

和泉市立コミュニティー体育館新築工事

—プレキャスト・プレストレストコンクリート版を用いたドーム型シェル屋根の設計と施工—

笠原武志*
 山田裕治**
 土居健二†
 加治喜久夫††

1. 構造概要

本体育館は円形のアリーナ部と、それに付属するフロントエッジ部より構成されている。アリーナ部大屋根は、工場製作によるプレキャスト・プレストレストコンクリートリブ付版（以下 PSC 版と略記）を用いたドーム型シェル構造とし、大屋根を支持する下部架構（以下主体部と略記）およびフロントエッジ部は、鉄筋コンクリートラーメン構造としている。

建物平面を 図-1 に、断面図を 図-2 に示す。

2. 大屋根の形状

大屋根の構造は、直径 50.0 m、ライズ 7.15 m（曲率半径約 47.3 m）のドーム形状になっており、構成は主要部とトップライト部に分かれている。主要部は扇形の PSC 版、計 48 ピースをリング状に敷きならべ、それらを一体化するために取合い目地部にモルタル充填を施し、さらにリング方向にプレストレス導入を行っている。トップライト部は中心より直径 17.0 m となっているが、主要部と切り離れた構造としている。

大屋根伏図を 図-3 に、断面図を 図-4 に示す。

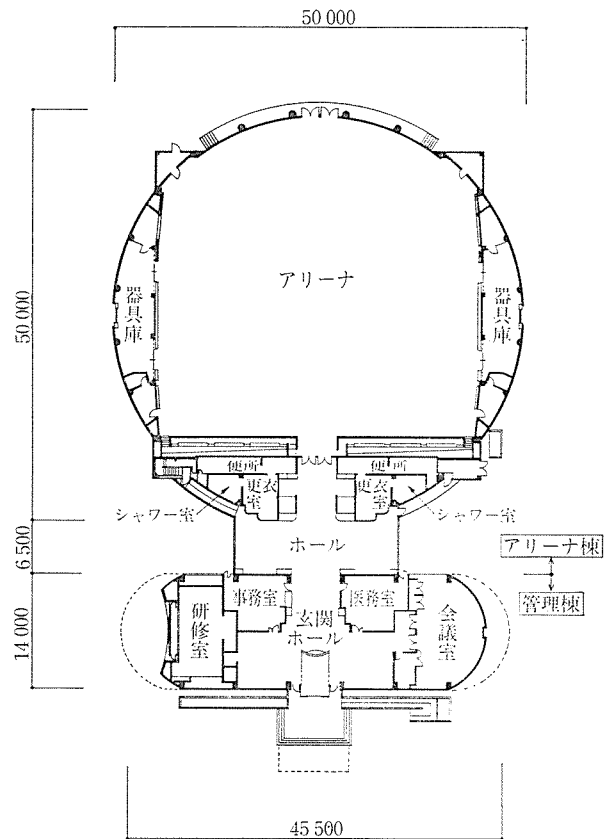
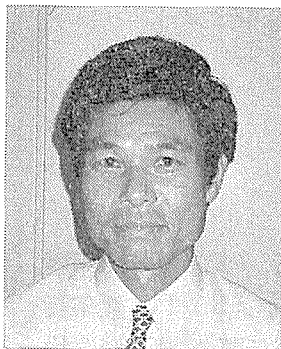
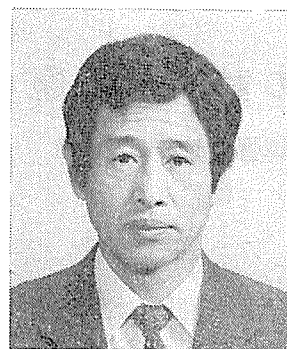


