

目 录

上 册

1. 网架结构设计 with 计算的要点 董石麟
2. 空间平板网架结构 刘锡良
3. 网架结构的精确分析法 —— 空间桁架位移法 严 慧
4. 正交正放类网架结构的拟板 (夹层板)
分析法 董石麟 夏亨燕
5. 螺栓球节点网架的构造和设计 严 慧
6. 网架选型及设计构造要点 刘锡良
7. 西德网架结构及其节点的应用和发展 刘锡良

中 册

8. 网架结构在竖向地震作用下的实用分析方法
..... 张毅刚 蓝 天
9. 网架结构最优设计的研究 —— 网架的最优几何
外形及选型 蓝天 俞建麟 钱若军
10. 网架 —— 平板组合结构的简化算法 ... 董石麟 杨永革
11. 网架楼盖的设计与工程实践 姚发坤
12. 交叉拱系网状扁壳的计算方法 董石麟
13. 网壳结构的力学模型 胡学仁
14. 双曲抛物面网壳的计算方法与工程实例 姚发坤
15. 网状空间结构的造型和选型 胡学仁
16. 网状球壳的连续化分析方法 董石麟

- | | |
|-------------------------|-----|
| 17. 穹顶网壳的稳定计算 | 胡学仁 |
| 18. 弹性结构非线性稳定分析述评 | 钱若军 |

下 册

- | | |
|------------------------------|-----|
| 19. 国外大跨度建筑的研究动向 | 胡学仁 |
| 20. 近年来国外网状空间结构的发展 | 胡学仁 |
| 21. 悬索结构的形式、选型及设计与构造要点 | 严 青 |
| 22. 悬索结构非线性分析 | 钱若军 |
| 23. 悬索结构的静力分析 | 严 青 |
| 24. 索网计算 | 金问鲁 |
| 25. 大跨度网架结构倒塌经验教训 | 蓝 天 |
| 26. 网架结构的施工 | 肖 兴 |

空间结构讲习班

· 网架 · 网壳 · 悬索 ·

(中)

中国土木工程学会 空间结构委员会
桥梁及结构工程学会

浙 江 大 学 土 木 系

1987·6· 杭 州

网架结构在竖向地震作用下的实用分析方法

张毅刚

蓝调恩

(吉林建筑工程学院) (中国建筑科学研究院)

【摘要】 本文用子空间迭代法系统地研究了各种类型网架的自振特性, 并采用反应谱法和时程法分析了在竖向地震作用下网架内力的分布规律, 指出网架竖向地震内力系数具有圆锥形分布的特点。在此基础上提出了一个计算网架竖向地震内力的简化方法, 工程实例计算表明该法的结果是令人满意的。

网架结构设计中如何进行抗震计算是个急待解决的问题。文献[1]对网架的自振规律和抗震特性作了初步分析和实测, 但算例尚少, 还得出不了定量的结论。文献[2]的分析得出了一些有益的结论, 提出了一个以跨度为参数的计算网架垂直地震系数的近似公式。文献[1]已指出过, 采用这样一个总的地震力放大系数不能全面反映网架的受力特性, 因各杆件的地震力放大系数很不相同。由于网架动力计算的工作量相当大, 在工程设计中迫切希望有一个简便而且合理的实用计算方法, 因此有必要对网架自振特性和地震反应规律进行系统地分析。目前能见到的国内外关于这一工作的文献还不多, 为此我们在文献[1]工作的基础上, 系统地对各类网架进行了计算分析, 从而得出了网架竖向地震内力系数合适的表达方式, 以便于在网架的抗震设计中采用。

一、网架的自由振动规律

(一) 计算简图 将网架简化为空间铰接杆系(图1), 荷载集中于上下弦节点, 杆件只承受轴力。假定结构材料为完全弹性。这样的体系每个节点有三个自由度。目前建造的网架一般为周边多柱支承, 故计算中将支座假定为简支, 不考虑柱轴向变形的影响。由于网架均具有两个以上的对称轴, 矩形网架可取1/4计算, 正方形网架可取1/8计算, 所得振型也必然有对称与反对称之分。若取1/4网架计算, 可分为以下四种情况来计算(图2):

1. 对称轴X、Y均正对称(简称正正);
2. X轴正对称, Y轴反对称(简称正反);
3. X轴反对称, Y轴正对称(简称反正);
4. X轴反对称, Y轴反对称(简称反反)。

一次地震的地震波有X、Y、Z三个方向的分量。假定三个方向分量对网架产生的反应独立, 本文只考虑竖向分量的影响。由于竖向地震荷载对网架来讲也是对称的, 故计算中我们感兴趣的只是正正对称的振型, 因为反对称振型的反应为零。

(二) 计算方法 多自由度体系无阻尼自由振动方程为

$$M\ddot{U} + KU = 0 \quad (1)$$

式中 M ——总质量矩阵, 计算中考虑恒载+50%活载组合;
 K ——总刚度矩阵;
 $\ddot{U}$ ——总节点加速度向量;
 U ——总节点位移向量。

方程(1)的解可归结为广义特征值问题

$$K \varphi = \rho^2 M \varphi \quad (2)$$

式中 ρ ——圆频率(1/秒);
 φ ——振型向量。

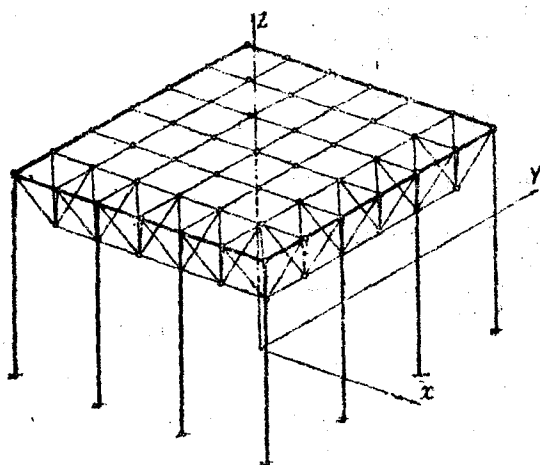


图1 空间铰接杆系

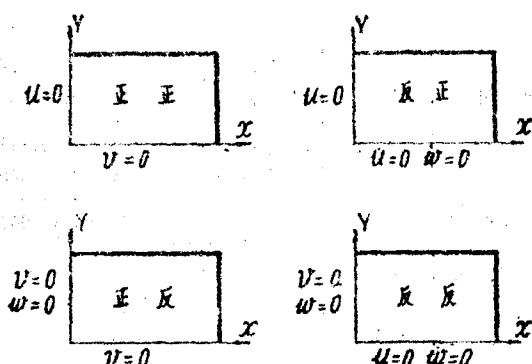


图2 计算网架振型的四种情况

u 、 v 、 w 分别表示X、Y、Z三个方向的位移

网架一般都有几百个节点、上千个自由度, 求解这样大的广义特征值问题, 所耗时和内存都是相当大的。根据抗震计算中一般只需前数十个振型的特点, 本文采用子空间迭代法求解, 并利用对称特性, 从而使机时与内存都大为节省。

