

プレキャスト・プレストレストコンクリート造球技場の設計と施工

—大阪市長居公園球技場—

大阪市都市整備局営繕部*

中山久司**

土居健二†

辻昌夫††

1. はじめに

大阪市の南部に位置する長居公園は地下鉄御堂筋線の長居駅、国鉄阪和線の長居駅、鶴ヶ丘駅から各々徒歩圏内にある。同公園内にはすでに陸上競技場、野球場、テニスコート、プール、身障者スポーツセンター等があり、市内からの利便性とあいまって市民の憩い・スポーツの場として親しまれている。ここに紹介するのは既設の施設とともに、大阪市の総合運動公園整備事業の一環としての多目的球技場であり、13 000 人収容のメインスタンド、7 000 人収容のバックスタンドおよびフィールドで構成されている。メインスタンド建物内部には公園利用者のためのレストラン、便所、地域住民のための集会室、研修室、および長辺 42 m、短辺 23 m、天井高 7 m の室内練習室等が盛り込まれている。また、観覧席最上部は 8 m の跳ね出し構造で、観覧席の後部約 1/3 は鉄骨造大屋根でおおわれている。

メインスタンド主架構は鉄骨鉄筋コンクリート（以下 SRC と略記）造である。スパン 23 m の室内練習室 2 階梁と、スタンド最上部、8 m の片持ち梁にひび割れとたわみ防止のためのプレストレスを導入した。また、観覧席にはプレキャスト・プレストレストコンクリート（以下プレキャスト PC と略記）段床を使用した。これは鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）段床と比べて施工性に優れ、工期が大幅に短縮できること、軽量化がはかれ構造躯体および基礎に対する負担が軽減できることなど、その有利性に確信を持ったためである。

室内練習室 2 階梁にプレストレスを導入する際に、たわみの計測実験を行った。また、PC 段床製作に先立ち部材の曲げ強さ試験を行った。以下に PC 部分の設計・施工の概要と、これらの実験結果について報告する。

2. 建物概要（メインスタンド）

工事各称：長居公園球技場建設工事

工事場所：大阪市東住吉区長居公園

建築主：大阪市

設計・監理：大阪市都市整備局営繕部

(株)東畑建築事務所

施工：フジタ工業(株)・豊国建設(株)共同企業体

PC 施工：フドウ建研(株)

規模：地上 5 階建

建築面積 6 862.83 m²

延床面積 11 849.58 m²

構造：主体構造 鉄骨鉄筋コンクリート造
(一部プレストレスト鉄骨鉄筋コンクリート造)

観覧席 プレキャスト PC 段床

大屋根 鉄骨造

基礎 PC 杭による独立基礎

使用材料 コンクリート

プレキャスト PC 段床

$F_c = 450 \text{ kg/cm}^2$

躯体全般 $F_c = 240 \text{ kg/cm}^2$

鉄筋 (SD 35, SD 30)

鉄骨 (SM 50 A, SS 41)

3. 架構の構造計画

2 階梁伏図を図—1 に、断面図を図—2 に示す。観覧席はフィールドでの競技が十分見えるように、23.5°、26.5°、29.5°、30.0° と上部に向かうにつれ急勾配に設計されている。主架構はこの観覧席勾配にあわせた折れ

* 文責
Yoshiaki IKOMA
生駒芳明

** Hisashi NAKAYAMA
(株)東畑建築事務所構造部
技師

† Kenji DOI
フドウ建研(株)大阪支店
技術課長

†† Masao TSUJI
フドウ建研(株)大阪支店
技術課員

曲がり斜め梁により構成されており、観覧席内部は3層のラーメン構造となっている。桁方向は7m スパンで、建物全長は23 スパン 148m である。したがって、長辺方向には2か所にエキスパンションジョイントを設け50m 前後に区画して、温度応力、地震時の変形に対処した。また建物は不特定多数の人達が集まる公共施設であり、耐震上、十分な安全性を確保するよう配慮した。すなわち、地震に対する架構の靱性を確保するため、各

層の保有水平耐力が規定値を上まわるように設計を行った(設計ルート3b)。

4. 設 計

4.1 PC 梁の設計

メインスタンド主架構はSRC 造によるラーメン構造である。観覧席斜め梁と、最後部柱、および2階梁によって三角形の架構が構成されるため、常時(固定+積載)

