

中国建筑科学研究院
沈阳市城乡建设委员会 联合召开

首届全国砌体建筑结构学术交流会论文集

1991年10月6日—10月10日

辽宁·沈阳

第 二 卷

北 京

首届全国砌体建筑结构学术交流会论文集

第二卷

首届全国砌体建筑结构学术交流会论文集

第二卷

目 录

试验研究

设置钢筋砼柱的砖墙体轴心受压时的承载能力·····	陈行之 李 卫	(1)
基底摩擦减震多层砖房设计研究·····	宋秉泽 张晓衡等	(9)
多层砖砌体墙片抗震强度的试验研究·····	巴荣光	(16)
八层组合墙房屋二分之一比例模型结构抗震性能试验研究·····	魏 斌 刘立泉等	(26)
钢筋砼—空心砖(SK-1型)组合墙抗震性能试验研究·····	张前国 邹瑞峰等	(38)
DS1型DS2型多孔砖砌体开窗洞纵墙片抗震性能研究·····	易文宗 史庆轩等	(46)
带钢筋砼构造柱多孔砖(KP1型)墙抗震性能试验研究分析·····	顾惠若 杨叶文	(53)
多层砖房消移减震消能研究·····	楼永林 王敏权等	(61)
带钢筋砼边框火山渣砼砌块墙体抗震性能试验研究·····	唐俭新 王留生等	(75)
料石结构建筑抗震性能研究·····	刘木忠	(86)
砖砌体临时间断处留槎形式的试验研究·····	周九仪 张百槐等	(92)
在侧力作用下砌体的应力与强度·····	霍自正 张 耀	(99)
带构造柱及水平配筋多孔砖墙的抗震承载力和变形能力·····	冯建国 王继唐等	(104)
配置钢筋砼构造柱组合砌体抗压强度试验研究与计算·····	胡 伟 吕守波等	(119)
砌体结构隔震技术·····	宋天齐	(129)
CK1型空心砖组合墙静力试验研究·····	黄维平 曲延安等	(133)
地震效应后简支和连续承墙梁试验研究·····	徐善华 肖祁林等	(142)
KM1型承重空心砖砌体抗震性能的试验研究·····	郑持光 黄艺珍	(150)
空心砖砌体受压承载力及应力应变关系的试验研究·····	张季超 刘立新等	(160)
保温型砼小型空心砌块及其砌体的试验研究·····	党 涛 王继刚	(167)
多孔砖与普通标准砖房屋结构动力特性的对比研究·····	王有为 董克成等	(176)
DS1型和DS2型多孔砖墙的抗震承载力和变形能力·····	冯建国 王继堂等	(185)
组合墙片在平面内循环荷载下的试验研究·····	张永洲 曲延安等	(197)
中高层钢筋砼—砖组合墙结构房屋动力特性实测·····	刘 雯 刘立泉等	(205)
横墙钢筋对水平灰缝网状配筋砖砌体抗剪性能影响的试验研究·····	徐 建	(214)
DS1型DS2型多孔砖砌体的力学性能试验研究·····	易文宗 史庆轩	(222)

施工因素对砖砌体抗剪强度影响的试验研究·····	周九仪 张百槐等	(229)
配筋砖房抗震能力的研究·····	夏敬谦 于福臻	(234)
节能型砌块建筑外围护结构热工性能试验研究·····	袁 涛 贺爱任	(243)
DS1型和DS2型多孔砖的强度等级确定·····	冯建国 田仲民等	(251)
粉煤灰砖几项使用性能的试验研究·····	梁 爽	(258)
原状粉煤灰水泥砂浆及其砖砌体的试验研究·····	王安生 李天戈等	(268)
蒸压灰砂砖砌体基本力学性能的试验研究·····	陈一平 赵宏伟	(278)