(三) 频率与振型 本文选用了18个不同跨度、不同类型的周边支承网架进行计算分析。屋面为钢筋混凝土板, 包括有吊顶和无吊顶。总屋面荷载为200~250公斤/米²。这批网架大都按文献[3]经过静力优化设计, 因此多数杆件截面与其静内力比较符合。

从分析结果可得出网架自由振动的主要规律如下:

1. 频谱相当密集。各网架前十个正正对称振型的圆频率列于表1。如果插入正反, 反正, 反反三种情况的频率, 将更为密集。任一设计参数的改变必将引起频率序号的改变, 这表明网架的动力特性极为复杂。

2. 常用网架的基频一般在10~17 1/秒之间, 即基本周期在0.4~0.6秒左右。而且网架跨度越大, 基频越低。这表明跨度越大, 网架的出平面刚度越小。

3. 振型大体可分为两类。各节点上水平分量很大, 竖向分量很小的振型称水平振型, 它主要是水平振动; 反之, 以竖向振动为主的振型称为竖向振型。这两类振型参差出现。表1中黑体数字表示与前三个竖向振型对应的频率, 以下记作 ρ_{v1} , ρ_{v2} , ρ_{v3} 。

4. 各类网架的竖向振型曲面基本上一样。按竖向分量画出的前三个振型如图3、4所示。

类 型	尺 寸 (m)	网 格 (m)	高 度 (m)	圆 频 率										对 称 性
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
双向正交正放	24×36	3.00	2.30	16.643	30.995	34.632	40.202	46.470	47.226	54.439	57.784	59.191	61.207	+
	24×48	3.39	2.60	17.295	23.249	23.354	29.116	30.122	31.047	32.543	46.458	46.905	55.919	+
	36×36	3.60	3.10	13.609	32.710	37.389	43.993	58.508	61.019	67.159	69.044	75.642	77.140	+
	36×54	3.60	3.60	13.584	21.790	27.592	30.041	31.323	32.710	35.824	43.524	44.375	45.615	+
	48×48	4.00	4.00	11.331	24.610	24.617	32.026	33.029	34.185	35.520	43.504	48.845	56.821	+
	60×60	3.75	5.10	10.100	21.525	28.020	29.136	32.815	36.579	43.128	49.934	52.590	54.971	+
斜放四角锥	36×36	3.18	2.80	13.754	36.792	41.721	42.876	50.283	57.966	61.740	63.844	64.065	69.377	+
	48×48	3.77	4.00	11.716	28.577	33.050	40.506	42.655	44.066	46.843	47.983	49.597	57.944	+
	60×60	3.86	5.10	10.396	28.501	40.225	41.962	51.211	54.440	61.702	64.074	64.430	71.337	+
棋盘形四角锥	24×24	2.67	1.80	16.410	45.793	49.410	55.986	67.019	72.149	74.778	82.205	83.045	85.434	+
	24×36	2.67	2.10	14.865	37.589	50.041	56.474	58.103	62.238	65.888	70.886	77.868	79.974	+
	36×36	3.27	2.80	13.169	35.646	40.156	42.603	53.155	53.574	59.476	64.681	66.193	69.446	+
	48×48	4.36	4.40	11.751	28.515	33.527	34.511	38.329	39.654	43.239	48.579	49.615	50.203	+
双向正交斜放	48×48	3.77	4.00	11.505	30.219	45.173	47.730	50.843	57.961	63.448	67.025	72.043	73.828	+
	50.4×61.6	3.96	4.00	16.267	19.860	24.460	27.658	28.502	33.222	36.140	38.488	43.995	44.655	+
正放四角锥	48×48	4.00	4.40	12.324	41.538	45.600	56.908	58.171	65.659	71.556	73.630	76.041	82.144	+
正放抽空四角锥	48×48	4.36	4.00	10.820	31.446	33.210	36.193	38.290	44.129	48.518	49.245	50.969	51.162	+
星形四角锥	48×48	3.39	4.00	11.754	36.568	48.970	52.991	65.768	67.615	70.971	73.156	78.097	80.782	+

注：表中黑体数字对应竖向振型。

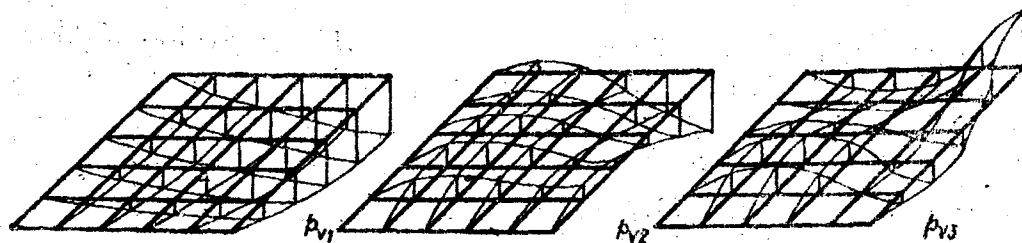


图 3 正方形网架 (1/4) 的前三个竖向振型

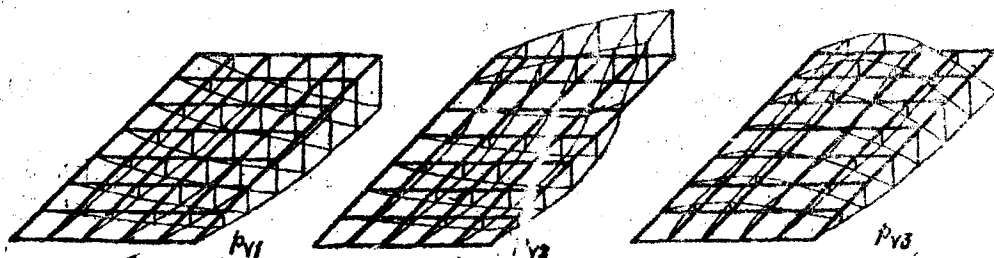


图 4 矩形网架 (1/4) 的前三个竖向振型

5. 网架前三个竖向振型的频率近似成比例。由表 1 可见

$$p_{v2} \approx (2.5 \sim 3.0) p_{v1}, \quad p_{v3} \approx (4.0 \sim 4.6) p_{v1}$$