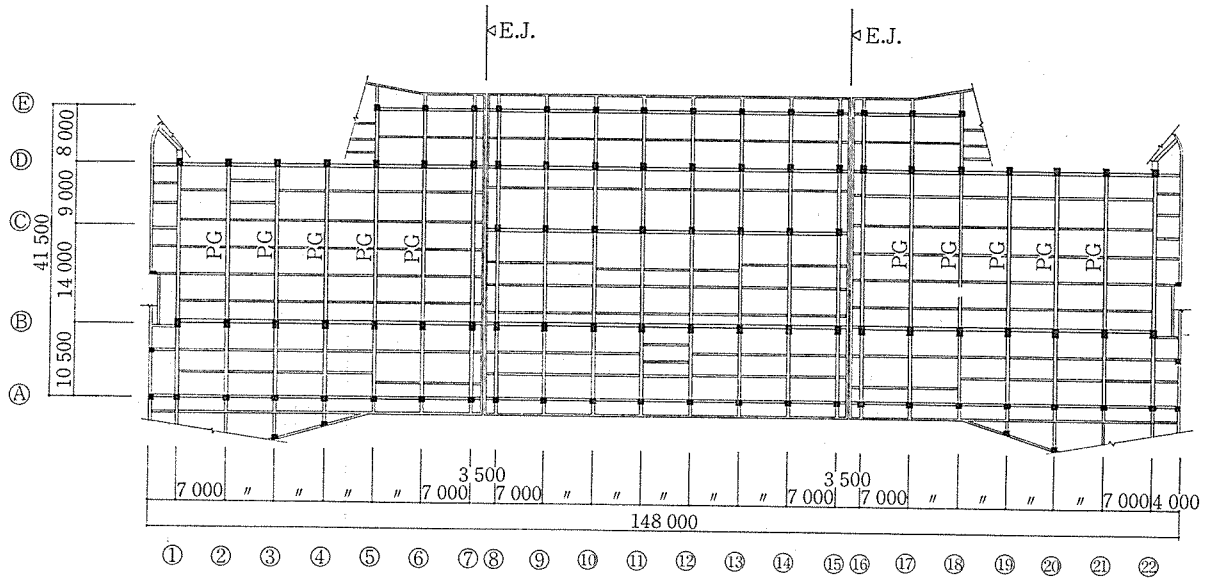


図-1 2 階 梁 伏 図

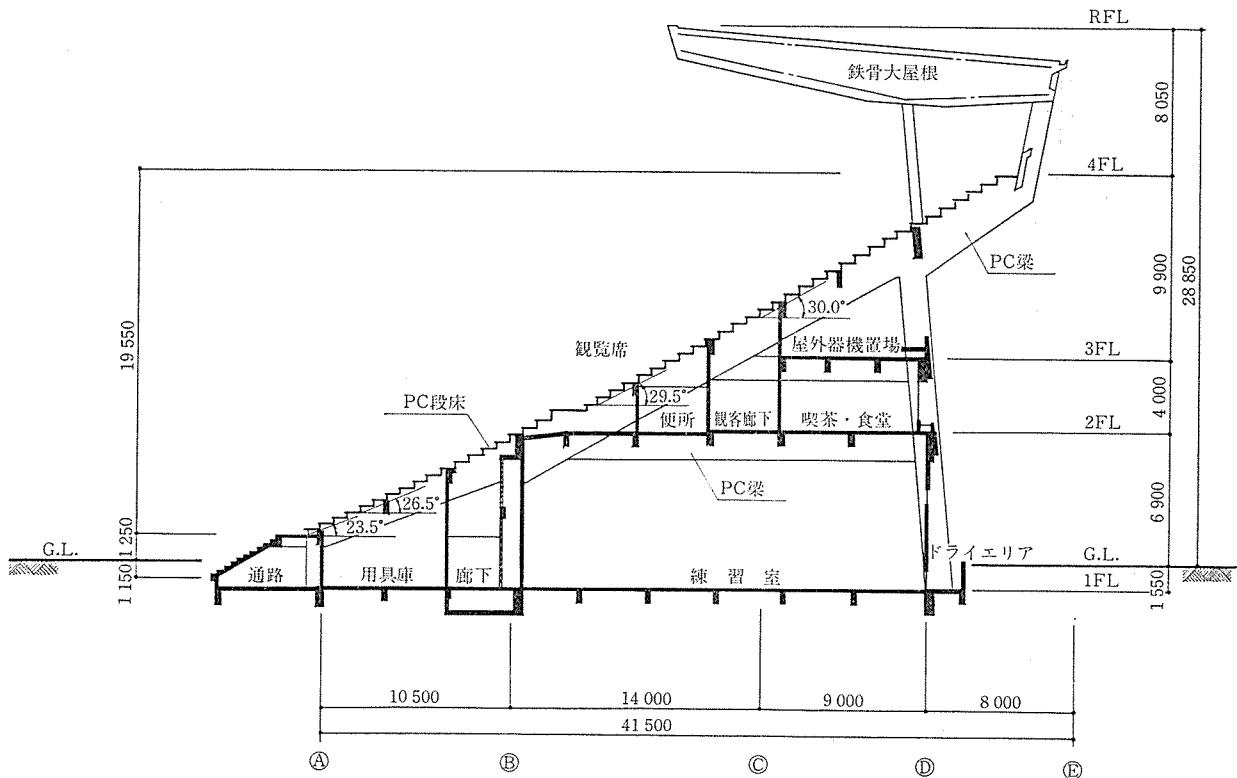


図-2 断 面 図

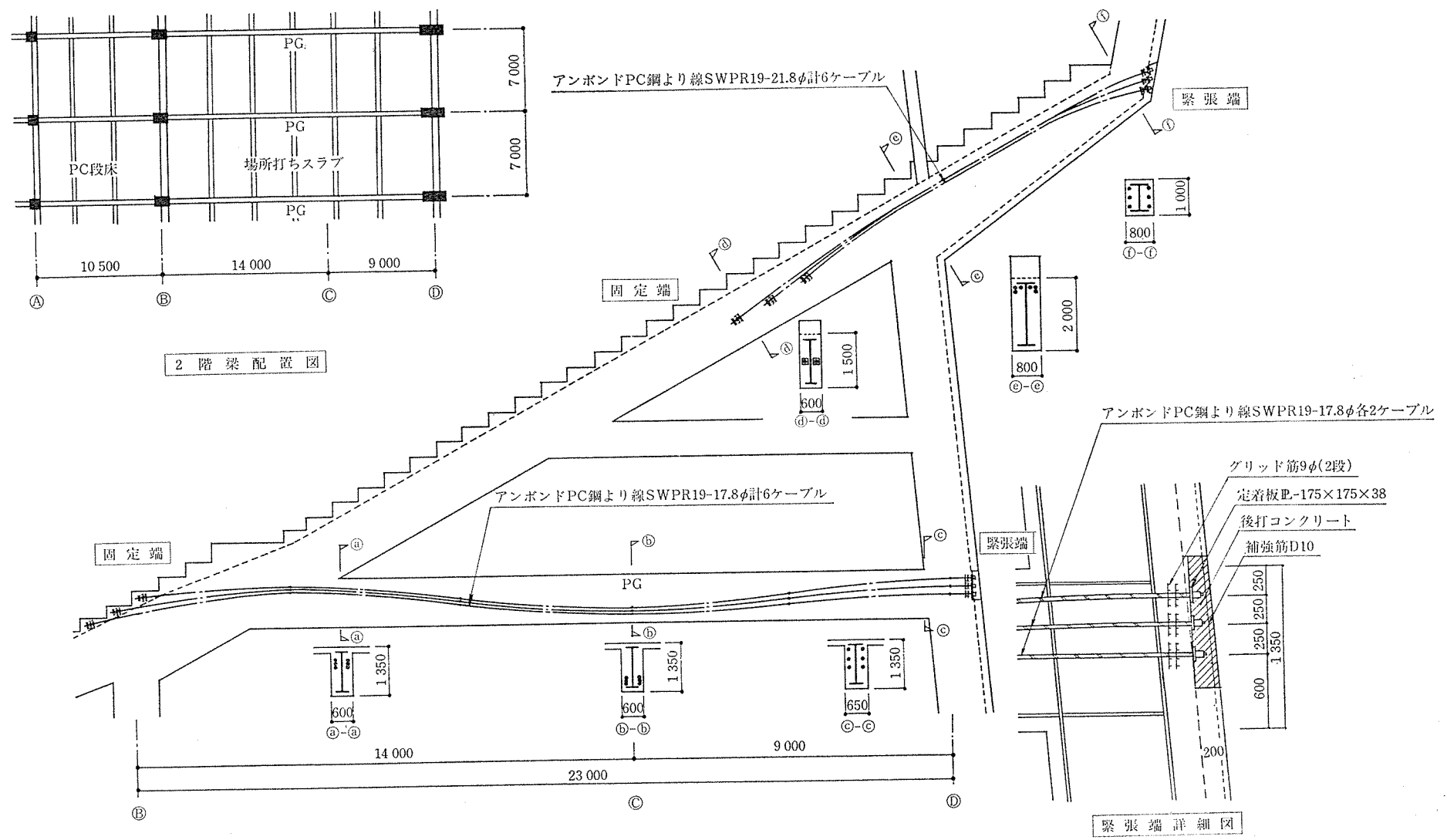


図-3 PC 梁配線図

荷重時、2階梁はトラス効果により約100tの引張力を受ける。曲げモーメントと引張力を同時に受ける梁部材の長期たわみは、曲げモーメントのみを受ける場合のそれに比べて増大し、ひび割れ幅も拡大することが予想された。したがって、本設計では2階のSRC造梁に引張力を打ち消すためのプレストレスを導入し、さらに、緊

張材の巻上げ効果によりたわみの減少をはかることとした。観覧席最上部、スパン8mの片持ち梁にもたわみとひび割れ防止の目的でプレストレスを導入した。