

叠层橡胶支座与抗风支座组合隔震反应分析

吴应雄, 王兆樑, 祁 皓, 颜学渊

(福州大学 土木工程学院, 福州 350108)

摘要: 为研究隔震层增设抗风支座对风压较大地区的隔震结构减震效果的影响,以某实际隔震工程为背景,设定结构水平向减震系数分别小于0.53和0.40的目标,建立有(无)设置抗风支座的两种隔震结构模型,采用时程分析法对比结构在地震作用下的响应。结果表明,相比较于抗震结构,两种隔震结构地震响应都有显著的降低;无抗风支座隔震方案增加了LRB数量,满足抗风设计要求,但降低了减震效果;有抗风支座隔震方案,减少了LRB的数量,提高了减震效果。在正常使用条件和小震作用下,抗风支座参与工作,隔震层不屈服,当结构遭遇中震作用时,抗风支座能屈服并破坏,退出工作,不影响上部结构的减震效果。

关键词: 基础隔震;地震响应;时程分析;抗风支座

中图分类号: TU352.1

文献标识码: A

DOI:10.13465/j.cnki.jvs.2014.05.027

Response analysis for a compound isolation structure consisting of laminated rubber bearings and wind-resistant supports

WU Ying-xiong, WANG Zhao-liang, QI Ai, YAN Xue-yuan

(College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350108, China)

Abstract: To investigate the vibration reduction effect of wind-resistant supports added on an isolation layer when an isolation structure locating at a large wind pressure area, taking an actual base-isolated structure as a background, setting goals that structural horizontal damping coefficient was less than 0.53 or 0.40, two models for the isolation structure with and without wind-resistant supports were established. Adopting the dynamic time-history analysis, the structural seismic responses of these two models were compared. The results showed that the seismic responses of the two models are significantly reduced compared with that of an aseismic structure; for the model without wind-resistant supports, LRB number increases to meet the anti-wind design requirements, but its aseismic effect reduces; while for the model with wind-resistant supports, LRB number decreases, its aseismic effect rises; under normal operation conditions and small earthquake, wind-resistant supports join working and the isolation layer does not yield, when the structure suffers a fortification earthquake, the wind resistant supports yield, they are destroyed and out of work, but they do not affect the upper structure's aseismic effect.

Key words: base isolation; seismic response; time history analysis; wind-resistant support

隔震结构是通过设置水平刚度较小的隔震层来减少向上部结构传递的地震能量^[1-3]。目前我国建成的隔震建筑已经超过一千栋,主要以多层建筑为主^[4],其隔震装置绝大部分采用叠层橡胶隔震支座。叠层橡胶隔震支座分为不提供水平屈服力的橡胶隔震支座(LNR)和提供水平屈服力的铅芯橡胶支座(LRB)。对处于基本风压较大地区的隔震建筑,为满足抗风设计

的要求,通常的设计方法是通过增加铅芯橡胶支座的数量,来提高隔震层的总屈服剪力抵抗风荷载^[5-6]。因此产生的问题是,铅芯橡胶支座数量的增加,隔震层的水平刚度相应增大,结构隔震效果降低,这就削弱了隔震结构的优势。

目前,通过设置钢板抗风支座来满足隔震层抗风设计要求在工程中已有所应用,工程应用表明,钢板抗风支座具有安装简单、维修和更换方便、造价低廉等优点。我国现行GB50011-2010建筑抗震设计规范^[7](简称《抗规》(10版))中又未涉及抗风支座与隔震支座共同工作的设计规定。对于隔震层抗风承载力由铅芯隔震支座和钢板抗风支座两者共同承担的组合隔震

基金项目: 国家自然科学基金资助(51108092);福建省自然科学基金(2011J05127)

收稿日期: 2013-7-15 修改稿收到日期: 2013-9-19

第一作者 吴应雄 男,博士,副教授,1970年生

通讯作者 颜学渊 男,博士,副教授,1982年生

形式,两者的设置数量、位置及设计参数对上部结构的减震效果的影响,目前的研究分析较少,钢板抗风支座工作机理也是一个需要研究的问题。因此本文以某实际隔震工程为背景,对上述问题进行分析与讨论,为工程应用提供合理建议。

