



老山奥运自行车馆多点激励反应测试与分析

叶继红*, 周树路, 包伟, 韦征, 李枝军

东南大学土木工程学院, 南京 210018

* E-mail: yjehong@seu.edu.cn

收稿日期: 2007-06-05; 接受日期: 2007-08-09

国家自然科学基金项目(批准号: 50108003)资助

摘要 为了验证多点激励时程分析法的正确性, 对老山奥运自行车馆进行了多点激励动力响应测试. 以对网壳环梁上的节点施加冲击力做为激振源, 以各激励点的运动记录做为地震动输入, 建立相应的理论计算模型, 进行了多点激励时程分析计算. 计算结果与实测结果在时域上比较接近, 在频域上更为接近, 说明多点激励时程分析方法是正确的. 本测试对今后其他结构的多点激励动力测试也具有借鉴价值.

关键词

振动响应测试
多点激励
时程分析法

目前, 大跨空间结构迅速发展, 跨度百米以上的建筑并不鲜见, 对于如此大型的空间结构, 地震时地面各支承点的运动不应视作相同, 这一方面是由于地震波以有限波速传播使得各支点间地震动产生了时间滞后(相位差), 即行波效应; 另一方面由于地球介质的不均匀性导致各支点处地震动的频散损失, 即频散效应; 第三, 由于各支点处的局部土层可能不同, 导致地震波中各种频率成分的含量不同, 既局部场地效应. 多点输入就是在地震动输入中考虑地震动的空间变化特性, 显然, 对于大跨度建筑结构, 是一种更为合理的输入模式.

对于地面运动随时间和空间变化的大型结构, 目前可采用的分析方法有时程法、随机振动法和反应谱法. 时程法是发展较为成熟、应用较多的一种方法, 要求在各支承点输入相应的加速度时程^[1~4]. 随机振动法考虑了各支承点地面运动的随机特性, 用自谱和互谱密度函数确定各支承点地面运动的幅值和频率成分, 其中互谱密度又用自谱密度和相干函数来表示^[5,6]. 随机振动法最大的优点是能够给出结构反应的统计特征, 揭示各反应的统计规律. 但随机振动法至今仍无法为设计工程师所接受, 且目前大多数抗震设计规范中的设计地面运动仍是以反应谱而不是以功率谱的形式给出, 因此多点激励反应谱方法也是非常重要的一种方法, 而且反应谱本身包含了地面运动的统计特征, 如果运用得当仍可得出与随机振动法同样精确的计算结果^[7~9]. 但上述所有方法均局限于理论阶段, 其方法正确与否最终还需实践的检验.

老山自行车馆是奥运会的主要场馆之一, 承担着奥运会期间自行车比赛项目的重任, 因此它的意义是不言而喻的. 不仅如此, 老山自行车馆还是国家自行车队的训练基地和推广全民健身运动的重要场所. 老山自行车馆跨度接近 150 m, 是国内目前最大跨度的双层球壳. 受到的地震作用严格来讲是多点的, 结构的受力情况十分复杂: 不仅受到地震产生的动力作用, 而且也受到由于各支点相对运动产生的静力作用, 所以其破坏状态可能更为严重, 但根据我国目前的抗震设计水平(《建筑结构抗震设计规范》), 无法采用多点输入模式进行抗震设计. 同时上文已经提到, 多点输入的分析方法目前还仅处于理论阶段. 鉴于此, 有必要对老山自行车馆进行多点激励强迫振动测试, 以验证多点输入时程分析法的正确性. 在此基础上, 再对该馆进行抗震性能分析.

对如此大型网壳结构进行多点激励强迫振动测试, 国内外均未见报道, 大型网架结构的多点激励振动测试目前仅见文献[10]. 因此, 本测试必将丰富大型复杂结构现场实测的内容, 也为其他结构的多点输入动力测试提供参考.

1 工程概况

老山自行车馆建筑面积 32920 m², 为双层球面网壳结构(图1). 下柱轴线跨度(平面直径, 即网壳的支座跨度)为 126.4 m, 上柱人字柱跨度(平面直径)为 133.06 m, 在人字柱与网壳屋盖相接处设置了一道 $\phi 1200 \times 20$ 的钢管环梁. 网壳矢高 17.99 m, 最外缘水平投影直径为 149.456 m, 故网壳周边自环梁悬挑 8.198 m. 基础为钢筋混凝土柱下扩展基础, 7.0 m 以下为钢筋混凝土圆形柱, 以上为双分的圆形钢管人字柱($\phi 1000 \times 18$). 整体屋盖结构共有 2083 个节点, 8364 根杆件, 24 个固定铰支座, 基本周期 0.9474 s, 其计算模型及支座布置如图 2 和图 3.



