

# 岩鼻 PC トラスの設計と施工 (1)

## 設 計 編

町 田 富 士 夫\*  
 宮 坂 慶 男\*\*  
 小 須 田 紀 元\*\*\*  
 小 林 栄 次 郎†

### 1. 概 要

日本国有鉄道では、コンクリート橋の長大化に関する研究を進めているが、本研究の一環としての高強度コンクリートの研究開発が進み、設計基準強度  $\sigma_{ck}=800 \text{ kg/cm}^2$  のコンクリートの実用化の目途が付いたので、高強度コンクリートの実橋への応用として PC トラスが選ばれたものである。

トラス部材として普通強度のコンクリート部材を使用する場合は、部材重量が大きくなり部材の組立架設に大きな障害となることが予想されるので、高強度コンクリートを使用することにより、重量を軽減することが設計施工上有利となる。また、現状では、 $\sigma_{ck}=800 \text{ kg/cm}^2$  のコンクリート部材は工場で良好な品質管理のもとで製作せざるを得ないが、PC トラスは、プレキャストブロックに分割しやすいので、この点、高強度コンクリートの使用に適している。

岩鼻 PC トラスの架設地点は、山陽新幹線広島車両基地の入出庫線（単線）が道路と交差する地点（広島市矢

賀町）である（図-1）。

設計施工については、日本鉄道施設協会に調査研究を委託し、東大名譽教授国分正胤博士を委員長とする専門委員会を設け、設計施工に関する指針が審議された。

なお、本橋の設計施工管理は国鉄広島新幹線工事局が担当し、設計は八千代エンジニアリング（株）が、施工はオリエンタルコンクリート（株）が担当し、昭和 48 年 11 月竣工したものである。

### 2. 設 計

#### (1) 設計方針についての調査検討

本橋梁は橋長 46.3 m、スパン 45.0 m の単線鉄道橋である。桁下空頭の関係で、下路形式とせざるを得ないので、PC 下路トラスを前提として、詳細設計に先立ち、次のような問題について検討を行った。

- 1) トラスの構造形式
- 2) 床組構造
- 3) 構造解析上、格点の剛性の評価
- 4) プレキャストブロックの分割
- 5) 格点の構造
- 6) 耐震構造
- 7) 施工法

また、超高強度コンクリートを使用し、桁の軽量化を計ること、プレキャストブロック工法を採用することにより、施工の急速性、省力化を計ることを基本方針とした。

本橋の一般図を 図-2 に示す。

**a) トラスの形式** トラスの形式は 図-3 a~f に示すように種々の形式が考えられるが、コンクリート部材を使用する場合、鋼トラスと比較して、部材重量が大きいことと、部材の接合が難しい点に、特別の配慮を必要とする。

上記の特性より考えられることは、部材の接合部をできるだけ簡素化すること、すなわち、接合部が 1 箇所集中しないことが望ましい条件となる。また、部材重量が大きいので、部材数が少ないことが、トラスの組立て

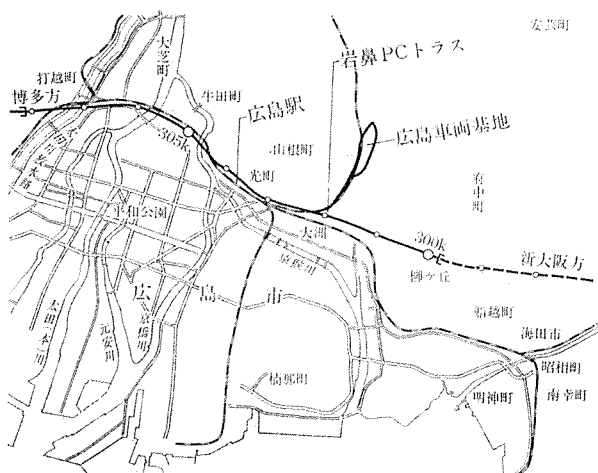


図-1 位置図

\* 国鉄下関工事局長

\*\* 国鉄構造物設計事務所主任技師

\*\*\*

† 八千代エンジニアリング株式会社

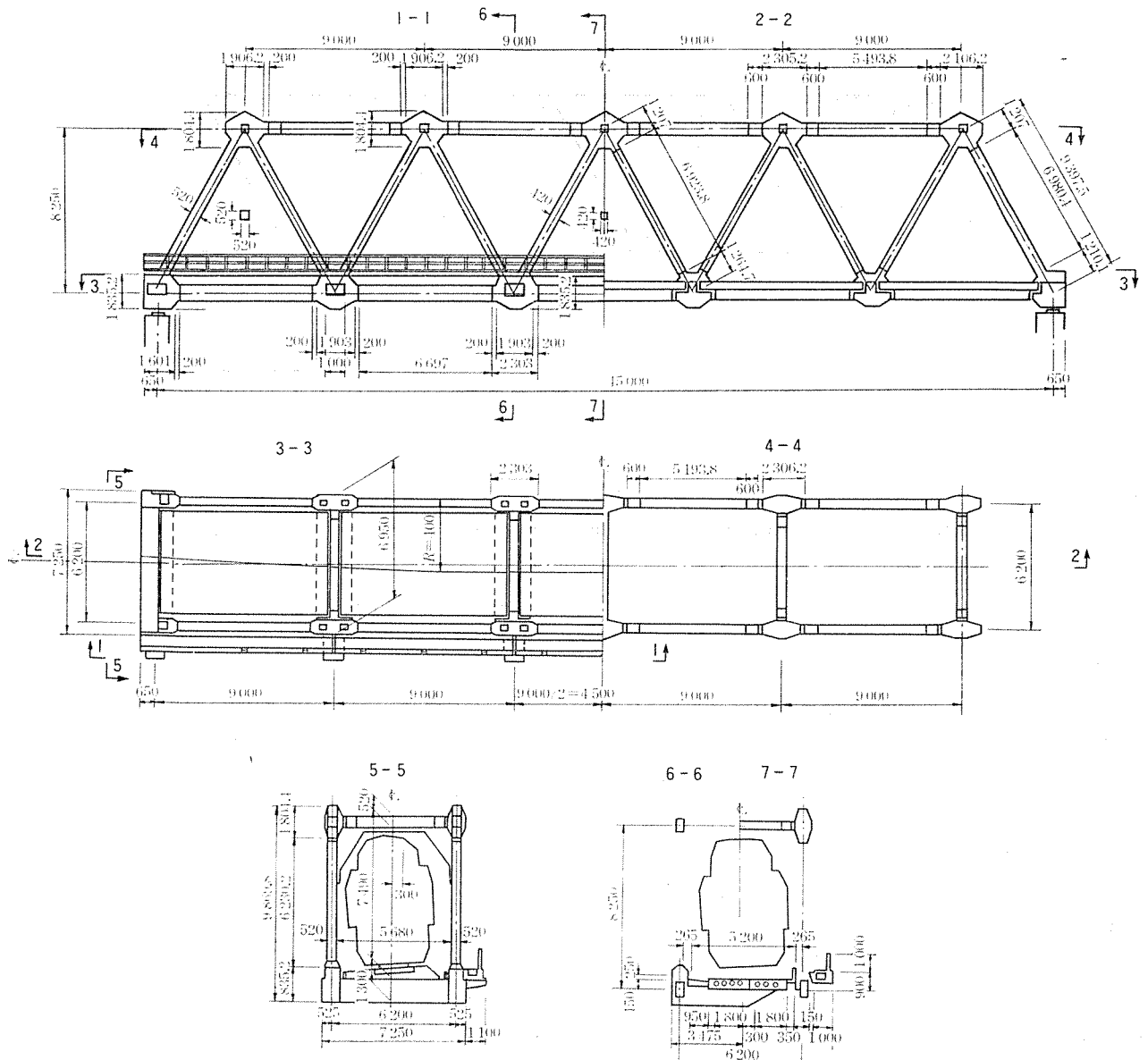


図-2

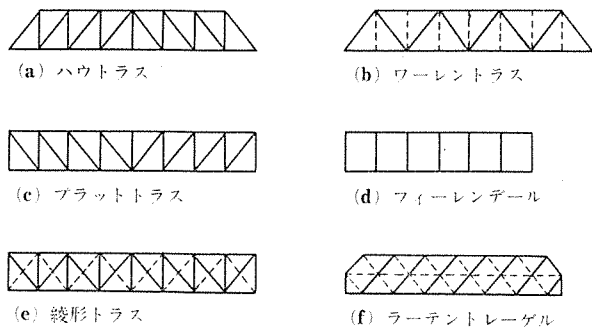


図-3

を急速に行う上で望ましい。

コンクリート部材を使用する場合、部材数を多くして部材で受持つ断面力を小さくしても、構造上から、部材寸法の下限值には制限があり、部材重量は、それほど小さくはならない。

以上の点から、垂直材のないワーレントラスが、最も望ましい形式で、ついで、ハウトラスが、望ましい形式と考えられる。

上記の観点から考えると、プラットトラスはハウトラ

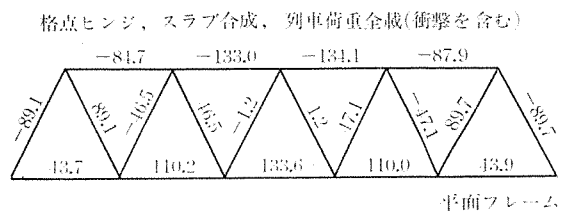


図-4 ワーレン形式とハウ形式の比較(軸力) t

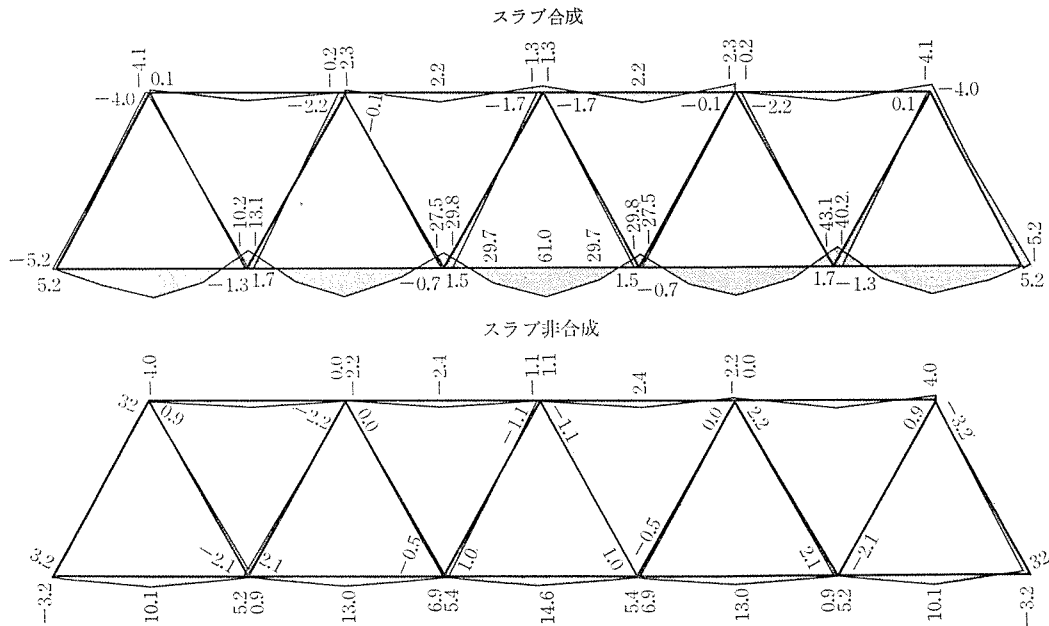


図-5 スラブ各成と非合成の比較 (曲げモーメント) t·m  
スラブ合成, 格点剛結, 荷重 自重+静+列車 (全載)

