

# PC構造物の供用性と耐久性の向上

## — 第21回 PC技術講習会 —

平成5年2月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会





## 総 目 次

|                                          |         |
|------------------------------------------|---------|
| 世界のプレストレストコンクリートの動向 .....                | 1       |
| 横浜国立大学工学部 教授<br>(社)プレストレストコンクリート技術協会 副会長 | 池 田 尚 治 |
| 建築構造物における P R C .....                    | 17      |
| 大阪大学工学部建築工学科 教授                          | 鈴 木 計 夫 |
| 外ケーブル方式の有用性と適用性について .....                | 51      |
| 首都高速道路公団 常任参与                            | 飯 野 忠 雄 |
| 日本道路公団技術部 構造技術課長                         | 風 間 徹   |
| P C建設業協会高速道路橋研究委員会 委員長                   | 荒 川 敏 雄 |
| コンクリート構造物と耐久性 .....                      | 75      |
| P C建設業協会コンクリート耐久性技術委員会 委員長               | 津 野 和 男 |
| P C建設業協会コンクリート耐久性技術委員会 委員                | 熊 谷 紳一郎 |
| P C建設業協会コンクリート耐久性技術委員会 委員                | 近 藤 真 一 |
| 各地における注目すべき構造物 .....                     | 99      |
| (各開催地域の各講師)                              |         |
| P C橋の計画と景観 .....                         | 215     |
| (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会技術部会               |         |
| (資 料) プレストレストコンクリート技術講習会年次テーマ .....      | 241     |



# 世界のプレストレストコンクリートの動向

横浜国立大学工学部 教授 池田 尚 治  
(社)プレストレストコンクリート技術協会 副会長

## 1. はじめに

プレストレストコンクリートは、本来、供用性と耐久性にすぐれた構造形式である。そのため、プレストレストコンクリート（以下単にPCとも呼ぶ）の原理が実用化されて以来、PCは世界の各地で発展しながら広く普及してきているのである。発展の著しい斜張橋の分野では、今やPC斜張橋が鋼斜張橋を凌いで世界最長支間の長大橋梁を完成させるまでになってきた。また、PCと鋼部材との複合による技術もPCの技術的发展を大いに進めるものであり、PCの活用範囲は一段と広がるものと思われる。コンクリートの高強度化、新素材による緊張材の実用化、プレハブ化の徹底による施工の合理化、外ケーブル方式の活用、などこれらの技術およびその組合せによる相乗効果によってPCは一層その役割を大きく果してゆくものと期待されている。

一方、海浜部における塩害の問題、冬期の融氷剤散布による塩害の発生、コンクリートのアルカリシリカ反応の問題、などの早期劣化の顕在化した構造物が一部で見られ、PC構造物の設計施工および維持管理に関するグローバルな技術的検討が求められるようになってきたのも事実である。

今後のPCの一層の発展を考える場合、上述の事柄を念頭に置きながら世界的なPCに関する動向を把握することが先ず重要である。

そこで本文では、FIP（国際プレストレストコンクリート連合）の最近の動き、ヨーロッパ統合に向けての欧州構造基準（Structural Eurocode）の内容、およびプレハブ工法、長大橋などの最近の内外の状況について述べ、今後のPCの進む方向を探るものとする。

## 2. FIPの動向

FIP（Fédération Internationale de la Précontrainte）は、1952年に設立されて以来、PCの唯一の国際的組織として大きな役割を果たしてきた。FIPは参加各国のナショナルグループを主たる会員として組織され、ナショナルグループに属していない個人は個人会員として会員となることができる。FIPの運営は理事会（Council）が行なうが、理事会運営をスムーズに行うために幹部会（Praesidium）が組織されている。理事会は各ナショナルグループの代表によって構成され、会長が統括している。幹部会は、会長、前会長、会長代理、会長の推薦による理事数名および事務局長、会計担当によって構成されている。理事会は年に2回開催されるのが常である。

FIPの理事会では、PCが大きく世界的に発展普及してきたこと、およびFIPと関係の深い各種の国際組織、例えばCEB（ヨーロッパ国際コンクリート委員会）やIABSE（国際構造工学協会）などの活動が活発となり、場合によっては活動が重複しかねないこと、FIPの活動自身を見直す時機であること、などの理由により、FIPの将来を検討するための企画グループ（Strategy group）を組織することが1990年9月の理事会で決定された。

企画グループは現会長のMoksnes氏を委員長とした10名の理事会メンバーによって構成され、検討の結果は1991年4月の理事会で報告された。理事会での多くの議論を参考にして1992年2月に企画グループは、その任務であるFIPの将来の活動に対する計画をとりまとめた。表-1に現況分析を示す。これらを発展させるために企画グループでは、FIPが早急に取込む方策として、次の方針を提言した。

表一１ FIPの現況分析

| 項 目          | 概 要                                            |
|--------------|------------------------------------------------|
| 1. 役 割       | コンクリート構造, 特にPCを対象とした唯一の国際組織                    |
| 2. 主 目 標     | PCの発展, 研究・開発の促進, 技術者の向上                        |
| 3. 会 員       | 国別のグループによる正会員, 準会員, 個人会員                       |
| 4. 組 織       | 総会(4年毎), 理事会(年2回), 幹部会                         |
| 5. 財 務       | 収入(会費, 出版物売上げ, 大会等での納金)                        |
| 6. 委 員 会     | コンクリート, 材料と工法, 設計, 施工, プレハブ, 海洋, 容器, 槽, 耐震, 保守 |
| 7. 大会とシンポジウム | 4年毎に大会, 年1回シンポジウム                              |
| 8. 出 版       | FIP Notes, ハンドブック, 指針, 技術報告, 他                 |
| 9. 他機関との協力   | 合同委員会, 他                                       |

- (1) 重要な技術的集会に中心的なPCの技術者を参加させてFIPを発展させる。
- (2) 能力のある人材が各種FIP委員会で活躍できるようにする。
- (3) 新しいナショナルグループの参加を求める。
- (4) 賛助会員を募る。
- (5) 個人会員を増加させる。
- (6) 幹部会を增強し活性化する。
- (7) 理事会の運営の効率化を図る。
- (8) FIPの収入増加を図る。
- (9) 現在のFIP委員会の構成を見直す。
- (10) FIP委員会がセミナー等を実施することを考える。
- (11) 定期的行事である大会やシンポジウムの運営等を見直す。
- (12) FIPの出版物の販売を促進する。また, FIP Notesについても構成を見直す。
- (13) 他の国際機関との協催によるシンポジウム等を考える。
- (14) PCI等を通じ米国のACIとの関係を深める。

以上に述べた(1)～(14)はFIPの将来計画に対して早速に実行する内容(Actions)のみを列記したものである。  
詳細についてはFIP Notes 1992/3に掲載されているので参照されたい。<sup>(1)</sup>

なお, FIP委員会については, 全体の構成を大きく変える方針であり, 常置委員会と時限委員会とに分ける案が有力である。1992年9月の理事会では, 常置委員会として, プレハブ技術, PC材料・工法, 設計, および施工の4委員会の設立が提案されている。また, 橋梁についても委員会の設立が提案されている。いずれにしても, 各ナショナルグループでは各国内でFIP委員会に対応した国内組織を形成することが必要である。

FIPはその生い立ちから考えてややもするとヨーロッパ中心に運営されてきたようであるが, 現在は人口の多いアジア地域での活動を活発に行えることの必要性が認識されてきており, 今後, 日本のナショナルグループ(PC技術協会)の国際的貢献が強く求められるものと思われる。

### 3. 欧州構造基準について

欧州統合に向けてヨーロッパでは土木建築構造物についての設計施工の欧州構造基準(Structural Eurocode)の制定作業が鋭意進められている。この欧州構造基準が制定されれば構造分野において世界的な影響力を持つものと思われる。

1992年9月にこの欧州構造基準に関する国際会議が IABSE (国際構造工学協会) の主催によりスイスのダボス市の会議場で開催され、基準制定の状況が明らかにされた。ここでは、この会議で知り得た欧州構造基準についてその概要を述べる。<sup>(2)</sup>

#### (1) 技術的および政治的背景

1957年にローマ条約 (The Roman Treaties) によって欧州経済共同体が生まれ、1985年より修正が加えられ、その結果、1992年までに統一市場を完成するための条件を定めることとなった。1987年の欧州統一法 (European Single Act of 1987) に基き、物資や業務の欧州内での円滑な流通を図るために各種の技術的な基準の総合的な協調が求められることとなった。

欧州共同体の理事会の方針 (The Council Directive) として建設生産物 (CPD 89/106 / EEC) に対して次の項目が主要な目標として掲げられた。即ち、

- 力学的抵抗力と安定性
- 火災時の安全性
- 衛生、健康、および環境
- 使用時の安全性
- 騒音に対する防護
- エネルギーの経済性および保温性

主要な必要事項については解説書類 (Interpretative Documents) あるいは ID と呼ばれている書類に示されている。

欧州共同体委員会 (Commission of the European Communities, CEC) が欧州標準機構 (European Standard Organization CEN/CENELEC) に協調された基準の作成を指示したのはこの関連する ID に基いているのである。

この結果、欧州構造基準は、限界状態設計法によって安全性を検証すること、および安全性は終局限界状態 (Ultimate Limit States) と供用限界状態 (Serviceability Limit States) を対象とすることが決定された。また、この場合、部分安全率 (Partial Safety Factor) の採用が決められた。

ID 1 (力学的抵抗力と安定性) では欧州基準における協調された (harmonized) 安全性を確立するために次の事項を用いて安全を確保することが定められた。

- a) 荷重の代表的な値
- b) 安全率の数値
- c) 供用限界状態の必要条件
- d) 耐久性の必要条件
- e) 原因に対して不相応な損傷を受けない対策
- f) 用いる力学モデルの正確性
- g) 構造細目の妥当性
- h) 種々の品質保障の実施

加盟各国がその地域での安全確保のために独自に変更ができるのは、b), e), および h) のみである。

欧州構造基準の一層の発展を図るために基準の作成は欧州標準化委員会 (European Committee for Standardization, CEN) へ1989年に移管された。CEN では新しく技術委員会として CEN/TC 250 を組織した。

#### (2) 学協会の活動経緯

国際的に共通な構造設計基準を作成する検討は各種の国際的な学協会での合意に基き、1974年から開始された。この活動は拘束力のない構造設計指針あるいはモデルコードの作成が中心であった。これらに関係した国際学協会は次

の通りである。

- IABSE (International Association for Bridge and Structural Engineering, 国際構造工学協会)
- CIB (International Council for Building Research Studies and Documentation, 国際建築研究会議)
- RILEM (International Association of the Testing and Research Laboratories for Materials and Construction, 国際建設材料試験協会)
- CEB (Euro-International Committee for Concrete, ヨーロッパ国際コンクリート委員会)
- FIP (International Federation for Prestressed Concrete, 国際P C連合)
- ECCS (European Convention for Constructional Steelwork, ヨーロッパ鋼構造会議)
- JCSS (Joint Committee on Structural Safety, 構造安全合同委員会)
- ISSMFE (International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, 国際土質基礎学会)

1970年代の終り頃にはこれらの国際的学協会でも検討されたモデルコードを参照して欧州構造基準の作成へ向けての作業が欧州共同体の中で開始されたのである。

### (3) 欧州構造基準の構成

欧州構造基準の作成作業は前述の ID1 に従うものであり欧州共同体 CEC との合意に基づいて CEN/TC 250 委員会が実施するものである。

欧州構造基準は次の 9 巻から構成される。

- Eurocode 1 : 設計荷重
- Eurocode 2 : コンクリート構造
- Eurocode 3 : 鋼構造
- Eurocode 4 : 合成構造
- Eurocode 5 : 木構造
- Eurocode 6 : 組石構造
- Eurocode 7 : 基礎および地盤工学
- Eurocode 8 : 地震地域の構造
- Eurocode 9 : アルミニウム構造

P C構造を取扱っている Eurocode 2 の内容は次の通りである。

- Eurocode 2    Part 1 : 建築物の一般規則
- Part 2 : R CおよびP C橋
- Part 3 : コンクリート基礎
- Part 4 : 貯蔵構造
- Part 5 : 海洋環境構造
- Part 6 : 大規模構造
- Part 10 : コンクリート構造の耐火設計

1992年 9月の Davos における欧州構造基準の国際会議では Eurocode 2 に関する講演として、コンクリート構造の設計概念、材料、構造解析、終局限界状態の設計、および供用性と耐久性、の 5 題が発表された。

Eurocode 2 は、CEB/FIP Model Code (1978年) を基本としているが、その後の技術的進歩も加味されているために内容的には CEB/FIP Model Code (1990年) の影響も相当に受けているようである。ただし、Eurocode 2 は実用的で責任のある構造基準となるものであるから Model Code での新しい考えはすぐには採用されないものと思

われる。

例として Eurocode 2 に示されている  
コンクリートの種類を表-2に示す。また、表-3に鉄筋の性能を示す。表-4はP C鋼線の寸法と機械的性質を示したものである。

表-5は環境条件に関連した分類であり、これに関連した最小かぶりが表-6に示されている。これによればP C鋼材の最小かぶりは室内環境で2.5cmである。

なお、欧州構造基準は当初、欧州予備標準あるいはENV (European prestandards)として出版された。Eurocode 2, 3, 4および5は1992年中に印刷され、Eurocode 1 は1993年には刊行されるとのことである。

表-2 コンクリートの強度 (MPa)

| Strength Class of Concrete | C12/15 | C16/20 | C20/25 | C25/30 | C30/37 | C35/45 | C40/50 | C45/55 | C50/60 |
|----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $f_{ck}$                   | 12     | 16     | 20     | 25     | 30     | 35     | 40     | 45     | 50     |
| $f_{ctm}$                  | 1.6    | 1.9    | 2.2    | 2.6    | 2.9    | 3.2    | 3.5    | 3.8    | 4.1    |
| $f_{ctk,0.05}$             | 1.1    | 1.3    | 1.5    | 1.8    | 2.0    | 2.2    | 2.5    | 2.7    | 2.9    |
| $f_{ctk,0.95}$             | 2.0    | 2.5    | 2.9    | 3.3    | 3.8    | 4.2    | 4.6    | 4.9    | 5.3    |

$f_{ck}$  : 設計基準強度

$f_{ctm}$  : 平均引張強度

$f_{ctk,0.05}$  : 5%の確率で引張破壊する強度

$f_{ctk,0.95}$  : 95%の確率で引張破壊する強度

表-3 グレード 500 の鉄筋

| 1  | Product form                                                      | Bars              |                       | Coils   |                   | Welded Fabric                          |                                        | p <sup>1)</sup> |
|----|-------------------------------------------------------------------|-------------------|-----------------------|---------|-------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|-----------------|
| 2  | Steel grade                                                       | B 500 H           | B 500 N <sup>2)</sup> | B 500 H | B 500 N           | B 500 H                                | B 500 N                                |                 |
| 3  | Nominal size <sup>3)</sup> (mm)                                   | 6 to 40           | 6 to 16               | 6 to 16 | 4 to 16           | 6 to 16                                | 4 to 16                                | -               |
| 4  | Yield strength $R_e$ (N/mm <sup>2</sup> )                         | 500               | 500                   | 500     | 500               | 500                                    | 500                                    | 0,95            |
| 5  | Ratio $R_m/R_e$ *)                                                | 1,08              | 1,03*)<br>or 1,05     | 1,08    | 1,03*)<br>or 1,05 | 1,08                                   | 1,03*)<br>or 1,05                      | 0,95*)          |
| 6  | Total elongation *) at max. force $A_{gt}$ (%)                    | 5,0               | 2,0 *)<br>or 2,5      | 5,0     | 2,0*)<br>or 2,5   | 5,0                                    | 2,0 *)<br>or 2,5                       | 0,95*)          |
| 7  | Suitability for bending (Rebend test)                             | Table 3           | Table 3               | Table 3 | Table 3           | Table 3                                | Table 3                                |                 |
| 8  | Fatigue strength (N/mm <sup>2</sup> ) (stress range $2\sigma_A$ ) | 200 <sup>4)</sup> | 200                   | 200     | 200               | 100                                    | 100                                    | *)<br>5)        |
| 9  | Strength of welded joints (N)                                     | -                 | -                     | -       | -                 | $0,3 \cdot R_e \times A$ <sup>6)</sup> | $0,3 \cdot R_e \times A$ <sup>6)</sup> | 0,95            |
| 10 | Permissible deviation from nominal mass (%)                       | -4,5              | -4,5                  | -4,5    | -4,5              | -4,5                                   | -4,5                                   | 0,95            |
| 11 | Projected rib area $f_R$                                          | Table 5           | Table 5               | Table 5 | Table 5           | Table 5                                | Table 5                                | 7)              |
| 12 | Chemical composition and carbon equivalent                        | Table 2           | Table 2               | Table 2 | Table 2           | Table 2                                | Table 2                                | 8)              |

1) See 3.6 (1- $\alpha=0,90$  in all cases).  
 2) Cut from coil and straightened.  
 3) Details see Table 4.  
 4) 150 N/mm<sup>2</sup> for nominal sizes > 20 mm.  
 5) Type test, see note to 5.5.4.  
 6) A: Nominal cross sectional area of the thicker wire.  
 7) Minimum values.  
 8) Maximum values.  
 \*) Values and/or their means of evaluation under discussion.

表一 4 応力除去冷間引抜 P C 鋼線

| Nominal (1)        |                            |                                   |      | Specified                                  |                                            |                                                      |                                    |                                                                   |                               |                                          |                                        |                                         |                            |
|--------------------|----------------------------|-----------------------------------|------|--------------------------------------------|--------------------------------------------|------------------------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|-------------------------------|------------------------------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------|----------------------------|
| Dia-<br>meter<br>d | Tensile<br>strength<br>(2) | Cross<br>sectional<br>area<br>(3) | Mass | Tolerance<br>on cross<br>sectional<br>area | Character-<br>istic breaking load<br>$F_m$ | Character-<br>istic 0.1%<br>proof load<br>$F_{p0.1}$ | Maximum<br>breaking<br>load<br>(5) | Minimum<br>elongation<br>at max load<br>$L_0 \geq 200$ min<br>Agt | Constric-<br>tion at<br>break | Minimum<br>number<br>of reverse<br>bends | Bend<br>radius<br>for reverse<br>bends | Max re-<br>laxation<br>at 1000 h<br>(6) | Fatigue<br>stress<br>range |
| mm                 | N/mm <sup>2</sup>          | mm <sup>2</sup>                   | g/m  | +/-mm <sup>2</sup>                         | kN                                         | kN                                                   | kN                                 | %                                                                 |                               |                                          | mm                                     | %                                       | N/mm <sup>2</sup>          |
| 4.0                | 1770                       | 12.6                              | 98.9 | 0.25                                       | 22.3                                       | 19.2                                                 | 25.6                               | ) for                                                             | ) for                         | ) 4 for                                  | 10                                     | ) for                                   | ) 200                      |
| 4.0                | 1860                       | 12.6                              | 98.9 | 0.25                                       | 23.4                                       | 20.1                                                 | 26.9                               | ) all                                                             | ) all                         | ) smooth                                 | 10                                     | ) all                                   | ) for                      |
| 5.0                | 1670                       | 19.6                              | 154  | 0.39                                       | 32.7                                       | 28.1                                                 | 37.6                               | ) wires                                                           | ) wires                       | ) wires                                  | 15                                     | ) wires                                 | ) smooth                   |
| 5.0                | 1770                       | 19.6                              | 154  | 0.39                                       | 34.7                                       | 29.8                                                 | 39.9                               | ) 3.5 %                                                           | ) a ductile                   | )                                        | 15                                     | ) 2.5 %                                 | ) wires                    |
| 6.0                | 1670                       | 28.3                              | 222  | 0.47                                       | 47.3                                       | 40.7                                                 | 54.4                               | )                                                                 | ) break                       | )                                        | 15                                     | )                                       | )                          |
| 6.0                | 1770                       | 28.3                              | 222  | 0.47                                       | 50.1                                       | 43.1                                                 | 57.6                               | )                                                                 | ) visible                     | ) 3 for                                  | 15                                     | )                                       | ) 180                      |
| 7.0                | 1670                       | 38.5                              | 302  | 0.58                                       | 64.3                                       | 55.3                                                 | 73.9                               | )                                                                 | ) to the                      | ) indented                               | 20                                     | )                                       | ) for                      |
| 7.5                | 1670                       | 44.2                              | 347  | 0.66                                       | 73.8                                       | 63.5                                                 | 84.9                               | )                                                                 | ) unaided                     | ) wires                                  | 20                                     | )                                       | ) indented                 |
| 8.0                | 1670                       | 50.3                              | 395  | 0.75                                       | 84.0                                       | 72.2                                                 | 96.6                               | )                                                                 | ) eye                         | )                                        | 20                                     | )                                       | ) wires                    |
| 9.4                | 1570                       | 69.4                              | 545  | 1.00                                       | 109.0                                      | 90.5                                                 | 125.4                              | )                                                                 | )                             | )                                        | 25                                     | )                                       | )                          |
| 10.0               | 1570                       | 78.5                              | 616  | 1.10                                       | 123.0                                      | 102.0                                                | 141.5                              | )                                                                 | )                             | )                                        | 25                                     | )                                       | )                          |

Note (1) The nominal modulus of elasticity may be taken as 205 kN/mm<sup>2</sup>.

Note (2) The nominal tensile strength is calculated from the nominal cross-section and the specified characteristic breaking load.

Note (3) The mass is calculated from the nominal cross-section area and a density value of 7.85 kg/dm<sup>3</sup>.

Note (4) For wires larger than 8 mm the specified characteristic proof load is approximately 83 % of the specified characteristic breaking load.

For wires of 8 mm and smaller the corresponding figure is 86 %.

Note (5) The maximum breaking load is 1.15 \* specified characteristic breaking load.

Note (6) For nominal diameters 9.4 mm and 7.5 mm the relaxation requirement may be varied by agreement between supplier and purchaser.

表一 5 環境条件の分類

| Exposure class                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                    | Examples of environmental conditions                                                                                                                                                                                                               |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1<br>dry environment                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |                    | interior of dwellings or offices <sup>1)</sup>                                                                                                                                                                                                     |
| 2<br>humid environment                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             | a<br>without frost | <ul style="list-style-type: none"><li>- interior of buildings where humidity is high (e.g. laundries)</li><li>- exterior components</li><li>- components in non-aggressive soil and/or water</li></ul>                                             |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | b<br>with frost    | <ul style="list-style-type: none"><li>- exterior components exposed to frost</li><li>- components in non-aggressive soil and/or water and exposed to frost</li><li>- interior components where the humidity is high and exposed to frost</li></ul> |
| 3<br>humid environment with frost and de-icing agents                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              |                    | <ul style="list-style-type: none"><li>- interior and exterior components exposed to frost and de-icing agent</li></ul>                                                                                                                             |
| 4<br>seawater environment                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          | a<br>without frost | <ul style="list-style-type: none"><li>- components completely or partially submerged in seawater, or in the splash zone</li><li>- components in saturated salt air (coastal area)</li></ul>                                                        |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | b<br>with frost    | <ul style="list-style-type: none"><li>- components partially submerged in seawater or in the splash zone and exposed to frost</li><li>- components in saturated salt air and exposed to frost</li></ul>                                            |
| The following classes may occur alone or in combination with the above classes:                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |                    |                                                                                                                                                                                                                                                    |
| 5<br>aggressive chemical environment <sup>2)</sup>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | a                  | <ul style="list-style-type: none"><li>- slightly aggressive chemical environment (gas, liquid or solid)</li><li>- aggressive industrial atmosphere</li></ul>                                                                                       |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | b                  | moderately aggressive chemical environment (gas, liquid or solid)                                                                                                                                                                                  |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | c                  | highly aggressive chemical environment (gas, liquid or solid)                                                                                                                                                                                      |
| <p>1) This exposure class is valid only as long as during construction the structure or some of its components is not exposed to more severe conditions over a prolonged period of time</p> <p>2) Chemically aggressive environments are classified in ISO 9690. The following equivalent exposure conditions may be used:</p> <p>Exposure class 5 a: ISO classification A1G, A1L, A1S</p> <p>Exposure class 5 b: ISO classification A2G, A2L, A2S</p> <p>Exposure class 5 c: ISO classification A3G, A3L, A3S</p> |                    |                                                                                                                                                                                                                                                    |



表一 6 最小かぶり (普通コンクリート)

|                              |                       | Exposure class, according to table 1 |    |    |    |    |    |    |    |           |
|------------------------------|-----------------------|--------------------------------------|----|----|----|----|----|----|----|-----------|
|                              |                       | 1                                    | 2a | 2b | 3  | 4a | 4b | 5a | 5b | (3)<br>5c |
| (2)<br>Minimum<br>cover (mm) | Reinforcement         | 15                                   | 20 | 25 | 40 | 40 | 40 | 25 | 30 | 40        |
|                              | Prestressing<br>steel | 25                                   | 30 | 35 | 50 | 50 | 50 | 35 | 40 | 50        |

#### 4. プレキャスト分割工法について

プレキャスト分割工法 (Precast Segmental Construction) は我が国において昭和40年代に適用が始まり、神島大橋や首都高速目黒架道橋などに採用された。しかし、移動支保工工法や押出し工法による現場打ちコンクリート方式が片持ち張出し工法に加えて普及するに及んでプレキャスト分割工法の採用例が少なくなってきた。しかしながら省力化や施工の合理化およびコンクリートの品質確保の観点から再び最近になってプレキャスト分割工法が注目を集めるようになってきた。また、諸外国における盛んなプレキャスト分割工法の適用例の成果も見逃すことはできない。

プレキャスト分割工法に外ケーブルを適用すれば施工が一層合理化されるが供用限界や終局限界に関する安全度のとり方を明確にすることが必要である。

ここでは最近諸外国において施工されたプレキャスト分割工法についてその概要を紹介することとする。

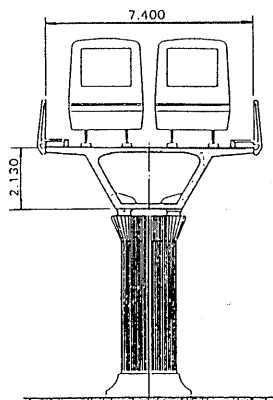
##### (1) メキシコのモンテレー鉄道高架橋

延長 18.5km の軽鉄道用高架橋で幅員が 7.4m、平均スパン 27m、619 径間の構造である。<sup>(3)</sup>

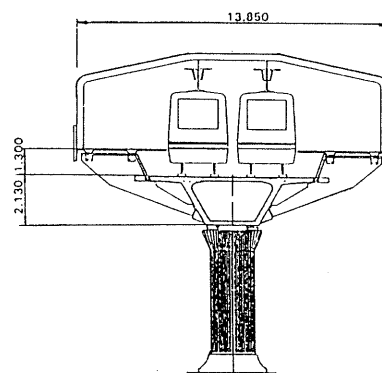
分割要素の総数は 6500 で 20 のロングラインベットで製作された。標準部の型枠は 26 台で橋脚部のセグメント用は 14 台であった。上床版は横方向にプレテンションされた。図一 1 に標準部の断面を示す。

架設は 8 台の架設トラスを用いて行い、トラスは橋脚側面の架設用のブラケット上に載せられた。分割要素は外ケーブルで一体化された。施工速度は 1 支間当り 2 ないし 3 日であった。特筆すべきは 1100m 間隔で建設された駅部の構造であって、主げたは標準部と同一で、駅のプラットフォーム部を PC ブラケットとフロアビームで支持させたことである。ただし、支間長をこの部分では低減させた。図一 2 にこの部分の構造を示す。

この工事は 1988 年 10 月に最初の分割要素が造られ、1990 年 7 月には最後の 619 支間が接合された。



図一 1 モンテレー鉄道高架橋 (標準部)



図一 2 モンテレー鉄道高架橋 (駅部)

## (2) バンコックの高速道路高架橋

この工事はタイ国のバンコック市内の高速道路高架橋の建設であって、全長 66km、平均支間長 42m、支間数 1575 の大規模工事である。<sup>(3)</sup>

構造形式はプレキャスト分割工法に外ケーブルを用いたもので、分割要素の長さは 3.4m である。地盤が悪いために構造的には単純支持であるが、4 径間分の路面は伸縮装置を減らすために閉合されている。分割要素間の接合はキイと外ケーブルによるドライジョイント (cold joint) である。図-3 に断面とケーブル配置例を示す。<sup>(4)</sup>

上部工の分割要素は 20500 個で、月に 750 個の割合で製造される。分割要素はショートライン・マッチキャスト方式が採用された。分割要素の製作は 1991 年 2 月に開始された。

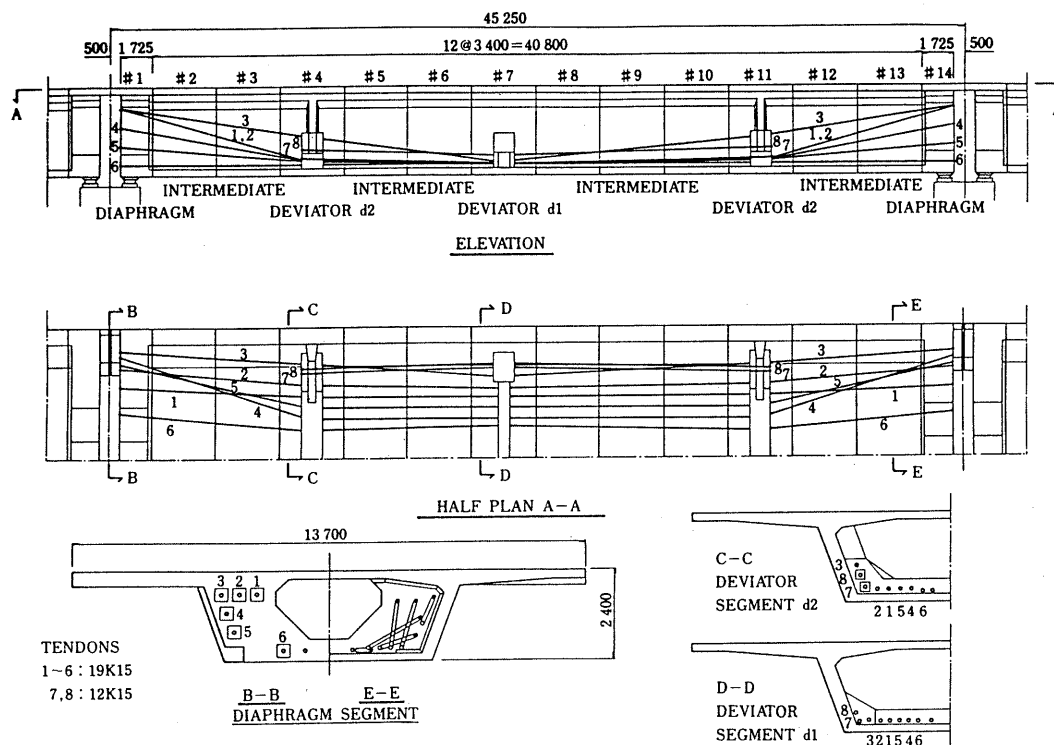


図-3 バンコック高速道路高架橋の分割要素およびケーブル配置

## (3) ハワイのウィンドワード高架橋

ハワイのオアフ島のホノルル市北側に位置する高速道路高架橋工事で、全長 2040m の上下線分離併列橋であり、それぞれ 24 径間を持つ構造である。<sup>(3)</sup>

プレキャスト分割工法が全面的に用いられたが、外ケーブルは施主から採用が認められなかった。

分割要素の製作はショートライン・マッチキャスト方式であり、平均縦断勾配 5% で、変断面、かつ、曲線橋としての主げた構造に対して十分な精度で製造された。プレキャスト分割要素の製作には 4 台の製作台が用いられた。1338 個のセグメントは 1990 年 11 月に製造開始され、1992 年 8 月に終了した。図-4 に固定支点部の形状を示す。

架設は併列する橋梁を同時に施工できるトラス桁ガントリークレーンによって行われた (図-5 参照)。

分割要素の接合はエポキシ樹脂が用いられたが橋脚の両側位置での接合には調整のために間詰コンクリートが用いられた。この工法の採用により、支間約 90m の連続 PC 橋が 1 支間当たり約 2 週間で架けられ、大幅な工期短縮を図ることができたのである。



#### (4) グレートベルト西橋梁

グレートベルト横断工事は、デンマークの首都コペンハーゲンにあるシェラン島とフェン島との間にあるグレートベルト海峡を道路と鉄道の両方が結ぶ全長 18km のプロジェクトである。海峡の中央部にはスプロー島があり、スプロー島の東側が世界最大支間となる吊橋(支間1624m)と鉄道用海底トンネル、西側はフェン島との接続となる道路鉄道併用橋(西橋梁、ウエストブリッジ)である。<sup>(5)</sup>

西橋梁は全長6611mで大規模なプレキャスト分割工法によって施工中である。

橋梁上部工は2つの箱桁からなり、北側は鉄道用、南側は道路用の橋桁である。構造は10ないし11径間連続のPC連続桁形式6連であり、図-6に示されるように同じケーソンの上に道路および鉄道の桁が独立して平行に建設される。10径間連続の場合の支間割は  $81.75\text{m} + 8 \times 110.4\text{m} + 81.75\text{m} = 1046.7\text{m}$  である。道路桁および鉄道桁の幅員はそれぞれ24.1mおよび12.3mである。支点上の桁高は道路桁で7.5m、鉄道桁で9.5mである。

標準支間部110.4mの桁は5つに分割され、柱頭部ブロック( $\ell = 18\text{m}$ )、2つの中間ブロック( $\ell = 18\text{m}$ )、および端部ブロック( $\ell = 27.2\text{m}$ )によって構成される(図-7参照)。

これらのブロックはブロック毎にヤードで製作された後にPCケーブルで連結され、7000トンの能力を持つ大型フローティングクレーンによって一括運搬架設される。

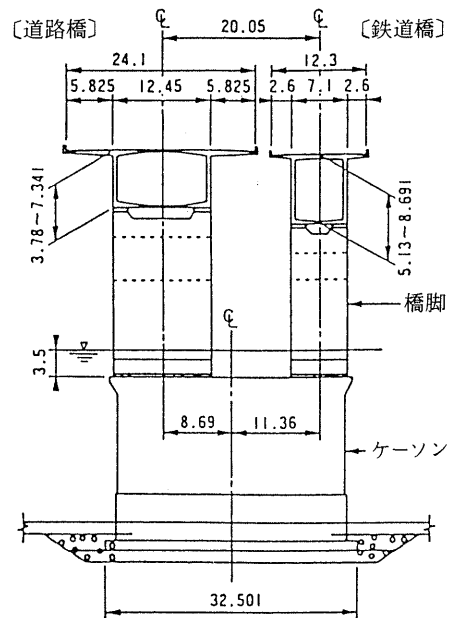


図-6 グレートベルト西橋の断面図

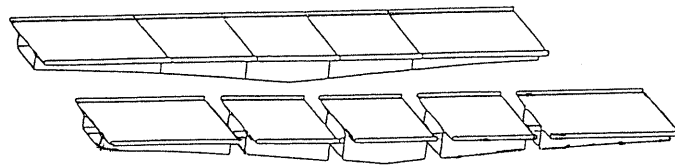


図-7 グレートベルト西橋の架設ブロック

下部工のケーソンおよびピヤシャフトもプレキャスト構造である。

西橋梁のプレキャストコンクリート製作ヤードはフェン島側のリンドホルムの32haの用地で行われた。ここで製作され運搬される大型ブロックの重量は、道路桁、鉄道桁、ピヤシャフトおよびケーソンについてそれぞれ5800t、4700t、1250～2800t、および4500～6900tである。

上部工のブロックの製作は柱頭部ブロックの製作をまず行い、これを海側に横移動させて隣接ブロックと結合し、更に海側に移動して次のブロックと結合して大ブロックとする方式であって、ブロック製作から搬出まで極めて合理的に行うことのできる類を見ない画期的な方式である。

なお、東橋梁のためのプレキャストコンクリートヤードはシェラン島のカルンボーであり、主塔部のプレキャストブロックの製作が行われている。

なお、鉄道海底トンネル用のコンクリートセグメントはシェラン島のハルスコフの埋立地で製作され、現地には無数のセグメントが地上に積重ねられて貯蔵されている。

以上に述べたようにデンマークのグレートベルト横断工事ではほとんどすべてのコンクリート工事にプレキャストコンクリートが適用され、施工の合理化と品質の確保が図られているのである。

(5) フランスのレ島橋

フランスではプレキャスト分割工法と外ケーブル方式の組合せによる大規模な橋梁の建設が盛んである。レ島橋 (Le pont de l'île de Ré, The Ré Island Bridge) はフランス西海岸のラロッシュェル市の北に位置し、橋長が 2926.5 m の PC 海上橋であり、1988 年 4 月に完成した。<sup>(6)</sup>

構造は図-8 に示されるように支間 110m が 24 径間と若干の側径間を持つ曲線半径 5000m の変断面連続箱桁橋である。主桁間部分は 440m 単位で  $3 \times 110\text{m}$  部分と片持構造が両側に 58.8m および 51.2m の部分によって構成される。片持部分はヒンジによって隣接桁と接続される。図-9 に示されるようにこのヒンジ部分は 1 分割要素だけ支間中央からずれて配置されている。これは架設用トラスの設置に有利なように定められたものである。

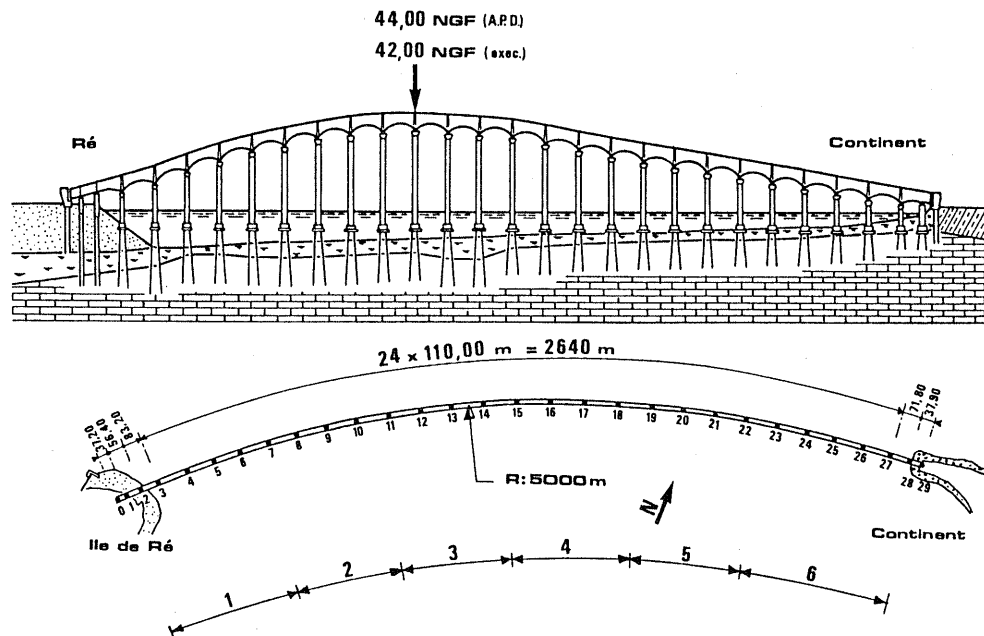


図-8 レ島橋

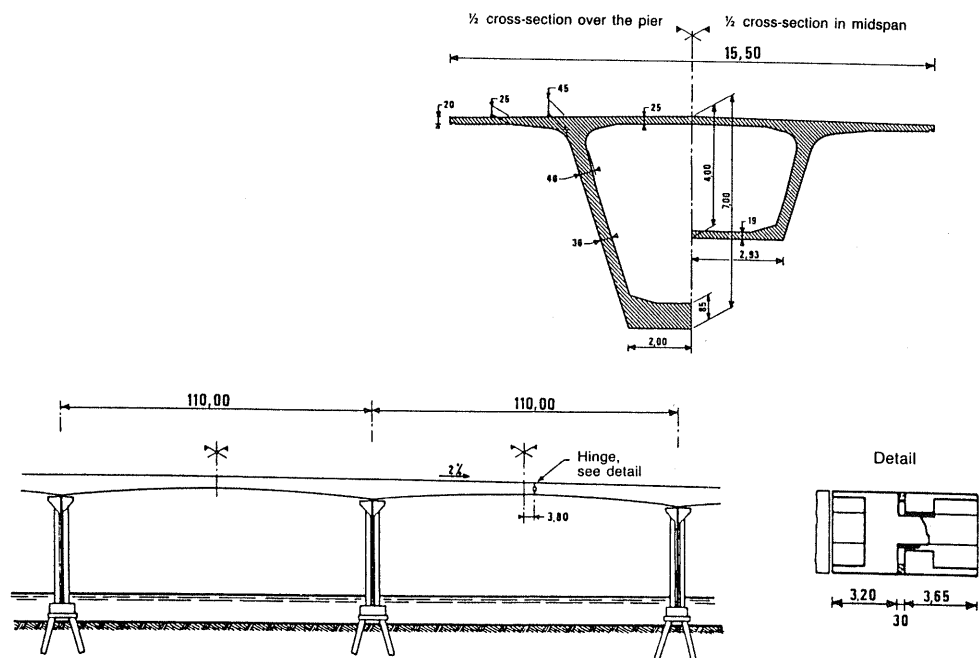


図-9 レ島橋の断面図とヒンジ

プレキャスト分割要素は8台のショートライン装置によって製作された。このうち6台は標準的な分割要素の製作に用いられ、1台は橋脚上の要素に、他の1台はヒンジ部分の要素や橋台部分の要素の製作に用いられた。

分割要素の長さは3.8mが標準であるが、橋脚上の要素は2.6m長さの2つの要素によって構成されている。これは架設時の分割要素の重量制限に基いたものである。橋脚上分割要素の端面は鉛直でなく次の要素との接合に適するように傾斜がつけられている(図-10参照)。

PCケーブルは内ケーブルと外ケーブルとの併用であり表-7に示すように12T15および19T15がそれぞれに用いられた(図-11、12参照)。

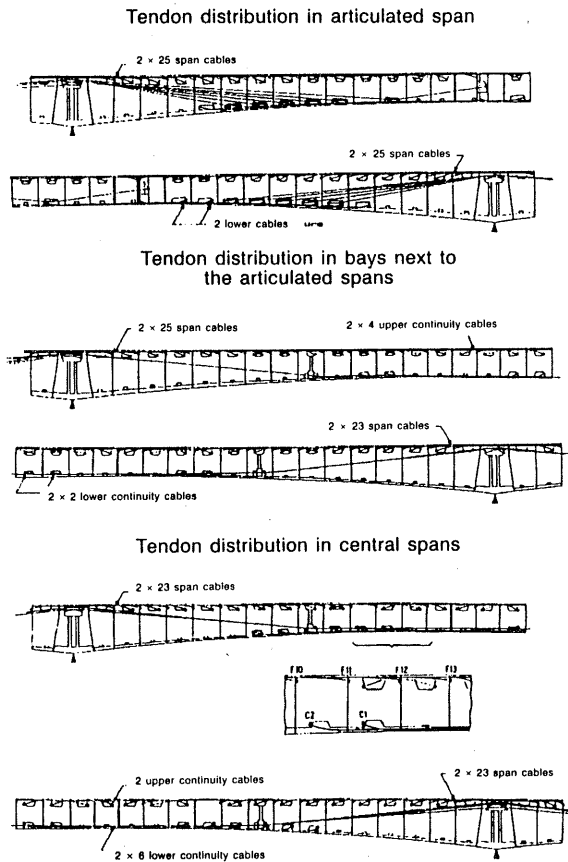


図-10 レ島橋の分割要素と外ケーブル配置

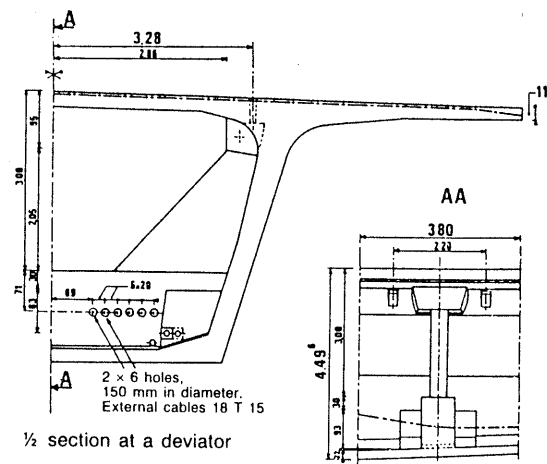


図-11 レ島橋の断面とデビエーター

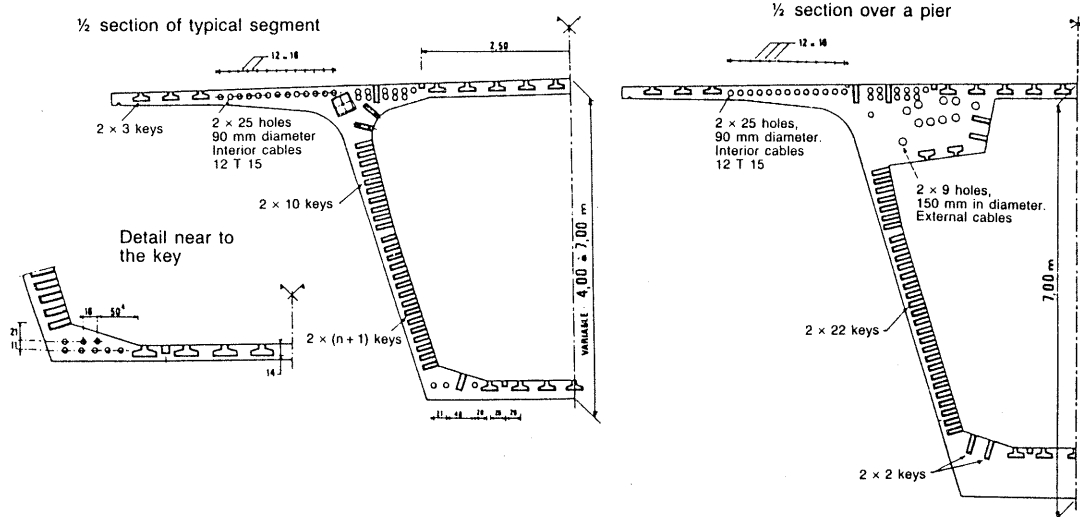


図-12 レ島橋の内ケーブル位置とせん断キー

架設は可動斜張式架設トラス桁によって行われた。  
このトラス桁の重量は約500tもあるため、この移動に際しては完成した桁上を通過するので架設用のPC鋼材が一時的に配置された。

外ケーブルは6mm厚さの高密度PE管の中に収められ、セメントグラウトが充填に用いられた。

1987年2月に最初の場所打ち杭の施工が開始され、翌年の1988年2月には最終の分割要素が設置された。工事期間は19ヶ月であり、契約当初の計画より1ヶ月早く竣工した。この橋梁の総工費は約3.5億フラン(約90億円)であった。

なお、フランスではプレキャスト分割工法と外ケーブルを併用した多くの長大PC橋が建設されており、中でも中央支間にゲルバー式の鋼げたを用いたChevire橋や、ウェブを立体トラスとしたGlacieres Sylans橋が注目を引くところである。<sup>(7)</sup>

#### (6) 米国およびその他の例

米国ではプレテンション式のプレキャストコンクリートが支間40m程度までの橋梁に多用され経済的にも評価されている。この桁は我が国の旧JIS PC桁と同じ断面形状で、bulb-tee桁と呼ばれており、この桁と埋設床版型枠(pretensioned precast stay-in-place forming slab)との組合せが経済的に有利と考えられてきた。そのためにプレキャスト分割工法の普及が遅れたが、米国分割工法学会(American Segmental Bridge Institute)が設立されるに及び徐々に分割工法が注目されるようになってきた。<sup>(8)</sup>

前述のハワイの高架橋やサンアントニオ市の高架橋などが美観や経済性にすぐれていることが評価されており、Long Key橋のような大規模な工事がプレキャスト分割工法と外ケーブル方式の組合せで今後大いに建設されるようになると思われる。

我が国でも沖縄の池間大橋では全長1425mの海上橋がプレキャスト分割工法で施工されており、この工法の今後の発展が期待される所である。<sup>(9)</sup>

表-8に協会誌Vol.33, No.2に報告された国内および海外のプレキャスト分割工法の実績を参考のために掲載する。<sup>(10)</sup>

表-8 プレキャスト分割工法の実績

#### (1) 国内実績

| 橋名                     | 完成年(年) | 構 造 デ ータ   |                                     |           |       | 断面        | 製作方法<br>型枠・養生           | 通 過<br>方 法                   | 架 設<br>工 法            | 工 期<br>(か月)             | 仮設<br>ヤード   | 架設<br>場所 | 主 桁<br>断面<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | 製作ブロック   |           | 使用鋼材                 | 地割   | 接合<br>キー          | 平 面<br>線 形 |
|------------------------|--------|------------|-------------------------------------|-----------|-------|-----------|-------------------------|------------------------------|-----------------------|-------------------------|-------------|----------|-------------------------------------|----------|-----------|----------------------|------|-------------------|------------|
|                        |        | 橋 長<br>(m) | 支 間<br>(m)                          | 幅員<br>(m) | 構造形式  |           |                         |                              |                       |                         |             |          |                                     | 数<br>(個) | 重量<br>(t) |                      |      |                   |            |
| 目黒高架橋<br>(首都高速公団)      | 1966   | 174.85     | 26.45+31.0+26.45<br>26.45+35.5+29.0 | 16.0      | 3径間連続 | 1箱桁       | ショートラ<br>イン             | トラッ<br>ク                     | クレーン<br>エレクショ<br>ンノーズ |                         | 付近<br>ヤード   | 道路       | 350                                 | 36       | 25        | フレシ<br>ネー<br>12φ8    | エポキシ | コンク<br>リート        | 直 線        |
| 多 摩 橋<br>(東 京 都)       | 1967   | 252.0      | 50.0+50.0+50.3<br>+50.3+50.0        | 12.1      | 4径間連続 | 2箱桁       | 250 m×2 基<br>冬期：保温      | 門型ク<br>レーン                   | 門型クレー<br>ン            |                         | 高水敷地        | 河川       | 400                                 | 120      | 36.5      | フレシ<br>ネー<br>12φ8    | エポキシ | コンク<br>リート        | 直 線        |
| 神 島 大 橋<br>(岡 山 県)     | 1970   | 170.0      | 41.95+86.0+41.90                    | 8.3       | 3径間連続 | 1箱桁       | 99 m×1 基<br>冬期：保温       | 低床ト<br>レーラ<br>ー<br>ポンツ<br>ーン | エレクショ<br>ンノーズ         | 44.4~<br>45.3<br>12か月   | 工場          | 海岸       | 400                                 | 46       | 45        | フレシ<br>ネー<br>12φ8    | エポキシ | コンク<br>リート        | 直 線        |
| 加古川橋梁<br>(日本国有鉄道)      | 1970   | 496.5      | 3(54.95+55.6+54.95)                 | 複 線       | 3径間連続 | 2×1<br>箱桁 | 54 m×1 基<br>冬期：ヒー<br>ター | 台車                           | エレクショ<br>ントラス<br>2×2本 | 12か月                    | 付近<br>製作ヤード | 河川       | 400                                 | 240      | 50        | フレシ<br>ネー<br>12φ12.4 | エポキシ | コンク<br>リート<br>金 属 | 直 線        |
| 越 田 橋<br>(建設省<br>東北地建) | 1971   | 150.0      | 39.5+70.0+39.5                      | 8.8       | 3径間連続 | 1箱桁       | 57 m×1 基<br>冬期：ヒー<br>ター | 門型ク<br>レーン                   | エレクショ<br>ンガーター        | 5(1期)<br>8(2期)<br>計13か月 |             | 河川       | 400                                 | 52       | 38.2      | フレシ<br>ネー<br>12φ8    | エポキシ | コンク<br>リート        | 直 線        |

表—8 (つづき—1)

## (1) 国内実績

| 橋名                              | 完成年<br>(年) | 構造データ     |                                            |                   |                           | 桁製作方法                  |                         | 運搬方法                    | 架設工法                | 工期<br>(か月)            | 仮置き<br>ヤード   | 架設場所 | 主桁<br>断面<br>( $\text{kgf/cm}^2$ ) | 製作ブロック    |                    | 使用鋼材                           | 目地割  | 接合<br>キー   | 平面<br>線形         |
|---------------------------------|------------|-----------|--------------------------------------------|-------------------|---------------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|-----------------------|--------------|------|-----------------------------------|-----------|--------------------|--------------------------------|------|------------|------------------|
|                                 |            | 橋長<br>(m) | 支間<br>(m)                                  | 幅員<br>(m)         | 構造形式                      | 断面                     | 型枠・養生                   |                         |                     |                       |              |      |                                   | 数<br>(個)  | 重量<br>(t)          |                                |      |            |                  |
| 首都高速 381<br>(首都高速公団)            | 1971       | 92.0      | 23.0+46.0+23.0                             | 16.6<br>上下線<br>分離 | 3径間連続                     | 1箱桁                    | 50 m×1 基                | トラック                    | エレクシ<br>ョンノーズ       |                       |              | 国道   | 400                               | 64<br>上下線 | 35                 | フレシ<br>ネー<br>12φ8              | エポキシ | コンク<br>リート | R=317上<br>R=325下 |
| 首都高速 383<br>(首都高速公団)            | 1971       | 140.0     | 39.4+68.0+39.4                             | 16.5<br>上下線       | 3径間連続<br>ラーメン             | 1箱桁<br>完成時<br>2主箱<br>桁 | 中央 29.0<br>側径間 36.0     |                         | エレクシ<br>ョンノーズ       |                       |              | 都道   | 400                               | 92        | 46                 | フレシ<br>ネー<br>12φ8              | デポキシ | コンク<br>リート |                  |
| 大内野大橋<br>(茨城県)                  | 1971       | 160.0     | 49.0+60.0+49.0                             | 9.8               | 3径間連続                     | 1箱桁                    | 27.5 m×1 基              | 門型ク<br>レーン              | エレクシ<br>ョンノーズ       | 10か月                  | 製作ヤ<br>ードに隣接 | 河川   | 400                               | 52        | 27~40              | SEEE<br>F 14                   | エポキシ | コンク<br>リート | 直線               |
| 西金大橋<br>(茨城県)                   | 1971       | 154.0     | 48.0+58.0+48.0                             | 9.8               | 3径間連続                     | 1箱桁                    | 56 m×1 基                | 重量台<br>車ウィン<br>チ        | エレクシ<br>ョンノーズ       | 46.2~<br>47.1<br>12か月 | 製作ヤ<br>ードに隣接 | 河川   | 400                               | 44        | MAX<br>40.5        | SEEE<br>F 130,100              | エポキシ | コンク<br>リート | Sカーブ             |
| 妙高大橋<br>(建設省)                   | 1972       | 300       | 65.0+85.0+85.0+65.0                        | 10.0              | 4径間連続                     | 1箱桁                    | 100 m                   | 門型ク<br>レーン              | ケーブルク<br>レーン        |                       | 製作ヤ<br>ードに隣接 | 河川   | 400                               | 90        | 61                 | SEEE                           |      |            | 直線               |
| 中央橋<br>(北上市役所)                  | 1973       | 381.7     | 7×54.5                                     | 6.8               | 7径間連続                     | 1箱桁                    | 28 m×1 基<br>冬期：ヒ<br>ーター | トレー<br>ラー               | エレクシ<br>ョンノーズ       |                       |              | 河川   | 400                               | 134       | 40                 | フレシ<br>ネー<br>12φ8              | エポキシ | コンク<br>リート |                  |
| 国見橋<br>(北上市役所)                  | 1974       | 537.0     | 9×59.52                                    | 6.8               | 2×4.5<br>径間連続<br>(中央部ヒンジ) | 1箱桁                    | 30 m×1 基<br>冬期：ヒ<br>ーター | トレー<br>ラー               | エレクシ<br>ョンノーズ       |                       |              | 河川   | 400                               | 198       | 65                 | フレシ<br>ネー<br>12φ8              | エポキシ |            |                  |
| 川端橋<br>(栃木県)                    | 1974       | 459.75    | 3 (50.4+51.05+50.4)                        | 9.1               | 3径間連続                     | 1箱桁                    | 25 m×1 基<br>冬期：ヒ<br>ーター | トレー<br>ラー               | エレクシ<br>ョンノーズ       | 13か月                  |              | 河川   | 400                               | 138       |                    | フレシ<br>ネー<br>12φ8              | エポキシ |            |                  |
| 沼館橋<br>(秋田県)                    | 1974       | 451.6     | 5×49.95                                    | 8.8               | Tラーメン                     | 1箱桁                    |                         | 門型ク<br>レーン              | 門型ク<br>レーン          | 19か月                  | 製作ヤ<br>ードに隣接 | 河川   | 400                               | 54        | 27~34<br>12 T 12.4 | フレシ<br>ネー<br>12 T 12.4         | エポキシ | コンク<br>リート | 直線               |
| 横浜高速1号線<br>(YC 104)<br>(首都高速公団) | 1977       | 238.0     | 54.0+53.2<br>40.8+50.0+40.0                | 8.2               | 2径間連続<br>3径間連続            | 1箱桁                    | 2 基                     | トレー<br>ラー               | エレクシ<br>ョンノーズ       |                       |              | 県道   | 400                               | 148       | 32.0<br>(平均)       | フレシ<br>ネー<br>12φ8<br>12 T 12.4 | エポキシ | コンク<br>リート |                  |
| 新山下橋<br>(首都高速公団)                | 1978       | 183.9     | 63.7+76.4+42.4                             | 13.0              | 3径間連続<br>ラーメン             | 2箱桁                    | 73 m×1 基                | 軌条・エ<br>レクタス            | エレクシ<br>ョンノーズ       | 18か月                  |              | 湾    | 400                               | 135       | 65                 | SEEE<br>FC 130                 | エポキシ | コンク<br>リート | R=430 m          |
| 鳥川橋梁<br>(日本鉄道<br>建設公団)          | 1978       | 420.0     | 5×42.0+5×42.0                              | 複線                | 5径間連続                     | 1箱桁                    | ショートラ<br>イン             | トレー<br>ラー               | 門型ク<br>レーン<br>(ノーズ) | 11か月                  | 河川敷          | 河川   | 400                               | 56        | 58~67              | フレシ<br>ネー<br>12 T 12.4         | エポキシ | 金属直<br>線   |                  |
| 十三間大橋<br>(青森県)                  | 1979       | 231.0     | (2×32.9)<br>+48.0+69.1+48.0                | 11.5              | 3径間連続                     | 1箱桁                    | 55.5 m×1 基              | トレー<br>ラー台車             | エレクシ<br>ョンノーズ       | 10か月                  | 河川敷          | 湖    | 400                               | 44        | 60                 | フレシ<br>ネー<br>12 T 12.4         | エポキシ | コンク<br>リート | 直線               |
| 下山田橋<br>(鉄道建設公団)                | 1979       | 119.7     | 29.35+59.7+29.35                           | 12.2              | 3径間連続                     | 1箱桁                    | 60 m×1 基<br>冬期：ヒ<br>ーター | 軌条・エ<br>レクタス            | エレクシ<br>ョンノーズ       | 9か月                   | 取付用地         | 国道   | 400                               | 48        | 65                 | フレシ<br>ネー<br>12 T 12.4         | エポキシ | 金属         |                  |
| 江原橋<br>(岩手県)                    | 1982       | 586.2     | 64.8+7×65.0+64.8                           | 12.8              | 9径間連続                     | 1箱桁                    | 60 m×2 基                | トレー<br>ラー<br>門型ク<br>レーン | エレクシ<br>ョンノーズ       | 20か月                  | 近辺用地         | 河川   | 400                               | 176       | 65                 | 12 T 12.4                      | エポキシ | コンク<br>リート |                  |
| 太田橋<br>(岩手県)                    | 1984       | 357.0     | 3×59.5 2連                                  | 21.5<br>上下線       | 3径間連続                     | 1箱桁                    | 25.5 m×2 基<br>58 m×1 基  | トレー<br>ラー               | エレクシ<br>ョンノーズ       | 22か月                  |              | 河川   | 400                               | 104       | 60                 | フレシ<br>ネー<br>12 T 12.4         | エポキシ | コンク<br>リート | 直線               |
| 瀬底大橋<br>(沖縄県)                   | 1985       | 262.9     | (3×40)+(3×54.3)<br>+(3×54.3)+(3×40)        | 10.75             | 3径間連続                     | 1箱桁                    | 冬期：保温                   | トレー<br>ラー<br>門型ク<br>レーン | エレクシ<br>ョンノーズ       |                       |              | 海洋   | 400                               | 226       | 45                 | 12φ8                           | エポキシ | コンク<br>リート | 直線               |
| 池間大橋<br>(沖縄県)                   | 1992       | 1 425.0   | (4×50)+(4×60)<br>+(4×60)+(5×60)<br>+(4×50) | 8.75              | 4径間連続<br>5径間連続            | 1箱桁                    | 60 m×1 基<br>冬期：ヒ<br>ーター | トレー<br>ラー<br>門型ク<br>レーン | エレクシ<br>ョンノーズ       |                       |              | 海洋   | 400                               | 464       | 48                 | 12 T 12.4                      | エポキシ | コンク<br>リート | 直線               |
| 東名尾柄東<br>(日本道路公団)               | 1991       | 415.0     | 71.3+100+100<br>+88.0+54.35<br>(柱頭部 1 基分)  | 14.5              | 5径間連続                     | 2箱桁                    | 48 m×2 基                | 軌条                      | エレクシ<br>ョンノーズ       |                       | 橋梁基<br>部ヤード  | 河川   | 400                               | 42        | 80                 | 12 T 12.4                      | エポキシ | コンク<br>リート | 直線               |

## (2) 海外実績

| 橋名                            | 完成年<br>(年) | 構造データ      |                                                      |             |                | 桁製作方法          |                                | 運搬方法                              | 架設工法                  | 工期<br>(か月)                     | 仮置き<br>ヤード      | 架設場所 | 主桁<br>断面<br>( $\text{kgf/cm}^2$ ) | 製作ブロック   |           | 使用鋼材                            | 目地割                    | 接合<br>キー                         | 平面<br>線形 |
|-------------------------------|------------|------------|------------------------------------------------------|-------------|----------------|----------------|--------------------------------|-----------------------------------|-----------------------|--------------------------------|-----------------|------|-----------------------------------|----------|-----------|---------------------------------|------------------------|----------------------------------|----------|
|                               |            | 橋長<br>(m)  | 支間<br>(m)                                            | 幅員<br>(m)   | 構造形式           | 断面             | 型枠・養生                          |                                   |                       |                                |                 |      |                                   | 数<br>(個) | 重量<br>(t) |                                 |                        |                                  |          |
| Rio-Canoni 橋<br>(ベネズエラ)       | 1963       | 480        | 48+4×96+48                                           | 10.3        | 6径間連続          | 1箱桁            | 鋼製型枠                           | 押出し<br>軌道<br>(500 m)              | 押出し施工                 | 1962~<br>1963                  | 橋台背後<br>(500 m) | 河川   | B 450                             | 50       |           | ST 160/<br>180<br>間詰め<br>7φ3 mm | 40 cm 幅<br>のコン<br>クリート |                                  | 直線       |
| CHOISY-<br>LE-ROI 橋<br>(フランス) | 1964       | 130        | 37.5+55.0+37.5                                       | 28.4<br>上下線 | 3径間連続<br>ラーメン  | 2主箱<br>桁       | 支間の半分<br>鋼製型枠<br>×2<br>蒸気養生    | 台車お<br>よび台<br>船                   | フローテ<br>ィンク<br>レーン    | 1963~<br>1964<br>4 Block/<br>日 | あり              | 河川   |                                   | 20       |           | 主 12φ8<br>横 12φ7                | エポ<br>キシ               | コンク<br>リート<br>(大型)               |          |
| Pierre-Bénite 橋<br>(フランス)     | 1965       | 250<br>196 | 50+2×75+50<br>56+84+56                               | 16.92       | 4径間連続<br>3径間連続 | 2主箱<br>桁       | 鋼製型枠<br>マッチキ<br>ャ<br>スト        | 台船                                | エレクシ<br>ョンノーズ         | 1964~<br>1965<br>(13か月)        | あり              | 河川   |                                   | 30~42    | 12 T 12.4 |                                 | エポ<br>キシ               | コンク<br>リート<br>(大型)               |          |
| Courbevoie 橋<br>(フランス)        | 1965       | 140        | 40+60+40                                             | 2×<br>17.3  | 3径間連続          | 4主箱<br>桁       | 移動型枠<br>蒸気養生                   | 台船<br>フロー<br>ティン<br>グ<br>ク<br>レーン | クレーン                  | 1964~<br>1965.8<br>(24か月)      | あり              | 河川   |                                   | 204      | 20~55     |                                 | エポ<br>キシ               | コンク<br>リート                       |          |
| Oléron 高架橋<br>(フランス)          | 1966       | 2 862      | 28.75+7×39.5+59.2<br>+26×79.0+59.25<br>+9×39.5+28.75 | 10.6        | 46径間連続<br>ラーメン | 1箱桁            | 鋼製型枠<br>蒸気養生                   | 台車                                | エレクシ<br>ョンノーズ         | 1964~<br>1966<br>(8 m/日)       | あり              | 海岸   |                                   | 30~73    |           | フレシ<br>ネー<br>12 T 12.4          | エポ<br>キシ               | コンク<br>リート<br>および<br>アンカ<br>ーボルト |          |
| Aval a Paris<br>(フランス)        | 1968       | 312.5      | 67.47+92.0+81.4+71.65                                | 2×<br>17.3  | 4径間連続          | 2×<br>2主箱<br>桁 | 鋼製型枠<br>(定置式)<br>ホットコン<br>クリート | フロー<br>ティン<br>グ<br>ク<br>レーン       | クレーン<br>エレクシ<br>ョンノーズ | 24か月                           | あり              | 河川   |                                   | 351      | 40~75     |                                 | エポ<br>キシ               |                                  |          |



表—8 (つづき—2)

| 橋 名                                           | 完成<br>年<br>(年) | 構 造 デ ー タ               |                                              |                |                  | 桁製作方法          |                  | 運 搬<br>方 法                              | 架 設<br>工 法                       | 工 期<br>(か月)                    | 仮置き<br>ヤード            | 架設<br>場所 | 主 桁<br>$\left(\frac{\sigma_{ca}}{kgf/cm^2}\right)$ | 製作ブロック                        |                    | 使用鋼材                                               | 目地<br>材 質          | 接合<br>キー           | 平 面<br>線 形 |
|-----------------------------------------------|----------------|-------------------------|----------------------------------------------|----------------|------------------|----------------|------------------|-----------------------------------------|----------------------------------|--------------------------------|-----------------------|----------|----------------------------------------------------|-------------------------------|--------------------|----------------------------------------------------|--------------------|--------------------|------------|
|                                               |                | 橋 長<br>(m)              | 支 間<br>(m)                                   | 幅員<br>(m)      | 構造形式             | 断面             | 型枠・養生            |                                         |                                  |                                |                       |          |                                                    | 数<br>(個)                      | 重量<br>(t)          |                                                    |                    |                    |            |
| Juvisy<br>(フランス)                              | 1968           | 213.5                   | 2×18.8+41.8+66.6<br>+41.8+25.7               | 15.0           | 6径間連続桁           | 2主箱<br>桁       | 定置式<br>鋼製型枠      | フロー<br>ティン<br>グク<br>レーン                 | クレーン                             | 36か月                           | あり                    | 河川       |                                                    | 106                           | 29~50              |                                                    | エボ<br>キシ           |                    |            |
| Bonpas<br>(フランス)                              | 1969           | 548                     | 7×72.0+44.0                                  | 2×<br>14.0     | 8径間連続桁           | 2×<br>2主箱<br>桁 | 移動式<br>鋼製型枠      |                                         | クレーン                             | 23か月                           | あり                    | 河川       |                                                    | 788                           | 20~30              |                                                    | エボ<br>キシ           |                    |            |
| Amont a Paris<br>(フランス)                       | 1969           | 326.9                   | 56.39+65.02+90.0<br>+53.47~61.99             | 20.9~<br>29.0  | 4径間連続桁           | 2×<br>2主箱<br>桁 | 定置式<br>鋼製型枠      | フロ<br>ー<br>ティ<br>ン<br>グ<br>ク<br>レー<br>ン | クレーン<br>エレクシ<br>ョンノ<br>ーズ        | 24か月                           | あり                    | 河川       |                                                    | 339                           | 45~80              |                                                    | エボ<br>キシ           |                    |            |
| Bayonne<br>(フランス)                             | 1970           | 241.5                   | 45.25+2×75.5+42.45                           | 19.0           | 4径間連続桁           | 2主箱<br>桁       | 移動式<br>鋼製型枠      | 台 車                                     | エレクシ<br>ョンノ<br>ーズ                | 33か月                           | あり                    | 河川       |                                                    | 155                           | 30~75              |                                                    | エボ<br>キシ           |                    |            |
| Blois<br>(フランス)                               | 1970           | 334.5                   | 61.5+3×91.0+61.5                             | 20.0           | 5径間連続桁           | 2主箱<br>桁       | 定置式<br>鋼製型枠      |                                         | エレクシ<br>ョン<br>トラ<br>ス            | 26か月                           | あり                    | 河川       |                                                    | 360                           | 40~75              |                                                    | エボ<br>キシ           |                    |            |
| Aramon<br>(フランス)                              | 1970           | 437                     | 47.0+5×78.0+47.0                             | 8.2            | 7径間連続桁           | 単箱桁            | 定置式<br>鋼製型枠      |                                         | エレクシ<br>ョン<br>トラ<br>ス            | 22か月                           |                       | 河川       |                                                    | 149                           | 25~75              |                                                    | エボ<br>キシ           |                    |            |
| Bourg-Saint-<br>And  ol<br>(フランス)             | 1971           | 326                     | 45.0+3×78.0+47.0                             | 10.0           | 5径間連続桁           | 単箱桁            | 定置式<br>鋼製型枠      |                                         | エレクシ<br>ョン<br>トラ<br>ス            | 16か月                           |                       | 河川       |                                                    | 71                            | 25~65              |                                                    | エボ<br>キシ           |                    |            |
| Conflans<br>(フランス)                            | 1971           | 157                     | 45.5+66.0+45.5                               | 2×<br>16.2     | 3径間連続桁           | 2×<br>2主箱<br>桁 | 定置式<br>鋼製型枠      |                                         | クレーン                             | 21か月                           |                       | 河川       |                                                    | 183                           | 42~63              |                                                    | エボ<br>キシ           |                    |            |
| Tours<br>(フランス)                               | 1972           | 747                     | 50.0+7×70.0+50.0                             | 2×<br>14.5     | 9径間連続桁           | 2×<br>2主箱<br>桁 | 移動式<br>鋼製型枠      | 門 型<br>ク<br>レー<br>ン                     | 自動門型<br>ク<br>レー<br>ン             | 27か月                           |                       | 河川       |                                                    | 604                           | 31~39              |                                                    | エボ<br>キシ           |                    |            |
| Remoulins<br>(フランス)                           | 1972           | 254                     | 48.0+2×79.0+48.0                             | 2×<br>14.0     | 4径間連続桁           | 2×<br>2主箱<br>桁 | 定置式<br>鋼製型枠      |                                         | クレーン                             | 18か月                           |                       | 河川       |                                                    | 232                           | 28~61              |                                                    | エボ<br>キシ           |                    |            |
| Marenne<br>(フランス)                             | 1972           | 957                     | 44.0+11×79.0+44.0                            | 10.6           | 13径間有鈎<br>連続桁    | 単箱桁            | 定置式              |                                         | エレクシ<br>ョン<br>トラ<br>ス            | 18か月                           |                       | 河川       |                                                    | 291                           | 39~75              |                                                    | エボ<br>キシ           |                    |            |
| B3 Sud<br>(フランス)                              | 1972           |                         | 35.5~37.7                                    | 10.5~<br>15.25 | 連続桁              | 1~2<br>主箱桁     | 定置式<br>蒸気養生      |                                         | エレクシ<br>ョン<br>トラ<br>ス            |                                |                       | 道路       |                                                    | 2 200                         | 25~53              |                                                    | エボ<br>キシ           |                    |            |
| Saint-Cloud<br>(フランス)                         | 1973           |                         | 42.0~101.75                                  | 20.8           | 16径間有鈎<br>連続桁    | 3室<br>箱桁       | 定置式<br>電 熱       |                                         | エレクシ<br>ョン<br>トラ<br>ス            |                                |                       | 河川       |                                                    | 511                           | 76~130             |                                                    | エボ<br>キシ           |                    |            |
| Chillon<br>(スイス)                              | 1969           | 2 100                   | 4×104+5×98<br>+11×92+95                      | 13×2           | 連続 T ラー<br>メン    | 2主箱<br>桁       | 定置式<br>蒸気養生      |                                         | エレクシ<br>ョン<br>トラ<br>ス            | 41か月                           |                       | 湖        |                                                    | 1 376                         | 45~80              |                                                    | エボ<br>キシ           |                    | 曲 線        |
| Ganga-River<br>橋<br>(インド)                     | 1987           | 5 575                   | 63.53+45×121.065<br>+63.53                   | 11.5           | 47径間連続<br>有鈎ラーメン | 1箱桁            | マッチキ<br>ャスト      | 特殊ト<br>ラック<br>レー<br>ラー                  | フローティ<br>ングク<br>レーン              | 1972~<br>1982<br>2 Block/<br>日 | あり                    | 河川       | M 20~<br>M 45                                      |                               | 80                 | フレッシュ<br>ネー<br>12φ8                                | エボ<br>キシ           | コンク<br>リート<br>(大型) | 曲線+<br>直線  |
| R   Island 橋<br>(フランス)                        | 1988           | 2 926.5                 | 37.2+56.4+83.2<br>+24×110+71.8+37.9          | 15.5           |                  | 1箱桁            |                  |                                         | ピロン併用<br>エレクシ<br>ョン<br>トラ<br>ス   | 1986.1~<br>1988.4<br>(28か月)    | あり                    | 海洋       |                                                    |                               |                    | フレッシュ<br>ネー<br>(IN)<br>12 T 15<br>(OUT)<br>19 T 15 | エボ<br>キシ           | コンク<br>リート<br>(多段) | R=5000     |
| Rjecina 川橋<br>(ユーゴスラビア)                       | 1984           | 233.43                  | 17.5+(45+98.5+45)                            | 11.42          | π型ラーメン           | 1箱桁            |                  | クレーン                                    | エレクシ<br>ョン<br>トラ<br>ス            | 1980~<br>1984                  | 橋台後方                  | 溪谷       |                                                    |                               | 25~65              | 22φ7<br>32φ7                                       | エボ<br>キシ           | コンク<br>リート<br>(多段) | R=∞        |
| Nun 川橋<br>(ナイジェリア)                            | 1983           | 700                     | 50+8×75+50                                   | 11.83          | 10径間連続桁          | 1箱桁            | マッチキ<br>ャスト      | 門 型<br>ク<br>レー<br>ン<br>および<br>台車        | エレクシ<br>ョン<br>トラ<br>ス<br>(330 t) | 12か月                           | 橋台後方<br>90 m          | 河川       | B 45                                               | 230                           | 70                 | LH 工法<br>12φ16.2                                   | エボ<br>キシ           | コンク<br>リート<br>(多段) |            |
| Imo 川橋(ナイジェリア)                                | 830            |                         | 55+9×80+55                                   | 11.0           | 11径間連続桁          | 1箱桁            |                  |                                         |                                  |                                |                       |          |                                                    |                               |                    |                                                    |                    |                    |            |
| Bahrain 連絡橋<br>(サウジアラビア)                      |                | 5 橋<br>950~<br>5 150    | 標準部 6×50=300 m<br>航路部メインスパン<br>150 m         | 12.3×<br>2     | 6径間連続桁           | 1箱桁<br>×2      | 鋼製箱桁             | フローティ<br>ングク<br>レーン<br>(1 400 t)        |                                  | 52か月                           | あり<br>300 m×<br>800 m | 海洋       |                                                    |                               |                    | BBR-<br>CONA<br>12 T 15.7                          | エボ<br>キシ           |                    |            |
| Lech 橋<br>(ドイツ)                               |                | 144                     | 31+68+45                                     | 8.0            | 3径間連続<br>有鈎ラーメン  | 2主版<br>桁       |                  | トレ<br>ー<br>ラー                           | フォルバウ<br>ワーゲン                    |                                | あり                    | 河川       |                                                    | 66                            | MAX<br>32<br>平均 22 | 3 cm<br>幅の<br>コン<br>クリ<br>ート<br>h=3 cm             | コンク<br>リート<br>(多段) |                    |            |
| Niger 橋<br>(ナイジェリア)                           | 1984           | 2 890<br>内 P.B<br>1 186 | 40+15×50+10<br>+(40+25×80+50)                | 23.5<br>上下線    | 連続桁(有鈎<br>ラーメン)  | 1箱桁<br>×2      | 80 m マッ<br>チキャスト | クレー<br>ン                                | 補助桁工法                            | 1981~<br>1984<br>80 m-<br>8日間  |                       | 河川       | B 45                                               | 630                           | 66                 | BBL 0.6                                            | 接合<br>剤            | コンク<br>リート<br>(多段) |            |
| Dauphin<br>Island 橋<br>(アメリカ)                 | 1982           | 5 430<br>内 P.B<br>1 186 | P.B 部のみ<br>6×36+7×36+64+122<br>+64+7×36+6×36 | 12.9           | 連続桁              | 1箱桁            | 工 場              | 船 舶                                     |                                  | 1980~<br>1982<br>(24か月)        |                       | 湾        | 38 MPa                                             | メイン<br>92<br>アプロ<br>ーチ<br>184 | 150                | φ12.7                                              | エボ<br>キシ           | コンク<br>リート<br>(多段) | 直 線        |
| Sallingsund 橋<br>(デンマーク)                      |                | 1 683                   | 51+17×93+51                                  | 16.1           | 19径間連続桁          | 1箱桁            | ショートラ<br>イン方式    | 台 車                                     | エレクシ<br>ョン<br>トラ<br>ス            |                                |                       |          |                                                    | 432                           | 125                |                                                    |                    |                    |            |
| Byker 高架橋<br>(イギリス)                           |                | 800                     | 最大スパン 3×69                                   |                |                  | 1箱桁            |                  |                                         |                                  |                                |                       |          |                                                    | 253                           |                    |                                                    | エボ<br>キシ           |                    | 曲 線        |
| Oosterschelde<br>(オランダ)                       | 1965           | 4 715                   | 48×95.0+2×77.5                               | 11.85          | 連続 T ラー<br>メン    | 1箱桁            | 定置式              | 台 船                                     | エレクシ<br>ョン<br>トラ<br>ス            | 45か月                           |                       | 海岸       |                                                    | 350                           | 600<br>275<br>190  |                                                    | コン<br>クリ<br>ート     |                    |            |
| New-London<br>Bridge<br>(イギリス)                | 1973           | 262                     | 79.0+104.0+79.0                              | 32.0           | 3径間ゲルバー          |                | 定置式              |                                         | エレクシ<br>ョン<br>トラ<br>ス            |                                |                       | 河川       |                                                    | 356                           | 72<br>31           |                                                    | コン<br>クリ<br>ート     |                    |            |
| Biloxi<br>Interstate<br>110 viaduct<br>(アメリカ) | 1985           | 1 625                   | 24.5~54.9                                    | 12.1           | 多径間連続桁           | 1箱桁            |                  | トレ<br>ー<br>ラー<br>門型ク<br>レーン             | エレクシ<br>ョン<br>トラ<br>ス            | 12か月                           | 橋台後方                  | 河川       |                                                    | 230                           | 70                 | LH<br>12 T 15.2                                    | エボ<br>キシ           | コンク<br>リート         | 直 線        |
| K  r   川橋<br>(ハンガリー)                          |                |                         | 72.0~85.8 m                                  | 11.0           |                  | 2室箱<br>桁       |                  | 門 型<br>ク<br>レー<br>ン                     | エレクシ<br>ョン<br>トラ<br>ス            |                                |                       |          | C=30                                               |                               | 30                 | φ36 鋼棒                                             | エボ<br>キシ           |                    |            |

定置式型枠—ショートライン 移動式型枠—ロングライン

## 5. 長大斜張橋について

1991年12月に斜張橋として世界最長支間 530m を誇るスカルンズンド橋が北欧のノルウェーに完成した。同じノルウェーで同年に既に支間 425m の P C 斜張橋であるヘルゲランド橋が完成しており、コンクリートによる長大橋の建設が着々と進んでいることがわかる。

この 2 つの斜張橋は同じノルウェーに建設されながら、構造形式や使用材料がそれぞれに異なっている。これは、これらの橋梁の建設に際して厳しい国際的な競争があったことに起因するものと思われる。例えば斜張ケーブルについては、スカルンズンド橋はオーストリア製のロックドコイルであり、ヘルゲランド橋はスイス製の HiAm アンカーケーブルである。公正な競争が行われる限り技術には国境はなく、特に大規模な工事では多国籍の企業によって業務が進められる場合が多くなるものと思われる。

斜張橋として世界最大支間となるフランスのノルマンディ橋が現在建設中であるが、この橋梁に対してもスウェーデンのコンサルタントが設計に参画している。

ノルマンディ橋は中央支間が 856m の複合斜張橋であって、中央径間中の 624m が鋼桁であり、その他の部分が P C 桁である。

今後は長大斜張橋の建設に際し、超高強度コンクリートや複合構造の適用が大いに盛んになるものと思われる。

## 6. おわりに

世界のプレストレストコンクリートの動向というテーマは極めて大きなテーマであってこれを十分に記述することは困難である。そこで、種々考えた結果本文で掲げたように、P C の国際組織である F I P の動向、欧州統合に関連した欧州構造基準 (Eurocode) の動向、最近盛んに用いられるようになったプレキャスト分割工法、および最近の長大斜張橋に項目を選定して記述してみた。しかしながらこれらの項目は世界の P C の動向の一部であって、視点を変えれば別の流れも認識できる筈である。

建築への P C の活用、FRP 緊張材の登場、P C 工場製品の普及、新工法の開発、PPC (パーシャルプレストレストコンクリート) 構造の適用、塩害や耐久性の問題、P C 構造の建設以外の分野への適用、波板鋼ウェブを持つ複合 P C 橋の登場、等 P C の最近の動向を考える内容は豊富である。

今年10月には我が国で初めての P C に関する F I P の国際シンポジウムが京都で開催される。ここでは P C に関する最新の世界の情報が発表されることとなる。この国際シンポジウムに参加することにより確実に P C に関する真の世界の動向が把握できるものと思われる。

### 参 考 文 献

1. FIP Strategy Group, FIP Council Meeting, Budapest, FIP Notes 1992/3, pp. 5 ~ 8
2. IABSE, Structural Eurocodes, International Conference, Davos, Sept. 14 ~ 16, 1992
3. J. M. Muller, Precast Segmental Construction, FIP '92 Symposium, Vol. 2, pp. 599 ~ 628, 1992
4. 白石, 竹林, 谷沢, バンコック第 2 高速道路の計画と設計 — 外ケーブル方式によるプレキャストブロック工法 —, プレストレストコンクリート, Vol. 34, pp. 42 ~ 51, 1992 年 7 月・8 月号
5. Annual Reports and Accounts '90, Storebelt, 1990
6. M. Virlogeux, et al, The Ré Island Bridge, FIP Notes 1991/3, pp. 2 ~ 8
7. La Précontrainte Extérieure, Le point de la question aujourd'hui, Deuxieme partie, Association Francaise pour la Construction, No. 290, Dec. 1991
8. N. Scott, Precast Prestressed Concrete Bridges in USA, FIP '92 Symposium, Vol. 2, pp. 629 ~ 640, 1992
9. 屋良, 野田, 吉野, 岡戸, 池間大橋(仮称)の設計と施工 — プレキャストブロック工法長大橋 —, プレストレストコンクリート, Vol. 33, No. 5, pp. 15 ~ 27, 1991 年 9 月・10 月号
10. P B 研究会, プレキャストブロック工法の新たな展開 — PBC 工法の調査・研究 —, プレストレストコンクリート, Vol. 33, No. 2, pp. 32 ~ 42, 1991 年 3 月・4 月号

# 建築構造物における P R C

大阪大学工学部建築工学科 教授 鈴木 計 夫

## 1. はじめに

わが国に P C の技術が導入されたのは昭和 30 年頃である。その後の土木におけるめざましい発展振りに比べて、P C 建築としての伸びは期待を大きく下回るものであった。確かに良い点は幾つもあるが、それにして設計や施工が面倒であり価格も高い、その上そうまでしなくても建物用の構造部材としては他の構造材が使える、等々いろいろな理由を挙げることができる。

しかし昭和 61 年 (1986 年) のはじめに、日本建築学会から「プレストレスト鉄筋コンクリート (Ⅲ種 P C) 構造設計・施工指針・同解説」<sup>1)</sup> が数年間にわたる検討審議を経て発刊されるに及んでその様相が大きく変わった。それには、建設省告示がこの P R C も含むように改訂されて新告示第 1320 号となったこと、また日本建築センターからも関連指針<sup>2)</sup> が出されたことも大きな力になっている。

様相が変わってきた理由を上記 P C と対比するならば、R C と価格は余り変わらずに、R C の欠点であるひび割れやたわみを簡単に自由に制御でき、スパンも一般のビルで望まれるが R C では追いつかない 10~20m が使いごろであり、S R C よりもかなり安く、また設計法も R C のそれに若干プラスする程度でよいこと、さらには部材特性も R C に近いものから P C まで広範囲に選ぶことができる、等々ということであり、P R C は今や普通のビルに気軽に使われ出している。

今回建築における P R C が採り上げられたのも、このような情勢に応じてのことであると思われる。

土木の P R C (P P C) については、昭和 61 年に猪股博士によって” P P C (Partially Prestressed Concrete) の勧め”<sup>3)</sup> と題した講習が行われているが、建築に関しては今回が初めてである。

そのため以下の本文では、P R C 構造および設計法の概説も含めたので、事例等に関するデータが割愛されたいきらいはあるが、できるだけ実務に役立ち、また今後の展開にも参考となるよう心掛けたつもりである。

## 2. P R C 構造の概説

### 2.1 用語について

このプレストレスト鉄筋コンクリートに対する表現として現在統一された用語はないが、外国で普通よく用いられる表現は partially prestressed concrete (P P C) である。このほか prestressed reinforced concrete (Stevens<sup>4)</sup> や Bennett<sup>5)</sup> 他)、reinforced prestressed concrete (Guyon)<sup>6)</sup>、Ⅲ種 P C (CEB/F I P 国際指針 (1970)<sup>7)</sup>、他)、P C of moderate prestressing (F. Leohaltdt)<sup>8)</sup> などとも表され、またドイツ語では Teilweise Vorspannung, Teilweise vorgespannte Beton などのように表現されている。

日本の土木学会の昭和 53 年度制定の示方書<sup>9)</sup> では CEB/F I P 国際指針 (1970) の分類にならってⅢ種 P C の表現が採用されているが、限界状態設計法を採り入れた昭和 61 年制定の示方書<sup>10)</sup> においては、Ⅰ種~Ⅲ種 P C の表現はなくなり、使用限界状態における断面引張縁の状態を三種 (Ⅰ種~Ⅲ種 P C 対応) に分けている。



なわち、長期設計応力時の引張縁の状態をⅠ～Ⅳに区分し、P R CをⅢ種としているが、これをさらにⅢ<sub>t</sub>、Ⅲ<sub>tb</sub>、Ⅲ<sub>0.1</sub>およびⅢ<sub>0.2</sub>の4種に分類している。

表1 部材の分類と長期設計応力時の断面引張縁の状態

| 部 材             | 引張縁の状態の分類記号                     | 長期設計応力 ( $G+P+X_p$ ) <sup>*1</sup> 時の引張縁の状態 (設計上の仮定) |                  | 曲げひび割れ幅制御の方法                                                                        |
|-----------------|---------------------------------|------------------------------------------------------|------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
|                 |                                 | $\sigma_{ct}$ 無視                                     | $\sigma_{ct}$ 考慮 |                                                                                     |
| プレストレストコンクリート   | PC                              |                                                      | Ⅰ                | 圧縮応力 $\sigma_c \geq 0$ : フルプレストレッシングの設計                                             |
|                 |                                 |                                                      | Ⅱ                | 引張応力 $\sigma_t \leq f_t$ (許容引張応力度) : パーシャルプレストレッシングの設計                              |
| プレストレスト鉄筋コンクリート | PRC (Ⅲ種PC) (PPC <sup>*6</sup> ) | ⋮                                                    | Ⅲ <sub>t</sub>   | 引張応力 $\sigma_t \leq F_t$ (引張強度) <sup>*4</sup>                                       |
|                 |                                 | Ⅲ <sub>tb</sub>                                      | Ⅲ <sub>tb</sub>  | 引張応力 $\sigma_t \leq F_{tb}$ (曲げ引張強度) <sup>*5</sup><br>最大ひび割れ幅 $w \leq 0.1\text{mm}$ |
|                 |                                 | Ⅲ <sub>0.2</sub>                                     | Ⅲ <sub>0.2</sub> | 最大ひび割れ幅 $w \leq 0.2\text{mm}$                                                       |
| 鉄筋コンクリート        | RC                              | Ⅳ                                                    | Ⅳ                | [最大ひび割れ幅 $w \leq 0.2 \sim 0.3\text{mm}$ ]<br>鉄筋応力制限による間接的制御                         |

↑ コンクリートの引張応力 $\sigma_{ct}$ を考慮して断面設計を行う  
↑ コンクリートの引張応力 $\sigma_{ct}$ を無視して断面設計を行う

- \* 1  $X_p$  : プレストレス導入による不静定二次応力      \* 4  $F_t = 0.07F_t$       \* 6 Partially Prestressed Concrete (=PPC)  
\* 2  $\sigma_{ct}$  : 断面コンクリートの引張応力      \* 5  $F_{tb} = \frac{5}{3}F_t$   
\* 3 指針 3.7(3) 項解説参照

これらの添字はそれぞれ引張縁の状態について

t : コンクリートの引張縁応力は引張強度 $F_t$ 以下,

tb : コンクリートの引張縁応力は曲げ引張強度 $F_{tb}$ 以下,

0.1 : 曲げひび割れ幅は0.1mm以下,

0.2 : 曲げひび割れ幅は0.2mm以下,

などであることを表現している。さらに、Ⅰ種～Ⅳ種は2系列に分けられ、Ⅲ<sub>t</sub>、Ⅲ<sub>tb</sub>はコンクリートの引張応力( $\sigma_{ct}$ )を考慮して設計するP Cの列に、Ⅲ<sub>0.1</sub>、Ⅲ<sub>0.2</sub>はそれを無視して設計するⅣ種R Cの列に示されているので、この記号によって長期設計応力時の引張縁の状態と設計方法が同時に判断できることになる。

Ⅲ種に対するこのような区分は以上からも推測されるようにⅢ<sub>t</sub>、Ⅲ<sub>tb</sub>、Ⅲ<sub>0.1</sub>、Ⅲ<sub>0.2</sub>の順序が必ずしもグレードの順位を表すものではなく、むしろ実用上の便を考慮したものであると考えた方がよい。他方、曲げひび割れ安全率の観点からは、通常の設計断面ではⅠ種の安全率が1.3以上、Ⅱ種は1.15以上と考えてよいのでⅢ種は1.0程度の値をもつことになり、したがってⅢ<sub>t</sub>、Ⅲ<sub>tb</sub>もひび割れ発生を想定するⅢ<sub>0.1</sub>、Ⅲ<sub>0.2</sub>と同じ範疇の部材となる。

しかし、Ⅲ<sub>t</sub>、Ⅲ<sub>tb</sub>およびⅢ<sub>0.1</sub>、Ⅲ<sub>0.2</sub>は、それぞれの設計方法が $\sigma_{ct}$ 考慮の有無の点で相容れない根本的な違いがあり、したがってⅢ種領域はⅠ種からⅣ種までの不連続部分、あるいは2つの異なる設計方の”重なり”の部分でもある。すなわち、たとえばⅢ<sub>0.1</sub>として設計されたものが、 $\sigma_{ct}$ の効果により実際にはひび割れが発生せずⅢ<sub>tb</sub>あるいはⅢ<sub>t</sub>の状態になることもあり、また逆に、Ⅲ<sub>tb</sub>の設計断面は $\sigma_{ct}$ を無視すればⅢ<sub>0.1</sub>あるいはⅢ<sub>0.2</sub>の状態になることもあろう。以上のような点を考慮して、表1ではⅢ種の内部の区分は点線を用いると同時に、”重なり”を意味する表現も行っている。現行の各国の規準には、いずれもこのようなⅢ種内での”不連続性”や”重なり”については何の表現も示されていないし、また、この部分の具体的な設計上の取扱いについても何も言及していない。

### (3) 断面の応力状態と分類

各種部材の断面の応力度の分布状況等も示して、前記学会指針の分類表を補足したのが表2および図2である。表2には、各種部材と使用鋼材の種類、長期設計応力時の曲げひび割れの発生状況、さらには通常の

適用スパン（後述の図11も参照）と梁せいの概略の値も示しておいた。図2には曲げモーメント $M$ のほかプレストレス力 $P$ も断面に対する外力として表示してあるが、このように考えることにより曲げモーメントによるPC鋼材の増加応力（ $T_p$ ）は鉄筋応力としての扱いが可能となるので、結局PCもPRCも曲げモーメント $M$ と偏心軸力 $P$ を受けるRC柱と同様に扱えることが理解されるであろう。

なお、同図の陰影をつけた部分は、そのコンクリート応力（圧縮、引張とも）を断面算定に用いていることを表している。

表2 各部位と適用スパン等

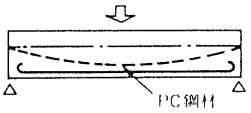
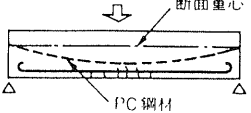
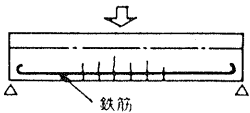
| 名 称・その他        | プレストレストコンクリート (PC)                                                                | プレストレスト鉄筋コンクリート (PRC)                                                                 | 鉄筋コンクリート (RC)                                                                       |
|----------------|-----------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
|                |  |     |  |
| 使 用 鋼 材        | PC鋼材+（鉄筋）                                                                         | PC鋼材+鉄筋                                                                               | 鉄 筋                                                                                 |
| 通常の適用スパンと梁成    | 約15～40m, 約スパン $\times \frac{1}{20}$                                               | 約10～25m, 約スパン $\times \frac{1}{15}$                                                   | 約5～10m, 約スパン $\times \frac{1}{10}$                                                  |
| 引張縁の状態の分類記号(種) | I (種)    II (種)                                                                   | III <sub>1</sub> , III <sub>1b</sub> (種)    III <sub>01</sub> , III <sub>02</sub> (種) | IV (種)                                                                              |
| 断面の応力分布状態      | PC                                                                                | PRC                                                                                   | RC                                                                                  |
|                |                                                                                   |                                                                                       |                                                                                     |

図2 各部位と断面応力分布等

〈凡例〉  
 -----: プレストレス力のみによる応力分布     $f_c$ : コンクリートの許容圧縮応力度  
 - - - - -: プレストレス導入時の応力分布(自重等が作用)     $f_t$ : パーシャルプレストレスのコンクリート許容引張応力度  
 ———: 長期設計応力時の応力分布(太線部はコンクリートの応力を設計に考慮)     $F_t$ : コンクリートの引張強度  
 ←: 断面(外)力  
 ←: 断面応力度の合力

## 2.4 力学的特性

図2にも示したようにPRC構造はRCとPCを両極端としてそれらを連続させる中間的な構造であるが、種々の力学的性質にもその特徴がそのまま現れている。

図3は、終局耐力が同じになるように設計されたRCからPCまでの梁試験体5体を同図内に示すように単純梁の状態で曲げ荷重試験を行った結果を示したものである。PRC梁はRCとPCに近いものとその中間のもの合計3体を鉄筋とPC鋼材の量を調整して作ってある。同図(a)には荷重とたわみの関係を実線により、(b)にはひび割れ幅の結果を示してあるが、曲げひび割れ発生点、その後の曲線の勾配等がRC～PRC～PCと変わるにつれて連続的に変化していく様子がよくわかる。

なお、実際の建物ではプレストレスによる反り上りが含まれるが、同図(a)にはこれも含めた荷重-たわみ曲線の初期の部分を破線によって示した。したがって、建物における実際のたわみ挙動は、PRC1, 2, 3およびPCの各実線曲線をそれぞれの対応する破線位置まで水平移動したものになり、RC部材にわずかなプレストレスを与えてもたわみ制御の効果は非常に大きいことがわかる。

次に図4は地震に対する挙動を知るために行った実験であるが、RCと2種類のPRCおよびPCの4個の梁を同図(e)に示すように片持ち梁状に柱に固定してその先端に上下方向に繰返し载荷を行い荷重とたわみの関係を求めた結果である。同図(a)がPC、(b)、(c)がPRC、(d)がRCの梁の結果を

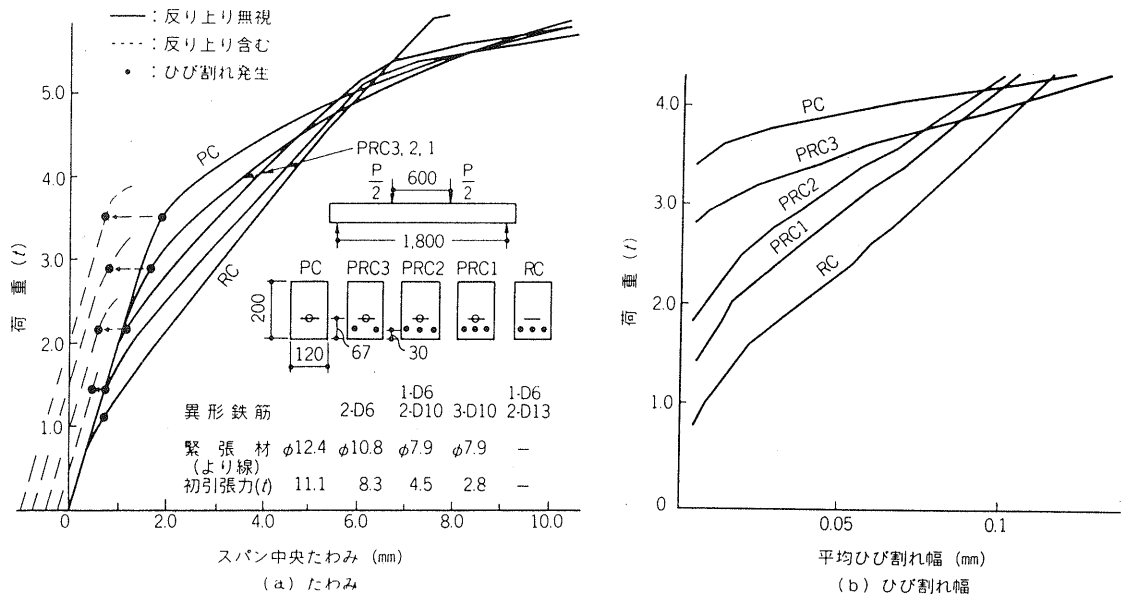


図3 RC、PRCおよびPC梁の荷重—たわみ、ひび割れ幅の関係

それぞれ表している。これらの図を通してみると、残留たわみが小さく（復元性が大きく）紡錘型ヒステリシスループという特徴的なPCから残留たわみも大きく、逆S型の繰返しループ形状のRCへと力学的性質が連続的に変化していく様子がよくわかる。

これらの図に示された力学的性質の特徴から、PRC部材はわが国のような地震国におけるコンクリート構造部材として常時から地震時に至るまで幅広く要求される力学的性質に巧く適合させ得る得難い構造部材であることが理解されるであろう。すなわち、常時使用状態においてはその耐久性を左右する曲げひび割れ幅およびたわみなどを任意に制御できる特徴を持ち、さらに地震に関しては中程度の地震に対してその変形の復元性が効果的に利用でき、また大地震に対してはRCに近いヒステリシスループによって大きなエネルギー吸収を期待することができる。

## 2.5 PRCの程度(κとλ)とキャンセル率

### (1) プレストレス率(Degree of prestressing)の定義

さて以上のようにPRCはRCとPCをその両極端とした中間の位置にあり、力学的性質もRC的な性状からPC的なものへと幅広く変化をしているので、そのPRCがRCとPCの間のどの辺りに位置するかを表す係数を定義しておくことと便利である。学会PRC指針では使用状態時と終局時の2つの観点から、プレストレス率の用語を用いて次の2つを定義した。

・使用性プレストレス率：

$$\kappa = \frac{\text{断面引張縁応力度が0となるときに応力}}{\text{長期設計応力}} \quad (1)$$

・終局プレストレス率

$$\lambda = \frac{\text{引張側全PC鋼材の降伏点引張力}}{\text{引張側全鉄筋の降伏点引張力} + \text{引張側全PC鋼材の降伏点引張力}} \quad (2)$$

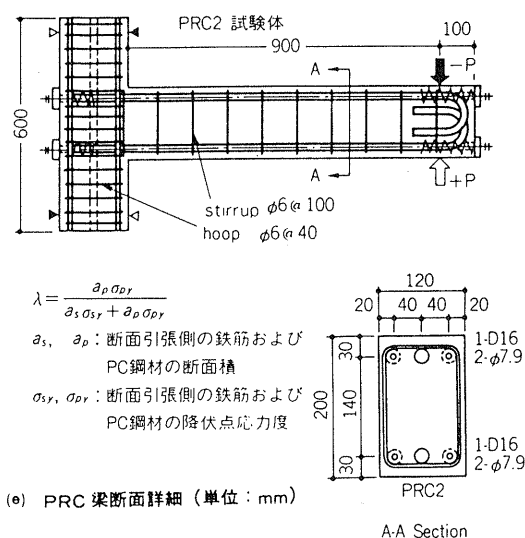


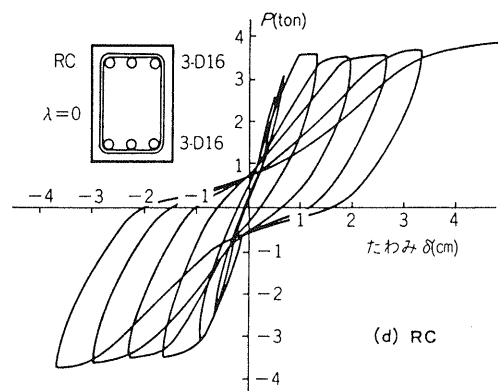
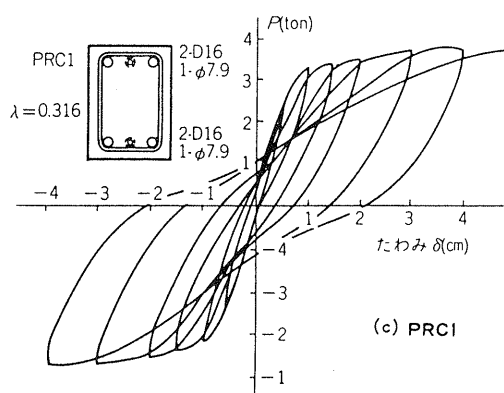
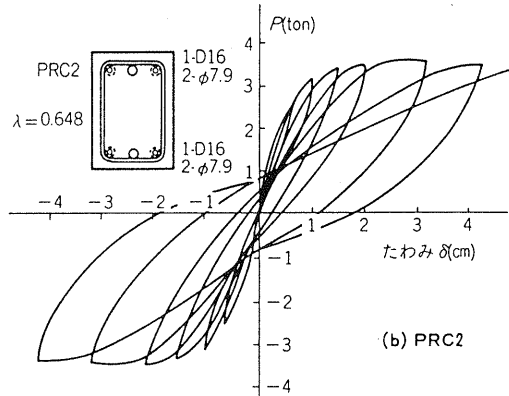
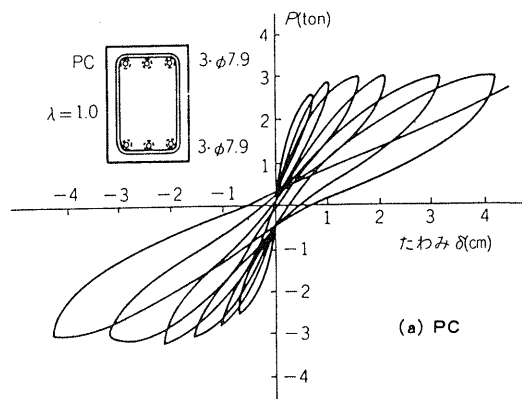
図4 RC, PRCおよびPC梁の正負繰返し載荷試験結果

すなわち $\kappa$ は、断面引張縁応力度が0となるときの応力を長期設計応力に対する割合で表したもので、 $\kappa=1$ は表1の分類でI種PCを表すことになる。これは英語ではDegree of load balancingと表現され、使用性を重視するヨーロッパ諸国でよく用いられる。

$\lambda$ は、断面の鉄筋とPC鋼材の降伏耐力を表しており、これに終局時の応力中心距離を考慮すれば、その断面の終局曲げモーメントにおけるPC鋼材の寄与率を表すことになる。これは英語でMechanical degree of prestressingと表現されるものに相当する。前述の図4ではPRCの程度をこの $\lambda$ で表してある。

## (2) キャンセル率 $\kappa$ ( $\equiv \kappa$ )

長期設計応力（固定荷重による応力 $G$ +積載荷重による応力 $P$ +プレストレス導入による不静定二次応力 $X_p$ ）の $\kappa$ 倍の応力で断面引張縁の応力がちょうど0（Decompression）の状態になると仮定すると、この状態に対して必要な導入プレストレス力 $P$ とその偏心距離 $e$ を定めることができ、また、その $\kappa$ の大きさによって設計される部材の力学的性質が決まってくることになる。まず、このPRCの“程度”を定める $\kappa$ の値をいかに決めるかが、設計上の大きなポイントとなる。実際に $\kappa(G+P+X_p)$ の応力までは部材はPCとして挙動し、それ以上の





応力ではRC的な挙動域に入ることになる。 $G+P+X_p$ の $x$ 倍 ( $x \leq 1$ ) の応力の作用を $P$  (プレストレス力) と $e$  (偏心距離) の効果によって打ち消すことにも対応するのでキャンセル率と呼び、これは基本的には前記 $\kappa$ と同じことになるが、実際の設計では、平均プレストレス $\sigma_g$ が小さく、その効果を見出し、 $P \cdot e$ による曲げ上げの効果のみを考慮することもあるので、 $\kappa$ とは別にキャンセル率と呼んでいる。

この $x$ の値と設計される部材のひび割れ、たわみの性状、およびプレストレス力 $P$ とその偏心距離 $e$ の決め方、等の詳細については学会PRC指針 (pp. 53~57) を参照されたい。

### 3. 設計法概説

ここでは学会PRC指針による設計法の概略を述べると共に関連する事項を若干補足した。なお、本章を先ず読むことによって学会指針の設計法がより分かり易くなるよう意図した。

#### 3.1 断面設計の区分と設計の要約

##### (1) 設計の区分

表1に示されているようにPRCはⅢ<sub>t</sub>、Ⅲ<sub>tb</sub>、Ⅲ<sub>0.1</sub>、Ⅲ<sub>0.2</sub>の設計区分となっているが日本建築センター指針<sup>2)</sup> 付録1では平均プレストレス $\sigma_g$ が $10 \text{ kg/cm}^2$ 以下の場合にはRC扱いとする種別も含めている。これをここではⅢ<sub>0.2</sub>'として表示し、長期設計応力 $G+P+X_p$  ( $X_p$ はプレストレス導入による不静定二次応力) に対するこれらPRC断面の設計の方針を示せば表3のようになる。

表3 設計区分と設計方針

|                           | コンクリートの引張<br>応力 ( $\sigma_t$ ) | $\sigma_t$ の値                           | ひび割れ幅<br>( $w_{max}$ )    | 平均プレストレス<br>( $\eta \sigma_g$ )                   |
|---------------------------|--------------------------------|-----------------------------------------|---------------------------|---------------------------------------------------|
| Ⅲ <sub>t</sub>            | 考慮                             | コンクリートの引張<br>強度 ( $F_t$ ) 以下※1)         | -----<br>(0.1mm) ※3)      | 20kg/cm <sup>2</sup> 程度で<br>設計される場合<br>が多い (表7参照) |
| Ⅲ <sub>tb</sub>           | 考慮                             | コンクリートの曲げ<br>引張強度 ( $F_{tb}$ )<br>以下※2) | -----<br>(0.1mm) ※3)      |                                                   |
| Ⅲ <sub>0.1</sub>          | 無視                             | -----                                   | 0.1mm 以下                  |                                                   |
| Ⅲ <sub>0.2</sub>          | 無視                             | -----                                   | 0.2mm 以下                  |                                                   |
| ※4)<br>Ⅲ <sub>0.2</sub> ' | 考慮                             | -----                                   | ひび割れ幅の検討不<br>要 (0.2mm程度か) | 10kg/cm <sup>2</sup> 以下                           |

※1) コンクリートの引張強度  $F_t = 0.07 F_c$  ( $F_c$ : 設計基準強度)

※2) コンクリートの曲げ引張強度  $F_{tb} = 5/3 \times F_t$

※3) 学会PRC指針では、Ⅲ<sub>t</sub>、Ⅲ<sub>tb</sub>で設計した断面の $\sigma_t$ を無視した場合でも、ひび割れ幅が0.1mm以下となるような配筋を選べる表を与えている (学会PRC指針表3.11参照)

※4) 断面設計はRCとして行うが、 $10 \text{ kg/cm}^2$ までの平均プレストレスを導入してたわみやひび割れ幅を低減させる場合で、ひび割れ幅の検討は不要。ただしPC鋼材が部材に悪影響 (例えば破壊モードの変化、変形能力低下等) を与えないように注意が必要 (日本建築センター指針P. 78参照)。

この表3のようにⅢ<sub>t</sub>、Ⅲ<sub>tb</sub>の設計では、コンクリートの引張応力 $\sigma_t$ を考慮してP C断面と同様な計算を行い、学会P R C指針の表3・11に示される配筋をして直接ひび割れ幅の検討は行わないが、Ⅲ<sub>0.1</sub>およびⅢ<sub>0.2</sub>の設計ではひび割れ幅の検討を行う（但しこの場合ひび割れ幅を直接算定しなくてもよい簡略な設計法が用意されている。後述の3.4項、or学会P R C指針付録1・1（図1・1・5等）参照）

(2) 長期応力に対する設計 次の3種類の設計検討を行う。

許容応力度設計：許容応力度に基づく設計を行う。この場合、学会R C規準に規定されるヤング係数比 $n$ の値が利用できる。

ひび割れ幅の制御設計：Ⅲ<sub>t</sub>～Ⅲ<sub>0.2</sub>のそれぞれに対し、表3で示した方針で設計を行うが、曲げひび割れ幅の検討を直接行う場合は、最大曲げひび割れ幅制御目標値を0.2mm以下のある値に定め、設計された断面の曲げひび割れ幅を算定し、その値が制御目標値以下であることを確かめる。

終局強度設計：所定の荷重係数による検討用長期組合せ応力を用いて、断面の終局耐力の安全性を検討する。

(3) 短期応力に対する設計

終局強度設計（曲げ）：所定の荷重係数による検討用組合せ応力を用いて、断面の終局曲げ耐力の安全性を検討する。（後述の3.6項参照）

終局強度設計（せん断）：所定の荷重係数による検討用組合せ応力を用いて、断面のせん断耐力の安全性を検討する。なお、荷重係数の関係から、この検討によって長期応力時の安全性の検査は不要となる（3.7項参照）。

(4) 架構応力の算定

架構応力はR C規準に定められたヤング係数を用いて、長期応力、短期応力とも弾性解析によって求めることになっている。すなわち終局強度設計を行う短期応力時に対しても、設計が簡便になることを考慮して、塑性解析によらず弾性解析を行うこととしている。これは一般に、安全側の結果を与えるものと判断される。すなわち、所定の短期荷重に対して弾性解析によって架構応力を算定し、曲げ降伏（塑性ヒンチ）対象断面の終局曲げ耐力をその弾性解析応力以上の値となるように設計するので、架構は所定の設計荷重までは弾性域で挙動し、それ以上の荷重域で第1塑性ヒンチが発生して、それ以後ヒンチの発生と応力の再分配が行われながら最終ヒンチ発生まで荷重は増加することになる。したがって、所定の短期設計荷重は架構の弾性応力状態で保障されることになるばかりでなく、第1ヒンチ発生からメカニズムまでの最終ヒンチまでが、大きな”位相遅れ”を生ずるなく進行することになり、初期発生ヒンチ部は最後まで持ちこたえるための特別な塑性変形能力を必要とせず（すべてのヒンチにほぼ同程度の塑性変形能力を与えればよく）、塑性変形能力を考慮したより合理的な終局強度設計が行われることになる。その変形能力を与える方法は、同指針の構造細則の3項（鉄筋・鋼材係数の制限）と付録1・4によって具体的手法が示されている（3.6項参照）。

## 3.2 キャンセル率（ $x$ or $x'$ ）の定め方

学会指針では $x$ 、 $x'$ を

$$\left. \begin{array}{l} x (G + P + X_p) \\ G + x' P + X_p \\ (0 < x, x' \leq 1) \end{array} \right\} \quad (3)$$

のように定義しているが、ここでは $x$ の値について述べる。同指針では、この $x$ の値と設計された部材の力学的性状との関係を概念的に図5のように示し、 $x$ の値を定める際の参考としている。同図（a）には作用応力と最大ひび割れ幅の関係を、同図（c）には応力とたわみとの関係ならびに等ひび割れ幅線などが示されている。また（b）図には、設計応力の変動状況が、 $G > P$ と $G < P$ の2つの場合に分けて示してある。なお参考までに図6には図5（c）に対応する実験結果の一例（ $M_u$ を同じとした場合）を示した。これらの図から次のような定性的な事項が分かるであろう。