图 1 老山自行车馆全貌

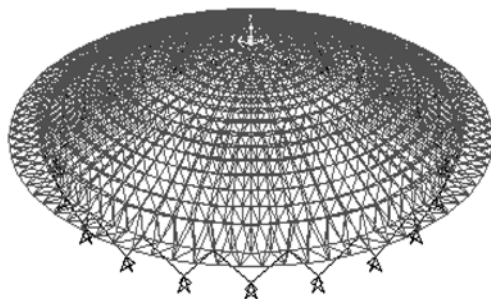


图 2 老山自行车馆计算模型

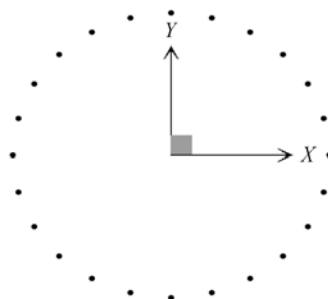


图 3 支座布置图

2 测试方案

寻求合适的激振源是本次动测的关键. 激振力过小, 则结构响应过小, 导致无法与环境激励响应相区分; 激振力过大, 担心对结构造成局部损伤. 根据理论模型的反复试算、现场测试条件及测试设备条件, 最终制定如下方案: 在如图 4 所示的 8 个环梁节点上, 向下自由释放由钢丝绳牵引的 60 kg 的重物, 重物下落高度 2 m(图 5), 测试如图 4 标注的 I、J 和 K 三个测点的加速度响应. 故在上述 8 个激振点和结构内部 3 个响应较大点安置竖向传感器, 以获得各测点的加速度时程.

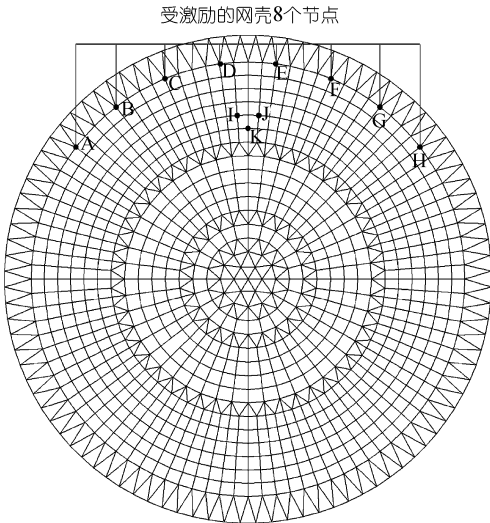


图 4 多点激励测点布置



图 5 B 点即将下落 2 m 的重物

2.1 测试前的准备工作

2.1.1 关于支座摩擦力的影响. 网壳支座为铸钢固定铰支座, 即三个方向的线位移被约束, 而可以在任意方向自由转动. 为了在理论上更加真实地模拟现场实际情况, 我们分析了球铰支座接触面产生的摩擦力对转动的影响: 截取支座及与其相连的两根人字柱(图1), 在一根柱的顶端施加静水平推力; 分别选取接触面的摩擦系数为 0.3(钢材接触面摩擦系数一般为 0.2)和 0.0; 采用 ANSYS 软件计算支座转动的角度, 其中接触面用 target 170 单元和 conta 174 单元模拟, 支座其他部位用 solid 95 单元模拟. 计算结果为考虑接触面摩擦力与否对支座转角影响甚微. 这主要是由于与支座相连的两个人字柱($\phi 1000 \times 18$)刚度非常大, 故摩擦力的影响可以忽略, 在建模时支座简化为理想铰支座.

2.1.2 关于动力系数. 采用突然释放重物的方法强迫结构振动相当于给结构施加冲击力, 动力系数的大小决定着重物质量的大小. 由于作用时间极短, 又存在影响因素繁多的能量损耗, 用冲量定理难以准确计算动力系数 β , 故我们在东南大学结构实验室做了 4 次冲击试验: 取 20 kg 的质量块, 用钢丝绳牵引, 突然下落 2 m, 用力传感器测量钢丝绳所受到的力, 即可得到 β . 实验结果(β 值)分别为 35, 37, 46, 55, 冲击时间为 0.02~0.04 s. 据此确定重物质量为 60 kg.

2.2 测试仪器设备

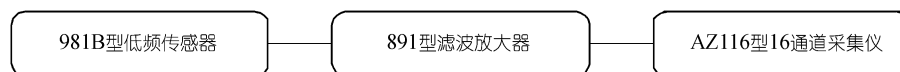
本次测试采用了南京安正(AZ)软件公司的振动及动态信号采集分析系统(CRAS V6.2), 其中包含数据采集及处理、信号与系统分析、机械及结构模态分析等部分, 能够满足本次测试要求.

本次测试采用了与软件相配套的安正 AZ116 型采集仪; 同时为了抗混滤波, 采用了 2 台 891 型 6 通道放大器(地震工程局出品); 采用了 11 只竖直向 981B 型低频传感器(地震工程局出品)进行信号采集, 与放大器相配套. 测试仪器及相应技术指标见表 1.

表 1 测试仪器及相应技术指标

仪器名称	主要技术指标
AZ116 型信号采集分析系统	16 通道
981B 型低频传感器	0.25~80 Hz
891 型六线放大器	0.15~100 Hz

测试系统框图如下



2.3 测试参数的设置

时域内的测试分辨率为 $\Delta t = 1/f$, 频域内的测试分辨率为 $\Delta \omega = f/N$, 其中 f 为采样频率, N 为采样点数, 采样时间愈长, 采样点数愈多. 可见, 如果在时域内分析测试数据, 则需要设置尽量高的采样频率 f ; 而在频域内分析, 若 f 设置过高, 则相应需要较大的采样点数 N , 否则, 会导致频域分辨率过低, 产生错误的分析结果. 因此, 在测试设备许可范围内, 做时域分析时, 尽量选用较高的 f ; 做频域分析时, 可选用较低的 f , 但 f 也不能过低, 否则高频的局部振动或其他的高频噪声会混入整体的低频振动中.