1 结构模型

1.1 工程背景

背景工程为福建厦门市某5层的幼儿园,图1、图2

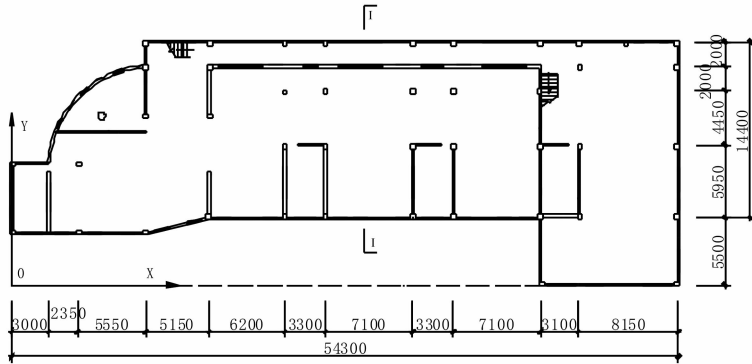


图1 底层平面图(单位:mm)
Fig. 1 Ground floor plan (unit: mm)

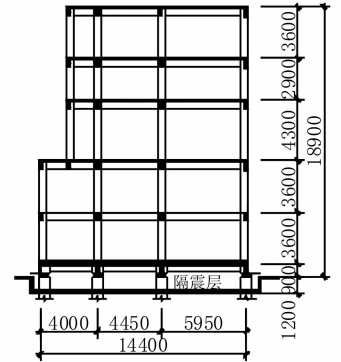


图2 I-I剖面图(单位:mm)
Fig. 2 I-I section (unit: mm)

表1 结构设计信息

Tab. 1 Information of structure

| 楼层 | 混凝土强度 | 钢筋级别 | 框架柱截面/mm | 框架梁截面/mm | 楼板厚度/mm | 设计荷载(标准值)/(kN·mm ⁻²) |
|-------|-------|--------|----------|----------|---------|----------------------------------|
| 隔震层 | C35 | 梁、柱 | 同底层柱支墩 | 350×800 | 160 | 7.0 |
| 层2、层3 | C30 | Ⅲ级板 I级 | 400×500 | 300×700 | 110 | 5.0 |
| 层4~层6 | C25 | | 400×400 | 250×600 | 110 | 5.0 |

注:层6为屋顶梯间。

1.2 有限元模型建立

本文采用国际通用有限元分析软件 ETABS 建立结构模型,有限元分析模型如图3所示。分析模型包括了隔震层和上部结构的主要结构信息。框架梁、柱和楼板分别采用空间杆系单元和膜单元模拟,隔震支座采用软件自带的 Isolator1 连接单元模拟,橡胶隔震支座采用线性模型模拟,铅芯橡胶支座采用空间双向耦合的非线性恢复力模型模拟。表2给出隔震支座的型号及主要参数。

1.3 地震波选取和地震作用

选取适合于Ⅱ类场地土的三组实测地震波 El Centro 波、Taft 波、唐山波和一组根据场地地质条件人工合成的地震波。按照《抗规》(10版)规定验算四组地震波,验算结果表明,上述四组地震波可用于本工程设计,设计取地震响应的包络值为时程分析的代表值。地震作用沿 X 向和 Y 向分别输入上述四组波,双向输

给出底层平面图和剖面图。钢筋混凝土框架结构,基础隔震设计,填充墙为加气混凝土砖。建筑总长度(X向)为54.30 m,最小宽度(Y向)为14.40 m,结构高度为18.90 m,高宽比为1.32。建筑抗震设防烈度为7度,基本地震加速度为0.15 g,地震分组为第二组,场地类别为Ⅱ类,特征周期为0.40 s,基本风压为0.80 kN/m²,地面粗糙程度为B类。表1给出结构主要设计信息。