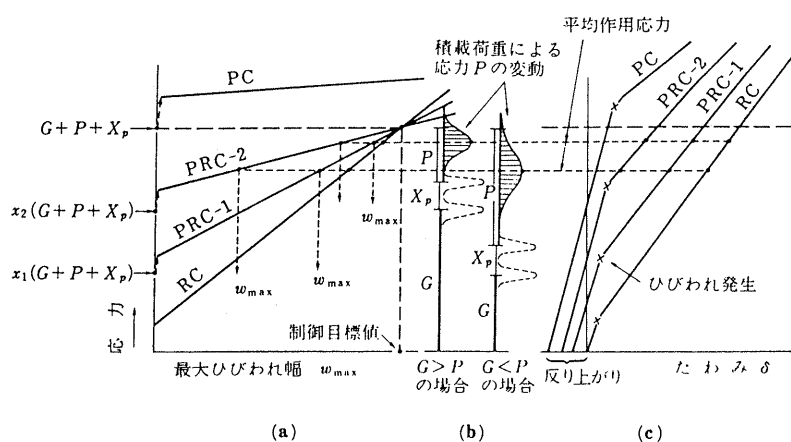


図5 xの大きさとひび割れ幅・たわみの関係概念図

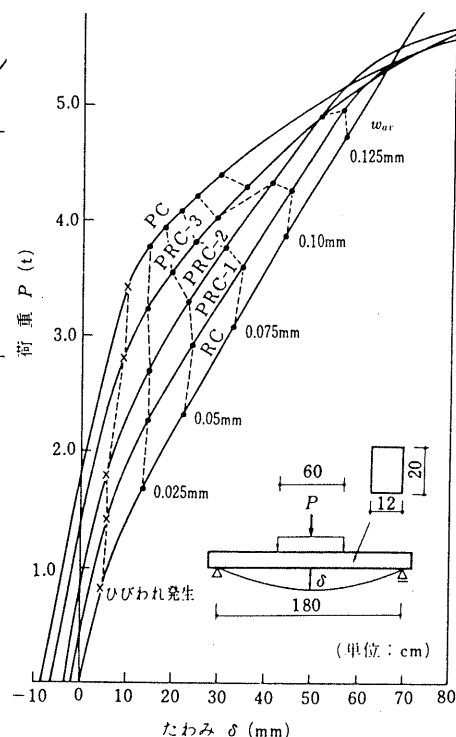


図6 荷重—たわみ—ひび割れ幅の関係

- 1) xの値を小さく採れば、RCに近いPRCとなって早くひびわれが発生し、大きく採れば逆となってPCに近い部材となる。
- 2)  $G+P+X_p$ までの範囲、すなわち最大ひび割れ幅制御目標値の応力までは、xの大—小は、ひび割れ幅の小—大の関係にあるが、これ以上の範囲では、この関係は逆転する。
- 3) 同じ $w_{MAX}$ 値で設計しても、たわみの値はxの採り方で大きな差を生じ、xを大とする効果がきわめて大きい。
- 4) 平均作用応力時のひびわれ幅は $G>P$ と $G<P$ に対して同じxの値とすると大差を生ずることになるので、この差を小さくするには、xの値をGに比例した値とすればよい。

以上の事項のほかに、ひびわれ発生応力は $x(G+P+X_p)$ の1.3~1.4倍程度となることも理解しておく、x値を定める際の参考となろう（学会指針P.55〔注〕参照）。また $G+P+X_p$ で所定の $w_{MAX}$ で設計したRC~PRCの各部材は $M_u$ が揃うとは限らず、したがってこの場合図6のような等 $w_{av}$ 線図とならないことにもなる。

これらx, x'の値、あるいは終局プレストレス率( $\lambda$ )等を定量的に定める方法に関する報告は殆ど見当たらないが、ここではE. Giuriani, P. Riva<sup>18)</sup>らの示した方法を簡単に紹介しよう。この論文では図7のような算定図を数多く用意しているが、この縦軸は $G+P+X_p$ の応力を無次元化したもので、横軸は図の記号からも明らかなように $\rho_s/\rho_t$ 値が1.0で鉄筋のみのRC、0でPC鋼材のみのPRCを表している。これらの量と破線および実線で表される無次元化ひび割れ幅およびコンクリート圧縮応力との関係が用意されているので、このような一連の図によって次のように鉄筋とPC鋼材の割合および断面積を定めることができる。

- ① b, h等を仮定し、必要終局曲げ耐力 $M_u$ から $n\rho_t$ を求める。
- ②  $(G+P+X_p)/bh^2E_c$ として図の縦軸値を求める。

③ひび割れ幅 $w$ を定め、平均ひび割れ間隔 $l_c$ を適当

な算定式によって求める。

(注:  $l_c$ は鉄筋が決まらな  
実際には計算できない)。

④②および③の値より破線  
の関係を用いて $\rho_s/\rho_t$ を  
求め、 $A_s$ ,  $A_p$ を算定する。

⑤コンクリートの圧縮応力  
についても同様の手順で  
実線の関係を用いて許容  
値以下であることを確か  
める。

以上のようにこの方法は、③  
に注記したような難点があり、  
またコストの要因などは含まれ  
ていないが、 $M_u$ ,  $w$ ,  $\sigma_c$ の値  
からPRCの度合を求めて $A_s$ と  
 $A_p$ を決め得るものとして一考に  
値する提案といえよう。

ここに

$$M = M_D + M_L: (G + P + X_p)$$

$$\rho_t = \rho_s + (\sigma_{pu} / \sigma_{sy}) \rho_p$$

$$\rho_s = A_s / bd, \quad \rho_p = A_p / bd$$

$\sigma_c$ : 圧縮縁コンクリート応力度

$l_c$ : ひび割れ間隔

$n$ : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比

$d$ : 有効せい

$w$ : ひび割れ幅

$E_c$ : コンクリートのヤング係数

$A_s, A_p$ : 鉄筋およびPC鋼材断面積

$\sigma_{pu}, \sigma_{sy}$ : PC鋼材の引張強度と鉄筋の降伏点強度

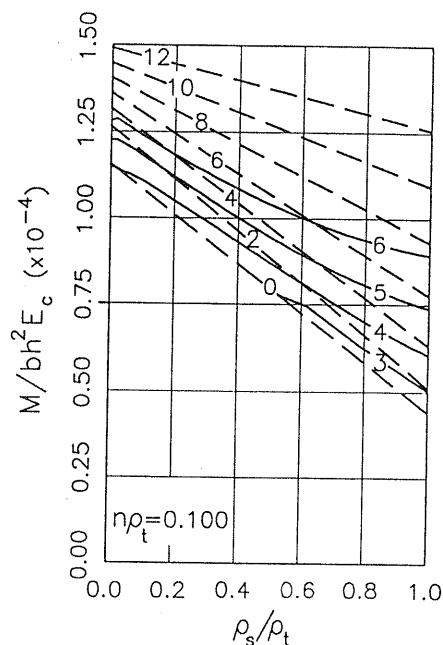
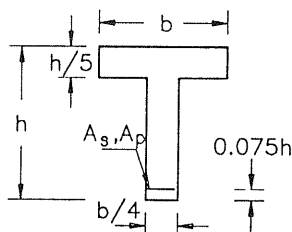
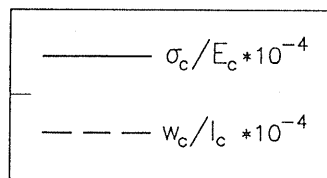


図7 プレストレス率の定め方の例<sup>18)</sup>

### 3.3 $p$ , $e$ の算定

$x, x'$  の値を(3)式のように定めると、この応力において断面の曲げ引張縁応力が零、すなわちdecompressionの状態と仮定するので、普通のPC断面の設計手順によって導入プレストレス力 $P$ とその偏心距離 $e$ を定めることができる。

すなわち、PRC梁断面について示せば、

$$\sigma_g \text{ 無視の場合} \quad \eta P e \geq x (M_d + M_l + M_p) \quad (4)$$

$$\sigma_g \text{ 考慮の場合} \quad \eta \{ (P/A) + (\eta P e / Z_2) \} \geq x (M_d + M_l + M_p) / Z_2 \quad (5)$$

$$e \leq h_2 - (c_p + \phi) \quad (6)$$

記号  $Z_2 = I_c / h_2$ : 断面の曲げ引張側の断面係数

$I_c$ : 断面の重心軸に関する断面2次モーメント

$h_2$ : 断面重心軸から曲げ引張縁までの距離

$c_p$ : PC鋼材のかぶり厚さ

すなわち

$$\text{III 0.1} \quad c_p \geq 5 \text{ cm}$$

$$\text{III 0.2 および プレテンション部材} \quad c_p \geq 10 \text{ cm} \quad (7)$$

$\phi$ : PC鋼材の径

$A_c$ : 断面算定に用いるコンクリート断面積

$M_d, M_1$  : 固定荷重および積載荷重による曲げモーメント

$M_p$  : プレストレス導入に伴う不静定2次モーメント

によってPとeを算定することができる。この際偏心距離eは出来るだけ大きく採る方が効果的であるから(7)式(6)式によってeを定め、(4) or (5)式からPを算定すればよい。

$x'$  による場合は(4), (5)式中の $x$ を1とし、 $M_1$ を $x' \cdot M_1$ とすればよい。 $x, x'$ の値が実際の設計でどの程度の値となっているかの若干の例を後述の表7に示しておいた。

### 3.4 ひび割れ幅の算定とひび割れ制御設計

PRC指針のひび割れ幅算定式の特徴：

ひび割れ幅の算定式は数多く提示されてきているが、PRC指針に示す式は、それらの式をいろいろな面、すなわち考慮している要因数、適用範囲、精度（実際値との適合性）、実用性（算定が複雑でない）等から検討して提案したもので、直接的にはCEB-FIP国際指針（1978）に示された式を検討の主対象とし、約180の実験データに基づいて算定精度が同等以上となるよう、しかも適用範囲が広く計算もより容易な式としてある。その特徴を要約すれば次のようになる。

- ・考慮している要因数：殆どすべての要因を考慮している。
- ・適用範囲：①ひび割れ発生直後から鉄筋の降伏点応力付近まで、②またPRCのみならずRC部材にも、③さらに梁、柱およびスラブにも適用できる、等広い適用範囲をもっている。
- ・算定図：ひび割れ幅算定式に基づいた算定図表を与えている。
- ・最大ひび割れ幅 $w_{max}$ ：CEB/FIP国際規準では $w_{max}=1.7w_{av}$ （ $w_{av}$ ：平均ひび割れ幅）としているが、実験データに基づいて検討した結果は指針式では $w_{max}=1.5w_{av}$ としている。

ひび割れ制御設計：

表4に示す作用応力と環境条件の組合せによって0.2mm以下の最大ひび割れ幅を設定し、前記算定式あるいは算定図表等を用いてひび割れ幅を算定し、それが設定値以下となるよう配筋を決めることになるが、学会指針ではひび割れ幅を直接算定しなくても済む簡便な制御設計法も提示している。

すなわち、前記算定式に基づいて作成した図8を与えているが、この図から $w_{max}=0.1\text{mm}$  or  $0.2\text{mm}$ となる鉄筋応力度 $f_{tw}$ を読み取り、

$$\text{T形断面} : M_A = a_t \cdot f_{tw} \cdot (8/7) d + \eta P \{d_p - (1/8) d\} \quad (6)$$

$$\text{長方形断面} : M_A = a_t \cdot f_{tw} 0.8 d + \eta P (d_p - 0.2 d) \quad (7)$$

ここに、 $a_t$  : 引張鉄筋断面積

$d, d_p$  : 鉄筋およびPC鋼材の有効せい

$P, \eta$  : プレストレス力とその有効率

の諸式によってその $w_{max}$ に対する断面の曲げモーメントが算定できるようになっている。これらの式はRC断面における次式

$$M = a_t f_{tj} j \quad (j = 7/8 d) \quad (8)$$

に対応するもので、(6), (7)式右辺のカッコ内はPC鋼材の応力中心距離を意味している。ちなみに、

表4 環境条件・作用応力条件と引張縁の状態（最大ひび割れ幅）の選択

| 作用応力条件<br>環境条件 | 厳しい                                                                | 普通                                                          |
|----------------|--------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------|
| 悪い             | ひびわれなし<br>(I~II)                                                   | ひび割れ幅0.1mm以下<br>(I~III <sub>tb</sub> , III <sub>0.1</sub> ) |
| 良好             | ひび割れ幅0.1mm~0.2mm以下<br>(I~III <sub>0.1</sub> , III <sub>0.2</sub> ) | ひび割れ幅0.2mm以下<br>(I~III <sub>0.2</sub> )                     |

R Cにおいてもこの方式のひび割れ制御設計ができるよう、日本建築学会のR C構造計算規準（1990）にもこのような図を与えてある（付録13, pp. 503-505参照）。

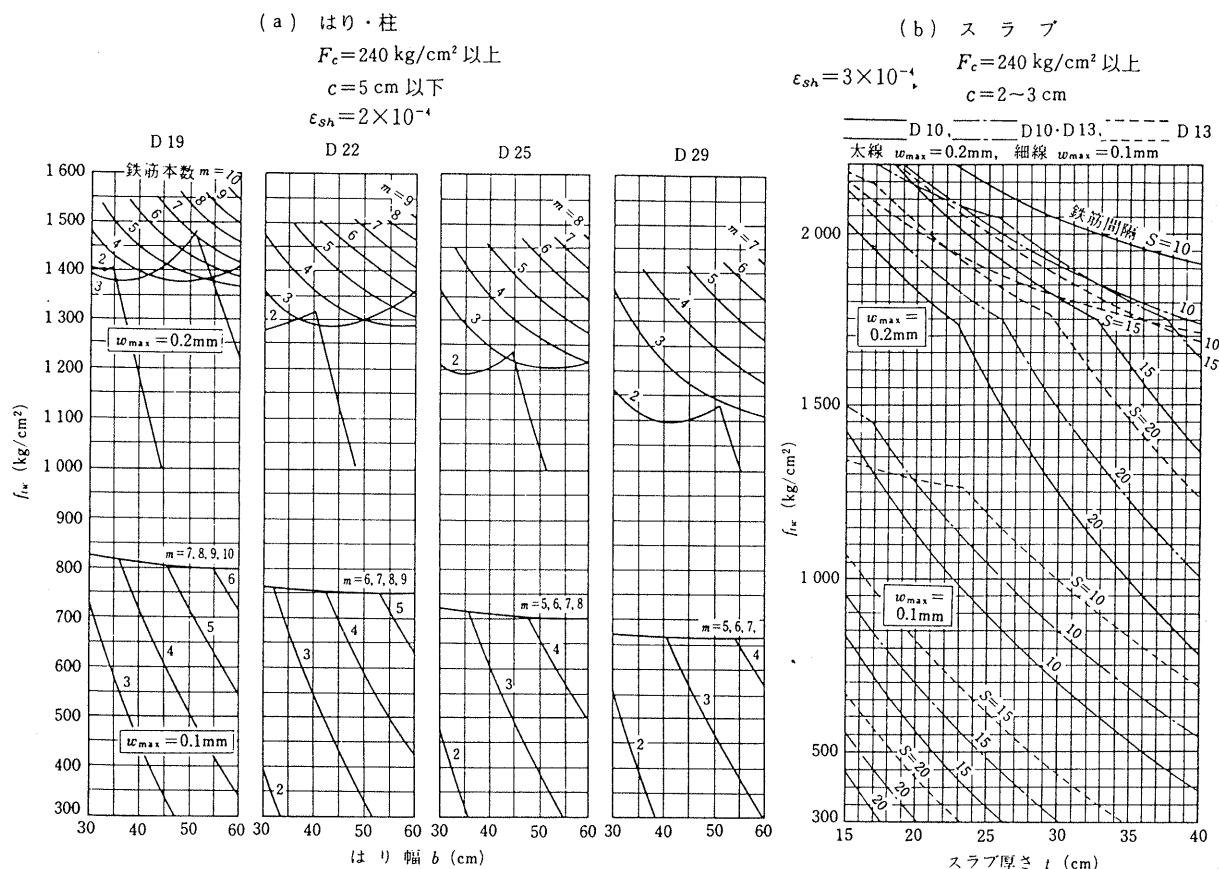


図8 ひび割れ幅制御目標値から定まる鉄筋の引張許容応力度  $f_{tw}$

### 3.5 普通鉄筋量の決まり方

普通鉄筋断面積  $a_t$  は次の諸項から求まる値のうちの最大のものとして決まる。

- ① 長期設計応力による許容応力度設計より算出される値
- ② 長期設計応力に対する曲げひび割れ幅より定まる値
- ③ 長期設計応力の組合せ応力※) に対する終局曲げ耐力の検討から定まる値
- ※)  $1.7 (G + P + S)$  および  $1.2G + 2.0 (P + S)$
- ④ 短期設計応力の組合せ応力※) に対する終局曲げ耐力の検討より定まる値
- ※) 例えば  $G + P + 1.5K$
- ⑤ 構造細則より定まる値

- 1) 梁・柱：長期荷重時に正負最大曲げモーメントを受ける部分の引張鉄筋比  $p_t$  は次の値以上とする。

$$p_t = a_t / bd \geq (0.4 - 2.0 \sigma_g / F_c) / 100 \quad (11)$$

- 2) スラブ：各方向の全幅について、鉄筋とPC鋼材の全断面積 ( $a_t$ ,  $a_p$ ) のコンクリート全断面積に対する割合  $p_g$  は次の値以上とする。

$$p_g = (a_t + a_p) / (t \cdot l) \geq (0.2 - 0.3 \sigma_g / F_c) / 100 \quad (12)$$

### 3.6 終局強度設計と耐震性の配慮

いわゆる短期の荷重に対しては従来P C構造で行っている通りの終局強度設計を行うことになるが、高さが3.1 mを超える建物では、二次設計においてルート3 aが用意されている。ルート3 bが通常の保有水平耐力を検討するルートであるのに対し、このルート3 aは剛性率、偏心率 $FesK$ の組合せ応力に対する終局強度設計でよい、とする簡便型のコースである。しかし、前記3.1, (4)項 架構応力算定 の所でも述べたように、弾性解析による架構応力に対して終局強度設計を行うので、第1塑性ヒンヂから最終ヒンヂまでの“位相差”が小さく、しかも次に述べるように靱性確保のための定量的な配慮がなされるようになっているので、3.1 m以下の建物も含めて耐震的には一応充分安全な設計になると考えられる。

断面靱性の確保：断面靱性を確保するために採っている本指針の方針は次のようになっている。

- 1) 引張鉄筋、圧縮鉄筋およびP C鋼材も考慮して、式(13)に示す鉄筋・鋼材係数( $q_{sp}$ )の値が0.25以下となるようにする。この $q_{sp}$ は、従来の鉄筋係数にP C鋼材の項を加えたものである。

$$q_{sp} = (a_t \cdot \sigma_y + a_p \cdot \sigma_{py} - a_c \cdot \sigma_y) / (b \cdot d) / F_c \quad (13)$$

ここに、 $a_t, a_c, a_p$  : 引張鉄筋、圧縮鉄筋およびP C鋼材の断面積  
 $\sigma_y, \sigma_{py}$  : 鉄筋およびP C鋼材の降伏点応力度  
 $b, d$  : 部材断面の幅と有効せい

- 2) もし $q_{sp}$ の値が0.25を超す場合には、その値が0.35程度までであれば、指針の付録1.4に示された方法によって断面曲げ圧縮部コンクリートをコンファインド(横拘束)補強する。

以上のように、設計した断面の靱性の不足が懸念される場合には、コンファインドコンクリートの手法を利用して靱性を改善するという方法が、内外の諸規準を通じて初めて本指針で採用されている。構造物の破壊に対する安全性は、応力尺度のみからでは全く不十分であり、変形能力に基づくことよりの確な評価が可能となることは認識されてきてはいるが、今一つその具体的方法が示されていない。

なお、その付録1.4に示したコンファインド補強筋量は、 $G+P+1.5K$ の1.5Kが水平震度0.3に相当するので、これは保有水平耐力検討の際の構造特性係数 $D_s=0.3$ の場合であると解釈して、層間靱性率 $\mu_\delta=6$ が得られるよう断面曲率靱性率 $\mu_\phi \div 15 \sim 20$ 程度は得られる補強量として定めたものである。この点については、その後の研究データに基づいてさらにその方法を補足・改善している(文献22)参照)。また、柱は一般にRCとなるが、円形のみならず角形RC柱の靱性確保のためのコンファインド補強筋量の算出方法も最近の研究によって具体化している(文献41)、42)参照)。

### 3.7 セン断に対する設計

P C, P R C部材はプレストレスの効果等により、RCよりもせん断耐力は向上するが、P R C指針ではRCのせん断力設計式にこのプレストレスの効果として $0.1 \sigma_g b j$ を加えた(14)式を与えている。

$$Q_u = b j \{ \alpha (w f_t + 0.1 \sigma_g) + 0.5 w f_t (p_w - 0.002) \} \quad (14)$$

ここに、 $\sigma_p$ ：断面ウェブ幅 $b$ を用いた長方形断面に対する平均プレストレス( $=\eta P/bD$ ,

$\eta P$ ：有効プレストレス力)

その他の記号：RC規準式と同じ。

P R C部材のせん断に対する設計は、表5に示すせん断強度の値を用いて式(14)によって断面のせん断耐力 $Q_u$ を求め、せん断破壊の安全性の検討はこの値が所定の組合せ応力以上となるように行う。

表5 コンクリート設計基準強度とせん断強度( $f_{cs}$ )

|                                |     |      |       |
|--------------------------------|-----|------|-------|
| $F_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )    | 240 | 270  | 300以上 |
| $f_{cs}$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | 11  | 11.5 | 12    |

式(14)の $f_{cs}$ の値は、コンクリートの引張強度ではなく、学会RC規準の短期許容せん断応力そのものである。この $Q_u$ の値は、所定の組合せ応力のうちの一つである $1.7(G+P+S)$ 以上の値となるように設計されるので、 $Q_u/1.5$ の値は、式(14)の $f_{cs}$ および $wf_t$ にコンクリートおよび鉄筋の長期の許容値を代入して得られるせん断力 $Q_{長}$ の値以上となるので、式(14)によってせん断に対する検討をしておけば、 $Q_{長}$ は自動的に満足されることになる。したがって、長期応力時のせん断の検討は不要となる。

## 4. PRC構造の利用

### 4.1 PRC利用の目的

#### 1) 目的の要約

既に述べたようにPRC構造は、RCとPCを両極端として、それらを繋ぐ中間の構造であるが、従来のRCおよびPC構造に対し、主として何を期待するのかを図9に示した。同図には断面圧縮域（≡コンクリートの有効利用度）および鉄筋、PC鋼材の使用状況も併せて示してある。

使われる部材は大梁、小梁、床スラブが主要なものであろうが、その利用目的を要約するならば、お互い関連するものもあるが次のようなことになる。

- ・ たわみ、ひび割れの制御：特にたわみ制御は床スラブにおいて効果的であり、ひび割れ制御はRCでは極めて曖昧であるが、これをPRCとすれば明確化され耐久性への対応も確実となる。
- ・ スパンの拡大：同じ部材せいであれば、スパンはRCの1.5～2倍位にはできるので、RC梁架構に対しては柱を一本省略できる。また床スラブであれば小梁も取り除くことができるので、簡単に空間の利用効率を向上させることが可能となる。
- ・ 部材せいの低減：性能の向上を上記のようにスパンの拡大のみに用いないで、部材せい、板厚低減へも利用することもできる。あるいは同じスパンであればPCに近いPRCとして部材せいを小さくすることも可能である。SRCであっても、図9(a)のように中立軸距離は小さく、断面コンクリートの使用効率は悪いので、PRCとする方が、部材せいの低減につながるようになる。
- ・ 小梁の省略：床スラブをPRC化する際の主要目的となる。
- ・ 大荷重への対応：RCと比べて曲げ耐力やせん断耐力が向上するばかりか、図4にも見られるように復元性が向上（すなわち残留たわみが減少）するので、より安全にまた容易に、特に大きな積載荷重に対応させることができる。
- ・ 積載荷重の割合が大きい場合への対応：Gに対してPの割合が大きい場合、PC構造では反り上がりが大きくなり易いが、PRCとすれば、それを防ぐことができる。
- ・ 建物の品質の向上：たわみやひび割れの制御が行われ、またコンクリートもより高強度のものが用いられるので、施工後の品質や耐久性の向上が得られる。
- ・ 施工の合理化、工期短縮：プレキャスト材あるいはハーフプレキャスト材としての利用に適しているので、例えば現場での型枠、サポート工事の省略等をも可能とし、施工の合理化、工期短縮が容易となる。
- ・ コストの低減：上記のこともコストの低減につながるが、例えば10～20m程度のスパンとしてSRC造と比較した場合、PRCの方が安くなるという試算が数多く報告されている(4.3項参照)。また後述のようにPCをPRCにする場合のコストの低減もある(図10参照)。
- ・ 設計の自由度の向上：建物平面の全体でなくても、その一部を大きな空間とすることは、PC鋼材量が少なくコンクリート強度もRC並でよいことなどPCよりもむしろ容易となり、デザイナーの要求に対応し易い。



- ・たわみ制御
- ・ひびわれ制御  
(主として普通鉄筋による)
- ・スパンの拡大, 梁せい制限
- ・反り上り防止
- ・経済性 (P C 鋼材の節約)

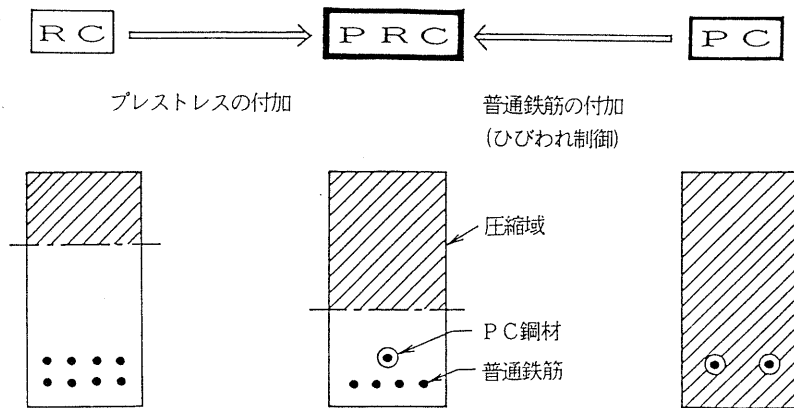


図9 PRC部材の意義

次に図9の内容をもう少し詳しく見てみよう。

## 2) RCからPRCへ

PRCを利用する理由の一つとして前記のようにRC部材の欠点の改善がある。すなわち、ひび割れとた

表6 RCからPRCへの変更算例

| 設計曲げモーメント $M=18.00\text{tm}$                                                                      |                                                                                                                                                                                                                      |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| RC                                                                                                | 鉄筋断面積 $A_s=19.40\text{cm}^2$<br>鉄筋比 $P_t=0.822\%$<br>ヤング係数比 $n=7$ (仮定)<br>中立軸 $x_n=16.9\text{cm}$<br>鉄筋応力 $\sigma_s=1740\text{kg/cm}^2$<br>コンクリート応力 $\sigma_c=100\text{kg/cm}^2$<br>ひび割れ幅 $w_{CEB'78}=0.21\text{mm}$ |
| PRC<br>( $\eta \sigma_g \doteq 10\text{kg/cm}^2$ )                                                | 鉄筋断面積 $A_s=7.76\text{cm}^2$<br>P C 鋼材断面積 $A_p=2.26\text{cm}^2$<br>$A_s + p=10.02\text{cm}^2$<br>鉄筋応力変化量 $\Delta \sigma_s=871\text{kg/cm}^2$<br>ひび割れ幅 $w_{CEB'78}=0.11\text{mm}$                                      |
| $\therefore$ ひび割れ幅 ( $w_{PRC}/w_{RC}$ ) $\doteq 1/2$ , たわみ ( $\sigma_{PRC}/\sigma_{RC}$ ) $=0.47$ |                                                                                                                                                                                                                      |

わみの制御およびスパンの拡大である。

現在日本のRC部材のひび割れ制御は、引張鉄筋の許容応力度を制御するという間接制御の方法を採っている。しかし衆知のごとくひび割れ幅は鉄筋の応力のほか鉄筋径、配置間隔、かぶり厚さ、コンクリートとの付着、コンクリートのクリープ・乾燥収縮量、周辺部材からの拘束の程度などと非常に多くの要因の影響を受けるので、鉄筋応力のみによる制御には限界があり、そのためもあってRC構造物に過大なひび割れやたわみの障害が発生し、ひび割れやたわみを制御できる有効な方策が強く望まれることになる。

一方、空間利用の効率を高めるためにスパンを大とする場合、RCでは自ずと限界があり普通は鉄骨鉄筋コンクリート（SRC）構造が用いられているが、この構造もひび割れの制御に関してはRCと同様である。そのような大スパン架構ではPC構造の方が経済的にもかなり有利になるようである（4.3項参照）。

このように現在のRC構造では、曲げひび割れ幅やたわみを要求通りに制御するのは困難、というよりも基本的に無理であり、またその適用スパンも狭い範囲に限られている。しかし、このRC部材に僅かなプレストレスを作用させると、ひび割れ幅やたわみの制御が任意に行えるようになり、また適用スパンの制約も簡単に取り除かれてしまう。RCからPRCへの断面変更の一例を表6に示す。RC断面の5-D22の3本をそのままの位置で $\phi 11.1\text{mm}$ ストランドに置き換えた場合を示しているが、僅か $10\text{kg}/\text{cm}^2$ の有効平均プレストレスでひび割れ幅およびたわみは約 $1/2$ となっている。

### 3) PCからPRCへ

PC構造が日本の建築の分野で期待ほど伸びてきていないのは、スパンは大きくできても価格が高くなるという認識が一般に定着してしまっていることもその大きな理由の一つであろう。しかし後述するようにSRC構造と比べればPC構造はかなり安価になるとも言われており、またPC構造の価格は使用PC鋼材の量に大きく左右されるので、PC鋼材量を減らすことがPC造建物を一層安価なものとする有効な手段となる。図10はPCをPRCとすることにより、断面剛性など力学的な性質を余り損なわずにPC鋼材量を大幅に減らせることを示したもので、この図の場合コンクリートの設計標準強度を $400\text{kg}/\text{cm}^2$ として定量的な表示をしてあるが、その結果は一応一般性を持つと考えられる。すなわち、プレストレス導入時および設計荷重載荷時にコンクリートの引張応力を許さないか、許しても僅かな値に限定している従来のPC構造に対し、導入時・載荷時ともコンクリートの引張応力を引張強度あるいは曲げ引張強度まで許すことにした場合、断面応力度の分布はそれぞれ破線（PC）および実線（PRC）で示されるが、この2つのばあいと比較すると必要なPC鋼材量そのものを表す平均プレストレス $\sigma_g$ の大きさ（必要プレストレス $P = \sigma_g \times \text{コ}$

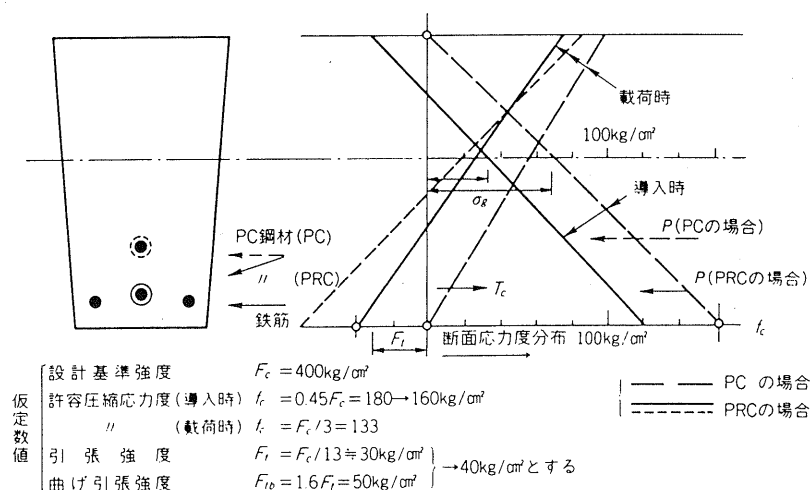


図10 コンクリートの許容引張応力を大としたPC部材（→PRC）

ンクリート断面積となる)はPRCではPCの約半分になっていることがわかる。

結局コンクリートの引張応力の許容値を少し大きくするだけでPC鋼材の量を半減させることができる。しかも設計荷重時には曲げひび割れが発生しない(図の点線のような状態にならない)とすれば、常時使用状態時のたわみなどの力学的挙動は従来のPC部材とほとんど同じである。このPRCの場合、多少の超過荷重が加わると曲げひび割れが発生し(点線分布)、荷重が元に戻ってもひび割れはPC部材のように閉じないので普通鉄筋を配置してひび割れの分散制御を行うことになる。しかし通常の建築物では積載荷重が100%載ることはまずないであろうから、架構応力などの計算上の誤差が大きく入り込んでいない限りひび割れ発生の可能性は小さく、従来のPC部材とあまり変わらない使用状態となろう。

## 4.2 建物における利用

### 1) 利用スパン、構造形態等

どのような構造にもそれが最も効率よく利用される範囲がある。その範囲を構造部材に対して表示する方法の一つに適用スパンがあり、これがわれわれには一番分かり易い表し方であろう。

図11は筆者の決め付けの部分もあると思われるが、大梁と床スラブについてのRC、PRCおよびPC構造のおおよその適用スパンを表してある。最もよく使われるであろう部分にはハッチの線の間隔をより狭く

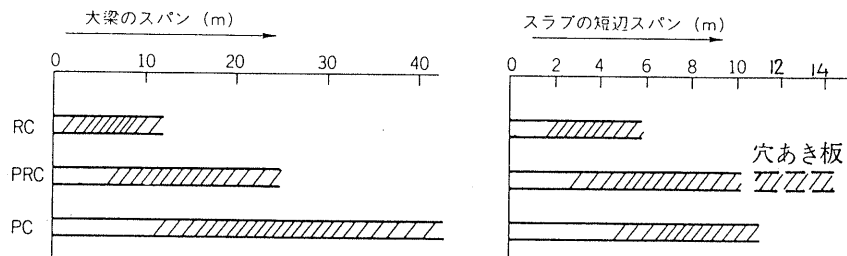


図11 RC、PRCおよびPC構造の適用スパン

引いてある。大梁についてはRCは10m程度まで、PCは15・6mから40mの範囲で普通の建築物に用いられているが、RCでは、6~8m、PCでは20~30m程度が最も効率のよい利用範囲であろう。RCとPCのみでは、8~20mの範囲がちょうど空白部分となり、従来これがSRC構造によって埋められていたが、このPRCの出現によってより安価にこの空白部が補われることになり、設計の自由度もより大きなものになることであろう。スラブについては、ここでは周辺固定の普通の厚さを持つソリッドな床版を想定しているが、穴あきの大きな床厚のものではこれより更に大きなスパンが可能となろう。

### 2) PRC構造の利用状況

用語の所でも述べたように、“PPC”(パーシャルプレストレストコンクリート)とした場合は同じPRCでもむしろPCの側にある構造、という印象を強く与えるが、“PRC”はRCの欠点を改善できるRCに近い設計し易い構造、として受け入れられているためか、学会PRC指針が発刊されて以来PRC建築が急増している。最近ではごく普通のビルにも気軽に利用され、いちいち資料として表面にでてこない実施例も数多くあるようである。

表7は、筆者の手近にあった実施例のうち適当なものを選んでその設計内容を要約したもので、実施例における適用スパン、断面寸法、キャンセル率(xorx´)、Ⅲのどれによる設計か、および平均有効プレストレス $\sigma_g$ 等を示してある。これらのデータはここに示されない要因によっても左右されている筈であるが、一応実施設計の状況を知る上で参考となろう。

同表によれば、適用スパンについては図11に沿うものであり、 $\sigma_g$ の値は20kg/cm<sup>2</sup>前後が多く、また10kg/cm<sup>2</sup>以下のRC扱いのものも利用されていることが分かる。

また、これらの例やその他のものから建物におけるPRCの利用構造形態を見てみると次のようになろう。

①骨組では柱は殆どRCとして、梁を普通せいの梁、あるいはスパンがそれほど大きくない場合は偏平梁と

表7 実施例における設計内容

| 区分          | No | スパン l<br>(m) | 梁せい h<br>(cm) | (梁幅 b)<br>(cm) | h/l    | III種区分             | $\sigma_g$<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | キャンセル率 x  | 梁間隔<br>(m) | 積載荷重<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | 階数   |
|-------------|----|--------------|---------------|----------------|--------|--------------------|-------------------------------------|-----------|------------|-------------------------------|------|
| 大梁          | 1  | 16.7         | 90            | ( 40 )         | 1/18.5 | III <sub>0.1</sub> | 20-40                               | 0.6(G+P)  | 3.8-4.0;   | 30,360;                       | 3    |
|             | 2  | 12.4         | 90            | ( 40 )         | 1/13.8 | III <sub>0.2</sub> | 28                                  | 0.6(G+P)  | 6.2;       | 300,500;                      | 2    |
|             | 3  | 12.0         | 65            | ( 70 )         | 1/18.5 | III <sub>t</sub>   | 30                                  | 0.5(G+P)  | 4.0,5.0;   | 180;                          | B1,5 |
|             | 4  | 12.4         | 90            | ( 43 )         | 1/13.8 | III <sub>0.1</sub> | 10.8                                | 0.66(G+P) |            |                               | B1,8 |
|             | 5  | 16.8         | 120           | ( 50 )         | 1/14   | III <sub>0.2</sub> | 20                                  | 0.75(G+P) | 6.6,6.3;   | 180;                          | 6    |
|             | 6  | 10.3         | 100           | ( 60 )         | 1/10.3 | III <sub>0.2</sub> | 27                                  | G+0.1P    | 8.5,8.0;   | 500,1000;                     | 3    |
|             | 7  | 21.5         | 150           | ( 50 )         | 1/14.3 | III <sub>0.2</sub> | 23                                  | 0.92(G+P) | 6.4;       | 330;                          | 4    |
|             | 8  | 20.0         | 100           | ( 80 )         | 1/20   | III <sub>0.2</sub> | 13                                  | 0.54(G+P) | 4.0;       | 300;                          | B1,3 |
|             | 9  | 13.0         | 110           | ( 50 )         | 1/11.8 | III <sub>0.2</sub> | 24                                  | G         | 5.2;       | 300;                          | B1,5 |
|             | 10 | 11.0         | 70            | ( 85 )         | 1/15.7 | III <sub>0.2</sub> | 20                                  | G         | 8.0;       | 240;                          | B1,4 |
| 格子梁         |    | 10.7         | 40            | ( 600 )        | 1/26.7 | III <sub>0.2</sub> | 8.9                                 | 0.32(G+P) | 2.1;       | 180;                          | 9    |
| 小梁          | 1  | 12.0         | 60            | ( 40 )         | 1/20   | III <sub>0.2</sub> | 19                                  | G+0.1P    | 1.6;       | 300;                          | 3    |
|             | 2  | 12.4         | 90            | ( 40 )         | 1/13.8 | III <sub>tb</sub>  | 27                                  | 0.6(G+P)  | 3.1;       | 50;                           | B1,5 |
| スラブ         | 1  | 3.9-2.9, -   |               | ( アンボンド )      |        | III <sub>0.2</sub> | 8                                   | G+0.1P    |            | 300;                          | B1,5 |
|             | 2  | 6.0          | 22            | (     "     )  |        | III <sub>0.2</sub> | 7.2                                 | 0.3(G+P)  |            | 180;                          | 12   |
|             | 3  | 8.5          | 20            | (     "     )  |        | III <sub>0.2</sub> | 10                                  | 0.59(G+P) |            | 180;                          | B1,9 |
| フラット<br>スラブ | 1  | 8.0          | 22            | ( アンボンド )      |        | III <sub>tb</sub>  | 18                                  | 0.6(G+P)  |            | 500;                          | 2    |
|             | 2  | 8.0          | 27            | (     "     )  |        | III <sub>0.2</sub> | 10                                  | 0.4(G+P)  |            | 1200;                         | 3    |
|             | 3  | 8.0          | 22            | (     "     )  |        | III <sub>0.1</sub> | 7.1                                 | 0.43(G+P) |            | 300,400;                      | B1,3 |

することもある。②床組構造については、普通の大梁・小梁の組合せ方式（小梁は長辺大梁に平行配置した PRC）、格子床梁構造方式（これにより容易に20m程度四方の空間が作れる。また偏平梁として空間効率も高めてもいる。さらに一種のチューブ構造として格子床梁を小梁とする設計もある）が用いられている。③床スラブは、アンボンドの連続スパン PRC 床が6m前後のスパンでよく利用され、さらに④フラットスラブ構造としては、柱間隔を8m程度とし、平板床の場合のほか柱列帯に偏平梁を配している場合もある。水平力は建物外周の耐震壁によって処理している。

なお、型枠、支保工を省略でき、PC、PRCの有利な特徴でもあるプレキャスト工法もかなりよく用いられている。

#### 4.3 PRC構造のコスト

その構造を採用するかどうかの大きな決め手となるコストの算定については、現在の所いろいろなケースに対応できるほど体系化されてはいない。むしろその都度これまでの資料を参照して算出しているということであろう。ここでは、断片的記述となるくらいはあるが、文献23)、24)におけるコストの項を引用し、コストに関する傾向をみることにする。

##### (1) 基本的部材によるケーススタディ

###### 算定条件

対象算定条件の建物とPRC梁：2層1スパン（桁行き方向6m×張間方向1m）の2階床梁（長方形断面）、階高4.5m

仮定スパン  $l$  : 10, 15, 20mの3種

平均プレストレス  $\sigma_g$  : 20~50kg/cm<sup>2</sup>の間で変化させる。

設計応力 :  $M_{D,L}, M_P, M_u = 1.7M_{D,L} + M_P$   
( $M_{D,L}, M_P$ : 長期および不静定応力)

仮定最大ひび割れ幅 : 0.2mm

単価比:

表8 工事単価仮定値

|                                   |
|-----------------------------------|
| ・コンクリート工事: 1 (1m <sup>3</sup> 当り) |
| ・型わく工事: 0.2 (1m <sup>2</sup> 当り)  |
| ・鉄筋工事: 10.0 (1t当り)                |
| ・鉄骨工事: 18.0 (1t当り)                |
| ・PC工事: 80.0 (1t当り)                |

表9 種々の要因の変化とコスト

(a)  $\sigma_g$ を変化させた時のコスト  
( $l=15m$ , 梁成1mの場合)

| $\sigma_g$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | 20.0   | 30.0  | 40.0   | 50.0  |
|----------------------------------|--------|-------|--------|-------|
| プレストレスP(t)                       | 90.0   | 135.0 | 180.0  | 225.0 |
| 鉄筋(本数-径)                         | 10-D25 | 7-D25 | 4-D25  | 2-D19 |
| PC鋼材量(kg/m)                      | 6.506  | 9.754 | 13.007 | 16.26 |
| 鉄筋量(kg/m)                        | 39.8   | 27.86 | 15.92  | 4.50  |
| PC鋼材コスト                          | 0.52   | 0.780 | 1.041  | 1.301 |
| 鉄筋コスト                            | 0.259  | 0.181 | 0.103  | 0.029 |
| 等価コスト                            | 1.683  | 1.865 | 2.048  | 2.234 |
| コスト比率                            | 1.00   | 1.11  | 1.22   | 1.33  |

コストの算出は表8のようにコンクリート工事の単価を基準に考え、コストの総和を“等価コスト”として比較する。断面算定はスパンの中央で行い、その部分の1m長さのコストを種々のケースについて算出しているが、その結果を要約して表9に示す（詳細は文献23）P.244~参照）。

表9中の(a)では $\sigma_g$ 増加によって許容せん断力が増加するが、その効果による梁幅の減少は考慮していない。同表(b)からスパンの増大によるコストの

増加はかなり大きいことが分かる。また(c)にはPRC梁のせいは1/15位が妥当で、1/12.5は不適当になることが示されている。

(b)  $l$ を1)を変化させた時のコスト  
( $\sigma_g=20\sim50kg/cm^2$ , 梁成は1/15)

| $\sigma_g$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | 20.0        | 40.0        |
|----------------------------------|-------------|-------------|
| スパン $l$ (m)                      |             |             |
| 10.0                             | 1.02 (1.00) | 1.22 (1.00) |
| 15.0                             | 1.68 (1.65) | 2.05 (1.68) |
| 20.0                             | 2.31 (2.26) | 2.75 (2.25) |

(c) 梁成を変化させた時のコスト  
( $\sigma_g=20\sim50kg/cm^2$ ,  $l$ は15m)

| $\sigma_g$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | 20.0        | 40.0        |
|----------------------------------|-------------|-------------|
| 梁成                               |             |             |
| 1/17.5                           | 1.66 (1.00) | 2.04 (1.00) |
| 1/15.0                           | 1.68 (1.01) | 2.05 (1.00) |
| 1/12.5                           | 1.92 (1.16) | 2.32 (1.14) |

## (2) 建物としてのケーススタディ

算定仮定

想定建物 : 図12参照, 耐震型なし, 階高4m (一定)

階数 : 2~5階

荷重 : 床荷重(D+L)  $W=1.0t/m^2$   
(梁、柱重量は別途考慮)

キャンセル率  $x$  : 0.4~0.8の範囲で変化させる。

梁・柱断面 : 種々変化させる。最適断面も選定する。

最大ひび割れ幅 : 0.2mm

基礎条件: 直接基礎 (長期許容地耐力: 15t/m<sup>2</sup>)

コスト算定条件: 表8による。

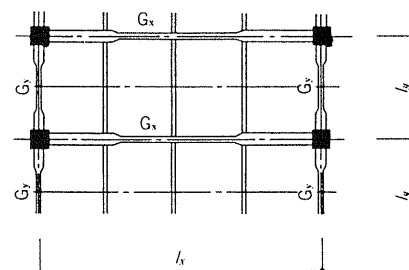
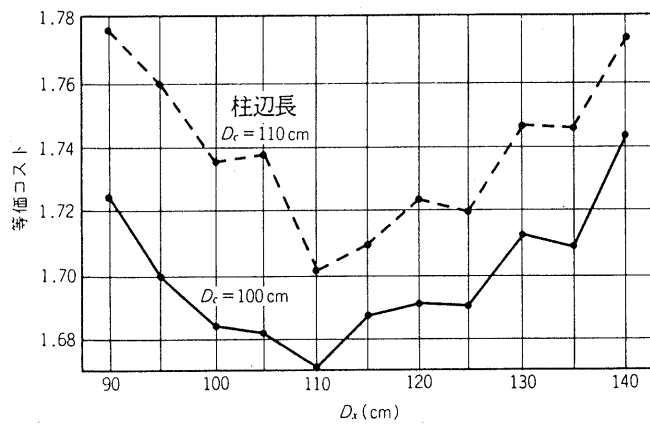
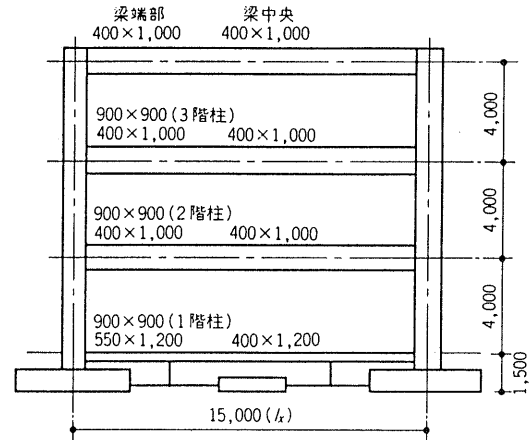


図12 想定建物平面

以上のような条件によって、まず柱と大梁断面の種々の組合せを行ったコストを算出し、その結果のうち柱寸法  $D_c=100, 110cm$  についてのものを示したのが図13(a)である。この図はコストを最低とする最適の



(a) 梁成と等価コスト



(b) 最適断面の一例 ( $l_x = 15$  m の場合)

標準建物 (図中の○印) の諸量

- ①スパン  $l_x = 15$  m
- ②階数  $n = 3$  階
- ③キャンセル率  $X = 0.6$
- ④コンクリート量  $C/A = 0.426 \text{ m}^3/\text{m}^2$
- ⑤型枠量  $F/A = 1.981 \text{ m}^2/\text{m}^2$
- ⑥鉄筋量  $R/A = 60.461 \text{ kg}/\text{m}^2$
- ⑦P C鋼材量  $P/A = 2.414 \text{ kg}/\text{m}^2$

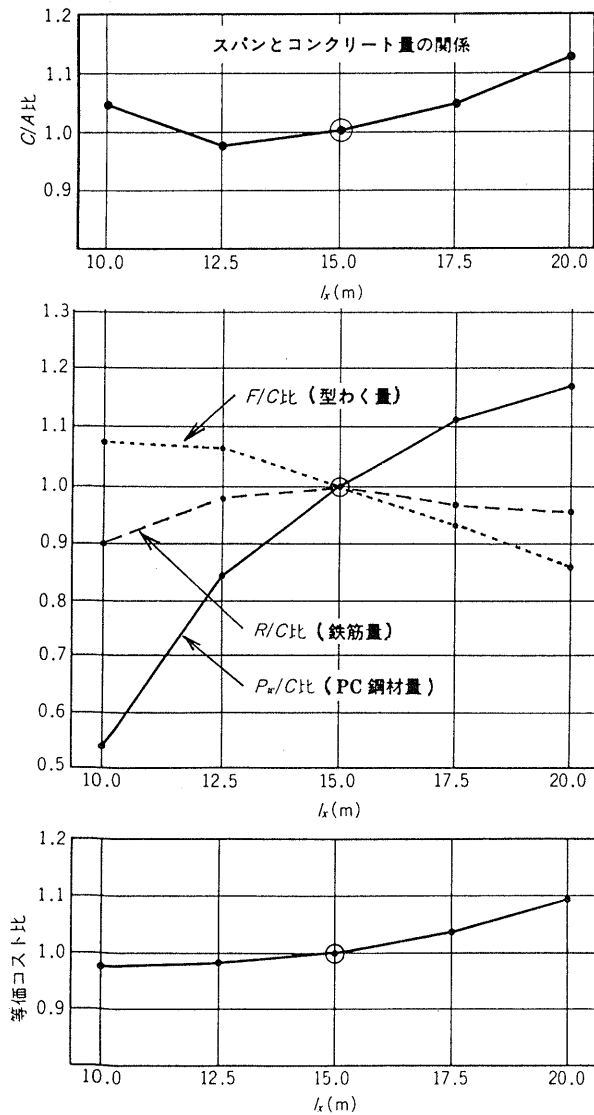


図14 スパンと諸量の関係

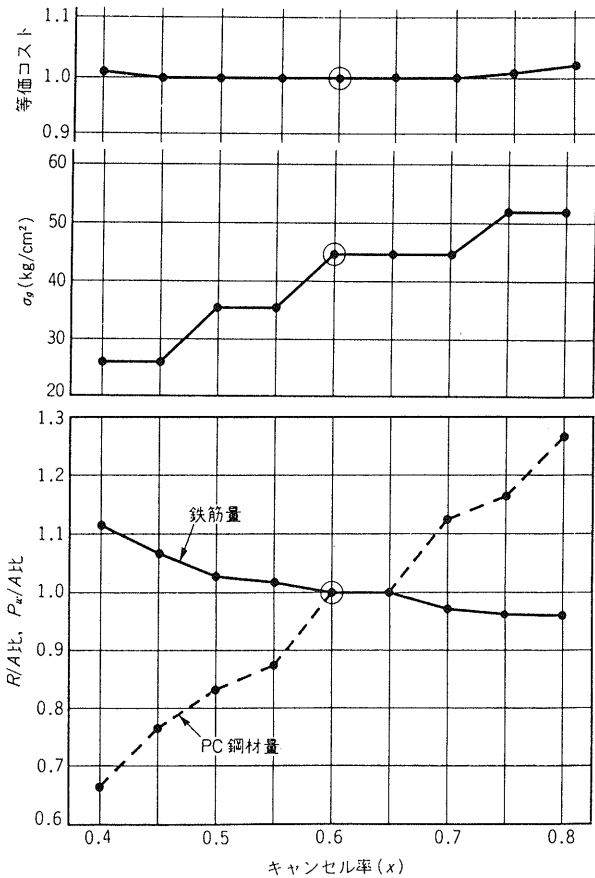


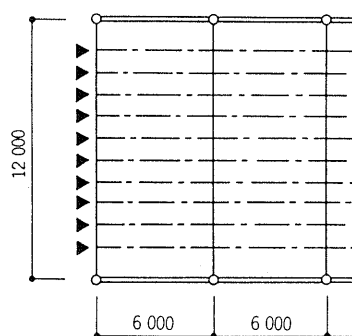
図15 キャンセル率と諸量の関係

断面組合せがあることを示している。このようにして計算した建物の中から、コストが小となり比較するのに適した最適断面を持つ建物として同図(b)のものをえらび、これを標準建物として他の条件の場合とのコスト比較を行っている。その結果を図14, 15に示す。なお、この標準建物の諸量を図15の上部に、また、その値を図中に2重丸で表示してある。

スパンとコストとの関係である図14の結果(最下図)は定量的に、前述の表9(b)の結果と符合していないように見受けられるが、それは前表の結果がP R C部材そのものの一部を対象としたものであり、本項では建物全体を取り扱っているからである。また、キャンセル率との関係を見た図15によれば、本ケースの場合 $\alpha$ の変化はあまりコストには関係しないことが分かる。

### (3) アンボンド床スラブのケーススタディ

アンボンド床工法が共同住宅等によく用いられているので、ここでは2つのケースについての試算結果を示す。算定条件は下記の通りである。



#### 算定条件

- ・コンクリート :  $F_c=240$       ・D.L. 490kg/m<sup>2</sup>
- ・鉄筋 : SD30      L.L. 180 //
- ・P C 鋼材 : SWPR-7B      T.L. 670 //
- ・スラブ厚 :  $t=17\text{cm}$       ・▶は緊張側
- ・最大ひび割れ幅 :  $w_{max} \leq 0.2\text{mm}$

図16 アンボンド工法による共同住宅スラブ

表10  $\sigma_g$ を変化させた時のアンボンドスラブのコスト

(最大ひび割れ $w_{max}=0.2\text{mm}$ )

| case                            | 1                     | 2     | 3    | 4      | 5      | 6      |
|---------------------------------|-----------------------|-------|------|--------|--------|--------|
| $\sigma_g$ (平均プレストレス)           | 12.81                 | 11.30 | 9.48 | 7.61   | 5.41   | 2.96   |
| 短辺端部上端筋 (D10, D13)              | @200                  | @190  | @180 | @170   | @160   | @150   |
| PC鋼より線SWPR-7B (15.2φ)           | @600                  | @680  | @810 | @1,010 | @1,420 | @2,600 |
| PC負担率 (ひび割れ幅検討に対し)              | 0.30                  | 0.27  | 0.23 | 0.18   | 0.13   | 0.07   |
| PC負担率 (曲げ破壊検討に対し)               | 0.59                  | 0.55  | 0.49 | 0.42   | 0.33   | 0.20   |
| PC荷重負担率<br>$\alpha$ と $\alpha'$ | $\alpha \times (G+P)$ | 0.90  | 0.79 | 0.66   | 0.53   | 0.38   |
|                                 | $G+\alpha' \times P$  | 0.62  | 0.22 | -0.25  | -0.75  | -1.32  |
| 等価コスト/m <sup>2</sup>            | 0.66                  | 0.63  | 0.61 | 0.58   | 0.55   | 0.51   |

図16および表10は6×12mを一区間とした桁行き6スパンの共同住宅の場合について算定したもので、表9(a)の場合と同様 $\sigma_g$ の増加にしたがってコストも上昇して行くことが示されている。

二つ目の例は、小梁を入れたRC床スラブとの比較で、それぞれの梁伏図が図17に、試算結果が表11に示されている。この場合のRCに対するP R C床のコストアップは1割前後となっている。

### (4) P C, P R C造と他種構造との比較

以下4つのCaseについての試算の結果を要約して示すが、結論的には、P R CはRCより若干高くなるが、S R Cよりはかなり低価格になっている。

#### Case 1 :

図18に示す平面を持つ5階建の建物に対し、図示のような柱割によるRC造、P R C造およびS R C造を想定して試算した結果は表12のようにになっている(詳細は文献24)参照)。

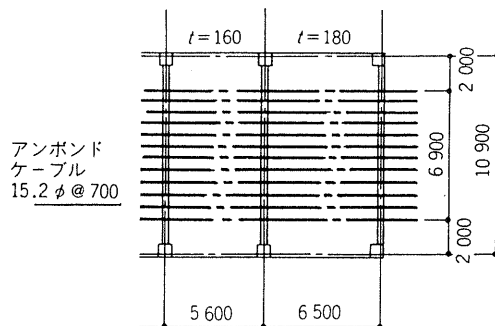
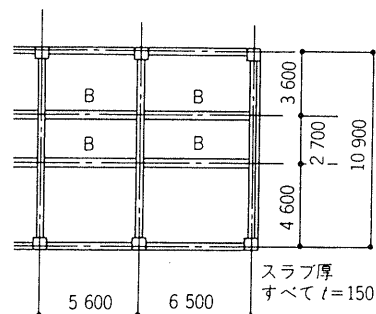


図17 梁伏図 (PRC構造)



梁伏図 (RC構造)

表11 PRC・RCスラブコスト比較

| スパン                | スラブのタイプ | 等価コスト (1m <sup>2</sup> 当り) |       |      |      |       | コスト率 |
|--------------------|---------|----------------------------|-------|------|------|-------|------|
|                    |         | コンクリート                     | 型わく   | 鉄筋   | P C  | 合計    |      |
| 5.6m<br>×<br>10.9m | RC      | 9.0                        | 12.00 | 5.51 | —    | 26.51 | 1.00 |
|                    | PRC     | 8.28                       | 10.35 | 3.50 | 5.92 | 28.05 | 1.06 |
| 6.5m<br>×<br>10.9m | RC      | 10.31                      | 13.75 | 6.33 | —    | 30.39 | 1.00 |
|                    | PRC     | 10.67                      | 11.86 | 4.91 | 6.87 | 34.31 | 1.13 |

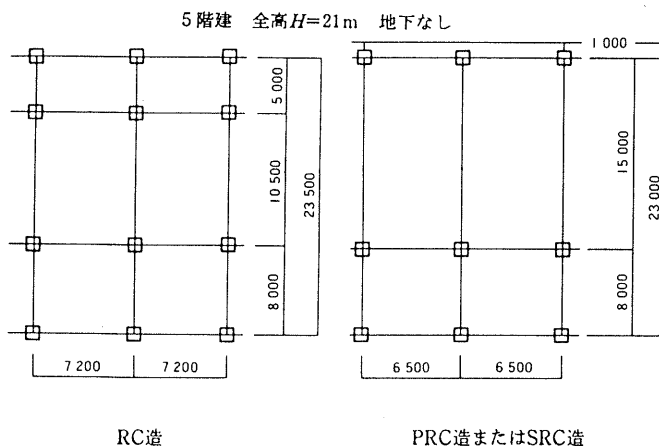


図18 想定建物平面 (Case 1)

表12 1m<sup>2</sup>当りのコスト指数 (Case 1)

| 構造          | RC   | PRC  | SRC  |
|-------------|------|------|------|
| 1. 普通コンクリート | 0.22 | 0.22 | 0.21 |
| 2. 型枠       | 0.25 | 0.25 | 0.25 |
| 3. 鉄筋       | 0.21 | 0.19 | 0.19 |
| 4. 鉄骨       | —    | —    | 0.14 |
| 5. PC鋼材     | —    | 0.07 | —    |
| 6. PC杭      | 0.09 | 0.09 | 0.09 |
| 7. 地業       | 0.03 | 0.03 | 0.03 |
| 8. 経費       | 0.20 | 0.21 | 0.23 |
| 合計          | 1.00 | 1.06 | 1.14 |

Case 2 :

この建物は桁行方向105m (7.2×10+12.0+7.2×3m)、張間方向65m (5.6+18.0×3+5.5m) の平面的に大規模な3階建工場で、表13のようなコスト比較によって18.0mのスパンにPC梁が用いられ実施された。

Case 3 :

この建物は桁行方向51.18m (4.59+4.2×10+4.59m)、張間方向36.78m (14.78+7.22+14.78m)、地上11階建の大規模な学校建築であり、張間方向の14.78mの部分にPC梁が用いられている。表14のようなSRC造とのコスト比較を行って実施された建物である (詳細は文献23) p.254参照)。

Case 4 :

この例は図19に示すように18mのスパンの部分にPC, SRCおよびS造と仮定した場合の試算結果で、その内容が表15に示されている (文献23) p.255参照)。



表13 PC構造と他種構造とのコスト比較 (Case 2)

| 構 造 と ス パ ン      |                                       | PC構造<br>18m      | SRC構造<br>18m      | S構造<br>18m        | RC構造<br>9m        |
|------------------|---------------------------------------|------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| 工<br>事<br>名<br>称 | コンクリート<br>( $\text{m}^3/\text{m}^2$ ) | 0.461<br>(0.461) | 0.474<br>(0.474)  | 0.284<br>(0.284)  | 0.449<br>(0.449)  |
|                  | 鉄 筋<br>( $\text{t}/\text{m}^2$ )      | 0.04<br>(0.260)  | 0.0396<br>(0.257) | 0.0194<br>(0.126) | 0.0481<br>(0.313) |
|                  | 型 わ く<br>( $\text{m}^2/\text{m}^2$ )  | 2.46<br>(0.492)  | 2.44<br>(0.488)   | 1.58<br>(0.316)   | 2.48<br>(0.496)   |
|                  | P C<br>( $\text{t}/\text{m}^2$ )      | 0.0055<br>(0.44) | —<br>(—)          | —<br>(—)          | —<br>(—)          |
|                  | 鉄 骨<br>( $\text{t}/\text{m}^2$ )      | —<br>(—)         | 0.0363<br>(0.545) | 0.0742<br>(1.113) | —<br>(—)          |
| 等 価 コ ス ト        |                                       | (1.553)          | (1.764)           | (1.839)           | (1.258)           |
| コ ス ト 比 率        |                                       | 1.00             | 1.07              | 1.11              | 0.76              |

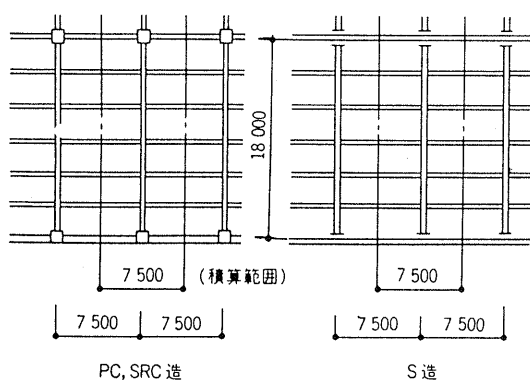


図19 3階建駐車場のプラン(能勢建築構造研究所資料)

表14 PC構造とSRC構造の比較 (Case 3)

| 工 事 名                                      | PC構造                | SRC構造               |
|--------------------------------------------|---------------------|---------------------|
| コンクリート ( $\text{m}^3$ )<br>(含, 捨コンクリート型わく) | 8 603.0<br>(14.100) | 8 603.0<br>(14.100) |
| 鉄 筋 ( t )                                  | 1 445.2<br>(9 394)  | 1 005.8<br>(6 638)  |
| P C ( t )                                  | 101.9<br>(9 152)    | —<br>(—)            |
| 鉄 骨 ( t )                                  | —<br>(—)            | 1 432.2<br>(21.483) |
| 等 価 コ ス ト                                  | (31.646)            | (42.121)            |
| コ ス ト 比 率                                  | 1.00                | 1.33                |

表15 3階建駐車場のコスト比較(( )は等価コスト)

| 構 造 名            |                                       | PC構造             | SRC構造           | S構造             |
|------------------|---------------------------------------|------------------|-----------------|-----------------|
| 工<br>事<br>名<br>称 | コンクリート<br>( $\text{m}^3/\text{m}^2$ ) | 0.86<br>(0.86)   | 0.87<br>(0.87)  | 0.37<br>(0.37)  |
|                  | 鉄 筋<br>( $\text{t}/\text{m}^2$ )      | 0.100<br>(0.650) | 0.121<br>(0.79) | 0.027<br>(0.18) |
|                  | 型 わ く<br>( $\text{m}^2/\text{m}^2$ )  | 5.39<br>(1.08)   | 5.31<br>(1.06)  | 2.80<br>(0.56)  |
|                  | P C<br>( $\text{t}/\text{m}^2$ )      | 0.0204<br>(1.63) | —<br>(—)        | —<br>(—)        |
|                  | 鉄 骨<br>( $\text{t}/\text{m}^2$ )      | —<br>(—)         | 0.110<br>(1.65) | 0.245<br>(3.67) |
| 等 価 コ ス ト        |                                       | (4.22)           | (4.37)          | (4.78)          |
| コ ス ト 比 率        |                                       | 1.00             | 1.04            | 1.13            |

## 5. PRC, PCに関する新しい技術

新しい技術は、数多くあると思われるが、それらをここにすべて記述する訳にはいかないので、ここでは筆者が日頃考えている2、3の技術について要約した。

### 5.1 コンクリート構造物の今後の方向

PRC, PC構造のこれからを考える上で、コンクリート構造のこれからの方向を概観してみるならば、次のようなものであろう。

- ・ 建物の高層化：建築空間の集約化として30～40階建のビルが増えては来るが20階建（i. e. 60m以下）程度のものが主流となる（？）。
- ・ 太空間化大スパン化：技術的に可能であり、また経済的に妥当であるなら、事務所ビル等一般の建物でも大スパン（10～20m～）が求められる。
- ・ 混合構造化：PC, PRC, RC, SRC, S造等が梁、柱、床スラブ、壁等に適材適所の考え方で用いられる。
- ・ プレキャスト化、ハーフプレキャスト化：現場における型枠、支保工の省略と省力化、品質の維持・管理、現場工事の単純化、工期短縮、等の点からこの方向は避けられない。ハーフ部材は各部材の一体化が確実、容易であり、ハーフスラブ、ハーフ梁、さらにはハーフ柱として型枠・支保工の省略工法として主流の一つを形成する。
- ・ 現場工場化、ロボット作業化：市街地現場においても地下室部分等を現場工場化し、現場全体でのロボット化が進む。
- ・ 構造の単純化：上記各項目を可能とするよう構造計画の段階から複雑な構造体とならないよう意図される。
- ・ 構造材料の高強度化：上記の諸事項に関連して、性能・品質のよい部材とするため、コンクリート、鉄筋共高強度のものが用いられるようになる。
- ・ コンクリートの早強化：材令の制約のない鉄と対等の構造材料となるためには、コンクリートをもっと早強化し材令の制約を無くす必要がある。

## 5.2 高強度鉄筋緊張材によるPRC

鉄筋を緊張してプレストレスを導入することは、前世紀末にドイツのDoehringが試みて失敗して以来誰も行っていない。その失敗とは、折角導入したプレストレスが暫くして消失してしまっていることであった。Freyssinetはその30年後、鉄筋よりも数倍の強度を持つピアノ線を緊張材に用いることによって成功してPC構造が可能となった。

しかし鉄筋を、“PRC”部材の緊張材に用いるとその効果が現れることになる。

その前にRC部材に高強度鉄筋を用いる場合について考えてみると、その高強度鉄筋の有効性は短期荷重時には発揮されるが、長期荷重に対してはひび割れ幅制限のため鉄筋応力が $2000\text{ kg/cm}^2$ 程度以下に抑えられてしまうため、何の効果も持たなくなる。すなわちRC部材では、折角の鉄筋の高強度性も十分にその能力を発揮することができない。

そこで図20に示すように、例えば高強度になった応力分をRCのプレストレス導入に用いれば、RCのひび割れとたわみを制御したPRC部材を作ることができ、鉄筋の高強度性が100%生かされることになる。

これが鉄筋緊張によるPRC部材の原理といえるが、基本的には鉄筋は高強度でなければならない、ということはない。Doehringの試みと同様、導入プレストレスは消失するが、PCでなくPRCと考えればひび割れ幅ならびにたわみの制御効果は充分残る。その状況を引張材によって説明したのが図21である。すなわち、RCでもPRCでも所定の引張荷重ではひび割れが入り、その

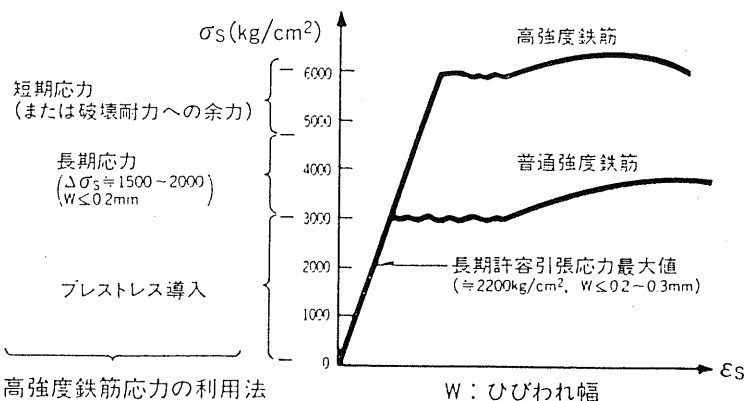


図20 高強度鉄筋のPRC部材への利用

ひび割れ断面での鉄筋応力は同じであると仮定すれば、鉄筋の応力とひずみの動きはRCではOAFとなるがPRCではBCFとなって、C点がたとえO点近くまで下がっても（プレストレスが殆ど無くなっても）ひび割れ幅（これはたわみに比例する）を表すC'F'はRCのA'F'とは明確な差があることが分かる。

これを梁実験によって確かめたのが図22～25である。図22は梁試験体形状と荷重の状況（三等分点荷重）を表し、図23はプレストレスの減少状況を示す。4本の線は下から順にRC（無緊張）、導入緊張応力度 $\sigma_p$ が1000、2000および3000 $\text{kg}/\text{cm}^2$ をそれぞれ表す。 $\sigma_p$ は3ヶ月ではほぼ1000 $\text{kg}/\text{cm}^2$ の減少を生じている。すなわち $\sigma_p=1000\text{kg}/\text{cm}^2$ で導入したものはこの期間で殆ど零に近くなっている。次に図24はたわみの経時変化を、図25はひび割れ幅の変化を表す。これらの図中、0シリーズ、3Mシリーズとはそれぞれ導入後すぐ荷重と3ヶ月後荷重の場合を表す。これらのどの場合においても、特に導入力が殆ど

無くなるR1の場合においてさえもRCに対し僅

かなプレストレス力の作用がひび割れおよびたわみ制御に大きな効果を与えることが明確に示されている。この原理を応用したプレテンション方式によるハーフスラブ材に関しては既に日本建築センターの評定（個別）を得る所まで至っているが、一般にこの原理はグラウトをするポストテンション部材に利用するのは難しく、主要な利用分野はプレテンション方式の梁、スラブ等のプレキャストorハーフプレキャスト材ということになる。

この際、その断面に配置した鉄筋すべてを緊張してもよく、また一部を緊張してもよい。また緊張用鉄筋としてネジリ鉄筋を用いれば、鉄筋の接続、緊張、脱型等の作業が簡単化される。

これによるハーフスラブとして山型、トライT型およびワッフル型スラブについては幾つかの実大実験データがあり、また梁については既に実施例もある（詳細は文献28）～32）参照）。

### 5.3 アフターボンド工法

アンボンド工法は、部材耐力の低下（2～3割程度）を承知の上で、グラウト作業が省略できる有利性が買われて広く普及してきている。ただし、地震力を受ける部材では、グラウト部材のような曲げモーメントの増加が期待できないこと、また繰り返し荷重等による万一の定着部の破壊は部材全長に影響すること、等の理由で米国においてもわが国においても現時点では未だ認められていない。したがってアンボンド工法の主要な利用部材は地震力を受けない、床スラブ、小梁等となっている。

若し、緊張導入作業時はアンボンド工法で、施工後はボンド工法で行ったのと同じ、という工法があれば、まさに両者の長所だけを取り出したものとして大変意義のある工法となる。このような目的で考え出されたのがアフターボンド工法で、アンボンド工法のグリスの代わりに特殊な樹脂を用いることによってその名の通り”ボンドが後で発生する”ことを可能とした。この工法の内容、およびこれによって製作した部材の付着も含めた力学的性状等は既にPC技術協会誌<sup>33)</sup>に報告されているのでここでは省略する。

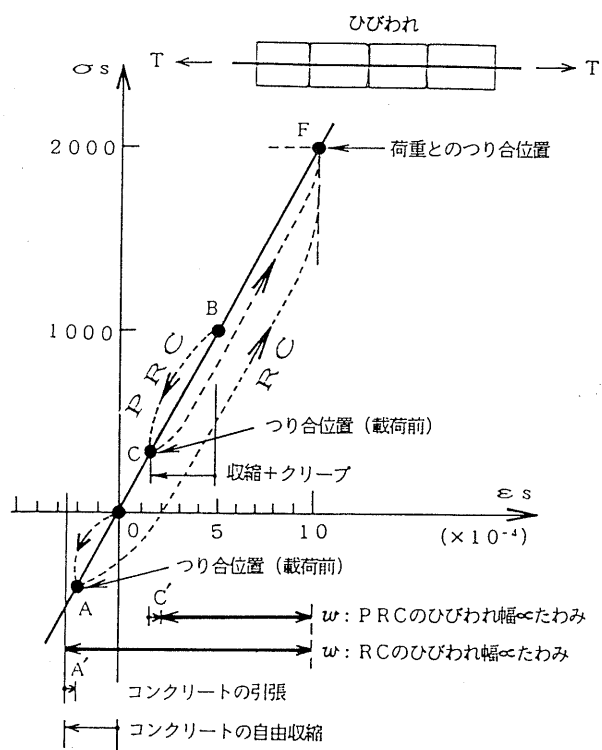


図21 鉄筋緊張によるPRCの原理

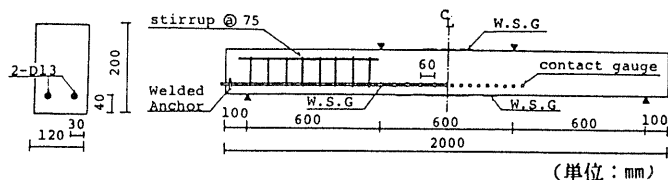


図22 試験体形状

|    |                   |                    |       |
|----|-------------------|--------------------|-------|
| R0 | $\sigma_p = 0$    | kg/cm <sup>2</sup> | (RC)  |
| R1 | $\sigma_p = 1000$ | "                  | (PRC) |
| R2 | $\sigma_p = 2000$ | "                  | ( " ) |
| R3 | $\sigma_p = 3000$ | "                  | ( " ) |

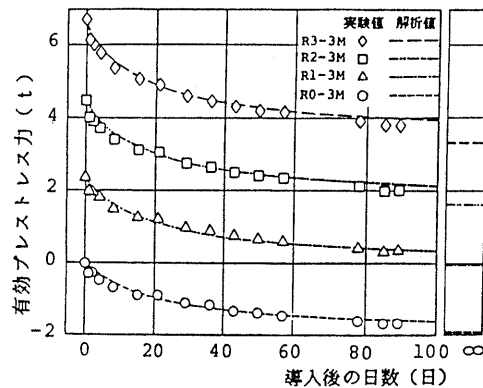


図23 有効プレストレスの経時変化(3Mシリーズ)

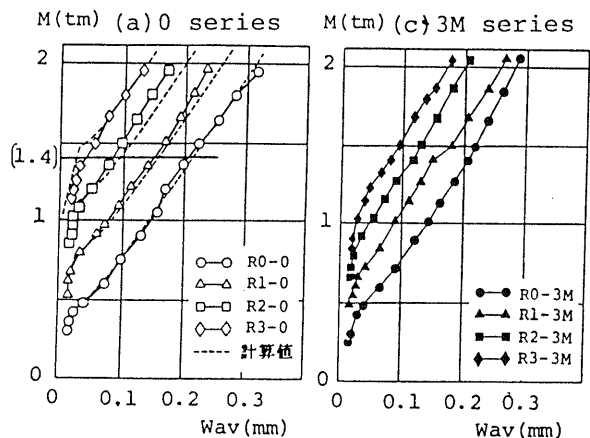


図25 モーメントと平均ひび割れ幅の関係

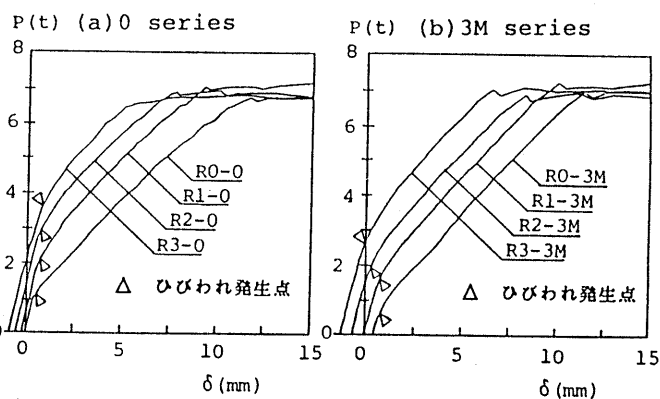


図24 荷重と中央たわみの関係

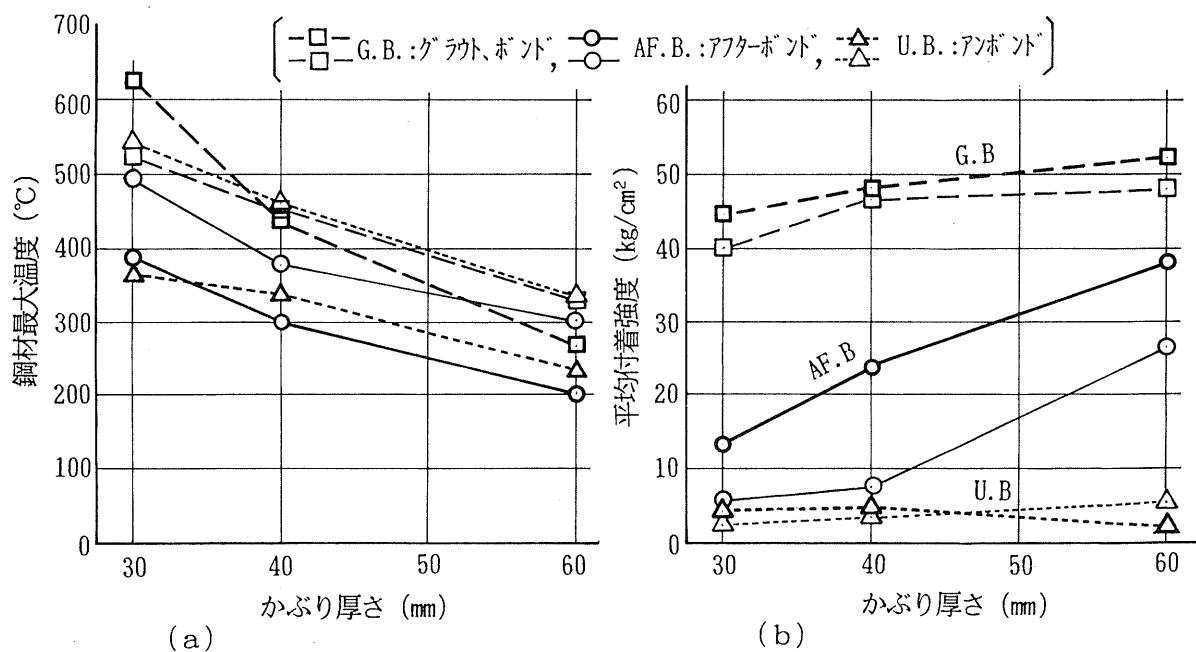


図26 アフターボンド部材の耐火実験結果

しかし耐火性については未発表ではあるが一部実験<sup>35)</sup>が行われているので、それをここで要約しよう。1時間および2時間耐火試験のかぶり厚さとP C鋼材の到達最高温度との関係を図26(a)に、またかぶり厚さと常温に戻った時点での平均付着強度との関係を図26(b)に示す。同図から、床スラブなどにおけるかぶり厚さ30～40mm程度の部材では1時間を越えれば付着耐力は殆ど期待できなくなること、また梁部材等のかぶり厚さ60mm前後の場合では2時間後にはグラウトの場合の耐力の半分程度となっていることが分かる。したがって耐火性の点から、アフターボンド部材の使い方としては、床スラブ等かぶり厚さの小さいものにおいては取り替えを前提とすべきであるが、梁等かぶり厚さを大きくとれるものにおいてはその値を例えば10cm程度以上とすればグラウト工法によるものと同等扱いが可能となろう。

このアフターボンド工法による建築物等は既に幾つか実施されている。あるものはR Cで設計しアフターボンドは余力として、あるものは火災の影響のない部分に、という当初の使われ方であったが、最近普通の骨組み架構に用いた設計が日本建築センターで評定された。それは目下施工中である。

#### 5.4 フラットスラブ構造

現在行われているフラットスラブ構造は、床組については、一枚床板のもの、柱列帯を偏平梁としたものおよび偏平格子梁方式としたもの等種々行われているが、地震に対してはいずれも主として建物外周に設けられた耐震壁まで床を通じて水平力を流して処理をしている。そのため建物の規模が大きくなると、また階数が増えるに従い、外周耐震壁には応力が集中してしまうため、基礎部で壁を支える杭が対応できなくなり、その解決策として耐震壁下部に集められた水平力を再び建物内部まで戻すため基礎部の床スラブ厚さを厚くして建物内部の杭にも水平力を分担させる、という一種の”ムダ”な設計上の対策を採っている。そのため、この方式のフラットスラブ構造では平面規模もやたらと大きくできず、また中高層ビルへの展開も難しい。

この”行き止まり”の状態を解決する方法として筆者は、従来の耐震壁の代わりに次の5.5に述べる”P C鋼材ブレース”を用いることを勧めたい。P C鋼材によるブレースは既に米国タコマ市のセントジョセフ病院(12階建)のSoft-story部に用いられているが(文献40) P10参照)、P C鋼材ブレースをフラットスラブ構造に利用することによって次のような効果が期待できるであろう。

①普通鉄材の数倍の強度を持っているため弾性範囲が大きく、したがっておそらく層間変位1/50前後であれば楽々と弾性範囲で挙動するので大変位までその層に大きな復元性を与えることができる。

②鋼材本数を加減することによって層剛性、復元性が大きな範囲で変えられ、剛性が大きすぎる耐震壁の場合と異なって[フラットスラブ+柱]による架構の剛性にも対応させることができる。

③それによって、同じ規模の梁・柱による架構の建物よりも固有周期を広い範囲で長い方に調整できるので、すなわち低層の建物でも充分長周期化できるので(少なくとも1.5秒前後かそれ以上)、その分設計地震力が低減される。

④耐震壁が不要となるので、平面計画は自由度が増し、また上記③とも関連して中・高層ビルへの展開も容易となる。なお従来の耐震壁は、取替え方式のものとし、大地震に対しては計画的に壊して地震エネルギーの吸収部分とする、という使い方もできる。

⑤さらに、従来の耐震壁を無くすか、一部残しても上記のような使い方をすることによって、振動解析モデルにバネ常数、減衰常数等の諸係数の定量評価が明確、容易となる。それによって実挙動と解析結果との対応もより良くなる。

以上のように、P C鋼材ブレースをフラットスラブ架構に利用することのメリットはいろいろ挙げることができ、一般の中・高層ビルへの展開も容易であることが推測できるが、さらにその施工法に関しても種々な工法の開発が見込まれる。例えば2、3層毎のリフトスラブ工法を考えるとすれば、型枠、支保工の工事が省略できまた工期短縮にもつながる。このためには柱(多分プレキャスト)をどうするか、フラットスラブとのジョイントをどう処理するか、……、等いろいろな開発課題が現れることになる。

また、床組方式（一枚板か、偏平梁方式か、偏平格子梁方式か、そのスパンは、・・・）、配線方式（均等配線か、一方向束配線方式か）等、どれがどの場合にどのように有利か、さらにP R C、P Cをどのように使い分けるのが合理的か、等々、フラットスラブ構造が大きな可能性を持つだけに、その将来の展開のためにケーススタディも含めた早期の検討が望まれる。

## 5.5 P C鋼材ブレースの利用

P R C構造には直接関係しないが、前記フラットスラブ構造のみならず、層剛性が低目となるP C、P R C架構、さらには他の一般の構造架構に対してもP C鋼材ブレースの効果は大きいと考えられるので、その利用法と効果を筆者なりに要約した。

ちなみに、P C鋼材長さ10mについての弾性伸び量はおよそ5cm（P C鋼棒）～10cm（P C鋼線・ストランド）程にもなるので、これをブレースに使用した場合は、その使用角度にもよるが上記数値の何割り増しかの水平変位（P C鋼材長10mにつき）がブレースの弾性範囲となる。

### (1) P C鋼材ブレースの利用形態

- ①従来のR C耐震型、鉄骨ブレースの位置に設ける
- ②建物下部2・3層を柔層（Soft-story）とし、この層に集中的に用いる。
- ③①+②の形に用いる。

なおこの際の減衰部分としては次の形が考えられる。

- a. 骨組架構等の持つ減衰をそのまま利用する。
- b. 機械的な（粘性）ダンパーを架構の適所にいれる。
- c. 従来のR C耐震壁を取付・取り外し可能プレキャスト材の形にし、また計画的に破壊させるものとして併用する。
- d. 従来の鉄骨ブレースを計画的に塑性域まで入るようにして併用する。

### (2) 期待される効果

#### 1) ブレースにP C鋼材を用いることにより、

- ・層剛性が大幅に的確に変えられる。
- ・大変位まで弾性的変位性状が得られる。
- ・ブレース材の耐力も大幅に変えることができる。
- ・P C鋼材と定着板との間隙を段階的に変えることにより剛性増大型の復元力特性をも作り出すことができる。

#### 2) 上記のような性能を持つP Cブレースの単独使用、あるいは、R C耐震型、鉄骨ブレース等との併用により、

- ・機能役割（剛性、耐力、変位能力、減衰）の分担化が行える。
- ・これは力学的に解析要因の性状が明確化されることにもなる。

#### 3) さらに中・大地震に対し、

- ・中程度地震に対しては残留変位≒0として計画する。
  - ・大地震に対しては、大変位（例えば層間変位1/50～1/40）を充分安全な状態で許し、エネルギー吸収の目的で計画的に壊したR C壁および鉄骨ブレース等は取り替え（このとき変位は復元し残留変位は僅かな値となる）、部材塑性ヒンヂ部のみ補修して、建物は再使用する。
- という計画が可能となる。

註）サッシ等はカーテンウォール方式として設計する

#### 4) また中・低層建物に対し、

P C鋼材ブレースを用いた層は、極めて安全に弾性大変位が可能となるので、

- ・架構部材を小さくして建物の固有周期を準超高層並とすることができ、

・それによって地震入力も減らせることになる。

## 5.6 開口梁

従来より、PC梁は、PC鋼材配置の関係もあってか、梁開口が設けにくいとされている。開口梁に関する研究も余り多くなく、あっても小さな開口を対象とするものが殆どであった。本項もPRC構造そのものではないが、大きな開口を持つPC梁の実大実験の結果を紹介したい。

本来PC部材は、プレストレスという断面垂直応力の効果によって、例えばせん断ひび割れ耐力等はRC断面の2倍位にはなるものであり、また終局耐力もそれに応じて大きくなっている。今、PC梁の断面に穴を開けるとその穴部分に作用していたプレストレスは開口の上下弦材部に移るので、上下弦材のせん断耐力は増加することになる。したがって、断面欠損がそのまません断耐力の低減につながるRC、SRC、S造等の場合と異なり、プレストレスの作用する断面ではそれ程耐力低下は無いのではないか、と予想していたのであるが、無開口の場合と比べて殆ど耐力低下がない、という予想以上の結果が得られ、PC (PRC) 梁には大きな開口を設けることができる、という大変有用な結果が得られた。

すなわち、図27にはその実大試験体、ならびに片持梁方式で行った荷重方法を、図28にはその実験結果（荷重－たわみ関係）を示した。図27のような大きな開口が多数ある梁でも、一応の補強を行えば図28のように無開口梁と殆ど変わらぬPC (PRC) 開口梁を設計できることが分かった（詳細は文献34)～39)参照）。なお、中国上海市のある紡績工場建物では、写真に見られるようなさらに大きな開口を持つ“PRC梁”が使われている。

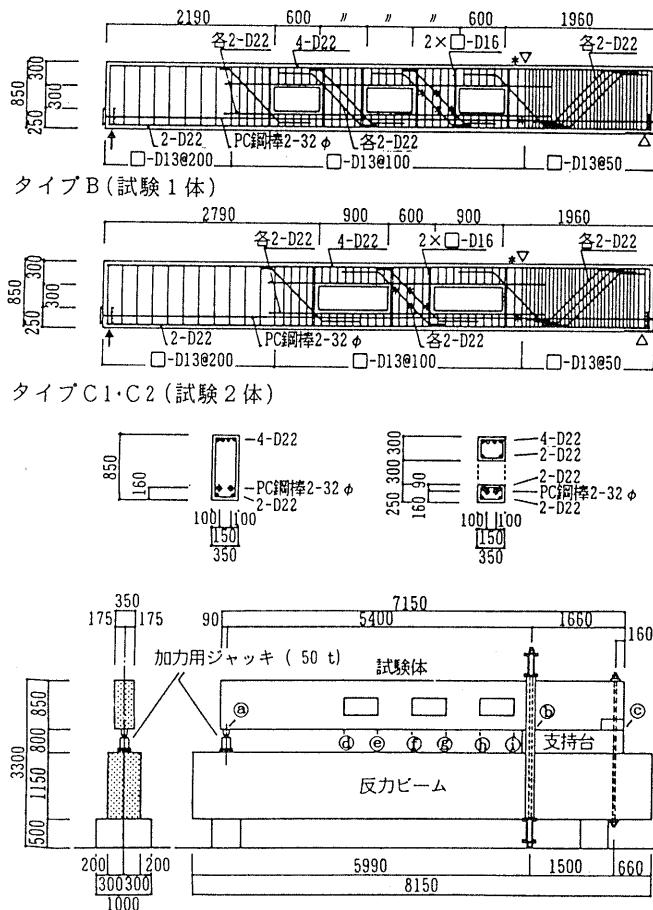


図27 試験体と加力方法

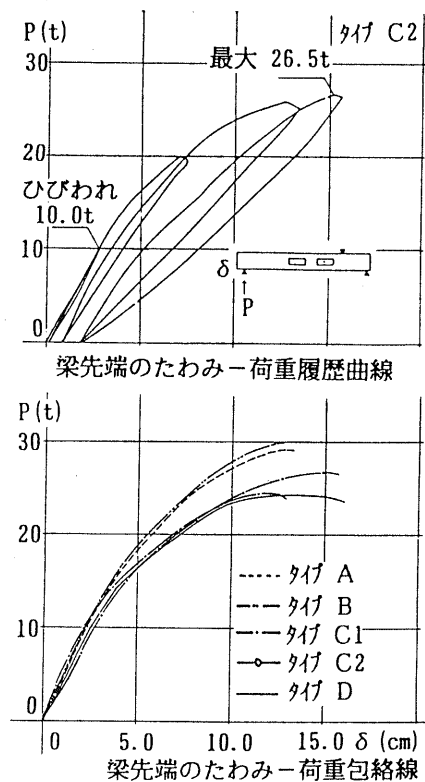


図28 実験結果

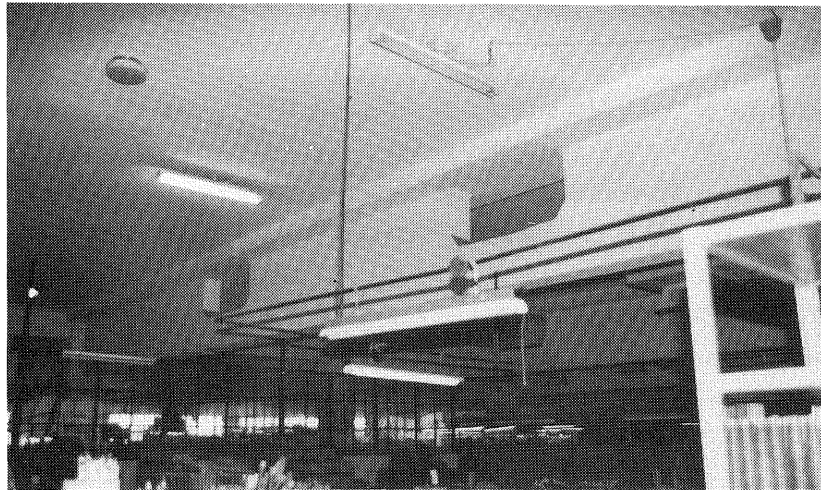


写真 大開口PRC大梁の例—上海市—(著者)

## 6. 実施例

— スライド等によって説明 —

## 7. 今後の課題

設計方法が徐々に限界状態設計法型の設計法に移行してゆくであろうことを背景に、今後の課題として次のような事項が指摘できる。

**コンクリート構造設計規準の統一：** SRC造は多少異質であるとしても、少なくともRC, PRC, PCは同じカテゴリーのコンクリート構造であることは誰しも異論の余地はないと思われる。ちなみに諸外国の規定においては、ずっと以前から、また日本の土木学会の示方書においてもすでにRC~PRC~PCの設計規準が統一されている。これらの諸規準が、特にその設計法において、またその他の詳細事項において、部材の特性に沿った内容で統一されるならば、構造設計者の戸惑いをなくすばかりでなく、建物全体の構造計画における適材適所の設計がきわめて容易となり、秩序ある、より妥当な合理的な設計が行われるようになる。たとえ各構造の規準書は別建てであっても、少なくとも設計思想、方法などの統一はなされるべきである。

**ひび割れ制御設計法の充実：** 指針では、精度のよいひび割れ幅算定式と実用的な算定図による制御設計法を示した上さらに、図8と式(6), (7)とによるいっそう実用的な簡便法を提示した。この簡便法に対し、その精度を保ちながら更に使い易い方法、例えばひび割れ幅算定を省略できる仮想引張応力度による方法等の開発が望まれる。このためには幾つかの算定図表が用意されることになる。

しかし、これら簡便法の基本となるひび割れ幅算定式については、乾燥収縮の影響は一応考慮されているが、このほか①コンクリートのクリープの影響、②時間経過による付着応力の緩和の影響などによってひび割れ幅は増大することになるので、これもいずれは考慮に入れる必要があろう。この影響量や算入方法等についても、一応研究結果は得られている。さらに、梁からスラブに至る曲げ材としての連続性と精度がいっそう向上したひび割れ幅算定式の提示が望まれる。また、表面ひび割れ幅と内部ひび割れ分布、特に鉄筋近傍のひび割れ状況、肌離れ状況と鉄筋の腐食性との関連に関する研究を早急に進める必要がある。

**靱性に基つた設計法の確立：** 塑性ヒンチとなる部分にコンファインドコンクリートを用いれば、断面耐力の上昇を余り伴うことなく、変形能力を大幅に向上させることができるので、応力に関する設計フローとは独立に部材の変形能力を考慮した設計が可能となる。すなわち、応力系の設計を行った後で、それに仮定された、たとえば構造特性係数 $D_s$ 値に見合う層間靱性率 $\mu_\delta$ 、部材靱性率 $\mu_\theta$ 、したがって断面曲率靱性



率 $\mu_{\phi}$ の所要値が定まるので、その $\mu_{\phi}$ 値が得られるようコンファインド補強を行う設計法、すなわち靱性設計法が可能となる。

そのためには、変形能力の限界点をいかに定めるかが問題となるが、筆者の提示している繰返し応力に対しても有効な終局限界点の活用が同設計法確立へのめどを与えている<sup>41)~44)</sup>。

また、PRC、PC架構の柱は一般にRC柱が用いられるが、コンファインドコンクリートを用いることによってRC柱にも十分な変形能力を与えることができるので<sup>41) 42)</sup>、中高層ビルにおいても耐震性確保のためとしてSRC造に頼る必要はなくなる。

その他：上記靱性率設計法に呼応した耐震設計法の確立やせん断に対する設計法の改定統一化、たわみの算定法と規定の作成、スラブおよびフラットスラブ系構造の設計指針作成、アンボンド工法の耐震架構部材への利用の指針作成、PC鋼材定着部のひび割れ耐力、終局耐力・変形性状などを評価した定着部の限界状態設計法の確立等、多くの課題が残されている。

## 8. あとがき

構造部材に求められる要求に対して幅広く対応できるPRC構造の有用性は、使われるほどにその認識が深まり、広い範囲に広まって行くと思われるが、PRC構造の、ひいてはコンクリート構造の将来への一層の発展を着実に促進させるためには、前記の諸課題、特に容易な設計法の作成、構造設計法の統一等の他に、コスト、見積用資料の整備等実務上の課題に対しても多角的に対応して行くことが必要であろう。PRCはそれ自身のもつ多面性多機能性のゆえに今後いろいろな新しい構法や工法を生み出してくれるに違いない。

謝辞：本稿作成に当たっては、特に文献1), 23), 24)等の資料(図、表、その他)を多く引用させていただいた。ここに記して謝意を表します。

### 【文 献】

- 1) 日本建築学会編；プレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種PC)構造設計・施工指針・同解説；1986年(昭和61年)1月
- 2) 日本建築センター；プレストレストコンクリート造設計施工指針；1983年
- 3) 猪股俊司；PPC(Partially Prestressed Concrete)の勧め；— 最近のプレストレストコンクリート構造物と30年の歩み —，1986年1月，プレストレストコンクリート技術協会，講習会テキスト
- 4) R. F. Stevens；Tests on prestressed reinforced concrete beams；Concrete, Nov 1969
- 5) E. W. Bennett, C. S. Chandrasekhar；Calculation of the width of cracks in class 3 prestressed beams；Proc. Institution Civil Engrs, Vol. 49, July 1971
- 6) Y. Guyon；Limit State Design of Prestressed Concrete, Volume 1 The Design of Section；APPLIED SCIENCE PUBLISHERS
- 7) CEB-FIP；Recommndations internationales pour le calcul et l'execution des ouvrages en beton, 1970
- 8) F. Leonhardt；Prestressed Concrete Design and Construction；Wilheh Ernst & Sohn. 1964
- 9) 土木学会；プレストレストコンクリート標準示方書，昭和53年制定

- 10) 土木学会；コンクリート標準示方書 設計編；1986年（昭61年）
- 11) 横道英雄，林正道；PRC工法について；土木学会第19回年次学術講演会講演概要；昭39.5.
- 12) 横道英雄；PRC桁の理論および設計；1972年11月，コンクリート橋 技報堂
- 13) CEB-FIP；CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, 1978
- 14) CEB-FIP；CEB-FIP Model Code 1990-First Draft；1990
- 15) ACI；Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89)；1989
- 16) 鈴木計夫，大野義照，佐田裕之；プレストレスト鉄筋コンクリートはりの曲げ性状について；コンクリート工学年次講演会講演論文集，第2回，1980
- 17) 鈴木計夫他3名；プレストレスト鉄筋コンクリート梁部材の変形性状について；日本建築学会近畿支部研究報告集，昭和56年6月
- 18) Ezio Giuriani, Paolo Riva；ON THE CHOICE OF PRESTRESSING PERCENTAGE IN PPC ELEMENTS —Progress in Structural Engineering —；D.E.Grierson, A. Franchi and P. Riva editors, SOLID MECHANICS AND ITS APPLICATIONS, KLUWER ACADEMIC PUBLISHERS, 1991
- 19) 鈴木計夫，大野義照；プレストレスト鉄筋コンクリートはりの曲げひびわれ幅に関する研究 — その1 初期ひびわれ幅について —；日本建築学会論文報告集，第303号，昭和56年5月
- 20) 鈴木計夫，大野義照；プレストレスト鉄筋コンクリートはりの曲げひびわれ幅に関する研究 — その2 ひびわれ幅の計算図表 —；日本建築学会論文報告集，第305号，昭和56年7月
- 21) 日本建築学会編；鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説；1988
- 22) 日本建築学会編；建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990）；1990
- 23) 鈴木計夫編著；プレストレスト鉄筋コンクリート構造と設計例；鹿島出版会，1990.10
- 24) (社)日本建築構造技術者協会関西支部編；はじめてのPC・PRC構造 — しくみから設計・施工の実務まで；(株)建築技術，1991.7
- 25) 鈴木計夫，大野義照，白井敏彦；高強度鉄筋を用いてプレストレスを導入したPRCはりの曲げ性状；コンクリート工学年次論文報告集，9-2，1987
- 26) 鈴木計夫，大野義照，白井敏彦；高強度鉄筋を用いてプレストレスを導入したPRCはりの持続荷重下における曲げ性状；コンクリート工学年次論文報告集，12-2，1990
- 27) Kazuo Suzuki and Yoshiteru Ohno；Flexural behavior of concrete members prestressed with high strength deformed bars；FIP XIth International Congress on Prestressed Concrete, Hamburg, 4-9 June 1990
- 28) 鈴木，大野，斉藤，鳥居，堀；高強度鉄筋を用いてプレストレスを導入した型枠兼用プレキャスト板；JCIシンポジウム「プレストレス原理・技術の有効利用」論文集，1991.7
- 29) 鈴木，大野，松谷，太田；高強度鉄筋を用いてプレストレスを導入した格子状変厚合成スラブの曲げ性状；1991.コンクリート工学年次論文報告集 13巻2号 (pp.731~736)
- 30) 五味，鈴木，大野，中川，鍋沢，竹田，小村，妹尾；高強度鉄筋にてプレストレスを導入したプレキャスト板を用いた中空合成床板の持続荷重実験（その1 持続荷重実験5ヶ月間の挙動）；日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）1992年8月
- 31) 鳥居，鈴木，大野，中川，斉藤，鍋沢；高強度鉄筋を用いてプレストレスを導入した型枠兼用プレキャスト板に関する実験的研究（その3 合成スラブの2年間の持続荷重実験）；日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）1992年8月
- 32) 太田，鈴木，大野，中川，松谷，大内山，鍋沢，五味；高強度鉄筋を用いてプレストレスを導入した格子状変厚プレキャスト合成床板に関する実験的研究（その5 長期荷重後の曲げ性状）；日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）1992年8月

- 33) 材寄, 南, 小林; アフターボンドP C鋼材の諸特性について; プレストレストコンクリート, Vol. 32, No. 4, 1990 July
- 34) 岡崎, 鈴木, 森高, 森田, 徳永, 白浜; 大規模地下構造物におけるアフターボンドP C鋼材の特性確認実験; 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸) 1992年8月
- 35) 神鋼々線工業(株); アフターボンドP C鋼材の耐火試験; 関西P C研究会資料No. 382, 平成4年4月
- 36) 辻, 土居, 鈴木, 北川, 森高; 多数の大型貫通孔を有する実大P C小梁の載荷実験(その1) 実験概要; 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州) 1989年10月37) 辻, 土居, 鈴木, 小村, 北川, 森高; 多数の大型貫通孔を有する実大P C小梁の載荷実験(その2) 実験結果; 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州) 1989年10月
- 38) 辻, 土居, 鈴木, 北川, 森高, 田中; 多数の大型貫通孔を有する実大P C小梁の載荷実験(その3) 実験結果; 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国) 1990年10月
- 39) 辻, 土居, 鈴木, 北川, 森高, 田中; 多数の大型貫通孔を有する実大P C小梁の載荷実験(その4) 実験結果の概要; 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国) 1990年10月
- 40) 鈴木計夫; 建築におけるコンクリート技術-5つの提案; セメント・コンクリート, June 1986
- 41) 鈴木, 中塚, 岸本; 鉄筋コンクリート部材の曲げ靱性と横拘束(コンファインド) 補強筋量; 材料, 第40巻456号pp72-78, 1991
- 42) 鈴木, 中塚, 岸本, 高木; 圧縮部が横拘束(コンファインド) 補強された鉄筋コンクリート柱の終局曲げ強度算定式; 材料, 第40巻456号pp79-85, 1991
- 43) 鈴木計夫, 中塚侑, 阿波野昌幸; コンクリート梁部材断面の終局限界点に関する研究(その1) 各種終局域指標点と提案する終局限界点の存在メカニズム、日本建築学会論文報告集、第383号、pp49-57、1988.1
- 44) 鈴木計夫, 中塚侑, 阿波野昌幸; コンクリート梁部材断面の終局限界点に関する研究(その2) 終局限界点特性値の算定式の誘導、日本建築学会論文報告集、第403号、pp67-77、1989.1



# 外ケーブル方式の有用性と適用性について

首都高速道路公団 常任参与

飯野 忠雄

日本道路公団 技術部 構造技術課長

風間 徹

P C建設業協会 高速道路橋研究委員会 委員長

荒川 敏雄

## 1. はじめに

新設橋梁に、外ケーブル方式を採用した実績は、フランスを中心とする諸外国に多く、すでに 100 橋以上にも達している。また、供用中の橋梁を補強する目的で外ケーブルを適用した例を上げると、その数は数倍にのぼるものと思われる。

外ケーブル方式は、従来より多く用いられている内ケーブル方式（PC鋼材を全て部材内に配置）と比較して、『施工性や経済性などの面で利点を持つ』と報告されてきたが、一方では設計体系や細部構造などの解析的な問題のほか、PC鋼材を始めとする各種材料の耐久性などに対する保証の面で、一般的合意が得られている段階には至っておらず、我が国では外ケーブル方式に関する基準化が遅れており、適用する上で大きな隘路となっている。

しかし近年、諸外国に於ける外ケーブル方式に関する研究は加速化されており、フランスでは昨年これに関する基準案（P E/SETRA）が刊行されるに至っている。また我が国に於いても、近年の労務事情の悪化に伴って、部材のプレキャスト化や外ケーブル方式に対する関心が高まってきており、PC技術協会誌や各業界研究グループの報告書などに見られるように、技術的な問題点の解決のため努力が身を結びつつある。

以上のような状況をふまえて、外ケーブル方式に対する現時点での知見をもとに、道路橋示方書と対応する形での技術に関する総括と本方式の採用に当たってのガイドラインを取りまとめることを目的として、（社）プレストレストコンクリート建設業協会の委託により（財）高速道路調査会において、『PC橋の新しい構造事例に関する調査研究委員会』（飯野忠雄委員長）が設けられている。

ここでは、主にその委員会の中間報告を取りまとめ紹介する。

## 2. 歴史的背景と現況

外ケーブル方式の橋梁は、すでに1928年にディッシンガー（Dischinger）により、ドイツのアルスレベン（Alsleben）のザール橋（Saale-SP 768m）の建設に用いられている。また、ディッシンガーは同様の方法で、1936年にもドイツ国内でアウエ（Aue）橋（写真2-1）を建設している。一方フランスでも、1950年前後にロジエ（Lossier）らにより、外ケーブル方式による橋梁が数橋建設されている。

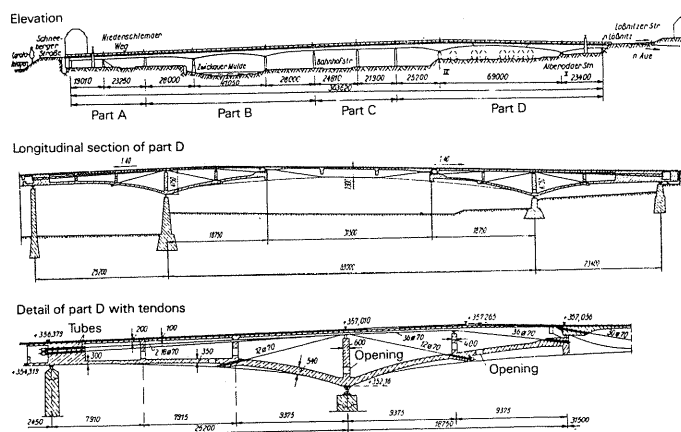
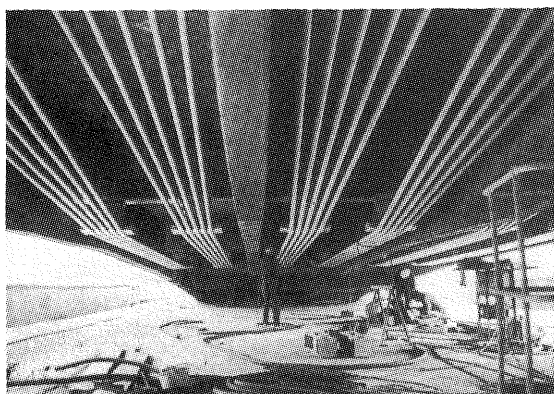


写真 2-1 Aue 橋【写真提供 VSL Japan（株）】

このように、1950年代に外ケーブル方式の橋梁の建設が増加して行くかに見えたが、当時の材料に対する防錆技術や設計技術の未熟さから、結果として多くの補修を必要とする事態を引き起こし、その後外ケーブル方式による新規の橋梁は、その数を停滞させることとなった。

一方、部材断面内に配置されたシース内にPC鋼材を配置する内ケーブル方式は、力学的挙動も明解で、グラウトを施すことで防錆上も好ましいものと考えられていた。しかし、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮や温度の影響が過少評価された場合には、桁内のプレストレスの不足に伴ってひびわれや腐食の問題が生じ、ひいては耐荷力や耐久性に影響を与えるおそれもある。また、内ケーブル方式では、桁断面内に一度PC鋼材が設置されると、PC鋼材の状況が検査しにくくなり、グラウトによりPC鋼材と桁が一体化されるため、不都合が生じたPC鋼材を取替えることが不可能になるという問題も抱えている。

近年、老朽化したRCやPCの構造物を、PC鋼材を使用して補強する方法が多く見られるが、これらは外ケーブル方式の適用そのものである。つまり、内ケーブル方式の構造であっても、補強のために追加されるPC鋼材は、コンクリート部材の外側に配置せざるを得ず、これらの経験がその後の外ケーブル方式の構造や設計上の考え方および保護管、防錆材等の材料の発展を促すこととなった。

このような状況を経て、1980年代になるとフランス人のJ.ミュレ（J. Muller）が、アメリカで多くの近代的な（防錆材料やケーブルの交換に対する配慮および明確で統一的な設計思想に基づいて行われている）外ケーブル方式の橋梁を建設することになる。その後、約10年ほどの間にフランス、アメリカ、ドイツで、約100橋程の外ケーブル方式の橋梁が次々と建設されるに至り、施工の省力化や品質および耐久性の向上等の観点から、外ケーブル方式の有用性が再び認識されることになってきた。

また我が国でも、柿生橋（1964年、支保工上でのブロック架設工法）や幌萌大橋（1973年、押出し架設工法）および第10根尾川橋梁（1981年、押出し架設工法）に見られるように、比較的古くから実績を有している。しかし、本格的な外ケーブル方式の橋梁は、東北新幹線の笹目川橋（1985年、張出し架設工法）を初めとし、福塩線の芦田川橋梁（1988年、固定式支保工架設工法）や宿毛線の四万十川橋梁（1990年、張出し架設工法）等の鉄道橋に見られる程度であったが、道路橋でも、現在岩手県の手ヶ瀬橋（1992年、張出し架設工法）を始め、首都高速湾岸線（4期）の高架橋（1992年、張出し架設工法）や新潟県の新開橋（1992年、合成構造、ガーダ架設）が本格的な外ケーブル方式橋梁として施工中である。このように、我が国では量的のみならず質的にも、海外に比べ遅れを取っているのが現状である。

近年の、外ケーブル方式橋梁の構造や断面の形式は多岐にわたっているが、大別すると桁橋とトラス橋が主流を占めている。桁橋では、内外ケーブル併用方式のプレキャストボックス断面が最も多く、特殊な例として桁断面外（桁の内空間外）に、鋼材が配置されている例もみられる。一方、トラス形式の橋梁の場合は、フランスのGlacieres橋（写真2-2）に見られるような立体トラス形式がほとんどであり、主鋼材の一部が内ケーブル方式で床版内に配置されているものと、全て外ケーブル方式で対応しているものがある。

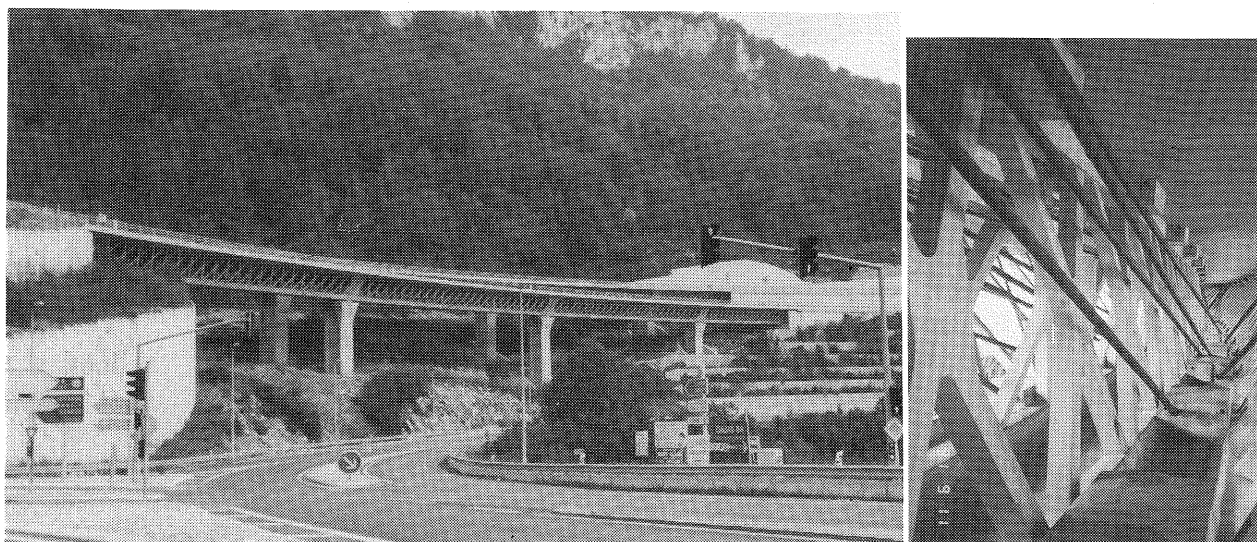


写真2-2 Glacieres 橋【写真提供（株）ピー・エス】

外ケーブル方式の施工を見ると、プレキャストブロックとの組み合わせが最も多く、一径間分のプレキャストブロックを架設ガ－タで支持または吊り下げ、プレストレスにより一体化した後一括架設するもので、一般にスパンバイスパン方式と言われるものが最も多い。またその他には、片側より順次張出し架設するものや、押出し架設工法によるものなどに大別できるようなのである。いずれにしても、大型架設機とプレキャストブロックによる施工を、効率良く行うためには、ある程度の橋梁延長と断面の統一化が必要であることを示している。

これまでに述べたように、外ケーブル方式の橋梁では、急速施工性および省力化の観点から、プレキャストブロックと大型架設機械との組み合わせで採用している例が多い。しかし、外ケーブル方式を採用することによって、旧来までに作られてきた橋梁型式や断面構成と異なる橋梁を作り出すことも可能であり、近年の特殊な一例としてフランスのモ－プレ（Maupré）橋（写真2-3）に代表される、鋼波形ウェブを持った複合構造橋梁も出現してきている。

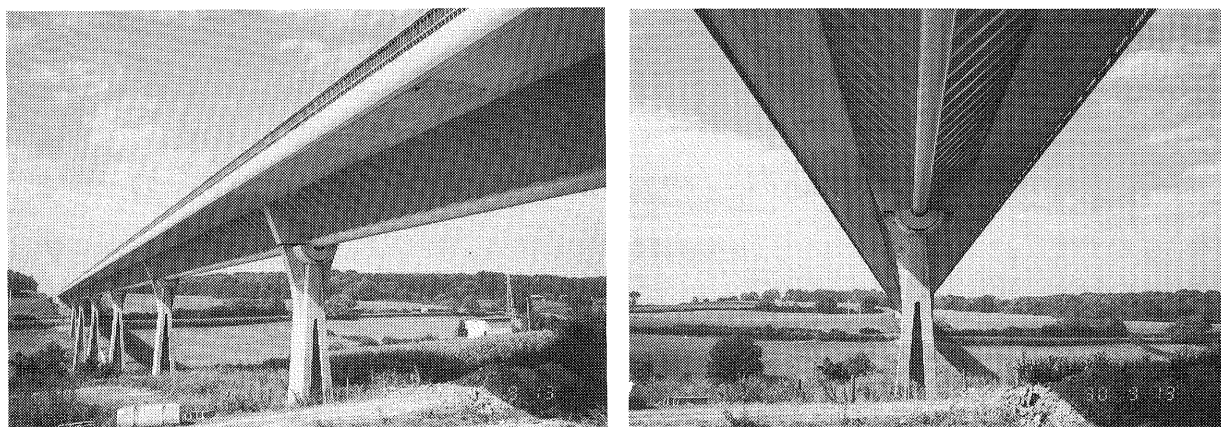


写真 2-3 Maupré 高架橋【写真提供（株）ピー・エス】

### 3. 外ケーブル方式の概要と特徴

外ケーブル方式とは、コンクリート構造物にプレストレスを与える為の緊張材（以下、PC鋼材の他にも緊張材として新素材が用いられることもあるので、これらを総称していう）を桁断面等を構成する部材の外側に配置する方式をいい、ケーブルの位置を保持するための偏向装置（デビエータ）や、外ケーブルの保護等に使用する保護管や防錆材およびケーブルの交換を可能にするための定着部の構造などに特徴がある。