本次测试既做时域分析又做频域分析, 因此设置了较高的采样频率 f 为 512 Hz, 同时尽量增大采样点数 N , 即设置 1024 个点为一个数据块, 共采样 256 块. 后文的数据分析可以看出, 该测试参数的设置是合理的, 既保证了在时域内获得完整的波形, 又保证了在频域内过滤了高频局部振动和环境噪声干扰.

3 激励点的测试结果及数据处理

记录到的网壳 8 个激振点(图 4)的加速度时程如图 6 所示.

在后文进行多点输入时程理论分析时, 需要用到各激振点的位移时程, 如果直接在时域内对图 6 测试结果进行两次积分得到位移时程, 误差较大. 本文采用如下方法.

任何信号都可以看成是不同频率的波的叠加. 假设 $A(\omega)$ 是激励点加速度 $a(t)$ 的幅值谱, $U(\omega)$ 是激励点 $u(t)$ 的幅值谱, 则可以由傅氏变换得到激励点位移信号谱与加速度信号谱之间的关系为

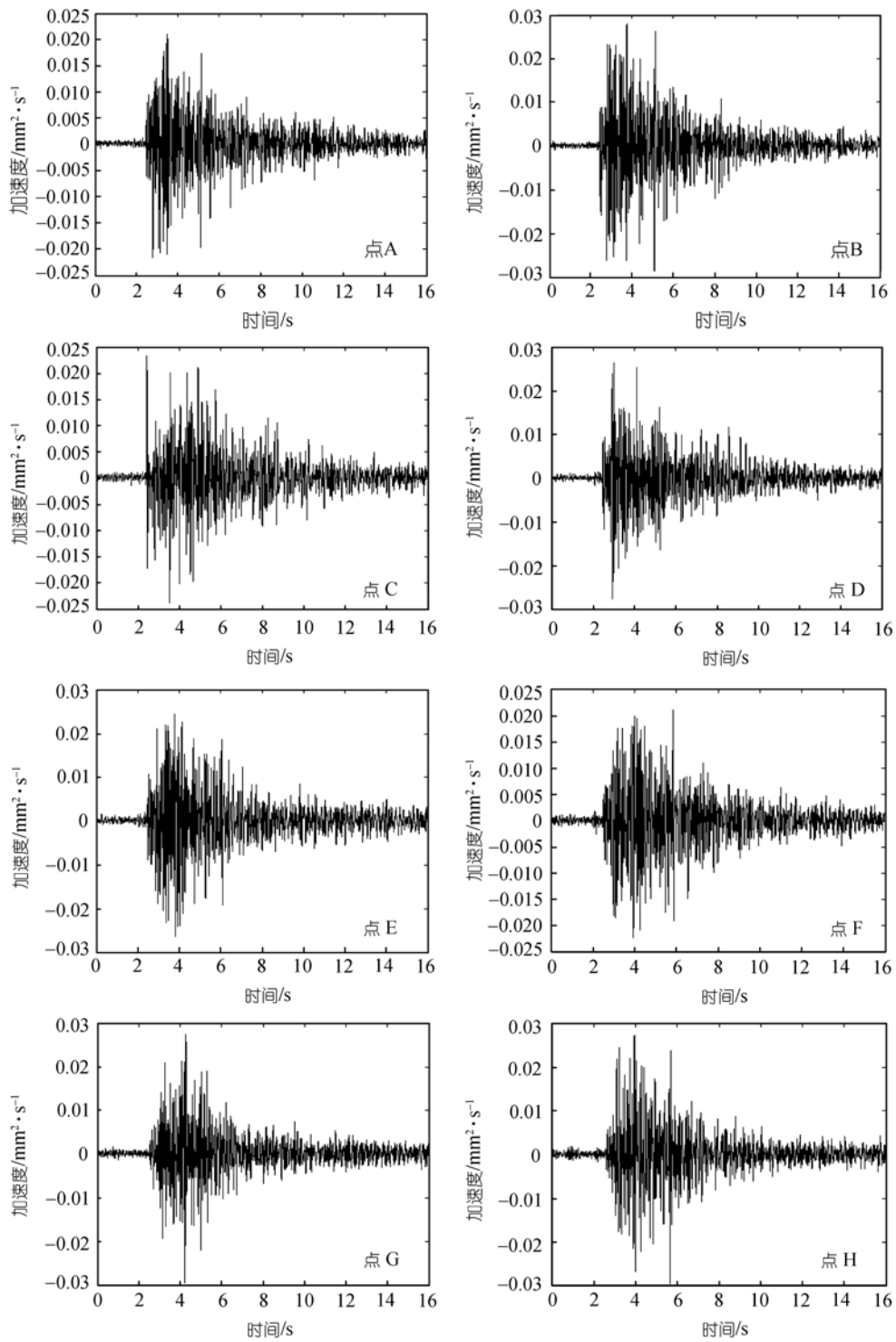


图 6 采集到的 8 个激励点的加速度时程

$$a(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} A(\omega) e^{i\omega t} d\omega, \quad (1)$$

$$u(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} U(\omega) e^{i\omega t} d\omega. \quad (2)$$

对(2)式进行两次求导, 得

$$\begin{aligned} \frac{d^2 u}{dt^2} &= -\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \omega^2 U(\omega) e^{i\omega t} d\omega \\ &= \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} [-\omega^2 U(\omega)] e^{i\omega t} d\omega. \end{aligned} \quad (3)$$

对比(3)式与(1)式可以发现, 加速度幅值谱与位移幅值谱存在以下关系

$$A(\omega) = -\omega^2 U(\omega). \quad (4)$$

因此我们对所采集到的激振点加速度时程进行傅氏变换得到加速度傅氏谱, 然后根据(4)式, 以结构第一自振频率的 0.3 倍作为截止频率进行滤波后得到位移傅氏谱, 再对其进行逆傅氏变换得到相应的位移时程(图 7).

