

多摩ニュータウン・空中広場

木村俊彦*

1. 概況

十数年前から、住宅公団南多摩開発局が中心となり、建設省、東京都、近隣都市および私鉄が協力して、多摩ニュータウンを開発してきた。当初は、筆者も開発の基本計画の一翼、特に土工事に関係した粗見積を担当したこともあったが、今現地へ行ってみると、広大な丘陵地帯が、できるだけ自然と共存する形で、着々と住宅地として形を整えてきており、十年の時の動きと人間の営みのスケールの大きさにただ瞠目するばかりである。一方、こうした大規模開発の新興住宅地の常として、人間の生活のきめ細かさとか、町としての風情が定着してくるまでには、未だ時を貸さねばならないのであろう。

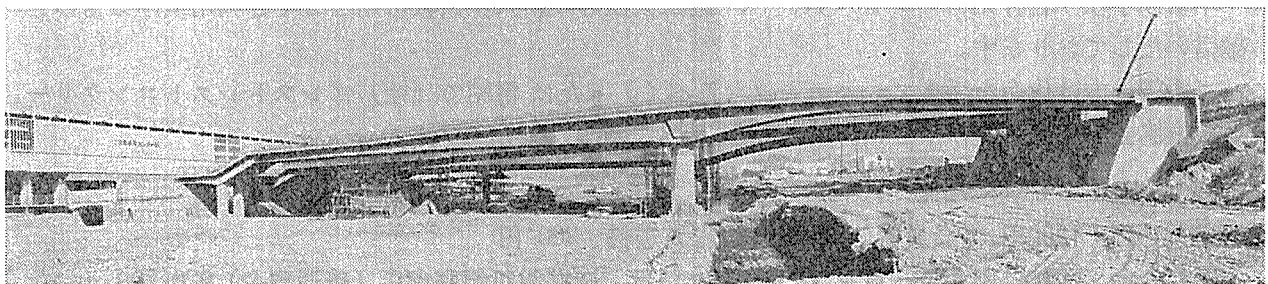
こうした状況の中で、多摩センターの駅前広場は、この地区の人々の離合集散の中心として、要の役を果たし、多くの集団地と都心あるいは近郊を結ぶ私鉄や地域交通のバス路線の結節点である。このバス・ターミナルの機能と、私鉄、バスの乗降客である歩行者の立体交通を円滑に、かつ快適に処理することがこの空中広場の主目的である。単なる連絡歩道橋という交通機能に留まらず、また既往の駅前広場の性格と一味違った広場、できることならば、ややもすれば索漠としがちな新興住宅団地のゆえに、何か情緒のある広場を創りたい、というのが住宅公団はじめ関係団体の識者の意向であったようである。そんな関係から、単なる歩道橋としてではなく、住民の生活に融け込み、また、人々を集める魅力のある空中広場としての設計が、建築家・大高正人氏に依頼され、その構造を筆者が手がけることになった次第である。したがって、この広場は、歩道橋としての機能を充足するだけでなく、上を通る人から見ても、下から見

上げるバス利用者にとっても、殺風景なものではなく、いわば“美しい橋”でなければならないということになる。その見映えの点はデザインの大高氏に譲るとして、筆者は何ゆえこのような形式や材料・工法を選んだか、また、それを構造物としてどのように設計してきたかをここに要約することとしよう。

2. 空中広場の形式と構造

多摩センター駅のコンコースから南へ、市道317号を跨いで幅20m、1径間の無梁版の小さいPC橋（仮称フロント・ブリッジ）がある。これを渡った所に小広場（仮称ジャンクション・プラザ）があって、ここから行先に応じて経路が分かれる。バスを利用する人は下に降り、あるいは回廊をまわって反対方向の発着場に向う。このバス・ターミナルと市道2・1・10号を大きく跨ぐ所が、いわゆる空中広場で幅40m、全長約80mの規模で、これにいくつかの階段や、身障者用のスロープなどが付属している。

この広場部分は、結論として、幅20mのメイン・ブリッジ（略称MB）と、その両側にそれぞれ5mの間隙を挟んで幅5mの2本のサブ・ブリッジ（略称SB）がある。いずれも2径間（42m+36m）の連続梁形式のPC橋で、桁は2.5m間隔、したがってMBは8本、SBはそれぞれ2本の変断面の箱桁でできている。中央支点は、これらの桁を縫う大梁（V形箱桁）で受け、柱で支えている。駅側、山側はともにピン支持で、特に駅側はジャンクション・プラザの擁壁のバットレスから、約4mのはね出しの梁が出ており、その先端で各々の橋桁の端部を受けている。なぜ40m幅の広場を3本の橋に分けたかと言えば、最大の理由は橋下のターミナルや



* 木村俊彦構造設計事務所長

写真—1

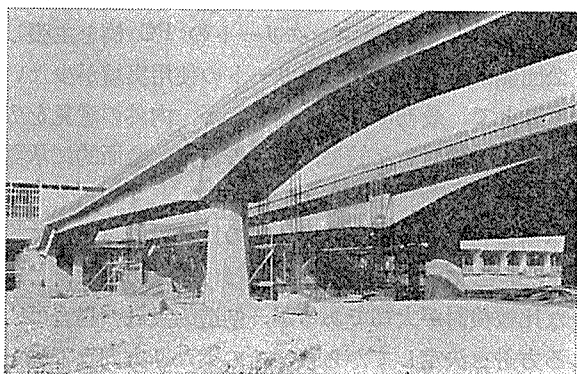


写真-2

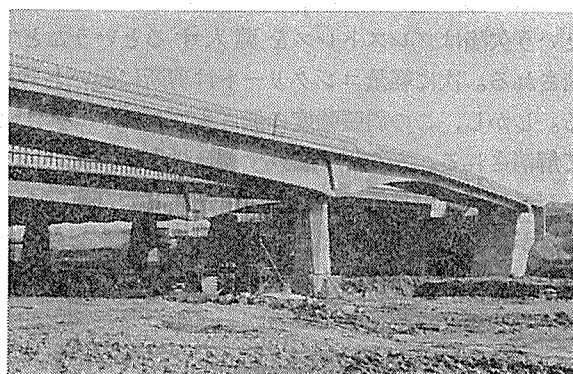


写真-4

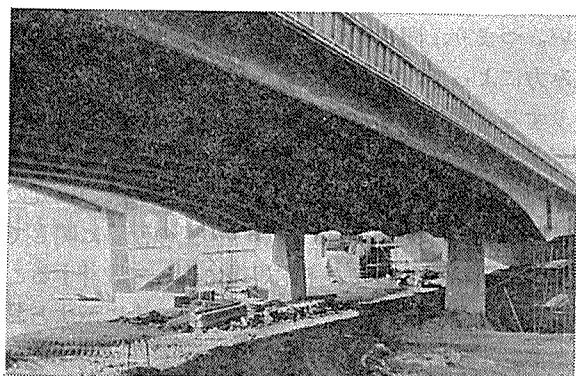


写真-3

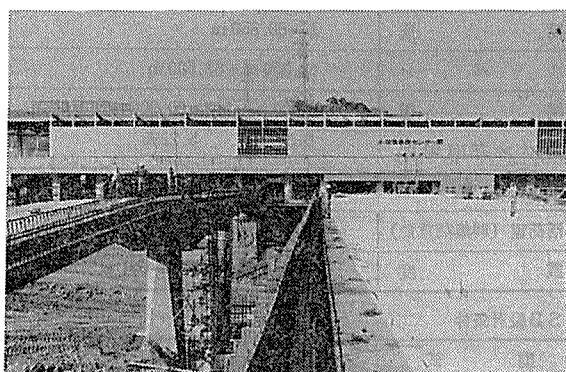
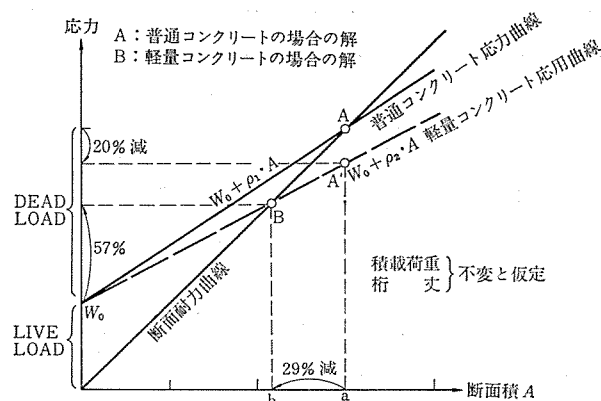


写真-5

道路の車の排ガスを外に排出する必要があるからで、その結果、分割された3本の橋に若干のレベル差をつけ、広場の立体的な変化を積極的に採り入れようとしたからである。2径間とした理由は、下部のバス・ターミナルは車の方向を変えるため軌跡が複雑で、障害にならない位置を選んで小間隔に柱を建てようとしても、一部ではどうしても大スパンになり、場所と通りごとに径間や支持方法が変わり、構造自体が複雑に、かつ不規則になり、小径間にする割に経済的メリットも少なく、また、すっきりした構造の美しさが得られそうもなかったからである。むしろ、多少スパンが大きくても、全体構成を単純明快にして、その代わりに単位の桁に合理的な変化をつけ、美的にも知的にも極力洗練していくという方針を採ったのである。