6. 相同跨度网架的竖向振型频率比较接近, 以 48 米 × 48 米网架为例:

$$p_{v1} \approx 11 \sim 12; \quad p_{v2} \approx 30 \sim 40; \quad p_{v3} \approx 45 \sim 58$$

二、网架的竖向地震内力

(一) 计算方法 地面运动下结构的运动方程为

$$MU + CU + KU = -MU_g \quad (3)$$

式中 $\dot{U}$ ——总节点速度向量;

C ——结构阻尼矩阵;

$\ddot{U}_g$ ——地面运动加速度向量, 对
竖向地面运动有

$$\ddot{U}_g = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{bmatrix}_1, \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{bmatrix}_2, \dots, \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{bmatrix}_N \ddot{U}_{g,r} \\ = GU_{g,r} \quad (4)$$

其中 $U_{g,r}$ ——竖向地面运动加速度;

N ——节点数。

根据网架的自振规律, 本文按以下两种方法计算了网架的竖向地震内力:

1. 反应谱法 文献[4]通过对 200 多条国内外竖向地震记录的统计分析, 建议竖向地震影响系数 α_v 按图 5 采用。由 α_v 即可求得相应的位移影响系数值。第 j 振型位移可表达为

$$U_j = \varphi_j \eta_j \Delta_j \quad (5)$$

式中 Δ_j ——第 j 振型位移影响系数值;

η_j ——第 j 振型的振型参与系数, 由下式给出

$$\eta_j = \frac{\varphi_j^T M G}{\varphi_j^T M \varphi_j} = \frac{\sum_{k=1}^N m_k Z_{j(k)}}{\sum_{k=1}^N m_k (X_{j(k)}^2 + Y_{j(k)}^2 + Z_{j(k)}^2)} \quad (6)$$

其中 m_k ——第 k 节点质量;

$X_{j(k)}, Y_{j(k)}, Z_{j(k)}$ —— φ_j 中对应第 k 节点的两个坐标方向的分量。

由 U_j 求第 j 振型内力 F_{ij} ($i=1, 2, \dots, n$, n 为总杆数) 后, 用“平方和开方”组合即得地震内力。

$$F_i = \sqrt{\sum_j F_{ij}^2} \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (7)$$

2. 时程法 应用 Wilson- θ 法^[1] 直接求解方程 (3)。计算中采用了 El Centro (1940) 和天津 (1976) 两次地震的竖向加速度记录。取地震记录 5 秒长, 时间间隔 0.02 秒, $\theta=1.4$ 。为避免化费过多的计算机时, 先对式 (3) 进行振型分解, 令

$$U = \varphi q \quad (8)$$

式中 q ——广义坐标向量, 并假定 C 为正交阻尼矩阵

设计震度	7	8	9
α_{vm}	0.15	0.25	0.40

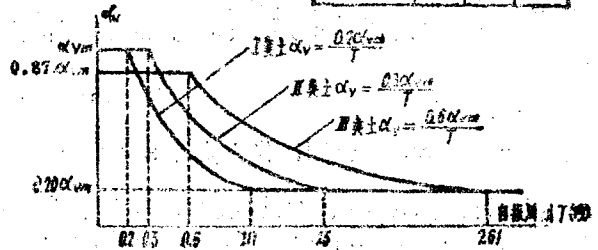


图 5 竖向地震影响系数

$$C = \alpha M + \beta K \quad (9)$$

则式(3)分解为

$$\ddot{q}_i + (\alpha + \beta p_i^2) \dot{q}_i + p_i^2 q_i = -\eta_i \ddot{U}_{gr}(t) \quad (10)$$

式中

$$\alpha = \frac{p_i p_k \gamma}{p_i + p_k} \quad \beta = \frac{\gamma}{p_i + p_k} \quad (11)$$

γ ——阻尼系数

α 和 β 值一般按前两个频率值确定。注意到 $p_{r2} \approx (2.5 \sim 3)p_{r1}$ ，计算中取 $p_i = p_{r1}$ ， $p_k = 3p_{r1}$ 。有关资料^[10]表明大跨度钢结构的阻尼系数一般较小，但网架结构尚无实测资料，这里对各振型均取 $\gamma = 0.1$ 是为了与反应谱法的计算结果便于比较。用Wilson-6法解式(10)求得 $q_i(t)$ ，代入式(8)得 $U(t)$ 。由 t 时刻位移 $U(t)$ 求得 t 时刻内力 $F(t)$ ，最后地震内力为

$$F^* = \max |F_i| \quad (12)$$

同时取 $q_i = \max |q_i(t)|$ ，代入式(8)得 U_i ，从而可求得振型地震内力 F_i 。

根据我国抗震规范^[11]的编制依据，设计烈度为7度时地面最大竖向加速度为 $a_v = 0.05g$ ，8度时 $a_v = 0.1g$ ，9度时 $a_v = 0.2g$ 。计算中将地震记录的峰值(EI Centro $a_{v \max} = 206.3$ 厘米/秒²，天津 $a_{v \max} = 75.56$ 厘米/秒²)折算成8度的情况。对于7度和9度只需将结果分别乘以1/2和2。

(二) 竖向地震内力 分析计算结果得出以下规律：

1. 竖向地震内力在地震过程中变号。计算表明，各杆件的最大拉力和最大压力的绝对值接近，因此抗震设计中应考虑与静内力 F^* 的最不利组合。

2. 竖向地震内力主要由前三个正正对称的竖向振型贡献。由式(6)给出的振型参与系数 η_i 的表达式即可看出，对于反对称振型 η_i 的分子将等于零。又 η_i 的分子中仅含有振型的竖向分量 $Z_i(k)$ ，所以振型中竖向分量越大，其振型内力亦越大。因此竖向地震内力必然主要由正正对称的竖向振型贡献。

