

円筒形プレストレス曲板の試作について

加 藤 渉
本 岡 順 二 郎

1. 諸 言

プレストレス工法によるシェル構造は 1940 年、フレシネ方式によるカラチの円筒形シェル ガレージ以後、欧米では各種のシェル構造に対して常識的な工法として適用され、シェルの持つ大空間性と軽量性とをさらに延ばす工法として発展しているようである。しかしわが国では建築の分野にこの工法が導入されてから日が浅い関係もあってか、まだ実施された例がなかった。今回日本大学工業経営学科の実験室として 700 m² 程度の建物が計画されたので、この際建物自体が授業の一環として利用できるように、PS 工法を利用したシェル構造を試験体として建てることにした。最初の計画ではコンクリート工事が養生条件の悪い 2 月に予定されたので shell および edge beam を pre-cast とし、プレストレス導入により一体化させる工法 (Colombo で縦スパン 50 ft の円筒形シェルの例がある) を予定して、建方その他を研究したが、着工が変更されてコンクリート強度の低下を考慮しなくてもよくなったので、現場打ち円筒形 PS shell を採用することにした。

2. 構造概要

シェルは縦スパン 40 m、横スパン 11 m、ライズ 2 m、曲率半径 8.56 m、厚さ 10 cm、両妻のアーチは 80×40 cm、edge beam は 150×40 cm で両 edge beam の間には 20×15 cm、スパン 10.6 m の tie beam が 5 m 間隔に配置されている。図-1、写真-1 のごとくこれらは四隅の edge beam 下端でラーメンの隅柱に単純支持されている。なおこのラーメンの外側独立基礎は HP shell とし、土圧測定用の圧力計を基礎底面に埋込んである。将来は周辺もしくは HP shell 自体にプレストレスを与えることにより、より軽量の基礎が可能となる

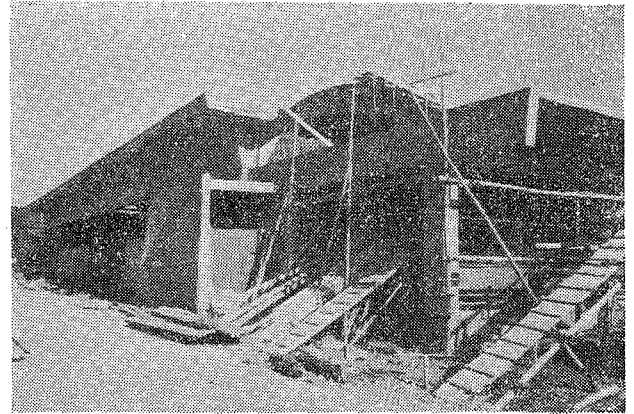


写真-1

のではないかと考えている。

PC 鋼材は shell 裾部分の母線方向に配置して edge beam を無くするか、または非常に小さくするのが理想的であり、実施もされているようであるが、相当大スパンでもあり別途工事で両 edge beam の間にクレーンを取りつける予定があることも考慮に入れて、相当大きな edge beam をつけることにした。この場合は shell と edge beam をふくむ断面の図心位置が下って、自体に緊張材を配置しても有効に作用しないので結局 shell edge beam だけに PC cable を配置することにした。PS shell の edge beam だけにプレストレスを与えると shell 端部の縮みによる妻の頂部と下部との変形量の差により妻壁は曲げを受けることになるので、採光、換気をも兼ねて妻には写真-2 のようにアーチにより開口部を設けた。また大スパン円筒系 shell は並列とすることによってその特徴が生かされるが、この場合は single shell であるため edge beam の巾も相当大きくし、さらに Parallel shell を想定して裾の水平方向の変形を止めるべく、5 m 間隔の PS tie beam を配置した。なおこの上に配置する照明器具、配管等の荷重および自重による

