

(仮称) 福岡市大型展示場の構造設計 (プレストレスト・スチール・シェル構造)

許斐 信三*1・前原 智*2

1. はじめに

(仮称) 福岡市大型展示場の大屋根は大規模な鉄骨造の円筒シェル構造である。この円筒シェルは母線方向に溶接組立てH形鋼(せい85cm)を円弧中心方向に傾斜させた配置としているので、カンパバーの製作が難しい。したがって、合計1800トンのプレストレスを導入して変形の軽減をはかっている。ここでは、プレストレストロードベアリングメタル構造のひとつであるプレストレスト・スチール・シェル構造の設計を中心に報告する。

2. 建築概要

(仮称) 福岡市大型展示場は、地上4階、地下2階建て、延床面積40581m²、建物高さ31mの多目的展示場である。可動席により、展示場のほか、ポップス系コンサート、バレーボールや屋内陸上競技などの各種スポーツイベントなどの開催が可能となっており、最大座席収容人数は15000人である。本建物には、展示場のほか、体育館、会議室、多目的ホワイエ(海のモール)、レストランなどが配置されている。建設地は博多湾に面するウォーターフロントであるので、大屋根は波をイメージした円筒シェルで設計している(写真-1)。着工は平成5年2月、竣工予定は平成7年4月であり、平成7年8月の福岡ユニバーシアード大会の競技施設の一部として使用される予定である。

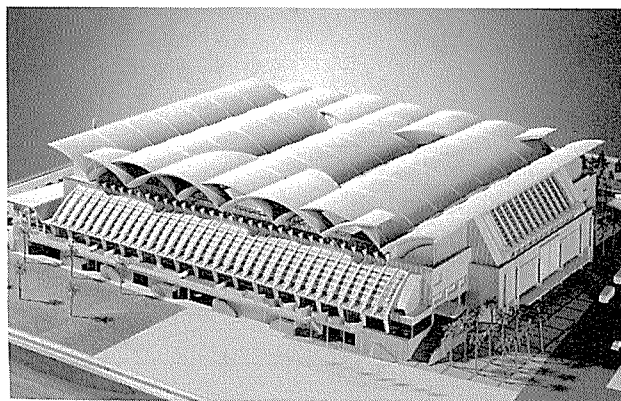


写真-1 (仮称) 福岡市大型展示場模型写真
(波をイメージした大屋根、手前はPC外フレームの海のモール)

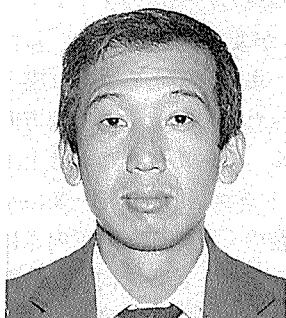
表-1 建物概要

工事名称	(仮称) 福岡市第1期展示場新築工事
工事場所	福岡市博多区沖浜町3-1 他
建築主	福岡市長 桑原 敬一
主要用途	展示場(多目的ホール)
地域・地区	準工場地域 臨港地区(南港区)
設計	日本・匠設計共同企業体
設計監理	日本・匠建築工事監督共同企業体
施工	大林・鴻池・飛鳥・青木・松村・松本・橋詰建設工事共同企業体
工期	平成5年2月～平成7年4月
建築面積	19581.14 m ²
延床面積	40580.66 m ²
階数	地下2階地上4階
構造	鉄骨鉄筋コンクリート造・鉄骨造(屋根部分)
最高高さ	31 m
屋根仕上げ	屋根木毛セメント複合板の上チタンシーム溶接

建物概要を表-1に示す。

3. 構造概要

大屋根の大きさは113m×144m、また支径間は36m×100.8mである。この大屋根は図-1および図-2に示すように、3つの連続配置された鉄骨造のラチスボルトとその両側のウィング部で構成されている。ラチスボルトは、せい85cmのメインボルト(ライズ7.5m)、14.4m間隔に配置しメインボルトを補強するタガ、支点部の広がり防止のタイトラス、波のイメージを



