

大跨隔震结构多点地震计算模型的几点注记

国巍^{1,2}, 余志武^{1,2}, 柳国环³, 田利⁴

(1. 中南大学 土木工程学院, 410075 长沙; 2. 高速铁路建造技术国家工程实验室, 410075 长沙;
3. 天津大学 建筑工程学院, 100084 天津; 4. 山东大学 土建与水利学院, 250061 济南)

摘要: 为避免震害损失,大跨度结构的各支座常采用隔震支座,而隔震工况下的多点地震计算模型可能存在一定误差,本文意在阐明其误差根源并加以解决. 首先给出了可用于大跨隔震结构多点地震响应分析的主要计算模型,采用严格理论推导探讨了各模型计算机理的同点和特色,并着重强调了位移模型的理论缺陷和误差,指出位移模型在大跨隔震结构中的盲目应用会导致严重错误,进而提出了实用有效的修正方法和理论依据. 最后,以多自由度简化模型和机场维修机库大跨网架实际结构为例,对本文所提观点和建议进行了数值验证,证明了SAP2000内置位移模型在多点地震响应计算中的有效性.

关键词: 大跨隔震结构; 多点地震; 计算模型; 位移模型; 阻尼; 误差

中图分类号: P311.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 0367-6234(2013)10-0086-07

Notes about calculation models for seismic analysis of long-span isolated structure under multi-point earthquake excitations

GUO Wei^{1,2}, YU Zhiwu^{1,2}, LIU Guohuan³, TIAN Li⁴

(1. School of Civil Engineering, Central South University, 410075 Changsha, China; 2. National Engineering Laboratory for High Speed Railway Construction, 410075 Changsha, China; 3. School of Civil Engineering, Tianjin University, 100084 Tianjin, China; 4. School of Civil and Hydraulic Engineering, Shandong University, 250061 Jinan, China)

Abstract: There may be some obvious error in long-span isolated structures' seismic responses calculated by multi-point earthquake calculation models. In this paper error reason and corresponding solution methods are given. Firstly, several main calculation models for seismic analysis of long-span isolated structures under multi-point earthquake excitations are described, and their mechanisms and features are also explained by rigorous theoretical derivation. Then, theoretical defects and error of displacement model are especially pointed out, which would lead to wrong results if arbitrarily utilized in long-span isolated structures. Furthermore, some modification and theoretical basis are given. Finally, a multiple degrees of freedom simple model and a real long-span space truss structure of hangar are given as numerical example, and viewpoints and suggestions in this paper are verified. The displacement mode inherent in SAP2000 software is applicable in seismic response calculation of structure under multi-point earthquake excitations.

Key words: long-span isolated structure; multi-point earthquake excitation; calculation model; displacement model; damping; error

近几年,我国许多以大跨度为显著结构特征、具有重要功能和象征意义的公共建筑纷纷出现,

较具代表性的有国家体育馆、上海世博会主题馆、高铁客站和机场航站楼等. 为了保障此类重要结构在地震极端灾害下的安全,可以通过设置减隔震装置来提高其安全度. 作为一种较为成熟的被动控制策略,隔震装置在房屋、桥梁结构中应用已经较为普遍,而大跨结构隔震设计属于新兴研究领域,按照隔震位置通常可分为结构支座处整体隔震和屋

收稿日期: 2012-11-28.

基金项目: 国家自然科学基金(50938008, 51108466); 长江学者和创新团队发展计划资助(IRT1296).

作者简介: 国巍(1982—),男,讲师,在站博士后;
余志武(1955—),男,教授,博士生导师.

通信作者: 国巍, guowei@csu.edu.cn.

盖系统隔震. 国外相关研究较早的是 Shingu 等^[1]的工作, 提出了一种适用于壳体结构的由弹簧和阻尼器构成的支座隔震系统, 较为典型的工程应用是美国旧金山国际机场新国际航班中转站采用了摩擦摆隔震支座进行基础隔震^[2]. 国内徐庆阳等^[3]研究了大跨空间网架结构的柱顶隔震方法, 杨飏等^[4]研究了弹簧支座和弹簧阻尼器支座两种隔震控制下 Schwedler 网壳结构的减震效果, 而针对多维地震和较具技术难点的竖向隔震, 李雄彦等^[5]、王旭东^[6]均开展了研究工作, 并研发了有针对性的新型隔震支座, 国内工程应用则以上海国际赛车场新闻中心工程较具代表性, 其采用了由盆式支座和橡胶支座共同构成的组合隔震支座^[7]. 众所周知, 无论隔震与否, 大跨结构多点地震响应计算均需要采用特殊计算方法, 如大质量法、大刚度法、位移模型和加速度模型等. 大质量法和大刚度法是分别在结构底部附加数量级意义上的大质量和大刚度, 二者均是对结构模型进行局部改造; 加速度模型以相对位移为其计算特色, 因其默认叠加原理, 故具有一定局限性, 仅适用于线性分析; 位移模型在某种意义上类似于大刚度法, 通过舍弃阻尼项实现地面位移输入, 具有形式简洁直观、计算快速可靠等特征, 广适于线性和非线性分析, 也是大跨结构多点地震响应计算的主要方法之一^[8]. 然而, 位移模型存在重要理论缺陷, 如底部单元精细划分^[9-10]和存在集