为探讨振型截断问题，令

$$k_{ij} = (F_{ij}/F_i)^2 \quad (13)$$

表示第 i 杆地震内力 F_i 中第 j 振型的贡献。由于式(7)的关系，有 $\sum k_{ij} = 1$ 。表2给出了按反应谱法计算时部分网架前十个正正对称振型中 $k_{ij} > 10\%$ 的杆件数。由表可见，显然

前十个正正对称振型的贡献

表 2

网 架	型 序	序 号										总杆数
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
双向正交正放	36 × 36m	95	5	26	1	6	0	1	0	1	0	90
斜放四角锥	48 × 48m	198	0	111	0	0	0	4	0	24	0	219
双向正交斜放	48 × 48m	156	57	2	2	1	0	0	0	0	0	156

• 表中黑体数字对应竖向振型。

前三个竖向振型贡献较大，特别是前两个，第四个竖向振型的贡献就很小了。因此在抗震设计中，为确保能包括前三个竖向振型，至少应取前十个正正对称的竖向振型进行计算（参见表1）。按时程法计算也得到同样结论。

应该指出的是，由于竖向地震内力以竖向振型为主，而竖向振型对应的频率间隔较远，因此进行振型组合时，忽略振型的交互项，按式（7）设计是可行的。

3. 竖向地震内力系数呈圆锥形分布。计算表明，网架竖向地震内力和静内力的分布规律不同。一般地，静内力在上下弦杆中是跨中大、边缘小，在腹杆中是跨中小，边缘大。而竖向地震内力则都是跨中大，向边缘逐渐减小。为研究其分布规律我们引入地震内力 F_i 与静内力 F_j 之比

$$\mu_i = \frac{F_i}{F_j} \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (14)$$

称为第 i 杆竖向地震内力系数。将各杆的 μ 值算出后，标在网架平面图上各杆的中点，连接相同的 μ 值便可画出等值线。图6、7、8、9分别给出了几个不同类型网架的 μ 值分布。显而易见，无论上下弦杆还是腹杆， μ 值都是在边缘最小，向跨中逐渐增大，在中部达到峰值。如果按比例画出对称轴上各个 μ 值，可近似地连成一条直线（见图6）。综合以上情况，我们将网架 μ 值的分布近似地看成一个圆锥形（图10）。锥顶为网架的对称中心，锥表面各点即代表了网架上各杆的 μ 值。圆锥的峰值记为 $\mu_{\max}$ ，边缘值记为 $\mu_{\min}$ ，它们之间的关系可表达为