図-1 平面図



* Takeshi KASAHARA
 (株) 梓設計大阪支社設計部
 次長



** Yuji YAMADA
 (株) 梓設計大阪支社設計部
 構造担当



† Kenji DOI
 フドウ建研(株)大阪支店
 設計部構造課長



†† Kikuo KAJI
 フドウ建研(株)大阪支店
 設計部構造課

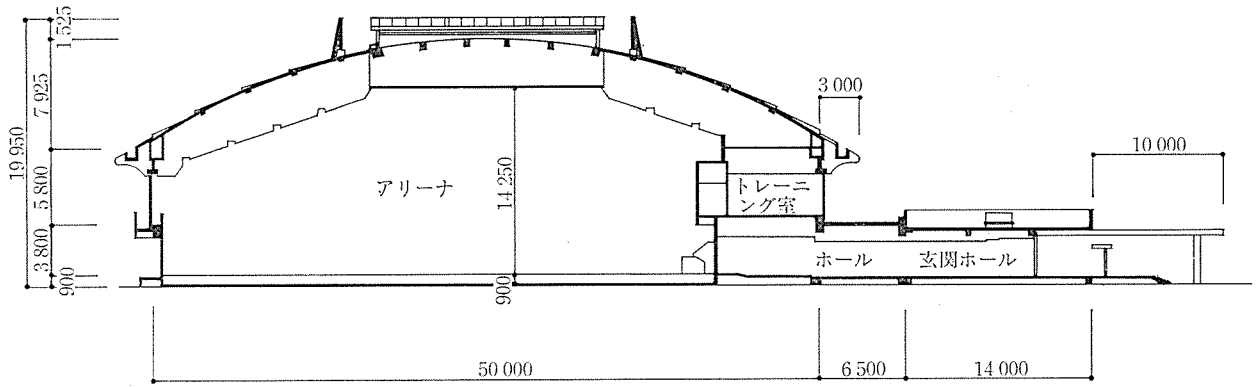


図-2 断面図

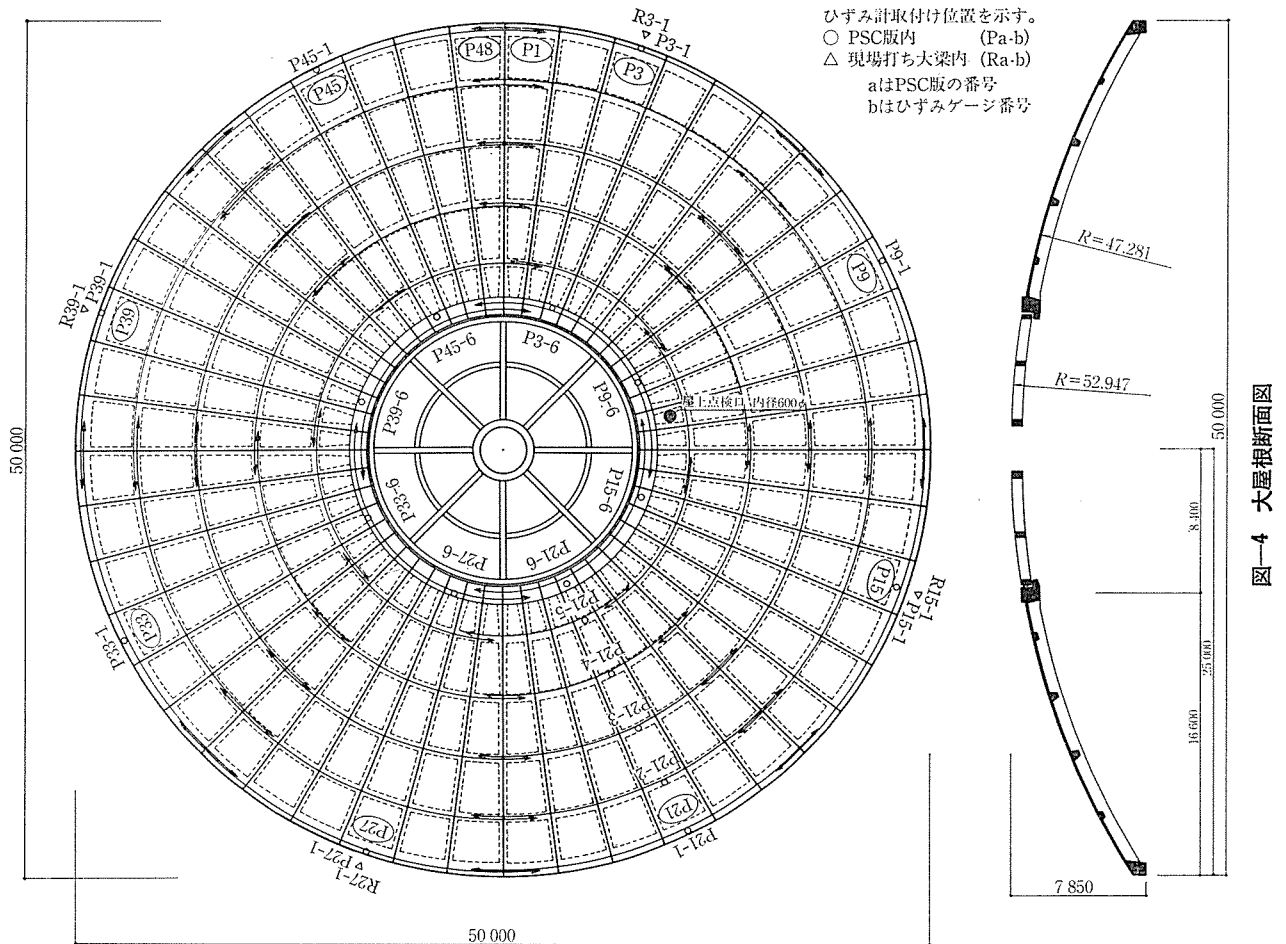


図-3 大屋根伏図

3. PSC 版の形状

大屋根主要部を構成するセグメントは、すそ部幅 3.25 m、頭部幅 1.0 m、長さ 17.8 m の扇形となっている。PSC 版の断面は 120~200×750 mm の 2 本の 梁型と厚さ 70 mm のスラブ部から構成されたチャンネル型となっている（写真-1, 2 参照）。

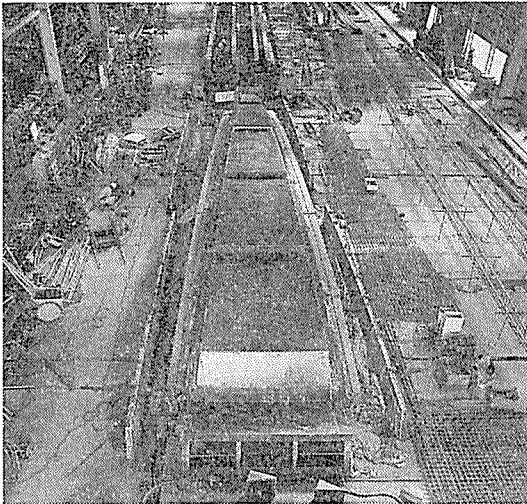
PSC 版内部には、6 個の短辺方向リング梁が内蔵されており、それぞれのリング梁にはプレストレス導入の

ためのシースが設置されている。PSC 版の形状を 図-5 に示す。ケーブル配置状況を 図-3 および 図-5 に示す。またケーブル緊張部詳細を 図-6 に示す。

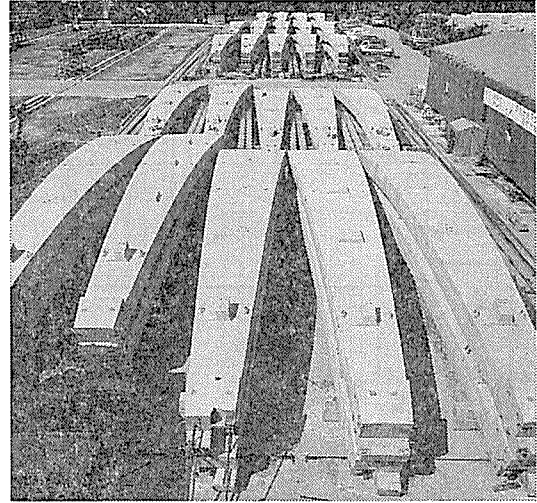
4. 大屋根の支持形式

大屋根すそリング部の支持形式は、法線方向をローラー支承、接線方向をピン支承とした。したがって水平荷重（地震、風、クリープ、乾燥収縮、温度）は大屋根を支持する主体部に対して、大屋根すそリング部の接線方