中阻尼^[11-12]均可能带来显著误差. 针对大跨隔震结构实际特征, 有必要系统研究其多点地震计算模型的适用性. 本文首先阐述了可用于大跨隔震结构地震响应计算的几类主要模型及其机理特征, 继而通过理论推导阐述了位移模型中应注意的问题, 并针对大跨隔震结构指出了可采用的修正方法. 最后以多自由度简单结构和机场维修机库大跨网架实际结构为例, 数值验证了所提观点和建议的正确性.

1 地震动多点输入计算模型

1.1 大质量模型和大刚度模型

大质量模型和大刚度模型均是通过对结构模型进行改造以实现多点地震输入模拟, 二者计算理论严密^[13], 基本构造形式见图 1. 在大跨结构多点地震计算中, 从理论推导来看, 大质量和大刚度模型均可视为精确模型, 适用于线性和非线性分析, 然而由于大刚度模型需要采用地面位移作为输入, 真实地震加速度记录的积分处理会引发基线偏移并存在滤波问题, 同时位移输入计算模型要求更小的积分步长或者采用高精算法, 且其会激发大量模态从而需考虑高阶模态, 如不恰当处理这些问题, 则会引入一定计算误差. 从理论基础和推导来说, 很容易获知大质量和大刚度模型均适用于大跨隔震结构多点地震响应计算.

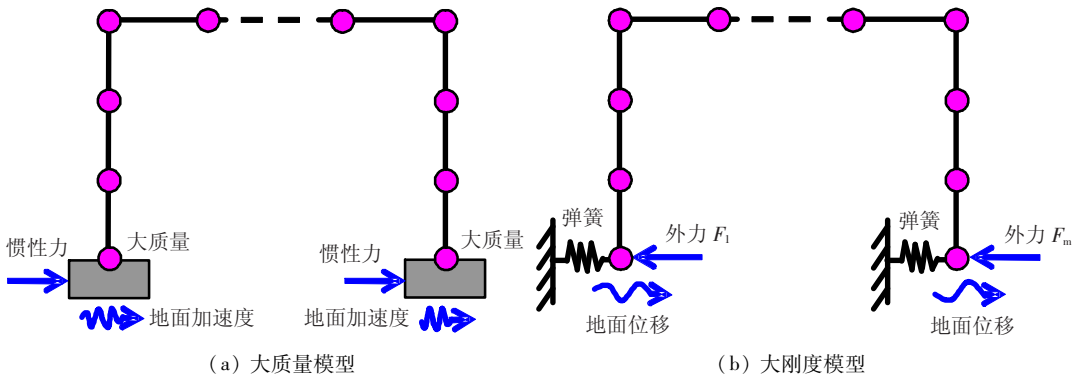


图 1 大跨结构多点地震计算的大刚度和大质量模型

1.2 位移模型和加速度模型

1.2.1 位移模型

如图 2 所示, 将大跨结构体系自由度划分为上部结构的 n 个未约束自由度和与基础相连的 m 个支座约束自由度, 以绝对位移为参数建立整体动力平衡方程

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_s & \mathbf{M}_{sb} \\ \mathbf{M}_{bs} & \mathbf{M}_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{U}}_s \\ \ddot{\mathbf{U}}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_s & \mathbf{C}_{sb} \\ \mathbf{C}_{bs} & \mathbf{C}_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{U}}_s \\ \dot{\mathbf{U}}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_s & \mathbf{K}_{sb} \\ \mathbf{K}_{bs} & \mathbf{K}_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U}_s \\ \mathbf{U}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{R}_b \end{Bmatrix} \quad (1)$$

式中: \mathbf{M}_s 、 \mathbf{C}_s 和 \mathbf{K}_s 分别为上部结构的质量、阻尼和刚度矩阵; \mathbf{M}_b 、 \mathbf{C}_b 和 \mathbf{K}_b 分别为与基础相连接的支座约束自由度的质量、阻尼和刚度矩阵; $\mathbf{M}_{bs} = \mathbf{M}_{sb}^T$ 、 $\mathbf{C}_{bs} = \mathbf{C}_{sb}^T$ 和 $\mathbf{K}_{bs} = \mathbf{K}_{sb}^T$ 为上部结构自由度与支座自由度的耦合质量、阻尼和刚度矩阵; \mathbf{R}_b 为基础对支座的反力向量; \mathbf{U}_s 、 $\dot{\mathbf{U}}_s$ 和 $\ddot{\mathbf{U}}_s$ 分别为上部结构的绝对位移、速度和加速度向量; \mathbf{U}_b 、 $\dot{\mathbf{U}}_b$ 和 $\ddot{\mathbf{U}}_b$ 分别为支座处质点的绝对位移、速度和加速度向量, 因支座会随同地面基础一同运动, 所以这些量等于各支座处的地面运动.