図-1 構造概要

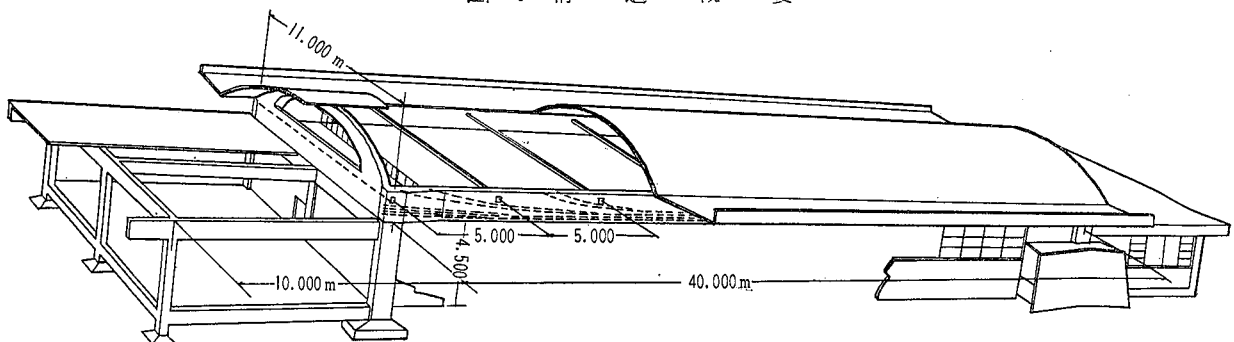


写真-2

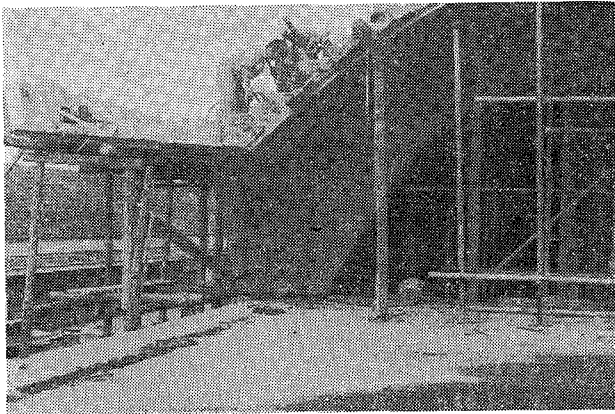


写真-3

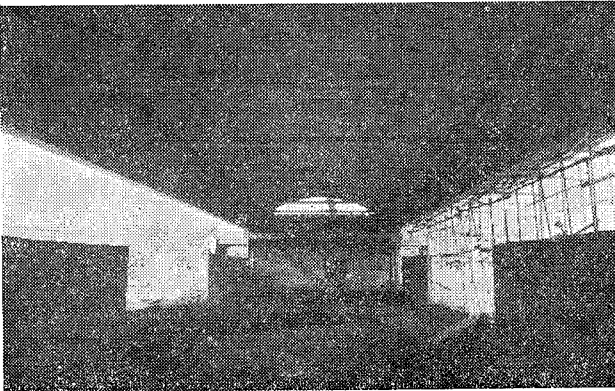
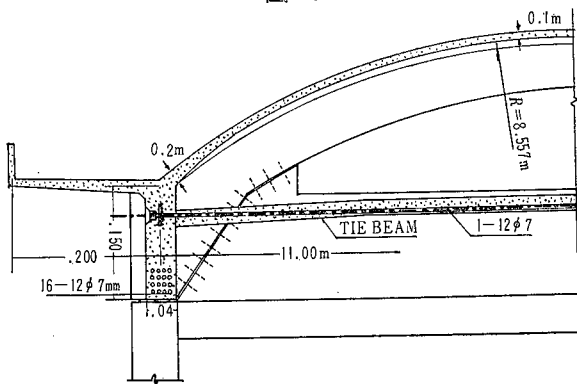


図-2



応力を打消すのに有利なように、図-2、写真-3のごとく PC cable は直線配置のまま tie beam の材軸を変化させた。

3. 建方およびプレストレス導入

両端の一層ラーメンを完成後 edge beam, tie beam, ひさし, アーチ, shell の順序でコンクリートを打ち、プレストレス導入後 20 cm 厚、高さ 1.4 m の妻壁を打って shell 部分とラーメンとを緊結した。アーチのスラストを受ける cable は妻壁の中を通るので、ductube を裸のまま緊張し、グラウトの後で、すなわち工事の一番後で妻壁のコンクリートを打った。柱頂部の edge beam 支持は 図-3、写真-4 のような方法で簡単なピンおよびローラー状としてある。従って完成後 shell に加わる