スと同一の条件となるが、プラットラスでは斜材が引張部材であり、ハウトラスでは、鉛直材が引張部材となるので、施工上ハウトラスが有利であると考えた。

経済性を検討する意味で、ワーレントラスとハウトラスについて、列車荷重全載の場合の断面力の比較を行った。この結果は、図-4 に示すように大差がない。

したがって、個々の部材寸法は、両者、同寸法とせざるを得ないことになり、部材数の少ないワーレントラスが、経済的にも有利であると判定した。

**b) 床組構造について** コンクリート下路トラスの床組構造には、1 格間ごとに単純桁を渡す構造 (スラブ非合成構造) と、下弦材、横桁、スラブを一体とする構造 (スラブ合成構造) の 2 種が考えられる。

スラブ合成構造は、トラス部材とスラブが、協同作用をするため、構造的には有利であり、また、レールベース桁下間の距離も小さくとれる点がこの構造の利点である。

欠点としては、コンクリートの乾燥収縮、クリープによる 2 次応力の解明が難しい点と、下弦材に大きな曲げモーメントとねじりモーメントが作用する点である。

スラブ非合成構造は、スラブ桁がトラス本体と分離された構造なので、トラス本体に対しては、スラブ桁は荷重として作用し、トラス本体と協同作用はしない。

またトラス全体の耐震を考える場合、スラブ桁の横剛性を加算するためには、スラブ桁を連続桁とするなど特別な配慮が必要となる。

レールレベルも、スラブ合成構造とする場合より高くなる。

この構造の利点は、スラブ桁をプレキャストしておくので急速施工に適していることと、構造が力学的にシンプルなので、構造解析結果の信頼度が高い。

上述のとおりスラブ合成構造には、多くの利点があるが、岩鼻トラスの場合は、鉄道橋として初めての構造なので安全度の確認が比較的容易な、スラブ非合成構造を採用することにした。今後スラブ合成構造における問題点であるクリープ、乾燥収縮による 2 次応力の解明、下弦材に生ずる曲げモーメント、ねじりモーメントに対する対策等の研究を進め、今後の PC トラスにはスラブ合成構造を採用したいと考えている (図-5)。

**c) 格点部の剛性評価** コンクリートトラスの格点部は、弾性固定と考えるのが、構造上妥当であると考えられるが、固定度の査定には、現在のところ確信できる方策はない。そこで格点をピン結合と仮定した場合と、完全剛結と仮定した場合について、部材断面力を試算し、試算結果から剛度の判定をすることにした。この結果は図-6 に示すように、軸力に関しては、両者の間に大差はない。格点モーメントについては完全剛結で最大となり、曲げモーメントの方向は、固定度によって反転することはないので、完全剛結として解析すれば、大きな断

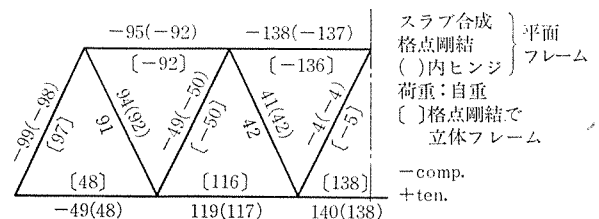


図-6 格点状態の比較 (軸力)

面力に対して設計することになるので、安全側の設計となる。

上記の理由により、本橋の断面力解析は、格点完全剛結として行うことにした。

**d) プレキャストブロックの分割** トラスをプレキャストブロックに分割する方法は図-7に示すように、数種の分割が考えられる。

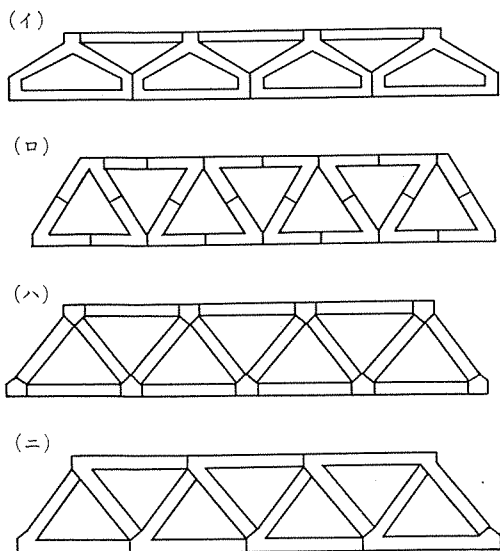


図-7 格点接合の種類(例)

プレキャストブロックの分け方は、設計および施工に関する配慮の上に決定されるべきである。

施工上からは、ブロック重量が平均的であること、部材が重量および形状の面で取扱いやすいこと、部材の運搬に無理がないこと等がブロック選定の基準と考えられ、応力上からは、ブロック接合部に大きな応力変動がないことが選定の基準となる。図-7のなかで、イ)は部材重量が大きくなる点に難点があり、ロ), ニ)は、部材重量が大ききこと、部材形状が不安定な形であり、部材の取扱い運搬等が難しい。ハ)は、部材重量が比較的小さいこと、部材形状が、部材運搬、取扱いに適しているもので、本橋では、ハ)を採用することにした。応力変動最小の点は、部材中央であるが、この点にブロック接合部を持ってくると、ブロック形状が、取扱いにくいものとなるので、部材の取扱いを重視し、ハ)を採用することにしたものである。なお、スラブ桁もプレキャスト桁として工場製作することにした。

**e) 格点の構造** コンクリートトラスの格点部には、部材力が集中する外、曲げモーメントも生じ、複雑な応力状態となる。

また格点隅角部には、応力集中が考えられるので、格点部の設計には特別な配慮が必要である。

格点部には、斜材および横材のPCケーブル定着端が

集中し、補強筋も輻輳するほか、超高強度コンクリートを使用するので、施工性について特別な検討を必要とした。

そこで、格点部の補強方法、施工方法を検討するため設計に先立ち、格点部の光弾性試験、格点部の打込試験を行った。

1) 格点の光弾性試験：隅角部の応力集中を防ぐためには、部材厚の2/3以上の曲線半径の曲線を隅角部にそう入する必要があるとされている。本橋の設計においても、基本的にはこの意見によることにしたが、格点の形状が、立体的に複雑な形状であるので、隅角部に曲線をそう入することは、型枠の製作、組立、鉄筋の配置が難しくなると考え、図-8に示すように円曲線の接点間を直線で結ぶ形状を基本形状に選ぶことにした。

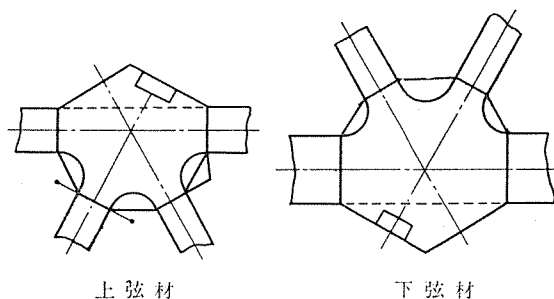
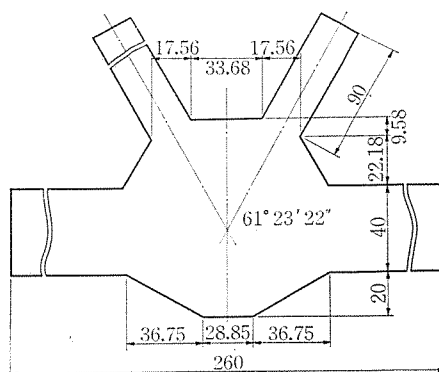
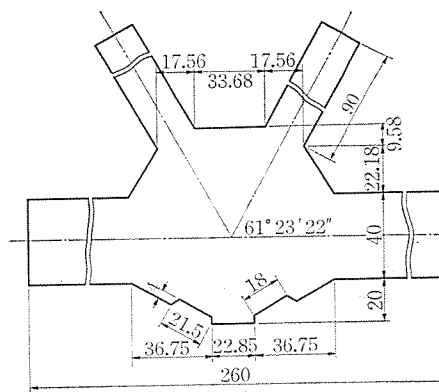