式(1)给出了建筑物地震响应的基于绝对运动的动力学方程,其理论上是正确的,通过式(1)建立上部结构动力平衡方程,并采用集中质量,即 $M_{sb} = 0$,可得

$$M_s \ddot{U}_s + C_s \dot{U}_s + K_s U_s = -C_{sb} \dot{U}_b - K_{sb} U_b, \quad (2)$$

传统处理往往将阻尼力 $-C_{sb} \dot{U}_b$ 忽略,从而得到

$$M_s \ddot{U}_s + C_s \dot{U}_s + K_s U_s = -K_{sb} U_b. \quad (3)$$

式(3)即为位移模型,忽略阻尼力 $-C_{sb} \dot{U}_b$ 的理由是其难以准确定义和量值相对较小^[8]. 针对此点,文献[9]指出:当底部单元划分过于精细时(即底部单元线刚度较大),其会产生显著误差且计算结果不收敛. 针对底部精细划分情况,也曾提出了在 SAP2000 中的修正策略,即增加刚度单元,称之为无质量刚度元方法(Massless Rigid Element, MRE)^[14-16]. 对于大跨隔震结构而言,假定在大跨结构支座处阻尼由两部分组成:与刚度、质量有关的 Rayleigh 比例阻尼;阻尼器所提供

集中阻尼. 定义阻尼器的阻尼系数矩阵为 C_d , 鉴于采用集中质量模型,则位移模型中所忽略阻尼项 $-C_{sb} \dot{U}_b$ 可表示为

$$-C_{sb} \dot{U}_b = -\beta K_{sb} \dot{U}_b - C_d \dot{U}_b. \quad (4)$$

显然,位移模型中所忽略阻尼力 $-C_{sb} \dot{U}_b$ 中包含有阻尼器提供的集中阻尼力 $C_d \dot{U}_b$, 此部分影响在隔震建筑中不可忽视. 此时,如采用仅考虑位移输入的位移模型计算式(3)显然会导致错误结果,必须引入速度项的影响. 关于位移模型的使用误差,结合前人研究,可以综合描述和解释为:底部单元在精细划分下,由于刚度较大引入显著误差,但误差仅存在于底部单元,这是因为此时位移模型计算式本质上等价于大刚度模型,故此上部单元计算结果精确有效;如底部单元刚度并不大,此时所忽略阻尼项较小,并不会引入明显误差;当底部存在集中阻尼情况,如隔震及安装有阻尼器等,位移计算模型需要考虑此集中阻尼和速度项的影响,否则会导致错误结果.

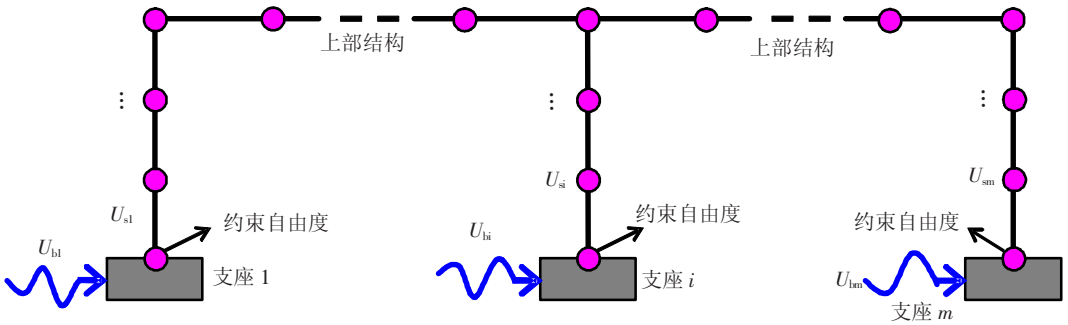


图 2 实际大跨结构模型

1.2.2 加速度模型

对于加速度模型来说,地震输入需采用地面运动加速度时程特征,因此需对式(2)进行适当变化,以推导加速度模型. 常规处理手段为将结构的绝对响应分解为

$$U_s = U_s^d + U_s^p = U_s^d + \Gamma_{sb} U_b, \quad (5)$$

式中: U_s^d 往往被称为动力位移, U_s^p 为拟静力位移, Γ_{sb} 为变换矩阵, U_b 为地面运动位移.