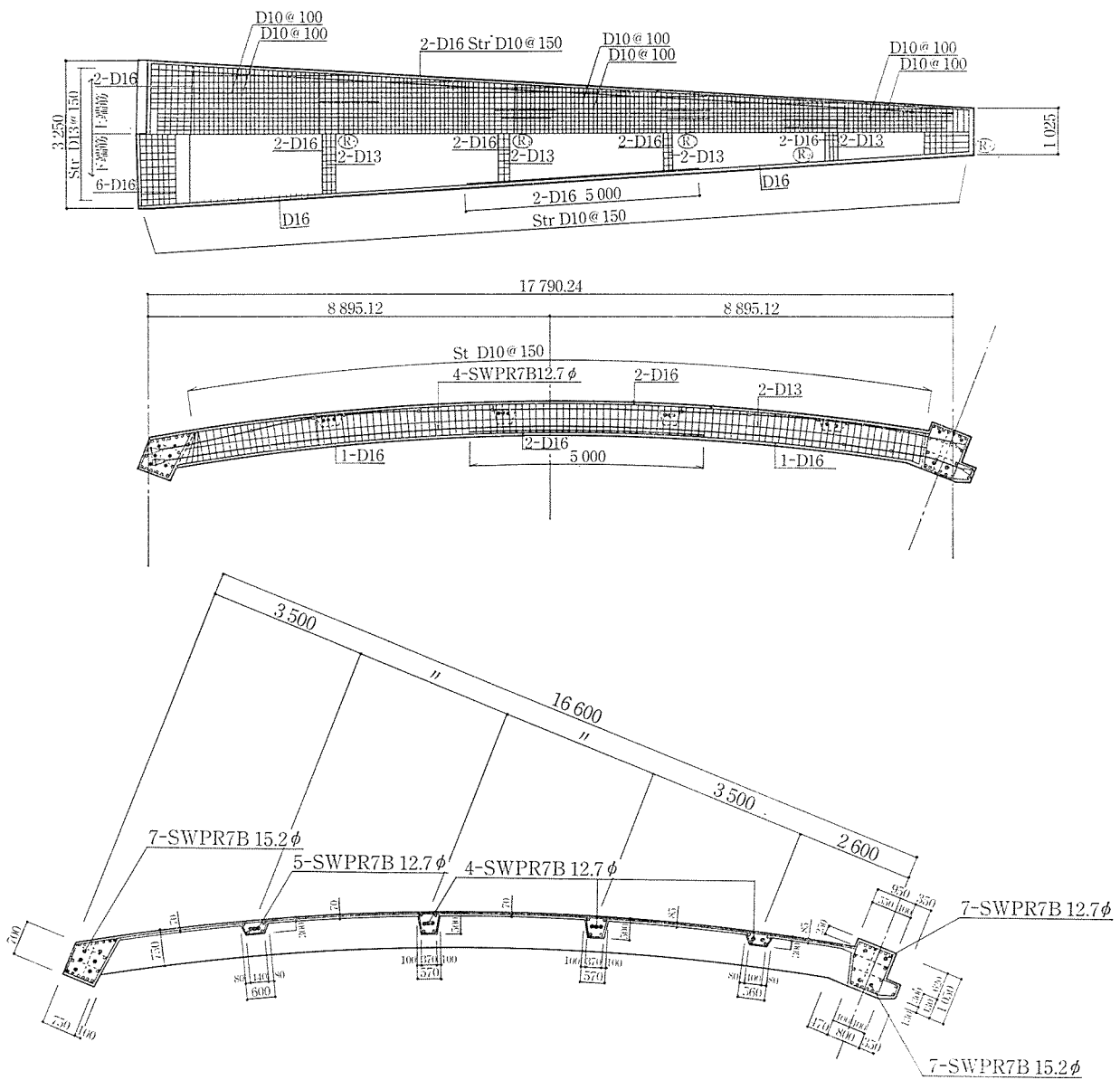
図-4 大屋根断面図



写真—1



写真—2



図—5 PSC 版形状図

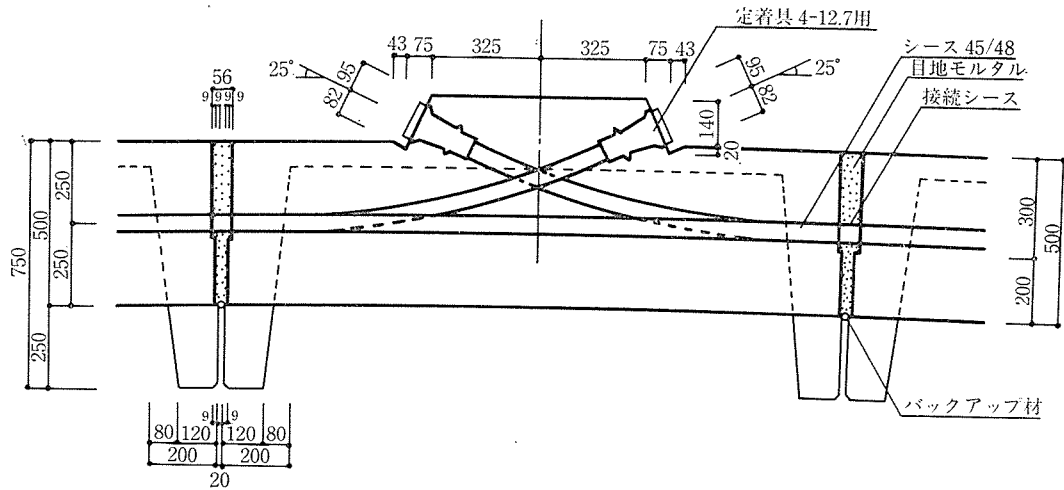


図-6 ケーブル緊張部詳細図

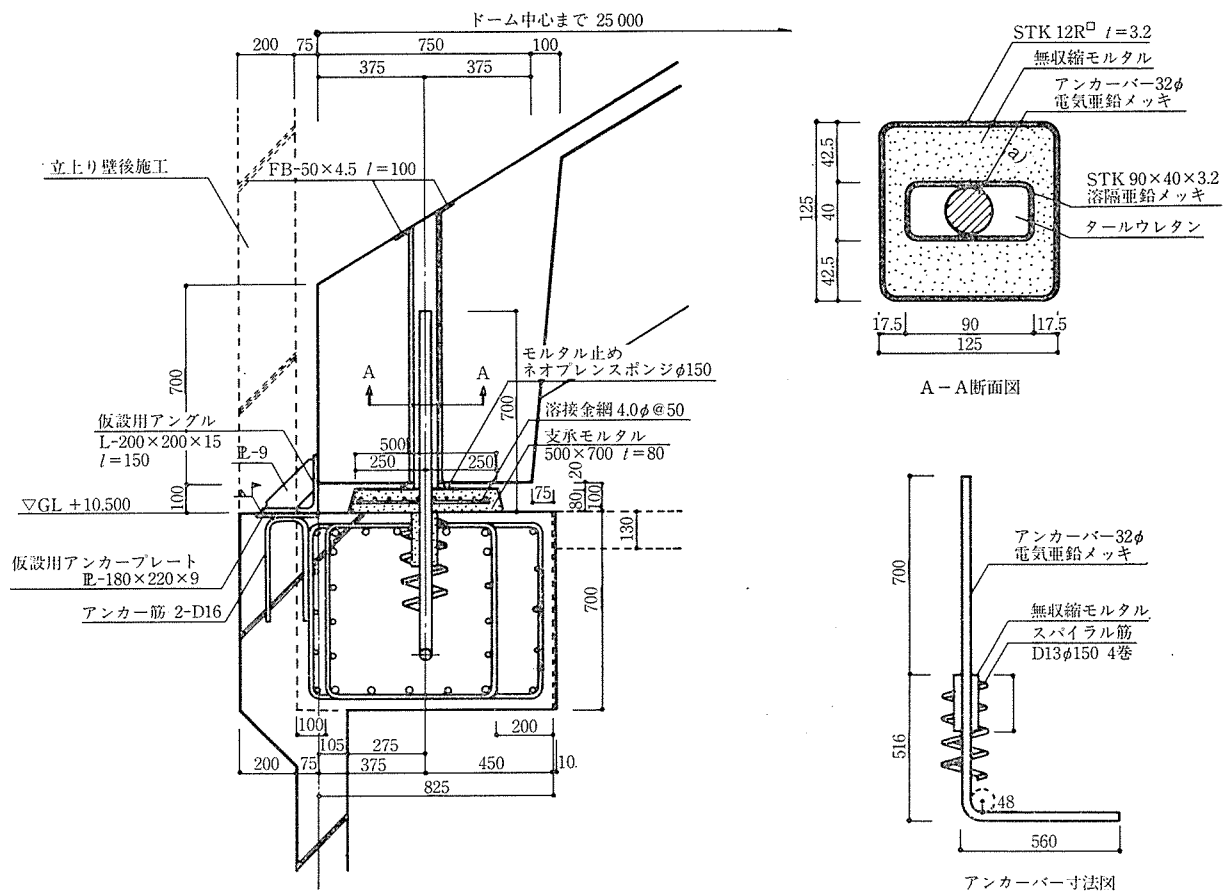


図-7 大屋根主要部支持形式詳細図

向力のみが伝達される構造となっている。すなわち法線方向変位が主となるクリープ、乾燥収縮、温度等の影響は主体部に伝達されない。また大屋根中央に設けられたトップライト部と、大屋根主要部との接合方法も同様に法線方向をローラー支承、接線方向をピン支承としている。図-7、図-8 にそれぞれの支持形式を図示する。

5. 材料の許容応力度

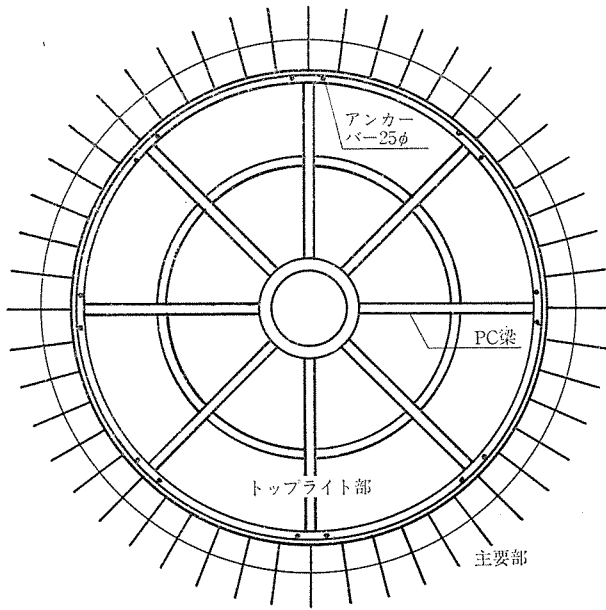