外ケーブル方式を構成する特徴的な各部の名称を下図に示す。

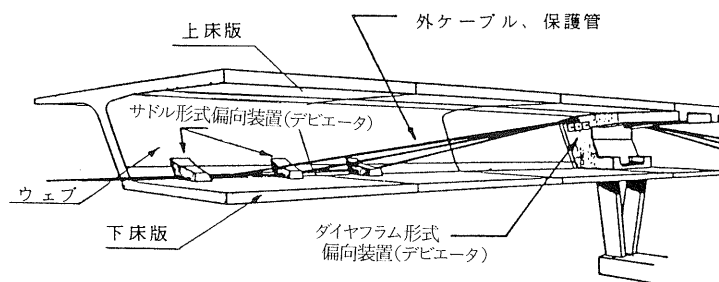


図 3-1 外ケーブル構造各部名称

なお、外ケーブル方式では緊張材を箱桁の内空部に配置する場合のほか、上フランジの上側あるいは下フランジの下側に配置する場合などがある。しかし、ここで示す外ケーブル方式とは、桁高範囲内の断面内空部に緊張材を配置する場合に限定して言う。従って、図 3-2 に示すような大きな偏心を持つ外ケーブル方式や斜張橋は対象外とする。また、ここでは従来の部材断面内に配置されているものを内ケーブル方式と呼ぶことにする。

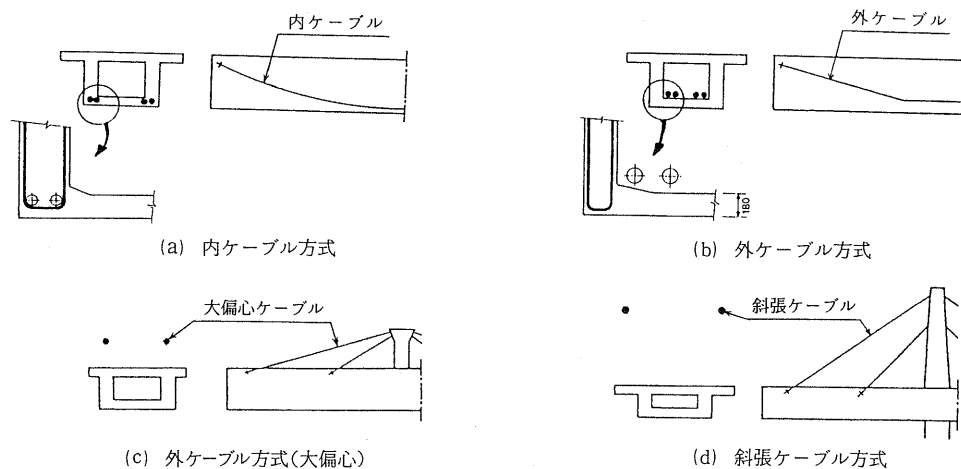


図3-2 PC鋼材の配置方法による構造分類【技術協会年次講演会'92年版山崎教授の資料より】

偏向装置（デビエタ）とは、外ケーブルとして配置された緊張材の形状を保つために、緊張材の偏向（屈曲）部に設置されるものをいう。偏向装置の型式分類を図3-3に示す。

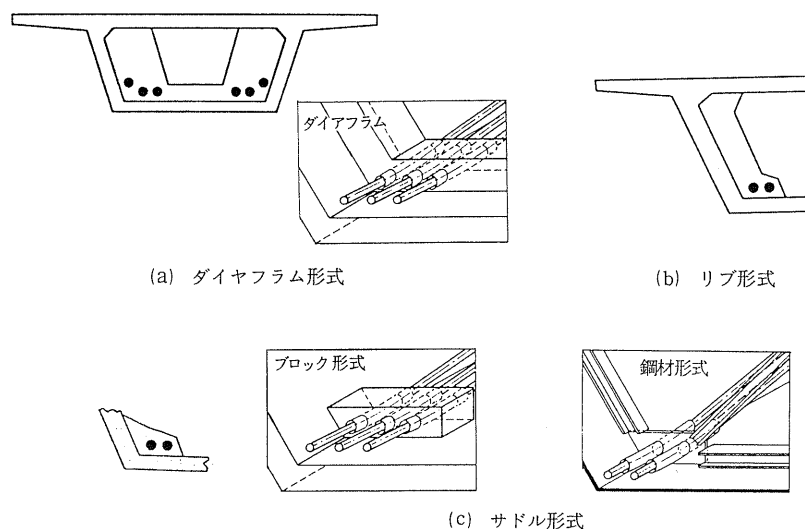


図3-3 偏向装置の形式分類

外ケーブルとして配置された緊張材の保護と防錆の目的のために用いられる保護管には、鋼製のものとHDPE製のものがある。HDPEとは、高密度（国内仕様では中密度）ポリエチレン管のことであるが、鋼およびHDPEのいずれの材料においても、高温や高圧に耐えられることや充填材と化学反応をしないことなどの条件を満足する必要がある。

また、緊張材の支持間隔が大きい場合には、緊張材に有害な振動が発生することも考えられるため、防振のための装置を設けることがあり、これを防振具という。

表3-1に、外ケーブル方式と内ケーブル方式の一般的な比較のまとめを示す。



表 3-1 内ケーブル方式と外ケーブル方式の一般的な比較

| 内 容 |             | 外 ケ ー ブ ル 方 式                                | 内 ケ ー ブ ル 方 式                    |
|-----|-------------|----------------------------------------------|----------------------------------|
| 材料  | 保護管の材料      | HDPEや鋼管が主流                                   | 鋼製のスパイラルシースが主流                   |
| 構造  | 適用構造形式      | トラス型構造や鋼管型複合構造にも対応可能                         | 左記の構造には対応が困難                     |
| 設計  | 部 材 厚       | 鋼材配置上の制約はない                                  | 鋼材配置上の制約で決る場合もある                 |
|     | ケーブル形状      | 折れ線状の配置となる<br>偏向装置により形状を保持する                 | 曲線状の配置が可能<br>シースを取り巻くコンクリートで保持する |
|     | プレストレスの摩擦損失 | 摩擦損失は少ない                                     | 摩擦損失が比較的大きい                      |
|     | P C鋼材偏心量    | 端部の状態では、外ケーブル方式に比べ小さい                        | 一般に外ケーブル方式に比べ大きい                 |
|     | 定着部の応力検討    | 横桁や隔壁に定着されるため、これらの部材の応力検討が必要                 | 特別に詳細な検討は不要                      |
|     | 偏向部の検討      | プレストレス分力の作用に対する検討が必要                         | —————                            |
|     | 終 局 耐 力     | 内ケーブル方式に比べて多少小さい                             | 外ケーブルに比べ若干大きい                    |
| 施工  | 防 振         | 偏向部および定着部以外は、鋼材は自由に振動するので防振上の配慮が必要           | 全区間ともコンクリートで拘束されているので問題とならない     |
|     | 施 工 性       | 外ケーブル配置作業は比較的容易<br>部材内配置シースが減少しコンクリート締め固めが容易 | 部材内のシースが多いためコンクリートの締め固めが困難       |
| 管理  | P C鋼材の点検    | 部材断面外に緊張材が配置されるので比較的容易                       | 部材内に鋼材が配置されるため困難                 |
|     | P C鋼材の取替え   | 偏向部や定着部の構造を検討することにより取替え可能である                 | 取替えは困難である                        |

また、実際の橋梁の設計において、外ケーブル方式と内ケーブル方式を比較した例（四万十川橋梁、天瀬橋）を示す。

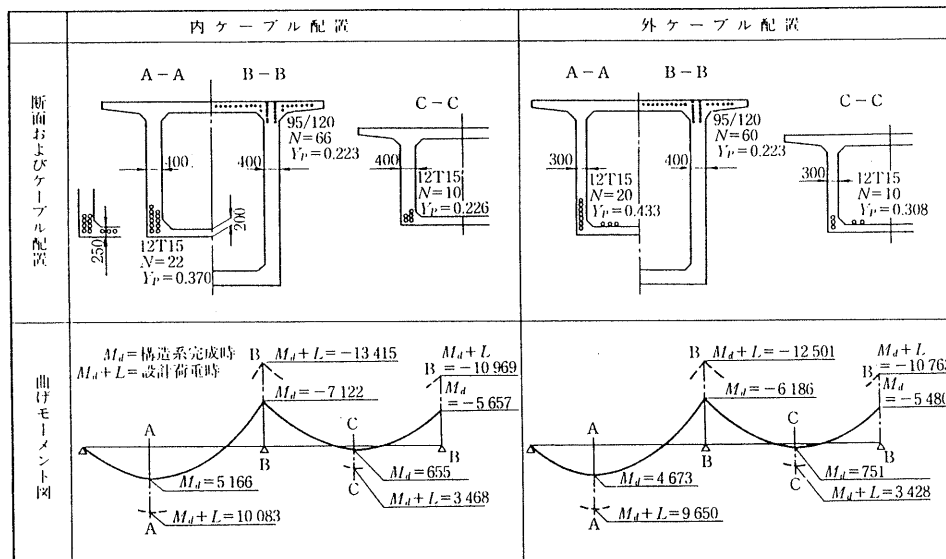


図 3-4 ケーブル配置方法の比較(四万十川橋梁)【技術協会誌 Vol. 32, No. 5, 1992より】

表3-2 数値の比較(四万十川橋梁)【技術協会誌 Vol.32, No.5, 1992より】

|                     |           | 内ケーブル | 外ケーブル | 比率   |
|---------------------|-----------|-------|-------|------|
| 自重による曲げモーメント (tf・m) | 側径間 0.4l  | 5170  | 4670  | 0.90 |
|                     | 中間支点上     | 7120  | 6190  | 0.87 |
| コンクリート体積 (m³)       |           | 2560  | 2410  | 0.94 |
| PC鋼材の本数             | 側径間       | 22    | 20    | 0.91 |
|                     | 中間支点(φ32) | 66    | 60    | 0.91 |

| すべて内ケーブル                   |                                         |               |                | 外ケーブル (12T13) 使用 |                                         |              |                           |       |      |       |
|----------------------------|-----------------------------------------|---------------|----------------|------------------|-----------------------------------------|--------------|---------------------------|-------|------|-------|
| 中間支点断面                     |                                         | 支間中央断面        |                | 中間支点断面           |                                         | 支間中央断面       |                           |       |      |       |
| P<br>C<br>鋼<br>材<br>配<br>置 |                                         |               |                |                  |                                         |              |                           |       |      |       |
|                            | PC鋼材配置本数 142本                           |               | PC鋼材配置本数 50本   |                  | PC鋼材配置本数 イン 114本<br>アウト 6本              |              | PC鋼材配置本数 イン 30本<br>アウト 6本 |       |      |       |
|                            | 中間支点<br>Sec 15                          |               | 支間中央<br>Sec 35 |                  | 中間支点<br>Sec 15                          |              | 支間中央<br>Sec 35            |       |      |       |
| 主<br>桁<br>応<br>力<br>度      | 全死荷重作業時                                 | $\sigma_{cs}$ | 21.3           | 53.7             | 25.3                                    | 12.2         | 52.8                      | 27.6  | 25.1 |       |
|                            |                                         | $\sigma_{cs}$ | 90.2           | 22.8             | 83.2                                    | 30.8         | 90.6                      | 29.9  | 73.9 | 34.3  |
|                            | 設計荷重作業時                                 | $\sigma_{cs}$ | 2.9            | 88.8             | 6.1                                     | 59.8         | -6.8                      | 88.0  | 8.4  | 59.4  |
|                            |                                         | $\sigma_{cs}$ | 108.3          | -18.6            | 101.8                                   | -16.7        | 108.8                     | -13.6 | 92.3 | -13.8 |
| 概<br>算<br>数<br>量           | 項 目 単位                                  |               | 数 量 摘 要        |                  | 項 目 単位                                  |              | 数 量 摘 要                   |       |      |       |
|                            | コンクリート $\sigma_{cs}=400$ m <sup>3</sup> |               | 2 097          |                  | コンクリート $\sigma_{cs}=400$ m <sup>3</sup> |              | 2 059                     |       |      |       |
|                            | 型 枠 m <sup>2</sup>                      |               | 6 309          |                  | 型 枠 m <sup>2</sup>                      |              | 6 368                     |       |      |       |
|                            | 鉄 筋 kg                                  |               | 166 308        |                  | 鉄 筋 kg                                  |              | 163 294                   |       |      |       |
| 量                          | P C 鋼材<br>(主方向)                         | $\phi 32$ kg  | 123 339        |                  | P C 鋼材<br>(主方向)                         | $\phi 32$ kg | 104 049                   |       |      |       |
|                            |                                         | 12T13 kg      | —              |                  |                                         | 12T13 kg     | 5 988                     |       |      |       |
| 上部工総工事費 (%)                |                                         | 100%          |                | 上部工総工事費 (%)      |                                         | 95%          |                           |       |      |       |
| 備考                         | 数量は橋体工を示す。                              |               |                |                  | 数量は橋体工を示す。                              |              |                           |       |      |       |

図3-5 外ケーブル使用比較(天が瀬橋)【技術協会誌 Vol.32, No.5, 1992より】

#### 4. 外ケーブル方式についての基準と文献に関する調査結果の概要

外ケーブル方式についての内外の文献や基準類の調査を行い、外ケーブル方式固有の事項とその対応について整理分析を行った結果の概要を次に示す。

調査は、国内文献の約40編、海外文献の約65編、基準類の約11編について行い、一般的な記述に留まっているものを除外した約70編を対象に整理分析を行った。調査した文献は、(i)基準や示方書、(ii)研究論文、(iii)設計施工報告、(iv)その他の4つの項目に大きく分類し、基準類の基本となっている考え方やその比較、将来検討で有益と考えられる研究論文の内容や実績、我が国へ適用する場合の適合性や問題点などを中心に、記述項目別の分類を行った。

記述項目分類は、次表に示す5つの大項目とさらに、その中を小分類した各項目をもうけた。

表 4-1 記述項目の分類

| 大 項 目 | 小 項 目                                                                                                                   |
|-------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 材 料   | シーす、防錆材、緊張材、定着具、検査の規準と要領                                                                                                |
| 設 計   | 荷重割増し・引張鉄筋の算定、プレキャスト部材、有効プレストレスの計算、許容引張応力度の設定、定着部の設計、偏向部の設計、防振に対する配慮、破壊耐力の算定、外・内ケーブル併用の考え方、取替えを考慮した設計、テンポラリーケーブルの考え方、疲労 |
| 施 工   | プレキャスト部材、ケーブルの配置、ケーブルの取り扱い、緊張作業・緊張管理、ケーブルの取替え方法、テンポラリーケーブルの対応、省力化への取り組み、急速施工への取り組み、防振機構の施工グラウトの施工                       |
| 構造細目  | 最小鉄筋量、部材厚、定着部、端部横桁・定着横桁、防振機構、ケーブル配置、ケーブルの取替え、偏向部の構造と設置場所                                                                |
| 維持管理  | 定期点検と検査方法、ケーブルの取替え                                                                                                      |

#### 4.1 基準類について

国内の道路橋の設計基準は、許容応力度設計法に基づいており、海外で多く用いられている限界状態設計法とは一概に比較対照できない部分も多い。また、海外においても、外ケーブル方式そのものの基準が必ずしも整備されているわけではなく、既存の基準やアンボンド緊張材の規定などを準用しているものも多い。従って、ここでは一例として最近フランスで発刊された外ケーブル方式のための指針（PE/SETRA）と、我が国での外ケーブル方式について取り扱われている「鉄道構造物等設計標準・同解説－コンクリート構造物」に限定して、部分的ではあるが設計に関する記述の概要を並べて表 4-2 に示す。

なお、PE/SETRAで示される内容は、フランス公共事業省道路技術部構造物設計事務所が外ケーブルに関しての調査研究ワーキンググループを発足させ、フランス・プレストレストコンクリート限界状態設計規準（BPEL）に示されていない部分を、補うために作成したものである。

表 4-2 外ケーブル方式についての国内外での記述の概要

| 『鉄道構造物等設計標準・同解説－コンクリート構造物』                                                                                                                                                                                                                                                  | 『S E T R A』（BPEL、CEB、etc）                                                                                                                                                                                                                                                               |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>10.1 一般解説</p> <p>PC鋼材をコンクリート断面外に配置する方式である。この方式を採用する場合には、PC鋼材が腐食等の影響を受けないように被覆されているものを用いることを前提とする。</p>                                                                                                                                                                    | <p>3.4 外ケーブル方式</p> <p>外ケーブル方式は次の3水準に分類された特定要求項目の一つに該当する。</p> <p>①交換不能な方式②ケーブル等の切断によって交換可能な方式③ケーブルその他に損傷を与えず、再緊張、張力調整、交換が可能な方式</p>                                                                                                                                                       |
| <p>10.2 プレストレス力</p>                                                                                                                                                                                                                                                         | <p>*. * プレストレス力</p> <p>アンボンドPCの基準を適用するが、設計上の応力の上限値を規定している。これ以上の値を採用する場合には、特別な解析か実験による確認が必要。</p> <p>外ケーブル方式の場合の摩擦係数が、保護管の種類別に示されている。</p>                                                                                                                                                 |
| <p>10.3 終局限界状態に関する検討解説</p> <p>外ケーブル方式における曲げ耐力は、外ケーブルを支持する点数等により異なることが実験的に明らかにされている。そのため、特別な検討を行う場合を除いて、外ケーブル方式のPC鋼材は引張鋼材としては考慮しないこととし、有効プレストレス力による偏心軸力が作用する構造として設計曲げ耐力を求めて良い。</p> <p>設計せん断力算定にあたっての<math>\beta_p</math>（引張鋼材比）の計算に際しては、外ケーブルの方式のPC鋼材を引張側鋼材として考慮してはならない。</p> | <p>*. * 終局限界状態に関する検討</p> <p>BPELのアンボンド補強部材の規定を準用する。</p> <p>付着のないPC鋼材の場合、定着点間での伸びの変化に関する検討を行わない場合は、アンボンドPC鋼材の張力増加は無視する。（BPEL6.1.12）</p> <p>終局時、外ケーブルの張力増加は無視する。安定限界状態の検討に際しては、外ケーブルの作用に対しての荷重係数を、<math>\gamma_p=1\sim1.35</math>とする。（ANNEX 7）</p> <p>アンボンドPC鋼材によるプレストレス力は、外力として評価する。</p> |

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |                                                                                                                                                                                                                             |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>10.4.2 曲げモーメントおよびせん断力に対する検討解説</p> <p>(1) 応力度の算定</p> <p>…中略…外ケーブル方式のPC鋼材およびアンボンドPC鋼材のひずみに対しては、平面保持の仮定が適用できないため、これらの応力を算定する必要がある場合には別途検討しなければならない。</p> <p>この場合、コンクリートの応力度は、一般にPC鋼材の応力度の変化を無視し、有効プレストレスによる偏心軸力が作用する鉄筋コンクリート構造として求めてよい。</p> <p>(4) PRC構造に関する検討(コンクリート縁引張応力度の制限)</p> <p>外ケーブル方式の場合には、一般に部材自重作用時のコンクリートの縁引張応力度を、部材寸法の影響を考慮した設計曲げ強度以下とするのがよい。</p> | <p>*.* 曲げモーメントおよびせん断に対する検討</p> <p>外ケーブルの初期緊張力は、<math>0.6F_{t,0}</math>以下とする。<br/>(ただし、風の影響を受けないこと、変動応力幅が50MPa以下であることが必要)</p> <p>PC鋼材の初期緊張力は、内ケーブルの制限に準ずる。<br/>(ANNEXE 7 3.1)</p> <p>緊張力開放時の過緊張力の増加量は引張強度の5%以下とする。(BPEL)</p> |
| <p>10.4.3 せん断およびねじりモーメントに対する検討解説</p> <p>(3) PRC構造に対する検討(コンクリート斜引張応力度の制限)</p> <p>外ケーブル方式の場合には、一般に部材自重作用時のコンクリートの斜引張応力度を「5.2.2 コンクリートの設計強度および材料係数」に定める設計引張強度以下とするのがよい。</p>                                                                                                                                                                                      | <p>*.* せん断およびねじりモーメントに対する検討</p> <p>SETRAでは、CEBまたはANNEXEなどに示されている基準等は省略されている。</p>                                                                                                                                            |
| <p>10.4.4 変位、変形に対する検討解説</p> <p>付着のないPC鋼材(外ケーブル方式のPC鋼材、アンボンドPC鋼材)は、<math>I_g</math>および<math>I_{cr}</math>の算定において引張り鋼材として考慮してはならない。</p>                                                                                                                                                                                                                         |                                                                                                                                                                                                                             |
| <p>10.5 疲労限界状態に対する検討解説</p> <p>外ケーブル方式のPC鋼材やアンボンドPC鋼材の場合には、定着部分の応力変動が大きくなることもあるので、疲労に対する十分な性能を有する定着装置を用いる必要がある。</p> <p>なお、コンクリートとの間に付着がある場合と比較してPC鋼材の変動応力は小さくなるので、一般に、PC鋼材に対する疲労の検討は省略することができる。ただし、カンが特に短い場合には、定着具のみならず、PC鋼材とコンクリートに対しても疲労の検討を行う必要がある。</p>                                                                                                     | <p>CEB-FIP 90 6.8.4 では、シングルレベルによる検証の規定があり、耐用年数の間に予想される最大荷重を一定振幅に換算して比較する。</p> <p>ノックアウトアンボンドPC鋼材の疲労強度特性値を規定している。</p>                                                                                                        |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               | <p>*.* 偏向部の設計</p> <p>偏向部での接続は、角折を生じてはならない。</p> <p>偏向部での、ケーブル最小曲げ半径は使用する材料により値が示されているほか、施工設置誤差の基準等がある。</p>                                                                                                                   |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               | <p>*.* 外ケーブルの防振</p> <p>外ケーブルでは、ケーブル拘束間隔が大きくなるため、構造物の固有周期や交通荷重による振動と共振しないことなどが示されている。</p>                                                                                                                                    |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               | <p>*.* 取替えを考慮した設計</p> <p>指示がない場合においては、ケーブルのみ切断して交換可能のように配慮すること。また、取替え時の構造検討と、進入路、作業スペースの確保が必要。</p> <p>通達No86-64で外ケーブルの取替えに関する3つの水準を規定している。(上記 3.4 外ケーブルに示している)</p>                                                          |

## 4.2 文献のまとめおよび考察

外ケーブルに対しての国内および海外での研究や事例を中心に、調査結果および考察の概要を材料・設計・施工に大別して示す。

### (1) 材 料

外ケーブル方式の使用材料で内ケーブル方式と異なるものに、保護管および緊張材の防錆保護に使用する防錆材等が挙げられる。また、直接防錆処理を施された緊張材や取替えを意識して作られた定着装置などにも、内ケーブル方式との違いを見ることができる。つぎに、外ケーブル特有の部分について、材料別に要点を示す。

#### a) 保護管

保護管材料の選定は、耐久性、現場作業性、経済性、環境条件、ケーブルの取替えの必要性の有無、等を考慮して選択されているようである。特に、ケーブルの取替えの必要性の有無による使い分けの例を示すと以下のようである。

1) 取替えを考慮しない場合では、一般部に高密度ポリエチレン管や防錆（メッキ）を施した鋼管を使用し、偏向部に鋼製の偏向装置を使用する例が多い。

2) 取替えを考慮する場合は、保護管が偏向部や定着部などのコンクリート部材内を通過する部分に、鋼製の外管を設置した二重管構造が多い。また、偏向部に鋼管を使用する場合でも、加工精度や現場での接合作業性向上の目的で、工場で曲げ加工した継ぎ付きの鋼管を使用しているようである。

#### b) 防錆材

一般に経済性を考慮して、セメント乳剤によるグラウトが使用されているが、ワックス、グリース、石油系油、等を使用した例もある。これらの材料については、成分の分離を起こさない事や膨張圧によって保護管から漏逸しないような、品質のものを選ぶ必要がある。また、ケーブルの取替えおよび再緊張を考慮する場合は、アンボンド（軟質型の）材料を使用するのが望ましい。

#### c) 緊張材

補修や補強に使用する外ケーブル方式の緊張材は、細径のストランドや鋼棒を用いることが多いが、当初より外ケーブル方式として計画されたものでは、内ケーブル方式と同程度以上のものが使用されているようである。なお、一般的にはPC鋼線やPC鋼より線およびPC鋼棒が使用されているが、防錆処理を施した亜鉛メッキ鋼線や表面を樹脂でコーティングしたものを使用した例もある。

#### d) 定着具

外ケーブル方式の定着具は、再緊張や取替えが可能（アンボンドタイプ）なもの、セメント乳剤を充填（ボンドタイプ）したものとは異なっているものが多いようである。特にアンボンドタイプでは、疲労による配慮がなされていたり、エンドキャップを使用するなど、防錆に注意が払われている。

### (2) 設 計

外ケーブル方式では、配置された緊張材がコンクリート部材と付着していないため、通常の内ケーブル方式とは異なる検討が必要となる。一般の内ケーブル方式の設計とは異なる主要な部分について次に示す。

#### a) 許容応力度の設定

国内での、外ケーブル方式を使用した橋梁の実績をみると、外ケーブル方式に対して特別な許容値は設けてないようである。

#### b) 有効プレストレスの計算

外ケーブル方式の場合には、緊張材が偏向装置（デビエタ）部分のみで支持されているため、緊張材がコンクリート部材内に配置されている内ケーブル方式と異なり平面保持の仮定は成立しない。従って、緊張材の応力変化量を求めるには、緊張材図心位置のコンクリートひずみの変化を緊張材全長にわたって求め、このひずみ変化の総量をプレストレスの変化量としてと

らえる必要がある。しかし、この種の計算方法は、非常に複雑になるばかりか実用的ではない。従って、設計荷重作用時の変形は微小であることを考慮すれば、近似解（PC鋼材のひずみ変化は、コンクリートの乾燥収縮ひずみ  $\varepsilon_{cs}$  と、プレストレストによるコンクリート断面の弾性ひずみに伴うクリープひずみ  $\varepsilon_{cc}$  との和であると仮定する）を用いれば十分であると考えられる。

外ケーブル方式における、有効プレストレストの計算方法については、現時点では猪股博士らによって提案された実用式が示されているのみである。従って、設計に際してはこれを準用するか、あるいは道路橋示方書に示されている、通常の付着のある場合の式を用いて、安全側となることを確認して適用すべきであろう。

なお、解析における構造モデルを、主桁コンクリート部材と外ケーブル（クリープ部材と非クリープ部材）に分離して取り扱う直接計算法もあるが、解析上の煩雑さや解析プログラムの適用性の問題もあろう。

#### c) 終局荷重作用時の荷重割増し

海外での事例を見ると、外ケーブル方式特有の基準として設けられているものは少なく、現状の各基準（限界状態設計法等）の規定に基づいている。また、国内における外ケーブル方式の事例では、アンボンドPC基準を準用しているのが現状である。従って、国内での外ケーブル方式の橋梁の設計に用いる荷重割増しは、現在の基準で示されている終局時の荷重の割増し係数を使用してよいと考えられる。

#### d) 終局耐力の算定

外ケーブル方式の構造部材では、曲げ終局耐力算定に影響を与える要因が多いため、適切でより簡略化した計算方法は見あたらないが、計算時に考慮すべき項目を列記すると次のようになるであろう。

- i) 終局時のコンクリートの最大圧縮ひずみは0.002とすること。
- ii) 終局時に外ケーブルが降伏応力度に達していること。
- iii) 曲げ終局時に桁の湾曲により、外ケーブルのアーム長が減少すること。
- iv) 偏向部においてケーブルがすべりを生じる場合にはすべりによる影響を考慮すること

また、現時点での終局時の曲げ耐力を簡易に算定する方法は、外ケーブルのプレストレストによる偏心曲げモーメントを外力と見なして終局モーメントから差し引き、内ケーブルのみによる終局耐力と残りの終局モーメントとの比を安全度とする方法が挙げられよう（四万十川橋梁の設計でも用いられた計算方法であり、内外ケーブル併用方式が前提であり、外ケーブルの張力増は見込まない）。

しかし、プレキャストブロック工法と全外ケーブル方式の組み合わせでは、上記の方法では終局耐力を算定することができないため、現行の付着のないケーブルによる終局耐力の算定方法、すなわち付着のある場合と同様に算出した計算値の70%の値を採用する方法も考えられる。

#### e) 偏向部の設計

偏向装置の形式は、基本的には図 3-3 に示す3タイプ（ダイヤフラム形式、リブ形式、サドル形式）に分類できる。サドル形式は、他のものに比べ構造的に弱いという欠点はあるが、①構造物の自重を低減できる、②セグメントの施工性がよい、③作業空間を大きくとれる、などの利点があり、今後この形式の使用が一層拡大されるものと考えられる。

偏向部の設計は、どのような偏向装置の形式を採用する場合でも、補強鉄筋量の算出に帰着されるが、海外で用いられている設計方法をみる限り、通常の緊張材定着突起の引張鉄筋の算出方法と同様の思想で設計すれば良いと考えられる。従って、引張り鉄筋量算定のためのモデル化が重要であり、十分に安全を確認できるものであることに留意すべきである。また、外ケーブルを取替え可能とするためには、定着部および偏向部を付着のない二重管構造とするなどの構造上の配慮が必要である。

#### f) 定着部の設計

外ケーブルの定着は、桁内部の突起や隔壁、端部横桁、柱頭部、横桁等で行われている。定着箇所には集中力が作用するため、横桁位置に設けるのが構造上有利である。しかし、発生断面力に対して部材寸法および補強鉄筋の検討も必要である。ケーブルを定着した横桁は、通常鉄筋で補強するのが主であるが、Bubiyar 橋では橋台およびピア帽上のセグメントケーブルを定着し、定着力により生じた曲げやせん断力に対しては、円弧状に配置されたケーブルで鉛直方向に7°

リストスを導入し、補強している例もある。

外ケーブル方式で、ケーブルの取替えを容易にするためには、ケーブル全体がコンクリートから引き抜き易いように、定着部の構造にも配慮が必要である。つまり、外ケーブルの配置を、定着部からコンクリートの出口まで直線あるいはゆるやかな曲線形状にするほか、定着体が腐食、振動、疲労に対して保護（たとえばグリスやセメントミルクなどで充填）されている必要がある。また、取替え時の各部材への影響（特に主桁の応力度、定着部や偏向部の偏載荷重や応力集中等）および作業の安全性の確保等にも配慮が必要である。

#### g) 外内ケーブル併用の考え方

既往の文献では、全て外ケーブル方式で設計しているものと、内ケーブルと併用することを前提に設計しているものがある。前者は例としては少ないが、外ケーブル使用のメリットを前面に強調しており、例えばプレキャストブロック張出し架設工法でのカブバ-ケーブルにさえも外ケーブル方式が採用されている。

後者では、全て外ケーブル方式で設計することに対して、1) 全緊張材を桁内（内空）に納めることに対する配置上の理由、2) 施工時の外ケーブルの管理の煩雑さなどの施工上の理由、3) 外ケーブル方式の曲げ終局耐力算定法の不明確さあるいは曲げ終局時の変形量の大きさなどの設計上の理由、4) 実績が少ないこと、等の論拠を示し、主桁自重あるいは死荷重に対しては内ケーブルで抵抗し、活荷重などのに対しては外ケーブルで抵抗するという考え方を採っている。

従って、外ケーブル方式を採用する場合には、橋梁の規模や桁の形状を考慮し、上記の問題点を踏まえて外ケーブル比率を選択することが大切であるが、実施例によると架設時には内ケーブルにて対処し、後荷重（橋面工、活荷重）に対しては外ケーブルが受け持つように計画している場合が多いようである。

#### h) ケーブルの配置

外ケーブル方式の利点の一つに施工の省力化があり、ケーブル配置がその大きな要因を占めている。このため、外ケーブル構造では、鋼材配置を単純化したり大型ケーブルを採用するなどして対応しているようである。しかし、箱桁橋のように閉断面の場合、作業空間が確保できにくかったり、鋼材の配置が複雑になるなど、作業性の低下を招く場合もある。従って、外ケーブル方式の橋梁でも、全て外ケーブルのみで対応するのではなく、内ケーブルを併用する場合も多い。

外ケーブルの形状は、偏向部を除いて直線形状を多用し、経済性やケーブル交換が容易となるように配慮しておくことが望ましい事は言うまでもないが、断面力に対しても効率のよい配置としなければならない。実施例報告の中には、せん断応力を減少させるために、ケーブルの配置を橋脚上からファン型あるいはセミハ-型に配置して、ウェブ厚を一定にすることにより施工上大きなメリットを生み出しているものもある。

#### i) 防振に対する配慮

外ケーブル構造では、偏向部のみでしか緊張材が固定されていないため、ケーブルの固有周期が桁の固有周期に近くなり、活荷重等により共振を起こす危険性がある。従って、支点部横桁や中間横桁および隔壁等の偏向部以外に、振動を押さえるための簡単な鋼製ブラケットなどが必要な場合もある。

なお、外ケーブルの固定間隔は、厳密な計算を行わない場合は7～8m程度以下にすればよい。

#### j) プレキャスト部材

外ケーブル方式では、プレキャストブロック工法の採用が、大幅な工期短縮とコストの低減を図るために不可欠であると考えられる。しかし、外ケーブル方式のプレキャスト部材を採用する場合には、鉄筋の不連続と継目部のせん断に十分配慮する必要がある。つまり、一般の鉄筋が連続している場合に比べて、コンクリート部材の耐久性等を考慮した許容値の設定等が必要であろう。

#### k) 疲労

内ケーブル方式と同様に、設計荷重作用時には外ケーブルの応力変動は小さく、疲労に対する問題はない。PPC（パ-シャル）のように大きく引張応力度を許容する場合には、内ケーブル方式よりも外ケーブル方式のほうが、応力変動幅が小さいので一層有利と考えられる。しかし、比較的短いスパンの桁の場合には、変動幅の大きさに注意しておく必要がある。

### (3) 施 工

施工については、外ケーブル方式特有の問題は少なく、緊張材の配置と施工性の問題やプレキャストブロックと架設方法等の選定といった、施工の効率化に関する点が主体となる。従って、作業の効率向上等に配慮した鋼材配置や施工方法を念頭において、計画や設計を行うことも大切である。

#### a) 緊張作業および緊張管理

鋼材と保護管の摩擦係数は、使用材料や偏向部の施工精度により異なるが、一般的には直線部に摩擦は生じないと報告されており、一般の緊張管理方法と多少異なる配慮が必要であろう。また、鋼性の保護管と亜鉛メッキ鋼材の組み合わせの使用例もあり、緊張時に鋼材のメッキが剥落しないような注意を要するほか、一般に摩擦係数の低い保護管材料を使用しているので、緊張力を有効に生かす配慮が必要である。

#### b) 急速施工の取組み

海外ではプレキャスト部材と外ケーブル方式の組合せは急速施工に有利であるという報告がなされている。特に、プレキャスト部材の採用では、作成ブロック数が工期や工費に大きな影響を与えるため、統一したブロックを多く採用することが好ましい。従って、計画時点になるべく支間を統一したり、同一の断面を採用するなどの配慮が望まれる。また、施工計画時点で製作ヤード設備や架設機材を事前に検討する事も大切であり、架設計画で外ケーブルの配置作業が、クリティカルとなるケースも考えられるので注意を要する。

## 5. 外ケーブル方式の実施例のまとめ

外ケーブル方式を採用した橋梁の施工実施例の各種比較の一覧を次表に示す。

表 5-1 外ケーブル方式橋梁の実施例の概要比較一覧

| 橋 名              | 橋種 | 架 設 工 法                   | 外 ケーブル         |                          |         |                |             |          |
|------------------|----|---------------------------|----------------|--------------------------|---------|----------------|-------------|----------|
|                  |    |                           | 使用ケーブル         | ケーブル量                    | 偏向装置の形状 | 保護管の種類         | 防錆方法        | ケーブルの取替え |
| Ré Island 橋      | 道路 | プレキャストブロック張出し架設           | 19T15          | 活荷重に対応                   | ダイヤフラム  | HDPE管          | セメントグラウト    | 可能       |
| Saint-Agnant 高架橋 | "  | プレキャストブロック移動支保工架設         | 19T15<br>7T15  |                          | "       | PE管            | "           | "        |
| Frebuge 高架橋      | "  | ラハッスマン工法架設<br>(斜材による前進工法) |                |                          | "       | HDPE管          | "           |          |
| Sermenaz 高架橋     | "  | エクシジョンノーズによる張出し架設         | T15            | 全荷重に対応                   | リブ      | 保護管なし          | 亜鉛メッキ線の裸仕様  |          |
| Berbketal 橋      | "  | 押出し工法架設                   |                | "                        | ダイヤフラム  | PE管            | セメントミルクグリース | 可能       |
| Wintropertal     | "  | "                         |                | "                        | "       | "              | セメントミルク     | "        |
| Long Key 橋       | "  | プレキャストブロック張出し架設           | 26T13<br>19T13 |                          | サドル     | "              | グラウト        |          |
| Seven Mile 橋     | "  | プレキャストブロックスパンハイスパン架設      |                | 全荷重に対応                   | ダイヤフラム  |                |             |          |
| Bubiyar 橋        | "  | プレキャストブロックガーターによる吊り架設     | 24T15          | "                        | サドル     |                |             |          |
| Lafranconi 橋     | "  | 場所打ち張出し架設                 | 12T15          | 活荷重およびコンクリートのクリープ乾燥収縮に対応 | リブ      | PE管<br>2種構造    | グリース        | 可能       |
| 四万十川橋梁           | 鉄道 | "                         | 12V15          |                          | ダイヤフラム  | 鋼管(水道用亜鉛メッキ鋼管) | セメントペースト    | 考慮していない  |
| 天ヶ瀬 橋            | 道路 | "                         | 12T13          | 後死荷重および活荷重               | "       |                |             |          |

これらの橋梁のうち、6 橋についてさらに詳しい資料を次に示す。



# 1) Ré Island 橋 (フランス)

構造形式 : 3径間連続PC箱桁橋  
 橋種 : 道路橋  
 橋長 : 2,926.6m  
 支間割り : 37.5m+56.4m+83.2m+24@110.0m+71.8m+31.9m  
 幅員 : 15.5m (車道 9m、自転車道2@2.5m)  
 桁高 : 支点上7.0m～中央部 4.0m (放物線)  
         アプローチ支間部は 4.0mの等桁高  
 架設工法 : プレキャスト部材による張出し架設工法  
             斜吊りを有する架設ガーダーにより架設  
 総セメント数 : 798セメント  
 施工期間 : 19か月 (1986.9～1988.4)  
 使用PC鋼材 : 主鋼材重量 1,769 mton  
                 12T15 (内ケーブル) 1,052 mton  
                 19T15 (外ケーブル) 717 mton  
                 横締めケーブル総重量 10 mton  
 その他の条件 : R= 5,000m

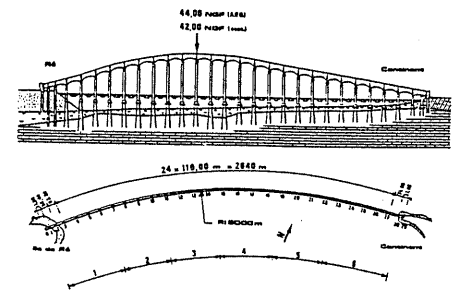
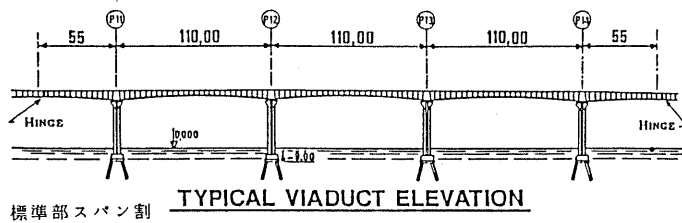


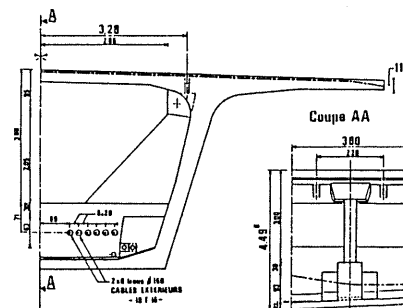
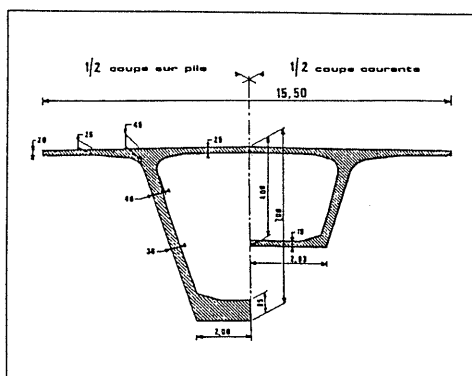
図 5-1.1 一般図

## ①外ケーブル方式の採用理由

交通の飽和状態と観光事情などで、工期が20か月に制限されていたため、外ケーブル方式とプレキャストブロック工法の組み合わせにより大幅な工期短縮を計った。

## ②構造形式および断面形状

航路幅確保の必要性から、長大スパン化する必要があったが、工期短縮を最優先と考え、同一スパンからなる6区間の連続高架橋に分割し、閉合部をヒンジ構造とし、施工の単純化並びに標準化を促すとともに、経済性にも配慮している。



デビエーターを有するセグメントの断面図

図 5-1.2 断面図

下床版幅は、径間中央のセグメント重量を低減するためにせばめている。ウェブ厚は、上下床版の力の作用面積と釣り合わせるため、図心より下方では36cmと一定で、図心より上床版までは36cmから46cmに次第に増厚している。

### ③架設工法

数多く繰り返し施工を行うことが経済的になると考え、プレキャスト部材による張出し架設工法を採用している。（最近、フランスではほとんどの長大橋が、張出し架設工法により作られている背景もある。）

### ④PC鋼材配置

架設荷重と死荷重は、従来形の内ケーブル方式のPC鋼材で抵抗する。定着は、上床版下側の定着突起と下床版上面の定着突起により行われており、使用鋼材は12T15mmである。また、外ケーブルは、活荷重に抵抗できるだけの量が配置されており、その形状は偏向装置を支点上およびスパンの1/4点に配置した折れ線状のファン型であり、桁端部および中間支点上に定着されている。

外ケーブルの使用鋼材は19T15mmであり、高密度ポリエチレン（HDPE）管に配置されており、管内のグラウト充填による防錆を施されている。また、定着部および偏向部のコンクリート部材中を通る部分のHDPE管は、さらに鋼製の保護パイプに通されており、定着部は取替え可能な構造となっている。

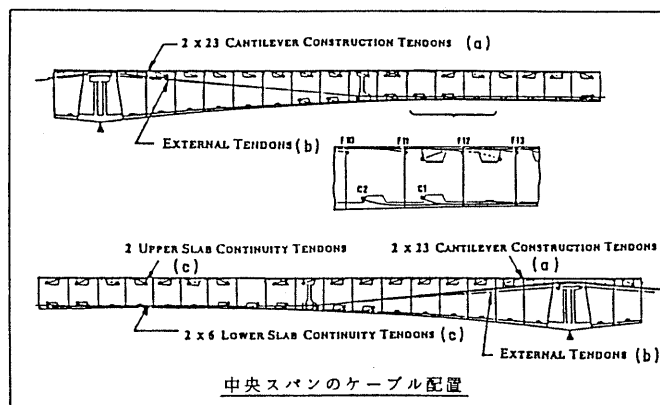


図5-1.3 PC鋼材配置図

## 2) Saint-Agnant 高架橋 (フランス)

構造形式 : 6径間連続PC桁橋 (π断面・斜ウェブ)

橋種 : 道路橋

橋長 : 202.02 m

支間割り : 25.32m+4@37.25m+27.6m

幅員 : 10.4m (総幅員)

桁高 : 1.9m

架設工法 : プレキャストブロック工法、  
移動式支保工 (支柱を5セット使用)

総セグメント数 : 178セグメント

施工期間 : 13ヵ月 (1983.5~1984.5)

使用PC鋼材 : 19T15 (外ケーブル)  
7T15 (外ケーブル、側径間)

その他の条件 : 柱頭部は充実断面

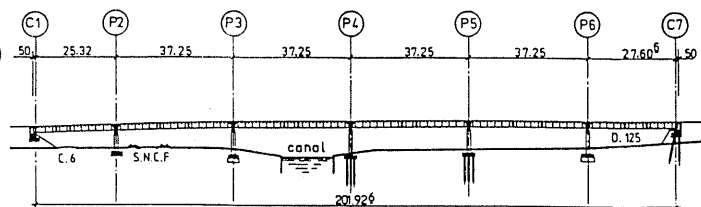


図5-2.1 一般図

### ①外ケーブル方式採用の理由

当初、盛土で分離されていた2つの橋を、もっと経済的で技術的にも景観にすぐれたものとするために、1つの連続した橋梁に変更した。施工法等の検討を行った結果、プレキャストブロックによるとがノ毎の移動支保工施工と、外ケーブル方式を採用することで、部材の標準化が容易になり施工性も向上すると判断された。つまり、内ケーブル方式では緊張材の挿入や接続等、施工上の困難が予想されるのに比べ、外ケーブル方式の採用により、コンクリート断面中に緊張材用のシースを配置する必要がなくなる為である。

## ②構造形式および断面形状

開放断面形状と、トラック輸送の可能な重量のセグメントを採用することにより、イ) 自動脱型式開放断面ブロック製作装置の開発、ロ) 側方に開いた斜ウェブ形状により、上方からの脱型が容易で中子型の内型枠の使用を避けることができる。

また、外ケーブル方式の採用により、ウェブ断面内にシースを配置しないため、有効断面が大きくとれることと、従来の内ケーブル方式よりも、せん断力に対して効果的な緊張材配置が可能となるため、部材を薄くできた。

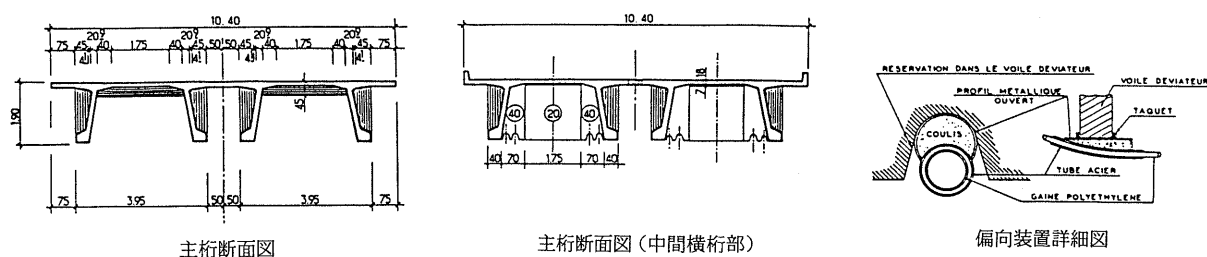


图 5-2.2 断面图

### ③架設工法

桁下までの高さが低いため、支保工の組み立ておよび外ヶールの配置や緊張作業が容易であると考えられたことと、桁下の交通を遮断し水路を一時的に埋め立てることが可能であったため、プレキャストブロック工法と、1カン毎の移動支保工との組み合わせが採用された。

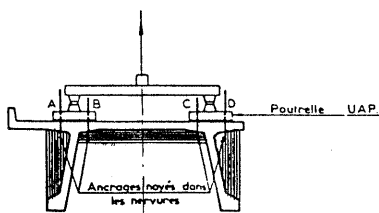


図 5-2.3 架設要領図

#### ④ P C鋼材配置

本橋は、全外ケーブル方式により施工されている。P C鋼材の偏向は中間横桁により行われ、定着は支点上の横桁で行われている。P C鋼材はポリエチレン管で保護されており、当初グリス注入で計画されていたが、試験の結果定着部と偏向部のポリエチレン製シースに破断が認められたため、セメントグラウトに切り替えられた。

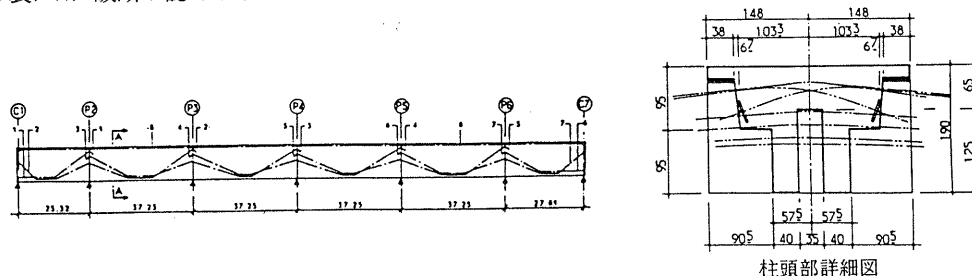


図 5-2.4 PC 鋼材配置図

### 3) Sermenaz 高架橋 (フランス)

(高速自動車道路橋)

構造形式 : 5径間連続PC2主箱桁橋

橋 種 : 道路橋

橋 長 : 395.6m

支間割り : 60m + 90m + 90m + 90m + 65.6m

幅 員 : 16.6m

桁 高 : 支点上 6.0m ~ 支間中央 2.8m (放物線変化)

架設工法 : エクソソースによる片持ち張出し架設工法

総ブロック数 : 橋軸方向に1007ブロック程度と想像される。

施工期間 : -----

使用PC鋼材 : -----

その他の条件 : 縦断勾配5%、横断2%、斜角 72~80度

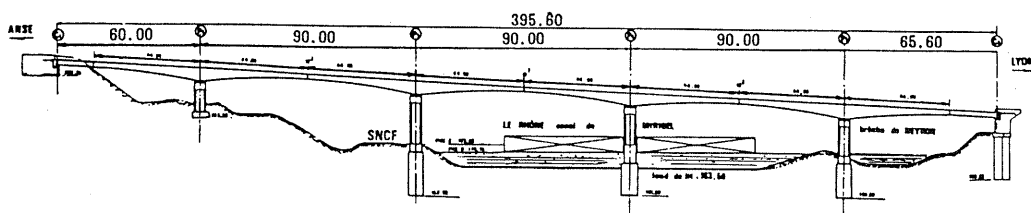


図 5-3.1 一般図

#### ①外ケーブル方式採用の理由

工費比較の結果、外ケーブル方式採用による部材の軽量化と、制作の簡易化を図ったPC二主箱桁構造が採用された。工費低減のための方策として、架設機材を簡易なものにすることと、ブロック製作費を安価にすることが考えられた。その結果、外ケーブル方式の採用とブロックを小割にすることでブロックの重量の軽減と、製作の簡易化および個数の増加で対応している。

#### ②構造形式および断面形状

下記のPC橋 3案と鋼橋1案検討の結果、経済性からⅠ) Iに決定された。

- |                  |   |                   |
|------------------|---|-------------------|
| Ⅰ) 張出し架設工法によるPC橋 | { | I) リブ付き床版を有する1室箱桁 |
|                  |   | II) 3ウェブ2室箱桁      |
|                  |   | III) 4ウェブ2主箱桁     |

Ⅱ) 等桁高の鋼合成箱桁橋

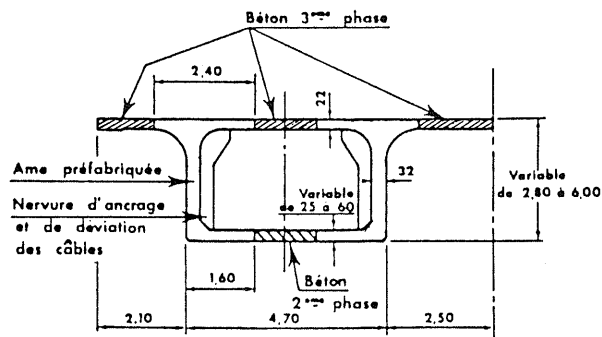


図 5-3.2 断面図

### ③架設工法

架設方法は、経済比較の結果として決められたものであるが、ウェブ部材を単独のプレキャスト部材とすることで部材の軽量化を計り、縦断勾配（5%）に対応している。（縦断が大きく、通常の架設方法では自走出来ない）

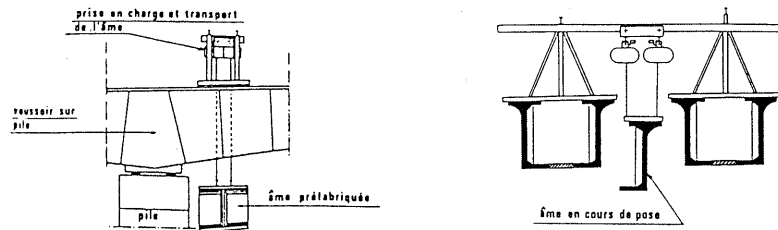


図 5-3.3 架設要領図

### ④PC鋼材配置（PC鋼材は、全て外ケーブルのみである。）

PC鋼材の保護は、当初ポリ塩化ビニル管とエポキシグラウトで計画されていたが、鋼材の点検が容易になることや厚さ95cmのインクリートが3.6m間隔に設けてあり、検査時の破断に対する安全性が確保できることから、亜鉛めっきの裸線仕様に変更している。

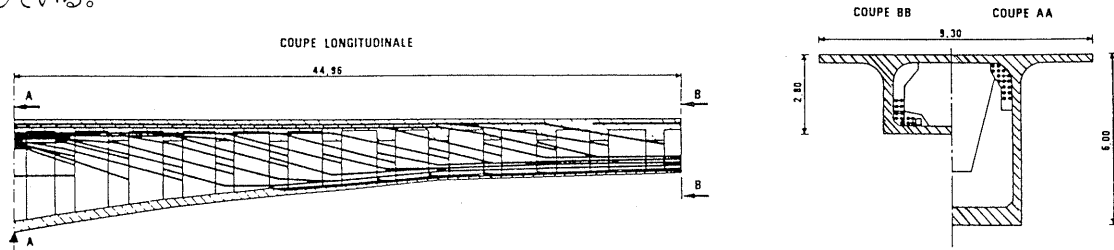


図 5-3.4 PC鋼材配置図

## 4) Wintropertal 橋 (ドイツ)

|         |                                 |
|---------|---------------------------------|
| 構造形式    | : 6径間連続PC箱桁橋                    |
| 橋種      | : 道路橋                           |
| 橋長      | : 241.50m                       |
| 支間割り    | : 34.75m+4@43.00+34.75          |
| 幅員      | : 上下線の合計 31.55m                 |
| けた高     | : 3.30m                         |
| 架設工法    | : 押出し架設工法                       |
| 総セグメント数 | : -----                         |
| 施工期間    | : -----                         |
| 使用PC鋼材  | : デビダ-ケーブルシステム タイプ 3 (15-φ15.2) |
| その他の条件  | : -----                         |

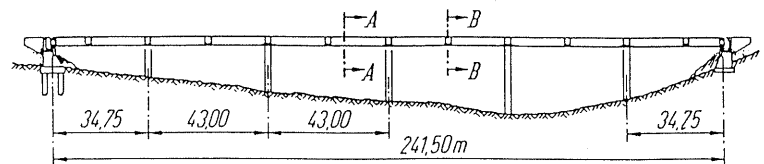


図 5-4.1 一般図

### ①外ケーブル方式採用理由

主として、経済性や施工性の向上等の観点から外ケーブル方式が採用されている。しかし、ひびわれから進入する塩化物によるPC鋼材の腐食損傷を考え、取替え可能な事なども理由となっている。

### ②構造形式および断面形状（記述なし）

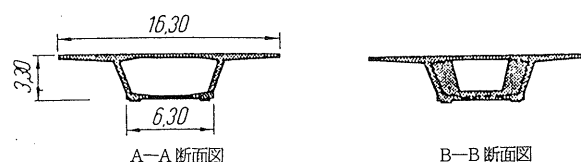


図 5-4.2 断面図

### ③架設工法（特に記述なし）

採用理由の明記はないが、押し出し施工時の鋼材定着横桁の設置を避けるために仮設の鋼製アンカーを開発し、内型枠作業の省力化や補強鉄筋の低減を図っている。

### ④PC鋼材配置

全外ケーブル方式で計画されており、鋼材は橋軸方向に直線配置である。

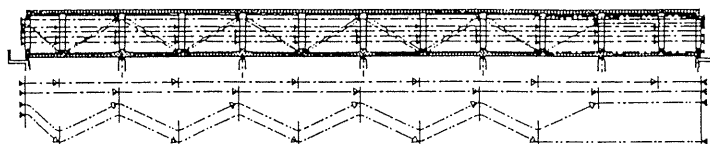


図 5-4.3 PC 鋼材配置図

## 5) Long Key 橋 (7Mカ)

構造形式 : 8径間連続PC箱桁橋

橋種 : 道路橋

橋長 : 3,701m (橋面積43,672m<sup>2</sup>)

支間割り : 35.6m+101@36.0m+35.6m

幅員 : 11.8m

桁高 : 2.13m

架設工法 : プレキャスト部材、エクソントラスを用いた径間毎の架設工法

総セグメント数 : 734セグメント (内訳 : 標準618, 橋脚90, 橋台他26)

施工期間 : 全工期11ヶ月 (1979.1~1980.9)

橋脚と上部工だけでは8ヶ月

使用PC鋼材 : 19、21、26-φ13mmのストランド

主方向 319 ton

横方向 134 ton

その他の条件 : -----

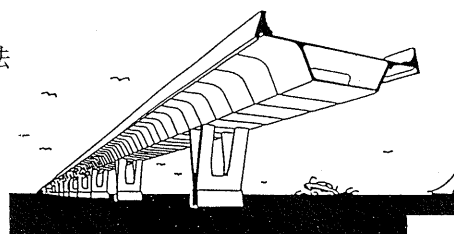


図 5-5.1 一般図

### ①外ケーブル方式採用理由

外ケーブル方式の採用により、イ)コンクリート断面を有利に生かす事ができる（断面形状の最適化）、ロ)ポストテンション作業が単純になる（作業の単純化）、ハ)グラウト検査が容易でグラウト作業中の漏れ等も確認しやすい（品質の向上）、ニ)シースが無いのでセグメントの製作も容易となる（施工性の改善）、等の効果が期待でき建設コストの低減と工期短縮が計れる。

また、架設工法のカンパイン方式では外ケーブルの併用が有効であり、プレキャストブロックのマッチキャスト面に接着剤を塗布する必要がない等も挙げられる。

### ②構造形式および断面形状

1セグメント長は5.5mであり、体積(重量)は24m<sup>3</sup>(59ton)である。

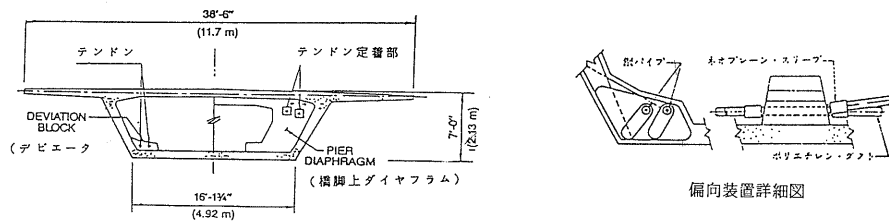


図 5-5.2 断面図

### ③架設工法

資料・機材を有効に利用出来ること、架設用ケーブルが不要なこと、仮設時荷重が設計荷重を越えない等の条件から、仮支保工にプレキャストセグメントを配列し、1 径間毎仮支保工を前進させて構造物を建設する (Span by Span) 方式を採用した。

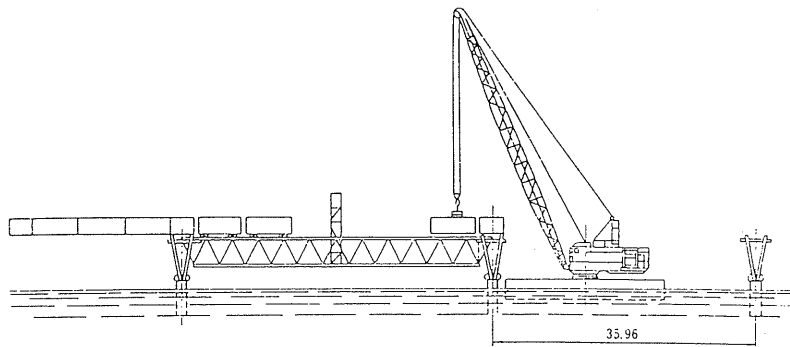


図 5-5.3 架設要領図

### ④PCケーブル配置

主方向外ケーブルには、19T13mm・26T13mm の2種類を使用している。PC鋼材はポリエチレン管で保護し、緊張後グラウトする。横方向は、プレテンション方式で 1T13mm のPC鋼より線を 25.4 cmピッチで配置している。

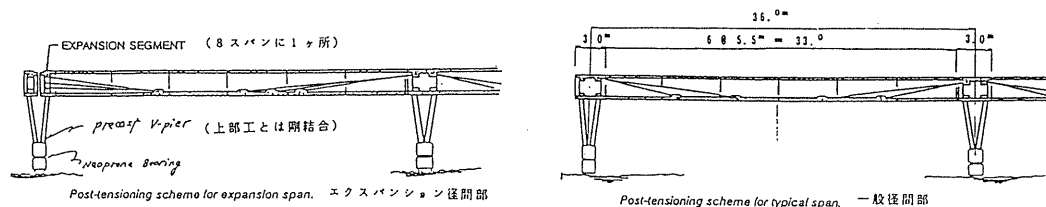


図 5-5.4 PC鋼材配置図

## 6) Lafranconi 橋 (チヌパキ)

|         |                                             |
|---------|---------------------------------------------|
| 構造形式    | : 7径間連続箱桁橋                                  |
| 橋種      | : 道路橋                                       |
| 橋長      | : 761.000m                                  |
| 支間割り    | : 83.000m + 174.000m + 172.000m + 4@83.000m |
| 幅員      | : 14.020m×2 (分離車線)                          |
| 桁高      | : 最長支間部柱頭部 11.000m、その他、桁高一定の 4.700m         |
| 架設工法    | : 場所打ち片持ち張出し架設工法                            |
| 総セグメント数 | : -----                                     |
| コンクリート  | : -----                                     |
| 使用PC鋼材  | : 全て 12T15.5mm のストラットが使用されている。              |
| その他の条件  | : -----                                     |

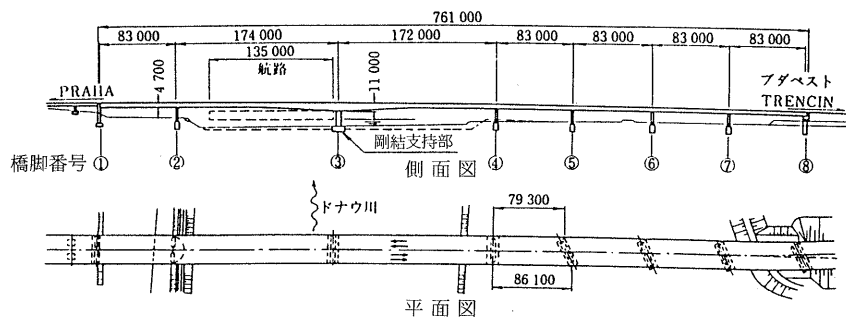


図 5-6.1 一般図

#### ①外ケーブル方式採用の理由

将来、必要に応じて橋梁の補修、あるいは取替えを可能とするために採用された。外ケーブル方式の採用により、上床版の断面を通常の場合より小さくできた。

#### ②構造形式および断面形状

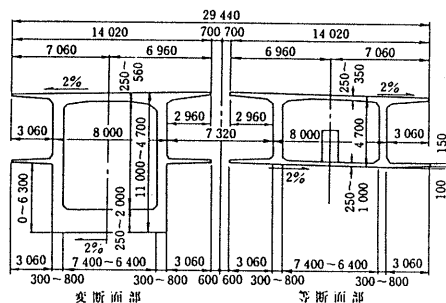


図 5-6.2 断面図

#### ③架設工法（架設に関する記載はない）

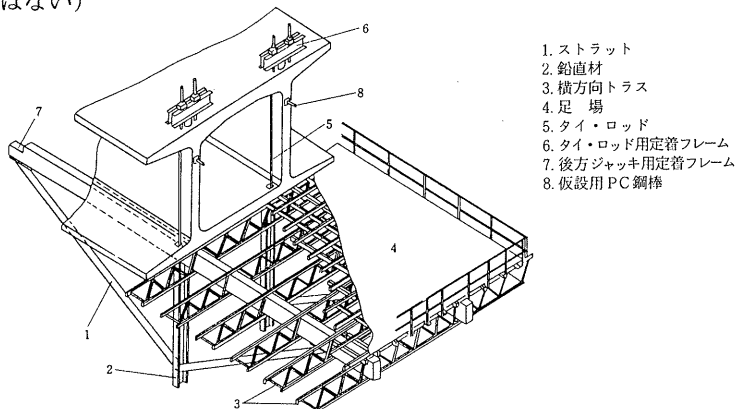


図 5-6.3 等桁高の主桁張出し架設用トラベラー【技術協会誌 Vol.34, No.2 泉 満明・上平謙二 著より】

#### ④ PC 鋼材配置

本橋は、内外ケーブル併用方式となっており、内ケーブルは上床版および下床版内のみに配置されており、死荷重に抵抗できる量が配置されており、外ケーブルは活荷重およびコンクリートのクリープ・乾燥収縮の影響に抵抗できる量が配置されており、リブ形式の偏向装置で偏向され、橋脚付近の横桁で定着されている。

PC 鋼材の、保護管には PE 管が用いられ、偏向部および定着部は更に鋼管で保護されており、PE 管の内部にはグリスが注入され、二重管構造となっている偏向および定着部は、PE 管と鋼管の間にセメントが注入されている。



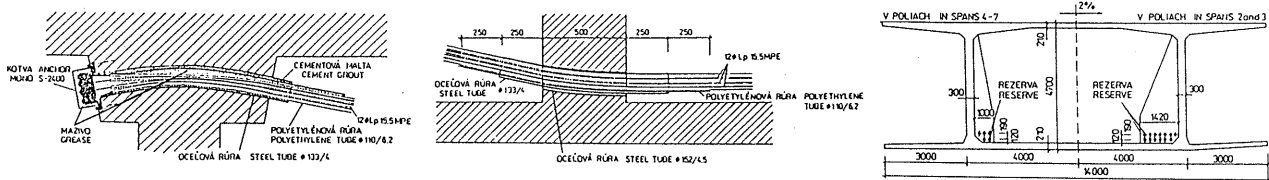


図 5-6.4 PC 鋼材配置図

## 6. 外ケーブル方式によるコンクリート構造物の補強

外ケーブル方式のPC橋梁建設の歴史はかなり古いが、2. でも述べているようにいろいろな問題が生じたことから大きく発展することはなかった。しかし、RC構造物やPC構造物の補強方法としては、かなり有効な方法であることから、これまでに数多く採用されてきている。そこで、本委員会の中間報告には外ケーブル方式による補強についてはふれていないが、ここで簡単に次に述べる。

既設構造物に補強を必要とする要因は、必ずしも一つだけではなく、各種の要因が輻輳している場合が多いようである。次に、これらの要因と補強の例を示す。

### ①設計技術のレベル

計算機などがそれほど発達していない時代には、解析方法や時間の制約から厳密な解析を行うことができず、局部的な応力状態などは不明確であった。このような時期に施工されたRCラーメン橋脚の隅角部や逆L形のRC橋脚などの一部には、局部補強鉄筋量が不足していたり、鉄筋の配置が適切でないものなどがあり、完成後の比較的早い時期にひびわれが発生するなど、問題を生じたものもあった。これらの構造物を外ケーブル方式で補強した例としては、図 6-1 に示すようなものがある。

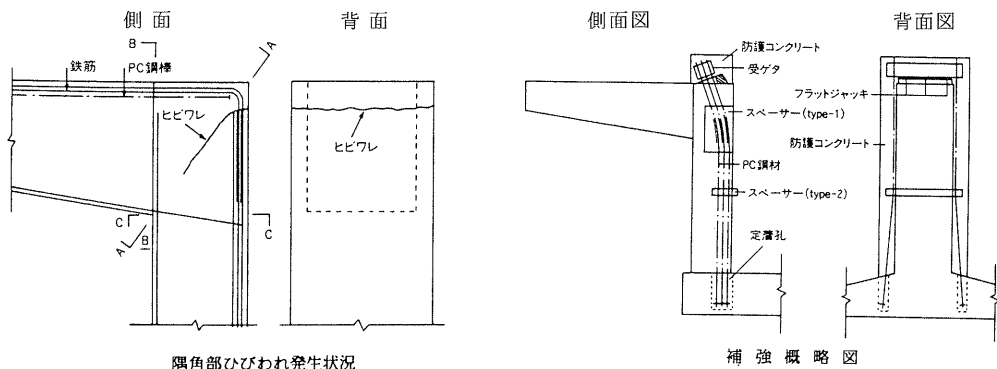


図 6-1 逆 L 形の RC 橋脚隅角部の補強例

### ②設計時の配慮不足

設計時には、いろいろなミスが発生する可能性がある。特に、新しい理論や構造を採用した場合において、配慮が十分でなかったために、予想外の事態が引き起こされることがある。たとえば、PCケーブルの途中定着位置での補強に対する配慮不足や設計計算に基づく図面作成時のミス等から、比較的早い時期にひびわれが発生していたものがあった。このような鉄筋量の不足した構造物の例として、上部工の施工時にラーメン橋脚の横梁にひびわれが発生し、外ケーブル方式で補強したものを図 6-2 に示す。



## ⑥老朽化

数十年の間、過酷な荷重を受けてひびわれが発生し、外ケーブル方式により桁の補強をしている例がある。この場合でも現在の技術レベルに比較してみると、設計上解明されていなかったことがあるとか、施工上のレベルが低かった等の原因を持っていた場合が多い。

## 7. 終わりに

コンクリート構造物の施工では、現場での品質の確保が大切であるが、近年の施工技術者の不足は、構造物の耐久性をも左右しかねない問題となってきた。また、社会情勢や日本の道路延長比率などを考えると、今後とも品質の良い構造物を安定的に社会に供給するためには、新たな変革も必要であろう。

このような観点より外ケーブル方式を見ると、単に部材厚の減少に伴う橋体重量の軽減のみならず、コンクリート工事の施工性の向上や品質および耐久性の向上等が期待でき、プレキャスト部材の採用と組み合わせることにより、一層の省力化や急速施工が期待できるなど、多くの有益な点を持った方法であるといえる。

外ケーブル方式では、終局耐力の算定など解析的な技術の確立も重要であるが、材料の選定や防錆技術などに対する配慮も同様に大きな意味を持っている。従って、外ケーブル技術の採用が拡大してゆくためには、材料や防錆技術の進歩も不可欠であり、関連技術開発を含めた対応が必要となろう。

国内における外ケーブル方式の採用は、やっとその途についた所であり、今後これらの技術を有効に活用してゆくためにも基準化が必要になるであろう。このような背景から、『PC橋の新しい構造事例に関する調査研究委員会』では本年度作成を目指し、設計施工のガイドラインについて検討を行っているので、その目次案を次に示す。

### 目 次 (案)

- 3. 1 総論 (ガイドラインの適用の範囲や用語の定義などを示す)
  - 3. 1. 1 適用範囲、 3. 1. 2 用語の定義
- 3. 2 材料 (材料の種類・材料の選定・適用基準・留意事項などを示す)
  - 3. 2. 1 PC鋼材、 3. 2. 2 定着具、 3. 2. 3 保護管、
  - 3. 2. 4 防錆材料、 3. 2. 5 偏向装置 (デビエータ)
- 3. 3 設計 (外ケーブル特有の設計方法・許容値・留意事項などを示す)
  - 3. 3. 1 設計の基本的考え方、 3. 3. 2 プレストレス力、
  - 3. 3. 3 設計荷重時の照査、 3. 3. 4 終局荷重作用時の照査、
  - 3. 3. 5 外ケーブル取替えに関する検討、 3. 3. 6 外ケーブルの振動に対する検討
  - 3. 3. 7 偏向部の設計の考え方
- 3. 4 構造細目 (外ケーブル特有の部分について示す)
  - 3. 4. 1 形状および部材寸法、 3. 4. 2 最少鋼材料
  - 3. 4. 3 PC鋼材の配置、 3. 4. 4 PC鋼材の定着
  - 3. 4. 5 定着部の構造と補強、 3. 4. 6 デビエータの構造と補強
  - 3. 4. 7 防振装置、 3. 4. 8 PC鋼材の保護構造
  - 3. 4. 9 偏向装置、 3. 4. 10 緊張材の構成
- 3. 6 施工
- 3. 7 維持管理
- 3. 8 資料

この『外ケーブル方式の有用性と適用について』の報告は、ガイドラインを作成するための中間報告書をまとめたもので、まだ十分な検討がされていない内容のものもあるが、外ケーブル方式についての現況の概要を理解するには参考になるものと思われる。また、ガイドライン作成にあたっては試設計も行うことにしているので、これらがまとまり次第、再度報告したいと思っている。



# コンクリート構造物と耐久性

プレストレストコンクリート建設業協会コンクリート耐久性技術委員会

委員長 津 野 和 男

熊 谷 紳一郎

近 藤 真 一

## 1. まえがき

コンクリートの耐久性とは、凍結融解、寒暑、乾湿などが繰り返し作用する、いわゆる気象作用をはじめ、硫酸塩、酸類などの化学物質による浸食作用、車両や流水、流砂などによるすりへり作用、中性化、鋼材の腐食、反応性骨材などの影響、その他コンクリートの使用上生ずる種々の作用に抵抗し、長年月にわたって使用に耐えうる性質のことであると考えられる<sup>1)</sup>。

一方、コンクリート構造物は、長期の耐久性を有し原材料の入手が容易で経済的であることから、我が国の社会資本整備に広く用いられてきたが、コンクリートクライシスとして社会的にも大きな関心を集めた、いわゆる塩害、アルカリ骨材反応といったコンクリート構造物の早期劣化現象の顕在化が、コンクリート構造物による今後の社会資本の整備、維持管理に大きな問題を投げかけたばかりでなく、コンクリート構造物に対する一般の信頼感が損なわれたという一面も見受けられた。

このような背景から、コンクリートの品質の確保およびコンクリート構造物の耐久性の向上を図り、良質な社会資本の整備に資することを目的として、コンクリート構造物の劣化状況およびそのメカニズムを明らかにするとともに、コンクリートの耐久性を低下させる要因を総合的に検討し、適切な予防技術、構造物の劣化診断技術、および補修・補強技術の開発が行われてきている<sup>2)</sup>。

特に最近では、現存するコンクリート構造物を維持管理しながら、その耐久性を保持させると同時に、新しい構造物を建設する際に、より耐久的なコンクリート構造物となるように設計することも重要視されてきており、さらにコンクリート構造物の品質保証の観点からも議論がなされている<sup>3)</sup>。

当建設業協会においても、プレストレストコンクリート構造物の耐久性を重要課題として委員会を設置し、建設省土木研究所との共同研究を継続し今日に至っている。特に、海洋構造物の耐久性向上技術に関する共同研究では、大井川沖暴露試験が既に8年を経過し、今後なお長期にわたり追跡調査を行っていく予定である。

本文は、コンクリート構造物の耐久性について、これまでに実施されてきたさまざまな調査・研究によって得られた知見を取りまとめようとするものである。

## 2. コンクリート構造物の耐久性

### 2.1 耐久性の基本的な考え方

コンクリート構造物の健全度は、耐荷性および耐久性などの要素から決定される。耐荷性が、物理的な力に対する抵抗性の大きさを示す尺度であるのに対し、耐久性は物理的、化学的、生物的要因による性能低下（劣化）に対する抵抗性を意味していると考えられる。また、コンクリート構造物の供用期間中に果たすことを期待された機能に対し



- ① コンクリートの中性化      ② 鉄筋腐食      ③ コンクリートのひびわれ      ④ 漏 水  
⑤ コンクリートの強度劣化      ⑥ 大たわみ      ⑦ 表面劣化      ⑧ 凍 害

として、これらを取り上げている。

ここで、コンクリートの中性化は、コンクリートが空気中の炭酸ガス、水中に存在する炭酸、その他の酸性のガスあるいは塩類の作用によりアルカリ性を失っていく現象である。鉄筋腐食は、コンクリートの中性化やひびわれ、浸食性化学物質 ( $\text{Cl}^-$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$ )、漏洩電流などによって鉄筋が発錆する現象である。表面劣化は、コンクリートの表面が、使用環境、熱作用、化学作用によって損傷し、ポップアウトや剝離・剝落などを起こす現象である。凍害は、コンクリート中の水分が凍結融解を繰り返し、ひびわれが発生したり、表層が剝離したりして、表層から次第に劣化していく現象である。

「コンクリート構造物の耐久設計指針(試案)」(土木学会)では、想定した劣化現象についての記述はないが、環境条件として、塩分の影響が大きい場合および凍結融解作用が著しい場合についての耐久設計上の取扱いが示されている。建設省総合開発プロジェクト「コンクリートの耐久性向上技術の開発(土木構造物に関する研究成果)」では、早期劣化現象が対象とされていることから、塩害およびアルカリ骨材反応が取り上げられている。

鉄筋コンクリートの劣化のプロセスは多岐にわたり、非常に複雑であるが、主要なものは以下のようなものと考えられる<sup>7)</sup>。

- ① 中性化 → 鉄筋腐食 → ひびわれ・剝離 → 耐力低下
- ② 塩分浸透 → 鉄筋腐食 → ひびわれ・剝離 → 耐力低下
- ③ 凍結融解 → ひびわれ・剝離 → 鉄筋腐食 → 耐力低下
- ④ ひびわれ → 周辺コンクリート中性化 → 鉄筋腐食 → 耐力低下
- ⑤ コンクリート表面劣化 → かぶりコンクリートの品質低下 → 鉄筋腐食 → 耐力低下

構造材料である鉄筋コンクリートの劣化の最終的な評価は、当然構造耐力の低下によってなされるべきであるが、鉄筋の腐食と耐力低下の関係についてはまだ研究が不十分であり、どこまでの鉄筋腐食が許容できるかは明確でない。

「鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計・施工指針・同解説」では、許容できる劣化状態は、鉄筋腐食が開始される時(中性化が鉄筋位置に達するとき)、またはかぶりコンクリートに鉄筋腐食ひびわれが生ずるとき(腐食減量が5%程度)と考えられており、一般には耐力の低下は無視し得る範囲とされている。

## 2.2.2 コンクリートの中性化

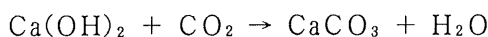
硬化したコンクリートは、空気中の炭酸ガスの作用などを受けて、水酸化カルシウムが徐々に炭酸カルシウムとなり、アルカリ性を失う。これが中性化である。一方、コンクリート中に埋め込まれている鉄筋は、pH11以上では表面に不動体を形成し、酸素が存在しても発錆しない。しかし、中性化によってpHが11より小さくなると鉄筋は発錆し、発錆によって約2.5倍に体積膨張する。錆の進行とともに、コンクリートにひびわれを生じさせ、かぶりコンクリートの剝離を招くこととなる。

コンクリートの中性化のメカニズムについては、文献 1), 8) などにも詳しいが、ここでは文献 9) を引用することとする。

1 tのセメントは、1.2 tの石灰石と0.3 tの粘土(主成分は $\text{Al}_2\text{O}_3$ と $\text{SiO}_2$ )を焼成してつくられる。石灰石は約800°Cの高温下で二酸化炭素を放出し、いったん酸化物である $\text{CaO}$ となり、焼成によって粘土の構成成分と結合して、各種のセメント鉱物を形成する。これらは水と反応して、珪酸カルシウム水和物(C-S-H)、水酸化カルシウム( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ )、エトリンガイト、およびフリーデル氏塩を生成する。珪酸カルシウム水和物は、水和生成物全体の60%以上を占め、セメント硬化体の基本組織を形成する。水酸化カルシウムは水和生成物の約25%を占める。

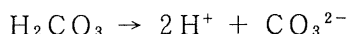
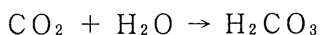
一方、大気中には弱酸性の炭酸ガス( $\text{CO}_2$ )が0.035%含まれている。その結果、セメント水和物は炭酸ガスと反応して炭酸カルシウム( $\text{CaCO}_3$ )と他の物質を生成する。この現象は、広い意味での炭酸化と呼ばれている。

水酸化カルシウムは炭酸ガスと反応して炭酸カルシウムを生成する。



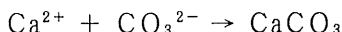
炭酸カルシウムとなった部分のpHが 8.5~10 程度になることから、この現象が中性化と呼ばれている。

そのメカニズムを以下に示す。コンクリートには表面から内部に通ずる毛細管空隙が存在し、ここから二酸化炭素が侵入する（図-2.2）。毛細管空隙を満たしている細孔溶液に到達した二酸化炭素は、水に溶解して炭酸となり、この炭酸はイオン解離して炭酸イオンを生成する。



炭酸イオンは、細孔溶液の大部分を占める水酸化アルカリと反応して炭酸アルカリを生成するが、この炭酸アルカリは溶解度が非常に高いため、イオン解離して細孔溶液中のアルカリ金属イオンの濃度は変化しない。

ところが、細孔溶液中に微量にしか存在しない $\text{Ca}^{2+}$ と炭酸イオンがいったん反応すると、水にはほとんど溶解しない炭酸カルシウムを生成する。



この反応は沈殿を伴う不可逆反応であるため、右辺へ選択的に進行し、細孔壁面に炭酸カルシウムが沈積する。この反応により $\text{Ca}^{2+}$ が消失すると、固相に存在する水酸化カルシウムが再び細孔溶液中に溶解し、細孔内部に炭酸カルシウムが成長する。細孔近傍の水酸化カルシウムが消失するまでは細孔溶液中の各イオンの濃度は大きく変化することはない。炭酸化がある程度進行しても細孔溶液のpHを決定しているのは $\text{Na}^+$ と $\text{K}^+$ と平衡状態にある水酸基イオンである。固相の水酸化カルシウムは細孔溶液の高いpHを保つための燃料の役割を果たしており、最終的なpHの低下は、固相に存在する水酸化カルシウムが消失した時点から急激にはじまる。

炭酸化の速度は細孔溶液のpHに大きく影響を受ける。図-2.3は、炭酸化と細孔溶液のpHの関係を調べる目的で実施した促進炭酸化試験（ $\text{CO}_2$ 濃度：10%，60%RH，20℃，pH=13のアルカリ溶液を供給）の供試体である。この試験結果を図-2.4に示すが、これによると、使用したセメントが高アルカリで、細孔溶液のpHが高い状態にあるコンクリートほど、炭酸化の速度が大きいことがわかる。

また、水酸化カルシウム以外のセメント水和物も炭酸ガスと反応し、炭酸カルシウムを生成する。

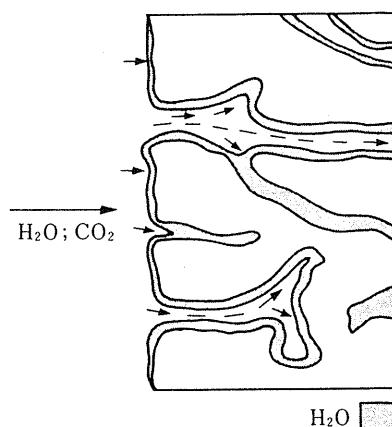


図-2.2 コンクリートの毛細管空隙<sup>9)</sup>

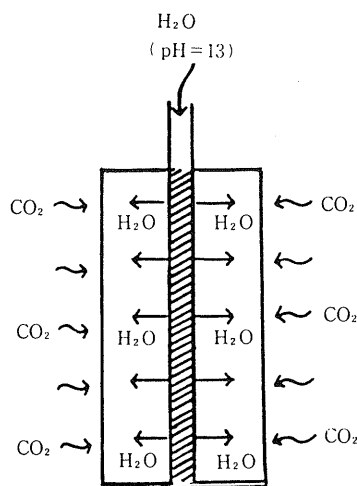


図-2.3 促進炭酸化試験の供試体<sup>9)</sup>

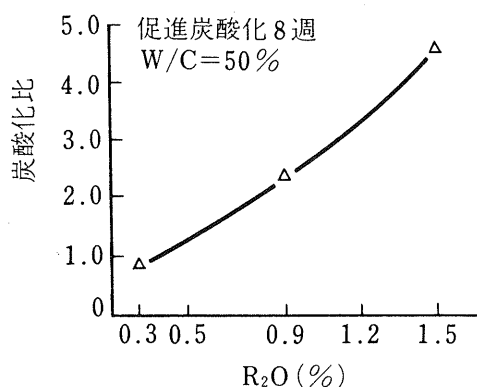
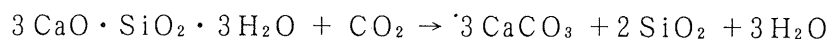


図-2.4 アルカリ量と炭酸化深さ<sup>9)</sup>



一例として、珪酸カルシウム水和物（C-S-H）の炭酸化について示す。



このように、コンクリートの炭酸化（中性化）とは、常温下において安定な岩石である石灰石を焼成し、二酸化炭素を遊離させてつくったセメント水和物が、再び二酸化炭素を吸収して安定な炭酸カルシウムに戻る現象であるといえる。

文献9)では、細孔溶液のpHが高いほど促進されるコンクリートの炭酸化（中性化）の最大の要因が、セメントのアルカリと海砂中の塩化ナトリウムであること、さらに、炭酸化はコンクリートの基本組織であるC-S-Hも崩壊させることなどが指摘されている。

このほか、中性化に関する文献には、文献10)などがある。

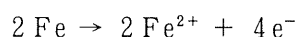
### 2.2.3 塩 害<sup>1)</sup>

アルカリ性を呈するコンクリート中に埋め込まれた鉄筋の表面は、薄い不動態皮膜で覆われているため、コンクリートの中性化が進行しない限り鉄筋は腐食しない。しかし、日本海沿岸のように海からの風が卓越する地域や、高温多湿の沖縄における、海水の飛散や塩分粒子の付着、および海砂や混和剤に含まれる塩分、塩化カルシウム等凍結防止剤の散布などによるコンクリート構造物の劣化が多数報告されてきた（写真-2.1）。

コンクリート中の鋼材の腐食は、電気化学的反応の結果生ずるものである。この反応は、アノード反応（陽極部の反応）とカソード反応（陰極部の反応）とからなり、前者は鉄が溶けだす、いわゆる鉄筋が腐ることそのものであり、後者は $\text{Fe}^{2+}$ の溶解時に残された電子を消費して鉄筋が腐る作用を側面から助けている。コンクリート中でのアノードとカソードの両反応は、少し離れた箇所では生ずるマクロセル（セルは腐食電池とも言う）と、近接して生ずるミクロセルとがある。マクロセルはミクロセルに比べて大きな電位差が生ずるので腐食速度は非常に速くなる。海洋環境のように激しい腐食が生ずるような場合には、マクロセルのアノードとカソードの距離が、40～100cmにもなるとの報告もある。

鉄筋腐食のメカニズムを図-2.5に示す。

鉄筋コンクリート中に $\text{Cl}^-$ が侵入すると、鉄筋表面の不動態皮膜が破壊され、鉄がイオン化して溶出する。



一方、健全な鉄筋の部分からは $\text{OH}^-$ が発生する。



これらの反応は互いに等しい速度で進行し、次の反応によって水酸化第一鉄ができる。

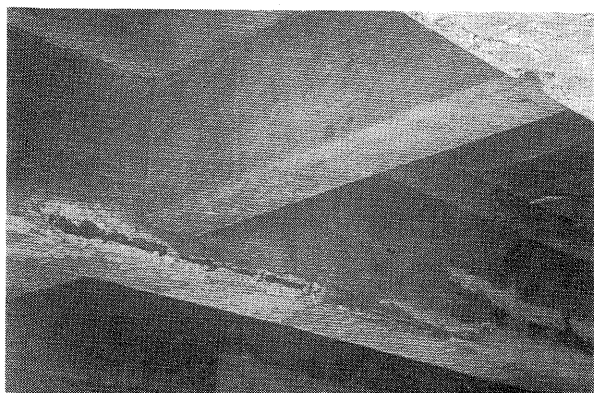
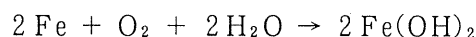


写真-2.1 塩害の一例<sup>15)</sup>

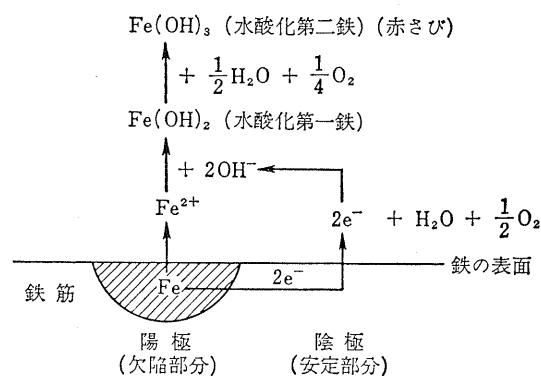
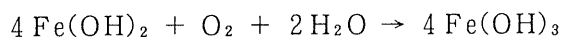


図-2.5 鉄筋腐食のメカニズム<sup>1)</sup>

これは、溶存酸素で酸化されて水酸化第二鉄（赤さび）となる。



鉄筋が腐食する条件は、 $\text{Cl}^-$ の存在のみならず、中性化によるコンクリートのアルカリ度の低下、さらには上述の化学反応式からも明らかなように、水( $\text{H}_2\text{O}$ )と溶存酸素( $\text{O}_2$ )の存在が必要となる。したがって、コンクリートの透水性は鉄筋の腐食に著しい影響を及ぼす。

コンクリート中の鉄筋は発錆によって約2.5倍に体積膨張し、錆の進行とともに、コンクリートにひびわれを生じさせる。ひびわれが生ずると、酸素や水の供給が容易となり鉄筋の腐食が促進され、ひびわれはさらに大きくなり、かぶりコンクリートの剥離を招く。

損傷状況調査によると、コンクリート構造物の塩害は、鉄筋のかぶりが少ない箇所やコンクリートの締固めが十分でない箇所などに多く認められる。このように、コンクリート構造物においては、施工の良否が構造物の耐久性に占める割合が非常に大きいと考えられる。

このほか、塩害に関する文献には、文献11)～15)などがある。

#### 2.2.4 凍害<sup>1)</sup>

##### (1) フレッシュコンクリートの凍結と融解

コンクリートの初期の凍害は、まだ凝結が始まっていないコンクリートの凍結と、凝結は終了しているがまだ十分に強度が発現していない時期での凍結の、二つに分けて考える必要がある。

凝結がまだ始まっていないコンクリートの凍結は、低温であるのでセメントの化学反応はほとんど進行せず、凝結も始発にまで達していないので、セメントペーストの組織が破壊されることはない。その後、外気温が上昇するのに伴って、フレッシュコンクリートが融解した時点で凝結が開始するので、この時期に再振動によって締固めを行えば、正常な凝結・硬化状態となり、強度や耐久性はあまり影響を受けない。

凝結が終了しているが、まだ十分に強度が発現していない時期に凍結した場合は、コンクリート中の自由水の凍結による膨張によってコンクリートは大きな体積変化を引き起こし、その際の組織の弛緩や破壊のために硬化後のコンクリートの強度、水密性、耐久性などは著しく低下する。

環境温度は、セメントの凝結時間に大きく影響を及ぼす。低温になると凝結時間は遅延するが、始発と終結では終結の方が低温による影響を強く受けて著しく遅延する。

##### (2) 硬化したコンクリートの凍害

飽水状態の硬化コンクリートにおいては、温度が氷点以下にまで低下すると、コンクリート中の毛細管空隙に存在する自由水は、冷却された面から凍結を始め、それとともにコンクリートは膨張する。しかし、外気温が上昇すると、それに伴って凍結していた自由水は融解し、膨張は消失する。この外気温の氷点以下への降下とそれ以上への上昇に伴うコンクリート中の自由水の凍結融解の繰返し作用は、コンクリートにとっては極めて有害で、その程度が大きいとコンクリートは崩壊してしまうことがある。

コンクリートの凍結による膨張圧は、コンクリート中の自由水の凍結による約9%の体積増加と、氷塊の成長に伴う水の移動によって発生する。コンクリートが氷点以下の低温となり、暴露面より内部へと凍結が進展するのに伴うコンクリート中の膨張圧がその引張強度以上になると、コンクリートの損傷はひびわれから表面剥離を経て崩壊へと進行する。

#### 2.2.5 アルカリ骨材反応<sup>16)</sup>

アルカリ骨材反応とは、骨材中のある種の鉱物とコンクリート中のアルカリ性の細孔溶液との化学的反応のことである。この反応によって、コンクリート内部で局部的な容積膨張が生じ、それがコンクリート中にひびわれを発生さ

せることにより、コンクリートの強度低下をもたらし、極端な場合には、コンクリートは完全に崩壊に至ることさえある。

アルカリ骨材反応による壁体のひびわれは複数で水平方向に発生し、これが亀甲状に進展しているものもある。T形橋脚の梁端部、橋台や擁壁の端部などには不規則な亀甲状のひびわれが発生し、梁や柱ではそれぞれの軸方向を主としたひびわれが発生している。一方、建物の壁では120°間隔で分岐した亀甲状のひびわれとなっていることが多い（写真-2.2）。

一般に、アルカリ骨材反応は、反応のメカニズムおよび反応性岩石の種類によって、アルカリ・シリカ反応、アルカリ炭酸塩岩反応およびアルカリ・シリケート反応の3つに分類される。

#### (1) アルカリ・シリカ反応

1940年、Stanton によって初めて報告された損傷コンクリート中の反応物質は、カリフォルニアの海岸沿いに産出する頁岩およびチャートに含有されるオパールであった。このような常温で準安定なシリカと、主にセメントにより供給される水酸化アルカリとの間に生ずる化学反応によって生成されるアルカリ・シリカゲルは、吸水によって膨張するという性質をもっている。硬化コンクリート内部において生成されたアルカリ・シリカゲルによる膨張圧力によって、コンクリート構造物にひびわれが発生する。このような反応は、アルカリ・シリカ反応と呼ばれている。

アルカリ・シリカ反応を起こす骨材は、骨材岩種中にシリカ( $\text{SiO}_2$ )をある種の相形態で含むものである。

シリカは大気条件下では、極めて安定な化合物であるが、強アルカリ性条件下では、ある種の相形態や結晶のシリカはアルカリと反応を起こしアルカリ・シリケートゲルを生成する。この反応がコンクリート中で発生する場合にアルカリ・シリカ反応と呼ばれる。

アルカリ・シリカ反応を起こす反応性骨材は、約40種類にもなる（表-2.1）。

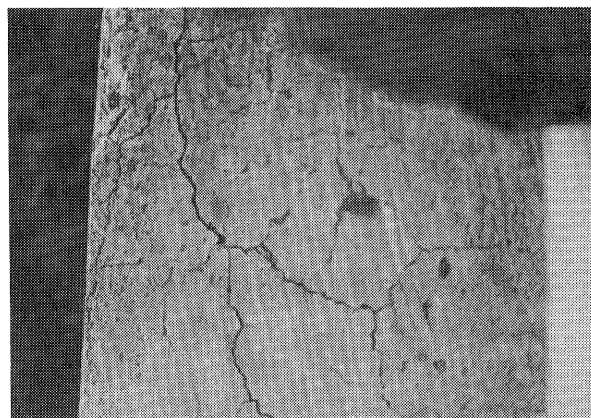


写真-2.2 アルカリ骨材反応による損傷の一例

表-2.1 反応性が認められている岩石<sup>16)</sup>

| No. | 岩 石 名                          | No. | 岩 石 名                                     |
|-----|--------------------------------|-----|-------------------------------------------|
| 1   | Andesites (安山岩類)               | 20  | Opal (オパール)                               |
| 2   | Arenite (アレナイト)                | 21  | Opal Silicious Limestone<br>(含オパールけい質石灰岩) |
| 3   | Argilite (アーグライト)              | 22  | Opaline Chert (オパール質チャート)                 |
| 4   | Arkose (花崗砂岩)                  | 23  | Opaline Sandstone (オパール質砂岩)               |
| 5   | Basalt (玄武岩)                   | 24  | Opaline Shale (オパール質頁岩)                   |
| 6   | Beekite (ビーカイト)                | 25  | Phyllite (千枚岩)                            |
| 7   | Chalcedony (玉髄)                | 26  | Quartzite (けい石)                           |
| 8   | Chalcedonic Chert<br>(玉髄質チャート) | 27  | Quartz sandstone (石英砂岩)                   |
| 9   | Charnockite (紫蘇輝石花崗岩)          | 28  | Quartzarenite (石英質アレナイト)                  |
| 10  | Chert (チャート)                   | 29  | Quartzwacke (石英質ワケ)                       |
| 11  | Chlorite Sandstone (緑泥石砂岩)     | 30  | Rhyolites (流紋岩類)                          |
| 12  | Dacite (石英安山岩)                 | 31  | Rhyolite-Obsidian (流紋岩—黒曜岩)               |
| 13  | Flint (ひうち石)                   | 32  | Schist (片岩)                               |
| 14  | Granite (花崗岩)                  | 33  | Siltstone (シルト岩)                          |
| 15  | Granite gneiss (花崗片麻岩)         | 34  | Slate (粘板岩)                               |
| 16  | Granodiorite gneiss (花崗内緑片麻岩)  | 35  | Subarenite (サブアレナイト)                      |
| 17  | Greywacke (グレイワケ)              | 36  | Subgreywacke (サブグレイワケ)                    |
| 18  | Hornfels (ホルンフェルス)             | 37  | Vein quartz (脈状石英)                        |
| 19  | Novaculite (隠微晶質石英)            | 38  | Volcanic Glass Sand (火山ガラス)               |

しかし、これらに含有されるシリカ鉱物は結局4種類の相形態の1つ以上を含むものである。反応性骨材の最も代表的な岩石を示すと次のようである。

オパール：純粹なものは非晶質水シリカであるが、一般には石英、クリストバライトを含む。

フリント：フリントは地域によって組成が異なり、ドイツ、デンマークなどの反応性フリントは石英とクリストバライトやオパールを含むが、英国では潜晶質石英を含むものが反応性骨材として存在する。

チャート：反応性を示す場合は、潜晶質石英かクリストバライトを含む。

火山岩：安山岩類、流紋岩類に代表される火山岩（噴出岩）の反応性のものは、シリカガラス、クリストバライト、トリジマイトを含む。

アルカリ・シリカ反応に影響を及ぼす要因を、以下に示す。

① セメントのアルカリ量

一般に、アルカリ・シリカ反応による膨張量は、細孔溶液中の水酸化アルカリの濃度が高くなるに従い、大きくなる。

② 水セメント比

一般に、水セメント比が40%程度の時に、膨張量が最大となる。

③ 環境湿度

モルタルの膨張量は、環境湿度により決まるモルタル内部の自由水の量に比例する。

④ 反応性骨材量

反応性骨材の種類によって異なるが、ある限度までは骨材量の増大とともに膨張量も増大する。

(2) アルカリ炭酸塩岩反応

1955年頃、カナダのオンタリオ州キングストンで発見された、歩道コンクリートのひびわれの原因が、コンクリートの粗骨材として用いられたドロマイド質石灰岩であることが判明し、Swenson はASTM試験によっては見つけることのできない反応性骨材として紹介した。この反応は、従来のアルカリ・シリカ反応に見られる現象とは大きく相違していた。その後の詳細な調査研究によって、この反応は、ある種のドロマイド質石灰岩に含有されるドロマイド結晶自身に起因するものであり、そのメカニズムも従来のアルカリ・シリカ反応とは根本的に異なることが明らかとなり、アルカリ炭酸塩岩反応と呼ばれるようになった。

(3) アルカリ・シリケート反応

この反応は、カナダのノバスコシア地方において発生したコンクリートの膨張ひびわれの原因を究明するために、1965年から開始された調査研究で発見された。Gillotらは、従来のアルカリ・シリカ反応と様相を異にする反応のメカニズムを解明するために実験を行い、通常粘土によく見られるパーミキュライトの膨張がコンクリート中の岩石の膨張を引き起こしたという結論を下した。

建設省総合開発プロジェクト「コンクリートの耐久性向上技術の開発(土木構造物に関する研究成果)」に示されているアルカリ・シリカ反応性骨材分布図によると、反応性骨材は日本全国に分布していることがわかる。

このほか、アルカリ骨材反応に関する文献には、文献17)、18)などがある。

## 2.2.6 疲労の影響

コンクリートが繰返し応力を受けるとき、その最大応力が静的強度以下であっても、それが繰返しされることによって破壊に至ることがあり、この現象は疲労と呼ばれている。疲労の影響を受ける構造物としては、列車荷重が載荷される鉄道構造物、自動車荷重が載荷される道路構造物、および波の影響を受ける海洋構造物が代表的なものである。

このうち、道路橋の鉄筋コンクリート(RC)床版における、繰返し荷重によるひびわれがしばしば報告されているため、ここではRC床版の疲労の影響について述べる。

R C床版は、他のR C部材と異なり以下の特徴がある<sup>19)</sup>。

- ① 自動車荷重が直接載荷し、それが占める割合が大きい。
- ② 自動車荷重が移動しながら繰返し載荷される。
- ③ 実際の輪荷重は、設計値を超えていることが多い。
- ④ 部材厚が薄く、施工の影響を受けやすい。

昭和42年道路局長通達以前に設計された鋼橋では、過大な桁間隔の採用や、格子桁としての荷重分配に対する配慮不足の結果として、床版の剛性が不足し、損傷事例が多く見られるようになった。この当時は配力筋が不足していたことも、損傷の一因と考えられた。このため、昭和42年の道路局長通達により、配力筋量は版の支間中央付近では主鉄筋量の70%以上とすることとされ、さらに昭和46年の道路局長通達および昭和47年道路橋示方書では、支間直角方向についても支間方向と同様に設計曲げモーメントが示され、これに対して鉄筋量を計算するように改められた。また、このほかに、支持桁剛性差による不等沈下の影響や、コンクリートの乾燥収縮を支持桁が拘束する影響なども、床版にひびわれが発生する要因と考えられた。

R C床版の損傷は、コンクリート引張り縁である床版下面に生じたひびわれが荷重の繰返しとともに次第に、2方向ひびわれから亀甲状へと細網化するとともに床版上面まですみ、コンクリートの部分的な抜け落ちへの過程をたどることが多く（図-2.6）、必ずしも鉄筋の疲労破壊が先行しているものでもないようである。

このほか、R C床版の疲労および損傷に関する文献には、文献20)などがある。

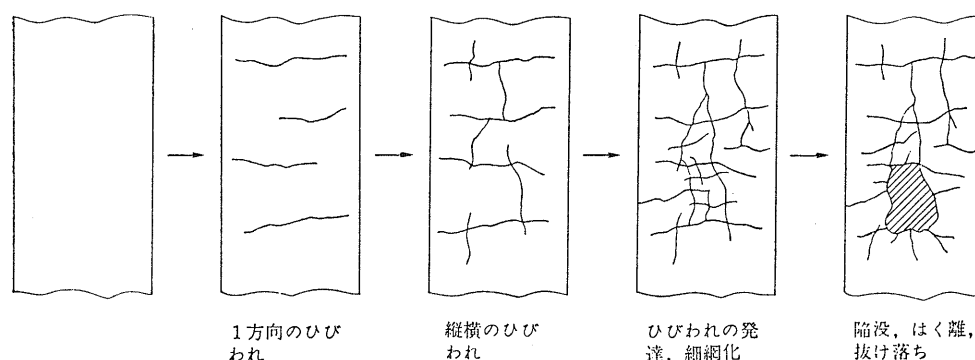


図-2.6 R C床版の損傷の過程<sup>46)</sup>

### 3. 耐久性向上の技術

#### 3.1 概要

耐久的なコンクリート構造物をつくるためには、材料を吟味し、コンクリートの品質や施工法などを環境などに対応させて総合的な設計を行い、さらに確実な施工を行う必要がある。

一方、コンクリート構造物の早期劣化現象の顕在化などを背景として、コンクリートの品質の確保およびコンクリート構造物の耐久性の向上を図るために、総合的な技術の開発が行われてきている。

ここでは、まず耐久性向上の方法が現行の基準のなかでどのように反映されているか整理し、次にこれから実際に取り入れられていくと考えられる耐久設計について紹介し、さらに耐久性に大きく影響を与える施工について述べることとする。

## 3.2 耐久性に関連した基準

### 3.2.1 塩害に関連した基準

塩害に関連した基準としては、土木分野では「道路橋の塩害対策指針(案)・同解説」(日本道路協会)<sup>21)</sup>があり、海岸地域に建設され海塩粒子による被害が予想される、RCおよびPC橋の設計、施工について留意すべき事項が規定されている。その概要は、塩害対策を必要とする地域に建設される橋あるいは部材に対して、以下に示すような対策を施すものである。

#### (1) 鋼材のかぶりの増加

鋼材を被覆しているかぶり部分のコンクリートは、表面より浸透し鋼材の腐食を発生させる塩素イオン、酸素、水などを遮蔽する機能をもっている。このため、コンクリートはできるだけ空隙の少ない密実な品質であることのほか、通常よりかぶりを大きくすることが防食上有利となる。これより、鋼材のかぶりを、海岸線からの距離などによって設定される対策区分に応じて規定している。

#### (2) コンクリートのひびわれ制御

一般に、コンクリート表面のひびわれ幅が小さいほどコンクリート内部の鋼材は腐食しにくく、また発錆までの期間は長くなる。したがって、コンクリート構造物の設計にあたっては、コンクリートに有害なひびわれが発生しないように配慮しなければならない。具体的には、塩害対策が必要とされる構造物においては、PC構造としてひびわれを生じさせないようにするか、あるいはRCとする場合には、死荷重による鉄筋の応力度を $1000\text{kgf/cm}^2$ 程度以下にして有害なひびわれの発生を防止するのが良いとしている。

#### (3) 使用コンクリートの配合の制限

コンクリート中に浸透する塩分と酸素の量を低下させ、鉄筋の腐食を抑制するためには、コンクリートを密実にする必要があり、コンクリートの水セメント比を小さくし品質を高めることが重要である。これより、上部構造に用いるコンクリートの水セメント比は50%以下、下部構造の場合は55%以下を標準とすることとしている。また、コンクリートの乾燥収縮量を小さくし、かつコンクリートを密実にするためには、単位水量を小さくすることが重要である。これより、スランプは8cmを標準と規定している。

#### (4) 施工時における、塩害の原因となるものの排除

- ① 型枠セパレータおよび型枠組立てなどに用いた補助鋼材は、かぶりコンクリート内から除去する。
- ② 型枠に接するスペーサは、原則としてコンクリート製またはモルタル製を使用する。
- ③ コンクリート打込み用定規鉄筋は、かぶりコンクリート内から除去する。
- ④ PC鋼材定着部などの後埋めは、膨張コンクリートまたは無収縮モルタルを使用する。

#### (5) 塗装鉄筋またはコンクリート塗装の利用

鋼材のかぶりを通常より大きくしないで塩害対策を行う方法に、塗装鉄筋またはコンクリート塗装を利用する方法があるが、この場合の品質規格を提示している。

また、JIS A 5308 (レデーミクストコンクリート) には、塩化物量の規定があり、コンクリートに含まれる塩化物量は、荷卸し地点で、塩素イオンとして  $0.30\text{kg/m}^3$  以下でなければならない、購入者の承認を受けた場合に  $0.60\text{kg/m}^3$  以下とすることができるとされている。混和剤については、JIS A 6204 (コンクリート用化学混和剤) に塩化物量 (塩素イオン量) の規定があり、I 種の場合  $0.02\text{kg/m}^3$  以下としなければならない。土木学会規準「コンクリート用流動化剤品質規準(案)」にも塩化物量 (塩素イオン量) の規定があり、 $0.02\text{kg/m}^3$  以下でなければならないとされている。

なお、土木学会規準に「海砂の塩化物イオン含有率試験方法(案)(JSCE-1990)」, 「エポキシ樹脂塗装鉄筋の品質規準(JSCE-1986)」, また JCI 規準に「塩化物イオン選択電極法によるフレッシュコンクリート中の塩化物イオン

含有量試験方法(JCI-SC6-1987)」がある。海洋コンクリート構造物の防食に関しては、日本コンクリート工学協会から「海洋コンクリート構造物の防食指針(案)－改訂版－」がある。

### 3.2.2 アルカリ骨材反応に関連した基準

アルカリ骨材反応に関連した基準としては、1989年7月の建設省通達を受けた、JIS A 5308 (レデーミクストコンクリート)の附属書6「セメントの選定等によるアルカリ骨材反応の抑制対策の方法」、附属書7および8「骨材のアルカリシリカ反応性試験方法(化学法およびモルタルバー法)」がある。その概要は以下のとおりである。

#### (1) アルカリシリカ反応性試験の結果が無害と判定された骨材の使用。

レデーミクストコンクリート用骨材は、アルカリシリカ反応性試験の結果によって種類分けされており、アルカリシリカ反応性試験の結果が無害と判定されたものが種類A、無害と判定されないもの、またはこの試験を行っていないものが種類Bとされている。このうち、種類Bの骨材を使用する場合は、以下に示すアルカリ骨材反応抑制対策のいずれかを講じなければならない。

#### (2) 低アルカリ形ポルトランドセメントの使用。

種類Bの骨材を使用する場合のアルカリ骨材反応抑制対策の第一に、低アルカリ形ポルトランドセメントの使用がある。低アルカリ形ポルトランドセメントは、JIS R 5210 の附属書に規定されており、普通、早強、超早強、中庸熱、耐硫酸塩の5種類のものがある。

低アルカリ形ポルトランドセメントは、それぞれ次式で算出する全アルカリ量が0.6%以下でなければならないと規定されている。

$$R_2O = Na_2O + 0.658 K_2O$$

ここに、 $R_2O$  : セメント中の全アルカリ (%)

$Na_2O$  : セメント中の酸化ナトリウムの質量 (%)

$K_2O$  : セメント中の酸化カリウムの質量 (%)

#### (3) アルカリ骨材反応抑制効果のある混合セメントの使用。

種類Bの骨材を使用する場合のアルカリ骨材反応抑制対策の第二に、アルカリ骨材反応抑制効果のある、JIS R 5211 を満足する高炉セメントB種もしくはC種、または JIS R 5213 を満足するフライアッシュセメントB種もしくはC種を使用する方法がある。

#### (4) コンクリートのアルカリ総量の規制。

コンクリートのアルカリ総量は、次式によって計算し、 $3.0\text{kg/m}^3$ 以下としなければならない。

$$R_t = R_2O \times C / 100 + 0.9 \times Cl^- + R_m$$

ここに、 $R_t$  : アルカリ総量 ( $\text{kg/m}^3$ )

$R_2O$  : セメント中のアルカリ量 (%)

$C$  : 単位セメント量 ( $\text{kg/m}^3$ )

$Cl^-$  : コンクリート中の塩化物測定によって得られる塩素イオン ( $\text{kg/m}^3$ )

$R_m$  : コンクリート中の混和剤に含まれるアルカリ量 ( $\text{kg/m}^3$ )

ただし、コンクリート中の $Na^+$ 、 $K^+$ を大量に増やさない混和剤だけを用いる場合のアルカリ総量は、セメントによるものだけを計算し、 $2.5\text{kg/m}^3$ 以下にすれば良い。

アルカリシリカ反応性試験には、化学法(附属書7)およびモルタルバー法(附属書8)がある。化学法は、練混ぜ前の骨材またはフレッシュコンクリート中の骨材について、化学的な方法により、試験溶液中のアルカリ濃度減少量および溶解シリカ量を測定することによって、骨材のアルカリシリカ反応性を比較的迅速に判定する方法である。モルタルバー法は、モルタルバーの長さ変化を測定することによる判定方法である。

なお、コンクリートのアルカリ総量の規制は、2.2.2 で述べたようにコンクリートの中性化に対しても有効であると考えられる。

### 3.2.3 R C床版の疲労および損傷に関連した基準

R C床版の疲労および損傷に関連した基準としては、「道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編」6章 床版 の規定などに盛り込まれている。

#### (1) 主桁および縦桁の配置

一般に、車線が明確に示されている道路の場合、車輪の通る軌跡は約50cm幅程度の範囲に集中している。橋の床版においては、ほぼ一定位置に加わる荷重による変形は、その部分の床版下面を早期に疲労させ、ひびわれ発生の要因となり、さらにこれが伝播して破損が進む過程をたどることが知られている。これらの影響が考慮され、主桁および縦桁をできるだけ大型車両の車輪の軌跡の近くに配置することが効果的であり、車道の床版の支間は、3 m程度より小さい範囲で選定することが望ましいとしている。

#### (2) コンクリートの設計基準強度

R C床版のひびわれ進展による部分的な抜け落ちは、コンクリートの品質が悪い場合に生じやすい。これより、床版コンクリートの設計基準強度は一般のR C構造物の下限値より大きくし、 $240\text{kgf/cm}^2$ としている。

#### (3) 設計曲げモーメントの割増し

床版は、輪荷重の大きさと頻度が床版の耐荷力と寿命に大きく影響する。重車両の通行頻度の高い橋では、床版の耐久性を確保することが重要と考えられるので、設計曲げモーメントを割増しすることとしている。

#### (4) 床版の最小全厚

破損した床版の状況を見ると、コンクリートに生じたひびわれが破損に対して大きな役割を演じている。したがって、鉄筋の許容応力度をある程度低く抑えるとともに、床版の最小全厚を規定して、荷重により床版のコンクリートに生じる曲げ引張応力度を抑えることとしている。また、大型車交通量が多い橋、大きな曲げモーメントが付加される橋、床版に破損が生じた際に補修作業が困難な橋などにおいては、設計曲げモーメントを割り増すとともに、床版の最小全厚より、厚さを増加させて設計するのが望ましいとしている。

#### (5) 鉄筋の許容応力度

上述のように道示では、床版の最小全厚の規定があるが、この規定だけでは薄い床版に比べて鉄筋比が小さく設計されることになる。有害なひびわれの発生は鉄筋比によっても影響を受けるので、鉄筋の許容応力度を $1400\text{kgf/cm}^2$ として、鉄筋比が小さいために有害なひびわれが発生することを防止することとしている。さらに、 $1400\text{kgf/cm}^2$ に対して $200\text{kgf/cm}^2$ 程度余裕をもたせることで、床版支持桁の不等沈下の影響などによるひびわれの発生を防ぐこととしている。

## 3.3 耐久設計

耐久設計を体系的に示した基準類としては、土木分野では「コンクリート構造物の耐久設計指針(試案)」(土木学会)<sup>22)</sup>があり、建築分野については「建築物の耐久設計等に関する考え方(案)」(日本建築学会)と、「鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計・施工指針・同解説」(国土開発技術研究センター)<sup>6)</sup>が発行されている。

耐久設計を行う場合、ライフサイクルコストによって設計の妥当性を判定しなければならないケースもあるが、ライフサイクルコストの算定方法についても体系的に示した文献は少なく「保全・耐久性向上技術の経済性評価手法」(国土開発技術研究センター)の第5章 建築物の生涯費用算定の指針 がある程度である。

以下に、「コンクリート構造物の耐久設計指針(試案)」の概要を示す。

耐久設計とは、所望の期間メンテナンスフリーで、その後所定の期間維持管理が容易に行えるように、コンクリー



トの品質、施工方法および構造物の詳細を、環境などに対応して、総合的に設計することであり、コンクリートの品質、施工方法および設計の詳細が構造物の耐久性に及ぼす影響を、総合的かつ定量的に評価するシステムである。