计算分析

计算机辅助砌体结构设计(MaSCAD)·····	施楚贤 吴文超等	(284)
论砌体房屋结构的计算机辅助设计(CAD)·····	曹骏一	(292)
钢筋砼柱—砖组合墙房屋弹塑性地震反应及可靠度分析·····	陈熙之 解明雨等	(301)
多层砖房抗震可靠性分析与震害预测·····	李大华	(311)
建筑结构设计中钢筋砼柱与砖砌体共同受力的计算·····	章文韶	(317)
砖混结构挑梁下砌体应力分析与比较的学术探讨·····	郑严麟	(324)
底层框剪多层砖房合理刚度比确定及抗震墙数量的简化计算·····	莫 庸 张玉芳	(326)
底层框架结构和砌体结构房屋抗震设计程序(FFSB)·····	乔培章	(334)
砖砌体双向受力单元非线性分析模型·····	许琪楼 姬同庚	(342)
八层组合墙体房屋地基反力分析研究·····	杨海天 邹瑞峰等	(349)
八层组合墙结构房屋抗震设计·····	刘赤军	(358)
多层砖房用新规范进行抗震强度验算的简化·····	莫 庸 陈 志等	(365)
组合墙墙片抗侧力试验研究·····	崔建友 乔培章等	(373)
组合墙体结构的地震响应和抗震设计·····	李甫君 王继玉	(383)
多层砌体房屋抗震设计与研究·····	周炳章	(393)

设置钢筋混凝土柱的砖墙体轴心受压时的承载能力

湖南大学 陈行之 李 卫

一、前 言

目前在我国多层砖房的设计中,由于粘土砖强度一般较低,为了使下层墙体厚度仍保持为0.24m,往往在墙体内每隔一定距离设置钢筋混凝土柱(以下简称构造柱),以提高墙体的承载能力。在抗震设防区建造多层砖房时,按规定要在墙体内设置钢筋混凝土构造柱,设计中往往为了充分利用为抗震需要设置的构造柱,在未遇地震时也考虑它与墙体共同承受垂直荷载。但是,对于上述设置构造柱砖墙体的承载力没有统一的验算方法。现在使用的验算方法,当为轴心受压时,一般有下列四种方法。

第一种方法是按《砖石结构设计规范》(GBJ3—73)中组合砖砌体轴心受压公式进行验算。第二种是按《砌体结构设计规范》(GBJ3—82)中组合砖砌体轴心受压公式进行验算。第三种方法是将第一种方法中求纵向弯曲系数 ϕ 时的换算弹性模量按 $E_2=(E_sA_s+E_cA_c)/(A_s+A_c)$ 进行计算,其它皆与第一种方法相同。第四种方法是按《砖石结构设计规范》(GBJ3—73)中无筋砌体轴心受压公式进行验算,但将构造柱中的混凝土面积按照混凝土的弹性模量 E_c 与砖砌体的弹性模量 E_s 之比,折算成砖砌体面积一并进行考虑。这四种方法均是基于混凝土柱与砖砌体变形一致的原则,但这四种方法对同样情况的这种墙体验算的结果是有相当差异的。我们对这种设置构造柱墙体的承载力按上述四种方法分别进行了验算,并定义强度提高系数 γ 为设置构造柱墙体的承载力与同样情况但未设置构造柱的墙体,即无筋砌体的承载力的比值。其计算结果列于表1。