4 测试结果与理论计算结果的对比分析

4.1 多点激励时程分析方法

假设结构有 N 个支座接地, 在相对于地球中心静止的绝对坐标系下, 将结构的动力方程写成分块形式^[4]为

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sm} \\ M_{ms} & M_{mm} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X}_s \\ \ddot{X}_m \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sm} \\ C_{ms} & C_{mm} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{X}_s \\ \dot{X}_m \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sm} \\ K_{ms} & K_{mm} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_s \\ X_m \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ f_m \end{Bmatrix}, \quad (5)$$

其中下标 s 代表非支座节点; 下标 m 代表支座节点; $\{X_m\}$ 代表 N 个支座的地面强迫位移, 即主位移; $\{X_s\}$ 代表结构系统所有非支座节点的位移, 即从位移; M 为质量; C 为阻尼; $[K]$ 为刚度矩阵; $\{f_m\}$ 代表地面作用于 N 个支座的力.

将 $\{X_s\}$ 分解成拟静位移 $\{Y_s\}$ 和动态相对位移 $\{Y_r\}$ 两部分, 即

$$\begin{Bmatrix} X_s \\ X_m \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Y_s \\ X_m \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} Y_r \\ 0 \end{Bmatrix}. \quad (6)$$

拟静位移 $\{Y_s\}$ 可以令(5)式中的所有动力项为零, 得

$$\{Y_s\} = -[K_{ss}]^{-1} [K_{sm}] \{X_m\}. \quad (7)$$

将(6)式代入(5)式, 展开第一行, 并利用(7)式, 得

$$[M_{ss}] \{\ddot{Y}_r\} + [C_{ss}] \{\dot{Y}_r\} + [K_{ss}] \{Y_r\} = -[M_{ss}] \{\ddot{Y}_s\} - [C_{sm}] \{\dot{X}_m\} - [C_{ss}] \{\dot{Y}_s\}. \quad (8)$$

因上式等号右端阻尼项与惯性力相比是小量, 故略去, 得

$$[M_{ss}] \{\ddot{Y}_r\} + [C_{ss}] \{\dot{Y}_r\} + [K_{ss}] \{Y_r\} = -[M_{ss}] \{\ddot{Y}_s\}. \quad (9)$$