$$\mu_{\min} = \beta \mu_{\max} \quad (15)$$

β 称为折减系数。对于矩形网架，圆锥的底面呈椭圆形。

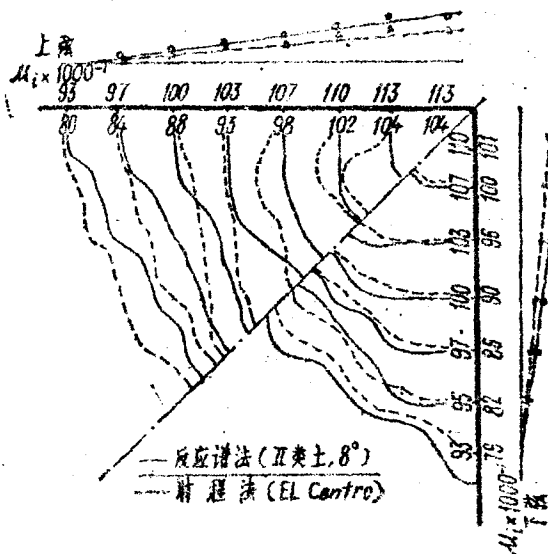


图6 两向正交正放网架（60×60m）弦杆的 μ 值分布

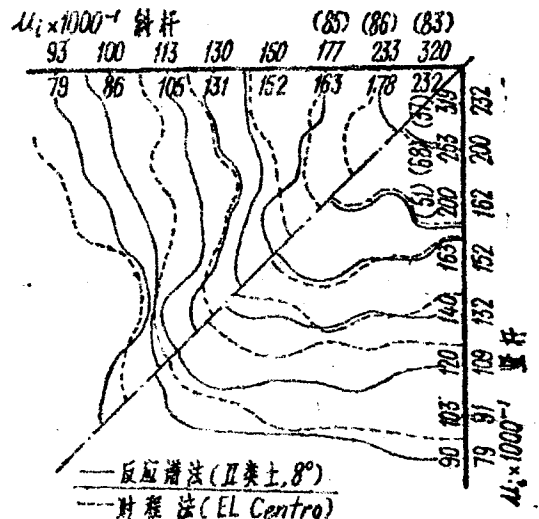


图7 两向正交正放网架（60×60m）腹杆的 μ 值分布

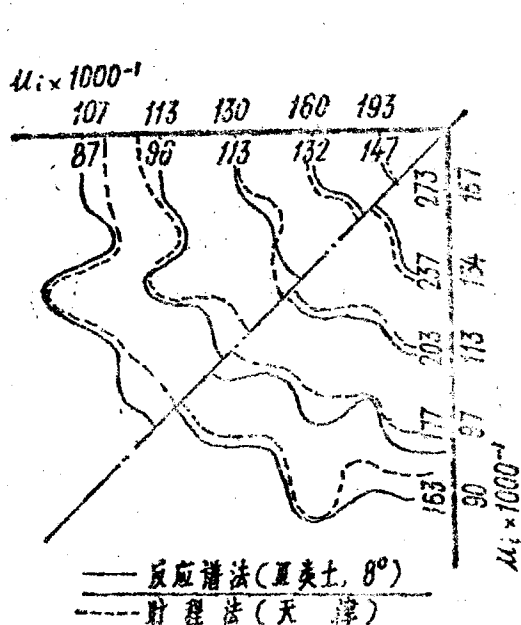


图 8 斜放四角锥网架 (48×48m)
上弦的 μ 值分布

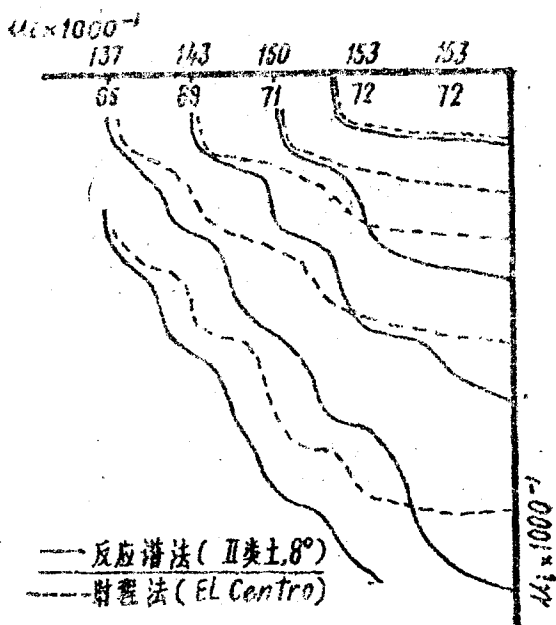


图 9 两向正交正放网架 (36×54m)
上弦的 μ 值分布

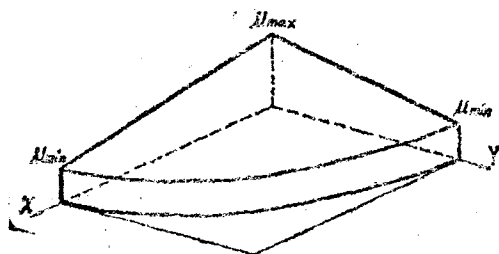


图 10 μ 值的圆锥形分布

三、网架竖向地震内力的实用分析方法

在网架设计过程中, 必须先求出静内力。通常采用矩阵位移法先求出节点位移, 然后再求各杆内力。如果能在已知静内力和静位移的基础上直接确定地震内力, 这将是最方便的。前面的讨论已为寻求一个实用计算方法提供了途径。由式 (14), 有

$$F_i = \mu_i |F_i| \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (16)$$

只要知道静内力 F_i 和竖向地震内力系数 μ_i 即能求出竖向地震内力 F_i 。如前所述, μ 的分布是圆锥形, 如果能够确定其峰值 μ_{max} 和折减系数 β , 则任一杆件的 μ 值就不难确定了。所以如何确定 μ_{max} 和 β 的值是个关键问题。

分析图 6, 7 可知, 网架上下弦杆、竖杆、斜杆的 μ_{max} 值很不相同。上弦的 μ_{max} 略大于下弦, 而腹杆的 μ_{max} 要比弦杆大许多, 但各类杆件的 μ_{min} 都相差不大。原因在于 μ 值是按式 (14) 求得的, 对于静内力很小的杆件, 尽管它的地震内力并不大, 算出的 μ 值也会很大。

跨中附近的腹杆静内力较小，他们的截面大多由构造决定。因此尽管这些杆件的 μ 值很大，设计中他们并不起控制作用。如果将容许应力用到1400公斤/厘米²，算出这些构造杆件可承受的静内力 $\bar{F}_i$ ，用 $\bar{F}_i$ 代替式(14)中的 F_i ，求出相应的 μ_i 值（见图7中带括号的数字），这样求出的 μ_i 值就比较小，甚至小于弦杆跨中的 μ_i 。与此类似，上下弦杆位于网架边缘上的杆件中也有部分 μ 值很大，但静内力很小，也是构造杆件。综合上述分析，在确定 $\mu_{\max}$ 和 β 的取值时，以上弦杆的 μ 值为依据是较为合适的。这对下弦偏于安全，对腹杆也能保证静内力较大的杆件取得合适的 μ 值。

(一) 峰值 $\mu_{\max}$ 的确定。影响网架地震内力的因素很多，诸如荷载大小，网架的类型，跨度、高度和长宽比，网格的尺寸等等。我们认为最能综合反映所有这些因素的是网架的基频。任一参数改变，基频都会有所反应，它最好地体现了网架的动力特性。因此为确定 $\mu_{\max}$ 应寻找其与基频 ρ_1 的关系。

将各网架按3度地震计算的 $\mu_{\max}$ 值列于表3。显然，对于不同的地基条件 μ 值很不相同。在I、II类地基上， $\mu_{\max}$ 值在反应谱法中有随网架跨度增大而减小的趋势，而在III类地基上 $\mu_{\max}$ 较大，但基本上不随跨度变化。由于El Centro地震记录是在II类地基上取得，天津地震记录是在III类地基上取得，对比可知，按标准反应谱的计算结果 $\mu_{\max}$ 要比按时程法所得的略大。原因在于各个天然的地震记录，由于受具体的场地条件、震级、震中距等的影响，波动总是很大的。若对某个地震记录做出其反应谱，当结构的自振周期处于该谱的低峰对应

网架上弦的 $\mu_{\max}$ 值(3度)

表3

类 型	跨 度 (m×m)	反 应 谱 法			时 程 法	
		I 类 土	II 类 土	III 类 土	El Centro	天 津
双向正交正放	24×48	0.146	0.217	0.228	0.124	
	24×36	0.126	0.187	0.205	0.108	0.081
	36×36	0.103	0.158	0.203	0.099	0.106
	36×24	0.103	0.158	0.207	0.072	0.107
	48×48	0.087	0.127	0.207	0.115	0.119
	60×60	0.076	0.113	0.197	0.104	0.128
斜放四角锥	24×36	0.119	0.176	0.219		
	36×36	0.180	0.218	0.267	0.101	0.203
	48×48	0.147	0.193	0.273	0.147	0.157
	60×60	0.130	0.170	0.267	0.144	0.183
棋盘形四角锥	24×24	0.127	0.187	0.207	0.105	0.087
	24×36	0.122	0.179	0.217	0.118	0.082
	36×36	0.103	0.158	0.210	0.085	0.125
	48×48	0.096	0.140	0.214	0.118	0.128
双向正交斜放	48×48	0.130	0.175	0.257	0.151	0.155
	50.4×61.6	0.112	0.158	0.250		
正放四角锥	48×48	0.093	0.140	0.203	0.106	0.114
正放抽空四角锥	36×48	0.085	0.125	0.207	0.114	0.106
星形四角锥	48×48	0.141	0.184	0.259	0.138	0.198