为了探讨这种具有构造柱砖墙体承载力的合理验算方法,我们对它进行了试验和理论分析研究。

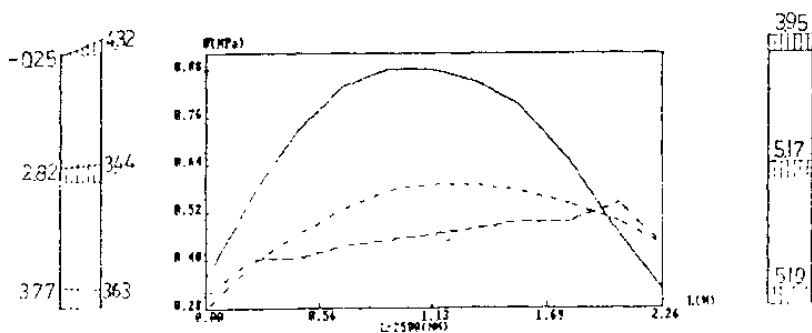
各种方法计算的强度提高系数 γ 。 表1

构造柱间距(m)	第一种方法	第二种方法	第三种方法	第四种方法
1.0	2.02	2.45	2.27	3.65
1.5	1.63	1.97	1.80	2.77
2.0	1.44	1.73	1.56	2.32
2.5	1.32	1.58	1.41	2.06
3.0	1.24	1.48	1.33	1.88
3.5	1.18	1.41	1.25	1.75
4.0	1.14	1.36	1.19	1.66

二、试验情况及结果分析

为了使试验墙片的数量减少,我们先借助于有限元法分析设置构造柱砖墙体的受力特性和变化规律,找出主要影响因素。经过对单层两跨、两层两跨(所谓两跨是指墙体两端及中间各有一根构造柱)和八层10m宽的墙体结构(下面三层每间2.5m设置一根构造柱),按线弹性性质进行分析后,初步得出以下几点结论:

1、均布荷载 q 作用于墙体顶面上产生的均布压应力为 σ_0 时,墙体内应力 σ_y 的分布是不均匀的,如图1所示,它沿墙体的垂直方向截面是上部大,下部小,沿墙体水平方向截面上是中间大,两端小,其应力峰值随构造柱间距的减少而减少。构造柱间距是影响墙体内应力 σ_y 分布的主要因素。



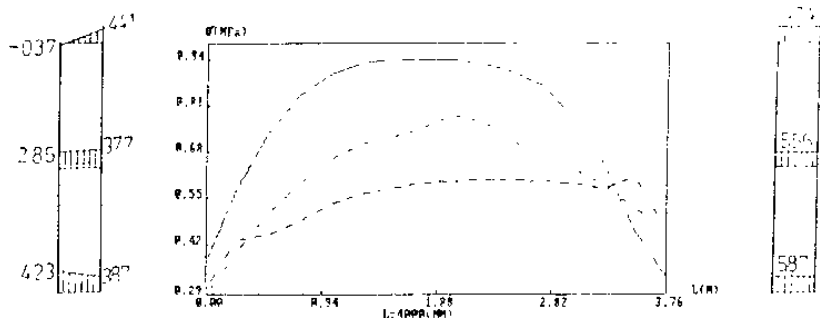


图1、构造柱间距 $L=2.5$ m和 $L=4.0$ m时，试件的应力 σ_y 分布图

2、当构造柱间距超过某一距离后，靠近构造柱一定距离内的墙体应力 σ_y 小于 σ_{cr} ，但超过这段距离后，其值均达到 σ_{cr} ，这说明构造柱对这部分墙体受力已无影响。构造柱能有影响的距离对于中间构造柱每边约为1.2m，对于边构造柱约为1.0m。

3、层高由2.8m增加到3.6m时，构造柱内应力的增加和墙体内应力的减少的幅度都在5%以内，可见层高变化不是很大时，对整个结构的应力分布不会产生较大的影响。

4、对于多层砖房，按通常方法计算上部传至所计算层墙顶面的荷载，是大于实际上传至该层墙顶面上的荷载的。这是由于实际上部荷载在各层均有一定数量已扩散到各层的构造柱上。因此，当单层墙体顶面直接承受的荷载，等于按通常方法得到的该计算层墙体顶面的荷载时，产生于单层墙体顶面的应力大于该计算层墙体顶面实际的应力。