耐久性照査は、 $S_p$ (環境指数)より $T_p$ (耐久指数)が大きいことを確認することで行う。

$$S_p = S_0 + \sum \Delta S_p$$

$$T_p = 50 + \sum T_p(I, J)$$

ここに、 $S_0$  : 標準的な環境条件における環境指数値。

(50年間メンテナンスフリーとする場合100とする)

$\Delta S_p$  : 塩分、凍結融解などの影響を考慮する環境指数の増分値(表-3.1)。

$\sum T_p(I, J)$  : 材料、形状、施工などの影響を評価する耐久性ポイント(表-3.2)。

表-3.1 環境指数の増分値  $\Delta S_p$  <sup>22)</sup>

| 環境条件       | $\Delta S_p$ |
|------------|--------------|
| 塩分の影響が大きい  | 10～70        |
| 凍結融解作用が著しい | 10～40        |

この指針(試案)では、標準的な環境条件のもとで95パーセントの信頼度をもって50年間メンテナンスフリーであるものを、耐久的なコンクリート構造物の標準と定めている。また、アルカリ骨材反応や特殊な化学作用の影響、あるいは主として荷重作用の繰返しによって、損傷が蓄積されていく場合については考慮しないこととしている。

一方、「鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計・施工指針・同解説」では、耐久設計を建築物の設計に際して、通常行われる構造設計および意匠設計のほかに、建築物またはその部分の計画耐用年数に応じて所要の耐久性能が得られるように、特に耐久性を考慮して行う設計であると定義され、耐久設計は、計画耐用年数とその期間内に許容されない劣化状態を設定し、これを目標として行うこととされている。

このほか、耐久設計に関連した文献には、文献23)～31)などがある。

### 3.4 コンクリートの施工と耐久性

#### 3.4.1 概要

昭和30年代から高度成長期に向かって建設工事が飛躍的に増加し、質よりも必要な量を早くというニーズが優先され、これが施工の品質の低下をもたらした。

表-3.2 耐久性ポイント  $T_p(I, J)$  <sup>22)</sup>

| I | J                | 項目              | $T_p(I, J)$     |
|---|------------------|-----------------|-----------------|
| 1 | 【コンクリート材料】       |                 |                 |
|   | 1                | セメント            | 10～0            |
|   | 2                | 骨材の吸水率          | 8～10            |
|   | 3                | 骨材の粒度           | 0～5             |
|   | 4                | 混和材料            | 20～15           |
| 2 | 【コンクリートおよび補強材】   |                 |                 |
|   | 1                | ワーカビリティ         | 35～30           |
|   | 2                | 堅硬性             | 20～15           |
|   | 3                | 単位水量            | 10～25           |
|   | 4                | 塩化物含有量          | 5～30            |
|   | 5                | コンクリート製造工場の管理状態 | 10～10           |
|   | 6                | 防錆した補強材         | $T_p(4, 2)$ を修正 |
| 3 | 【設計ひびわれ】         |                 |                 |
|   | 1                | 温度ひびわれ指数        | 10～20           |
|   | 2                | 曲げひびわれ幅         | 10～20           |
| 4 | 【部材の形状・鉄筋詳細・設計図】 |                 |                 |
|   | 1                | 部材の形状・寸法        | $T_p(2, 1)$ で考慮 |
|   | 2                | かぶり             | 30～30           |
|   | 3                | 鉄筋の段数およびあき      | 15～35           |
|   | 4                | 用心鉄筋            | 10～0            |
|   | 5                | 打継目             | 0～25            |
|   | 6                | 設計図             | 0～30            |
| 5 | 【コンクリート工】        |                 |                 |
|   | 1                | 主任技術者           | 20～5            |
|   | 2                | 受入れ             | 5～5             |
|   | 3                | 運搬・打込み・締固め      | 20～45           |
|   | 4                | 表面仕上げ・養生        | 5～40            |
|   | 5                | 打継目の施工          | $T_p(4, 5)$ を修正 |
| 6 | 【鉄筋工・型枠・支保工】     |                 |                 |
|   | 1                | 鉄筋加工            | 5～0             |
|   | 2                | 鉄筋の組立て          | 5～20            |
|   | 3                | 型枠              | 20～15           |
|   | 4                | 支保工             | 5～5             |
| 7 | 【PC工の補足事項】       |                 |                 |
|   | 1                | 技術者の経験・資格       | 0～5             |
|   | 2                | グラウトの材質         | 5～0             |
|   | 3                | 後埋めコンクリートの品質    | 0～5             |
|   | 4                | グラウトの施工方法       | 0～5             |
| 8 | 【防護工】            |                 |                 |
|   | 1                | 表面防護工           | 20～0            |

この間に鋼材、生コンをはじめとする材料の規格化、標準化も進められ、これが建設需要の増加にともなう品質低下の防止の役割を果たしたが、施工技術者の数の不足などにより施工品質の低下をもたらし、これが早期劣化の原因の一つになった。このような過程をみると、施工の品質が耐久性に大きく影響することがわかる<sup>32)</sup>。

「コンクリート構造物の耐久設計指針(試案)」には、近年コンクリート構造物の施工機械や器具の進歩による省力化と急速施工が可能となり、その進歩は目ざましいものがあるものの、現在の標準的品質のコンクリートを使用することを念頭におけば、コンクリート構造物の建設はなお「技術」であって、適切な人的機構と技術者の配置、個々の技術者の手際の良さなどが、耐久的なコンクリート構造物を実現するために極めて重要であると述べられている。

### 3.4.2 コンクリート工

「コンクリート構造物の耐久設計指針(試案)」の コンクリート工に関する耐久性ポイント に示された項目にしたがって、要点を以下に示す。

#### (1) 主任技術者

コンクリート構造物では、工事に携わる技術者の資質と腕が、完成した構造物の耐久性に大きく影響すると判断される。優れた主任技術者の要件としては、コンクリートの製造過程、構造物の建設過程についての総合的知識をもち、コンクリート構造物に対して、独自のイメージのもとに、さまざまな現場の条件に応じて施工計画を立案できること、および不測の事態が生じた場合にコンクリート工事を中止できることであるとされている。

#### (2) コンクリートの受入れ体制

コンクリートの受入れ場所に責任のある技術者を常駐させ、現場に到着したコンクリートを打設するか、返却するかを、瞬時に判断できる体制とすることが望ましい。

#### (3) 運搬、打込みおよび締固め

コンクリートの打込みに際しては、工事指揮者が打込み場所に常駐し、天候の急変や機械器具の故障などに対して、迅速な判断と指示を与えることができることが重要である。

コンクリートの締固め方法としては、棒状内部振動機のみを使用する場合に比べて、型枠振動機を併用する場合には、コンクリートの耐久性に効果があると考えられる。

また、多量のコンクリートを広い領域に打ち込む場合には、打設口の数多くして、1か所の打設口からの打設速度を制限した施工計画とすることが、コンクリートの耐久性を向上させることに有効である。

#### (4) 表面仕上げおよび養生

コンクリート構造物が耐久的であるためには、部材表面付近のコンクリートが、緻密で空隙の少ない密実なコンクリートであることが必要であり、表面仕上げおよび養生が、部材表面付近のコンクリートの密実さに大きな影響を与える。特にスラブ部材では、コンクリート打設直後のタンピングが、スラブ表面付近の内部の潜在的欠陥を修復できること、および輪荷重の繰返し作用を受けるスラブ部材の疲労強度は、荷重作用以外の要因に起因する初期ひびわれに影響されることから、タンピングを併用した表面仕上げ方法が望ましい。

### 3.4.3 鉄筋工、型枠工および支保工

「コンクリート構造物の耐久設計指針(試案)」の 鉄筋工、型枠工および支保工に関する耐久性ポイント の項目にしたがって、要点を以下に示す。

#### (1) 鉄筋工

鉄筋が比較的多い箇所では、鉄筋の加工誤差によって所定のかぶりが確保できないなどの不都合が生ずる場合があるため、鉄筋の加工形状を原寸で確認することが望ましい。

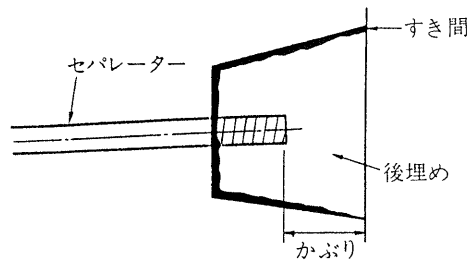


図-3.1 セパレーターコーン部の断面図<sup>33)</sup>

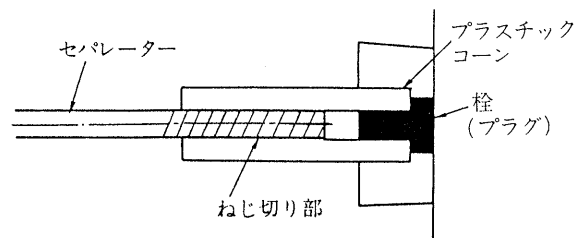


図-3.2 プラスチック栓<sup>33)</sup>

強度や剛性の不足しているスペーサを使用すると鉄筋の組立て精度が低下し、かぶりコンクリート内に腐食性材料を残すことにもなり、耐久性上の弱点になるため、モルタルおよびセラミックスペーサを用いることを標準としている。また、梁やスラブの主鉄筋など、鉄筋重量が直接作用する場合には $1\text{m}^2$ 当り4個以上、直接作用しない場合には $1\text{m}^2$ 当り2個以上のスペーサを使用すれば、組立て精度が良好であるものと想定している。

## (2) 型 枠 工

透水型枠を使用すれば、コンクリートの表面は気泡が少なくペースト分の濃い緻密な層ができ、耐久性の向上に効果があると考えられるため、これを使用することが望ましいとしている。

型枠締付け材の金属部分がかぶりコンクリート内に残っている場合や、腐食する恐れのあるインサートを使用する場合には、これらが部材の耐久性を低下させるため、注意が必要である。また、セパレーターコーン部の後埋めモルタルとコンクリートとの一体化が不十分の場合、この部分にすき間ができ、雨水がしみ込み、セパレータの発錆などの原因となるので、後埋めモルタルをつき固めるようにして充填するなどの配慮が必要である(図-3.1, 3.2)。

工場や製作ヤードなど同じ場所で支保工を繰返し使用する場合は、型枠の変形にともなう施工誤差を小さくおさえることが可能であるため、耐久性の向上に効果があると考えられる。

## 4. P C 構造物と耐久性

### 4.1 概 要

プレストレストコンクリート(P C)構造物は、通常ひびわれを許さない設計を行うため、鉄筋コンクリート(R C)構造物に比較して耐久적であるといえることができる。

たとえば、コンクリート構造物の耐久性を確保するための重要な要件の一つに、水密性の大きいコンクリートを用いることが上げられるが、鉄筋の発錆や水酸化カルシウムの溶出による中性化も、コンクリートの水密性と密接な関係があるため、水密性の確保に有利なP C構造物が耐久性の確保にとっても有利と考えられるのである。一般的には、材料分離が少なく施工が容易で均質なコンクリートが得られるように、ワーカビリティのよいコンクリートを用いること、水セメント比の小さいコンクリートを用いること、良質のA E減水剤を用いることなどが重要である。

一方、P C構造物に特有な現象の一つにコンクリートのクリープによる変形がある。特に、P C長大橋では、このクリープたわみが大きくなるため、桁の上げ越しを精度良く行うことが重要である。桁の過大なたわみは、たとえ安全性が確保されていたとしても、道路としての機能を損ない、橋の耐久性に影響を与えることになるからである。しかし、現時点ではクリープ係数の精度がそれほど高くないため、上げ越し量の設定に当ってはある程度余裕を見ておくなどの配慮が必要である。

なお、文献<sup>33)</sup>には、P C橋を設計・施工していく際に、さまざまな要因による損傷を未然に防ぎ、耐久性を向上させるための具体的な対策が示されている。

## 4.2 PC 構造物の耐久設計

「コンクリート構造物の耐久設計指針(試案)」の PC 工の補足事項に関する耐久性ポイント の解説によると、プレストレストコンクリート (PC) 構造物は、高強度コンクリートを使用し、ひびわれを制御する設計を行うため、鉄筋コンクリート構造物に比較して耐久であるといえることができる一方、PC 構造物であるために、構造物の耐久性を低下させる可能性を含む作業がともなうことにも注意すべきであると述べられている。

PC 工事に特有な工種としては、PC 鋼材の配置、プレストレッシングおよびその管理、グラウト、定着具の切欠きの後埋めなどが上げられる。

PC 鋼材、シースおよび定着具が比較的薄い部材に配置される PC 構造物では、コンクリートの行き渡りと締固め作業が容易となるように設計されることも重要である。

これらの点が考慮され、PC 工特有の事項に対して耐久性ポイントが定められている。

## 4.3 PC 構造物の施工

「コンクリート構造物の耐久設計指針(試案)」の、PC 工に特有な事項に関する耐久性ポイント にしたがって、要点を以下に示す。

### (1) 技術者の経験・資格

PC 工事では、プレストレッシングの管理という、耐荷性および耐久性に大きく影響を与える重要な項目があるため、PC 工事の経験のある技術者を配置することが重要である。

### (2) PC グラウト

PC グラウトとしては、一般にセメントグラウトが用いられるが、PC 鋼材の遅れ破壊（応力腐食破壊）を生じさせるような混和剤を含んでいてはならない<sup>34)</sup>。また、グラウトは良好な流動性を有し、シース内の空隙に十分に充填される必要がある。グラウト硬化後は、シース内にブリージングなどで空隙部が生じないようにするとともに、終極荷重作用時における曲げ破壊に対する安全性を確保するために、PC 鋼材、シースと十分な付着が保証されることなどが要求される<sup>35)</sup>。グラウト注入が不十分でシース内に空隙があると、そこに雨水が侵入し、PC 鋼材が錆びたり、水分が凍結し、桁の表面にシースに沿ったひびわれが生じたりする場合がある（写真-4.1）。このような、PC 構造物の劣化に関する調査結果を考慮すると、PC グラウトにはノンブリージングタイプの材料を用いることが望ましいと考えられる。

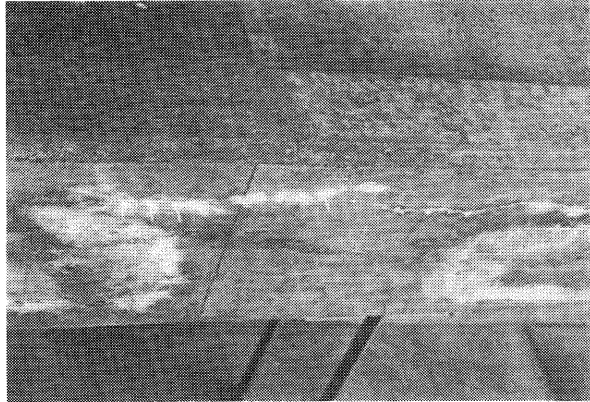
グラウトの練り混ぜ、攪拌作業で注意すべき事項は、配合、計量の正確さ、材料のミキサーへの投入順序、練り混ぜ時間、グラウトの流動性などの検査である。注入作業時の注意としては、グラウトをポンプに供給する前にふるいを通させて異物を除去すること、注入はグラウトポンプで徐々に行うこと、排出口よりのグラウトの濃度を確認すること、さらに排出口を閉じた後、ポンプの圧力を  $5 \text{ kgf/cm}^2$  以上に上げてしばらく保持することである。なお、この作業は中断することなく連続して行うことが重要である。

グラウト注入前にシース内が閉塞しているのが発見され、注入不能が分かっている場合には、両側または片側より注入を強行することは絶対に避け、そのコンクリート部分をはつき、グラウトが通るようにしなければならない。グラウト注入中、注入不能となる場合には、注入作業を中止し、直ちに反対側より圧力水を注入して、内部のグラウトを排出しなければならない<sup>36)</sup>。

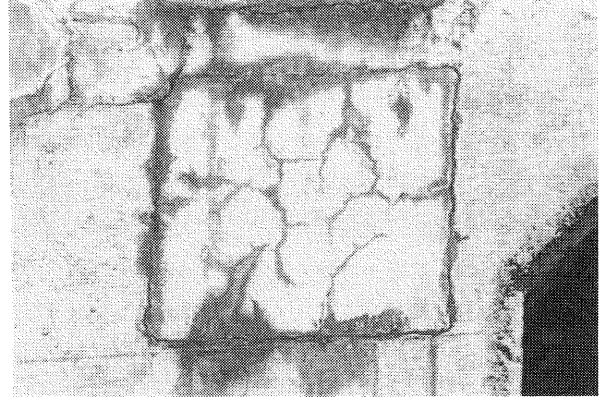
そして、チェックリストによりこれらのグラウト作業を点検することも、PC 構造物の耐久性の向上にとって重要である。

### (3) 後埋めコンクリート

定着具の切欠きの後埋め方法が不適当であると、さまざまな欠陥が生ずる恐れがあるため、膨張コンクリートを使用するなど、十分な配慮が必要である（写真-4.2）。



写真—4.1 下フランジ下面のひびわれ<sup>33)</sup>



写真—4.2 後埋め部の損傷<sup>33)</sup>

## 5. コンクリート構造物の維持・補修

### 5.1 概要<sup>37)</sup>

構造物の維持とは、構造物が健全な状態、使用可能な状態にあり続けるように障害物や原因を取り除くことであり、点検とは、構造物に異常が生じているかどうかを調べることであり、耐久性診断とは、構造物の耐久性にかかわるさまざまな事項の調査や分析の総称である。

点検の結果、異常が発見され、修理が必要と認められたものは、補修が行われるが、修理不能なものは、更新が行われる。図-5.1に、コンクリート構造物の劣化と補修の概念を示すが、早期劣化の場合は、補修の効果が小さいことに留意する必要がある。

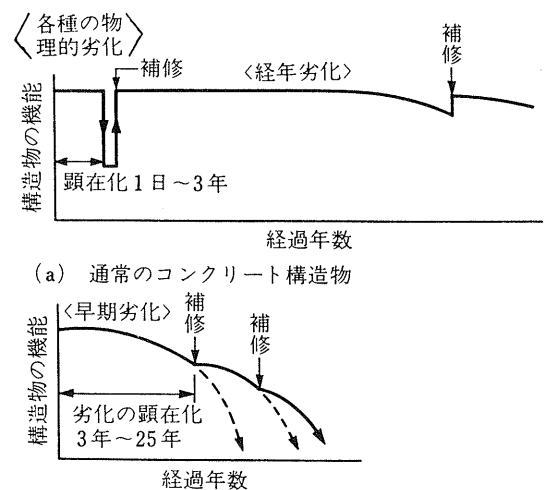
橋の場合のこれら一連の流れを、図-5.2に示す。

### 5.2 点検および調査<sup>37)</sup>

点検には、通常点検、定期点検および異常時点検がある。

通常点検は、道路構造物の場合には一般道路での通常巡回の際に行われる。点検は、パトロールカーに乗ったままで目視するか、あるいは必要に応じて徒歩で行われる。点検事項は、路面の異常、高欄の破損、伸縮装置の異常などで、パトロールカーに乗ったままでも分かる程度の簡単な項目のみであるが、点検頻度は高く、原則として休日を除いて1日1回程度行われる。

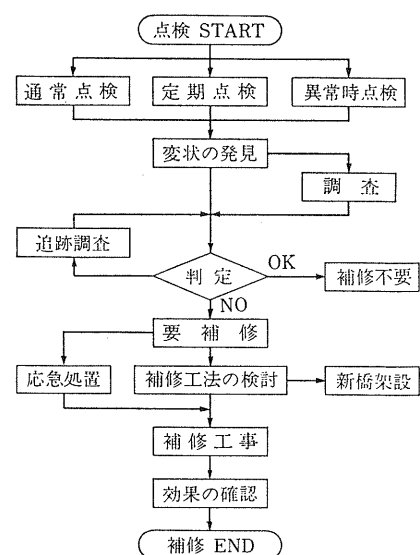
定期点検は、通常点検では確認できなかった橋の細部にまでわたって行われるもので、点検は橋の上からばかりでなく、下からも行われる。この点検は、外見上の異常ば



(a) 通常コンクリート構造物

(b) 早期劣化を起こしたコンクリート構造物

図—5.1 劣化と補修の概念<sup>38)</sup>



図—5.2 維持・補修の流れ<sup>46)</sup>

りでなく、コンクリートの強度や耐荷力の調査などの点検も行われる。頻度は、橋の老朽度、交通量、形式、重要度などに応じて異なるが、通常は3年に1回程度行われている。

異常時点検は、地震や災害などの異常事態が生じた時に行う。

点検で、大きなひびわれなどの異常が発見された場合には、その程度に応じて詳細調査が実施される。コンクリート部材によく現れる異常は、ひびわれ、剝離、鉄筋露出、豆板、漏水、表面の劣化などで、これらが発見されると、発生場所、程度、進行性か否か、二次的な破損に進行する恐れはないかどうかの検討が行われる。

詳細調査の結果、補修が必要と考えられる場合には補修が行われる。

### 5.3 耐久性診断<sup>38)</sup>

耐久性の診断に当っては、構造物からコンクリート片を切り取って試料とし、これに種々の処理を加えて分析や測定を行い、耐久性に関する情報を引き出す場合と、図-5.3に示すように、各種の非破壊試験の手法を駆使してコンクリート内部の状態を探る場合がある。前者は、使用材料の品質に起因する劣化の危険性および外部からの腐食因子の拡散・浸透に起因する劣化の危険性を診断する場合に適用され、後者は設計や施工不良に基づく欠陥の検出や繰返し荷重による疲労寿命の推定に利用される。

しかし、耐久性診断手法は現時点では確立しているとはいいがたく、コンクリート構造物の劣化機構の解明が進むにしたがって、新たな劣化因子が次々と明らかにされる恐れも大きいと考えられる。そして、劣化因子と劣化性状と間の定量的な関係を明らかにする必要もある。

#### (1) 鉄筋の腐食を引き起こす危険性の診断

塩化物の分析は、全塩分と可溶性塩分の両方を実施する必要がある。海岸のように外部から塩分の浸透が予想される環境にあるコンクリート構造物では表面から内部に向かっての塩分濃度分布を調べるのが重要である。

鉄筋の腐食は、塩分の拡散・浸透による鋼表面の活性化が引き金になるが、酸素の供給や水の存在なしには生じない。したがって、鉄筋を活性化させるに十分な塩分を含んでいることが明らかになった場合には、コンクリートの多孔体としての組織構造の診断をあわせて行う必要がある。この結果と環境ならびに構造的欠陥などの診断結果を総合して、腐食傾向の予測を行う。

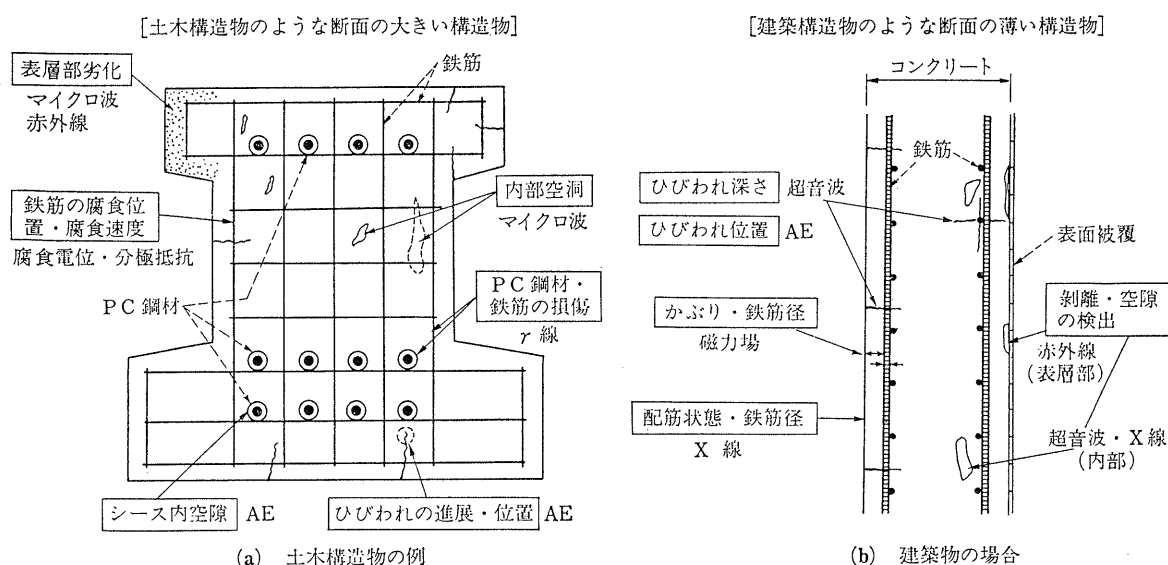


図-5.3 非破壊的手法によるコンクリート構造物の診断<sup>38)</sup>

## (2) アルカリ骨材反応を起こす危険性の診断

アルカリ骨材反応を起こす危険性の診断は、まずボーリングによってコアを採取し、これから薄片を作製して偏光顕微鏡により、反応性鉱物の有無を調べる。もし、問題になるような量の反応性鉱物が骨材中に含まれていることが判明した場合には、コンクリート中に含まれているアルカリの分析を行うことになる。この際に塩化物の分析も同時に行う必要がある。アルカリ分が多く含まれていることが明らかになった場合には、水の存在下においてアルカリ骨材反応が進行する条件がそろっていることになるので、すでに反応が始まっているのかどうかを偏光顕微鏡やEDXAによって調べる。

さらに、構造物がおかれている環境、コンクリートの空気量、強度、ヤング率などを調べて、将来の劣化の進行を予測する。

## (3) コンクリート構造物に内在するマクロな欠陥の検出

設計や施工が適切でなかったために構造物内部に大きな空洞が生じていることなどがあるが、このようなマクロな欠陥は、各種の要因による早期劣化を促進させるばかりでなく、動的荷重を受けた場合の耐力にも影響を及ぼす恐れがある。このような欠陥の検出は、非破壊試験によらなければならない。

非破壊試験法には、放射線法、超音波法、赤外線法などがある<sup>39)</sup>。放射線法は、検査対象をはさんで放射線源とフィルムを設置し透過撮影を行うものであるが、放射線による危険がともなうので取扱いに制限があることや、使用範囲（厚さ）に限度がある。超音波法は、超音波の伝播時間を測定し、健全部と比較することで内部欠陥を推定するものであるが、判定には経験を要する。赤外線法は、検査対象を赤外線カメラで撮影し、放射温度の変化により異質（欠陥）部を推定するものであるが、外的条件の影響を受けやすい。

コンクリート構造物の耐久性診断は、定期点検や、異常が発見された場合に行われる詳細調査に、今後次第に採用されていくものと考えられる。

このほか、耐久性診断に関する文献には、文献40)～44)などがある。

# 5.4 補修および補強

## 5.4.1 塩害により損傷を受けた構造物の補修

塩害により損傷を受けた構造物の補修については、建設省総合開発プロジェクト「コンクリートの耐久性向上技術の開発」における成果に基づいて「塩害を受けた土木構造物の補修指針(案)」<sup>2)</sup>が作成されており、以下にこの概要を示す。

### (1) 損傷度の判定

損傷度を、損傷状況に応じてⅠ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ、無の5段階に区分している。損傷度Ⅰは、鋼材の露出や破断、またはコンクリートの断面欠損が認められる場合であり、緊急に補修が必要な損傷状況である。損傷度Ⅱは、ひびわれ、錆汁、剥離、あるいは剥落が連続的に認められる場合であり、補修が必要な損傷状況である。損傷度Ⅲは、ひびわれ、錆汁、あるいは剥離が部分的に認められる場合であり、一般に補修の要否を判断しにくい場合である。損傷度Ⅳは、ごく軽微なひびわれや錆汁が認められる場合であり、引き続き調査が必要となるような損傷状況である。

### (2) 事前調査

補修および劣化防止は、事前に調査を行わなければならない。その項目は、構造物の劣化損傷の程度、飛来塩分量などの環境要因、施工時の気象・海象条件、および構造物周辺の状況などである。

ここで、補修とは、劣化損傷を生じたコンクリート構造物に対して、コンクリートの劣化損傷部の修復を行い、鋼材の腐食の進行を抑制する対策を講じることをいい、劣化防止とは、塩害による劣化損傷を生じる恐れのある構造物に対して、コンクリート中への塩分の侵入を抑止する対策を講じることをいっている。

### (3) 補修の項目

補修に当っては、以下の項目を行うものとしている。

- ① 劣化したコンクリートや塩分を含んだコンクリートの除去。
- ② 鋼材の防錆。
- ③ コンクリートの除去部および欠損部の断面修復。
- ④ 補修後における塩分の侵入の抑止。

### (4) 工法の選定

- ① 補修は、断面修復とコンクリート表面被覆の組合せで行うのを標準としている。
- ② 劣化防止はコンクリート表面被覆で行うのを標準としている。
- ③ 断面修復に用いる工法は、コンクリートの劣化損傷の部位や範囲、構造物の種類などを考慮して選定することとしている。
- ④ コンクリート表面被覆は、直接外気に接する部分の全面に行うものとし、工法は、環境条件、損傷程度、構造物の種類などを考慮して選定することとしている。

断面修復の工法は、一般に、プレパクトコンクリート工法（図-5.4）、打継コンクリート工法（図-5.5）およびモルタル工法に分類される。コンクリート表面被覆工法は、一般に、塗膜被覆工法（図-5.6）およびモルタル被覆工法（図-5.7）に分類される。

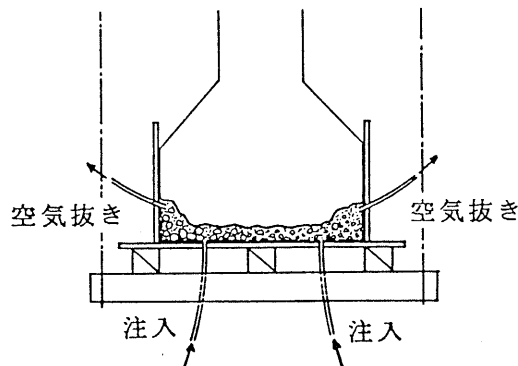


図-5.4 プレパクトコンクリート工法<sup>2)</sup>

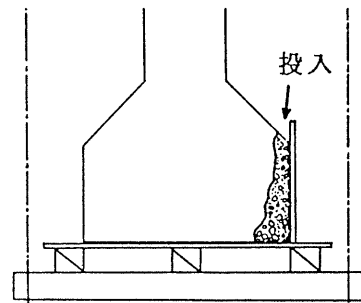


図-5.5 打継コンクリート工法<sup>2)</sup>

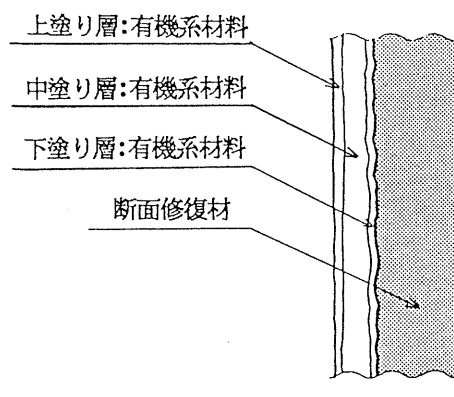


図-5.6 塗膜被覆工法<sup>2)</sup>

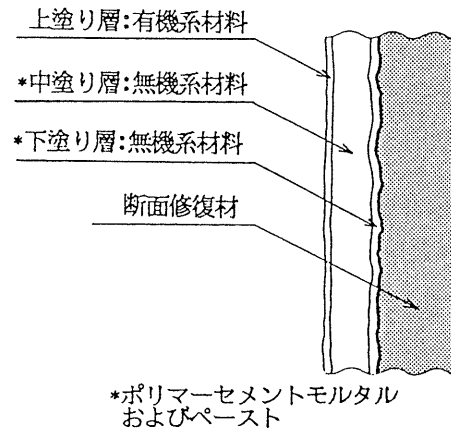


図-5.7 モルタル被覆工法<sup>2)</sup>



## (5) 施 工

断面修復に当っては、劣化損傷部のコンクリートのはつり、はつり面のブラスト処理、鋼材の防錆処理を行う。コンクリート表面被覆に当っては、コンクリート表面などのブラスト処理および素地調整を行う。

このほか、塩害により損傷を受けた構造物の補修に関する文献には、文献45)～47) などがある。

### 5.4.2 中性化したコンクリートの補修<sup>8)</sup>

中性化したコンクリートの補修方法には種々の工法が開発されているが、ここでは一般的な方法による補修の手順を示す。

- ① 劣化コンクリートを除去し、鋼材の防錆処理を行う。
- ② ひびわれに対してエポキシ系などの注入剤を注入する。
- ③ 躯体に浸透剤を含浸させ、コンクリートの強度、透水・透気性を改善する。
- ④ プライマーを塗布してから、ポリマー系セメントなどを用いて埋め戻す。
- ⑤ 炭酸ガスや水の侵入を防ぐために、化粧仕上げを行う。

### 5.4.3 アルカリ骨材反応により損傷した構造物の補修<sup>16)</sup>

アルカリ骨材反応により、ひびわれや変状の損傷を受けた構造物に対する抜本的な対策は未だ確立されていないようである。しかし、実構造物の損傷状況から見ても、同一構造物で雨水などの水分の供給が多い部分は、他の部分に比べて損傷が著しいようであり、コンクリート表面を防水処理し、外部からの水の供給を遮断することは、アルカリ骨材反応抑制の一対策となり得るようである。しかし、損傷を受けている構造物に防水処理を施し、外部からの水を遮断しても、コンクリート内部に水分が内包されているために、この水分によってアルカリ骨材反応が進行する可能性もあり、防水によってどの程度反応が抑制されるかは明確でない。

防水材料を選択するうえで考慮すべき条件を、以下に示す。

- ① 外部からの水を遮断し、コンクリート内部水は蒸発できる材料。
- ② 変状やひびわれの進行に追従できる伸び特性を有する材料。
- ③ 美観を損なわない材料。
- ④ 十分な耐久性を有する材料。

通常用いられている防水工法には、アスファルト防水工法、モルタル防水工法、含浸防水工法、高分子シート防水工法、塗膜防水工法があるが、上記のような要求性能を満足する材料として、シラン、シリコン系材料があると言われている。

### 5.4.4 鉄筋コンクリート床版の補修・補強<sup>46)</sup>

鉄筋コンクリート(RC)床版の補修に当っては、点検結果から床版損傷の要因を明確にするとともに、床版の損傷を補修・補強することによって、耐荷力および耐久性が回復できるかどうかを判断する必要がある。

床版の補修・補強方法を、表-5.1に示す。

鋼板接着工法は、床版下面に鋼板をエポキシ系樹脂とボルトで接合し、既存の床版と一体化させて床版の耐力を増

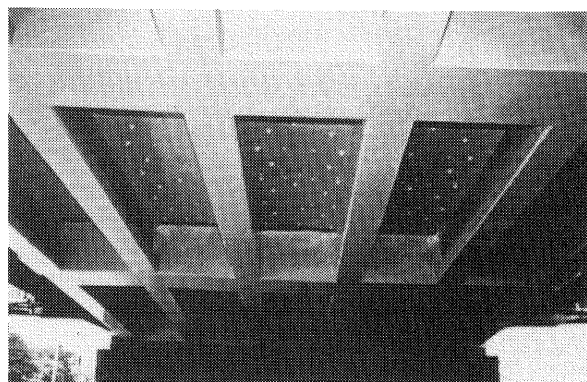


写真 5.1 鋼板接着工法の一例

表一 5.1 床版の補修・補強方法<sup>1)</sup>

|                       | 工 法                                  | 種 別             | 概 要                                                                    | 使用材料                 |
|-----------------------|--------------------------------------|-----------------|------------------------------------------------------------------------|----------------------|
| 直<br>接<br>的<br>方<br>法 | 鋼板接着工法<br>(鋼板巻立て<br>工法)              | 圧 着 工 法         | 補強用鋼板を接着用樹脂により、コンクリート面に圧着させる。                                          | 鋼板, 接着用樹脂            |
|                       |                                      | 注 入 工 法         | 補強用鋼板とコンクリートとの間をスペーサーで保ち, 周縁をシールして樹脂を圧入する。                             | 鋼板, 注入用樹脂            |
|                       | FRP 接着工法                             |                 | コンクリート面に FRP を接着し, 既存部材と一体化させる。                                        | FRP                  |
|                       | プレストレス導入工法                           |                 | 部材の外面に, PC ケーブルを配置して補強する。                                              | PC 鋼材, コンクリート        |
|                       | コンクリート打<br>足し工法<br>(コンクリ<br>ート巻立て工法) | 合成桁(はり)工法       | 旧コンクリート面に鉄筋コンクリート断面を打ち足し, 新旧一体とした合成断面にする。                              | 鉄筋, コンクリート           |
|                       |                                      | 鉄筋増設, モルタル吹付け工法 | 補充鉄筋を既設鉄筋に添加し, モルタルを吹き付け増厚, 補強する。                                      | 鉄筋, モルタル             |
|                       |                                      | 断面増厚工法<br>差筋工法  | 圧縮側にコンクリートを増厚して, 補強する。<br>コンクリート打足し面に差筋し, 打足し部の鉄筋を連結して新旧コンクリートを一体化させる。 | コンクリート<br>鉄筋, コンクリート |
| 間<br>接<br>的<br>方<br>法 | 重ねばり工法                               |                 | コンクリートばりに鋼ばりまたはコンクリートばりを重ね, 新旧両ばりを重ねばりとする。                             | 鋼材, コンクリート           |
|                       | コンクリート打<br>替え工法                      | 部分打替え工法         | 劣化・損傷した局部分を除去して, 新しいコンクリートで打ち替える。                                      | コンクリート               |
|                       |                                      | 全面打替え工法         | 劣化・損傷を含む部材全体を新たに打ち替える。                                                 | コンクリート               |
|                       | 桁増設, 横桁補強工法<br>柱増設工法                 |                 | 縦桁, 横桁, 対傾構などを増設して, 系としての耐荷力を増す。<br><br>既設ばりの中間に柱を増設して, 系としての耐荷力を増す。   | 鋼材<br><br>鋼材, RC, PC |

す工法で, ひびわれ部への樹脂注入もあわせて実施できる。なお, 鋼板接着工法には, 全面鋼板接着工法と短冊鋼板接着工法がある。また, 床版と鋼板の接着方法には, 接着剤を塗布後, 鋼板を床版に押しつけ圧着する圧着法と, 床版と鋼板のすき間に樹脂を注入する注入法がある(写真-5.1)。

このほか, 損傷を受けたRC床版の補修・補強に関する文献には, 文献(48)~(52)などがある。

## 6. あとがき

耐久的なコンクリート構造物をつくるためには, 材料の選択から, 構造の計画, 構造設計, 意匠設計, 施工, 施工管理, および維持・補修までの総合的な知識にもとづき, コンクリート構造物建設のさまざまな段階で, これに関係する技術者がそれぞれ, コンクリート構造物の耐久性向上を考え, その方策を実践することが重要な事項であると思われる。

本文では, コンクリート構造物の耐久性について, これまで調査・研究されてきた成果を取りまとめ, 劣化現象から, 耐久設計, 施工, 耐久性診断, そして補修・補強までを関連づけて紹介しようと意図したものであるが, 十分な内容にはならなかった。しかし, 本文が若い技術者にとってコンクリート構造物の耐久性向上を考えるきっかけになれば幸いである。

本文をまとめるにあたり, 多くの文献を引用させていただいた。筆者の方々に深く謝意を表する次第である。

## 参 考 文 献

- 1) 岡田 清：コンクリートの耐久性，朝倉書店，1986年1月
- 2) 土木研究センター：建設省総合技術開発プロジェクト／コンクリートの耐久性向上技術の開発(土木構造物に関する研究成果)，1989年5月
- 3) 三浦 尚：研究討論会・コンクリート構造物の品質保証，土木学会誌，Vol. 77，No. 15 付録，1992年12月
- 4) 耐久性設計研究委員会：コンクリート構造物の寿命予測と耐久性設計に関する技術の現状，コンクリート工学，Vol. 26，No. 11，1988年11月
- 5) 白山和久：構造物の耐久性設計の現状と展望，コンクリート工学，Vol. 26，No. 11，1988年11月
- 6) 国土開発技術研究センター：建築物の耐久性向上技術シリーズ建築構造編Ⅰ鉄筋コンクリート造建築物の耐久性向上技術，技報堂出版，1986年6月
- 7) 友澤史紀：コンクリート構造物の耐久性設計の考え方 — 建築構造物の場合 — ，コンクリート工学，Vol. 26，No. 11，1988年11月
- 8) 和泉意登志・喜多達夫・前田照信：コンクリート構造物の耐久性シリーズ／中性化，技報堂出版，1986年8月
- 9) 小林一輔：コンクリート構造物の早期劣化と耐久性診断，森北出版，1991年6月
- 10) 小林一輔：コンクリート構造物の耐久性，コンクリート工学，Vol. 23，No. 2，1985年2月
- 11) 大即信明・樫野紀元・片脇清士・小林明夫・宮川豊章：コンクリート構造物の耐久性シリーズ／塩害（Ⅰ），技報堂出版，1986年5月
- 12) 大即信明・樫野紀元・片脇清士・小林明夫・友澤史紀・榊田豊章・宮川豊章：コンクリート構造物の耐久性シリーズ／塩害（Ⅱ），技報堂出版，1991年4月
- 13) セメント協会：耐久性専門委員会報告D-1 耐久性を阻害する要因マップ，1985年4月
- 14) 笠井芳夫：塩化物による鉄筋コンクリートの劣化，コンクリート工学，Vol. 25，No. 11，1987年11月
- 15) プレストレストコンクリート建設業協会：コンクリート橋の塩害補修に関する実態調査報告書，1989年3月
- 16) 小野紘一・河村満紀・田村 博・中野錦一：コンクリート構造物の耐久性シリーズ／アルカリ骨材反応，技報堂出版，1986年5月
- 17) 河村満紀：コンクリートの細孔溶液の組成と耐久性，プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，1990年10月
- 18) セメント協会：コンクリート技術者のためのセメント化学雑論〔増補／アルカリ骨材反応〕，1985年5月
- 19) 山田 実：耐久性診断事例 — 疲労・荷重 — ，コンクリート工学，Vol. 26，No. 7，1988年7月
- 20) 後藤祐司：鋼橋RC床版の破損機構に関する一考察，橋梁と基礎，Vol. 17，No. 8，1983年8月
- 21) 日本道路協会：道路橋の塩害対策指針（案）・同解説，1984年2月
- 22) 土木学会：コンクリート構造物の耐久設計指針（試案），コンクリートライブラリー，第65号，1989年8月
- 23) 岡村 甫：コンクリート構造物の耐久性設計の考え方 — 土木構造物の場合 — ，コンクリート工学，Vol. 26，No. 11，1988年11月
- 24) 関 博・大即信明：コンクリート構造物の耐久性設計の考え方 — 港湾・海洋構造物の場合 — ，コンクリート工学，Vol. 26，No. 11，1988年11月
- 25) 森永 繁：劣化原因からみた耐久性設計の考え方 — 鉄筋腐食 — ，コンクリート工学，Vol. 26，No. 11，1988年11月
- 26) 長谷川寿夫：劣化原因からみた耐久性設計の考え方 — 凍 害 — ，コンクリート工学，Vol. 26，No. 11，1988年11月
- 27) 和泉意登志：構造物の耐久性設計手法例 — 鉄筋のかぶり厚さの信頼性設計手法 — ，コンクリート工学，Vol. 26，No. 11，1988年11月
- 28) 宮本文穂：構造物の耐久性設計手法例 — ファジー集合論を利用した耐久性設計手法 — ，コンクリート工学，Vol. 26，No. 11，1988年11月
- 29) 浅野忠利：耐久性設計と経済性 — 建築物の耐久性と経済性 — ，コンクリート工学，Vol. 26，No. 11，1988年11月
- 30) 渡辺 明：コンクリート構造物の安全性と設計耐用年の考え方，土木学会誌，1987年2月
- 31) 松井繁之・竹内修治・武藤和好：重交通路線におけるRC床版損傷に対する疲労寿命評価と耐久性向上の一考察，橋梁と基礎1992年11月

- 32) 野尻陽一：耐久性と施工の品質，コンクリート工学，Vol. 26，No. 11，1988 年11月
- 33) 中部セメントコンクリート研究会・プレストレストコンクリート建設業協会編：実例で見るP C橋の耐久性向上技術，理工学社，1992年11月
- 34) 高速道路調査会：P C鋼材の使用性に関する調査研究報告書，1986年3月
- 35) 山崎 淳・近藤真一・石橋悦治・材寄 勉：最近におけるP C構造の展開と新材料，第20回P C技術講習会テキスト，プレストレストコンクリート技術協会，1992年2月
- 36) 日本コンクリート工学協会：充填材の品質評価研究委員会中間報告書，1992年12月
- 37) 小林茂敏：耐久性診断の位置付けと考え方 — 土木構造物の場合 — ，コンクリート工学，Vol. 26，No. 7，1988年7月
- 38) 小林一輔：コンクリート構造物の耐久性診断，コンクリート工学，Vol. 26，No. 7，1988年7月
- 39) 首都高速道路技術センター・プレストレストコンクリート建設業協会：コンクリート構造物の点検・検査機器の調査報告書，1988年8月
- 40) 笠井芳夫：耐久性診断の位置付けと考え方 — 建築構造物の場合 — ，コンクリート工学，Vol. 26，No. 7，1988年7月
- 41) 小林豊治：鉄筋腐食にかかわる耐久性の診断手法，コンクリート工学，Vol. 26，No. 7，1988年7月
- 42) 丸 章夫：骨材品質にかかわる耐久性の診断手法 — 岩石・鉱物学的手法 — ，コンクリート工学，Vol. 26，No. 7，1988年7月
- 43) 小野紘一：骨材品質にかかわる耐久性の診断手法 — コンクリート工学的的手法 — ，コンクリート工学，Vol. 26，No. 7，1988年7月
- 44) 宮本文穂：疲労・荷重等にかかわる耐久性の診断手法，コンクリート工学，Vol. 26，No. 7，1988年7月
- 45) プレストレストコンクリート建設業協会：塩害により損傷を受けたコンクリート構造物の補修方法に関する共同研究報告書，1988年9月
- 46) 日本道路協会：道路橋補修便覧，1979年2月
- 47) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の補修工法研究委員会報告書，1992年10月
- 48) 柳田・阪口・音川・小松：道路橋補修の設計・施工，山海堂，1982年12月
- 49) 岡田 清（監訳），成井 信・上阪康雄（共訳）：西ドイツ交通省道路建設局／橋梁その他構造物の損傷事例集報告書1982，土木施工，Vol. 27，No. 9，1986年6月
- 50) 津野和男・泉 満明：コンクリート構造物の耐久性を向上させるための方法と配慮 — 施工および維持補修・補強の面から — 土木構造物の場合，セメントコンクリート，No. 308，1972年10月
- 51) 首都高速道路技術センター：コンクリート構造の補修方法に関する調査研究報告書，1988年3月
- 52) Hoffman, Gary L., 西川和廣・村越 潤（訳）：ペンシルベニア州交通局（Penn DOT）における橋梁点検と補修，橋梁と基礎，1992年11月

## 各地における注目すべき構造物（各開催地域）

### 目 次

|                                                                   |     |
|-------------------------------------------------------------------|-----|
| 東 京： 道路橋の免震設計法マニュアル（案） .....                                      | 101 |
| 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室長 工博 川 島 一 彦                                    |     |
| 仙 台： 東北地方における最近の P C 構造物 .....                                    | 109 |
| 東北大学 教授 三 浦 尚                                                     |     |
| 名古屋： 中部地区の注目すべき P C 構造物 .....                                     | 131 |
| 名城大学 教授 泉 満 明                                                     |     |
| 大 阪： 白屋橋（P C 斜張橋）について .....                                       | 142 |
| 建設省近畿地方建設局大滝ダム工事事務所 所長 細 見 寛                                      |     |
| 高 松： スレンダーな P C 構造物 .....                                         | 151 |
| —バイプレストレッシング工法による千登勢井橋および<br>宇多津吊床版歩道橋—<br>徳島大学工業短期大学部 教授 水 口 裕 之 |     |
| 広 島： 広島新交通 1 号線の工事概要 .....                                        | 164 |
| 広島市建設局都市交通部新交通第三建設事務所 所長 田 中 義 則                                  |     |
| 福 岡： 九州における P C 斜張橋 .....                                         | 178 |
| 九州工業大学工学部 教授 渡 辺 明                                                |     |
| 北海道： 高速道路建設におけるコンクリート橋の省力化工法への取り組み .....                          | 186 |
| 日本道路公団札幌建設局建設部 構造技術課長 河 村 幸 夫<br>日本道路公団札幌建設局建設部 構造技術課長 代理 太 田 哲 司 |     |



# 道路橋の免震設計法マニュアル(案)

建設省土木研究所地震防災部耐震研究室長 工博 川 島 一 彦

## 1. まえがき

建設省土木研究所と民間25グループ28社は、平成元年度から平成3年度まで「道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究」を行った。これは、特殊な長大橋ではなく一般橋クラスの橋を対象として、長周期化とエネルギー吸収を基本とする免震設計システムを開発することを目的として実施したものである。

3か年の研究成果をもとに「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」を取りまとめたので、その概要を報告する。

## 2. マニュアル(案)の性格と構成

このマニュアル(案)は、免震装置を用いることにより、道路示方書Ⅴ耐震設計編の「8章 地震の影響の低減を期待する構造」に規定される「慣性力の低減を期待する構造」を採用する場合の耐震設計法及び構造細目を示すものである。また、既存橋の耐震補強や桁連結による多径間連続化についても示している。ただし、本マニュアル(案)は、共同研究の成果をマニュアルふうにとまとめたもので、行政上の示方書や指針ではなく、単なる研究成果である。

マニュアル(案)の構成は、以下に示す通りであり、本文9章、参考資料10章からなっている。

1章 総 則

2章 免震装置の基本方針

3章 免震設計

4章 免震装置の設計

5章 動的解析による照査

6章 免震設計を用いる場合の構造細目

7章 免震装置の性能確認試験方法

8章 免震設計を用いた耐震補強

9章 免震装置を用いた単純桁の連続化

参考資料―1 道路橋の免震設計の手順

参考資料―2 免震装置の設計例

参考資料―3 動的解析に関する検討例

参考資料―4 免震橋梁用伸縮装置・落橋防止装置

参考資料―5 P C橋に対する免震設計の適用性

参考資料―6 鋼橋に対する免震設計の適用性

参考資料―7 超多径間連続橋に対する免震設計の適用性

参考資料―8 耐震補強に対する免震設計の適用性

参考資料―9 単純桁の多径間連続化に対する免震設計の適用性

参考資料―10 時刻歴応答解析(地震時保有水平耐力法)に用いる標準地震入力例

### 3. 免震設計の基本方針

免震設計の採用が有効かどうかは、長周期化およびエネルギー吸収性能の向上の効果を常時及び地震時の両面から検討した上で判断しなければならない。免震設計が適しているのは、以下の場合である。

- 1) 地盤が健硬で、基礎周辺地盤が地震時に安定している場合
- 2) 下部構造の剛性が高く、橋の固有周期が特に長くない場合
- 3) 多径間連続で、地震時の桁の変位が他の温度変化等による桁の変位に比較して、相対的に問題とはならない場合

なぜ、このような場合に免震設計が有効かは、どのような場合に免震設計を採用してはならないかと関連しているので、これについて少し説明しよう。

免震設計では、桁をアイソレーターで柔らかく支持するが、これは下部構造と独立に桁が振動できるようにすることであるから、橋の不静定次数を下げることである。周辺地盤が液状化等の不安定を生じる場合には、橋の静定次数を高めた方が有利であり、このような場合には免震設計を採用してはならない。

免震設計では、桁をアイソレーターで柔らかく支持し、長周期化を図る。したがって、橋脚が高くもともと長周期の橋では、免震効果は低い。免震設計が有効なのは、固有周期が特に長くない普通の橋である。なお、免震設計では、免震橋の固有周期が、免震装置を用いた場合の2倍程度以上になるようにする必要がある。免震化された上部構造の固有周期と下部構造の固有周期がこの程度に離れていれば、上部構造と下部構造の連成振動の影響は小さく、橋に生じる変位は主として免震装置に集中する。

どこまで長周期化するかという点が、米国やニュージーランドの免震設計と大きく異なっており、本マニュアル(案)の大きな特徴の一つとなっているので、これについて、少し説明を加えよう。ニュージーランドや米国では、少し長周期化すると設計地震力が大幅に下がるような設計体系になっているため、アイソレーターによる長周期化が免震設計の中心となっている。これに対して、我国の道路橋示方書では、設計水平震度が固有周期の $2/3$ 乗に反比例して低下する固有周期が、Ⅰ種地盤では1.1秒、Ⅱ種地盤では1.3秒、Ⅲ種地盤では1.5秒、米国やニュージーランドと比較すると非常に安全側に長く取られている。このため、我国ではこうした固有周期よりもさらに固有周期を長くとりないと長周期化による慣性力の低減は見込めない。

一方、長周期化すると桁に生じる慣性力は低下するが、反対に桁の変位は増大する。このため、桁と桁、あるいは、桁と橋台間の遊間を大きく取らないと、桁と桁あるいは桁と橋台が衝突することになる。しかし、遊間を大きくすると伸縮継手も大きくしなければならない。こうすると、ここで車両の走行による大きな騒音や振動が生じるだけでなく、維持管理上の問題も大きい。このため、道路橋では桁端の処理の問題からあまり長周期化することは好ましくない。

したがって、我国における道路橋では、米国やニュージーランドのように主としてアイソレーターによる長周期化によって地震力を低減するのではなく、主としてダンパーによる減衰性能の向上によって地震力を低減するとともに、分散査として地震力を分散するのが有効である。すなわち、

- 1) 免震支承の剛性を変えることにより、下部構造ごとに望み通りの地震力の分散を図りつつ、免震支承の導入により減衰性能を向上させて地震力の低減を図る。
- 2) 無理に長周期化するのではなく、地震力の配分とのバランスをとりつつ、地盤との共振を避けるように固有周期を調節する。

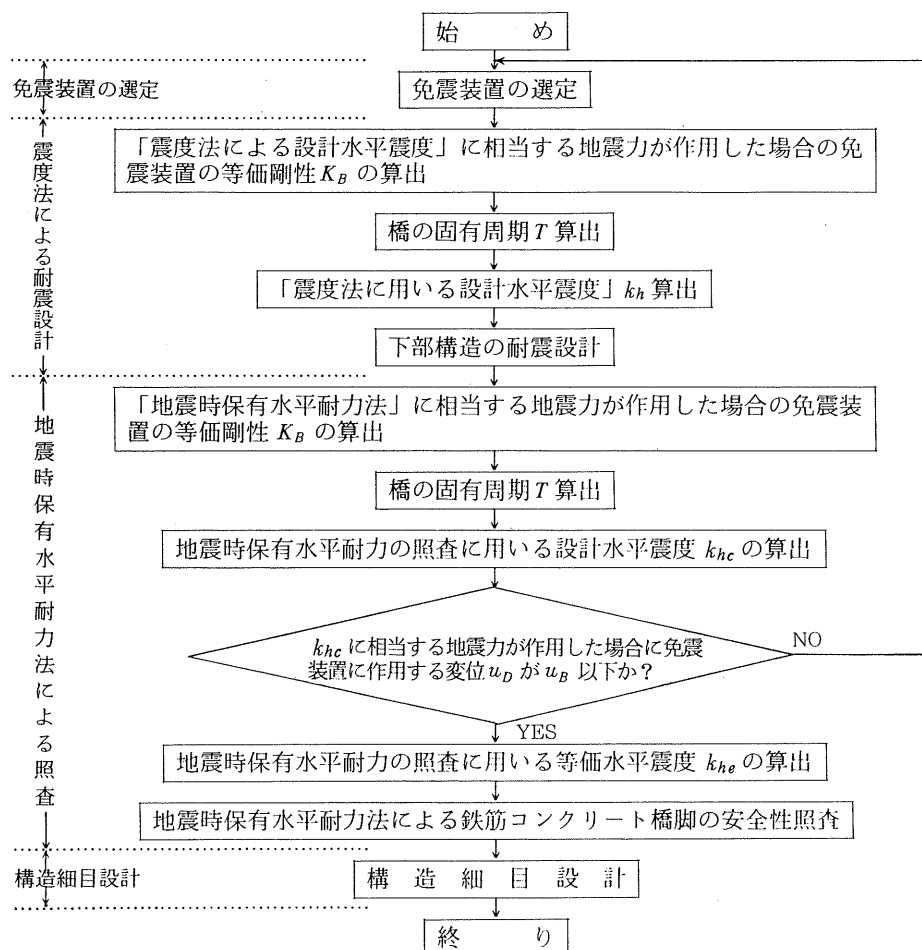
このような点が、米国やニュージーランドと比較して今回提案した免震設計の最も異なっている点である。

最後に、免震設計が多径間連続橋に向いているのは、横方向に柔らかいアイソレーターで桁を支持するため、温度変化による桁の伸縮を吸収しやすく、容易に弾性固定支承としての長所が発揮できるためである。反対に、単純橋に対しては、免震設計のメリットは少ない。



## 4. 免震設計の手順

免震設計といっても特別な解析をするわけではない。免震設計の手順は以下のとおりである（図－１参照）。



図－１ 免震設計のフロー

- 1) 橋本体は、免震装置をこれと同じ等価剛性を有する等価線形ばねによってモデル化し、この部材の減衰定数を等価減衰定数  $h_B$  として、静的フレーム法により設計する。これは、従来の“弾性固定”の橋の耐震設計と同じである。
- 2) 免震装置の減衰特性を考慮して橋全体系の1次振動モードの減衰定数  $h$  を式(1)で算出する。

$$h = \frac{\sum K_{Bi} \cdot u_{Bi}^2 \left( h_{Bi} + \frac{h_{pi} \cdot K_{Bi}}{K_{pi}} + \frac{h_{Fui} \cdot K_{Bi}}{K_{Fui}} + \frac{h_{F\theta i} \cdot K_{Bi} H^2}{K_{F\theta i}} \right)}{\sum K_{Bi} \cdot u_{Bi}^2 \left( 1 + \frac{K_{Bi}}{K_{pi}} + \frac{K_{Bi}}{K_{Fui}} + \frac{K_{Bi} \cdot H^2}{K_{F\theta i}} \right)} \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここで、 $h_{Bi}$ ： $i$  番目の免震装置の等価減衰定数、 $h_{pi}$ ： $i$  番目の下部構造の減衰定数、 $h_{Fui}$ ： $i$  番目の基礎の並進の減衰定数、 $h_{F\theta i}$ ： $i$  番目の基礎の回転の減衰定数、 $K_{Bi}$ ： $i$  番目の免震装置の等価剛性、 $K_{pi}$ ： $i$  番目の下部構造の等価剛性、 $K_{Fui}$ ： $i$  番目の基礎の並進ばね定数、 $K_{F\theta i}$ ： $i$  番目の基礎の回転ばね定数、 $u_{Bi}$ ： $i$  番目の免震装置の設計変位、 $H$ ：フーチング上面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ、である。

3) 上記 2) により算出した減衰定数  $h$  に応じて震度法に用いる設計水平震度  $k_h$  は式 (2) 及び (3) により、また、地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度  $k_{h0}$  は式 (4) 及び (5) により算出する。

$$k_h = c_2 \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{h0} \geq 0.1 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ただし、

$$c_T \cdot c_E \geq 0.8 \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$k_{h0} = c_Z \cdot c_I \cdot c_R \cdot c_E \cdot k_{h00} \geq 0.3 \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$k_{he} = k_{h0} / \sqrt{(2u - 1)} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 $c_Z$ ：地域別補正係数 (表一 1 参照)、 $c_G$ ：地盤条件別補正係数 (表一 2 参照)、 $c_I$ ：重要度別補正係数 (表一 3 参照)、 $c_T$ ：固有周期別補正係数 (表一 4 参照)、 $c_R$ ：振動特性別補正係数 (表一 5 参照)、 $k_{h0}$ ：震度法に用いる標準設計水平震度 (= 0.2)、 $k_{h00}$ ：地震時保有水平耐力法に用いる標準設計水平震度 (= 1.0)、 $u$ ：RC 橋脚の許容じん性率である。これらはいずれも道路橋示方書に規定される通りである。

表一 1 地域別補正係数  $c_Z$

| 地域区分 | 補正係数 $c_Z$ | 対 象 地 域                                                                                                                 |
|------|------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| A    | 1.0        | 下記 2 地域以外の地域                                                                                                            |
| B    | 0.85       | 「Z の数値、 $R_t$ 及び $A_i$ を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が振定する基準」(昭和55年11月27日建設省告示第1793号)第 1 項 (Z の数値) 表中 (二) に掲げる地域         |
| C    | 0.7        | 「Z の数値、 $R_t$ 及び $A_i$ を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」(昭和55年11月27日建設省告示第1793号)第 1 項 (Z の数値) 表中 (三) および (四) に掲げる地域 |

表一 2 地盤別補正係数  $c_G$

| 地盤種別       | I 種 | II 種 | III 種 |
|------------|-----|------|-------|
| 補正係数 $c_G$ | 0.8 | 1.0  | 1.2   |

表一 3 重要度別補正係数  $c_I$

| 重要度の区分 | 補正係数 $c_I$ | 対 象 と な る 橋                                     |
|--------|------------|-------------------------------------------------|
| 1 級    | 1.0        | 高速自動車国道、一般国道、主要地方道の橋。<br>一般都道府県道および市町村道のうち重要な橋。 |
| 2 級    | 0.8        | 上記以外の橋                                          |

表一 4 固有周期別補正係数  $c_T$

| 地盤種別  | 固有周期 $T$ (s) に対する $c_T$ の値                                 |                                        |                                    |
|-------|------------------------------------------------------------|----------------------------------------|------------------------------------|
| I 種   | $T < 0.1$<br>$c_T = 2.69 T^{1/3}$<br>ただし、 $c_T \geq 1.00$  | $0.1 \leq T \leq 1.1$<br>$c_T = 1.25$  | $1.1 < T$<br>$c_T = 1.33 T^{-2/3}$ |
| II 種  | $T < 0.2$<br>$c_T = 2.15 T^{1/3}$<br>ただし、 $c_T \geq 1.00$  | $0.2 \leq T \leq 1.3$<br>$c_T = 1.25$  | $1.3 < T$<br>$c_T = 1.49 T^{-2/3}$ |
| III 種 | $T < 0.34$<br>$c_T = 1.80 T^{1/3}$<br>ただし、 $c_T \geq 1.00$ | $0.34 \leq T \leq 1.5$<br>$c_T = 1.25$ | $1.5 < T$<br>$c_T = 1.64 T^{-2/3}$ |

表一 5 振動特性別補正係数  $c_R$

| 地盤種別  | 等価固有周期 $T_{EQ}$ (s) に対する $c_R$ の値                                   |                                             |                                                 |
|-------|---------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------|-------------------------------------------------|
| I 種   | $T_{EQ} \leq 1.4$<br>$c_R = 0.7$                                    |                                             | $1.4 < T_{EQ}$<br>$c_R = 0.876 T_{EQ}^{-2/3}$   |
| II 種  | $T_{EQ} < 0.18$<br>$c_R = 1.51 T_{EQ}^{1/3}$<br>ただし、 $c_R \geq 0.7$ | $0.18 \leq T_{EQ} \leq 1.6$<br>$c_R = 0.85$ | $1.6 < T_{EQ}$<br>$c_R = 1.16 T_{EQ}^{-2/3}$    |
| III 種 | $T_{EQ} < 0.29$<br>$c_R = 1.51 T_{EQ}^{1/3}$<br>ただし、 $c_R \geq 0.7$ | $0.29 \leq T_{EQ} \leq 2.0$<br>$c_R = 1.0$  | $2.0 < T_{EQ}$<br>$c_R = 1.59 T_{EQ}^{3/2-2/3}$ |

$c_E$  がマニュアル(案)で新しく導入された免震装置のエネルギー吸収特性に基づく補正係数で、式(1)によるモード減衰定数  $h$  に応じて、震度法に用いる場合には表-6 の値を、また、地震時保有水平耐力法に用いる場合には表-7 の値を用いる。すなわち、免震装置によるエネルギー吸収性能があるレベルを超えていれば、震度法では最大10%まで、地震保有水平耐力法では最大30%までの設計地震力の低減を許そうというものである。

表-6 橋の減衰定数  $h$  に基づく補正係数  $C_E$  (震度法)

| 橋の減衰定数 $h$   | 橋の減衰定数 $h$ に基づく補正係数 $C_E$ |
|--------------|---------------------------|
| $h < 0.1$    | 1.0                       |
| $h \geq 0.1$ | 0.9                       |

表-7 橋の減衰定数  $h$  に基づく補正係数  $C_E$  (地震時保有水平耐力法)

| 橋の減衰定数 $h$           | 橋の減衰定数 $h$ に基づく補正係数 $C_E$ |
|----------------------|---------------------------|
| $h < 0.1$            | 1.0                       |
| $0.1 \leq h < 0.12$  | 0.9                       |
| $0.12 \leq h < 0.15$ | 0.8                       |
| $0.15 \leq h$        | 0.7                       |

- 4) 免震支承は、上記 3) の免震設計を満足するように設計・製作する。免震装置の設計では、震度法と地震時保有水平耐力法の両者を用いる。
- 5) 動的解析で耐震性を照査するのが望ましい。解析モデルは上記 1) と同じモデルとし、減衰定数は上記 2) で算出した値を用いる。
- 6) 一般橋と同じように、鉄筋コンクリート橋脚に対しては、地震時保有水平耐力を照査するのが望ましい。

## 5. 免震装置の設計

### 〔1〕 免震装置の設計変位

免震装置に水平方向の地震力を作用させると、免震装置はせん断変形するが、この時の水平力とせん断変位の関係は、一般にバイリニア型の力学特性を示す。免震設計では、これを図-2 に示すように等価線形化し、地震時に免震装置に生じる変位に相当する等価剛性  $K_B$  及び等価減衰定数  $h_B$  を用いる。式(6)及び(7)で算出される免震装置に生じる地震時の変位  $u_B$  (免震装置の設計変位と呼ぶ) は、免震装置の設計に重要なパラメータである。

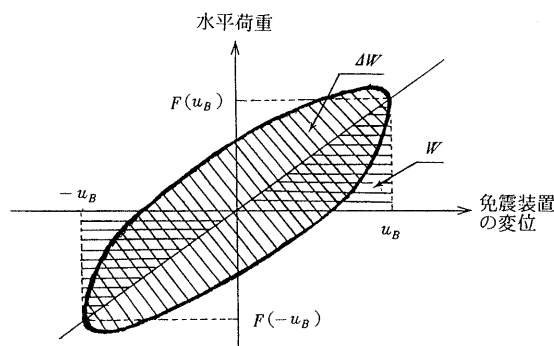


図-2 免震装置の等価剛性及び等価減衰定数

$$u_B = \frac{h_h \cdot W_u}{K_B} \quad (\text{震度法の場合}) \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$u_B = \frac{k_{ho} \cdot W_u}{K_B} \quad (\text{地震時保有水平耐力法の場合}) \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 $h_h$  : 式(2)による震度法に用いる設計水平震度、 $k_{ho}$  : 式(4)による地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度、 $W_u$  : 免震装置が水平力を分担する上部構造部分の重量である。

### 〔2〕 免震装置の動的特性

免震効果を確実に得るためには、以下の動的特性を満足しなければならない。

- (1) 免震装置を設計・製作する際には、これが免震設計で想定した特性とかけ離れると設計で想定した通りの慣性

力の低減が得られない。このため、免震装置の等価剛性  $K_B$  及び等価減衰定数  $h_B$  等の平均値は設計値に対して  $\pm 10\%$  以内にあるように設計・製作しなければならない。

(2) 免震装置は、慣性力の低減を図る上で重要な構造部材であるから、関東地震級の大規模地震時にも破断等の損傷を生じてはならない。このため、式(7)によって計算される免震装置の設計変位  $u_B$  による50回の正負連続くり返し载荷に対して、損傷を受けてはならない。

(3) 地震終了後に免震装置に大きな残留変位が残ると、震後の橋の使用性を損なう。このため、式(7)による免震装置の設計変位  $u_B$  を与えた状態から自然に免震装置を解放した状態で、5秒後に免震装置に残る最大残留変位  $u_{BR}$  は、式(8)を満足しなければならない。

$$u_{BR} \leq 0.10 \times u_B \quad \dots\dots\dots (8)$$

(4) 免震装置に作用する常時荷重が変動したり、温度変化等の環境が変化しても免震装置は所期の免震効果を保持しなければならない。また、免震装置は、地震時のくり返し载荷時の影響に対しても等価剛性  $K_B$  及び等価減衰定数  $h_B$  が安定したものでなければならない。

### 〔3〕 免震装置の静的特性

免震装置が常時に安定したものであるためには、以下の静的特性を満足しなければならない。

(1) 免震装置は、材料、機構などの面から長期的に安定して使用できるものでなければならない。また、温度変化に伴う橋の伸縮の影響を受けるので、これによるくり返し変位に対して安定でなければならない。

(2) 免震装置は、上部構造の死荷重により生じる局部せん断ひずみに対して安定した構造でなければならない。

(3) 上部構造の死荷重によって生じる免震装置のクリープによる圧縮変形量は、ゴム総厚の5%以下でなければならない。

(4) 温度が  $-10^\circ\text{C}$  の時と  $40^\circ\text{C}$  の時の免震装置の等価剛性の比は、1.5以下でなければならない。

(5) 免震装置は、風荷重等の地震の影響以外の水平荷重に対して有害な変位を生じないように十分な初期剛性を有するものでなければならない。

## 6. 免震設計を用いる場合の構造細目

### 〔1〕 桁端の遊間

桁端部には、図-3に示すように、式(9)による遊間  $S_B$  (cm) を設けなければならない。

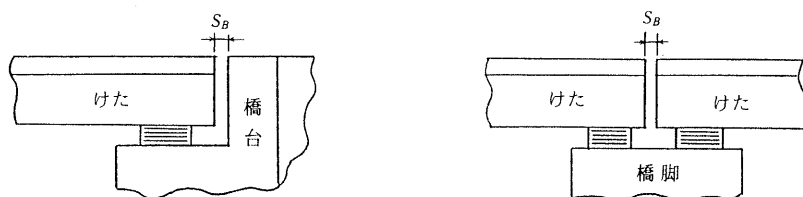


図-3 けた端部の遊間

$$S_B = \begin{cases} 10 + u_B & \text{(けたと橋台間)} \\ 10 + \sqrt{u_{B1}^2 + u_{B2}^2} & \text{(隣接する桁間)} \end{cases} \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここで、 $u_B$  : 橋台上における式(6)による震度法に用いる免震装置の設計変位(cm)、 $u_{B1}$ 、 $u_{B2}$  : 隣接する桁における式(6)による震度法に用いる免震装置の設計変位(cm)である。

## 〔2〕 落橋防止構造

桁端部においては、地震時における落橋を防止するために、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に規定される落橋防止装置を設けるとともに、図-4に示すように桁端から下部構造頂部縁端までの桁の長さ  $S_E$  (cm) をとらなければならない。ここで、 $S_E$  は、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に規定される長さか、式(10)で与えられる長さの、いずれか大きい方の値とする。

$$S_E = 70 + u_B \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここで、 $u_B$ ：橋台上における式(7)による地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位(cm)である。

また、免震装置には、移動制限装置を設けなくてもよい。これは、免震装置が式(7)による地震時保有水平耐力法に用いる設計変位  $u_B$  まで安定して抵抗できるように設計されているためである。

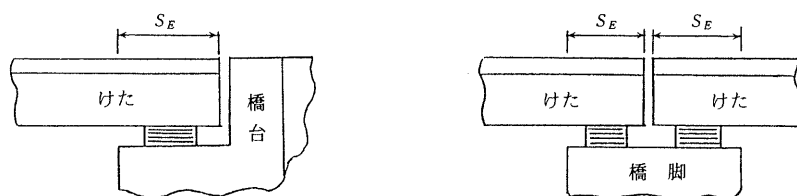


図-4 けた端部から下部工頂部端までの長さ  $S_E$

## 〔3〕 伸縮装置の構造細目

伸縮装置は、地震時の桁の動きに追従して伸縮できる構造にしなければならない。地震に対する伸縮装置の設計遊間  $L_E$  (cm) 式(11)による。

$$L_E = u_B + L_A \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここで、 $u_B$ ：式(6)による震度法に用いる免震装置の設計変位 (cm)、 $L_A$ ：免震装置の設置誤差などを考慮した余裕量 (cm) である。 $L_A$  としては、一般に 30 mm 程度をとるのがよい。

## 7. 免震装置の性能確認試験法

免震装置は、免震設計の重要な要素となるものであるから、設計で設定した特性が確実に発揮できるものでなければならない。免震装置のエネルギー吸収機構にはいろいろなものがあるが、主要なものを挙げると、変位依存型、摩擦型、速度依存型に分類される。したがって、マニュアル(案)では、こうした3種類の構造特性に分けて性能確認試験方法を示している。

性能試験法には、免震装置の動的特性に関するものと静的特性に関するものがある。両者の主要な試験法を示すと以下ようになる。

### 〔1〕 免震装置の動的特性

5.〔2〕に示した免震装置の動的特性を確認するために、以下の試験を行うのがよい。

(1) 設計に用いた等価剛性  $K_B$  及び等価減衰定数  $h_B$  を確認するための試験

- (2) 地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位  $u_B$  による50回の正負連続くり返し載荷試験
- (3) 免震装置に生じる残留変位(式(7)による)を確認するための試験
- (4) 常時荷重の変動、温度変化等の環境条件に対する安定性を確認するための試験
  - a) くり返し載荷に対する安定性
  - b) 履歴経験に対する安定性
  - c) 支圧応力度の変化に対する安定性
  - d) 変形速度の変化に対する安定性
  - e) 静的予変位に対する安定性
  - f) 温度変化に対する安定性

## 〔2〕 免震装置の静的特性

5.〔3〕に示した免震装置の静的特性を確認するために、以下の試験を行なうのがよい。

- (1) 温度変化にともなう常時のくり返し変位に対する耐久性  $K_B$  を確認するための試験
- (2) クリープによる圧縮変形量を確認するために試験
- (3) 温度変化が  $-10^{\circ}\text{C}$  の時と  $40^{\circ}\text{C}$  の時の免震装置の等価剛性  $K_B$  を確認するための試験

## 8. 免震装置を用いた耐震補強

免震設計により地震力を低減できれば、下部構造の耐震補強に免震設計が適用できる場合がある。下部構造の耐震補強に免震設計を適用する場合も、設計の考え方は新設橋の場合と同じであるが、特に以下の条件を満足するものでなければならない。

- 1) 下部構造の耐力が正確に算定できること。
- 2) 鉄筋コンクリート橋脚において、曲げ破壊よりもせん断破壊が先行しないこと
- 3) 鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋団落し部でせん断破壊を起こさないこと

多径間単純橋の下部構造の耐震補強に免震設計を適用する場合には、桁連結を併用するのがよい。これは、桁連結により、橋全体の不静定次数を上げ、伸縮装置の個数を減らすことができるためである。

## 9. あとがき

以上が、道路橋の免震設計法マニュアル(案)の概要である。諸外国のように長周期化を中心とした地震力の低減ではなく、減衰性能の向上を中心とした慣性力の低減と、さらに、反力分散沓としての地震力の分散を取り入れたわが国独自の免震設計法を提案した。ここでは、減衰性能の度合に応じて、道路橋示方書に規定される地震力を震度法では最大10%、地震時保有水平耐力法では最大30%まで低減した値を用いることを提案の中心としている。

本マニュアル(案)が、わが国における道路橋の免震設計の発展に少しでも役立てば幸いである。

## 参考文献

- 1) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，平成4年3月

# 東北地方における最近のPC構造物

東北大学 教授 三 浦 尚

## 1. はじめに

最近のPC橋の建設において、本来の使用目的に応じた機能性、架橋地点の立地条件、経済性等の他にその周辺の環境に調和した景観設計が重視されている。そのためにはコンクリートの特性である重量感、自由度のある成形、上下部工一体感覚、自然素材に近い表面と色などの長所を生かした構造物を目指すべきである。また、近年の建設労働者の不足、現場環境及び生産性の向上のためプレキャストブロック化された橋梁が多く計画、施工されている。

## 2. 施工事例

### 2-1 斜張橋

斜張橋は通常主桁、塔、斜材の3要素から構成されており、主桁、塔は主として圧縮部材として、斜材は引張部材として用いられる。この形式は、桁橋形式よりも長い支間( $L > 150\text{ m}$ )に対して特に有利性が発揮されると言われるが、塔を持つという形状の特殊性から橋梁がランドマークとして利用される効果もある。PC斜張橋は、圧縮部材に圧縮力に強いコンクリートを使用し、引張部に高張力鋼材を使用するので、それぞれの材料の特性を生かした極めて合理的な構造物であると言える。

また、鋼斜張橋と比較して次の様な利点がある。

- 1) 主桁の剛性が高いので活荷重によるたわみや応力変動が小さく、騒音、振動等の公害も少なくなる。
- 2) 構造減衰が大きく耐震性に優れている。
- 3) 耐風安定性に優れている。
- 4) メインテナンスに要する費用が少なく経済的である。

#### 2-1-1 まつかわうら 松川浦大橋

松川浦大橋は福島県松川浦県立自然公園の特別指定区域内にあり、松川浦航路上に架かる新設橋である。構造形式は、地元相馬市が当区域を海洋性レクリエーションの基地として期待していること、漁船の航路上であること等総合的に判断して、景観的に優れるPC斜張橋が採用された。

橋 名：松川浦大橋

橋 長：286.600m

支 間 割：70.0+145.0+70.0(斜張橋部)

有効幅員：7.250+2.250

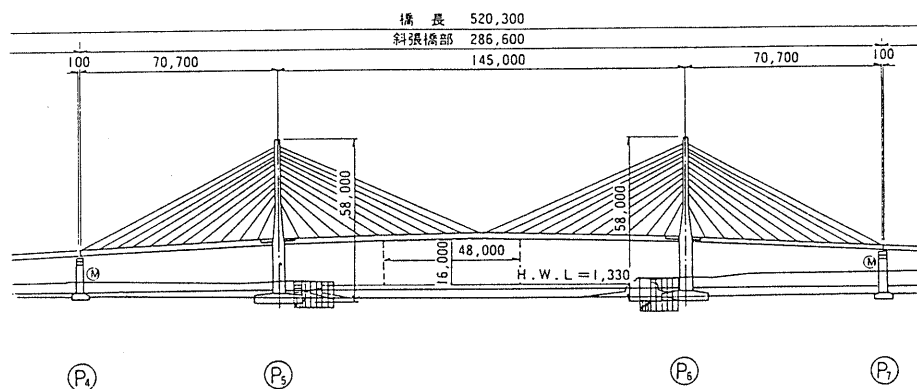
荷 重：TL-20

発 注 者：福島県

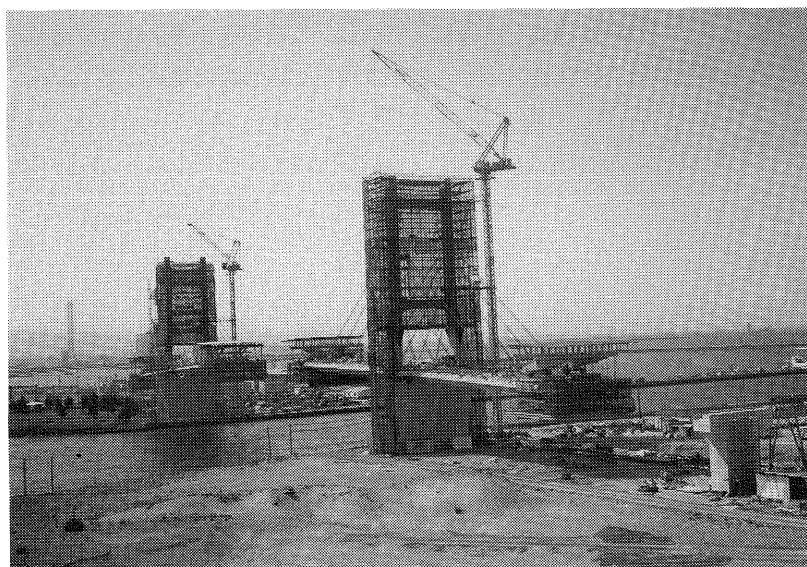
構造形式：3径間連続斜張橋

施工場所：福島県相馬市

架設工法：張出し架設工法



図—1 側面図



写真—1 施工中

## 1—2—2 はるた 春田橋

春田橋は、阿武隈川水治水計画の一環として福島県郡山市の東方の三春町に建設される三春ダムによって付け替えられる県道谷田川～三春線に計画された湖面橋で、貯水池のほぼ中央部を横架するPC斜張橋である。

本橋は、橋長218m、橋脚高60m、主塔高52m、全高約120mとなり、我が国でも有数の規模となるPC斜張橋である。主塔の形状は「三春」の“春”をイメージしており、三春ダム貯水池の大きなシンボルとして、人々に親しまれ愛されるものとして期待されている。

橋 名：春田橋

橋 長：218.000m

支 間 割：108.15+108.15

有効幅員：7.250+2.500

荷 重：TL-20

発 注 者：東北地方建設局

構造形式：2径間連続PC斜張橋

施工場所：福島県三春町

架設工法：張出し架設工法



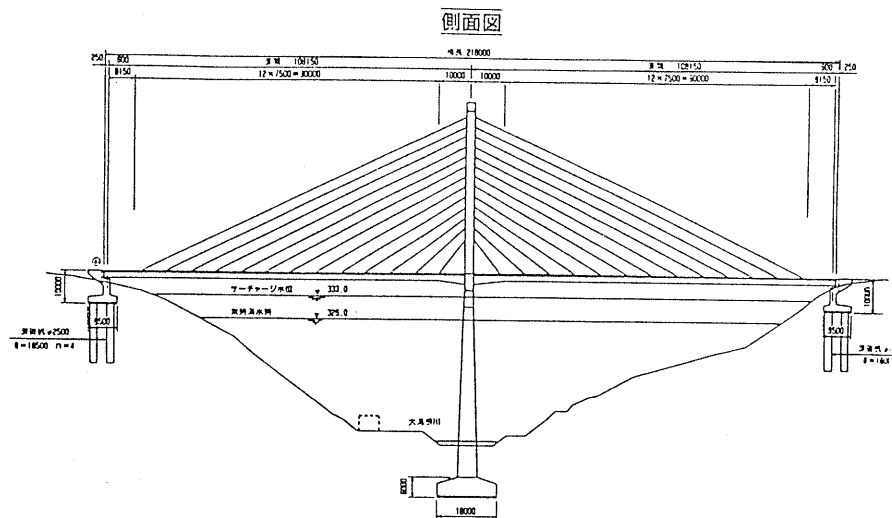


図-2 側面図

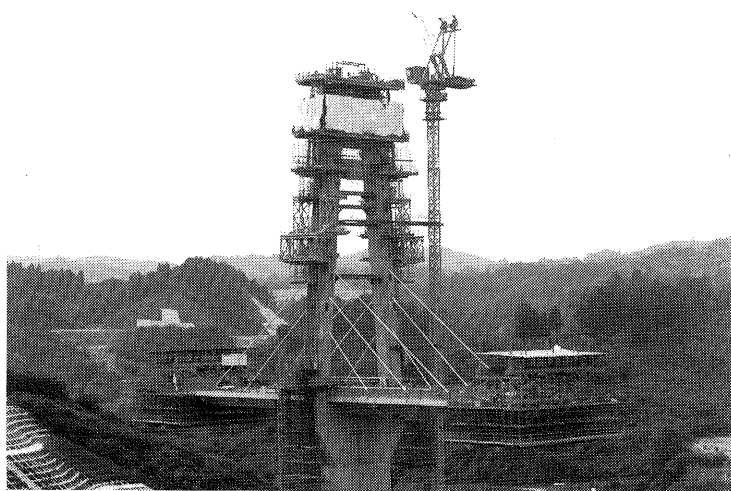
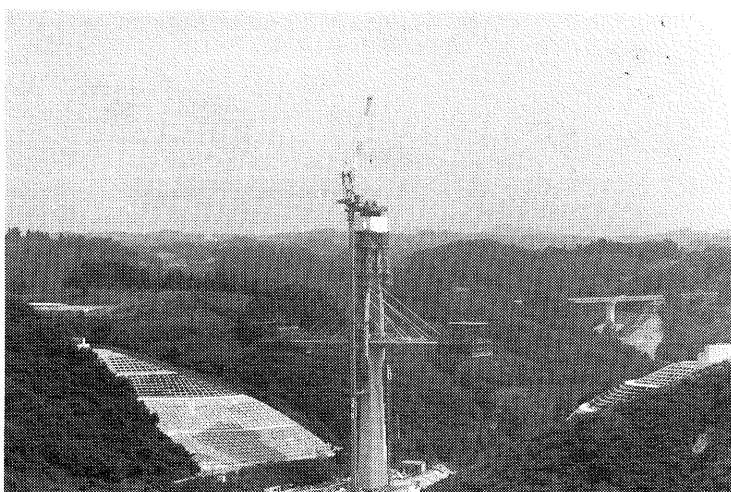


写真-2 施工中

## 2-2 片持架設工法による橋梁

片持架設工法は、片持架設移動作業車（以下作業車という）により、橋脚から左右にバランスをとりながら順次張出し施工をしていく工法で、特に支保工施工が不可能な山間溪谷、河川、海上、交通量の多い道路上などでの橋梁建設に適し、しかも、橋梁規模に対し架設機械が大規模とならないため、長大スパン橋梁により有利な工法である。

また、橋梁形式も桁橋のみならず、斜張橋、トラス橋、アーチ橋にも適用されている。

その他この工法の特長としては、

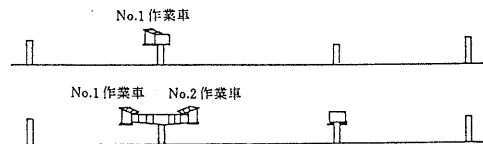
- 1) ほとんどの作業が全天候型の作業車内で行われるため、気象条件に制約を受けず、品質管理、工程管理などが確実にこなえる。
- 2) 各ブロックが同一工程の繰り返し作業であるため、作業員の熟練が早く、正確な作業とともに作業の能率化（省力化）がはかれる。
- 3) 2～4mのブロックに分けて施工するため、桁高を変化させ、桁自身を変断面にして重量を低減させることが容易にできる。
- 4) 各ブロックごとに誤差の修正が可能なので、出来形精度を高めることができる。

などがあげられる。

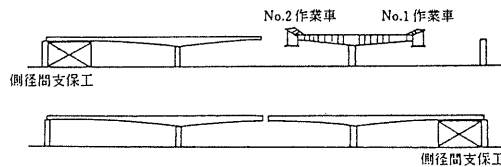
- ① 最初に橋脚上の柱頭部を支保工により施工する。



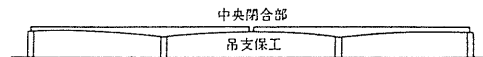
- ② 完成した柱頭部にNo.1作業車を組立て、第一ブロックを施工する。No.1作業車を1ブロック分前進させた後、No.2作業車を反対側に組立て、第一ブロックを施工する。以後、バランスをとりながら両方向に張出し施工する。併行して次の柱頭部の施工を行う。



- ③ 張出し施工が終わったら引続き側径間部を支保工施工する。作業車は次の柱頭部に転用し、最初と同様の手順により施工を行う。



- ④ 張出部、側径間部の施工が終わったら、中央閉合部を吊支保工により施工する。



- ⑤ 最後に橋面工を施工して完成となる。

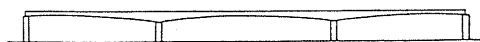


図-3 P C 桁橋の施工順序

### 2-2-1 滑川橋

滑川橋は関沢 I C～山形北 I C間の蔵王国定公園内に位置し、一級河川滑川、一般国道286号を跨ぐ縦断勾配約5%、横断勾配5%、最小平面曲線半径 R = 540 m、橋長 598.5m を有する P C 3 径間連続ラーメン箱桁橋と P C 6 径間連続ラーメン箱桁橋からなっている。

橋梁形式は計画設計において、地形条件及び河川、国道に対する橋脚の立地条件により決定され、施工方式は橋脚高が高く、平面線形 540m であるため移動式作業車を用いた片持架設工法での施工となった。

橋 名：滑川橋

橋 長：598.500m

支 間 割：80.2 + 128.5 + 80.2, 2 @ 49.2 + 4 @ 52.0

有効幅員：12.000

荷 重：T T - 43, T L - 20

発 注 者：日本道路公団

構造形式：(3 + 6) 径間連続ラーメン箱桁橋

施工場所：山形県山形市

架設工法：片持架設工法

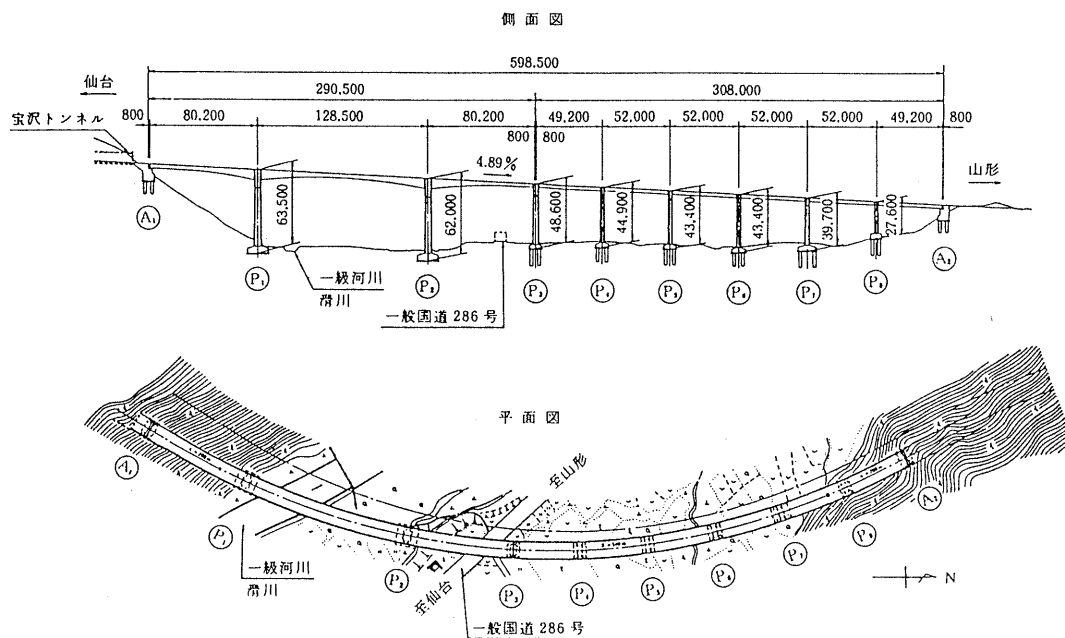


図-4 全体図

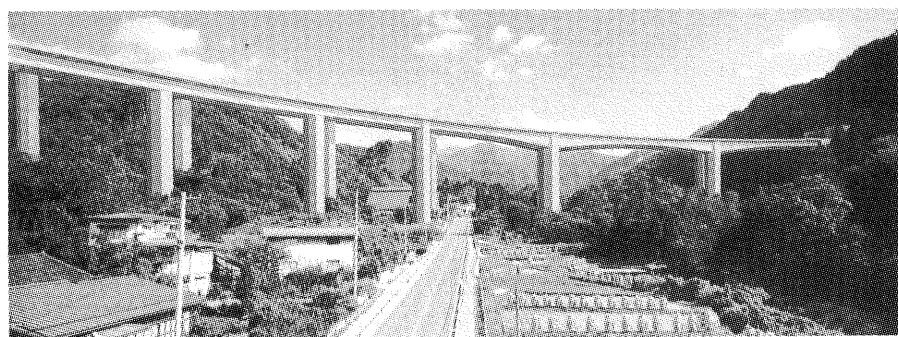


写真-3 全 景

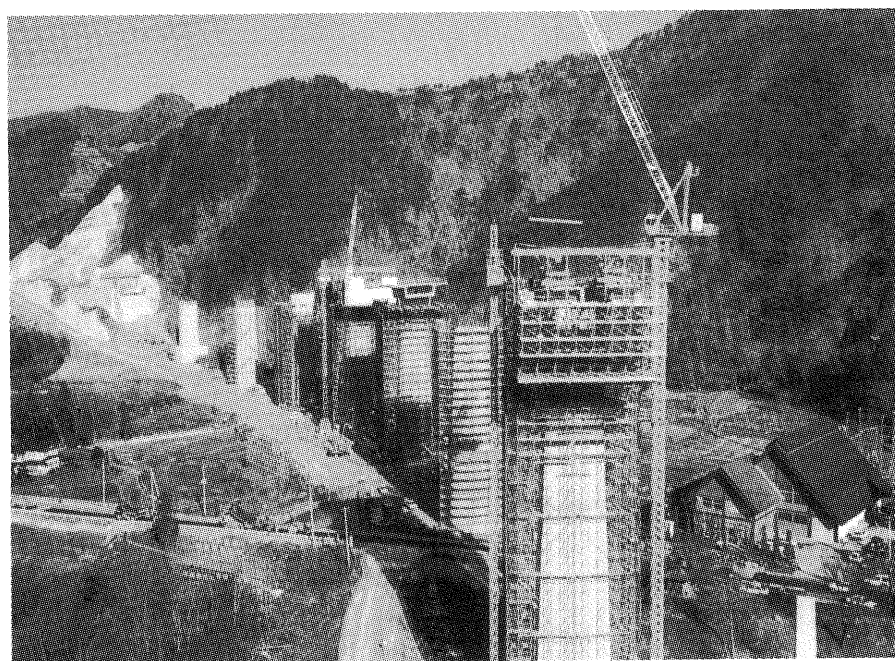


写真-4 施 工 中

2-2-2 <sup>さきだい</sup> 笹平大橋

笹平大橋は岩手県北上川沿いの四十田ダム上流にかかる橋長180.0mのPC橋で、単純桁2連と2径間連続箱桁とで構成されている。2径間連続箱桁の区間は、縦断勾配約4%，平面曲線半径  $R=120\text{m}$  を有する曲線桁となっており、移動作業車を用いた片持架設工法により施工された。

橋 名：笹平大橋

発 注 者：岩手県

橋 長：180.000m

構造形式：2径間連続箱桁橋

支 間 割：44.95+53.90

施工場所：岩手県玉山村

有効幅員：9.750～10.250

架設工法：片持架設工法

荷 重：TL-20

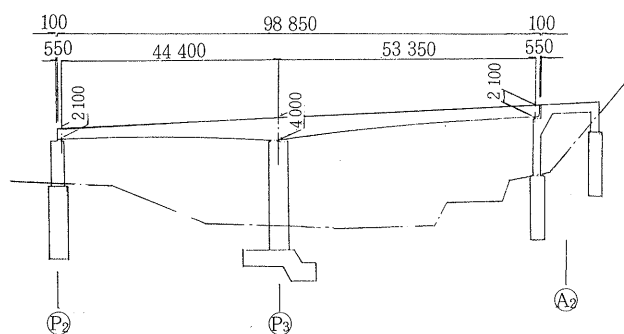


図-5 側面図

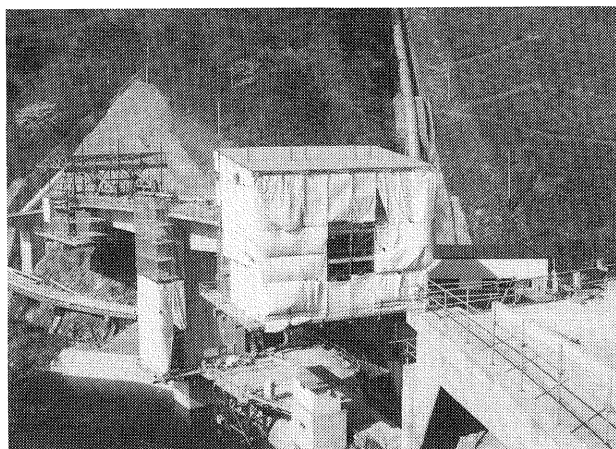


写真-5 施工中

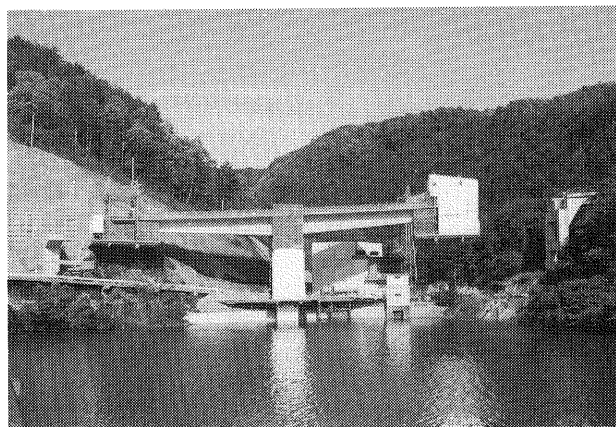


写真-6 施工中

## 2-3 アーチ橋

アーチ橋の起源は、古くローマ時代にさかのぼり、長い歴史をもっており、アーチの優美な形状は現代においても優れた景観として親しまれている。

コンクリートアーチ橋の特長は、主断面力が圧縮というアーチ構造の力学的特性と、圧縮に強いコンクリートの材料特性を効果的かつ合理的に利用している点にある。

現在のコンクリートアーチ橋は、架設工法の著しい技術進歩により、全面支保工を必要としない工法が主流になっている。

### 2-3-1 <sup>あさひ</sup>旭橋

旭橋は、国道289号の整備工事の一環として福島県下郷町に架橋されたものである。本橋の特徴として、アーチリブの施工に、合成アーチ巻立工法を採用している。

本工法は、鋼管をアーチリブ軸線に架け渡した後、この内部にコンクリートを充填し、合成構造（合成アーチ）とし、これを支保工材として特殊移動作業車で外部をコンクリートで順次巻き立てていく工法である。

この工法の特長として、

- 1) コンクリート充填鋼管をアーチ部材として使用するため鋼材量を大幅に減少できる。
- 2) 施工初期に鋼管を閉合し、さらに剛性の高い合成アーチとするため、架設時の安定性、安全性に優れる。
- 3) アーチリブはSRC部材となり、靱性に優れた構造となる。
- 4) アーチリブ巻立用移動作業車を前後方で支持できることから軽量化でき、ブロック長も大きくとれることから工期短縮が可能となる。

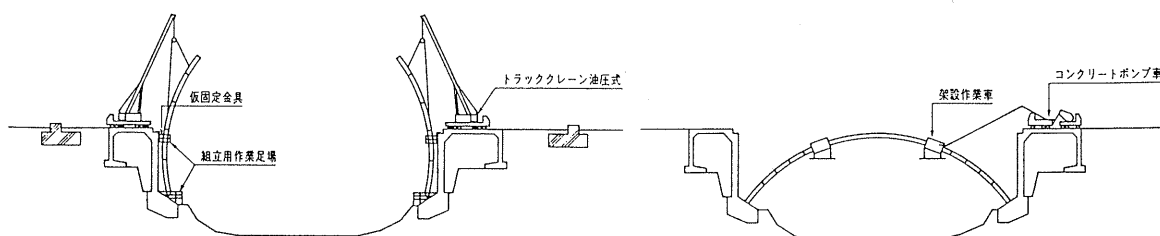


図-6 鋼合成アーチ架設

橋 名：旭 橋

橋 長：87.000m

支 間 割：58.00（アーチ支間）

有効幅員：14.000

荷 重：TL-20

発 注 者：福島県

構造形式：RC固定アーチ

施工場所：福島県下郷町

架設工法：合成アーチ巻立工法

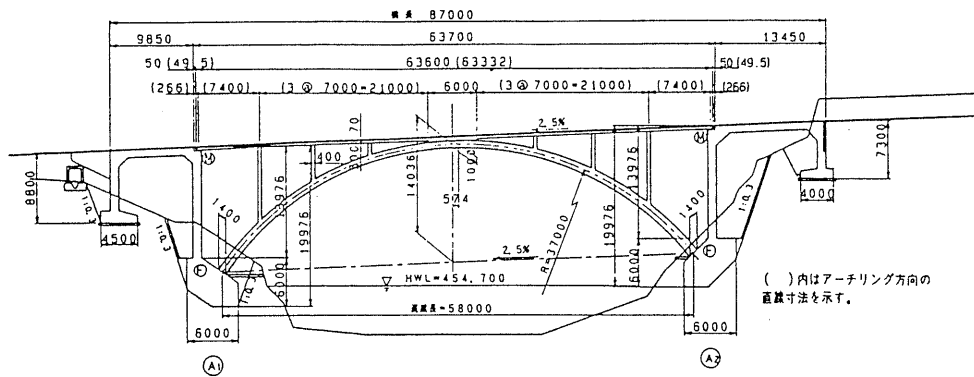


図-7 側面図

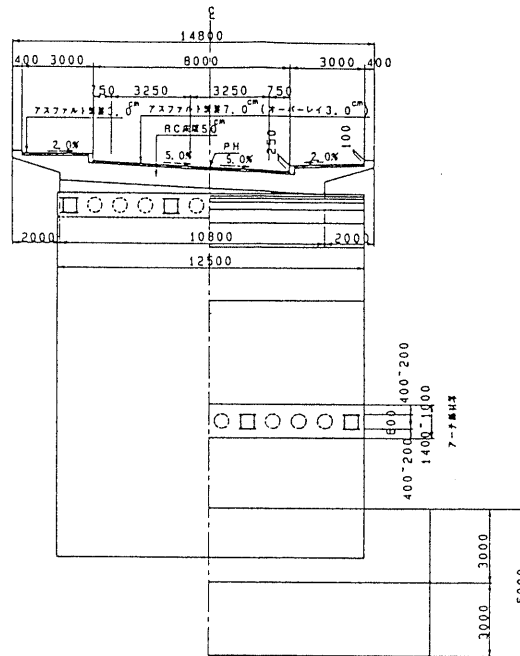


図-8 断面図

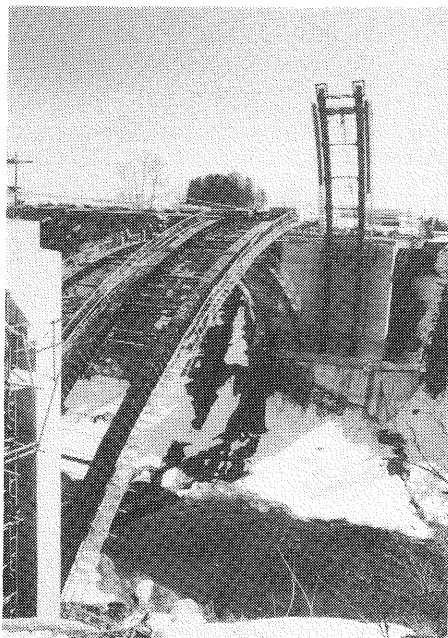


写真-7 アーチ部材架設



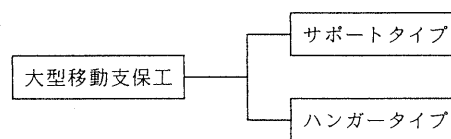
写真-8 全 景

## 2-4 大型移動支保工による橋梁

大型移動支保工には多くの種類があるが、支保工形式は荷重を支持する桁が構造物の下側に配置されるサポートタイプと、桁が構造物の上側に配置されるハンガータイプに大別される。いずれの形式においても基本的には、支持桁を施工径間に架け渡し、これより型枠、支保工及びコンクリート荷重を支持し、一径間ずつ順次繰返し施工してゆくものである。

この工法は、多径間橋梁や都市内高架橋の施工に適した工法であり、適用スパンは20～40m程度、断面形状は中空床版橋、主版橋、箱桁橋が多い。また、機械化された大型移動支保工を用いることによって、省力化及び急速施工を可能にするとともに施工管理が容易である。

なお、サポートタイプを使用する場合、荷重を支持する桁（メインガーター）が通過できるような橋脚形状にしておく必要がある。一方、ハンガータイプでは大型移動支保工の前方支柱を支持するための柱頭ブロックを先行施工する必要がある。



### 2-4-1 つきよがわ 月夜川橋

月夜川橋は、東北自動車道酒田線の山形市新山地区に架橋された延長 976 m の高架橋である。架橋地点は奥羽山脈の西側に位置し、月夜沢川により侵食された蔵王山系北西部の尾根の北側急峻斜面及び蔵王山の火山堆積物からなる緩斜面を通過している。橋脚高さは傾斜地及び沢沿いであるため 13.5 ～ 31.9 m の間で変化し、平均高さ約 25m となっている。

上部工形式は、施工性、経済性の検討により 3 径間連続ラーメン箱桁が採用されており、上り線 9 連(橋長 976m) 下り線 8 連(橋長 905 m) という長大橋梁である。

架設工法は種々の検討により、以下の理由で移動支保工による架設工法となった。

- 1) 急傾斜で地形条件が厳しく地盤条件も好ましくなく、固定支保工では施工上問題が多い。
- 2) 押出し工法は S 字カーブを有し最小  $R = 540\text{m}$  という平面線形に対応できない。
- 3) 張出し工法はスパンが短く経済的でない。
- 4) 機械化された支保工・型枠を用いる移動支保工は、施工性に優れ工期的に有利である。

橋 名：月夜川橋

橋 長：975.5m (904.5m)

支 間 割：35.55+36.55+35.55(37.05+38.00+37.05)

有効幅員：9.85～8.50(10.00～8.50)

荷 重：TT-43, TL-20

発 注 者：日本道路公団

構造形式：3 径間連続ラーメン箱桁橋

施工場所：山形県山形市

架設工法：移動支保工工法 —ハンガータイプ

( ) 内は下り線を示す。



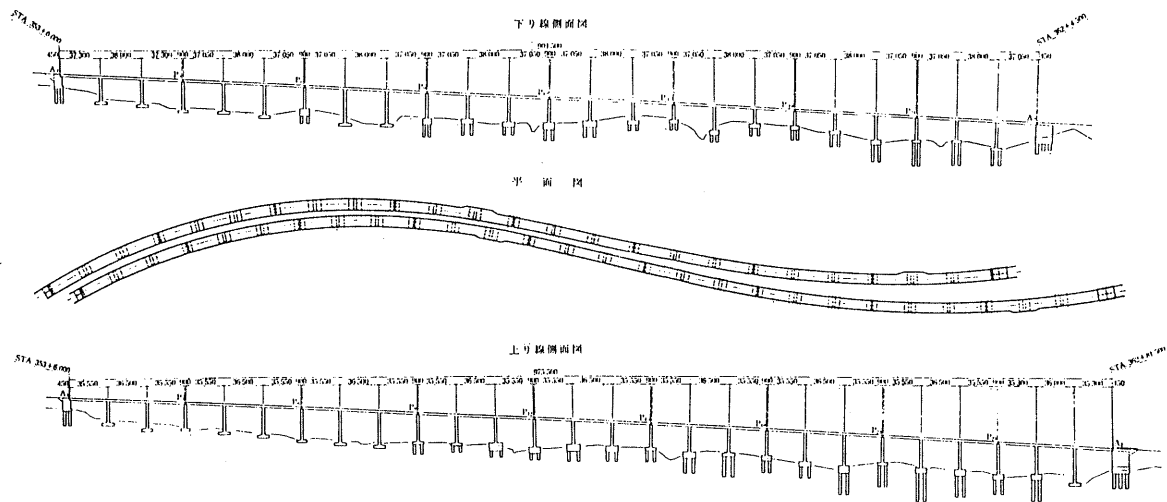


図-9 全体図

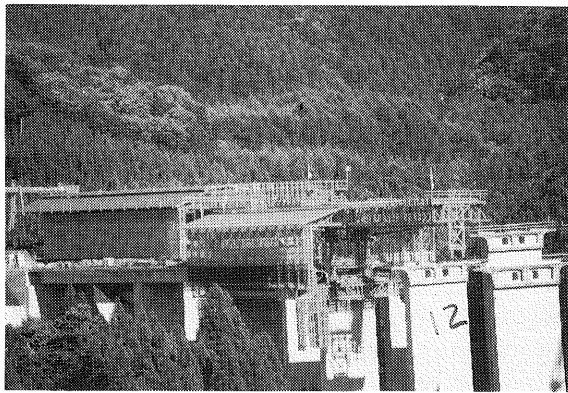


写真-9

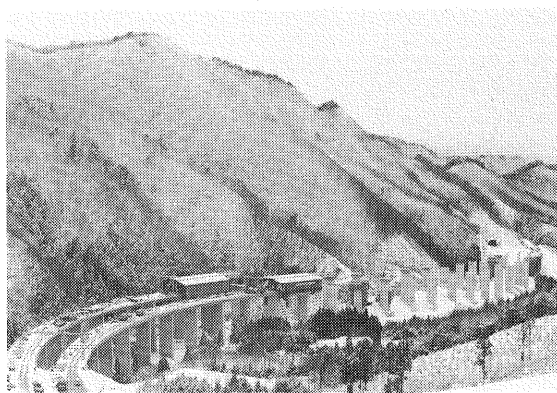


写真-10



写真-11



## 2-5 押し出し工法による橋梁

押し出し工法は、一般に橋台背後の取付道路上等にコンクリート打設のための主げた製作ヤードを設け、10m～20m程度の橋体ブロックを作成し、これを順次押出すことにより橋梁を架設する工法で、特に支保工施工が不可能な、鉄道上、道路上、山間溪谷、河川、海上等の橋梁建設に適している。

その他本工法の特長としては

- 1) 桁製作ヤードに上屋を設置することにより、天候に左右されることなく作業ができ、工程管理が確実に行える。
- 2) 同一作業の繰返しと作業場所が限定されるため、作業員の熟練度が早く、労務の集約的効率化が図れる。
- 3) 作業場所が限定されていることから、質の高い品質ができる。

などがあげられる。

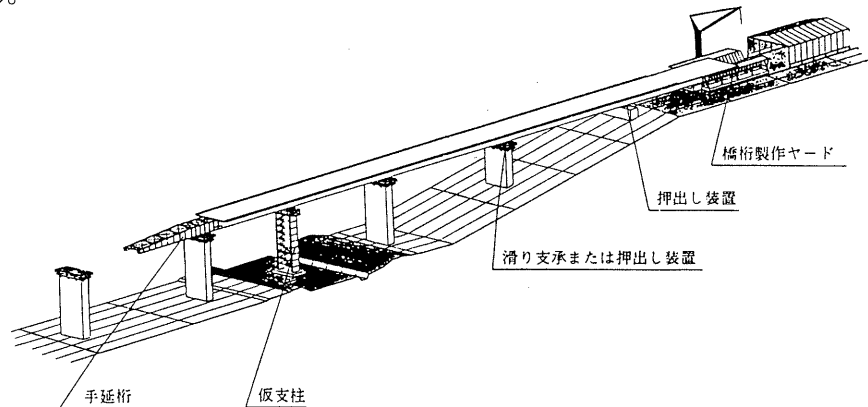


図-10 押し出し工法の架設設備

### 2-5-1 横よこむき向大橋

横向大橋は、国道115号福島県土湯峠地内の冬期交通を確保するため計画された土湯道路に新設された橋梁である。本橋は、磐梯朝日国立公園内に位置し、大きく蛇行した道路線形上にあり、国定公園内の自然環境に配慮して設計されている。

本橋の特長として、多径間連続桁であると同時に平面線形上のアーチ形状を利用し、水平面内でアーチ作用を活用した構造であり、我が国では過去に例のない曲線半径250m、縦断勾配4.8%の曲線橋での押し出し工法である。また可とう性橋脚であるため、押し出し時に変形の大きな橋脚を斜材ケーブルにて補強して押し出し施工したことがある。

