

松山市総合コミュニティセンター新築工事

—プラザ屋根のプレキャスト格子梁の設計と施工—

世 良 耕 作*
藤 井 忠 義**

1. プロジェクトの概要

1.1 全 貌

本プロジェクトは、昭和 57 年松山市が行ったコンペで、日本設計事務所・佐藤武夫設計事務所が設計 JV として受託したもので、昭和 62 年 3 月の完成まで実に 5 年を要したプロジェクトである。総工事費百億円以上を投じた、市民のための施設としては、地方都市では最大級のものであろう。工事は三つのフェーズに分けられ、日本設計事務所がプロジェクト全体のまとめと第Ⅱ期工事（文化ホール、図書館、研修会館、こども館等）および第Ⅲ期工事（企画・展示ホール）の設計監理を担当し、佐藤武夫事務所が第Ⅰ期工事（体育館）の設計監理を行った。図-1 にコミュニティセンターの全体概要図、写真-1 に完成した全容を示す。

本プロジェクトの構造的な特徴は、第Ⅰ期工事から第Ⅲ期工事にわたって、プレストレストコンクリート構造（以下 PC 構造と呼称）を採用していることである。すなわち、第Ⅰ期工事では重層で大スパンの体育館であることから、場所打ち一体式の PC 構造を採用している。

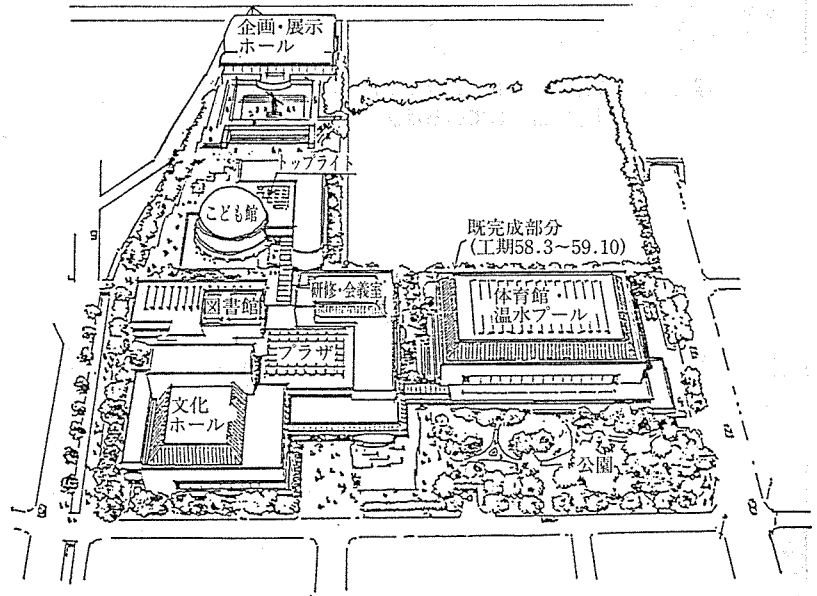
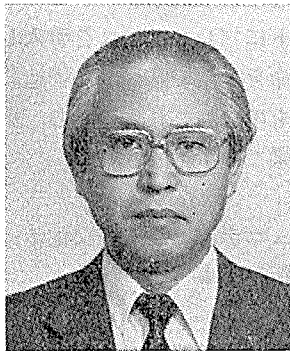


図-1 全体概要図

この工事では実に 130 トン以上の PC 鋼材を使用している（本誌 Vol. 28, No. 1, Jan. 1986 年にて報告している）。第Ⅱ期工事では、プラザ広場の格子梁屋根とこども館のスペースシアターのドーム屋根にプレキャスト組立式の PC 構造、同じくこども館のトップライト屋根では場所打ち一体式の PC 構造の格子梁を採用している。トップライト用の開口は GRC の型枠によってい



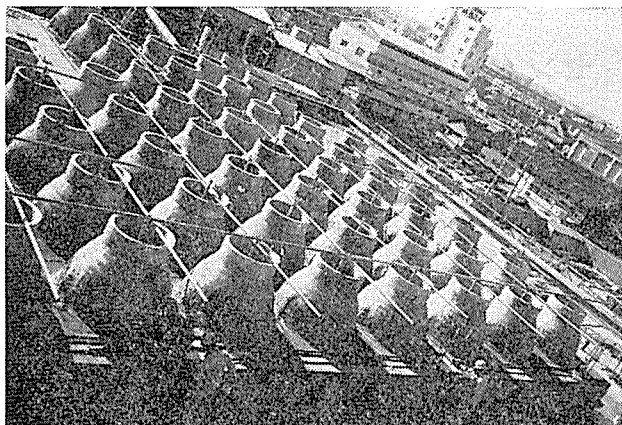
* Kosaku SERA
（株）日本設計事務所取締役
設計本部副本部長
構造設計部長



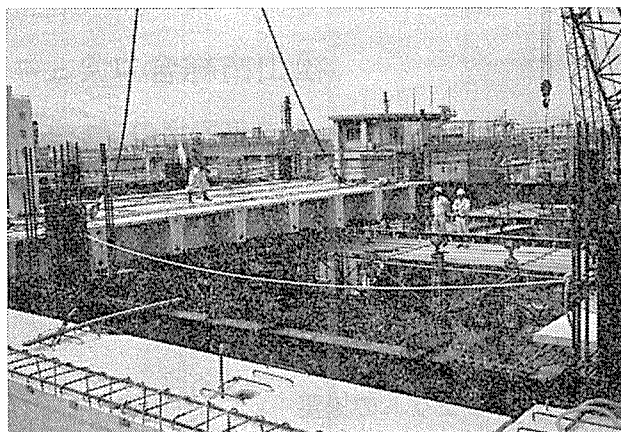
** Tadayoshi FUJII
清水建設（株）技術研究所
主任研究員



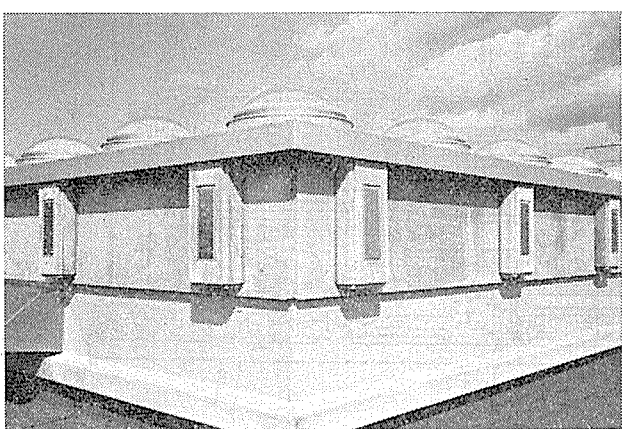
写真-1 松山市総合コミュニティセンターの全容



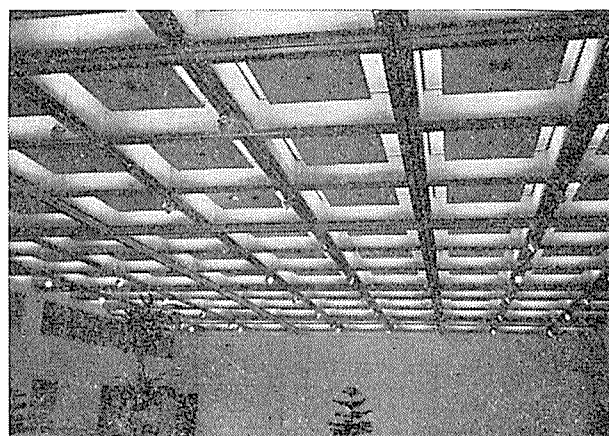
写真—2 こども館のトップライト用 GRC 型枠を布設している状況



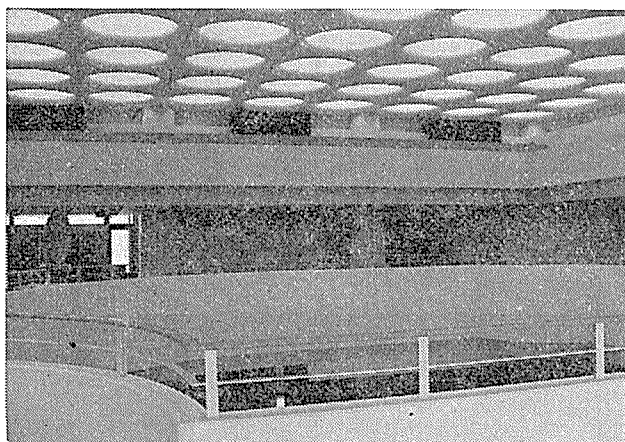
写真—5 第 III 期工事の 1 次緊張されたプレキャスト部材格子梁の架設状況



写真—3 こども館トップライトの完成状況（外観）



写真—6 第 III 期工事のプレキャスト格子梁の完成状況



写真—4 こども館トップライトの完成状況（内観）

る。写真—2 に GRC の布設した状況、写真—3、4 に完成した状況を示す。さらに第 III 期工事では工期の短縮を狙って、プレストレスを導入したハーフスラブ付きのプレキャストの PC 格子梁と SRC 造の組合せによって、2 層にわたって大空間の展示場を造った。この工事では、プレキャスト部材の製作から建物が完成するまで 3 回にわたって緊張工事を行っている。この工事の詳細

は別の機会にゆずるが、概略が把握できる写真を次に示す。写真—5 は 1 次緊張されたプレキャスト部材を架設している状況である。その 1 ピースは幅 2 m、長さ 18 m、重量が約 30 トンとなっている。写真—6 に完成した状況を示す。このほかにもプラザ広場の階段踊場では、片持ちの出が長いことからたわみ防止のためにアンボンド工法も採用している。このように本プロジェクトではかなり自由にコンクリートにプレストレスを導入して、コンクリート構造物に生命を与えて意欲的に構造設計を行った。ここに報告するものは、これらのうち、第 II 期工事のプラザ屋根の格子梁である。