*1 Shinzo KONOMI
(株)日本設計
構造設計群 主管



*2 Satoshi MAEHARA
(株)日本設計
構造設計群 主任技師

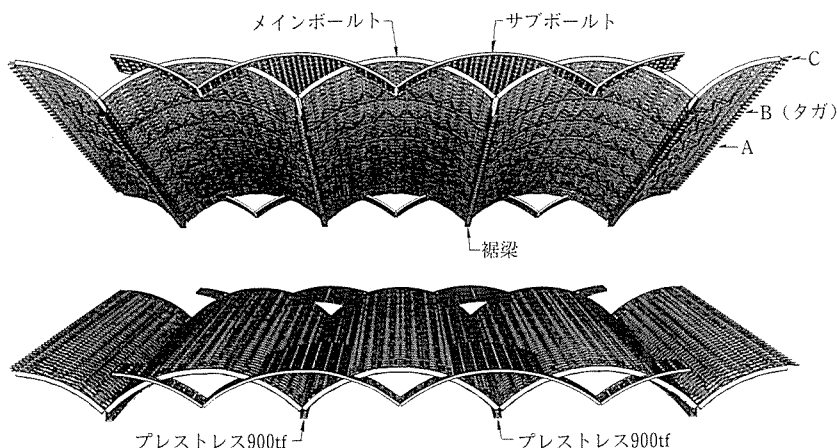


図-1 骨組パース（支点部のタイトラスは表示していない）

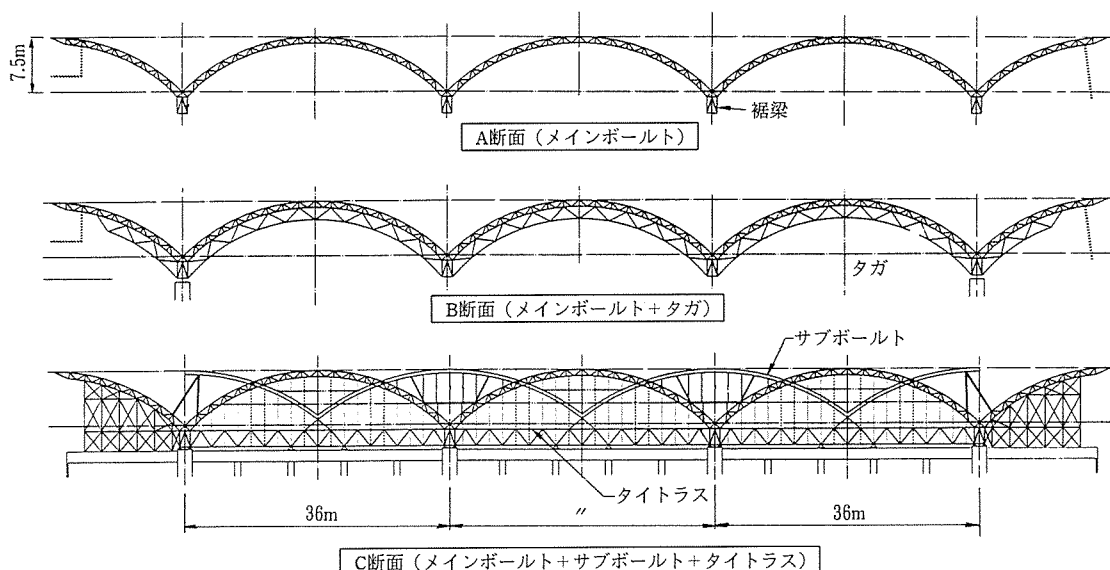


図-2

強調するとともにメインボルト支点部の形状保持を受け持つサブボルト、およびメインボルト間谷部に配置された裾梁（せい2.5 m）より構成されている。タガ、裾梁およびタイトラスは点検ルート、照明ライン、ダクトルートを兼用し、メインボルト部には、その細かなリズムの骨組を視界的にさえぎるものは配置していない。この大屋根には、多目的イベントのための22 m×25.5 m および 16.8 m×18.2 m の2つのブドウ棚が吊り下げられる。また、吊り展示のため3 ton, 2 ton, 1 ton用の吊りフックが計400点以上用意されている。また、コンサートも想定しているために、仕上げ荷重は重い。

なお、基礎は場所打ち鋼管コンクリート杭（一部拡底）、本体構造はSRC造であるが、小梁（RC造）は工期短縮のため可能な限りプレキャスト化している。ロングスパン構造物はドーム系が合理的で経済的であるが、意匠設計者は圧倒的な構造の存在感よりも細かなリズムを望み、それをいかに、実現するかが基本計画上の大き

な課題であった。

4. 大屋根各部の構造

メインボルトの1個の大きさは36 m×113 mであり、アーチ効果が主のショートシェルというより、メインボルト全体で梁に近い挙動を示すロングシェルの範疇に入る。したがって、メインボルトは母線方向の部材と円弧方向のラチス部材で構成した。このメインボルトは意匠的に細かなリズムが要求されたこと、したがって継手箇所数が多いこと、またよくあるように継手部が目立つ構造としたくなかったことにより、母線方向部材はせい85 cmのBH形鋼、ラチス方向部材は上下弦CT鋼ラチス材アングルのトラスとした。図-3に示すようにラチス方向トラス下弦のCT鋼の刃を下向きにしてシャープさを表現するとともに、母線方向部材の間隔は2.2 mとし、工場ではしご状に製作し運搬できるように計画した。

