

吊屋根の耐力実験——仙台スポーツセンター——

矢 野 克 巳*

1. ま え が き

体育館の屋根に H・P 曲面の相貫体を用い吊屋根構造で設計した。

屋根曲面の交線に鉄骨ばりを配置してあるが、剛性が小さいので曲面の境界条件が簡単でなく、荷重は雪荷重・風荷重のような不均等分布荷重が最大荷重であるため、その応力分布の理論値を求めることが困難である。この屋根耐力を検討するために行なった 1/15 模型による耐力実験の概要を紹介する。

2. 建 物 概 要 (口絵写真 参照)

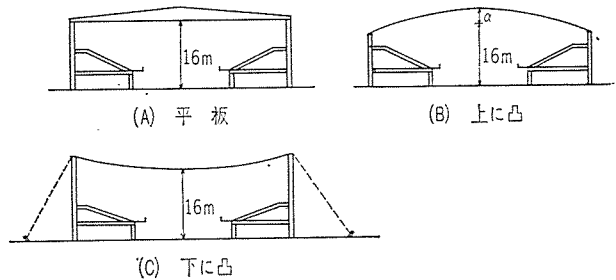
表-1

建 物 名 称	宮城県スポーツセンター
所 在 地	仙台市川内
工 期	着工 昭和 38 年 5 月 竣工 昭和 39 年 7 月
設 計	日建設計工務KK
監 理	宮城県建築課 日建設計工務KK
施 工	戸田建設KK (ケーブル配線) ビー・エス・コンクリートKK
建 築 面 積	建坪 4 244 m ² , 延坪 7 465 m ²
高 さ	軒高 12.54 m, 最高高さ 19.04 m
用途・収容 人 員	主競技場バスケ ヲート 2 面 10 000 人 (固定席 3 062 折タタミ席 4 000) 舞台幅 27 m 柔道場 129 m ² 剣道場 170 m ²
主 体 構 造	鉄筋コンクリート造 一部鉄骨鉄筋コンクリート造 地上 3 階 中央部屋根 H・P 吊屋根
基 礎	鉄筋コンクリート杭地業の上鉄筋コンクリート独立 基礎
外 部 仕 上 げ	柱ばり: コンクリート打放し 壁 : 2 FL 以上防水モルタル刷毛引色モルタル 吹付け 1 FL 玉石積 吊屋根: 鉄筋入りドリゾール版の上ラスモルタル塗 ・ビニロイドルーフィング防水・銅粉吹付 け 平屋根: 鉄筋コンクリート床版の上レジノカラー鉄 板瓦葺葺

* 日建設計工務KK東京事務所

体育館の主競技場および四周観覧席をおおう屋根は 61×61 m の広さで、この屋根荷重を支える柱は四周外壁および四隅の階段コア以外にはないことが望ましい。この屋根としては図-1のように大別して3種のタイプが考えられる。

図-1



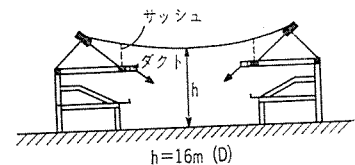
A: 曲げ応力が大きく不経済

B: 曲面なので曲げ応力がほとんどなく経済的だが、室内の気積が大きく暖冷房に不利で、かつ音響上よくない。

C: Bより気積はやや小さいが外柱に大きい応力を生ずる。控えケーブルを屋外に張ると外周の車路等にじゃまになる。

これら3種の長所をとり入れ、かつスパンを最小にしたのが図-2の実設計である。

図-2



D: A~Cに比しスパンが小さいので応力は小さく、気積も大きくない。中柱は階段コアより斜に伸びているので観客の視野を阻げない。競技場の採光・換気および音響上も有利である。

中央吹抜部は吊屋根方式ゆえ経済的である。吊屋根周辺ばりは 45° 傾斜して、はりの自重と吊ケーブルの張力がバランスしている。

屋根は四周が鉄筋コンクリートの平版で、吊屋根の部分は吹抜けとなっている。吊屋根の荷重は4本の傾斜柱で支えられるとともに、四周の平版屋根と柱頭部でつながり、四隅の階段コアにと伝わる(図-4)。