プレストレス導入のためのケーブルは、2階梁にはアンボンドPC鋼より線SWPR 19-17.8φ、6ケーブル、観覧席最上部片持ち梁には、アンボンドPC鋼より線SWPR 19-21.8φ、6ケーブルを使用した。導入プレストレスはいずれの場合もコンクリート断面の平均プレストレス応力にして約8kg/cm²である。PC鋼材の仕様を表-1に、ケーブル配線図を図-3に示す。

表-1 PC鋼材特記仕様

名称	SWPR 19-17.8φ	SWPR 19-21.8φ
引張荷重 (t/本)	39.5	58.4
降伏荷重 (t/本)	33.6	50.5
許容引張荷重 (t/本)	定着時	40.4
	導入時	42.925

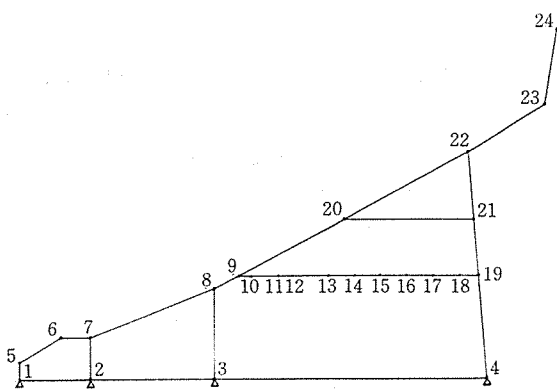
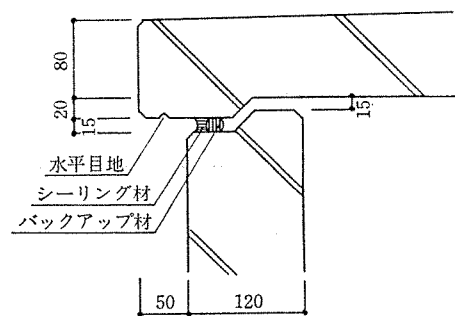
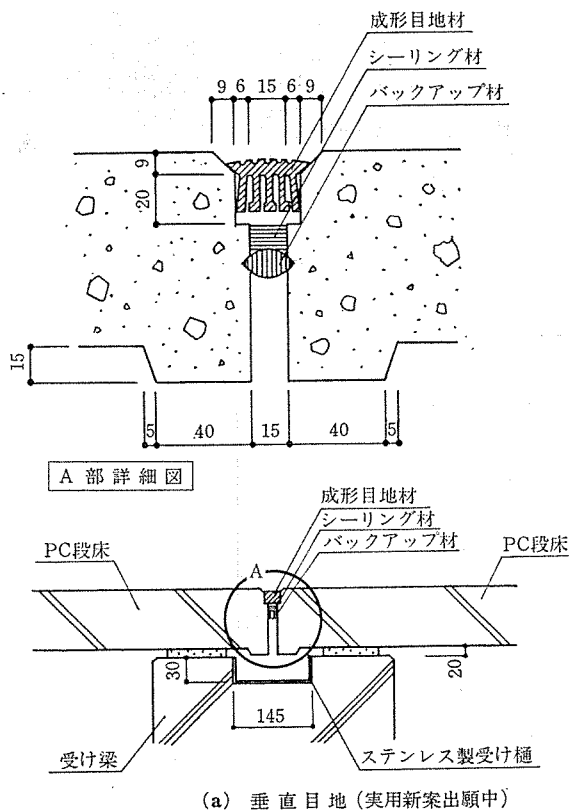