図-8 格点部の形状



試験片 a



試験片 b

図-9

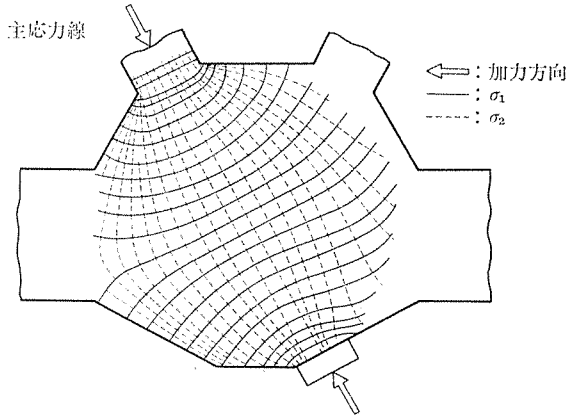


図-10 a-1 実験番号 1 主応力線

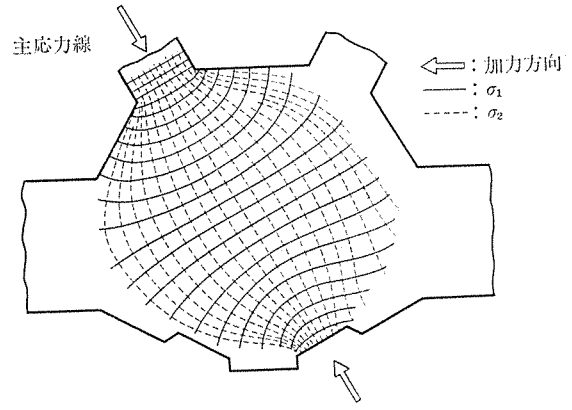


図-10 a'-1 実験番号 1 主応力線

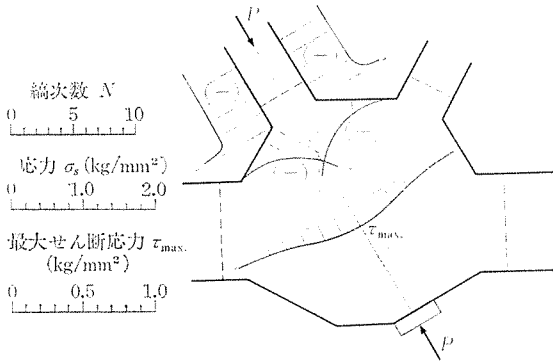


図-10 a-2 応力図

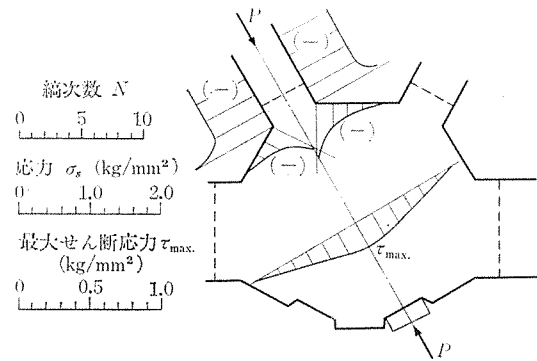


図-10 a'-2 応力図

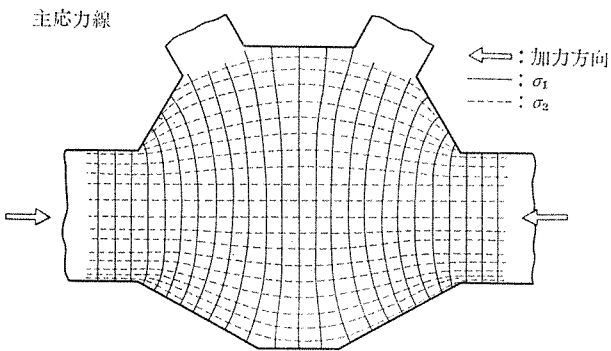


図-10 b-1 実験番号 2 主応力線

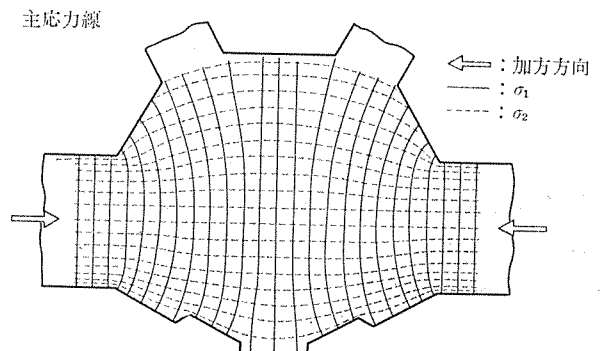


図-10 b'-1 実験番号 2 主応力線

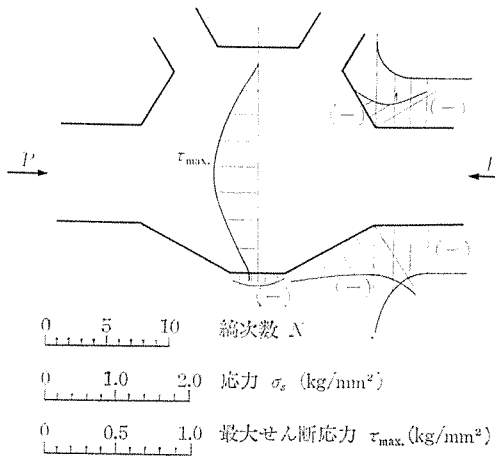


図-10 b-2 応力図

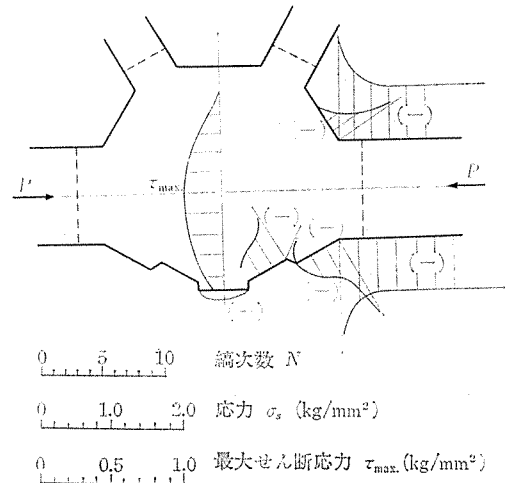


図-10 b'-2 応力図

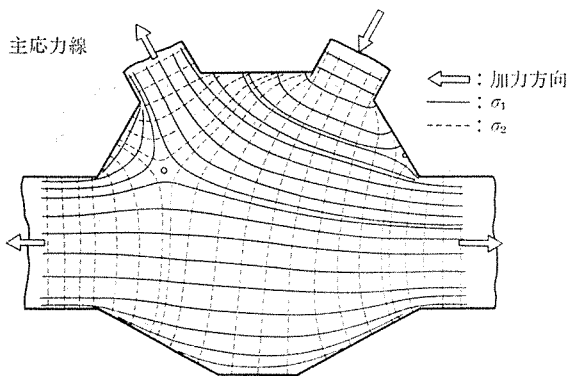


図-10c-1 実験番号 3 主応力線

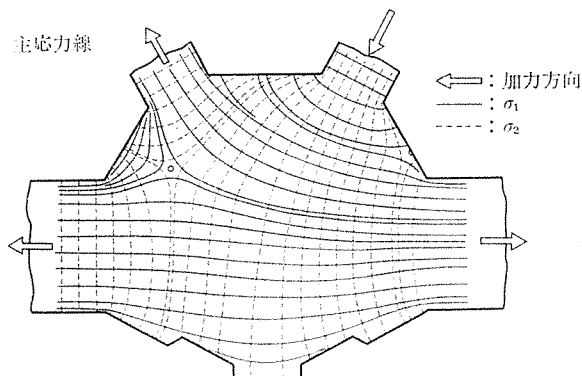


図-10c'-1 実験番号 3 主応力線

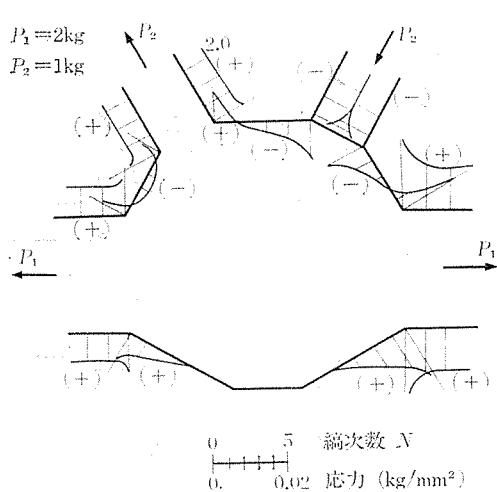


図-10c-2 応力図

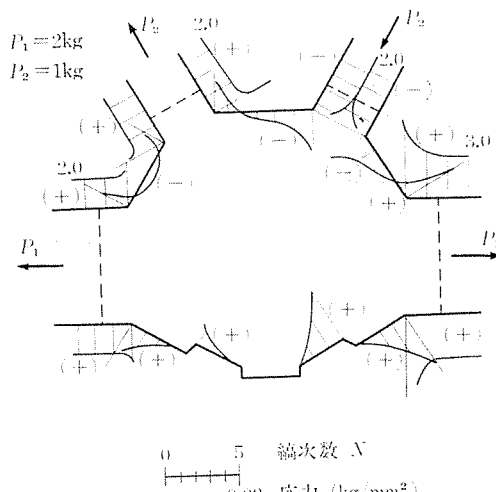


図-10c'-2 応力図

光弾性試験は、この格点形状としたときの、主応力の流れおよび隅角部の応力集中の程度を知ることが目的として行った。

本試験の試験片は、側面形状寸法を、実施格点の 1/20 とし、厚さ  $t=6.4$  mm の DIALLYL-PHTHALATE 板および  $t=6.3$  mm の EPOXY 板を用いた (図-9)。

また、試験片は、PC ケーブル定着部切欠きを考慮したものと、切欠きのないものとの 2 種とした。

EPOXY 板の試験片は、実験 3、実験 4 に用いたものである (表-1)。

実験 3、実験 4 は、荷重が複雑なので凍結法によったが、このため、特に EPOXY 板を使用した。

実験 1~4 に関する主応力線および周辺応力図を 図-10 に示す。主応力の流れは、あらかじめ予想されたことではあるが、局部載荷される支圧材中の主応力の流れに類似している。

隅角部の応力集中に関しては、このように鈍角のハンチ (120 度) を付けても完全に防ぐことは不可能である。しかし応力集中の程度は、図-10 にみるとおり、定常部の 1.5~2 倍程度であり、コンクリーのクリープによる応力緩和を考慮すれば実用上危険はないと判断した。

PC トラスの格点部は荷重による応力度を消去するようにプレストレスを与えるので、引張応力に関しては、活荷重載荷時の隅角部の応力は小さくなると考えることができる。したがって、下弦材格点の応力はプレストレス導入時に最大となり、活荷重載荷時に最小となるはずである。