点上时,用它来求结构的反应会比实际的小。而标准反应谱是在统计了大量地震记录的反应谱的基础上获得的。它总是在概率密度曲线的峰值附近,未来地震反应谱在它附近的可能性也比较大。因此按标准反应谱进行设计是比较安全的。

从分析表 8 还可以看到,在相同跨度的网架中,下弦杆斜放的网架(包括两向正交斜放,斜放四角锥,星形四角锥)的 μ_{max} 值明显地比上弦杆正放的那些网架(包括两向正交正放,正放四角锥,正放抽空四角锥,棋盘形四角锥)的 μ_{max} 值大。为此将网架分为两类,前者称为斜放类,后者称为正放类。将两类网架分别按反应谱计算结果画出 $\mu_{max}-p_1$ 图(图11, 12),我们发现对于不同地基条件 μ_{max} 与 p_1 均近似呈直线关系。对于 I、II 类地基,该直线经过原点,可表为

$$\mu_{max} = k \cdot p_1 \tag{17}$$

即 $p_1=0$ 时 μ_{max} 也为零。这是显然的,因为 $p_1 \rightarrow 0$ 意味着结构非常的柔,近似于空间自由质点。地面运动时,只有相对位移而无地震内力产生,故有 $\mu_{max} \rightarrow 0$ 。对于 III 类地基,图中 $\mu_{max}-p_1$ 关系近似呈水平直线。注意到图 5 给出的竖向地震影响系数,在 III 类地基上卓越周期是 0.6 秒(相当于 $p_1=10.5$ 1/秒),即当 $p_1 > 10.5$ 时,取峰值为 $0.87\alpha_{vm}$,此时各振型内力将以同一个 α_v 值求得。因此,不论 p_1 增大到多少,所求得的 μ_{max} 值都将接近同一个值,必然呈水平直线。而当 $p_1 < 10.5$ 时,在 III 类地基上 μ_{max} 也应服从式(17)的关系。同理,在 I、II 类地基上 μ_{max} 值也不会无限增大。当 I 类地基上 $T < 0.2$ 秒($p_1 > 31.5$)和 II 类地基上 $T < 0.3$ 秒($p_1 > 21$)时, $\mu_{max}-p_1$ 关系也应呈水平直线且趋于同一个值。

为验证上述分析,我们特地构造了两个比较柔的网架(两向正交正放 $60 \times 60m-A$ 和斜放四角锥 $60 \times 60m-A$)及一个刚度特别大的网架(两向正交正放 $15 \times 15m$),他们的杆件截面积分别缩小和放大了 5 倍左右。计算结果列于表 4,并画入图11, 12中。可见这些特例也

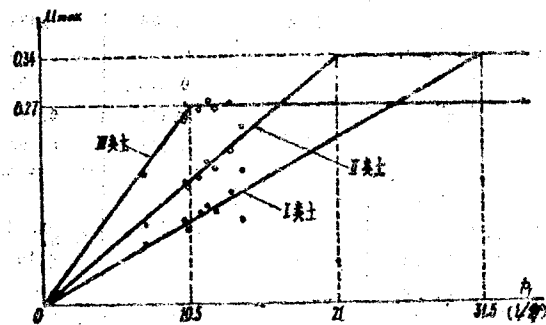


图 11 斜放类网架 $\mu_{max}-p_1$ 图

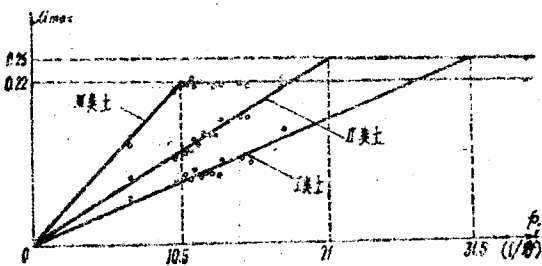


图 12 正放类网架 $\mu_{max}-p_1$ 图

特地构造的网架的 p_1 与 μ_{max} 值 表 4

网架	架	p_1	μ_{max}		
			I 类土	II 类土	III 类土
两向正交正放	$60 \times 60-A$	6.914	0.0571	0.0816	0.137
斜放四角锥	$60 \times 60-A$	4.352	0.082	0.113	0.163
两向正交正放	15×15	89.33	0.249	0.249	0.217

符合上述结论的,而且,当 p_1 较大时,Ⅲ类地基上的 μ_{max} 值小于Ⅰ、Ⅱ类地基的相应值,这也是由图5的关系所决定的。

综上所述, μ_{max} 随 p_1 的变化关系可用两段直线表示,即一段斜直线和一段水平线。我们用回归分析方法确定了斜线段的斜率 k 。再应用式(17),对Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ类地基分别求得 $p_1=10.5$ 、21、31.5时的 μ_{max} 值,作为图11、12中水平线的截距。建议 μ_{max} 按图13的方式取值,其中 a 、 b 按表5采用。

图13中的 a 、 b 值 表5

地基类别	a		b
	正放类	斜放类	
Ⅰ	0.25	0.34	31.5
Ⅱ			21
Ⅲ	0.22	0.27	10.5

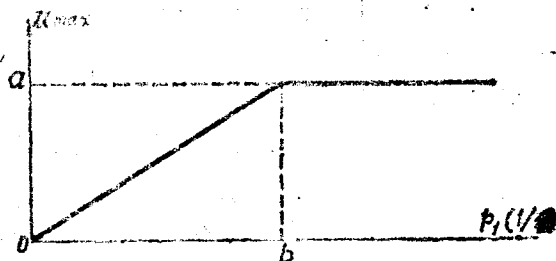


图13 建议的 μ_{max} 值

网架上弦的 β 值 表6

网架			反应谱法			时程法	
			Ⅰ类土	Ⅱ类土	Ⅲ类土	El Centro	天津
正放类	双向正交正放	24×48	0.869	0.869	0.869	0.863	0.829
		24×36	0.900	0.895	0.893	0.949	0.916
		36×54	0.903	0.891	0.887	0.933	0.840
		36×36	0.803	0.804	0.803	0.870	0.840
		48×48	0.846	0.818	0.790	0.791	0.664
		60×60	0.870	0.824	0.800	0.769	0.691
	棋盘形四角锥	24×36	0.833	0.828	0.826	0.956	0.941
		24×24	0.816	0.821	0.823	0.883	0.884
		36×36	0.806	0.783	0.794	0.729	0.723
		48×48	0.781	0.783	0.784	0.794	0.790
	正放抽空四角锥	48×48	0.799	0.806	0.809	0.826	0.806
	正放四角锥	48×48	0.821	0.788	0.787	0.867	0.718
斜放类	斜放四角锥	24×36	0.807	0.777	0.764		
		36×36	0.521	0.563	0.600	0.574	0.483
		48×48	0.477	0.552	0.598	0.592	0.573
		60×60	0.487	0.545	0.600	0.569	0.426
	双向正交斜放	48×48	0.564	0.619	0.623	0.589	0.626
		50.4×61.6	0.342	0.811	0.816		
	星形四角锥	48×48	0.514	0.575	0.623	0.636	0.434