14.4 mに配置したタガは、点検・設備等の多目的ス

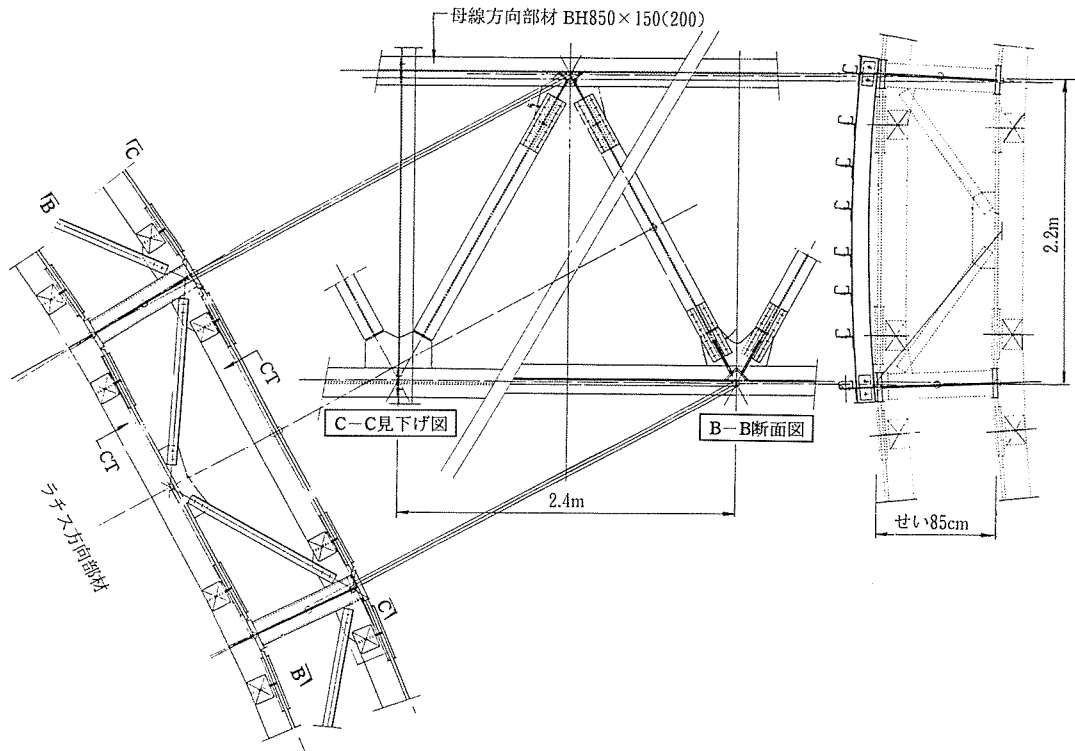


図-3 メインボルトの構造

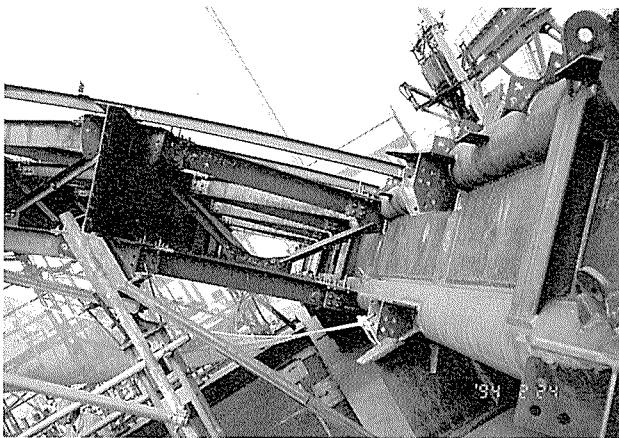


写真-2 大屋根メインボルト（仮地組）
（写真右側は裾梁上弦面，それより左がメインボルト）

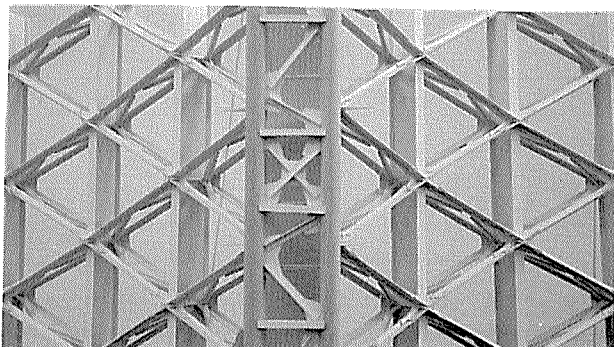


写真-3 骨組み見上げ模型
中央が裾梁で裾梁の弦材（G カラム）内にアンボンド
テンドンを配置

ベースであるが、集中荷重や非対称荷重に対するメインボルトの補強リブの役目も有している。

メインボルト間に配置された裾梁は、上下弦材は径 300 mm の G カラム、ラチス材は合わせチャンネル（一部 H 形鋼）のボックス状トラスであり、ここは点検ルートとともに消火配管等が配置されている。

メインボルト母線方向の BH 形鋼は円弧中心方向に傾斜しているために、製作キャンバーを設けることが非常に難しい。したがって、このメインボルト下部の裾梁にプレストレスを導入し、ボルト全体の端部に偏心モーメントを与えることによりたわみ軽減をはかった。プレストレスは荷重を持ち上げるように放物線上に配置することも検討したが、意匠的にそぐわないとのことで、裾梁の上下弦の G カラム内に真っすぐ配線したアンボンドテンドンによりプレストレスを導入した。導入する緊張力は 1 裾梁あたり 900 ton（上弦 150 t×2 カ所、下弦 300 t×2 カ所）である。

5. 構造解析の概要

5.1 荷 重

大屋根は、吊り展示を想定していること、コンサートを想定しており、仕上げ材が重いこと、本格的なブドウ棚が用意されていること等により、鉄骨自重込みの全体設計重量は 300~350 kgf/cm² になっている。

風荷重は 1/300 縮尺の模型を用いた風洞実験により、風圧係数を求めて、200~500 kgf/cm² とした。なお、

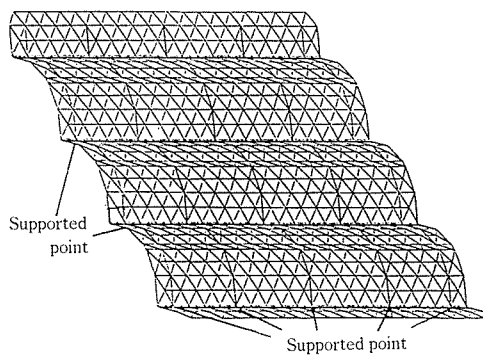
この値は日本建築学会荷重指針の150年期待値（粗度区分Ⅰ-海風、Ⅲ-陸風）および基準法施行令のうち大きなほうの値である。なお、風洞実験は株式会社風工学研究所で行った。

地震荷重については16kineに基準化した、3つの実地震波形（エルセントロ1940NS、タフト1952EW、八戸1968NS）による時刻歴の応答計算により屋根面の震度を0.35に仮定した。上下地震動による応答解析も合わせて行ったが、等価な上下方向震度は0.15と小さかったのでこれについては設計上は無視した。なお本大屋根の上下方向の固有周期は1次が0.707秒、2次が0.561秒であった。