圧縮応力度に関しては、設計荷重時に最大となるが、列車荷重による応力度は主荷重応力の約 1/3 であるので、列車荷重による応力集中の影響は小さいと考えてよい。

格点内の補強鉄筋は、最大圧縮応力が生ずる状

表-1 載荷組合せ

実験 1	
実験 2	
実験 3	
実験 4	
実験 5	
実験 6	
実験 7	
実験 8	

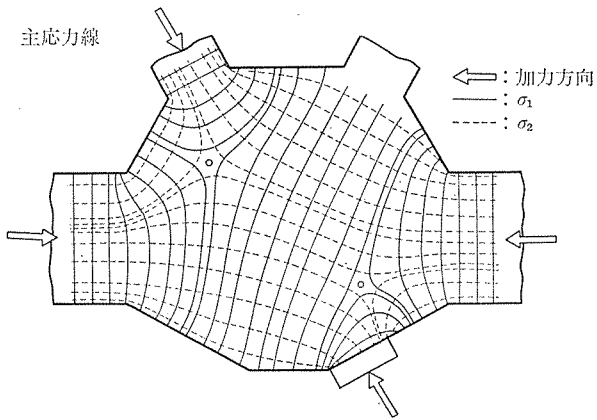


図-10 d-1 実験番号 4 主応力線

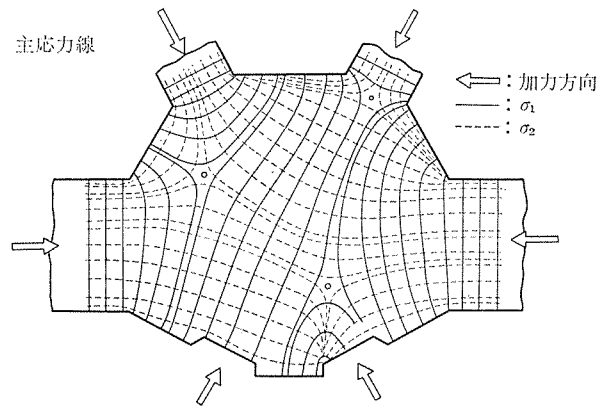


図-10 d'-1 実験番号 4 主応力線

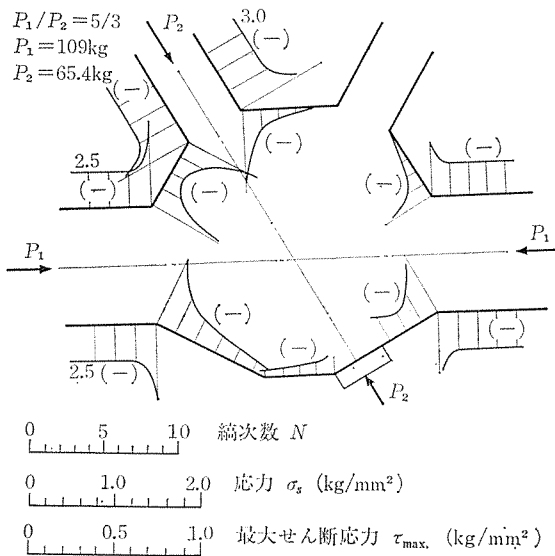


図-10 d-2 応力図

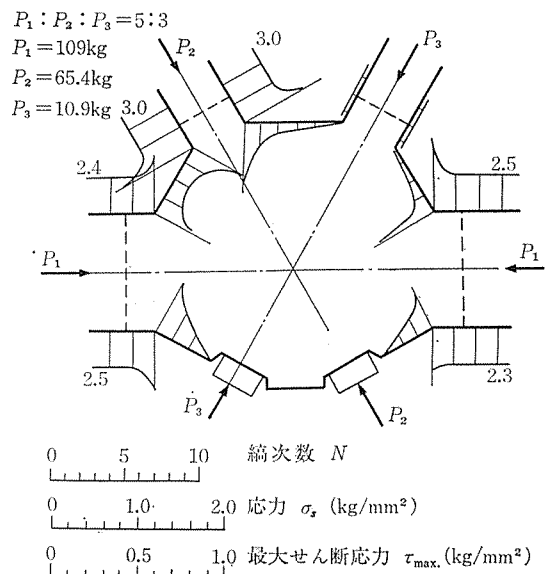


図-10 d'-2 応力図

態に対して算定すればよい。

また格点の応力分布は、支圧応力に関する補強鉄筋の算式に従えばよい。

2) 格点の打込試験：前述のとおり格点は、その形状が複雑であり、かつ、補強筋および、PCケーブルがさくそうして配置されるので、施工性について検討するた

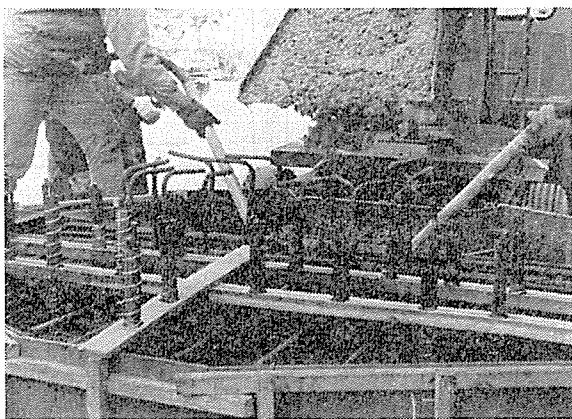


写真-1 格点部の打込試験

め、実橋と同寸法の格点について、コンクリートの打込試験を行った。

試験は型枠の建込み、鉄筋、シースの組立に関する施工性の検討、コンクリートの打込まれ状況を検討することを目的とした。

試験は、2回行い、第1回の試験により、施工性に関する問題点を摘出し、不具合な点を改良し第2回の打込試験を行った(写真-1)。

それぞれ、コンクリートの打込まれた状態の確認は、コンクリート打設後2時間経過した後、型枠を取外し、コンクリートの行き渡り状態を調査した。第2回試験では、ワイヤブラシで表面のモルタル分を除去し、水洗いを行って粗骨材の分布状況を調査した。

表-2 振動機の性能

呼び名	公称棒径	回転数 (rpm)	出力 (W)	振動数 (rpm)
BM-45	45	2850~3450	500	9000~12000

表-3 コンクリート示方配合

粗骨材 最大寸法 (mm)	スラブ の 範 囲 (cm)	空気量の 範 囲 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	水 W (kg)	セメント C (kg)	細骨材 S (kg)	粗骨材 G (kg)	混 和 剤 マイディ 150 (kg)
20	7~13	—	25	40	138	550	692	1080	8.25

第1回の試験の結果鉄筋量があまりに多量であり、鉄筋の組立、コンクリートの打込みが難かしいことが、指摘された。このほか、鉄筋組立上、鉄筋の形状にやや不都合な点が認められた。

第1回の試験体の補強鉄筋量は、格点に集まるすべての部材に対してそれぞれ独立に補強鉄筋を算定し、それぞれの方向に対する必要鉄筋量を配置したものであった。

このような補強鉄筋の配置は安全側ではあるが、過大な補強となるので、第2回の試験体の補強鉄筋は、格点に各部材方向から働く圧縮力によって生ずる主引張力の合成力に対して配筋するものとし、その鉛直分力、水平分力に対して、その必要量を配筋した。この結果鉄筋量は83%に減少した。

また閉合筋は鉄筋組立上大変不都合なので、できるだけなくすことにした。

第1回、第2回の試験の結果、コンクリートの施工性は、良好とはいえないが、施工可能と判定でき、コンクリートの行き渡り状態は十分であり、骨材の分離現象は認められなかった。

実橋における配筋は第2回試験による考え方で行うことにした。

コンクリートの締め固めは、棒形振動機を用い、第1回試験では2台、第2回試験では3台使用した。

振動機の性能を表-2に、コンクリート配合表を表-3に示す。なおスラブは第1回試験10.4cm、第2回試験7.5cmであった。

(2) 構造一般

(1)における検討の結果、構造形式を、スラブ非合成ワーレントラスとし、スラブ桁としてホロースラブ桁を採用した。

プレキャストブロック接合部には目地が必要である

表-4 目地の種類

目地の条件	目地の種別	目地の補強構造	目地の補強構造
格点と下弦材	樹脂目地	PC	12-φ8ケーブル
格点と斜材	樹脂目地	PC	OSPA 75A
格点と上弦材	コンクリート	RC	鉄筋
格点と下横構	コンクリート	PC	φ29 PC鋼棒
格点と上横構	コンクリート	PC	φ29 PC鋼棒

が目地の種類を表-4のように定めた。

目地の種類の選定は、施工法と深いかかわりがあるが本橋の設計で想定した、施工順序は次のとおりである。

1)  $\sigma_{ck}=800 \text{ kg/cm}^2$  のコンクリートを使用するた

表-5 部材の補強一覧表

	断面寸法 (mm)	補強鋼材	補強ケーブル数	導入緊張力 (t)
下弦材	450×800	12-φ8	10	635
上弦材	500×600	RC		
端斜材	520×520	RC		
中間斜材	420×420	OSPA 75A	6, 2 4, 1	380, 127 254, 63.5
端横桁		φ29	15	726
中間横桁		φ29	20	970.5
端横構	500×500	φ29	4	174
中間横構	400×400	φ29	2	97
スラブ桁	1800×450	φ23	18	480.6

表-6

1. スパン: 45000 m 2. 曲線半径: 400 m 3. 列車荷重: NP-19  
4. 衝撃係数:  $i=0.451$  5. 材料強度  
a. コンクリート

項 目	トラス主構		床構造 プレキャスト版	
	プレキャスト	現場打		
設計基準強度(kg/cm <sup>2</sup> )	800	600	500	
プレストレス導入時強度(kg/cm <sup>2</sup> )	680	510	425	
許容応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )	曲げ圧縮(プレ導入時)	270	230	200
	“(設計荷重時)	205	175	150
	曲げ引張(プレ導入時)	-20	-19	-18
	“(設計荷重時)	0	0	0
	斜引張(設計荷重時)	13 (18)	11 (16)	10
	“(破壊荷重時最大値)	71 (83)	66 (78)	48
“(破壊荷重時許容値)	32 (38)	27 (33)	24	

注: ( ) 内の数字はせん断力とねじりによる応力

b. PC鋼材

項 目	SWPR 1	SWPR 1	SBPR95/110	
	12-φ8mm	18-φ7mm	φ29mm	
引張強度(kg/mm <sup>2</sup> )	155	165	110	
降伏点応力度(kg/mm <sup>2</sup> )	135	145	95	
許容応力度 (kg/mm <sup>2</sup> )	設計荷重時	93	99	66
	プレストレスング中 プレストレス導入直後	122	131	86
レラクセーション(%)	5	5	3	



- め、プレキャスト部材は工場で製作する。
- 2) トラスの組立は足場上で行う(全足場式施工)。
- 3) 下弦材, 下格点, 横桁を支保工上に, 梯子状に組立てる。
- 4) スラブ桁を梯子状の床組の上にならべる。
- 5) 斜材を建込む。
- 6) 上格点を取付ける。
- 7) 上弦材, 上横構を組立てる。
- 8) 支保工撤去。

下弦材と格点, 斜材と格点の接合を樹脂目地としたのは, トラスの閉合組立精度の確保と組立て後直ちにプレストレスを導入して閉合部材を自立させる目的のために樹脂接合としたものである。

上弦材と格点間の目地は, トラス組立の施工誤差をこの部分で調整しようと考えたものである。

端横桁はプレキャストブロックとせず, 場所打ちとしたが, これは, 地震時水平力の分散と落橋防止を兼ねたストッパーの据付位置の精度確保と周辺の補強が充分に行われるよう配慮したものである。

横桁および, 上横構の目地は, 部材製作上, 目地のかん合精度を確保することが難かしいので, コンクリート目地とした。

また, 上弦材は圧縮部材であるのでRC構造とした。部材寸法および補強ケーブルの種類を表-5に示した。斜材のプレストレスは, 部材が短いこともあり, PCケーブルを緊張定着した際の鋼材のめり込みの影響が大きいため, ナットによる定着のできる OSPA 75 A を使用することにした。