根据以上几点结论，并考虑到实际工作中验算时，常取中间的构造柱及其两边一定距离范围内墙体为一计算单元，还考虑到中间的和边构造柱受力状态不一样，我们将试验墙片设计为单层两跨。试验墙片的尺寸由墙厚为0.24m的足尺墙体按比例缩小二分之一。试验墙片厚为0.12m，高为1.4m，在墙片上下均设置圈梁。墙体内的构造柱和圈梁截面尺寸均为0.12×0.12m，内配钢筋4Φ6，箍筋Φ4@100，材料强度等级按砖为MU7.5，砂浆为M5.0，混凝土为C20设计。构造柱间距分别按0.9m、1.25m和1.6m各砌筑一片墙体砌筑时先砌墙后浇混凝土，并按抗震规范要求设置马牙槎和拉结钢筋。为了了解构造柱

附近墙体内部的应力状态，另制作了一个仅具有中间构造柱和上下圈梁形成工字形的墙片（即无边构造柱的墙片）。

试验时，均匀轴心荷载由若干个同步千斤顶施加到钢筋混凝土分配梁上，由分配梁再作用至墙片顶上。为了消除分配梁的刚度对试件承载力的影响，采用了分段的分配梁。试验中测量了墙体和构造柱的垂直应变及墙体的横向应变。试验结果见表2。

试验结果汇总表 表2

	试件编号			
	NO. 1	NO. 2	NO. 3	NO. 4
构造柱间距(mm)	900	1250	1600	
砖强度 f_1 (MPa)	7.35	7.35	7.35	7.35
砂浆强度 f_2 (MPa)	2.79	2.79	2.95	2.49
砼强度 f_{cu} (MPa)	19.76	19.76	22.16	19.93
钢筋屈服强度 f_y (MPa)	290	290	290	290
开裂荷载(MPa)	2.30	2.11	1.92	1.33
极限荷载(MPa)	3.75	3.20	2.88	1.99
强度提高系数 γ_a	1.88	1.61	1.44	1.08

虽然三编单层两跨试件的构造柱间距不一样，但总的受力特征和破坏形态还是基本一致的。试件从加载到破坏共经历了弹性、弹塑性和破坏三个工作阶段：

1、当荷载小于极限荷载的40%时，试件基本处于弹性阶段，其应力 σ 、 γ 的分布规律与有限元分析结果大致相同。

2、当荷载超过极限荷载的40%后，首先在上圈梁临近中间构造柱处及边构造柱与中间构造柱间之中间部位处出现垂直裂缝，随后墙体上部出现裂缝，墙体内裂缝走向大多都指向构造柱柱脚，但裂缝发展较为缓慢，这是由于构造柱与圈梁形成的约束作用所致。

墙体内的应力随着内力重分布的产生,各点上应力值的差距缩小,构造柱下部的应力也较上部的增加较多。

3、随着荷载继续增加到临近破坏,裂缝在墙面上不断扩展和增多,裂缝开始贯通,最后裂缝穿过边构造柱柱脚,导致该部位钢筋压屈,混凝土被压碎剥落。同时,墙体也受压破坏,破坏时裂缝分布见图2。

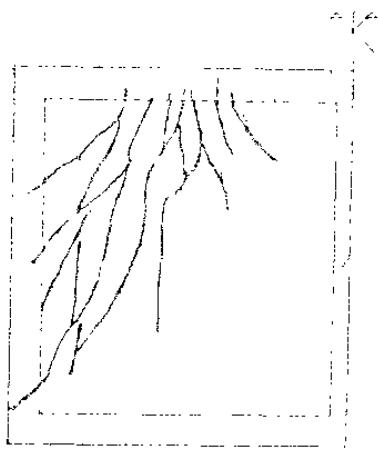


图2 单层两跨墙片的裂缝分布

第四组试件(N0:4)即只有中间一个构造柱的墙片试验情况大体与上述相同,只是在两端的墙无边构造柱形成约束作用,裂缝一开展就迅速贯通,最后以两端的墙体坍塌而告破坏。此时靠近构造柱的墙体尚未达到极限强度。破坏时墙体内应力 σ_y 的分布见图3。