使用材料は下記による。コンクリートは普通コンクリ

ート（プレキャスト材 $F_c=500 \text{ kg/cm}^2$ 、トップライト部 $F_c=350 \text{ kg/cm}^2$ 、その他 $F_c=300 \text{ kg/cm}^2$ 、 225 kg/cm^2 ）、鉄筋は SD 30 A、SD 35、SR 24、プレストレス用ケーブルは SWPR 7 B、および SWPR 19 を用いている。

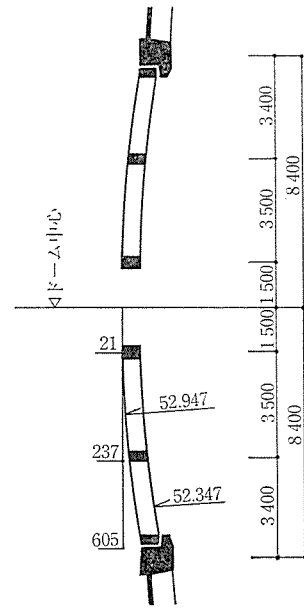
6. 施工手順

大屋根の施工手順は以下のとおりである。

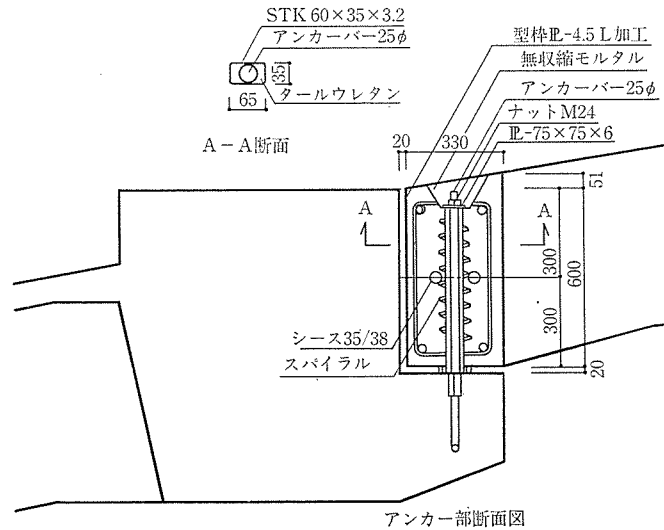
- ① 予め円形のアリーナ中央に設けた仮設架台と大屋根を支持する主体部の間に扇形の PSC 版をリング