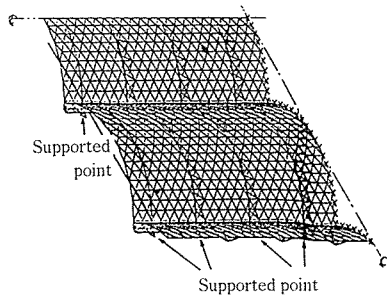
5.2 静的応力解析

応力解析は図-4に示すように、部材数を間引いた全体屋根モデルとすべての部材を考慮するが、対称を考慮した1/4モデルの2つのモデルに対して表-2に示す7つのケースについて行い、表-3の組合せにより断面算定を行った。施工時（荷重ケース1）およびプレストレス導入時（荷重ケース7）の支点条件はピンローラーであるが、その他の条件時はシューはピン支持になっているので、下部構造の剛性を考慮したピン下部バネ支持モデルである。

図-5が全体モデルによる鉛直荷重時応力の一例を示すが、ボルト頂部の母線方向が圧縮側、裾梁部分が引張側応力を示し、ひとつのボルトがあたかも梁のような応力状態を示しているのが分かる。表-4に各応力解



(a) 部材を間引いた全体モデル



(b) 1/4モデル（対称性考慮）

図-4 応力解析モデル

表-2 静的応力解析のケース

1	鉛直荷重（鉄骨自重+施工荷重）
2	同上（積載荷重+仕上げ）
3	温度応力（±15°）
4	温度応力（±30°）
5	地震荷重
6	風荷重
7	プレストレスによる応力

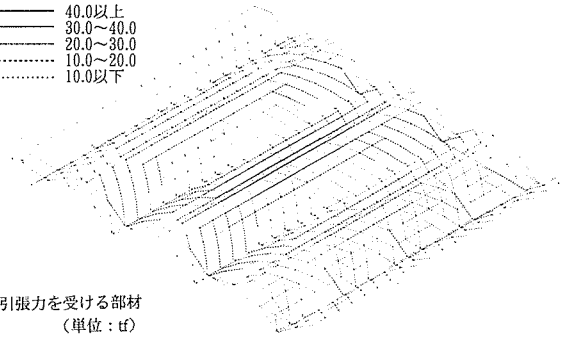
表-3 応力の組合せ

	組合せ	許容応力度
a	1+2+3	長期
b	1+2+3+7	長期
c	1+2+4	短期
d	1+2+3+5(6)	短期
e	1+2+3+5(6)+7	短期

(CB-4H)

i) 圧縮力を受ける部材

(単位: t)
 ——— 40.0以上
 ——— 30.0~40.0
 - - - 20.0~30.0
 ····· 10.0~20.0
 ····· 10.0以下



ii) 引張力を受ける部材

(単位: t)
 ——— 40.0以上
 ——— 30.0~40.0
 - - - 20.0~30.0
 ····· 10.0~20.0
 ····· 10.0以下

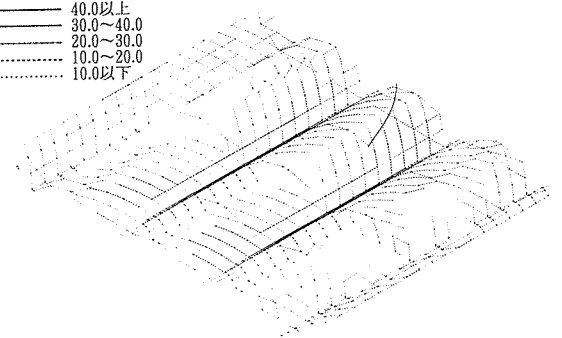


図-5 静的応力解析例（鉛直荷重時、表-2のケース1）

表-4 応力解析結果（変形）

解析ケース ^{*1}	鉛直方向 (cm) ^{*2}	水平方向 (cm) ^{*3}
1	-8.6	
2	-17.0	2.25
3	±0.6	±0.6
4	±1.2	±1.2
5	0	1.7
6	+8.7	
7	+7.2	-1.2

^{*1} 解析ケース内容は表-1による

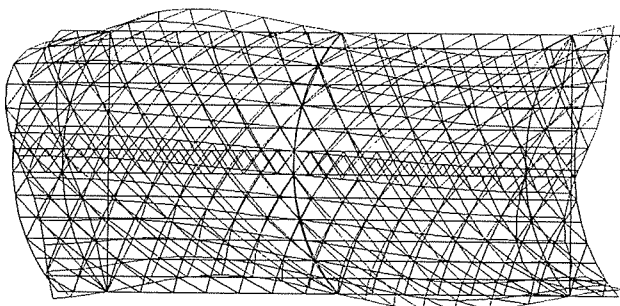
^{*2} 鉛直方向のたわみは大屋根中央部、+は上下方向

^{*3} 水平方向は支点部の母線方向の変形（地震方向も母線方向の場合）

析の結果（変形）を示す。なお、応力解析および断面算定は軸伸縮および強軸弱軸の2軸曲げを考慮した。

5.3 安定解析

本屋根の全体の安定性の度合い（骨組として全体座屈に対して強い弱い等）を検討するために、全体座屈固有値解析（部材弾性）および大変形を想定した幾何学的非線形考慮（部材弾性）の荷重増分解析の2つを行った。図-6に3次の座屈固有モードを表-5に座屈荷重係数を示すが、1次座屈モード時の荷重係数は9.27であり、この円筒シェルは座屈に対しては強い骨組であるこ