理论上说矩阵 Γ_{sb} 可以任意取值,从而可构造不同的结构响应组合,不同响应组合会导致不同的方程求解方式,文献[7]进行了相关尝试. 常规处理方法是通过对式(2)中的惯性力和阻尼力等动力项,进而可得 Γ_{sb} 的静力表达,这样可在后续处理中简化方程式表达,推导如下:

$$K_s \Gamma_{sb} U_b = -K_{sb} U_b \Rightarrow \Gamma_{sb} = -K_s^{-1} K_{sb}. \quad (6)$$

将式(5)和式(6)带入方程(2),通过整理可得

$$M_s \ddot{U}_s^d + C_s \dot{U}_s^d + K_s U_s^d = -M_s \Gamma_{sb} \ddot{U}_b - (C_{sb} + C_s \Gamma_{sb}) \dot{U}_b - (K_{sb} + K_s \Gamma_{sb}) U_b. \quad (7)$$

此时式(7)等号右侧第三项可消去. 同时,如果整体结构体现为刚度阻尼,则右侧第二项 $-(C_{sb} + C_s \Gamma_{sb}) \dot{U}_b = -\beta(K_{sb} + K_s \Gamma_{sb}) \dot{U}_b = 0$, 同样可消去. 如果结构阻尼并非仅仅包含刚度阻尼,还存在质量阻尼部分,则阻尼项 $-(C_{sb} + C_s \Gamma_{sb}) \dot{U}_b$ 理论上并非为 0, 严格数学意义上不可消去,然而在常规处理中同样不考虑此项,主要基于两点考虑:一般常规结构中阻尼项 $-(C_{sb} + C_s \Gamma_{sb}) \dot{U}_b$ 中质量阻尼部分往往较小;实际工程中的阻尼项 $-(C_{sb} + C_s \Gamma_{sb}) \dot{U}_b$ 常常难以准确定义. 因此可得

$$M_s \ddot{U}_s^d + C_s \dot{U}_s^d + K_s U_s^d = M_s K_s^{-1} K_{sb} \ddot{U}_b. \quad (8)$$

其中,基于静力转换, $\Gamma_{sb} = -K_s^{-1} K_{sb}$. 通过上式可求解动力响应项 U_s^d , 同时结合式(5)可得结构的绝对位移响应: $U_s = U_s^d + \Gamma_{sb} U_b$. 式(8)被称为大跨结构地震响应分析的加速度模型,此模型因为利用了叠加原理,仅适用于线性分析,并不适用于非线性分析. 其实,正如式(8)推导所示,由于阻

尼项 $-(C_{sb} + C_s \Gamma_{sb}) \dot{U}_b$ 的舍去, 加速度模型在某些工况下 (如附加阻尼器等) 也可能存在一定误差。

2 位移模型修正策略

位移模型是在假设下建立, 理论上精确分析需要考虑阻尼项 $-C_{sb} \dot{U}_b$, 即采用式(2)。下文将介绍两种修正策略, 以方便编程和软件实现。

2.1 无质量刚度元修正

为避免底部单元精细划分引发较大计算误差, 文献[14-16]提出可以采用无质量刚度元。鉴于该方法的基本原理, 其在底部隔震大跨结构中仍然适用, 如图3所示。在各个隔震支座下面均布置无质量刚度单元, 该单元刚度极大, 质量极小, 地震从无质量刚度元底部输入, 从而构建了修正的新结构体系, 易知新体系与原体系的动力特征在数值意义上完全相同, 新体系上部结构各质点地震响应可以完全代表原结构实际响应, 同时由于位移模型中所忽略的阻尼力直接作用于无质量刚度单元, 其仅显著影响该刚度单元的相对位移响应和内力, 对原结构各质点影响甚小, 从而巧妙避免了位移模型的误差问题。需要注意的是, 构建无质量刚度元时要适当把握该单元的刚度和质量取值, 以避免由于量级差异过大导致矩阵奇异。

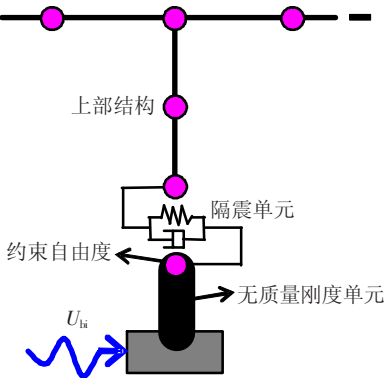


图3 大跨隔震结构无质量刚度单元方法

2.2 位移激励修正

另一种修正方法, 通过修正位移激励来避免位移模型误差, 以确保求解结果足够精确, 见图4。考虑到式(2)的右端荷载项为 $-(C_{sb} \dot{U}_b + K_{sb} U_b)$, 且在大跨隔震结构中有 $C_{sb} \dot{U}_b = \beta K_{sb} \dot{U}_b + C_d \dot{U}_b$, 可知

$$C_{sb} \dot{U}_b + K_{sb} U_b = K_{sb} (U_b + \beta \dot{U}_b) + C_d \dot{U}_b \quad (9)$$

如图4所示, 隔震单元中刚度与阻尼并行连接, 因此矩阵 K_{sb} 与 C_d 具有以下特征: 具有相同维

数, 形式类似, 二者具有相同位置的非零行, 且非零行只有单一非零元素。假定有 m 个隔震支座, 在地震动分析中隔震层参数始终保持线性恒定, 则 K_{sb} 和 C_d 均为 $n \times m$ 维矩阵, 可以构造二者之间关联表达式为

$$C_d = K_{sb} A_1 + K_{sb} A_2 + \cdots + K_{sb} A_m = K_{sb} (A_1 + A_2 + \cdots + A_m) = K_{sb} A \quad (10)$$

