

特集

P C 建 築

— イベント施設

公園地下に建設される大スパンのプレストレストコンクリート球形シェルの構造設計

鵜飼 邦夫*1・原 克己*2・阿波野 昌幸*3・小阪 淳也*4

1. 序

本報告で紹介する建物は、大阪市のスポーツ施設の中核施設として位置づけられる市立体育館（仮称：中央体育館）であり、大小2つの円形アリーナを含むすべての施設が公園の地下に計画され、現在建設中の建物である。大都市圏においては、近年、駐車場等が地下に建設される例が増えているが、本建物の計画は緑地の少ない大都市圏において、緑につつまれた公園と大規模な建築物を融合させた画期的な計画である。

この大小2つのアリーナは、図-1の断面パースおよび図-2の鳥瞰パースに示されるように、屋根部分が公

園の植栽を支持し同時に地下の大空間を実現することが求められた。それぞれのアリーナの規模は大アリーナ（以後メインアリーナと称する）が直径110m、小アリーナ（以後サブアリーナと称する）が直径52mの円形アリーナである。

この円形アリーナ屋根の構造として、最外周にプレストレストコンクリートのテンションリングを配したコンクリート球形シェルを計画した。

本報告は、本建物全体の計画概要を紹介したのち、メインアリーナおよびサブアリーナ屋根のプレストレストコンクリート球形シェルの構造設計について紹介するものである。

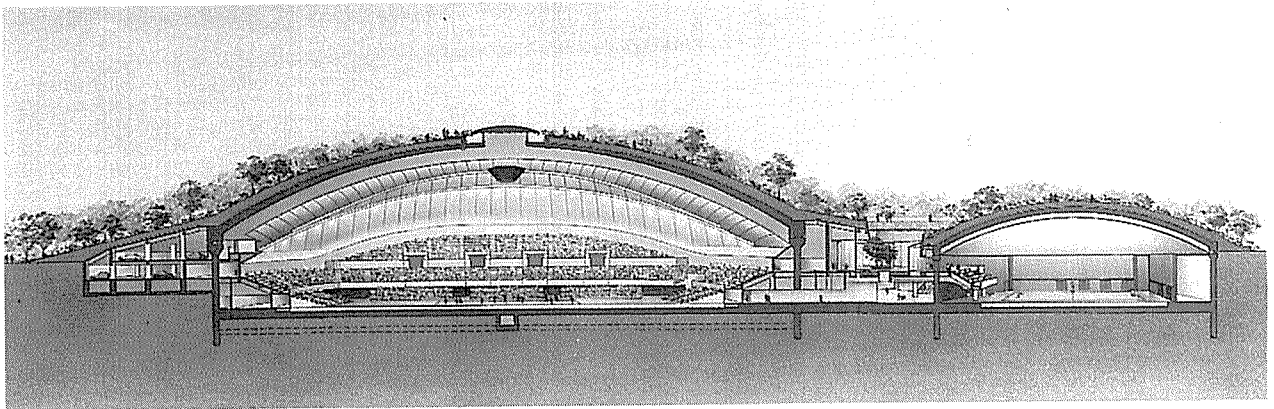


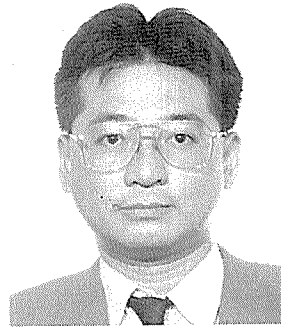
図-1 断面パース



*1 Kunio UKAI
 (株)日建設
 大阪構造事務所
 構造部長、工学博士



*2 Katsumi HARA
 (株)日建設
 大阪構造事務所
 構造設計主管



*3 Masayuki AWANO
 (株)日建設
 大阪構造事務所
 構造部員



*4 Junya KOSAKA
 (株)日建設
 大阪構造事務所
 構造部員

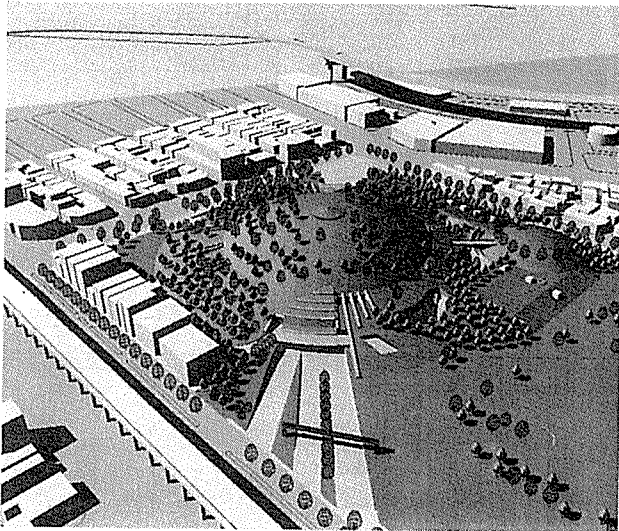


図-2 鳥瞰パース

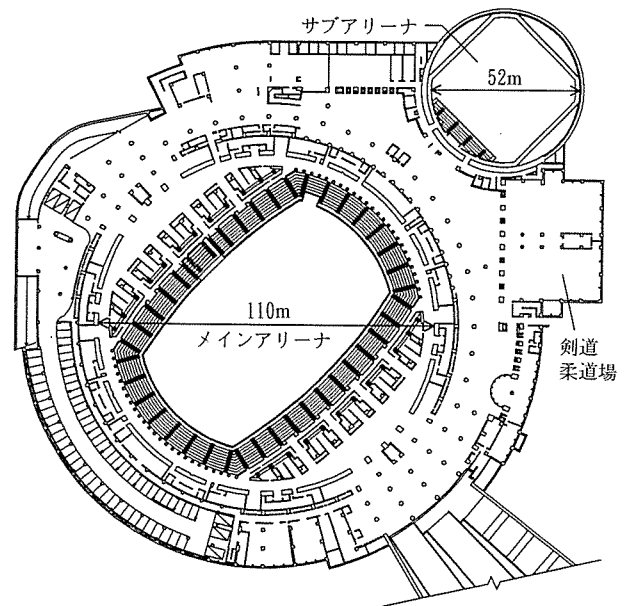


図-3 平面概要図

2. 建物概要

2.1 計画地

本計画地は大阪市内中心部から西へ約5kmに位置し、大阪市内中心部を東西に横切る中央大通（築港深江線）とみなと通の合流点の八幡屋公園内にある。大阪市内を東西に横切る地下鉄中央線の朝潮橋駅が計画地の南西角に隣接し、また敷地西側約500mに阪神高速大阪港線天保山ランプが位置している。近接する商業地としては、東側にはJR弁天町駅前再開発地区、西側には天保山ハーバービレッジ、さらに大阪港を渡って南港のコスモスクエア地区があげられる。

