

大跨度拱形立体桁架自适应能力普法竖向推到研究

张艳龙

天津市房屋鉴定建筑设计院有限公司

摘要：振型分解反应谱法是工程设计中比较常用的方式。该反应谱法首先计算结构在每种振动模式下的最大响应值，然后通过振动模式的叠加计算结构响应。该反应谱法类属等效静力法。该方法基于线性假设，仅结合前几种低阶振动模式即可满足计算要求。迭代计算量比较合适，易于设计人员应用于工程设计中。但随着越来越复杂的工程结构的出现，该方法的局限性越来越明显。尽管一些研究者继续深究弹塑性反应谱，但在实践应用中仍然很困难，推倒分析法解决了其振型反应谱法的一些不足，同时也减轻了时程分析所带来的繁琐的计算问题，在现实工程的应用上给人以极大的帮助。

关键词：大跨度空间结构；推倒分析；能力谱法；自适应能力谱法；多模态推倒分析

【DOI】10.12254/j.issn.2096-6539.2023.08.039

前言

建立某单榀立体桁架模型作为分析基础模型，通过选取加速度峰值为 4m/s^2 的地震波（E1波）作为地震动输入，采用ACSM（自适应容量谱法）来评估上述分析模型抵御罕遇垂直地震力下的抗震能力。对比自适应容量谱法、能力谱法、弹塑性时程分析方法三种分析方法所得结果，以评估ACSM法的准确性。

一、工程介绍

所选站台雨棚为三角形钢管桁架组成，跨度为75.0米，总长度270米，桁架间距均为21.9米，纵向设置3道桁架连接各榀桁架，如图（1-1）。

三角形桁架为单跨，采用钢管混凝土柱支撑，为直立三角形三维拱钢管桁架，如图（1-2）。所有构件均采用圆形钢管截面。每个构件的尺寸如表（1-1）。钢管桁架梁的上弦是单肢钢管，下弦是双肢钢管；钢管混凝土柱为三角形柱，垂直于钢架平面设置。节点是钢管相贯，所有钢材强度等级为Q235B。

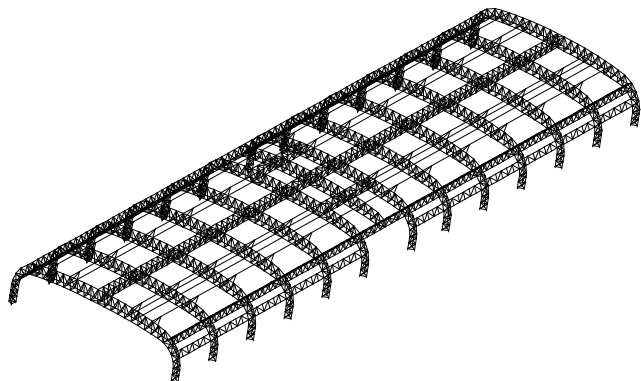


图1-1 结构整体布置图

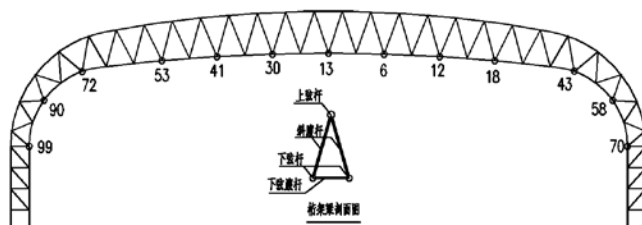


图1-2 示意图（拱形立体桁架）

（一）建立分析模型（有限元模型）

对实际车站中的单榀桁架进行建模模拟分析，利用现在使用比较广泛的有限元分析软件ABAQUS进行计算分析。有限元模型如图（1-3），为了保证地震反应发生在同一平面，桁架下弦节点需要纵向约束。节点均采用铰接，钢柱铰接在地面上；所有构件均使用理想杆单元（二力杆）进行模拟计算：T3D2。设计规格和尺寸相同，共有320个构件和112个节点。之所以采用此模型，其特点如下：无内柱，内部可利用空间比较大。

依据《抗震设计规范》定义，结构重力荷载代表值以质量单元将重力荷载代表值施加于节点上：

永久荷载取为 1.5kN/m^2 ，活荷载取为 0.5kN/m^2 。将重力荷载代表值与节点受荷面积的乘积施加于屋顶下弦上。

采用瑞利阻尼，采用时程分析对受控模态的单自由度系统进行分析时，取5%阻尼比；采用时程分析对非控模态的单自由度系统进行分析时，取2%阻尼比；整个模型的时程分析（弹塑性）采用阻尼比5%。所有钢材强度等级为Q235B，具有理想的弹塑性本构关系，屈服强度为235MPa。