入的地震波记录按 X:Y 的比例为 1:0.85。

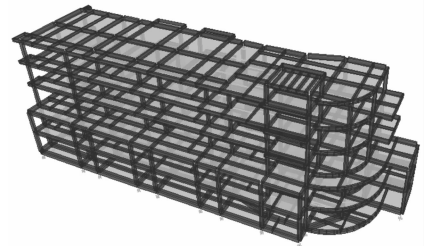


图3 有限元分析模型

Fig. 3 Finite element model

表2 隔震支座型号及主要参数

Tab. 2 Specification and main parameters of isolation bearings

| 规格型号及参数 | LNR400 | LNR500 | LRB500 | |
|------------------------------------|--------------------|--------|--------|-------------|
| 竖向刚度 k_v / (kN·m ⁻¹) | / | 1.69 | 1.85 | 2.09 |
| 等效刚度 k_h / (kN·m ⁻¹) | $r = 100\%$ (250%) | 0.84 | 0.94 | 1.60 (1.14) |
| 等效阻尼比 h_{eq} | $r = 100\%$ (250%) | 0.04 | 0.04 | 0.27(0.20) |
| 水平屈服力 Q_d /kN | / | / | / | 70 |

注: r 表示隔震支座剪应变,橡胶剪切模量为 $G = 0.46 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ 。

2 隔震层布置方案

2.1 水平向减震系数

《抗规》(10版)规定,结构水平向减震系数 β 为多

遇地震作用下,隔震结构与抗震结构楼层最大水平剪力的比值,本工程考虑两种 β 值,分别是 β 值 ≤ 0.53 ,可满足设防烈度降半度要求; β 值 < 0.40 ,可满足设防烈度降半度且可降低上部结构的抗震措施。以此建立在同比条件下的两种隔震方案。

2.2 隔震方案建立

优先考虑满足抗风设计要求进行隔震层设计的方案,同时要求水平向减震系数 β 值 ≤ 0.53 ,以此建立隔震方案一模型(简称隔震一),经过多轮优化设计,最终采用 11 个 LNR500 和 33 个 LRB500 隔震支座,支座平面布置如图 4 所示。

优先考虑上部结构减震系数较小,减震效果较显著的方案,同时要求水平向减震系数 β 值 < 0.40 ,以此建立隔震方案二模型(简称隔震二)。经过多轮优化设计,最终采用 26 个 LNR400、18 个 LRB500 隔震支座及 2 个抗风支座,隔震装置平面布置如图 5 所示。

隔震一和隔震二结构模型的计算都是经过多轮的时程分析,设计指标满足《抗规》(10 版)的相关规定,分析结果详见本文第四节。经过综合比较,工程选择隔震方案二实施。

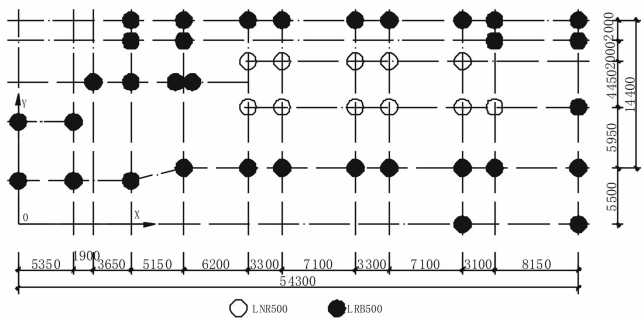


图 4 隔震方案一支座平面布置(单位:mm)
Fig. 4 Scheme one layout of bearings(unit:mm)

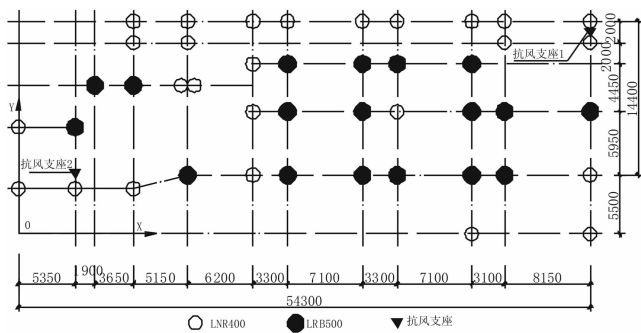


图 5 隔震方案二支座平面布置(单位:mm)
Fig. 5 Scheme two layout of bearings(unit:mm)