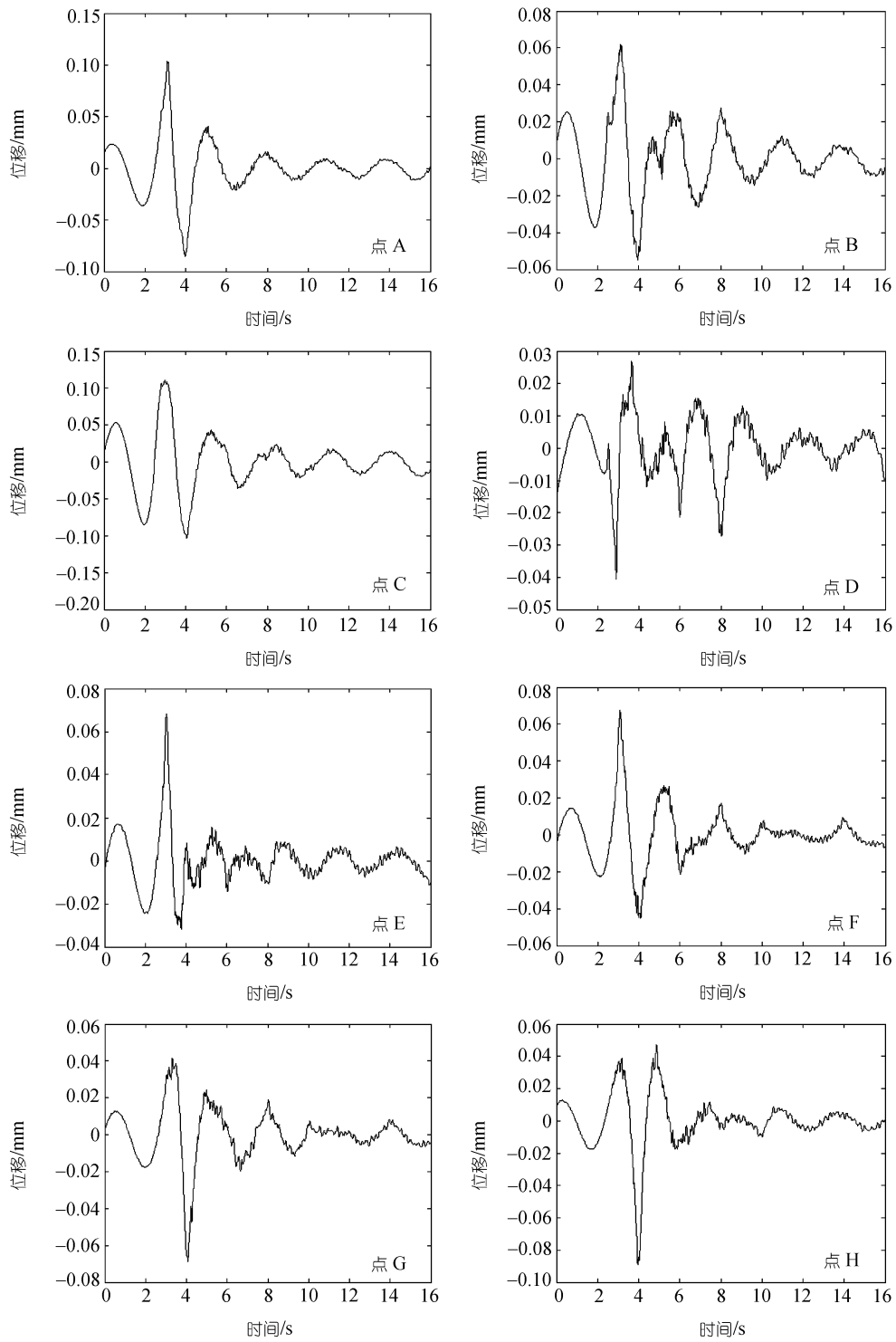


图7 变换得到的8个激励点的位移时程

4.2 理论计算模型的建立

拟采用 8 个激振点的测试数据作为基底输入, 故将环梁上的 8 个激振点视为网壳支座, 仅有竖向约束; 网壳其他 16 个支座位置不变, 并仍为三向固定铰支座, 计算模型如图 8 所示.

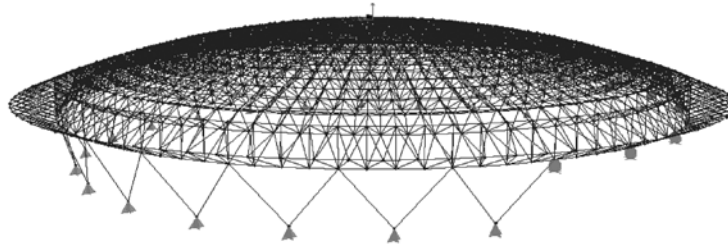


图 8 与测试相应的理论计算模型

这样建立的计算模型存在误差, 误差主要来自两个方面: 1) 在环梁上的 8 个节点施加冲击力后, 网壳上的其他节点也会产生振动, 只是被激振的那 8 个节点振动更为剧烈, 而图 8 则无法模拟网壳其他节点的振动对测点 I、J 和 K(图 4)的影响; 2) 数据采集时间不一定与施加冲击力后网壳由于阻尼而使振动逐渐衰减到零的时间相等. 下面具体分析误差 1) 和误差 2) 的影响.

图 9 为一简单模型, 1 和 3 节点为铰接, 其余为固接, 无阻尼. 在 1 和 3 处同时作用力 $P_1(t)$ 和 $P_2(t)$, 如图 10 所示, 求解节点 1、2 和 3 的位移时程(图 11). 类比本文的等代建模思想, 建立如图 12 所示的 2 点激励模型, 即将节点 1、3 的位移作为基底输入, 截取振动时间 4.0 s, 求解节点 2 位移(图 13), 与图 9 的节点 2 位移进行比较, 以考查误差 2) 的影响.