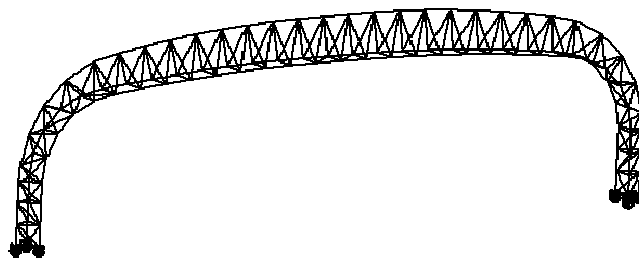


图1-3 有限元模型（单榀桁架）

（二）分析模型的自振特性

由有限元软件计算得到模型的自振特性，通过对比结果，1、3阶模态为横向振型，2、4阶模态为竖向振型；前四种振型的振型参与质量相对较大，结构主要振型是前四种振型，参与质量比较大。一阶和二阶模态的参与质量分别为0.86和0.60，结果表明推到分析的竖向和横向的主控模态为一阶、二阶模态。

表1-2 频率和振型参与系数（前六振型）

模态	频率 (HZ)	横向振型参与系数	横向振型参与质量	竖向振型参与系数	竖向振型参与质量
1	1.4972	0.9847	85.84%	-0.0000	0.00%
2	1.5035	0.0000	0.00%	1.3117	60.33%
3	3.2879	0.4679	9.66%	0.0000	0.00%
4	5.0891	0.0000	0.00%	-0.5317	8.73%
5	7.1770	0.1915	1.30%	0.0000	0.00%
6	7.3375	0.0000	0.00%	-0.0000	0.00%

二、能力谱法

(一) 地震输入八度E1波（竖向）

选择垂直E1波作为地震输入（烈度为8度0.20g、加速度峰值为4m/s²）。该地震波的加速度时程曲线如图2-6所示。

该方法的计算步骤为：

- (1) 通过E1波时程曲线计算弹性反应谱曲线（不同阻尼比的），如图2-7所示。
- (2) 使用该公式获得能力谱曲线，并使用自行设计的程序将响应谱曲线转换为需求谱曲线。
- (3) 选择初始屈服位移（ D_i ）作为迭代的起点，最后迭代的结果为 $D_i = 0.08348$ 。

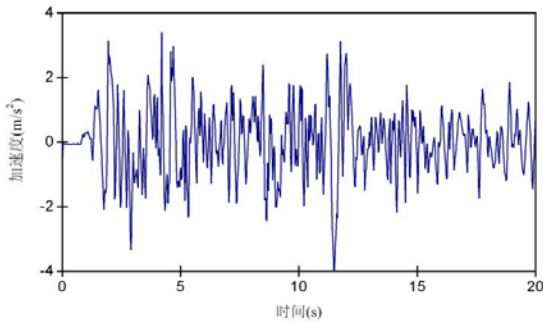


图2-6 调幅后的E1波时程曲线（加速度峰值4m/s²）

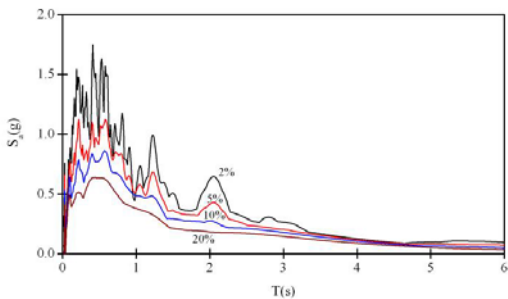


图2-7 竖向E1波（8度0.20g）不同阻尼比下的反应谱曲线

(4) 计算 $\beta_{eff} = \beta_e + \kappa\beta_0$ ，式中 $\beta_0 = \frac{E_d}{4\pi E_s} = \frac{0.637(a_y d_p - d_y a_p)}{a_p d_p}$ ，

d_p 表示最大位移（单自由度体系）， a_p 表示最大位移所对应的加速度值，即B点坐标； d_y 表示屈服时的位移（单自由度）， a_y 表示其相应的加速度，即A点坐标。如图2-8所示。由于该模型的滞回曲线比较饱满且稳定（如图2-5示），其属于A型滞回曲线且 $\beta_0 \leq 16.25\%$ ，所以 $\kappa = 1$ 。取 $(d_p, a_p) =$

$(0.08348, 0.6203)$ ， $(d_y, a_y) = (0.0648, 0.5795)$ ，则 $\beta_0 = \frac{E_d}{4\pi E_s} = \frac{0.637(a_y d_p - d_y a_p)}{a_p d_p} = 10.06\%$ ，最后求得 $\beta_{eff} = \beta_e + \kappa\beta_0 = 2\% + 10.06\% = 12.06\%$ 。