2.3 隔震层最不利方向抗风验算

表 3 给出了两种方案的隔震层最不利方向(Y 向)抗风承载力设计值验算结果。

表 3 隔震层 Y 向抗风验算

Tab. 3 Y direction wind-resistant checking of isolation layer

| 隔震方案 | 隔震一 | 隔震二 |
|--------------------|--------|-------------|
| 支座类型 | LRB500 | LRB500 抗风支座 |
| V_{RW}/kN | 2 310 | 1 260 1 084 |
| $\Sigma V_{RW}/kN$ | 2 310 | 2 344 |
| $r_w V_{wk}/kN$ | 2 310 | 2 310 |

注:表中 V_{RW} 为抗风装置的水平承载力设计值; r_w 为风荷载分项系数 1.4; V_{wk} 为风荷载作用下隔震层的水平剪力标准值。

由表 3 可知,两种隔震方案都满足抗风设计要求。

3 抗风支座设计

3.1 抗风支座材性

抗风支座由抗风钢板和连接钢板组成,其一端连接于上部结构(即隔震层框架梁上),另一端与下支墩拉梁相连接。抗风支座采用 Q235 软钢。将抗风支座设计成中间截面小,上下截面大的缺口型,保证结构在遭遇中震时抗风支座能够在设计屈服面屈服。经多次有限元模型优化设计,确定抗风钢板厚度为 10 mm,有效截面长度 100 mm,高度为 260 mm,每组 4 块钢板,每个抗风支座的屈服力设计值为 542 kN。

3.2 抗风支座有限元模拟

(1)模型基本情况:模型由 4 块 10 mm 厚的受力钢板及上下连接板组成,图 6 给出了抗风支座的安装现场实体模型。分析模型采用功能强大的有限元软件 Abaqus 建立,钢材采用 Solid 单元模拟,钢材本构模型采用多折线强化模型如图 7 所示。图 7 中强化阶段应变为 0.05,极限应变为 0.1,屈服强度设计值为 210 MPa,强化阶段强度设计值为 325 MPa,极限强度设计值为 380 MPa,泊松比为 0.3。



图 6 抗风支座实体模型
Fig. 6 Entity model of wind-resistant support

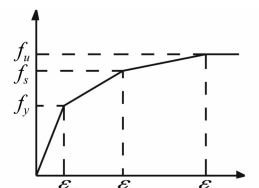


图 7 钢材本构模型
Fig. 7 Constitutive model of steel

(2)边界条件及加载情况:钢板的 3 个平动自由度和 3 个转动自由度全部约束;加载方式采用静力加载。水平荷载直接施加在上连接钢板的单个网格单元会出现局部应力集中,且运算不收敛,因此在水平力施加之前,对上连接板所有单元耦合水平加载方向的平动自由度,施加一个平行于受力钢板的水平力 542 kN。加载过程仅对耦合后的主节点加载,这种加载形式能很