2.2 建築概要

建物名称：中央体育館

建物位置：大阪市港区田中3丁目1の10番地11筆

地域地区：住居地域・一部商業地域・準防火地域
容積率制限；233.4%

（住居地域 200%；103 310 m²）

（商業地域 400%；20 676 m²）

建ぺい率制限；10%

（住居地域 60%・商業地域 80%・都市公園 10%）

主要用途：体育館

建築主：大阪市

敷地面積：123 986 m²

建築面積：442.25 m²（建ぺい率0.36%）

延床面積：38 425 m²

容積対象床面：35 612 m²

容積率：28.73%

階数：地下3階

高さ：

・軒高 SGL+26.6 m（地盤面+4.0 m）

・建物高 SGL+30.0 m（地盤面+7.4 m）

・最高部高 SGL+30.0 m（地盤面+7.4 m）

・基礎深さ SGL-11.5 m

・BIF=SGL+1.0 m（SGL±0=OP+1.5 m）

（注：SGLは単に基準高さを示すもので、平均地盤面ではない）

構造種別

・地業、基礎 場所打ちコンクリート杭地業
場所打ち鉄筋コンクリート地中壁地業

・架 構

（アリーナ屋根）プレキャストコンクリートおよび現場打ち鉄筋コンクリート造による球形シェル構造

テンションリング：プレストレストコンクリート造

（上記以外）鉄筋コンクリート造

一部プレストレストコンクリート造

仕上げ概要

・屋根 ステンレス防水

3. 構造設計

3.1 基礎計画

図-4に構造断面を示す。基礎底の下の地盤は軟弱な沖積粘性土層であるため、建物を直接支持するには不適當であると考えられる。したがって、基礎は場所打ちコンクリート杭（一部拡底杭）および杭兼用のRC造連続地中壁（以下RC連壁と称す）を採用し、GL-35

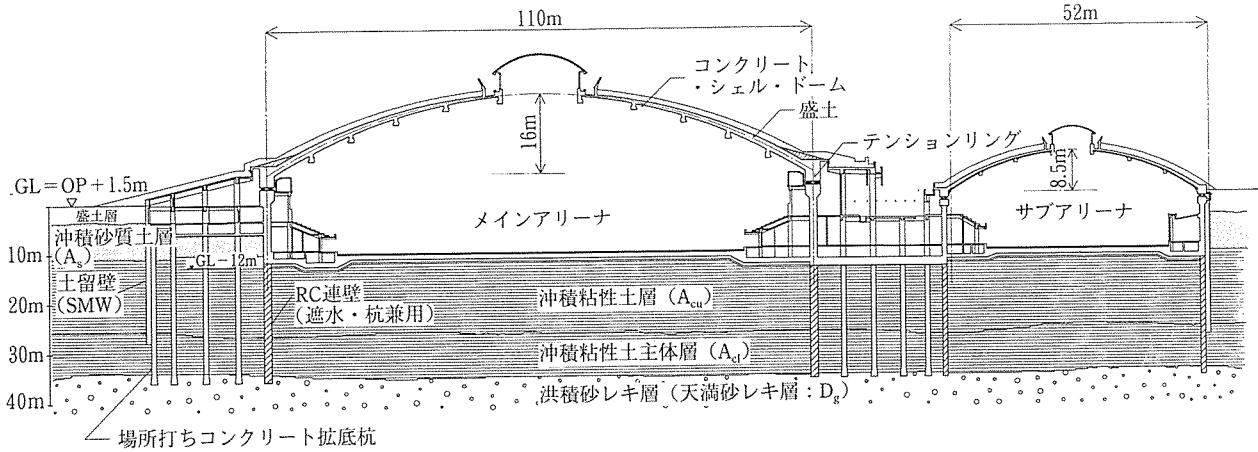


図-4 構造断面図

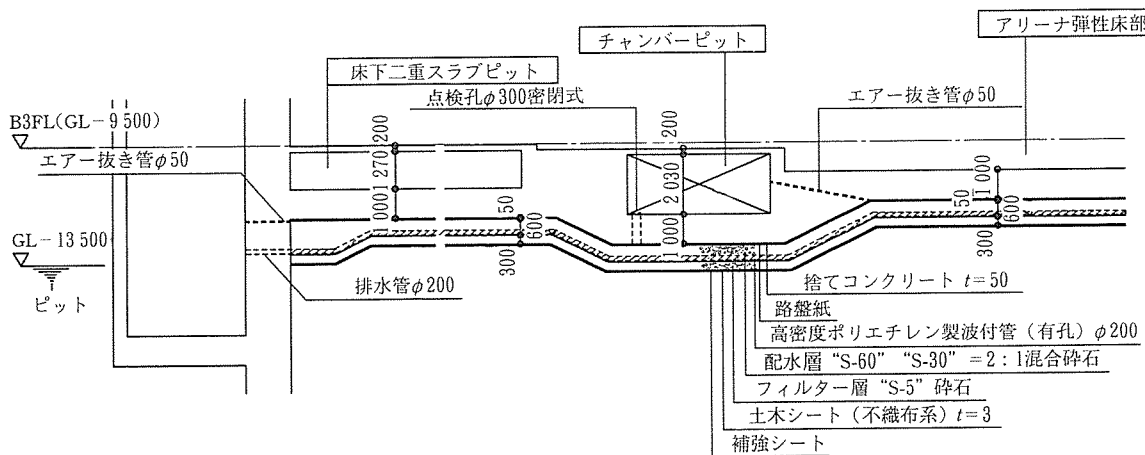


図-5 排水計画図

m 付近の N 値 50 以上の堅固な洪積砂レキ層に支持させることとした。

RC 連壁はメインアリーナおよびサブアリーナの大屋根のコンクリート・球形シェルを支持する円筒形の耐力壁の直下に設ける。RC 連壁は鉛直荷重を支持し、かつ地震時の水平力に対し充分に対応できる剛性と耐力を確保した。さらにこの RC 連壁はアリーナ床面下への地下水の流入を防ぐ遮水壁として有効に働くように円筒状に一体となる構造とした。

アリーナ周辺の建物は場所打ちコンクリート拡底杭により支持するように計画した。

アリーナ床面は砕石により砂利地業を施したうえで鉄筋コンクリート造のマットスラブを載せた構造としている。砕石の下の沖積粘性土層は、アリーナ床面の重量が排土重量より小さく増加荷重とならないため、圧密沈下することはない。また、万一遮水壁である RC 連壁が水が浸透し、地下水による浮力がアリーナ床面に作用するのを防ぐために、図-5 に示すようにアリーナ床面に砕石による排水層・排水管等を設け、浸透した水を揚水する計画としている。

3.2 球形シェルの構造計画

(1) 球形シェルの構造上の特徴

本建物のアリーナ屋根に採用したコンクリート球形シェルには、次のような構造上の特徴がある。

- 1) メインアリーナは直径が 110 m、ライズが 16 m、サブアリーナは直径が 52 m、ライズが 8.5 m のいずれも大スパンのコンクリート球形シェルである。
- 2) シェルの主構造は鉄筋コンクリート造とし、その最外周部のテンションリングは現場打ちのプレストレストコンクリート造とし、メインアリーナが約 2 万 ton、サブアリーナが約 3 千 ton の緊張力を導入している。
- 3) シェル部分は施工および経済性等を考慮して、プレキャスト PC 版およびプレキャスト PC 梁と現場打ちコンクリートによる合成構造とした。

(2) 球形シェルの構造計画

球形シェルの‘力の流れ’の概念図を図-6 に示す。この図に示されるように、球形シェルに鉛直荷重が加わると放射方向（半径方向）に圧縮力が流れテンションリングに伝達し、テンションリングとシェルの外周縁を膨

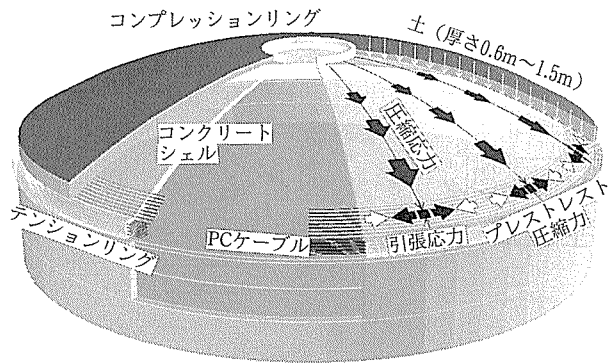


図-6 球形シェルの(力の流れ)概要図

らませるような引張力が作用する。この引張力に対し、テンションリングの円周方向に導入したプレストレスが抵抗する。このテンションリング部分はPCストランドを円周方向に配置し、緊張力を導入しあらかじめコンクリートに圧縮力を加えるプレストレストコンクリート構造として計画した。