(5) 将不同的需求谱曲线绘制于同一坐标图上，两种谱线的交点位移就是性能点： $D_j = 0.08348m$ 。

(6) 通过结构公式 $|D_j - D_i|/D_i = 0\% \leq 5\%$ ，核查其结果满足结构要求。求得的性能点值为 $D = 0.08348$ 。目标位移移图如（2-8）。

(7) 竖向目标位移=109.5mm，是由公式通过反算性能点值得到的。竖向位移加上自重下的位移所得到最后位移为109.5+139.9=249.4mm。

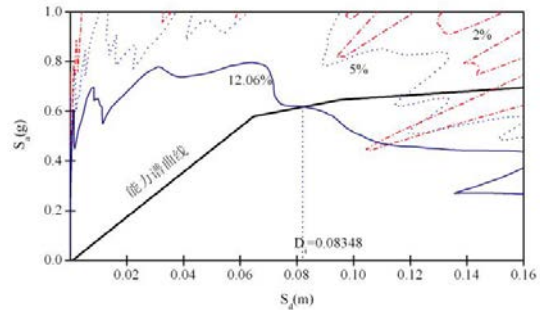


图2-8 能力谱法确定的目标位移：竖向E1波（八度0.20g）

三、ACSM法

(一) 地震输入八度E1波（竖向）

选择垂直E1波作为地震输入（烈度为8度0.20g、加速度峰值为4m/s²）。分为以下几步进行：

(1) 与容量谱法类似，运用推到分析对结构进行分析，采用 $S_n^* = m\phi_n$ 作为荷载分布模式进行加载，通过推到分析逐步得到相应的支座反力及结构的变形（不计算重力作用）；并从地震波中获得了不同阻尼比下的弹性反应谱曲线。

(2) 通过将反应谱曲线转化为横坐标为位移，纵坐标为加速度的坐标图，通过所介绍的能力谱方式，将弹性需求谱转化，得到不同阻尼比下的数值。

(3) 当 $D_i = 0.08444$ m 时，取 $(d_p, a_p) = (0.08444, 0.63)$ ， $(d_y, a_y) = (0.06337, 0.5672)$ 等效黏性阻尼比是： $\beta_0 = \frac{E_d}{4\pi E_s} = \frac{0.637(a_y d_p - d_y a_p)}{a_p d_p} = \frac{0.637(0.5672 \times 0.08444 - 0.06337 \times 0.63)}{0.63 \times 0.08444} = 9.55\%$ ，同样 $\kappa = 1$ ，故可求得 $\beta_{eff} = \beta_e + \kappa\beta_0 = 11.55\%$ 。

(4) 通过结构公式 $|D_j - D_i|/D_i = 0\% \leq 5\%$ ，核查其结果满足结构要求。求得的性能点值为 $D_j = 0.0844m$ 。

(5) 依据相应的公式，竖向目标位移=117.6mm，是由公式通过反算性能点值得到的。竖向位移加上自重下的位移所得到最后位移为117.6+139.9=257.5mm。

四、对比分析结果（竖向地震）

(一) 对比目标位移

本文通过弹塑性时程分析得到相应的目标位移，并将其结果分别同能力谱法和ACSM法得到的结果（目标位移）进行比较。首先通过弹塑性时程分析对该结构进行

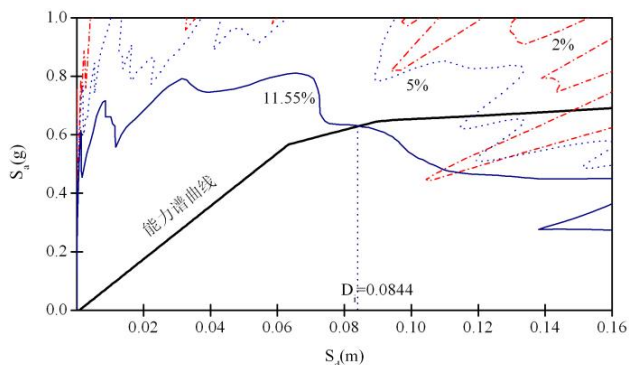


图3-1 ACSM法确定的目标位移：竖向E1波（8度0.2g）

竖向地震分析。输入不同加速度峰值下的垂直E1波，得到时程曲线（顶点位移）如图4-1和4-2。为了更直观地展示下推分析方法在预测每个节点沿跨度方向的位移方面的准确性，将结构跨中节点达到目标位移时，通过下推分析方法获得的下弦节点（节点编号如图1-2所示）的位移与弹塑性时程分析获得的节点位移进行比较，如

