

杭州地区第二次建筑结构 改革经验交流会技术资料

(选 编)

杭 州 市 建 设 局

一九七三年五月

马、恩、列、斯語录

生气勃勃的创造性的社会主义是由人民群众自己创立的。

列 宁

在马克思看来，科学是一种在历史上起推动作用的、革命的力量。

恩格斯

技术不能停止不前，它必须继续日新月异改进，旧的技术必须作废，代之以新技术，新的再代之以最新的。

斯大林

在科学上面是没有平坦的大路可走的，只有那在崎岖小路的攀登上不畏劳苦的人，有希望到达光辉的顶点。

马克思

毛主席语录

路线是个纲，纲举目张。

阶级斗争、生产斗争和科学实验，是建设社会主义强大国家的三项伟大革命运动，……

科学技术这一仗一定要打，而且必须打好。不搞好科学技术，生产力无法提高。

中国人民有志气，有能力，一定要在不远的将来，赶上和超过世界先进水平。

团结起来，争取更大的胜利。

前 言

在毛主席革命路线指引下，杭州地区于73年2月26日至3月2日召开了第二次建筑结构改革经验交流会。参加会议的有18个单位的三结合代表共100多人。华东地区建筑标准设计协作组、上海工业建筑设计院、上海市规划建筑设计院、浙江大学、浙江省基建局、科技局、工业设计院、建筑标准设计协作组、杭州市科技局等单位应邀参加了会议。杭州市革委会有关负责同志到会作了指示。

这次会议以批修整风为纲，认真学习毛主席有关三大革命运动的重要指示。传达了中央有关负责同志的讲话，深入批判刘少奇一类骗子的反革命修正主义路线，总结了一年多来开展结构改革和双革运动的经验。会议还抓住了开展技术革新，结构改革中的现实思想，采取学、讲、看、议的方法，从思想和政治路线的高度，从理论和实践的结合上，弄通思想，提高认识，明确方向，取得了一定的收获。通过会议，代表们提高了路线斗争觉悟，认识到毛主席的教导是我们开展科学实验的指路明灯，“事情千万件，根本在路线”，增强了执行毛主席革命路线的自觉性。会议期间交流了19项双革成果，组织了现场参观。为了使这些成果能在杭州地区更广泛的交流、推广，与兄弟省、市，兄弟地区“互通情报”，交流经验，征求意见，不断完善提高，特将这次会议的有关技术资料选编于后。

一九七三年五月

目 录

一	预应力双曲抛物面壳(即马鞍形壳)的设计、施工与试验·····	(1)
二	预应力“Y”薄壁梁隔热保温屋面 ·····	(21)
三	1.5米×9米预应力单肋拱型屋面板设计与试验 ·····	(29)
四	1.5米×12米先张法预应力钢弦混凝土大型屋面板 试验报告·····	(35)
五	1.5×6米自防水预应力“F”型屋面板调查、改进及试验·····	(46)
六	屋面的防水与涂料的应用·····	(50)
七	有关钢筋混凝土后张自锚预应力工艺的几个测试资料·····	(55)
八	预应力小梁素混凝土拱形楼板·····	(61)
九	华侨饭店住宅灌注桩基础单桩静载试验情况简介·····	(64)
十	600吨园柱形砖砌预应力绕筋水池设计施工小结 ·····	(74)
十一	500米 ³ 砖配筋氨水槽, 250米 ³ 砖配筋煤气柜设计与施工···	(77)

预应力双曲抛物面壳(即马鞍形壳)的设计施工与试验

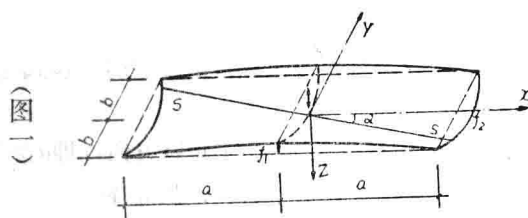
杭州市拱墅区建设工程管理局
淳安县建筑工程公司
浙江大学土木系
杭州市建设局结构改革小组

混凝土双曲抛物面壳应用于屋盖结构国外已有较长的工程实践,但由于它的制模比较复杂

什,吊装运送易产生裂缝,因此使它的应用范围受到了一些限制。我们针对这些问题进行了一些试验研究,取得初步成效。

双曲抛物面壳(下称双曲壳)的几何图形如图一

其曲面几何方程为



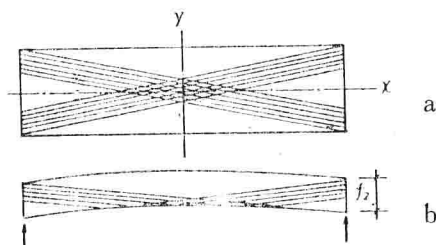
$$Z = \frac{f_1}{a^2}x^2 - \frac{f_2}{b^2}y^2 \dots \dots \dots (1)$$