図-4 解析モデル

また、梁の設計にあたりプレストレスは補助的とし、緊張材は構造計算上無視したが、プレストレス導入による梁の性能向上効果を確認するため、常時荷重時およびプレストレス導入時の梁のたわみを算定した。計算にはセンチュリー・リサーチセンター(株)のFANSY PLANEを使用した。解析に用いたモデルを図-4に示す。プレストレスによるむくりの計算値は、PC梁を節点番号9から19までの10個の部材に分割し、各点に節点モーメント $P \cdot e$ (P ; プレストレス, e ; 偏芯距離)を加え算定した。本解析からプレストレスによるむくりの最大値は1.9mmと算定され、梁の弾性たわみの最大値はプレストレス導入前の12.0mmから10.1mmに改善された。

4.2 PC段床の設計

PC段床の断面ユニットは組合せによって、チャンネル



(b) 水平目地

図-5 PC段床目地部詳細図

ル形、Z形、L形、T形等々種々の形状が考えられる。それぞれの形状は断面性能、ねじり剛性、断面の経済性、造りやすさ、ならびに納まりなどに対しそれぞれ長短が考えられるが、本設計ではL形断面を採用した。これは、上下のユニット接合位置が床面よりもっとも高い位置になり防水納まりのよいこと、製造が比較的容易で仕上がりがよいこと等の理由による。PC 段床の納まりを図-5に示す。版相互目地部は雨仕舞のためのコーキングおよびコーキング保護材がほどこされ、さらに、PC 段床受け梁にはステンレス製受け樋が内蔵されている。

L形断面で設計を進めるにあたり、構造的に主軸の回転(図-6)により支持点近傍に発生する斜張力を考慮する必要があった。この斜張力は断面形状、スパン、荷重、プレストレスによって変化する。本設計では、日本建築学会の「プレストレスコンクリート設計施工規準・同解説」にもとづく断面設計を行ったのち、有限要素法を用いて面内応力を求めた。さらに、部材が曲げ破壊にいたるまで、斜張力によるせん断破壊を生じないように材端部を鉄筋で補強した。有限要素法による解析手順を以下に示す。

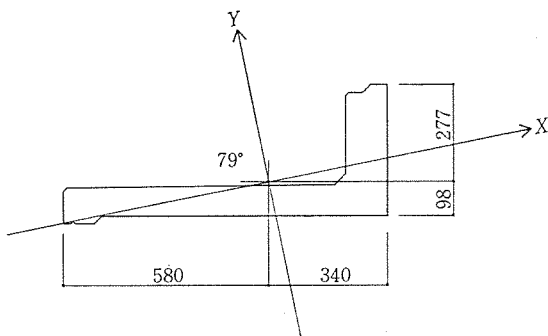


図-6 PC 段床断面の主軸

解析の対象としている PC 段床は弾性範囲内でひび割れ発生以前の応力状態を問題としているので、解析に先立ち次の仮定を設けた。

- 1) コンクリートは等方性均質材料でひび割れ以降もコンクリートの性状は変化しない。
- 2) PC 鋼材および、鉄筋の影響は無視する。
- 3) コンクリートのクリープは考慮しない。

また、解析にあたってL形 PC 段床スラブ部分とリブ部分の交点を完全剛と仮定し、長辺方向を 32 個の均等要素に、短辺方向スラブ部分を 4 個、リブ部分を 2 個の要素に分割した。また支持条件は一端ピン、他端ピンローラーとし、外力には自重(密度 $\gamma=2.5 \text{ g/cm}^3$)、積載荷重 ($W=360 \text{ kg/m}^2$)、およびプレストレスの 3 つを考慮した。

解析結果を図-7に示す。常時荷重時 PC 段床端部スラブ下端に、短辺方向に向かって約 30° の角度で $10 \text{ kg/cm}^2 \sim 30 \text{ kg/cm}^2$ のねじれ斜張力が発生している。部材の曲げ破壊耐力から逆算した端部斜張力は、本設計では $20 \sim 50 \text{ kg/cm}^2$ に及ぶ。これはコンクリートの許容斜張