FUKUOKA BUCKLING
MODE NO.=3 BUCKLING LOAD FACTOR=2.15 244E+01

図-6 座屈固有値解析結果
(図は3次固有モードを示す)

表-5 座屈固有値解析結果（1本のボルト）

	座屈荷重係数		
	1次	2次	3次
鉛直荷重時	9.27	16.84	21.52
水平荷重時	80.20	107.87	157.22

座屈荷重係数は設計荷重の何倍で弾性全体座屈を起こすかという係数

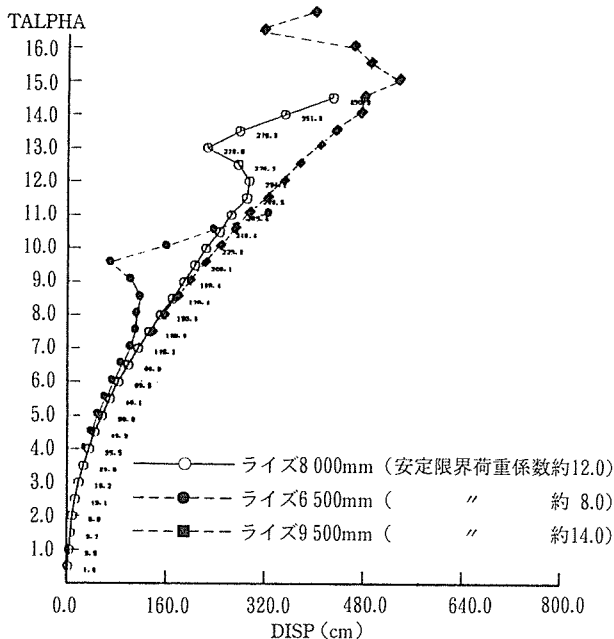


図-7 大変形を想定した幾何学的非線形考慮増分解析
(縦軸は荷重係数、横軸は変形を示す)

とが確認できた。

幾何学的非線形考慮の増分解析では、単独ボルトではライズのスタディー（ライズ6.5 m, 8 m, 9 m）を、また3連続ボルトでは連続配置の効果のスタディーを行った。図-7に示すように荷重-変形曲線を求め、不安定な挙動を示す荷重レベルまたは復元力をほぼ失うレベル時点の小さなほうの値を安定限界と仮定して荷重係数を求めた。表-6に解析結果を示すが、安定性の確保にはライズの影響が大きなこと、連続配置は安定性の向上に有効なこと等が確認できたとともに、意匠設計者が要求する偏平ボルト（ライズ7.5 m）は問題が少ないことが検証できた。なお、解析の一例であるが、不安定限界時の変形状態の図のひとつを図-8に示す。

表-6 幾何学的非線形解析結果

ライズ	不安定な挙動を示す荷重係数	
	単独ボルト	3連続ボルト
6.5 m	8.0	-
8 m	12.0	15.5
9.5 m	14.0	-

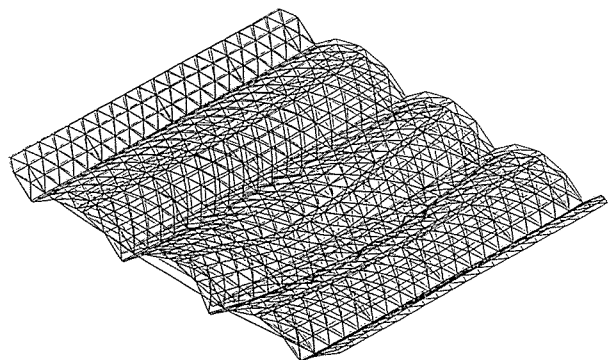


図-8 不安定限界時の骨組の変形の例

6. プレストレスト・ロードベアリング・メタルストラクチャーの設計

6.1 背景

プレストレスト・ロードベアリング・メタルストラクチャーの歴史は意外と古く、海外では1980年頃には市販の本も出版されている（Prestressed Load-Bearing Metal Structures, by E. BELENY Moscow）。日本でも古くから研究されていると聞いているが、本格的に実用化されたのはスーパーウィング構造（清水建設等）からかもしれない。構造部材にプレストレスを導入することは荷重の制御（あるいは力の流れの制御）であると考えれば、材料にかかわらず、プレストレスの効果の有効利用できるとする考え方がベースになっている（コンクリートは引張りに弱いので、この場合は荷重を制御せず軸力を導入するだけでも効果はあるが、鉄骨ではこ

れでは意味がない)。このような考えが海外で古くから素直に発想され実用化された背景のひとつとしては、プレストレスト構造の計算方法が、荷重の制御の考え方に素直にリンクしているロードバランシング法 (T. Y.

Lin 等の提案) が海外で主流であることにもよっていると想像できる。さて、最近の日本では張弦梁の構造のように鉄骨骨組にワイヤーを組み合わせてプレストレスを導入した (導入しない場合もある) 構造が流行しているが、このメカニズムは、原則にもどって考えればよく理解できるはずである。鉄骨からワイヤーがはみ出ていることは、外ケーブルのプレストレスト構造と思えばよいわけである (これはプレストレスを導入する場合の1側面である。他の側面からの理解も可能であることをお断りしておく)。材料の特性や力の流れについての考え方を整理すれば構造計画的には材料による境界はなくなってきているのかもしれない。