本計画のような大荷重を支持する大スパン屋根構造の場合、応力状態がテンションリング部分を除いて、圧縮応力状態となる球形シェル構造とし、圧縮力に強いコンクリート造にすることで、非常に経済的かつ合理的な構造となる。テンションリングにプレストレスを導入することにより、コンクリートの材料特性である引張耐力の小さい特性を補うことができ、コンクリートを圧縮材として全断面有効に活用できることとなる。また、コンクリート打込みや盛土を載せるといった施工段階において、段階的にプレストレスを導入することにより、コンクリートの応力・変形を各施工段階でコントロールすることができる利点がある。

プレキャストPC版およびプレキャストPC梁を採用したのは次のような理由による。プレキャストPC版が現場打ちコンクリートの型枠となるため、足場製作作業および型枠工事が簡素化される。また、そのPC版を支

持する部材を剛性の高いプレキャストPC梁にすることにより、支保工がPC梁の端部の支持点に集約され、そのPC梁のたわみ量が小さいためスパン(支保工間隔)も十分に確保することができる。

(3) メインアリーナ屋根の構造

メインアリーナの屋根は、厚さ480~1200mmの球形シェル部と、最外周部のテンションリング梁(縦4.8m×横3.0mの長方形断面の現場打ちコンクリート梁)と頂部に配した直径16mのコンプレッションリング梁(プレキャストPC梁)から構成されている。球形シェル部分は、図-7に示すように、円周方向にリング状に5重に配したプレキャストPC梁と、そのプレキャストPC梁間に敷き並べたプレキャストPC版(Double T版;DT版)および現場打ちコンクリートによる合成構造としている。

プレキャストPC梁およびプレキャストPC版(DT版)が敷き並べられている状況を拡大したものが図-8である。また、図-9に主なプレキャストPC梁の断面を示す。図-8に示されるように各部材は直線で構成され、各々支保工で支持されているプレキャストPC梁端部は、現場打ちコンクリートにより一体となる。各プレキャストPC梁の平均プレストレス力は60~90kgf/