好的避免应力集中,且操作简便。

(3)计算结果:对 Abaqus 有限元模型进行静力加载分析,图 8 和图 9 分别给出了抗风支座在加载最终阶段的截面应力分布和位移情况。

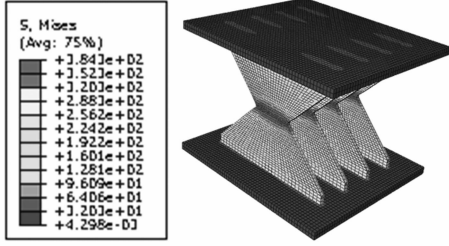


图 8 抗风支座应力

Fig. 8 Wind-resistant support stress

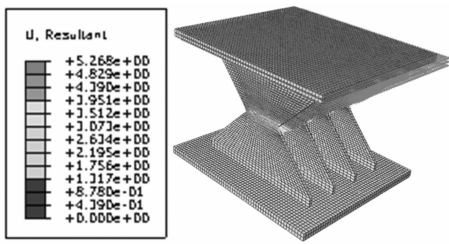


图 9 抗风支座位移

Fig. 9 Wind-resistant support displacement

由图 8 可得,加载后,抗风支座最大的 Mises 应力达到 384 MPa,超过受力钢板的极限强度设计值,钢板已发生破坏。本文计算为了防止钢板破坏后计算不收敛,将受力钢板的极限强度设计值设定为 400 MPa。因此抗风支座能够满足隔震结构的抗风要求,又能保证在中震时屈服。由图 9 可得,加载后,抗风支座的位移与加载方向一致,极限变形值为 5.26 mm。

3.3 抗风支座布置建议

根据 ETABS 计算结果,隔震方案二的隔震层质心坐标为 (29.40 m, 11.20 m),刚心坐标为 (29.47 m, 11.60 m),偏心率为 ($E_x = 0.13\%$, $E_y = 2.01\%$),偏心率小于 3% 的要求^[8]。经多次试算,结合工程实际,同时考虑到抗风支座沿结构外围布置有利于结构的抗扭,最终确定两个抗风支座的位置坐标分别为 (53.90 m, 18.50 m) 和 (5.20 m, 5.35 m),使得两个抗风支座承受的水平剪力对质心的矩能够基本自平衡。

4 地震反应动力时程分析

4.1 组合隔震形式力学模型

隔震结构的运动微分方程为:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) + F = f(t) \quad (1)$$

式(1)中, $f(t)$ 为外部激励矩阵, $u(t)$ 为结构的位移矩阵, $\dot{u}(t)$ 、 $\ddot{u}(t)$ 分别为结构的速度和加速度矩阵, M 为结构的质量矩阵, K 为结构的刚度矩阵, C 为结构的阻尼矩阵。

质量矩阵 M 、刚度矩阵 K 、阻尼矩阵 C 可以写成如下形式:

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & m_2 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & m_n \end{bmatrix}$$

$$K = \begin{bmatrix} k_1 & -k_2 & \cdots & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & k_n \end{bmatrix}$$

$$C = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & \cdots & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & c_n \end{bmatrix}$$

式(1)中, $F = \begin{cases} 0 & V \geq [V] \\ F(t) & V < [V] \end{cases}$, 其中 V 为结构受到

外部激励时隔震层的剪力, $[V]$ 为结构遭遇中震时抗风支座所受到的设计剪力, $F(t)$ 为抗风支座所受到的水平剪力。橡胶隔震支座提供的水平刚度体现在刚度矩阵 K 中,而对于抗风支座分为以下两种情况:①结构在正常使用和小震作用下,即为 $V < [V]$ 状态,抗风支座参与工作并提供一个水平抗力 $F = F(t) \neq 0$ ②结构在遭遇中震及大震的情况下,即为 $V \geq [V]$ 状态,抗风支座屈服并破坏,退出工作。以上就是抗风支座与铅芯隔震橡胶共同工作的力学模型。

4.2 抗风支座在 ETABS 中实现形式

在 ETABS 建立的有限元模型中,选用 plastic1 单元模拟抗风支座,采用的 Y 向等效刚度为 Abaqus 设计计算结果(即抗风支座的设计剪力抗力与其极限变形之比)反算出来的等效刚度, X 向与 Z 向的刚度对相应方向的刚度影响较小,忽略不计,假设为 0 值。抗风支座的阻尼亦假设阻尼为 0 值。

表 4 给出了隔震二结构在小震作用下隔震层的剪力设计峰值。表 5 给出了隔震二结构在小震及中震作用下隔震层 Y 向的位移峰值。

表 4 小震作用下隔震层剪力 (单位:kN)