こうして規模が定まると、次は材料・工法の選定である。最初は直接工事費が最低になると思われた鉄骨橋を提案したが、後日のペンキ塗替えなどのメンテナンスのことを考えると、必ずしも経済的とは言えない。かといって40mのスパンは普通のRC橋では、もう既に現実性はずれている。そこで、なんととしてもこれはPC橋が妥当だということになった。さらに、PC橋の場合でも普通コンクリートを使うか、軽量コンクリートを使うかは経済条件を大きく変える。日本の人工軽量骨材は、世界的にも最高品質と言われており、普通コンクリ

ートにあまり劣らない強度が得られる。そのため、自重が軽いということから大きいメリットが生まれてくることは図-1に示す単純な図式が明瞭に物語っている。ただ、軽量コンクリートには注意すべき特性が二、三ある。その第一は収縮がやや大きいということである(こ



理論的には(応力) $M=C(W_0+\rho_1A)=f\cdot A$ (断面耐力)
 $\rho_2=0.8\rho_1$ の時 $M'=C(W_0+0.8\rho_1B)=f\cdot B$
 としてBとAの比を求めればよい。

この橋の場合の近似値として $W_0 \approx \frac{1}{2}\rho_1A$ において

$$\frac{B}{A} = \frac{\rho_1(0.5A+0.8B)}{\rho_1(1.5A)} = \frac{1}{3} + \frac{8}{15} \cdot \frac{B}{A}$$

$$\therefore \frac{7}{15} \cdot \frac{B}{A} = \frac{1}{3} \quad \therefore \frac{B}{A} = \frac{15}{21} = \frac{5}{7} = 0.714$$

となる。

図-1 軽量と普通コンクリートの経済性の比較

報 告

れには一部に反証もあるようだが)。しかし、収縮亀裂という欠陥はプレストレスを導入するということで解消される。次に軽量コンクリートは剪断に弱いと言われる。しかし、この斜張強度の低さもプレストレスによって解消される。もう一つ警戒すべき性質は、脆い（テストピースなどが急激に縦に割裂する）という点である。したがって、重量物の衝撃的な繰返し荷重を受ける鉄道橋や道路橋の場合には十分慎重に対処すべきであろうが、この場合は歩道橋であるから、そうした衝撃的な力

表-1

MB設計条件		2径間並列箱桁型	
橋 長		$L=80.850\text{ m}$	
ス パ ン		42.350 m + 38.500 m	
橋 幅		2.500 m × 8連 = 20.000 m (1橋)	
スパン方向勾配		0.391%	5.22%
横断方向勾配		1.0%	1.0%
活荷重 (群集荷重他)		$w=350\text{ kg/m}^2$	
震 度		$K_H=0.2$	$K_V=0.1$
SB設計条件		2径間並列箱桁型	
橋 長		$L=77.000\text{ m}$	
ス パ ン		38.500 m + 38.500 m	
橋 幅		2.500 m × 2 = 5.000 m (2橋)	
スパン方向勾配		0.389%	5.22%
横断方向勾配		1.0%	1.0%
活荷重 (群集荷重他)		$w=350\text{ kg/m}^2$ 床用 500 kg/m^2	
震 度		$K_H=0.2$	$K_V=0.1$
材料強度			
コンクリート		上 部 工	
材 種		軽量コンクリート	
材令28日圧縮強度		$\sigma_{28}=400\text{ kg/cm}^2$	
プレストレス導入時圧縮強度		$\sigma_{ck}=280$ "	
許容曲げ圧縮応力度		$\sigma_{ca}=133$ "	
許容曲げ引張応力度		$\sigma_{ct}=-7.5$ "	
許容支圧応力度		$\sigma_{ca'}=100$ "	
PC鋼材		主ケーブル	副ケーブル (横締、高欄)
材 種		VSLケーブル E5s-7	VSLケーブル E5s-3
引張荷重		$P_u=130.9\text{ t/ケーブル}$	$P_u=56.1\text{ t/ケーブル}$
降伏荷重		$P_y=111.3$ "	$P_y=47.7$ "
許容引張荷重	緊張時	$P_{at}=100.17$ "	$P_{at}=42.93$ "
	定着完了時	$P_{ae}=94.61$ "	$P_{ae}=40.55$ "
	最終(設計時)	$P_{ap}=80.41$ "	$P_{ap}=34.46$ "
鉄 筋		許容引張応力度	
異形筋 (SD30)		$\sigma_{sa}=1800\text{ kg/cm}^2$	

は地震などの短期荷重だけである。以上のことから、筆者は結論として、軽量コンクリートの PC 橋を主張した。公団側は未だ軽量コンクリートの使用実績が少ないということで、最初は少し躊躇したが、内外の意見を広く聴き、十分検討した結果、筆者の提案を全面的に承認採用してくれた。

土木構造物の場合は、通常3案の比較設計を行って最終案を決定している。初期の方向づけのためには、このような比較検討が大切であるが、創造的設計の場合は、むしろ方針を決定してから後、その案なり方向なりにどれだけ時間とエネルギーを掛けてその案を育てていくか、またその方向を掘り下げていくかが勝負になる場合が多い。つまり、同じ案や方向でも、その洗練の仕方や突込み方によって、結果が成功したり不十分なものになったりする。案そのものが良い方向に向いていることも大切だが、その案を育てていくことが設計の中の最も重要な過程である。ともかく、この広場は、一般の橋梁の類とは若干異なっているが、設計・施工の仕様に関しては、すべて道路橋としての土木規準に則って設計することが要請された。橋梁としての特性は表-1に示すとおりである。

3. 断面形状の重要性

構造物はその支えるべき積載荷重が設計の出発点である。この場合は、特殊な緊急車両などは別として、歩道橋としての群集荷重であるから、床版用で 500 kg/m^2 、桁用で 350 kg/m^2 と定められており、他に荷重の移動に伴う最も不利な片荷重状態を考えなければならない。さて、これに仕上げ荷重とスラブ自重を加えて、2径間のスパン 80 m の連続梁を想定した時、これらの積載荷重により各部に発生する応力が計算の出発点となる。その応力は、同一断面の桁の場合なら、簡単に算定できる。しかし、変断面の不静定構造の場合は、その応力にさえも断面変化の状況が影響して、中央支点上凸モーメントの値が微妙に変化する。

コンクリート構造物では自重の成分が大きい影響をもつ。だからこそ、合理的な変断面の桁を創り出して、その自重合計（ひいては材積）を極力小さく押さえていく必要がある。その断面変化の状況が、自重による応力のパターンを決めてしまうし、先述のごとく不静定構造では積載荷重による応力のパターンまで左右する。そして勿論、その断面は、その結果として出てくるこれらの応力の諸様相に耐えるだけの断面強度を持たなければならない。つまり、その応力に適したプレストレス力を加える必要があり、その配線の可能な断面形状でなければならない。さらに難しいことは、そのプレストレス力によ

り、桁には初応力変形（通常上起り）を発生するが、不静定構造の場合はその変形を拘束する不静定反力（この場合は中央支点の柱反力）が発生し、これは変断面の様相と各断面でのプレストレス力の大きさおよびその偏心位置のすべてに支配されて微妙に変化する。これらの点で断面形状の選び方は、複雑に絡み合った多数の条件を、同時にかつ最も適切に満たすものでなければならない。他の施工条件も備えなければならない。もう一つ決定的なことは、桁の形状が視覚的な美的効果を決定づけることである。しかも、橋のように部材数の少ない構造物の美しさは、書道で画数の少ない単純な字を書くことが難しいごとく、ごまかしが効かない。その形そのものがすべてなのである。したがって、断面形状の変化の様相は美的デザイナーの希望や要求をも満たすものでなければならない。結局、この橋桁の設計の最も重要な鍵は、この桁の断面形状をどのようなものに決定するか、また決定に至るまでの仮定断面からの試行錯誤に、どのようなルーチンを組むか、その成否にかかっている。そこで解析用に後述の3種のプログラムを作成（手持ちの

ものを改造）して、そのルーチンの中に美的効果と施工性のチェックを組み込み、このルーチンを8回ほど反復して最終設計に到達した。変断面のこの計算は、もしコンピュータがなければ、1回ルーチンをまわるだけでおそらく数年分の手計算に相当するだろう。そうした苦勞の意味と価値が、いつ、いかなる人に理解されることになるのか、今後のためにも、筆者はこうした努力が無駄にならないことを祈っている。