1.2 第 II 工事の建物概要

工事名称：松山市総合コミュニティセンター文化ホール
こども館ほか新築工事

発注者：松山市

建設地：松山市千舟町 7 丁目 4 番地ほか

用途：研修、文化ホール、図書館、こども館

敷地面積：15 996.48 m²

建築面積：9 575.87 m²

延床面積：23 320.47 m²

主要構造：RC造，SRC造，S造，プレストレストコンクリート構造

設計監理：日本設計・佐藤武夫設計 JV

施工：清水・大成・フジタ・間 JV

PC工事：黒沢建設

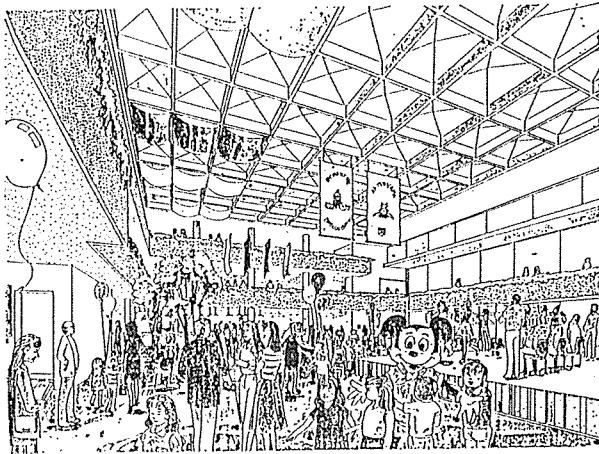
工事費：約 80 億円

工期：昭和 59 年 10 月～昭和 61 年 12 月

2. 構造設計

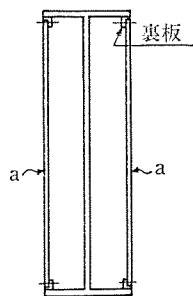
2.1 構造計画の過程

この格子梁は、概要図に示すように、文化ホール、図書館、研修会館の3棟に囲まれた32m×32m、約1000m²のプラザ広場を覆うアトリウムのガラス屋根を支える骨組である。この骨組が即屋根のデザインとなった例である。この項は構造計画となっているが、構造が特殊であることから施工計画にも触れたい。



図—2 プラザ屋根のパース

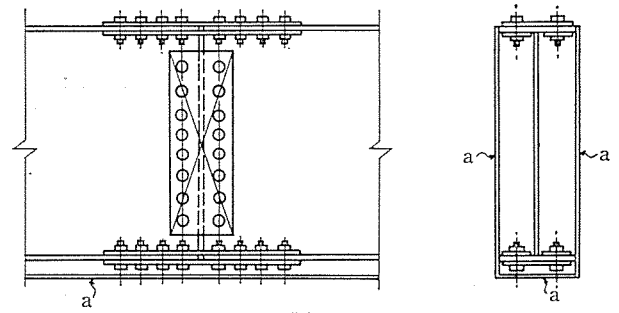
コンペで提案したプラザ屋根のパースは図—2で見るごとく、非常に軽快でスレンダーな格子梁で描かれていた。近年流行しているアトリウム建築を意識した力作であった。その美しさをそのまま実現させたいと心は弾んだ。幸いプラザが建物の外部であることから、建物内に取り込まれたアトリウムと比べると、支持条件を除いて、構造計画的には自由度が大きい。



a：E3.2～4.5の薄板
薄板はビス止めか溶接

図—3 H形断面を矩形にする場合の詳細図

計画当初は大スパンということで、材質的には、何のためらいもなく鉄骨を選択した。まず、H形断面で格子の



a：E3.2～4.5の薄板
薄板aを止めるために下地材が増えることが予想される。

図—4 H形断面を矩形にする場合の接合部の詳細

骨組を造り、次いで、その断面の両側に図—3のごとく薄い鋼板を貼り付けて矩形断面にすることを考えた。しかし、問題は接合部で生じた。すなわち、接合部でスプライスプレートとハイテンションボルトが突出し、それを隠そうとすると、図—4のごとくフランジ下端に全面的に薄板を貼り付けなければならなくなり不合理が生じてきた。それを避ける方法として現場溶接が考えられるが、格子梁であることから接合部の箇所数が多く、溶接によるひずみや、残留応力等で難問を抱えることになる。自重が軽いという魅力とエッジのシャープさがあって捨て難く、十分時間をかけて検討を行えばできたかもしれないが、結局、鉄骨造は諦めることにした。次に考えられるのがコンクリート系である。一般的にはコンクリート系構造物は自重が重く強度比が小さいので大スパンには不向きであるが、自重さえ軽減できればコンクリート系の方がパースのイメージとよく合う。しかし、現場打ち一体式のPC構造や、SRC構造では断面を小さくすることは難しい。そこでプレキャスト化が浮上してきた。幸い今回のアトリウム屋根はガラスのみで積載荷重が小さく、プレキャストの組立式PC構造にすれば断面がかなり小さくできることがスタディをしていく段階でわかってきた。残る問題はプレキャストコンクリート(以下PCaと呼称する)部材相互の接合方法である。しかし、これはPC構造が最も得意としている圧着工法を採用すれば容易に解決することができる。圧着工法のメリットは、接合部で細い目地が見えるのみで、納りが綺麗になることである。鉄骨造のようにスプライスプレートやボルトのような突出物がないので非常にシンプルとなり、パースとの整合性が実に良くなる。このことからプレキャストによる組立式PC構造の格子梁を採用することにした。

2.2 格子梁の構造計画と施工計画

格子梁のグリッドは建物本体のモジュール寸法に合せて3.2mとしているが、格子梁周辺の現場打ちPCの梁幅と格子の割付の関係から、XY両方向ともに図—5

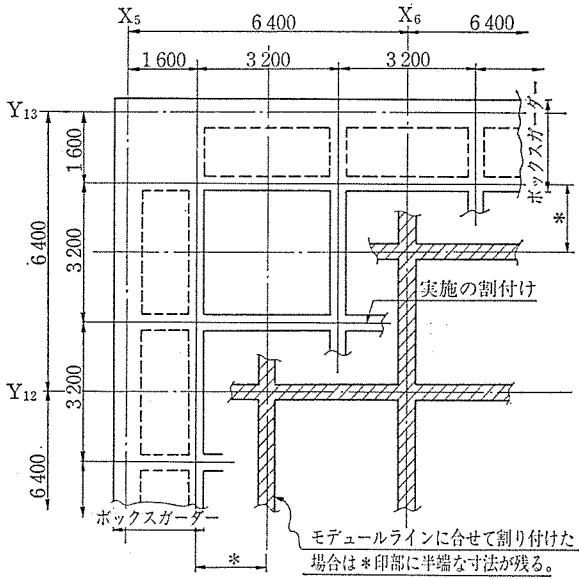


図-5 ボックスガードの幅と格子梁グリッド割の関係図

のように通りを 1.6 m ずらしている。格子梁を支える四周の梁については、振れ剛性のあるものに対して、ないものつまりピン状態のものは、格子梁中央部でのたわみが約 3 倍になることや、支点で集中荷重が生じること等に対応するために、その周辺の梁幅を十分確保して振れ剛性を高めている。

次に PCa 部材の 1 ピースの大きさは、経済性を前提として、製作、運搬、架設および接合部の箇所数等を考慮して決めることになるが、運搬、架設等からは 1 ピースを小さくして重量を軽くした方がよい。また、接合部の箇所数からは 1 ピースの大きさを大きくした方が接合箇所が減る。前者を優先すれば後者が増え、後者を優先すれば前者が重くなり、両者を十分満足する一般解は得難いが、より経済性を考慮して前者を優先的に考えることにした。その結果、PCa 部材の 1 ピースは 10 トン程度が適当であることがわかり、その重量から 1 ピースの大きさ、形状を決めた。その形状寸法を 図-6 に示す。基本形はキ字形であり、ピースの数は対称形、非対称形のキ字形がそれぞれ 16 ピース、1 字形が 16 ピースで合計 48 ピースとなっている。この 48 ピースを 図-7

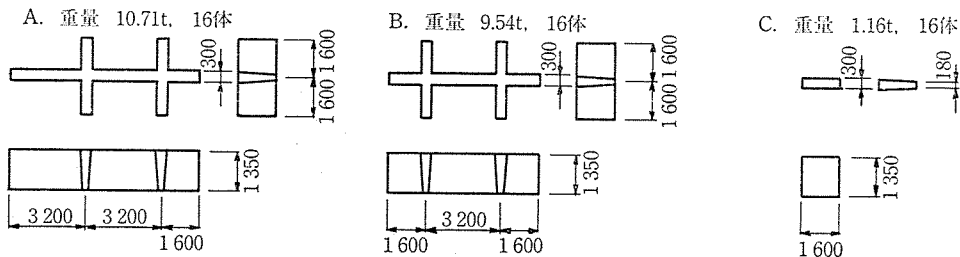


図-6 PCa 部材の形状

に示すような四周の現場打ちコンクリートのボックスガードで固めて格子梁を構成している。

次に施工計画について述べる。写真-7 のようにトレーラトラックで現場に搬入された PCa 部材は、プラザ広場全体にわたって所定の高さまで構台を組み、その上に格子のグリッドに合わせて敷かれた H 形鋼の上に載せていく。非対称形のキ字形を両サイドに、その中間に対称形

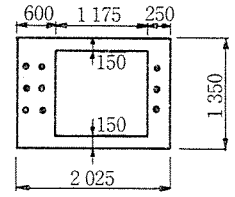


図-7 現場打ち RC のボックスガード

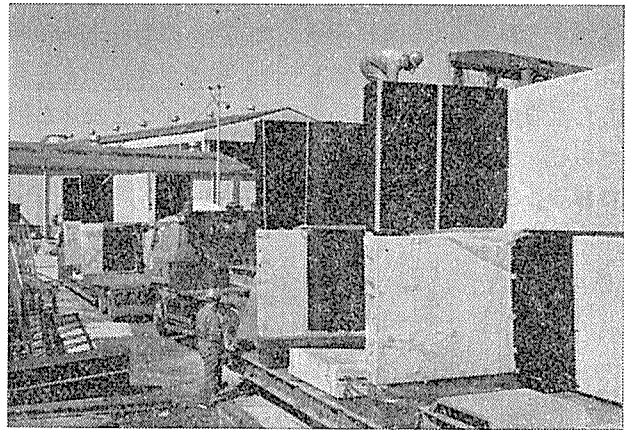


写真-7 キ字形プレキャスト部材がトレーラトラックで工場から出荷される状況

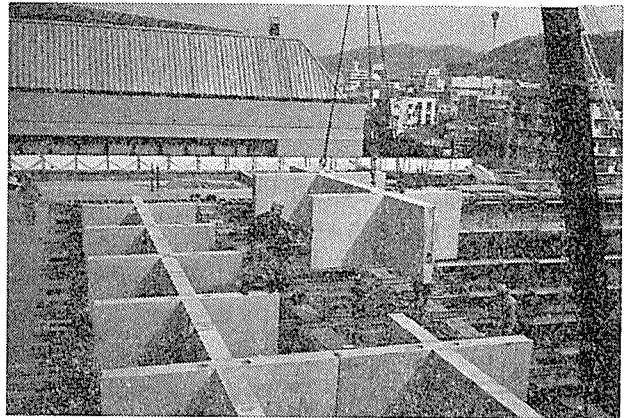
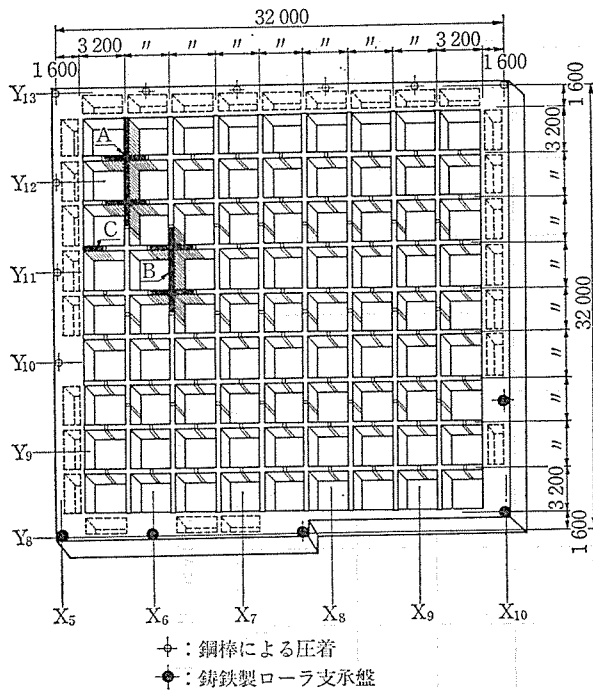