当 $a > b$ 时,如将它在 $x = \pm a$ 处作为构置线,它很像一张简支大瓦,具有二边落水的优越条件,因此它是一种比较合宜的屋面结构。这种双曲壳的壳面,绘一条直线 $s-s$ (图一所示),如果它的水平投影与 x 较的交角 α

$$\alpha = \pm \operatorname{tg}^{-1} \frac{b}{a} \sqrt{\frac{f_2}{f_1}} \text{ 时}$$

则这条直线上各点都落在壳的壳面上(证明见附录一),这就证明双曲壳面实系二组交角为 $\pm \alpha$ 的直线所组成。根据这一特性,这种壳体可以采用预应力直线配筋,其平面图与侧面图如图二(a)与(b)所示

从平面图中,可以看到二簇平行的预应力筋不仅使 x 方向,而且还使 y 方向的大部份壳体都产生预压应力,从而有利于防止使用与吊装阶段裂缝出现。再从图二(b)的侧面图中可以看到这二簇钢筋在壳中部的



(图二)

基本上密集于壳面底部,而二端则密集在壳面顶部,相似于一个平梁的曲线配筋,这使预应力钢筋不仅能合理的发挥它的作用,而且还有利于梁端的抗切能力。

这种壳体首次由浙建二处三工地应用于跨度为7米与12米的工程中，我们学习他们的先进经验后，分别在淳安县与杭州两地设计了跨度为14.4米与15米（ $2a$ ），宽度为3米（ $2b$ ）的双曲壳。淳安县试制的壳体应用于茶厂的仓库，系由淳安县水泥制品厂生产，杭州试制的壳体应用于市果品烟糖公司的二跨仓库工程中，系由拱墅区钢筋混凝土预制厂生产。在这个壳的设计施工与起吊过程中，资料缺少，经验缺乏，曾经产生过不少的挫折与艰难，但在用战无不胜的毛泽东思想武装起来的工人阶级奋勇战斗下，终于获得成功。

壳板均采用了叠合生产，所以二侧不加边梁，一个台模可以叠合生产4皮，另一方面还考虑了一次折线张拉三块（即三个台模分布在一直线上）的钢筋，这样就使得在较短的工期内采用为数不多的台模生产数量较多的壳板，如杭州的工程来说，一个月左右的工期可以完成12块壳板，即540平方米的屋面结构。

今将这二个双曲壳有关设计施工与试验等方面情况，整理于下：

设计

双曲抛物壳作为屋面结构，当其短跨（即 $2b$ ）支座时，一般可以视为承受均布荷载简支壳体来考虑。但是这种壳体的精确理论分析都需解算微分方程，其工作量极为繁重，近年来，有限单元法已应用于土建工程中的某些复杂结构的分析，但对双曲壳，由于它的“模式”不易采用，所以目前还有困难。

从一般梁结构的受力性质出发，当双曲壳的长跨方向尺度，若4倍于短跨方向，即 $a > 4b$ ，同时其支承点系沿短跨时，则有可以将它视为简支梁来考虑。另一方面，从壳体的侧面图二（b）可见，一般 $f_2 \ll 2a$ ，则又可视它为一般的简支梁，亦即可以采用材料力学的平面弯矩理论。今将杭州的双曲壳，即15米跨（3米宽）这个壳结构就照上列的概念作了设计计算，为了便于了解它的具体设计内容，现将15.4米跨的双曲壳设计书简附如下，

15.4M跨预应力双曲壳设计书

这一壳板用于杭州果品烟糖公司二跨仓库工程中

（一）几何图形与尺寸（图三所示）

壳的中面方程式

$$Z = \frac{f_1}{a^2} x^2 - \frac{f_2}{b^2} y^2$$

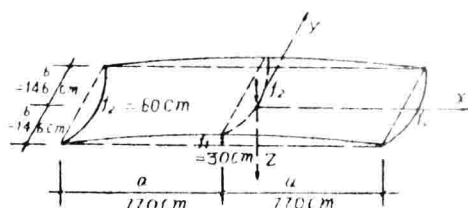
$$\text{即 } Z = \frac{30}{770^2} x^2 - \frac{60}{146^2} y^2$$