4. 荷重による応力およびプレストレス力の決定

ひとたび断面が仮定されると、積載荷重、仕上げ荷重、スラブ荷重、桁自重やこれらの各種の組合せによる荷重応力はプログラム (GRID 3S) によって精密に算定される。このプログラムは異方性変断面の平板の応力を解くもので、その偏微分方程式を階差方程式で表現して、多数点の変位を未知量に置き代数方程式として解くものである。桁の方向や横つなぎリブの方向には、それぞれに相当する曲げ剛性と振り剛性がある。スラブにも

板剛性があり、それらと各格子交点の荷重および支点条件を入力すれば、各点の各方向の曲げモーメント、振りモーメント、せん断力および変位が算定され出力される。

こうして得られた各点の応力と断面形状に応じて、それぞれの断面で必要なプレストレス力とその最適配置を求める（プログラム PREST 1）。断面形状と材質、PC 鋼材の種類、間隔、被り寸法などを入力し、設計応力の幅（最大値と最小値）を与えれば、最も効果的な位置から順次鋼材本数を追加して各段階の応力値を検定し、不足ならば次に配線可能な位置を調べて鋼材を追加する。こうして設計応力のすべての幅で圧縮応力度、引張応力度のいずれの条件も充足されるに至るまで鋼材を追加し、すべて OK になった時の結果を出力するものである。この段階で得られる鋼材本数とその最適配置は、各断面ごとに互いに独立に求められる。しかし、実際には、桁の軸方向に各断面が一行に並んで、隣接する断面どうしは円滑につながっていかなければならない。また、本数の変わる所では定着端が必要である。この配線の連続性や定着位置については作図によって検討を行

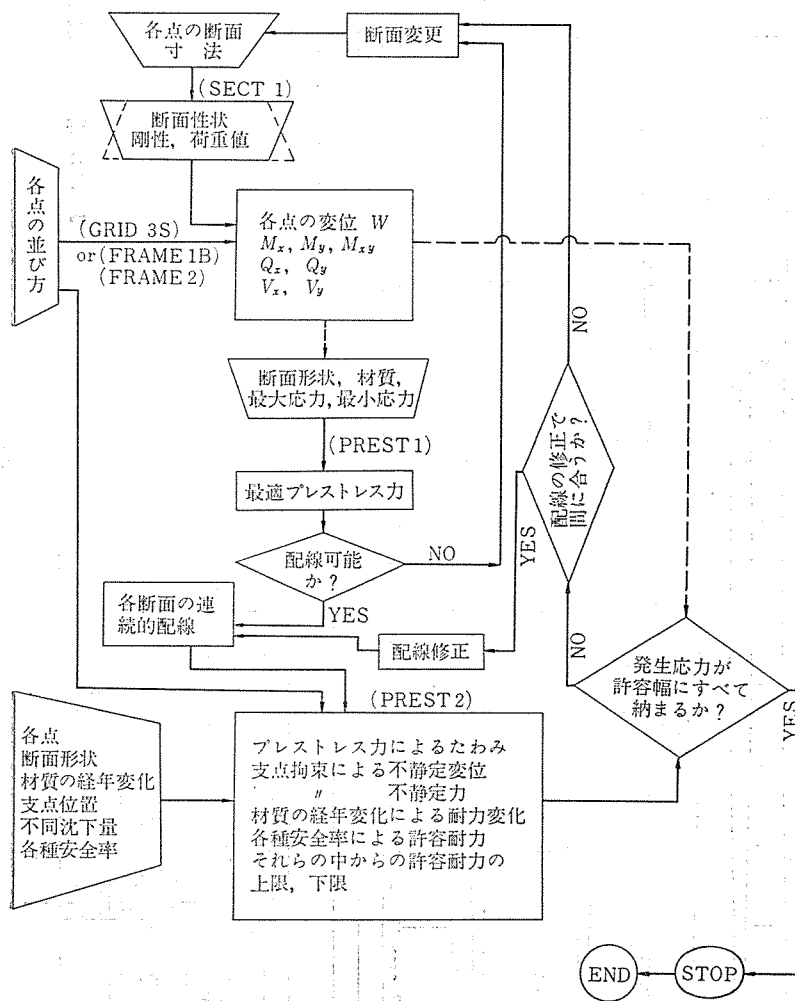


図-2 上部工（プレストレス部）解析のルーチン

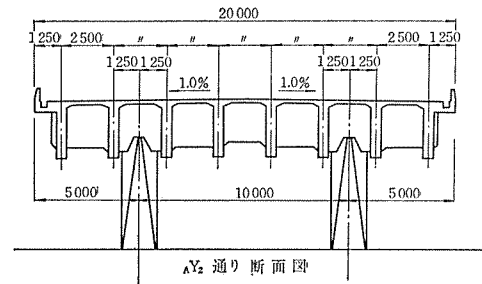
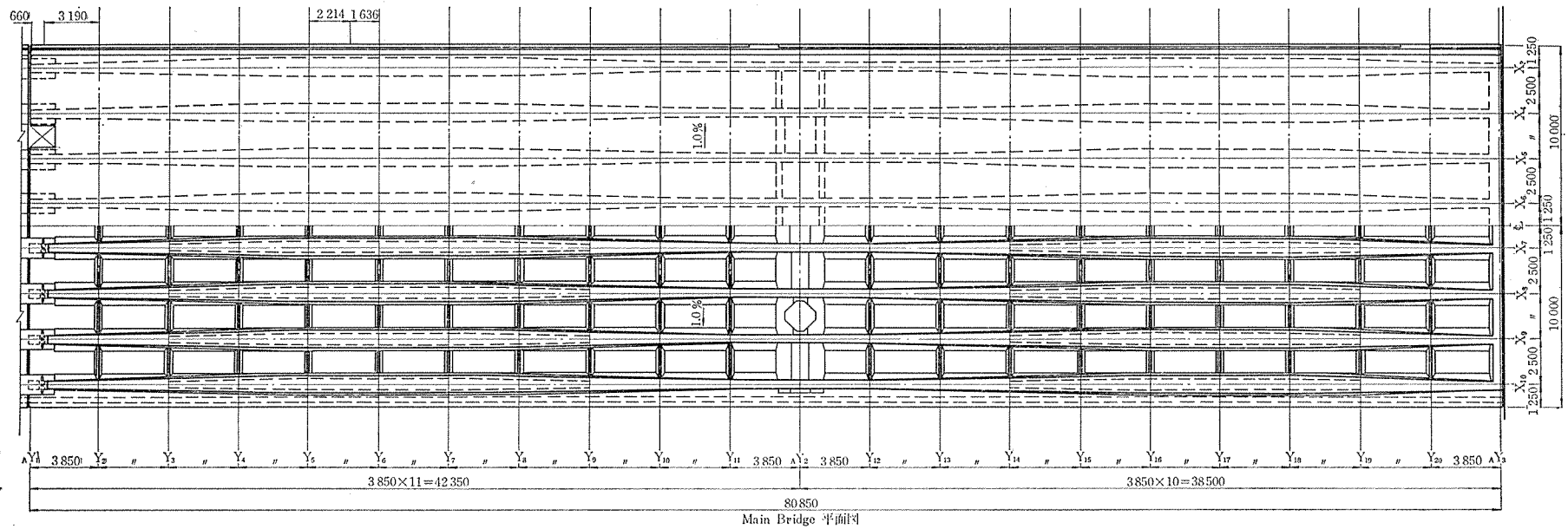
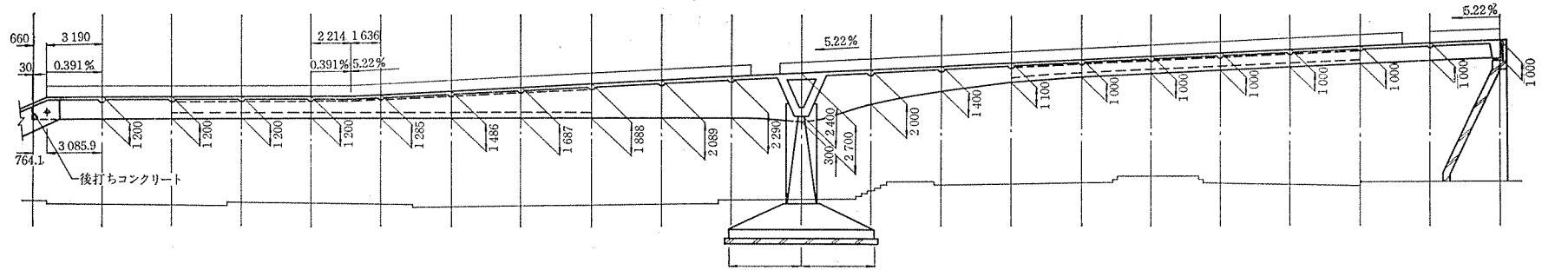