工程上常用的网架,基频一般在10~17 1/秒之间。所以在Ⅰ、Ⅱ类地基上, μ_{max} 值一律取自斜线段;在Ⅲ类地基上一般取自水平段。在通常情况下,Ⅲ类地基上 μ_{max} 值最大,以下依次是Ⅱ类、Ⅰ类地基。

(二)折减系数 β 的确定。由式(15)可知 $\beta=\mu_{max}/\mu_{max0}$,现算出各网架上弦的 β 值。

列于表6。可以看到, β 值基本上与网架跨度和地基类别的变化无关。仍以反应谱法计算结果为依据, 正放类网架的 β 值大致在0.8~0.9之间, 其中矩形网架 β 的平均值为0.872, 正方形网架 β 的平均值为0.806。斜放类正方形网架的 β 值大致在0.5~0.6之间, 平均值为0.564, 但矩形网架 β 值较高, 平均值为0.802。据此建议 β 按表7取值。

架 网	β
正 放 类	正 方 形
	矩 形
斜 放 类	正 方 形
	矩 形

β 是最小 μ 值系数, 当 $\mu_{\max}=1$ 时网架边缘的 μ 值就等于 β 。 β 值越大意味着图10所示的圆锥坡度越平缓, 相应各杆件的 μ 值也越大。所以较大的 β 值偏于安全。斜放类网架的 $\mu_{\max}$

较正放类大得多, 而 β 值却小很多, 表明相应于斜放类网架的圆锥坡度比较陡, μ 值变化大。

(三) 竖向地震内力系数 μ_i 的计算。在确定了 $\mu_{\max}$ 和 β 值之后, 网架中任一杆件的 μ_i 值就很容易计算了。上述计算仅是地震烈度为8度时的取值, 同时还考虑到网架结构的延性、阻尼等因素, 以及 μ_i 的圆锥形分布规律, μ_i 可按式计算:

$$\mu_i = K \cdot C \cdot \mu_{\max} \left[1 - \frac{L_i}{L} (1 - \beta) \right] \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (18)$$

式中 K ——地震烈度系数。对7、8、9度分别取0.5, 1, 2;

C ——结构影响系数。按抗震规范^[1]采用。鉴于网架是大跨度钢结构屋盖, 阻尼系数将比较小, 建议取 $C=0.35$;

$\mu_{\max}$ ——竖向地震内力系数峰值, 按图13及表5采用;

β ——折减系数, 按表7采用;

L_i ——网架对称中心 O 点到第 i 杆中点 i 的距离。

L ——图14中 $\overline{OI}$ 的长度, I 点为 $\overline{OI}$ 延长线与圆(椭圆)锥底面圆周的交点。

在工程设计中, 按式(18)计算网架任一杆件的 μ_i 将是相当方便的。求得 μ_i 后, 可按式(16)确定竖向地震内力, 并考虑与静内力的量不利组合, 杆件总内力为

$$F_i = F_i \pm \mu_i |F_i| \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (19)$$

杆件截面设计即可按式(19)进行。

(四) 基频 p_1 的实用算法。在取 $\mu_{\max}$ 值时, 要用到网架的基频 p_1 , 它可通过动力分析用计算机精确地求出, 也可由实测或经验的方法确定。为便于在工程设计中应用, 建议用能量法来确定基频。

用矩阵位移法进行网架静力分析时, 就已经得到了在竖向荷载作用下各节点的竖向位移。采用这个静力作用下的竖向位移曲面作为第一振型的近似, 用能量法计算 p_1 的公式为

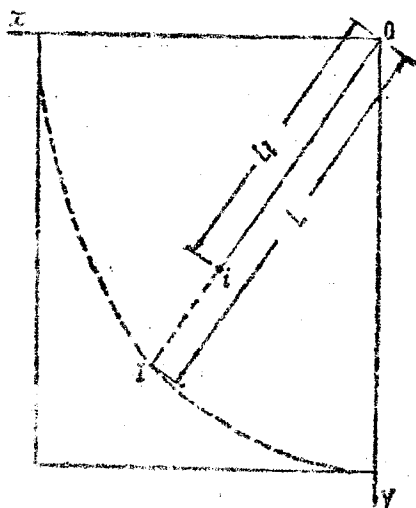


图 14 网架1/4平面

$$p_1 = \sqrt{g \frac{\sum w_k Z_k}{\sum w_k Z_k^2}} \quad (20)$$

式中 w_k ——第 k 节点静荷载;

Z_k ——静荷载作用下第 k 节点竖向位移值 (厘米);

g ——重力加速度, 等于 981 厘米/秒^2 。

由于静位移是已知的, 故按式 (20) 计算 p_1 极为方便, 工作量很小, 而且能给出较为准确的基频近似值。由表 8 的对比表明, 按式 (20) 求得的 p_1 略高于精确值, 这在计算 $\mu_{\max}$ 值时是偏于安全的。

基频 p_1 两种计算值的对比

表 8

网架	架	精确值	近似值	网架	架	精确值	近似值
两向正交正放	24×48	17.265	17.575	拱形四角锥	24×36	14.365	15.123
	24×36	15.643	16.956		36×36	16.416	16.675
	36×36	13.609	13.590	两向正交斜放	48×48	11.505	11.759
	36×54	13.584	13.859		50.4×51.8	10.267	10.544
	48×48	11.821	11.562	正放四角锥	48×48	12.324	12.547
斜放四角锥	60×60	10.100	10.311		48×48	10.920	11.109
	24×36	14.540	14.911	正放抽空四角锥	48×48	11.794	12.024
	36×36	13.754	14.00		48×48		
	48×48	11.716	11.967	星形四角锥	48×48		
	60×60	10.398	10.627		48×48		