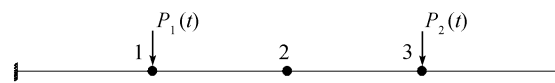


图 9 一简单 3 节点模型

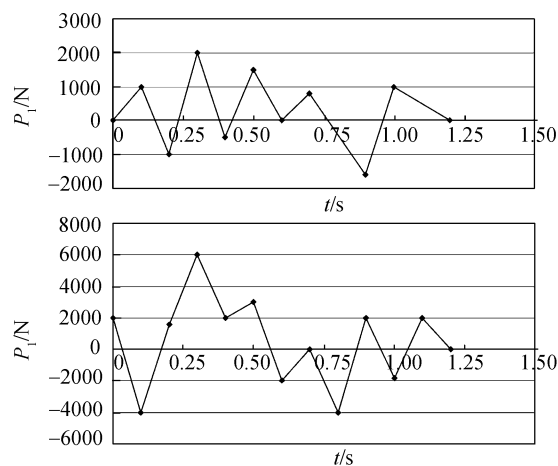


图 10 节点 1、3 作用的力时程

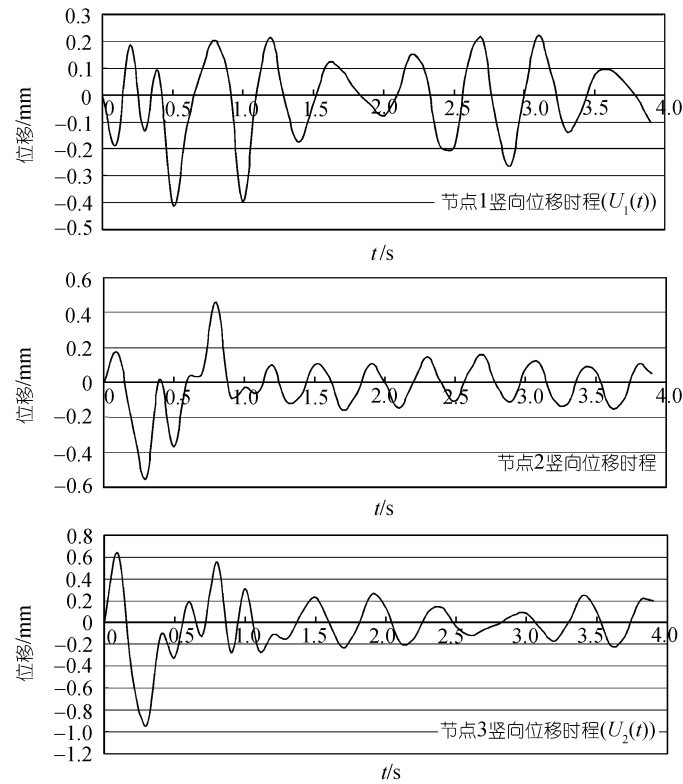


图 11 由图 9 模型得到的节点 1, 2 和 3 位移时程

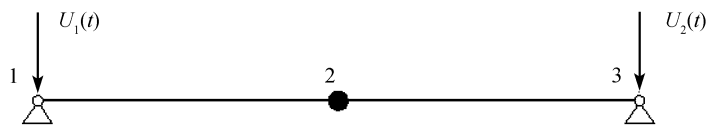


图 12 由图 9 等代的 2 点激励模型

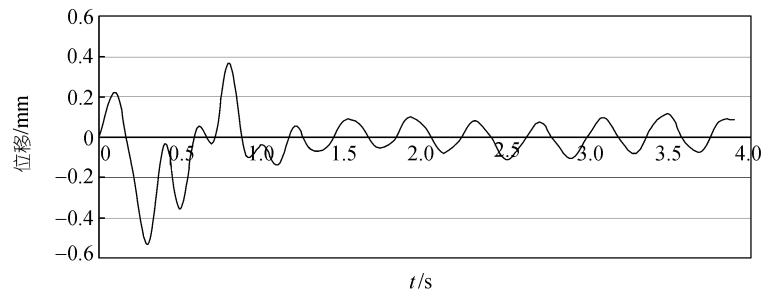


图 13 由图 12 模型得到的节点 2 位移时程

对比图 13 与图 11 的节点 2 位移时程, 可以发现二者形状十分相似, 峰值也非常接近, 说明误差 2) 的影响很小. 这主要由于冲击力作用时间短, 结构响应也相应也在短时间内迅速衰减.

可以推断: 若冲击时间非常短, 而数据采集时间又足够长, 则误差 2) 的影响会进一步减小.

对图 2(原结构模型)老山自行车馆的环梁 8 节点施加如图 14 的阶跃荷载, 计算图 4 所示节点 K 及 8 个激振点的位移时程, 其中, 节点 K 的位移时程见图 15. 以 8 个激振点的位移时程作为基底输入, 截取振动时间 10.0 s, 再根据图 8(等代模型)计算节点 K 位移时程(如图 16), 与图 15 比较以考查误差 1) 的影响, 两模型各振型阻尼比均取 0.02.

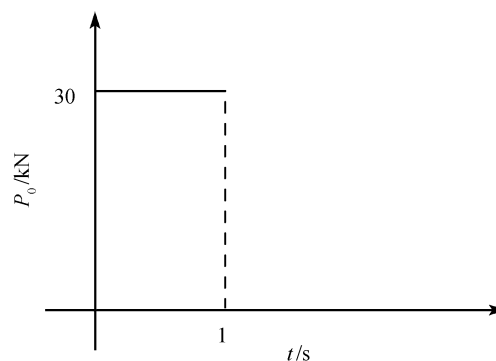


图 14 在环梁 8 节点施加阶跃荷载

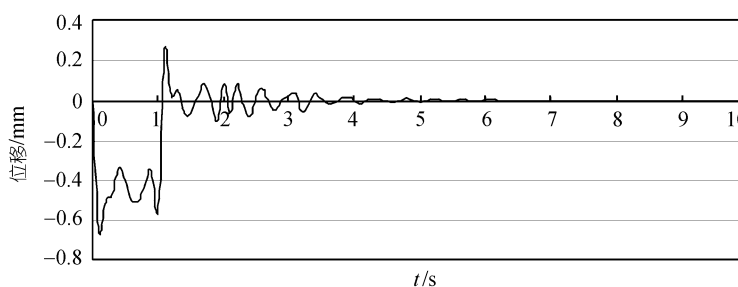


图 15 节点 K 位移时程(由原结构模型)

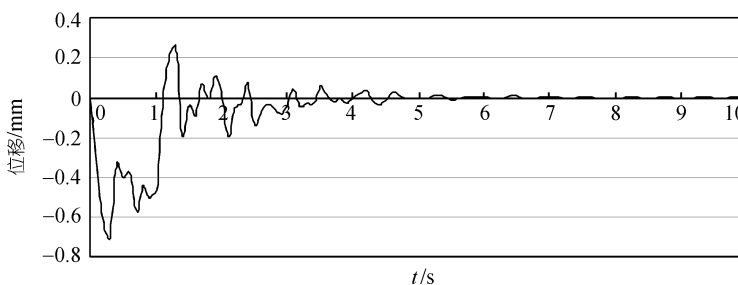


图 16 节点 K 位移时程(由等代模型)

对比图 15 与图 16, 二者的振动曲线形状很相似, 图 15 的峰值点为 0.25 mm 和 -0.65 mm, 图 16 的峰值点为 0.25 mm 和 -0.70 mm. 本测试冲击力作用时间极短, 而数据采集时间在 15 s 以上, 故误差 1) 的影响可以接受. 综合误差 1) 和 2) 的分析结果, 可以图 8(等代模型)进行后续分析.

表 2 给出了本次测试的实测频率与阻尼比.