由试验我们可以得出几点结论:

1、构造柱的作用主要反映在两个方面,一是通过材料刚度不同和内力重分布,分担作用于墙体上的荷载,二是约束墙体的横向变形,提高墙体的受压强度。

2、墙体承载力随构造柱间距的减少而增大,实测的三种柱距墙体的强度提高系数 γ 见表2。

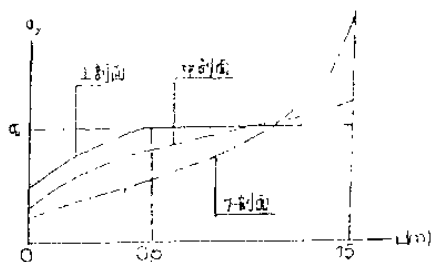


图3 试件N0:4的应力 σ_y 的分布

3、构造柱和墙体整体工作性能良好,临近破坏前未出现明显裂开、脱离现象。

三、非线性有限元分析

为了弥补试验数量的不足,用非线性有限元分析方法,对试验墙片进行了从加载到破坏的全过程分析。在计算模型中对砖砌体和混凝土按非线性材料性质考虑,钢筋按线

弹性材料性质考虑,将混凝土和砖砌体划分为矩形单元,钢筋划分为线单元,程序采用等刚度与变刚度相结合的混合法进行,以不平衡节点力作为标准来判断迭代是否中止,以总刚度矩阵奇异作为整个计算结束的标志。程序在IBM-286及西门子7570-C上调试均获通过。

分析结果与试验相比较,电算分析得出的极限荷载比试验值偏低18%左右,开裂荷载和如图4所示裂缝发展及分布情况与试验情况基本相符,从而验证了电算分析的可靠性。

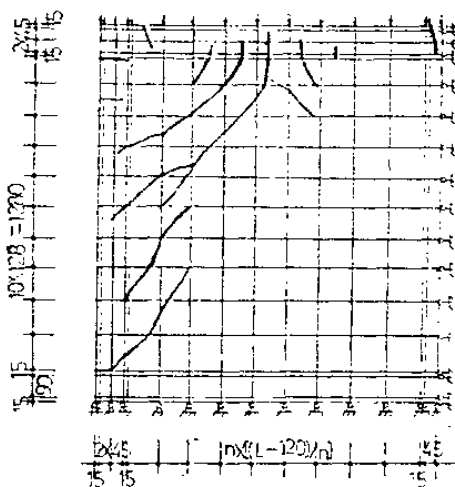


图4 电算裂缝分布

四、设置构造柱砖墙体轴心受压时的承载力计算

1、对设置构造柱砖墙体轴心受压时的承载力计算时,主要考虑了下面两个因素:

(1)构造柱间距的影响:我们用非线性有限分析方法,分析了七根不同构造柱间距的墙体和一根无筋墙体,结合试验结果,得到了各种构造柱间距 L 下墙体的极限荷载和强度提高系数 γ_s ,汇总列于表3。 γ_s 与 L 的关系可用下式来表达:

$$\gamma_s = 1.89e^{-0.61L} + 1 \quad (1)$$

强度提高系数 γ_s 表3

构造柱间距 (m)	极限荷载 (kN/m)	强度提高系数	构造柱间距 (m)	极限荷载 (kN/m)	强度提高系数
1.0	1120	2.08	3.0	720	1.33
1.5	920	1.70	3.5	660	1.22
2.0	820	1.52	4.0	620	1.15
2.5	760	1.41	∞ (素墙)	540	

(2)纵向弯曲的影响:由于设置构造柱墙体中,构造柱占墙体水平总截面面积很小,当构造柱间距为2m时,构造柱面积仅占墙体总截面面积的12%,其中纵向配筋率也较小,因此这种墙体的纵向弯曲影响可按照无筋墙体考虑,且是偏于安全的。