図-3

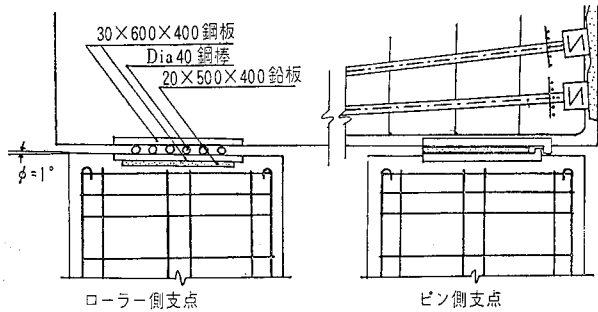


写真-4



地震力はアーチ、妻壁、ラーメンのハリを経て柱に伝えられる。このためアーチと妻壁、妻壁とラーメン バリとの間はダボで打継いだ。

プレストレスの導入は中央の tie beam から両側へ振り分けて Freyssinet 12φ-7mm に対して 35.5 t の片引きとし、次に edge beam の 12φ-7mm 16 cable に対して中心の cable から上下に振り分けて両 beam 交互に両引きとした。beam 1 本に対する導入時引張力は 566 t、中央断面の有効プレストレス力は 450 t である。コンクリート強度その他は 表-1 のごとくである。

表-1

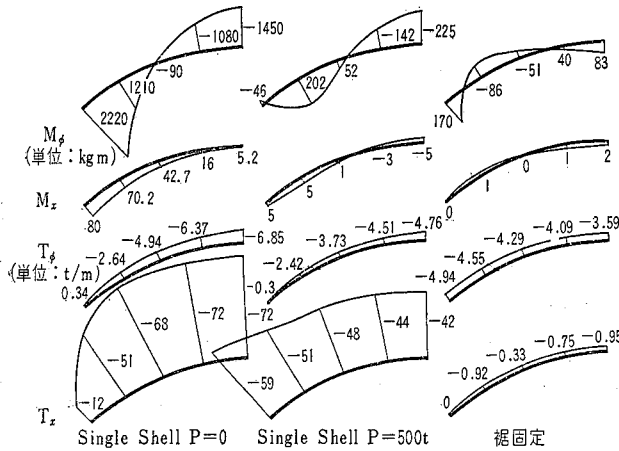
shell, アーチ およびひさし	圧縮強度	28 d 計画	210 kg/cm ²
		導入時	220 "
	引張強度 (導入時)	28 d	305 "
	引張強度 (導入時)		21.2 "
	ヤング係数 (initial)		2.96 × 10 ⁵ kg/cm ²
edge beam および tie beam	圧縮強度	28 d 計画	450 "
		導入時	442 "
	引張強度 (導入時)	28 d	44.5 "
	引張強度 (導入時)		44.5 "
	ヤング係数		3.75 × 10 ⁵ kg/cm ²

4. 設 計

構造全体から見れば両端で単純支持されたハリと考へてもよく、この程度の long shell ($r/l=0.214$) の場合は beam method を適用して断面を定めても実用上十分であると思われるが、一応 8 階の微分方程式にもとず

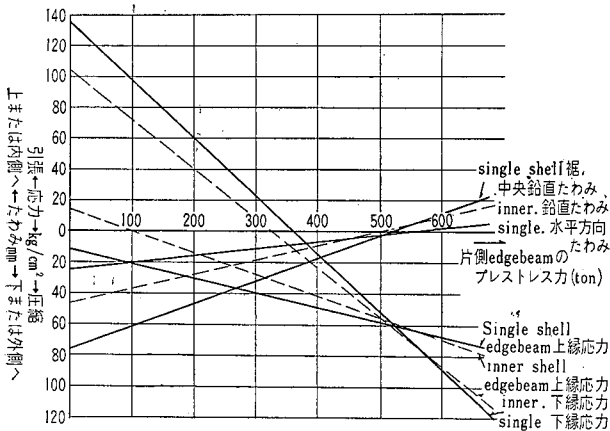
く正攻法で解くことにした。shell の edge beam は tie beam により水平方向の変形を止めてあるので、inner shell (並列 shell の内側の shell) として解いてよいが、tie beam が計画どおり作用しない場合を考慮して single shell としての計算も行った。またプレストレス導入時と有効プレストレス作用時とは条件が異なり、さらに きれつ安全率 (例えば $1.3[G+P]$) について計算を行うものとするれば全部で 6 種類の計算を行うことに