写真-8 キ字形プレキャスト部材を架設している状況



図—8 PCa 割付図

のキ字形を直列に並べていく。写真—8 にその状況を示す。この繰返してキ字形 PCa 部材を全部敷き並べた後、これと直交方向の両サイドに 1 字形を並べてすべてのピースのセットが完了する。次に四周の現場打ちボックスガーダーの配筋、配線をする。PCa 部材にすべてストランドのセットをし、格子梁節点に設けられているジャッキでレベルを合せて周辺ボックスガーダーのコンクリートを打設する。図—8 に各ピースの割付を示す。現場打ちコンクリートが所定の強度に達したところで各梁にプレストレスを導入する。その後、格子梁各節点のジャッキダウンを行うが、この順序は中央部から周辺に向かって行い、最後に四周の仮支柱を外すことにした。

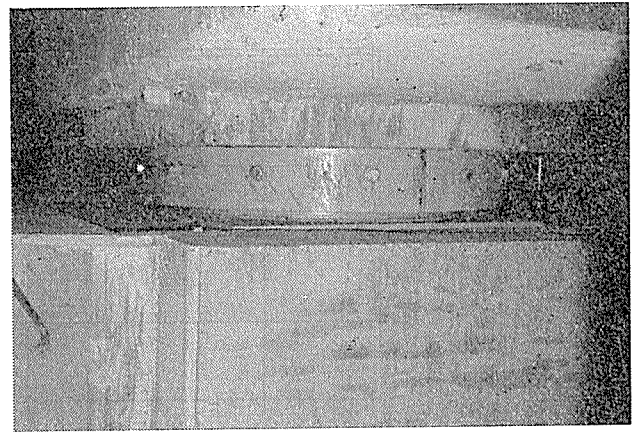
格子屋根を支える支持点は 図—8 で白丸印と黒丸印で示した箇所である。その数は白丸印の鋼棒による圧着が 9 箇所、ローラ支承盤が 5 箇所の合計 14 箇所となっており、鋼棒の圧着接合のうち、 X_5 , Y_{13} はシース内にモルタルグラウトを行って移動を止め、その他は鋼棒のシース内にはグリスを充填している。なお、ローラ支承は鋳鉄製で、面内に対してはある限度までは水平移動回転を許しているが、上揚力に対しては動きを止めている。写真—9 にローラのセット状況、写真—10 に鋼棒用の鋼管シースのセット状況を示す。

2.3 使用材料

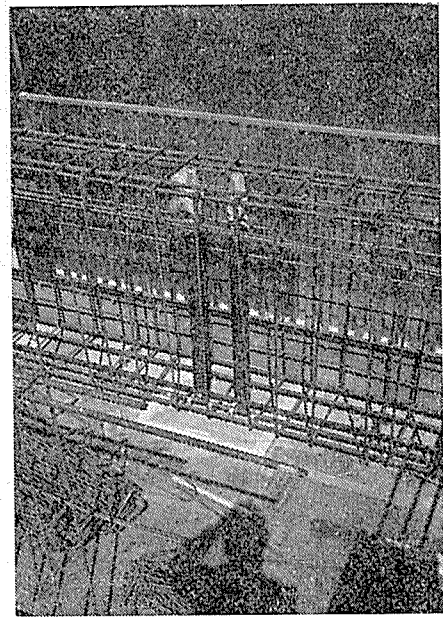
次に本格子梁に使用したコンクリート、PC 鋼材について示す。

1) コンクリート

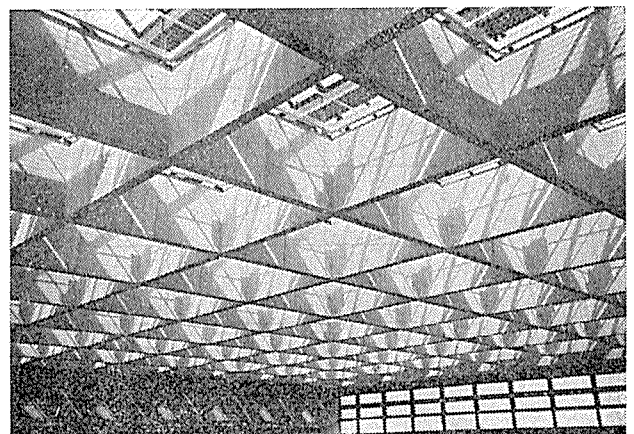
コンクリートの設計基準強度 $F_{28}=350 \text{ kg/cm}^2$