2、设置构造柱墙体轴心受压时承载力的计算公式:基于以上考虑,可以按照《砖石结构设计规范》(GBJ3—73)中无筋砌体轴心受压构件的计算公式计算这种墙体的承载力,但需对砖砌体的抗压强度乘以提高系数 γ_s ,即

$$K N_k \leq \phi \gamma_s f m A \quad (2)$$

当 γ_s 按表3取用时,试验得到的承载力与按式(2)求得的承载力之比,其平均值为1.22,变异系数为0.12。

按照《建筑结构设计统一标准》(GBJ68—84)和《砌体结构设计规范》(GBJ3—88)的规定,将式(2)改为以概率理论为基础的承载力极限状态的分项表达式,其承载力的计算公式为:

$$N \leq \phi \gamma_s A f \quad (3)$$

式中: N 为荷载设计值产生的轴向力; ϕ 为受压构件承载力的影响系数,按《砌体结构设计规范》(GBJ3—88)的规定采用,但偏心距 $e=0$; f 为砌体抗压强度设计值; A 为截面面积,计算截面的长度对于中间构造柱可取构造柱间距,但总长度不宜超过4.0m; γ_s 为强度提高系数,按表3查用或按式(1)计算。

由于设置构造柱墙体承载力的计算,是按无筋砌体考虑的,经验算其可靠指标满足 $\beta=3.7$ 的要求。

3、构造柱承载力的验算:中间构造柱其受力情况仍为轴心受压,作用于其上的最大荷载可按构造柱和砖砌体变形一致的条件求得,计算公式为:

$$N_c = q_i [L - (L - 0.24) / \gamma'_s] \quad (4)$$

式中 q_i 为从下往上数第 i 层作用于墙体上的均布荷载设计值 γ'_s 按下式计算:

$$\gamma'_s = (A_m + A_c \cdot E_c / E_m) / (A_m + A_c) \quad (5)$$

式中 A_c 、 A_m 分别为混凝土和砖砌体截面面积, E_c 、 E_m 分别为混凝土和砖砌体的弹性模量,

L为构造柱间距。

若无其他偏心荷载作用于所验算的构造柱上，则以式(4)求得的荷载，对构造柱按钢筋混凝土轴心受压构件进行承载力验算。

四、结论与建议

1、在轴心荷载作用下，墙体中设置的构造柱，其作用是通过材料刚度不同和内力重分布分担墙体上的荷载，约束墙体的横向变形，使之承载力较无筋墙体有了较大提高。

2、在影响设置构造柱墙体承载能力的诸多因素中，构造柱间距的影响是最大的，墙体承载力随构造柱间距的减少而增加。按实际工程常采用的材料强度等级时，强度提高系数 γ ，与构造柱间距L存在着如式(1)的关系。

3、设置构造柱的墙体在轴心受压时的承载力按式(3)进行计算。构造柱的承载力则按钢筋混凝土轴心受压柱来进行，其上部作用的荷载按式(4)计算。

4、在设计时要注意边构造柱的设计，需要适当加大其刚度。

参考文献

- (1)、钱义良、施楚贤主编，砖石结构论文集。湖南大学出版社，1989.4。
- (2)、汪恒在，多功能构造柱在砖混房屋中的应用与研究。建筑技术通讯，1990年第三期。
- (3)、赵恒惠，组合砌体在多层房屋中的应用。建筑技术通讯，1986年第四期。
- (4)、朱伯龙、董振祥，钢筋混凝土非线性分析。同济大学出版社。