平屋根の吹抜側りばりは柱頭と階段コア間を結ぶはりとともに吊屋根外縁アーチや谷ばりのタイロッドの役目をもはたす(図-5 B・C)。

図-3 吊屋根模型試験体構造図

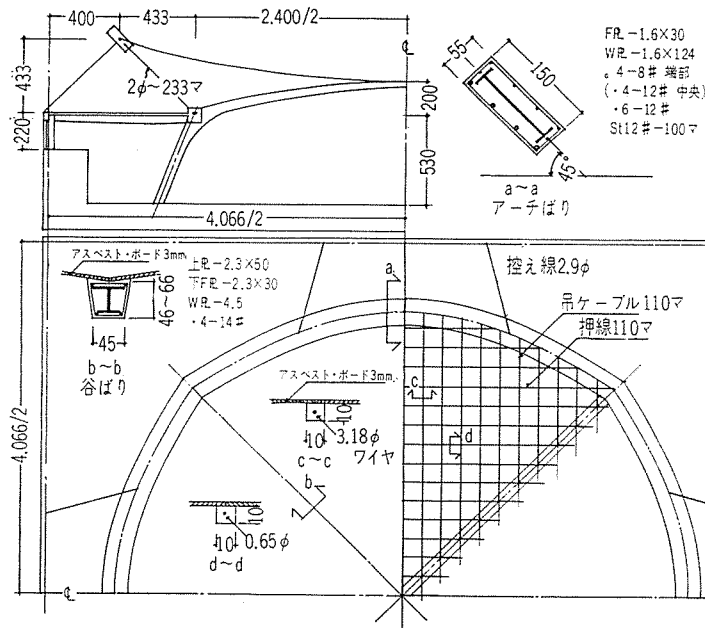
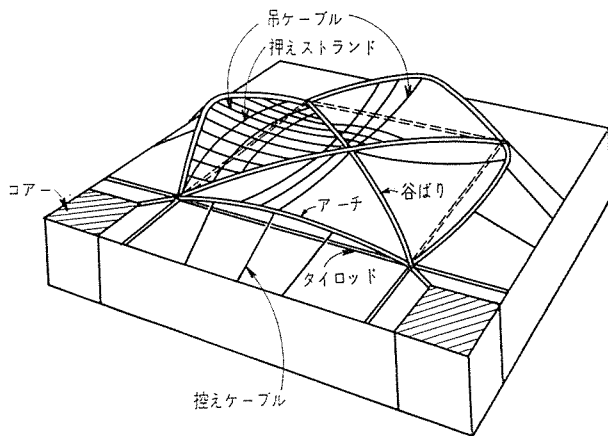
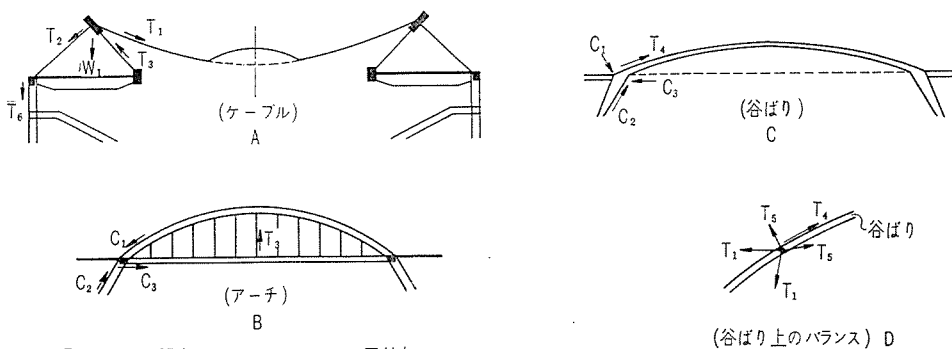


図-4 吊屋根構造の概略図



吊屋根内の荷重はリブ コンクリートおよびその中をとおり ケーブル ストランドを通じて直接柱に、一部は縁アーチに伝わり、また一部は石ばりに伝わる。アーチばりはアーチ 面内方向分力はアーチ をとおる柱に伝わ

図-5 吊屋根の力の流れ



- T_1 : 吊ケーブル引張力
- T_2 : 控えケーブル引張力
- T_3 : タイロッド吊上げバー引張力
- T_4 : 谷ばり応力
- T_5 : 押えケーブル引張力
- C_1 : アーチ圧縮力
- C_2 : 斜柱圧縮力
- C_3 : タイロッド、外周平屋根はり圧縮力
- W_1 : アーチ自重

り、面外分力は控えケーブルを通じ外周柱に伝わる。谷ばりは曲面の交線のリブで主として軸方向力が働らく(図-5 D)。

施工はつぎの順序で行なう。

1. 鉄筋コンクリートは平屋根まで打つ。谷ばりは鉄骨のみ架設してある。アーチは鉄骨鉄筋コンクリートを打つ。
2. 吊ケーブル、押えストランドを配線して仮定着。
3. 押えストランドを緊張してプレストレスを吊・押えケーブル両方に導入する。
4. プレキャスト リブ コンクリートをケーブルに吊ったうえ、ドリゾール版を配置する。
5. 控えケーブル緊張。
6. リブ コンクリート目地および、ならしコンクリートの荷重に相当する荷重を吊ケーブルより吊る(プレロード)。