トップライト部平面図



トップライト部断面図



アンカー部断面図

図-8 トップライト部支持形式詳細図

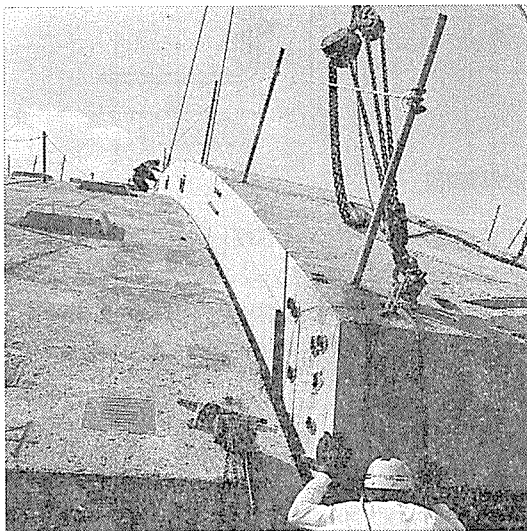


写真-3

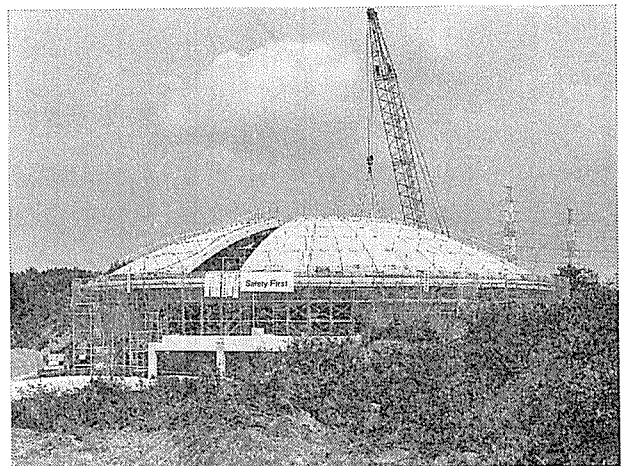
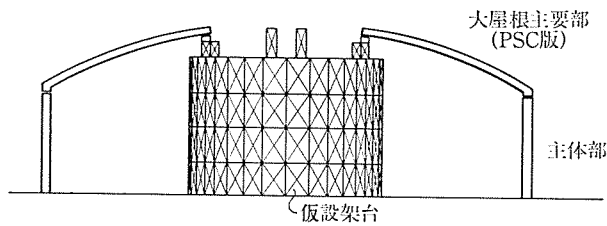


写真-4

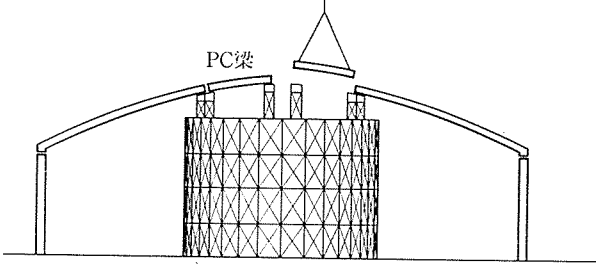
- 状に敷きならべる（写真—3, 4 参照）。
- ② PSC 版相互の目地部にモルタルを充填する。
 - ③ PSC 版に内蔵したリング梁にプレストレスを導入し、緊結一体化する（写真—5 参照）。
 - ④ 大屋根中央のトップライト部を施工する（図—9 参照）。
 - ⑤ アリーナ中央に設けた仮設架台を撤去する。
 - ⑥ 仕上げ工事を施工する。