这个方程表明壳的中面系由纵向与横向两个抛物线组成，

$$\text{其纵向曲线为 } Z = \frac{f_1}{a^2} x^2 + C_1 = \frac{30}{770^2} x^2 + C_1$$

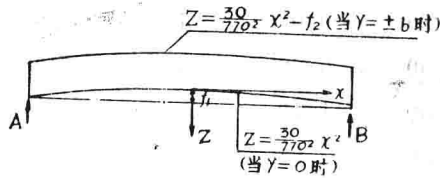
$$\text{横向曲线为 } Z = -\frac{f_2}{b^2} y^2 + C_2 = -\frac{60}{146^2} y^2 + C_2$$

式中 C_1 ， C_2 分别为 x 与 y 为任意常值时一个常量，



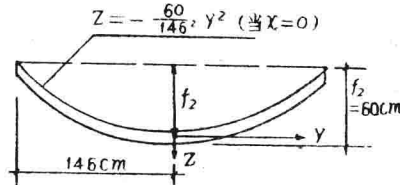
（图三）

纵向曲线可以表明为一个梁的侧面弯曲情况（如图四）



（图四）

横向曲线可以表明梁的横截面弯曲情况，当 $x = 0$ 时，曲线图形如图五

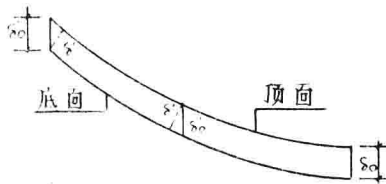


（图五）

由于整个壳体作为长向简支的曲梁来考虑，则必须计算此梁的横截面的几何特征值：如截面积A，面矩S，惯矩J，与形心点的位置等。

（二）横截面的几何特征值计算

壳的横截面的轴线方程亦是表明曲线的方程。现在必须规定这个壳的厚度，才能算出它的几何特征值，鉴于双曲壳需叠置生产，因此沿横截面不能采用等厚度，只能采用等高度。如图六所示

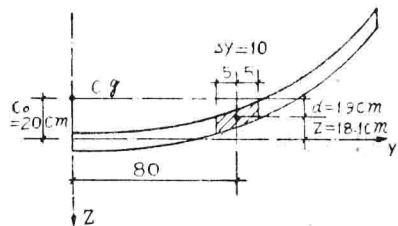


（图六）

当截面的最下截面厚度为 δ_0 时，横截面的任一点厚度 $\delta' \neq \delta_0$ 但 $S_0' = S_0$ 所以称为等高度。此时截面的顶面与底面是同一个曲线方程，这就使叠合生产时第一个壳的顶面，成为第二个壳制作时的底面模板。在本设计中采用 $\delta_0 = 5\text{cm}$ 。（图七所示）

在计算截面的几何特征值时，为了避免应用一些比较麻烦的积分公式，采用一般习用的数值积分代替积分计算，並列表如下。

方程：



（图七）

$$Z = - \frac{60}{146^2} y^2 = -0.0028148 y^2$$

（在计算几何特征时，负号不计入）

y	y ²	Δy	δ ₀	A	Z	S = AZ	d ² = y ₀ - Z ²	J = Ad ²
5	25	5	5	25	0.07	1.75	19.93 ² = 397.21	9930
10	100	10	5	50	0.28	14.00	19.72 ² = 388.88	19444
20	400	10	5	50	1.13	56.50	18.87 ² = 356.08	17804
30	900	10	5	50	2.55	127.50	17.45 ² = 304.50	15225
40	1600	10	5	50	4.52	226.00	15.48 ² = 239.63	11982
50	2500	10	5	50	7.07	353.50	12.93 ² = 167.18	8359
60	3600	10	5	50	10.18	509.00	9.82 ² = 96.43	4822
70	4900	10	5	50	13.86	693.00	6.14 ² = 37.70	1885
80	6400	10	5	50	18.10	905.00	1.9 ² = 3.61	181
90	8100	10	5	50	22.91	1145.00	2.91 ² = 8.47	424
100	10000	10	5	50	28.28	1414.00	8.28 ² = 68.59	3430
110	12100	10	5	50	34.19	1709.50	14.19 ² = 201.36	10068
120	14400	10	5	50	40.72	2036.00	20.72 ² = 429.32	21466
130	16900	10	5	50	47.79	2389.50	27.79 ² = 772.28	38614
140	19600	11	5	55	55.43	3048.65	35.43 ² = 1255.29	69041
146				730 cm ²		14629.40 cm ³		232675 cm ²

$$C_o = \frac{S}{A} = \frac{14629.4}{730} = 20.04$$

上表的计算中，由于所需的预应力钢筋截面尚未计算，因此尚不能计算折算截面积与折算惯性矩。

(三)配筋计算：

壳的自重 5 cm(厚) × 25 = 125kg/m²

屋面活重 = 50kg/m²

总重 = 175kg/m²

壳板的线荷载： q = 175 × 3 = 525kg/m²

壳板的计算长度 L₀ = 15m

跨中最大弯矩：

$$M_{max} = \frac{1}{8} q l_0^2 = \frac{525}{8} \times 15^2 = \frac{118125}{8} = 14760 \text{kg} \cdot \text{m} = 14.765 \text{t} \cdot \text{m}$$

$$\text{最大切力 } Q_{max} = \frac{1}{2} \times 525 \times 15 = 3940 \text{kg} = 3.94 \text{t}$$