端斜材については, 不慮の事故に備えて, 他の斜材より太くし, 部材内部を鉄骨構造とし補強を行った。

不慮の事故とは, 車両の脱線衝突といった事故を想定したもので, 端斜材が折損するようなことがあれば, 落橋のおそれが大きいためである。

地震荷重に対しては, 橋門部に鉄骨構造の橋門構を設けることにした。

また, スラブ桁のはね上り防止の意味で, 横桁とスラブ桁とは, アンカーボルトで連結し, スラブ桁と下弦材との相対的な伸縮が生じたときの応力変動に備える目的で, スラブ桁を全長にわたって結ぶPCケーブルをスラブ桁中に配置した。なおスラブ桁と横桁との桁間目地には空げきを設けない構造とし, 横剛性の増大をはかった。

### (3) 設計条件

本橋の設計条件を表-6に示す。

衝撃係数は, スラブ桁  $l=7.86$  m に対する値を用いた。

温度応力は, 上下弦材間に  $15^{\circ}\text{C}$  の温度差を考慮した。

その他の荷重については, 建造物設計標準によった。設計震度は  $0.2$  とした。

### (4) 設計断面力

設計断面力および設計応力度を表-7, 8に示す。架構部の断面力は, 立体フレーム解析によった。

合成応力度の一覧表を表-9に示す。

### (5) 特別な検討

**a) 圧縮部材の座屈の検討** トラス部材は大きな圧縮力を受けるので座屈についての検討を行った。

検討計算の結果を表-10に示す。

この結果, 座屈に関する安全度は, いづれの計算式を用いる場合においても, 3以上となる。

本計算に用いた計算式は下記のとおりである。

式① Euler の長柱式

$$P = \frac{\pi^2}{l^2} EI$$

$P$ : 座屈荷重

$I$ : 部材の断面2次モーメント

$E$ : 弾性係数

$l$ : 部材長

式② Engesser, Karman 式

$$P = \frac{\pi^2 T_K I}{l^2}$$

$T_K$ : 等値弾性 (Engesser の係数)

$$T_K = \frac{4ET}{(\sqrt{E} + \sqrt{T})^2}$$

$$T = \frac{E}{3}, \quad E = 37 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

式③ Navier

$$N = \frac{\sigma_c}{1 + \alpha \lambda^2} A$$

$\sigma_c$ : コンクリート圧縮強度

$A$ : 断面積

$\alpha$ :  $0.00005$

$$\lambda = \frac{l}{r}$$

**b) 衝突荷重に対する補強** トラス構造の支点反力の大部分は端斜材をとおして支承に伝達される。このため端斜材が破壊することは, 橋梁そのものの破壊と考えなくてはならない。

本橋梁においては, 端斜材の断面は, 中間斜材よりも一辺が  $0.1$  m 大きいものとし, なお過大な衝撃的荷重が作用しても切損することがないように, 部材中に鉄骨を埋込み補強した。

この補強は, 列車が傾いて斜材部分に倒れかかるよう

表-7 断面力および応力度部材断面力表

部 材 荷重種別	部 材 ①			部 材 ②			部 材 ③			部 材 ④		
	軸 力 (t)	My (t・m)	Mz (t・m)	軸 力 (t)	My (t・m)	Mz (t・m)	軸 力 (t)	My (t・m)	Mz (t・m)	軸 力 (t)	My (t・m)	Mz (t・m)
自 重 (D <sub>0</sub> )	-119.2	-2.758	0	87.0	2.93	0.754	-74.4	0.332	-0.459	115.8	-3.46	-0.013
	-119.2	6.160	0	86.0	0.77	-0.106	-73.8	0.485	-0.038	115.8	3.79	0.007
	-119.2	-2.96	0	85.0	-4.39	-0.966	-73.2	-1.279	0.383	115.8	-4.15	0.026
静 荷 重 (D <sub>1</sub> )	-177.2	4.26	1.348	127.5	2.25	3.19	-125.8	0.637	-0.064	180.5	2.16	-0.473
	-177.2	4.24	-0.162	127.5	0.22	0.76	-125.8	-0.029	0.146	180.5	2.12	-0.271
	-177.2	4.23	-1.671	127.5	-1.81	-1.68	-125.8	-0.696	0.355	180.5	2.08	-0.070
電 車 線 荷 重 (T <sub>R</sub> )	-0.851	0.002	0.017	0.932	-0.001	-0.170	-0.597	-0.008	-0.033	108.5	-0.020	-0.004
	-0.851	0.014	0.001	0.932	0.010	-0.059	-0.597	-0.003	-0.016	108.5	-0.035	-0.027
	-0.851	0.026	-0.015	0.932	0.021	0.052	-0.597	-0.002	0.001	108.5	-0.051	-0.051
列 車 荷 重 (L <sub>i</sub> )	-153.5	3.710	0.909	108.7	2.037	2.847	-107.3	0.564	-0.159	155.8	1.895	-0.334
	-153.5	3.724	-0.113	108.7	0.210	0.776	-107.3	-0.029	0.227	155.8	1.833	-0.185
	-153.5	3.732	-1.135	108.7	-1.617	-1.294	-107.3	-0.623	0.613	155.8	1.777	-0.036
主 荷 重 (M)	-450.3	5.99	2.12	323.0	7.85	6.65	-307.3	1.748	-0.678	452.1	1.381	-0.856
	-450.3	15.09	-0.26	322.1	1.83	1.40	-306.6	0.424	0.346	452.1	8.290	-0.429
	-450.3	5.97	-2.64	321.1	8.20	-3.84	-306.0	-2.830	1.370	452.1	0.022	-0.004
ク リ ー プ (C <sub>R</sub> )	-0.366	0.977	-0.136	-0.153	0.636	-0.142	0.326	0.225	0.004	0.037	0.781	-0.037
	-0.363	0.976	0.016	-0.153	0.128	-0.024	0.326	-0.002	0.011	0.037	0.549	0.019
	-0.363	0.974	0.167	-0.153	-0.380	0.095	0.326	-0.228	0.019	0.035	0.317	0.076
乾 燥 収 縮 (S)	0.011	0	0	0.001	0	0.002	-0.002	0	0.001	0.002	0	0
	0.008	0	0	0.002	0	0	-0.001	0	0	0.002	0	0
	0.008	0	0	0.002	0	0.002	-0.001	0	-0.001	0.002	0	0
車 両 横 荷 重 (Y)	12.5	0.028	-0.426	1.317	0.046	-0.482	-1.920	0.008	-1.406	5.916	0.015	2.227
	12.5	0.022	0.128	1.317	0.001	0.418	-1.920	-0.002	0.032	5.916	0.006	1.156
	12.5	0.016	0.681	1.317	-0.044	4.086	-1.920	-0.012	1.470	5.916	-0.003	0.086
風 荷 重 (W)	33.3	-0.102	-4.145	-3.379	0.147	-16.162	0.353	-0.009	-2.916	5.728	-0.085	3.571
	33.3	-0.120	1.610	-3.379	0.023	-1.597	0.353	-0.006	0.006	5.728	-0.081	3.081
	33.3	-0.138	-0.736	-3.379	0.102	-12.968	0.353	-0.003	2.927	5.728	-0.077	0.444
制 動 また は 始 動 (B)	-11.07	0.079	-0.332	-0.016	-0.050	-0.090	-0.005	0.027	-0.027	0.031	0.035	-0.010
	-11.07	0.072	0.005	-0.016	0.015	-0.014	-0.005	0.005	0.006	0.031	0.027	0.005
	-11.07	0.065	0.342	-0.016	0.079	0.061	-0.005	-0.016	0.040	0.031	0.020	0.019
温 度 変 化 (T)	0.242	1.245	0	-0.218	-0.217	-0.413	0.212	0.036	0.110	-0.247	0.588	0.006
	0.242	1.275	0	-0.216	0.116	-0.088	0.212	0.047	-0.032	-0.243	0.613	-0.003
	0.242	1.294	0	-0.216	0.449	0.237	0.210	0.060	-0.173	-0.243	0.639	-0.009
静 荷 重 地 震 (E <sub>D</sub> )	105.2	-0.192	-1.797	-4.741	0.474	-54.29	-0.042	-0.005	-12.13	26.2	-0.172	13.236
	105.2	-0.249	1.481	-4.742	0.058	-4.35	-0.043	-0.018	0.25	26.2	-0.179	8.577
	105.2	-0.306	4.390	-4.742	-0.357	43.22	-0.043	-0.031	11.20	26.2	-0.187	0.720
列 車 荷 重 地 震 (E <sub>L</sub> )	30.933	0.078	-1.302	4.051	0.143	-14.788	-5.598	0.014	-5.742	15.33	0.022	4.619
	30.933	0.032	0.265	4.051	0.006	-1.135	-5.598	-0.005	0.106	15.33	0.011	2.593
	30.933	0.016	-1.832	4.051	-1.313	12.519	-5.598	-0.024	5.953	15.33	0.001	0.571
M+Y	-437.8	6.015	1.694	324.3	7.896	1.805	-309.2	1.756	-2.085	458.0	1.396	1.371
	-437.8	15.112	-0.131	323.4	1.333	0.984	-308.6	0.422	0.378	458.0	8.299	0.726
	-437.8	5.986	-1.958	322.4	8.926	0.163	-307.9	-2.838	2.840	458.0	0.019	0.082
M+B	-461.4	6.066	1.788	323.0	7.800	6.557	-307.3	1.775	-0.706	452.2	1.416	-8.66
	-461.4	15.162	-0.254	322.1	1.346	1.387	-306.6	0.430	0.352	452.2	8.321	-0.426
	-461.4	6.035	-2.296	321.1	-8.117	-3.872	-306.0	-2.843	1.410	452.2	0.042	0.015
M+W	-417.0	5.885	-2.024	319.7	7.997	-9.515	-306.9	1.739	-3.594	457.9	1.297	2.715
	-417.0	14.970	1.352	318.7	1.354	-0.195	-306.3	0.419	0.351	457.9	8.213	2.650
	-417.0	5.832	3.375	317.7	-8.297	9.125	-305.6	-2.829	4.297	457.9	-0.055	-0.449
M+B+T+S+C <sub>p</sub>	-461.1	7.311	1.788	322.8	7.582	6.146	-307.1	1.810	-0.596	451.9	2.003	-0.868
	-461.1	16.407	-0.254	321.8	1.462	1.300	-306.4	0.477	0.321	451.9	8.934	-0.421
	-461.1	7.279	-0.296	320.9	-7.667	-3.548	-305.8	-2.783	1.237	451.9	0.687	-0.005
M+T+S+E	-313.9	7.085	-4.977	322.1	8.248	-62.85	-316.7	1.793	-18.43	493.4	1.819	17.005
	-313.9	16.118	1.487	321.2	1.511	-4.18	-316.0	0.449	0.72	493.4	8.739	10.743
	-313.9	6.928	4.123	320.2	-8.235	52.13	-315.4	-2.822	18.35	493.4	0.474	1.277