橋 名：横向大橋

橋 長：350.000m

支 間 割：24.9+36.0+6@42.0+34.7

有効幅員：8.500

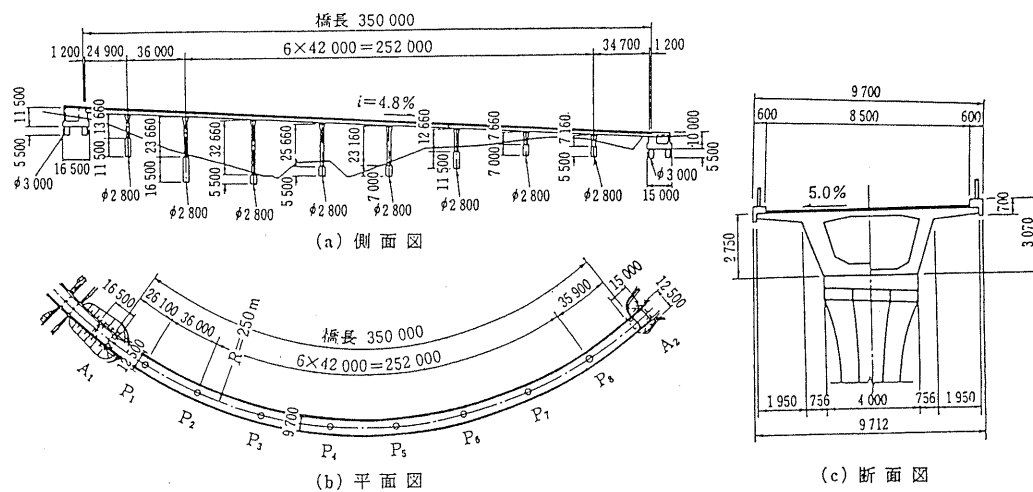
荷 重：TL-20

発 注 者：福島県

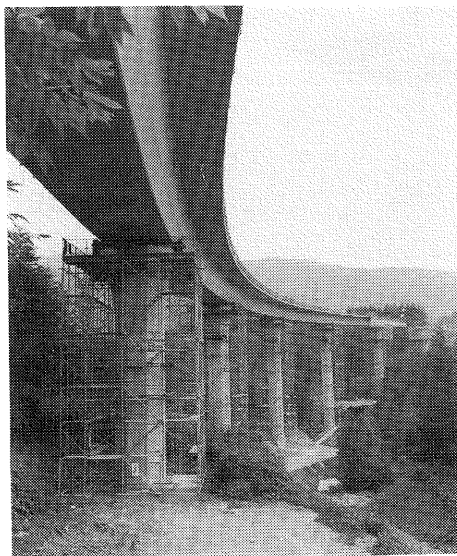
構造形式：9径間連続曲線PC箱桁橋

施工場所：福島県猪苗代町

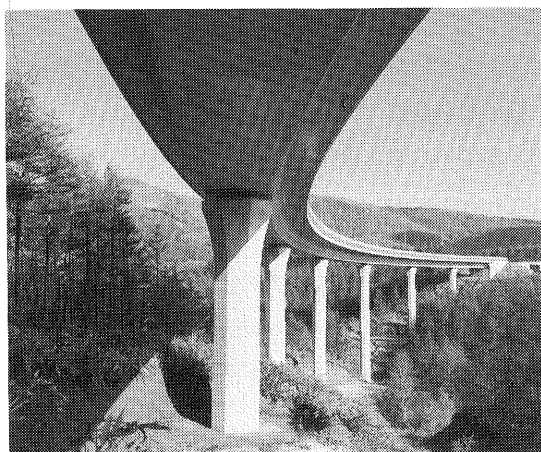
架設工法：押し出し工法



図—11 一般図



写真—12 施工中



写真—13 全景

2-5-2 やなぎう 柳生大橋

柳生大橋は、都市計画街路川内・柳生線が、仙台市大野田地区において筑川と仙台南有料道路を跨ぐために架設された橋梁である。

本橋の特長としては、広幅員（23.80m）の橋梁を押し出し施工したことである。

橋 名：柳生大橋

発 注 者：仙台市

橋 長：93.900m

構造形式：2径間連続箱桁橋

支 間 割：52.0+40.6

施工場所：仙台市

有効幅員：23.000

架設工法：押し出し工法

荷 重：TL-20

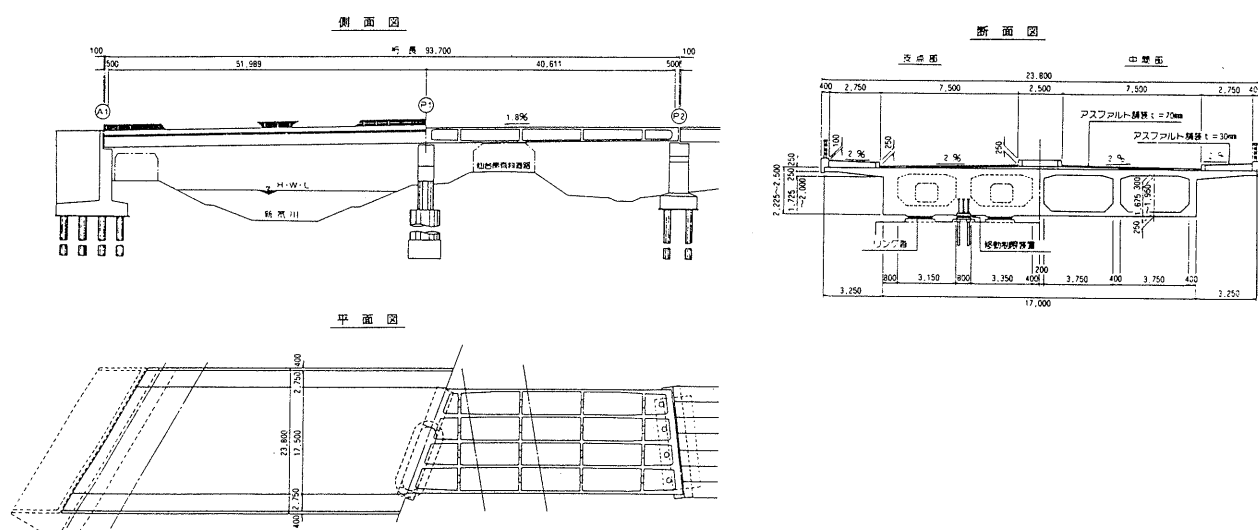


図-12 全体図

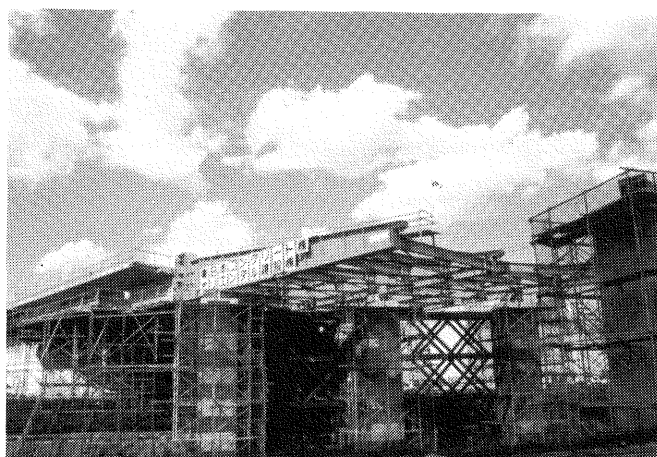


写真-14 施工中

## 2-6 バイプレ工法による橋梁

橋梁の計画に際して、計画高水位、取付け道路との取合い、周囲の景観との調和等の条件から桁高を制限しなければならない場合が度々生じる。バイプレ工法は、このような橋梁のために開発されたバイプレストレスング方式によってコンクリート部材にプレストレスを導入し、PC桁を製造する技術である。このプレストレスング方式は主桁の引張縁にPC鋼材を配置して断面に圧縮プレストレスを導入するとともに、圧縮縁にもPC鋼材を配置して引張プレストレスを与えコンクリート桁の耐荷力を高めようとするものである。

バイプレ工法は従来のPC桁に比べて次の様な特長がある。

- 1) 桁高を低くすることができる。
- 2) 桁自重を軽減することができる。
- 3) 同一桁高で支間を伸ばすことができる。
- 4) 同一桁高で桁本数を減らすことができる。

### 2-6-1 <sup>やまと</sup>山戸橋

山戸橋は山形県温海郡の五十川に架かる河川橋で、計画高水位と取付け道路との関係から、プレキャスト桁を変断面にし、さらに桁高を低くする目的でバイプレ工法を採用した橋梁である。二等橋で32.900mの支間に対し桁高スパン比は、支間中央で1/33、支点部では1/47まで絞っている。

橋 名：山戸橋  
橋 長：33.800m  
支 間 割：32.900m  
有効幅員：5.000m  
荷 重：TL-14

発 注 者：山形県  
構造形式：プレキャスト単純I桁  
施工場所：山形県温海町  
桁 高：0.700～1.000m  
桁高スパン比：1/47～1/33

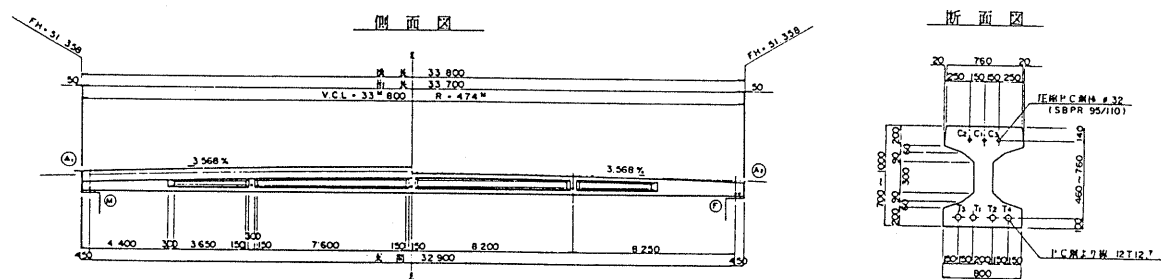


図-13 一般図



写真—15 全 景

2—6—2 あつしお 熱塩橋

熱塩橋は福島県耶麻郡熱塩加納村の押切川に架かるバイプレ方式PC橋である。取付け道路と河川の計画高水位から、桁高を低く抑える橋梁の検討の結果、バイプレ方式の4室箱桁橋が採用された。

橋 名：熱塩橋

発 注 者：福島県

橋 長：39.000m

構造形式：場所打単純箱桁

支 間 割：38.000m

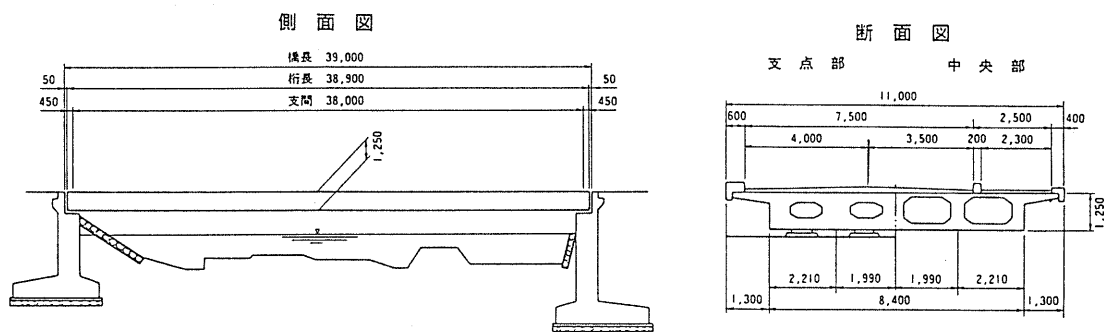
施工場所：福島県熱塩加納村

有効幅員：7.500+2.500m

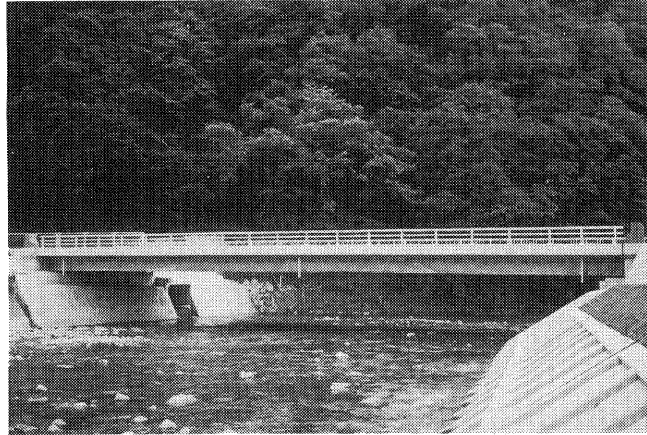
桁 高：1.250m

荷 重：TL-20

桁高スパン比：1/30



図—14 一般図



写真—16 全 景

## 2—7 免震橋

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「8章 地震の影響の低減を期待する構造」に慣性力を低減する構造のひとつとして免震装置の利用が示されている。その免震装置を備えた橋梁を免震橋という。我国では最近この研究がなされつつあり具体的な計算方性等の規定はないが、以下の3つの条件を満足するものを免震装置を用いた橋梁といっている。

- 1) 地震力がある一定以上になると固有周期を長くし、地震力を低減するために、アイソレーターにより橋を柔らかく支持する。
- 2) 長周期化しただけでは、地震時に橋に生じる変位が過大になることがあるため、ダンパーを併用して使用上問題とならないレベルまで変位を減少する。
- 3) 風や制動荷重等常時作用する荷重により有害な振動を生じないよう抵抗力を橋梁にもたせるためアイソレーター又はダンパーに十分な剛性を持たせておく。

＊アイソレーター：上部構造の重量を支持すると同時に、横方向には上部構造を柔らかく支持する装置をいい、主として積層ゴム支承が用いられる。

＊ダンパー：履歴減衰、粘性減衰などの原理によりエネルギーを吸収し橋の減衰性能を高める装置

### 2—7—1 まるき 丸木橋

丸木橋は、国道340号の改良工事によって計画された橋梁であり、岩手県九戸村の瀬月内川に架橋されたものである。

本橋の特長として、鉛入り反力分散支承（LRB）を用いた免震橋梁である。LRB支承は、積層ゴム支承の中に鉛プラグが埋め込まれている。鉛プラグは、温度変化のようなゆっくりした変位に対しては抵抗することなく追従して変形するが、地震のような急激な変形に対しては、塑性変形により地震エネルギーを吸収し免震効果を発揮する構造となっている。

橋 名：丸木橋  
橋 長：92.800m  
支 間 割：3@30.5  
有効幅員：11.000  
荷 重：TL-20

発 注 者：岩手県  
構造形式：3径間連続箱桁橋  
施工場所：岩手県九戸村  
架設工法：全支保工工法

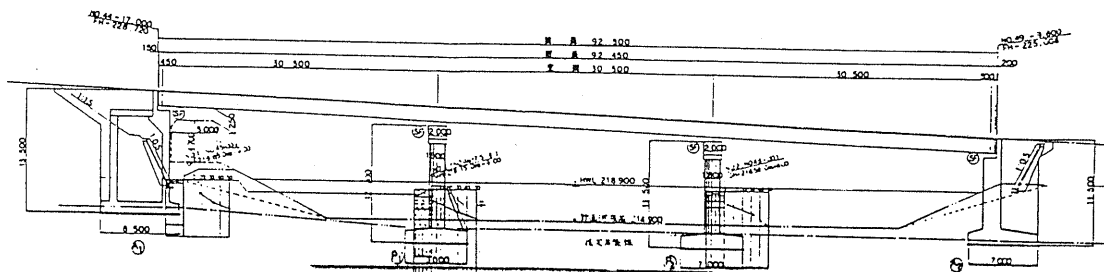


図-15 側面図

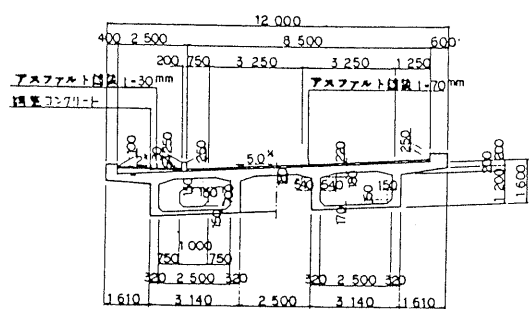


図-16 断面図



写真-16 支承部

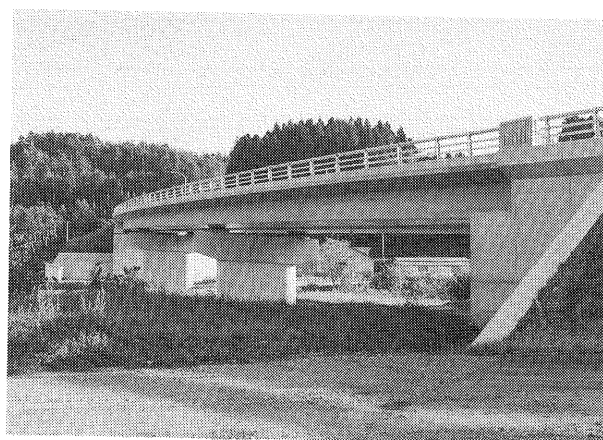


写真-17 全景



写真-18 支承

## 2-8 プレキャストブロック工法による橋梁

プレキャストブロック工法は、桁をいくつかのブロックに分割し、継目にせん断キーを配置したプレキャストブロックを工場等で製作し、これを架設地点に運搬して、プレストレスを与えて一体化するものであり、種々の橋梁形式に用いられている。この工法は、桁製作のためのヤードの確保が困難な場合や、現場での工期短縮を要求される場合に採用されてきた工法であるが、最近はこれに、技術労働者不足等の労務事情に伴い現場工事の省力化などの背景も加わって、需要は急速に伸びつつある。

### 2-8-1 <sup>えぞき</sup>江崎大橋

江崎大橋は岩手県江刺市稲瀬町～金ヶ崎町三ヶ尻地内北上川に架設されたPC橋である。構造形式は、施工時の出水等桁下の条件に左右されずに、長大橋の施工が可能である張出し架設による連続箱桁橋が採用された。更に工期の短縮をはかるため、架橋地点付近の製作ヤードであらかじめブロック製作を先行させるプレキャストブロック工法による施工となった。

橋 名：江崎大橋

発 注 者：岩手県

橋 長：586.200m

構造形式：9 径間連続箱桁橋

支 間 割：65.4 + 7 @ 65.0 + 65.4

施工場所：岩手県江刺市～金ヶ崎町

有効幅員：2.500 + 7.000 + 2.500

架設工法：プレキャストブロック張出し架設工法

荷 重：TL-20

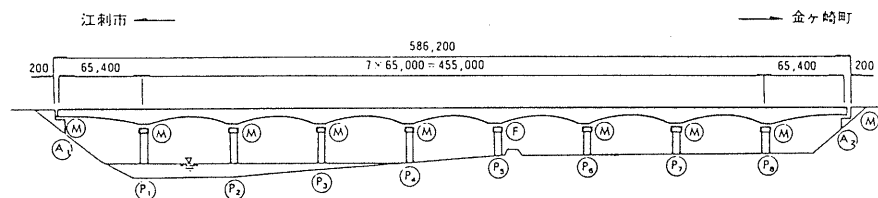


図-17 側面図

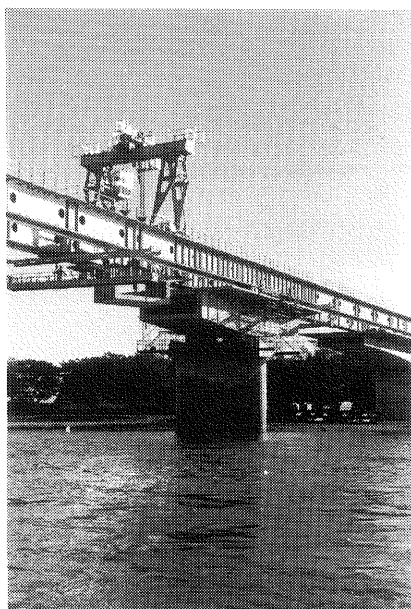


写真-19 プレキャストブロック架設

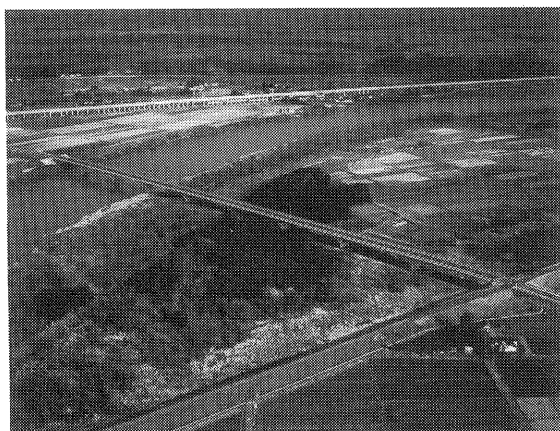


写真-20 全 景



2-8-2 おおた 太田橋

太田橋は街路整備事業の一環として、盛岡市内を流れる雫石川を渡って架設されたPC橋である。橋梁全体は、3径間連続箱桁と2径間連続箱桁で構成されているが、このうち3径間連続箱桁部分がプレキャストブロック張出し架設工法で施工された。

橋 名：太田橋

発 注 者：岩手県

橋 長：上下線 493.100m

構造形式：3径間連続箱桁橋

支 間 割：3@ 59.5

施工場所：岩手県盛岡市

有効幅員：上り 2.500+7.250 下り 7.250+2.500

架設工法：プレキャストブロック張出し架設工法

荷 重：TL-20

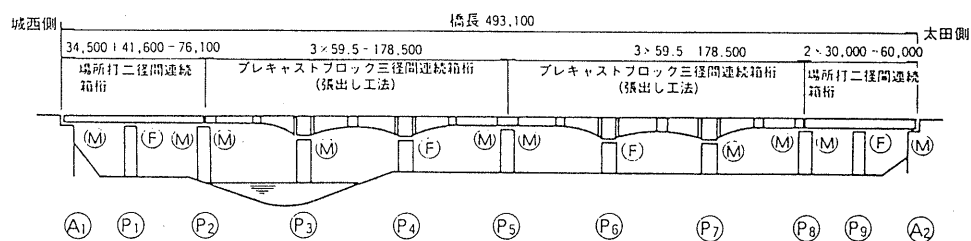


図-18 側面図

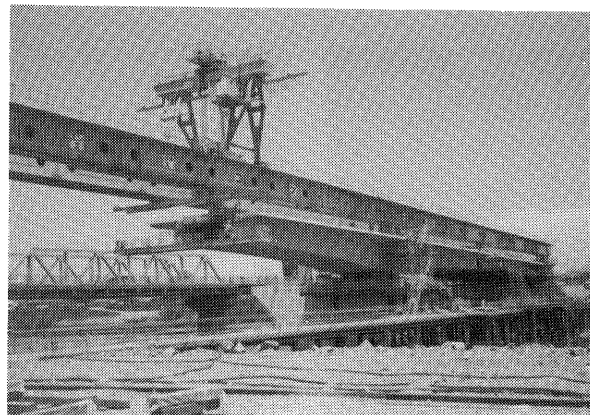


写真-21 プレキャストブロック架設



写真-22 全 景

2-8-3 としかわ 年川橋

年川橋は仙台市泉区根白石地内において市道が七北田川と交差する位置に架設された単純T桁橋である。架橋地点付近に適当な桁製作ヤードが無いため、プレキャストブロック工法に変更した。プレキャストブロックの分割数は、曲げモーメントが最大となる支間中央でのブロック継ぎ目を避けるため奇数とし、ブロックの長さおよび重量は、運搬経路や道路状況ならびに法律上の重量制限を考慮して決定した。プレキャストブロックはPC工場で製作し、現場に運搬後、接合・架設を行った。

橋 名：年川橋

橋 長：39.800m

支 間：38.749m

有効幅員：7.500+2.000

荷 重：TL-20

発 注 者：仙台市

構造形式：単純T桁橋

施工場所：仙台市

架設工法：併用架設（架設桁+トラッククレーン）

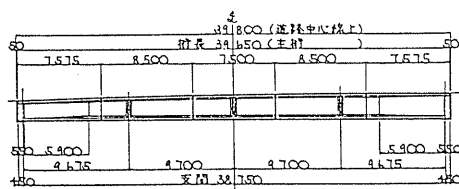


図-19 側面図

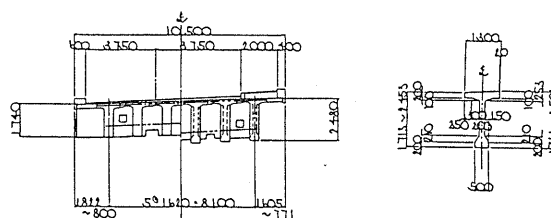


図-20 断面図

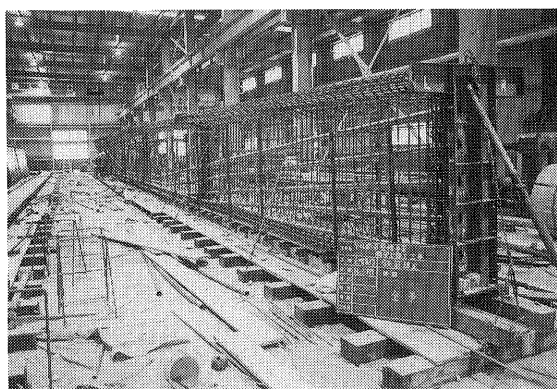


写真-23 ブロック製作

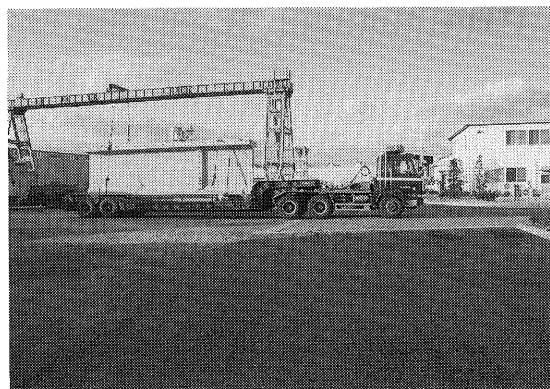


写真-24 ブロック搬出

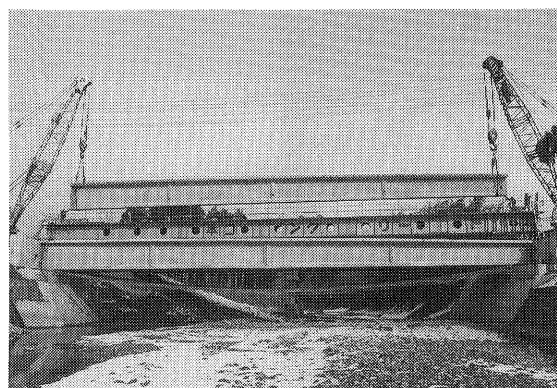


写真-25 接合・桁架設

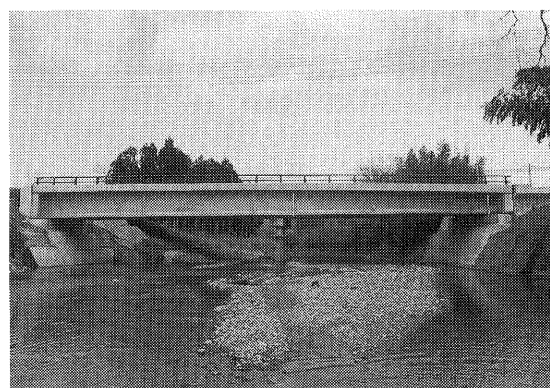


写真-26 完成

## 2-9 防災構造物

最近の自動車交通が輸送体系の主流となり、地域、季節を通して安全な道路交通が不可欠となっている。落石危険地帯にはロックシェッド、雪崩危険地帯にはスノーシェッド、あるいは地吹雪や吹き溜まり地帯にはスノーシェルターなどの建設が多くなっている。

### 2-9-1 ロックシェッド・スノーシェッド

ロックシェッドは防護しようとするもの（道路等）の上に屋根をかぶせて落石を屋根上に受け止めたり、谷側に転落させて被害を防ぐ為の構造物である。また、防ぐ対象を雪崩とする構造物がスノーシェッドである。ロックシェッドとスノーシェッドの両者には本質的な違いは無いが、ロックシェッドの場合、スノーシェッドより部材が大型で重量も比較的大きく、シェッド上に落石の衝撃を吸収する為の緩衝材を設けている。

ロックシェッド及びスノーシェッドは、1本あるいは2本の柱と主桁を、剛接合またはピン接合し組み立てるもので、その構造形式を大別すれば、山側に擁壁をもち柱は谷側のみの逆L型と、山側と谷側双方に柱を持つ門型が一般的である。

シェッドは防護工の中でも比較的に地形的制約を受けず効果的な工法であり、主要部材を工場で製作し現地でこれを組み立てるだけの工法をとることで、作業性に優れ高品質で信頼性の高い構造物が建設できる、また、海岸部等の劣化の心配や維持管理上の問題があるところにも適している。



写真-27 全 景

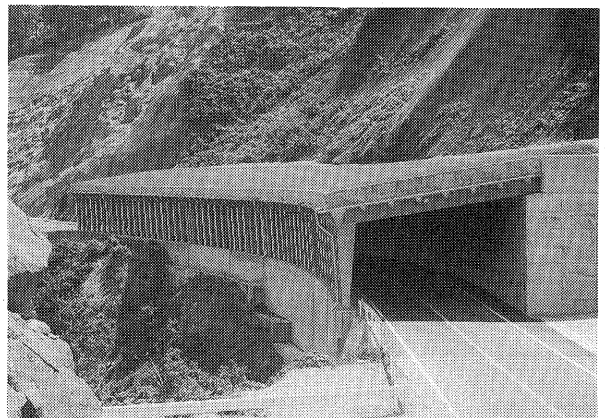


写真-28 全 景

|       |               |
|-------|---------------|
| 構造物名  | ロックシェッド       |
| 支間    | 8.657m        |
| 落石衝撃力 | 70t           |
| 発注者   | 岩手県           |
| 構造形式  | 逆L型2ヒンジラーメン構造 |
| 施工場所  | 岩手県普代村        |

|       |               |
|-------|---------------|
| 構造物名  | ロックシェッド       |
| 支間    | 9.50～10.00m   |
| 落石衝撃力 | 225t          |
| 発注者   | 宮城県           |
| 構造形式  | 逆L型2ヒンジラーメン構造 |
| 施工場所  | 宮城県花山村        |

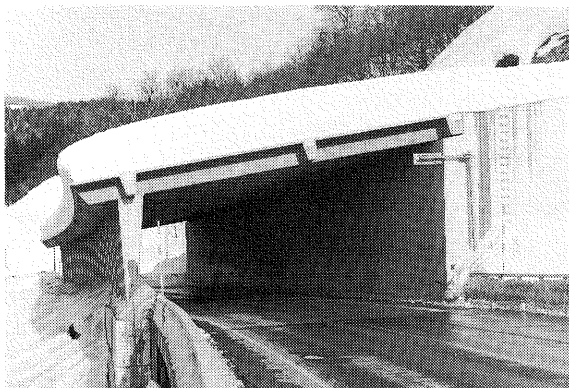


写真-29 全 景

構 造 物 名 スノーシェッド  
支 間 11.80m  
設計積雪深 6.00m  
発 注 者 東北地方建設局  
構 造 形 式 逆L型2ヒンジラーメン構造  
施 工 場 所 山形県朝日村

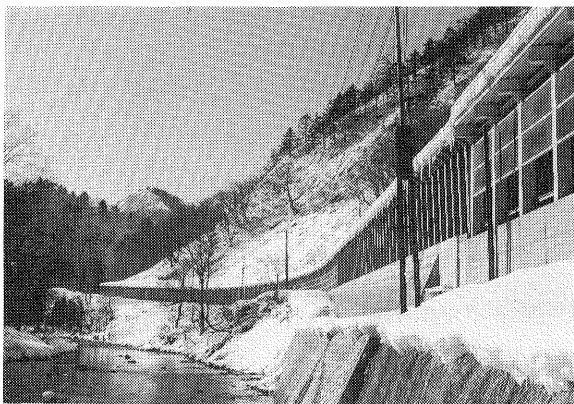


写真-30 全 景

構 造 物 名 スノーシェッド  
支 間 9.30m  
設計積雪深 3.00m  
発 注 者 福島県  
構 造 形 式 逆L型2ヒンジラーメン構造  
施 工 場 所 福島県昭和村

## 2-9-2 スノーシェルター

道路を覆って、雪を完全に遮へいする構造物である、構造上の吹きだまりと視程障害を防止することができ、トンネル坑口に設置した場合は、トンネル内への雪の吹き込みを防止することができる。

構造形式は、2枚のアーチ状の主桁を支承部及び頂部をピン接合として道路上で覆い合わせるアーチ型とシェッドと同じ門型がある。

特長としては、シェッドと同様に作業性に優れ高品質で信頼性の高い構造物を建設することができ、海岸部等の劣化の心配や維持管理上の問題があるところにも適している。



写真-31 全 景

構 造 物 名 スノーシェルター  
設計積雪深 2.00m  
発 注 者 岩手県

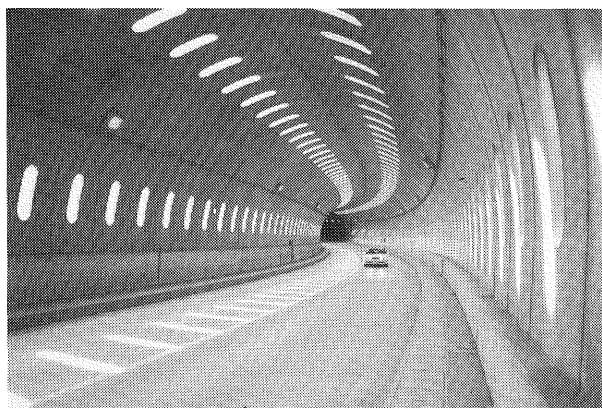


写真-32 シェルター内

構 造 形 式 3ヒンジアーチ構造  
施 工 場 所 岩手県江刺市

## 3. 謝 辞

本文はオリエンタル建設㈱東北支店八木定利氏及び㈱ピー・エス東北支店上田 哲氏のご協力によってまとめたものである。終わりにあたって上記2氏に対し、衷心より感謝の意を表します。

# 中部地区の注目すべきPC構造物

名城大学 教授 泉 満 明

我国のPC構造物の建設は、近年順調に推移し平成3年度は2662億円(公入札額)に達した。一方、中部地区の同年度は238億円で前年比17%増となっている。金額的に全国の9%であるが、その伸びは全国平均7%を大きく上回っている。建設件数としては220件となっている。これらの状況の下で中部地区において建設あるいは建設中の橋梁の中から 1) 景観に考慮を加えた橋梁、2) 美観と技術に対する挑戦といえる歩道橋、3) 都市施設と一体化した箱断面の橋梁、以上の3橋についてその概要を述べたい。

## 1. 須原橋

本橋は、東海北陸自動車道的美濃インターと美並インターの間において、高速道路が長良川、国道156号、長良川鉄道および県道を横断する個所に建設されたPC橋梁である。須原橋は、図-1、2および写真-1に示すように、長良川とその河岸段丘を渡る約250mの橋梁であり、平面的には、 $R=1000\text{m}$ の曲線部にある。地盤としては比較的浅い位置に粘板岩を主体とした良好な支持地盤があると考えられた。以上のような条件と、長良川5橋として、溪谷美を重要と考える立場、河川内に橋脚を設置しない、走行性から上路形式、等の点を考慮して図-3に示すような構造形式の決定作業を進め、さらに表-1に示す比較検討を行ない、図-1および写真-1に示す構造形式に結論としてまとめた。

架橋位置の地形、橋脚の位置および支間割りの決定のためのコントロールポイントを図-4に示す。図中の①、⑦は橋台設置位置を決めるためのコントロールポイント②～⑥は橋脚位置を決めるためのものである。関係各省庁との打合せおよび構造形式の検討の結果3径間ラーメン形式を表-2に示すように比較を行い最終的な形式の決定を行った。表-2に示す通り、3径間の場合にはどの橋梁形式にしても橋脚は国道と県道の脇に設置することが、支間割りのバランス上不可欠となる。したがって、型式は構造的な安定性、施工性、景観、経済性、維持管理等、総合的に優れた「PC3径間連続ラーメン箱桁」を採用した。

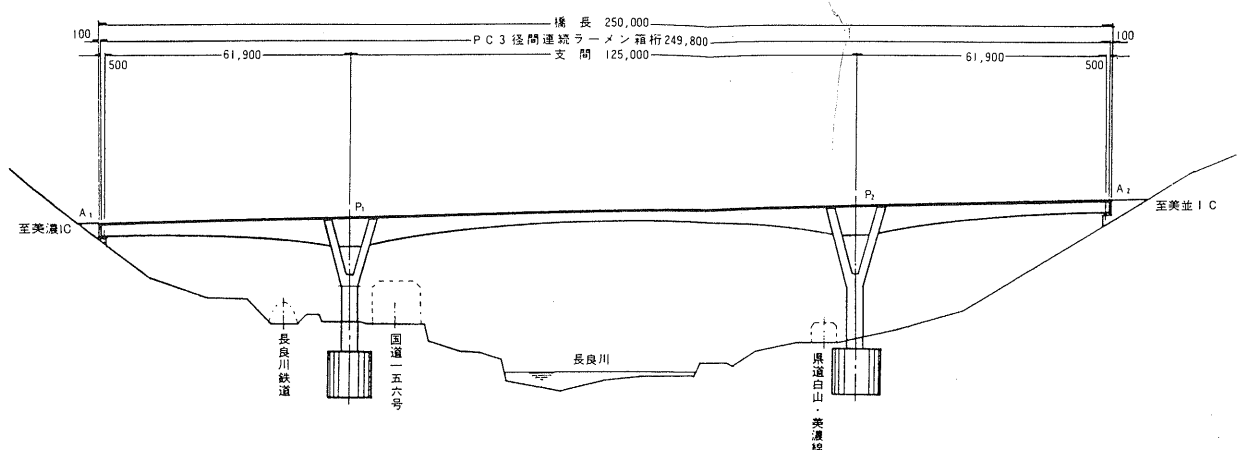


図-1 須原橋一般図

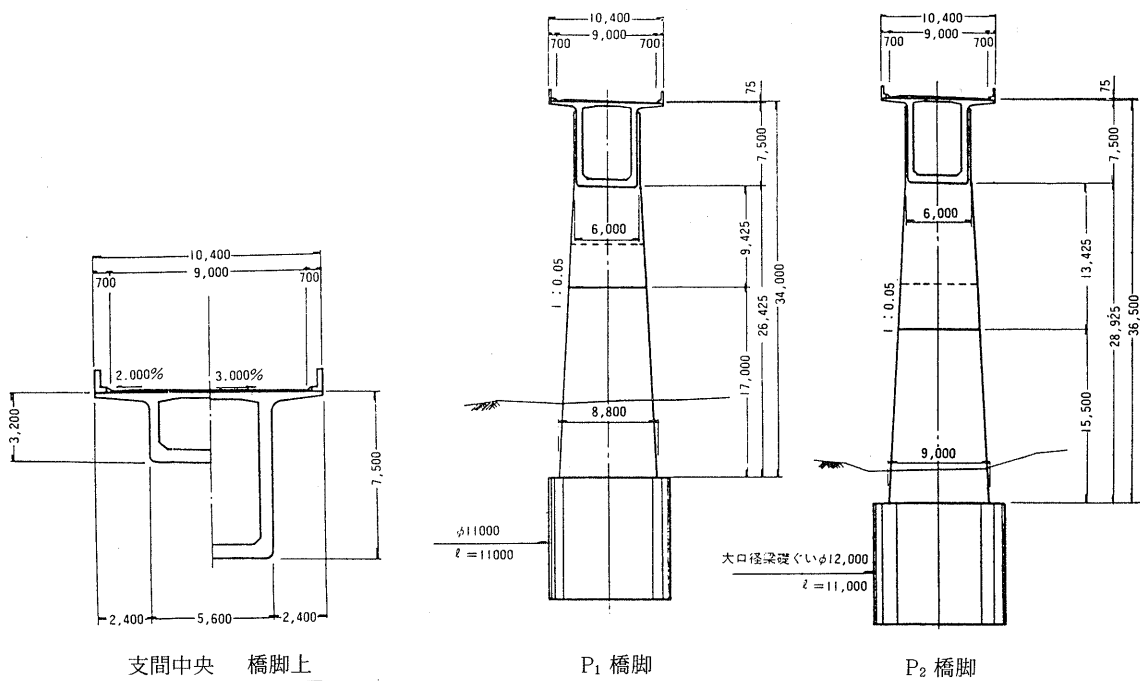


図-2 桁断面

表-1 2案の概要の比較検討

| 項 目   | P C 3 径間連続ラーメン橋                                                                                                                                                                                                                                                                                  | 鋼 3 径間連続トラス 橋                                                                                                                                                                  |
|-------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 構 造 上 | <ul style="list-style-type: none"> <li>・支間・橋脚高比が大でかつ支間割がアンバランスのため不静定力とアンバランスモーメントの影響大。</li> <li>・2脚固定としかつ柔構造とする必要のためD51@150 2段 <math>\sigma_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2</math> を採用する。</li> <li>・高反力桁が不必要。</li> <li>・耐震安定性が高まる。</li> <li>・基礎形式がP<sub>1</sub>とP<sub>2</sub>で異なる為包括設計とする。</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>・支承条件はP<sub>2</sub> 1点固定が好ましいが、桁の挙動に対する信頼性、耐震安定性より全体の構造系にはマイナス要素。</li> <li>・支間割のバランスが良くない。</li> <li>・平面曲線への対応はコンクリート系に比べて劣る。</li> </ul> |
| 施 工 性 | ・ブロックによる柱頭部からの張出し施工。上り線A <sub>2</sub> 側は支間がアンバランスのため吊支保工採用。                                                                                                                                                                                                                                      | ・P <sub>1</sub> , P <sub>2</sub> を荷取り基地とした張出し架設。側径間の斜面と河川内に架設用ベントが必要。                                                                                                          |
| 景 観 性 | ・軽快性                                                                                                                                                                                                                                                                                             | ・国道、鉄道から近視点で威圧感を与えそう。                                                                                                                                                          |
| 経 済 性 | 上 1 267 800 000<br>下 458 000 000<br>計 1 725 800 000 (1.00)                                                                                                                                                                                                                                       | 上 1 467 800 000<br>下 382 600 000<br>計 1 850 400 000 (1.07)                                                                                                                     |
| 総合判断  | ◎                                                                                                                                                                                                                                                                                                | ○                                                                                                                                                                              |

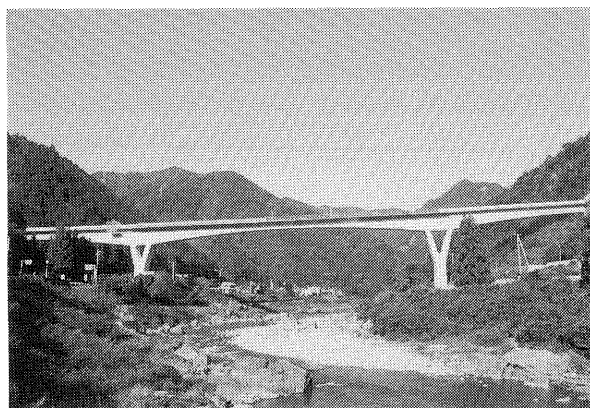
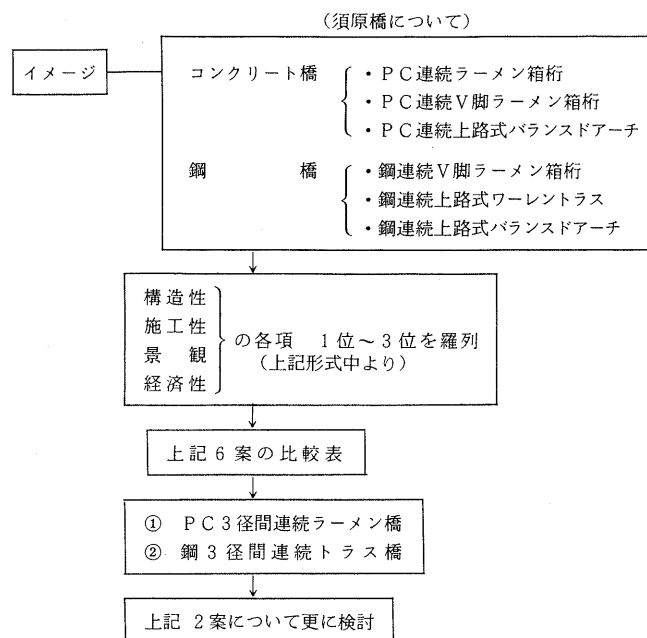
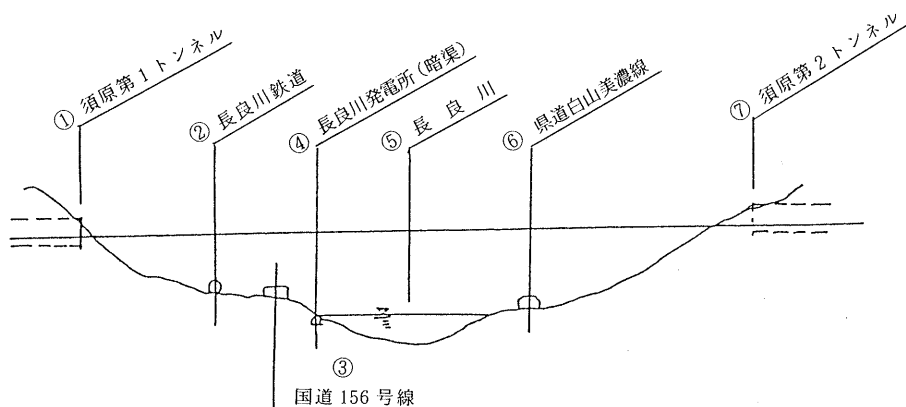


写真-1 須原橋



図－3 構造形式決定のフローチャート



図－4 架橋位置の地形およびコントロールポイント

表－2 橋梁構造比較

| 橋 梁 型 式 |                              | 側 面 図 | 構<br>造<br>性 | 施<br>工<br>性 | 景<br>観 | 経<br>済<br>性 | 維<br>持<br>管<br>理 | 総<br>合<br>判<br>定 |
|---------|------------------------------|-------|-------------|-------------|--------|-------------|------------------|------------------|
| ①       | PC 3 径間連続<br>ラーメン箱桁          |       | 1           | 1           | 3      | 1           | 1                | ①                |
| ②       | PC 4 径間連続<br>V脚ラーメン箱桁        |       | 2           | 4           | 5      | 3           | 1                | 3                |
| ③       | PC 3 径間連続<br>上路式バランスド<br>アーチ |       | 6           | 6           | 2      | 5           | 1                | 6                |
| ④       | 鋼 5 径間連続V<br>脚ラーメン箱桁         |       | 4           | 3           | 4      | 4           | 2                | 4                |
| ⑤       | 鋼 3 径間連続<br>上路式ワーレン<br>トラス   |       | 3           | 2           | 6      | 2           | 2                | 2                |
| ⑥       | 鋼 3 径間連続<br>上路式バランスド<br>アーチ  |       | 5           | 5           | 1      | 6           | 2                | 5                |



## 設計

主桁の設計は、平面骨組構造解析を基本として、コンクリートの材令による経時変化を施工工程に基づいて考慮する。パーシャルプレストレスとするが、主桁上縁では地震時を除きフルプレストレスとした。ねじりモーメントについては、平面曲線半径1000mと大きく、その影響が小さいと推定されたので省略した。活荷重載荷時の曲げモーメント図の一例を図-5に示す。V橋脚の特徴を示す形状となっている。

横方向の設計は、道示に規定されている箱断面の設計法によって行った。

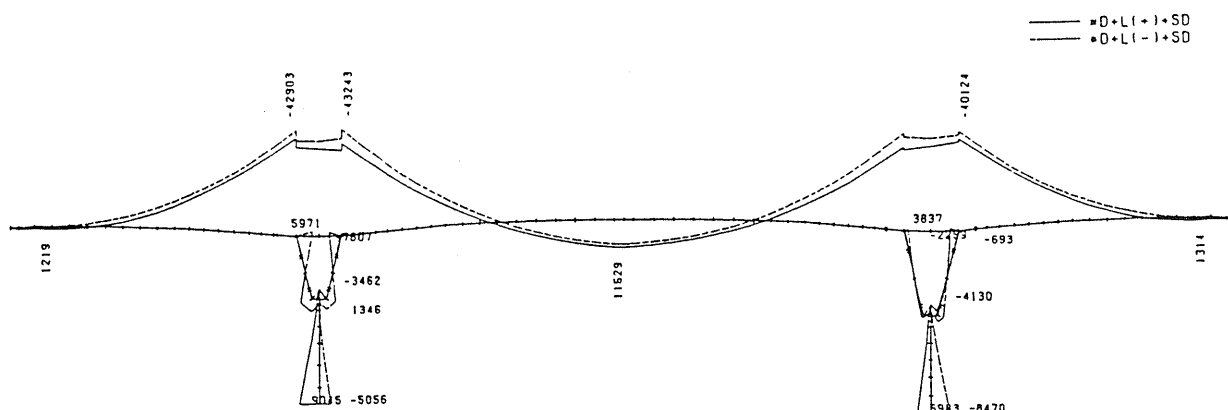


図-5 活荷重載荷時の曲げモーメント

## 施工

工事は図-6に示すようにカンティレバー工法で行なった。一ブロック長を2.5m～4mに区分して、一サイクル10日～9日で行った。橋脚の施工状況を写真-2に、桁の施工を写真-3に示す。

本橋は順調に工事が進み平成4年12月に無事完成している。

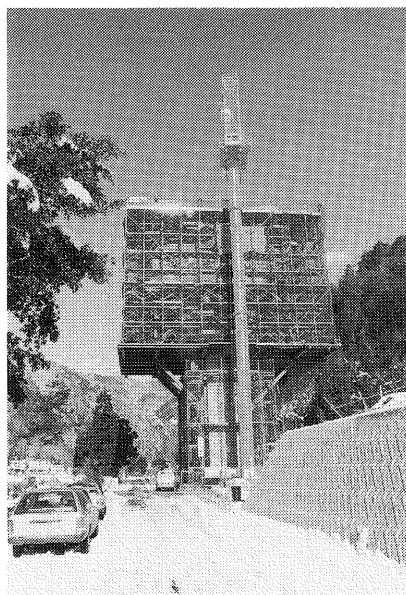
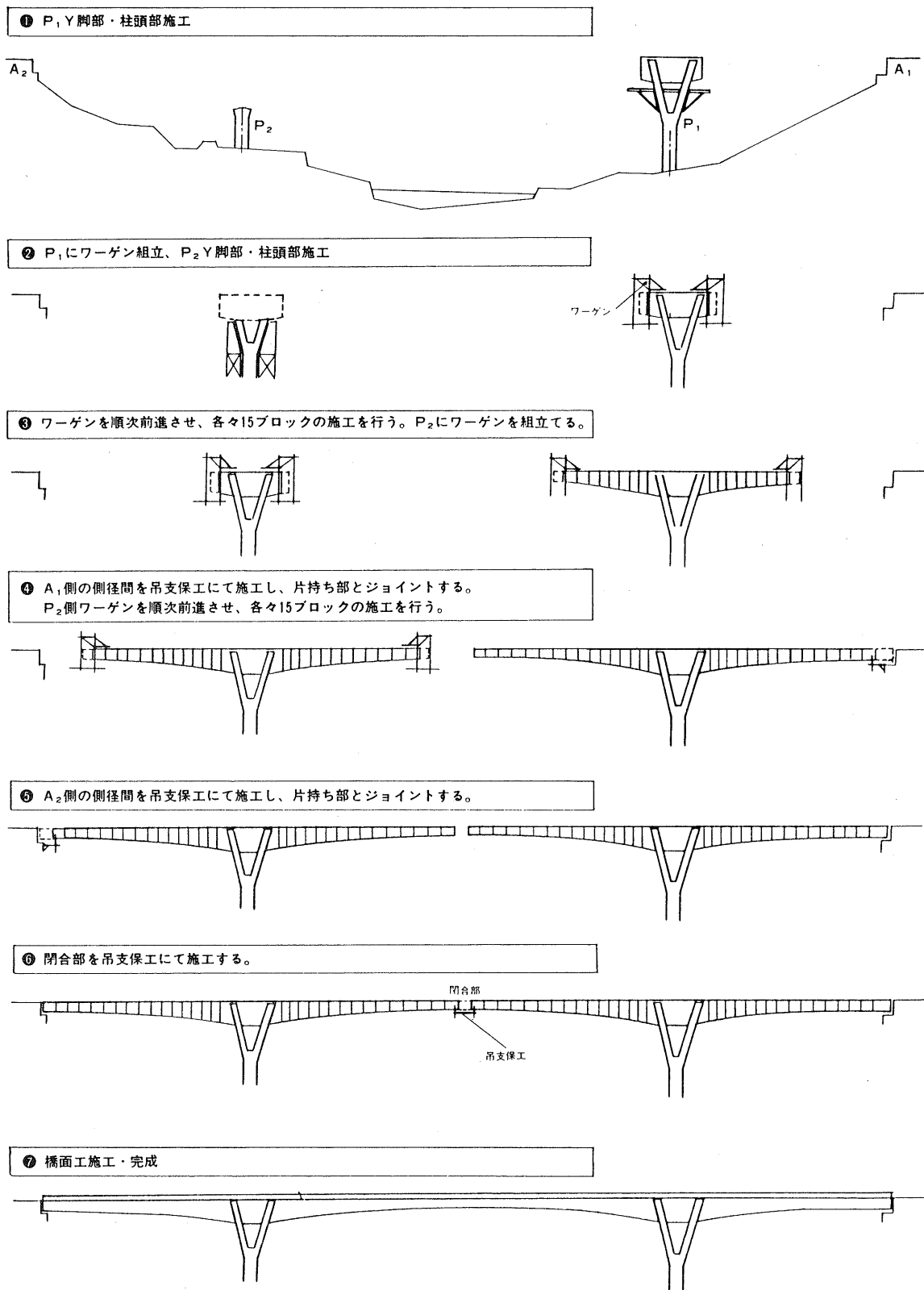


写真-2 P<sub>1</sub> 橋脚施工



写真-3 張出し施工





図—6 施工順序

## 2. 亀甲橋

本橋は青山高原カントリー倶楽部内に建設された吊床版橋である(写真-4)。この歩道橋は、倶楽部ハウスから調整池をまたいで直接コースへと向う歩経路で、調整池上の中央部においてそれぞれ120°の交角で3方向に分岐している。中央部には橋を支持する橋脚ではなく、それぞれの方向に対称に吊られた床版に発生する水平力のつりあいにより全体の構造が成立している。このように3方向を結ぶ橋梁は、桁橋においては後楽園歩道橋などがあるが、吊床版においては世界にも例が見当たらない。以下に、設計と施工の概要を述べる。

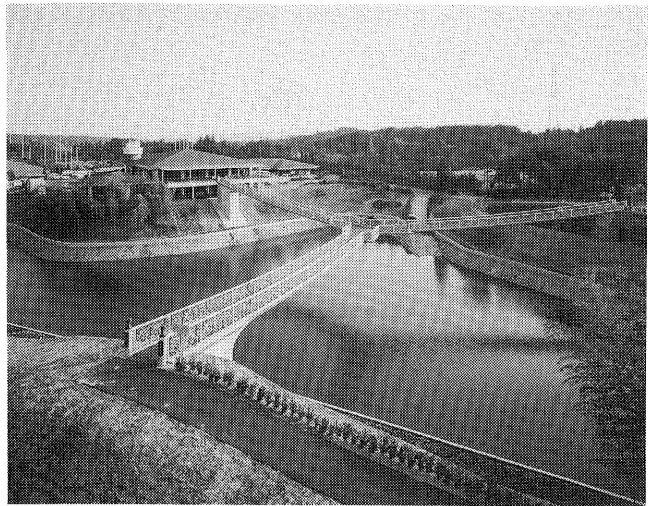


写真-4 亀甲橋

### 構造の概要

亀甲橋は図-7に示す構造のもので、3方向にそれぞれ37.5mの支間を有し、120°の交角により中央部で3方向に対称に連結され、全幅2.1mで1.6mの幅員を有する歩行者専用橋である。床版コンクリート厚は20cmで、橋台との取付部では20cmから1.0mまで漸増している。基本サグ量(死荷重載荷時のスパン中央の垂れ下がり量)は2.45mとし、上部工を張り渡すための張力は、各橋台のグランドアンカー  $P_u = 170t$  8本により受持たれる。

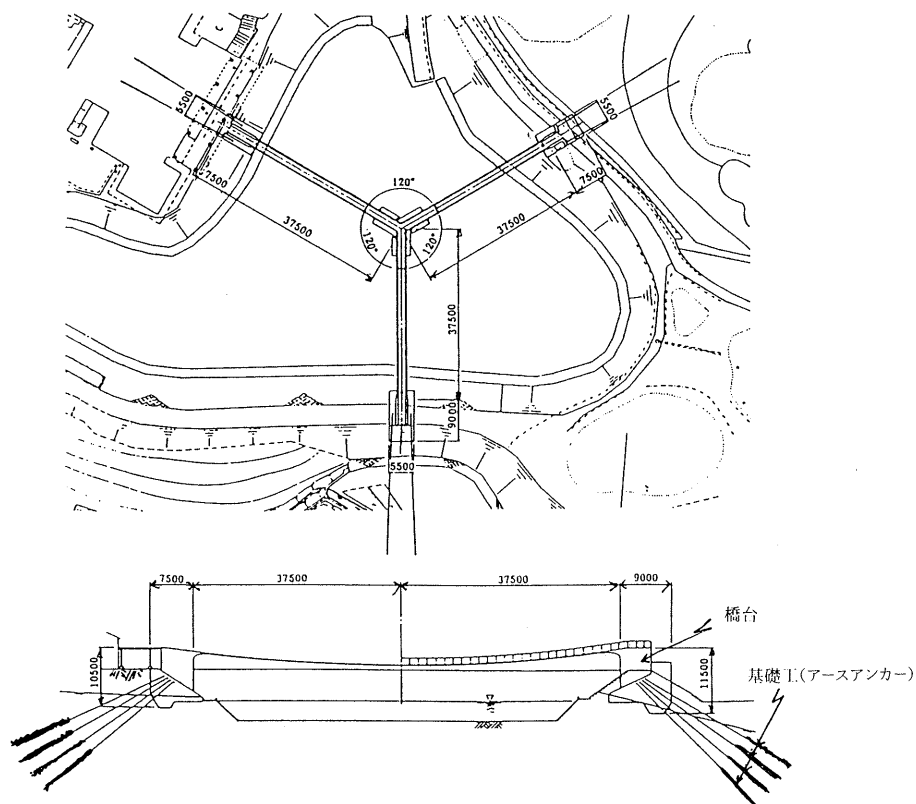


図-7 亀甲橋一般図

### 上部工の設計

本橋のように、薄い板状の構造では、曲げ剛性より伸び剛性の卓越する場合は、サグの影響による幾何学的非線形性を考慮しなければならない。解析法の予備検討の結果ケーブル理論で解析可能と判断した。完成系およびクリープ・乾燥収縮による断面力の解析は、スパン 75m (37.5m + 37.5m) の 2 次元ケーブルにモデル化して行った。活荷重あるいは地震荷重などは有限変位理論によって解析した。

サグの設定は、経済性、力学的特性、振動特性およびプレストレスの有効率を総合的に考慮し、サグ 2.45m、支間・サグ比は31と設定された。

床版の設計は、コンクリート打設後に作用する後荷重（橋面荷重および活荷重）による水平力に対し、床版の全断面で抵抗するためコンクリートに引張力が生じる。本橋ではこの引張力に対して、ポストテンション方式により床版に圧縮力を導入し、PC構造とした（図-8参照）。PC構造とすると、耐久性、耐疲労性、耐風、耐震性の向上が計れる利点がある。図-8に示すように、床版の両サイドに自重による張力に対して  $P_u = 200t$  のケーブルを4本、床版のダクト内に後荷重による引張力に対して  $P_u = 60t$  の鋼材を10本配置した。鋼材の安全率は破断強度に対して 2.5 とした。

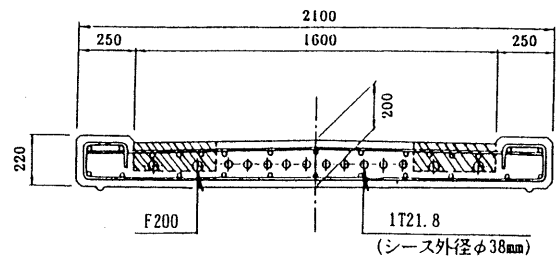


図-8 床版断面図

図-9に示すように3本の版の交点は40cm厚さの正六角形の内部に鋼製フレームがあり、これにそれぞれの桁のPC鋼材が定着されている（図-9）。ここに作用する曲げ、ねじり等に対して鉄筋が配置されている。

橋台との取付部は、吊床版に作用する荷重の鉛直反力を受けるため、部材厚を増し、片持ち梁の曲げ部材として設計された。

耐震性の検討は、道示V耐震編により、震度法、応答スペクトル法および時刻歴応答解析で行った。地震力の載荷方向は、スパンに対する橋軸方向と直角方向の水平2方向および鉛直方向とし、許容応力度法により照査された。

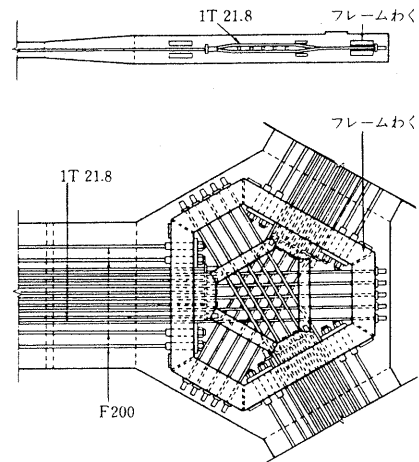


図-9 中央部の鋼材配置図

### 下部工の設計

架設地点の地層は、上層から造成時の盛土、砂質土質砂岩、泥岩となっており、橋台およびアンカーの定着層はこれらの層以深とした。

基礎工は摩擦圧縮アンカーを用いた。付着応力度  $\tau = 6 \text{ kg/cm}^2$ 、安全率を 3.0 とした。

橋台の安定計算は、橋台を剛体とみなし変位を未知数とする変位法で行った。最大地盤反力度は、橋台前面で  $q = 44t/m^2$  である。

### 施工

吊床版橋の施工法は、部材のプレキャスト化と主ケーブルを利用した懸垂式架設工法により行った。この方法は現場施工が簡略化でき急速施工が可能で、支保工施工の不可能な地形条件や大型重機の搬入が不可能な所でも施工が可能な点に特徴がある。

本橋の施工順序を図-10に、中央部の施工状況を写真-5に示す。

本橋は平成3年11月に完成し、現在供用されている。

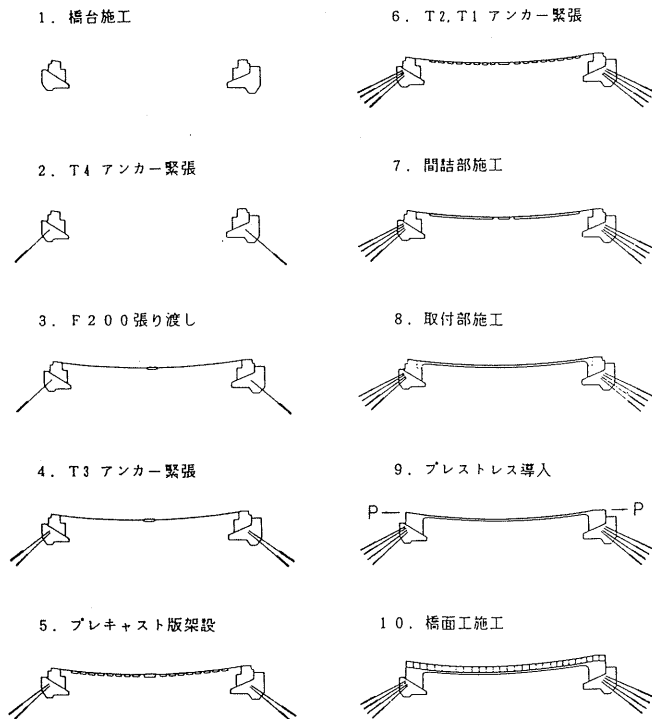


図-10 施工順序図



写真-5 中央部架設

### 3. 三日月橋

本橋は、名古屋市を通る国道1号線の新川に架設されるPC4桁間連続3室箱桁橋で、押し出し工法により施工されている(写真-6)。

この橋梁の特徴として、共同溝よりの地下埋を添架方式と桁内收容方式と比較検討の結果、箱桁内空部の3室にそれぞれ中電、NTTの添架物を收容することにした。このために、横桁、隔壁を一切配置していないもので、共同溝と橋梁断面とがほぼ同一の形状となっている。

押し出し工法を採用する場合、3室箱桁の4つのウェブ下に4つの押し出し装置を配置する必要があると同時に、ウェブの支持反力を横方向ラーメン構造と仮定した許容値の範囲内の誤差におさえなければならない。したがって、従来の押し出しシステムに代る、多主桁の反力変動にも対応可能なシステムを新しく開発して施工を行っている。

橋梁の構造の概要は図-11に示すもので、完成時の支点の反力を考慮して支点部では図-12のようにフランジ、ウェブ厚は支間部より大きくなっている。

前述のように、この橋梁の断面は道示に規定する隔壁あるいは横桁を省略しているので、図-13に示すようなフローチャートに基づいて種々の検討が行われ、

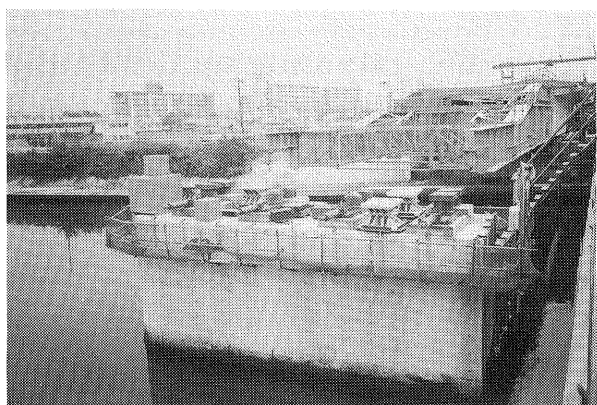


写真-6 架設作業

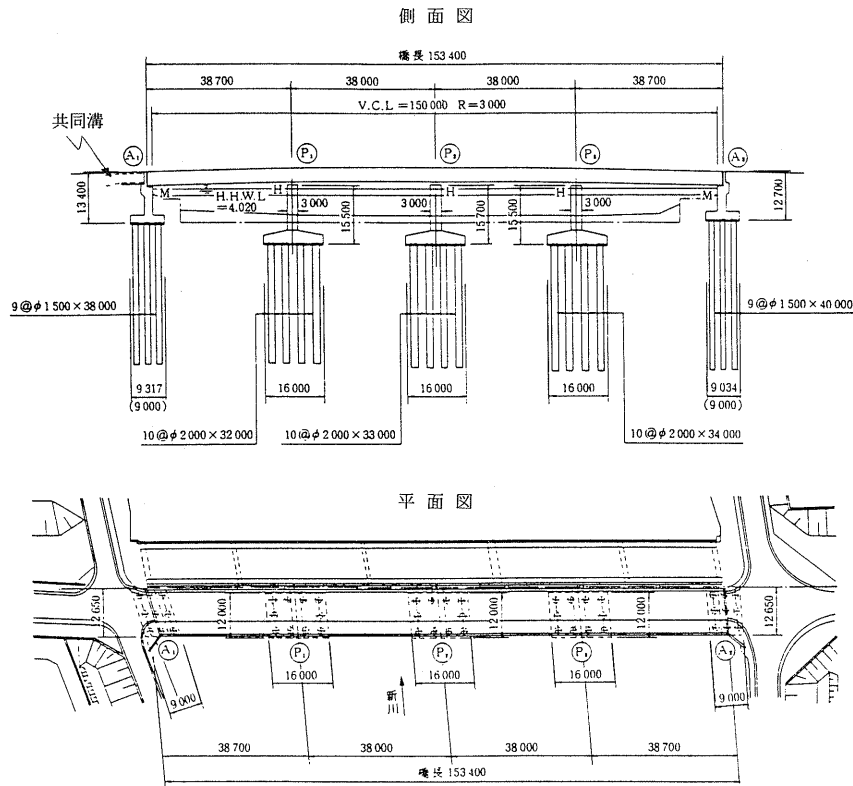


図-11 三日月橋一般図

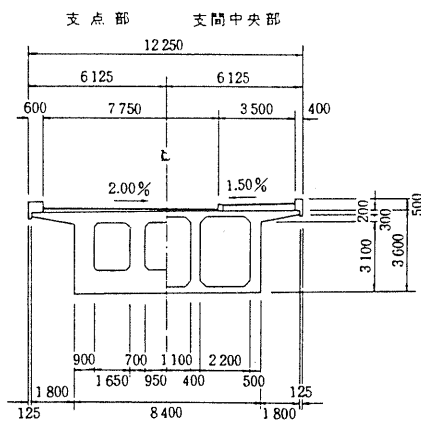


図-12 橋梁断面図

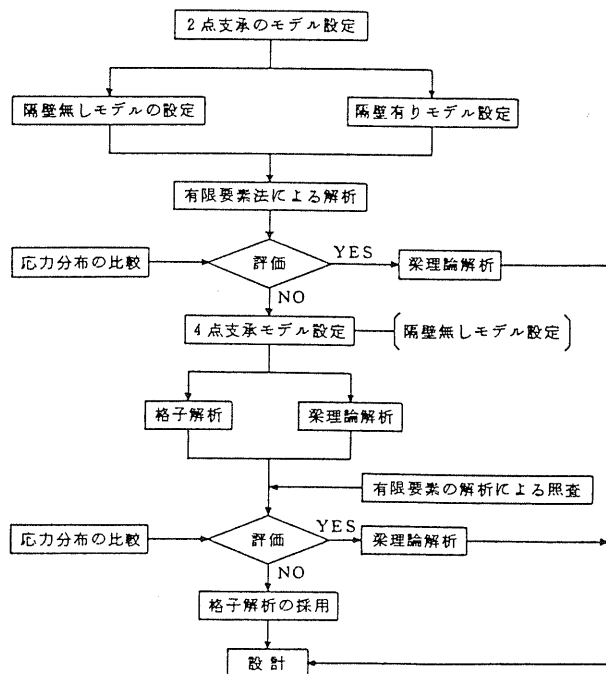


図-13 上部工設計検討フローチャート

安全が確められている。なお、設計上の仮定の正当性を実験で完成時に確認することになっている。本設計に先立ち予備検討として、立体FEMで解析を行い、これを格子解析にシュミレートした。詳細な検討の結果、桁自重、橋面荷重および活荷重による断面力は、格子解析により各主桁の荷重配分を考慮して求め、2次プレストレス、温度差、支点沈下等による断面力は、梁理論解析により求めた。

上部工と下部工の結合方式は、主桁と3ヶ所の橋脚をヒンジ結合させた多点固定方式を採用し、地震時の荷重分散を図った。

## 押し出し施工

押し出し施工は、A 1 後方に仮支柱 2 基および主桁製作ヤード・準備ヤードを設置して行なっている。

主桁は 12.5m を基本として全部で 13 ブロックに分割されており主桁製作ヤードにて製作後 1 ブロック毎に押し出し架設を行っている。

一般に押し出し工法で架設される橋梁において、押し出し架設中に支承面となる橋体下面の出来形精度いかにより、主桁に不等沈下の影響を与えることで過度な応力を発生させる恐れがある。

従って、押し出し架設中に、刻々と変化する反力値が当初の設定状態で架設されているかを確認しながら行うことが非常に重要である。

本橋は 3 室箱桁であるため、各仮支柱・橋台・橋脚には、4 台の押し出し装置が配置（図-14 参照）されているので、主桁の横方向剛性に見合った反力をそれぞれのジャッキに受持たせる必要が生じた。

本橋は、分散方式の押し出し工法を採用し、従来の鉛直ジャッキに加えスライド架台上にもスライドジャッキを配置した新しく開発した押し出し装置（図-15、写真-7）を使用した。これにより反力調整をあらゆる状況においても反力の計測および管理によって可能とした。

新しいシステムの押し出しの順序は、図-16 に示すものである。

本システムでは反力の管理計測だけでなく、レーザー変位計による主桁の変位測定を併用することで工事の管理を行っている。

これらの各計測データは、図-17 に示すシステム構成によりリアルタイムで中央制御室（写真-8）に集約・パソコンにより表示され、作業が適切に進行しているか短時間での確な判断が可能となっている。

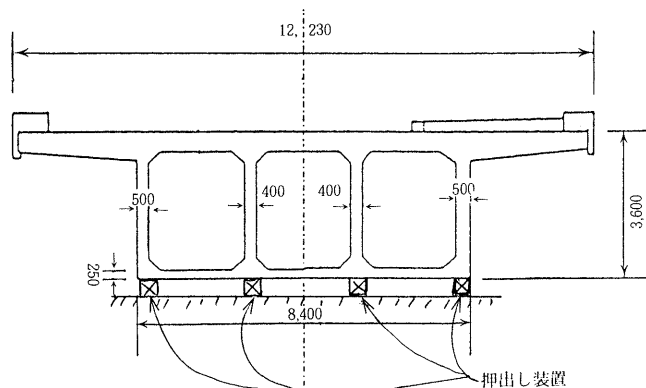


図-14 押し出し装置の配置

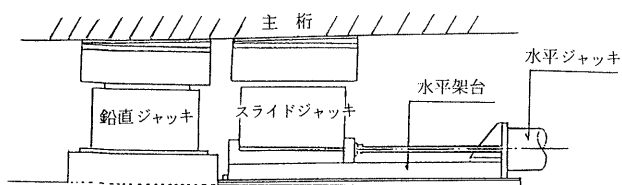


図-15 新システム押し出し装置

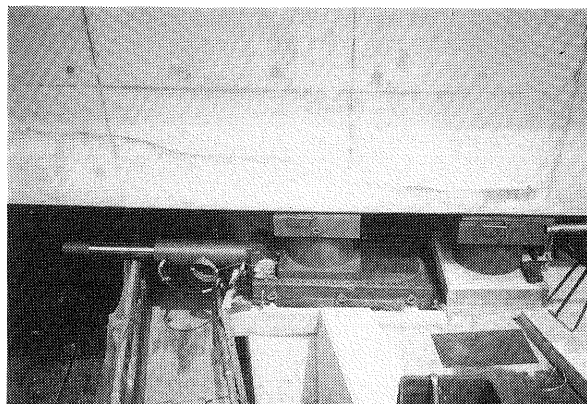


写真-7 新しい押し出し装置

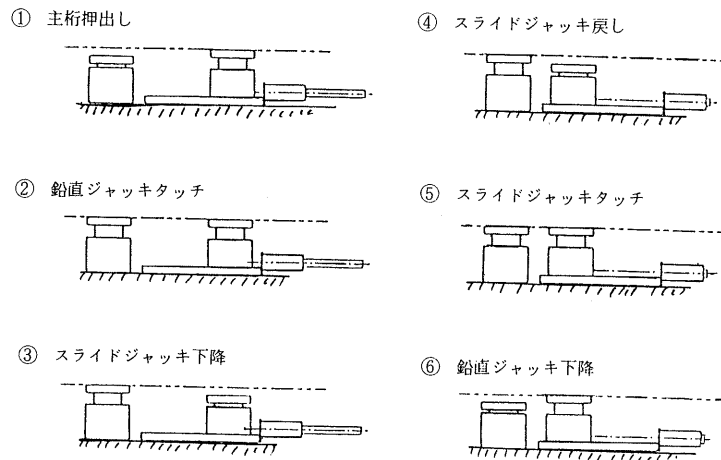


図-16 新システム押し出し要領

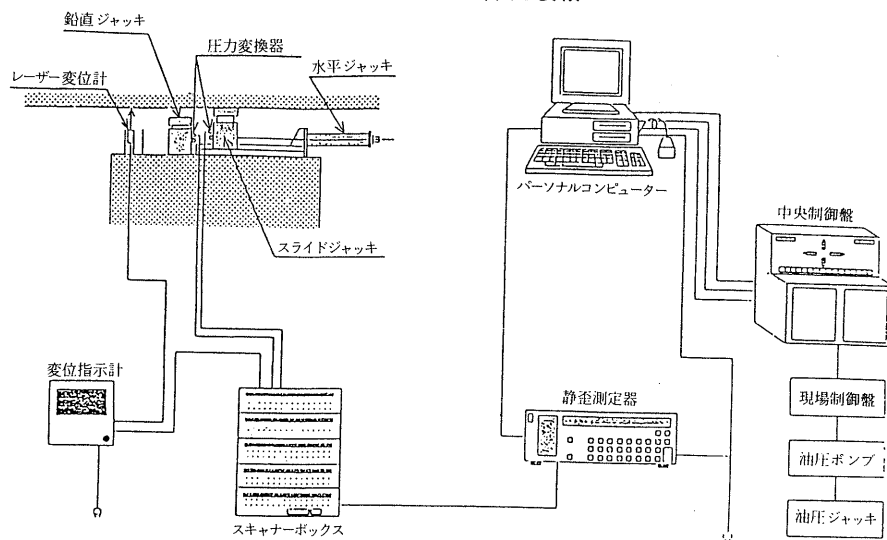


図-17 システム構成図



写真-8 押し出し作業制御室

橋梁の構造がますます複雑となる傾向がある。中でも押し出し工法は広幅員化に対して適用されることが想定される。本工法はその際に大いに役立つものと思われる。

本橋は平成5年2月の完成を目途として現在施工中である。

# 白屋橋（PC斜張橋）について

建設省近畿地方建設局大滝ダム工事事務所 所長 細 見 寛

## 1. まえがき

白屋橋は、建設省近畿地方建設局が、紀の川の上流、奈良県吉野郡川上村に建設中の大滝ダムで付け替えられる左右岸の道路を連絡し、地域住民の交通と経済活動の円滑化を図るために建設された湖面橋である。

架設地点はダム本体の上流約 5 km に位置し、兩岸の地形は約 40° の急斜面で、硬岩が露頭して急崖をなしている。さらに、ダム湛水面は幅 200m、水深 60m にも及ぶため、本橋は、橋脚高約 70m、橋長は 200m を超える、わが国でも最大級の 2 径間プレストレストコンクリート（PC）斜張橋となった。

このような立地条件で、PC 斜張橋を選定した主な理由は、

- ① 施工上、景観上から橋脚の数を少なくしたいこと、
- ② 付替え道路の線形から極力、桁高を低くし、橋面レベルを下げること、
- ③ 静寂な自然、清澄な湖面に調和し、地域のシンボルとして「村起こし」に寄与するものであること、

等を総合的に検討した結果である。

設計面で特に配慮した点は、急峻な溪谷に、124m にも及ぶ背の高い、左右非対称構造の橋梁を建設することで、

- ① 耐風安定性
- ② 耐震安定性
- ③ 支間割りが左右非対称となるため、アンバランスモーメントの処理方法と施工管理方法

施工面では、

- ① 全高 124m と高くなる橋脚、主塔コンクリートの品質を確保する施工方法
- ② 山間部の道路事情等により、工場製作斜材の使用が困難なこと、
- ③ 斜材架設後、セメントミルク充填までのケーブルの防錆方法、

が課題となった。

このことから、本橋の設計・施工にあたって、「白屋橋技術検討委員会」(財)国土開発技術研究センター、委員長：岡田 清 (京都大学名誉教授) において十分な審議・検討を行ってきた。

本稿では、斜材架設工法を中心に、現場製作斜材を用いた PC 斜張橋上部工の設計・施工について紹介する。

## 2. 工事概要

橋 梁 名 : 白屋橋

企 業 者 : 建設省近畿地方建設局

工 事 場 所 : 奈良県吉野郡川上村

橋 種 : PC 道路橋

構 造 形 式 : 2 径間連続 PC 斜張橋

橋 格 : 第 3 種 5 級 (2 等橋, TL-14)

橋長 (支間長) : 225.0m (124.3m + 99.3m)

幅員 (有効幅員) : 8.2m (5.0m)



全高（橋脚・主塔）：124.0m（74.0m + 50.0m）

勾配：縦断 1.25% 放物線，横断 1.50%

主要工事数量：

脚頭部コンクリート（ $\sigma_{ck} = 350 \text{ kgf/cm}^2$ ） 278 m<sup>3</sup>

主げたコンクリート（ $\sigma_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$ ） 1425 m<sup>3</sup>

主塔コンクリート（ $\sigma_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$ ） 784 m<sup>3</sup>

鉄筋（SD 30 A） 383t

PC鋼材（ディビダーク鋼棒 他） 83t

斜材ケーブル（SWPR 7A  $\phi$  15.2） 112t

（フレシネー工法）

本橋の一般図を図-1に示す。

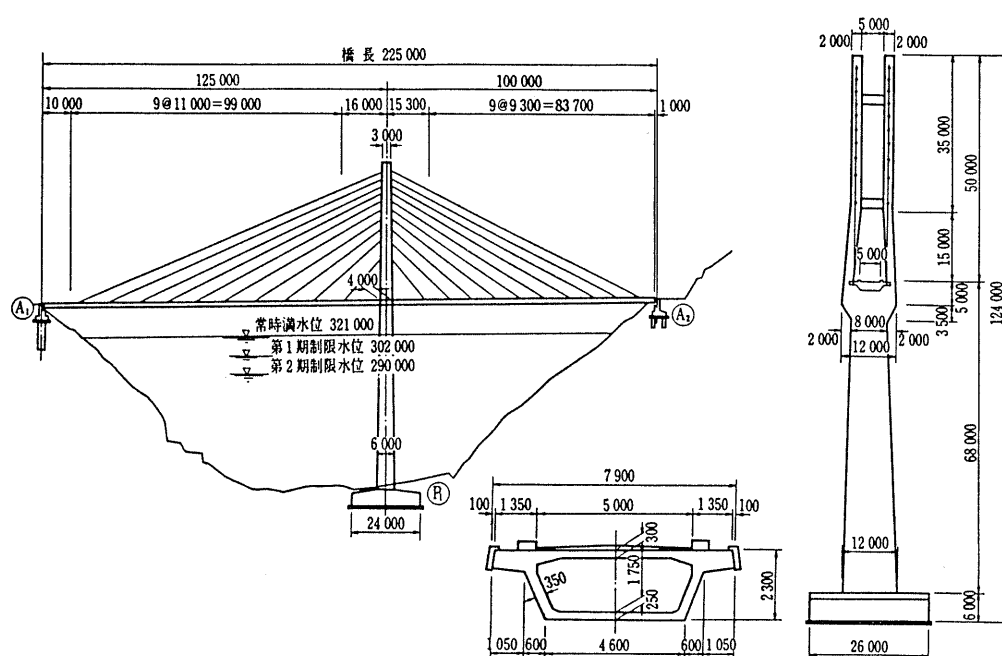


図-1 白屋橋一般図

### 3. 設計

#### 3.1 概要

PC斜張橋は、主げた、主塔、および斜材の3つの主要構造部材を任意に組合せることによって多様な構造系を選定することができる。本橋では、活荷重特性、地震時特性、耐風安定性、施工性、維持管理の問題などを考慮して、支持形式として剛結ラーメン形式（主塔、橋脚、主げたを柱頭部で剛結する）、斜材形式としては2面吊りファン形を採用した。

また、斜材は初めて本格的な現場製作斜材を採用した。ケーブルの選定については、既往の疲労試験、新しく実施した曲げ疲労試験、斜材定着部の耐力試験等を総合的に検討し、 $\phi 15.2 \text{ mm}$ のPC鋼より線を用いた平行線ケーブルを使用した。保護管には、着色したいという強い要望があり、着色可能なFRP管を開発して使用した。

施工中のケーブルの防錆としては、「気化性防錆剤」を暴露試験で効果を確認して使用した。

尚、本橋の設計フローを図-2に示す。

設計方針としては、橋全体が支保工上で一度に施工されたものとして構造解析を行い、部材断面の応力度ならびに安全性を照査し、断面諸元を決定することとした。

さらに、本橋は、立地条件、架設条件等を考慮して、主げたを斜材で吊り上げながら段階的に張出し架設することとし、張出し架設段階においても、応力度ならびに安全度を照査した。

張出し架設中は、斜材張力調整回数を極力減らすため、各架設段階において新しく布設する斜材とそのすぐ内側の斜材だけを張力調整し、各部材の応力度が許容値以内に収まるように施工中の斜材調整力を決定した。また、主げたが連結した橋体完成直後に、施工完了時の断面力状態と完成系で求めた死荷重（自重、主げたプレストレスト力、および斜材調整力）による断面力状態とを一致させるように全斜材の張力調整を行うこととした。

一般に、張出し架設により段階的に施工するPC斜張橋の場合、施工完了直後に斜材張力調整のほかに支点反力調整を行わないかぎり、完成系の断面力状態と一致させることができない。しかし、本橋の場合、張出し架設中の各段階での斜材調整力決定に際し、橋体完成時に完成系と断面力状態が一致するという条件を入れた最適計算を行い、支点反力調整を行わなくともよいようにした。

なお、設計については文献2)に詳しいので参照されたい。

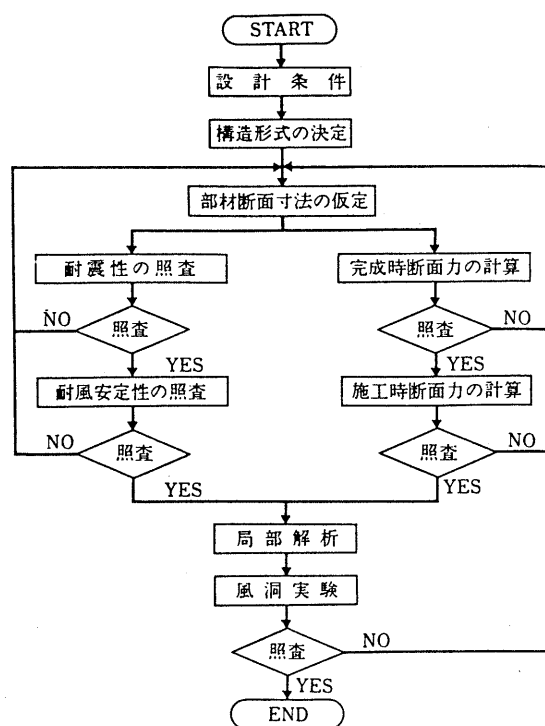


図-2 白屋橋の設計フロー

## 3.2 架設時設計検討

架設時設計検討として、施工に先立ち種々の検討を行ったが、PC斜張橋として注目すべきものについて以下に紹介する。

### (1) 上越し計算

施工計画にもとづき、できるだけ正確に設定した架設荷重を用いて主げたの上越し計算を行った。考慮する架設荷重としては、載荷時期と載荷状態が明確なものだけとし、その他の架設荷重については、各施工系について行った荷重の影響線解析結果を用いて、施工管理システム（5. 参照）のなかで補正してゆくこととした。

施工管理システムでは、この基準の上越し計算に対し、温度、荷重誤差その他の影響を考慮して計画値を設定し、実測値との比較分析を行うようになっている。

### (2) 斜材の緊張計算

施工時応力度の検討で得られた斜材の緊張順序にもとづき、斜材1本ごとの緊張力および伸び量の計算を行った。このとき、複数本の斜材を同時緊張する場合は、コンクリートの弾性変形による他の斜材への影響を考慮して緊張計算を行った。

本橋の斜材緊張方法は、後述するように、1次緊張では斜材を構成するストランドを1本ずつシングルストランドジャッキで緊張し、くさび定着する方法、2次緊張以降は斜材全体を大型ジャッキで緊張し、ねじ定着する方法とし、2種類の異なる方法を用いた。そこで、それぞれの緊張方法に応じて、1次緊張については各ストランド（最大1斜材当り37本）について緊張計算を行い、2次時緊張以降については各斜材の緊張計算を行った。

図-3に、斜材の1次緊張管理表の一例を示す。

| 1次緊張 緊張管理表   |                          |                          |                      |                      |                   |
|--------------|--------------------------|--------------------------|----------------------|----------------------|-------------------|
| S-4 下流側      |                          |                          | 緊張年月日<br>平成元年 月 日    |                      |                   |
| 予定伸び 192.8mm |                          |                          | ～ 月 日                |                      |                   |
| NO.          | ポンプ圧力<br>設計値<br>(kgf/cm) | ポンプ圧力<br>緊張時<br>(kgf/cm) | マーク位置<br>設計値<br>(mm) | マーク位置<br>実測値<br>(mm) | 伸び量<br>誤差<br>(mm) |
| 1            | 208                      | 360                      | 274                  | 275                  | 1                 |
| 2            | 204                      | 345                      | 274                  | 272                  | -2                |
| 3            | 200                      | 310                      | 274                  | 275                  | 1                 |
| 4            | 197                      | 305                      | 274                  | 275                  | 1                 |
| 5            | 194                      | 300                      | 274                  | 276                  | 2                 |
| 6            | 190                      | 295                      | 274                  | 275                  | 1                 |
| 7            | 187                      | 285                      | 274                  | 277                  | 3                 |
| 8            | 184                      | 260                      | 274                  | 274                  | 0                 |
| 9            | 181                      | 250                      | 274                  | 275                  | 1                 |
| 10           | 179                      | 260                      | 274                  | 276                  | 2                 |
| ...          |                          |                          |                      |                      |                   |
| 31           | 135                      | 170                      | 274                  | 274                  | 0                 |
| 32           | 133                      | 170                      | 274                  | 275                  | 1                 |
| 33           | 132                      | 170                      | 274                  | 274                  | 0                 |
| 34           | 130                      | 170                      | 274                  | 274                  | 0                 |
| 35           | 129                      | 160                      | 274                  | 273                  | -1                |
| 36           | 127                      | 160                      | 274                  | 275                  | 1                 |
| 37           | 126                      | 160                      | 274                  | 274                  | 0                 |
|              |                          |                          |                      | 誤差平均                 | 0.49              |

図-3 斜材の1次緊張管理表の例

### (3) 施工管理のための事前計算

#### a 施工時要因解析

施工時に計画値と出来形値との間に誤差を生じさせる要因のうち、解析によりアプローチしなければならない以下のものについて影響を定量的に把握し、施工管理上の主要因を事前に決定するため、施工時要因解析を行った。

- ① コンクリートのヤング係数の差異による影響
- ② 斜材のサグによる影響
- ③ 施工中のコンクリートのクリープ・乾燥収縮による影響
- ④ 温度荷重による影響

解析結果によると、①②の影響は施工管理上無視できる程度であった。③については上越し計算に考慮することとし、④については、たわみ管理に大きく影響するので、各部の温度測定を実施して、そのつど補正計算を行うことにした。

#### b 影響線解析

上越しならびに斜材張力管理に利用するため、施工時要因解析結果にもとづいて、施工管理上必要な以下の影響線を、施工中のすべての構造系に対して事前に算定した。

- ① 温度の影響
  - ・部材全体の温度の昇降
  - ・斜材とその他の部材間の温度差
  - ・主げた床版の温度差
  - ・主塔・橋脚の側面温度差
- ② 斜材の単位短縮
- ③ 橋面単位集中荷重
- ④ 橋脚の単位アンバランスモーメント

## 4. 上部工の施工

### 4.1 主げた工および主塔工の概要

本橋の主げたは、長大橋の一般的施工法であるフォルバウーゲンによる張出し架設工法（ディビダーク工法）で施工したが、架設中の応力上の制約から、主げたを斜材で吊り上げながら張り出す必要があり、そのため、主塔、斜材と併行して施工した。

本橋は、径間が非対称であり、張出し架設時のアンバランスを解消するため、短径間側主げた内にカウンターウェートを打設しながら施工した。カウンターウェートコンクリートは、主げた剛性にできるだけ、影響を及ぼさないよう、主げたブロックより2ブロックずらして打設するとともに、主げたの間には縁切りのための樹脂発泡性目地材を設置した。

主塔の施工方法は種々考えられるが、本橋の場合足場は主塔施工用としてだけでなく、斜材架設のための足場も兼用するので、総足場とし、大パネル型わくによるジャンプアップ工法を採用した。

主塔は高い鉛直精度を要求されるとともに、斜材外套管を正確に据え付けなければならないので鉄骨を利用するが、現場内の鉄骨組立て架台上で精度よく地組みし、斜材外套管を固定した状態で吊り上げ既設の鉄骨に接続してコンクリート中に埋没した。

主げたおよび主塔のコンクリート打設は、ポンプ車と主塔に設置した中継ポンプを併用して行った。

図-4～6に、施工区分、施工順序の概要、および工事工程を示す。

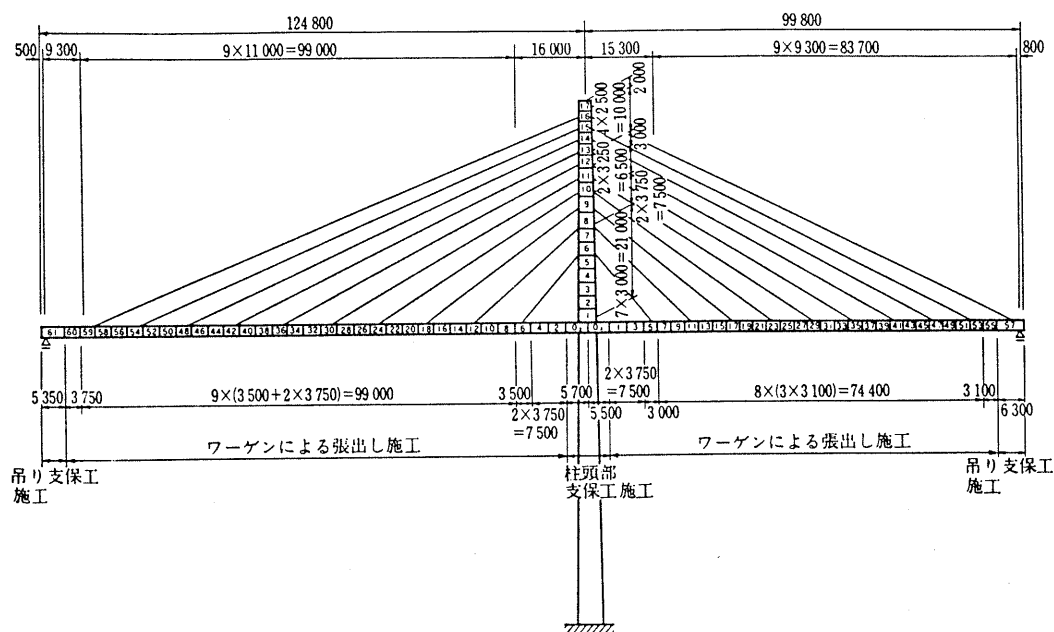
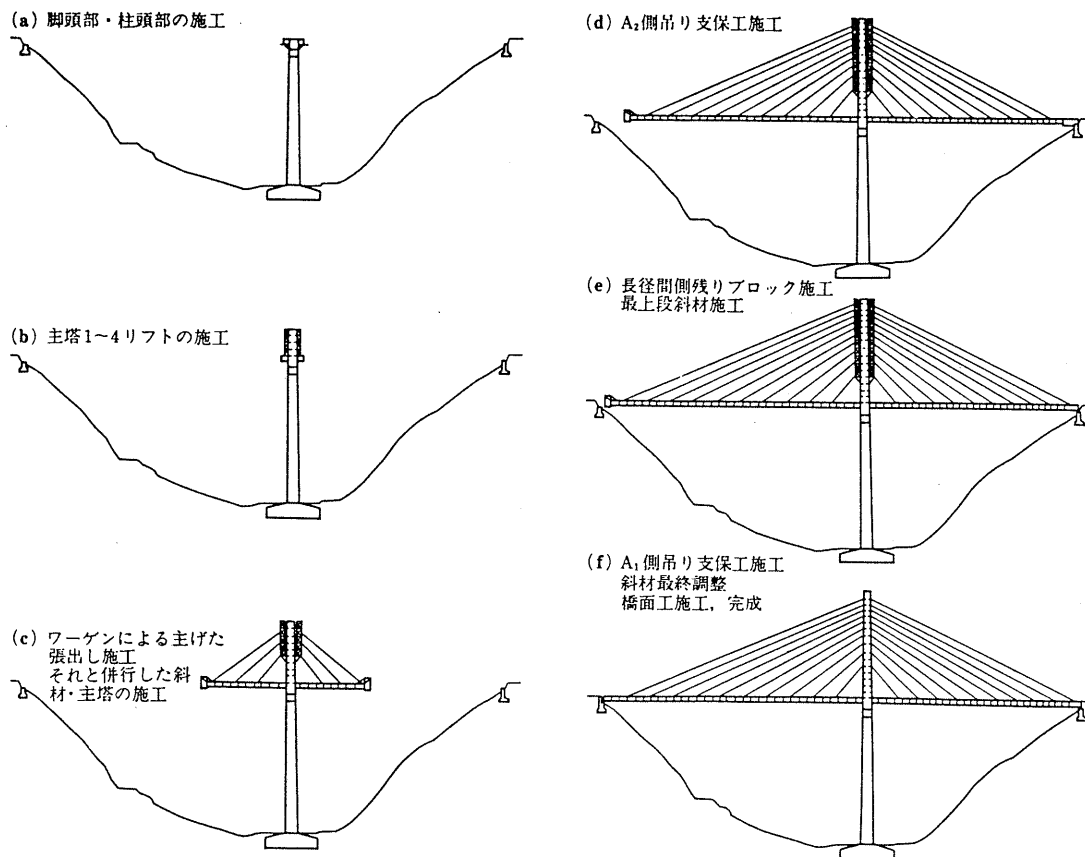


図-4 施工区分



図－5 施工順序

| 年月    | 昭和63年度 |    |    |   | 平成元年度 |   |   |    | 平成2年度 |    |   |   |
|-------|--------|----|----|---|-------|---|---|----|-------|----|---|---|
|       | 8      | 10 | 12 | 2 | 5     | 7 | 9 | 11 | 1     | 3  | 5 | 7 |
| 工程    | 7      | 9  | 11 | 1 | 3     | 4 | 6 | 8  | 10    | 12 | 2 | 4 |
| 脚頭部工  |        |    |    |   |       |   |   |    |       |    |   |   |
| 柱頭部工  |        |    |    |   |       |   |   |    |       |    |   |   |
| 主塔工   |        |    |    |   |       |   |   |    |       |    |   |   |
| 主げた工  |        |    |    |   |       |   |   |    |       |    |   |   |
| 斜材工   |        |    |    |   |       |   |   |    |       |    |   |   |
| 橋面工ほか |        |    |    |   |       |   |   |    |       |    |   |   |

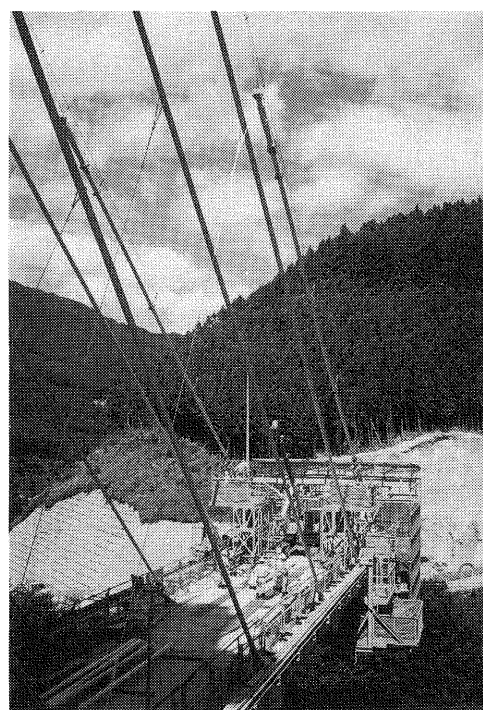
図－6 工事工程

## 4.2 斜材工

### (1) 斜材架設と1次緊張

#### a FRP防護管の架設

FRP管の架設方法としては、架設用のケーブルに外套管の荷重を預け、橋面上の接合架台でFRP管を順次接合しながら引き上げてゆく逐次架設方式で行った。架設用のケーブルとして、従来はワイヤロープを別途設置する方法が考えられていたが、本橋では、斜材に用いるのと同じφ15.2mmのPC鋼より線（仮設ストランドと称する）を用い、さらに、架設する斜材の定着体に、本設ストランドと同様くさび定着する方



写真－1 FRP防護管の架設

法を採用した。

これにより、架設ストランドに比較的大きな張力を導入でき、サグを小さくすることができるので、FRP管の接合を正確かつスムーズに行うことができた。また、別途定着部が必要ないので経済的でありしかも、主塔の美観上からも望ましいと考えられる。

#### b ストランドの挿入と緊張（1次緊張）

ストランドは、橋面上に設置したプッシングマシンにより主塔側定着体からFRP管の中に上段から1本ずつ挿入し、挿入するごとに主塔側のシングルストランドジャッキで緊張した。

緊張は、各ストランドの張力をできるだけ均等にするために伸び管理を採用し、管理の精度を上げるため、ストランドには、あらかじめ工場で切断箇所と緊張の引止め点を示すマークを付けて現場に搬入した（マークの精度は1/10000）。現場では、この切断マークによって挿入するごとに正確にストランドを切断し、引止め点マークに従って、緊張管理を行った。主げた側のストランドの定着には、伸び管理を容易にするために、圧着グリップを採用した。これは、疲労強度を高めるために先端部がくさび状になった特殊なものである（写真-2）。1本ごとの伸び管理の管理基準は±5mmとしたが、実際には慎重に緊張作業を行うことで、ほとんどすべて2～3mm以内の伸び誤差で緊張できたので、ストランドごとの張力のばらつきは非常に小さく抑えられた。

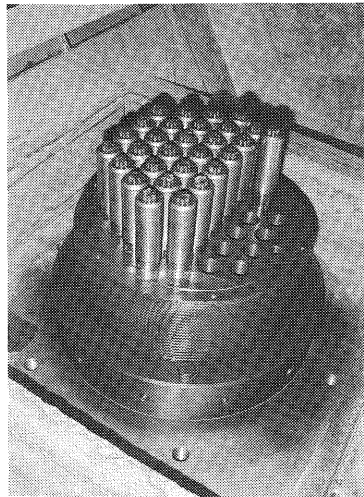


写真-2 主げた側定着体と圧着グリップ

#### （2） 400t ジャッキによる斜材緊張

##### a 1次確認緊張

1次緊張は、マークをつけたストランドを1本ごとに伸び管理することで、各ストランドの張力をできるだけ均等にするものであるが、さらに斜材全体として設計張力が導入されたことを確認するため、400tジャッキを用いて確認緊張を行った。張力確認は、精度を上げるため、テンションロッドに取り付けたロードセルで直接張力を読み取ることによって行った。

400tジャッキは、1次確認緊張のほかに、2次緊張以降の斜材緊張を行うもので、主げた側で緊張した。このため、緊張用ワーゲンと400tジャッキ（重量約1.7t）装着のためのリフターを製作した（写真-3）。

##### b 2次緊張および3次緊張

2次緊張では、1次緊張した斜材を、緊張後、片側2ブロック施工した時点で再度緊張するもので、斜材緊張のなかでもっとも大きな張力となる。緊張方法は、まず緊張前に斜材張力を確認したのち、4か所で同時に緊張して所定の張力まで緊張を行い、リングナットを締め込んで定着した。さらに、定着後の張力を、それぞれのジャッキのロードセルで確認した。

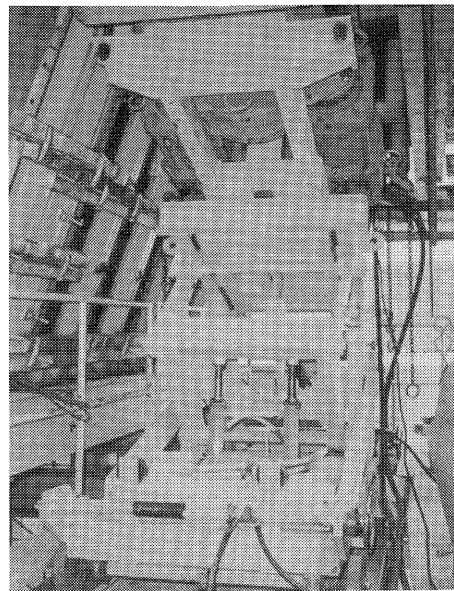


写真-3 400tジャッキリフター

3次緊張は、さらに1ブロック（斜材定着ブロック）施工、斜材架設・1次緊張後に1段内側の斜材を緩めるものであり、2次緊張と同様に4箇所同時に行った。

400tジャッキによる緊張の管理は圧力管理とし、設計値に対する張力誤差をロードセルの読みで±5t以内とするよう管理した。伸び量については、管理上は参考値として扱うが、実績では伸びについてもほぼ設計値と合っており、

10%を超える差は生じなかった。

### c 最終調整

最終調整は、主げた連結後にすべての斜材を調整するもので、本橋の場合、施工時のアンバランスを解消するために、一般に長径間側斜材は緩めて、短径間側斜材は緊張した。

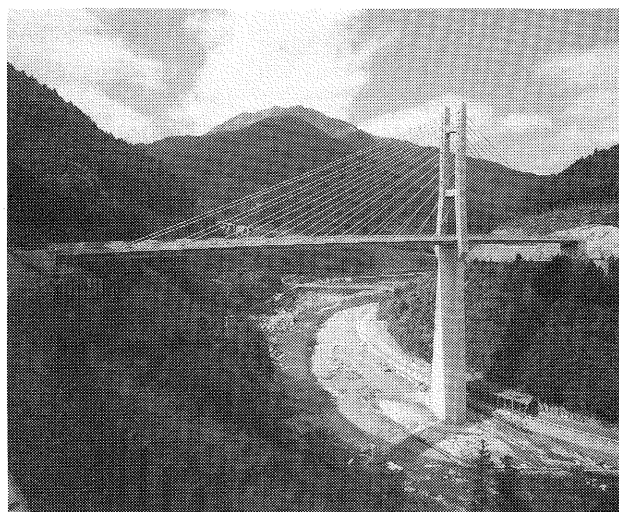
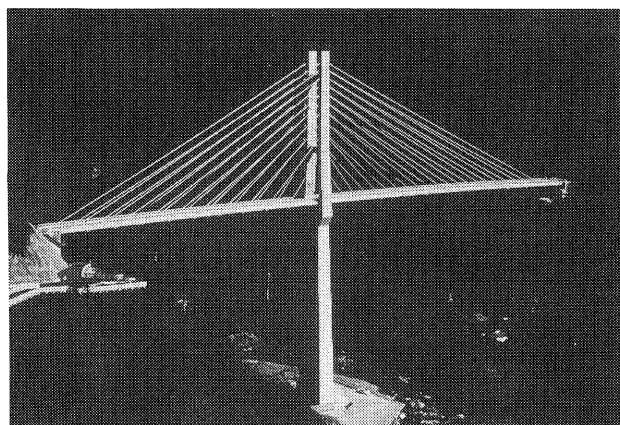
緊張時の主げた応力状態を検討して決定した所定の緊張順序に従って、1段ずつ2か所同時に緊張してゆき、管理の方法は2次緊張・3次緊張と同時に行った。

### (3) 斜材グラウト

グラウトは、斜材調整がすべて終了したのちに行った。

グラウト材としては、経済性、施工性、実績等を考慮して、ノンブリージング混和剤（コンベックス 208）を添加したセメントミルクを使用した。

グラウトは主げた側定着体先端から注入し、主塔側定着体先端を最終排出孔としたが、長い斜材については、内圧に対するFRP管の耐力の面から、斜材中間点で1回打ち継いだ。なお、中間点での注入は、高所作業車を用いて行った。



写真－4 白屋橋竣工

## 5. 施工管理

PC斜張橋の施工管理項目のうち、特に重要となるのは、斜材の張力管理と主げた・主塔のたわみ管理である。

本橋の施工管理には、マイクロコンピュータを用いた施工管理システムを使用した。このシステムは、大型コンピュータにより事前に計算された施工時計画値にもとづき、実測値との比較分析を行って、各施工段階での形状や応力状態を考慮した最適な上越し量や斜材張力調整量を迅速に求めるものである。

張出し架設時には、特に非対称荷重による主げたたわみに注目しながら管理を行い、主げたコンクリート打設時のたわみデータをすべて解析した結果、非対称荷重によるたわみは非常によく設計値と一致しており、橋脚剛性の評価が良好であり、また、カウンターウエートの主げた剛性への影響はなかったものと判断された。図－7に、主げた変位の実測値と設計値を比較した一例を示す。

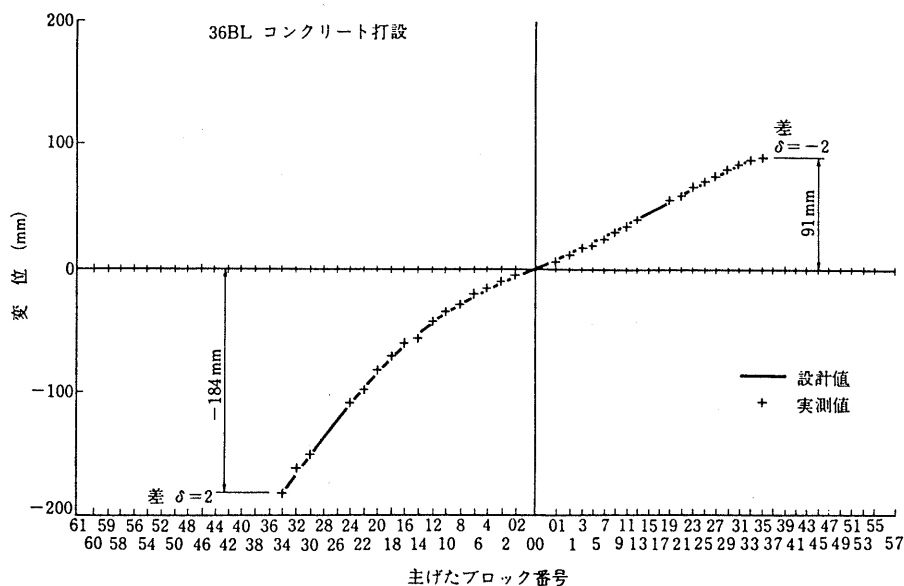


図-7 主げた変位の実測値—設計値比較の例

斜材緊張によるたわみについては、導入力に対して主げた変形が非常に敏感なこともあり、第2点検時までには主げたたわみの誤差が累積してきた。そこで、通常施工時のたわみ測定結果、斜材張力測定結果、主げた応力度測定結果を総合的に判断して、第2点検時に斜材調整による補正を行うことにし、計画高にほぼ一致させた。

以降は、要因となった作業荷重の補正をより正確に行うことにより、第3点検時には、斜材調整による補正の必要がなく、吊り支保工部を計画通り施工することができた。

橋面工施工前の段階で、主げた標高値と計画値との差は±3 cm以内に収まり、斜材張力もほぼ計画値どおりに導入された。

## 6. おわりに

以上、2径間連続PC斜張橋としてわが国最大級である白屋橋の設計と施工の概要を紹介した。

本工事は、現場製作斜材（フレッシュ工法）による本格的な張出し架設のPC斜長橋としては最初のもので、関係者の注目を集め、多方面からの来訪を得た。本橋が今後の長大PC斜張橋工事の参考になれば幸いである。

最後に、本橋の設計・施工にあたり適切なご指導・ご協力を頂いた技術検討委員会の委員の方々ほか、関係各位に深く感謝の意を表す次第である。

### 参考文献

- 1) 建設省近畿地方建設局大滝ダム工事事務所、(財)国土開発技術センター：白屋橋技術検討業務報告書，昭61.3，63.3，平2.3
- 2) 橋本 健・大西京治・横山雅臣：白屋橋（PC斜張橋）の設計と施工計画，プレストレストコンクリート，Vol. 30，No. 4，1988
- 3) 品川正典・平林貞之・横山雅臣：左右非対称の高橋脚PC斜張橋の設計・施工，コンクリート工学，Vol. 28，No. 12，Dec. 1990



# スレンダーな P C 構 造 物

## — バイプレストレスング工法による千登勢井橋および宇多津吊床版歩道橋 —

徳島大学工業短期大学部 教授 水 口 裕 之

### 1. はじめに

土木構造物には、機能に加えて美観や景観性が一段と要求されるようになってきた。P C 技術は、その力学的多様性からこれらの要求に対して有効なものといえる。構造物の部材寸法を小さくできることは、機能の要求への適用性の増大とともに造形の多様性を実現できるものとなる。

ここでは、これらの特徴を備えたものとして注目されている2つの橋について紹介する。一つは、桁の高さを低くできるバイプレストレスング工法による桁橋で、もう一つは、吊床版橋では初めて市街地内にアンカーを構築して架設し歩道橋として使用したものである。

### 2. バイプレストレスング工法による千登勢井橋（徳島空港整備1号橋）

#### 2.1 バイプレストレスング方式とその特長〔1.2〕

バイプレストレスング方式（以下、バイプレ方式と記す）は、「2つの」を意味する接頭語「bi」を使ったBi-Prestressing System の意味で、荷重によって生ずる引張応力を軽減するように導入する従来のプレストレスに加えて、荷重によって発生する圧縮応力をも軽減するように、桁の圧縮側に引張のプレストレスを導入する方式である。

図-1(a)に示すポストテンション方式と図-1(b)に示すポストコンプレッション方式とを組合せた図-1(c)のようになり、緊張力と圧縮力を調整することによって、軸圧縮応力が大きなプレストレスを与えることが可能となり、荷重による引張応力とともに圧縮応力をも打ち消すことができる。

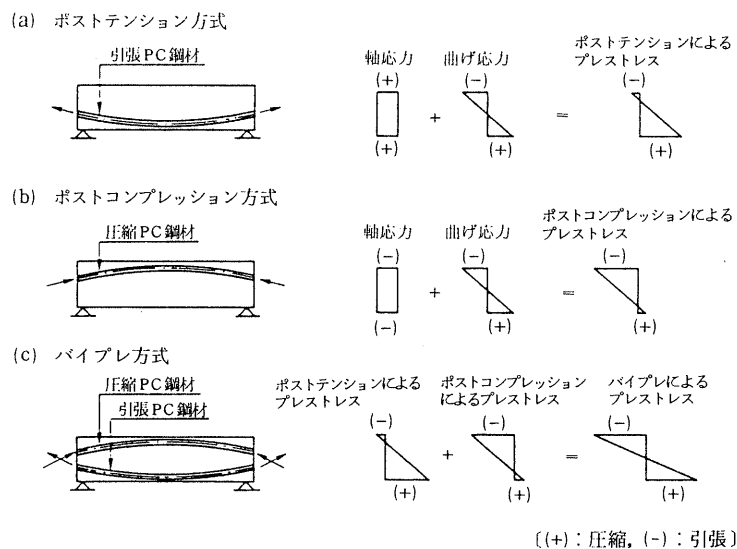


図-1 バイプレ方式による断面の応力状態

すなわち、曲げモーメントを受ける部材に対して、より軸圧縮力が小さく、偏心曲げモーメントの卓越したプレストレスを与えられることになる。プレストレスの分布は、引張PC鋼材と圧縮PC鋼材の配置・量を調節し、自由にコントロールでき、理論上は、荷重による曲げ応力を打ち消し、無応力状態を作り出すことも可能である。

したがって、ポストテンション方式のみを用いた場合に比べて、図-2に示すように桁高さを小さくすることができ、その結果桁自重の減少、支間の増大、桁本数の減少、既存構造物の補強への利用、造形上の自由度の増大など多くの特長をもつことになる。

この方式が初めて実用化されたのは、1977年完成のオーストリアのAlm橋(スパン76m、桁高2.5mの単純支持道路橋)であり、その後外国での実施例はほとんどないが、わが国では1984年完成の福岡県の川端橋側道橋(スパン57.58m、桁高1.00~1.55m)以来1992年9月までに64橋が建設されている。

千登勢井橋は、徳島県板野郡松茂町の徳島空港に隣接した町道松茂3号線の一部として架設されたもので、桁高制限のためバイプレ方式を用いたPC橋であり、ここでは、その上部工について紹介する。

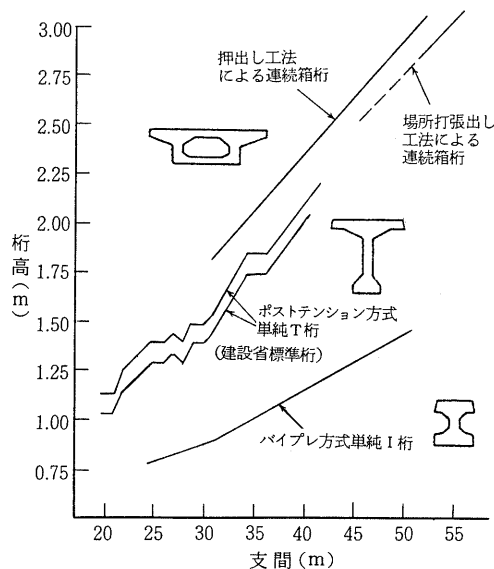


図-2 桁高の比較 (TL-20)

## 2.2 構造形式の選択

### (1) 構造形式の選択

この橋は、支間35m程度の斜橋であり、水路をまたぐ道路橋で桁下制限がある。また、接続道路および関連施設(ポンプ)との関係上縦断勾配がなめらかになることが要求されている。このため、桁高の小さいものが有利となる。

構造形式として、PCポストテン方式単純T桁、PCバイプレ方式単純桁、プレビーム桁および鋼単純I桁が比較され、桁高、景観、経済性を考慮し、また維持管理が容易なものとしてPCバイプレ方式単純桁が選定された。