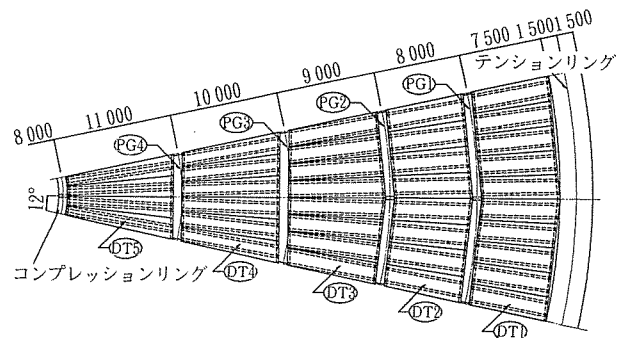


図-8 メインアリーナ プレキャストPC梁およびPC版割付け図

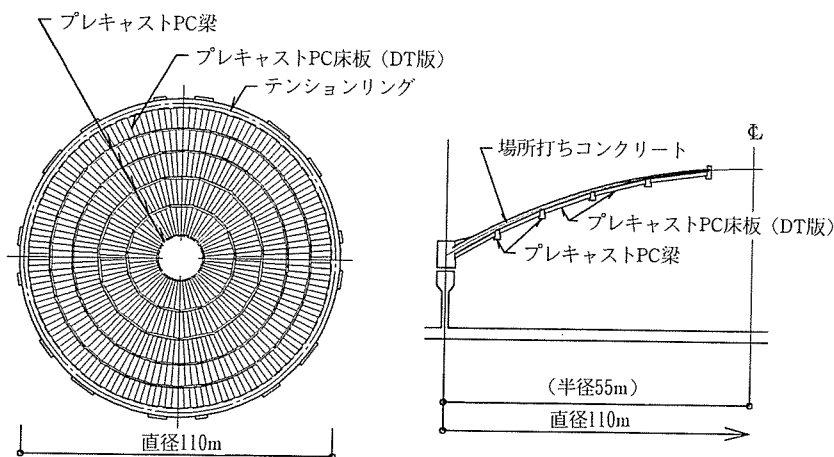


図-7 メインアリーナ球形シェル概要図

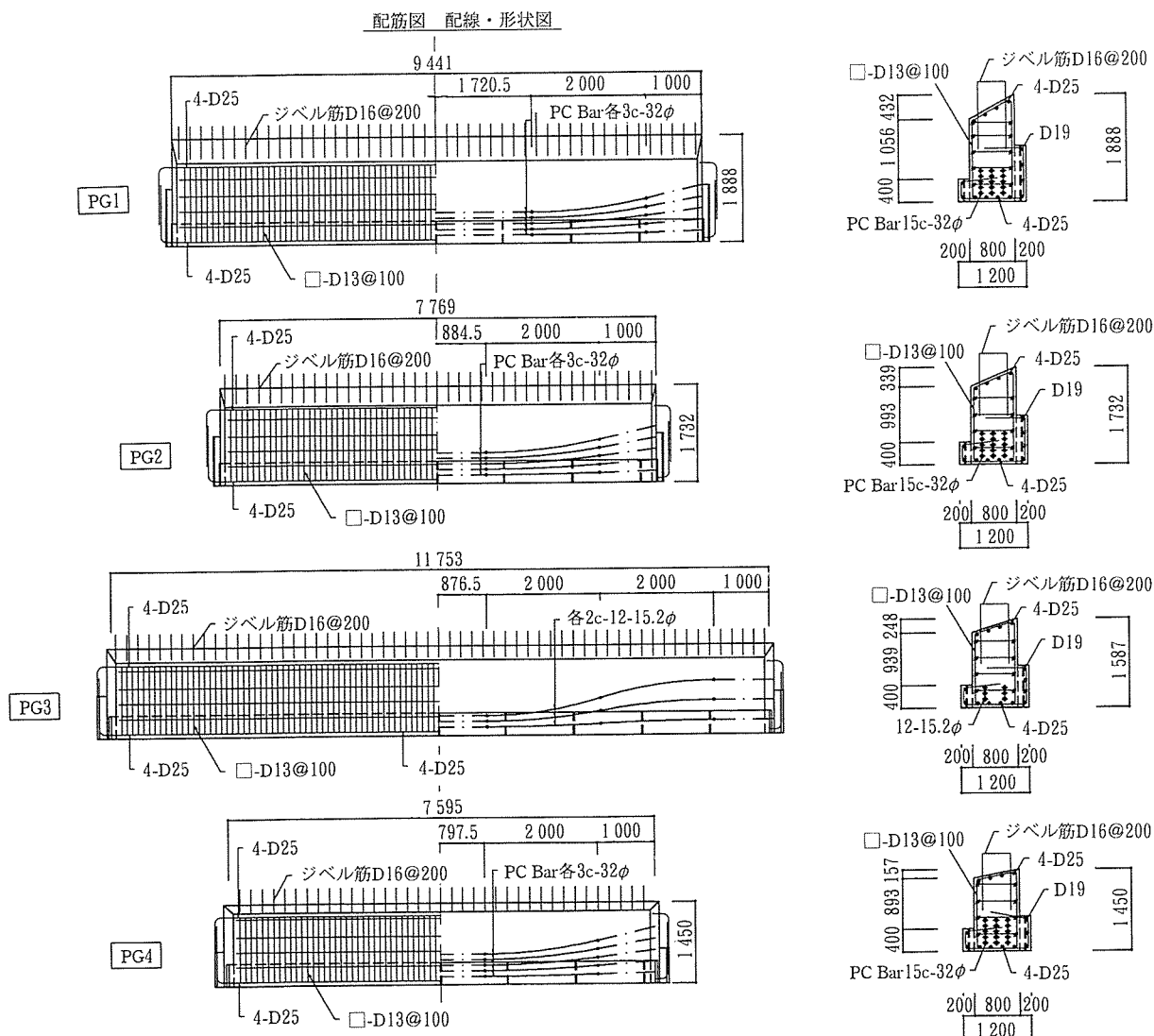


図-9 プレキャストPC梁断面図

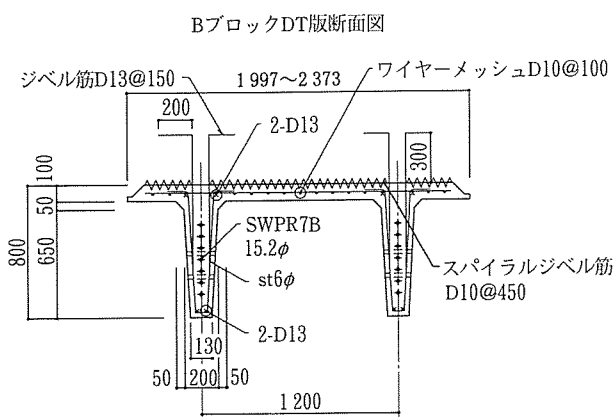


図-10 プレキャストPC版(DT 2)断面図

cm²である。

これらのプレキャストPC梁間に敷き並べているプレキャストPC版(DT版)の断面の一例を図-10に示す。これらの平均プレストレス力は約60 kgf/cm²である。

(4) サブアリーナ屋根の構造

サブアリーナの屋根は、厚さ350~700mmの球形シェル部と、最外周部のテンションリング梁(縦1.8m×横1.8mの正方形断面の現場打ちコンクリート梁)と頂部の直径8mのコンプレッションリング梁(プレキャストPC梁)から構成している。球形シェル部分は、図-11に示すように円周方向のリング状に3重に配

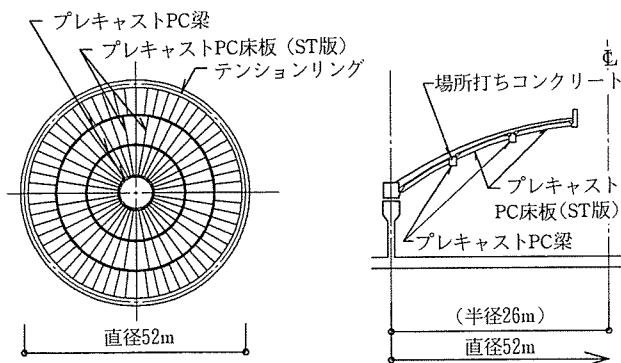


図-11 サブアリーナ球形シェル概要図

したプレキャスト PC 梁と、そのプレキャスト PC 梁間に敷き並べたプレキャスト PC 版 (Single T 版 ; ST 版) および現場打ちコンクリートによる合成構造としている。

図-12 にプレキャスト PC 梁の断面の一例を示す。サブアリーナは球形シェルの直径がメインアリーナより小さいため、プレキャスト PC 梁は図-12 に示すように円弧形状部材とし、各部材間はポストテンションにより一体となるように計画している。

また、図-13 にプレキャスト PC 床版 (ST 版) の断面の一例を示す。このように ST 版は若干むくりを呈す

る円弧状の形状をしており、その内部には PC ストランドが直線配置されている。

(5) シェルの支承部の構造

図-14 はメインアリーナのテンションリング下部の支承部を示している。このようにコンクリート・球形シェルは最外周部のテンションリング部において、ゴム支承を介して半径方向に変形可能なディテールとした。このゴム支承は球形シェルに鉛直荷重が作用した場合やテンションリングの PC ストランドに緊張力を導入した場合のテンションリングの放射線方向の水平変形および長期間にわたり進行するクリープ変形等を支承部分が拘束し