写真—5

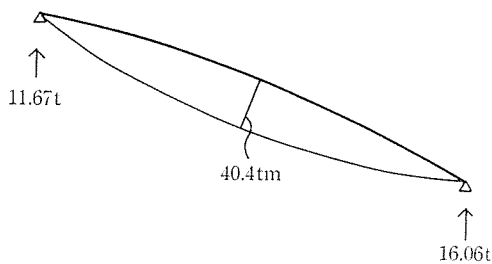


- ① PSC版の架設
- ② 版相互目地モルタル充填
- ③ PSC版内蔵リング梁の緊結一体化



④ トップライト部施工

図—9 大屋根施工手順

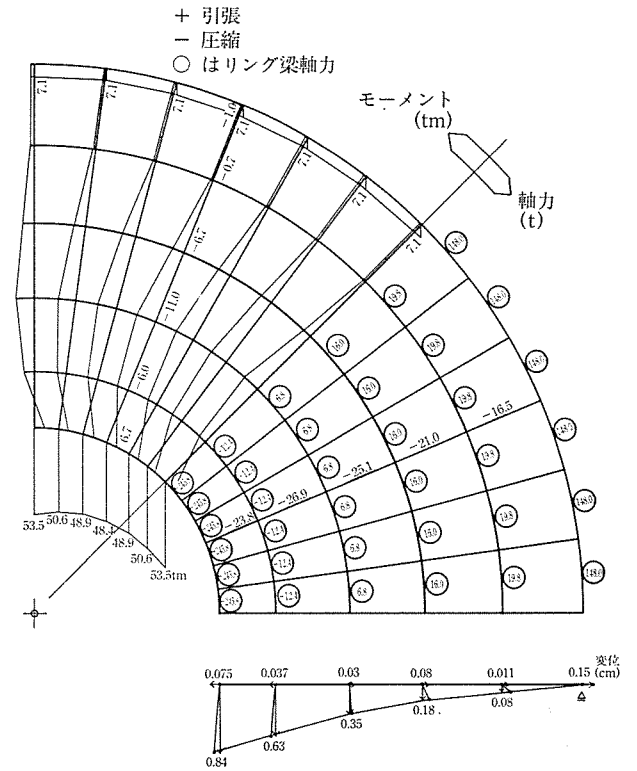


図—10 PSC 版架設時 (単体) 応力

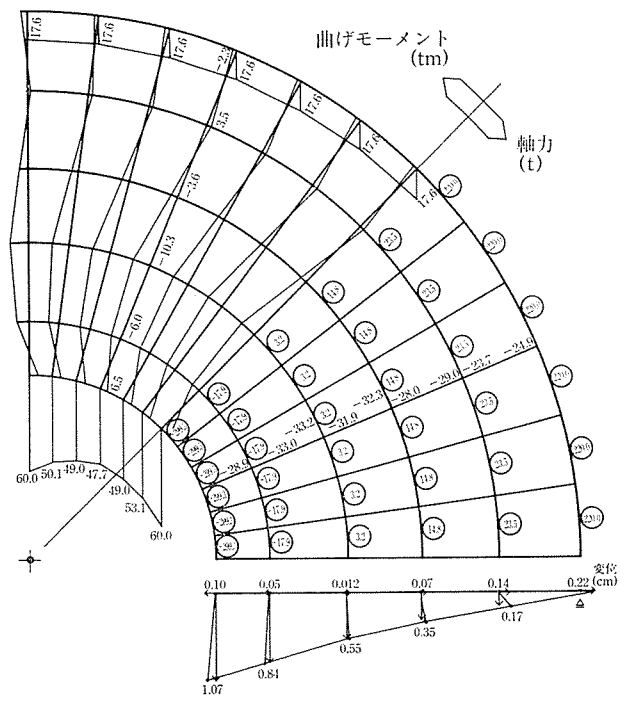
7. 解析方法

解析は施工手順を考慮し立体モデルで行い、プログラムは MSC, NASTRAN を使用した。

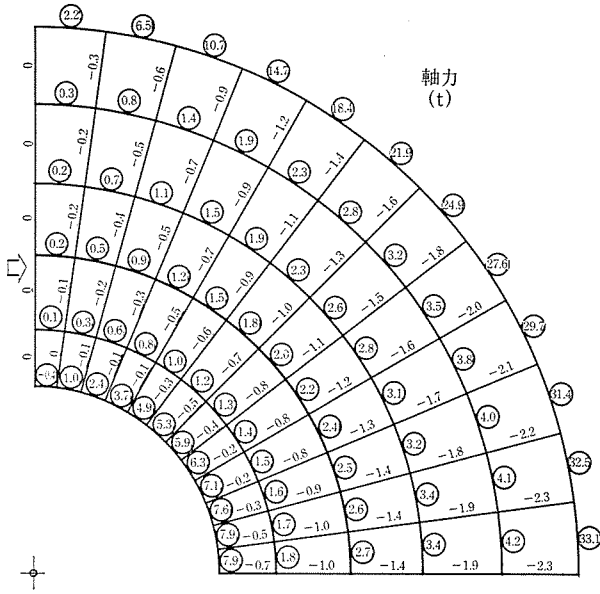
計算結果を図—10~図—15 に示す。



図—11 支保工撤去時応力

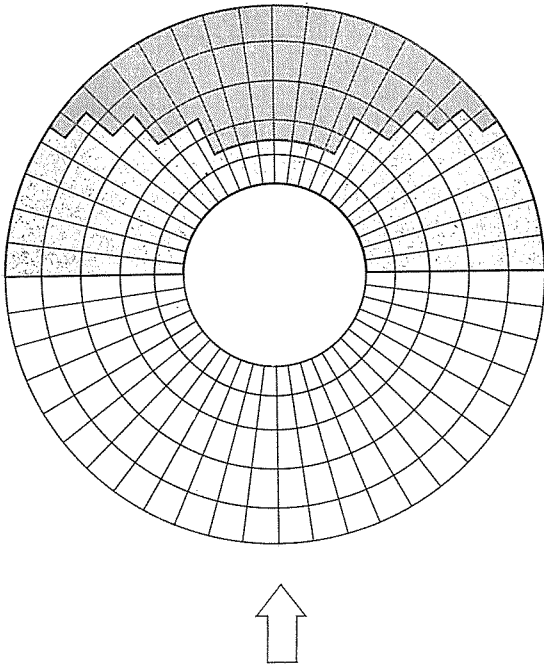


図—12 長期荷重時応力 (自重+積載)



図—13 地震荷重時応力

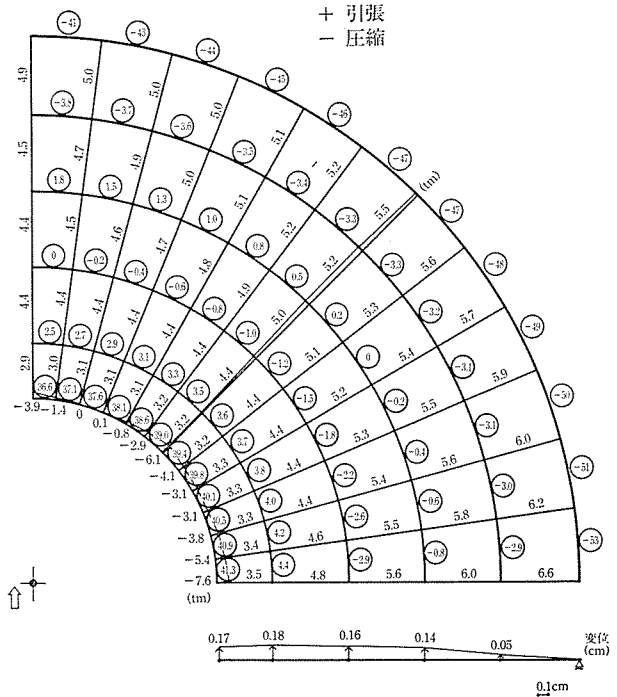
- 風力係数 $c=0.2$ (50kg/m²吹上げ)
- $c=0.5$ (125kg/m²吹上げ)
- $c=0.7$ (175kg/m²吹上げ)



図—14 風力係数

- (1) PSC 版架設時 (単体) 応力 (図—10 参照)
- (2) 支保工撤去時応力 (自重) (図—11 参照)
- (3) 長期荷重時応力 (自重+積載) (図—12 参照)
- (4) 地震荷重時応力 (図—13 参照)
- (5) 風荷重時応力 (図—15 参照)