文中以弹塑性时程分析所得到的目标位移为基础，分别与能力谱法和自适应能力谱法得到的目标位移进行比较。首先对结构进行竖向的弹塑性时程分析，输入地震加速度，不同加速度峰值的竖向Elcentro波作用下结构顶点位移时程曲线分别如图4-1、4-2所示。表4-1是各分析方法分析所得到的目标位移，为了使结果更显著，图中相应位移扩大相同倍数。

通过结果对比，三种分析方法所得到的罕遇地震下的目标位移基本接近，但略小于弹塑性时程分析，误差最大值是0.36，基本满足结构抗震性能的要求。因此，与能力谱法对比，自适应能力谱法更准确地评估了罕见地震作用下的目标位移。

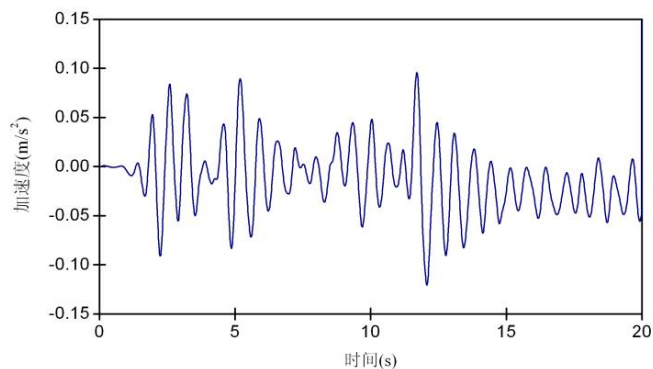


图4-1 竖向E1波作用下的时程曲线（顶点位移）
（加速度峰值4m/s²）

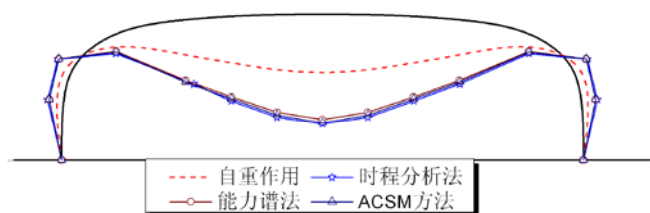


图4-2结构位移比较（下弦节点）（Elcentro波，8度0.2g）

表4-1 （除重力）结构竖向位移（下弦节点）比较
（8度0.20g）

节点	时程分析	能力谱		ACSM法	
	位移 (mm)	位移 (mm)	误差	位移 (mm)	误差
99	-0.6	-0.4	33.33%	-0.4	33.33%
90	-2.5	-1.6	36.00%	-1.6	36.00%
72	-27.4	-4.1	12.04%	-24.1	12.04%
53	-67.0	-59.1	11.79%	-62.4	6.87%
41	-89.6	-79.9	10.83%	-84.8	5.36%
30	-111.0	-99.4	10.45%	-106	4.5%
13	-120.7	-109.5	9.28%	-117.6	2.57%
6	-111.0	-99.4	10.45%	-106	4.5%
12	-89.6	-79.9	10.83%	-84.8	5.36%
18	-67.0	-59.1	11.79%	-62.4	6.87%
43	-27.4	-22.9	12.04%	-24.1	12.04%
58	-2.5	-1.5	36.00%	-1.6	36.00%

（误差=绝对值（MPA方法或能力谱法-时程分析方法）与时程分析方法的比值）

五、本章小结

对比分析前述数值成果，结论如下：

1) 垂直地震响应下，当E1波的加速度峰值为4m/s²时，两种方法能比较准确地反应结构的目标位移，达到结构对于抗震的设计要求；

2) 垂直地震响应下，ACSM法比能力谱法对评估结构目标位移有所提高。

参考文献

[1]中华人民共和国国家标准. 建筑抗震设计规范, GB50011-2001. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002 A

[2]ATC, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Report No. ATC40. Applied Technology Council: Redwood City, California, 1996

[3]Building Seismic Safety Council., NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273, Federal Emergency Management Agency: Washington, DC, 1997.

[4]Freeman S.A., Nicoletti JP., Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk—a Case Study of Puget Sound Naval Shipyard Bremerton. Proc. of the US National Conf. on Earthquake Engineering, Berkley, California, 1975

[5]Gupta B., Kunnath S.K., Adaptive Spectra-based Pushover Procedure for Seismic Evaluation of Structures, Earthquake Spectra 2000; 16 (2) : 367-392

[6]Chopra A.K., Goel R.K., A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; 31: 561-582

[7]郑宇淳. 大跨度拱形立体桁架结构的推倒分析, [D]. 天津; 天津大学, 2007.