図-4



なり相当繁雑である。図-4 に示す shell の各応力はこれらのうち shell edge のプレストレス導入時 (境界条件として beam の裾は回転しない、edge beam は水平方向に抵抗しない、shell の裾と edge beam の縦方向の変位および鉛直方向の変位は等しい、を仮定) の各応力と single shell でプレストレスを与えない場合および両裾が固定されている shell の各応力とを比較したものである。図-5 はプレストレス力の大きさと edge beam の縁応力および裾中央のたわみとの関係で、実用範囲で直線状になることを示している。この shell では

図-5 プレストレス力と edge beam 中央の応力および裾のたわみとの関係



$P_0=450$ t で裾の変形が比較的小さくなる点をねらったつもりである。edge beam の下縁応力を full prestressing の限度にとれば $P_0=305$ t 程度まで下げることが

できる。tie beam の引張力は shell のスラスト、tie beam 自身に与えるプレストレス力、tie beam を縮ませるために生ずる shell のアーチ方向の抵抗および cable 位置が裾から 30 cm 下にあるために生ずる edge beam のねじり抵抗等にもとずいて定めたが、factor が多すぎるので tie beam のプレストレス導入時に応力および変形を測定して引張力を監視した。

shell と edge beam はダボで打継いであり、edge beam から shell へのプレストレスの伝達および shell のスラストはこのダボを通じることになるが、この部分の適当な計算法がないので実験によって配筋した。コンクリートが破壊しないで鉄筋の定着が完全な場合 9 mm 筋で 4.5 t、13 mm 筋で 6 t 程度の破壊耐力を有するようである。shell の水平力を柱に伝える妻壁の部分も同様にダボが伝え、今後このような部分の解析が必要であり、目下一般的な場合についての実験を予定している。

クリープおよび乾燥収縮によるプレストレス力の損失は、導入時期に余裕があったので比較的小さく、 $\eta=0.895$ となった。ただしこのような断面に従来の慣用算定法が適当であるかどうかは不明である。摩擦損失は ductube と cable との摩擦係数を 0.33、波打ちによる損失係数を 0.05 として算出したが、導入時の測定結果から考えると係数が多少小さすぎたようである。

edge beam 中央下端の曲げきれつ安全率は shell を解くことによって一応得られるが、破壊安全率はこのような shell の破壊機構が明確ではないので、shell の頂部母線方向に“縦割れ”が生じ構造は edge beam とひきだけで支えられるものと考えて (single long shell についての模型実験の例がある) $1.2(G+P)+1.5S$ に対して安全および常時荷重に対する安全率 1.98 を算出した。ただし tie beam の破断安全率は 2.7 程度を確保できるので、shell はこのような破壊を起さず、さらに大きい安全率を有するとも考えられる。edge beam のせん断破壊安全率はこのような断面についての取扱いが不明であるが、円弧断面と考え、荷重とプレストレス力による合成せん断力図から得た支点から 4.8 m の危険断面について算出したせん断破壊安全率は 5.57 となり、曲げ破壊安全率より、はるかに大となるので一応安全であると考えた。

shell の弾性範囲内の応力算定については、その繁雑さを別とすれば一応正しい取扱いができるが、以上のように破壊に関する部分では、その設計方針にも定説がなく、この分野での設計法の確立が切実に望まれる。

5. 測 定

プレストレス導入時およびサポート除去時に変形、応

力等を測定した。図-6 は中央の tie beam につき tie beam のプレストレス導入時に測定した材長変化および wire strain gauge による応力の測定結果である。wire strain gauge は cable が tie beam の中心に位置する

図-6

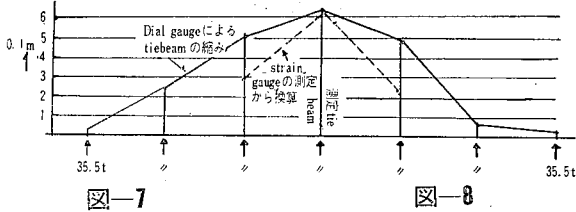


図-7

図-8

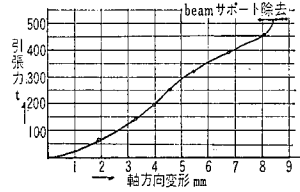
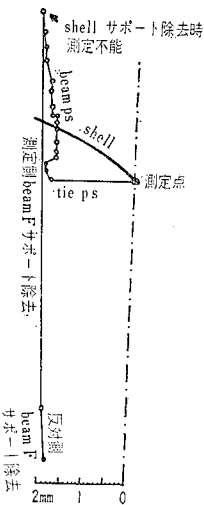
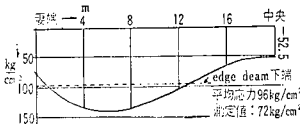