図-3 MB 構造一般図

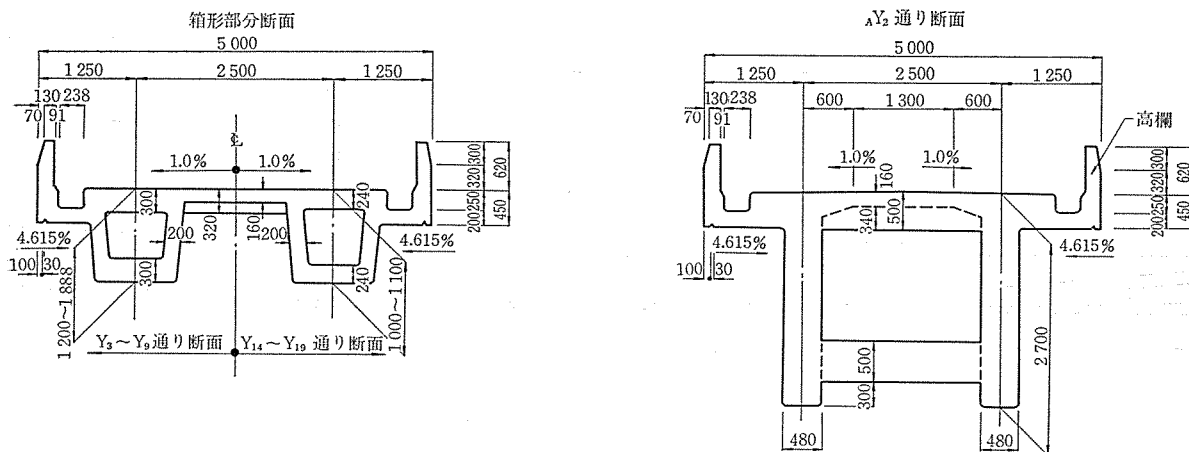


図-4 SB 構造断面図

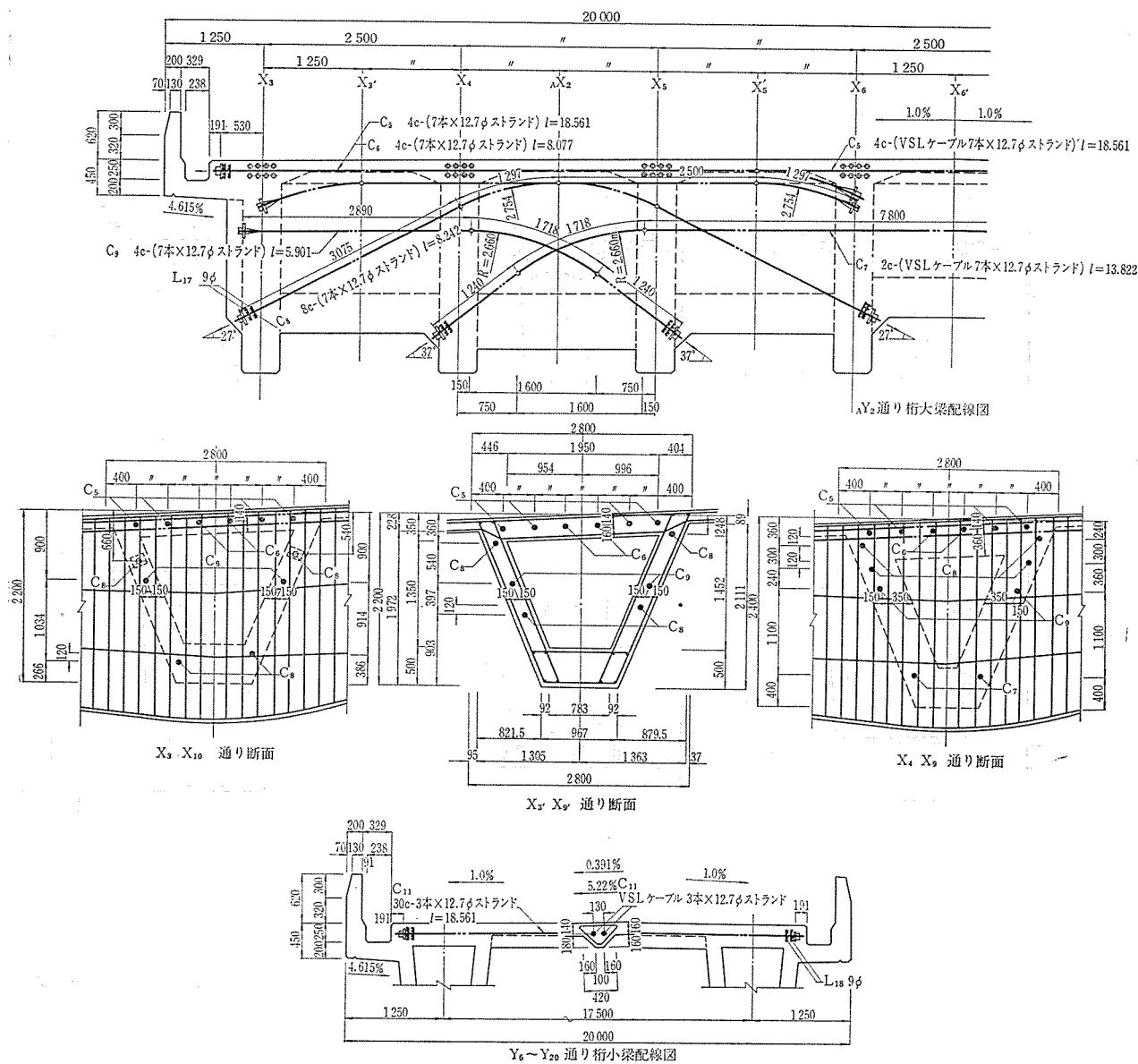
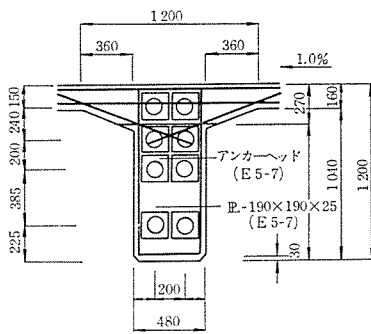
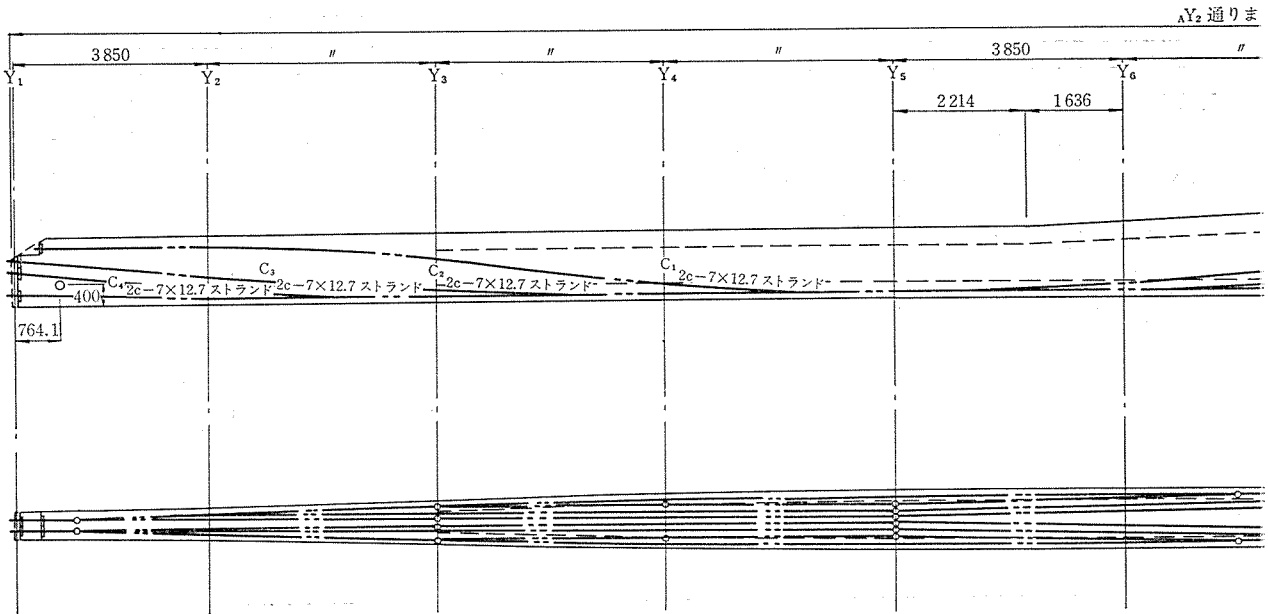
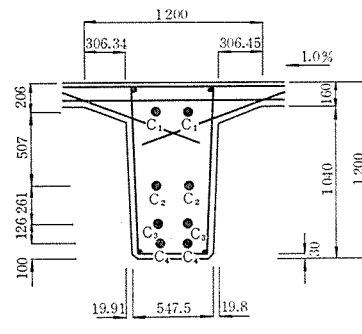


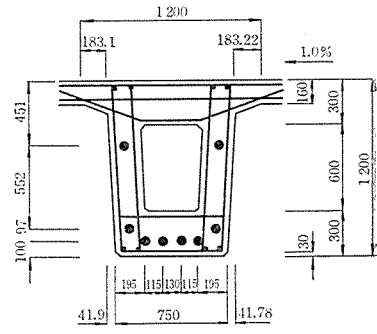
図-6 MB 中央横桁ケーブル配線図 (一部抜粋)