### (2) 設計条件

主な設計条件を表-1に、側面図および中間横桁部を図-3に示す。

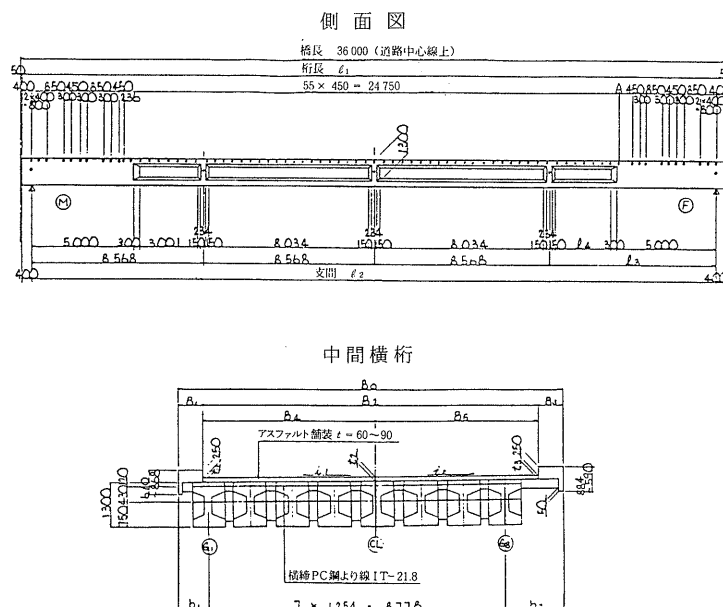


図-3 側面図および中間横桁部

表－１ 主な設計条件

|        |         |                  |                                 |                    |                    |                  |   |
|--------|---------|------------------|---------------------------------|--------------------|--------------------|------------------|---|
| 設計条件   | 構造形式    |                  | パイプ方式単純I桁橋                      |                    |                    |                  |   |
|        | 橋長(m)   |                  | 36.000                          |                    |                    |                  |   |
|        | 桁長(m)   |                  | 34.813                          |                    |                    |                  |   |
|        | 支間(m)   |                  | 34.013                          |                    |                    |                  |   |
|        | 幅員構成(m) |                  | 9.741 (地覆0.600+車道8.541+地覆0.600) |                    |                    |                  |   |
| 荷重     | TL-20   |                  | (大型車1日1方向1,000台以上)              |                    |                    |                  |   |
|        | 角度      |                  | 右 58° 33' 53"                   |                    |                    |                  |   |
| 材料強度   | コンクリート  |                  |                                 | kg/cm <sup>2</sup> | 主 桁                | 場 所 打            |   |
|        |         | 設計基準強度           |                                 | $\sigma_{ck}$      | 400                | 300              |   |
|        |         | プレストレスを与える時の圧縮強度 |                                 | $\sigma_{ci}$      | 340                | 250              |   |
|        |         | 許容曲げ圧縮応力度        | プレ導入直後                          | $\sigma_{cat}$     | 180                | —                |   |
|        |         |                  | 設計荷重時                           | $\sigma_{ca}$      | 140                | 110              |   |
|        |         | 許容曲げ引張応力度        | プレ導入直後                          | $\sigma_{cat}'$    | -15                | —                |   |
|        |         |                  | 設計荷重時                           | $\sigma_{ca}'$     | -15                | —                |   |
|        |         | 許容せん断応力度         | 設計荷重時                           | $\tau_a$           | 5.5                | —                |   |
|        |         |                  | 終局荷重時                           | $\tau_{ua}$        | 53                 | —                |   |
|        |         | 許容斜引張応力度         |                                 | $\sigma_{la}$      | -10                | —                |   |
| よび許容内容 | 引張鋼材    |                  |                                 | kg/mm <sup>2</sup> | 縦 縮(12T12.4)       | 横 縮(1T21.8)      |   |
|        |         | 引張強度             |                                 | $\sigma_{pu}$      | 175                | 185              |   |
|        |         | 降伏点応力度           |                                 | $\sigma_{py}$      | 150                | 160              |   |
|        |         | 許容引張応力度          | プレ導入作業中                         | $\sigma_{pi}$      | 135                | 144              |   |
|        |         |                  | プレ導入直後                          | $\sigma_{pat}$     | 122.5              | 129.5            |   |
|        |         |                  | 設計荷重時                           | $\sigma_{pa}$      | 105                | 111              |   |
|        |         | 圧縮鋼材             |                                 |                    | kg/mm <sup>2</sup> | 縦 縮( $\phi 32$ ) | — |
|        |         |                  | 圧縮降伏点応力度                        |                    | $\sigma_{py}$      | 95               | — |
|        |         |                  | 許容圧縮応力度                         | プレ導入作業中            | $\sigma_{pi}$      | 66               | — |
|        |         |                  |                                 | 設計荷重時              | $\sigma_{pa}$      | 66               | — |
| 力度     | 鉄筋      |                  |                                 | kg/cm <sup>2</sup> | 許容引張応力度(SD30)      |                  |   |
|        |         | 斜引張鉄筋            |                                 | $\sigma_{sa}$      | 3000               |                  |   |
|        |         | 引張鉄筋             |                                 | $\sigma_{sa}$      | 1800               |                  |   |
|        |         | 床版鉄筋             |                                 | $\sigma_{sa}$      | 1400               |                  |   |

## 2.3 主桁の設計とプレストレス導入システム

### (1) 主桁の設計

主桁の標準断面を図－４に、応力状態を図－５に示す。なお、導入直後応力度と設計荷重時応力度の( )内の応力度は、引張鋼材のみを用いた場合を示したもので、( )外の応力度との違いが圧縮鋼材による効果である。圧縮鋼材を用いないと、設計荷重作用時に許容応力度を超えているのが分かる。

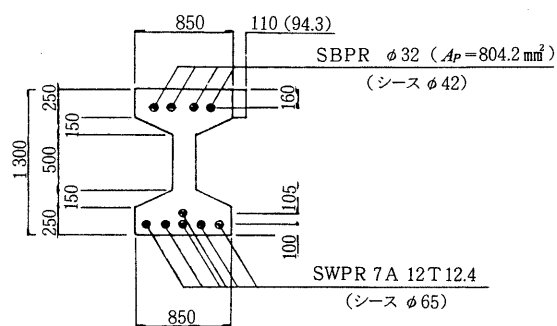


図-4 主桁の標準断面

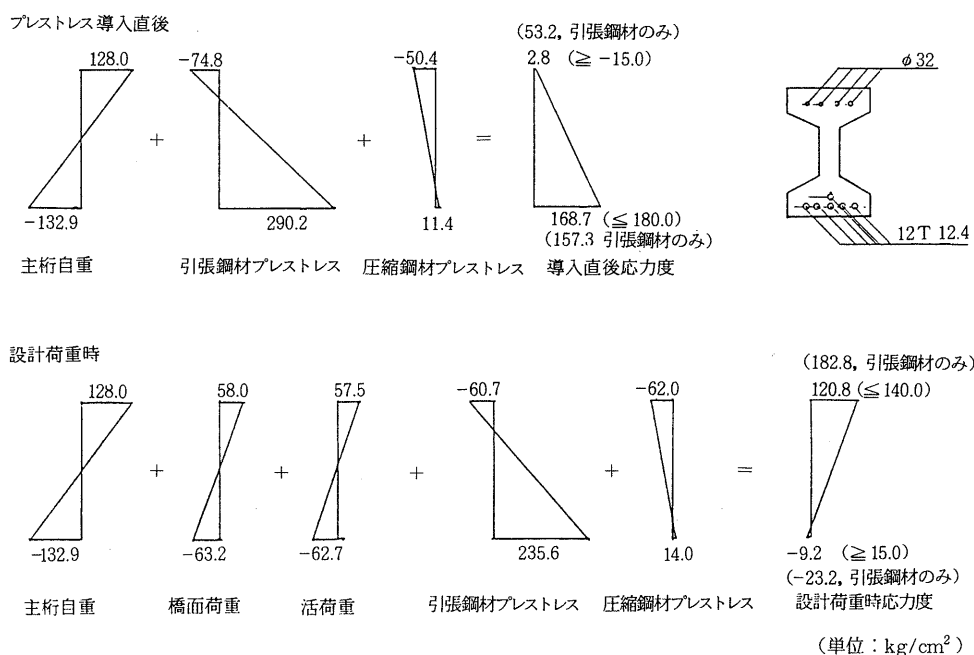


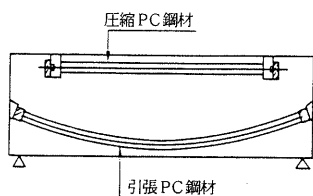
図-5 主桁の応力状態

## (2) プレストレス導入システム

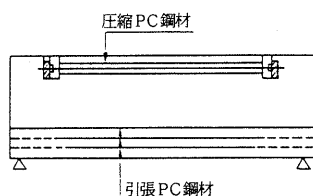
パイプレストレス方式には図-6の2方式があるが、本橋では図(a)のポストテンション・ポストコンプレッション併用方式を採用している。

ポストコンプレッション方式によってコンクリート部材に引張プレストレスを与える方法は、図-7に示すシステムを用いている。その手順は、次の通りである。

- ① コンクリートが所定の強度に達した後、コンプレッションロッド(A)を挿入し、ジャッキ(B)をセットする。
- ② 反力を(C)部で支持しながら、ジャッキを作動させ、圧縮P C鋼材を部材中心部に向かって押し込む。
- ③ (D)の定着ナットで圧縮P C鋼材をアンカープレート(E)に定着させる。
- ④ ジャッキおよびコンプレッションロッドを除去し、コンクリートに引張プレストレスを与える。

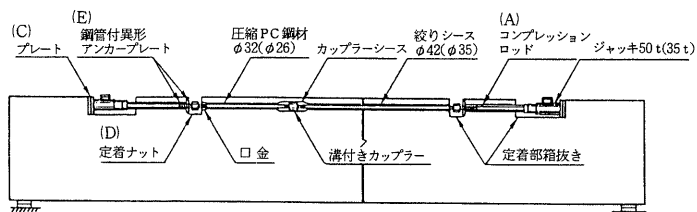


(a) ポストテンション・ポストコンプレッション併用方式

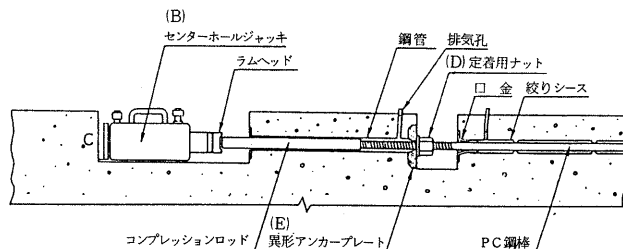


(b) プレテンション・ポストコンプレッション併用方式

図一六 バイプレストレス方式の種類



(a) システム全体図



(b) 定着部拡大図

図一七 ポストコンプレッションの導入システム

なお、プレストレス導入直後および設計荷重作用時の応力状態は、図一五のようである。

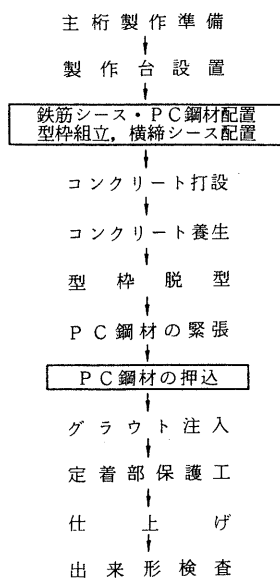
## 2.4 施工の概要

### (1) 主桁の製作手順

主桁の製作手順は、図一八のようであり、従来のポストテンション方式に、圧縮PC鋼材の組立、押込みが追加されるが、その他の手順は従来と変わらない。

### (2) 主桁の製作工程

主桁の製作工程を図一九に示す。



図一八 主桁の製作手順

|      |              |      |        |    |       |
|------|--------------|------|--------|----|-------|
|      | 3            | 4    | 5      | 8  | 9     |
|      | 鉄筋・シース<br>組立 | 型枠組立 | コンクリート | 養生 | 緊張・横取 |
| 所要日数 | 3            | 1    | 1      | 3  | 1     |

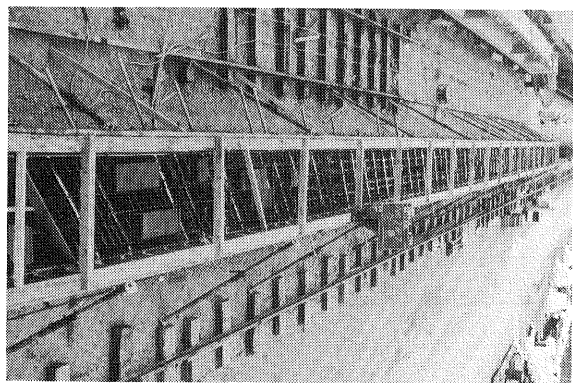
ポストコンプレッションは主桁架設後行う

図一九 主桁の製作工程(1サイクル)

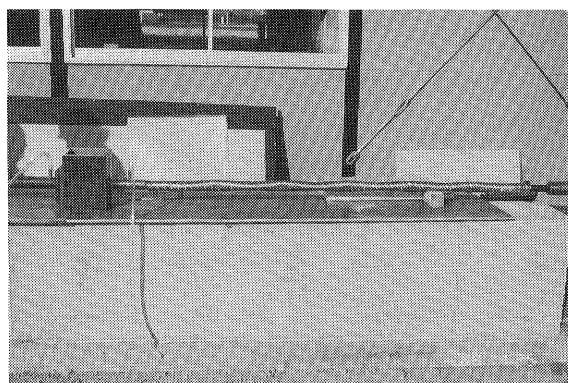
### (3) ポストコンプレッションの施工概要

ポストコンプレッションの施工状況を図-10に示す。

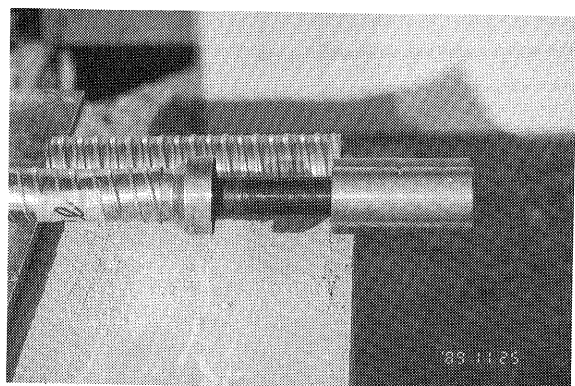
図-10(b)は圧縮P C鋼材用のシースである。これは、圧縮力導入時にP C鋼材が座屈しないように、上下・左右が交互に絞られた絞りシースと呼ばれ、本工法用に開発されたものである。



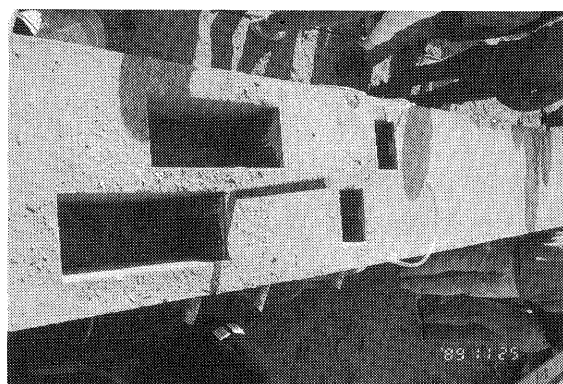
(a)



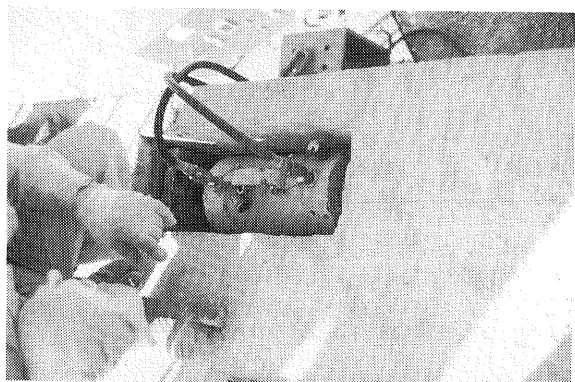
(b)



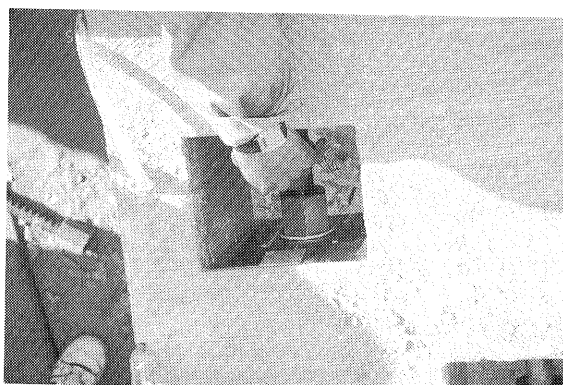
(c)



(d)



(e)



(f)

図-10 ポストコンプレッションの施工状況

### 3. PC吊床版形式による宇多津歩道橋

#### 3.1 はじめに

吊床版橋は、吊橋の一形式であり、図-11に示すように、その主ケーブル、ハンガー（吊索）、補剛桁および床版（床組）をひとつにまとめ、サグ量を極力おさえた構造形式で、スレンダーで景観性に優れた構造形式といえる〔3〕。

PC吊床版橋では、橋台や橋脚などの支持点間にPC鋼材や鉄筋で補強された薄いコンクリート版（床版）を張り渡したもので、このコンクリートの床版の上を人や車が直接通行できるようになっている。コンクリートが吊構造の全体剛性を大きくするとともに、鋼材を包み込むことによって鋼材の防錆効果を持っている〔3〕。

吊床版橋は、実現には至らなかったが、1958年ボスボラス海峡の架設計画にその概念が提案され、1964年スイスで運搬橋として建設されたHolderbank橋が最初であるが、歩道橋として最初に建設されたのは、1967年スイスの支間40mのPfäffikon橋である〔3〕。

わが国では、1968年に大阪万国博覧会場内に支間19mの歩道橋として万博9号橋が施工されたのが最初である〔3〕。その後、各地でゴルフ場の歩道橋を中心に架設されており、1991年には図-12に示すような120度で三方向に交わる亀甲橋が建設されている〔4,5〕。

宇多津歩道橋は、地域振興整備公団が行っている香川県綾歌郡宇多津町の新宇多津都市のほぼ中央に東西にのびる宇多津海岸線（さぬき浜街道の一部）上に、架設されている図-13に示すような立体横断歩道橋で、3径間連続PC吊床版橋である。

この橋は、従来の吊床版橋が山間部のV字谷で地山をアンカーとするのに対して、全くの平坦地に基礎杭とマスコンクリートで橋台を構築し、これをアンカーとした市街地内では国内初の吊床版橋である。ここでは、主として上部工の設計について紹介し、施工については簡単に触れることとする。

#### 3.2 設計概要

##### 3.2.1 設計条件

主な設計条件を表-2に、側面図および断面図を図-14に示す。



図-11 吊床版橋の一例（石鎚橋）

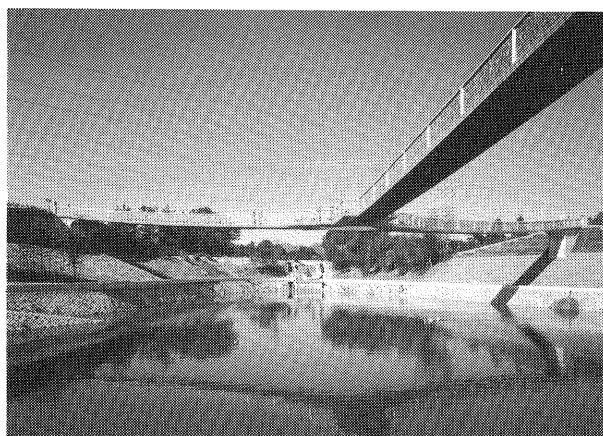


図-12 120度で交った吊床版橋（亀甲橋）

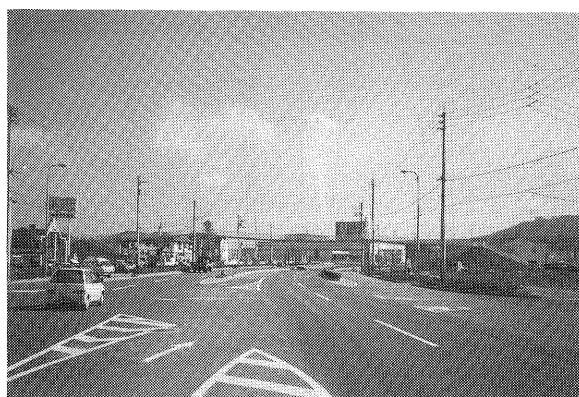
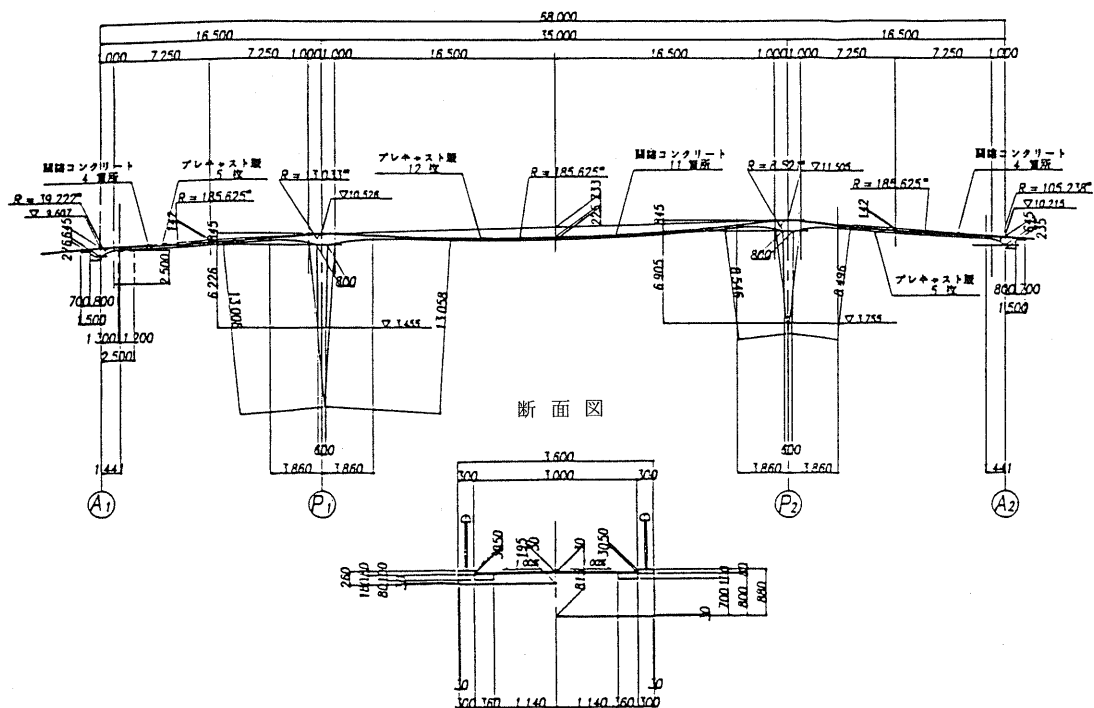


図-13 宇多津歩道橋（3径間連続PC吊床版橋）

表-2 主な設計条件および使用材料

|                                                          |                            |                         |               |                    |              |     |     |
|----------------------------------------------------------|----------------------------|-------------------------|---------------|--------------------|--------------|-----|-----|
| 設<br>計<br>条<br>件                                         | 構造形式                       | 3径間連続PC吊床版橋             |               |                    |              |     |     |
|                                                          | 橋 長 (m)                    | 68.0                    |               |                    |              |     |     |
|                                                          | 支 間 (m)                    | 16.5+35.0+16.5          |               |                    |              |     |     |
|                                                          | 設計支間 (m)                   | 14.5+33.0+14.5          |               |                    |              |     |     |
|                                                          | 幅員構成 (m)                   | 3.6 (地覆0.3+歩道3.0+地覆0.3) |               |                    |              |     |     |
| 材<br>料<br>強<br>度<br>お<br>よ<br>び<br>許<br>容<br>強<br>度<br>等 | 活 荷 重 (kg/m <sup>2</sup> ) | 350                     |               |                    |              |     |     |
|                                                          | 温度変化 (°C)                  | ±15                     |               |                    |              |     |     |
|                                                          | 設計風速 (m/s)                 | 55                      |               |                    |              |     |     |
|                                                          | 角 度 (°)                    | 90                      |               |                    |              |     |     |
| 材<br>料<br>強<br>度<br>お<br>よ<br>び<br>許<br>容<br>強<br>度<br>等 | コ<br>ン<br>ク<br>リ<br>ト      |                         |               | kg/cm <sup>2</sup> | 床 版          | 橋 台 | 橋 脚 |
|                                                          |                            | 設 計 基 準 強 度             |               | $\sigma_{ck}$      | 400          | 300 | 240 |
|                                                          |                            | 許容曲げ圧縮応力度               | プレ導入直後        | $\sigma_{cat}$     | 190          | 150 | —   |
|                                                          |                            |                         | 設計荷重時         | $\sigma_{ca}$      | 150          | 120 | 80  |
|                                                          |                            | 許容軸圧縮応力度                | プレ導入直後        | $\sigma_{cat}'$    | 145          | 110 | —   |
|                                                          |                            |                         | 設計荷重時         | $\sigma_{ca}'$     | 110          | 85  | 65  |
|                                                          |                            | 許容せん断応力度                | 設計荷重時         | $\tau_a$           | 5.5          | 4.5 | 3.9 |
|                                                          |                            |                         | 終局荷重時         | $\tau_{ua}$        | 53           | 40  | —   |
|                                                          | 許 容 斜 引 張 応 力 度            |                         | $\sigma_{ta}$ | -10                | -8           | —   |     |
|                                                          | P<br>C<br>鋼<br>材           |                         |               | t                  | 1T21.8       |     |     |
|                                                          |                            | 引 張 強 度                 |               | $P_u$              | 58.4         |     |     |
|                                                          |                            | 降 伏 点 強 度               |               | $P_y$              | 50.5         |     |     |
|                                                          |                            | 許容引張強度                  | プレ導入作業中       | $P_l$              | 29.2         |     |     |
|                                                          |                            |                         | 設 計 荷 重 時     | $P_a$              | 23.4         |     |     |
|                                                          | 鉄<br>筋                     |                         |               | kg/cm <sup>2</sup> | 応 力 度 (SD30) |     |     |
| 降 伏 点 応 力 度                                              |                            | $\sigma_{sy}$           | 3000          |                    |              |     |     |
| 許容引張応力度                                                  |                            | 床 版                     | $\sigma_{sa}$ | 1400               |              |     |     |
|                                                          |                            | その他の部材                  | $\sigma_{sa}$ | 1800               |              |     |     |

側面図



床版上面には防水処理工を行う。

図-14 側面図および断面図



### 3.2.2 設計の概要

#### (1) サグ量の決定

吊床版橋では、基本サグ量が水平張力、全体剛性、振動特性に大きく影響する。すなわち、サグ量の大きさが、ケーブルの水平張力を持たせるアンカーの問題ならびに歩行者と風による振動問題となるので、適切な基本サグ量を選定しなければならない。

基本サグ量を大きくすると水平張力が減少し、気温によるサグ量の変化、歩行者などの活荷重によるたわみ、水平力の変化などが少なくなる。しかし、歩行者への影響を考えると、「立体横断施設技術基準・同解説」に基づき、歩行勾配を12%以下にする必要がある。

そこで、本橋では、排水勾配も考慮し、図-14に示すように中央径間の両端の橋脚に1mの高低差をつけ、中央径間の基本サグ量 $f$ は0.733mとしている。

この結果、スパン/サグ比は45で、歩行者勾配は最急点で11.8%となり、12%以下となっている。歩行者に与える振動の影響については、(6)で述べるように不快感を与えないようにしている。

#### (2) 床版厚

床版厚さは、PCケーブルのかぶり、振動に対する質量効果、設計荷重作用時・架設時の応力度などから決定される。本橋では、これらを考慮し、床版厚を180mmとし、ケーブル架設後床版の一部を構成するとともに永久型わくとして用いるプレキャスト版の最小厚は80mmとしている。

#### (3) 吊床版部の断面力の解析

この橋では、橋脚および橋台部で吊床版は剛結されており、橋脚および橋台近傍の床版には、曲げが作用し、曲げ部材となっている。したがって、荷重を床版引張力の鉛直分力で受け持つその他の吊床版部とは、異なった部材となる。

しかし、断面力の算定は、曲げ部材として作用する部分を無視して短くした仮想支間の吊床版橋としてのケーブル理論を用いて行っても十分な精度が得られると考えられる。

そこで、本橋では、曲げ部材として働く部分が約1mとなるので、吊床版の支間を14.5+33.0+14.5mとし、3径間連続のケーブル理論で解析している。

#### (4) 床版プレストレス

主ケーブルは、架設用ケーブルと床版プレストレス用ケーブルとからなる。架設用ケーブルは、初めに張り渡すもので床版自重を負担し、床版プレストレス用ケーブルは、橋面荷重、活荷重、温度荷重によって発生する引張応力に対する圧縮応力を床版に与える。床版プレストレス用ケーブルは、シース内に挿入し、床版コンクリートが硬化後緊張し、グラウトされる。

本橋では、 $\phi 21.8\text{mm}$ のシングルスランドを用い、架設用ケーブルとして10本、床版プレストレス用として27本配置されている。プレストレス導入時の中央径間のプレストレスは上縁で $67\text{kg/cm}^2$ 、下縁で $115\text{kg/cm}^2$ である。

また、床版には、プレストレス導入後荷重等による曲げモーメントに対して、PC部材として設計すると、床版上縁に引張応力が発生する。これに対処するためには、プレストレスを増加（本橋ではPC鋼材量を2倍程度増加）させなければならないので、この橋では、プレストレスによる軸方向力を考慮したRC部材として設計し、ひび割れを制御している。その結果、鉄筋配置は、中央径間上縁でD13、CTC=100、下縁でD13、CTC=200、側径間上縁でD19、CTC=100、下縁でD19、CTC=200となっている。

#### (5) 橋台および橋脚部の取付部の設計

橋台および橋脚部の取付部の床版は、吊床版からの荷重が作用するとして、片持ち梁として曲げおよびせん断に対して設計している。その結果、取付部の鉄筋量は、D19、CTC=100となっている。

## (6) 歩行者振動に対する照査

歩行者の歩行時に床版の振動による不快感を与えないように、歩行者の平均的歩調 1.9 ～ 2.1 Hz（平均歩調 2 Hz，標準偏差 0.1 Hz）の範囲に橋の固有振動数が入らないようにしている。検討結果の一例を表-3 および図-15に示す。

また、全体を一つの系として解析した結果の固有振動数もこの範囲外となっており、床版が同調し共振することはないと考えられる。

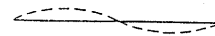
表-3 3 径間をそれぞれ単独としたときの固有振動数

| 単位: Hz   |     |    |       |       |
|----------|-----|----|-------|-------|
|          | モード | 次数 | 中央径間  | 側径間   |
| 鉛直たわみ振動  | 対 称 | 1  | 2.40  | 3.22  |
|          |     | 3  | 3.27  | 12.25 |
|          | 逆対称 | 2  | 1.62  | 5.86  |
|          |     | 4  | 4.69  | 21.10 |
| ねじり振動    | 対 称 | 1  | 3.84  | 7.45  |
|          |     | 3  | 9.64  | 21.46 |
|          | 逆対称 | 2  | 6.25  | 14.23 |
|          |     | 4  | 12.50 | 28.46 |
| 直角方向水平振動 | —   | 1  | 4.69  | 24.09 |
|          | —   | 2  | 18.62 | 96.24 |

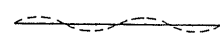
### 鉛直たわみ振動

#### 逆対称モード

$f = 1.62 \text{ Hz}$   $T = 0.62 \text{ s}$

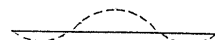


$f = 4.69 \text{ Hz}$   $T = 0.21 \text{ s}$

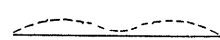


#### 逆対称モード

$f = 2.40 \text{ Hz}$   $T = 0.42 \text{ s}$



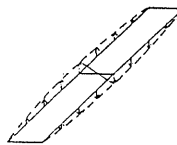
$f = 3.27 \text{ Hz}$   $T = 0.31 \text{ s}$



### ねじれ振動

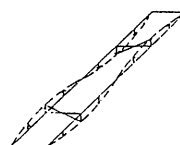
#### 対称モード

$f = 3.84 \text{ Hz}$   $T = 0.26 \text{ s}$



#### 逆対称モード

$f = 6.25 \text{ Hz}$   $T = 0.16 \text{ s}$



### 水平振動

$f = 24.09 \text{ Hz}$   $T = 0.04 \text{ s}$

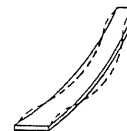


図-15 中央径間の振動形状

## (7) 耐風安定性

耐風安定性については、①静的風荷重による応力度の照査、②静的横座屈の照査および③動的振動に対する照査の3項目で検討している。

①では、静的な風荷重を橋軸直角方向に載荷し、そのときの断面力による応力度で検討している。

②では、中央径間について、橋軸方向曲げと中心軸回りのねじれが連成して生じる横座屈が発生する限界風速で検討し、その結果、限界風速は 238m/s で上限風速の 55m/s より大きくなり、安全性が確認されている。

③では、中央径間について、張制振動と自励振動とを対象とし、架設地点の条件、構造物特性を考慮し、強制振動では渦励振、自励振動では曲げねじれフラッターについて検討している。その結果、渦励振による変形は非常に小さく安全で、曲げねじれフラッター発振風速は 294m/s で上限風速の 55m/s よりはるかに大きくなり、安全性が照査されている。

## (8) その他

### ① 地震時安定性

地震時の検討は、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に基づいた震度法および応答スペクトル法（減水定数  $h = 0.05$ ）を用いた動的解析で安全性を照査している。

動的解析結果は、震度法の結果と大きな差異は見られなかったので、両者の結果の大きい方を用いて耐震設計を行っている。

### ② 下部工

#### (1) 橋台

吊床版橋では、橋台に大きな水平力が作用する。水平力には橋台の自重抵抗が橋体の安定に大きく寄与する。

本橋では、前後の取付があり、図-16のような大きなマスブロック状になっているが、自重が増え、偏心がおこされるケーブル定着位置になる頂部の変位を少なくできる合理的な結果となっている。

なお、アンカーの水平力に対して図-16のような引張力が発生するが、図の変形T断面で抵抗すると考え鉄筋を配置している。

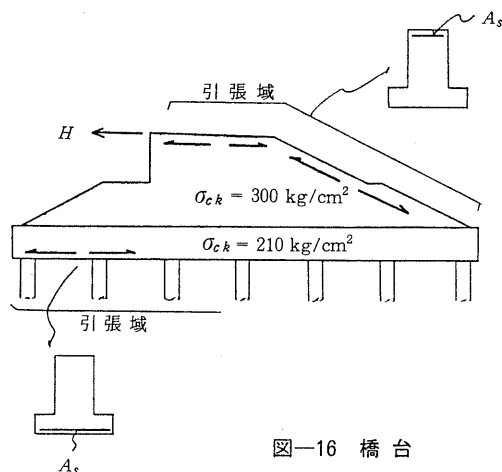


図-16 橋台

## (ii) 橋脚

橋脚の構造上の問題点としては、柱とフーチング部の結合方法がある。橋脚下端ピン構造と橋脚下端剛結構造について検討している。上部工の地震時の慣性力が小さいため、下端部の曲げモーメントが小さくなるので、両者とも無理ない断面構成ができる。しかし、接合部が地中にあることを考慮し、構造、耐久性に問題点が考えられない下端剛結構造を採用している。

## ③ 橋台側面の修景

本橋の橋台は、市街にありしかも大きなマスであり、視覚上大きな影響を与えることが考えられる。

本橋が一部を成す歩行者専用道路が、中、低木の緑道として計画されているので、つた系の植物で壁の部分の緑化している。

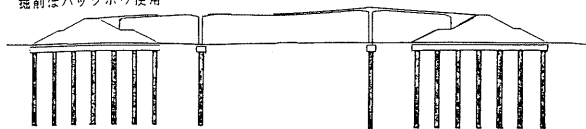
## 3.3 施工概要

### (1) 施工順序

施工順序を図-17に示す。

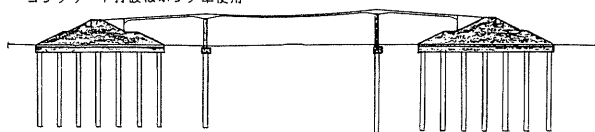
#### ① 掘削・基礎杭

基礎杭はφ1.0mベント杭46本施工  
掘削はバックホウ使用



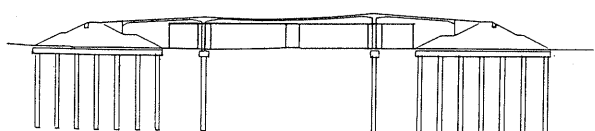
#### ② < 体工

3ロット施工  
コンクリート打設はポンプ車使用



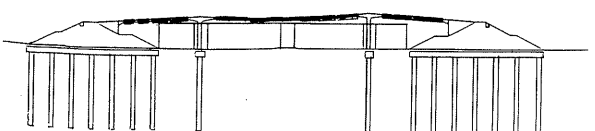
#### ③ 道路防護工

4角柱、H鋼および波鉄板使用により組立  
上面は作業通路として使用



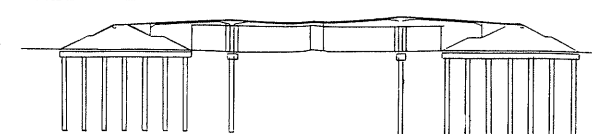
#### ④ PC版架設

PCストランドケーブル(1T21.8)37本のうちPC版架設用  
両側10本架設、緊張  
トラッククレーンによりPC版吊り込み架設

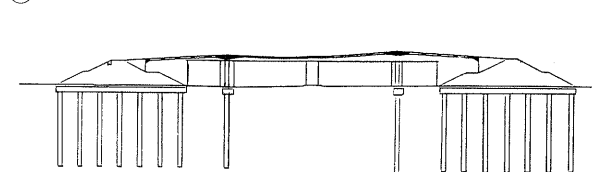


#### ⑤ メインケーブル架設

PCストランドケーブル(1T21.8)残り27本架設  
間詰部シーす組立

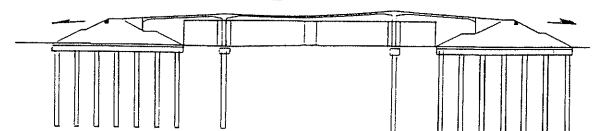


#### ⑥ 間詰・取付工



#### ⑦ 緊張・調整工

ストランドジャッキによる緊張  
微調整装置によりサグおよび応力調整



#### ⑧ 橋面工・完成

地覆、高欄、排水、舗装、道路防護工撤去



図-17 施工順序

## （２） 施工工程

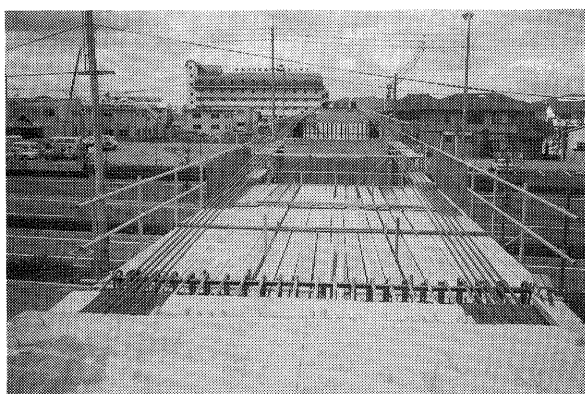
施工工程を図－18に示す。

| 月         | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|-----------|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 準 備 工     | — |   |   |   |   |   |   |   |
| 掘 削・基 礎 工 |   | — | — | — |   |   |   |   |
| く 休 工     |   |   | — | — | — |   |   |   |
| メインケーブル 工 |   |   |   |   |   | — |   |   |
| P C 版 架 設 |   |   |   |   |   | — |   |   |
| 間 詰・取 付 工 |   |   |   |   |   | — | — |   |
| 緊 張・調 整 工 |   |   |   |   |   |   | — |   |
| 橋 面 工・完 成 |   |   |   |   |   |   | — | — |

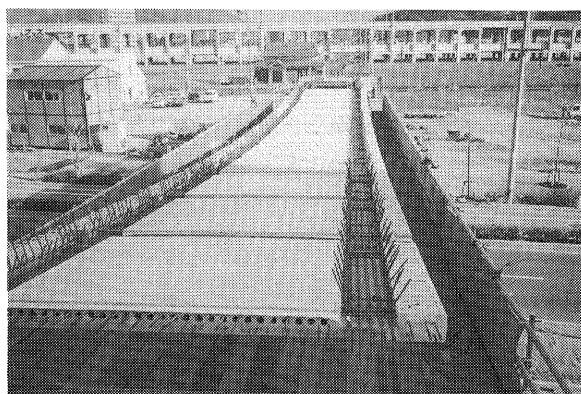
## （３） 施工状況

施工状況を図－19に示す。

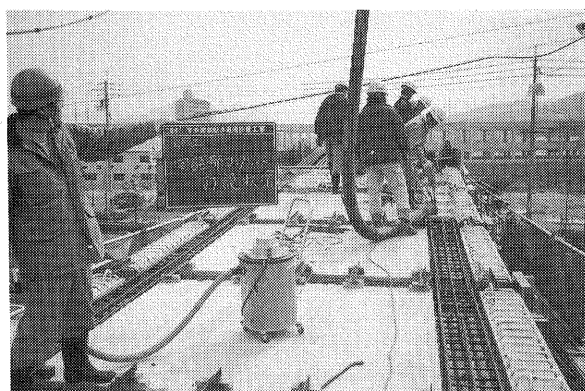
図－18 施工工程



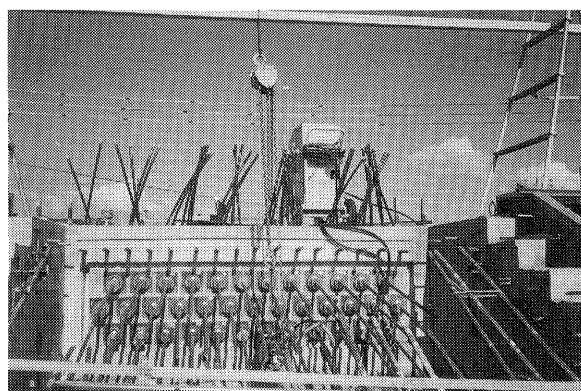
(a) 架設用ケーブルの緊張完了



(b) プレキャスト版取付完了（中央径間）



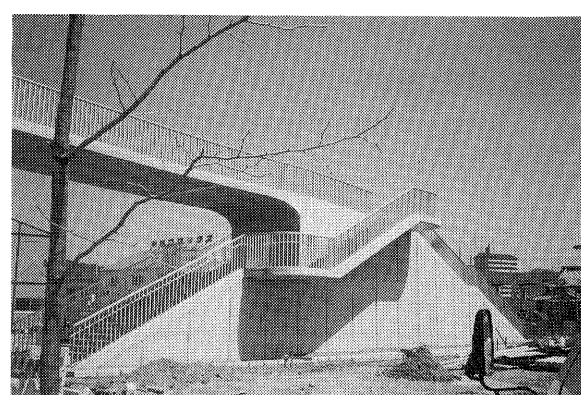
(c) 間詰コンクリートの打設



(d) プレストレス用ケーブル緊張完了



(e) 高欄取付



(f) 完成（アンカー部）

図－19 施工状況

## 4. おわりに

四国内で建設されたスレンダーなPC構造物として、バイプレ方式による桁橋と吊床版橋の概要を紹介したが、機能性とともな景観性を考慮した構造物とする場合の、一つの有力な構造形式であると考えられ、新材料の利用も含め今後の発展が期待される。

最後になりましたが、本文をまとめるに当たり、プレストレストコンクリート建設業協会四国支部から貴重な資料をご提供いただきました。また、住友建設(株)の漆原績氏ならびにオリエンタル建設(株)の鏡原芳雄氏には大変お世話になりました。ここに厚くお礼申し上げます。

### 参考文献

- 1) バイプレストレス工法協会：バイプレストレス工法設計・施工マニュアル，第1版第3刷，1989.
- 2) バイプレストレス工法協会：バイプレ方式によるPC単純I桁橋設計計算例(道路橋編)，1990.
- 3) 新井英雄，錦 英樹：吊床版橋，コンクリート工学，Vol. 30，No. 3，1992，pp. 42～52.
- 4) 新井英雄，錦 英樹，中村収志，永井 篤：亀甲橋の設計，プレストレストコンクリート，Vol. 34，No. 2，1992，pp. 7～17.
- 5) 熊岡禎二，小田徳晶，板井栄次：亀甲橋の施工，コンクリート工学，Vol. 30，No. 6，1992，pp. 39～47.

# 広島新交通1号線の工事概要

広島市建設局都市交通部新交通第三建設事務所 所長 田中 義 則

## 1. まえがき

広島市では、「国際平和文化都市」を都市像とし、総合的な都市機能と広域的な拠点性を有する活力ある都市づくりを掲げている。

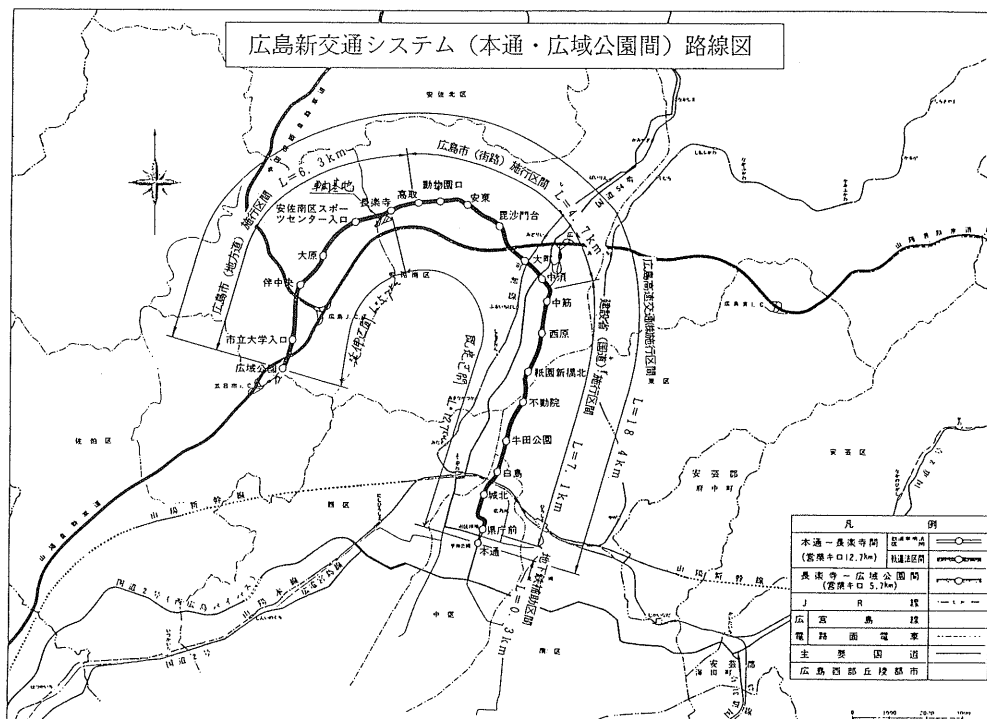
都市づくりを進めるにあたり、都市基盤整備を最重要課題とし、総合交通体系の確立、とりわけ新交通システムの整備、地下式軌道系交通機関の導入などによる公共交通機関のネットワークの形成を図ることとしている。

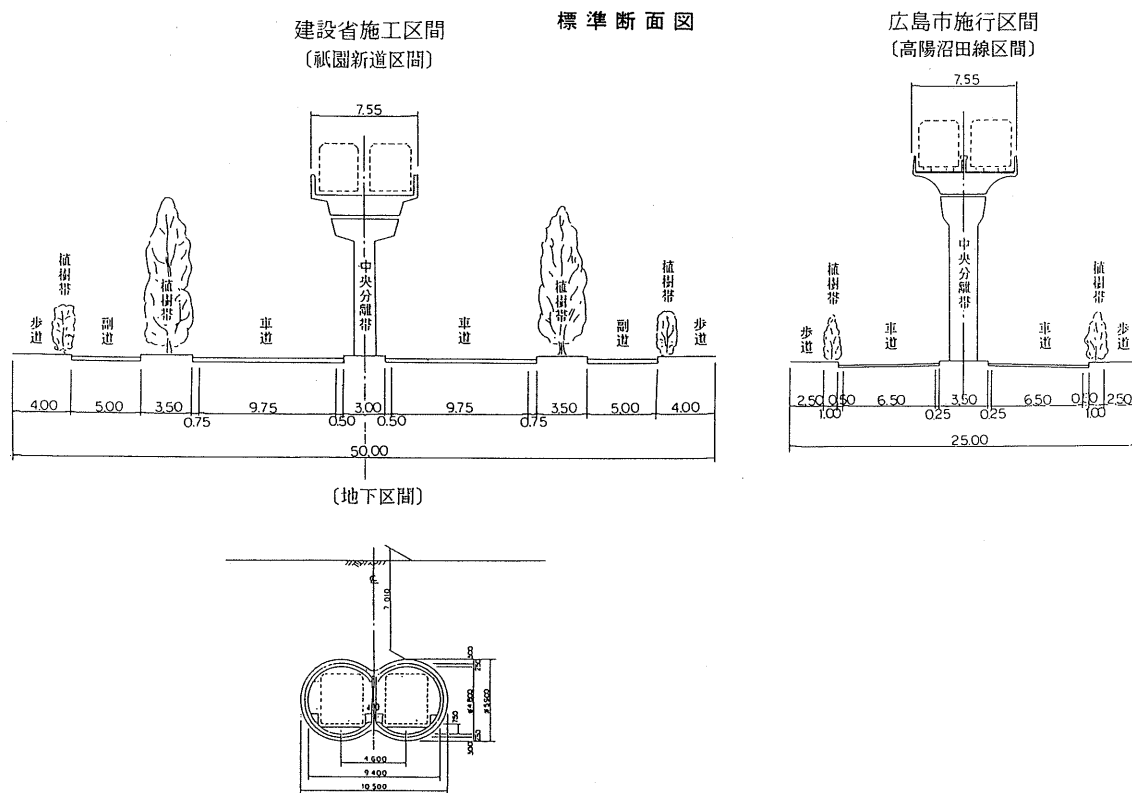
特に、市北西部の安川流域では、昭和40年代から急激な宅地開発が進み、道路等の施設整備が遅れ、朝夕のラッシュ時に深刻な交通問題が生じている。

一方、都市構造を一点集中型から多心型に転換させていく必要があり、市西部の沼田・石内地区の丘陵地に複合的な機能を備えた、面積4570ha、人口10万人規模の広島西部丘陵都市を建設する計画が進められている。

このような状況の中で、建設省が国道54号のバイパスとして祇園新道(幅員50m)を、広島市が県道のバイパスとして高陽沼田道路(幅員25m)を建設しているところであるが、抜本的な交通混雑解消を図ると共に、平成6年秋に開催される第12回アジア競技大会の輸送手段の一つとして、平成6年開業を目標に広島新交通1号線の建設を推進しているところである。

ここでは、広島新交通1号線の計画の概要と、市施行区間のうちP C桁の設計方針について述べる。





## 2. 計画の概要

- (1) 区 間 中区紙屋町二丁目 ～ 安佐南区沼田町大塚
- (2) 営業キロ
- |         |   |               |         |
|---------|---|---------------|---------|
| 18.4 km | { | 広島高速交通(株)施行区間 | 0.3 km  |
|         |   | 建設省施行区間       | 7.1 km  |
|         |   | 広島市施行区間       | 11.1 km |
- (3) 構造形式 複線高架式 一部複線地下式(都心部)
- (4) 駅 教 21駅(平均駅間距離 約0.92 km)
- (5) 車両基地 約4.7 ha(安佐南区長楽寺二丁目)
- (6) 総事業費 約1,260 億円
- (7) 利用者数 71,600 人/日(平成6年)
- (8) 経営主体 広島高速交通(株)
- (9) 開業予定 平成6年
- (10) 運転方式 ワンマン運転
- (11) 車 両
- 長さ; 8 m, 幅; 2.4 m, 高さ; 3.3 m
- 定員; 一編成(6両) 286 人
- (12) 運行計画
- 列車編成; 6両編成
- 運行間隔; 3分, 6分, 12分(ラッシュ時)
- 所要時間; 約37分
- 表定速度; 約30 km/h
- 営業時間; 6時～24時

(13) 特徴となる事項

- ①軌道構造は複線高架式を基本としていますが、都心部（新幹線交差部以南約1.9 km）では、道路空間の有効活用、都市景観（中央公園等）の維持・保全等を考慮し、複線地下式とした。
- ②運転方式は、地下空間もあることや経済性を考慮し、ワンマン手動運転とした。
- ③途中で折り返し駅（大町駅、長楽寺駅）を設け、ラッシュ時の輸送需要に応じた増便運転を行う。

### 3. 設計方針

① 設計理念について

広島新交通システム技術委員会（委員長 八十島元東大名誉教授）を組織し、広島新交通のインフラ部の設計理念について検討を行い、下のとおり設計理念と5つの要素及び設計目標を設定した。

このうち、軌道部については、標準化の活用、連続桁・改良型伸縮継手の採用、桁高の低下、縦断勾配の緩和等を行うこととした。

設計理念

経済性を求めながら、利用しやすく快適で安全である新交通システムの実現をめざす。

要素

設計目標

検討対象

対応策

経済的である

- ・段階的な整備 ..... 駅施設 ..... エスカレーター、エレベーターの段階的設置、ホームドアの段階的設置
- ・経済的な設計 ..... 駅舎部 ..... コンパクトな駅舎、標準化の活用
- ..... 軌道部 ..... 耐久性、永続性のある材料デザインの選定、標準化の活用

利用しやすさ

- ・なじみやすい駅 ..... 連絡施設 ..... 屋根の設置、滑りにくい床
- ..... 駅舎形態 ..... ホーム高の低下、地形を生かす（11駅の3層化）
- ・交通弱者へ配慮 ..... 駅施設 ..... エスカレーター、エレベーターの段階的設置。身障者用トイレ及び車イス用ラッチの設置
- ・確実な運行 ..... 迅速性 ..... 曲線半径 大（一般軌道部  $R \geq 100m$  駅部  $R \geq 600m$ ）・縦断勾配  $i \leq 45\%$ 。
- ..... 確実性 ..... 積雪対策としてゲタ式踏盤の採用、ロードヒーター設置の検討

快適である

- ・乗り心地をよくする ..... 走行路 ..... 連続桁の採用、改良型の伸縮継手の採用
- ..... 曲線 ..... 曲線半径 大（一般軌道部  $R \geq 100m$  駅部  $R \geq 600m$ ）

安全である

- ・安心感をもたせる ..... 駅舎 ..... ホームドアの段階的な設置

地域とマッチ

- ・親しみやすい ..... 景観性 ..... 桁高の低下、コンパクトな駅舎、眺望をよくするため縦断を緩く  
駅舎のデザイン・カラーの工夫

② 土木構造物設計指針について

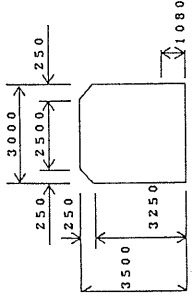
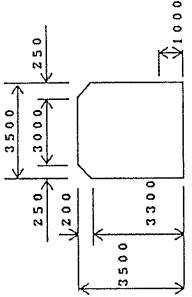
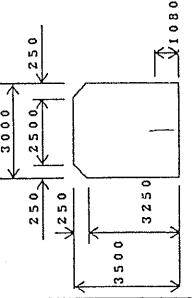
新交通システムは、軌道法の適用を受けるが、建設省、運輸省共通の設計指針は、示されていない。

このため、建設省の「道路橋示方書」と運輸省の「中量軌道輸送システム設計基準」を参考に、新たな「広島新交通システム土木構造物設計指針」を作成し、両省の承認を得た後、詳細設計を行った。

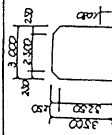
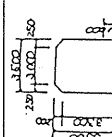
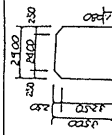
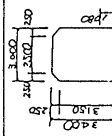
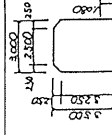
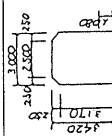
なお、軌道法の適用を受けるため、建設規程をも作成しているが、他都市との比較を行うと、下表のとおりとなっている。



建設規程（概要）

| 項目       | 基準   | 新交通システム（中量軌道輸送システム）基本仕様                                                             | ガイドウェイバスシステム<br>構造基準（案）                                                             | 新交通システム<br>設計基準                               | 広島新交通システム<br>採用値                                                                  | 記事                         |
|----------|------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|
| 建築限界     |      |  |  | 車両限界の余裕が側部において、左右250mm以上、上部において、200mm以上とする。   |  | 新交通システム（中量軌道輸送システム）基本仕様と同じ |
| 設計速度     |      | —                                                                                   | 40km/h以上<br>(特例20km/h以上)                                                            | 最高速度60km/hを想定                                 | 40km/h以上<br>(特例20km/h以上)                                                          | ガイドウェイと同じ                  |
| 曲線半径     | 本線部  | —                                                                                   | 100m以上（特例30m以上）                                                                     | 100m以上（特例30m以上）                               | 100m以上（特例30m以上）                                                                   | ガイドウェイ新交通システムと同じ           |
|          | 停留場  | —                                                                                   | 300m以上                                                                              | —                                             | 300m以上                                                                            | ガイドウェイと同じ                  |
| 緩和曲線     |      | —                                                                                   | $L \geq V^3 / 14R$                                                                  | $L \geq V^3 / 14R$                            | $L \geq V^3 / 14R$                                                                | ガイドウェイ新交通システムと同じ           |
| 反向曲線     |      | —                                                                                   | 一車両長以上の直線を挿入。<br>不可能な場合は相対する両緩和曲線を結ぶ。                                               | 一車両長以上のカントを付けない直線を挿入。<br>不可能な場合は相対する両緩和曲線を結ぶ。 | 一車両長以上のカントを付けない直線を挿入。<br>不可能な場合は相対する両緩和曲線を結ぶ。                                     | 新交通システムと同じ                 |
| 線断面勾配    | 本線部  | —                                                                                   | 6%以下（特例9%以下）                                                                        | 6%以下（特例9%以下）                                  | 6%以下（特例9%以下）                                                                      | ガイドウェイ新交通システムと同じ           |
|          | 停留場  | —                                                                                   | 1%以下（下り又は分岐0.5%以下）                                                                  | 1%以下                                          | 1%以下（分岐も留置は0.5%以下）                                                                | ガイドウェイと同じ                  |
| 縦曲線      |      | —                                                                                   | 1,000m以上（勾配変化量0.5%以下は省略可能）                                                          | 1,000m以上<br>(特例200m以上)                        | 1,000m以上<br>(200mまで縮小できる)                                                         | 新交通システムと同じ                 |
| 軌道中心間隔   |      | —                                                                                   | 3.5m以上                                                                              | 両線路の建築限界が支障のない長さ以上                            | 3.1m以上                                                                            | シュータイライン・ポートアライメントと同じ      |
| プラットフォーム | 長さ   | —                                                                                   | 乗降能力を満たす長さ                                                                          | 乗降に支障のない長さ以上                                  | 乗降に支障のない長さ以上                                                                      | 新交通システムと同じ L=52m           |
|          | 有効幅員 | —                                                                                   | 両側 3.0m以上<br>その他 2.0m以上                                                             | 両側 3.0m以上<br>片側 2.0m以上                        | 両側 3.0m以上<br>片側 2.0m以上                                                            | ガイドウェイ新交通システムと同じ           |

建設規程項目の他都市比較

| 項目       | 基準   | 新交通システムの標準化とその基本仕様                                                                  | ガイドウェイバスシステム構造基準(案)                                                                 | 新交通システム設計基準                               | 大阪市南港ポートタウン線                                                                        | 神戸新交通ポートアイランド線                                                                    | 愛知県桃花台線                                    | 横浜新交通金沢シーサイドライン                                                                   | 神戸新交通六甲アイランド線                                                                     |
|----------|------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|
| 建築限界     |      |  |  | 車両境界の余裕が側部において左右250mm以上、上部において200mm以上とする。 |  |  | 横浜金沢シーサイドラインと同じ                            |  |  |
| 設計速度     |      | —                                                                                   | 40km/h以上<br>(特例 20km/h)                                                             | 最高速度 60km/h<br>を想定                        | —                                                                                   | —                                                                                 | —                                          | —                                                                                 | —                                                                                 |
| 曲線半径     | 本線部  | —                                                                                   | 100m以上<br>(特例 30m以上)                                                                | 100m以上<br>(特例 30m以上)                      | 100m以上<br>(特例 30m以上)                                                                | 30m以上                                                                             | 100m以上<br>(特例 30m以上)                       | 30m以上                                                                             | 60m以上<br>(特例 30m以上)                                                               |
|          | 停留場  | —                                                                                   | 300m以上                                                                              | —                                         | 300m以上                                                                              | 300m以上                                                                            | 300m以上                                     | 300m以上                                                                            | 300m以上                                                                            |
| 緩和曲線     |      | —                                                                                   | $L \geq \frac{V^3}{14R}$                                                            | $L \geq \frac{V^3}{14R}$                  | $L \geq \frac{V^3}{14R}$                                                            | $L \geq \frac{V^3}{14R}$                                                          | $L \geq \frac{V^3}{14R}$                   | $L \geq \frac{V^3}{14R}$                                                          | $L \geq \frac{V^3}{14R}$                                                          |
| 反方向曲線    |      | —                                                                                   | 一車両長以上の直線を挿入。可能な場合は相対する両線と曲線を直接結ぶ。                                                  | 一車両長以上の直線を挿入。可能な場合は相対する両線と曲線を直接結ぶ。        | 10m以上のカントを付けない直線を挿入。可能な場合は相対する両線と曲線を直接結ぶ。                                           | 10m以上のカントを付けない直線を挿入。可能な場合は相対する両線と曲線を直接結ぶ。                                         | 一車両長以上のカントを付けない直線を挿入。可能な場合は相対する両線と曲線を直接結ぶ。 | 5m以上のカントを付けない直線を挿入。可能な場合は相対する両線と曲線を直接結ぶ。                                          | 8m以上のカントを付けない直線を挿入。可能な場合は相対する両線と曲線を直接結ぶ。                                          |
| 縦断面勾配    | 本線部  | —                                                                                   | 6%以下<br>(特例 9%以下)                                                                   | 6%以下<br>(特例 9%以下)                         | 3.5%以下<br>(側線 9%以下)                                                                 | 6%以下<br>(特例 9%以下)                                                                 | 6%以下<br>(特例 9%以下)                          | 6%以下<br>(特例 9%以下)                                                                 | 6%以下<br>(特例 9%以下)                                                                 |
|          | 停留場  | —                                                                                   | 1%以下(下り又は分岐0.5%以下)                                                                  | 1%以下                                      | 1%以下(分岐も留置は0.5%)                                                                    | 1%以下(分岐も留置は0.5%)                                                                  | 1%以下(分岐も留置は0.5%)                           | 1%以下(分岐も留置は0.5%)                                                                  | 1%以下(分岐も留置は0.5%)                                                                  |
| 縦曲線      |      | —                                                                                   | 1,000 m 以上<br>(勾配変化量0.5%以下は省略可能)                                                    | 1,000 m 以上<br>(特例200m以上)                  | 1,000 m 以上<br>(200mまで縮小できる。)                                                        | 1,000 m 以上                                                                        | 1,000 m 以上<br>(本線500mまで側線200mまで)           | 1,000 m 以上                                                                        | 1,000 m 以上<br>(本線700mまで側線200mまで)                                                  |
| 軌道中心間隔   |      | —                                                                                   | 3.5m以上                                                                              | 両線路の建築限界が支障のない長さ以上                        | 3.0m以上                                                                              | 3.1m以上                                                                            | 3.9m以上<br>(停留場4.0m以上3.0mまで縮小可)             | 3.1m以上                                                                            | 3.75m以上                                                                           |
| プラットフォーム | 長さ   | —                                                                                   | 乗降能力を満たす長さ                                                                          | 乗降に支障のない長さ以上                              | 50m を標準                                                                             | 55m 以上                                                                            | 34m 以上                                     | 42m 以上                                                                            | 列車長                                                                               |
|          | 有効幅員 | —                                                                                   | 両側 3.0m以上<br>その他 2.0m以上                                                             | 両側 3.0m以上<br>片側 2.0m以上                    | 3.0m以上                                                                              | 3.0m以上                                                                            | 3.0m以上                                     | 3.0m以上<br>片側2.0m以上                                                                | 両側 3.0m以上<br>片側 2.0m以上                                                            |

土木構造物設計指針の他都市比較 (概要)

NO. 1

| 荷重の種類        | 道路橋示方書<br>(日本道路協会)                                                                                                  | ガイドウェイバス<br>設計標準<br>(建設省)                                           | 中量軌道輸送システム<br>及びモノレール<br>構造物設計基準<br>(同上研究会)                                                                       | 大阪<br>南港ポートタウン<br>線 (大阪市)                                                                                         | 神戸<br>ポートアイランド<br>線 (神戸市)                                                                                         | 愛知<br>花台線<br>(愛知県)                                                                                                                                   | 知<br>金沢シーサイドラ<br>イン (横浜市)                                                                                                                            | 神<br>六甲アイランド線<br>(神戸市)                                                                                                                               | 広島<br>広島新交通システム<br>(広島市)                                                                                                                             | 備考            |
|--------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|
|              | 表1のとおり                                                                                                              | 表1のとおり                                                              | 表1のとおり                                                                                                            | 表1のとおり                                                                                                            | 表1のとおり                                                                                                            | 表1のとおり                                                                                                                                               | 表1のとおり                                                                                                                                               | 表1のとおり                                                                                                                                               | 表1のとおり                                                                                                                                               | 表1参照          |
| 活荷重          | 列車荷重                                                                                                                | 車両重量と、し、荷<br>重のうち、部材に<br>不利な応力載荷                                    | 車両重量、最大乗<br>車人員を考慮して<br>定める                                                                                       | 軸重<br>本線 9.0t<br>側線 5.5t                                                                                          | 軸重<br>本線 9.0t<br>側線 6.0t                                                                                          | 軸重<br>本線 9.0t<br>側線 5.5t                                                                                                                             | 軸重<br>本線 9.0t<br>側線 5.25t                                                                                                                            | 軸重<br>本線 9.0t<br>側線 6.0t                                                                                                                             | 軸重<br>本線 9.0t<br>側線 5.75t                                                                                                                            | 設計車両重<br>量による |
|              | 群集荷重                                                                                                                | 床版床組<br>500KG/M <sup>2</sup><br>主桁下部工<br>300 ~ 350KG/M <sup>2</sup> | 避難・点検通路<br>プラットホーム<br>300KG/M <sup>2</sup><br>コンコース階段<br>連通路<br>350KG/M <sup>2</sup>                              | 床版、主桁<br>500KG/M <sup>2</sup><br>乗降場以外の主桁<br>350KG/M <sup>2</sup>                                                 | 500KG/M <sup>2</sup><br>乗降場以外の主桁<br>350KG/M <sup>2</sup>                                                          | 乗降場<br>床、床組、主桁<br>下部工500KG/M <sup>2</sup><br>乗降場以外の床<br>組500KG/M <sup>2</sup><br>乗降場以外の主<br>桁下部工<br>350KG/M <sup>2</sup><br>避難通路500KG/M <sup>2</sup> | 乗降場<br>床、床組、主桁<br>下部工500KG/M <sup>2</sup><br>乗降場以外の床<br>組500KG/M <sup>2</sup><br>乗降場以外の主<br>桁下部工<br>350KG/M <sup>2</sup><br>避難通路500KG/M <sup>2</sup> | 避難・点検通路<br>プラットホームの<br>床、床組300KG/M <sup>2</sup><br>主桁下部工<br>200KG/M <sup>2</sup><br>コンコース階段の<br>床、床組500KG/M <sup>2</sup><br>主桁等 350KG/M <sup>2</sup> | 避難・点検通路<br>プラットホームの<br>床、床組300KG/M <sup>2</sup><br>主桁下部工<br>200KG/M <sup>2</sup><br>コンコース階段の<br>床、床組500KG/M <sup>2</sup><br>主桁等 350KG/M <sup>2</sup> | 中量・道示<br>による  |
| 車両荷重         | —                                                                                                                   | 具体的な規定値                                                             | 軸重の10%                                                                                                            | 案内軌条及び直接<br>支持する部材<br>常時Q = 1 t<br>異常時Q = 2 t<br>上記以外の構造物<br>Q = 2 t                                              | 案内軌条及び直接<br>支持する部材<br>常時Q = 1 t<br>異常時Q = 3 t<br>主桁等<br>Q = 1.5 t                                                 | 軸重の15%<br>但し、分岐30%<br>案内軌条及び直接<br>支持する部材<br>Q = 0.675t<br>上記以外の構造物<br>Q = 1.35t                                                                      | 案内軌条及び直接<br>支持する部材<br>常時Q = 1 t<br>異常時Q = 2 t<br>上記以外の構造物<br>Q = 2 t                                                                                 | 案内軌条及び直接<br>支持する部材<br>常時Q = 0.9t<br>異常時Q = 2.7t<br>主桁等<br>Q = 0.9 t                                                                                  | 案内軌条及び直接<br>支持する部材<br>常時Q = 0.9t<br>異常時Q = 2.7t<br>主桁等<br>Q = 0.9 t                                                                                  | 中量<br>による     |
| 制動及び<br>始動荷重 | 軸荷重総和の<br>10%                                                                                                       | 車両重量の20%                                                            | 列車重量の15%<br>異常 20%                                                                                                | 列車重量の15%<br>異常 20%                                                                                                | 列車重量の20%                                                                                                          | 列車重量の10%<br>異常 15%                                                                                                                                   | 列車重量の15%<br>異常 20%                                                                                                                                   | 列車重量の15%                                                                                                                                             | 列車重量の15%                                                                                                                                             | 中量<br>による     |
| 風荷重          | 活荷重有<br>風上300KG/M <sup>2</sup><br>風下150KG/M <sup>2</sup><br>活荷重無<br>風上150KG/M <sup>2</sup><br>風下75KG/M <sup>2</sup> | 活荷重有<br>150KG/M <sup>2</sup><br>活荷重無<br>450KG/M <sup>2</sup>        | 列車無<br>風上300KG/M <sup>2</sup><br>風下150KG/M <sup>2</sup><br>列車有<br>風上100KG/M <sup>2</sup><br>風下50KG/M <sup>2</sup> | 列車無<br>風上300KG/M <sup>2</sup><br>風下150KG/M <sup>2</sup><br>列車有<br>風上100KG/M <sup>2</sup><br>風下50KG/M <sup>2</sup> | 列車無<br>風上300KG/M <sup>2</sup><br>風下150KG/M <sup>2</sup><br>列車有<br>風上100KG/M <sup>2</sup><br>風下50KG/M <sup>2</sup> | 列車無<br>風上300KG/M <sup>2</sup><br>風下150KG/M <sup>2</sup><br>列車有<br>風上100KG/M <sup>2</sup><br>風下50KG/M <sup>2</sup>                                    | 列車無<br>風上300KG/M <sup>2</sup><br>風下150KG/M <sup>2</sup><br>列車有<br>風上100KG/M <sup>2</sup><br>風下50KG/M <sup>2</sup>                                    | 列車無<br>風上300KG/M <sup>2</sup><br>風下150KG/M <sup>2</sup><br>列車有<br>風上100KG/M <sup>2</sup><br>風下50KG/M <sup>2</sup>                                    | 列車無<br>風上300KG/M <sup>2</sup><br>風下150KG/M <sup>2</sup><br>列車有<br>風上100KG/M <sup>2</sup><br>風下50KG/M <sup>2</sup><br>停留場・下部工も<br>設定                  | 中量<br>による     |
| 温度変化         | 鋼 (基準20℃)<br>-10℃ ~ 50℃<br>コンクリート<br>±15℃                                                                           | 鋼 (基準20℃)<br>-10℃ ~ 50℃<br>コンクリート<br>±15℃                           | 鋼<br>±30℃<br>コンクリート<br>±15℃                                                                                       | 鋼<br>±30℃<br>コンクリート<br>±15℃                                                                                       | 鋼<br>±30℃<br>コンクリート<br>±15℃                                                                                       | 鋼<br>±30℃<br>コンクリート<br>±15℃                                                                                                                          | 鋼<br>±30℃<br>コンクリート<br>±15℃                                                                                                                          | 鋼<br>±30℃<br>コンクリート<br>±15℃                                                                                                                          | 鋼 (基準20℃)<br>±30℃<br>コンクリート<br>±15℃                                                                                                                  | 中量・道示<br>による  |

土木構造物設計指針の他都市比較（概要）

NO. 2

|                       | 道路橋示方書<br>(日本道路協会)                                                                       | ガイドウェイバス<br>設計標準<br>(建設省)                                                                | 中量軌道輸送シス<br>テム及びモノレ<br>ール構造物設計基準<br>(同上研究会)                                              | 大<br>阪<br>港<br>ポ<br>ー<br>ト<br>タ<br>ウ<br>ン<br>線<br>(大阪市)                                   | 神<br>ポ<br>ー<br>ト<br>アイ<br>ラン<br>ド<br>線<br>(神戸市)                                                                        | 戸<br>神<br>ポ<br>ー<br>ト<br>アイ<br>ラン<br>ド<br>線<br>(神戸市)                                                                   | 愛<br>桃<br>花<br>台<br>線<br>(愛知県)                                                                                         | 横<br>金<br>沢<br>シ<br>ー<br>サ<br>イ<br>ド<br>ラ<br>イン<br>(横浜市)                                                               | 神<br>六<br>甲<br>アイ<br>ラン<br>ド<br>線<br>(神戸市)                                                                             | 戸<br>広<br>島<br>新<br>交<br>通<br>シ<br>ス<br>テ<br>ム<br>(広島市)                                                                | 考<br>備         |
|-----------------------|------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------|
| コンクリ<br>ート            | $\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 3$                                                          | $\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 3$                                                          | $\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 3$<br>+10KG/CM <sup>2</sup>                                 | $\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 3$                                                           | $\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 3$                                                                                        | $\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 3$                                                                                        | $\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 3$                                                                                        | $\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 3$<br>+10KG/CM <sup>2</sup>                                                               | $\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 3$<br>+10KG/CM <sup>2</sup>                                                               | $\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 3$                                                                                        | 中量<br>による      |
| 鉄<br>筋                | SR30, SD40 の規定<br>なし<br>SR24<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$                       | SR30, SD40 の規定<br>なし<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$                               | SR30<br>$\sigma_{sa} = 1800\text{KG/CM}^2$<br>SD40<br>$\sigma_{sa} = 2200\text{KG/CM}^2$ | SR30, SD40 の規定<br>なし<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$                                | SR30<br>$\sigma_{sa} = 1600\text{KG/CM}^2$<br>SD40<br>$\sigma_{sa} = 2100\text{KG/CM}^2$                               | SR30<br>$\sigma_{sa} = 1800\text{KG/CM}^2$<br>SD40<br>$\sigma_{sa} = 2200\text{KG/CM}^2$                               | SR30<br>規定なし<br>SD40<br>$\sigma_{sa} = 2100\text{KG/CM}^2$                                                             | SR30, SD40 の規定<br>なし<br>SR24<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$                                                     | SR30<br>$\sigma_{sa} = 1800\text{KG/CM}^2$<br>SD40<br>$\sigma_{sa} = 2200\text{KG/CM}^2$                               | SR30<br>$\sigma_{sa} = 1800\text{KG/CM}^2$<br>SD40<br>$\sigma_{sa} = 2200\text{KG/CM}^2$                               | 中量<br>による      |
| 鉄<br>筋<br>の<br>疲<br>労 | 床版、支間10M 以<br>下の床版橋<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$                                | ——                                                                                       | 特別の場合を除き<br>行わなくて良い。                                                                     | 床版、支間10M 以<br>下の床版橋<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$<br>床版、支間200<br>万回以下と以上で<br>算定式有 | 床版、支間10M 以<br>下の床版橋<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$<br>床版、支間10M 以<br>下の床版橋<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$ | 床版、支間10M 以<br>下の床版橋<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$<br>床版、支間10M 以<br>下の床版橋<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$ | 床版、支間10M 以<br>下の床版橋<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$<br>床版、支間10M 以<br>下の床版橋<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$ | 床版、支間10M 以<br>下の床版橋<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$<br>床版、支間10M 以<br>下の床版橋<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$ | 床版、支間10M 以<br>下の床版橋<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$<br>床版、支間10M 以<br>下の床版橋<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$ | 床版、支間10M 以<br>下の床版橋<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$<br>床版、支間10M 以<br>下の床版橋<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$ | 建造物設計<br>標準による |
| ひびわれ                  | ——                                                                                       | ——                                                                                       | 有害時の配慮が<br>必要                                                                            | ——                                                                                        | ——                                                                                                                     | ——                                                                                                                     | ——                                                                                                                     | ——                                                                                                                     | 有害時の配慮が<br>必要                                                                                                          | 有害時の配慮が<br>必要                                                                                                          | 中量<br>による      |
| 鋼<br>材                | SS41<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$<br>SM50<br>$\sigma_{sa} = 1900\text{KG/CM}^2$ | SS41<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$<br>SM50<br>$\sigma_{sa} = 1900\text{KG/CM}^2$ | SS41<br>$\sigma_{sa} = 1500\text{KG/CM}^2$<br>SM50<br>$\sigma_{sa} = 2000\text{KG/CM}^2$ | SS41<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$<br>SM50<br>$\sigma_{sa} = 1900\text{KG/CM}^2$  | SS41<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$<br>SM50<br>$\sigma_{sa} = 1900\text{KG/CM}^2$                               | SS41<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$<br>SM50<br>$\sigma_{sa} = 1900\text{KG/CM}^2$                               | SS41<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$<br>SM50<br>$\sigma_{sa} = 1900\text{KG/CM}^2$                               | SS41<br>$\sigma_{sa} = 1400\text{KG/CM}^2$<br>SM50<br>$\sigma_{sa} = 1900\text{KG/CM}^2$                               | SS41<br>$\sigma_{sa} = 1500\text{KG/CM}^2$<br>SM50<br>$\sigma_{sa} = 2000\text{KG/CM}^2$                               | SS41<br>$\sigma_{sa} = 1500\text{KG/CM}^2$<br>SM50<br>$\sigma_{sa} = 2000\text{KG/CM}^2$                               | 中量<br>による      |
| 部材<br>の<br>疲<br>勞     | ——                                                                                       | ——                                                                                       | 必要                                                                                       | 必要                                                                                        | 必要                                                                                                                     | 必要                                                                                                                     | 必要                                                                                                                     | 必要                                                                                                                     | 必要                                                                                                                     | 必要                                                                                                                     | 中量<br>による      |
| 破壊安全<br>度の検討          | ——                                                                                       | ——                                                                                       | 必要                                                                                       | 必要                                                                                        | 必要                                                                                                                     | 必要                                                                                                                     | 必要                                                                                                                     | 必要                                                                                                                     | 必要                                                                                                                     | 必要                                                                                                                     | 中量<br>による      |

## 4. 上部工の構造形式

### ① PC桁と鋼桁の使い分け

広島新交通の一般的な桁形式としては、導入空間の地形・地質条件から、経済性、構造的性、施工性、景観性を比較検討を行ない、設置可能な限り連続PCホロースラブを採用した。

長支間となる交差点部や河川渡河部、通常の橋脚で対応できない停留場やロート部では、鋼桁とした。

### ② 連続桁と単純桁の使い分け

広島新交通システム技術委員会において、乗り心地を良くするため、連続桁を採用することとしたが、駅舎高を低くするため切欠構造で対応可能な駅舎の軌道桁・コンコース桁と、駅舎の橋脚に大きな反力や負反力が作用し、構造上対応できなくなる場合の駅前後の桁については、単純桁を設けることとした。

### ③ PCホロースラブの形状

市施工区間のうち、祇園新道（国道54号）分れから長楽寺駅までについては、路線が東西に走り、日照障害や電波障害が多く発生する予測がなされたことや少しでも道路周辺に圧迫感を与えないことから、桁側面に曲線を設けることとした。

しかし、長楽寺駅から広域公園駅までについては、路線が南北に走り、日照障害や電波障害が少ないことや、PC桁と鋼桁が交互になる区間が多いことから、桁断面を鋼桁と同一とした方が景観性や施工性（工程上）から有利となるよう桁側面を直線とした。

### ④ 市施工区間の桁別延長及び連数について

上記①、②より、桁の割りつけを行なった結果は、下表のとおりである。

市施行区間の桁別延長及び連数

| 桁 種 別 |      | 祇園新道分かれ～長楽寺駅 |                                                | 長楽寺駅～広域公園駅  |                                      | 合 計          |                                                 |
|-------|------|--------------|------------------------------------------------|-------------|--------------------------------------|--------------|-------------------------------------------------|
|       |      | 延 長          | 連 数                                            | 延 長         | 連 数                                  | 延 長          | 連 数                                             |
| 鋼製桁   | RC床版 | m<br>3, 202  | 4径間 2連<br>3径間 15連<br>2径間 12連<br>1径間 25連<br>54連 | m<br>2, 063 | 3径間 10連<br>2径間 6連<br>1径間 23連<br>39連  | m<br>5, 265  | 4径間 2連<br>3径間 25連<br>2径間 18連<br>1径間 48連<br>93連  |
|       | 鋼床版  | m<br>474     | 2径間 4連<br>4連                                   | m<br>1, 652 | 3径間 2連<br>2径間 8連<br>1径間 5連<br>15連    | m<br>2, 126  | 3径間 2連<br>2径間 12連<br>1径間 5連<br>19連              |
| PC桁   | ホロー  | m<br>1, 570  | 4径間 1連<br>3径間 17連<br>2径間 4連<br>22連             | m<br>1, 783 | 3径間 16連<br>2径間 11連<br>27連            | m<br>3, 353  | 4径間 1連<br>3径間 33連<br>2径間 15連<br>49連             |
|       | ボックス | m<br>237     | 3径間 1連<br>2径間 2連<br>3連                         | m<br>246    | 2径間 4連<br>4連                         | m<br>483     | 3径間 1連<br>2径間 6連<br>7連                          |
| 合 計   |      | m<br>5, 483  | 4径間 3連<br>3径間 33連<br>2径間 22連<br>1径間 25連<br>83連 | m<br>5, 744 | 3径間 28連<br>2径間 29連<br>1径間 28連<br>85連 | m<br>11, 227 | 4径間 3連<br>3径間 61連<br>2径間 51連<br>1径間 53連<br>168連 |

## 5. 市施工区間のP C 桁の設計

### 1) 桁本体

#### ① 設計条件

標準の3 径間連続P C ホロースラブ橋とする。

- ・橋 長 75.000 m
- ・桁 長 74.925 m
- ・支 間 24.600 m + 25.000 m + 24.600 m
- ・幅 員 全幅 7.55 m 軌道中心 3.750 m (拡幅あり)
- ・活 荷 重 満員乗車荷重 18.0 t (軸重 9.0 t)  
定員乗車荷重 16.0 t ( " 8.0 t)  
空車荷重 11.5 t ( " 5.75 t)
- ・衝撃係数 主桁  $i = 10/25 + L$  床版  $i = 20/50 + L$
- ・斜角・平面線形・縦断勾配・設計震度 現地条件
- ・安全度  $1.3 \times \text{死荷重} + 2.5 \times \text{活荷重} + \text{プレストレス 2 次}$   
 $1.7 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重}) + \text{プレストレス 2 次}$
- ・支 承 ゴム支承
- ・弾性係数

| コ ン ク リ ー ト |            | 記号    | 設計基準強度                    |
|-------------|------------|-------|---------------------------|
|             |            |       | 400 (kg/cm <sup>2</sup> ) |
| ヤング係数       | プレストレスト導入時 | $E_c$ | 2.92 * 10 <sup>5</sup>    |
|             | 上記以外       | $E_c$ | 3.1 * 10 <sup>5</sup>     |
| せん断弾性係数     |            | $G_c$ | 1.35 * 10 <sup>5</sup>    |

P C 鋼材のヤング係数  $E_p = 2.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

- ・乾燥収縮 ・ クリープ係数  
見掛けのリラクセーション  
P C 鋼材とシース間の摩擦係数
- ・材料強度及び許容応力度

コンクリート  $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$  (主桁)

$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$  (側壁)

P C 鋼材 F-200 又は 12 T 12.7

その他 道路橋示方書のとおり

#### ・荷重の組合せ

案内軌条及びこれを直接支持する部材

| 荷 重 の 組 合 せ                             | 割 増 係 数 |
|-----------------------------------------|---------|
| 遠心荷重 + 横荷重 (常時)                         | 1.00    |
| 横荷重 (常時) + 風荷重 (100 kg/m <sup>2</sup> ) | 1.25    |
| 横荷重 (異常時)                               | 1.50    |

## 主桁部材

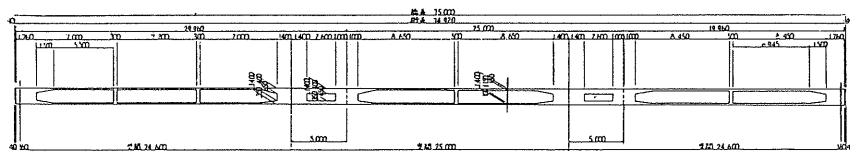
| 荷 重 の 組 合 せ                                | 割 増 係 数 |
|--------------------------------------------|---------|
| 死荷重 + 活荷重 + 衝撃 + 遠心荷重 + 乾燥収縮 + クリープ        | 1.00    |
| 死荷重 + 活荷重 + 衝撃 + 遠心荷重 + 乾燥収縮 + クリープ + 温度変化 | 1.15    |
| 死荷重 + 活荷重 + 衝撃 + 遠心荷重 + 乾燥収縮 + クリープ + 横荷重  | 1.15    |
| 死荷重 + 風荷重                                  | 1.25    |
| 死荷重 + 地震荷重                                 | 1.50    |

## ② 祇園新道分れから長楽寺駅まで

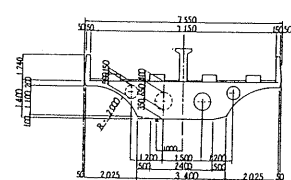
平成元年3月から工事着工することが出来たため、支保工を転用し、工事費の安価な分割施工とし、分割施工を行う上で、緊張定着が容易で確実なSEE工法(F200)を採用した。

なお、標準的な径間割・断面・ケーブル形状と配置及び分割施工図は、下図のとおりである。

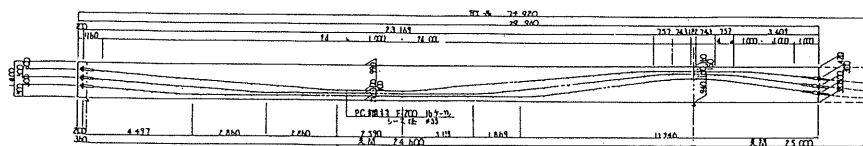
## 市施工区間（祇園新道分れ～長楽寺）PC桁標準径間



断面図

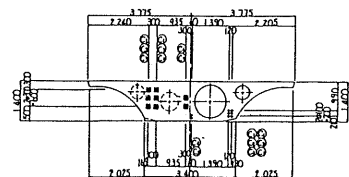


ケーブル形状図

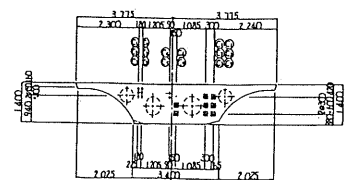


ケーブル配置図

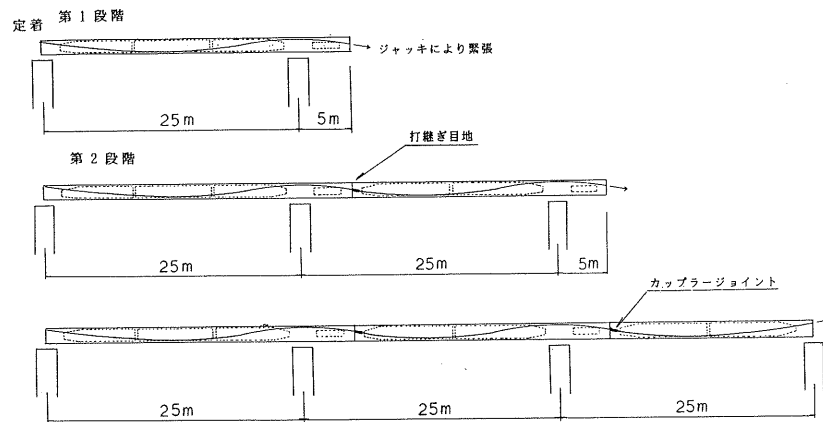
桁端 支間中央



支間支点上 定着部



# 分割施工（SEEE工法）



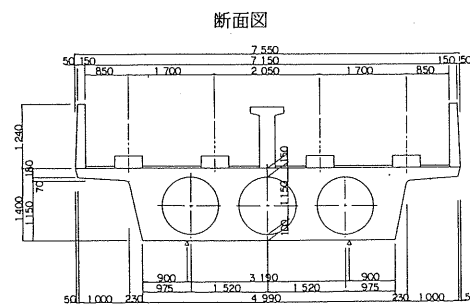
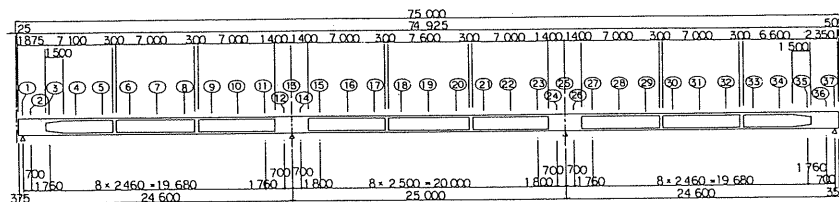
## ③ 長楽寺駅から広域公園駅まで

当該区間については、平成3年10月より工事着手することとなり、インフラ部の完成時期を平成5年7月末までとする必要がある。

このため、支保工を転用しないで、工期を短縮できるようフレッシュ工法（12 T12.7）による一括施工を採用することとした。

なお、標準的な径間割・断面・ケーブル形状と配置及び一括施工図は、下図のとおりである。

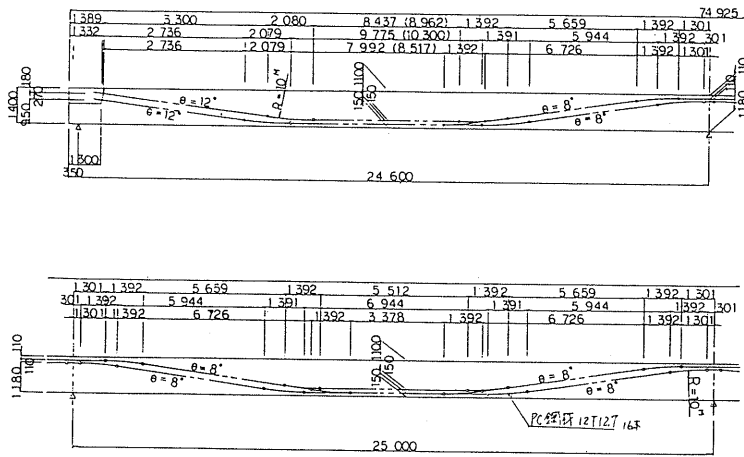
市施工区間（長楽寺～広域公園）PC桁標準径間



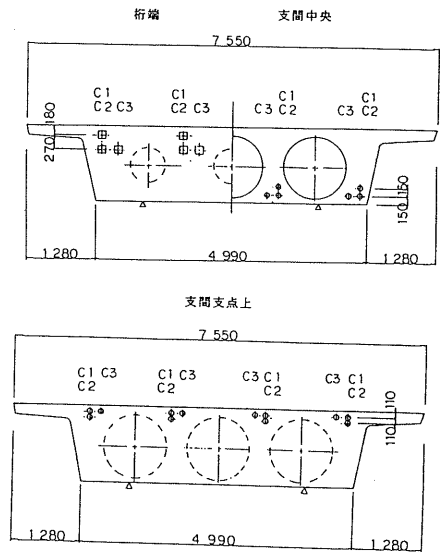


市施工区間（長楽寺～広域公園）P C 桁標準区間

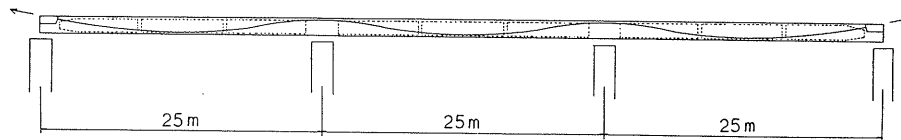
ケーブル形状図



ケーブル配置図



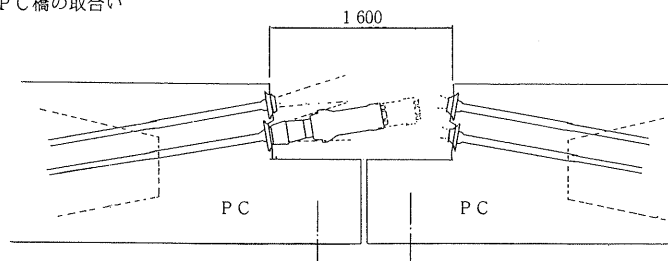
一括施工（フレシナー工法）



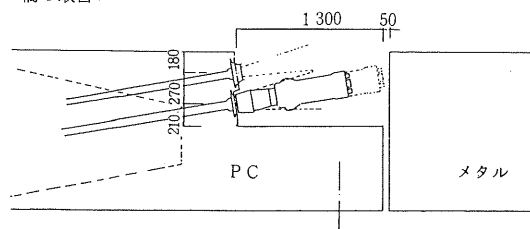
このため、桁端部における切欠形状は、次のとおりとし、隣接する桁の橋種に影響されことなく施工できるよう事前処置することとした。

桁端部切欠形状

- 1) P C 橋とP C 橋の取合い

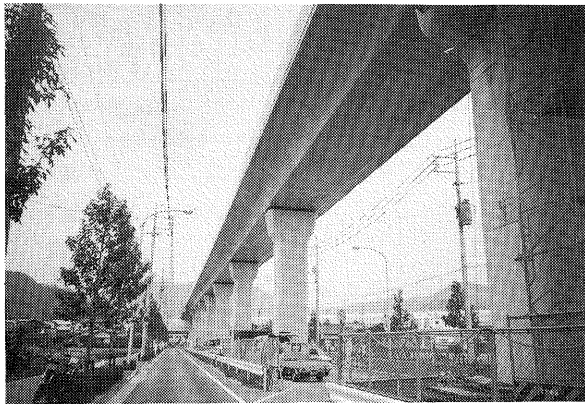


- 2) P C 橋とメタル橋の取合い

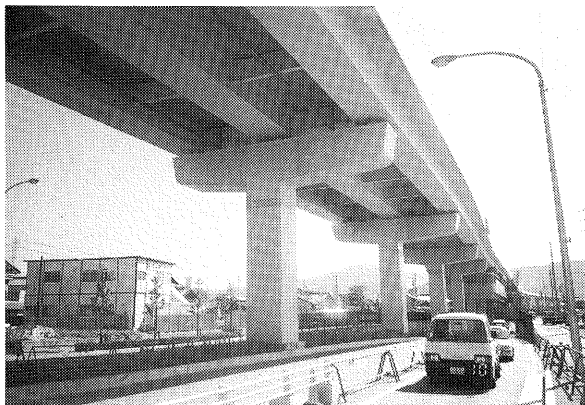


1. 祇園新道分れ～長楽寺

(1) PC橋脚とPC桁



(2) 鋼製橋脚とRC床版鋼箱桁



2. 長楽寺～広域公園

(1) RC橋脚とPC桁(施工中)



(2) 鋼製橋脚とRC床版鋼箱桁(施工中)



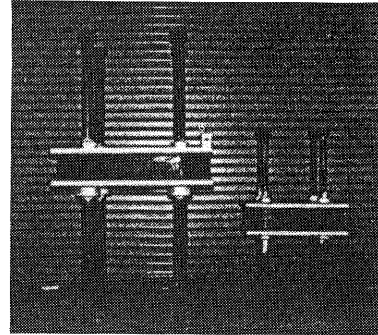
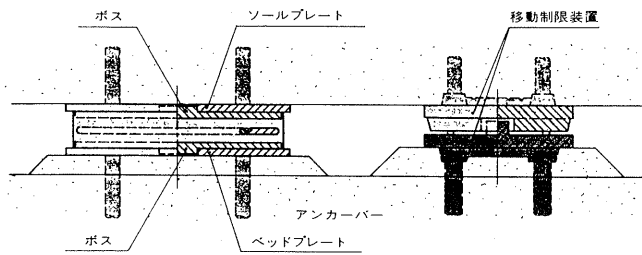
2) 支承

PC桁の支承は、ゴム沓のせん断バネ定数を任意に選定し、温度、乾燥、クリープ、プレストレス、地震等の変形量による水平力を各橋脚に均等に分散させ、橋脚の形状寸法を出来るだけ均一にする反力分散沓（ゴム沓）を採用することとした。

・設計条件（反力分散型）

|           |                                 |
|-----------|---------------------------------|
| ゴム硬度      | $H_s = 65 \pm 5$                |
| 許容支圧応力度   | $\sigma_a = 70 \text{ kg/cm}^2$ |
| せん断時許容    | $\sigma_a = 80 \text{ kg/cm}^2$ |
| 静的せん断弾性係数 | $G_0 = 13.5 \text{ kg/cm}^2$    |
| 許容せん断変形率  |                                 |
| 常時        | $\eta_a = 50 \%$                |
| 常時+地震時    | $\eta_{ea} = 150 \%$            |

水平力分散用リング沓の形式



## 6. あとがき

広島新交通は、昭和61年4月の事業採択以来、特許・免許の取得、都市計画決定、工事施行認可の取得を行って、現在、本通駅から広域公園駅までの延長約18.4 kmを、平成6年の完成に向け、建設促進しているところである。

昨年3月の橋脚落下事故以来、従来にも増して安全対策に配慮しているところであり、平成6年10月に開催される第12回アジア競技大会を無事むかえることができるよう、建設省・広島市・広島高速交通(株)及び全請負業者で努力しているところである。

# 九州における P C 斜張橋

九州工業大学工学部 教授 渡 辺 明

## まえがき

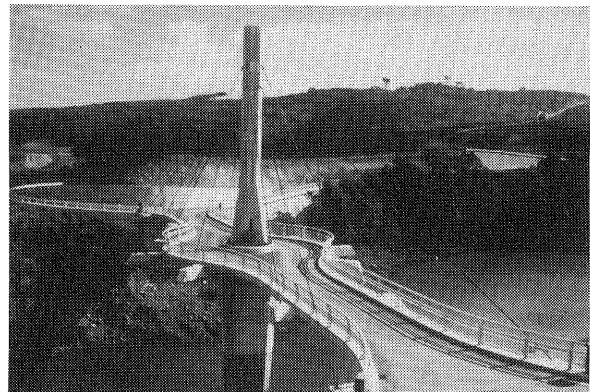
近年、景観性、施工性、経済性等の見地から斜張橋の採用が世界的にとみに増えてきており、更にメンテ性の視点も加わって P C 斜張橋の建設が随所で進められている。

九州では、長崎県壱岐支庁が勝本ダムの湖上に建設した勝本大橋がその第 1 号であるが、その後、豊後橋、新門司大橋、呼子大橋、松本橋、公園橋、夢の橋等と次々に竣工し、引続き笠原蛸橋、中尾ダム 3 号橋、南田原 1 号橋、吹上浜サンセットブリッジ、甕大明神橋、新渡橋、そして伊唐島大橋等の架設工事が目下着々と進捗中である。

そこで、本稿ではそれらについて順次概観し、考察する。詳細については講演時にスライドを用いて説明する。

## 1. 勝 本 大 橋

|         |                    |
|---------|--------------------|
| 施 工 地   | 長崎県壱岐郡             |
| 発 注 先   | 長崎県壱岐支庁            |
| 構 造 形 式 | 2 径間連続 P C 斜張橋     |
| { 主 桁   | 2 主版桁              |
| { 主 塔   | R C 逆 Y 8 角形 1 本柱  |
| { 斜 材   | 変形ファン型周面吊り         |
| 橋 格     | 2 等橋               |
| 橋 長     | 55.0m〔支間(2 @ 27m)〕 |
| 桁高／支間   | 1 / 39             |
| 有 効 幅 員 | 標準部：4m，主塔部：8m      |
| 工 期     | 1980.8 ～ 1980.12   |
| 施 工 者   | 富士ピー・エス社           |
| 特 色     |                    |

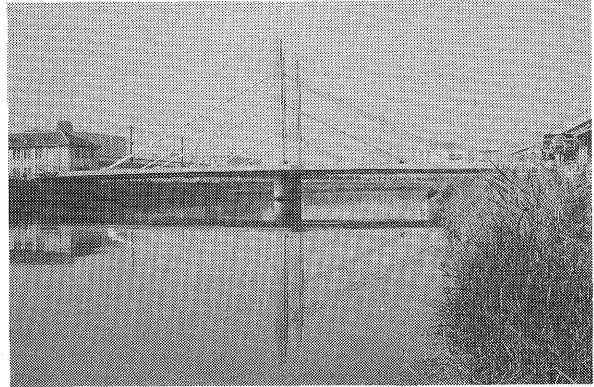


写真—1 勝本大橋

- a) 勝本ダムの湖上に架けられた九州初の P C 斜張橋。
- b) 仏教の聖地ゆえ橋脚部付近に仏塔のイメージ。
- c) 橋脚上 6 方向に放射状横桁配置，先端を斜材吊り。
- d) 斜材に S E E E F—T 型ケーブルを使用。
- e) 主桁はタワーに剛結。
- f) 桁・主塔・ケーブル張力の鉛直力は沓を介して下部工へ伝達。
- g) 応力度振幅 7.4 kgf/mm<sup>2</sup> 内。

## 2. 豊 後 橋

|                                                                                                                                                                                          |                            |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|
| 施 工 地                                                                                                                                                                                    | 北九州市小倉北区                   |
| 発 注 先                                                                                                                                                                                    | 北九州市                       |
| 構 造 形 式                                                                                                                                                                                  | 2 径間連続 P C 斜張橋             |
| <div style="display: inline-block; vertical-align: middle; font-size: 3em; line-height: 1;">{</div> <div style="display: inline-block; vertical-align: middle;"> 主桁<br/>主塔<br/>斜材 </div> | 中空床版                       |
|                                                                                                                                                                                          | R C 独立 2 本柱                |
|                                                                                                                                                                                          | ハープ型平行 2 面吊り               |
| 橋 格                                                                                                                                                                                      | 1 等橋                       |
| 橋 長                                                                                                                                                                                      | 75.7m [支間 (2 @ 37.45m)]    |
| 桁高/支間                                                                                                                                                                                    | 1 / 54                     |
| 有効幅員                                                                                                                                                                                     | 3.5m(歩道)+9.0m(車道)+3.5m(歩道) |
| 工 期                                                                                                                                                                                      | 1981.9 ~ 1983.6            |
| 施 工 者                                                                                                                                                                                    | オリエンタル建設社                  |
| 特 色                                                                                                                                                                                      |                            |

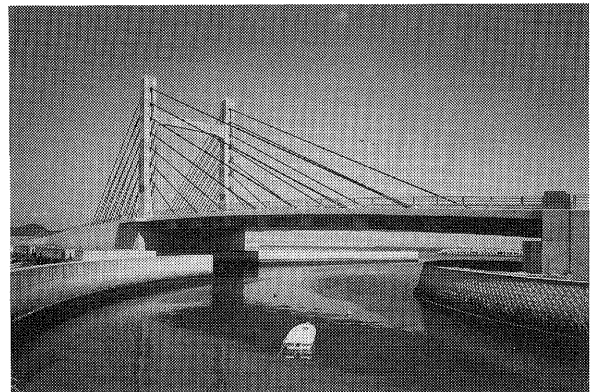


写真—2 豊後橋

- a) 都市景観に関する市の方針に従い桁高を低く決定。
- b) 塔基部を車道端に配置し、主桁と剛結、塔の側面にスリット。
- c) 支間長に比し幅員大。
- d) 中空床版を 7 主桁に分割、斜材定着点とその中間点に横げたを置いた立体骨組モデルで解析。
- e) 斜材は S E E E F 型ケーブルを使用。

## 3. 新 門 司 大 橋

|                                                                                                                                                                                          |                               |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------|
| 施 工 地                                                                                                                                                                                    | 北九州市門司区                       |
| 発 注 先                                                                                                                                                                                    | 北九州市港湾局                       |
| 構 造 形 式                                                                                                                                                                                  | 単径間 P C 斜張橋                   |
| <div style="display: inline-block; vertical-align: middle; font-size: 3em; line-height: 1;">{</div> <div style="display: inline-block; vertical-align: middle;"> 主桁<br/>主塔<br/>斜材 </div> | 4 室箱桁                         |
|                                                                                                                                                                                          | R C H 型柱                      |
|                                                                                                                                                                                          | ファン型平行 2 面吊り                  |
| 橋 格                                                                                                                                                                                      | 1 等橋                          |
| 橋 長                                                                                                                                                                                      | 77.0m (支間 74.4m)              |
| 桁高/支間                                                                                                                                                                                    | 1 / 44                        |
| 有効幅員                                                                                                                                                                                     | 車道 (7.25m × 2), 歩道 (3.5m × 2) |
| 工 期                                                                                                                                                                                      | 1985.6 ~ 1987.3               |
| 施 工 者                                                                                                                                                                                    | ピー・エス社                        |
| 特 色                                                                                                                                                                                      |                               |

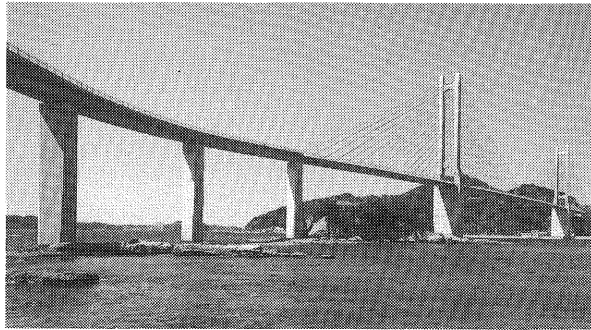


写真—3 新門司大橋

- a) 臨港工業団地・中長距離フェリー基地・海洋レクリエーション施設内にあり、シンボルの要素大。
- b) 一端固定・他端支持の単径間斜張橋。
- c) 主塔は総足場型枠施工、内部に鉄骨を埋設。
- d) 斜材ケーブル (S E E E F - T 型) の緊張は主塔側で行い、1000 ~ 1100t センターホールジャッキで 1 段 6 ケーブルを同時緊張。
- e) 主塔にねじりモーメントを生じさせないようにメインステーは 1 面 1 本、バックステーは 1 面 2 本で定着。
- f) 橋台・橋脚は R C 杭基礎上の逆 T 式。
- g) 当時、日本の道路橋で最大級の支間と幅員。

#### 4. 呼 子 大 橋

|         |                                      |
|---------|--------------------------------------|
| 施 工 地   | 佐賀県東松浦郡呼子町                           |
| 発 注 先   | 佐賀県農林部                               |
| 構 造 形 式 | 3 径間連続 P C 斜張橋                       |
| { 主桁    | 逆台形 2 室箱桁 (ウインドノーズ付)                 |
| { 主塔    | R C 門型柱                              |
| { 斜材    | ハープ型 2 面吊り                           |
| 橋 格     | 2 等橋, 3 種 4 級                        |
| 橋 長     | 494.25m ( 121.0m + 250.0m + 121.0m ) |
| 桁高/支間   | 1 / 114                              |
| 有 効 幅 員 | 車道: 5.50m, 歩道: 2.00m                 |
| 工 期     | 1985.10 ~ 1989.3                     |
| 施 工 者   | 鹿島・松尾・岸本 (社) JV                      |
| 特 色     |                                      |



写真—4 呼子大橋

- 人口 700 名の加部島を呼子町殿の浦から陸続きにした。
- 玄海国定公園内, 2000t 級船舶の避難港を配慮し, 長大スパン・高桁下空間性・景観性・メンテ性が買われ P C 斜張橋に決定。
- 主塔と橋脚は剛結, 主桁は主塔から斜材で吊る無支承の連続桁 (サスペンデンドタイプ)。
- 斜材は S E E E F—P H 型ケーブル使用。
- コンクリート製ストッパーを設け, 橋軸方向の過大变位に対処。
- 主塔は大パネル型枠によるジャンプアップ工法で施工。
- 傾斜あるコンクリート面施工にはシルクフォーム工法を採用。
- 主桁の振動モードは 1 次の主桁逆対称モードおよび 2 次の主桁対称モードで, 振動数が計算値とほぼ一致, 低風速時の渦励振の発現はみられず。
- 現在, コンクリート橋でスパン日本一。

#### 5. 松 本 橋

|         |                               |
|---------|-------------------------------|
| 施 工 地   | 熊本県八代郡竜北町                     |
| 発 注 先   | 熊本県                           |
| 構 造 形 式 | 2 径間連続 P C 斜張橋                |
| { 主桁    | 中空床版桁                         |
| { 主塔    | R C H 型柱                      |
| { 斜材    | ファン型平行 2 面吊り                  |
| 橋 格     | 歩道橋 (350 kgf/m <sup>2</sup> ) |
| 橋 長     | 100.0m [ 支間 (2 @ 49.95m) ]    |
| 桁高/支間   | 1 / 50                        |
| 有 効 幅 員 | 2.50m                         |
| 工 期     | 1988.10 ~ 1989.5              |
| 施 工 者   | オリエンタル建設社                     |
| 特 色     |                               |



写真—5 松本橋

- 2 級河川氷川が不知火海に注ぐ下流部に架設。
- 河畔公園への連絡橋でもあり, 景観性・シンボル性を重視。
- 橋台は逆 T 型, 橋脚は壁式 (小判型), 良質の支持層まで杭基礎 (鋼管  $\phi$  600 )。
- 隣接部は 2 径間連続 P C 場所打中空床版橋。
- 斜材には S E E E F—H 型ケーブルを使用。

## 6. 公 園 橋

|         |                               |
|---------|-------------------------------|
| 施 工 地   | 大分県佐伯市                        |
| 発 注 先   | 佐伯市役所                         |
| 構 造 形 式 | 2 径間連続 P C 斜張橋                |
| { 主桁    | 床版桁                           |
| { 主塔    | R C 1 本柱                      |
| { 斜材    | セミファン型 1 面吊り                  |
| 橋 格     | 歩道橋 (350 kgf/m <sup>2</sup> ) |
| 橋 長     | 50.0m [支間 2 @ 25m]            |
| 桁高/支間   | 1 / 49                        |
| 有効幅員    | 標準部: 4.0m, 主塔部: 8.0m          |
| 工 期     | 1989.3 ~ 1989.7               |
| 施 工 者   | ピー・エス社                        |
| 特 色     |                               |



写真-6 公園橋

- 市民体育館、武道館のある公園入口に架設。
- 主塔にシンボル性をもたせるため、頂部にカラスステンレス球。
- 主塔部付近の幅広い場所にベンチ、憩いの空間。
- アルミ高欄内部に蛍光灯埋込み、橋面はインターロッキング仕上げ、ライトアップ設備。
- 斜材には S E E E F - P H 型ケーブルを採用。

## 7. 夢 の 橋

|         |                         |
|---------|-------------------------|
| 施 工 地   | 佐賀県佐賀郡富士町               |
| 発 注 先   | 佐賀県農林部                  |
| 構 造 形 式 | 2 径間連続 P C 斜張橋 (非対称)    |
| { 主桁    | 2 主桁                    |
| { 主塔    | R C 準 H 型柱              |
| { 斜材    | ファン型 2 面吊り              |
| 橋 格     | 2 等橋                    |
| 橋 長     | 130.0m [支間 (35m + 95m)] |
| 桁高/支間   | 1 / 59                  |
| 有効幅員    | 5.0m                    |
| 工 期     | 1990.3 ~ 1991.3         |
| 施 工 者   | ピー・エス社, 富士ピー・エス社 JV     |
| 特 色     |                         |

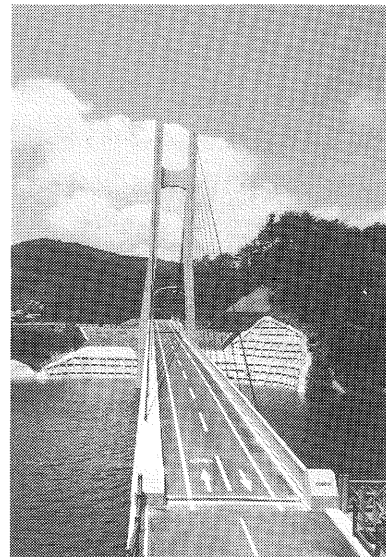
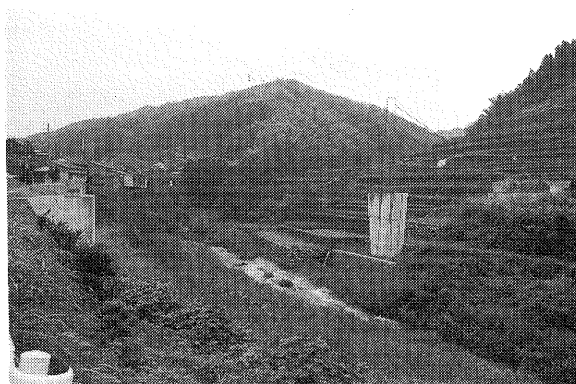


写真-7 夢の橋

- 21世紀県民の森整備事業の一環として北山ダム湖上に架設。
- 海拔 374m の人造湖北山ダム周辺には各種保養施設あり、景観性・モニュメント性から橋種決定。
- サイクリングロードの一部。
- 主塔は総足場工法で施工。
- 長スパン側は張出し架設工法、短スパン側は固定式支保工工法。前者に Melan Stayed Cantilever Erection Method (M S C E 工法: まず H 型鋼のメラン材を斜材で支持するように設置し、その上に作業台車を載せ、順次主桁を製作し張出す) を採用。
- 地震時の水平力には短スパン側橋台で抵抗。
- 斜材には S E E E P H 型ケーブルを使用。

## 8. 笠原蛍橋

|         |                                                                                                                                          |
|---------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 施 工 地   | 福岡県八女郡黒木町                                                                                                                                |
| 発 注 先   | 福岡県筑後農林事務所                                                                                                                               |
| 構 造 形 式 | 2 径間連続 P C 斜張橋 (非対称)                                                                                                                     |
|         | <div> <div>主桁</div> <div>主塔</div> <div>斜材</div> </div> <div> <div>中空床版 (長スパン方向)</div> <div>R C 1 本柱</div> <div>セミファン型 1 面吊り</div> </div> |
| 橋 格     | 1 等橋                                                                                                                                     |
| 橋 長     | 60.0m [ 支間 ( 23.5m + 35.5m ) ]                                                                                                           |
| 桁高 / 支間 | 1 / 36                                                                                                                                   |
| 有 効 幅 員 | 8.5m                                                                                                                                     |
| 工 期     | 1992. 7 ~ 1993. 3                                                                                                                        |
| 施 工 者   | ピー・エス社                                                                                                                                   |
| 特 色     |                                                                                                                                          |

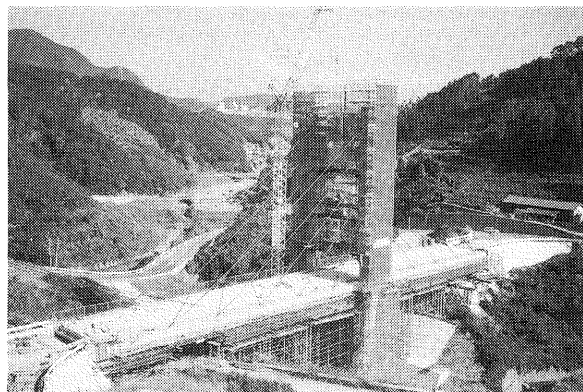


写真—8 笠原蛍橋 (建設中)

- a) 矢部自然公園内にあり、景観性・モニュメント性を重視。
- b) 1 本タワーにスレンダーな主桁で軽快感。
- c) 総足場工法で施工。
- d) 主塔は主桁上、中に鉄骨を埋設。
- e) 親柱はミカゲ石、高欄は铸铁製、ライトアップ設備。
- f) 斜材には S E E E F - P H 型ケーブルを使用。