設計にもちいた風力係数を 図—14 に示す。



図—15 風荷重時応力

8. 構造安全性の検討

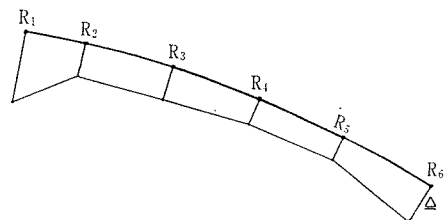
①クリープ・乾燥収縮。②温度変化。③座屈安定性について構造安全性の検討を行った。

8.1 クリープ・乾燥収縮による影響の検討

a) PSC 版内蔵リング梁はリング方向に圧着一体化されている。リング梁の残圧縮力および圧縮応力度の計算値を 図—16 に示す。

b) クリープおよび乾燥収縮による大屋根縮み量の算定を以下の手順で行った。

PSC 版製作後リング梁緊張までの 施工工程を下記のように仮定した。



	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆
長期荷重による軸力 (t)	-299.3	-17.9	3.2	14.8	23.5	220
プレストレス力 (t)	-230	-67	-101	-100	-100	-495
残 軸 力 (t)	-529.3	-84.9	-97.8	-85.2	-76.5	-275
各リング梁の平均圧縮応力度 (kg/cm ²)	-58.4	-26.5	-27.1	-23.1	-21.0	-33.2

図—16 PSC 版内蔵リング梁の軸力および平均圧縮応力度

PSC 版製作期間 3 か月
 工場内養生期間 1 週間
 現場建方期間 3 " } 7 週間 ~ 19 週間
 目地コン打設期間 1 " (最初に製作した PSC 版)
 現場養生期間 1 " (最後に製作した PSC 版)
 リング梁の緊張

PSC 版製作後 7 週間後のクリープ係数

$$\varphi_{t27} = \frac{a \times b \times t}{1.5 + 0.25t} = \frac{1 \times 0.75 \times 7}{1.5 + 0.25 \times 7} = 1.6$$

19 週間のクリープ係数

$$\varphi_{t19} = \frac{1 \times 0.75 \times 19}{1.5 + 0.25 \times 19} = 2.3$$

平均のクリープ係数 $\varphi_t = 2.0$

PSC 版緊張後発生するクリープ変形

$$\varphi_n - \varphi_t = 3.0 - 2.0 = 1.0 \dots \dots \dots (1)$$

PSC 版緊張後発生する乾燥収縮

$$S_n - \varphi_t = S_n / \varphi_n (\varphi_n - \varphi_t) = 1.25 \times 10^{-4} \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 $S_n = 5 \times 10^{-4} \times a \times b = 5 \times 10^{-4} \times 1 \times 0.75 = 3.75 \times 10^{-4}$
 $\varphi_n = 3.0$

(1) 式および (2) 式より求まるクリープ係数および乾燥収縮ひずみをもとに、大屋根部の変形量を算定した。結果を図-17(1)~図-17(3)に示す。

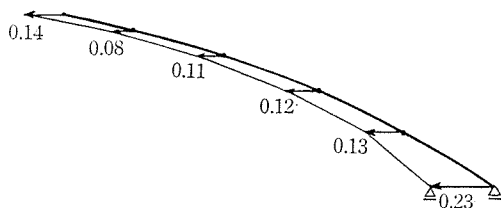


図-17(1) PSC 版内蔵リング梁の弾性縮み (計算値)

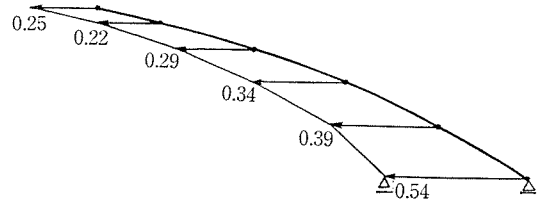


図-17(2) PSC 版内蔵リング梁のクリープおよび乾燥収縮縮み (計算値)

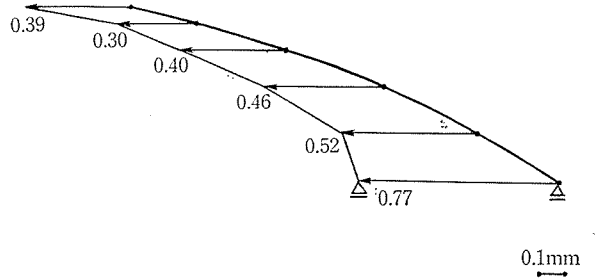


図-17(3) PSC 版内蔵リング梁の弾性縮み [クリープ・乾燥収縮の合計 (計算値)]

c) 大屋根部縮み量実測結果

PC版内蔵リング梁にひずみゲージを埋め込み、1988年10月25日~1990年1月30日の約1年3か月間縮み量を実測した。ゲージ埋込み位置は、図-3の伏図に示した。また縮み量の経年変化を図-18に、大屋根部緊張後、約1年を経過した時点での各リング梁の縮み量を図-19に示した。縮み量の実測値は、計算値の約80%となっている。