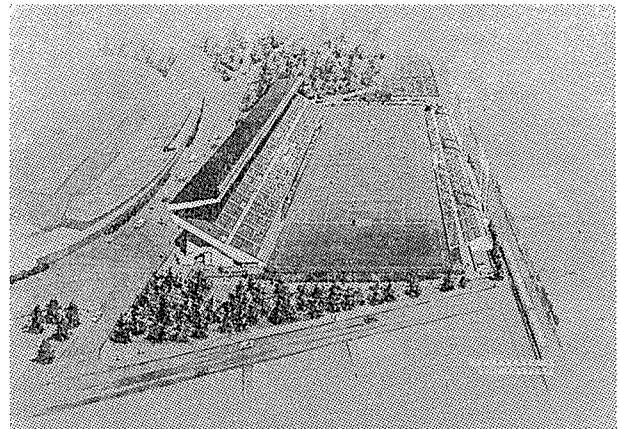


写真-1 完成予想図

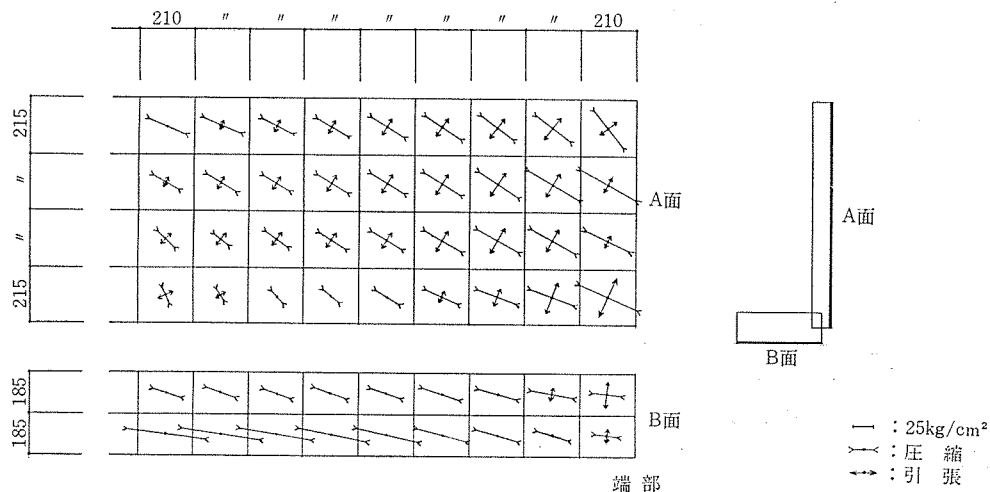


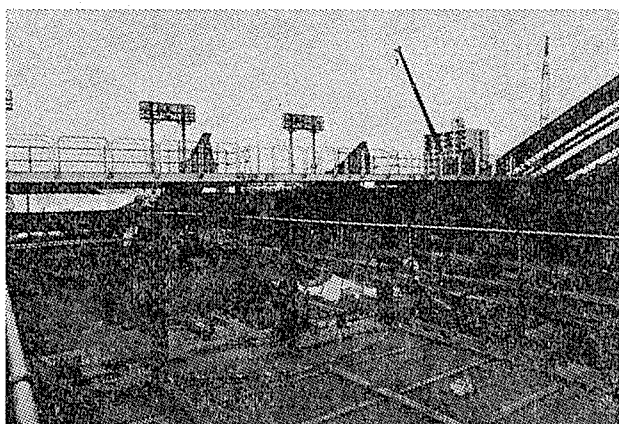
図-7 有限要素法による PC 段床端部応力図

力を超えるため鉄筋で補強を施した。補強の範囲を端部から 40 cm とし補強鉄筋を $6\phi@50$ とした。PC 段床の配筋図を図—8 に示す。

5. PC 部の施工

5.1 PC 梁の施工

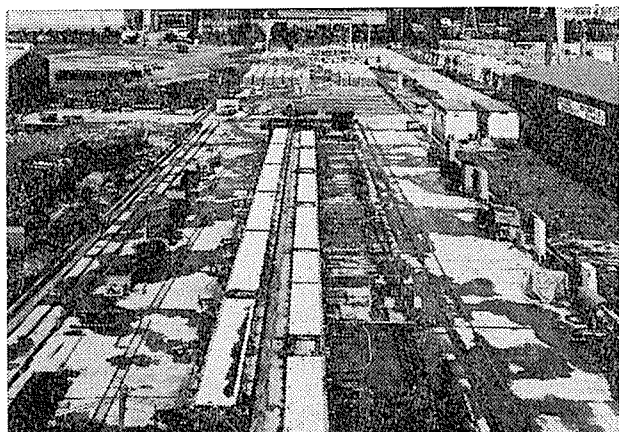
PC ケーブル支持金具はフラットバーをもちいて鉄骨に溶接固定した。鉄骨建方完了後、型枠工事に先立ち PC ケーブル配線工事を行った (写真—2)。各梁にはアンボンド PC ケーブル 6 本が使用されているが、中央部では 3 本をまとめて束ね配線し、端部に向かうにつれ定着具ピッチにあわせた分散配置とした。また緊張には CCL ジャッキを用い、㊦ 通り側からの片引きとした。