采用比例阻尼, 则各阶振型阻尼比可由下式得到^[1]

$$\zeta_n = \frac{1}{2\omega_n} \sum_b a_b \omega_n^{2b}. \quad (10)$$

选用第 1 和 2 阶实测阻尼比确定计算常数 a_b , 有 $a_0 = -0.212$, $a_1 = 0.0043$, 再利用(10)式求解前四阶阻尼比, 并与实测值对比, 见表 3.

表 2 实测阻尼比与频率

所测振型阶数	测试阻尼比/%	测试自振频率/Hz	计算值/Hz
1(水平)	1.9271	2.00	1.73
2(竖向)	2.7320	2.50	2.08
3(水平)	1.4917	3.25	2.68
4(竖向)	1.8925	4.25	3.46

表 3 采用瑞利阻尼时实测值与计算值得对比

振型阶数	1	2	3	4
实测阻尼比	0.01927	0.02732	0.01492	0.01893
计算阻尼比	0.019	0.027	0.039	0.053

显然, 选用前两阶实测阻尼比确定计算常数 a_b , 只可保证前 2 阶计算阻尼比与实测值相符. 可以推断, 选用所测得的前 4 阶阻尼比确定计算常数 a_b , 则可保证前 4 阶计算阻尼比与实测值相符, 但 5 阶及以上的振型阻尼比就难免失真. 因此, 本文这样处理: 采用 SAP2000 结构分析软件, 将图 7 的位移时程作为基底输入, 计及结构前 300 阶振型, 其中前 4 阶振型阻尼比按实测值, 其他阶振型阻尼比均取测试平均值即 0.02. 根据图 8 计算结构在多点(8点)激励下的加速度响应和位移响应.

4.3 测试结果对比分析

网壳内部 3 个测点的加速度及位移峰值的计算结果与测试结果的比较见表 4, 3 个测点的位移功率谱与加速度功率谱比较见图 17.

表 4 3 个测点的加速度及位移峰值比较

		加速度峰值/ $\text{mm} \cdot \text{s}^{-2}$	位移峰值/mm
I 点	测试值	64.79	0.0624
	计算值	103.72	0.0449
J 点	测试值	95.68	0.0846
	计算值	57.38	0.0552
K 点	测试值	101.7	0.0953
	计算值	99.22	0.0470

综上, 所建立的理论模型误差主要来源于三个方面: 模型等代产生两个误差; 另一个是振型阻尼比的处理. 这些误差是由于空间结构本身的振型密集特性所导致的. 从表 4 与图 17 可以看出, 频域的分析结果好于时域. 这是因为在时程分析时, 各振型的相位差对结构响应的影响很难在算法上准确反映, 特别是对于大型复杂结构, 需要计及几百个振型. 计算中还发现, 高阶振型对加速度幅值影响较大, 对位移幅值影响很小. 对于大型结构, 自振周期通

常较长, 结构刚度较柔, 因此位移响应更加受到关注, 而从算法上而言, 位移响应值也更为稳定. 频域内的谱分析在算法上已经成熟, 从图 17 也可以看出, 无论是位移功率谱还是加速度功率谱, 计算与实测曲线吻合得较好. 因此可以认为, 除去算法的局限性, 多点激励时程分析法可以正确给出结构在多点激励下的响应; 从另一角度也说明本文的多点激励动力测试方法是可行的.