写真—9 格子梁を受ける鋳鉄製ローラ支承盤



写真—10 鋼棒用のシース管をセットしている状況



写真—11 プレキャスト PC 構造の格子梁完成状況

プレストレス導入時圧縮強度 $F_{28}'=300 \text{ kg/cm}^2$

許容圧縮強度 導入時 $f_c'=0.45 F_{28}=157.5 \text{ kg/cm}^2$

設計時 $f_c=1/3 \cdot F_{28}=116.7 \text{ kg/cm}^2$

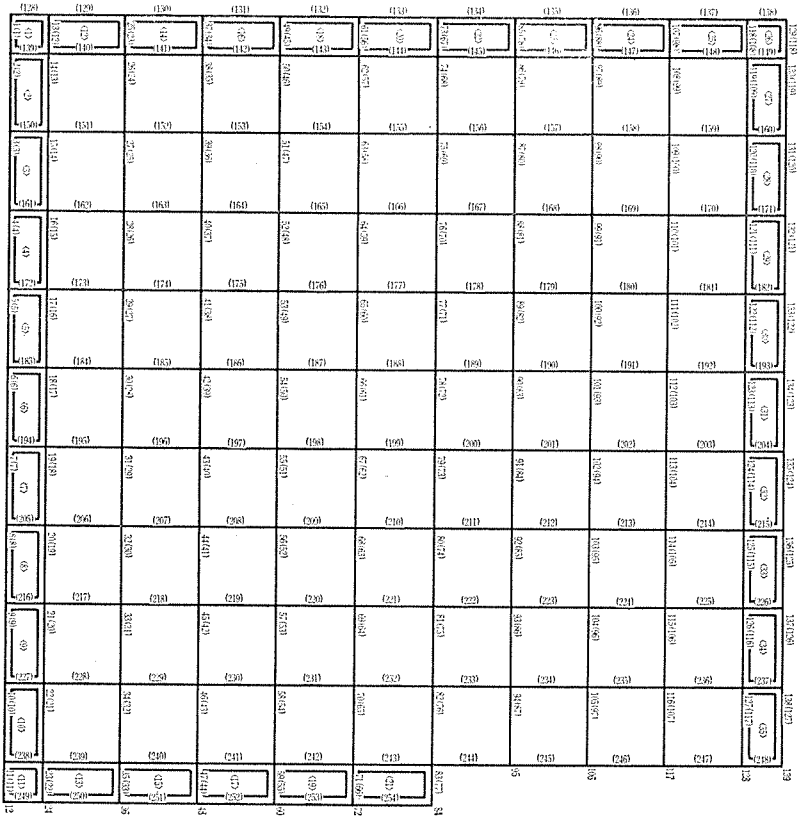


図-10 SAP-4 の解析モデル <梁要素と板要素>

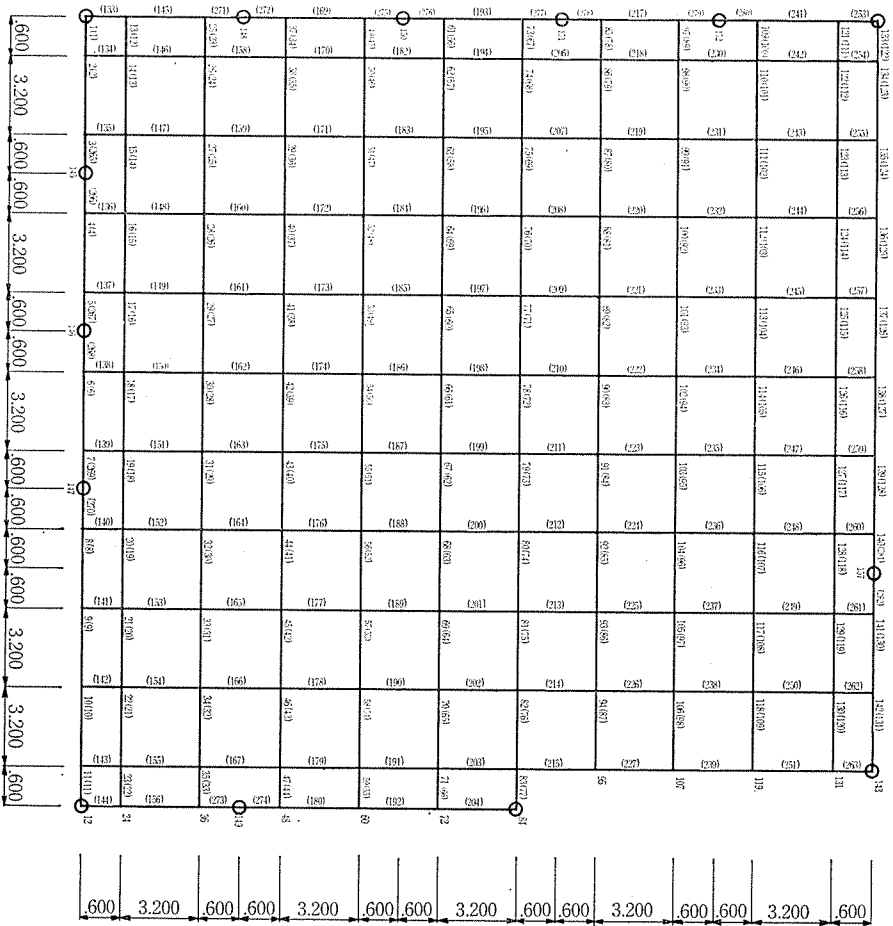


図-9 CROSS の解析モデル

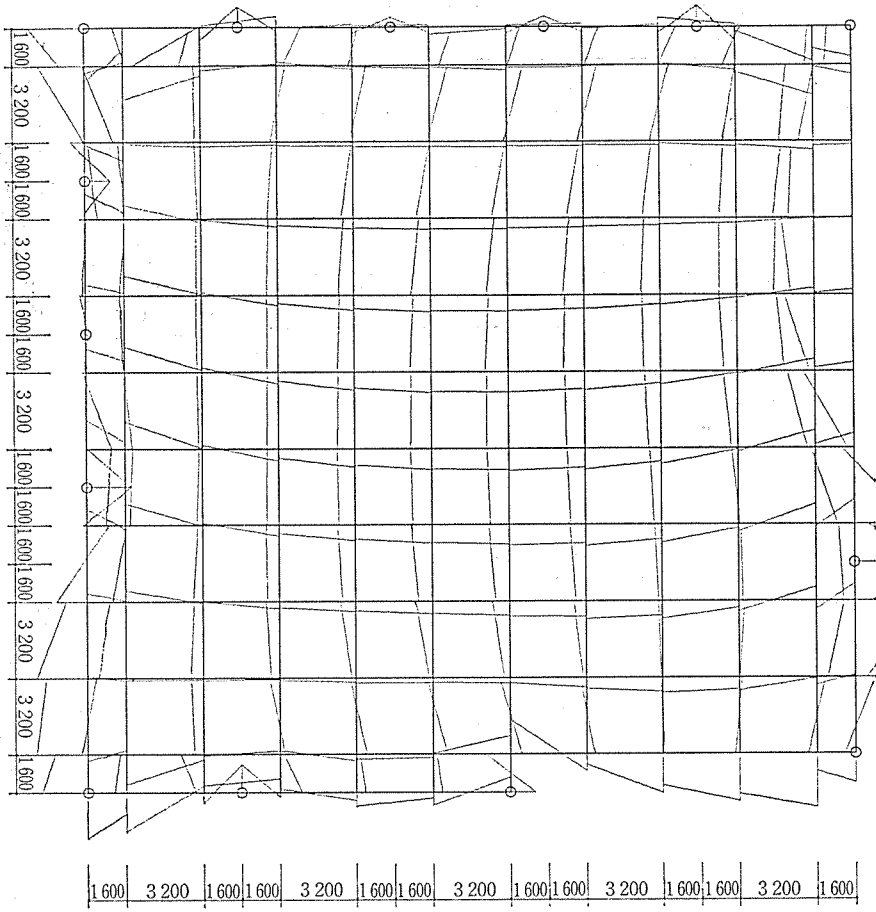


図-11 CROSS による鉛直時応力図

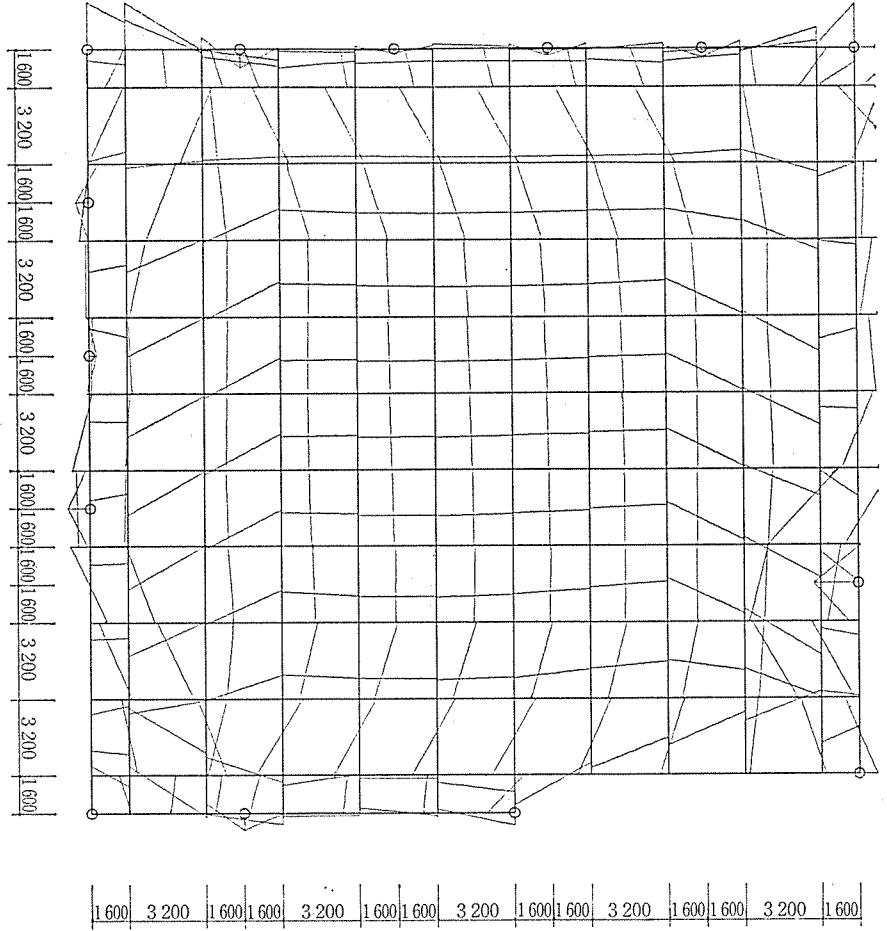


図-12 CROSS によるプレストレス導入時の応力

引張強度 $\sigma_t = 0.07 F_{28} = 24.5 \text{ kg/cm}^2$
 許容引張強度 導入時 $f_t' = 0.07 f_c' = 11.0 \text{ kg/cm}^2$
 設計時 $f_t = 0$ (フルプレストレス
 ング)
 曲げ引張強度 $\sigma_b = (5/3) \cdot \sigma_t = 40.8 \text{ kg/cm}^2$
 許容斜張応力度 $f = 0.07 f_c = 8.2 \text{ kg/cm}^2$
 弾性係数 $E_{pc} = 2.95 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
 2) PC 鋼材
 表—1 に使用 PC 鋼材の諸元を示す。

表—1

| 使用鋼材 | PC 鋼より線 | | PC 鋼棒 SBPR 95/120 32φ (B種2号) |
|-------------------|---|-----------------------|---------------------------------------|
| | 7本×12.7φ ストランド | 1本×15.2φ ストランド | |
| 断面積 A_p | 6.91 cm ² | 1.387 cm ² | 8.042 cm ² |
| 引張荷重 P_u | 130.9 t | 26.6 t | 96.5 t |
| 降伏点荷重 P_y | 111.3 t | 22.6 t | 76.4 t |
| 導入荷重 P_c | 88.9 t | 18.62 t | 61.12 t |
| 破断時伸び リラクゼーション | 3.5% 以上 3.0% 以下 | | 5% 以上 1.5% 以下 |
| 弾性係数 E_s | 1.95×10 ⁵ kg/cm ² | | |

2.4 応力解析

格子梁は、次の4種類の荷重に対して応力解析を行っている。

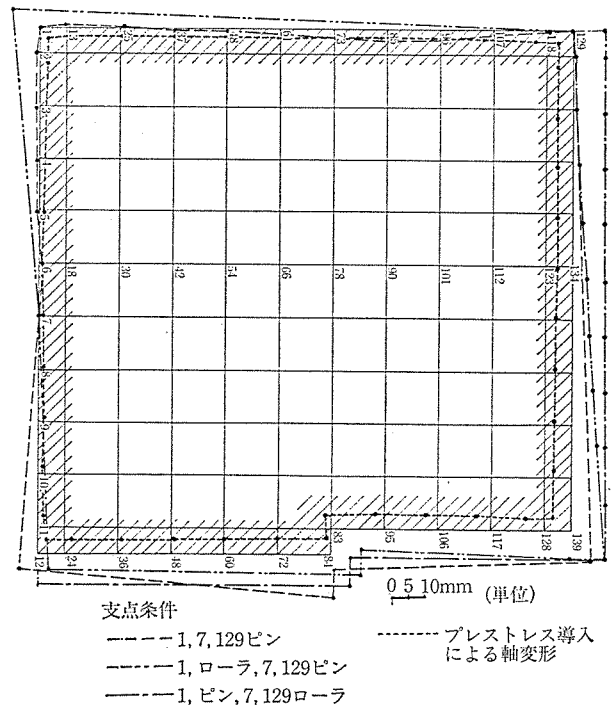
- 1) 固定荷重 (D.L.), 積載荷重 (L.L.) の鉛直荷重時の応力と変形
- 2) 地震による水平荷重による面内の応力と変形
- 3) 温度荷重による面内の応力と変形
- 4) プレストレスの導入による面内、面外の応力と変形

格子梁の応力変形解析は、1) および 4) の面外方向については日本設計事務所が開発した電算プログラム CROSS により求めている。このプログラムは直接剛性法により節点変位を求めて、各部材の応力を算定する変位法である。また 2), 3), および 4) の面内応力と変形は U.C. パークレーの SAP-4 を改良したものを使用した。なお、1) の鉛直時の応力は、本来はプレストレストコンクリート構造であることから、固定荷重と積載荷重は別々に解析するべきであるが、本例は積載荷重の占める割合が微少であることから L.L.+D.L. として算定している。図—9 に CROSS による解析用の格子梁モデル、図—10 に SAP-4 で解析する場合のモデルを示す。これは梁要素と板要素を考慮したものである。

表—2 に CROSS で解析した各節点の鉛直荷重時のたわみをプレストレスの導入による反りの比較表を示す。プレストレス導入時の荷重項としては、各節点における偏心モーメントを採用した。両者は概ねキャンセルする傾向にあるが、いくらかバラツキが生じている。その理

由は、格子梁四周の支持点が 図—8 で見るごとく、点対称でなく、異なっているために応力の乱れが生じることによるものである。X₁₀ 通りでは、メインエントランスの関係で支持点間隔が 22.4 m, 9.6 m となっている。また、Y₈ 通りでは 6.4 m, 11.2 m, 14.4 m となっていて周辺のボックスガダーの応力が格子梁部分に及んでいったものである。その乱れ応力をきれいにキャンセルさせるようなストランドの配置が不可能であり、このような結果になったものである。もし、屋根の形が正方形で周辺の支持点が点対称であれば、格子梁の鉛直時応力はプレストレスの持ち上げ荷重によりほとんどキャンセルできるものと思われる。機会をみて検討したいと思っている。図—11, 12 に、CROSS による鉛直時とプレストレス導入時の応力図を示している。図が小さくてわかり難いが、CROSS によるアウトプットのイメージが理解できればと思い掲載した。また、表—3, 4 に CROSS による鉛直時、プレストレス導入時の応力表の一部を示す。