## 9. 中尾ダム 3 号橋

|         |                                                                                                                               |
|---------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 施 工 地   | 長崎市                                                                                                                           |
| 発 注 先   | 長崎県長崎土木事務所                                                                                                                    |
| 構 造 形 式 | 2 径間連続 P C 斜張橋                                                                                                                |
|         | <div> <div>主桁</div> <div>主塔</div> <div>斜材</div> </div> <div> <div>3 主版桁</div> <div>R C 門型柱</div> <div>ファン型 2 面吊り</div> </div> |
| 橋 格     | 1 等橋                                                                                                                          |
| 橋 長     | 82.0m [ 支間 ( 37.0m + 45.0m ) ]                                                                                                |
| 桁高 / 支間 | 1 / 41                                                                                                                        |
| 有 効 幅 員 | 8.0m                                                                                                                          |
| 工 期     | 1992. 1 ~ 1993. 3                                                                                                             |
| 施 工 者   | 富士ピー・エス社                                                                                                                      |
| 特 色     |                                                                                                                               |



写真—9 中尾ダム 3 号橋 (建設中)

- a) 中尾川の合流地点、ダムサイトより約 600m 上流に位置し、地域のシンボルとして観光に一役。
- b) オールステージング場所打ち工法で施工。
- c) コンクリートの打設は、主桁 1 回打ち、主塔は 10 ロッドに分けて行う。
- d) 主桁コンクリート打設後、乾燥収縮などによるひびわれ防止のため 1 次緊張を行う。
- e) 主桁・主塔完成後、斜材を架設。S E E E F - P H 型ケーブルを使用。
- f) 上部工と下部工はゴム沓とアンカーバーにより応力伝達をするピン構造。



## 10. 南田原 1 号 橋

|         |                                                  |
|---------|--------------------------------------------------|
| 施 工 地   | 大分県南海部郡宇目町                                       |
| 発 注 先   | 建設省九州地方建設局                                       |
| 構 造 形 式 | 3 径間連続 P C 斜張橋                                   |
| 主桁      | 中央径間 (セパレート型 2 室箱桁) (ウインドノーズ付)<br>側径間 (ホロー 2 主桁) |
| 主塔      | R C 逆 Y 型柱                                       |
| 斜材      | セミファン型 2 面吊り                                     |
| 橋 格     | 1 等橋                                             |
| 橋 長     | 292.1m [支間 (60.0m+170.0m+60.0m)]                 |
| 桁高/支間   | 1 / 100                                          |
| 有効幅員    | 車道: 9.0m, 歩道: 2.5m                               |
| 工 期     | 1990.9 ~ 1993.3                                  |
| 施 工 者   | ピー・エス社, オリエンタル建設社 JV                             |
| 特 色     |                                                  |

- 一般国道 326 号線上, 北川ダムを横断する湖面橋。
- 祖母傾国定公園を控え風光明媚, 景観性重視。
- 構造バランスの悪い径間割となったため, 側径間の主桁断面充実部を拡大。
- 橋台におけるアップリフトが静荷重時でも約 200 t。
- 脚部と主塔には鉄骨埋設。
- 逆 Y 型主塔で 2 面吊りの斜材形状は日本初, 斜材ケーブルには S E E E F - P H 型を採用。
- 主塔側にジャッキスペースが確保できず, 桁側よりの斜材緊張を余儀なくされたため, 斜材緊張作業台車を特設。
- 橋脚上に支承を設けないフローティングタイプ。

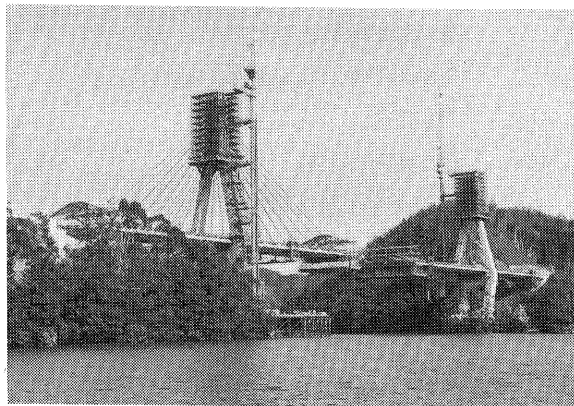


写真-10 南田原 1 号橋 (建設中)

## 11. 吹上浜サンセットブリッジ

|         |                              |
|---------|------------------------------|
| 施 工 地   | 鹿児島県加世田市                     |
| 発 注 先   | 鹿児島県加世田土木事務所                 |
| 構 造 形 式 | 2 径間連続 P C 斜張橋               |
| 主桁      | 1 室箱桁                        |
| 主塔      | R C 門型柱                      |
| 斜材      | ハープ型 2 面吊り                   |
| 橋 格     | 2 等橋, 自転車歩行者専用道路 B 種         |
| 橋 長     | 190.0m [支間 (2 @ 94.3m)]      |
| 桁高/支間   | 1 / 55                       |
| 有効幅員    | 6.0m (自転車道: 3.0m + 公園路 3.0m) |
| 工 期     | 1991.6 ~ 1993.1              |
| 施 工 者   | コーアツ工業社                      |
| 特 色     |                              |

- 吹上浜の白砂青松の中を縦走するサイクリングロード橋。
- 吹上浜海浜公園のシンボル。
- 橋台は (重力式・逆 T 式) + 場所打杭 (φ 1,000), 橋脚は小判式 + (場所打杭・鋼管矢板井筒)
- 中型トラベラーを用いて架設。
- 斜材には S E E E F - P H 型ケーブルを使用。



写真-11 吹上浜サンセットブリッジ (建設中)

## 12. 甌大明神橋

|                                                                                                                                                |                     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|
| 施 工 地                                                                                                                                          | 鹿児島県薩摩郡上甌村          |
| 発 注 先                                                                                                                                          | 鹿児島県甌島土木出張所         |
| 構 造 形 式                                                                                                                                        | 2 径間連続 P C 斜張橋      |
| <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="font-size: 3em; margin-right: 5px;">{</div> <div> 主桁<br/>主塔<br/>斜材 </div> </div> | 1 室箱桁               |
|                                                                                                                                                | R C 傾斜門型柱           |
|                                                                                                                                                | ファン型 2 面吊り          |
| 橋 格                                                                                                                                            | 1 等橋, 3 種 4 級       |
| 橋 長                                                                                                                                            | 170m〔支間(2 @ 84.9m)〕 |
| 桁高/支間                                                                                                                                          | 1 / 42              |
| 有効幅員                                                                                                                                           | 1.0m + 6.0m + 1.0m  |
| 工 期                                                                                                                                            | 1991.6 ~ 1993.3     |
| 施 工 者                                                                                                                                          | オリエンタル建設社           |

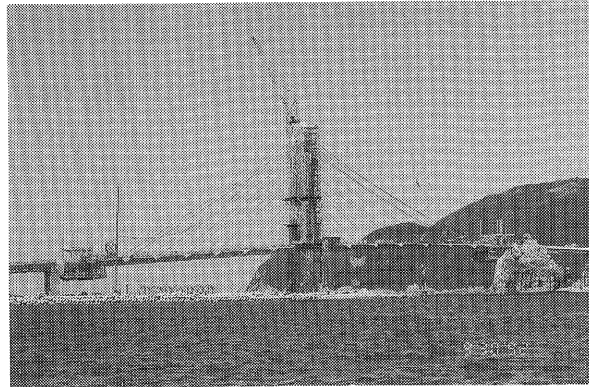


写真-12 甌大明神橋(建設中)

### 特 色

- a) 上甌島と中島との間のヘタの串海峡をまたぐ航路橋。
- b) 甌島列島のランドマーク, シンボルマーク。
- c) 鋼矢板と消波ブロックで築島し, ドライ状態で橋脚を施工。
- d) 予めアンカープレート・ケーシングパイプ等を取付けた鉄骨を主塔内に埋設。
- e) 斜材定着ブロックには突起横桁あり。
- f) 斜材として VSL ノングラウトタイプ(SBPW 152)を使用。
- g) 主桁はディヴィダーク片持張出し工法で施工, 最後の 6.0m は吊支保工で施工。
- h) 斜材緊張は主塔側より, 張力の調整は主桁側より実施。
- i) 主桁用型枠は潮風の影響を考慮し, ステンレス製。

## 13. 新 渡 橋

|                                                                                                                                                |                      |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|
| 施 工 地                                                                                                                                          | 佐賀県杵島郡福富町            |
| 発 注 先                                                                                                                                          | 佐賀県武雄農林事務所           |
| 構 造 形 式                                                                                                                                        | 2 径間連続 P R C 斜張橋     |
| <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="font-size: 3em; margin-right: 5px;">{</div> <div> 主桁<br/>主塔<br/>斜材 </div> </div> | P R C エッジガーダー        |
|                                                                                                                                                | R C H 型柱             |
|                                                                                                                                                | 準ハープ型 2 面吊り          |
| 橋 格                                                                                                                                            | 1 等橋, 3 種 2 級        |
| 橋 長                                                                                                                                            | 190m〔支間(2 @ 93.8m)〕  |
| 桁高/支間                                                                                                                                          | 1 / 78               |
| 有効幅員                                                                                                                                           | 車道: 7.75m, 歩道: 1.50m |
| 工 期                                                                                                                                            | 1990.7 ~ 1994.3      |
| 施 工 者                                                                                                                                          | 鹿島・松尾・稲富(社) JV       |

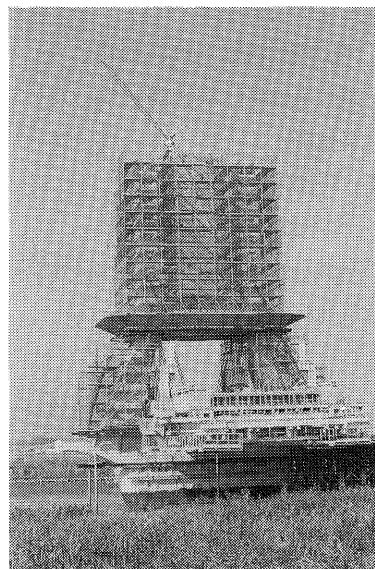


写真-13 新渡橋(建設中)

### 特 色

- a) 農道整備事業の一環として六角川下流に建設。
- b) 架設地点は有明粘土(軟弱沖積粘土)が十数米も堆積, 基盤岩までの深度 100m を越える。
- c) 地理・環境条件, 経済性などの見地からエッジガーダー断面の P R C 斜張橋を選定, フローチングタイプ。
- d) 橋脚は仮締切兼用方式鋼管矢板井筒基礎上小判型 1 室中空 R C 構造, 橋台は杭基礎上逆 T 式。
- e) 主塔は大パネル型枠によるジャンプアップ工法で施工。主塔内に鉄骨を埋設。
- f) 斜材には S E E E F - P H 型ケーブルを採用, 緊張管理は圧力管理を基本, 張力検定は振動法・ロードセルで実施。
- g) 主塔・主桁側に防振装置を装着。

## 14. 伊唐島大橋

|         |                                                    |
|---------|----------------------------------------------------|
| 施 工 地   | 鹿児島県出水郡東町                                          |
| 発 注 先   | 鹿児島県農政部                                            |
| 構 造 形 式 | 5 径間連続 P C 斜張橋                                     |
| 主桁      | 逆台型 2 室箱桁 (ウインドノーズ付)                               |
| 主塔      | R C H 型柱 (中間梁あり)                                   |
| 斜材      | 準ハーブ型 2 面吊り                                        |
| 橋 格     | 2 等橋, 3 種 4 級                                      |
| 橋 長     | 588m [ 支間 ( 2 @ 43.1m + 260.0m +<br>2 @ 120.0m ) ] |
| 桁高 / 支間 | 1 / 130                                            |
| 有 効 幅 員 | 車道 : 6.25m, 歩道 : 1.50m                             |
| 工 期     | 1990.9 ~ 1996.4                                    |
| 施 工 者   | 鹿島・小牧・桑木 (社) JV                                    |
| 特 色     |                                                    |

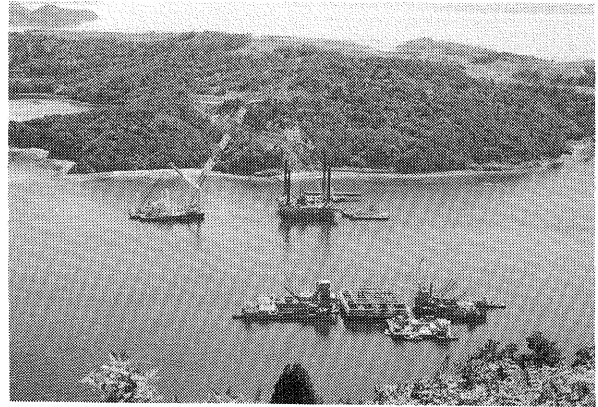


写真-14 伊唐島大橋 (建設中)

- 長島半島の北端東町鷹巣と離島伊唐島を結ぶ海上橋。
- 農免農道整備事業として計画。
- 雲仙天草国立公園内、薄井漁港に近接、ブリ・タイ・真珠等の養殖漁業権設定地内。
- 桁下空間の保持・美観上、経済・耐震・耐風・施工性、そして維持管理上、本構造形式が選定された。
- サスペンデッドタイプ (主塔と主桁は剛結、主桁は主塔から吊る無支承連結桁) を採用、柱頭部にコンクリート製ストッパーを設け地震時の過大な橋軸方向変位に対処。
- 構造特性・施工性・経済性、そして特に海水汚濁防止の見地から多柱式基礎を選定、削孔 (φ 3,000 ビット) にはリバース工法を採用。
- 中型 SEP (昇降能力 1,500 t)、FC 300 t (揚程 73m) を投入。
- 斜材には工場製作ノングラウトタイプを採用。
- 完成すればコンクリート橋でスパン日本一。

# 高速道路建設におけるコンクリート橋の省力化工法への取り組み

日本道路公団札幌建設局建設部 構造技術課長 河村 幸夫  
日本道路公団札幌建設局建設部 構造技術課長 代理 太田 哲司

## 1. はじめに

橋梁工事の現況は、鋼橋・コンクリート橋を問わず多数の労力を要して施工されている。しかし、近年のいわゆる3K・6Kという表現に代表されるように建設事業への就労者の減少により、特にとび工、型わく工、鉄筋工等の技能労働者が不足しており結果として熟練工不足、高齢化を招いている。

一方、高速道路における橋梁工事は、用地確保の遅延や交通網の早期整備という観点から全体事業のネックになりやすく、重要路線であればあるほど建設事業量の平準化が求められる社会情勢に逆行するように短期間に集中的な工事を行わざるを得ない結果となっている。このような状況の中、労働力をいかに確保するかが建設事業を進めるにあたって重要な鍵となっている。

この労働者不足を解決するには、現場の最前線で働く労働者に対する正当な評価が必要不可欠であり、労働内容に見合う妥当な賃金および労働環境の改善による勤労意欲の増大を図ることにより、労働力の確保に努めなければならない。

また、それとは逆に、現状の労働事情で施工できるような省力化工法への取り組みも重要である。橋梁工事は自動化・機械化が立ち遅れており、今後の社会情勢を考慮した時には、橋梁の計画・設計段階においてもこれらの工法が容易に取り入れることができるような構造とする必要がある。

日本道路公団では平成3年度より（財）高速道路技術センター内に「橋梁の省力化工法に関する調査検討委員会」を設置して各種省力化工法の検討ならびに評価を行っている。このうち、コンクリート橋について、現在、札幌建設局管内で実施しているものについて以下に紹介していきたい。

## 2. 省力化工法の概要

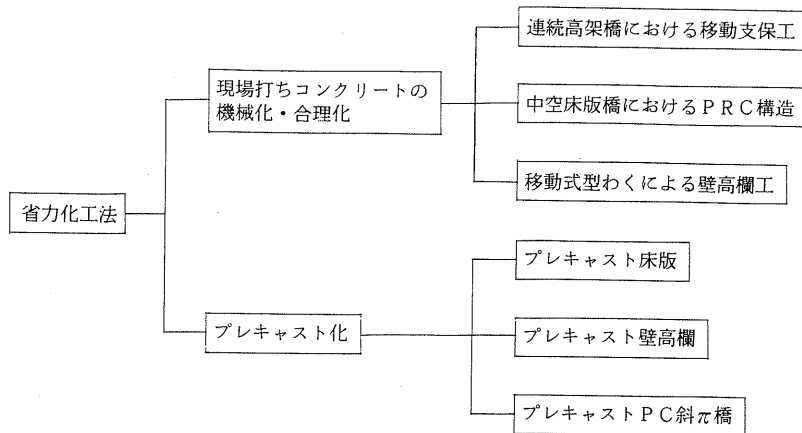
省力化工法には、その目的から以下の3つのタイプに分けられる。

- ① 施工に要する作業員の低減のみを目的とするもの
- ② 現場工期の短縮を目的とするもの
- ③ 作業員の低減と工期の短縮両方を目的とするもの

橋梁工事においては従来、省力化という観点よりもむしろ所定の開通時期に間に合わせるためという理由から②のタイプの橋梁が多く、結果的には在来工法と比較してかなりの作業員が必要となったケースもある。現在は、前述の社会情勢から作業員の低減に重点を置くものの、交通網の早期整備という目的や在来工法と比較して工費が割高となった場合の代償として工期短縮を求められており、③のタイプの橋梁形式を検討している現状である。

札幌建設局管内で実施しているコンクリート橋の省力化工法には、現場打ちコンクリートを機械化・合理化等によって施工している場合と、コンクリート構造物そのものをプレキャスト化することによる省力化工法の2種類について実施している（図-2.1）。

このうち、現場打ちコンクリートの機械化には連続高架橋における移動支保工の採用があり、また、構造系の合理化による省力化という観点から中空床版橋へのP R C構造の検討を行っている。また、プレキャストブロック工法を採用しているものとしては、鋼橋の床版およびP C斜材付π型ラーメン橋がある。このほか、壁高欄についてはプレ



図一 2.1 札幌建設局において実施している省力化工法

キャストブロックによるものと移動式作業車による現場打ち工法の双方での検討を行っている。

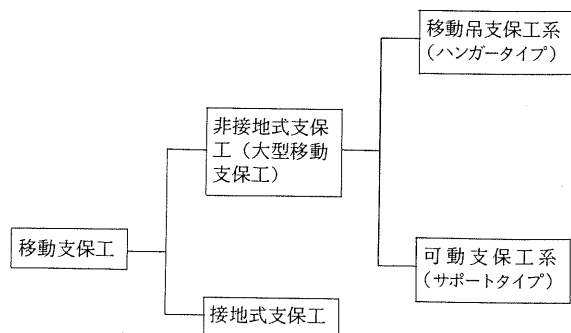
以下にそれぞれの工法について述べることにする。

### 3. 連続高架橋における移動支保工の採用

#### 3.1 移動支保工の歴史と種類

移動支保工は、型わく・支保工を一体機械化し、1径間ごとに順次型わく・支保工を移動して施工する工法であり、1950年代末から1960年代前半にかけて西ドイツを中心とするヨーロッパ諸国で開発され発展してきたものである。

移動支保工には、多くの種類・名称が使用されているが(図一 3.1)、大別して接地式移動支保工と非接地式移動支保工(大型移動支保工)とに分けられる。前者は、地上にレール等を敷設してこの上を支柱式支保工全体を移動させるもので、桁下が使用できしかもその高さが低い場合に用いられる。後者は、型わく・支保工・コンクリート重量を支持する支持桁を施工径間に架け渡すものであり、移動支保工といえば一般的に後者のことをいう



図一 3.1 移動支保工の分類

場合が多い。さらにこの大型移動支保工は桁下から架設桁等で荷重を支える可動支保工(サポートタイプ)と橋面上の架設桁から横梁を張り出して型わく足場を吊り下げる移動吊り支保工(ハンガータイプ)に区分される。

わが国においては、昭和40年代前半より、移動支保工の原理的なものを応用した数例の施工事例があるが、本格的なものとしては、昭和47年に首都高速道路5号線Ⅱ期線でハンガータイプが、昭和49年に東北新幹線第一北上川橋梁でサポートタイプとハンガータイプの双方が採用されている。

日本道路公団においては、昭和50年に浜名バイパスの舞阪高架橋・新居高架橋で採用され、また、昭和51年に北陸自動車道金沢高架橋にも採用され、その後着実に実績を重ねている。

北海道内での移動支保工の実績は、昭和60年10月に開通した道央自動車道札幌南IC～札幌JCT間の北郷高架橋・白石高架橋においてサポートタイプで施工したのが最初である(写真-3.1)。サポートタイプはハンガータイプと比較して支保工総重量が軽量であるが、橋体下面の両側に2本の支保工桁とその間に1本の送り桁を設置しなければ

ならないために橋脚形状が制限を受ける。北郷高架橋・白石高架橋では橋脚が独立2本柱であるために、サポートタイプの施工が可能であった(図-3.2)。

最近では平成4年9月に開通した札幌自動車道札幌西IC～札幌JCTの連続高架橋や現在工事中の北海道縦貫自動車道伊達IC～虻田ICの長流川橋ではハンガータイプの移動支保工で施工している。ハンガータイプは橋脚形状に制限を受けることがなく、支持点が橋脚天端のみであるために、札幌道のような一般道路との並行区間では通行車両の衝突による支保工損傷の影響も少ない。しかしながら、支保工総重量が大きくなり、また、型わく支持のための吊り材によって橋面の作業性がやや劣る欠点がある。

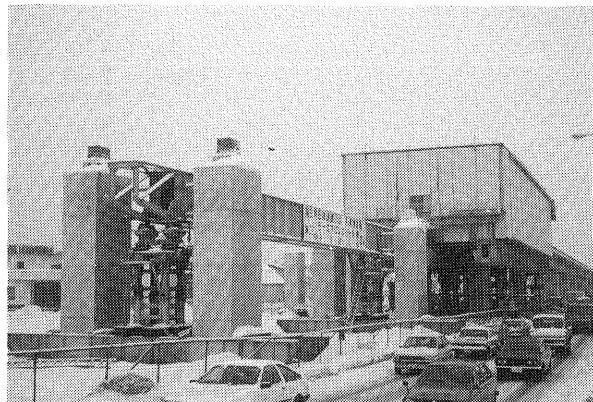


写真-3.1 北郷高架橋

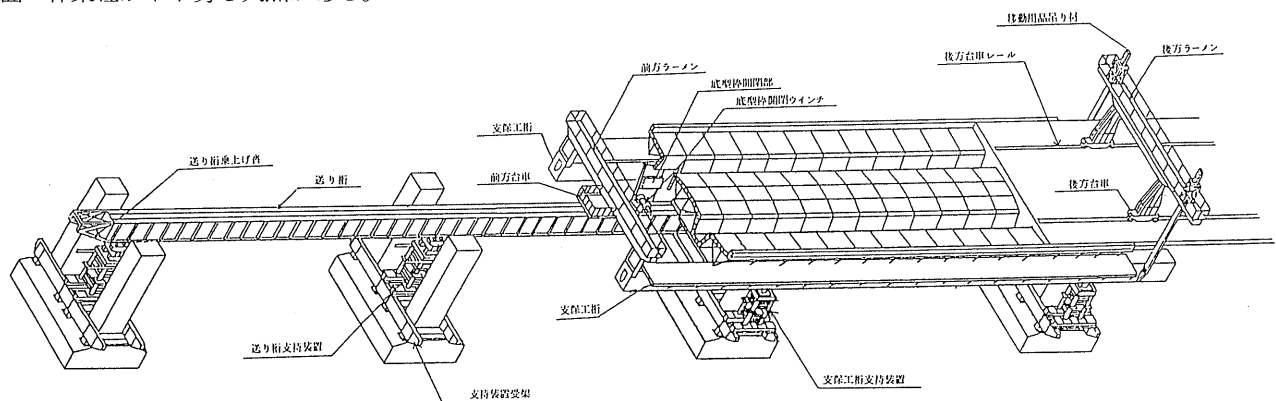


図-3.2 サポート式移動支保工(北郷高架橋)

### 3.3 移動支保工の特長

移動支保工は、高度に機械化・システム化された型わく・支保工を用いるため、固定支保工と比較して型わく・支保工の組立解体に要する工数が極めて少なく、移動・据え付けのみで次径間の施工がただちにできることとなる。また、1径間ごとの施工を繰り返す行ために良好な工程管理・品質管理を行うことができ、作業員の熟練度も工程が進むに従って向上するほか、作業量が全体として平準化して一定数の作業員を安定的に雇用できることとなる。

また、全天候型の上屋設備により、天候に左右されず恒常的に作業ができるので、雨天による労務ロスを防ぐことができる。さらに、冬期施工に対応できるような付属設備が比較的安価で設置できる特徴がある。積雪寒冷地においては冬期間の建設事業量の落ち込みが大きな問題となっており、作業員の不安定な雇用形態を生み出す一因となっている。このため、建設工事の通年施工が求められているが、一般的な固定支保工でのコンクリート橋工事においては防寒上屋の施工費が橋梁本体の工事費と比較して大きな比率となってしまうが、移動支保工等の工法であれば防寒設備が比較的設置しやすく、むしろ通年施工を行って工期を短縮したほうが機械設備費の関係で全体的に経済的になる。

### 3.4 札幌自動車道の移動支保工

札幌自動車道(札幌西IC～札幌JCT)は札幌市内の北東部を環状に通過する一般国道5号線と274号線(通称札幌新道)の上空部に全線高架構造で施工されたものであり、インターチェンジ部では鋼橋を採用しているが、標準高架橋部では支間長23m～25m程度のPC連続2主版桁橋を採用し、このうち、施工延長が長い工区については移

動支保工による施工を行った(図-3.3、写真-3.2)。最盛期には9基の大型移動支保工が稼働していたが、簡易型の特殊移動支保工による施工も1基使用している。それぞれの特色について以下に述べることとする。

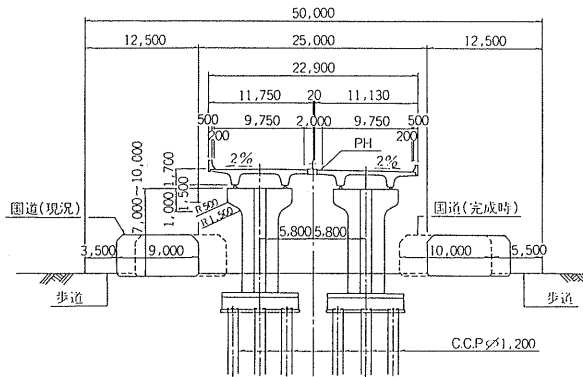


図-3.3 札幌自動車道標準断面図

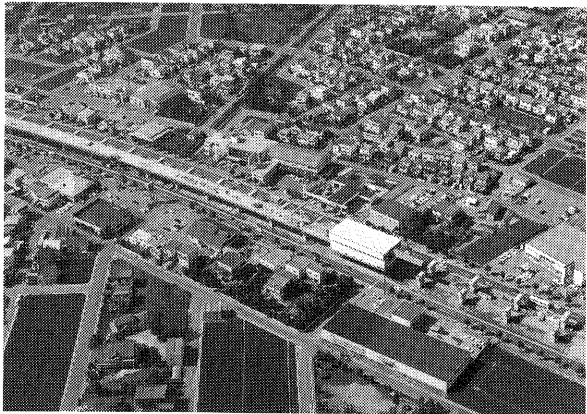


写真-3.2 札幌自動車道の施工状況

#### (1) 大型移動支保工による施工

当路線は、全線札幌新道との近接工事となるため、施工中における安全対策には十分配慮する必要がある。ここで使用した大型移動支保工は、橋脚形状が壁式であるためにハンガータイプとした。これにより、支保工への通行車両の衝突の危険性もなく支保工移動時も若干の規制作業のみで十分安全が確保される。一般にハンガータイプでは橋脚上に柱頭ブロックを先行施工し、その上に支保工支持架台を設けているが、この場合は桁形状が横桁のない2主版桁であるため、柱頭ブロックを施工せずに上部工を一括施工することとし、橋脚上の床版を箱抜きして支持架台を設置した。

工区ごとの施工延長は表-3.1のとおりである。

9基の移動支保工の基本的な構造はほぼ同様なものであり、いずれもメインガーダーから横梁を肋骨状に張り出しこれに吊桁、足場が取り付けられている。主桁および横梁からP C鋼棒で型わくを吊り下げる機構となっており、コンクリート荷重および作業荷重はすべてP C鋼棒によって吊り上げている。標準的な施工サイクル工程を表-3.2に示す。コンクリート打設時には2箇所(支持架台(R1、R2))で支保工全体を支持するものであるが、細部構造および支保工移動時の荷重支持方法によって実際には3種類程度に分類できると思われる。

表-3.1 移動支保工による施工延長

| 施工時の橋梁名 | 現在の橋梁名 | 施工延長 (m)      |
|---------|--------|---------------|
| 発寒東高架橋  | 発寒高架橋  | 634.0×2(上下両線) |
| 八軒高架橋   | 八軒高架橋  | 677.5×2       |
| 新川高架橋   | 新川高架橋  | 691.2×2       |
| 北栄西高架橋  | 丘珠高架橋  | 790.0×2       |
| 北栄東高架橋  | 〃      | 480.0×2       |
| 丘珠高架橋   | 〃      | 750.0×2       |
| 伏古高架橋   | 苗穂高架橋  | 627.0×2       |
| 苗穂高架橋   | 〃      | 482.2×2       |

※ 施工延長には、一部固定支保工施工区間も含む

表-3.2 大型移動支保工標準サイクル工程(稼働率含まず)

| No. | 工程        | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|-----|-----------|---|---|---|---|---|---|---|---|---|----|
| 1   | 支保工移動・据付工 | ■ |   |   |   |   |   |   |   |   |    |
| 2   | 型枠工       |   | ■ |   |   |   |   |   |   |   |    |
| 3   | 鉄筋工       |   |   | ■ | ■ | ■ | ■ |   |   |   |    |
| 4   | P C工      |   |   |   | ■ | ■ | ■ |   |   |   |    |
| 5   | コンクリート打設工 |   |   |   |   |   | ■ | ■ | ■ |   |    |
| 6   | 養生工       |   |   |   |   |   |   | ■ | ■ | ■ | ■  |
| 7   | 緊張工       |   |   |   |   |   |   |   |   |   | ■  |

#### ①タイプA (発寒東高架橋・八軒高架橋・北栄西高架橋・伏古高架橋・苗穂高架橋、写真-3.3)

このタイプは札幌自動車道の中で最も多いタイプである。先端がトラス形状となった箱断面の2本のメインガーダーを有しており、支持架台はコンクリート架設時にコンクリート重量を含んだ支保工全体を支持する前方支持架台

(R1), 後方支持架台(R2)のほか, 支保工を移動させるための駆動装置を持った走行架台(R3), R1・R2を移動する際に支保工荷重を支持する前方支持脚(R4)からなっている(図-3.4)。なお, R3とR4は双方共にメインガーダーに固定されており, 支保工自重のみを支持する構造となっている。支保工の移動は橋面上に設置した軌道上をR3が自走することによって行われる(図-3.5)。型わくの開閉は中央から両側に電動ウィンチにより開閉する機構となっている。支保工総重量は最小430tであるが, 平均的には550t～590t程度のものが多い。



写真-3.3 北栄西高架橋

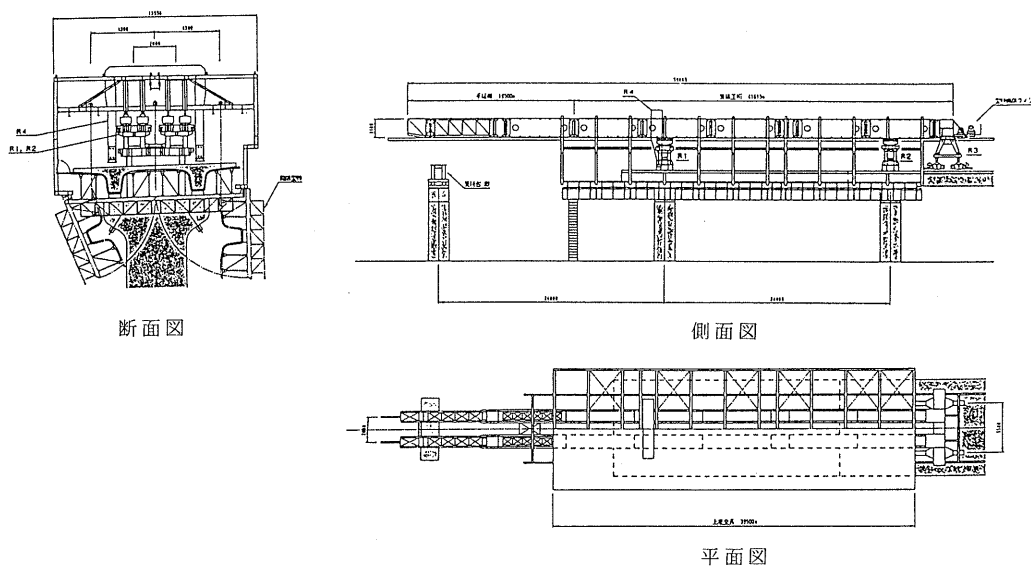


図-3.4 移動支保工タイプA一般図

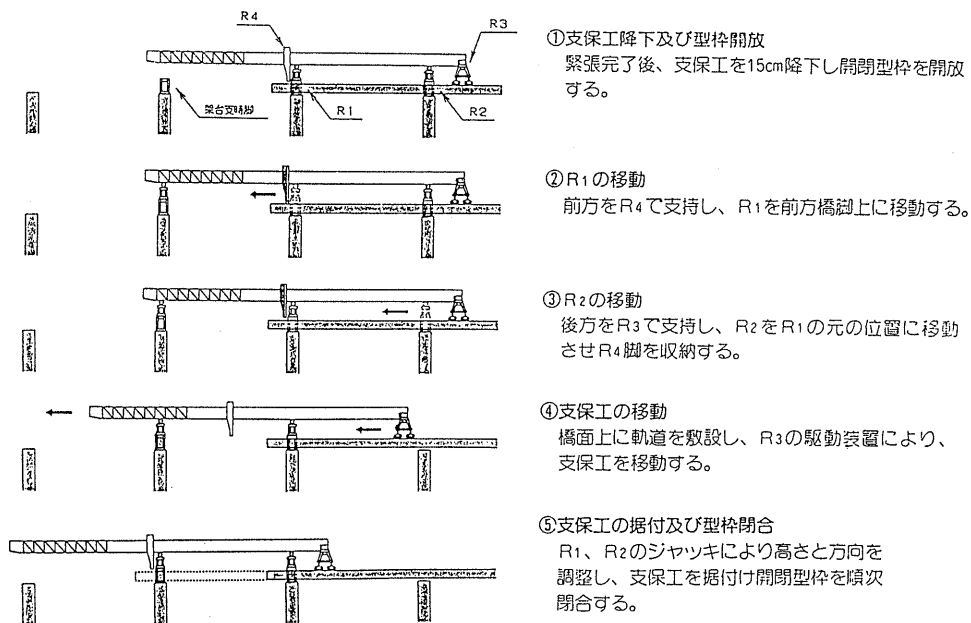


図-3.5 移動支保工タイプA移動要領

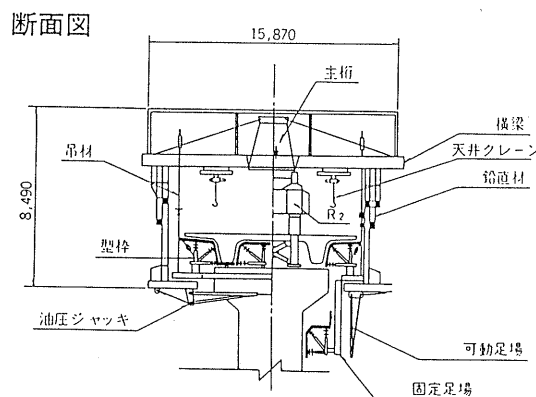
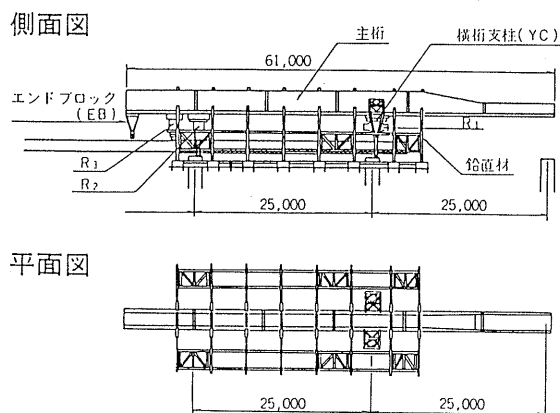


## ②タイプB（丘珠高架橋、写真－3.4）

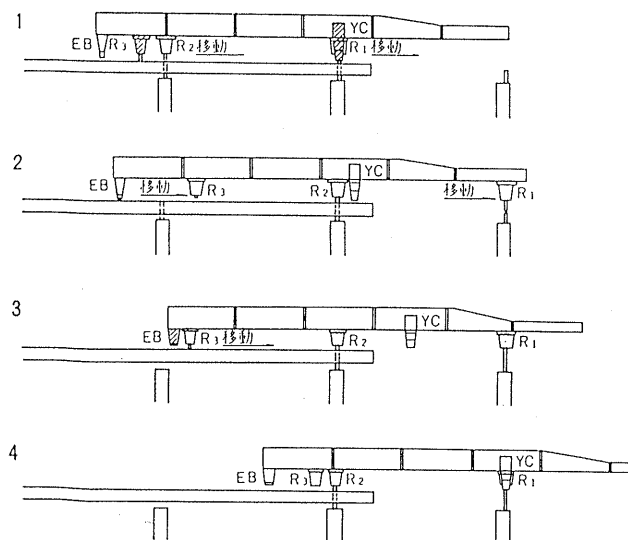
本工法は一般的にゲリュストワーゲン工法と呼ばれているもので、ハンガータイプの移動支保工として昭和47年にわが国で初めて採用されたものである。台形断面をもつ1本のメインガーダーは移動支保工専用で製作されたものであり、他工区のように架設機を転用して改造を加えたものではない。支持架台はR1、R2のほか、移動時に支保工荷重を盛り替えるためのR3、横桁支柱(YC)、エンドブロック(EB)の計5箇所となっている(図－3.6)。タイプAと比較して支持架台が1箇所多くっており、荷重の盛替え回数も多くなっているが、移動用の軌道設備が不要である利点がある。支保工の移動はロックドコイルロープをR2・R3に設けられたセンターホールジャッキで引き寄せながら行われる(図－3.7)。型わくの開閉は油圧ジャッキによって開閉する機構となっている。支保工総重量は約470tであり、タイプAよりやや軽量となっている。



写真－3.4 丘珠高架橋



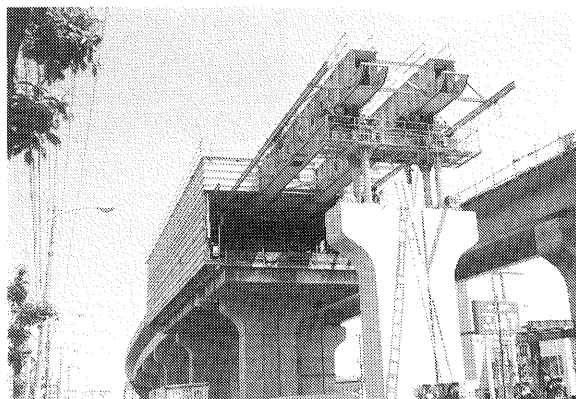
図－3.6 移動支保工タイプB一般図



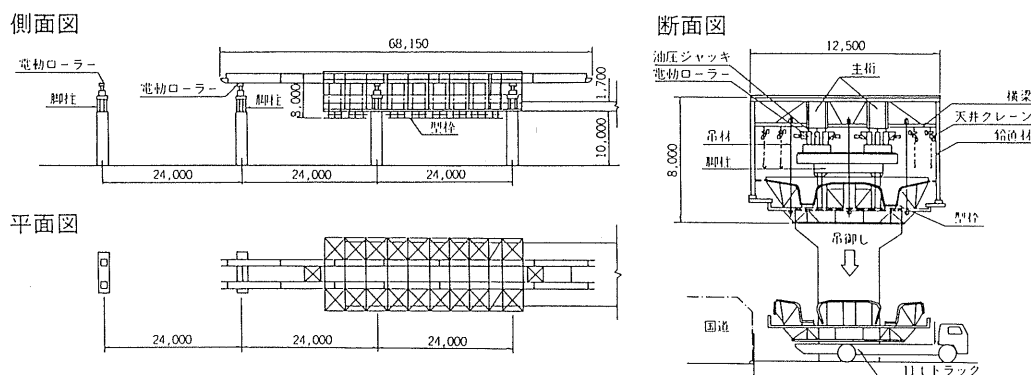
図－3.7 移動支保工タイプB移動要領

### ③タイプC（新川高架橋・北栄東高架橋，写真－3.5）

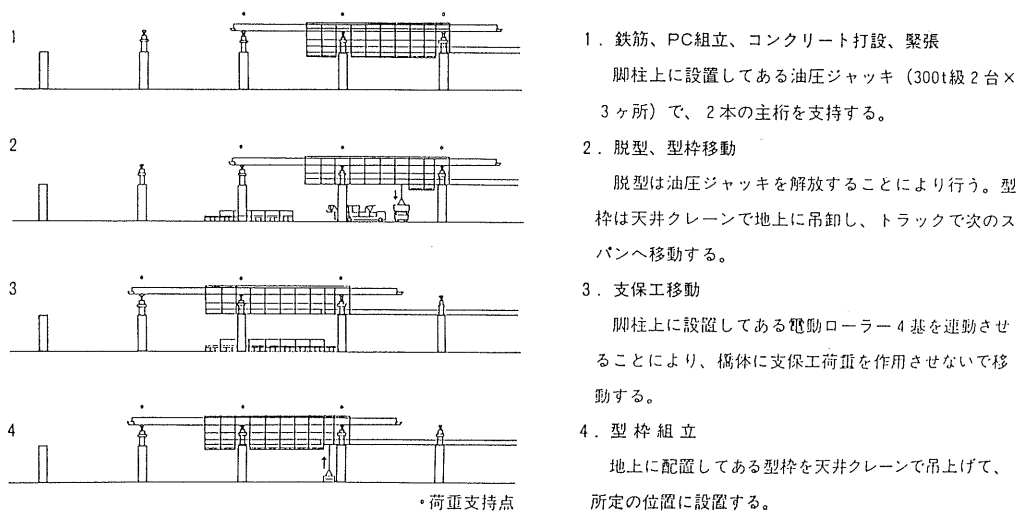
このタイプは上記の2タイプと比較して，機械化という観点ではやや劣るものの全体としてコンパクトにまとまっており，支保工総重量も約420tと札樽道の移動支保工の中では最も軽量化されている。箱断面で2.5径間分の長さを持つ2本のメインガーダーを有しており，これと横梁，鉛直材，吊材より構成されている（図－3.8）。支持架台は橋脚上に設置される電動ローラー付きのものが4箇所あり，これをトラックによる小運搬で盛替えながら使用し，荷重は支保工の移動時を除いて常時3箇所で支持されている。型わくは天井クレーンによって地上に吊り降ろし，トラックによって次径間に移動させた後，支持架台の電動ローラーにより支保工全体を移動させる（図－3.9）。



写真－3.5 北栄東高架橋



図－3.8 移動支保工タイプC一般図



図－3.9 移動支保明タイプC移動要領

## (2) 簡易型特殊移動支保工による施工

本工法は雁来高架橋のPC2主桁橋部(L=398.8m)において採用したものであり、当初の架設計画では大型移動支保工との経済比較より支柱式の固定支保工であったが、施工者側より簡易型の特殊移動支保工が代替案として提案されたため、札幌新道への安全性を配慮して採用した(写真-3.6)。

この移動支保工は、橋脚天端ならびに中間仮支柱によって支持された架設桁4本によってコンクリート荷重を支持するものであり、移動支保工ではサポートタイプに区分されるものである(図-3.10)。特に本橋はR=1500mの平面線形をもつ区間であるため、中間仮支柱の設置によって送り出し用延桁を短くし、狭い空間で架設桁をシフトしながら送り出すことができる構造としている。橋脚部の支点構造は、橋脚前方にハンガー式L型ブラケットを設け、左右ブラケット上部に開き止め用のPC鋼棒を配置した。また、架設桁はシフト装置付きローラーによる単独移動とされているため、これによって生ずる橋梁の跳上がり防止としてPC鋼棒を設けて緊張固定することとした。

本工法の特長は、主桁コンクリート養生期間の有効利用ならびに施工性を考慮して次径間に作業足場付きの底版用受け桁を架け、この上に底版を設置して主桁U型部の鉄筋組立・シース配置等を前径間のコンクリート養生期間に施工できることであり、これによって1サイクル長を短縮することができた(図-3.11, 写真-3.7)。

本工法は、PC2主桁橋の施工方法として開発されたものであるが、他工区の大型移動支保工と比較して、機械重量が大幅に軽減されており、また、移動時における型わくの解体もジャッキダウン程度で大きく解体する必要がない。今回のケースでは上屋設備を有していないため、全天候型の施工は困難であったが、今後もよりいっそうの改良を加えて移動支保工の一形態として発展することを期待する次第である。

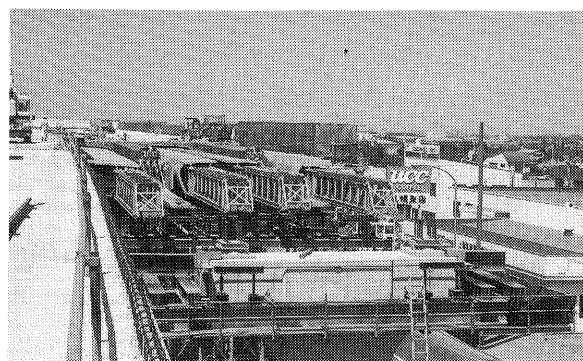


写真-3.6 雁来高架橋

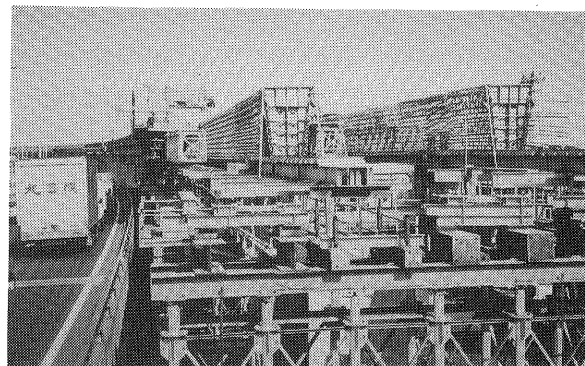


写真-3.7 主桁U型部の先行施工

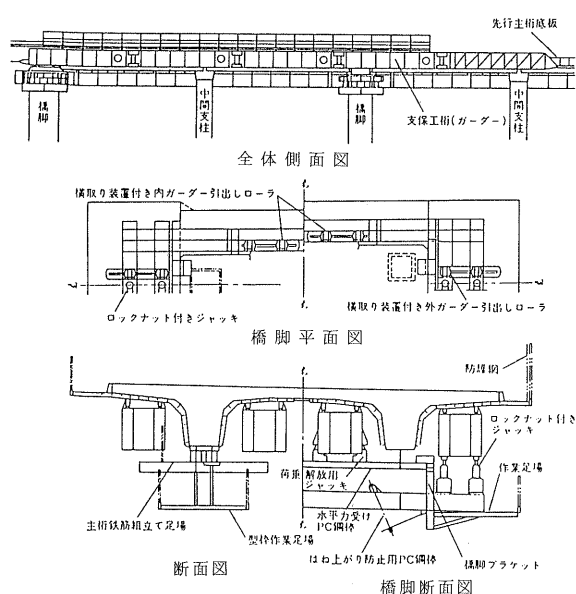


図-3.10 簡易型特殊移動支保工一般図

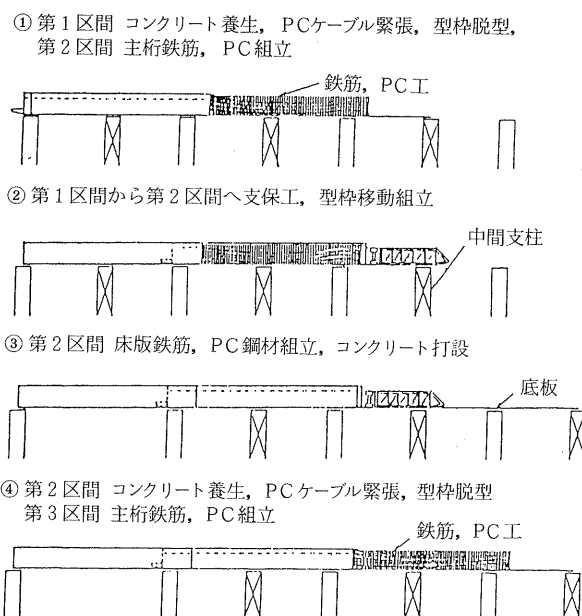


図-3.11 雁木高架橋施工手順

### 3.2 北海道縦貫自動車道長流川橋における移動支保工

長流川橋は北海道縦貫自動車道伊達 I C より約 8 km 虻田 I C (仮称) 側にある二級河川長流川を中心とした低地を渡る延長約 1.8km の橋梁である(図- 3.12)。このうち、虻田 I C 側の約 1.3km を大型移動支保工で施工している(写真- 3.8)。

移動支保工区間は 3 ～ 4 径間連続の P C 箱桁 9 連からなり、支間長は 35m と 40m で移動支保工による施工では比較的長大支間である。本橋は札幌道と比較して橋梁の規模そのものも違うが、移動支保工の機構もやや異なっている。機構的には札幌道のタイプ A に近いものであり、2 本のメインガーダーから支保工全体を吊り下げる構造であるが、支持架台が前方支持架台

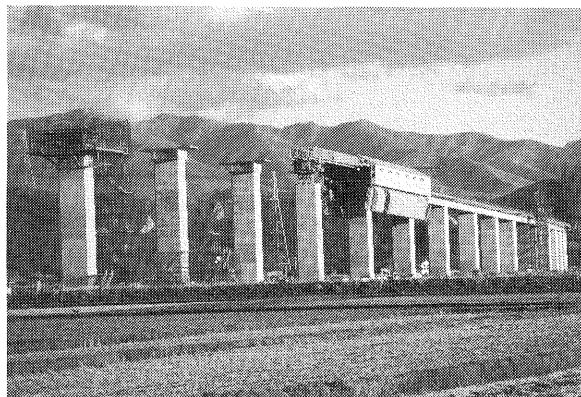


写真- 3.8 長流川橋

(R 1)、後方支持架台(R 2)のほかは走行架台(R 3)の 3 箇所のみとなっている(図- 3.13)。これは、橋体が箱桁であるために経済性から主版幅が 6.0m となっているために前方支持脚(R 4)の設置を行うには狭いためである。

このケースでは一般的に支保工移動時に柱頭部に設置した R 1 と R 3 で支保工自重を支持しながら R 2 を R 1 の直近まで移動させ、次に R 1 を移動させるために R 2 に荷重を盛替えた時点で R 2 直下の桁に大きなせん断力が作用することとなり、これを補強するための P C 鋼棒がかなり必要になる。長流川橋ではこのせん断鋼棒を減らして作業効率を上げるために柱頭部上にスライド装置を設け(図- 3.14)、支保工移動時に R 1 に荷重をかけたままこれを橋軸方向にスライドさせ、R 2 も柱頭部上に設置できるスペースをあけて R 2 に荷重を盛替えても主桁にせん断力が伝達しないような構造としている(図- 3.15)。

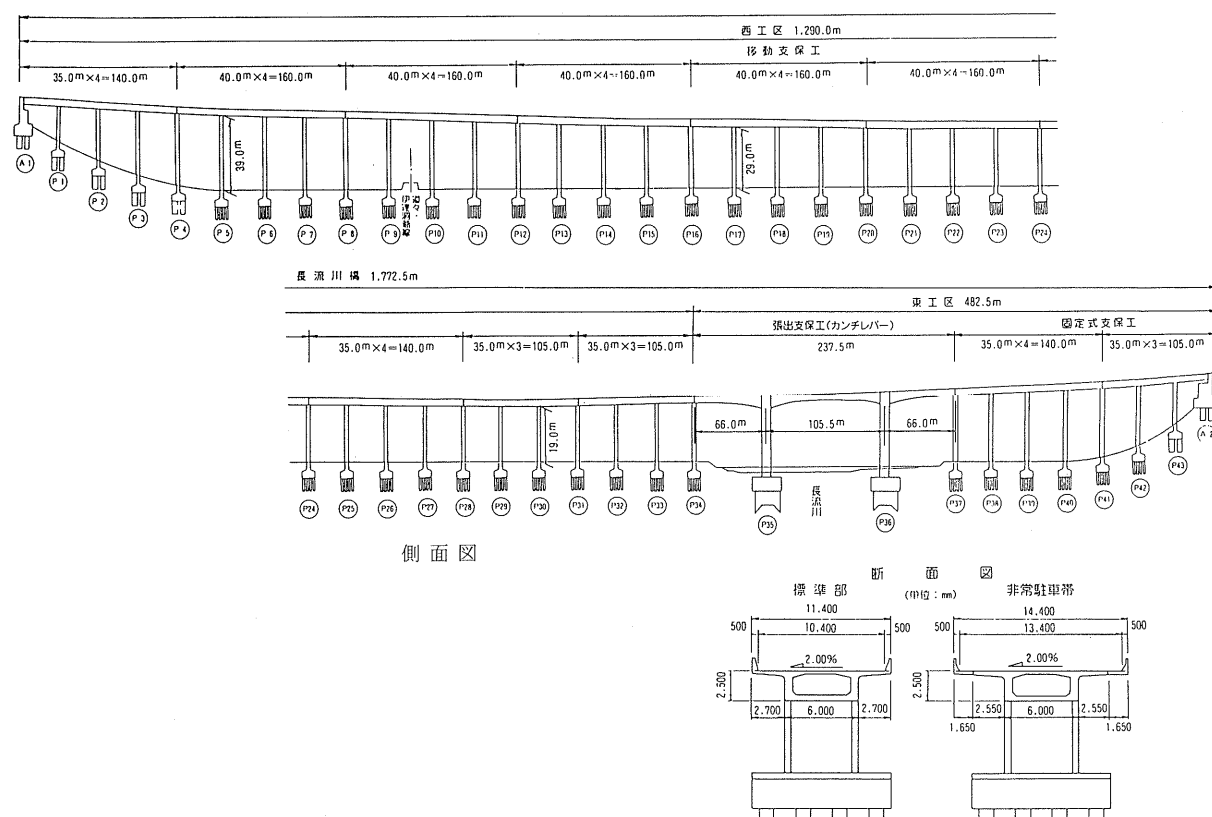
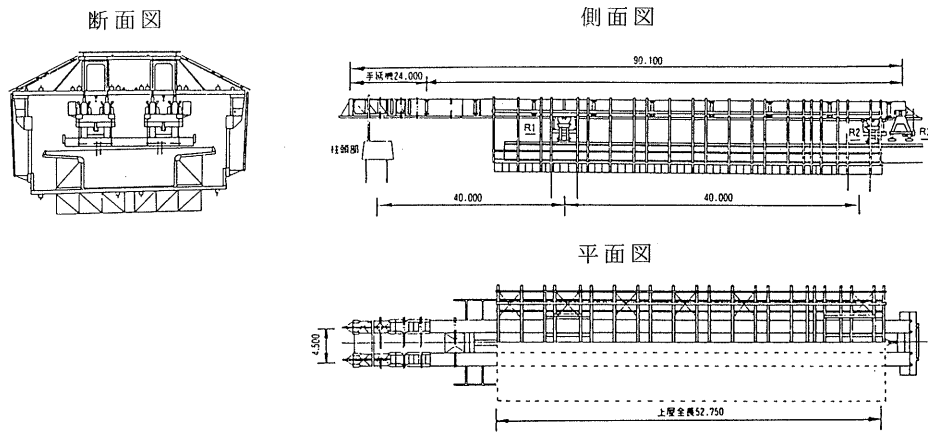
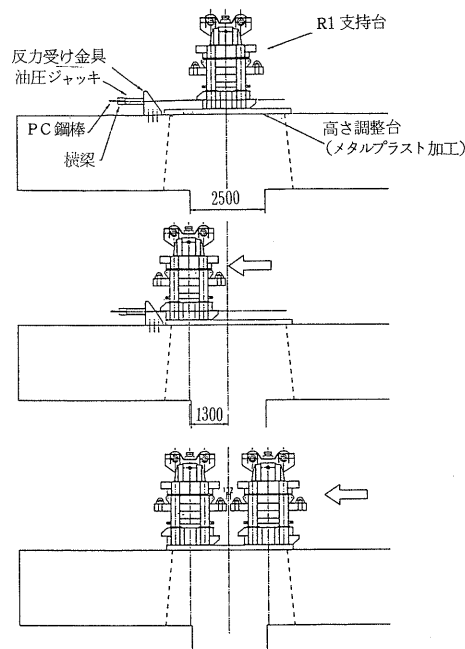


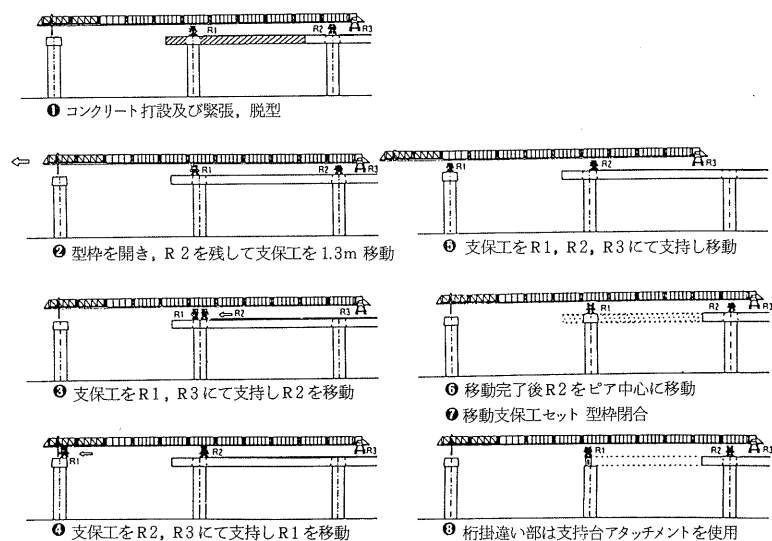
図- 3.12 長流川橋一般図



図一 3.13 長流川橋移動支保工一般図



図一 3.14 支持架台スライド装置



図一 3.15 長流川橋移動支保工移動要領

本橋ではこの他、省力化による工期短縮の点から以下のような施工を行っている。

### (1) 柱頭部施工の省力化工法

ハンガータイプで施工する場合、一般的に柱頭部を先行施工するが、本橋の場合には橋脚高が現地盤から19m～39mでかなり高所作業となるためにブラケット支保工の施工ならびにその足場の施工もかなり日数が要することとなる。本橋では柱頭部施工の工期短縮のため、ブラケットを地組して大型クレーンで一括架設できる構造とした(図- 3.16, 写真- 3.9)。これによって足場の組立も不要となり昇降階段のみで支保工の施工ができることとなり、大幅に工期短縮を図ることができた。

### (2) 壁高欄用鉄筋の変更による省力化

主桁の施工の際には壁高欄の補強鉄筋も桁内に埋め込まれることとなるが、これがかなり細かい作業となるために、移動支保工のようなサイクル施工を行うものについては工程上少なからぬ影響を受けることになる。

本橋では主桁と壁高欄の連結を、後述する新琴似高架橋のプレキャスト高欄と同様なアンカーボルト方式によって行っており、これによって1サイクルの日数の低減を図っている。また、この工法により、後述する移動式型わくによる壁高欄の施工も容易となっている(図- 3.17, 写真- 3.10)。

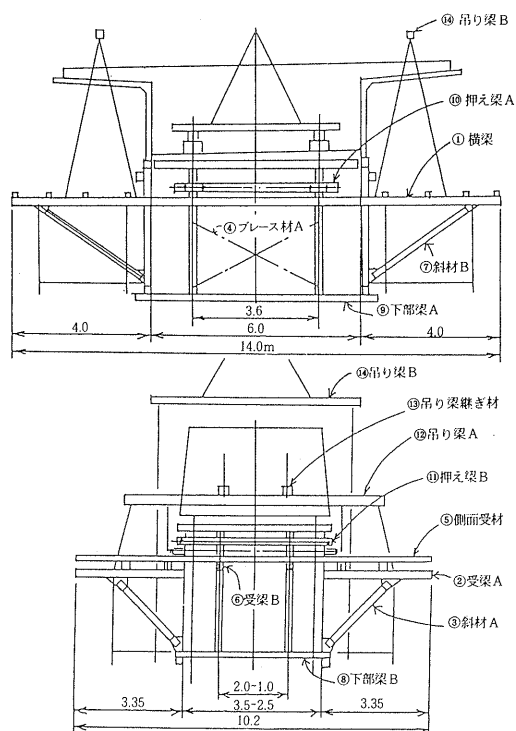


図- 3.16 長流川橋柱頭部ブラケット支保工

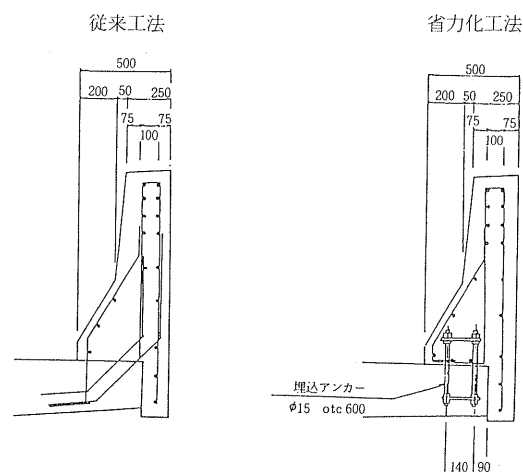


図- 3.17 壁高欄鉄筋の省力化

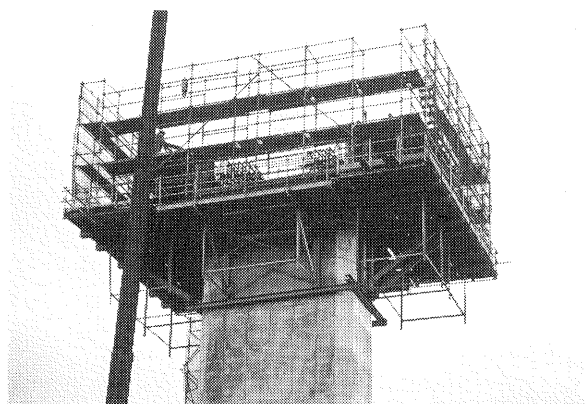


写真- 3.9 ブラケット支保工

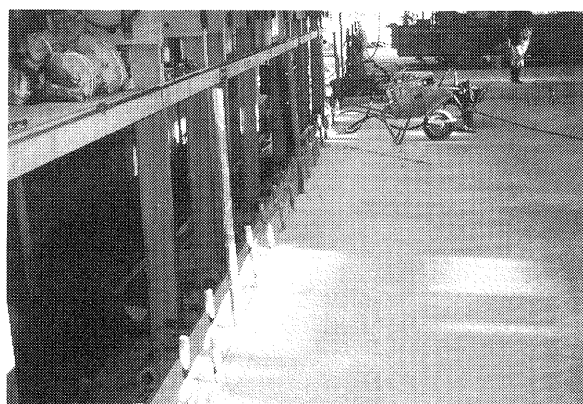


写真- 10 壁高欄用埋込アンカー

#### 4. 中空床版橋へのP R C構造の採用

P R C部材は、P C鋼材によるプレストレスと鉄筋によって補強された部材で、従来のP CとR Cの両者の特徴を生かすことにより合理的でかつ経済的な設計が可能となる。

P R C部材の特徴について構造的な面でP C部材と比較すれば、

- ① 構造的には鉄筋で補強されているため終局時のじん性が向上するとともにひびわれを分散させ、ひびわれ制御も容易となること。
- ② P C鋼材の一部を鉄筋で置き換えることが可能なので、一般的に工費が減少すること。

等の利点がある。

P R C部材を省力化という観点から見た場合、P C部材との比較においては鉄筋量が増加するもののP C鋼材が減少するためコンクリートの打設における施工性が優れるほか、高度の技能を必要とするP C工が少なくすむことがあげられる。また、R C部材から見ればP C鋼材を配置することによって太径の鉄筋をなくすことができ、作業性が改善される。P R C部材の施工性の改善をP C、R Cとそれぞれ中空床版橋で比較すると図- 4.1 のとおりとなる。

P R C構造による橋梁としては北海道横断自動車道(清水～池田)における北進沢橋(単純中空床版, 図- 4.2), 長流枝内川橋(2 径間連続中空床版, 図- 4.3)において施工予定であり、現在詳細設計を実施中である。

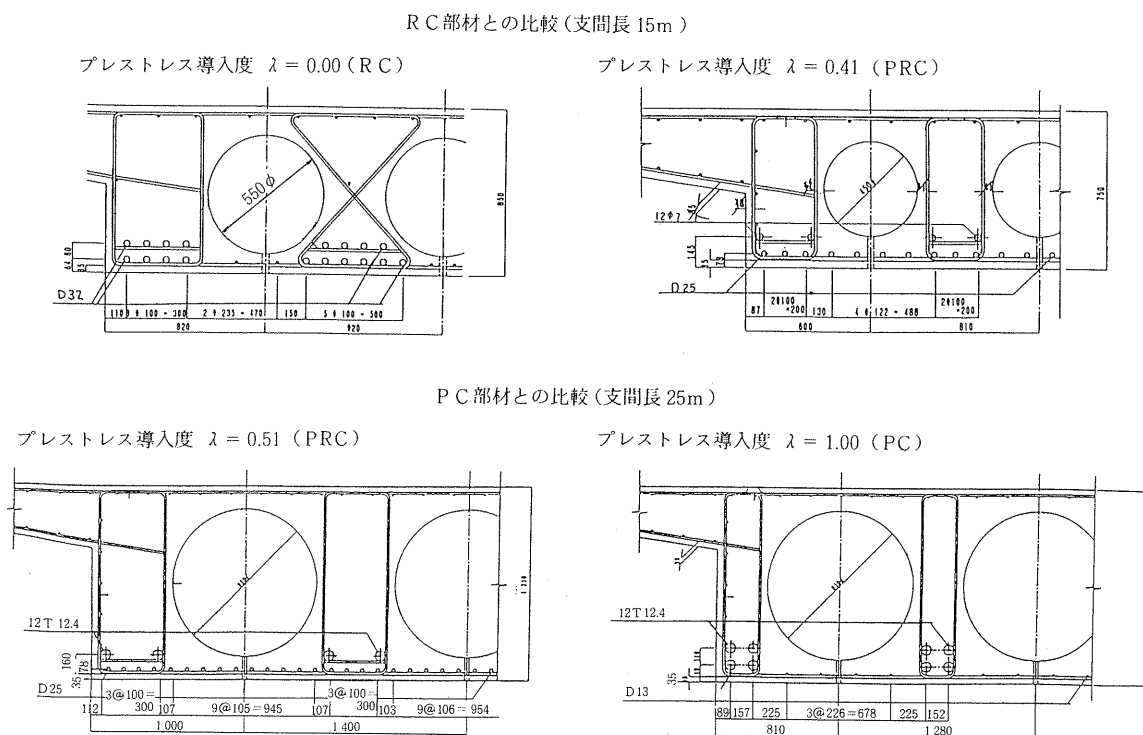
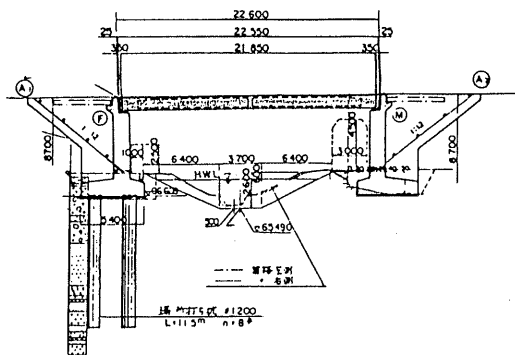
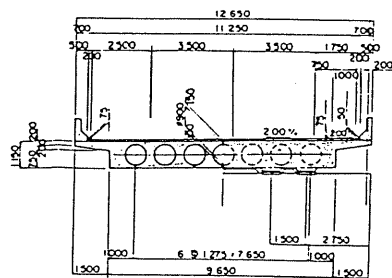


図- 4.1 中空床版橋におけるP R C部材の施工性の比較

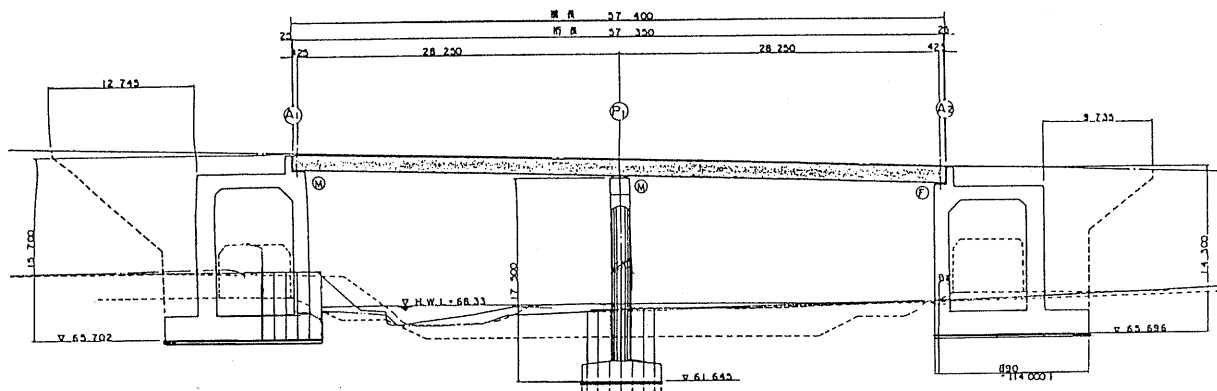
側面図



主桁断面图



図—4.2 北進沢橋一般図



側面図

主桁断面図

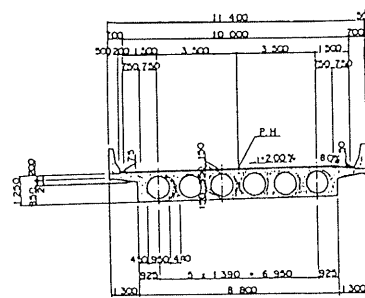


図-4.3 長流枝内川橋一般図



## 5. 鋼橋におけるプレキャスト床版

鋼橋工事は桁製作を工場で行う点で現場作業の省力化という有意義なものがある。しかし、実際には桁架設後の床版工事が現場作業期間の半分以上を占め、技能労働者を多く必要としていることから鋼橋の特長を十分生かしきっていない状況にある。鋼橋床版の省力化工法にはプレキャスト床版・鋼格子床版・PCプレキャスト版による合成床版などがあげられるが、今回はその中のプレキャスト床版の施工を行った。

プレキャスト床版を採用した橋梁は札幌自動車道のうち、札幌西ICよりおよそ5km札幌JCT側に位置する延長670.8mの新琴似高架橋(図-5.1)である。この一部の鋼5径間連続鈎桁橋においてプレキャスト床版が採用された。

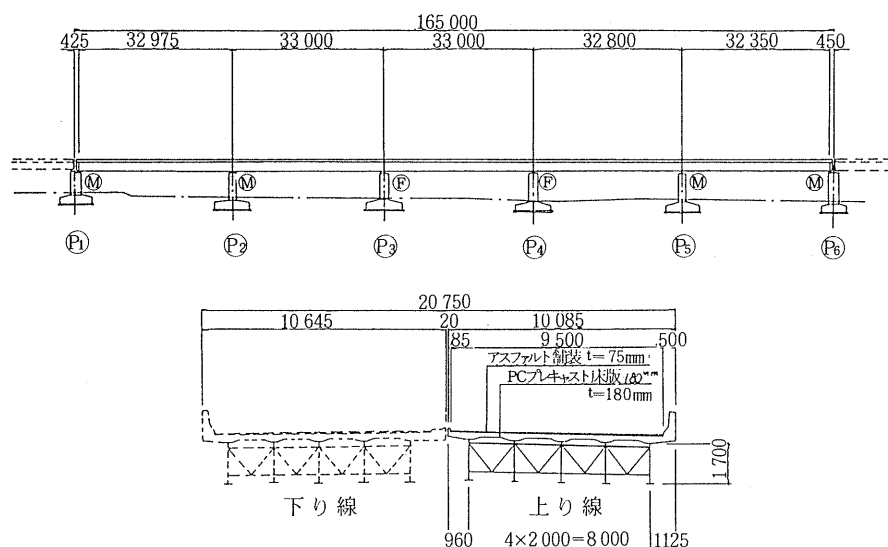
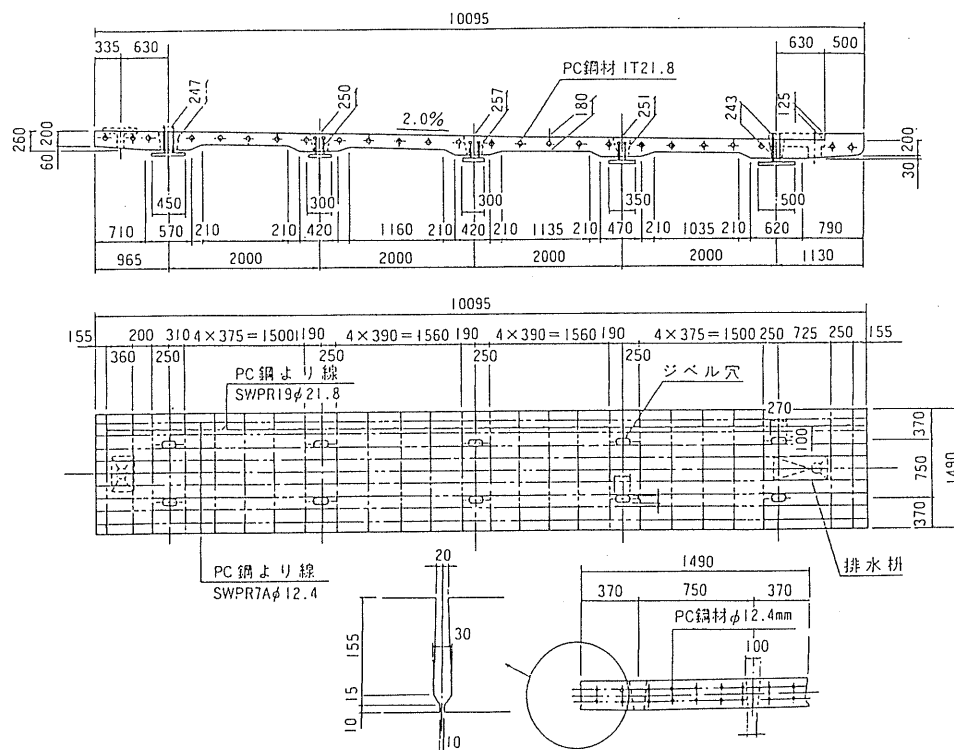


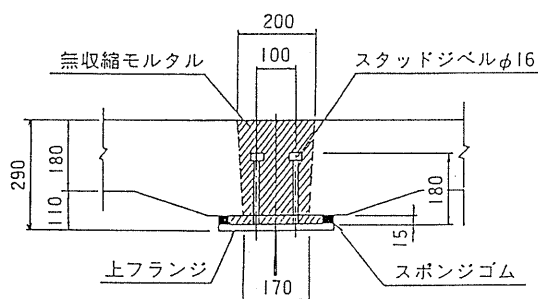
図-5.1 新琴似高架橋一般図

### 5.1 構造

本橋に使用したプレキャスト床版は厚さ18cmのプレストレストコンクリート床版であり、主方向をプレテンション部材として全幅員を一体で製作し、橋軸方向には汎用性のあるクレーンによる架設ができるように長さ1.5mとして1枚あたりの重量を約7.5tとした(図-5.2)。桁端部の床版打ち下ろし部は床版も特殊形状となり、また、重量も重くなることから現場打ち床版とした。床版と床版との接合はモルタル目地により、さらに床版の一体化を目的として橋軸方向にプレストレスを導入し、導入量は有効プレストレス量で $35\text{ kg/cm}^2$ 以上とした。床版と主桁との接合はスタッドジベルによるが、本橋は非合成桁であるので、スラブ止めとして75cmピッチで $\phi 16\text{ mm}$ のスタッドジベルを2列配置した。また、床版下面と鋼桁フランジ上面は15mm程度の隙間を明け、フランジ両端にゴムスポンジを接着して不陸調整をし、モルタルを充填している(図-5.3)。



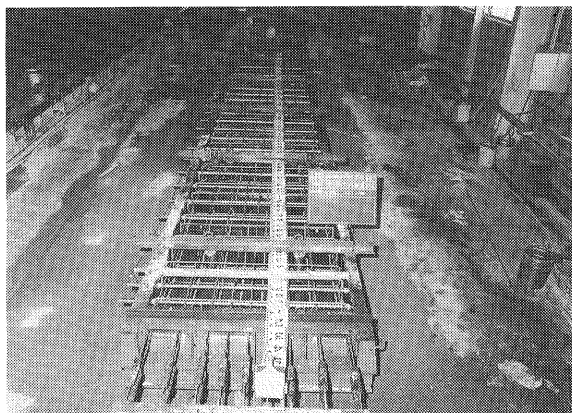
図—5.2 プレキャスト床版構造図



図—5.3 プレキャスト床版と鋼桁との取り合い

## 5.2 製作

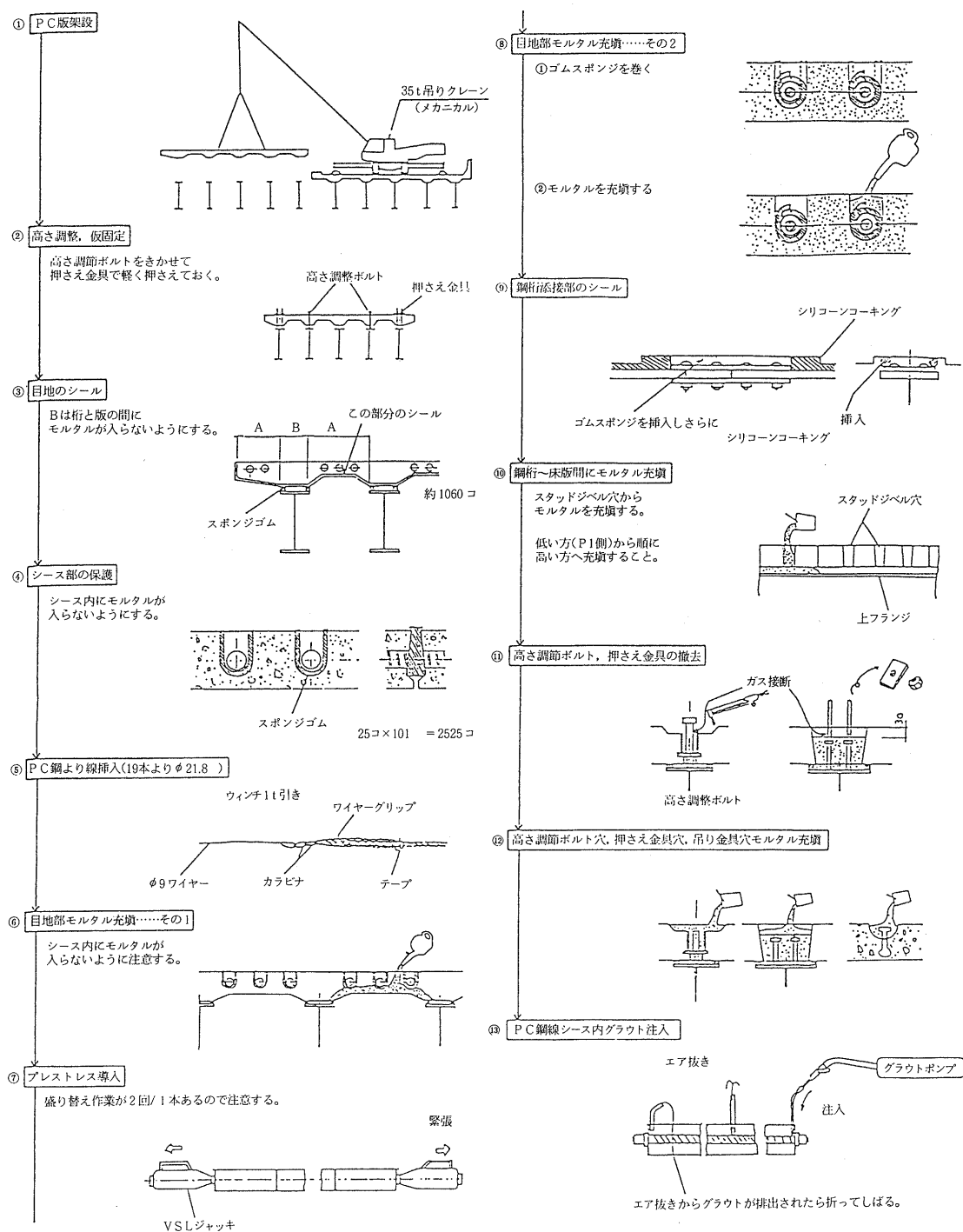
製作はP C桁製作工場の桁製作ラインを使用して行い、型わく組数は製作工期と製作ラインの有効利用から鋼製型わくを3組製作した。鉄筋はプレハブ化し、組立が完了した型わく内に鉄筋ブロックを吊り込んで組み立てた。コンクリートは設計基準強度  $500\text{kg}/\text{cm}^2$  の早強コンクリートとし、蒸気養生を行った（写真—5.1）。



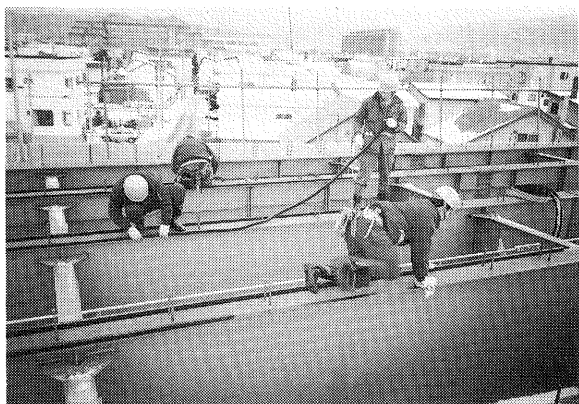
写真—5.1 プレキャスト床版の製作

### 5.3 施工

本橋はＪＲ学園都市線との交差区間の一部であり、並行する札幌新道も高架橋となって本橋と同程度の路面高となっている。このため、プレキャスト部材の搬入は札幌新道を１車線規制を行い、すでに施工が完了している下り車線上に３５ｔトラッククレーンを設置して新道の上に搬入された２５ｔトレーラーから直接架設を行った。以後の架設手順は図－５.４の通りである（写真－５.２～７）。



図－５.４ プレキャスト床版施工手順



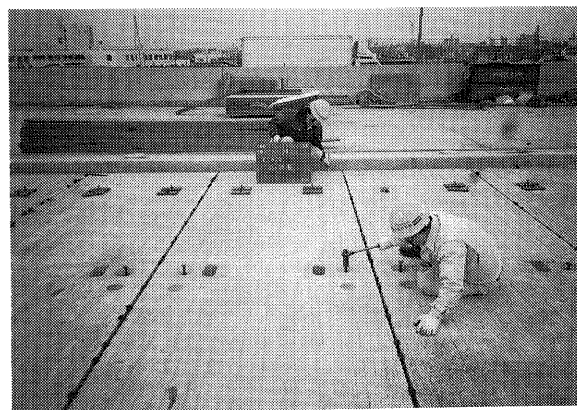
写真— 5. 2 緩衝ゴム取付



写真— 5. 3 床版の搬入



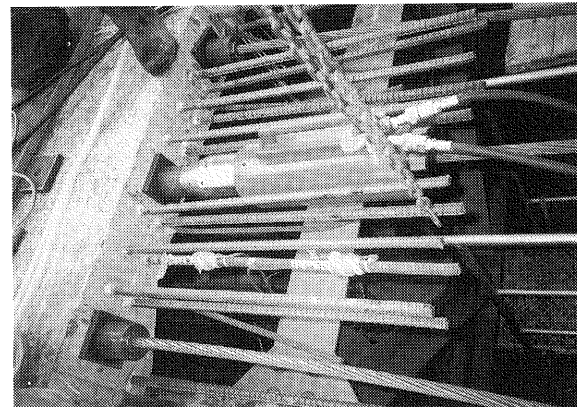
写真— 5. 4 床版の架設



写真— 5. 5 高さ調整



写真— 5. 6 無収縮モルタル打設



写真— 5. 7 P C 鋼線緊張

## 6. 壁高欄の省力化工法

現場打ち壁高欄は施工規模が小さいわりに手間がかかるために1カ月当りの出来高が小さく、現場管理費の占める割合が大きくなって、橋梁工事にとっては採算性も含めて作業効率の悪いものとなっている。特に長大橋の場合には、壁高欄の施工工程が全体工期に少なからぬ影響を与え、また、積雪寒冷地において多年度に渡る工事の場合には冬期休止明けの作業が壁高欄等の橋面工のみというケースも多い。このため、壁高欄の省力化だけでも橋梁工事全体の効率はかなりアップするものと思われる。

### 6.1 プレキャスト壁高欄

プレキャスト壁高欄は前述の新琴似高架橋で採用し、1ブロック長4m程度のものを工場製作して現場に搬入し、クレーンで橋面に仮置きして順次設置していくものである。本橋の壁高欄はニュージャージータイプと呼ばれる形状であり、地覆にあたる部分がない。このため、主桁との結合方法をいくつか検討したが、壁高欄内部に箱抜きした部分に主桁と高欄側からアンカーボルト(φ25)を出し、その空隙を無収縮モルタルで充填するものが最も経済的であった。1ブロック当りの重量は約3.7tであり、アンカーボルト用の箱抜き部は8箇所である(図-6.1)。

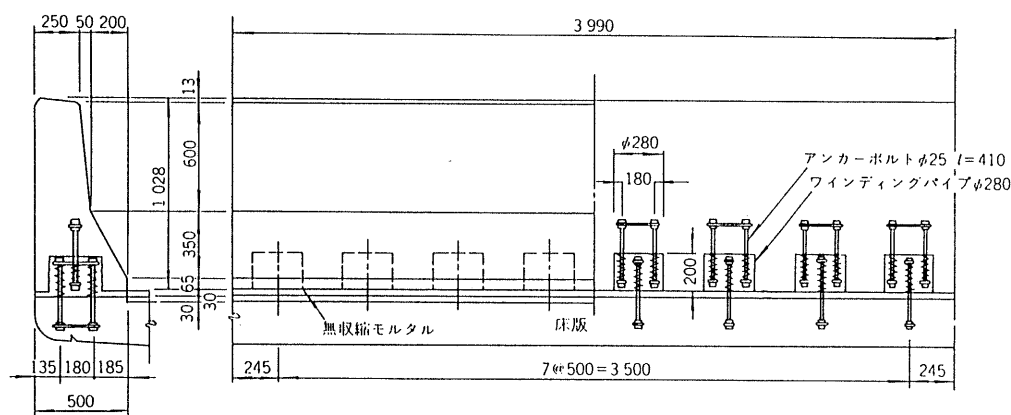


図-6.1 プレキャスト壁高欄構造図

製作はプレキャスト床版と同じ工場で行い、上下を反転して行った。これにより、現場打ち施工において問題となっていた高欄の立ち上がり部の傾斜面におけるエントラップドエアの跡がなくなり、良好な仕上げ面にすることができた(写真-6.1)。使用したコンクリートは設計基準強度 $350\text{kg}/\text{cm}^2$ で床版と同じく早強コンクリートを用い、蒸気養生を行った。

施工手順は図-6.2の通りである。設置時の高さ調整はブロック内に埋め込んだ調整ねじによって行い、床版との空隙は無収縮モルタルを充填する(写真-6.2～6)。

従来のプレキャスト壁高欄は、主桁とはP C鋼材あるいはボルト等を介して緊結していたが、本橋の場合にはモルタル充填のみであるので、実物大モデルにおいて水平方向の載荷実験を行った(写真-6.7)。その結果、設計荷重(壁高欄天端で $H=2\text{t}$ )までは接合面にひびわれは発生せず、ひびわれ発生後はR C計算に近い挙動を示した。また、定着部もアンカー破断強度以上の耐力を有していることがわかり、構造の安全性が確認された。

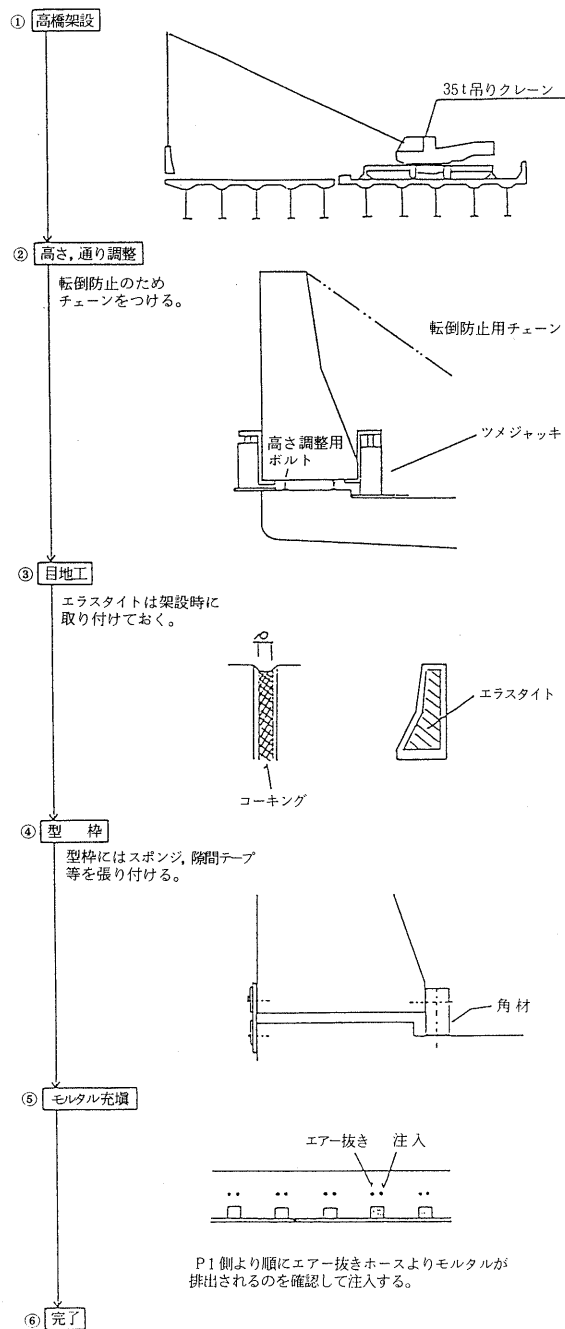


図-6.2 プレキャスト壁高欄施工手順

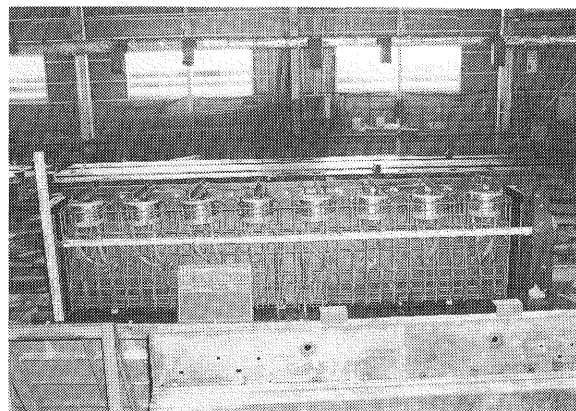


写真-6.1 プレキャスト壁高欄の製作

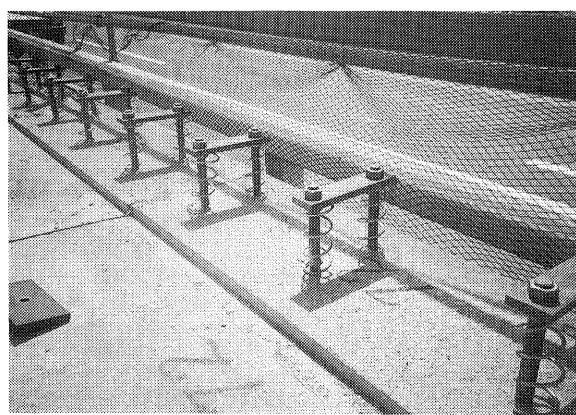
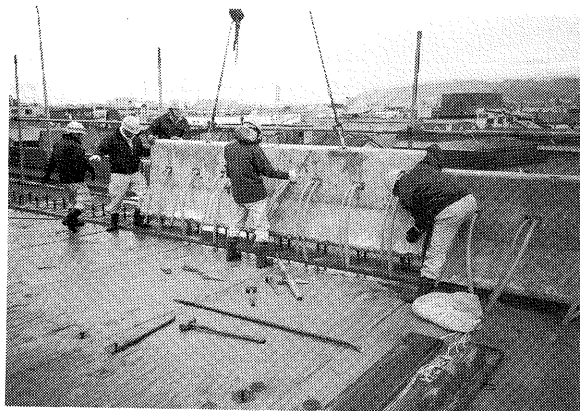


写真-6.2 埋込アンカー



写真-6.3 ブロック搬入

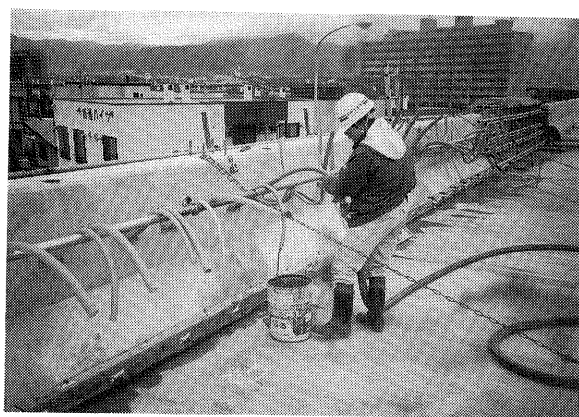




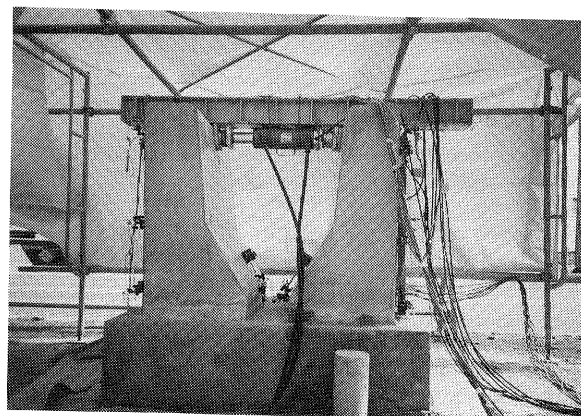
写真－6.4 ブロック架設



写真－6.5 高さ調整



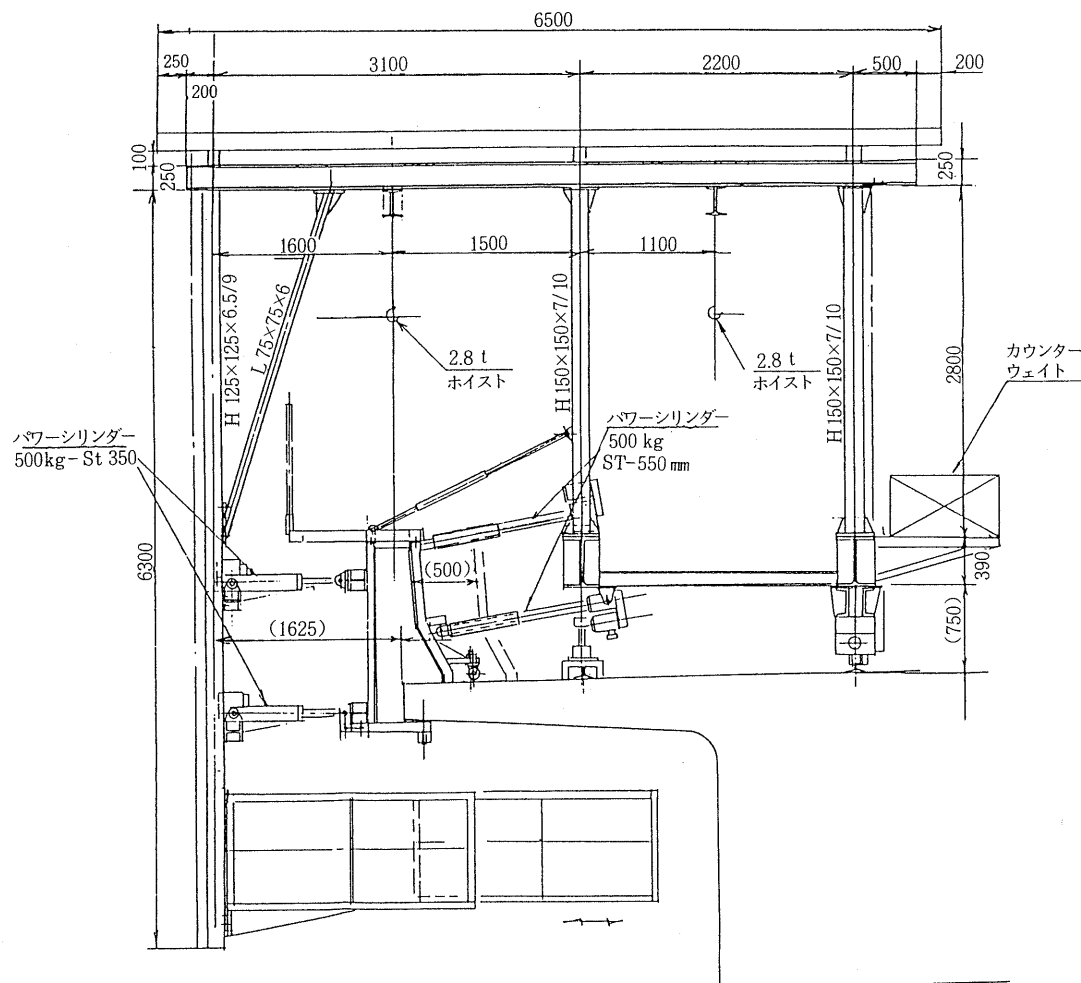
写真－6.6 無収縮モルタル打設



写真－6.7 プレキャスト壁高欄の載荷試験

## 6.2 移動式型わくによる壁高欄の施工

これは前述の長流川橋において採用したものであるが、鋼製型わくを有する移動式作業車によって橋面上を移動しながら1サイクル当たり20m程度づつ壁高欄の施工を行っていくものである(図－6.3)。主桁と壁高欄は前述のようにアンカーボルトで接合されているため、壁高欄の鉄筋は地組を行っての一括架設が容易となり、施工サイクルも低減することができる。また、冬期間の施工も作業車を覆うだけで従来の工法よりも比較的容易にかつ安価にできる。



図－6.3 移動式高欄作業車構造図

## 7. PC斜材付 $\pi$ 型ラーメン橋のプレキャスト化

跨道橋のプレキャスト化は現場作業の省力化および競合施工となる土工工事との工程管理の面で多くの利点があり、日本道路公団でも従前からいくたびか検討してきたが、工費がどうしても割高となるために工期短縮の特殊事情を除いてはあまり採用されていないのが現状である。公団では、これまでの検討結果を踏まえ、今後の事業展開を考慮しながら、跨道橋形式として最も一般的なPC斜 $\pi$ 橋のプレキャスト化について標準化・経済性の向上の可能性の検討を行っている。

### 7.1 現場打ち跨道橋における問題点

- ① PC斜 $\pi$ 橋は構造上、斜材・鉛直材等のために作業内容が細かく、頻繁に作業内容が変化するために段取り替え等で手間のわりに出来高が上がらず、施工効率が悪くなっている。
- ② 用地問題、人手不足等により下部工の工程が遅れた場合、確保していた作業員のロスが出るほか、複数橋の上部工を同時に施工しなければならないケースが多く、労務の逼迫から全体工程の遅延に拍車がかかる。



- ③ 迂回路の必要な道路については迂回路設置→下部工施工→上部工施工→交通開放→迂回路撤去→土工工事着手、となるために迂回路設置時期が長期にわたり、土工工事を含めた全体工程にも影響を及ぼす。
- ④ 現場が点在するために現場管理経費が増加するほか、十分な品質管理が行えない危険性がある。
- ⑤ 工事金額の割に全体工期が長いために1カ月当りの出来高が小さく、同金額の本線橋工事に比較して現場経費率が増加する。

## 7.2 PC斜π橋のプレキャスト化における主要検討課題

- ① 一般的なコンクリート2次製品と比較すれば施工数量が決して多いとはいえないので、全国規模で型枠の効率的な使用ができるように施工数量にあまり影響されないような徹底した標準化を行えるものであること。
- ② 一般道路の規格と本線との交差条件により橋長、幅員、斜角および縦断勾配が橋ごとに異なっており、それによって桁高および支間長も変化するため、あらゆる場合にも対応できるような構造系を選択できるものであること。
- ③ 土工との工程調整のネックになりやすいため、現場工期、特に支保工の存置期間を最小限にするために鉄筋・型枠作業の必要な場所打ちコンクリートが必要最小限であること。
- ④ 製作工場からトレーラー等による運搬ができる形状であること。
- ⑤ 主桁の架設を汎用性のあるクレーンでできること。
- ⑥ 現場経費も含めた経済性において場所打ち施工と比較して大きく割高にはならないこと。

## 7.3 プレキャストPC斜π橋の構造系の概要

北海道横断自動車道(清水IC～池田IC)の2工事においてそれぞれ異なった2種類の工法(縦桁工法・輪切り工法)で施工し、比較検討を行っている。両工法とも桁製作は工場内で行い、主桁・斜材ともにプレキャスト部材である。施工橋数は、縦桁工法が2橋、輪切り工法が7橋である。

### (1) 縦桁工法(図-7.1)

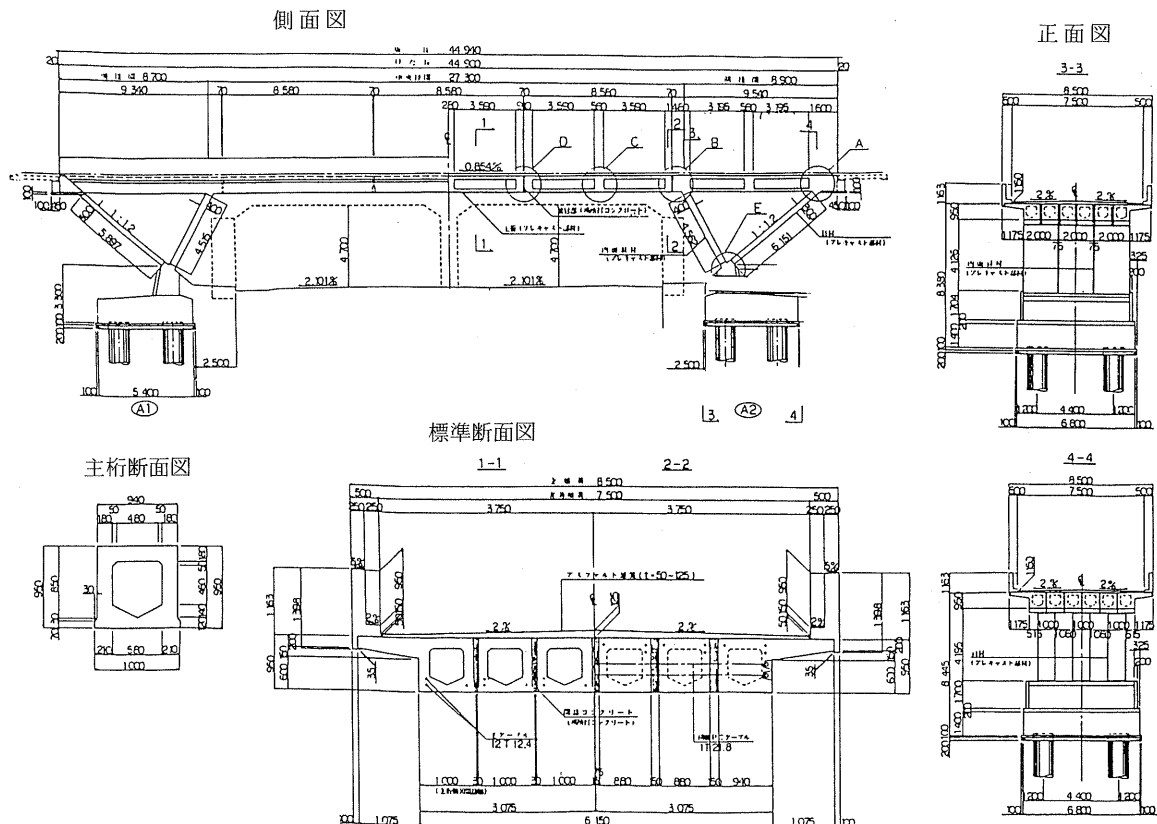


図-7.1 縦桁工法一般図

# 1) 主桁

① 主桁形状を等桁高の中空断面とし、プレテンション方式の中空床版橋と同様な主桁配置とする。

- ・横桁を含めた橋軸直角方向の間詰めはコンクリートの充填のみであり、鉄筋、型枠作業が不要である。
- ・橋ごとの桁高変化に対しては最大桁高に対応できる型枠を製作しておけば、コンクリートの打設高さの調整で桁高を無制限に変化させることができる(図-7.2)。

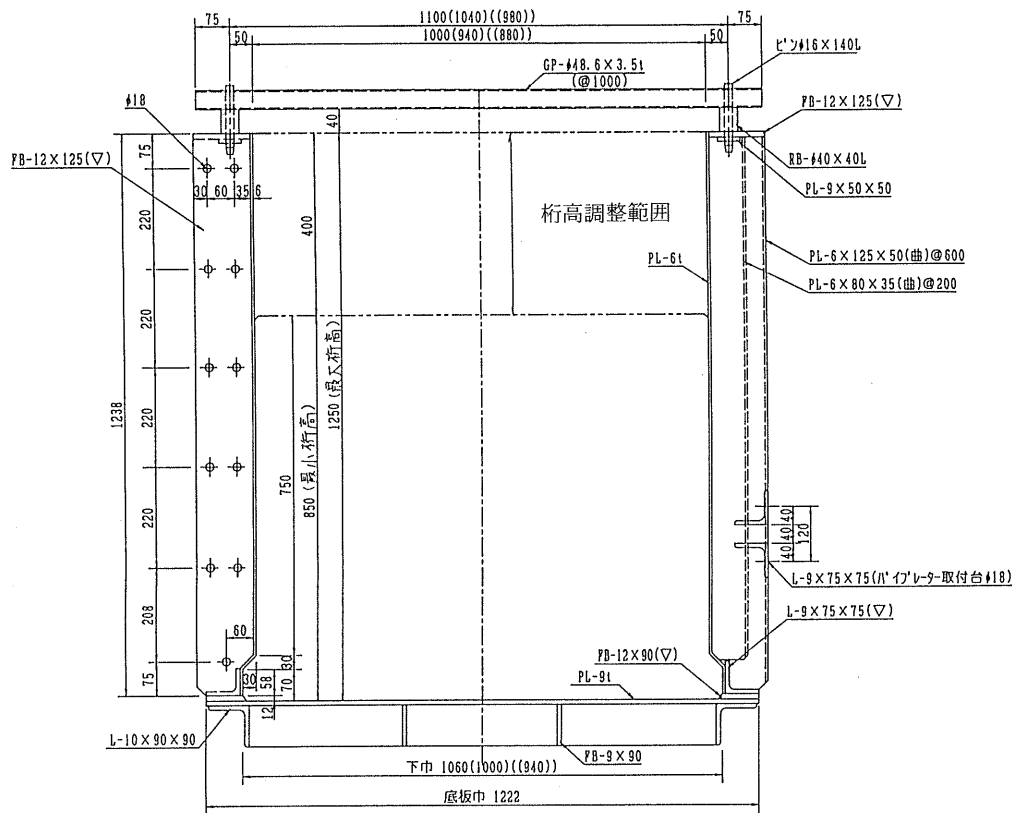


図-7.2 主桁型わく図

- ・転倒に対して安定した形状であるため、主桁の仮置、輸送および架設時の転倒防止対策は不要となる。
- ・内型枠は発泡スチロールを使用した埋め殺し型枠とする。
- ・耳桁については当初、製作の施工性から張出床版のない構造(図-7.3)で検討したが、張出床版有りの場合と比較して桁高が低くできる反面、主桁コンクリート量、主方向PC鋼材量共に大幅増となり、結果的にかなり不経済となったので張出床版を設置することとした。

② 主桁型枠は底版型枠幅を最大 1.06 mとし、さらに側面型枠の位置を接合クランプの長さを変化させることによって、両側それぞれ 3 cm 単位で盛替えできる構造であるため、結

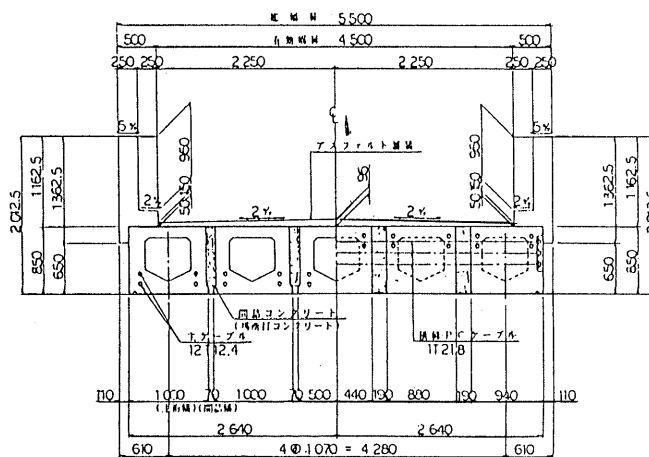


図-7.3 張出床版のない主桁断面図

果的に主桁幅を 0.94m, 1.00m, 1.06m の 3 種類変化させることができる。同様に, 張出床版幅を最大 1.13m と  
して側面型枠の位置を 3 cm 単位で変化させることにより, 張出幅も 1.07m, 1.10m, 1.13m と変化させることが  
できる。これにより, 主桁幅, 主桁間の間詰め幅 (20mm ~ 70mm) および張出床版幅の 3 種類を調整することに  
より, あらゆる幅員に対応させることができる(表- 7.1)。

| 有効幅員<br>(m) | 総幅員<br>(m) | 主桁本数<br>(本) | 主桁幅<br>(m) | 張出幅<br>(m) | 間詰め幅<br>(mm) | 主版幅<br>(m) |
|-------------|------------|-------------|------------|------------|--------------|------------|
| 4.00        | 5.00       | 3           | 0.94       | 1.07       | 20           | 2.86       |
| 4.50        | 5.50       | 3           | 1.06       | 1.10       | 60           | 3.30       |
| 5.00        | 6.00       | 4           | 0.94       | 1.07       | 33           | 3.86       |
| 5.50        | 6.50       | 4           | 1.06       | 1.10       | 20           | 4.30       |
| 6.00        | 7.00       | 5           | 0.94       | 1.10       | 25           | 4.80       |
| 6.50        | 7.50       | 5           | 1.00       | 1.13       | 60           | 5.24       |
| 7.00        | 8.00       | 6           | 0.94       | 1.10       | 32           | 5.80       |

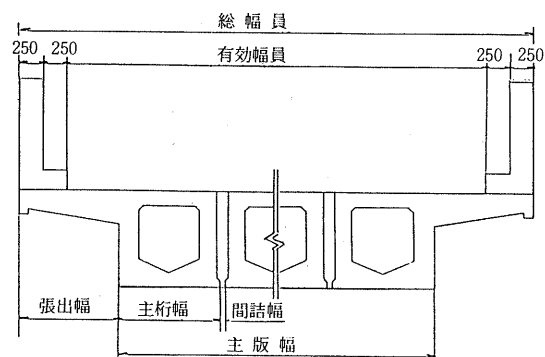


表- 7.1 幅員別桁配置

- ③ 上記より型枠製作基数は, 最大桁高および最大部材長の双方に対応できるものを 1 ブロック分製作すればよく,  
これですべての桁高および幅員に対応できる。実際には製作の施工性から数セットの鋼製型枠を準備するものと思  
われるが, 全国規模での型枠の効率的運用が行えるのであれば, 工事費の中での型枠製作費の占める割合はほとん  
ど無視できる程度となる。
- ④ 主桁橋軸方向のブロック継目の幅は鉄筋, 型枠作業をなくすために 20mm ~ 70mm 程度の間詰め幅とし, 無筋  
コンクリートを打設して設計上フルプレストレスとする。
- ⑤ 架設時の支保工は各主桁を支持する支柱のみでよく, 支保工費の低減ならびに桁下空間の確保が容易となる (図  
- 7.4, 写真- 7.1 ~ 2)。

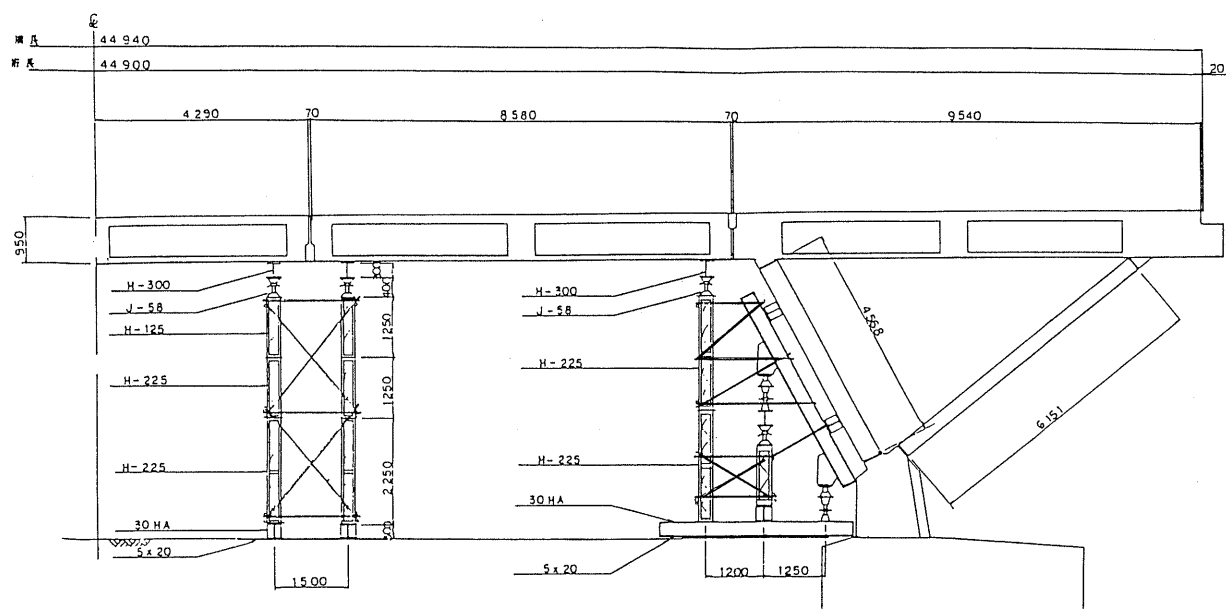


図- 7.4 支保工構造図

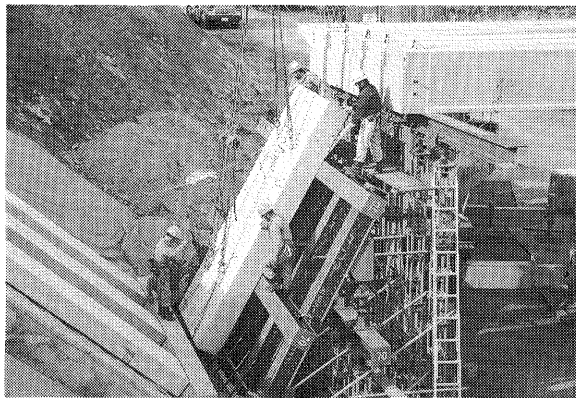


写真-7.1 斜材の架設

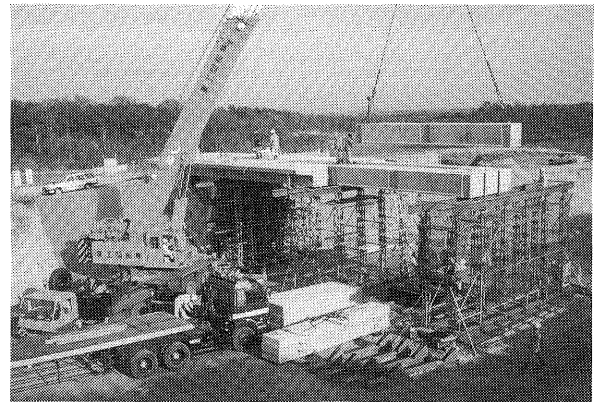


写真-7.2 主桁の架設

## 2) 斜材・鉛直材（内側斜材）

- ① 外側斜材，鉛直材（内側斜材）ともにプレキャスト部材とする。なお，主桁およびフーチングとの結合条件は，外側斜材が双方とも剛結，鉛直材（内側斜材）が双方ともヒンジとなる。
- ② 外側斜材は斜締鋼棒を2本配置できる程度の幅とし，1ブロック当り1mとする。
- ③ 鉛直材（内側斜材）の幅は2mとし，各主桁の支点を設置する。支点は主桁の荷重を直接鉛直材（内側斜材）に伝達する構造となるため，従来のメナーゼヒンジ支承とはせずに通常のゴム支承とし，せん断力のみをアンカーボルトで伝達するものとする（図-7.5）。