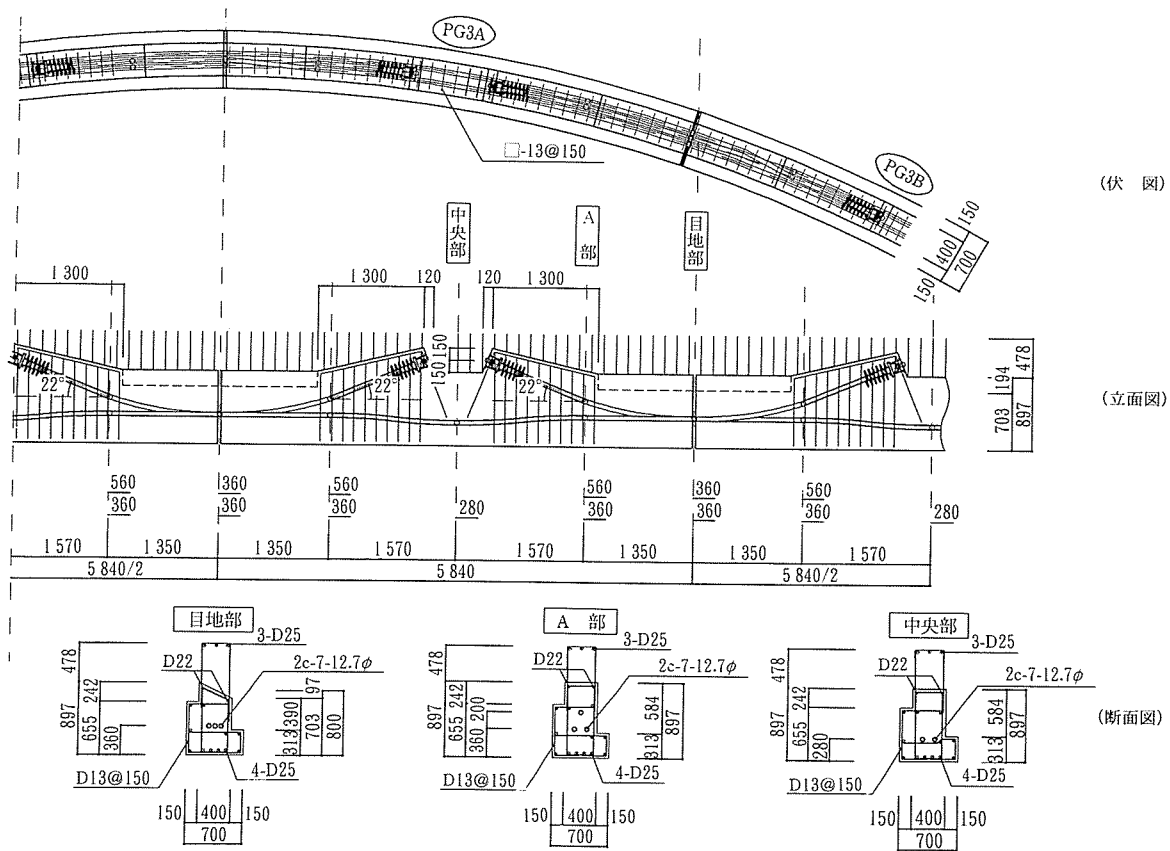


図-12 プレキャスト PC 梁断面図

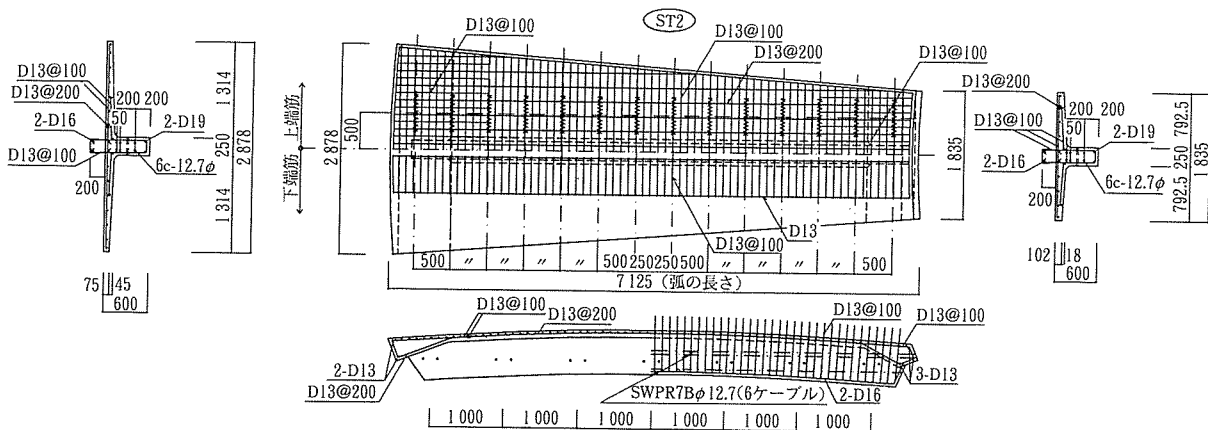


図-13 プレキャスト PC 版 (ST 版) 断面図

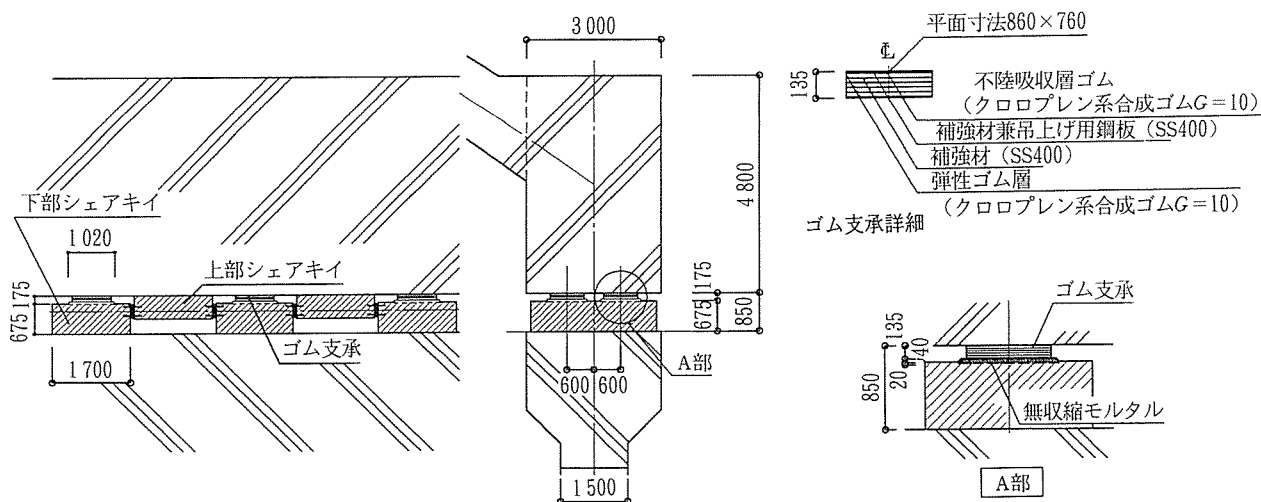


図-14 支承部詳細図

ないために設けている。

3.3 設計方針

(1) 長期荷重時応力に対する方針

長期荷重に対して球形シェルの現場打ちコンクリート部分は約 20~40 kgf/cm² の圧縮応力度とし、引張応力が生じないようにした。特にテンションリングにおいては、約 20 kgf/cm² の圧縮応力度となるようにプレストレスを導入した。また、球形シェルドーム部分の現場打ちコンクリートと一体となっている型枠兼用の本設使用のプレキャスト PC 版およびプレキャスト PC 梁は、引張応力の生じないフルプレストレスの PC とし、圧縮応力度も長期許容圧縮応力度 ($F_c/3=166.7$ kgf/cm²) 以下におさめることとした。このように、球形シェルを構成するコンクリート部材は長期荷重に対してはコンクリートに引張応力を発生させない設計とした。

また、終局時に対する設計として、長期荷重時応力の 1.7 倍の荷重 [1.7 (G+P)] に対して球形シェルの場所打ちコンクリート部分の圧縮応力が短期許容圧縮応力度 ($F_c \times 2/3=240$ kgf/cm²) 以下におさまり、引張応力はひび割れ発生時の引張応力度 ($F_c/10=36.0$ kgf/cm²) 以下におおむねおさまるように断面を決めた。また、この荷重時のプレキャスト PC 版およびプレキャスト PC 梁は、圧縮応力が短期許容圧縮応力度 ($F_c \times 2/3=333.3$ kgf/cm²) 以下、引張応力がひび割れ発生時の引張応力度 ($F_c/10=50.0$ kgf/cm²) 以下となるようにした。

なお、施工段階を追った球形シェルの応力については、圧縮応力が施工時許容圧縮応力度 (場所打ちコンクリート部: $0.45 F_c=162.0$ kgf/cm², プレキャスト PC 部: $0.45 F_c=225.0$ kgf/cm²) 以下となり、引張応力は施工時許容引張応力度 (場所打ちコンクリート部: $0.07 \times 0.45 \times F_c=11.34$ kgf/cm², プレキャスト PC 部: $0.07 \times 0.45 \times F_c=15.75$ kgf/cm²) 以下となるように設計し

た。

(2) 地震荷重時応力に対する検討

設計用地震荷重時 (水平震度 $k=0.3$) の応力に対し、シェルの場所打ちコンクリート部分の圧縮応力が長期許容圧縮応力度 (120.0 kgf/cm²) 以下となり、引張応力が生じないように設計した。またプレキャスト PC 梁およびプレキャスト PC 版も、設計用地震荷重に対しては、圧縮応力が長期許容圧縮応力度 (166.7 kgf/cm²) 以下となり、引張応力が生じないようにした。

また、終局時に対する設計として、設計用地震荷重の 1.5 倍の荷重 [G+P+1.5 K] の応力に対して断面の応力が次のようになるように断面を決めた。

球形シェルの場所打ちコンクリート部分の圧縮応力が短期許容圧縮応力度 (240 kgf/cm²) 以下におさまり、ひび割れ発生時の引張応力度 (36.0 kgf/cm²) より大きな引張応力が生じないようにした。また、この荷重時のプレキャスト PC 版およびプレキャスト PC 梁は圧縮応力が短期許容圧縮応力度 (333.3 kgf/cm²) 以下、引張応力がひび割れ発生時の引張応力度 (50.0 kgf/cm²) 以下となるようにした。