钢材用 φ 4 低炭冷拔钢筋

$$R_y = 7000 \text{kg/cm}^2 \quad E_y = 1.8 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$$

混凝土用 # 4 0 0 ,

$$R_w = 350 \text{kg/cm}^2 \quad R_i = 24 \text{kg/cm}^2 \quad E_h = 3.3 \times 10^5 \text{kg/cm}^2$$

$$\text{按公式 } R_w \times A_h = R_y \times A_y$$

$$\text{设选用： } 62\phi 4 \quad A_y = 7.812 \text{cm}^2$$

(五)正截面的抗裂计算

一、予应力损失计算:

$$\text{张拉应力 } \sigma_K = 0.7R_y = 4900 \text{ kg/cm}^2$$

锚具损失: 壳板为三块纵向连续张拉钢筋, 台座全长约 50 米

$$\text{故 } \sigma_{s1} = \frac{\lambda}{L} E = \frac{6}{50 \times 1000} \times 1.8 \times 10^8 = 220 \text{ kg/cm}^2$$

摩擦损失: 三块壳板纵向连续张拉钢筋, 每一钢筋经 3 个转折 ($\alpha = 7^\circ 38'$) 当二端张拉至 $\sigma_K = 4900 \text{ kg/cm}^2$, 中间一块壳板的磨擦损失值, 按侧定为 $0.05\sigma_K$,

$$\text{故 } \sigma_{s2} = 0.05\sigma_K = 245 \text{ kg/cm}^2$$

钢筋松弛损失 $\sigma_{s4} = 0.04\sigma_K = 200 \text{ kg/cm}^2$

则第一批损失 $\sigma_{sI} = 220 + 245 + 200 = 665 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_h = \frac{N_{y1}}{A} + \frac{N_{y1}(C_o - Z')^2}{J} = \frac{(4900 - 665)7.812}{2} + \frac{4235 \times 7.812 \times 18.8^2}{2 \times 232675}$$

$$= 22.7 + 25.1 = 47.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_h}{0.7R} = \frac{47.8}{280} < 0.2$$

取用混凝土徐变与收缩损失

$$\sigma_{s5} = 750 \text{ kg/cm}^2$$

则预应力总损失为

$$\sigma_s = 665 + 750 = 1415 \text{ kg/cm}^2$$

钢筋的永存应力

$$\sigma_y = 4900 - 1415 = 3485 \text{ kg/cm}^2$$

二、壳板中间正截面抗裂计算

在预应力下底纤维的压应力为

$$\sigma_h = \frac{N_y I}{A} + \frac{N_y I \times (C_o - Z') Y_{\text{下}}}{J} = \frac{3485 \times 7.812}{1460}$$

$$+ \frac{3485 \times 7.812 \times 18.8 \times 22.5}{465350} = 18.6 + 24.7 = 43.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma R_1 = 1.75 \times 24 = 42 \text{ kg/cm}^2$$

荷载下底纤维的拉应力为

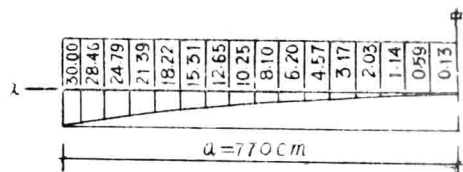
$$\sigma = \frac{M \cdot Y_{\text{下}}}{J} = \frac{14.765 \times 10^5 \times 22.5}{465350} = 71.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{则, } K_f = \frac{\sigma_h + \gamma R_1}{\sigma} = \frac{43.3 + 42}{71.4} = \frac{85.3}{71.4} = 1.19 < 1.25 \quad (\text{尚可})$$

从以上计算本结构的强度安全系数与抗裂度均较规定值略低一些, 如果适当增加一些预应力钢筋, 则两者皆可提高。

(五)壳板纵向曲线的座标值

为了便于制造座模, 兹将纵向曲线的座标值计算如下: 以图十所示



(图十)