其中, A_i 是对应支座 i 的 $m \times m$ 维转换矩阵, $i = 1, \dots, m$ 。如假定支座 i 参数在矩阵 K_{sb} 和 C_d 中的位置为 h 行 l 列, 则矩阵 A_i 中 l 行 l 列元素非零, 其他元素均为零, 且 $A_i(l, l) = C_d(h, l) / K_{sb}(h, l)$, 知 $A = A_1 + A_2 + \cdots + A_m$ 为对角矩阵。将式(10)代入式(9)可得

$$C_{sb} \dot{U}_b + K_{sb} U_b = K_{sb} (U_b + \beta \dot{U}_b + A \dot{U}_b) = K_{sb} \hat{U}_b \quad (11)$$

其中, $\hat{U}_b = U_b + \beta \dot{U}_b + A \dot{U}_b$ 为新构造的位移激励向量。为简化描述, 定义阻尼器的阻尼系数与刚度系数比值为 τ 。考虑到 A 为 $m \times m$ 维对角矩阵, 易知 $A \dot{U}_b$ 实际意义是 \dot{U}_b 中每个元素乘以所对应支座处的集中阻尼系数与刚度系数的比值 τ 。所以, 修正后的位移激励 \hat{U}_b 的物理意义非常明确: 其等于原支座位移 + $(\beta + \tau)$ 倍的原支座位移速度。需要注意的是, 线性化模型中不同支座处的 β 值相同而 τ 可能并不相同, 同时当底部并不精细划分单元时 (如本文设置隔震支座的情况), β 过小可以舍去不计。

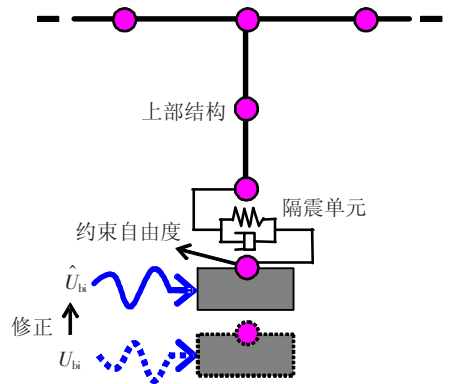


图4 大跨隔震结构的位移激励修正方法

综上所述, 可知无质量刚度元修正与位移激励修正均可以实现位移模型准确计算, 是实用简洁的计算策略, 然而二者存在一些差别。无质量刚度元方法通过增加刚度单元以避免上部结构的计算误差, 其广适于结构动力弹性和弹塑性分析。位移激励修正方法是重新构造位移激励向量实现模型修正, 无需修改结构模型, 同样适用于结构弹性和弹塑性分析, 其优势在于确定修正后的位移激

励后,即可以方便地推广于各类结构,然而其应用具有先决条件,即:在分析中隔震单元需要采用等效刚度和等效阻尼的时不变线性参数建模. 鉴于该方法的优点和缺陷,预期其更适用于位移模型的误差估计.

3 数值验证

3.1 算例 1

参考文献[18]建立“糖葫芦串”多自由度简化模型,算例条件为:20 层平面模型,层质量为 500 t,层高为 3 m,层刚度采用 4 m×4 m 方形柱模拟. 文献[18]已经阐述了位移模型底部误差和相应修正策略,这里进一步验证基础隔震下该结构的位移模型计算结果,隔震层参数可直接指定:等效刚度系数为 8×10^7 N/m,等效阻尼系数为 3×10^8 (N·s)/m. 地震波选取 PEER 强震数据库中的 El centro 地震加速度、速度和位移记录,见图 5. 如前文推导所述,采用位移激励修正方法需要对支座处输入的位移进行修正,支座原位移和修正后位移见图 6,可以看到修正后位移与原地面位移则有着数量级上的差异,显然其基本由速度分量控制,这反映了如不考虑集中阻尼特征,仅采用位移输入的位移模型实际上是不可用的.

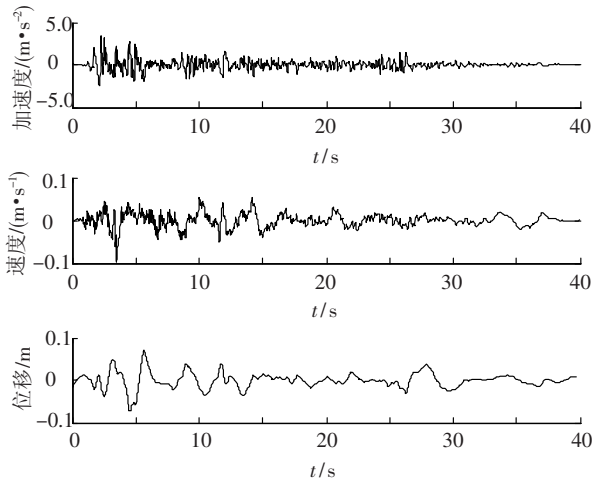


图 5 El centro 地震波加速度、速度和位移时程

如前文理论推导可见,加速度模型和位移模型可能存在显著误差甚至错误,为了考察 SAP2000 是存在此问题,还是已经修正,这里做进一步验证研究. 采用 SAP2000 软件,分别采用其内置加速度模型和位移模型进行地震模拟分析,见图 7. 可以看到,加速度模型、位移模型以及附加底部刚度单元的加速度、位移模型的计算结果基本相同. 毋庸置疑,对于此简单单点支撑结构,加速度模型无疑是准确结果,通过图 6 和图 7 对