Tab. 4 Isolation layer shear under frequently occurred earthquake (unit:kN)

| Taft 波 | | 人工波 | |
|--------|-------|-------|-------|
| X 向 | Y 向 | X 向 | Y 向 |
| 1 952 | 1 929 | 1 922 | 1 972 |

由表 4 得,隔震二结构在小震作用下隔震层的最大剪力值为 1 972 kN 小于隔震二结构的抗风承载力设计值 2 310 kN;由表 5 得,隔震二结构在小震作用下隔

震层 Y 向的位移峰值为 3.58 mm 小于抗风支座的极限变形值 5.26 mm,说明抗风支座未破坏,参与工作,满足变形协调条件。在中震作用下隔震层 Y 向的最大位移值为 36.39 mm 大于抗风支座的极限变形值 5.26 mm,说明抗风支座破坏,退出工作,内力重新分配到结构就相当于去除抗风支座的影响,在 ETABS 中通过删除 plastic1 单元模拟的抗风支座实现。结构在中震和大震作用下内力重新分配的结果即为结构在不设抗风支座的隔震结构的计算结果,如 4.4 节中所述。

表 5 隔震层 Y 向位移(单位:mm)

Tab.5 Y direction displacement of isolation layer(unit:mm)

| 地震波 | 小震 | 中震 |
|-------------|------|-------|
| El Centro 波 | 3.58 | 24.83 |
| Taft 波 | 3.08 | 36.39 |

4.3 模态分析

结构在多遇(罕遇)地震作用下,分别取隔震支座 100%(250%)剪应变所对应的等效水平刚度和等效阻尼比。对两种隔震方案结构模型与抗震结构模型进行模态分析,表 6 给出了模态分析结果。

由表 6 得,在设防烈度中震及大震作用下,隔震一结构较抗震结构的基本周期延长分别为 3 倍以上,隔震二较隔震一基本周期更长,按照加速度反应谱理论,周期越长,结构地震作用力越小,可见隔震二较隔震一隔震效果更明显。

表 6 结构基本周期(单位:s)

Tab.6 Basic periods of structures(unit:s)

| 振型阶数 | 主要成分 | 抗震结构 | 隔震一 | | 隔震二 | |
|------|------|------|------|------|------|------|
| | | | 中震 | 大震 | 中震 | 大震 |
| 1 | Y 平动 | 0.69 | 2.04 | 2.32 | 2.21 | 2.39 |
| 2 | X 平动 | 0.66 | 2.03 | 2.31 | 2.18 | 2.25 |

4.4 上部结构地震响应分析

分析抗震和两种隔震结构模型在设防烈度下各条地震波激励下的响应得到:①在中震作用下,隔震一和隔震二结构楼层剪力水平向减震系数分别为 0.52 和 0.36,符合上述隔震方案的建立条件,可满足设防烈度降半度要求;②在大震作用下,隔震一和隔震二结构隔震层的位移分别为 91 mm 及 143 mm 都小于隔震支座的水平位移限值 208 mm;抗震、隔震一和隔震二结构的上部结构最大层间位移角分别为 1/104、1/305 和 1/343,相比较于抗震和隔震一结构,隔震二结构有更高的安全储备。③在大震作用下,隔震一和隔震二结构楼层加速度减震率最小值分别为 57% 和 74%,隔震二结构的减震效果较隔震一结构好。

图 10 给出了中震下结构最大的楼层剪力,图 11 给出了大震下结构最大的层间位移响应,图 12 给出了大震下结构各楼层最大的加速度响应,图 13 给出了大震下结构顶层(五层)绝对加速度时程曲线。图 10 - 图 12 中楼层 0 层表示隔震层。