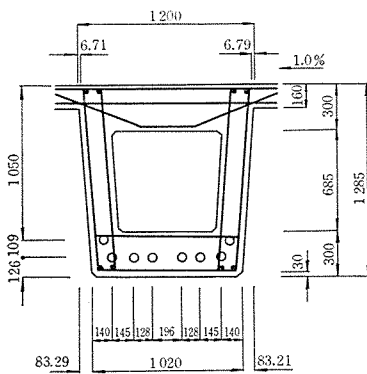
端部断面



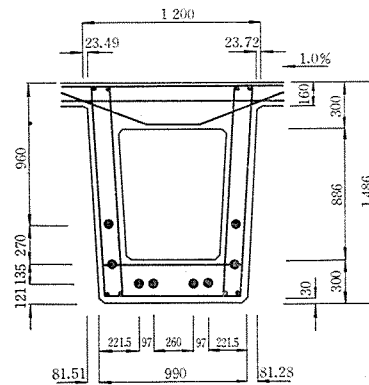
Y₂ 通り断面



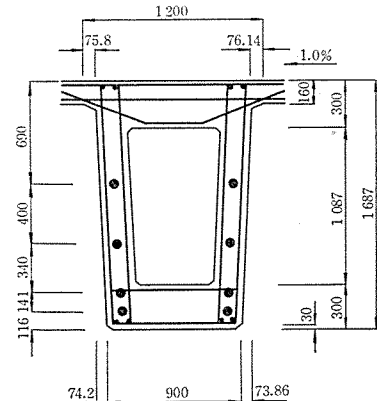
Y₃ 通り断面



Y₆ 通り断面



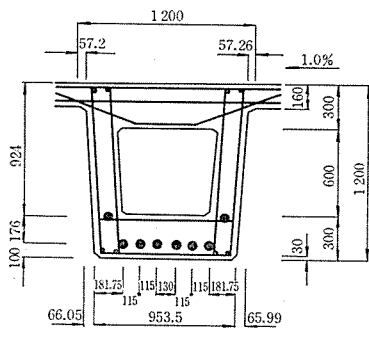
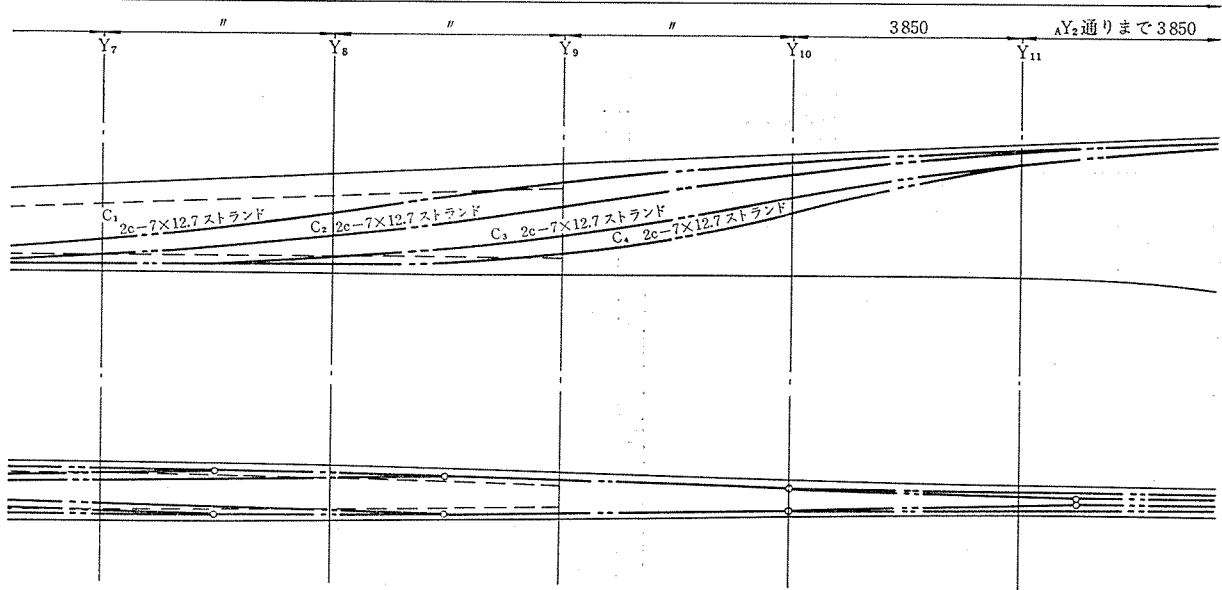
Y₇ 通り断面