X	0	50	100	150	200	250	300	350	400
Z	0	0.13	0.51	1.14	2.30	3.17	4.57	6.20	8.10
X	450	500	550	600	650	700	750	770	
Z	10.25	12.65	15.31	18.22	21.39	24.79	28.46	30.00	

$$\text{方程 } Z = \frac{f_1}{a^2} X^2 = \frac{30}{770^2} X^2 = 0.000506 X^2$$

施 工

该屋盖是在采用预制块制成的临时台座上生产的，重叠四层，这样既缩短工期。节约场地，和木模，又能保证质量。

(一) 台模（三块长线台座）制作。

预应力钢弦混凝土双曲壳，施工技术较复杂，质量要求严。因此，我们在台座构造上，以纵向曲率侧模为重点，在纵向曲率面上埋设角钢轨道，通过角钢轨道为标尺，将横向曲率木模在纵向轨道上推动逐渐成型。如照片（一）所示

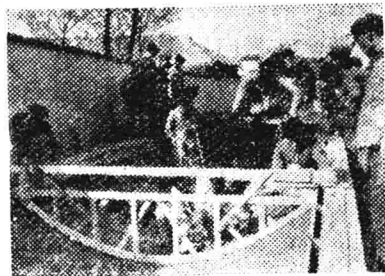
1、台座是采用110 #硅酸盐砌块（或100 #预制砼块）作为纵向二端支承式压杆，二端还配制一根钢筋砼曲梁（埋设闷头板），用来平衡张拉力。这种作法整体性好，受力明确，连接可靠，经实践证明能承受170 t的张拉力。

2、曲梁主要是支承钢弦张拉的部位，如单纯采用钢筋混凝土曲梁来支承张拉力，而使曲梁配筋率以及砼量过大，不经济，故在台座二端底模1米范围内素砼增加至10公分厚，与曲梁来共同承受。

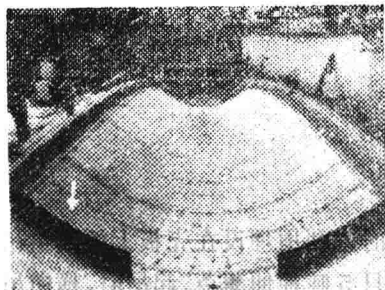
3、按横曲率先做成底模。底模是用栲棒柱拍实上面分别铺设7公分厚道渣垫层，5公分厚150号混凝土，然后用1:2.5水泥砂浆抹平，分层用横向曲率木模逐级压平，压光成型。

4、闷头板以及梳子板是直接承受固定钢弦用的，它是整个台座施工，安装中最困难的一关，如预埋得不准确，非但钢弦没有保护层，而整个曲率完全变了，甚至影响结构的性能。底模与曲梁在实践过程中采用二次浇捣方法，先做好台座，后浇捣曲梁。在浇捣曲梁前，必须将闷头板以及梳子板的预埋螺栓准确地固定好位置，不使浇捣时发生位移。梳子板见照片二，

5、因台模曲率关系，天然水和人工养护用水不能自动排出。我们在跨中，以及二端曲梁的底中留孔，通向台座外排出。



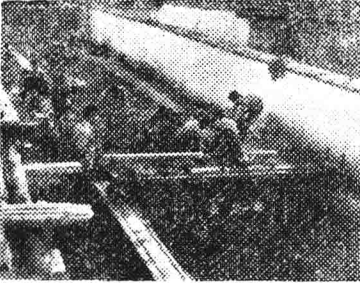
台模成型情况如(照片一)



(照片二)

(二)壳板制作

采用低炭冷拔钢丝，折线张拉，叠捣生产工艺，用二台土制张拉机进行张拉，用土制弹横测力计控制应力，楔形锚具进行锚固，浇捣是用人工加料，半机械振动车振捣成型。如照片（三）、（四）



照片三牵引，振捣情况



照片四振捣，压光情况

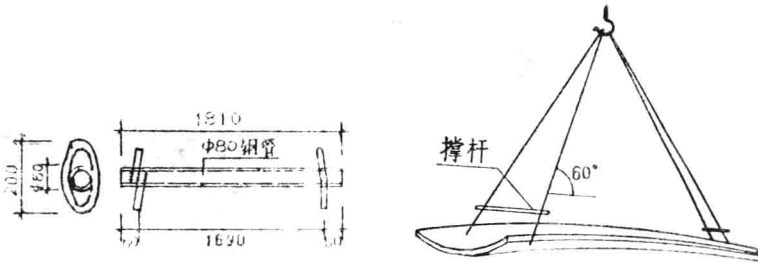
1、壳板采用400号细石砼，水泥为600号普通硅酸盐水泥，中砂，6—13 m/m的石子。水灰比控制在0.35左右。