6.3 設計方針

設計方針の全容を表-7に示す。計画上のポイントは以下のとおりである。

- 1) 鋼管内に配線するので、錆の心配は少ないが、安全側の仮定として、シーストアンボンド tendon を使用した (図-9)。

〔表-7 注〕

- *1 本構造は PC 鋼材が破断すると構造形式が変わってしまうケーブル構造とは異なる。基本的には応力を軽減するプレストレストコンクリート構造と同様である。したがって、 $0.6 P_u$ かつ $0.7 P_y$ 以下を目標とした。なお、プレストレストコンクリートでは下記である。
 地盤永久アンカー $0.7 P_u$ かつ $0.8 P_y$ 以下
 プレストレストコンクリート $0.75 P_u$ かつ $0.85 P_y$ 以下
 道路橋示方書 $0.7 P_u$ かつ $0.85 P_y$ 以下
- *2 リラクセーションが大きいとすれば断面応力は安全側であるので検討は不要である (プレストレストコンクリートは 15 %、永久アンカーは 10 % としている)。
- *3 初期緊張力からの応力増分は、プレストレスト構造の場合、どのような条件でもわずかであるので短期の検討は不要である。
- *4 プレストレストコンクリートでは無視できるとして検討していない項目である。

表-7 メタルプレストレスト構造設計方針

応力解析	プレストレスを定着部に集中荷重として与えて直接剛性法によるマトリックス解析
プレストレス導入時支持点条件	一端ピン、他端ローラー (プレストレス導入後はピン・ピン)
鉄骨部材断面算定	プレストレスなしとありの両方の応力を満たすように算定 (プレストレス導入による応力軽減効果は利用していない)
PC 鋼材	19 本より線 17.8φ (SWPR 19) $P_u=39.5$ tf/本, $P_y=33.6$ tf/本
最大初期緊張力 (定着完了時)*1	23.07 tf/本 ($0.584 P_u$, $0.687 P_y$) 鉄骨 1 部材あたり最大 300 tf (13 本×23.07 tf)
PC 鋼材腐食防止	鋼管内であるので心配は少ないが、耐久性向上のためアンボンド用 PC 鋼より線を使用
定着部	くさび形式 (建築センターの評定を得た工法)
摩擦損失	ストレートに配線し、なおかつアンボンド用鋼より線使用のためゼロ
リラクセーション*2	JIS G 3536 により鋼より線のリラクセーションは 3 % 以下。 コンクリートと異なり鋼材はクリープ・乾燥収縮がないのでプレストレストコンクリートのように大きくない。
支圧版の検討*3	有限要素法により解析し、鋼材の曲げ応力が $0.75 F$ 以下であることを確認
定着後の PC 鋼材の応力増分の検討*4	地震時、温度応力による PC 鋼材の応力増分を検討し、 $0.75 P_y$ かつ $0.85 P_u$ 以下であることを確認
緊張順序	各梁同時緊張とし、1 部材の中で 4 度締めとしている

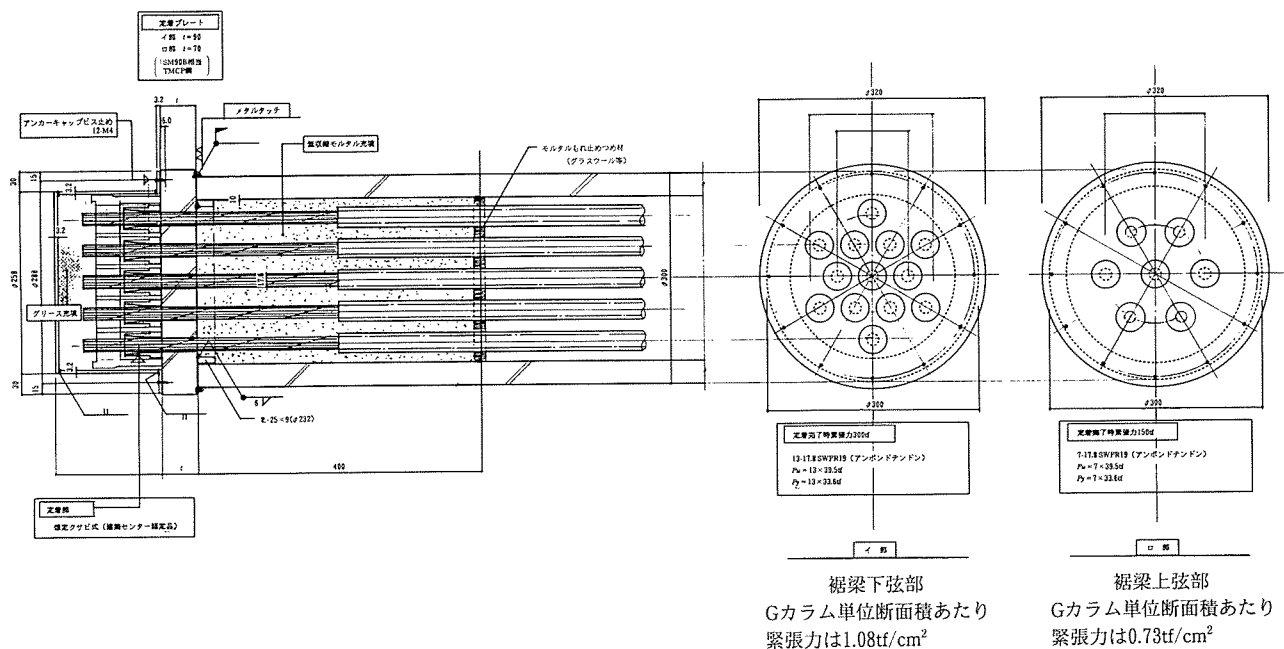


図-9 プレストレス定着部

- 2) リラクセーションは、鋼材はクリープ等が少ないので、ストランドの3%のみとした。
- 3) 施工時の緊張力は $0.6 P_u$ かつ $0.7 P_y$ 以下を目標とするが、長期的には温度応力や地震時のPC鋼材の伸びを考慮してもPC鋼材の引張応力が $0.75 P_u$ かつ $0.85 P_u$ 以下であることを確認する。
- 4) 支圧版の応力は、温度応力や地震時についても $0.70 F$ 以下であることを確認する。