7. 支保構と曲面リブとは接触寸前の状態にして、荷重が支保構に働かない程度にする。

8. リブ コンクリート目地および、ならしコンクリートを打つとともに谷ばりのコンクリートを打つ。この荷重は屋根曲面が変形するにともない支保構にて支持される。

9. プレロードを除去する。

10. 支柱を除く。

11. ラスモルタル塗りの上防水層施工。

吊屋根の荷重の流れはリブ コンクリートの硬化前後で変わり、硬化前は吊ケーブルに引張力、押えストランドに圧縮力、谷ばりに引張力が働らく。コンクリートの硬化後は吊・押え両方向のリブや曲面のドリゾールラスモルタルを通じて柱頭へと荷重が鉄筋コンクリートシェルとして流れるので谷ばりは圧縮力が働らく。

本工事の場合は固定荷重(D.L.)の70%をコンクリート硬化前に加えるので、

この荷重は吊屋根式応力分布をもって支持され、残余の荷重は鉄筋コンクリートH・Pシェルとしての応力分布となる(模型は本工事D.L.の10%が吊屋根式支持で、他はシェル式支持となっている)。

3. 実験体および荷重

1) 実験体

予備測定として吊屋根の

風圧係数を求める風洞実験が東北大学 亀井 勇 博士により行なわれた(図-6)。

この値は室内圧 -0.2 のときで、底下の吹上力は別途に加算した。

図-6 (a) 風力係数分布

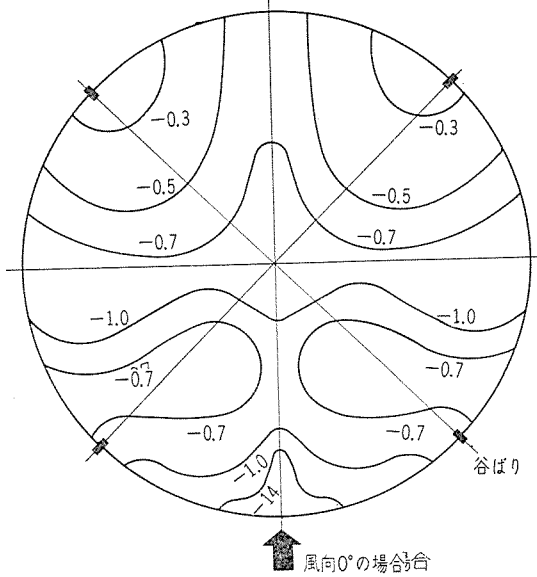
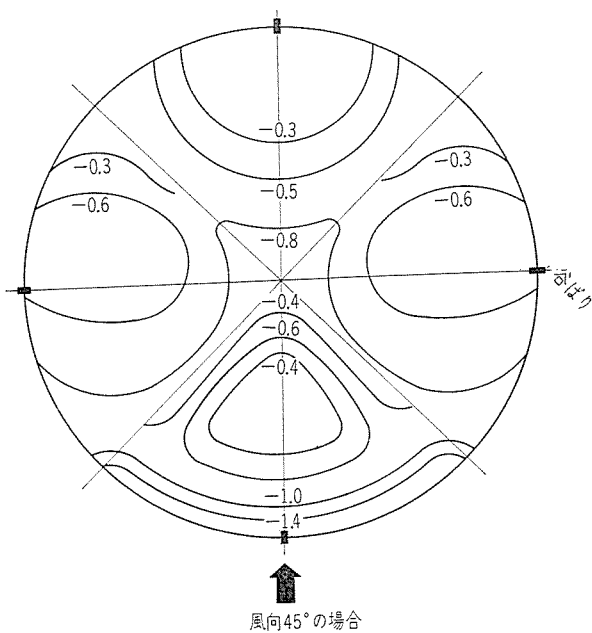


図-6 (b) 同 上



模型の縮尺 1/15

各部の断面寸法 1/15

模型の配線は各部の応力度が本体と同じになるようにする。荷重は m^2 あたりの荷重が本工事と同じにすると応力度は等しくなる。

2) 試験体の材料

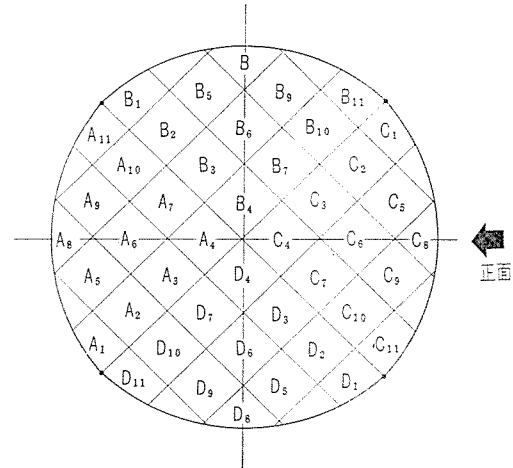
平屋根コンクリート

設計 $F_c = 180 \text{ kg/cm}^2$

模型 割合 $c : s = 1 : 2.4$ 水セメント比 45 %

モルタル強度 $F_{33} = 364 \text{ kg/cm}^2$ (試験時)