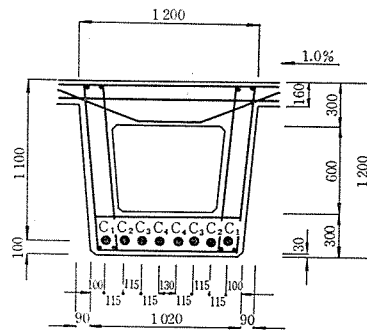
Y₈ 通り断面

図-5 MB ケーブル

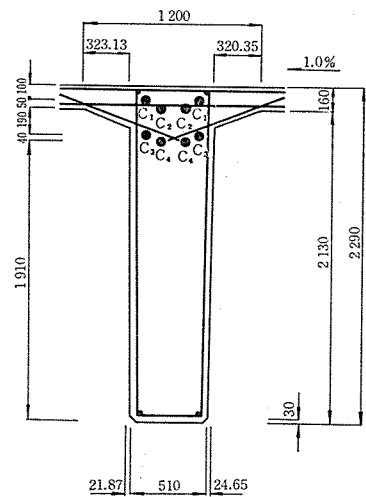
で 42380



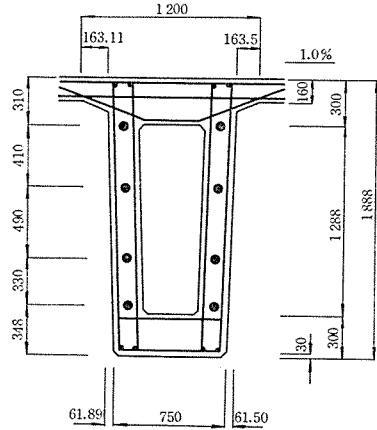
Y₄ 通り断面



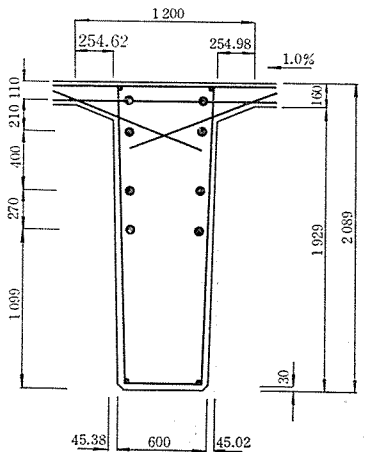
Y₅ 通り断面



Y₁₁ 通り断面



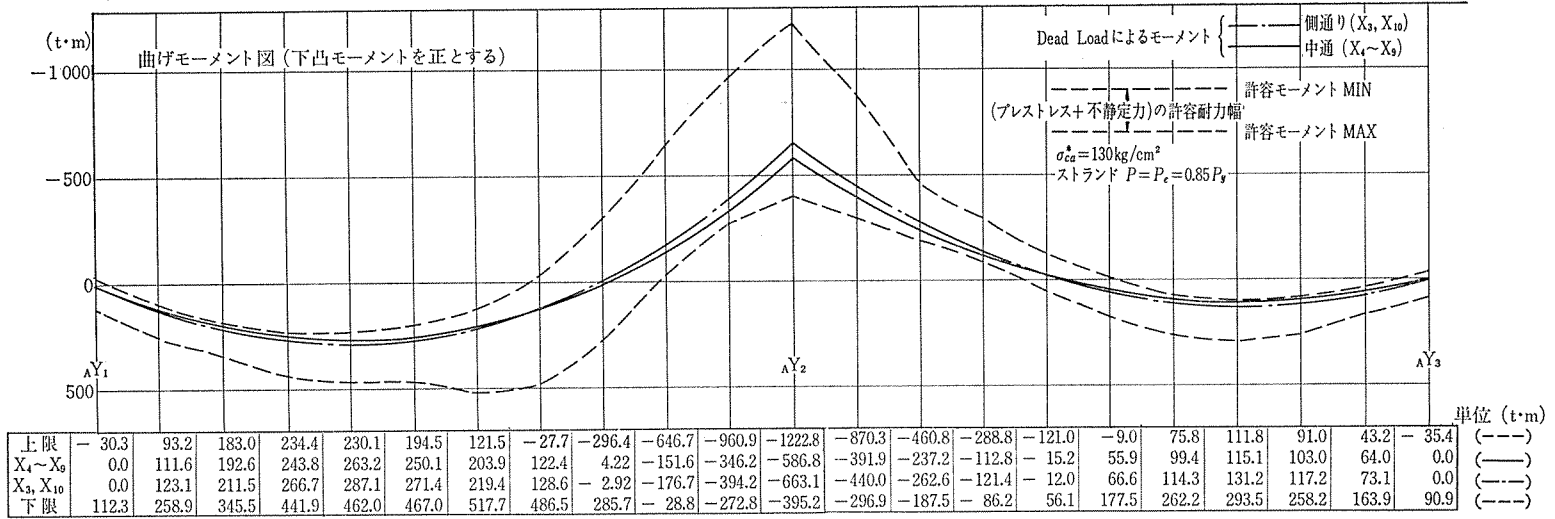
Y₈ 通り断面



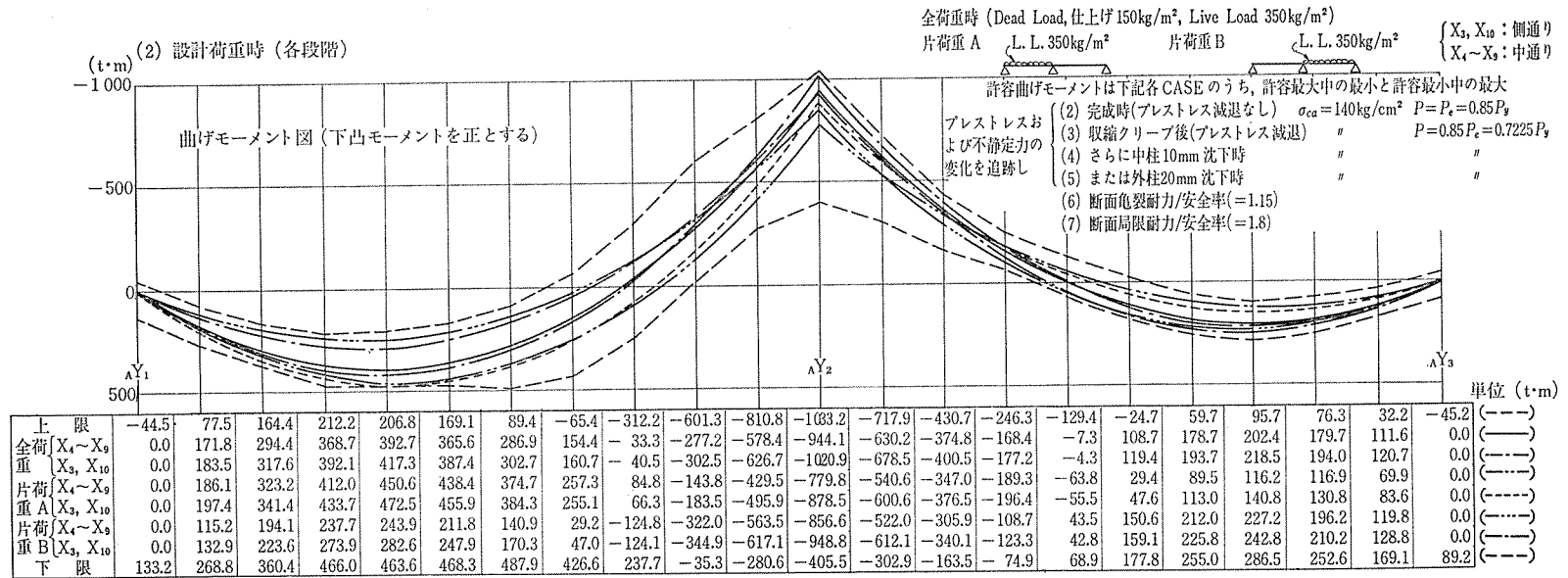
Y₁₀ 通り断面

配線図

1) プレストレス 導入時

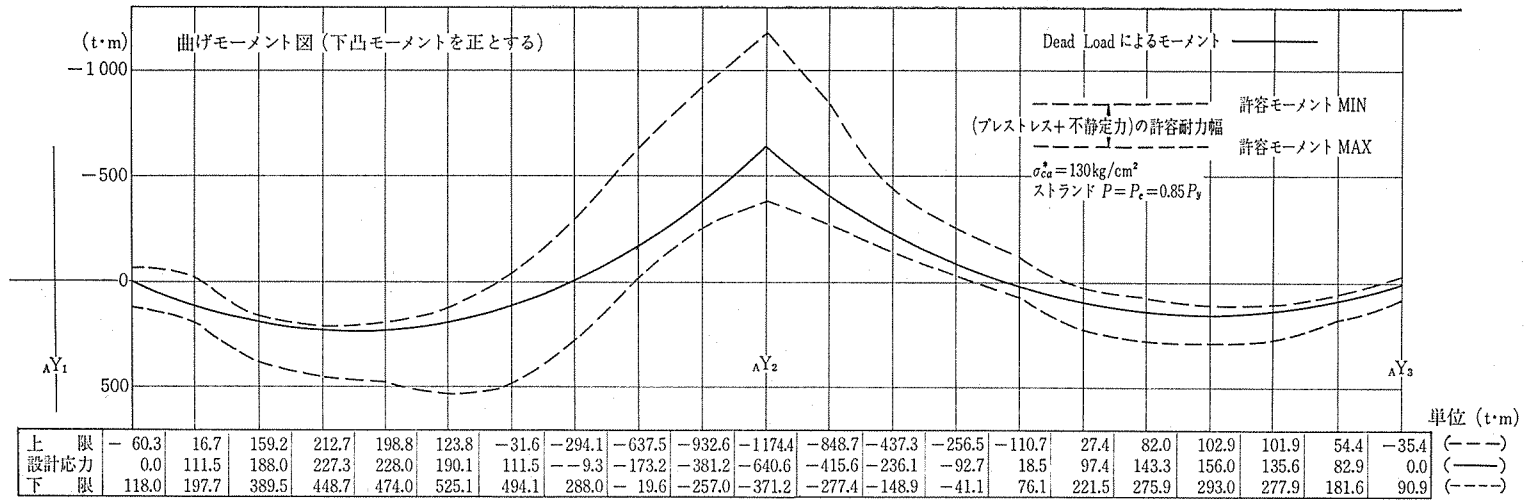


(2) 設計荷重時 (各段階)

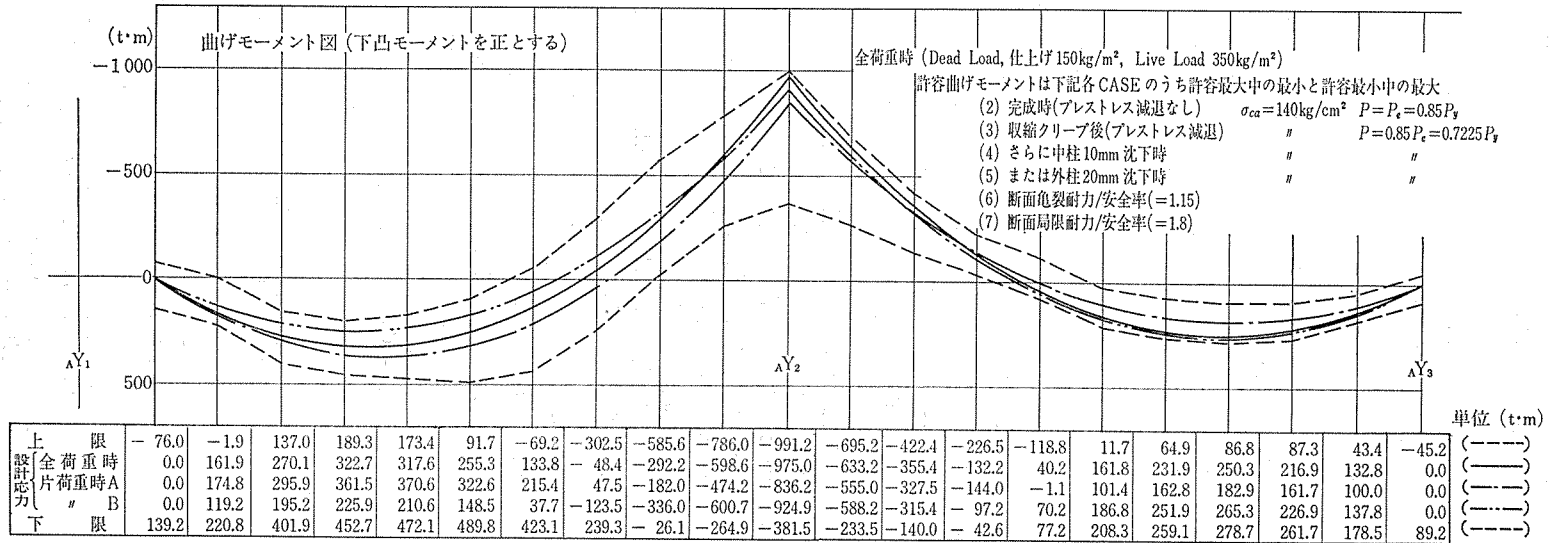


図一 MB 許容耐力幅と設計応力図

(1) プレストレス導入時



(2) 設計荷重時 (各段階)