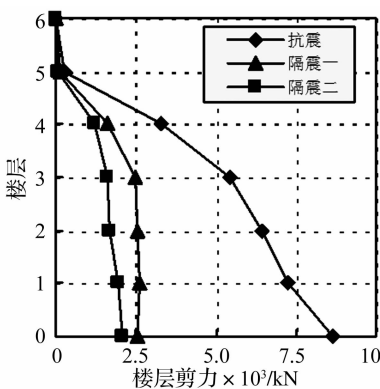


图 10 中震作用下楼层剪力
Fig.10 Story shear forces under fortification earthquake

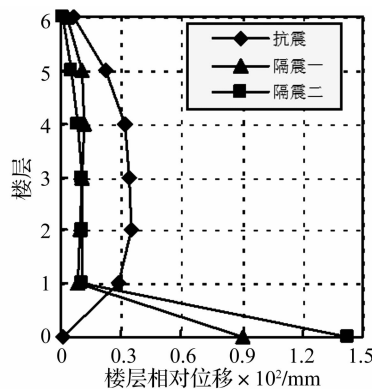


图 11 大震作用下楼层层间位移
Fig.11 Inter story drift under seldom occurred earthquake

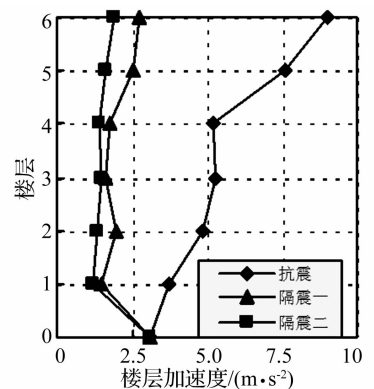


图 12 大震作用下楼层加速度
Fig.12 Story acceleration under seldom occurred earthquake

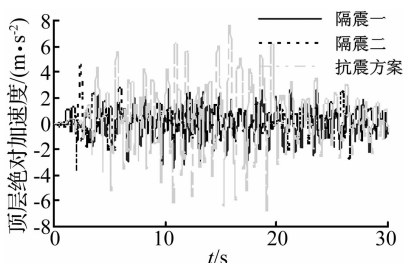


图 13 大震作用下顶层绝对加速度时程
Fig.13 Absolute time-history acceleration of top floor

由图 10 可得,抗震结构楼层剪力最大,比较抗震结构,隔震结构的楼层剪力都有大幅度的降低,隔震二结构的楼层剪力最小。由图 11 可得,对于隔震层上部结构,隔震一与隔震二的层间位移相近,且远小于抗震结构层间位移;对于隔震层下部结构,隔震结构的层间位移也都在允许值之内,且都有较大的安全度。由图 13 可得,相比较于抗震结构,隔震结构顶层的加速度反应有较大幅度的减少。从各个指标综合分析,隔震二

结构减震效果较隔震一结构略好。

5 结 论

(1) 本文对抗风支座设计进行了计算分析尝试,验证了通过叠层橡胶隔震支座和抗风支座的组合隔震形式能够实现背景工程的上部结构楼层剪力减震效果适中、隔震层位移在合理范围和隔震层抗风承载力满足要求三者的平衡。

(2) 基于 Abaqus 对抗风支座进行有限元模拟,验证了抗风支座能够满足设计要求,即结构在正常使用条件和小震作用下,抗风支座参与工作,提供水平抗力,隔震层不屈服;在结构遭遇中震及大震时,抗风支座能屈服并破坏,退出工作,不影响上部结构的减震效果。钢板抗风支座受力机理清晰,构造明确,可最大限度发挥隔震技术的优势。

对于基本风压较大地区的隔震结构,建议采用由叠层橡胶支座和抗风支座组合而成的隔震形式,并合理的选择铅芯隔震支座和钢板抗风支座的数量和布置来降低结构的地震响应,提高隔震结构隔震效果,从而进一步提高结构的安全性。

参 考 文 献

[1] Petti L, Giannattasio G, De Iuliis M, et al. Small scale experimental testing to verify the effectiveness of the base isolation and tuned mass dampers combined control strategy [J]. *Smart Structures and Systems*, 2010, 6(1):57-72.

[2] Jung H J, Eem S H, Jang D D, et al. Performance analysis of a smart base-isolation system considering dynamics of mrelastomers[J]. *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, 2011, 22(13): 1439-1450.