なお、参考として、球形シェルの地震時の時刻歴応答解析を行い、球形シェル各部の応力度検討を行っている。採用地震波は、EL CENTRO NS, EW, VD 波, TAFT NS, EW, VD 波, OSAKA206 EW 波とし、地震動の大きさは EL CENTRO NS 波, TAFT EW 波, OSAKA206 EW 波に対し、レベル 1 地震動を 20 cm/s, レベル 2 地震動を 40 cm/s とした。応答解析は、水平 1 方向入力, 上下 1 方向入力および水平 2 方向, 上下 1 方向同時入力の 3 ケースについて検討を行った。応答解析結果より、レベル 2 地震動でも上記の終局時の設計方針をほぼ満足する結果となっている。

3.4 構造解析

(1) 解析目的

本球形シェルを計画するにあたり、プレストレス力導入時、盛土載荷時等の各施工段階におけるシェルの応力・変形、また長期的なクリープによる変形、さらに地震荷重時の応力・変形を確認し、シェルの施工時から長期間にわたる安全性を把握することを目的として、シェル全体の応力・変形解析を行った。

(2) 解析方法

球形シェル全体の静的な応力・変形解析は、四角形シェル要素による有限要素法で3次元立体弾性解析を行った。

メインアリーナに対しては球形シェル全体の円周方向(緯線方向)を60等分割し、半径方向(経線方向)に対しては、図-15に示すように、円周状に配したプレキャストPC梁間を3等分割し、半径方向全体として15分割して四角形シェル要素を設けた。また、図-9、図-10に示されているプレキャストPC梁およびプレキャストPC床版(DT版)のSTEM部分は梁要素に置換し、各梁要素の端部においてシェル要素と結合させたモデルにより解析を行った。

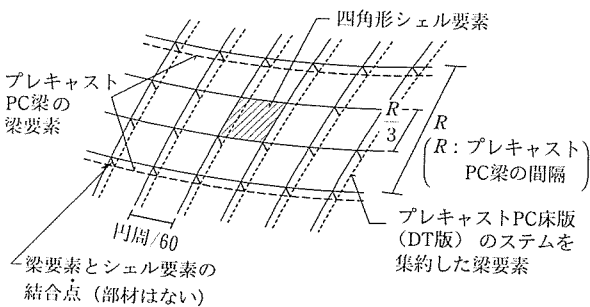


図-15 球形シェルのモデル化

またサブアリーナに対しては、球形シェル全体の円周方向(緯線方向)を48等分割し、半径方向(経線方向)に対してはメインアリーナと同様に円周状に配したプレキャストPC梁間を3等分割し、半径方向全体とし9分割して四角形シェル要素を設けた。またプレキャストPC梁およびプレキャストPC床版(ST版)のSTEM部分は梁要素に置換し、各梁要素の端部においてシェル要素と結合させたモデルにより解析を行った。

テンションリングについてもその幅の厚みをもつシェル要素として置換した。また、支持点はその最外周部のテンションリングのシェル要素の各端部とし、支承部に設けたゴム支承の鉛直剛性ならびに水平剛性に等価な鉛直・水平バネにより支持し、回転拘束はないものとした。ただし、水平バネは半径方向のみに変形するとし、円周方向については変形しないものとした。なお、テンションリングへのプレストレス力の導入は、テンションリング内に配されたPCストランドと等価な断面性能をもつ線材要素をテンションリングと同径の円周状に設け、最外周のシェル要素と変位等置をし、プレストレス力としてその線材要素に初期ひずみを与えることにより導入した。

(3) 解析結果

長期鉛直荷重時の応力・変形図を図-16、17および図-18に示す。図-16は球形シェルの軸力を、図-17は球形シェルの曲げモーメントを、図-18は変形を表している。図-16、図-17の各応力図の左側は円周方向(緯線方向)の応力を右側が半径方向(経線方向)の応力を示している。図-16、図-17、図-18では、左上段の図はテンションリングに全くプレストレス力を導入していない仮定で全鉛直荷重が積載された状況での応力・変形を、

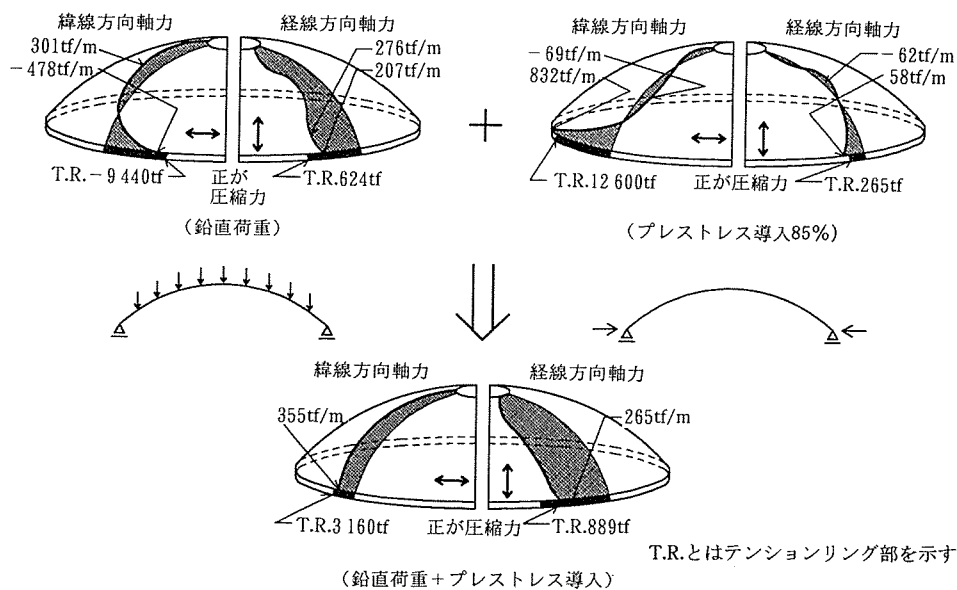


図-16 球形シェルの軸力

右上段の図は鉛直荷重が全くない仮定でテンションリングにのみ全緊張力を導入した状況での応力・変形を示し、下段の図がそれらを重ね合わせた状態すなわち実応力を表している（ただし、コンクリートのひび割れを考慮せず、引張に対しては圧縮側と同様の剛性が確保されているとしている）。図-16の球形シェルの軸力図より、特に緯線方向ではプレストレスを導入しないとテンションリング付近に大きな引張力が生じるのに対し、テンションリングのプレストレスを導入することが、

その引張力に抵抗することとなり、実際は球形シェル全体が圧縮応力状態となっていることがわかる。また、図-17の曲げモーメント図より、鉛直荷重により生じる曲げモーメントがプレストレス力導入により生じる曲げモーメントに打ち消され、実際は球形シェルにはあまり大きな曲げモーメントが生じないことがわかる。また、図-18の変形図より、プレストレス力の導入が球形シェルの変形を非常に小さくおさえることが可能となること