2、由于采用折线张拉生产工艺，经测定中间跨磨擦损失在5%以内，二端跨因直线张拉，没有磨擦损失。

3、当前一块壳板强度达到50%以后，再连续生产第二三四层壳板，最后一次生产，砼强度达到80%时，才开始剪筋。剪筋方法采用放松一层，起模一层。这样可以避免壳板由于剪筋产生裂缝，同时亦易于起模。剪筋的程序是，在纵向先剪断中跨部份，然后依次向台座二端剪断钢筋，在横向则先剪断两边再断中间。

4、叠捣生产壳板，对起模以及自然养护带来困难。特别是起模，在实践中有过教训，因壳板曲率关系，隔离剂（废机油）在横向二侧上口往下滑而失效，影响起模。因此在涂废机油之前，先涂一层石灰浆，以保证隔离作用。第一层浇捣后我们采用整个台座复盖浇水养护，养护三天后涂隔离剂，第二天即张拉和绑扎钢筋，然后浇捣混凝土。

(三)起模、运输及现场吊装是生产工艺最后一环，我们采用三吨桁架式龙门架起模。如图（十一）所示。采用大板车改装成平板手拉车进行运输，采用自制塔式井字架，索缆式起重摇臂进行吊装。



(图十一)

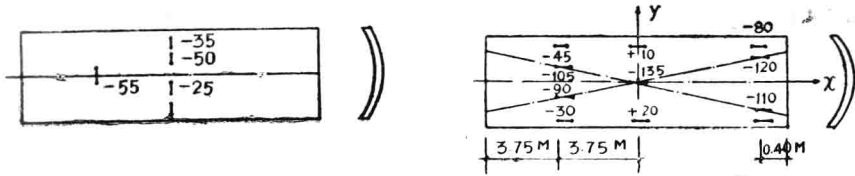
起模时，利用埋设在壳板上的二组吊吊，采用前后二台3吨桁架式龙门架，每台龙门架上悬挂一只5吨神仙葫芦。起吊时，横向吊吊与吊吊之间钢索上，各用一根Φ80钢管撑杆，防止横向因受压产生裂缝，然后用龙门架在二边埋设的轻轨上用人工推行装在运输工具上。

(四)长线台座，叠捣生产双曲壳板，采用了弧形振动车，振动成形，台座二侧埋设轨道，振动车放置台座轨道上，以半机械化人工牵引车牵引振捣，振动车的弧形尺寸，以横向曲率为准。目的为振实成型，控制厚度

试验(15.4米跨壳板)

第一部份，放松预应力钢筋与起吊试验（动态）

(一)当混凝土强度到达70%时，就放松了预应力钢筋，在壳体的表面上所设置的手持引伸仪测点的应变读数值如图十二(a)(b)所示。图中的数值为应变变量 ϵ (10^{-6})。

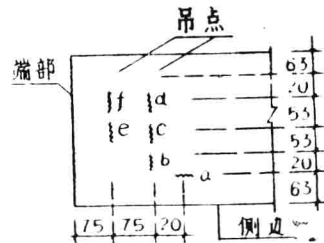


(图十二)

从所测的数值可知在放松预应力钢筋时，壳面上除个别区域产生拉应变（跨中的上纤维）外，基本上都是压应变，这个现象对结构的抗裂性与刚度是有利因素。但是壳板的底面限于不能按装仪表，所以未能测定应变值。

(二)在放松预应力后的第五天（此时的混凝土标号约为标准强度的80%）就用手动葫芦将预埋在壳板中两端的8个吊点（每端4只）起吊，没有发现任何裂纹，然后改用四个吊点起吊，经检查也没有出现裂纹。

在吊装时为了测定壳板吊点附近壳面的应力大小与可能在起吊时产生交变动应力，所以在吊点邻近的壳面上按装了电阻片来观测动应力状态，测点如图十三中的a、b、c、d、e、f，所示。在起吊后，测点不产生显著交变应变，可知采用手动葫芦起吊，动应力很小，因此各测点动应变其最大值为 $+50\mu\epsilon$ 至 $+60\mu\epsilon$ ($\mu\epsilon = 10^{-6}\epsilon$)，这些情况，表明在正常起吊时壳板不致发生裂缝。



(图十三)