比可以得到几点结论:大跨结构隔震工况下,仅考虑位移输入的位移模型需要修正,而 SAP2000 内置位移模型的计算内核已考虑此点,其计算结果准确可靠,与本文修正模型计算结果有一定区别,主要体现在高频振动上;位移输入和刚度元的采用会激发高频振动,这点与 SAP2000 的内置位移模型有所不同;如何确定与加速度相对应的准确位移输入在计算结果中至关重要,如图 7(a) 所示,位移输入在初始时段的突然增幅,导致位移模型和加速度模型计算结果有显著偏差.

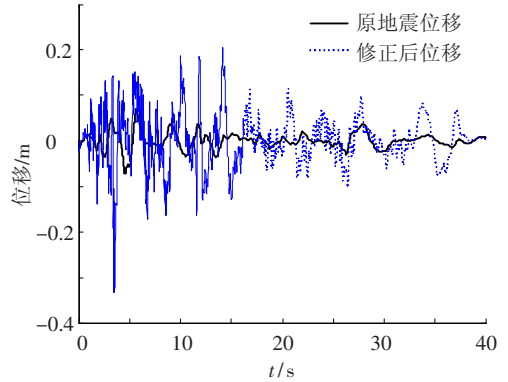
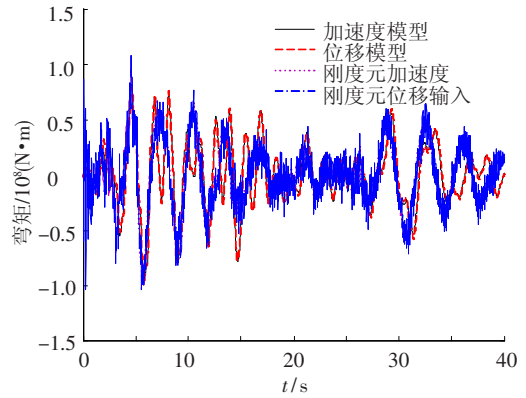
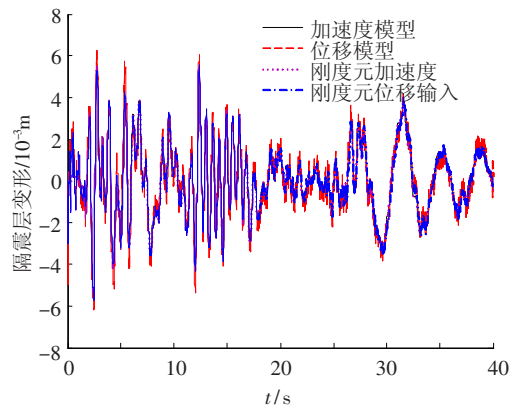


图 6 隔震下原地震位移和修正位移曲线



(a) 第 5 层弯矩时程曲线



(b) 隔震层变形时程曲线

图 7 不同计算模型下大跨隔震结构多点地震响应对比

3.2 算例 2

此部分以首都机场四机位 AMECO 维修机库为数值算例. 由于仅为验证理论, 假定下部支撑柱体刚度无限大, 简化选取其典型大跨网架部位建模, 铅芯橡胶隔震支座置于网架与柱体连接处, 网架结构长 306 m (2 × 153 m), 宽 90 m, 覆盖面积 35 993 m², 具体结构参数可参考文献 [19]. 图 8 为所建立的 AMECO 维修机库网架结构有限元模型, 且已设置隔震支座. 整个网架结构共 27 支座, 4 972 节点, 16 099 杆件. 鉴于本文所提的位移激励修正方法需要建立等效线性化模型, 这里采用美国 AASHTO 规范^[20], 其对支座等效刚度和等效阻尼比的计算公式为

$$k_e = k_1 [1 + \alpha\mu - 1] / \mu,$$

$$\xi_e = \xi_0 + 2(1 - \alpha)(1 - 1/\mu) / [\pi + \pi\alpha(\mu - 1)].$$

式中: α 为屈服刚度比, μ 为延性系数, k_1 为初始刚度, ξ_0 为材料阻尼比.