図—13 に温度荷重による面内変形を示す。温度荷重は 30°C とし、支持点の拘束条件をパラメーターとして3ケースのスタディを行った。当然のことながら拘束点が多いほど変形が不整形になり、それに伴って応力も厳しくなる。特に大きな軸応力が発生することがわかった。結局、コーナの1点 (X₅Y₁₃) をピンとし、その他の支持点については、温度応力に対してはフリーになる



図—13 温度荷重およびプレストレスの導入による軸変形

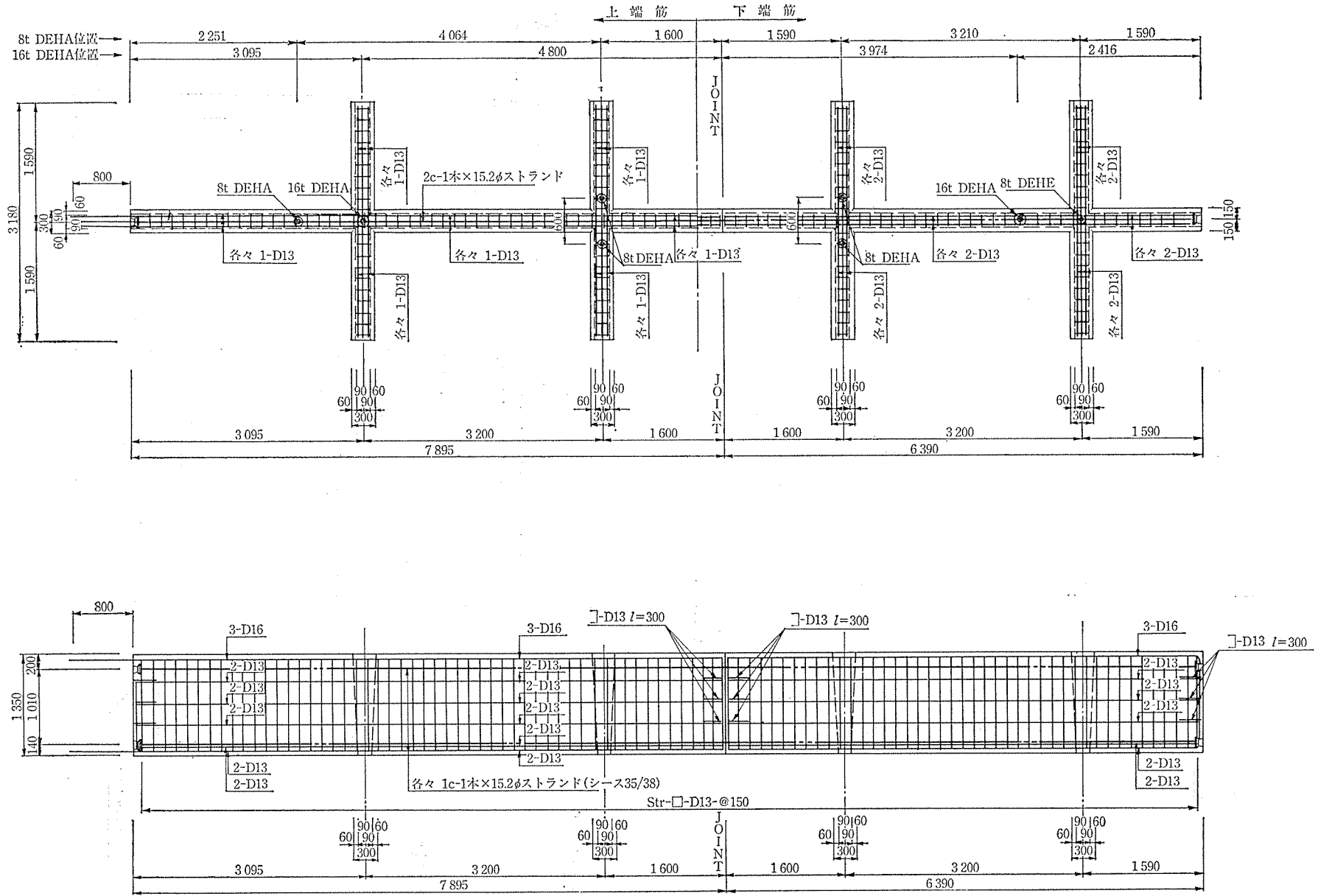


図-14 (1) キ字形プレキャスト部材の配筋図

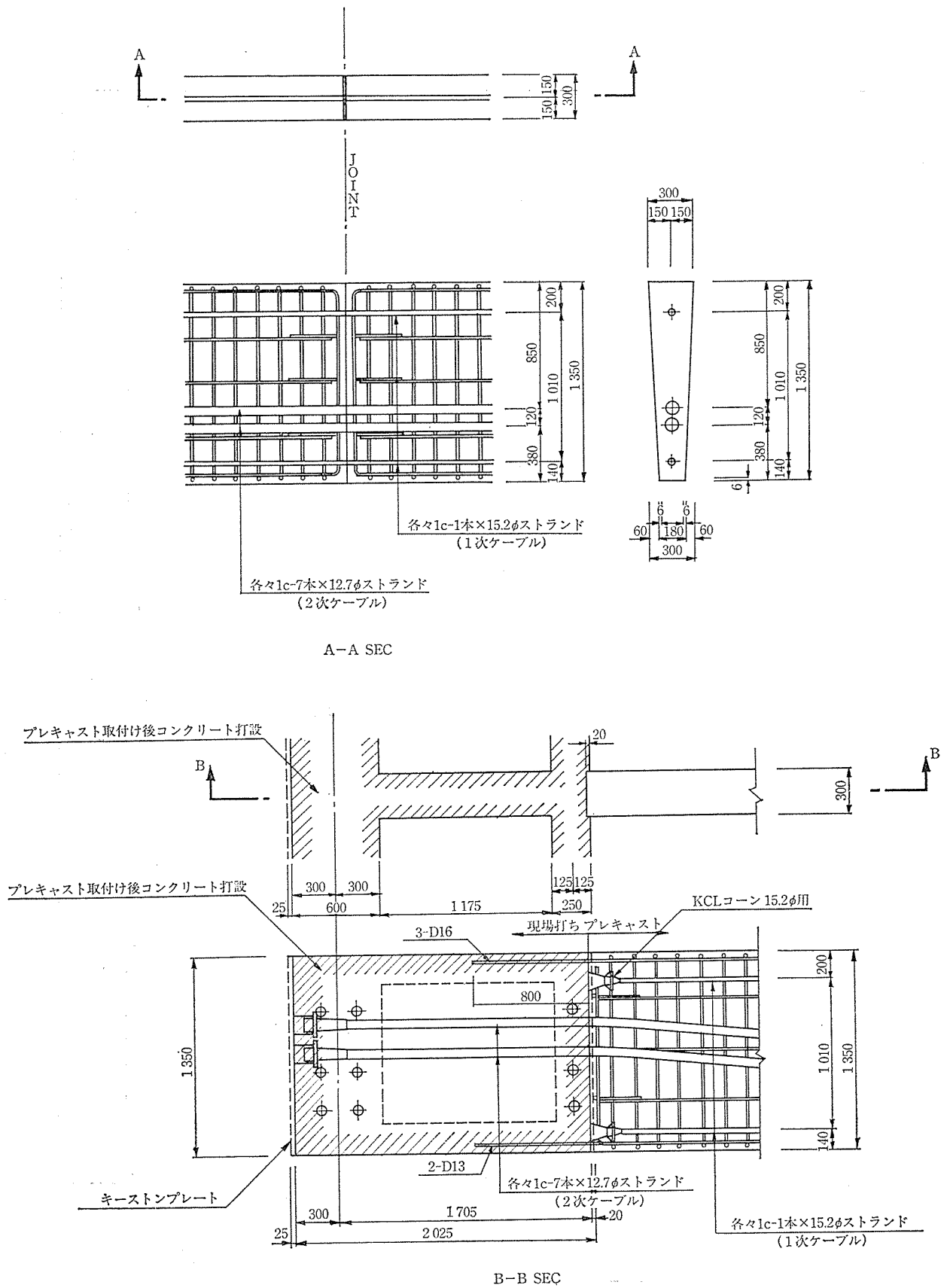


図-14 (2) キ字形プレキャスト部材の配筋図

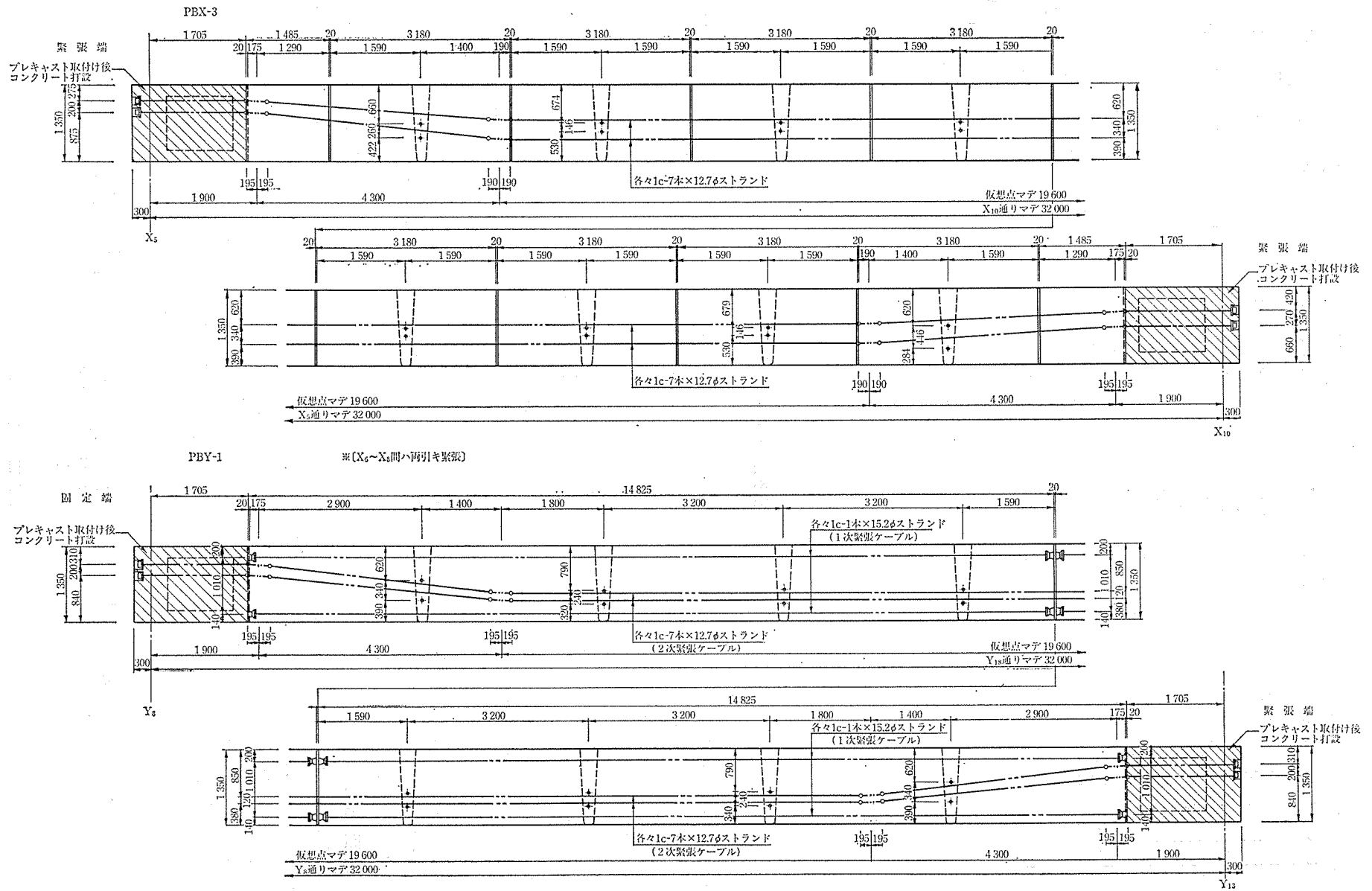
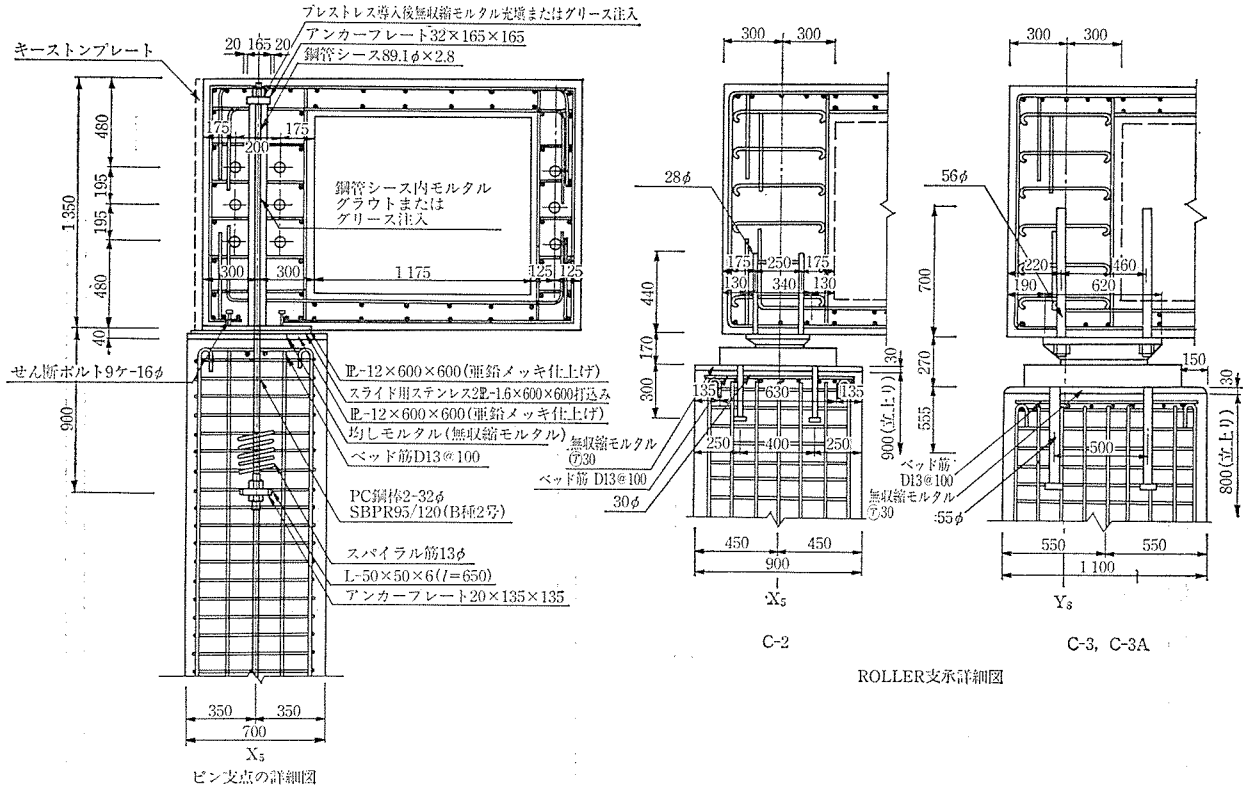


図-15 格子梁全体のストランド配線図



図—16 格子屋根支点の詳細図

ようにした。同じ 図—13 には格子梁を緊張した時に生じる軸変形も合わせて示している。外力はセットロス、摩擦による損失等を考慮して、格子梁の各節点に負荷して解析している。なお、緊張工事は各支持点がフリーの状態で行っているが、対称に移動していない。これは、ストランドが対称に配置されていないことや周辺梁の一部の断面が異なっている等によるものと思われる。地震による水平荷重についてはせん断力係数 0.5 とし、フィーレンディールトランスとして面内応力を算定した。地震時の水平移動(約 0.6 cm)に対しては、支承盤にはストッパーをつけ、鋼棒の圧着支持部では、擦摩抵抗と、鋼棒のせん断抵抗により処理している。

2.5 断面算定

断面算定は 2.4 で求めた鉛直時の応力解析の結果からストランドの配置を決め、学会規準により算定している。その他の応力については安全性の確認というかたちでチェックした。図—14 にキ字形ピースの配筋詳細図と、現場打ち部分とプレキャスト部材の取合いおよびプレキャスト部材相互の取合い詳細図を示す。また 図—15

には格子梁全体のストランドの配置を示す。図—16 に格子梁周辺部の支持点の詳細図を示す。なお、キ字形ピースの配筋は、工場で製作する時、型枠脱型時の吊上げ時で決まっている。

3. 施工

3.1 施工計画

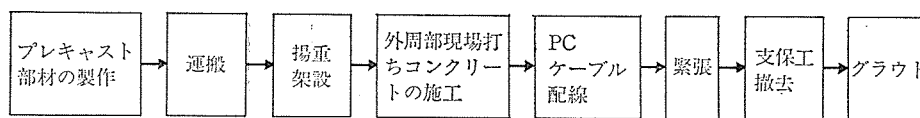
プラザ格子梁屋根の施工については 2.2 “格子梁の構造計画と施工計画”の中に概要が示されているが、その施工フローを 図—17 に示す。

3.2 プレキャスト部材の製作

プレキャスト部材の製作は工場で行った。製作ピースはキ字形対称ピース (W=9.54 t) 16 体、キ字形非対称ピース (W=10.71 t) 16 体、1 字形ピース (W=1.16 t) 16 体の計 48 体でキ字形ピース 2 体を一時に製作した。

コンクリートの材料は、

- セメント：普通ポルトランドセメント