上段：部材起点側端部，中段：部材中央部，下段：部材終点側端部

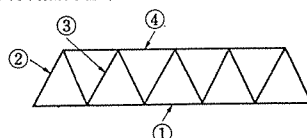
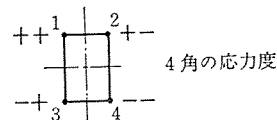


表-8 部材応力度表 (ton, kg/cm<sup>2</sup>)

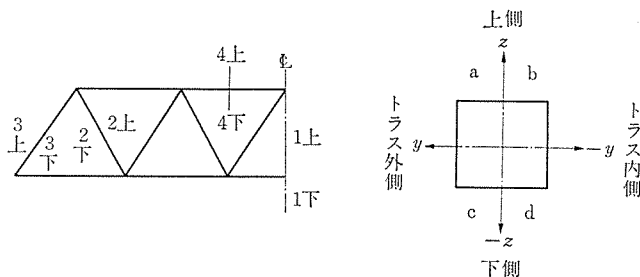
荷重種別	部材	部材 ①						部材 ②				部材 ③				部材 ④									
		A		B		C		A		B		C		A		B		C							
主荷重 (自重 + 静荷重 + 列車荷重)	$F/A$	-115.7		-116.7		-115.8		121.4		121.1		120.7		-173.6		-173.2		-172.9		144.4		144.4		144.4	
	$M_y/Z_y$	±11.5		±29.0		±11.5		±35.7		±6.0		±37.3		±14.6		±3.5		±20.1		±4.3		±25.9		±0.1	
	$M_z/Z_z$	±7.6		±0.9		±9.4		±30.2		±6.4		±17.5		±5.7		±2.9		±9.7		±3.3		±1.7		±0.0	
	1 2	-97	-112	-87	-86	-114	-95	187	127	133	121	141	175	-165	-153	-167	-173	-183	-143	145	152	169	172	144	145
3 4	-120	-135	-146	-144	-137	-118	116	56	121	109	66	101	-194	-183	-174	-180	-203	-163	137	143	117	120	144	144	
主荷重 + 車両横荷重	$F/A$	-112.5		-112.5		-112.5		121.9		121.6		121.2		-174.7		-174.3		-173.9		146.3		146.3		146.3	
	$M_y/Z_y$	±11.6		±29.1		±11.5		±35.9		±6.1		±40.6		±14.6		±3.5		±19.5		±4.4		±25.9		±0.1	
	$M_z/Z_z$	±6.1		±0.5		±7.0		±8.2		±4.5		±0.7		±17.4		±3.2		±19.5		±5.3		±2.8		±0.3	
	1 2	-95	-118	-84	-83	-108	-94	166	150	132	123	81	80	-177	-143	-168	-175	-174	-212	156	145	175	169	147	146
3 4	-107	-130	-142	-141	-131	-117	94	78	120	111	163	161	-207	-172	-174	-181	-134	-174	147	137	123	118	147	146	
主荷重 + 制動荷重	$F/A$	-118.6		-118.6		-118.6		121.4		121.1		120.7		-173.6		-173.2		172.9		144.5		144.5		144.5	
	$M_y/Z_y$	±11.7		±29.2		±11.6		±35.5		±6.1		±36.9		±14.8		±3.6		±23.7		±4.4		±26.0		±0.1	
	$M_z/Z_z$	±6.4		0.9		±8.2		±29.8		±6.3		±17.2		±5.9		±2.9		±11.8		±33.3		±1.6		±0.1	
	1 2	-101	-113	-90	-89	-115	-138	187	127	134	121	67	101	-165	-153	-167	-173	-185	-208	116	182	169	172	145	145
3 4	-124	-137	-149	-147	-99	-122	115	56	121	109	140	175	-194	-183	-174	-180	-137	-161	107	173	117	120	144	144	
主荷重 + 風荷重	$F/A$	-107.2		-107.2		-107.2		120.2		119.8		119.4		-173.4		-173.1		-172.7		146.3		146.3		146.3	
	$M_y/Z_y$	±11.3		±28.8		±11.2		±36.4		±6.2		±37.7		±9.5		±3.5		±13.6		±4.1		±25.6		±0.2	
	$M_z/Z_z$	±7.2		±4.8		±12.1		±43.3		±0.9		±41.5		±25.0		±2.9		±25.8		±10.4		±10.2		±1.7	
	1 2	-103	-126	-74	-83	-84	-108	113	200	125	127	123	40	-189	-139	-167	-172	-160	-212	161	140	182	162	144	148
3 4	-89	-111	-131	-141	-106	-130	41	127	113	115	199	116	-208	-158	-174	-179	-133	-184	153	132	131	110	145	148	
主荷重 + 制動荷重 + 乾燥収縮 + 温度変化 + クリーブ	$F/A$	-118.5		-118.5		-118.5		121.4		121.0		120.6		-173.5		-173.1		-172.8		144.4		144.4		144.4	
	$M_y/Z_y$	±14.1		±31.6		±14.0		±34.5		±6.6		±34.9		±15.1		±4.0		±23.2		±6.3		±27.9		±2.1	
	$M_z/Z_z$	+6.4		±0.9		±8.2		±27.9		±5.9		±16.1		-5.0		±2.7		±10.3		±3.3		±1.6		±0.0	
	1 2	-98	-111	-88	-86	-113	-96	184	128	134	122	70	102	-163	-153	-166	-172	-186	-206	147	154	171	174	147	146
3 4	-126	-139	-150	-149	-141	-124	115	59	120	108	139	172	-194	-184	-174	-180	-139	-160	135	141	115	118	142	142	
主荷重 + 温度変化 + 乾燥収縮 + 地震 (死荷重 + 列車荷重)	$F/A$	-80.7		-80.7		-80.7		121.1		120.8		120.4		-178.9		-178.5		-178.2		157.6		157.6		157.6	
	$M_y/Z_y$	±13.6		±31.0		±13.3		±37.5		±6.9		±37.4		±14.9		±3.7		±23.5		±5.7		±27.3		±1.5	
	$M_z/Z_z$	±17.8		±5.3		±14.7		±285.7		±19.0		±236.9		±153.6		±6.0		±152.9		±65.4		±41.3		±4.9	
	1 2	-85	-49	-44	-55	-53	-82	127	444	109	147	320	-154	-318	-347	-169	-176	-49	-355	229	98	226	144	164	154
3 4	-112	-77	-106	-117	-79	-109	-202	369	95	133	395	-79	-10	-40	-181	-188	-2	-308	217	87	172	89	161	151	
備考	プレストレス	147		147		147		0		0		0		203		203		203		0		0		0	
	許容曲げ圧縮応力度	—		—		—		205		0		0		—		—		—		175		0		0	

A: 部材起点側端部, B: 部材中央, C: 部材終点側端部



4角の応力度

表-9 合成応力度



				コンクリート応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )			
				a	b	c	d
下弦材	1-1	プレストレス導入時	プレストレス自重作用時	178 (178)	178 (178)	178 (178)	178 (178)
			自重作用時	159 (142)	159 (142)	135 (153)	135 (153)
		有効プレストレス作用時	プレストレス全静荷重作用時	151 (151)	151 (150)	147 (148)	147 (147)
			全設計荷重作用時	95 (94)	94 (83)	52 (62)	50 (52)
斜材	2-2	プレストレス導入時	プレストレス自重作用時	245 (245)	245 (245)	245 (245)	245 (245)
			自重作用時	207 (207)	206 (210)	197 (196)	190 (189)
		有効プレストレス作用時	プレストレス全静荷重作用時	202 (202)	202 (202)	202 (202)	202 (202)
			全設計荷重作用時	93 (103)	90 (96)	85 (76)	81 (63)
端斜材	3-3	自重作用時	36 (56)	35 (47)	29 (17)	28 (8)	
		全静荷重作用時	90 (122)	81 (97)	79 (67)	71 (38)	
		全設計荷重作用時	134 (187)	121 (128)	121 (116)	109 (57)	
上弦材	4-4	自重作用時	49 (24)	49 (24)	25 (50)	25 (50)	
		全静荷重作用時	114 (94)	114 (89)	76 (107)	74 (98)	
		全設計荷重作用時	173 (150)	170 (141)	120 (149)	118 (140)	

注：( ) 内の数値は各部材端における曲げ応力度

表-10 座屈荷重計算結果

	圧縮力 (t)	座屈荷重 (t)		
		① 式	② 式	③ 式
上弦材	460	4050	2170	1580
端斜材	325	2150	1150	1650
中間斜材	153	880	470	960

な場合に対して考慮したものである。

列車が脱線し端斜材に直接衝突するようなことも考えられるが、このような事故に対しては、護輪軌条で防護することにした。

c) プレストレスの変化に伴う2次断面力 コンクリートのクリープ乾燥収縮によって、部材のプレストレスは減少する。

この結果、トラス架構の断面力は変化する。

本橋では、この断面力の算定は、次のように行った。

まずプレストレス減少量を各部材ごとに、単純部材として計算し、この減少量に相当する軸力が各部材に外力として作用するとして、フレーム計算を行った。

(6) 安全度の検討

応力計算上、充分安全な設計は可能であるが、コンクリート構造としては初めての構造であること、樹脂目地を使用していること、格点の剛性が、部材に比較して非常に大きいこと等、設計計算に使用した計算モデルで、充分な近似がとれないと思われる面もあるので、計算精度の確認および破壊性状を検討する目的で、静的破壊試験を行った。