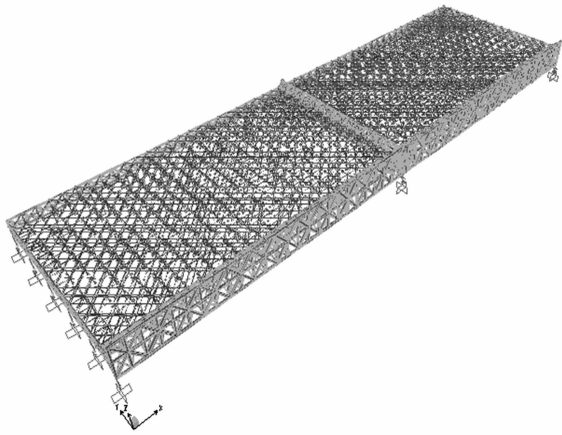


图 8 大跨网架结构模型

本文算例为简便起见, 直接选取初始刚度 $k_1 = 2 \times 10^7$ m/s, 屈服刚度比 $\alpha = 0.15$, 延性率 $\mu = 5, 10, 15, 20$ 四种工况, 定义为隔震工况 1-4, 参数见表 1. 采用无质量刚度元方法构建新结构模型, 即在原结构底部添加大刚度小质量单元, 以此实现位移模型的误差修正, 见图 9. 鉴于实际多点地震记录的缺乏, 同时由于多点地震动的复杂性并不属于本文研究重点, 且对本文研究对象和研究目的影响甚小, 故同样选取地震波 El centro, X 向输入结构中, 并考虑行波效应. 根据 GB50011—2010《建筑抗震设计规范》规定, III 类场地土层剪切波速范围为 140 ~ 250 m/s, 本文取其视波速为 200 m/s, 按照 X 向传播, 不同距离的各支座处激励有相位差.

图 10 给出了对应四种工况下支座原地震位

移和修正后位移, 可以看到修正后位移随隔震支座参数不同有所区别, 其区别与隔震层阻尼和刚度系数密切相关, 同时与原地震地面位移则有着数量级上的差异, 反映了仅引入位移输入的位移模型是不正确的. 采用 SAP2000 内置位移模型、原模型底部单元力输入、建立刚度元情况下底部位移输入和底部单元力输入等四种计算模型, 并选取模型典型杆件和隔震支座, 以考察计算结果准确性, 见图 11、12. 图 11 给出了中隔震支座 42 单元 X 向变形时程曲线, 可以明显看到, 在原结构模型中仅采用刚度力输入, 即式 (3), 其计算结果显著区别于其他计算方法, 对照图 10, 证明了仅输入位移或刚度力的计算方法在大跨隔震结构中会得到错误结果. 图 12 给出了典型隔震支座和局部杆件的地震响应最大值, 对各种计算方法进行比较, 同样验证了上述结论, 同时也证明了 SAP2000 内置位移模型其实已经考虑了集中阻尼影响, 其计算结果可靠有效. 此外, 其他三种计算方法的结构响应结果基本相同, 微小的精度差别可归于位移输入的不准确、位移输入和刚度元对高频振动的激发、杆件轴力对高频响应的敏感 (体现局部振动)、位移积分时间点不够密集和积分算法不够精细等原因. 同时还需要提及的是, 与加速度模型类似, 位移和力输入计算方法也可采用振型分解法, 这点从理论上很容易理解, 因结构全部振型向量都是响应空间的规范正交基. 但是对于如算例 2 类大型结构而言, 高频响应和杆件局部振动对内力影响非常巨大, 作者在计算中发现, 其准确求解所需模态非常多, 如本文仅采用 100 阶模态求解, 与直接积分法所得结果有着数量级的差异, 因此当采用地面位移和底部单元刚度力输入的计算方法时并不推荐采用振型分解法.