図-7 砂袋分布図



$F_{15} = 253 \text{ kg/cm}^2$ (緊張時)

柱ばりコンクリート

同上

アーチおよびタイロッド

設計 $F_c = 300 \text{ kg/cm}^2$

模型 モルタル強度 $F_{14} = 127 \text{ kg/cm}^2$ (緊張時)
 (アーチ) $F_{33} = 193$ " (試験時)
 モルタル強度 $F_{33} = 364$ " (")
 (タイロッド)

吊屋根リブ コンクリート

設計 $F_c = 180 \text{ kg/cm}^2$

模型 $F_{10} = 415$ " (試験時)

$F_{45} = 560$ "

アスベスト ボード

吊屋根曲面板用の材料

設計 鉄筋入りゾール版 (厚 60 上面モルタル塗) の上にラスモルタル厚 30 mm

模型 ドリゾール版の剛性を求めるため曲げ試験 2 体によるたわみより等しい剛性のコンクリート版 ($E = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$) の厚さを求めると 3 cm となる。

ゆえに曲面の等価コンクリート版は厚 6 cm となり 1/15 模型では 4 mm となる。

アスベストボード 3 mm 版使用 (強度 200~220 kg/cm^2 $E_c = 2.0 \sim 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$)

PC鋼線

2.9 ϕ 引張強度 21.1~21.3 kg/mm^2

$E = 20\ 100 \sim 20\ 200 \text{ kg/mm}^2$

2.0 ϕ 引張強度 178.5~177.5 kg/mm^2

$E = 20\ 300 \sim 20\ 100 \text{ kg/mm}^2$

3.18 ϕ 引張強度 1 000 kg/本 (航空機用ワイヤロープ) $A 7 \times 19$

$E = 1.5 \times 10^4 \text{ kg/mm}^2$

$A = 5.03 \text{ mm}^2$

0.65 ϕ 引張強度 160~185 kg/mm^2 (硬鋼線)

$E = 1.8 \sim 1.9 \times 10^4 \text{ kg/mm}^2$

3) 装置と荷重

変位測定: 1/100 mm 目盛ダイヤルゲージ

ひずみ測定: コンクリート Berry 式コンタクト ストレンゲージ

鉄骨 ワイヤーストレンゲージ PLS-10

プレストレスト コンクリート

写真-1 ワイヤロードセルと定着ボルト



写真-2 押えストランド測定ゲージ

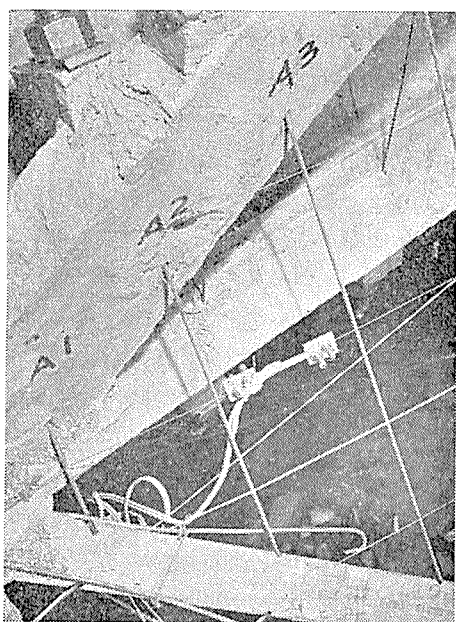
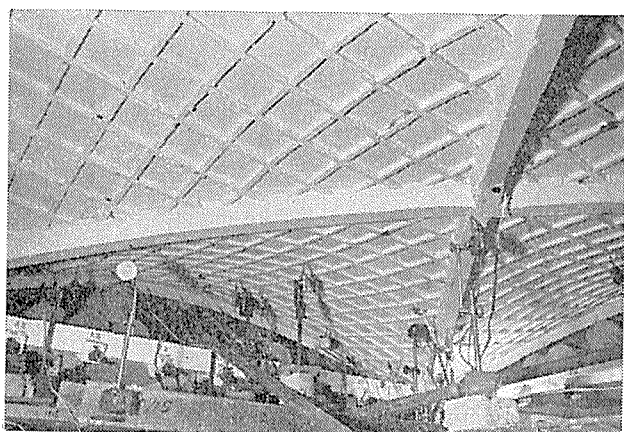


写真-3 曲面変位測定



ピアノ線 同上 P S-20

緊張力 ワイヤーストレンゲージによる緊張力を測定する緊張器を使用

荷重は砂袋 (20 kg/袋) を用いた。1 m² あたり 5 袋。

砂袋の 1 段は 100 kg/m² となる。

模型屋根の自重 25 kg/m²

載荷重 D.L. (固定荷重) 0.245 t/m²

写真-4 4 段 載 荷 (400 kg/m²)