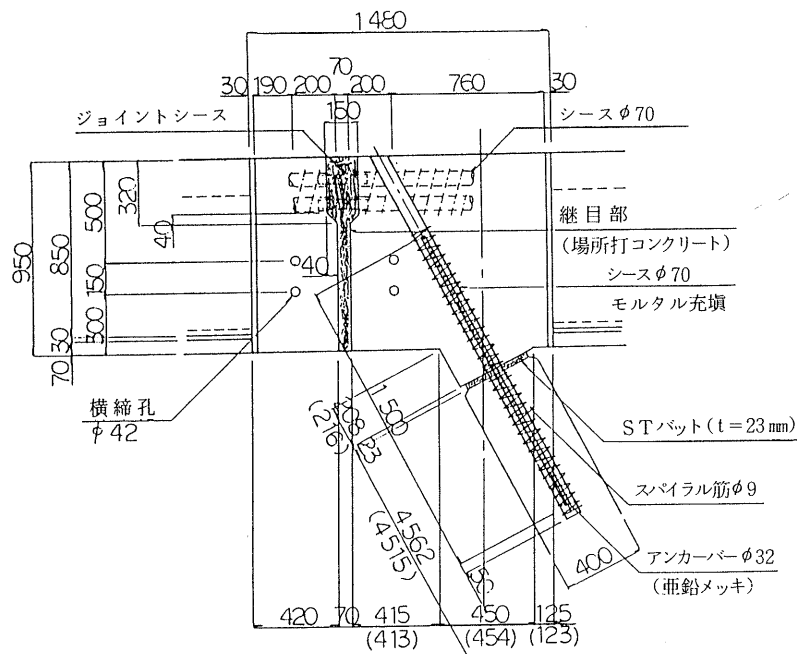
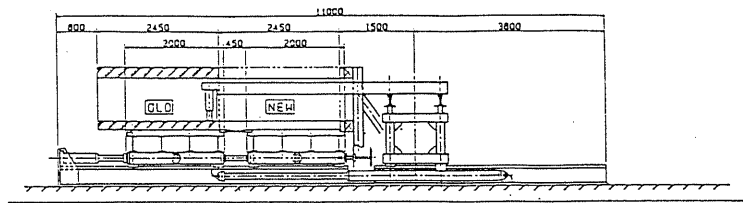
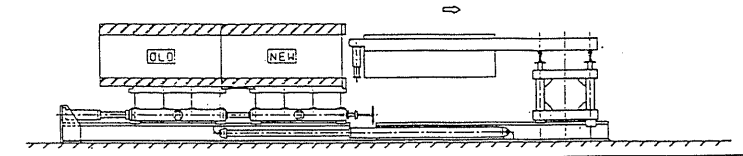


図-7.5 主桁と内側斜材の接合部

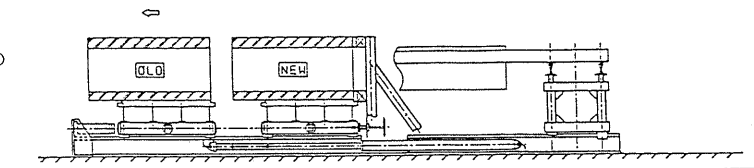
①打設時



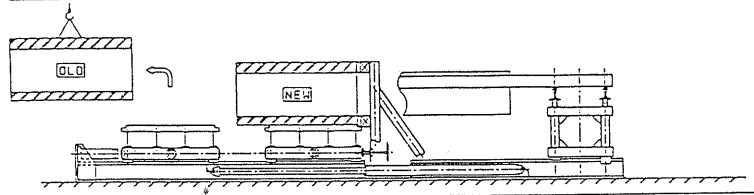
②内枠移動



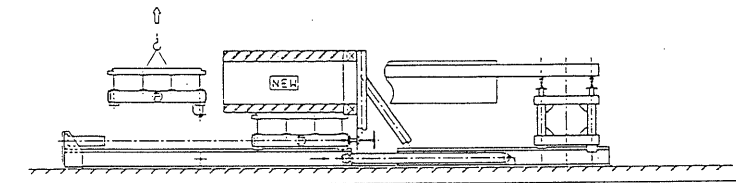
③ブロック(OLD)の  
切り離し, A台車  
の移動



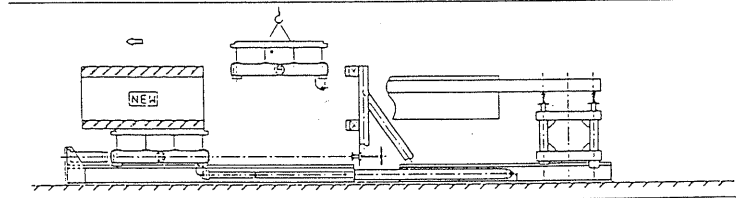
④ブロック(OLD)  
の移動  
(ストックヤードへ)



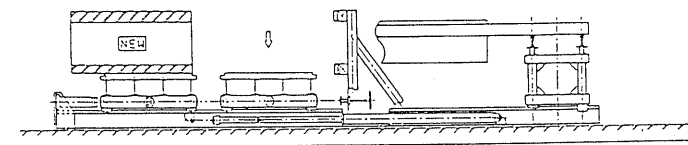
⑤A台車の横持ち



⑥ブロック(NEW)  
の移動



⑦A台車の挿入



⑧A, B台車のセット

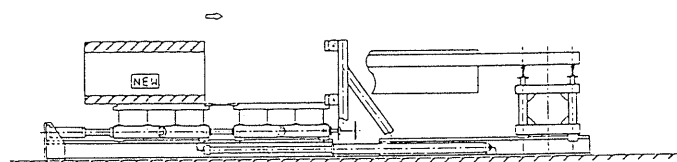


図-7.7 マッチキャストの施工手順

(2) 輪切り工法(図-7.6)

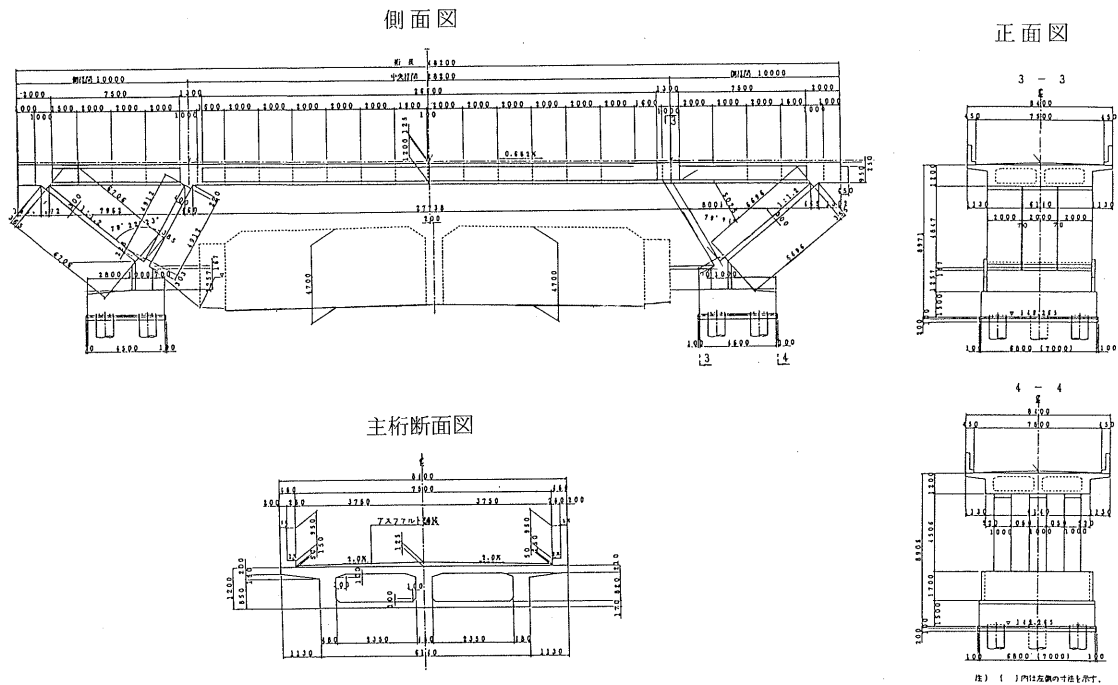


図-7.6 輪切り工法一般図

1) 主桁

- ① 主桁形状を等桁高の箱桁断面とし、ショートラインのマッチキャスト方式によって製作する(図-7.7)。1ブロック当たりの長さを2.0m～2.5mとし、壁高欄を含めた全断面を一括で製作する。
  - ・架設後の間詰め、横締工が不要となる。
  - ・壁高欄を一体化して製作するため、現場における鉄筋・型わく作業がほとんど不要となる。また、現場打ち施工に比較してかぶりの確保が容易であるため、厚さを5cm減じて20cmとしている。
  - ・転倒に対して安定した形状であるため、主桁の仮置、輸送および架設時の転倒防止対策は不要となる。
  - ・変形斜πの場合にはブロックの引き寄せ時に主桁突起が障害となるために中央閉合部が場所打ち施工となるが、標準斜πの場合には全てマッチキャストによる施工ができる。
- ② 主桁型枠は桁高及び幅員の変化に対しては、調整型わくを用いる(図-7.8)。これにより、本線橋を含めたプレキャスト化の検討が可能となる。

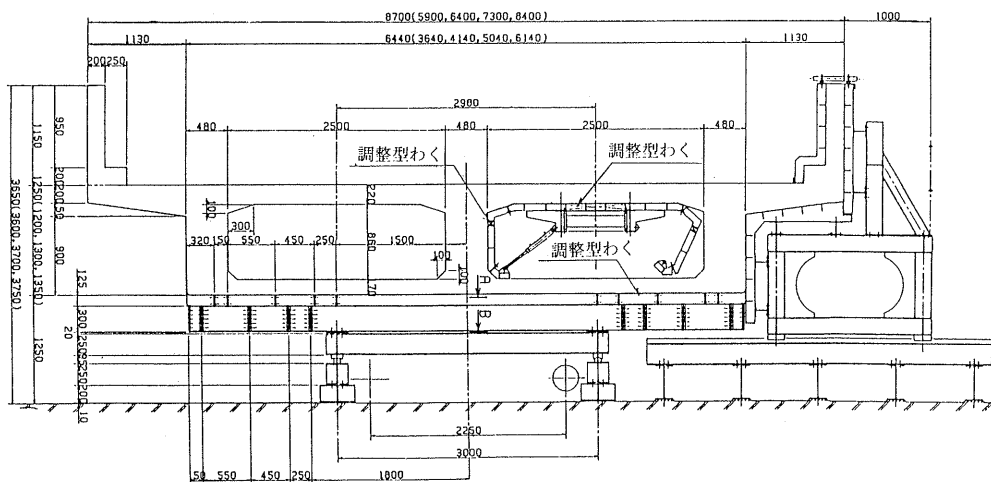


図-7.8 輪切り工法型わく図

③ 支保工はブロック引き寄せ時の水平方向の安定性を考慮し、支柱式支保工とする(図-7.9)。

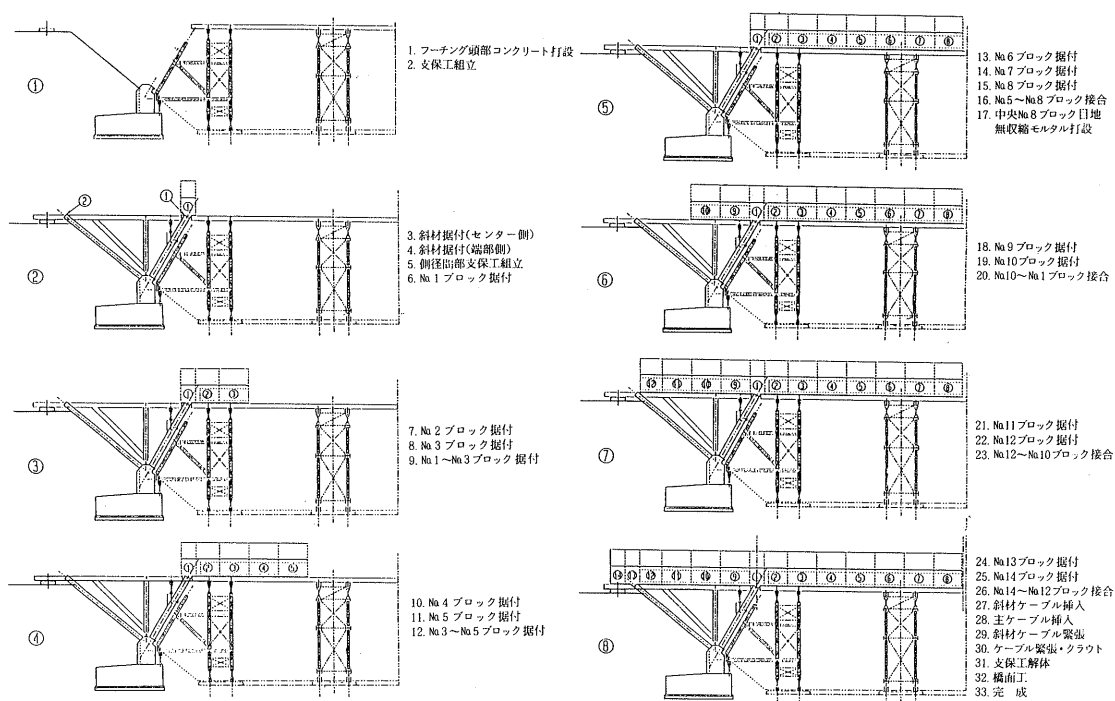


図-7.9 輪切り工法手順

## 2) 斜材・鉛直材(内側斜材)

(縦桁方式に同じ)

## 8. まとめ

以上、いくつかの省力化工法の実施例を述べてきたが、移動支保工やP R C構造などの一部を除いていずれのケースも従来の現場打ち施工と比較して一般的に割高となる点が最大の問題点となっている。

特にプレキャスト構造物でこの問題点が顕著に現れている。これは現場打ち施工に対して、運搬、架設等の新たな工種が増加することがあげられるほか、ブロック間の間詰め等の接合作業にかなり時間と労力を要しているケースも少なくないためである。また、ブロックの工場製作を行う際には工場管理費もかなりの比重を占めることとなり、工場内の設備を十分生かしきれない場合には現場製作と比較してかなり割高になってしまうことも考えられる。北海道等の積雪寒冷地にとって冬期間の有効利用が最大の検討課題となっているため、工場製作のプレキャストブロック工法のコストダウンを行う必要がある。このため、全国レベルでの製品の規格化、製作規模の拡大を検討していく必要がある。

一方、移動支保工も施工延長がかなり長くないと固定支保工による現場打ち施工に対して経済的にはならず、現時点では都市内高架橋を中心とした長大橋のみに採用されている程度であり、橋梁工事全体に占める割合は極めて小さいといえる。このため、札幌自動車道の雁来高架橋で使用した移動支保工のような簡易型のものを積極的に開発する必要がある。

労働者の建設業離れが進んでいる現在、省力化工法の検討に関しては社会情勢が追い風となっているともいえる。この時点で検討された工法を一時的な流行で終わらせることなく、標準工法として確立できるまで積算体系も含めてより一層の検討を進めていかなくてはならない。





# PC 橋の計画と景観

(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会  
技 術 部 会

## 第1章 はじめに

橋梁を計画するにあたっては、その架橋地点の地形、気象等の環境条件、そしてその橋梁のもつ用途（意義）等の使用条件を十分に理解、認識しておかなければならない。橋梁をその地域のランドマークにするのか、環境に溶け込ませるのか、その目的によって採用すべき橋梁形式は異なる。また、急峻な地形の場所に架橋するのか、平坦な地形の場所に架橋するのか、あるいは市街地に架橋するのかで採用すべき橋梁形式は大きく異なってくる。

この橋梁形式には、桁橋（単純桁橋、連続桁橋）、ラーメン橋、アーチ橋、斜張橋、トラス橋、吊床版橋等がある。これらの構造物を形成しているのは橋の各部材（骨組である構造部材から細部まで）であり、各部材のなす輪郭が作り出す外形が各形式の橋を特徴づけている。また、各部材が単独であるいは相互に関連しあってある一定の秩序が作り出され、その秩序から生まれるリズム、プロポーション、力学的明快さ等が「橋の美しさ」を決定づける視覚的要素となる。

一方、構造物本体の景観（美観）に関する良否の主要因には、計画（設計）と施工の2要素がある。どちらの要因が悪くても、美しくまた親しまれる構造物とはなり得ない。設計者の意図を施工者が十分に理解、認識して構造物を完成することにより、はじめて良い橋梁を残すことが出来る。また、その事と共に設計者は構造物の施工性、材質等を十分に理解、認識し設計を行われなければならない。つまり橋梁付属物（排水装置、高欄等）の処置方法をいかに設計者は意図したか、また、構造物になぜスリットを設けたのか、隅角部になぜ曲線を使用したのか等であると共に、このコンクリート構造物を施工する時には、どの材質の型枠を使用してコンクリートを打設するのか、スランプ値をどの程度に設定するのか、養生には何を使って施工者は構造物を製作するか等を設計者は理解しておかなければならない。

そこで以下に、橋梁形式的確な選定と、良質な橋梁構造物の製作を行うために各項目別に留意点を示すと共に、昨年PC建設業協会で作成した「PC橋の景観」のスライドを資料として示す。「PC橋と景観」は、川が山岳部から平野部をへて海にいたるまでに、多く架橋されるPC橋の例を示している。

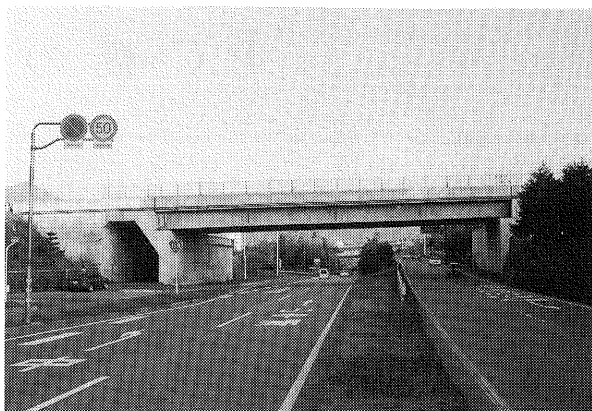
## 第2章 橋梁形式

### 2.1 桁 橋

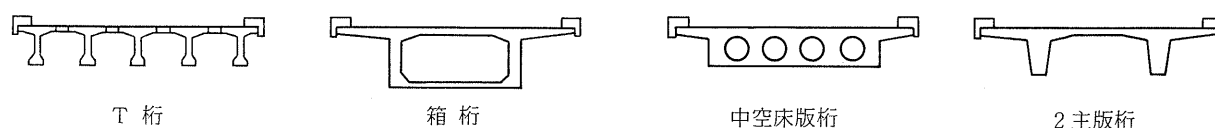
桁橋は各種の橋梁形式の中で最も単純な構造である。それゆえ、わずかな工夫でどのような地形、環境にも対応することができ、身じかな河川を渡る中小支間の単純桁橋から、都市内高架橋また長大河川や山間部をぬける中大支間の連続桁橋まで最も一般的で良く用いられている。しかし、その単純さ故に周囲の環境を考慮せず安易に用いられていることも多く、使用にあたっては周囲の環境との調和を保つよう配慮することが必要である。また、他の構造形式の橋とは異なり上・下部工が構造上分離しているため、構造設計が上・下部工に分かれて行なわれ、形状やデザインとの調和がとれていないことがある。従って、上部工と下部工との一体化による調和を考えることが重要である。

### 2.1.1 単純桁橋（写真－1）

単純桁橋は、中近景の視点場から見られることが多く、上部構造が作り出す景観では、主桁の側面から受ける視覚的印象が重要である。この視覚的印象を決定する重要な要素は「スレンダー」感であり、これには桁高だけでなく、桁断面形状、張り出し床版長、地覆厚等が大きく関係している。単純桁橋にはいくつかの断面形状が用いられるが、ここでは代表的なT桁、箱桁、中空床版桁、2主版桁を対象に「スレンダー」感をだすための留意点について述べる。



写真－1 単純桁橋

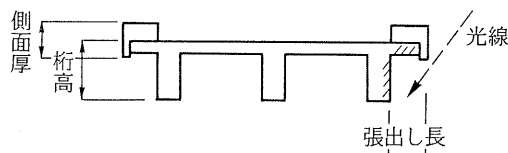


図－1 主桁断面形状

#### (1) T 桁 橋

T桁橋はプレキャスト桁による多主桁橋であり、張り出し床版長は他の形式に比べ短くなる。さらに、主桁側面は、ウェブ厚の支点付近での増厚や、中間横桁のダイヤフラムと呼ばれる突起により凸凹になるため、張り出し床版による陰影効果が薄れ、主桁と地覆による高さが実際より高く意識される。改善方法としては桁高そのものを低くするか、ダイヤフラムの無い形状とするのが良いが、これが無理なときは桁端部のおさまり、つまり主桁と橋台と地形との接続を調和あるものとし、全体としてすっきりした軽快感を出すことが重要である。

側面厚についてレオンハルトは次のような値を提唱している。張り出し床版の側面厚は支間長 30 m 以下では桁高の  $1/4 \sim 1/5$ 、30 m 以上であれば支間長の  $1/100$  以下とすることが望ましい（図－2）。



図－2 張り出し床版による陰影効果

#### (2) 箱 桁 橋

箱桁は桁高を低く抑えることができる形式であると

ともに、断面形状の自由度が高いので様々な方法によりスレンダー感をだすことができる。例えば、

- ① ウェブと床版の交点部を、R型枠を使用して曲面仕上げとすることで、反射面の違いによる陰影効果によりスレンダー感を出すことができる。
- ② ウェブを傾斜させた逆台形断面とすれば、面によって規定された領域の変化による傾斜角効果により、桁下空間を開放的な印象とすることができる。
- ③ 床版をPC部材とすれば張り出し床版長が長くなり、陰影効果を出すことができる。

これらを単独あるいは組み合わせることにより、よりスレンダーな視覚的印象とすることができる（図－3）。



図－3

### (3) 中空床版桁橋

中空床版桁は、通常短いスパンに適用され、桁高も支間の $1/20 \sim 1/25$ 程度に抑えることができる。しかし、床版はRC構造であるため、張り出し床版長はあまり長くすることはできない。従って、箱桁と同様にR型枠の使用や逆台形断面とすることによる陰影効果や傾斜角効果により、スレンダー感を出すことが必要である。ただし、床版がRC構造のためPC鋼材の定着部が無く、水切りを付けなくても済み側面厚を薄くすることができる。

### (4) 2主版桁橋

2主版桁は箱桁ほどには逆台形とすることはできないが、R型枠、逆台形断面による陰影効果、傾斜角効果を出すことができる。また床版はPC構造であるので、張り出し床版長を長くすることができ、スレンダーでかつすっきりした形状とすることができる。また、桁下空間も、他の3形式よりも視覚を阻害しない形状であり、すっきりとしている。

## 2.1.2 連続桁橋 (写真-2)

連続桁橋の視点場は、遠景から近景まで広い範囲におよぶ、従って景観上は橋全体としての視覚的連続性やリズムに加え、上・下部工の調和、桁下空間、そして細部の桁裏の処理まで検討することが必要である。景観上の検討項目は、大きく分けて①側面形状②上部工と下部工(橋脚形状)③主桁断面形状の3つに分けられる。以下、連続桁橋の計画に際しての一般的な留意点について述べる。

### (1) 側面形状

主桁のスパン割り、側面形状は、連続桁橋の視覚的連続性やプロポーションと大きな関わりがある。

#### ① スパン割り

スパン割りには、安定感とプロポーションを考慮することが必要である。

##### a. 奇数径間と偶数径間

偶数径間は、中央の橋脚を中心に桁が左右に分離して見え、不連続に感じるのに対し、奇数径間では、中央に橋脚がないので、左右が連続して見え、安定感がある(図-4)。

##### b. プロポーション

中央径間を側径間より大きくすると安定感がある。このとき、各径間の比率は、 $3:5:3$ (ゴールド・セクションの概算値)とすると、視覚的バランスが良い(図-5)。

#### ② 側面形状

橋の外観から受ける感じは、その側面形状によって様々に変化する。したがって、架橋地点の環境や景観を考慮し、それらに調和する形状を選定することが必要である。例えば(図-6)。

##### a. さりげない軽快な連続性を感じる。

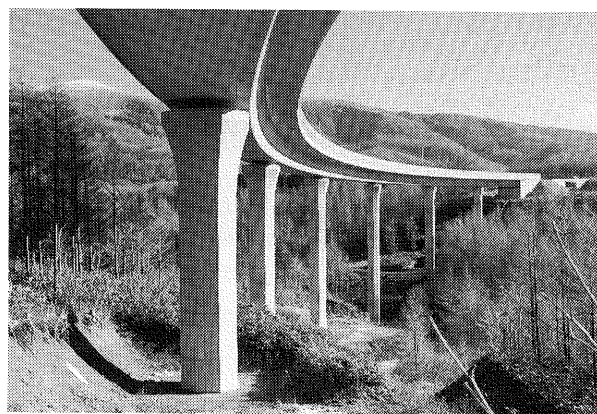


写真-2 連続桁橋

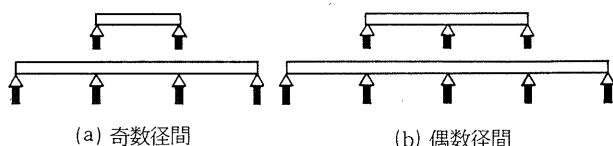


図-4 径間数

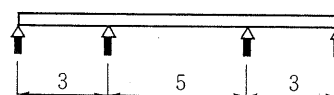


図-5 径間比率

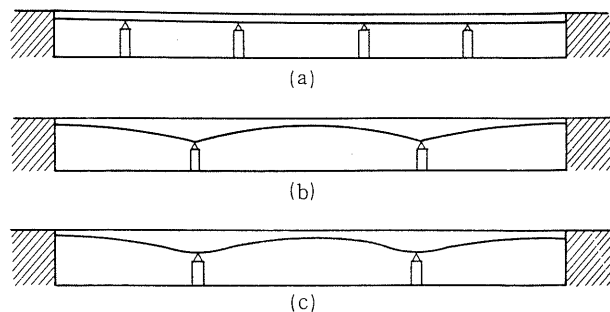


図-6 側面形状

- b. 大きなスパンを一息にまたぐダイナミックさを感じる。
- c. 暖かみ、柔らかさを感じる。

## (2) 上部工と下部工（橋脚）

桁橋は上部工と下部工が一体となって橋の印象を決める。従って、上下部一体としてのプロポーション、リズム、連続性に配慮することが重要である。橋脚には、a. 梁のある橋脚 b. 梁のない橋脚 c. 上部工と一体になった橋脚がある（図-7）。橋脚の横梁は、景観上からは、上部工との一体性、連続性を損なうため好ましくなく、横梁のない橋脚形状を採用することが望ましい。しかし、横梁のある橋脚を採用する場合でも、横梁の両端が桁の下縁幅より出ないようにすれば視覚的連続性はかなり改善される。また、側面的な連続性を確保するためには、橋脚形状を統一することが重要である。

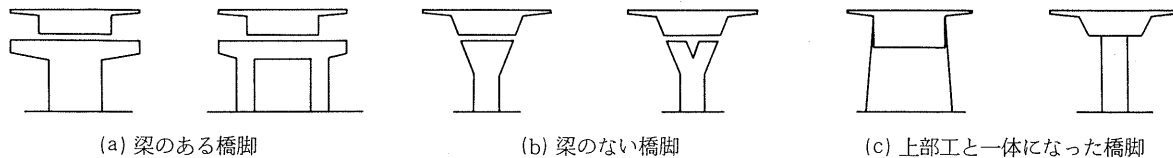


図-7 橋脚形状

## (3) 主桁断面形状

都市内高架橋などのように、近景の視点場から見られる場合、桁下面や桁下空間などの視覚的印象にも配慮が必要であり、桁の断面形状がこれらに大きく影響する（図-8）。

プレキャスト桁による多主桁橋は経済的で使用例が多いが、下方からのながめがやや複雑で、煩わしさを感じる場合がある。このような場合には、主桁下縁に目隠し版を設置することにより、視覚的印象を改善することができる。これに対し、箱桁橋や中空床版橋、2主版桁などは断面形状が単純で軽快感があり、環境と調和した景観を造り出すことが出来る。

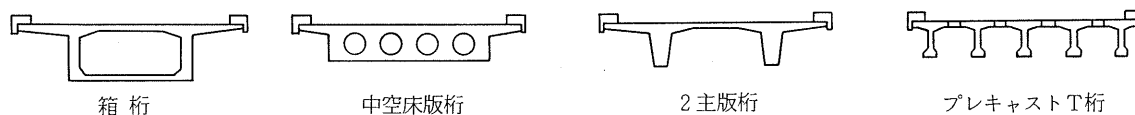


図-8 主桁断面形状

## 2.2 ラーメン橋

ラーメン橋は、主桁と橋脚を剛結した構造で、近年は高橋脚を有する連続ラーメン橋が増加し、全体的に多径間化の傾向がある。さらに長大橋では主桁の支間中央にヒンジを設けた有ヒンジラーメン橋の実績が多い。この他に方杖ラーメン橋、斜 $\pi$ ラーメン橋、V脚ラーメン橋などがある（図-9）。

上下部工を一体化した構造は、耐震上有利である。また、一般的に力の流れが明快ですっきりした景観を有している。特に、コンクリート橋では主桁と橋脚が継ぎ目なしの一体化した部材となり、構造物自体がOne Pieceの美しさを表わすことができる（写真-3）。

構造設計は上下部一体のモデルで行うため、基本的には上部工と下部工の設計者が同じになり、設計思想は統一されやすい。したがって、別々に設計される場合によく見られる上下部の不統一感を防ぐことができる。さらにこの条件を積極的に生かせば上下部全体で表現できるような大胆なデザインも可能である。

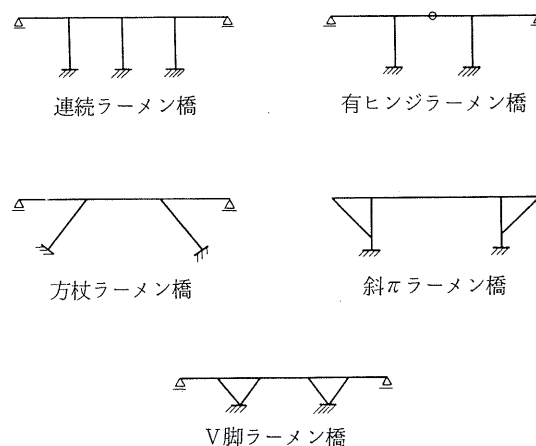


図-9 ラーメン橋の構造形式

部分的なデザインで特に注意しなければならないのは主桁と橋脚の剛結部の連続性である。

一般的な橋脚形状を有するラーメン橋の剛結部形状の処理方法には様々な手法がある。その一つの方法として、写真-3 の高架橋のように、主桁の下縁幅と橋脚の幅を合わせ、側面を平坦でシンプルな形状とする方法がある。

一方、高橋脚を有する橋梁の場合、橋脚の高さをさらに強調することと、連続する桁に変化をつけるため、橋脚幅を下縁幅より少し広くし、橋脚を剛結部の側面まで延長することによって、橋脚高を強調する方法がある(写真-4)。

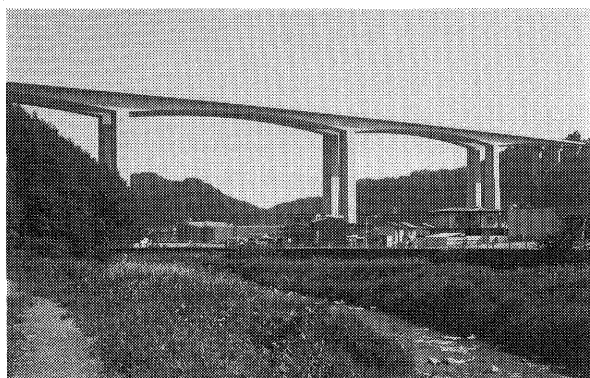


写真-3 桁幅と橋脚幅を合わせた高架橋

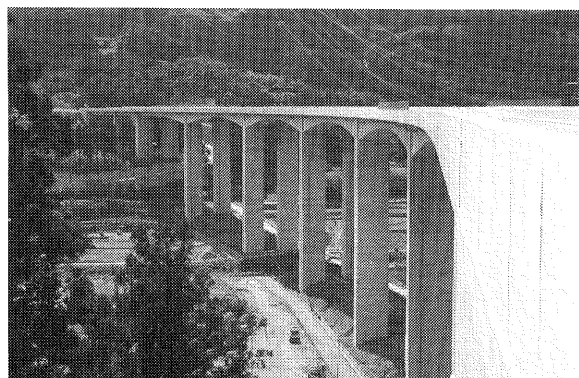


写真-4 桁幅より広い橋脚幅を延長した高架橋

また、桁と橋脚の隅角部には一般的に上部工と下部工の構造部材としての独立性を表すためにハンチは設けないが、時にはその鋭角的な印象を和らげるためにハンチを設けることがある。この場合視覚的効果のためハンチ寸法はある程度大きくする必要がある。

橋脚形状が特殊なラーメン橋の例として、都市部の高架橋のように広い桁幅に対し、橋脚は桁下空間の制約のため幅が狭くなっているような構造がある。この場合、橋脚に横梁を設けずに上下部を一体化し、全体に曲面を多く用いることによって桁下空間をスッキリさせることができる(写真-5)。さらにこの高架橋では、連続する橋脚形状を正面、側面とも統一して、都市内の連続高架橋として下を通行する車両および人に圧迫感、煩雑さを与えないように工夫している。

小さな谷間や切り通し部に用いられる方杖ラーメン橋や、高速道路のオーバブリッジによく用いられている斜 $\pi$ ラーメン橋のように傾斜した橋脚をもつ構造では、橋脚の角度と橋脚から主桁にかけての桁下の曲線形状と、側径間の桁下と橋脚との鋭角部のハンチ形状により、景観が大きく変化するので注意が必要である(写真-6)。

V脚ラーメン橋(写真-7)は、V形脚の開き角度による桁部と脚部のバランスが景観上の重要な要素となる。V形脚の開き角度は、橋梁本体の設計上の制約や、センタースパンとの割合も考慮して決定しなければならないが、開き角度が小さいと静的な印象を与え、角度が大きいと緊張感のあるものへと大きく変化するので場所に合わせて十分に検討する必要がある。

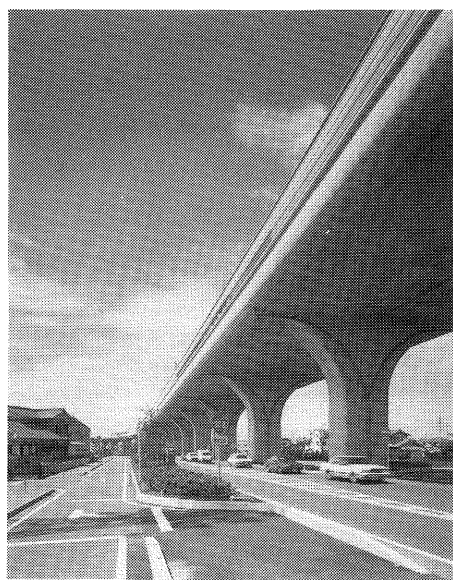


写真-5 桁下空間のスッキリした都市内高架橋

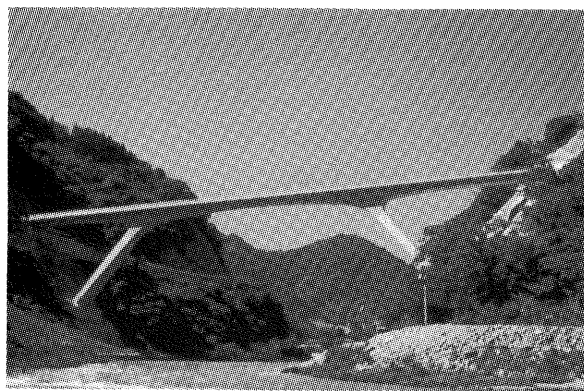


写真-6 方杖ラーメン橋

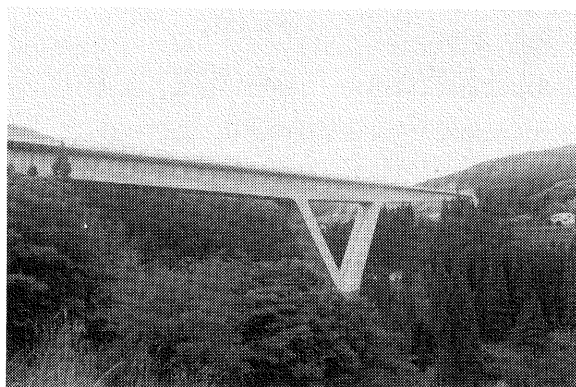


写真-7 V脚ラーメン橋

## 2.3 アーチ橋

アーチ橋は、古くから用いられてきた構造形式である(図-10)。その美しい弧の形から大空に架かる虹を連想させ、中小の橋から大規模な橋までよく用いられている。アーチ橋を造形的に特徴づけているものは、アーチリブの描く曲線と、それに接続された部材の形態であり、これらの部材の力学的なつり合いが、安定感を生み落ち着きを感じさせる構造となっている。また、橋の印象は、アーチ部の形状とそれによって作られる空間によって大きく変化し、周囲の景観に与える影響も大きなものとなる。従って、アーチ橋の美しさを決定している要因は、力学的な明快さとアーチ部によって作られる空間の印象であると言える。以下、アーチ橋の計画に際しての一般的な留意点について述べる。

アーチ橋の形状は、アーチリブの曲線やライズとスパンの比によってその特徴が決定される。一般に、ライズとスパンの比が小さい場合はスレンダーで緊張感のある橋となり、視点によっては桁橋のように見える場合もある(写真-8)。一方、ライズとスパンの比が大きい場合は、いわゆる大鼓橋となり鈍重な印象を与える場合もあるが、中小支間の橋では、逆に安定感があり親しみのある橋となる(写真-9)。

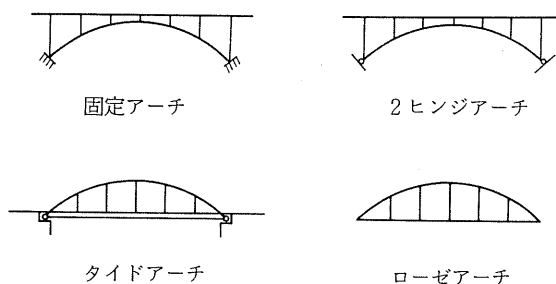


図-10 アーチ橋の構造形式

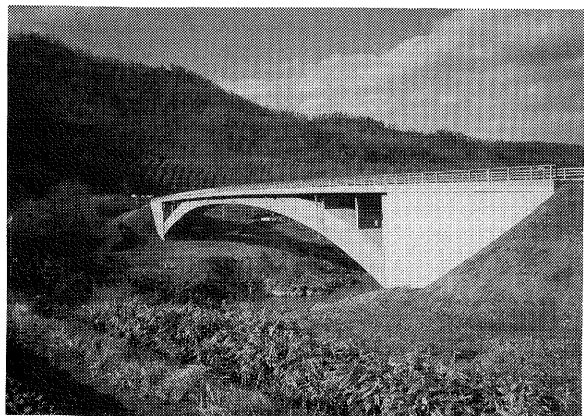


写真-8 ライズの小さい橋

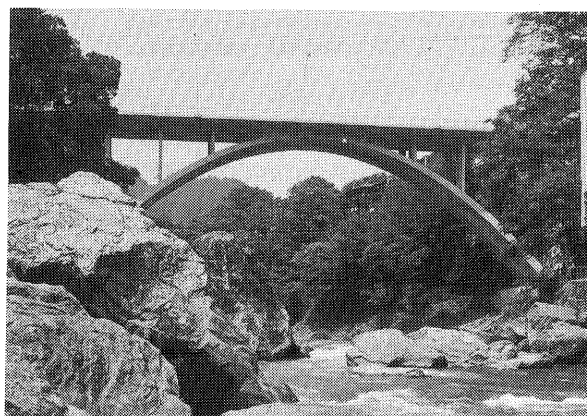


写真-9 ライズの大きい橋



アーチ橋は、地形への抵抗感が少ないが、谷地形で橋の位置が高い場合は安定感を欠いて見え易く、下路形式や中路形式では特にこの傾向が大きい、従って、この形式は、路面位置が地形の起伏に対して相対的に低い場合に用いるのが良い。アーチ橋は、一般に両端にしっかりした橋台が必要であり、これによって安定感のある構造となっている。平地ではこの橋台の設置の仕方が難しくアーチとしての景観がまとまりにくい、そのため、橋脚形状に工夫が必要である(写真-10)。



写真-10 平地の橋

形式的には、上路形式が最も自然であり、安定感もある。しかし、上路アーチが連なる場合は、橋脚の高い位置にアーチを設ける場合や、アーチの起点の位置が隣接する支間で違う場合には、アーチ部の景観が視覚的に不安定となる。また、アーチリブが途中で止まったり消失してしまったりするとリズム感が失われ、不自然な印象を与えるものとなる。下路形式は、安定感と一点で上路形式にやや劣るが多数連続することによってリズム感が強くなり、不安定感が補われる。また、アーチリブは、ランドマーク的な役目を果たすことが多いことから、その形状に留意する必要がある。中路形式は、アーチリブが路面を分断するので、路面位置と構造全体のバランスに配慮する必要がある(写真-11)。

全体的には、部材は単純、明確に組み立てるのが肝要であり、特に、下路形式では視線方向に、アーチリブ、吊材、横構が錯綜するので内部景観の検討も重要となる(写真-12)。一般的には鋼橋よりコンクリート橋の方が部材の錯綜は少ない。また、橋梁全体がアーチと他の構造で構成されている場合は、特に、連続性に留意する必要がある。不連続性を避け得ない場合は、見切り線を入れて故意に連続性を断つのも一案である。アーチと桁橋の取合い部では、アーチ部材の視覚的な力の流れが両端で途切れるので、重量感のある橋台を設けて視覚的な安定感を図ることも必要である。



写真-11 中路形式の橋

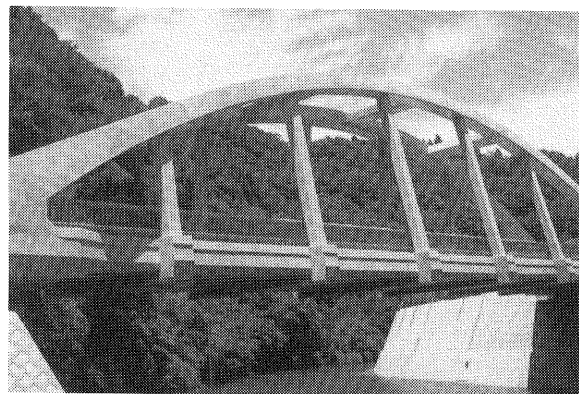


写真-12 下路形式の橋

## 2.4 斜張橋

斜張橋は、橋梁形式の中で最も魅力あるものの一つである。近年わが国でも数多く建設され、その規模も大きくなってきている。

その基本構造は、主桁、主塔、斜材の3要素より構成され、これらの結合条件や斜材の配置などの組み合わせが多く、設計の自由度が高い(図-11)。また、主桁桁高を低くおさえて支間長の長大化が図れるので、スレンダー感をだせるのも特徴である。この設計の自由度の高さが斜張橋の急激な普及の一因であるが、構造設計の難しさや、景観設

計の難しさにも通じている。裏返せば、斜張橋の場合は、支間、桁高等について選定の自由度が大きいので、断面あるいは部材のフォーメーションを力学的要素からでなく景観の見地から決定することができるため、桁橋に比べて、構造決定の中に景観的要素を導入しやすいと言える。

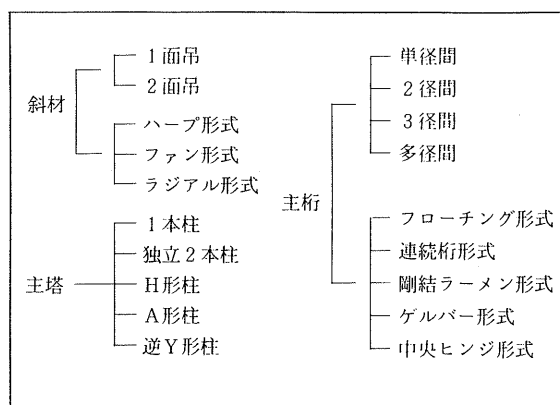
以下に、斜材の配置、径間数および主塔形状で異なるいくつかの斜張橋について、景観上の留意点を示す。

最初に、最近の大型斜張橋では標準的な3径間連続の2面吊り構造の斜張橋（写真－13）について示す。この橋は既設の高速道路の上を斜めに交差する高速道路の本線橋である。設計に当たっては橋の上下を通過するドライバーの視線を意識している。すなわち、下を通るドライバーにとっては、桁高を低く抑え圧迫感を低減し、橋の上を通るドライバーには斜材と主塔によって構成されるゲートが走行位置確認の目標として機能している。それが好ましい印象を与えるように主塔形状と表面処理を工夫している。

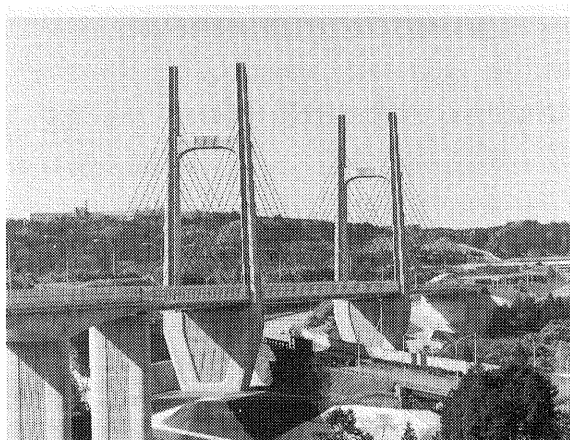
次に、同じような3径間連続で幅員の広い桁を1本柱形式の主塔から1面吊り斜材で吊り上げたタイプ

（写真－14）について示す。1本柱形式の主塔は、積雪によるつららの心配が少ない利点がある上に、1面吊りの斜材と組み合わせた形状は斜材が錯綜して見えることがなく、景観的にすっきりとしたプロポーションとすることができる。また、橋面上を通行するドライバーや歩行者にとっても解放感あふれる環境を提供することができる。

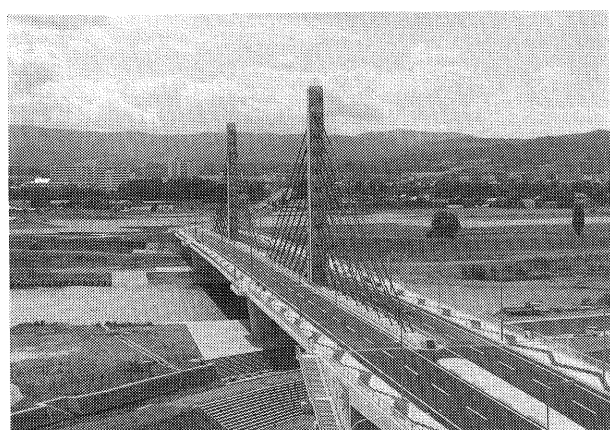
写真－15の斜張橋は、世界最大級の支間(490m)を有する3径間連続の斜張橋である。主桁構造は支間割りの制約から鋼桁とPC桁という異なる材料で構成された複合構造となっており、わが国で初めて採用されたものである。鋼桁とコンクリート桁の断面形状は連続性を確保するために同形状とし、主塔形状、色彩



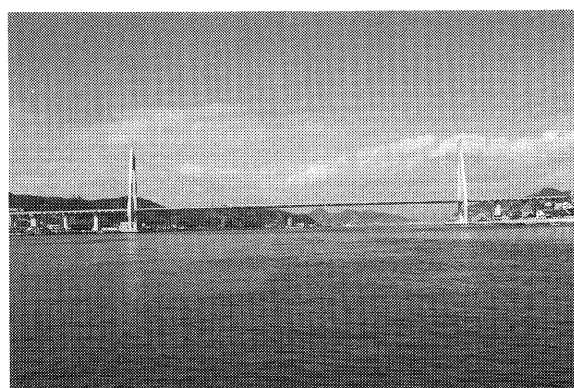
図－11 斜張橋のタイプ分類



写真－13 3径間連続2面吊り構造の斜張橋



写真－14 3径間連続1面吊り構造の斜張橋



写真－15 複合斜張橋



に工夫して、国立公園の自然景観との調和および構造美に配慮している。その結果、規模の大きさと架橋環境から斜張橋の力学的合理性を十分に発揮していると言える。

次に、2径間の標準的な幅員を有する斜張橋について示す。

写真-16は、斜張橋としては基本的な2径間の対称構造であり、100mをこえる支間を有している。この橋の特色は、国立公園の中に架橋される橋として、プロポーションに十分な配慮が払われている点である。それは、一般的に斜張橋は構造系の持つイメージが直線的で強いため、ここでは主塔、主桁の各部材に対しては穏やかな印象を与えるように曲面を多用している点である。

中小橋梁にも斜張橋は多く採用されている。写真-17は、2径間連続の歩道橋である。街づくりの象徴的な役割をはたすように、そして利用者が愛着や親しみを持てるようなこれらの要素をもつ橋梁としてPC斜張橋が選ばれている。白色の塗装を施した橋体と、主桁の大きな縦断勾配とをあわせて、白鳥が羽を広げ飛び立とうとしているかのように見え、橋名にもそれが活かされている。特に、中小橋梁においてはこのように自由度の高いデザインが可能な点が斜張橋の特徴であり、様々な事例が見られる。

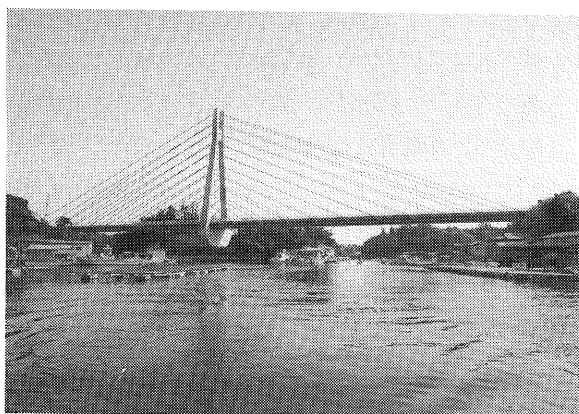


写真-16 曲面を多用した斜張橋

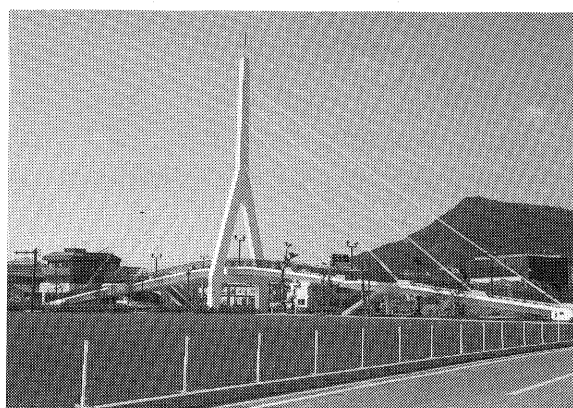


写真-17 歩道橋としての斜張橋

## 2.5 トラス橋

本型式の橋は、多数の軸方向部材の組み合わせによってつくられるが、部材の配置形状によって、その形式名称がつけられている(図-12)。PCトラス橋は、プレキャスト部材を用いることが多く、部材の接合部をできるだけ簡単にすること。又、部材数をできるだけ少なくする必要があるため、ハウトラスとワーレントラスが好ましいとされている。

トラス構造は、上弦材と下弦材の間に、斜材と垂直材が、規則正しく組合わされている。これにより、同じ形状の幾何学模様として反復され、リズム感を発生させるが、そのリズムは、斜材の組み方によって様々な印象を与える。

又、上弦材と下弦材が、直線で平行なため、水平方向の指向が強調され、軽快なイメージとなる。

ただ、桁高が通常大きく上部工の占める視覚的面積が大きくなり、上部・下部のバランスを考慮して計画する必要がある。

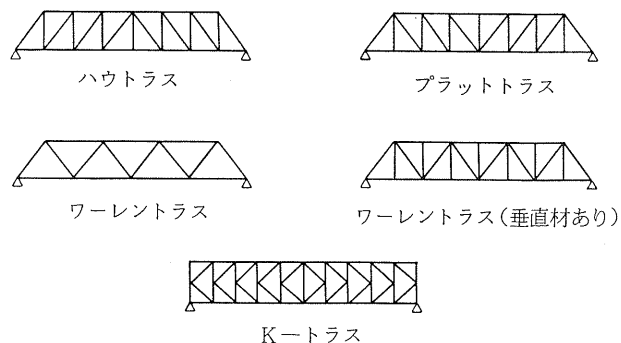


図-12 トラス橋の構造形式



写真-18

リアス式海岸に架設された上路式鉄道橋である(写真-18)。

青い海の背景が、コンクリートの白い地肌を引き立たせている。多数径間の並びにより、リズム感があり安定感のある印象を作り出している。

ただし、橋脚の横梁が目立ち重々しく感じられるため橋脚形状に工夫し、上下部工の視覚的連続性を確保することが望まれる。

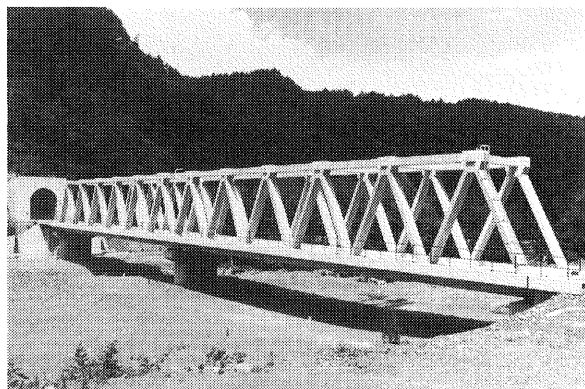


写真-19

ワーゲン片持架設により施工された、2径間連続下路式トラス橋である(写真-19)。

本型式のトラス橋は、斜材が引張材となるためプレストレスの方向が、3方向となり、格点の構造が複雑となるが、部材数が少なく、すっきりさせることにより、煩雑感を緩和させている。また、下路式としているため、トラス部と側径間部との桁高が等しく、スムーズなイメージを与えている。

## 2.6 吊床版橋

吊床版橋は、橋台に定着して張られたPCケーブルの帯をコンクリートで覆い、その床版を直接路面とする構造および、その上に鉛直材を介した上床版を有する上路式構造の2つのタイプがある。

プレキャスト部材を用いるため、施工性にすぐれており、材料が少なく経済的である。

本型式の橋はたわみが大きいことにより、ほとんどが歩道橋であるが、スレンダーで、軽快な印象を与えることから、公園内の溪谷・ゴルフ場等に用いられている。



写真-20

道路橋として架設された本橋は、V字型の深い溪谷の中で、まわりの緑にとけこみ、鉛直材と吊床版部の曲面により、リズムカルで軽快な印象を与えている(写真-20)。



写真-21

紅葉の美しい谷間に架けられた本橋は、雄大な自然景観にとけ込んだ、白いリボンをイメージしており、スレンダーで、調和のとれた印象を与えている(写真-21)。

## 第3章 景観要素

### 3.1 表面処理

構造物の表面は地肌のまま用いられることが多かったが、近年、表面の処理により構造物の景観を改善することが認識され、処理方法も多数考案されている。特に、橋は上面ばかりでなく、側面、下面からも見られることが多いので、視覚的特性を決定する表面のテクスチャと色彩が重要となる。表面のテクスチャには、素材に人工的に凹凸をつけるなどした表面処理によるものと、素材自身によるものがある。表面処理により、表面の印象を和らげたり引き締めたりすることができる。したがって、素材自身によるテクスチャだけでは十分な視覚的效果が得られない場合には、人工的に表面処理を行うことが有効である。ただし、表面処理の効果はそれを見る人（視点）と、面との距離（識別距離）に大きく依存するので、距離を十分計算に入れて表面処理の方法を検討しなければ十分な効果は期待できない。これについて芦原義信は、距離との関係において一次及び二次オーダーのテクスチャという概念で、見え方の変化について説明している。現在、表面の人工的処理の手法としては、次のような方法がある。

#### ①吹付け

コンクリート面にモルタル、樹脂塗料等を吹付け表面を粗又は凹凸に仕上げ、樹脂塗料の場合はテクスチャだけでなく色彩も利用する方法

#### ②はつり

硬化前のコンクリート面をはつり、それによる凹凸でコンクリートの平滑面に陰影をつける方法

#### ③洗い出し

硬化前のコンクリート表面を洗い出すことにより骨材を露出させ、骨材による凹凸と色彩を利用する方法

#### ④化粧型わく

前記の3種類の 방법이コンクリート面を平滑に仕上げた後での処理に対し、これは最初に型わくに凹凸をつけておきコンクリートの仕上り面を凹凸にする方法で、前記の3種類より立体的な表面処理が可能となる（写真-22）。

#### ⑤化粧目地

コンクリート打継目が避けられない場合に、継目を積極的に活かす方法で、単調になりがちな側面の印象を引き締めることができる。

#### ⑥タイル等の張り付け

コンクリート表面に別の素材を張り付け、他の5案ではできなかった素材の持つテクスチャと色彩の両方を利用し視覚特性をコントロールする方法（写真-23）。

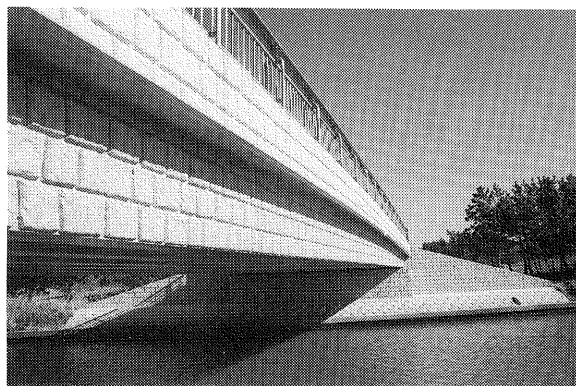


写真-22



写真-23

表面処理には以上のような方法がある。又、いずれもが持っているテクスチャには「対比」と「密度勾配」という二つの現象がある。対比とは、たとえば地覆側面と主桁側面でテクスチャを変えることで、それぞれの構成要素の存在、方向性の強調、明確化などの視覚効果を生むことができる。

密度勾配とは、たとえば連続する面の一様なテクスチャは見る人に一定の密度勾配をもって認識される。よって密度勾配は橋の遠近感、立体感、連続感等の認識をよりいっそう強調させることができる。

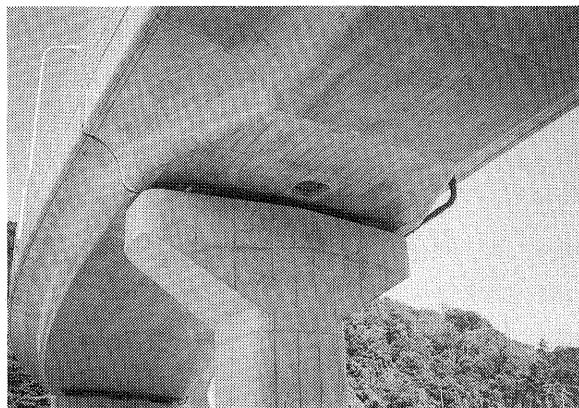
このような視覚特性を演出する表面処理を景観の見地から見た場合、各々その適する環境条件の領域を持っていてそれらのイメージは各処理方法のテクスチャ、色彩、社会的通念などから生まれるものであるから、各々の処理方法を適材適所に用いれば周辺と調和したあるいは対比した良い景観（印象）を創り出すことができる。

### 3.2 接 続 部

接続部は桁と桁の架け違い部であるため、互いの桁高が異なる場合や、コンクリート橋とメタル橋など橋種が異なる場合、また同じ種類の橋でも型式が異なる場合など、連続性や統一性が無く違和感や煩雑感を感じ景観上好ましくない場合が少なくない。このような場合には、次のような工夫により視覚的連続性を確保することができる。

#### ① 摺り付けによる方法

桁高や断面形状が異なる場合、一方の桁を他方の桁形状に摺り付けることにより、視覚的連続性を確保することができる（写真－24）。



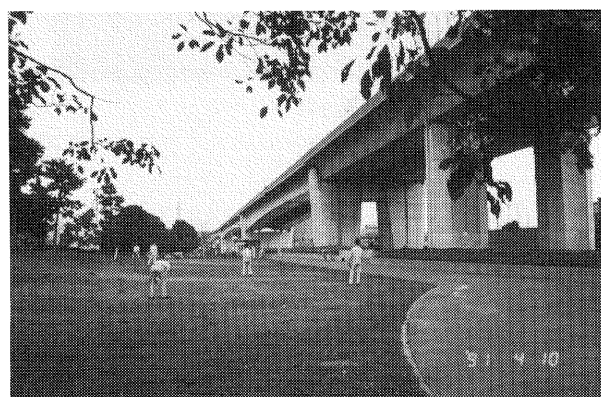
写真－24 主桁断面形状を摺り付けた例

#### ② 沓隠しを設ける方法

橋種が異なる場合や桁高が異なる場合など、沓隠しによりその変化部を隠すことにより、違和感を軽減し連続性を確保することができる（写真－25）。

#### ③ 横梁を桁内に納める方法

単純桁が連続する場合、橋脚の横梁を上部工内に納めることにより架け違い部をすっきりさせ、視覚的連続性を持たせることができる（写真－26）。



写真－25 沓隠しを設けた例



写真－26 橋脚の横梁を上部工内に納めた例

### 3.3 排水装置

橋梁の排水装置は、雨の多い日本の気候条件からも必要不可欠な設備である。

しかしこれまで、橋梁構造物は本体構造物と排水装置などの付属物に大別して設計される傾向があり、結果として排水装置が異物として本体構造物に取りついている感じが、煩雑な感じを与えてしまい、本体構造物が景観上優れている場合でも、それを損ってしまっている事例が少なくない。したがって排水装置の設計を行うにあたっては、設計当初より排水装置を含めた付属物全体の景観的な処理方法を検討する必要がある。またこの際に、将来的な維持管理に支障を来すことがないように、十分に配慮する必要がある。

排水装置の景観的な処理方法として、次のような方法がある。

#### ①従来の排水管配置方法に工夫を加える方法

従来のように、橋脚の表面に排水管を配置する橋梁では、排水管の配置形状に工夫を加える。これは例えば橋脚の曲線に近いカーブとして構造物との違和感をなくし、逆に排水管を一つのアクセントとしている都市内高架橋等（写真－5）がある。

また、都市内連続高架橋では桁下の道路の車両や通行人からの視線を考慮して、橋脚への取り付け方向や位置を検討する。これにより多少複雑な印象を和らげることができる。

#### ②排水管を目立たないようにする方法

橋脚に排水管を埋め込む凹部を作りさらに排水管を角形とし、表面が橋脚のコンクリート面と同一となるようにして、排水管を目立たなくさせる方法がある。

さらに、橋脚の場合より以上に構造上の検討を要すると思われるが、桁側面にも同様に切り欠きを設けて、排水管をこの中におさめて、コンクリート桁と同一平面になるように配置している例もある（写真－27）。

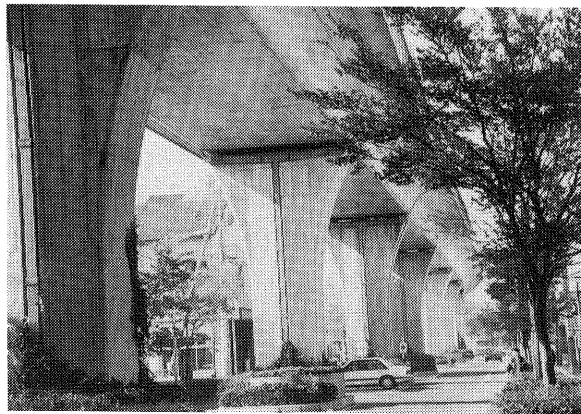
#### ③排水管を表面に出さない方法

排水管を目立たないようにするのと同じ目的であるが橋脚のデザインを工夫し、円柱橋脚に陰影による重量感の軽減を図るための凸形スリットを入れ、このスリットの1つを角形の排水縦管として一見排水管がないように見せている高架橋（写真－28）がある。

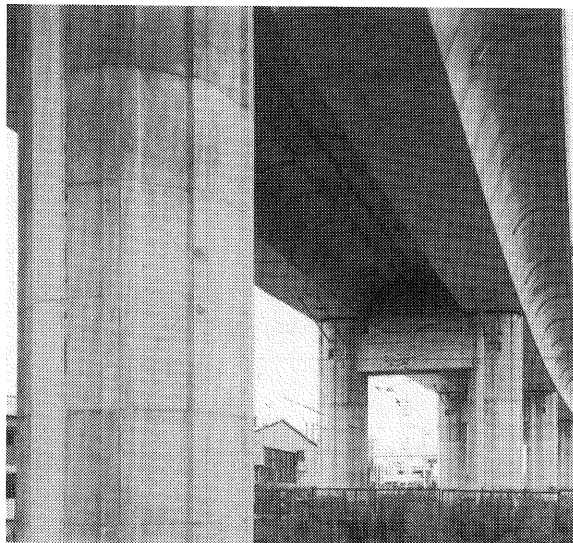
#### ④その他の方法

横引きの排水管を使わずに、橋面のみで処理する方法がある。これは橋面地覆部に設置するオートガード式排水処理方法であるが、道路線形、処理能力、維持管理等検討すべき課題が多い。

また、さらに積極的に排水の設計を優先し、道路線形や構造形式から見直して排水樹を橋脚部付近にのみ設けるようにして、横引き管を用いないようにした設計例も見られる。



写真－27 橋脚と桁の凹部に排水管を配置した高架橋



写真－28 円柱橋脚の凸形スリットの1つを排水管にした高架橋

### 3.4 高欄

高欄は、通行者の転落を防止するために設置される設備である。従って、構造的には技術的な基準が定められている。しかし、景観的な面から言えば橋の利用者に、橋そのものの存在や個性を印象づける最もみじかな設備であると言える。

高欄のデザインは、造形的には縦線と横線の組み合わせとなるのが一般的であり、縦線や横線を強調することによって、連続感、軽快感、落ち着きや重量感などを表すことができる。また、模様などを入れることによって適度な変化を与えることや、場合によってはその中に地域や歴史的な背景を表現することにより親しみのあるものとすることもできる。

高欄を見る視点は、内側からと外側からがある。高欄を内側から見る場合は、主として近距離からのものであり、直接手で触れることもできることから、材料のもつ特質が印象を決める重要な要素となる。高欄の材料には、木、石、



コンクリート、鋼、鋳鉄、アルミやこれらの併用などがある(写真-29～31)。一般に、木、石、コンクリート、鋳鉄を使用した高欄は重量感に、また、鋼、アルミを使用した高欄は軽快感に富むようである。従って、これらの材料の持つイメージを高欄のデザインに活かすことが重要である。

一方、外側から見る高欄は、橋の側面形状の一部として見られることから、橋の構造形態と調和した一体感のあるものが良い。また、材料についても橋本体とのイメージの統一を図ることが望ましい。

いずれにしても、高欄のデザインは、担当者の造形学的な趣向によるが、基本的には、周辺の環境も含んだ橋全体のイメージからデザインを決定する必要がある。即ち、橋のおかれている地形や環境、規模や形式などから総合的に判断するのが良い。また、橋上に構造物の無い橋ではしっかりした高欄によって橋面空間を演出するのが良いが、斜張橋や吊橋、下路アーチのような構造では、逆に控え目な高欄とするのが良い様である。



写真-29 木製の高欄

### 3.5 歩道舗装

内部景観の一要素である歩道舗装は、歩行者にとって、足元を構成するものとして、美しさばかりでなく、滑り、つまずき等のない、安心して歩くことができる様、安全性の確保も必要となってくる。

さらに、耐久性が高く、維持管理のしやすいものが良い。

コンクリート橋では、床版上にモルタルを敷き、その上に平板を並べる方法が一般に使用されており、その特色は、

#### a) タイル系

多種・多様な色・パターンが可能であり耐久性にも優れている。又補修も簡単であるが、水分により滑りやすいものもある(写真-32)。

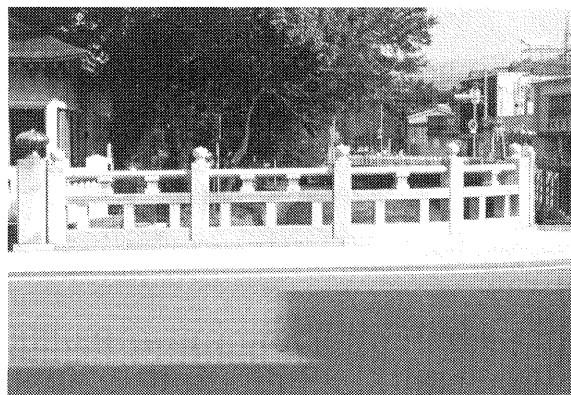


写真-30 石製の高欄



写真-32 タイル系

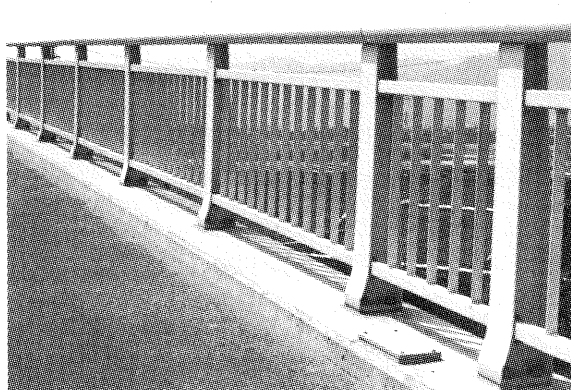


写真-31 鋼製の高欄

b) 石材系

自然のものを使用するため、質感・色彩が経年変化による美的価値を失なうことは、ほとんどない。表面処理も、研磨による仕上げなど、多彩なパターンがあり、長期にわたって風化しにくく、耐久性に優れている(写真-33)。

c) コンクリート系

コンクリート平板は、洗い出し、擬石、着色等、加工されたものであるが、多様なパターンが選べ、快適な歩行感がある(写真-34)。

d) アスファルト系

コンクリート床版上に直接舗設するアスファルト材は、違和感がなく快適な歩行ができるが、色・パターンに制約がある。

e) 樹脂系

床版に直接塗布する樹脂系は、ノンスリップ仕上げとすることができ、滑りにくく、耐久性に優れており、色彩・パターンの選択が自由である。



写真-33 石材系

大谷石・みかげ石を使用することにより、落ち着いた印象を与えている。



写真-34 コンクリート系

石材に擬した色彩により、周辺との調和をはかっている。

### 3.6 植 生

橋梁と周囲の自然環境との調和を考える上で重要な要素として植生(植栽)がある。近年、都市内の連続高架橋等において、下を通る一般道路とサービス道路の境界に緩衝帯として植物を配置したり、オーバブリッジ等の橋梁取付け部の景観の不自然さを無くすために、植物を配置して隠す植栽の例が見られるが、ここでは橋梁建設以前からあった自然と橋梁との調和を図るための植生の保護についてとりあげる。

橋梁構造物のデザインにいくら配慮しても、その橋梁が建設される場所の周囲の環境との調和がとれていなければ、地域景観から浮かび上がった存在となってしまう。特に、最近の高速道路は市街地を離れた横断道の建設が盛んになり、まさに自然の中に橋梁を作る機会が増えている。その施工にあたっては、地形条件からある程度は自然に手が入ることは止むを得ないことであるが、海外、特にヨーロッパの橋梁において、施工方法が容易に推定できないほど、みごとに自然に溶け込んでいる実例が見られるように、できるかぎりの自然保護への配慮が要求されることは言うまでもない。

以下に植生に気を配った例を紹介する。

大規模な橋梁構造物として自然の中に溶け込んでいる例として必ず取り上げられるのがスイスのレマン湖畔にある古城の近くの山腹に建設されている高架橋である(写真-35)。地山のカットを最小限に抑えた基礎構造としているため、切土面を全く目にする事がなく、薄い2枚壁の橋脚下部も緑の樹木に覆われ殆ど目に入らない。わが国の同様な環境における状況と比較して、その結果の違いには考えさせられる点が多い。

国内においても、近年道路公団等において道路の計画時点で自然環境に配慮した橋梁が見られるようになってきた。写真-36の橋梁は自然休養林における水芭蕉群落湿原を通過するにあたり、湿原に構造物を設けるのをさけるために、スパン130mの単径間中央ヒンジラーメン橋を採用し、さらに桁形状、表面の処理および排水管の配置に配慮している。この結果、湿原と森林を抜ける構造物は周囲の景観と調和している。

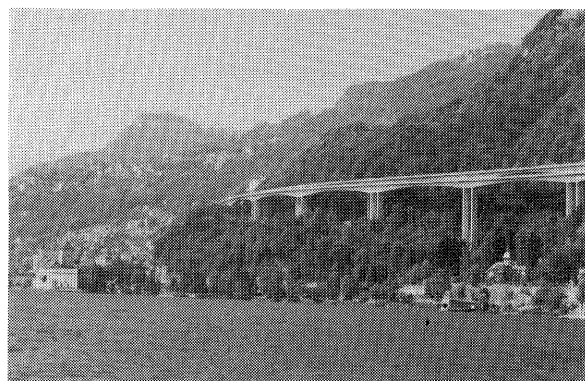


写真-35 自然に溶け込んだ高架橋

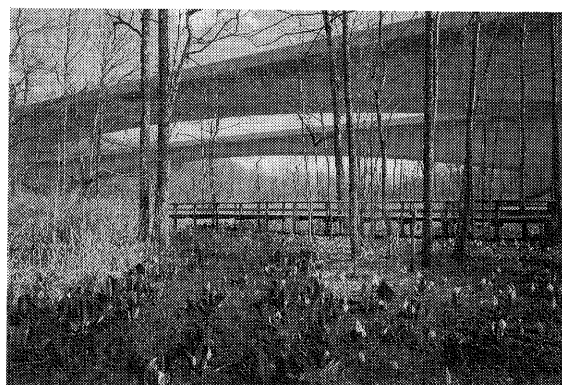


写真-36 湿原を通過する橋梁

## 第4章 PC橋と景観（スライド）

わが国で、プレストレスト・コンクリートが橋梁に採用されるようになってやがて、40年になります。

わが国の発展に伴い近年、橋の景観に対する関心が高まり従来の機能優先から周辺環境との調和が重要視される時代へと変わってきました。従って景観設計を配慮することが強く求められています。

これから、ご紹介しますスライドは周辺の環境と調和していると思われる橋の事例を山から海へと川の流れにしたがって架橋環境に分けて集めてみました。

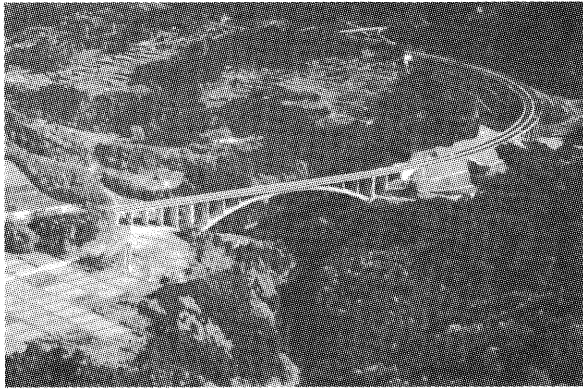


山間部には、深い溪谷を跨ぐ橋、起伏の大きい山並をすり抜ける橋など様々な地形条件に合わせた橋があります。

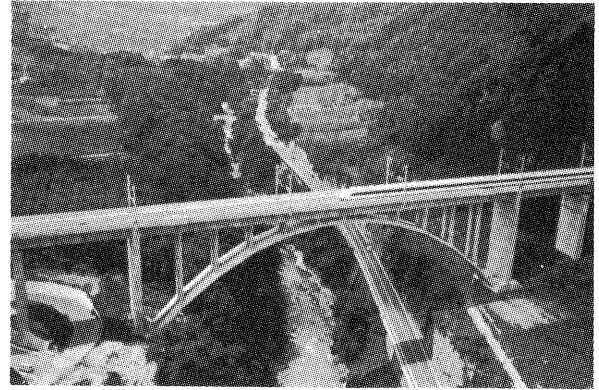
しかし、それは道路構造物としての機能だけでなく、四季折々に変化する自然の美しさと調和して、地域住民の日常生活のなかにやすらぎや豊かさ感を提供し続けなければなりません。



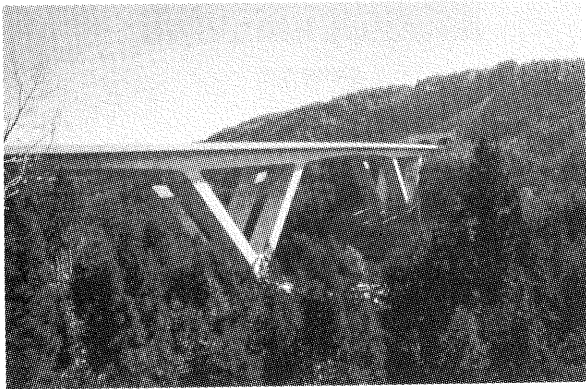




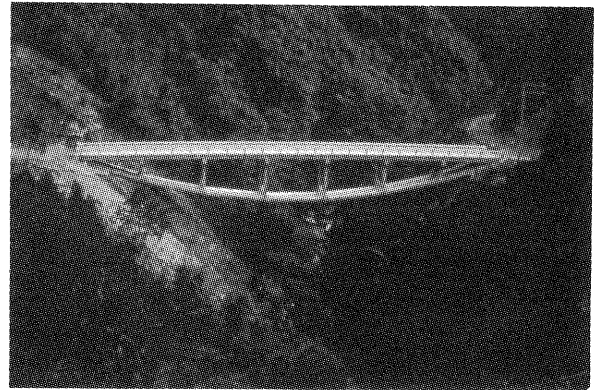
う さ が わ  
宇佐川橋



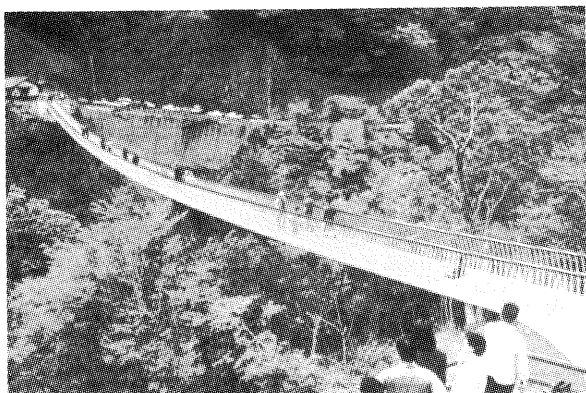
あ か や か わ  
赤谷川橋りょう



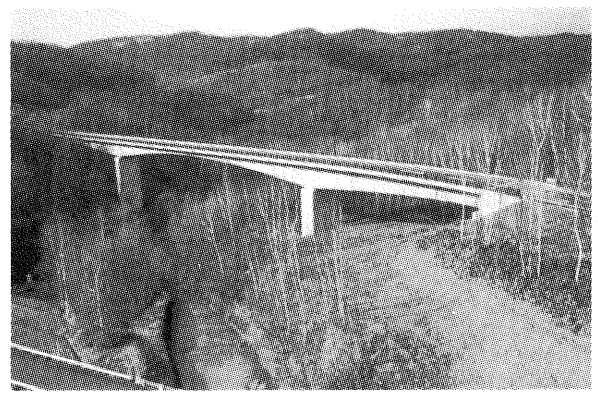
じゅうおしかわ  
十王川橋



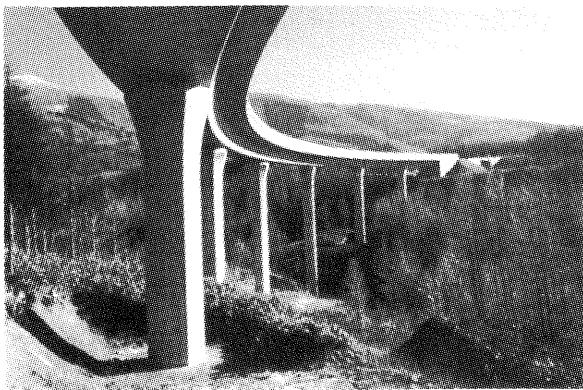
はやしののね  
速日峰橋



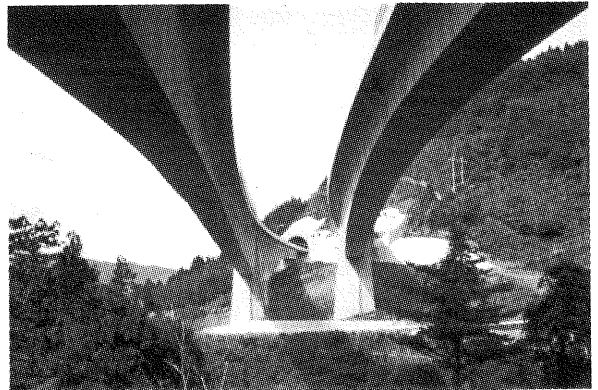
う め の き とろきこうえん  
梅の木轟公園吊橋



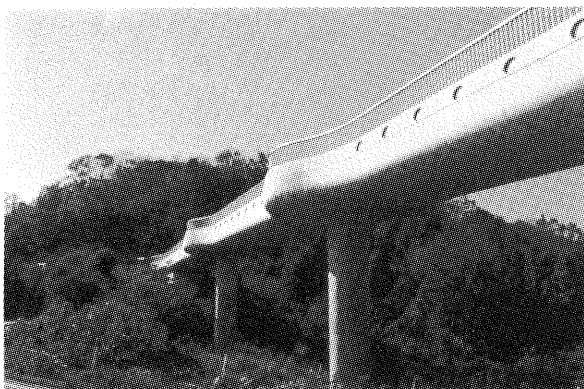
みなみおか  
南丘大橋



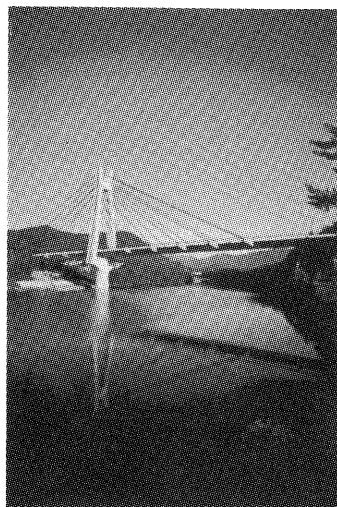
よこむき  
横向1号橋



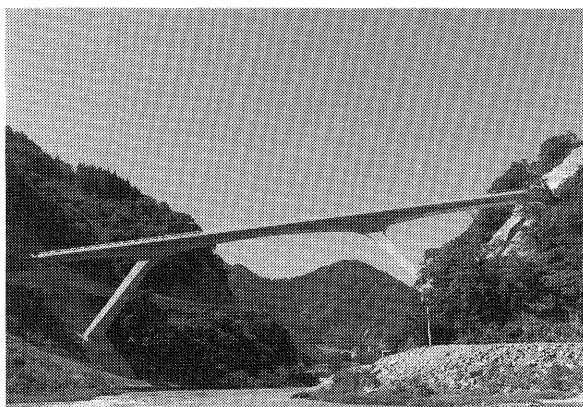
はちまんたい  
八幡平橋



とこみ  
都公御橋



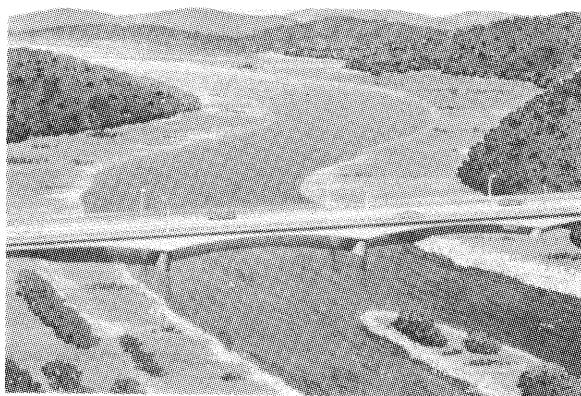
しんあやべ  
新綾部大橋



そやま  
祖山橋

# 野

山間部を抜け、野に視点を移すと、そこには地形の変化に逆らうことなく架けられた優雅な曲線美を描く高架橋と、力強さを合わせ持った高架橋とが出現します。

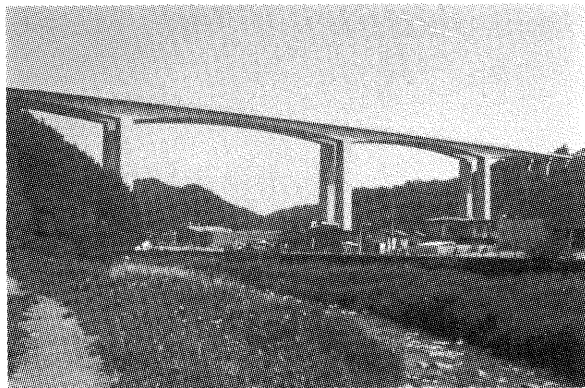


ふくまがわ  
福万川橋

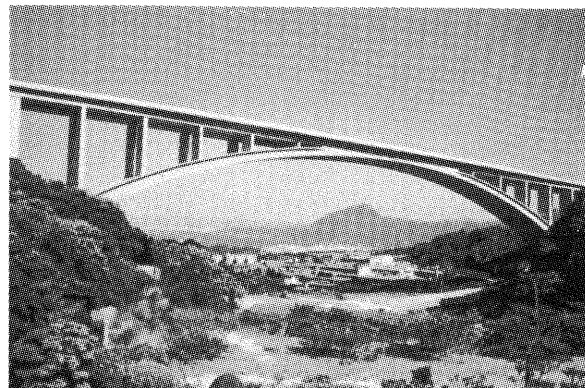


かづさ  
加津佐 4 号橋





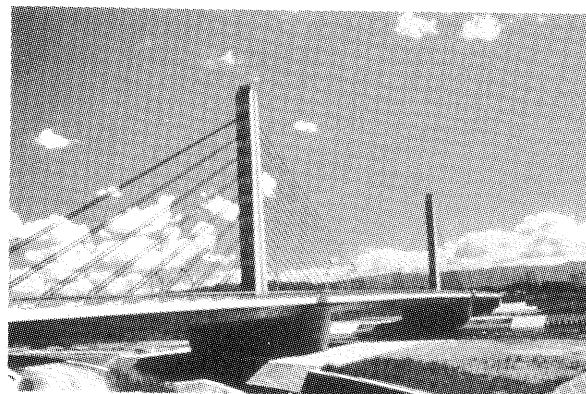
やはたがわ  
八幡川橋



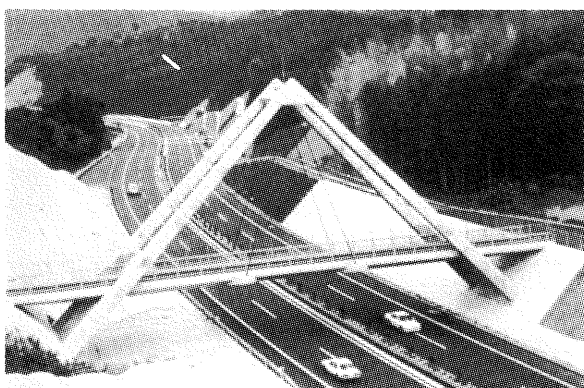
べつふみょうほん  
別府明攀橋



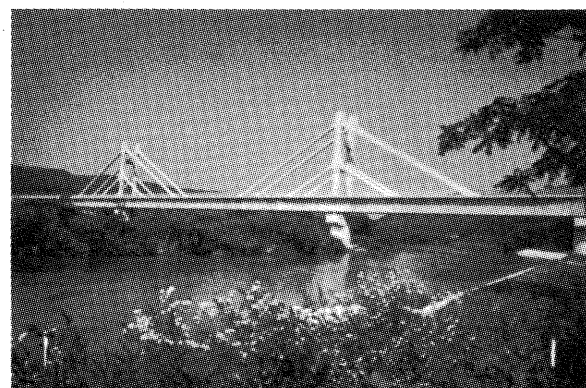
とうめいあしから  
東名足柄橋



ツインハープ橋



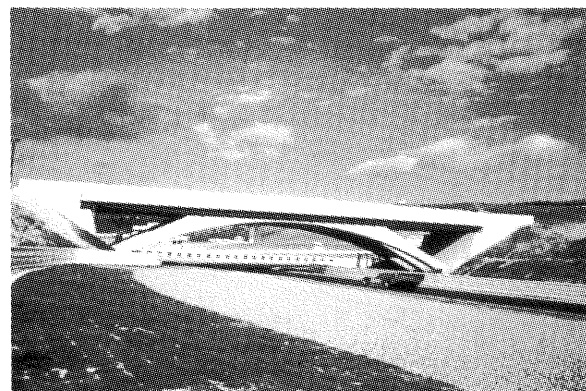
ひねの  
日野根跨道橋



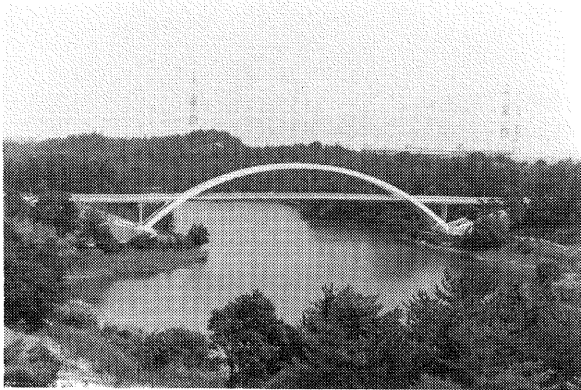
おもとがわ  
小本川橋りょう



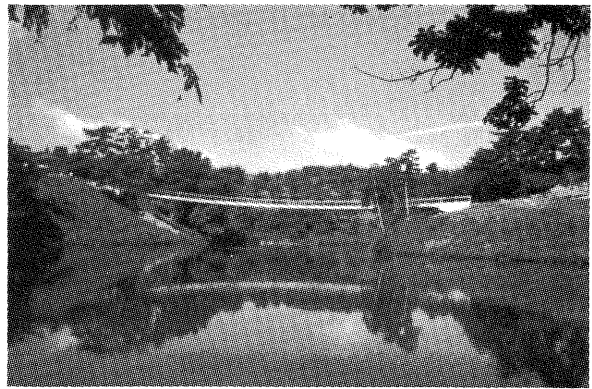
しおろがわ  
汐見川橋りょう



つえ  
津江スピードウェイ



こうみょういけ  
光明池大橋



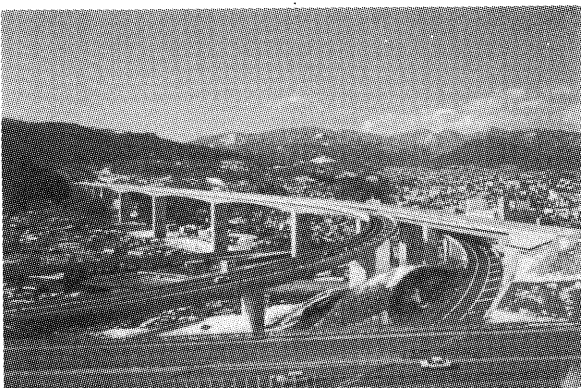
からすやまじょう  
烏山城カントリークラブ歩道橋橋



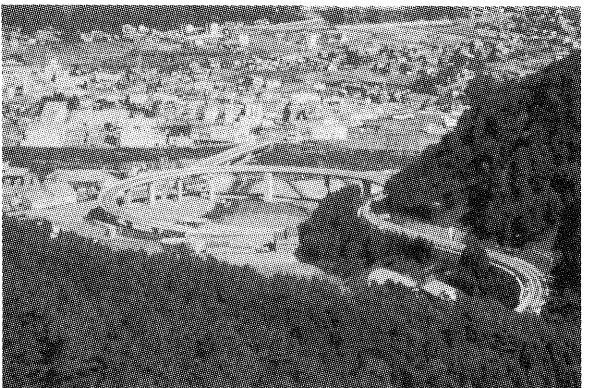
はらだ  
原田跨道橋



ふれあい橋



おかや  
岡谷高架橋

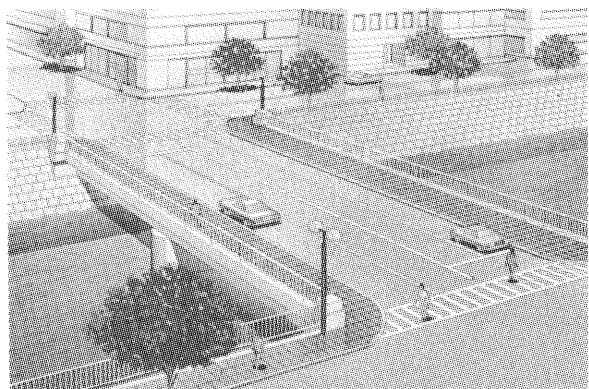


しらとり  
白鳥ループ橋

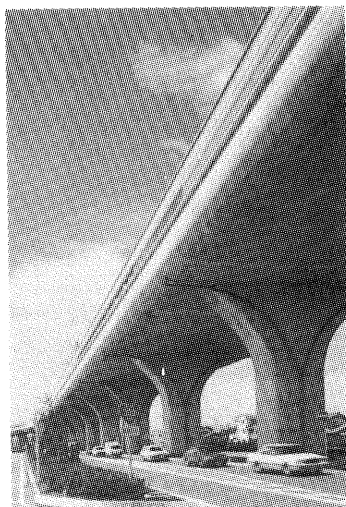
# 街

都市の中にも様々な場所に橋が存在します。

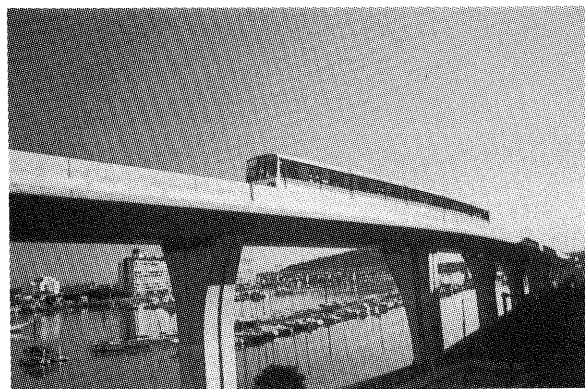
高速道路の橋、川を渡る橋、歩道橋、公園の橋などがあり、いずれも多くの人々が日常目につく所にあり、生活の中に存在する橋といえます。計画にあたっては目障りにならずに他の構造物の林立する風景に溶け込むように細かいところまでの配慮が必要です。



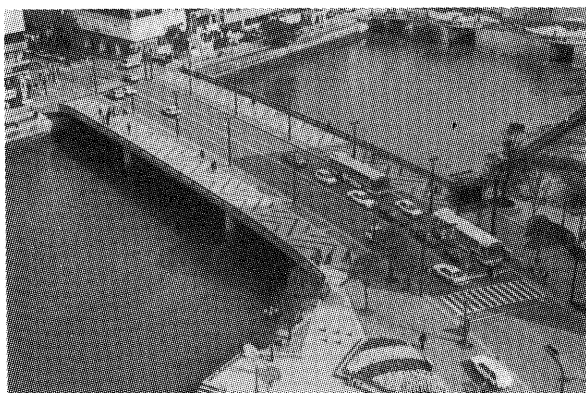




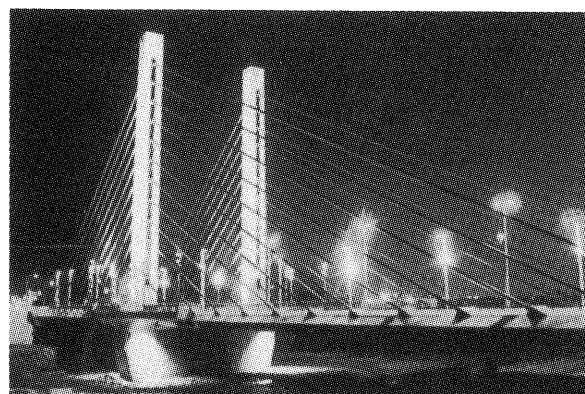
ひがしめいはん  
東名阪高架橋



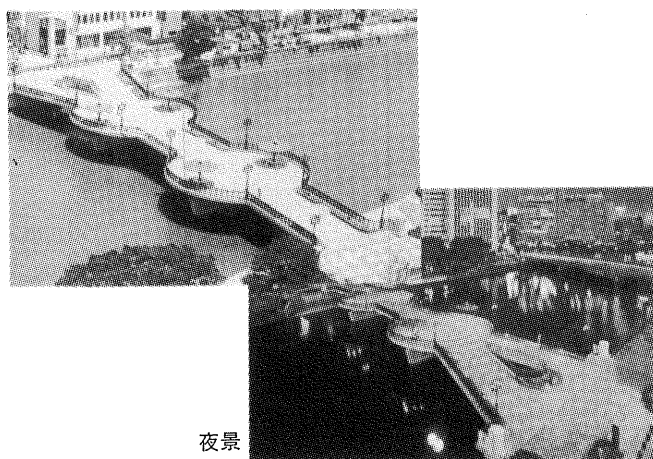
よこはましんとうつう  
横浜市新交通システム



にし  
西大橋

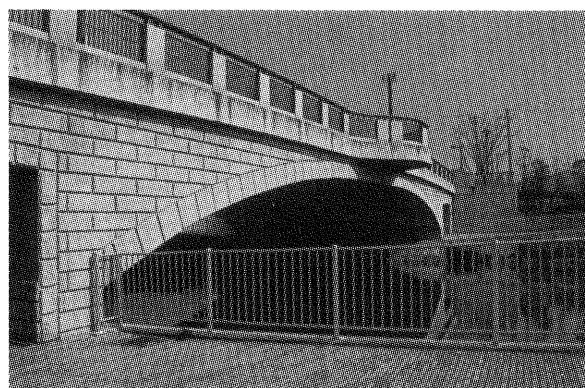


ミュンヘン大橋

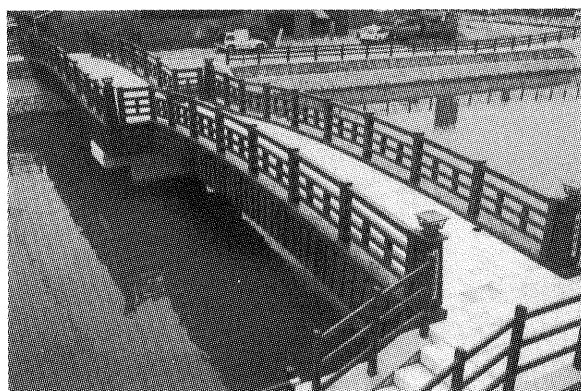


夜景

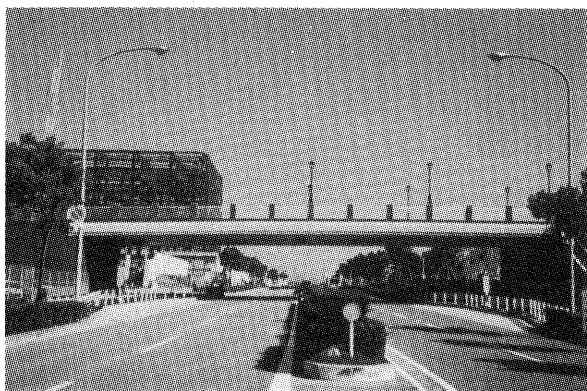
ふくはく  
福博であい橋



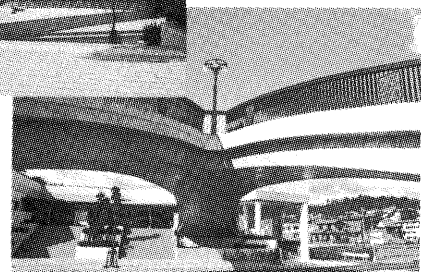
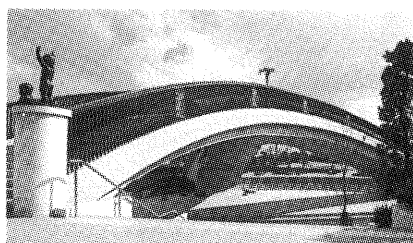
さんざ えもんほり  
三左衛門堀橋



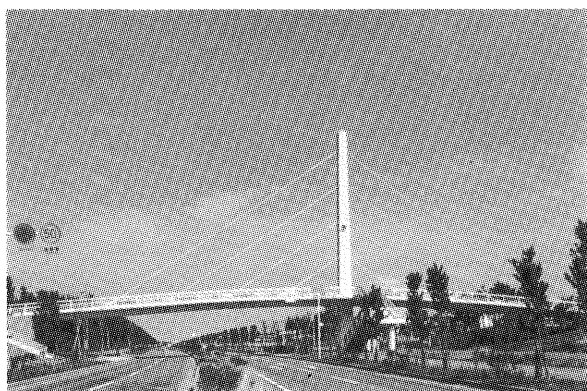
たかはし  
高橋側道橋



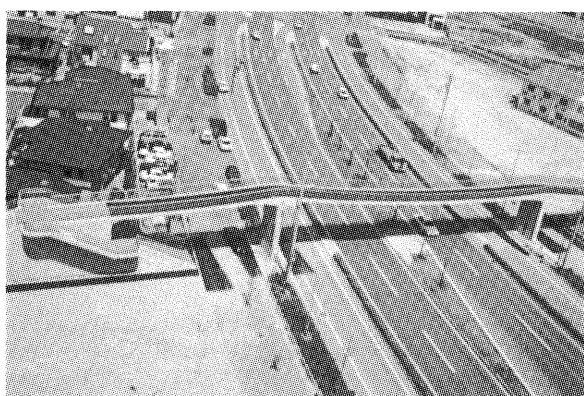
せいしんちゅうおうこうえん  
西神中央公園橋



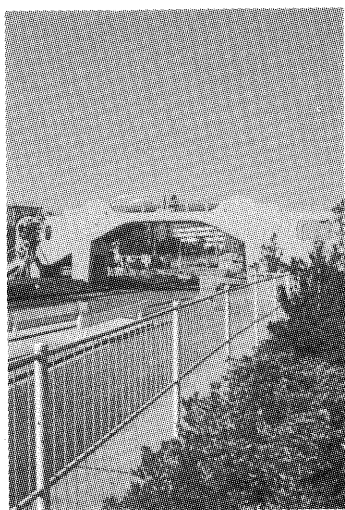
ふれあい橋



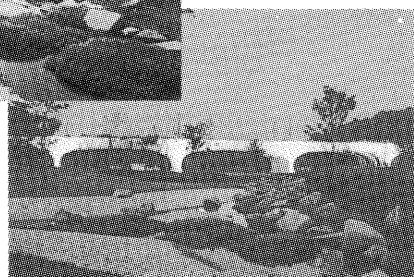
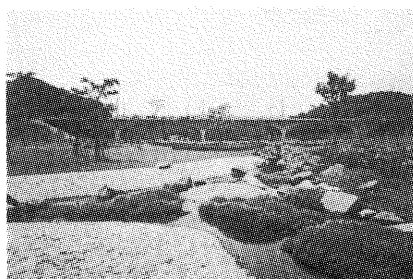
なみき  
並木大橋



うたづ  
宇多津横断歩道橋

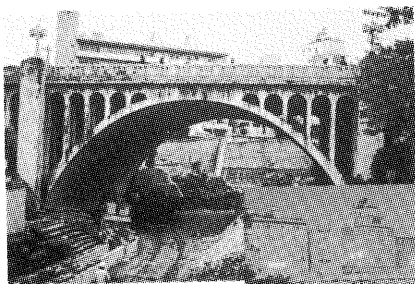


はなはな橋



夜景

ひろば  
広場の橋



補修前



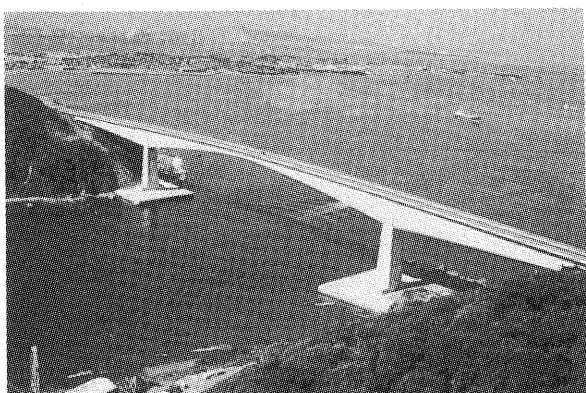
補修後

おとなし  
音無橋

# 海

海に架かる橋には、海峡、湾、入江を跨ぐ橋、島と島を結ぶ橋、海岸線に沿った橋、河口に架かる橋等があります。

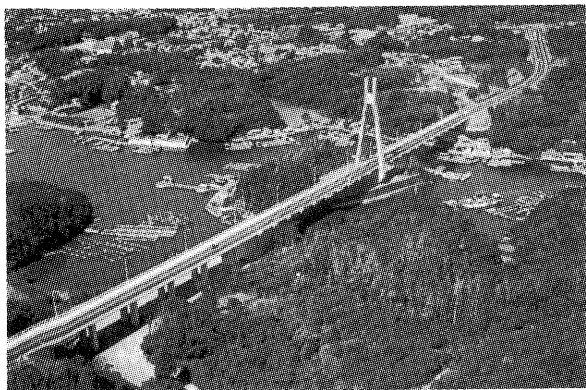
いずれの場合でも、海と空という大自然が背景になるので、単に「渡るための橋」の認識を越えて、橋が景観の一部を構成するようにデザインされています。



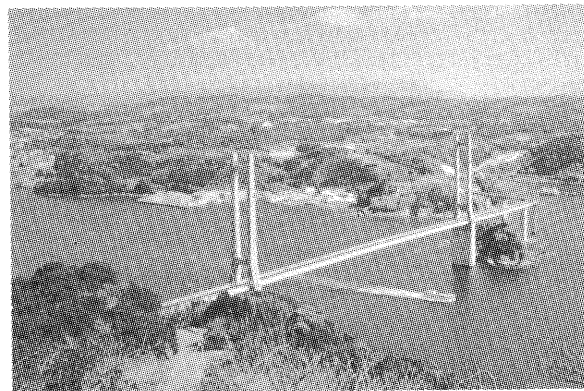
ひとしま  
彦島大橋



ほかわず  
外津橋

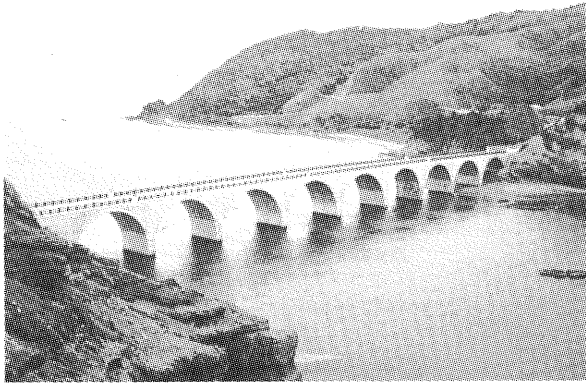


しままるやま  
志摩丸山橋



よぶと  
呼子大橋





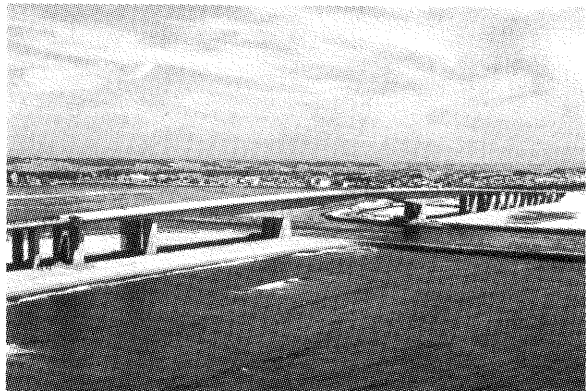
おしき  
鰐2号橋



おやしらす かいかん  
親不知海岸高架橋



あつかがわ  
安家川橋りょう



はまな  
浜名大橋



ばんのす  
番ノ州高架橋



よしま  
与島高架橋



「造形の自由さ」「重量感を生かしたダイナミックさ」をいかんなく発揮するプレストレスト・コンクリート橋は、これから最も期待される構造物です。

後世に残る文化遺産とするために、プレストレスト・コンクリート建設業協会は、これからもたゆまず技術研讃を進めてまいります。

本文が今後、魅力ある橋造りの一助になれば幸いです。

## 参 考 文 献

- 1) F. Leonhardt : Brucken/Bridges, Aesthetics and Design, Deutsche Verlags -Anstalt, 1982
- 2) (社) 日本道路協会：橋の美 道路橋景観便覧, 1977. 7
- 3) (社) 日本道路協会：橋の美Ⅱ 道路橋景観便覧, 1981. 6
- 4) (社) 日本道路協会：橋の美Ⅲ 橋梁デザインノート, 1992. 5
- 5) (社) 土木学会：美しい橋のデザインマニュアル, 1982. 6
- 6) 土木学会編：街路の景観設計, 1992. 3
- 7) (財) 海洋架橋調査会：橋と景観 ヨーロッパ編Ⅰ, 1989. 12
- 8) (財) 海洋架橋調査会：橋と景観 ヨーロッパ編Ⅱ, 1991. 12
- 9) (財) 海洋架橋調査会：橋と景観 北アメリカ編, 1990. 12
- 10) 日本道路公団：高速道路の橋
- 11) (財) 高速道路調査会：高速道路の景観, 1986 年
- 12) (財) 道路環境研究所：道路景観整備マニュアル(案), 1990. 3
- 13) 道路景観研究会：道路景観整備マニュアル(案), 1990. 3
- 14) (財) ダム水源地環境整備センター：欧州ダム湖 環境デザイン調査団報告書
- 15) 山本：橋梁美学, 1980. 11
- 16) 中村, 小柳, 篠原, 田村, 樋口：土木工学大系 景観論, 1977. 4
- 17) 伊藤：東京の橋, 1986. 12
- 18) 樋口：景観の構造, 1988. 8
- 19) 篠原：新体系土木工学 土木景観計画, 1990. 3
- 20) 向田：世界橋物語 A Tale of Bridges Around the World, 1992. 3
- 21) 杉山：コンクリート橋の魅力, プレストレストコンクリート技術協会技術講習会, 1992. 2
- 22) 高津, 長谷川：排水施設の景観, 橋梁と基礎, 1986. 8
- 23) 中島：山岳部における道路構造物の例, コンクリート工学, 1986. 7
- 24) 原：景観を考慮した最近の都市内PC橋, プレストレストコンクリート, 1986. 2
- 25) (社) プレストレストコンクリート建設業協会：橋の景観に対する調査・研究, 1989. 11

|   |                     |
|---|---------------------|
| { | 文責者：則 久 芳 行・住友建設㈱   |
|   | 佐 藤 幸 一・㈱ピー・エス      |
|   | 長 門 均・オリエンタル建設㈱     |
|   | 加 藤 治 雄・日本鋼弦コンクリート㈱ |
|   | 佐々木 和 道・住友建設㈱       |
|   | 宇 都 宮 辰 也・常磐興産㈱     |



# 資 料



## — 資 料 —

### プレストレストコンクリート技術講習会年次テーマ

(第1回) プレストレストコンクリート構造物の設計法と現況

昭和46年11月

(第2回) プレストレストコンクリート橋の設計・施工上の最近の諸問題<sup>※</sup>

昭和48年10月

(第3回) プレストレストコンクリート構造物の設計実技

昭和49年11月

(第4回) 最近の P C の動向について<sup>※</sup>

昭和50年11月

(第5回) プレストレストコンクリート構造技術最近の話題<sup>※</sup>

昭和52年1月

(第6回) プレストレストコンクリート構造物設計・施工の基本

昭和53年1月

(第7回) プレストレストコンクリート世界の動向と新道路橋示方書による  
設計計算例<sup>※</sup>

昭和54年1月

(第8回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工

昭和55年1月

(第9回) P C による構造物の補強と P C 構造物の設計・施工

昭和56年1月

(第10回) プレストレストコンクリート技術の現況<sup>※</sup>

昭和57年1月

(第11回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工の現状

昭和58年1月

(第12回) P C 構 造 物 最 近 の 設 計 例 と 未 来 像 \*

昭和59年 1 月

(第13回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工と最近の話題 \*

昭和60年 1 月

(第14回) 最近のプレストレストコンクリート構造物と30年の歩み

昭和61年 1 月

(第15回) 21 世 紀 に 向 け て の P C 技 術

昭和62年 2 月

(第16回) 新 し い P C 技 術 と そ の 展 望 \*

昭和63年 2 月

(第17回) 新 し い 分 野 で の P C の 活 用

平成元年 2 月

(第18回) 最 近 の P C 技 術 の 動 向 と 話 題 \*

平成 2 年 1 月

(第19回) 新 た な 展 開 を 示 す P C 構 造 \*

平成 3 年 2 月

(第20回) P C 技 術 の 役 割 と 発 展 \*

平成 4 年 2 月

(第21回) P C 構造物の供用性と耐久性の向上 \*

平成 5 年 2 月

※印はテキスト在庫あり

---

平成 5 年 1 月 30 日 印 刷  
平成 5 年 2 月 2 日 発 行

**PC 構造物の供用性と耐久性の向上**

頒価 5,000 円  
(〒 500 円)

発 行 者 筒 井 武 徳 東京都新宿区津久戸町 4 番 6 号  
印 刷 者 井 上 一 次 東京都文京区本郷 1-22-6  
印 刷 所 株式会社 東京プリント 同 上

発 行 所 〆 プレストレストコンクリート技術協会

TEL. 東京 (03) 3260-2521 振替口座 東京 7-62774 番  
FAX. 東京 (03) 3235-3370

〒 162  
東京都新宿区津久戸町 4 番 6 号  
第三都ビル

---