- 細骨材：長良川産、寸法 5 mm,



図—17 PC 工事のフロー

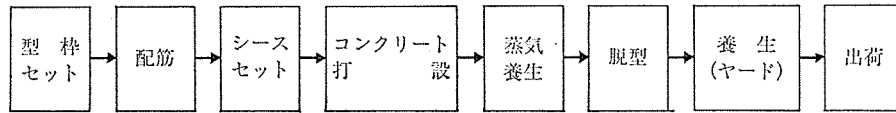


図-18 プレキャスト部材の製作フロー

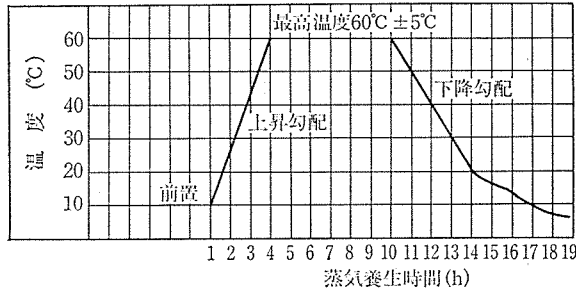


図-19 蒸気養生方法

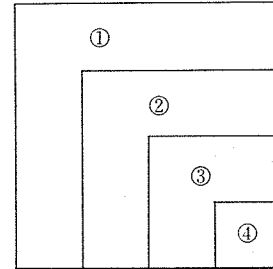


図-20 プレキャスト部材の架設順序
(①→②→③→④の順に実施)

比重(表乾) 2.58
粗骨材: 長良川産, 寸法 25 mm,
比重(表乾) 2.62
混和剤: 減水剤(マイティ 150)
であり, その調合は,
 $F_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (設計基準強度)
 $W/C = 35\%$, $S/a = 36.1\%$
セメント量 434 kg/m^3 , 単位水量 152 kg/m^3
スランプ = 8 cm, 空気量 = 2%
である。なお鉄筋は SD 30 で D 10, D 13, D 16 を使用した。

製作のフローは 図-18 に示す。

蒸気養生は 図-19 に従って行い, 翌日, 強度が 250 kg/cm^2 以上を確認して脱型し, 以後出荷までヤードで養生した。

3.3 プレキャスト部材の運搬, 揚重, 架設

プレキャスト部材の運搬はトレーラトラックで行い, キ字形のピース2体を一時に運搬した。現場搬入ピース数は現場の揚重能力に合わせて決めた。揚重は能力 150 t のクローラークレーン1台で行い, その移動, ブーム長さを考慮して 図-20 に示す ①→②→③→④ の順にピースの揚重, 架設, 支保工設置, 揚重, 架設を繰り返した。プレキャストピースの支持架台は枠組足場を高さ約 15 m まで組み立て, その上にH形鋼を置き, ネジでピースの水平レベルを調整した。

3.4 外周部現場打ちコンクリートの施工

プレキャスト部材すべてを支持架台上に設置後, 外周部のボックスガダー部分を現場打ちコンクリートで施工した。外周部ボックスガダーは幅 2.025 m, 高さ 1.35 m の断面で幅 1.175 m, 高さ 1.05 m の中空部がある。外周部分は寸法が大きいこと, および形状が複雑なことからプレキャスト部材と同一強度 ($F_c = 350 \text{ kg/cm}^2$) の現場打ちコンクリートとした。

配筋後, プレキャスト部材端部から突出したシースをジョイントし, PC 鋼棒用シースを取り付け, コンクリートを打設した。

3.5 PC ケーブルの配線, 緊張

外周部コンクリートの強度が 300 kg/cm^2 以上発現後, 緊張を行った。まず PC ケーブルを配置し, プレキャスト部材相互の幅 2 cm の目地を無収縮モルタルで充てんした後, 水平方向の PC ケーブル (X 方向 34 ケーブル, Y 方向 34 ケーブルの計 68 ケーブル) を緊張(横締め)した。次に PC 鋼棒 18 本の緊張(縦締め)を行い, 柱と接合した。