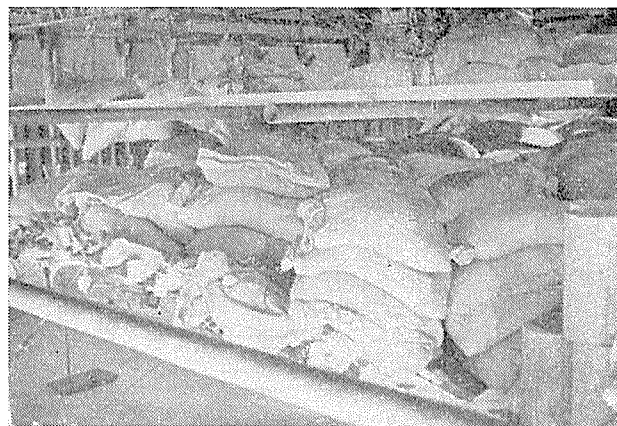
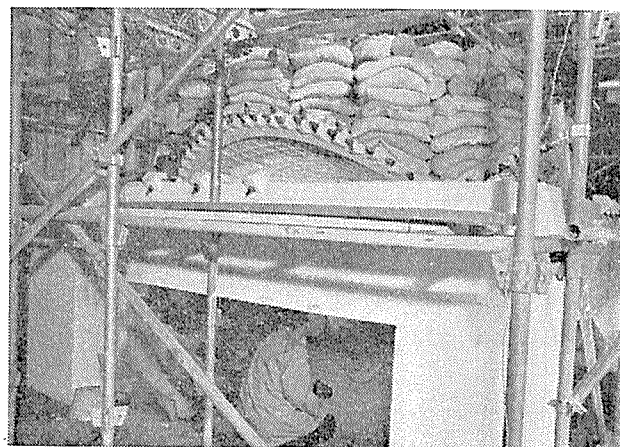


写真-5 1 t/m² 載 荷



S.L. (D.L.+雪 S) 0.33 t/m²

2 S.L. (D.L.+2 S) 0.42 "

W.L. (D.L.+W) 吸引力と底下の吹上げ力とが働くが、この和がほぼ D.L. に相当する。

荷重 No. 1 0 → D.L. → 0 (タイロッド支柱付)

No. 2 0 → S.L. → 0 (")

No. 3 0 → S.L. → 0

No. 4 0 → D.L. → { 片面 D.L.
 { 片面 S.L.

 → { 片面 S.L. → 0
 { 片面 2 S.L.

No. 5 0 → D.L. → W.L. (正面) → D.L. → W.L. (45°) → D.L. → 0

No. 6 0 → D.L. → 2 S.L. → 1.5 S.L. → 1 t/m² → 控線切断 → 0

4. 測 定 値

1) 変 位

a) 谷ばり 中央交点および 1/4 スパンの点の上下動 (図-8) は荷重 0~600 (または 700) kg/m² は直線変化し 600~800 kg/m² で急増する。

支点 (柱頭) は鉛直・水平ともに変位=0

b) 吊ケーブル (図-9) 鉛直変位が対称でなく、シェルの座屈を示している。座屈形は荷重 No. 1~2 のときは図-10 A型、荷重 No. 6 のときは B型を示して

図-8 谷ばりの変位

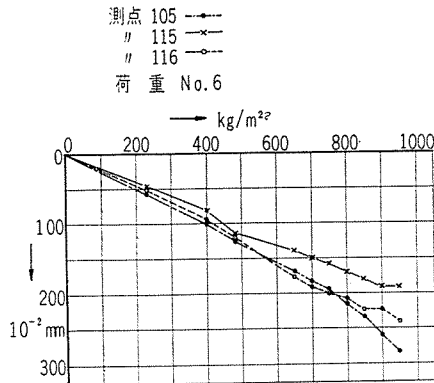


図-9 吊ケーブルの変位

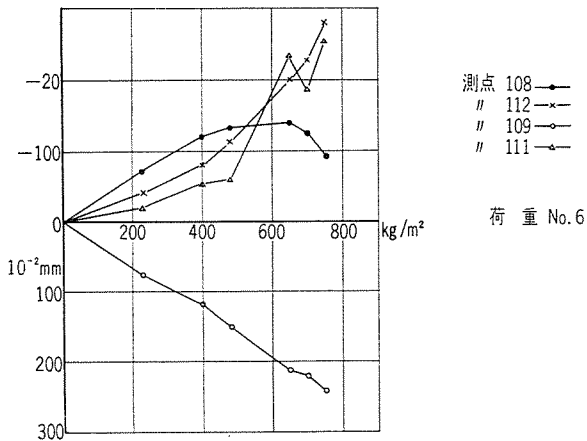
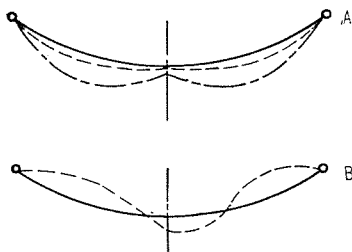