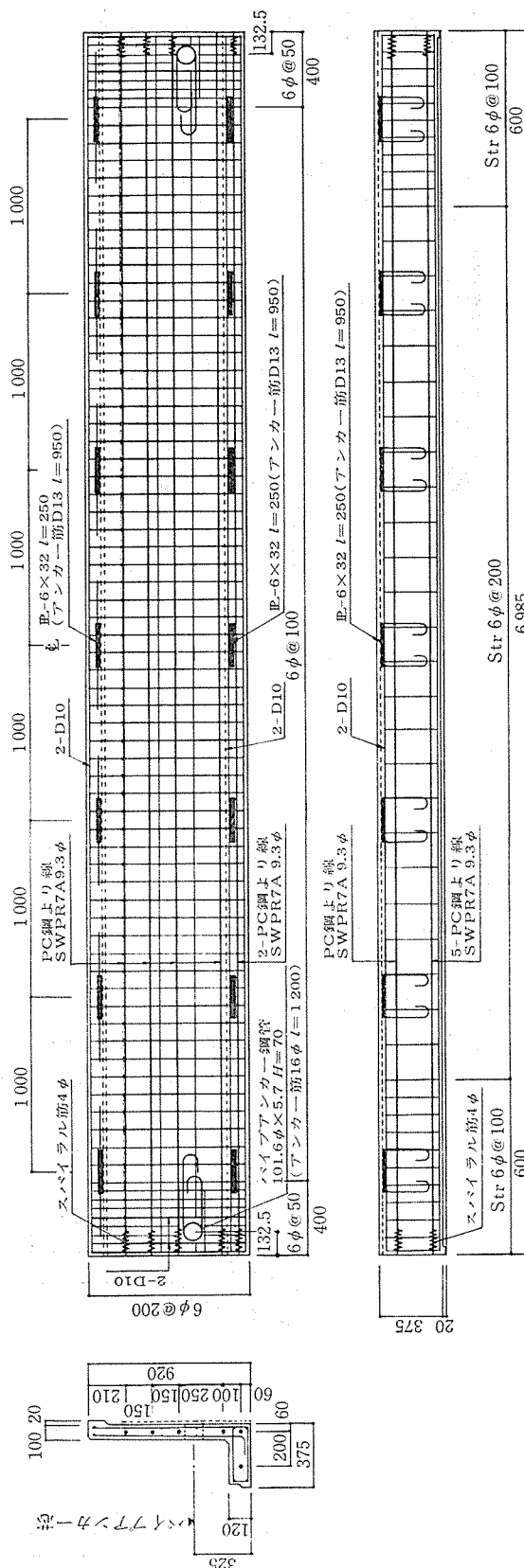
写真—2 PC ケーブル配線工事

5.2 PC 段床の施工

L 形 PC 段床は、観覧席勾配の変化に対応するため上がり部が 15 タイプに変化する。PC 段床に使用される PC 鋼材の配線形状は、断面の変化にかかわらず 4 タイプに統一されており、このことは PC 工場での部材製作を容易にしている。PC 段床はフドウ建研 (株) 水口工場のロングラインベッドを使用し、総数 1169 ピースを 7 か月で製作した (写真—3)。



写真—3 PC 段床の製作



図—8 PC 段床配筋図

また、PC 段床は階段状に構築された受け梁天端を均しモルタルにてレベル調整した後 (写真—4)、クレーンにてフィールド側下段から順次取り付けた。1 日の取付け量は平均 40 ピースで、取付け完了後、逐次、版躯体接合工事、版相互接合工事、目地シーリング工事を施工

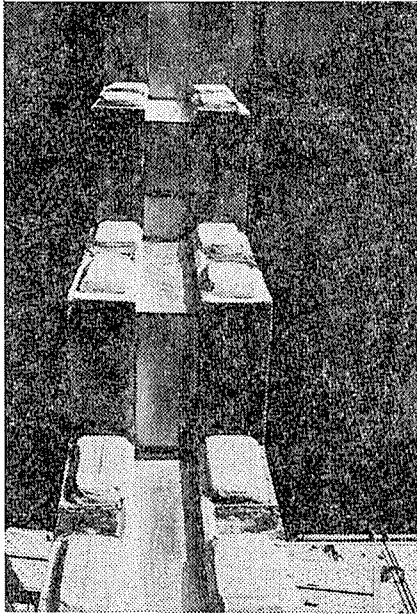


写真-4 受け梁天端均しモルタル

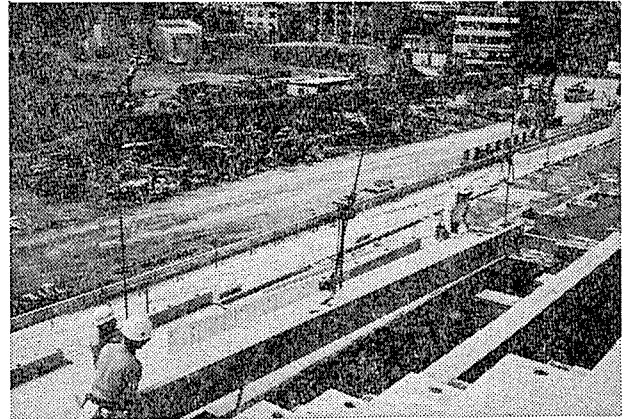


写真-5 PC 段床据付け工事

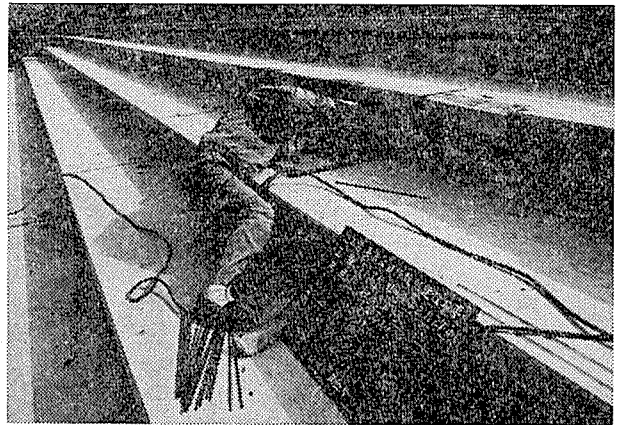


写真-6 版相互接合工事

した。メインスタンド全体工事の工期は1年7か月でその内PC工事には6か月を要した(写真-5, 6)。

6. 実 験

6.1 PC 梁のたわみの計測

プレストレス導入時、PC 梁のたわみの計測実験を行った。計測実験時、PC 梁には自重(床版・小梁を含む)とプレストレスが作用するが、仕上げおよび積載荷重は作用しない。しかも2階梁より上にはコンクリートが打設されておらず部材は鉄骨のみの断面となっている。したがって計測に先立って上記条件下のPC 梁のたわみの計算を行った。結果を図-9に示す。本図には梁の計測

位置と計測結果もあわせて一覧に図示した。

計測には変位計(摺動型変位計・感度 $100 \times 10^{-6}/\text{mm}$ 、非直線性0.1%RO)を用い、全プレストレス導入後、梁下のサポートを完全に撤去し行った(写真-7)。ま