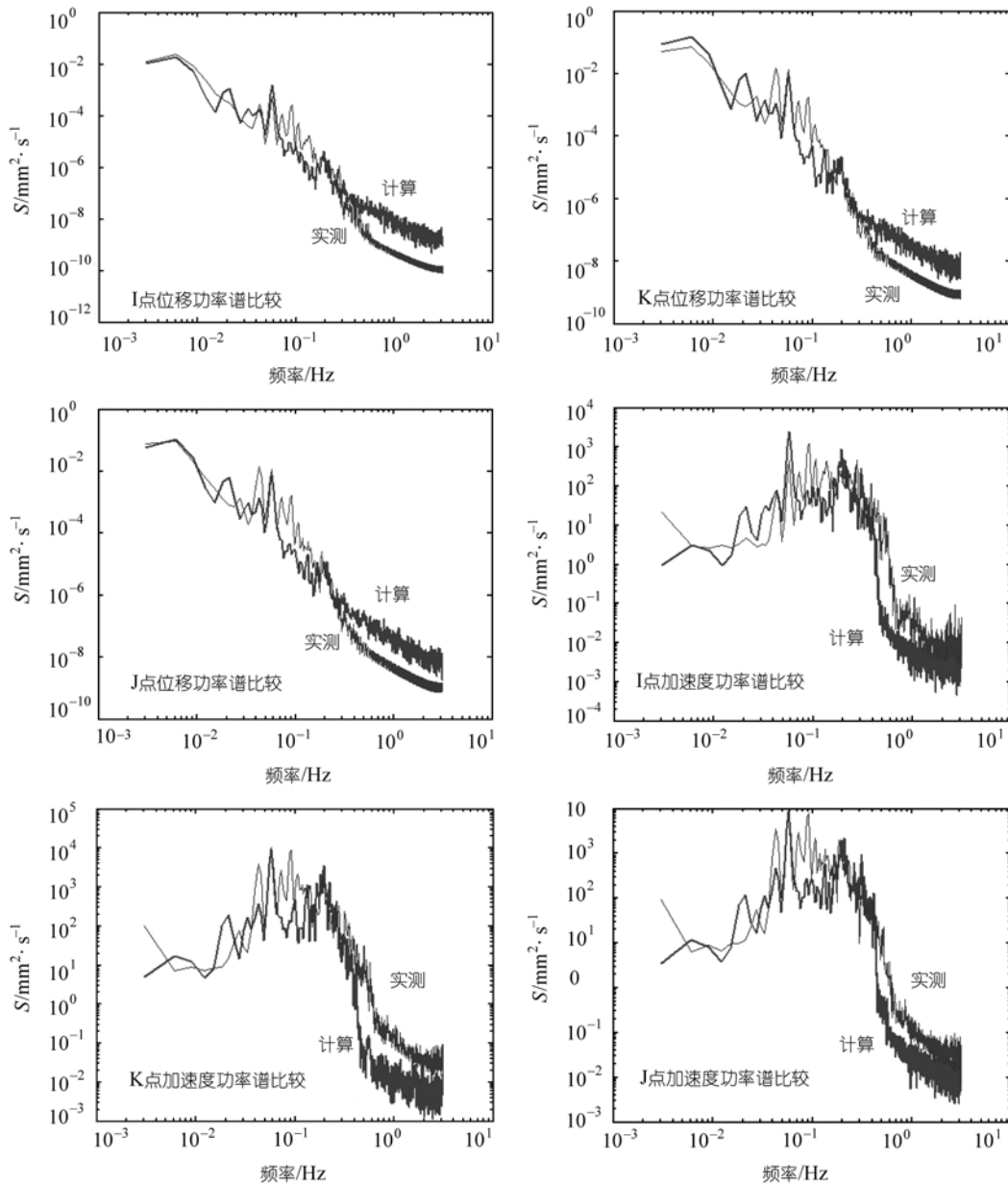


图 17 3 个测点的位移功率谱和加速度功率谱的比较

5 结语

通过本次多点激励动力测试,得到以下结论.

1) 全局考虑测试方案与理论分析模型. 因老山自行车馆体型庞大,下部又有坚固的钢筋混凝土看台,故直接采用激励地面振动以迫使屋盖网壳振动的方法显然不可行. 因此,寻找合适的激振源是本次测试的关键:既要直观正确地模拟多点输入,又要方便理论建模. 经过反复论证,决定在紧邻支座的网壳环梁上节点施加冲击力作为激振源,同时将这些点采集到的数据直接作为基底输入进行理论分析. 由于测试设备的限制,只能对 8 个点实施冲击,故在理论建模时将这 8 个点视为网壳的新支座. 这样做会带来误差,本文对误差进行了定量分析,检验了等代模型的精度.

2) 确定合适的激振源大小. 激振力过小,则结构响应过小,导致无法与环境激励响应相区分;激振力过大,会对结构造成局部损伤. 为此,作者进行了 4 次预冲击实验.

3) 建立尽量符合实际工况的计算模型——细部考虑. 实际工程的支座都有一定体量,为此本文细致分析了球铰支座接触面摩擦力对铰支座转动的影响. 研究表明,支座接触面摩擦力的影响可以忽略不计,支座可以按照理想铰支座处理. 若该影响不可忽略,则约束条件相应应改为弹性约束.

4) 测试参数的设置要频域时域兼顾. 对于大型结构,时域算法上的缺欠会显得更为突出,因此,应在数据处理上既做频域分析又做时域分析,以期得到正确结论.

5) 本次测试验证了多点激励时程分析方法的正确性,为后续对该结构进行多点激励抗震性能分析提供了理论保障. 本次测试也为今后其他结构多点激励动力测试提供参考.

致谢 真诚感谢陈月明博士、陆飞博士、宋昌永博士、韩晓林教授、陈忠范教授、李爱群教授、庞同和教授对本次测试的无私帮助.

参考文献

- 1 Clough R W, Penzien J. Dynamics of structures. 2nd ed. New York: McGraw-Hill, 1993
- 2 Nazmy A S, Abdel-Ghaffor A M. Effect of ground motion spatial variability on the response of cable-stayed bridges. Earthq Eng Struct D, 1992, 21(1): 1—20 [\[DOI\]](#)
- 3 梁嘉庆, 叶继红. 多点输入下大跨空间网格结构的地震响应分析. 东南大学学报. 2003, 33(5): 625—630
- 4 储烨, 叶继红. 大跨空间网格结构在多点输入下的弹塑性地震响应分析. 空间结构, 2006, 12(2): 28—33
- 5 Lin J H, Williams F S, Zhang W S. A new approach to multiphase-excitation stochastic seismic response. J Comput Civil Eng, 1993, 8: 283—290
- 6 孙建梅, 叶继红, 程文灏. 多点输入下大跨空间索结构的虚拟激励法. 振动与冲击, 2005, 24(4): 107—110
- 7 Kiureghian A D, Neuenhofer A. Response spectrum method for multi-support seismic excitations. Earthq Eng Struct D, 1992, 21(8): 713—740 [\[DOI\]](#)
- 8 Berrah M, Kausel E. A model combination rule for spatially varying seismic motions. Earthq Eng Struct D, 1993, 22(8): 791—800 [\[DOI\]](#)
- 9 刘先明, 叶继红, 李爱群. 多点输入反应谱法的理论研究. 土木工程学报, 2005, 38(3): 17—22
- 10 刘先明, 叶继红, 李爱群, 等. AMECO 维修机库的多点输入反应测试与分析. 建筑结构学报, 2004, 25(5): 17—21