図-10 吊ケーブルの変位型



る。

荷重のくり返しにより、シェル座屈の残留変形が大きくなり、変形の型が変わる。荷重 400~500 kg/m² で変位急増。

c) 押えストランド サッシュ面の変形は 図-11 のようになり、荷重 No. 3 では 200 kg/m² で座屈性状を示し出し、No. 6 荷重では 400~500 kg/m² で大きく座屈する。

図-11 押えストランド(サッシュ面)の変形

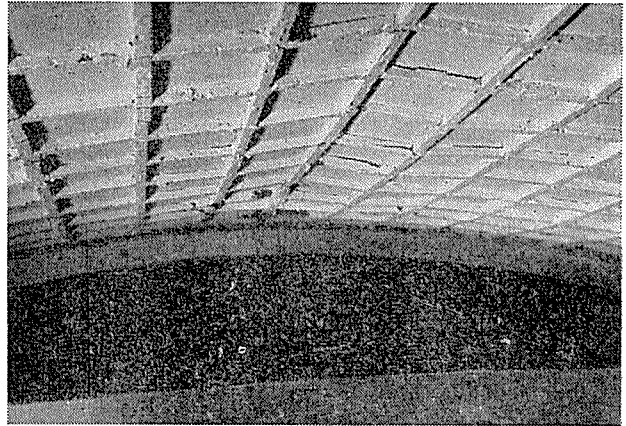


d) 縁ばりアーチ 鉛直・水平共変位はほぼなし。

2) 応 力

a) 柱 軸力はほぼ荷重に比例し、残留変形も小さ

写真-6 座 屈



い。

応力度：軸力+曲げモーメントの応力度は柱脚のコンクリート縁(圧縮側)で

D.L. 時 -10.8 kg/cm²

S.L. 時 -18.6 " となる。

b) タイロッド 軸力の変動が激しいが、荷重のくり返しにより圧縮より引張へと変化している。

D.L. 時 荷重 No. 1 -334 kg (中央)

" No. 3 - 94 kg (")

" No. 6 +219 kg (")

S.L. 時 " No. 6 +307 kg (")

$\sigma = 3.1 \text{ kg/cm}^2$

c) アーチ 軸力は荷重にほぼ比例して圧縮力が増す。No. 6 荷重では 700 kg/m² で増加が急増する。

曲げモーメントは 700~800 kg/m² で変化する。

D.L. 時 端部 $N = -480 \text{ kg}$ (荷重 No. 3)

$N = -455 \text{ "}$ (" No. 6)

$M = -800 \text{ kg-cm}$ (" ")

中央 $N = -332 \text{ kg}$ (" No. 3)

$N = -265 \text{ kg}$ (" No. 6)

$M = 505 \text{ kg-cm}$ (" ")

S.L. 時 端部 $N = -620 \text{ kg}$ (" ")

$M = -720 \text{ kg-cm}$ (" ")

中央 $N = -288 \text{ kg}$ (" ")

$M = 550 \text{ kg-cm}$ (" ")

軸力・曲げモーメントともに変動が多い

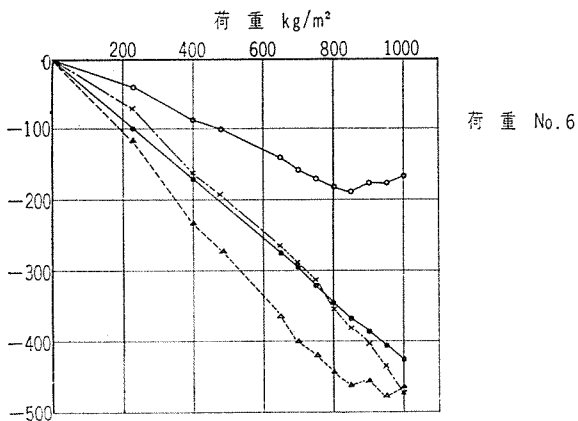
応力度は荷重 No.6 の D.L. 時端部で $\sigma = -4.2 \pm 2.7 \text{ kg/cm}^2$

となる。

d) 谷ばり 軸力は荷重に比例し圧縮応力が増すが 700~800 kg/m² で応力の増加が少なくなり、900 kg/m² 以上では応力が減少している(図-12)。