水平方向の緊張に際しては緊張位置の対称性, 緊張によるプレキャストピースの移動を考慮して緊張順序を決め, X, Y 方向ともにまず半数のケーブルを緊張し, その後, 残りの半数のケーブルを緊張した。

緊張の位置と順序を 図-12 に, 緊張工事の詳細を以下に示す。

水平方向の緊張

定着工法: VSL 工法, 両引き(一部片引き)
ストランド: SBPR 7 B 7本より $\phi 12.7 \text{ mm}$
PC ケーブル: $7 \times \phi 12.7$

使用ケーブル数: X, Y 方向ともに 34 本

ケーブル位置

| | | |
|----------|---------|---------|
| プレキャスト部材 | 2本 × 8梁 | } 計 34本 |
| ボックスガダー部 | 9本 × 2梁 | |

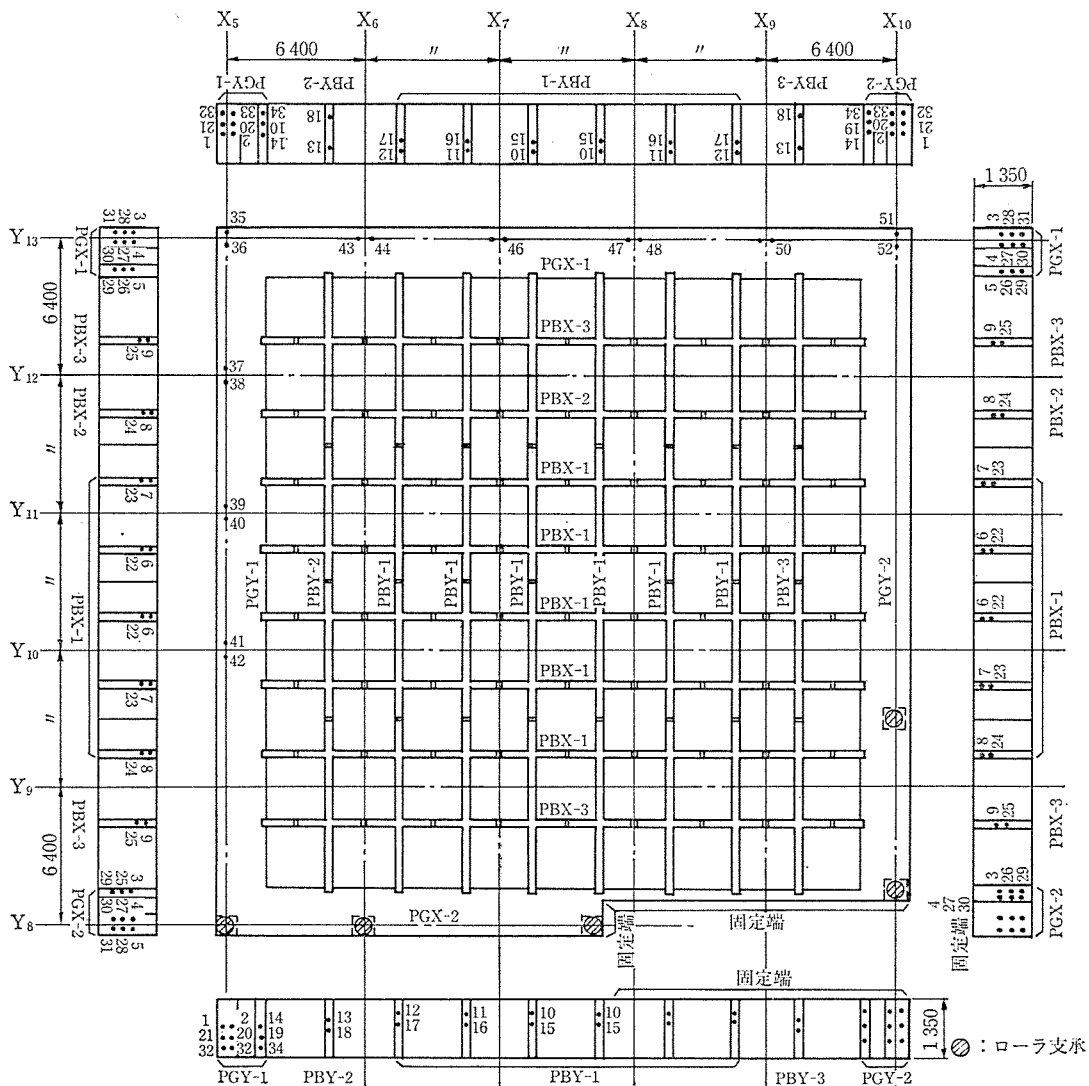
緊張力: 端部 93 t/ケーブル

鉛直方向の緊張

定着工法: ナット定着
PC 鋼材: SBPR B 種 2号 鋼棒 $\phi 32 \text{ mm}$
使用 PC 鋼棒数: 18 本 (各柱当たり 2本)

緊張力: コーナー柱 50 t

その他の柱 10 t



図—21 プラザ格子梁緊張順序図

(その他の柱は屋根の温度変化による移動を考慮して緊張力を小さくした)

3.6 支保工撤去とグラウト

緊張工事の終了後、プレキャスト部材を支持していた支保工を撤去した。撤去は中央部から周辺部へと、一時に撤去するのではなく、数回に分けて行い、特に中央部は自重による大きなたわみが生じるので3回に分けて行った。

支保工を撤去後、ストランドについてはセメントグラウトを行い、PC 鋼棒については将来締直しが生じた際に対応できるようにグリースでグラウトを行った。

4. 計 測

4.1 目 的

プラザ格子梁屋根は X, Y 方向のスパンがともに 32 m で、プレキャストコンクリート部材をプレストレス

で接合した大型の特殊組立構造であり、この種の構造は前例も殆んどなく、その構造的挙動および安全性の確認の目的で、本構造物のプレストレス導入時、ジャッキダウン（支保工撤去）時および以後の経時変化について測定を行った。

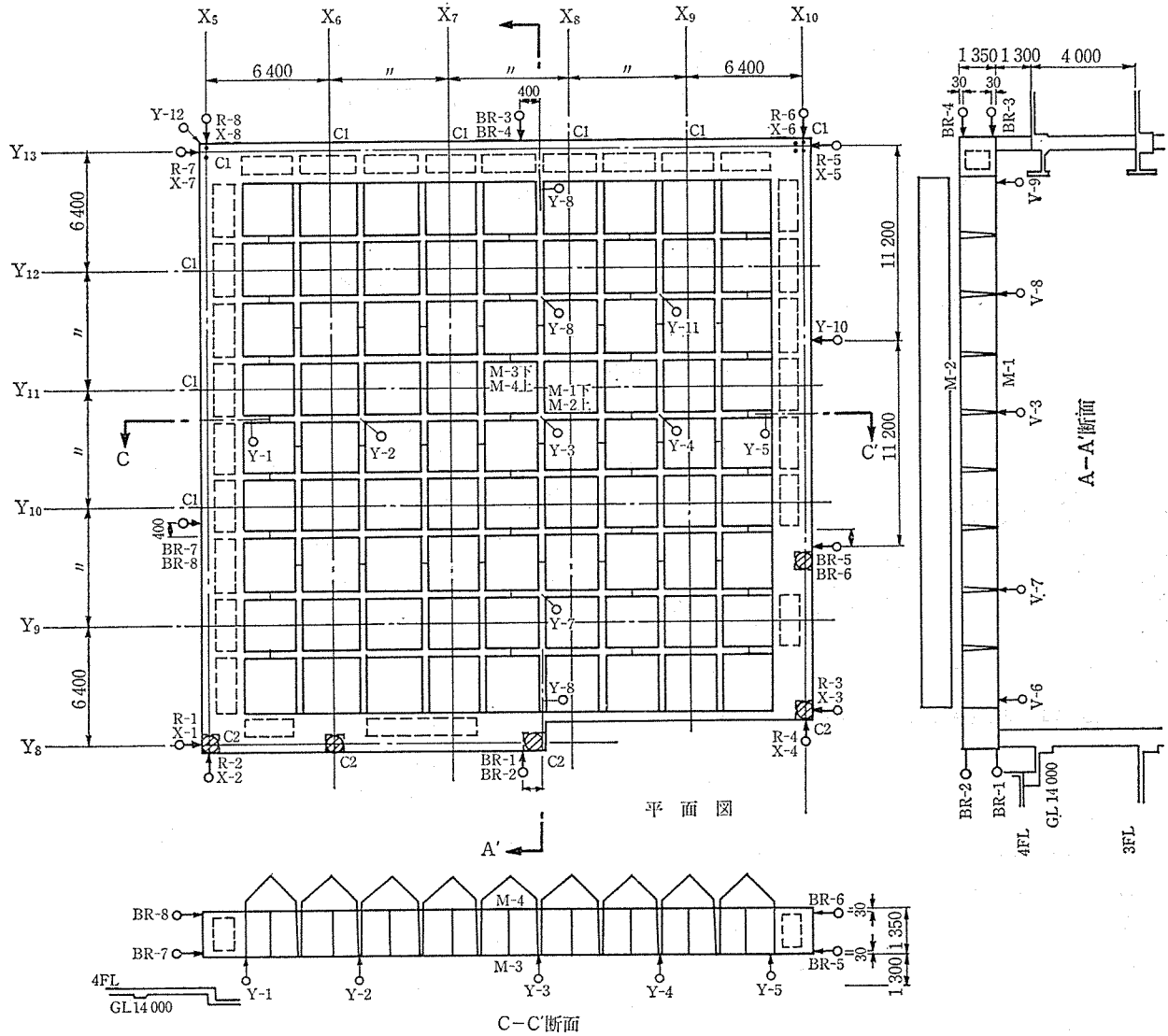
4.2 計測項目と位置

計測項目はプレキャストコンクリート部材のコンクリートひずみ、格子梁の鉛直変位、水平変位、回転量等で、それらの測定位置を 図—22 に示す。また、 図—23 にプレキャストコンクリート部材中に埋設したひずみゲージ位置を示す。