図—8 S B₂ 許容耐力幅と設計応力図

許容耐力算定の基本条件（特記なき事項は原設計「構造計算書（仮称）多摩センター駅前広場」(p. 4, p. 5) に同じ）

- A. コンクリート（人工軽量粗骨材）+（普通細骨材）使用の軽量コンクリート（L.C.）
 [品質] 基準強度 $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ 比重 1.9（鉄筋とも 2.0）
 プレストレス導入時 $\sigma_{ck}^*=300 \text{ kg/cm}^2$ 以上
- B. プレストレス用ケーブル VSL ケーブル呼び径 12.7 mm（通称 1/2'' スーパー・ストランド）
 E 5 s-7 断面積 6.91 cm^2 引張強度 $P_u=130.9 \text{ t}$ ($\sigma_{pu}=18.94 \text{ t/cm}^2$) 降伏荷重 $P_y=111.3 \text{ t}$ ($\sigma_{py}=16.11 \text{ t/cm}^2$)
 導入時緊張力 $P_0=0.9 P_y=100.17 \text{ t}$
- C. 耐力算定用入力値（規準略称は (18) の後の（注）参照）
- (1) プレストレス導入時のコンクリートヤング係数 $1.8 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ($1.8 \times 10^6 \text{ t/m}^2$)（軽量コンクリート・マニュアルの実験値による）
 - (2) 定常化したコンクリートヤング係数 $2.2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ($2.2 \times 10^6 \text{ t/m}^2$)（軽量コンクリート・マニュアルの実験値による）
 - (3) プレストレス導入時のコンクリート許容圧縮強度 $\sigma_{ck}^*=300$ に対し 130 kg/cm^2 とする（道橋示・表 3.3.1 (2) 欄では 140 kg/cm^2 ）
 - (4) 定常化したコンクリート許容圧縮強度 $\sigma_{ck}=400$ より 140 kg/cm^2 （道橋示・表 3.3.1 (5) 欄による）
 - (5) 定常化したコンクリート圧縮強度 $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ （破壊安全率検定用）
 - (6) プレストレス導入時のコンクリート許容曲げ引張強度 $\sigma_{ck}^*=300$ に対し -12 kg/cm^2 （道橋示・表 3.3.2 (4) 欄による）
 - (7) 定常化したコンクリート許容曲げ引張強度 $\sigma_{ck}=400$ に対し -10.5 kg/cm^2
 （道橋示・表 3.3.2 (4) 欄は 15 kg/cm^2 であるが、軽量コンクリートのため 7 割に低減（国建設の常用比率））
 - (8) 定常化したコンクリート曲げ引張強度（ひび割れ検定用） -40.0 kg/cm^2 （ひび割れ安全率の検定は道橋示、ブ道橋示、国建設のいずれにも見当らず、建学 PC 規 66 条により L.C. に対し $0.06 \sigma_{ck} \times \frac{5}{3} = 0.10 \sigma_{ck}$ とする）
 - (9) PS 導入時のコンクリート許容斜張強度 $\sigma_{ck}^*=300$ に対し -8.0 kg/cm^2 （道橋示 3.3.3 表 (2) 欄による）
 - (10) 定常化したコンクリート許容斜張強度 $\sigma_{ck}=400$ に対し -6.5 kg/cm^2 （道橋示 3.3.3 表 (2) 欄は 10 kg/cm^2 , (7) と同じ理由で 7 割とするが、国建設ブ鉄 44 項, 表-11 の値 6 kg/cm^2 も考慮して 6.5 とした）
 43 項, 表-8 の値 $9 \rightarrow 9 \times 0.7 = 6.3$
 - (11) 定常化したコンクリート斜引張強度（せん断終局耐力検定用） -28 kg/cm^2 （国建設ブ鉄 44 項, 表-11 の値 (28) による。またブ道橋示 5.1.4, 表-8 の値 40 を (7) と同じ理由で 7 割に低減）
 - (12) ケーブルの定着完了後の緊張応力度 $0.85 \sigma_{py} (< 0.70 \sigma_{pu}) = 13.694 \text{ t/cm}^2$ （道橋示 3.3.5 表 (2) 欄） $= \sigma_1$
 - (13) ケーブルの最終有効緊張応力度 $0.85 \sigma_1 = 0.7225 \sigma_{py} (< 0.595 \sigma_{pu}) = 11.640 \text{ t/cm}^2$ （道橋示 3.3.5 表 (3) 欄では $0.75 \sigma_{py}$ ）
 - (14) ケーブルの降伏応力度（終局曲げ耐力検定用） $\sigma_{py} = 16.110 \text{ t/cm}^2$
 - (15) 鋼材断面積 $a_p = 6.91 \text{ cm}^2$
 - (16) 終局耐力安全率 $U.S.F. = 1.8$ (D.L.+L.L.)（この場合は、道橋示 2.1.1 (2) 項の 2) に示す (a)~(e) の荷重組合せのうち $1.7 \times$ （死荷重+活荷重）が最大である）
 - (17) 亀裂耐力安全率 $C.S.F. = 1.15$ （道橋示, ブ道橋示, 国建設では亀裂耐力の検定を求めている。ここでは建学 PC 規の 66 条 2 項によりバーチャルプレストレスングの設計 $F_{cr} \geq 1.15$ を採用した）
 - (18) 区間長 $\lambda = 3.85 \text{ m}$ （3.85 m ごとに GRID 規準点を設けて応力, 断面等の算定を行っている）
- （注）略称/道橋示：道路橋示方書・同解説（S. 53.1）日本道路協会
 ブ道橋示：プレストレストコンクリート道路橋示方書（S. 43.8）日本道路協会
 国建設：国鉄建造物設計標準解説（S. 49.11）土木学会（ブ鉄：プレストレストコンクリート鉄道橋）
 建学 PC 規：日本建築学会プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説（1975 改定）

補足説明

- (12) ケーブルの定着完了後の緊張応力度 σ_1
- 1) 端部導入張力は $\sigma_0 = 0.90 \sigma_{py}$ (P_y の 90%) である。
 - 2) 端部よりの距離 x (m) により λx , 曲率経過 α (ラジアン) により $\mu \alpha$ の摩擦損失を生じ, 有効応力は x 点では $\sigma_{0x} = \sigma_0 \cdot e^{-(\lambda x + \mu \alpha)}$ ($\lambda = 0.004$, $\mu = 0.3$ (道橋示 2.1.4 表-1 による)) に低下する。
 - 3) 定着金具によるセット量として 定着端で $0.85 \sigma_0$ $x = 3.85 \text{ m}$ で $0.90 \sigma_0$
 $x = 7.70 \text{ m}$ で $0.95 \sigma_0$ $x = 11.55 \text{ m}$ で $1.00 \sigma_0$ (ただし $\leq 0.85 \sigma_{py}$)
- (13) ケーブルの最終有効緊張応力度 σ_2 は (12) で得た σ_1 の 85% とする。
 その時 $\sigma_2 = 0.85 \sigma_1 = 0.7225 \sigma_{py}$ となって道橋示 3.3.5 表 (3) 欄, ブ道橋示 5.1.5 (1), 国建設ブ鉄 45 項 (1) で与えられている $0.75 \sigma_{py}$ より安全側の値となる。 $\sigma_2 = 0.85 \sigma_1$ は建学 PC 規の与える比率である。いずれにおいても導入力 $\sigma_0 = 0.90 \sigma_{py}$, 導入直後 $\sigma_1 = 0.85 \sigma_{py}$ から出発して最終許容値 $\sigma_2 = 0.75 \sigma_{py}$ としており, 一方, σ_1 から σ_2 への移行に, レラクセーション (5%) のほか, コンクリートの乾燥収縮, 応力クリープから算定することを求めたり, 道橋示では 1, 2 (16) で「見かけのレラクセーション率」がレラクセーション, 乾燥収縮, クリープを含むとしながら 2.3.2 (1) でその値を 5% と規定するなど矛盾している。この点 $\sigma_2 = 0.75 P_y$ の根拠も不明快であるのでそれを下まわる建学 PC 規の与える $\sigma_2 = 0.85 \sigma_1$ を採用した。

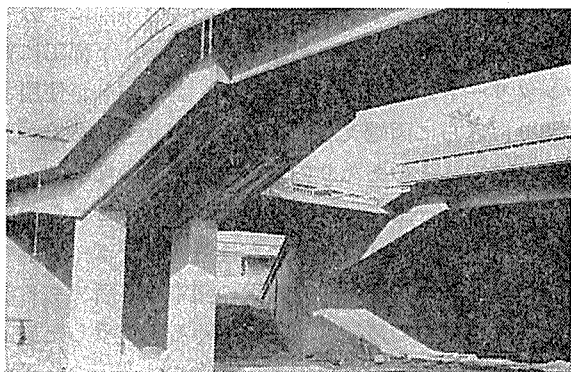
う。その結果、本数も配置も計算結果とは多少異なってくる。このような補正に伴う最終結果は、いずれにせよ後ほど、桁の全長を通して各断面位置ごとに再検討しなければならない。なぜなら、先述したごとく、各断面のプレストレスによる偏心曲げの応力自体が、プレストレス変形に伴う不静定反力により 10% 程度変動するし、また、プレストレス力の大きさ自体が配線の長さや曲率の摩擦損失で場所によって低下してくるからである。