[3] 商吴江,祁 皓. 高层隔震结构减震机理探讨[J]. *振动与冲击*, 2012, 31(4): 8-12.

SHANG Hao-jiang, QI Ai. Isolation mechanism of high-rise isolation structure [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2012, 31(4): 8-12.

[4] 王曙光,陆伟东,刘伟庆,等. 昆明新国际机场航站楼基础隔震设计及抗震性能分析[J]. *振动与冲击*, 2011, 30(11): 260-265.

WANG Shu-guang, LU Wei-dong, LIU Wei-qing, et al. Seismic isolation design and dynamic analysis of Kunming new international airport terminal [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2011, 30(11):260-265.

[5] 杜东升,王曙光,刘伟庆,等. 宿迁某高层办公楼基础隔震设计方法[J]. *建筑结构*, 2010, 40(11):49-53.

DU Dong-sheng, WANG Shu-guang, LIU Wei-qing, et al. Design of base isolation for a high-rise office building in Suqian [J]. *Building Structure*, 2010, 40(11):49-53.

[6] Karabork T. Performance of multi-storey structures with high damping rubber bearing base isolation systems[J]. *Structural Engineering and Mechanics*, 2011, 39(3):399-410.

[7] GB50011-2010. 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.

[8] 日本建筑学会. 隔震结构设计[M]. 刘文光,译. 北京:地震出版社,2006.

(上接第 124 页)

[6] 刘干斌,郑荣跃,周 晔. 爆炸荷载作用下软土隧道动力响应数值模拟[J]. *宁波大学学报(理工版)*, 2009, 22(2): 263-267.

LIU Gan-bin, ZHENG Rong-yue, ZHOU Ye. Numerical model for dynamic response of tunnel in clay [J]. *Journal of Ningbo University (Natural Science & Engineering Edition)*, 2009, 22(2):263-267.

[7] Karinski Y S, Yankelevsky D Z. Dynamic analysis of an elastic-plastic multisegment lining buried in soil [J]. *Engineering Structures*, 2007, 29(1):317-328.

[8] 罗昆升,赵跃堂,罗中兴,等. 地铁盾构隧道管片结构初始状态的数值模拟分析[J]. *土木工程学报*, 2013, 46(4): 78-84.

LUO Kun-sheng, ZHAO Yue-tang, LUO Zhong-xing, et al. Numerical simulation on initial stress and strain state of subway segmented tunnel [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2013, 46(4):78-84.

[9] 罗昆升,王 勇,赵跃堂,等. 地铁区间隧道在店面爆炸荷载作用下的数值模拟[J]. *解放军理工大学学报(自然科学版)*, 2007, 8(6):674-679.

LUO Kun-sheng, WANG Yong, ZHAO Yue-tang, et.

Numerical simulation of section subway tunnel under surface explosion [J]. *Journal of PLA University of Science and Technology*, 2007, 8(6):674-679.

[10] 王 苏,路得春,杜修力. 地下结构地震破坏静-动力耦合模拟研究[J]. *岩土力学*, 2012, 33(11):64-69.

WANG Su, LU De-chun, DU Xiu-li. Research on underground structure seismic damage using static-dynamic coupling simulation method [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2012, 33(11):64-69.

[11] TM5-855-1. Fundamentals of protective design for conventional weapons [S]. Vicksburg: US army engineers waterways experimental station, 1986.

[12] B. A. 柯略列夫斯基, B. И. 加努希金, A. A. 柯斯金. 民防掩蔽部[M]. 南京:中国人民解放军工程兵工程学院, 1989.

[13] 朱 伟,钟小春,秦建设. 盾构隧道管片接头力学分析及双直线模型研究[J]. *岩土力学*, 2006, 27(12):2155-2158.

ZHU Wei, ZHONG Xiao-chun, QIN Jian-she. Mechanical analysis of segment joint of shield tunnel and research on bilinear joint stiffness model [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2006, 27(12):2155-2158.