第二部份：壳板的加载试验，

我们曾取单块壳板在两端简支两个侧面自由支承的情况下进行了均布荷载的加荷试验。每级加载量为 $85\text{kg}/\text{M}$ ，占标准荷载的16.2%，板的自重为 $375\text{kg}/\text{M}$ ，占标准荷载的71.5%（100%标准荷载为 $525\text{kg}/\text{M}$ ）。

试验所得的主要结果如下：

在第八级加载

即 $q = 375 + 85 \times 8 = 375 + 680 = 1055\text{kg}/\text{M}$ 时

壳板在纵向跨中边缘部份的混凝土被压碎（估计是压曲失稳）断裂，则强度安全系数为

$$K = \frac{1055}{525} = 2.00$$

在第六级加载后，在跨中截面附近出现横向裂缝，抗裂度按第五级荷载计，此时，
 $q = 375 + 85 \times 5 = 800 \text{ kg/M}$

$$K_f = \frac{800}{525} = 1.52$$

在第四级加载后，跨中的最大挠度为14.105mm，此时的有效活载为
 $85 \times 4 = 340 \text{ kg/M}$

合标准活载的 $\frac{340}{150} = 2.27$ 倍，

则可推求标准活载下的最大有效挠度（即活载为 50 kg/M^2 时的挠度值）为

$$f_{\max} = 14.10 \times \frac{1}{2.27} = 6.212 \text{ mm}$$

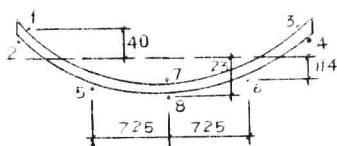
$$\text{挠跨比} \frac{f_{\max}}{L_0} = \frac{6.22}{15 \times 1000} = \frac{1}{2415}$$

它与计算值较接近。

为了说明双曲抛物面薄壳的受力性质，在下面将列举加载试验过程中所测的各项应变
 量值，进行分析如后：

（一）横截面上的正应力状态：

沿跨度的 $\frac{L}{4}$ 与 $\frac{L}{2}$ 横截面上，在壳面与壳底设置了千分应变仪与手持引伸仪测点，
 如图十四所示，并在第4级荷载下测得应变值如表（一）表（二）所示



（图十四）

$\frac{L}{2}$ 截面

表一

测点编号	1	2	3	4	5	6	7	8
应变值 $\epsilon (10^{-6})$	-400	-175	-325	-150	+60	+65	+85	+145
平均应变值	-287.5		-237.5		+62.5		+115	
相应的应力	89.1 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$		73.6 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$		19.4 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$		35.7 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	
计算应力（按平面弯曲理论）	82.5 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$		82.5 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$		24.3 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$		47.4 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	

测点1、2与测点3、4的计算应力为

$$\sigma_{1,2,3,4} = \frac{M \cdot Y}{J} = \frac{14.765 \times 0.65 \times (-40)}{465350} = -82.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{5,6} = \frac{82.5 \times 1.18}{40} = +24.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{7,8} = \frac{82.5 \times 23}{40} = 474 \text{ kg/cm}^2$$

$\frac{L}{4}$ 截面

表二

测点编号	1'	2'	3'	4'	5'	6'	7'	8'
应变量 $\varepsilon (10^{-6})$	-243	-120	-280	-100	+30	+35		+50
平均应变量 $\varepsilon (10^{-6})$	-181.5		-190		+32.5		+50	
相应应力 kg/cm^2	-56.3		-58.9		+10.1		+15.5	
计算应力 kg/cm^2	-61.9		-61.9		+18.2		+35.6	

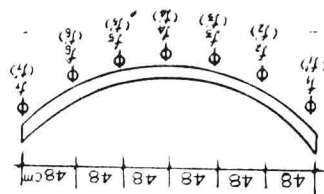
从这些实测应力与按简支梁平面应变的理论所计算的应力相比较，上纤维的平均压应力相等，而下纤维的拉应力实测者较小。由此可知，采用简化的简支梁来进行这种壳体计算，尚能采用，但是在壳板任一中面处的顶底二个应变量如图中 1 与 2 测点，3 与 4 测点，7 与 8 测点，以及 $\frac{L}{4}$ 跨截面处的 1' 与 2'、3' 与 4' 测点。它们的应变量都相差较大。这说明壳板在荷载下，就其整体而言，按简支梁作平面弯曲而在局部范围内，尚普遍地存在局部弯曲。这种局部弯曲，使壳板顶面受压底面受拉。

(二) 横截面的横向应力状态：

在试验时分别在 $\frac{L}{2}$ 跨与 $\frac{L}{4}$ 跨沿横截面的方向（y 方向）设置了七个挠度仪表如图十五所示

并测得第四级荷载下 340 kg/m 的挠度值如表(三)所示

从表列的数值，一方面表明同一横截面上各点基本上具有相同的位移（挠度）值。但另一方面，它们之间相对位移值又有差距，表明了横截面产生横向弯曲，从而引起了横向应力 σ_y 。