桁の全長を通しての配線を仮定したら、断面ごとにその位置での鋼材本数、配線の位置、摩擦損失率を与え、断面間の距離、支点位置を指定し入力する。プログラム (PREST2) は、まずプレストレス力による各区分ごとの曲率を求め、それを積分して各断面位置でのプレストレスたわみを算定する。それらを連結して各支点の拘束に従って発生する不静定反力を求める。その不静定反力による応力を各断面位置で算定し、プレストレスによる偏心曲げを補正する。そこで初めて各断面の有効偏心曲げが決定され、それから上下縁辺のいずれかが圧縮または引張の許容応力度に達するまでの幅が、いわゆる許容曲げ耐力となる。通常、下凸 (MAX) と上凸 (MIN) の両限界があり、その間の幅が荷重応力に対する許容幅となる。したがって、種々の起こり得る荷重状態での応力値がすべてこの幅の中に納まっていれば OK であると言える。

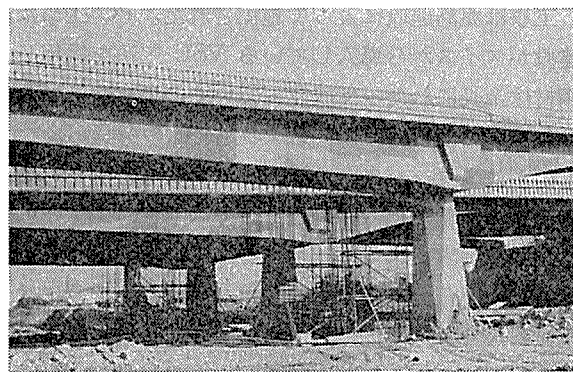
問題をもっと錯綜させるのは、時期および材令に伴ってプレストレス力の有効値が変化したり、コンクリートの強度 (許容強度) やヤング係数が異なってくることである。つまり、プレストレス導入時は材令が若く、積載荷重がない。その後の経年変化として、PC 鋼材のリラクゼーション、コンクリートの収縮、クリープなどが進行して、年ごとにプレストレス力の有効値が低下する。それがまた、不静定構造の不静定反力やそれに伴う断面応力を変動させる。支点に不同沈下が生じることを想定すると、これもまた不静定反力と断面応力を変化させる。これらの状況をすべて追跡して、各段階での許容最大値の最小値と、許容最小値の中の最大値とが、全期間を通してのその断面の許容最大応力と許容最小応力を与えるのである。

もう一つ重要なことは、終局耐力の安全率の検定である。あるいは特殊な構造物 (放射能洩れや薬品の浸食の恐れがあるものなど) では引張側の亀裂安全率の確保も必要になる。こうした面からも、断面の許容耐力の幅がせばめられることがある。また、PC の軸圧縮力を考慮に入れて、せん断力による斜張応力度の検討も必要である。

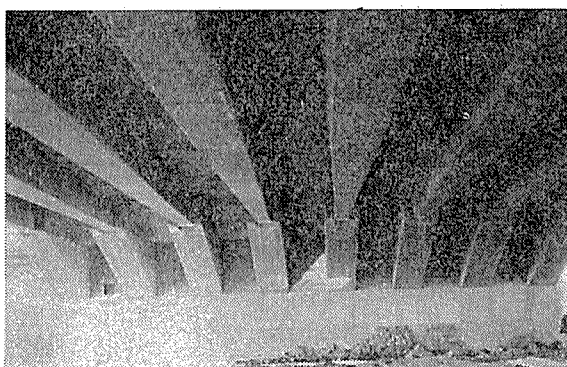
以上の各条件を通して、結局、各断面の許容耐力の幅がいかなる値として得られるかは、コンピューター・プログラムなくしては不可能であろう。メイン・ブリッジ



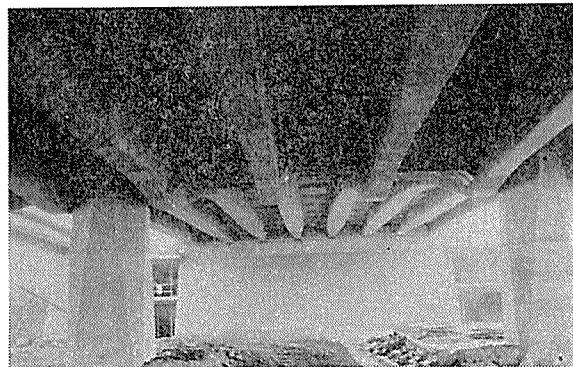
写真—6



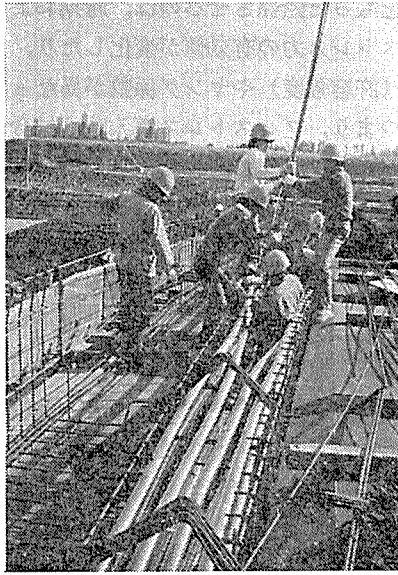
写真—8



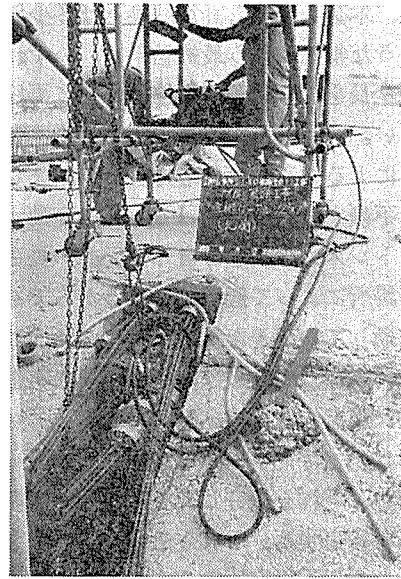
写真—7



写真—9



写真—10



写真—11

(MB) およびサブ・ブリッジ (SB) の各々について得られた許容耐力幅を 図—7, 8 に示している。また、同図は各種の荷重条件による荷重応力が、その許容幅内に納まっていることを示している。使用した材料の物性および歩道橋として採用した設計規準の値などを、表—2 に示す。

5. 施工について

工事は鹿島建設によって施工された。PC 工事は黒沢建設がスイスから導入している VSL 工法を採用した。鋼材は全長にわたって波うっていくので、ケーブルでなければならないし、ケーブルの定着部の金具が、VSL のものが最もコンパクトで機械的な美しさを感じさせるからである。施工上の特殊性は、やはりデザイナーの美的感覚から要求される形状を造り出すための型枠である。幅も丈も連続的に変化するため、いずれも厳密には曲面型枠になるが、変化の緩やかな範囲は折線的に平面をつなぎ合わせていくことができた。もう一つの難しさはスパン中央部の桁幅の広い部分で、内部に埋殺しの箱型枠を要する点であった。これは美的形状からの桁幅に対する要求と、自重を軽減したいという経済上、力学上の要求とを両立させるための解決であるが、周知のごとく、箱桁を造るには、下面のコンクリートのまわり具合や、

中枠の浮上りをどう押さえるかといった問題に対策しなければならない。また、支点部では上縁近くに配置されているケーブルが、スパン中央部では下縁側にまわらなければならない。箱状の中枠をどういう具合に立体的に避けながら、ケーブルの三次元的曲線配置をするかは、設計時の断面計算にも関連するから、その時点で既に検討され決定されているが、シースに通されたケーブルを、実際にそのように曲線配置することは、他の補強鉄筋や中型枠が邪魔になるので、作業順序を事前に十分考えておかなければうまくいかない。その他、下部工に普通コンクリートが、上部工に軽量コンクリートが使用されており、さらに両端支点はピン・ローラーの機能が要求されるので、そのあたりのコンクリートの切り方、打継ぎ方などにも一工夫必要であった。一方、これらの支点部分のディテールは視覚点にも最も重要なポイントであり、こうした多方面からの要求の集中する所であるから、自然に施工上の難題も結集してくる。そうした施工上の要請から、駅側の支点のピン金物には若干の修正が加えられた。ともかく美しくすることに伴う特殊な困難を、設計上も施工上も種々克服して、工事は着実に進行し、本年1月の段階では、ここに紹介した写真の程度にまとまってきている。