プレストレストコンクリートの場合は、一般的にはリラクセーションファクター、つまりコンクリートのクリープや乾燥収縮による緊張力の減少を考慮するとともに、RC部材の剛性が大きいので、変形が小さく、アンボンドテンドンの場合は、地震時や鉛直荷重によるたわみ時等のPC鋼材の応力の増分は無視できる。

本設計では、鉄骨であるので、リラクセーションはPC鋼材のそれのみを考慮して、むしろ他の鉛直荷重による変形や温度変化・地震時のPC鋼材の応力の増について気をつけた。これらを検討しない場合は、施工時緊張力 $0.6 P_u$ かつ $0.7 P_u$ 以下および長期 $0.75 P_u$ かつ $0.85 P_y$ 以下とする仮定はもう少し安全側にするのが好ましいと思っている。

PC鋼材がなくなれば構造体として成り立たない吊り構造やケーブル構造の場合は、PC鋼材の安全率は3以上とするのが好ましいが、本大屋根の場合はPC鋼材がなくとも完結した構造体であるので、上記(表-5)に示すような設計クライテリアとした。プレストレスト・ロードベアリング・メタル構造かケーブル構造であるかの適切な判断をしたうえで設計クライテリアを設定するのが望ましい。

6.3 プレストレス導入後のPC鋼材の応力

本項目はプレストレストコンクリート構造では無視している項目であるが、特に検討を加えた。プレストレス導入直後のPC鋼材の応力 σ_0 に下記の応力をあえて加算して検討した。

$$\sigma_{\max} = \sigma_0 + \varepsilon E$$

ここで、 σ_{\max} は温度変化、地震、積載荷重による応力の増分を加算したPC鋼材の最大応力、 σ_0 は緊張力導入直後の応力、 ε は温度変化、地震、積載荷重によるPC鋼材の伸び、 E はPC鋼材のヤング係数 2000 tf/cm^2 (プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説(日本建築学会)による)、リラクセーションはPC鋼材(および本体鉄骨)の応力増に対しては安全であるので無視した。

$$\sigma_0 \leq 0.6 P_u \text{ かつ } 0.7 P_y \text{ 以下}$$

$$\sigma_{\max} \leq 0.75 P_u \text{ かつ } 0.85 P_y \text{ 以下}$$

ε は表-8となる。また、検討結果は下記のようにクライテリアを満たすことができた。

表-8 PC鋼材の伸び

	伸 び (cm)	ひずみ度 $\varepsilon \times 10^{-4}$
積載荷重 + 仕上げ荷重	2.29	4.24
*1 温度変化 (+30°)	1.37	2.54
*2 地震荷重 (水平, 0.35 G)	0.03	0.06
地震荷重 (上下, 0.15 G)	0.57	1.06
合 計	4.26 cm	7.90

*1 PC鋼材も温度変化とともに伸縮するので本来は無視しても良いと思われる。

*2 Y方向加力時の値を使用した(X方向加力時の値よりも大きい)。

$$\sigma_0 = 23.07 / 2.08 = 11.09 \text{ tf/cm}^2$$

$$\varepsilon E = 7.90 \times 10^{-4} \times 2000 = 1.58 \text{ tf/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 11.09 + 1.58 = 12.67 \text{ tf/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} / \sigma_y = 12.67 / 16.0 = 0.79 < 0.85 \dots \dots \text{O.K.}$$

$$\sigma_{\max} / \sigma_u = 12.67 / 19.0 = 0.67 < 0.75 \dots \dots \text{O.K.}$$

6.4 定着部の実験

裾梁を構成する鋼管パイプ中にアンボンドケーブルにより300t、150tのプレストレスを導入するが、定着端部に設置され緊張力を受ける定着プレートは、一般のプレストレストコンクリート等の場合と異なり、プレート裏側全面に支持面はなく、パイプの断面によりプレート周辺部のみが支持されることになる。これにより、定着プレートの面外方向荷重に対する検討が必要となる(実際は支圧版裏面にモルタルを充填するが、これは腐食防止のためであり、強度上は安全側の仮定として無視する)。したがって、有限要素法により定着プレートの厚みを設定したが、それに加えて、実大モデルの実験で確認を行った。試験はオリエンタル建設(株)技術研究所で行った。

(1) 試験体および測定項目

試験体を写真-4に示す。また主な材料を下記に示す。

- 厚肉鋼管：外径 300 mm
- 肉厚 33 mm
- 長さ 5 m

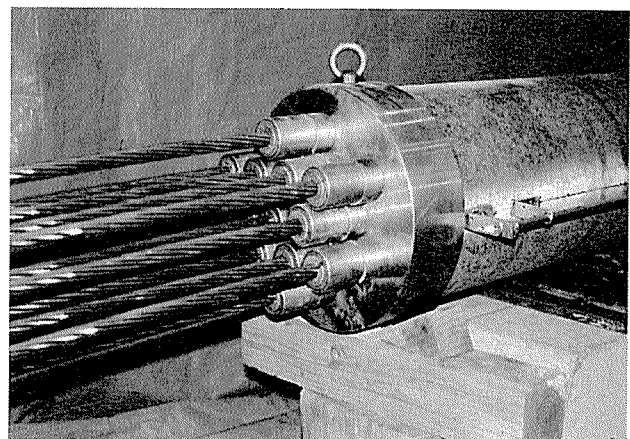


写真-4 試験体

材質 溶接構造用遠心力鋳鋼管 SCW 490
 -CF
 支 圧 板：外径 320 mm
 長さ 90 mm
 材質 機械構造用炭素鋼鋼材 S 45 C
 PC 鋼 材：17.8 SWPR 19 (アンボンド加工) 13 本
 公称断面積 208.4 mm²
 引 張 荷 重 39 500 kgf 以上
 降 伏 荷 重 33 600 kgf 以上
 定 着 具：CCL グリッパ (AG-3)
 測定項目は下記のとおりである。