図-9



点の横面に貼布した。図-7 はプレストレス導入からサポート除去に至る shell 中央楕

の変形であるが、shell のサポート除去時には測定できなかったもので多少不正確なものとなった。shell のサポート除去時に楕が外側へ変形することを考慮に入れば tie beam cable の引張力はほぼ予定どおりになったようである。図-8 は edge beam 両端の下端とこれを支持するラーメン柱との間の移動を edge beam のプレストレス導入時からサポート除去後まで測定したものである。edge beam 下端と柱頭との間のローラーの摩擦により柱が多少傾いた傾向があるので正確な測定とはいえないが、一応 edge beam の軸方向変形と考えてよい。そこで図-9 にこの値から算出した edge beam 下端の40 mの間の平均応力度と計算値による平均応力度とを比較してみた。ただし shell を解いて得られる edge beam の軸方向下端応力の分布は、荷重とプレストレス力の cos 分布や cable の曲げ上げによる影響のため端に近づくほど不正確になるので、分布はハリで計算したものに従い、beam 中央の応力の値は shell として算定したものを使って平均応力を算出してみたもので大して信頼性のある比較ではない。edge beam 中央には wire strain gauge を貼布して導入時の応力を測定した結果、終了時下端応力 120 kg/cm^2 を得たが、導入に 2 日を要し、さらに導入終了時にはサポートに shell

と edge beam の荷重が加わった状態なので、意味のある測定値とはいえないかも知れない。

edge beam 中央のたわみは single shell としての計算値、プレストレス力 500 t 時に 3.3 mm, 450 t 時 10 mm, inner shell としての計算値 500 t 時に 0, 450 t 時に 9.5 mm (図-5 参照) に対し測定値は 6.48 mm である。

PS 導入時およびサポート除去時に wire strain gauge により shell の各部応力の測定を試みたが、作業の長時間によるゼロ移動に比して、応力は最大の点でも許容応力以下に押えられているので、満足な結果が得られなかった。実際の構造物に関する応力測定で常になやまされる問題であり、今後に残された問題でもある。

6. 結 語

この建物は将来の PS shell のための試験体として学生の実物教育をまかねて建てられたもので、今後も種々の実験を行いたいと考えており、さしあたりは HP shell foundation の土圧測定の継続、edge beam に集中荷重を加えた場合の効果、shell の振動測定等を予定している。

この種の円筒系 shell の将来性としては parallel shell の場合、edge beam の巾は 20 cm 程度で十分であり、施工精度を上げて shell の厚みを 6~7 cm にすれば縦スパン 60 m 程度までは可能であると感ぜられ、大空間を必要とする工場やガレージ等に最適ではないかと考える。さらに耐火性との関連もあるが shell 自身に PC 鋼材を配置することにより、すべての型式の shell 構造に PS 工法が適用できるので、今後はその方面の研究も行いたいと考えている。

終りにこの試作に絶大なる御援助と御理解を頂いた理工学部長 横地伊三郎教授並びに斎藤謙次教授に深謝するとともに一般設計の小林美夫講師、構造設計に協力を頂いた西村敏夫助手、大学院学生 波多野弘治の諸氏および工事を引受けて頂いた大成建設 K K, 興和コンクリート K K の両社に感謝する。

参 考 文 献

1. F.I.P. First Congress London, 1953
2. V.M.Silvera: A method of Design for Shell Concrete Roofs Using Prestressed Edge Beams, Magazine of Concrete Research, July 1950
3. D. Vlachlis: Model Tests on a Thin Prestressed Barrel Roof, Magazine of Concrete Research, July 1952
4. A.L.L. Baker: A Plastic Design Theory for Reinforced and Prestressed Concrete Shell Roofs.
5. J.E. Gibson, D.W. Cooper: The Design of Cylindrical Shell Roofs, London, 1954.
6. Cement and Concrete Association: Proc. of a Symposium on Concrete Shell Roof Construction 2-4 July 1952, 1954.
7. 加藤 渉・他: シャーレン屋根の破壊機構に関する研究 (その 6), 建築学会関東支部 20 回研究会, 昭 31.6

(加藤 渉: 工博 日本大学教授)
(本岡順二郎: 日本大学講師)