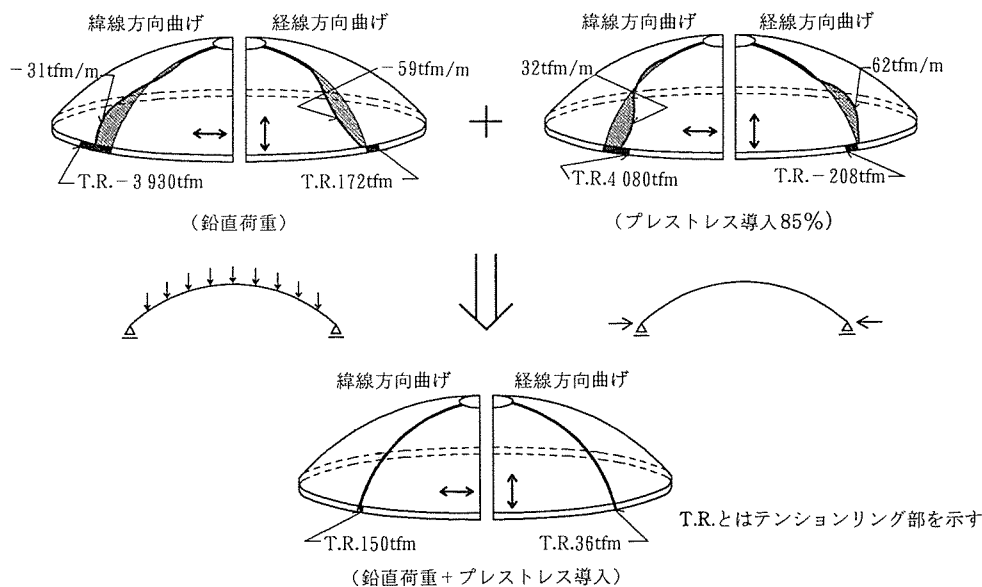


図-17 球形シェルの曲げモーメント

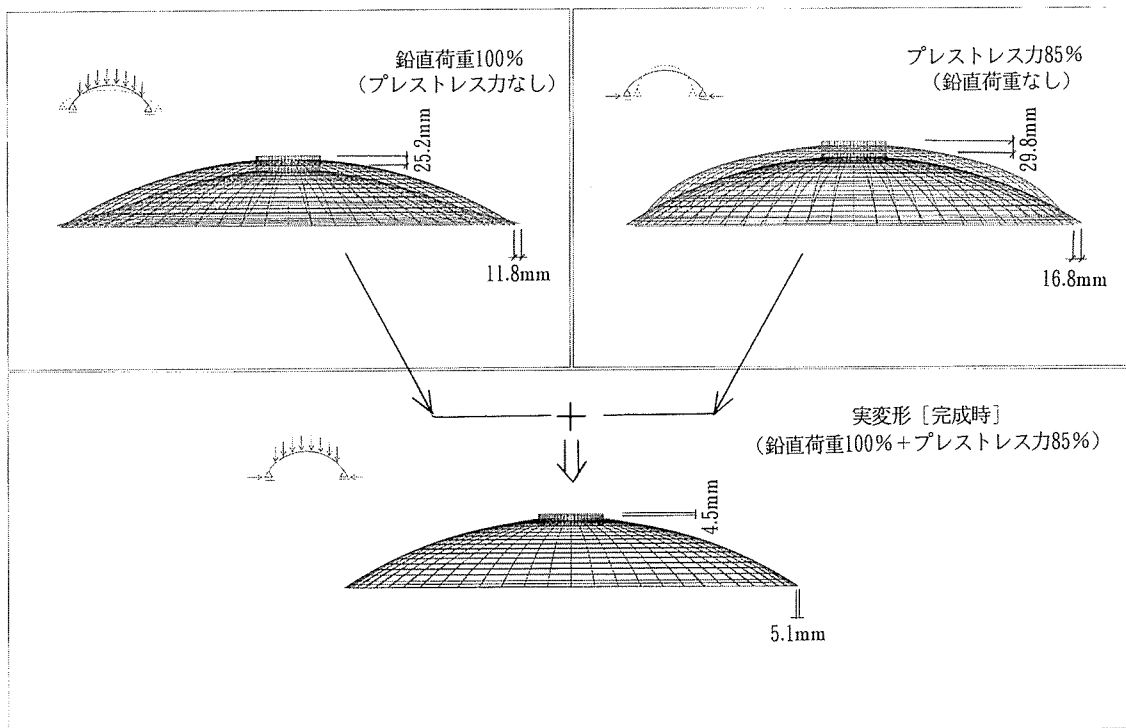


図-18 球形シェルの変形図

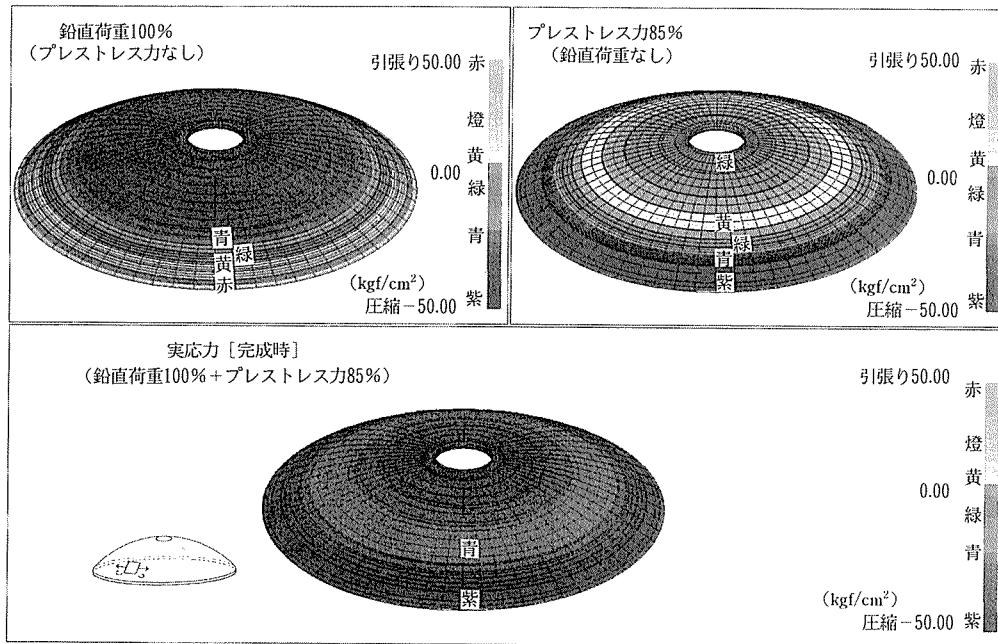


図-19 球形シェルの緯線方向の軸力

図-19は、図-16に示される緯線方向（円周方向）のシェルの軸力を表している。図中に‘色’の説明を加えているように、実際は応力の状態をカラー表示でビジュアルに把握することができた。