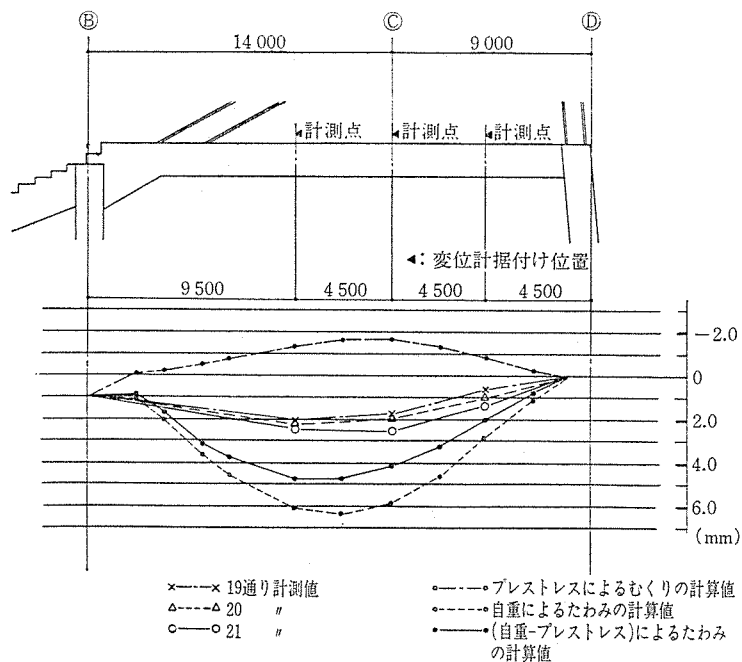


図-9 PC 梁のたわみの計測位置と計測結果

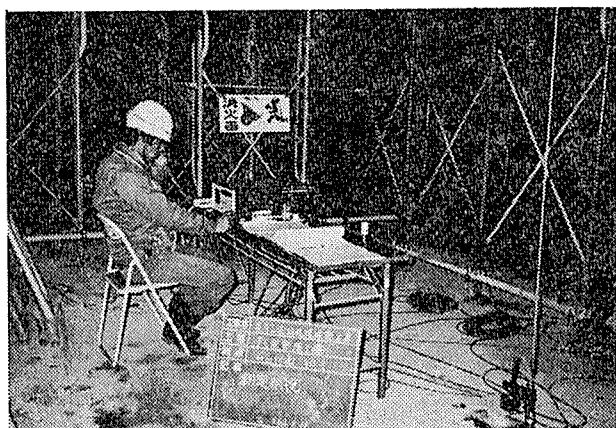


写真-7 PC 梁たわみの計測実験

た、計測は現場施工とのかねあいから弾性域内にとどまったが、その値は最大 2.6 mm で計算値より小さい値となった。

6.2 PC 段床の曲げ強さ試験

PC 段床の曲げ強さを確認するために実物大の破壊試験を実施した。試験方法は JIS A 5412 に準じた。図-10 に荷重装置を示す。

コンクリートの配合を表-2 に、また、部材と同一養生の $\phi 10 \times 20$ のシリンダーによるコンクリートの 4 週圧縮強度試験結果を表-3 に示す。表-4 は実測値と規格値、合格判定値の一覧である。表中、規格値は

$$\text{ひび割れモーメント} \quad M_{CR} = 1.3(G+P)$$

$$\text{曲げ破壊モーメント} \quad M_B = 1.7(G+P)$$

表-2 コンクリート調合表 (1 m³ 当り)

設計基準強度 F_c (kg/cm ²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの筒囲 (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 (%)	細骨材率 S/A (%)	1 m ³ に用いる材料 (kg/m ³)				
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和材 ポゾリス
450	20	5±1.5	34	2±1	40	163	493	684	1053	5.3

表-3 コンクリート圧縮試験結果

試験体 No.	試験体形状 (cm)	試験体重量 (g)	圧縮強度		平均値 (kg/cm ²)
			(t)	(kg/cm ²)	
1	$\phi 10 \times 20$	3780	41.9	533	533
2	$\phi 10 \times 20$	3765	41.5	528	
3	$\phi 10 \times 20$	3770	42.2	537	

表-4 規格値、合格判定値、実測値一覧

項目	規格値 (t·m)	合格判定値 (t·m)	実測値 (t·m)	合否判定
ひび割れモーメント	4.0	4.64	5.81	合
曲げ破壊モーメント	5.27	6.11	10.68	合

1.2G+2.0P のうち
大きい方の値

ここで、G：固定荷重によるモーメント

P：積載荷重によるモーメント

合格判定値は規格値の 1.16 倍とした。

荷重は一方荷重で、ひび割れ検定荷重と破壊検定荷重で一たん除荷後、単調増加荷重により破壊に至らした。部材は上記検定荷重をいずれも合格しており、耐力上問題のないことが実証された。

図-11 に中央たわみと荷重の履歴曲線の実測結果を示す。本図には有限要素法で解析した計算値を併記したが、両者は比較的良い一致をみせている。図-12 にはダイヤルゲージ①～④の実測結果にもとづく中央断面の変形状況を示す。部材中央部は荷重の増加とともに主軸にそって回転しており、部材端部にはねじりモーメントによる斜張力が発生している。しかし部材が曲げ破壊に至るまで斜張力によるひび割れは発生せず、端部に施した補強筋が有効に働いたものと思われる。