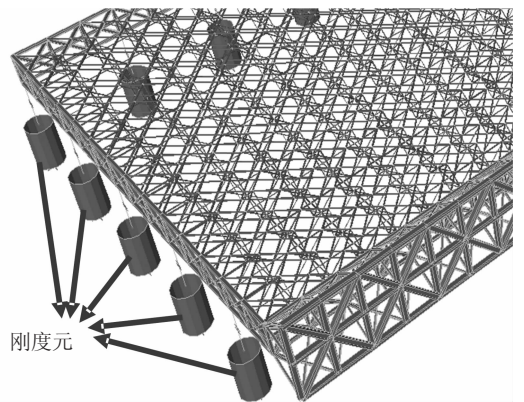


图 9 支座处的无质量刚度元

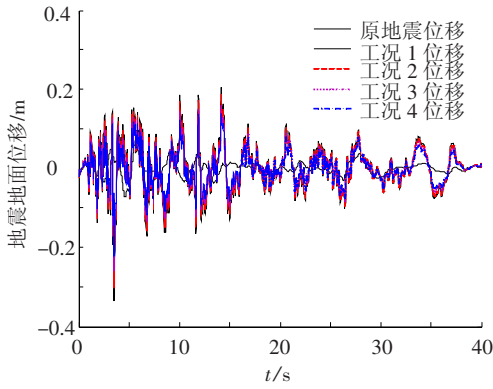


图 10 原地震地面位移和各隔震工况下修正位移

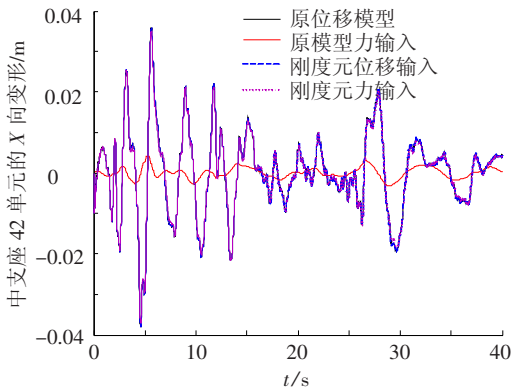
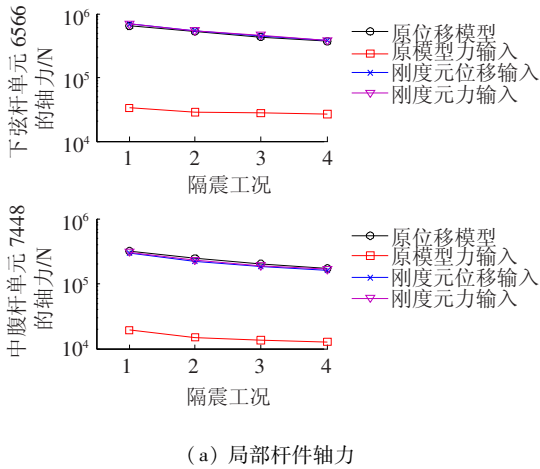
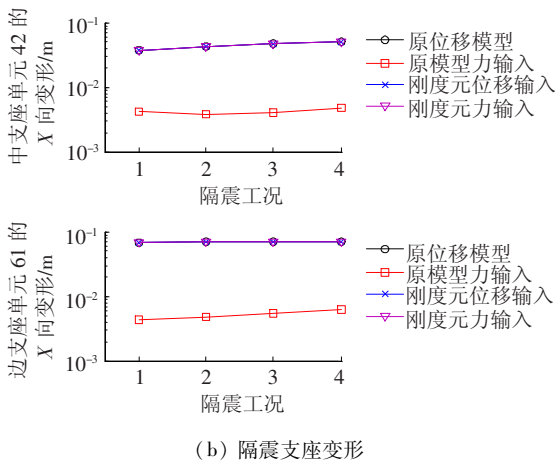


图 11 不同计算方法下隔震支座时程响应



(a) 局部杆件轴力



(b) 隔震支座变形

图 12 四种隔震工况下不同计算模型所得最大响应结果

4 结 论

1) 指出在大跨隔震结构中使用位移模型所需注意的问题,其根源在于位移模型推导中所忽略的阻尼项,若盲目忽略将在大跨隔震结构多点地震响应计算中导致严重误差。

2) 在已有工作基础之上,建议了两种有效且实用的修正方法:无质量刚度元修正方法和位移激励修正方法,二者均能巧妙避开或弥补原位移模型中存在的误差问题,可以实现大跨隔震结构地震响应的准确计算。

3) 验证了 SAP2000 所采用的位移模型考虑了集中阻尼(非经典阻尼)影响,计算结果可靠。

参考文献

[1] SHINGU K, HIRATSUKA K. Dynamic response of base isolated rotational shell with edge beam and fuzzy vibration control of the shell[J]. International Journal of Space Structures, 1997, 12(3/4): 173 - 179.

[2] MOKHA A S, LEE P L, WANG X, et al. Seismic isolation design of the new international terminal at sanfrancisco international airport [C]//Proceeding of Structural Engineering in the 21st Century 1999. New Orleans, United States; ASCE, 1999: 95 - 98.

[3] 徐庆阳, 李爱群, 张志强, 等. 某大跨网架结构屋盖隔震整体分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2007, 29(6): 20 - 24.

[4] 杨飏, 沈世钊, 周大睿. Schwedler 型单层网壳结构隔震分析[J]. 华中科技大学学报:城市科学版, 2008, 25(3): 191 - 194.

[5] 李雄彦, 薛素铎. 竖向隔震的机理研究和装置设计[J]. 北京工业大学学报, 2008, 34(10): 1043 - 1047.

[6] 王旭东. 大跨网格结构竖向隔减震试验研究[D]. 南京:东南大学, 2009.

[7] 施卫星, 孙黄胜, 李振刚, 等. 上海国际赛车场新闻中心高位隔震研究[J]. 同济大学学报, 2005, 33(12): 1576 - 1580.

[8] EDWARD L W. Static and dynamic analysis of structures [M]. Berkeley: Computer and Structures, Inc, 2004.

[9] 柳国环, 李宏男, 林海. 结构地震响应计算模型的比较与分析[J]. 工程力学, 2009, 26(2): 10 - 15.

[10] LIU Guohuan, GUO Wei, LI Hongnan. An effective and practical method for solving an unnegligible problem inherent in the current calculation model for multi-support seismic analysis of structures[J]. Science China (Technological Sciences), 2010, 53(7): 1774 - 1784.