(图十五)

$f_1 \sim f_7$ 设在 $\frac{L}{2}$ 跨截面， $f_1' \sim f_7'$ 设在 $\frac{L}{4}$ 跨截面

表三

$\frac{L}{2}$ 跨上测点	f_1	f_2	f_3	f_4	f_5	f_6	f_7
挠度 mm	13.705	14.205	14.095	14.125	13.515	13.000	14.545
$\frac{L}{4}$ 跨上测点	f_1'	f_2'	f_3'	f_4'	f_5'	f_6'	f_7'
挠度 mm	9.850	9.460	9.220	9.655	9.665	9.780	9.825

例如： $\frac{L}{4}$ 跨的 f_3' 测点

$$M_y(3') = EJ_y \frac{2f_3' - f_2' - f_4'}{d^2} = EJ_y \frac{2 \times 0.922 - 0.946 - 0.9655}{48 \times 48} = -EJ_y(0.00002929)$$

$$\sigma_y(3') = \pm \frac{M \times Y_{max}}{J_y} = \pm \frac{0.00002929 EJ_y \times Y_{max}}{J_y}$$

$$= \pm 0.00002929 \times 3.1 \times 10^5 \times 2.5 = \pm 22.70 \text{ kg/cm}^2$$

又如 $\frac{L}{2}$ 跨的 f_5 测点（这一点是横向应力最大的一点）

$$M_y(5) = EJ_y \frac{2f_5 - f_4 - f_6}{d^2} = EJ_y \left(\frac{2 \times 13555 - 1.4125 - 1.3900}{48 \times 48} \right)$$

$$= -EJ_y(0.00003970)$$

$$\sigma_y(5) = \mp \frac{M_y(5) \times Y_{max}}{J_y} = \pm \frac{0.00003970 \times 2.5 \times EJ_y}{J_y}$$

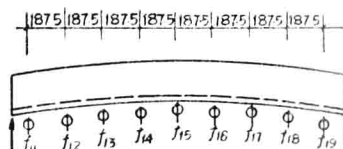
$$= \pm 0.00003970 \times 2.5 \times 3.1 \times 10^5 = \pm 30.77 \text{ kg/cm}^2$$

由此可见，壳板上的横向应力是具有一定的量值，特别产生的拉应力，当荷载较大时，有可能使壳面产生裂缝，但是在这次试验所测的数值，尚未能找得其规律性，因此在设计时，如何考虑这个应力，还有待今后探索。

(三)壳板的挠曲变形

沿壳板的纵向(x)方向壳底(y = 0)设置 9 个测挠度的百分表如图十六所示。

在第四级荷载下，所测得的挠度值经支座沉陷修正后如下表：



(图十六)

测点	f_{11}	f_{12}	f_{13}	f_{14}	f_{15}	f_{16}	f_{17}	f_{18}	f_{19}
实测挠度值 (mm)	0	5.215	9.651	13.002	14.102	12.712	9.905	5.334	0
计算挠度值 (mm)	0	6.947	13.025	16.913	18.275	16.913	13.025	6.947	0
计算值/实测值		1.332	1.349	1.301	1.295	1.330	1.315	1.315	

表中所列的计算挠度值系按简支梁均载下的弹性曲线：

$$EJZ = \frac{1}{24} qL^3 X - \frac{1}{12} qLX^3 + \frac{1}{24} qX^4 \text{ 而计算的式中，考虑了短期挠度，在计}$$

算EJ值时，乘以0.85系数，计算所得Z值如表中的第二项数值。它们都比实测值（即表中第三行之比值）大30%。但是从挠性曲线的变化规律，基本上与简支梁是相似的，在试验过程中，还在

$y = \frac{b}{2}$ (48cm) 的纵向X方向设置了挠度表，它们的大小与变化基本上与 $y = 0$ 的挠度值相同。为此，将壳板视为简支梁来进行简化计算，尚能附合它的实际应变情况。

表中 f_{15} 是跨中最大挠度值。第四级荷载量为 340 kg/M 系有效活载 $50 \times 3 = 150 \text{ kg/M}$ 的 $\frac{340}{150} = 2.27$ 倍。则活载下的有效挠度为

$$f = \frac{14.102}{2.27} = 6.212 \text{ mm}$$

$$\text{则挠跨比为: } \frac{f}{L} = \frac{6.212}{15 \times 1000} = \frac{1}{2415}$$