7. あとがき

観覧席のように同一断面の単純な繰返しは、RC 造からプレキャスト PC 部材への置換を容易

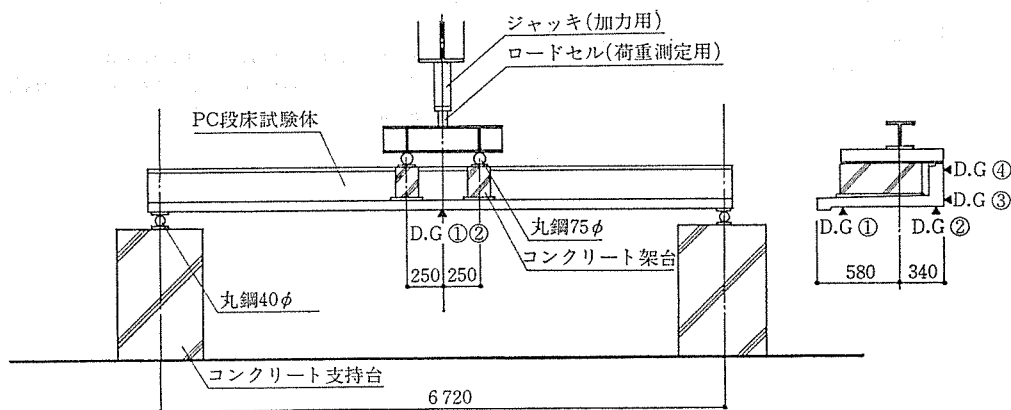
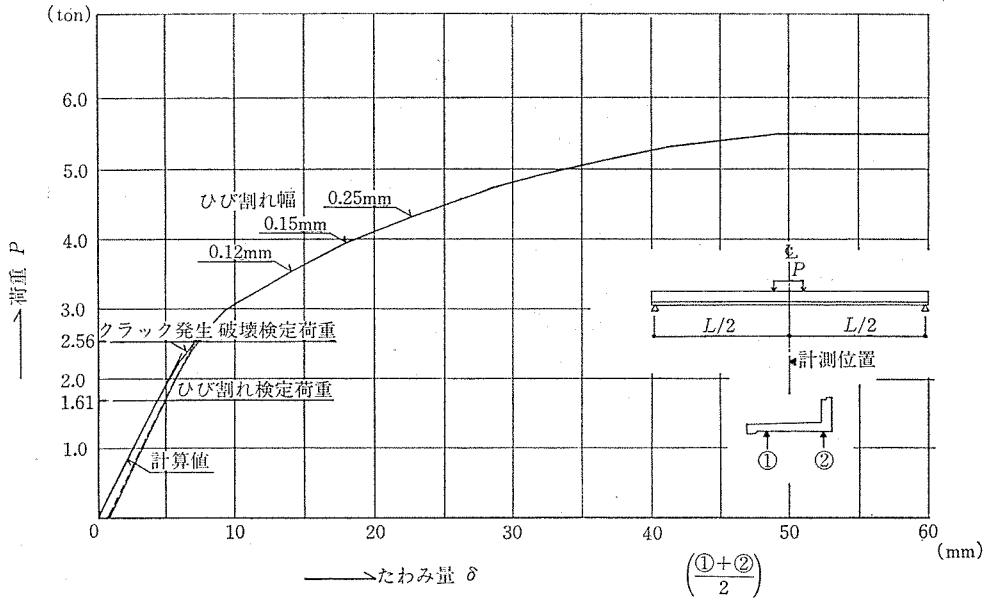
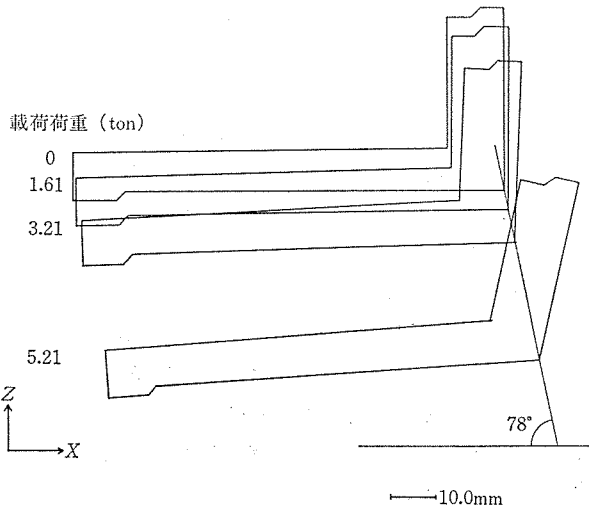


図-10 PC 段床荷重装置



図—11 荷重履歴曲線



図—12 試験体中央断面の変形状況

にしている。日本における PC 化のころみは昭和 34 年頃から始められ今日までに多くの実績を数えることができる。昭和 39 年に本工事に隣接する陸上競技場にもチャンネル形の PC 段床を使用した。本工事では L 形 PC 段床を使用した。施工性、経済性、品質・精度の向上に優れていた。さらに、断面の均一性は部材製作にあたり、断面の長さおよび高さ方向の変化への対応を容

易にした。

また、曲げモーメントと引張力を受ける SRC 造梁にたわみとひび割れ防止のための軽微なプレストレスを導入した。既往の研究から、梁の過大なたわみとひび割れをわずかのプレストレスで防止することができるが多々報告されている。本工事では、その有効性について現場でのたわみの計測実験を通して確認済みである。

最後に、本工事は無事昭和 60 年 9 月に完了することができたが、その設計と施工にたずさわった多くの方々の御努力に対し、心から御礼申し上げる。

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会編：プレストレスト コンクリート 設計施工 規 準・同解説
- 2) 日本建築センター編：プレストレスト コンクリート 造設 計 施 工 指 針 (1983 年 版)
- 3) JIS A 5412：プレストレストコンクリート ダブル T ス ラブ
- 4) 中村 守, 林 保：“京都競馬場新スタンドの設計と施 工”，プレストレストコンクリート, Vol. 24, No. 1
- 5) John B. Kelly, Kenneth J. Pike：“Design and pro- duction of L-shaped bleacher seat units”, PCI Journal, September-October (1973)