また部材接合部に樹脂目地を用いており、この部分に軸力および曲げモーメントの応力変動が生じ、疲労破壊をするおそれがあるので、格点部を取り出し、活荷重による応力変動に相当する応力変動をあたえ、疲労耐力を確認した。

a) 静的載荷試験

1) 試験体：実橋に対する部材寸法比を0.3とし、格間数を3とした(図-11)。

部材のコンクリート強度  $\sigma_{ck}=800 \text{ kg/cm}^2$  とした。

部材の接合目地は実橋の接合目地と同様に、下格点と下弦材、下格点と斜材の接合部は、樹脂目地とし、上弦

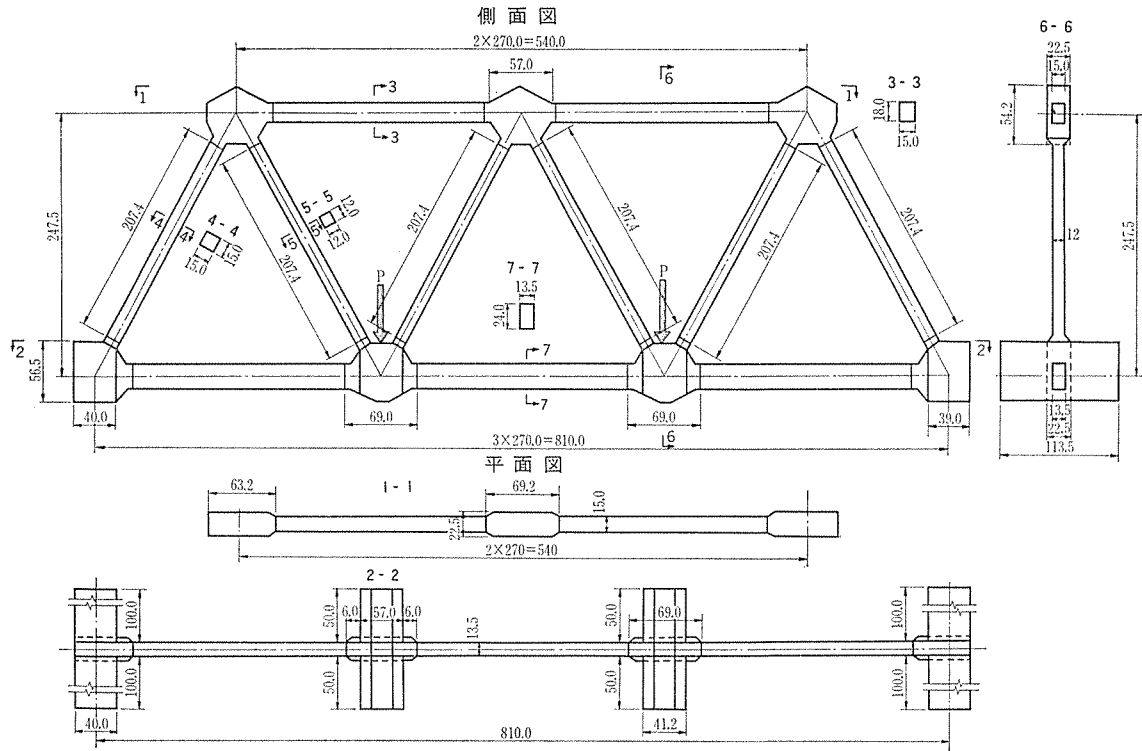
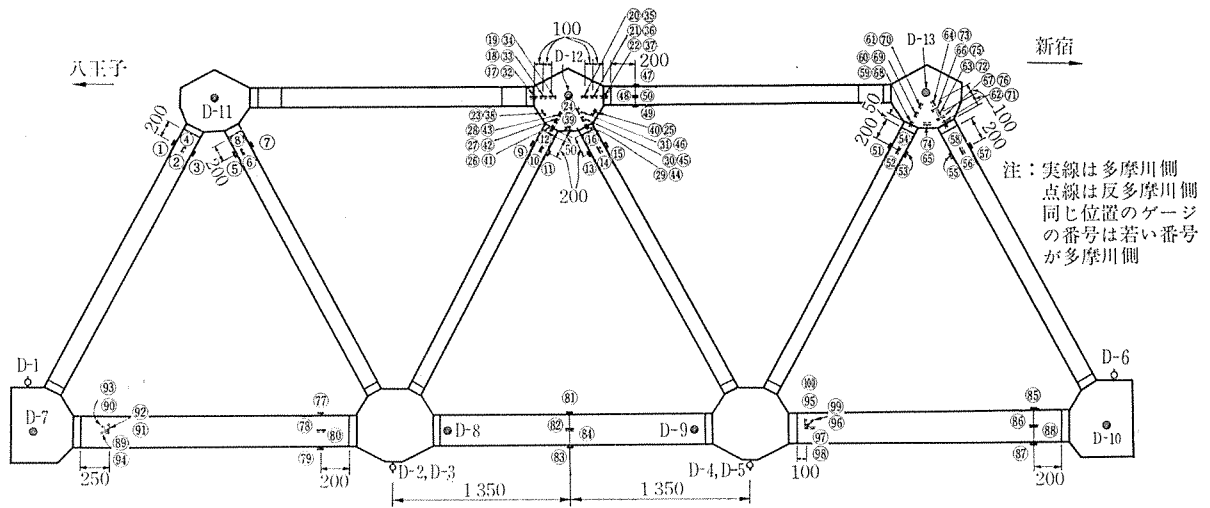


図-11 載荷試験桁



- |       |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |         |
|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|
| ① G-1 | ⑪ G-11 | ⑳ G-20 | ⑳ G-21 | ㉑ G-22 | ㉒ G-23 | ㉓ G-24 | ㉔ G-25 | ㉕ G-26 | ㉖ G-27 | ㉗ G-28 | ㉘ G-29 | ㉙ G-30 | ㉚ G-31 | ㉛ G-32 | ㉜ G-33 | ㉝ G-34 | ㉞ G-35 | ㉟ G-36 | ㊱ G-37 | ㊲ G-38 | ㊳ G-39 | ㊴ G-40 | ㊵ G-41 | ㊶ G-42 | ㊷ G-43 | ㊸ G-44 | ㊹ G-45 | ㊺ G-46 | ㊻ G-47 | ㊼ G-48 | ㊽ G-49 | ㊾ G-50 | ㊿ G-51 | ① G-52 | ② G-53 | ③ G-54 | ④ G-55 | ⑤ G-56 | ⑥ G-57 | ⑦ G-58 | ⑧ G-59 | ⑨ G-60 | ⑩ G-61 | ⑪ G-62 | ⑫ G-63 | ⑬ G-64 | ⑭ G-65 | ⑮ G-66 | ⑯ G-67 | ⑰ G-68 | ⑱ G-69 | ⑲ G-70 | ㉑ G-71 | ㉒ G-72 | ㉓ G-73 | ㉔ G-74 | ㉕ G-75 | ㉖ G-76 | ㉗ G-77 | ㉘ G-78 | ㉙ G-79 | ㉚ G-80 | ㉛ G-81 | ㉜ G-82 | ㉝ G-83 | ㉞ G-84 | ㉟ G-85 | ① G-86 | ② G-87 | ③ G-88 | ④ G-89 | ⑤ G-90 | ⑥ G-91 | ⑦ G-92 | ⑧ G-93 | ⑨ G-94 | ⑩ G-95 | ⑪ G-96 | ⑫ G-97 | ⑬ G-98 | ⑭ G-99 | ⑮ G-100 |
|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|

図-12 測定配置図

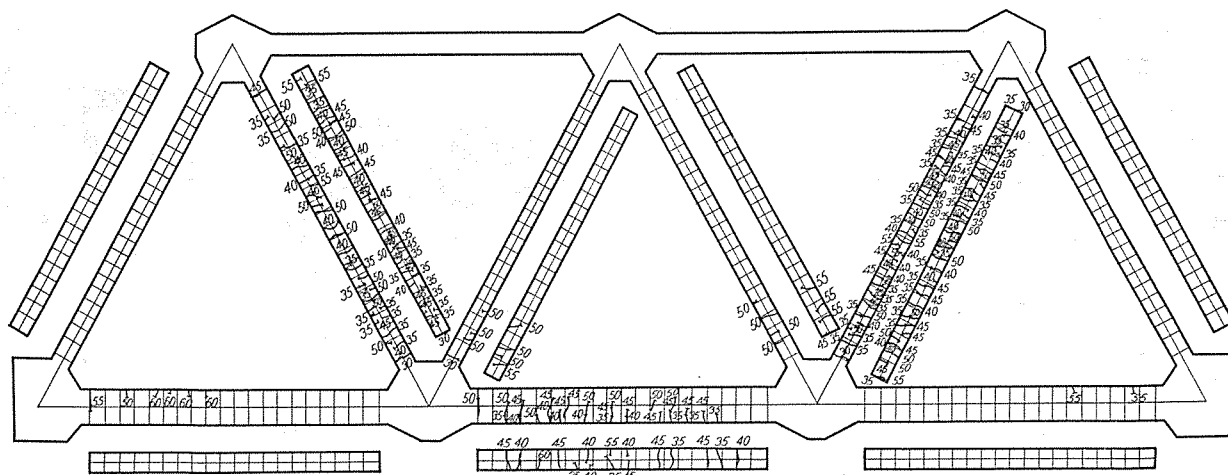


図-13 ひびわれ図(多摩川側側面および下面)

材と上格点の目地はコンクリート目地とした。

補強PC鋼材として、PC鋼棒  $\phi 13$  を使用し端斜材に1本、引張斜材に4本、中間斜材に1本、下弦材に6本使用した。上弦材はRC構造である。

2) 試験体の製作：試験体は、実橋の組立を想定し、実橋の組立に相似の方法で組立てた。トラス組立の順序は、

- i) 下弦材と下格点の組立、
- ii) 下弦材のプレストレス導入、
- iii) 斜材の建込 斜材は、一支点側より、他の支点方向に向かって、トラスの三角形を順次組立てた。
- iv) 斜材のプレストレス導入
- v) 上弦材のセット
- vi) 上弦材コンクリート目地のコンクリート打込み。

試験体の材料の諸性質およびコンクリートの示方配合、試験時コンクリート強度、弾性係数を表-11~13に示す。

3) 載荷および測定：荷重の載荷は、設計荷重まで3回繰返した後、静的破壊試験を行った。このとき基準的荷重段階は5tごととした。

測定項目は、コンクリートひずみをペーパーストレインゲージで、変位を電気式ダイヤルゲージで測定した。

測点配置を図-12に示す。

4) 試験結果：試験の結果を以下に列記する。

i) 部材の剛性変化を、適切に仮定することによって、トラスの破壊の過程を解析的に求めることが比較的精度よくできる。

ii) 格点中の応力分布は、格点に接続する部材応力が支配的であり、部材軸線に沿っての応力の乱れは認められない。

iii) 圧縮部材に接続する格点中の部材軸直角方向には、大きな引張ひずみが生ずる。

iv) 格点周辺のひずみは、大きくない。

v) 樹脂目地の引張抵抗は期待できない。

i) および v) について：トラスの構造系が図-14に示す順序で変化すると仮定して、フレーム解析を行うことにより測定値と計算値は近似される。図中  $P=30t$  は設計荷重であり、引張斜材の合成応力度は0になる。

構造系の変化は、図-13に示すひびわれ図から想定されるものである。

試験結果より、コンクリートトラスが破壊に至る過程は(コンクリートの圧縮強度は充分余裕があるとすれば)、まず、引張力最大の斜材にひびわれが生じ、この結果引張材の部材長が伸び、この変位によって、下弦材の格点が、回転すると同時に下方に変位する。

表-11 コンクリート示方配合

粗骨材 最大寸法 (mm)	スラ ンプ (cm)	W/C (%)	S/a (%)	単位重量 (kg/m <sup>3</sup> )				
				C	W	S	G	マイ テ イ 150
20	10±3	31	35	550	170.5	594	1111	8.25

表-12 接着材の性質

名称	比重	粘 度 (cps)	曲げ強さ (kg/cm <sup>2</sup> )	圧縮強さ (kg/cm <sup>2</sup> )	引張強さ (kg/cm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kg/cm <sup>2</sup> )
シーカ デュア	1.66	$1.6 \times 10^5$	487	808.6	205.0	$1.25 \times 10^5$