① PC 鋼材の緊張力

ロードセルを取り付けた PC 鋼材について、プレストレス導入時の緊張力を測定するとともに、定着後は、時間の経過による緊張力の変化をロードセルにより測定する。

② 支圧板のひずみ

支圧板の全面と側面に直角 3 軸ひずみゲージを貼付し、プレストレス導入時および導入後の支圧板のひずみを測定する。

③ 厚肉鋼管のひずみ

厚肉鋼管の外側と内側表面に軸方向および直角方向にひずみゲージ (2 軸) を貼付し、プレストレス導入時および導入後の厚肉鋼管のひずみを測定する。

④ 厚肉鋼管の温度

厚肉鋼管の外側および内側表面に熱電対温度計を取り付けてプレストレス導入後からの温度を測定する。

⑤ 厚肉鋼管の長さ変化

プレストレス導入時および導入後の厚肉鋼管の長さ変化を変位計により測定する。

⑥ PC 鋼材の伸び

緊張力における PC 鋼材の伸びをスケールにより計測する。

⑦ PC 鋼材のリラクセーション

ロードセルを取り付けた PC 鋼材について、緊張定着後、PC 鋼材のリラクセーションを 3 カ月間測定する。

(2) 試 験 結 果

試験結果の詳細は別の機会にゆずることとして、概要のみを以下にのべる。

プレストレス導入時の支圧板のひずみ分布を図-10 に示す。半径方向よりも円周方向のひずみ分布のほうが大きい、その値は設計クライテリア以下であった。また図-11 に 3 カ月間のリラクセーション測定結果を示すが、最大 2.5 % であり、これもクライテリアの 3 % 以下であった。

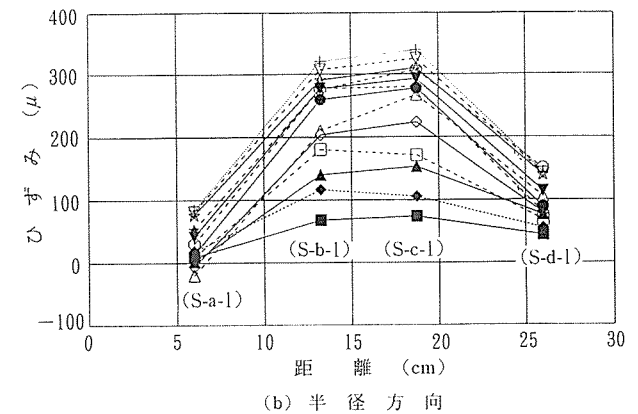
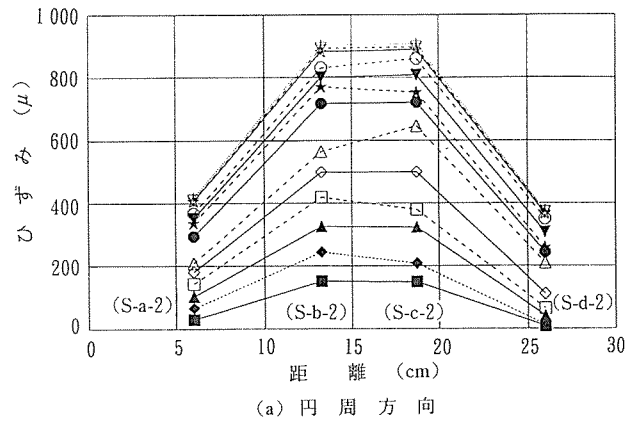


図-10 プレストレス導入時の支圧板のひずみ分布
 (距離 0 cm, 30 cm が支圧板端部, 15 cm が中央)

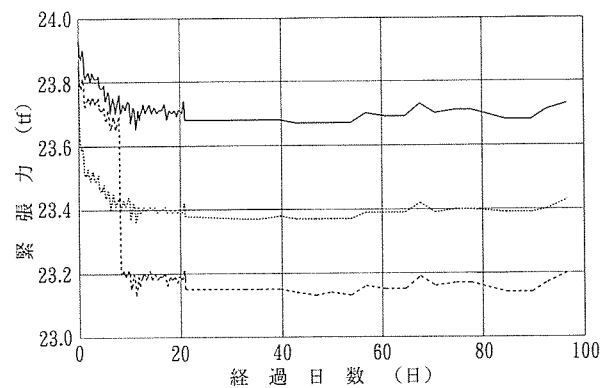


図-11 PC 鋼材緊張力の経時変化

7. おわりに

現在、平成 7 年 3 月のユニバーシアードに間に合うべく工事が進められている。施工についてはまた別の機会に報告できればと思っている。本稿が、プレストレスト構造のさらなる拡大と普及に役立てば幸いである。なお、設計にあたっては、福岡市建築局営繕部大型展示場建築担当の方々にお世話になりました。

【1994 年 3 月 14 日受付】