(4) 応力度の検討結果

球形シェルの応力解析結果にもとづいて、長期荷重時、設計地震荷重時、終局時および施工時についてコンクリートの応力度の検討を行った。検討結果を表-1

表-1 応力度検討結果

		メインアリーナ					サブアリーナ				
		シェル(現場打ちコンクリート部)		テンションリング	プレキャスト床版	プレキャスト梁	シェル(現場打ちコンクリート部)		テンションリング	プレキャスト床版	プレキャスト梁
		経線方向	緯線方向	(緯線方向)	(DT版)	(PG梁)	経線方向	緯線方向	(緯線方向)	(ST版)	(PG梁)
長期荷重時	最大値	28.4	45.2	23.8	158.4	118.6	17.1	21.1	8.1	108.1	76.3
	最小値	<120.0	<120.0	<120.0	<166.7	<166.7	<120.0	<120.0	<120.0	<166.7	<166.7
終局時 (1.7 [G+P])	最大値	63.1	74.9	4.6	189.2	149.6	39.9	36.1	-12.3	115.3	93.5
	最小値	<240.0	<240.0	<240.0	<333.3	<333.3	<240.0	<240.0	<240.0	<333.3	<333.3
施工時	最大値	33.7	55.9	69.9	212.6	156.3	21.0	28.7	35.1	142.2	89.7
	最小値	<162.0 (STEP@B)	<162.0 (STEP@B)	<162.0 (STEP@B)	<225.0 (STEP@B)	<225.0 (STEP@7)	<162.0 (STEP@B)	<162.0 (STEP@B)	<162.0 (STEP@B)	<225.0 (STEP@7)	<225.0 (STEP@7)
設計用 地震荷重時	最大値	-2.5	8.6	-5.2	9.6	14.2	-1.9	1.5	-8.6	4.8	-6.5
	最小値	>-11.34 (STEP@B)	>-11.34 (STEP@A)	>-11.34 (STEP@A)	>-15.75 (STEP@B)	>-15.75 (STEP@5)	>-11.34 (STEP@B)	>-11.34 (STEP@A)	>-11.34 (STEP@A)	>-15.75 (STEP@5)	>-15.75 (STEP@5)
終局時 (G+P+1.5 K)	最大値	31.8	46.6	33.1	160.9	122.8	18.1	22.5	16.4	109.3	80.4
	最小値	<120.0	<120.0	<120.0	<166.6	<166.7	<120.0	<120.0	<120.0	<166.6	<166.7
終局時 (G+P+1.5 K)	最大値	14.6	18.8	12.1	8.3	23.2	7.9	6.7	1.0	8.4	0.5
	最小値	>0	>0	>0	>0	>0	>0	>0	>0	>0	>0
終局時 (G+P+1.5 K)	最大値	32.2	47.7	36.9	165.7	124.9	18.4	23.4	19.7	110.0	82.5
	最小値	<240.0	<240.0	<240.0	<333.3	<333.3	<240.0	<240.0	<240.0	<333.3	<333.3
終局時 (G+P+1.5 K)	最大値	14.1	14.6	7.8	6.9	20.6	6.9	4.2	2.4	8.9	0.1
	最小値	>-36.0	>-36.0	>-36.0	>-50.0	>-50.0	>-36.0	>-36.0	>-36.0	>-50.0	>-50.0

*1 別途終局時のテンションリングの安全性の検討を行っている。

† STEP@; 支保工撤去時, STEP@A; 盛土50% 第3回緊張前, STEP@B; 盛土50% 第3回緊張後, STEP@7; 盛土100% (これらは、図-20に対応している)

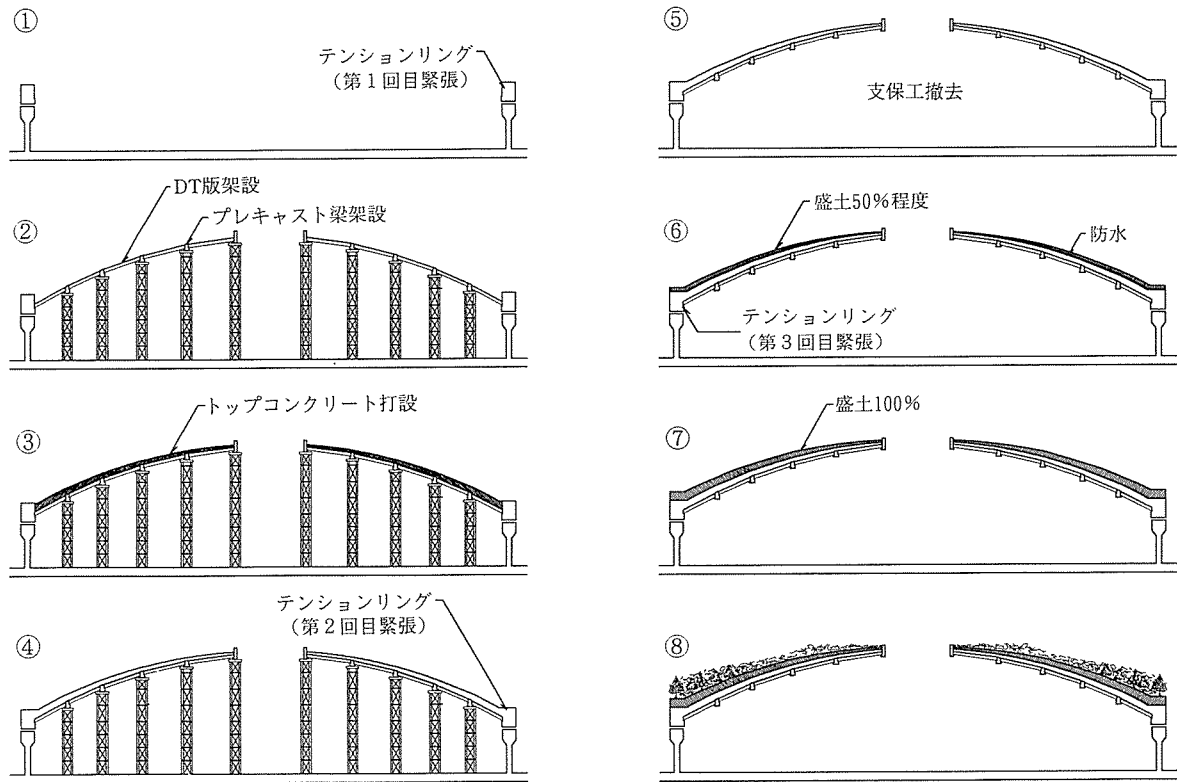


図-20 施工手順

に示す。なお、プレキャスト部材については部材に導入された緊張力も考慮している。表より、3.3で示した設計方針をほぼ満足している。

3.5 球形シェルの施工手順

アリーナの球形シェルの施工手順を図-20に示す。以下にその手順を述べる。

- ① ゴム支承を設置後、テンションリングの配筋を行いコンクリートを打ち込む。十分に養生した後、PCケーブルの総本数の10%程度にあたる3本のケーブルを緊張する（第1回目緊張）。
- ② プレキャストPC梁を支持する支保工を組み立てた後、プレキャストPC梁（スパン約7.6m～9.4m）を架設し、そのPC梁間にプレキャストPC版を敷き並べる（サブアリーナではこのPC版を敷き並べる前に、プレキャストPC梁内にPCケーブルを配線し、PC梁間を互いに圧着するように緊張する）。
- ③ 球形シェルの上面の現場打ちコンクリート部の配筋を行いコンクリートを打ち込み（トップコンクリート）、養生する。なお、コンクリートは下部のテンションリング付近から頂部に向かって徐々に打ち込むものとする。
- ④ テンションリングのPCケーブルの第2回目の緊張を行う。PCケーブル総本数の約50%程度の

ケーブルを緊張する。

- ⑤ プレキャストPC梁を支持していた支保工のジャッキダウンを行い、支保工を撤去する。
- ⑥ 防水工を行い、盛土の50%程度を載せた後にテンションリングのPCケーブルの第3回目の緊張を行う（緊張していない残りのPCケーブルすべてを緊張する）。
- ⑦ すべての盛土を載せる。
- ⑧ さらに植栽や造園等の仕上げを完成させる。

5. おわりに

本球形シェルは1997年春の完成を目ざし現在建設が進められている。球形シェルの施工を進めるなかで、球形シェルの変形測定や各所での応力測定を計画している。今後興味あるデータが入手できると考えている。また、大型テンドンの定着部の実大実験も計画しており、貴重な資料が得られると考えている。それらを含めて、今後実挙動と解析との比較検討を行い、十分な考察を行いたいと考えている。

本球形シェルの計画にあたり、大阪大学建築工学科鈴木計夫教授に当初より多大なる御指導を賜りましたことに深く感謝の意を表します。

【1994年4月7日受付】