四、实例计算分析

山西涤纶厂主厂房后加工车间, 平面尺寸为 $48 \times 60 \text{ m}$, 采用两向正交正放网架, 屋面为钢丝网水泥板, 屋面荷载 242.5 kg/m^2 , 吊顶荷载 60 kg/m^2 , 网架起拱 16 cm , 设计烈度 8° , II 类地基土。采用计算机分析和本文建议的实用方法计算竖向地震内力, 结果示于图 15。计算机分析 $p_1 = 11.886$, 能量法计算 $p_1 = 12.118$, 取 $\mu_{\max} = 0.144$, $\beta = 0.87$, $C = 0.35$ 。对比两种方法的计算结果说明它们是比较符合的。边缘附近的部分杆件, 用实用方法算得的竖向地震内力略小, 这正是那些静内力较小的构造杆件。

按我国现行抗震规范规定, 设计烈度为 8 度时, 网架中所有杆件的竖向地震内力系数均应取 $\mu = 0.1$ 。这一规定显然是比较粗糙的。由于 μ 值实际上按圆锥形分布, 采用统一的 μ 值必然使许多杆件采用的截面过大。图 15 中括号内的数字即为按现行抗震规范计算所得, 对于此例, 该值远大于计算机分析结果。本文所建议的实用算法中, 综合考虑了网架类型、地基类别和网架动力特性的变化来确定 $\mu_{\max}$ 值, 并引入 β 值使各杆件竖向地震内力的取值符合实际情况, 同时又保证了所述及的各种情况下网架结构的安全度。

另外值得提出的是, 按本文的分析结果, 斜放类网架在 8 度时 $\mu_{\max}$ 的最大值将达到 0.34, 依式 (18) 算得的网架跨中杆件的 $\mu_p = C \cdot \mu_{\max} = 0.35 \times 0.34 = 0.119$ 。这意味着取 $\mu_p = 0.1$ 对某些网架的跨中杆件尚不够安全。当然对大部分网架 (如本例), μ_p 值还是小于 0.1 的。

五、结语

(一) 本文通过对一些周边支承网架(包括不同跨度的各种常用类型)的分析,基本上弄清了网架的自由振动规律。从分析可知,网架的频谱相当密集,工程常用网架的基本周期一般在0.4~0.6秒左右,且随网架跨度增大而增大;网架振型可分为竖向振型和水平振型两类,竖向地震内力主要由前三个正正对称的竖向振型贡献;通常可利用对称性取1/4网架进行动力分析,计算中至少要取前十个正正对称振型才能满足工程精度要求。

(二) 对各种网架采用了竖向地震反应谱与直接输入地震记录二个方法计算,认为按受力性能可将网架分为正放与斜放两类。各类网架的竖向地震内力系数均呈圆锥形分布,其中斜放类网架的竖向地震内力系数值比正放类大。竖向地震内力系数与网架的动力特性、跨

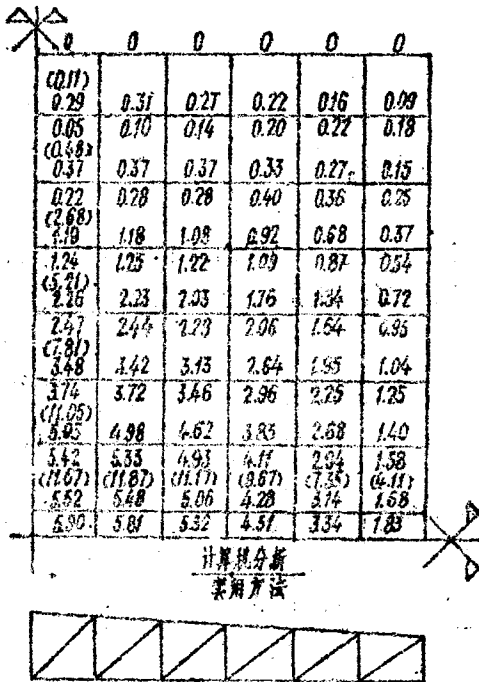


图 15 网架上弦竖向地震内力 (t)

度和地基条件有关,对于工程常用网架一般在Ⅲ类地基上最大,并且不随跨度变化,其下依次为Ⅱ类、Ⅰ类地基上的,这时随跨度增大而减小。

(三) 根据上述规律,提出了一种实用分析方法。对于任一个网架,只需求出其基频 p_1 ,峰值 μ_{max} 与系数 β 即可按式(18)方便地求得各个杆件的竖向地震内力系数,从而由静内力求得地震内力。基频 p_1 可用能量法计算且有足够的精度。最后应按式(19)考虑地震内力与静内力的最不利组合。本文建议的实用算法综合考虑了影响网架竖向地震内力的各种因素,使得网架竖向地震内力的计算更为合理。通过实例计算表明,该方法的计算结果与计算机分析是符合的,在工程中使用也是很方便的,当然还需要在工程实践中检验。

在工作过程中,承哈尔滨建筑工程学院刘季副教授提出了宝贵意见,在此表示衷心的感谢。

参 考 文 献

- [1] Zhang Yigang, Optimum Aseismic Design with Finite Element Method for Double Layer Grid Truss. Proceedings of the International Conference on Finite Element Methods, Science Press, Beijing, China, 1982.
- [2] 陈扬骥, 徐运源, 平板型空间网架抗震分析, 同济大学学报, 1983年第1期。
- [3] 蓝调恩, 俞建群, 钱若军, 网架结构最优设计的研究——网架的最优几何外形及选型, 空间结构论文集, 科学出版社, 1985年。
- [4] 余师和, 竖向地震反应谱, 哈尔滨建筑工程学院学报, 1982年第2期。
- [5] R. W. Clough, J. Penzien, Dynamics of Structures, McGraw-Hill, 1975.
- [6] 王光远, 建筑结构的振动, 科学出版社, 1973年。
- [7] 工业与民用建筑抗震设计规范 (TJ 11-78), 中国建筑工业出版社, 1979年。