曲げモーメントは荷重に比例し増加するが、800 kg/m² で増が止る(図-13)。

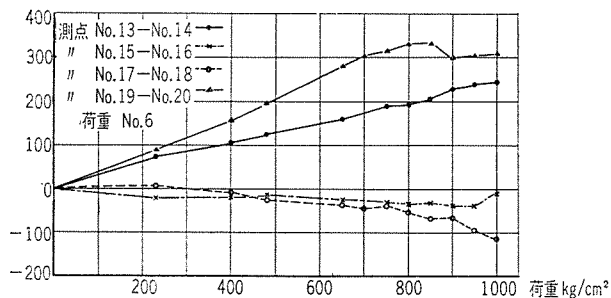
図-12 谷 ば り の 軸 力



● 測点 13+14
 ○ " 15+16
 △ " 17+18
 × " 19+20

枚貼ってある。そのためにケーブルの曲げ応力および鉄筋コンクリートリブとしての曲げ応力とが測定値に加算されているので、ひずみ測定値が軸応力とはならないが傾向は見出せる。荷重 700 kg/m² で応力が急変する (図-14, 15)。

図-13 谷ばりの曲げモーメント



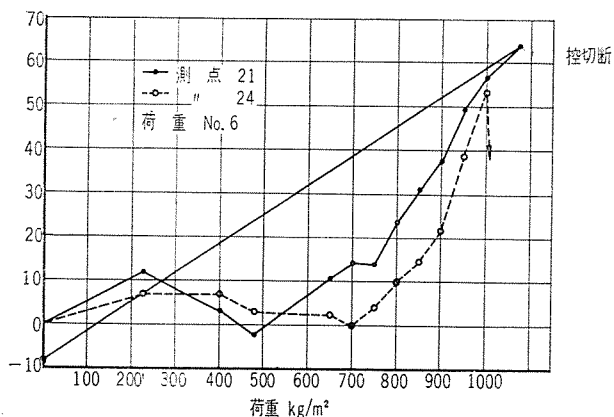
D.L. 時 $N = -765$ kg (荷重 No. 3)
 $N = -505$ " (" No. 6)
 $M = -97$ kg-cm (" No. 3)
 $M = -88$ " (" No. 6)
 S.L. 時 $N = -1165$ kg (" No. 3)
 $N = -875$ " (" No. 6)
 $M = -135$ kg-cm (" No. 3)
 $M = -88$ " (" No. 6)

軸力・曲げモーメントともに荷重 No. 3 より No. 6の方が減っている。

応力度は S.L. 時 (荷重 No. 3) で上端は $\sigma = -20.8$ kg/cm² となる。

e) 吊ケーブル ケーブルの応力測定部はストレングージ貼布のため $\phi 5$ のピアノ線に置きかえ、これに 1

図-14 吊ケーブル (中央) 応力



応力 (kg)	D.L. 時	S.L. 時	MAX.
中央	0.5~13	4~7	57
1/3 点	26~42	42~60	213
1/6 点	24~36	28~46	101

1/3 点 (測点 23, 25) で応力が最大になっている。

f) 押えストランド すべて圧縮応力となる。荷重 700~850 kg/m² で応力が変化する。

g) 控えケーブル 荷重 700~800 kg/m² で応力が急増する (図-16)。

中央 D.L. 時 26~34 kg
 S.L. 時 32~40 kg
 MAX. 222 kg
 側 D.L. 時 15 kg S.L. 時 20 kg
 MAX. 130 kg

図-15 吊ケーブル (1/6 点) 応力

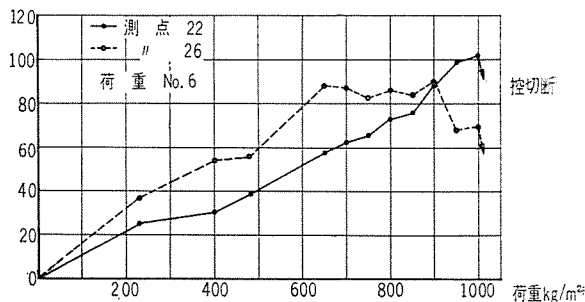
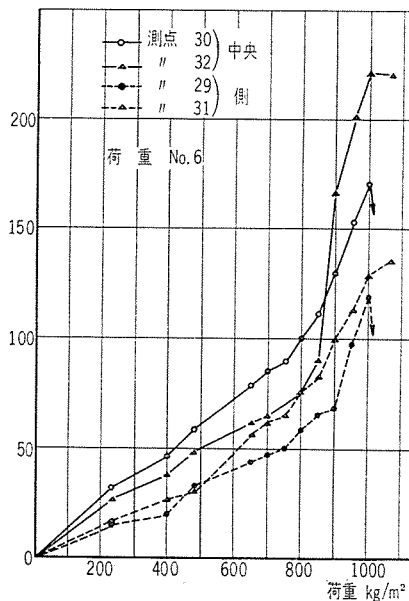


図-16 控えケーブル



3) 予備緊張

吊ケーブル・押えストランドのそれぞれの緊張力は、本工事緊張力の 1/15² だけ導入し定着した。定着はボルト方式なので応力の減退はほぼないものと見なす。

導入応力	計 画	実 測
吊ケーブル	65 kg (中 央)	—
	63.5 kg (1/4 スパン)	—
押 え	27 kg (一 般)	24~27 kg
	20 kg (サッシュェ外)	—