8.2 温度変化による影響の検討

考慮した温度変化は ±20°C である。大屋根部変形状況を図-20に示す。

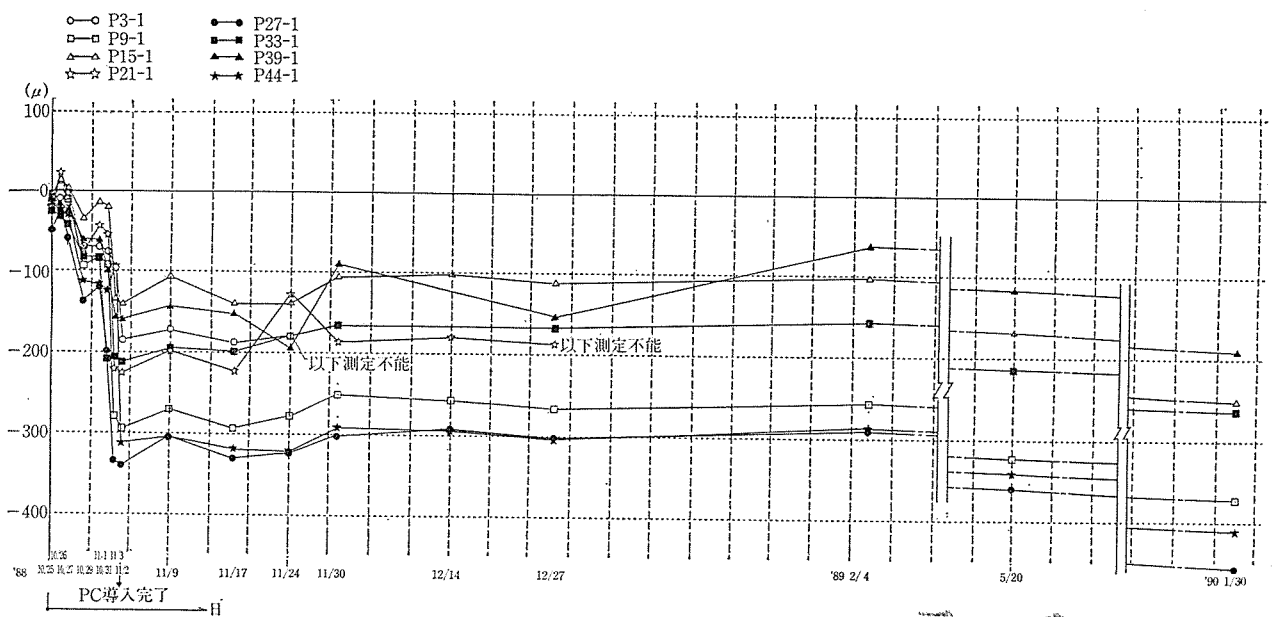


図-18 PC版内蔵リング梁の縮み量の経年変化

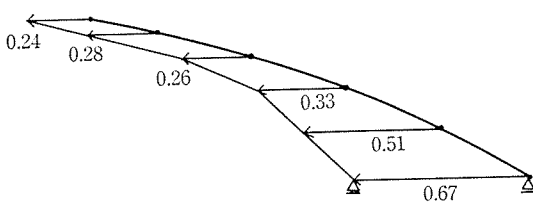


図-19 PSC 版内蔵リング梁の縮みの実測値
(緊張後1年)

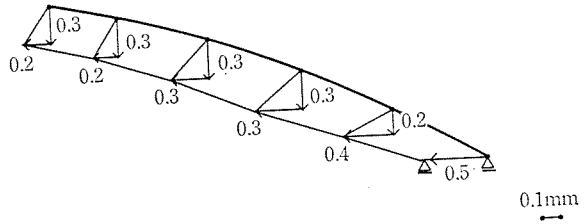


図-20 温度変化による変位

表-1 安定性検討結果

		コンプレッションリング (R ₁)		コンプレッションリング (R ₂)		PSC 版リブ		全体モデル 注2)	
		面内	面外	軸力	曲げモーメント	軸力	曲げモーメント	軸力	曲げモーメント
Eular 式による座屈荷重 (t)		10 952 (t)		15 391		14 767		1 820	
シエルの 応力	鉛直荷重時 (G+P)	軸力 (t)	曲げモーメント (tm)	軸力	曲げモーメント	軸力	曲げモーメント	軸力	曲げモーメント
	地震荷重 (K)	8	—	8	—	1.8	—	2.3	—
	風荷重 (W)	-41.3 (引張)	—	-41.3 (引張)	7.6	-4.4 (引張)	—	6.6	2.4
安全率	鉛直時	軸力 1.2 (G+P) 一定曲げモーメントのみ増加		6.5		48.3		8.4	
		軸力と曲げモーメントを同時に増加		7.1		7.3		91.2	48.1
	地震時	長期 1.2 (G+P) 一定地震力増加		363.9		346		427	
注1)	暴風時注3)	長期 1.0 (G+P) 一定風荷重増加		7.6		7.6		15.4	

(G: 固定荷重 (K: 地震荷重 ※ 表中 - は引張力を表わす)
(P: 積載荷重 (W: 風荷重

注 1) 安全率は弾性限界耐力に対する倍率で表わしている。

注 2) 全体モデルでの地震時および暴風時安全率は (G+P+K) および (G+P+W) に対して求めたものである。

注 3) 暴風時は断面の引張側で部材耐力が決定される。したがって 1.0 (G+P) の荷重によって発生した断面の縁応力が風荷重により 0 になる時の耐力をもって部材耐力とした。

8.3 座屈安定性に対する検討

—施工 (現場据付け時) 誤差に対する検討を含む

① 検討の方針

大屋根主要部の構成部材の座屈は圧縮曲げ破壊 (設計基準強度 500 kg/cm²) による塑性座屈となるが、本設計における座屈安全性の検討は次のように行った。すなわち下記の弾性限界応力度を設定し、それぞれの部材の弾性限界耐力を算定し、鉛直荷重時、地震荷重時、風荷重時の部材応力との倍率を求め、座屈安定性の安全率とした。この部材耐力算定に当たり以下の設定をもうけた。

① コンクリートの弾性限界圧縮応力度を $F_{el}=360$ kg/cm²、弾性限界引張応力度を $0.07 F_{el}=25.2$ kg/cm² (ただし PSC 版接合部は 0 kg/cm²、弾性係数は鉄筋コンクリート計算規準、同解析に示された値の 85% (3.0×10^5 kg/cm) をもちいた。

② 施工誤差は部材の初期曲がりとして考慮し、部材耐力算定には弾性限界応力度の割引ききで対応した。本検討の中で想定した初期曲がりとは以下のとおりであ

る。

○コンプレッションリング (R₁)

面内方向 3 cm 以内

面外方向 2 cm 以内

○PSC 版リブ材 : 1 cm 以内

また、大屋根主要部全体の安定性については、電算機 (MSC, NASTRAN) を用いて、立体モデルにて行った。

② 検討結果と考慮

検討結果を表-1 に一覧で示す。

個々の構成部材の安全率は鉛直荷重の 7.1 倍以上、地震荷重の 346 倍以上、風荷重の 7.6 倍以上が確保されており、想定される外力に対して、充分安全であると判断される。

謝辞 本体育館の設計にあたり御指導をたまわりました大阪大学鈴木教授、近畿大学須賀教授に深く御礼申し上げます。

【1990年3月1日受付】