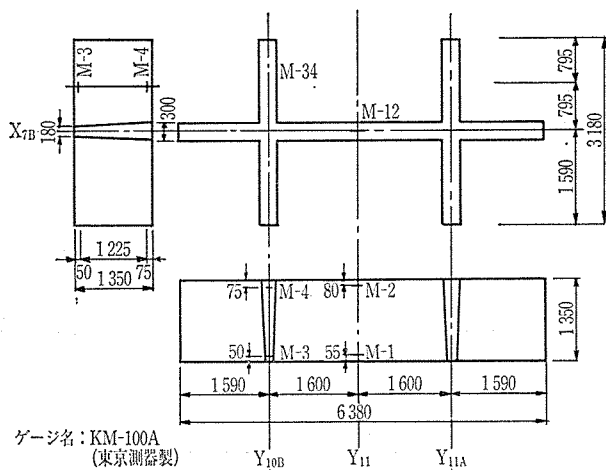
4.3 計測結果と考察

(1) ひずみの変化

プレストレス導入時、支保工撤去時および支保工撤去後 1.5 か月の間のコンクリートの内部ひずみ変動を 図—24 に示す。緊張による圧縮ひずみ（応力）の導入、



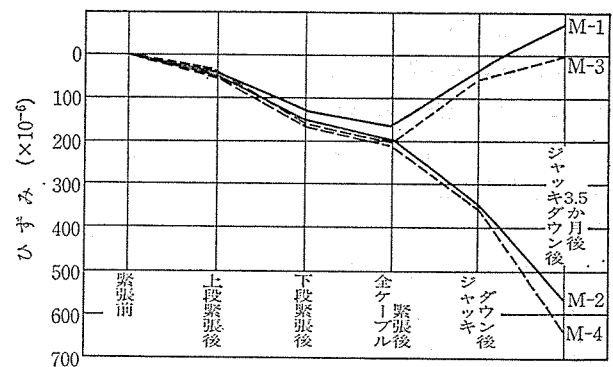
図—22 格子梁大屋根の計測位置図



図—23 埋込みゲージ位置図

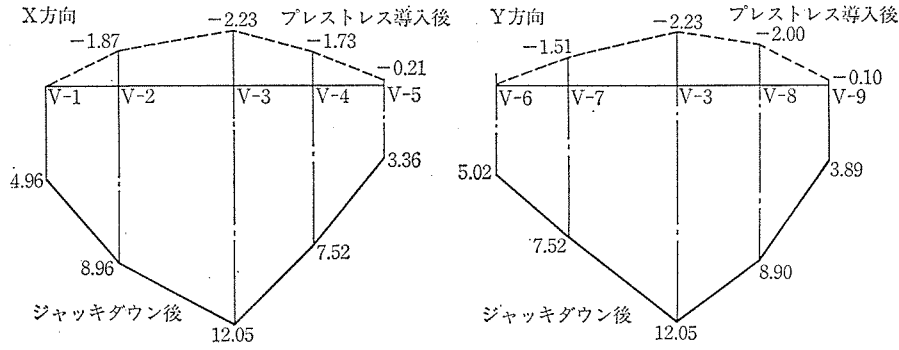
支保工撤去による曲げひずみの発生および以後のクリープによる曲げひずみの増大の様子がみられる。

プレストレス導入によるコンクリートの圧縮ひずみは

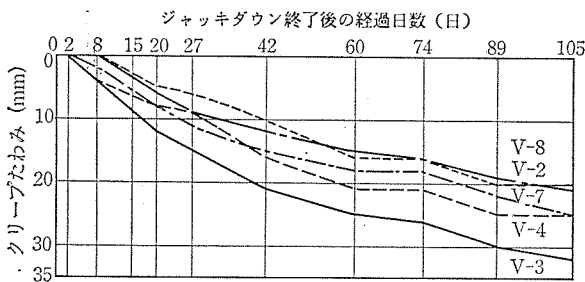


図—24 コンクリートひずみの経時変動

内部に埋設したひずみゲージ M-1, 2 (X 方向, 長手方向) の平均で 179 μ , M-3, 4 (Y 方向, 短手方向) の平均で 205 μ であり, コンクリートのヤング係数を $E=3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とすると 54~62 kg/cm^2 の圧縮応力が導入されていると言える。圧縮応力の計算値は $\sigma=P/A$



図—25 格子梁のたわみ



図—26 ジャッキダウン後のクリープたわみ

$=93 \times 10^3 \times 2 / 3 \ 240 = 57.4 \text{ kg/cm}^2$ であり、実測値と良く合う。また、支保工撤去時にプレキャストコンクリート部材の自重による曲げを受け、この曲げによる梁中央下端の引張ひずみは約 130μ (引張応力で約 40 kg/cm^2) であるが、支保工撤去後もプレストレスによる導入圧縮応力が約 $10 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ 残る、圧縮応力状態にある。この後、採光用のガラス、サッシ、取付けフレーム等の荷重が作用しても、この際の引張応力は数 kg/cm^2 で、最終的にも引張応力を生じることのない、良好なフルプレストレス状態にあると言える。

(2) たわみ

プレストレス導入時、支保工撤去時および以後のクリープたわみを 図—25, 26 に示す。中央部の鉛直変位は緊張前の値 0 に対し、プレストレス導入によるむくり 2 mm、支保工撤去後のたわみ 12 mm であり、支保工撤去後に生じるクリープたわみは最大 32 mm であり、クリープたわみはほぼ一定値に近づいている。

格子梁中央部のたわみは支保工撤去によるたわみ 12 mm、以後のクリープたわみ 32 mm の計 44 mm であるが、スパン 32 mm に対し $1/750$ でたわみが問題になるレベルではない。

クリープたわみは支保工撤去時のたわみ 12 mm の約 2.5 倍と大きいですが、これはプレキャスト部材のプレストレスによる組立構造のためと思われる。

なお、最終のクリープたわみは 40 mm 以下と思われる。

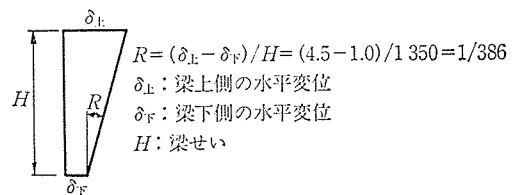
(3) 格子梁の水平変位と回転量

格子梁の水平変位はプレストレス導入による軸短縮量を示すもので、X 方向 4.14 mm、Y 方向 4.37 mm で両者はほぼ等しい。緊張による軸短縮量の計算値は緊張力の摩擦損失 1 割を考慮すると、

$$\begin{aligned} \delta &= PL/AE = (93 \times 10^3 \times 2 \times 0.9) \\ &\quad \times 32 \times 10^2 / 3 \ 240 \times 3.0 \times 10^8 \\ &= 0.52 \text{ cm} = 5.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

で、実測値にほぼ等しい。

支保工撤去時には格子梁中央部がたわむため、外周ボックスガダー部に回転を生じるが、この回転角は上部、下部の変位差より 図—27 のように求まり、約 $1/400$ である。



図—27

4.4 まとめ

計測を通して、本組立構造の屋根の緊張、支保工撤去、および以後のクリープ挙動が明らかになり、その構造的安全性が確認できた。得られた要点を以下に記す。

- 1) 全ケーブル緊張後の導入圧縮応力は計算値にほぼ等しい。
- 2) 支保工撤去により自重が作用しても梁中央下端には引張応力が発生しない。
- 3) 採光用のフレーム、ガラス等が作用した後も、梁中央下端には引張応力は発生せず、格子梁全断面は良好なフルプレストレスの状態にある。
- 4) クリープたわみも含めたたわみはスパンの $1/750$ と小さく、問題ない。
- 5) クリープたわみは支保工撤去後 3 か月で 32 mm であり、次第に一定値に近づいており、最終的には

40 mm 程度と思われる。

5. おわりに

以上述べてきたように、本プロジェクトでは様々なプレストレストコンクリートの構造物を設計しているが、その中で特に、プラザ屋根の格子梁と、こども館トップライトの格子梁は、建築家と構造家の巧みなチームワークにより実現したもので、構造体の美しさが素直に表現された例である。プラザ屋根の格子梁は、プレキャストの特性を生かして、コンクリートの肌をそのまま現わしている。それがかえってコンクリートの肌を美しくしているように思える。自然光の強弱や、朝夕の太陽光線がコンクリートの肌に微妙な色彩を添えて実に美しい。特に晴れ上がった天空を背景にした格子模様は、ことのほか見事である。最近流行している鋼管による立体トラスのアトリウム屋根とは一味違った雰囲気を醸しだしている。また、こども館トップライトの格子梁は、開口の形を GRC の型枠によったので自由な曲面を表現することができた。この開口から差し込む光が幻想的で、静かな空間を造りだしている。構造家にとって満足のいくプロジェクトであった。

特に、今回の組立工法では、PCa 部材製作時から工事が完了するまで、本報告のごとくプレストレスの導入力、部材の応力度や変形等の計測を行って安全性の確認をしたことは大きな収穫であった。特に、プラザ格子梁

のクリープの追跡計測は今後貴重なデータを提供してくれた。

第Ⅱ・Ⅲ 期工事はこのプレキャストの組立式 PC 構造を多用したことから、非常に高度な技術が要求されたが、現場サイドの計画的反応があつて見事に成功を収めることができた。これは、JV の野田晴清総轄の陣頭指揮のもとで、第Ⅰ・Ⅱ 期工事の斉藤修所長、第Ⅲ 期工事の上山隆所長の適切な指導によるところが大きい。さらに、難しい PC 工事に対して、大変な熱意で取り組まれた黒沢建設に負うところも大きかった。これらの方々と本工事に携われた関係者各位に対して衷心より感謝の意を表す。

最後に、本プロジェクトで常に温かい御指導をいただいた松山市に対しまして深甚なる謝意を表する次第である。

なお、本作品は昭和 62 年度のプレストレストコンクリート技術協会賞の作品賞の栄を浴すことができた。

参 考 文 献

- 1) 藤井忠義、世良耕作：プレキャスト 格子梁の緊張、ジャッキダウンに伴う構造的挙動、日本建築学会大会便覧集(近畿大会)、昭和 62 年 10 月
- 2) 世良耕作：アトリウムの構造計画、建築雑誌、昭和 62 年 10 月号
- 3) 日本設計事務所：格子梁構造によるアトリウム空間①②、ディテール 96 (1988-4 春季号)

【昭和 63 年 3 月 14 日受付】

◀刊行物案内▶

日本原子力発電敦賀 2 号機 PCCV

本書は、プレストレストコンクリート第 28 巻の特別号として発刊されたもので、我が国で初めて採用されたプレストレストコンクリート製原子炉格納容器(日本原子力発電(株)敦賀発電所 2 号機)に関して、その各種模型実験、設計・施工に至る各分野にわたり詳述した貴重な資料です。今後ますます多く採用されるであろう、この種 PCCV を取り扱う関係者にとって、必携の図書と確信します。

在庫限定につき、ご希望の方は代金を添え(現金書留かまたは郵便振替東京 7-62774)プレストレストコンクリート技術協会宛お申し込みください。

体 裁：B 5 判 128 頁

定 価：3 000 円 送 料：150 円