表-13 試験時コンクリートの性質

	圧縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kg/cm <sup>2</sup> )	ポアソ ン比
格 点	791	48.9	$3.64 \times 10^5$	0.199
部 材	792	48.0	$3.81 \times 10^5$	0.209
場 所 打 部	762	—	—	—

報 告

下格点の回転によって、下弦材の曲げモーメントが増大し、下弦材にひびわれが発生する。下弦材のひびわれ発生により、引張材の伸びが助長され格点は回転する。

このような挙動が繰返し生ずることにより桁は次第に降伏し、最終的には、引張斜材の補強鋼材が降伏し、破壊に至ることになる。

このような破壊挙動より、部材の剛性変化を仮定し、計算値との比較を、表-14、図-16 に示した。

計算結果と測定結果はよい近似を示している。

本試験の結果、引張斜材の部材、接合目地部は、合成応力度が0になる付近で、ひびわれが発生した。

この事柄については、予想外な結果なので、プレストレスの不足、部材接合部のコンクリート面にはく離剤が残っていたのではないかと、接着目地部の樹脂部分のクリープが大きいのではないかと、等について、試験体の製作データを検討したが、確信できる結論は得られなかった。

ii), iii), iv) について：格点部のひずみ分布を図-15 (a), (b) に示す。

図に示す結果は、光弾性試験の結果ともよく一致している。

この測定では、部材軸線の交点での測定値は得られていないが、軸線交点で、理論的には力のつり合いが成立するはずであるので、この交点の外側では、それぞれの応力は減少する。

圧縮材軸線直角方向に生ずる引張ひずみ、および格点

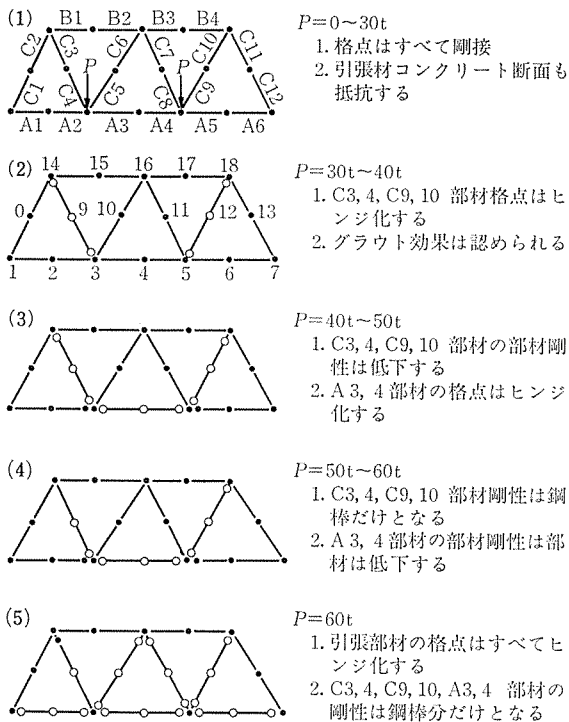


図-14 構造系の変化

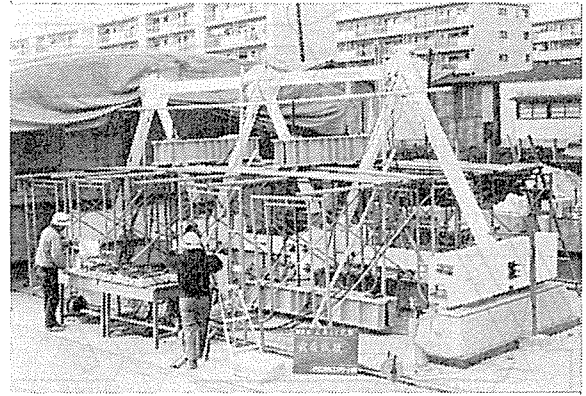
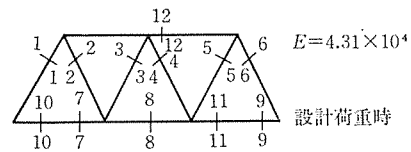


写真-2 格点の疲労試験

表-14 計算値と実測値



	曲応力度 (kg/cm <sup>2</sup> ) 測定値 / 計算値			試験値と計算値との比		
	圧縮縁	中立軸	引張縁	圧縮縁	中立軸	引張縁
1-1	216/177	162/148	121/119	1.22	1.09	1.02
2-2	-164/-198	-214/-210	-224/-222	0.83	1.03	1.01
3-3	13/8	-6/-2	-4/-12	1.63	3.00	0.33
4-4	26/8	-6/-2	-15/-12	3.25	3.00	1.25
5-5	-198/-198	-207/-210	-207/-222	1.00	0.99	0.93
6-6	216/177	175/148	125/119	1.22	1.18	1.05
7-7	-13/-4	-50/-47	-69/-90	3.25	1.06	0.77
8-8	-47/-58	-102/-93	-121/-128	0.81	1.10	0.96
9-9	-17/-29	-50/-47	-82/-66	0.59	1.06	1.24
10-10	/	-48/-47	/	/	1.02	/
11-11	/	-39/-47	/	/	0.83	/
12-12	/160	140/112	/64	/	1.25	/

周辺のひずみは、表-15 に示すとおりである。

表に示すとおり、割裂ひずみは大きな値となっているが、破壊試験の結果、この部分のひびわれは最後まで発生しなかった。この結果は、この部分に大きな引張ひずみが発生しても、十分な支圧筋を配置しておけば、まったく問題ないと考えられる。

格点の周辺応力は非常に小さい。この結果から考える格点形状寸法は、定性的には、小さくすることも可能である。

なお、破壊荷重を載荷した場合も、格点にはまったく異常は認められなかった。この点から考えれば、この格点形状ならば、隅角部の応力集中についても、安全であると判定した。

静的載荷試験の結果、断面力の解析は、本設計に使用した計算モデルで、安全な結果が得られ、応力集中等、格点部の不明確な応力状態に関しても、本設計に採用した補強で安全であることが解った。

表-15 割裂ひずみおよび周辺ひずみ

測点番号	コンクリートひずみ $\times 10^{-6}$	測点部位	
67	80	割 裂	端 格 点
76	60		
66	110		
75	100		
65	-20	周 辺	中 間 格 点
74	20		
23	-40	周 辺	
38	-40		
24	-10		
39	0		

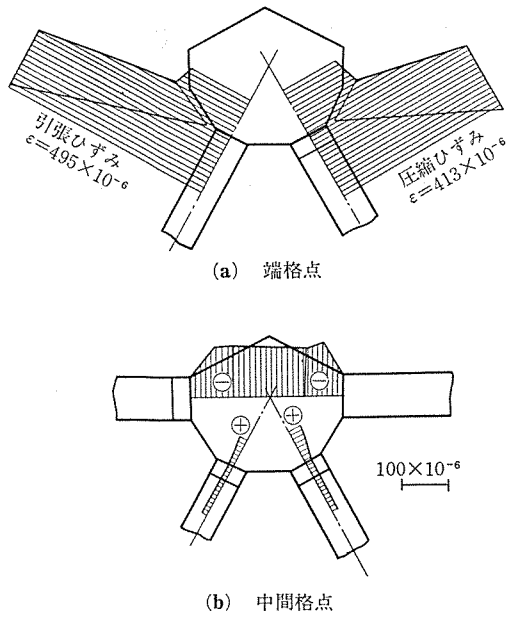


図-15 格点周辺のひずみ分布

ただし、予想外ではあったが樹脂目地における引張抵抗は、期待すべきでないとの結論となり、引張材に関しては、設計上、活荷重が作用した状態でも、 $10 \text{ kg/cm}^2$ 以上の圧縮応力を残すことにした。

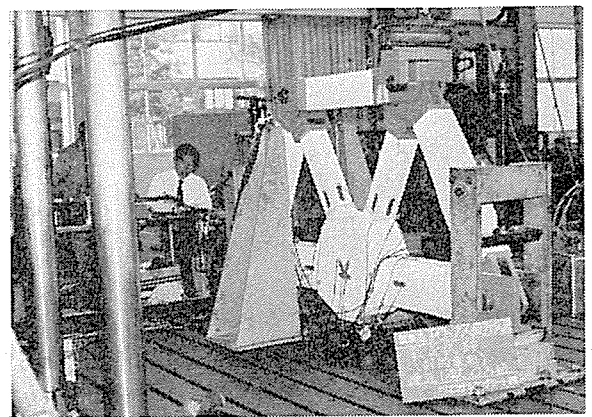


写真-3 トラス模型の静的荷重試験

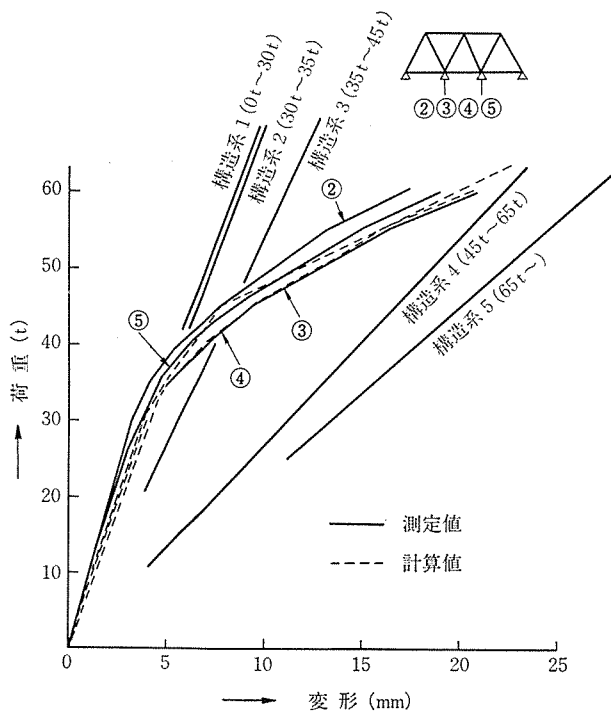


図-16 構造系と桁の変化

格点接合部の疲労耐力に関しては、模型トラスによる疲労試験を行った。なお、この試験は模型桁の製作、模型トラスを疲労試験機にセットする場合の部材応力の調整が難かしいため、試験としての好結果は得られなかったが、活荷重による応力変動幅による、150万回の繰返し試験の結果、異常は認められず、破壊耐力も疲労による低下は考えられない。

参 考 文 献

- 1) 長大コンクリート橋りょうの設計施工に関する調査研究報告書, 昭 48.5.30, 鉄道施設協会
- 2) 昭和 42 年度夏期講習会資料, 土木学会
- 3) 町田, 外: 高強度コンクリートを用いた PC けたの設計施工, プレストレスト コンクリート, Vol. 16, No. 4, No. 5, 1974.

1975.4.20・受付