緊張後モルタル打ちおよびアスベスト ボード 貼りをしたので載荷試験時の応力は上記の値と異なる。

谷ばりの応力は緊張により引張力を生ずる。

1/4 点, 146 kg, 中央 410 kg, 端部 61 kg

中央は交点に近い測定点なので応力に誤差が多いと思われる。曲げモーメントはきわめて小さい。谷ばりの変位は 1/4 点上え 0.64 mm, 中央上え 0.52 mm となる。曲面全体としては、定着アーチを不動として上に凸の変形をする。ただしサッシュェ面では逆の変形する面もある。

4) 不均等荷重

a) 雪荷重 (荷重 No. 4) 均等雪荷重と比較して

- ① 谷ばり中央の変位やや大
- ② タイロッド (A面) の引張力が大
- ③ アーチ (A面) の軸力小, 中央は引張りとなる
- ④ 谷ばり中央の軸力は引張り
- ⑤ 控えケーブルの応力小

他は大差なし

いずれの場合も均等設計荷重より特に大きい変位・応力を示さない。

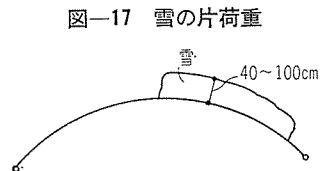
b) 風荷重 均等設計荷重と比較して

- ① 谷ばりの中央変位やや大
- ② アーチ (A面) の軸力少なく, 中央は引張力を生ずることなり

他の変位および応力は設計荷重時のそれより小

a), b) より, この実験に用いた荷重のときは, 不均等荷重でも特に断面設計に影響するような応力および変位を生じない。

曲面の片側のみに雪荷重があるときは, 不利な条件になる部分も生ずるが, 曲面のライズが少ないのでこのように極端に雪が偏在することはないだろう (図-17)。



5. 検 討

実験結果よりつぎのことがいえる。

1. ケーブル緊張のときは シェル コンクリートは打

ってないので, 完全な吊屋根で, 緊張により屋根面は上に変位し (中央で 0.5 mm), 応力分布も吊屋根型応力分布を示す (谷ばりは引張材で 1/4 スパンの点で 146 kg)。

2. シェルコンクリート硬化後の荷重に対しては, コンクリート シェルとして曲面は働き, 荷重が設計荷重以上となり, かつくり返されると漸次曲面は吊屋根型構造として働くようになる。

すなわちシェルの局部座屈を生ずるのは柱頭部を結ぶ線上 (サッシュェ面) で, 200 kg/m² (本工事の場合は D.L. をふくめ 350 kg/m²) で始まり, 400~500 kg/m² (本工事の場合 550~650 kg/m²) で座屈変形が大きくなる。

全体としての応力分布状態が変わるのは 700~800 kg/m² (本工事の場合 850~950 kg/m²) である。

3. 本工事の場合はコンクリート硬化前にケーブルに働く荷重が 150 kg/m² で, 模型実験の荷重にこの荷重を加えた値をもって座屈荷重としてよい。

4. 模型の リブ コンクリートは施工が不良のため, また測定装置のために, シェル面の座屈に対し剛性が小さくなっている。本工事ではプレキャスト リブを用い入念に施工されるので, リブの施工は確実であり, シェル座屈に対する剛性は模型より大きい。

ゆえに座屈荷重も測定値より大きいと推定される。

5. 終局荷重は 1 t/m² より大きい。

6. 控えケーブルに事故があり破断した場合も屋根は安全である (変形も特に大きくない)。

7. 安全率を求めると 表-2 のようになる。

表-2

		荷重 kg/m ²	D.L. に対し	S.L. に対し	A に対し
局部座屈 吊屋根に 変化 破壊	A	550~650	2.2~2.7	1.7~2.0	—
	B	>850~950	>3.5~3.9	>2.6~2.9	>1.3
	C	>1000	>4.1	>3.0	>1.6

注: D.L.=245 kg/m², S.L.=330 kg/m²

PC 計算規準によれば (建築学会), 曲げひびわれに対する安全率はフル プレストレッシング の場合 D.L. に対して 1.3, 曲げ破壊に対する安全率は D.L. に対して 2, 設計荷重 (S.L.) に対しては 1.2 DL+1.5 S.L.=422 kg/m², すなわち 1.3, 破壊曲げモーメントのひびわれモーメントに対する比は 1.4 以上と規定されている。

実験値はこの条件のすべてを満足している。

8. 不均等荷重に対しても十分安全である。

9. 荷重のくり返しにより, 応力分布が漸次吊屋根型分布に移行している。しかしリブ コンクリートの剛性が実験より本工事の場合は高いので座屈荷重が実験値より大きいはずである。また局部座屈の生ずる荷重は最大積雪時の荷重より大きい。ゆえにこの移行は実験の荷重