基底摩擦减震多层砖房设计研究

宋秉泽* 张晓临** 陶思源**

*教授 工学硕士
天津大学建筑设计研究院

摘 要

本文提出以双层油毡夹石墨粉作为基底摩擦减震层的建议。对两个6层带或不带减震基底的缩尺石膏模型进行了振动台对比试验,试验结果表明,具有摩擦减震基底的结构具有显著的减震效果,可以有效地减低地震反应及上部结构震害,并防止了倒塌危险。另外,此种做法可较其他减震措施经济。本文对基底减震体系滑移摇摆的四种运动机制进行了分析,建立了弹性及弹塑性阶段的动力反应方程,并对水平地震波与竖向地震波的耦合作用进行了验算。通过综合分析,获得了减震多层砖结构在不同基底摩擦系数、不同地震烈度及不同场地类别时地震反应的相互关系,并对具有基底减震措施的多层住宅在地震中的失效概率进行了研究。文末对减震多层砖房设计中有关摩擦材料选择,上部结构及基础设计准则建筑构造措施及滑移限位装置等提出了具体建议。

前 言

多层砖房在历次强震中都受到严重损害,采用基底减震措施是减轻砖结构震害的一个新的领域。采用此项技术可以减轻上部结构的地震反应并从而防止结构倒塌,这些都是很合理的也是很有实用意义的。但迄至今日,本项技术仍未能广泛应用于实际工程。阻碍开发的原因:一是合理减震材料的选用问题,另外,对减震体系的滑移、摇摆机制等也还有待于深入研究。砖结构减震措施的研究在中国起步较晚,目前对弹性阶段刚体滑移的基础理论已作了不少工作,对一些砖房模型或墙片也已做了振动台试验或伪静力往复荷载试验。[1][2][3]李立等曾提出以筛选石英砂作为基底减震材料,并进行了试建工程。砖结构基底减震有待解决的问题包括:选出更适用而且价廉的减震材料;研究体系的滑移、摇摆机制;弹塑性阶段的动力分析及与竖向地震波的耦合作用;以及关于失效概率与有关具体设计的各种准则等。

合理减震材料的选择与应用

减震材料必须具有下列优点:其摩擦系数应在0.20~0.30之间,物理化学性能应稳定,材料应易于获得且价格低廉。本文经过对多种材料滑动摩擦系数进行测试与筛选最后选出以两层油毡夹石墨粉迭合层最为适宜。其摩擦系数为0.23,并具有上述的各项特性。同时又可作为良好的隔离层。减震层由置于砖墙勒脚顶面的两层钢筋混凝土圈梁中间夹入两层油毡和一薄层约8mm厚的1:10大白石墨粉构成。

1. 脚宽度应大于墙厚以留出地震滑移量。

基底减震模型动力试验

本文对两个分别具有或不具有基底减震层的6层缩尺石膏住宅模型进行了振动台对比试验。模型按一个6层住宅的双开间单元进行模拟,原型平面尺寸为 $6.6\text{m} \times 9\text{m}$,层高 2.8m ,总高 16.8m ,模型平面尺寸为 $275\text{mm} \times 375\text{mm}$,高 702mm ,比例为 $1/24$ 。其中模型M-1具有基底减震层,另模型M-2则无减震层,所用石膏板材容重为 1065kg/m^3 ,弹性模量为 4510MPa ,波桑比 0.167 。模型在激振力为 30kN 的振动台上进行试验。振动台最大速度为 40m/s ,最大振幅 $\pm 10\text{mm}$,频率范围为 $0.1 \sim 100\text{Hz}$ 。模型反应以压电晶体加速度计量测,通过电荷放大器、磁带记录仪XR-200、动态分析仪5423A及X-Y绘图仪、7475A等进行记录绘图。模型试验按下列程序进行:首先测出模型的基本频率,以后将激振频率固定于 38Hz 基频上,然后以 0.1g 至 5g 的可变加速度作正弦波激振。模型的振动参数由记录仪自动记录。

在模型M-1试验中,当激振加速度为 0.25g 时,模型开始滑动,此时,模型上部各层的反应明显的低于未加减震基底的模型反应。但结构中部高度处的反应则又小于顶层及底层的反应。在本项模型试验中,直至台面加速度增至 5g ,模型始终未见损坏及摇摆。模型沿减震基底面平滑滑动,其反应的数值大小显然小于模型M-2。

在模型M-2试验中,当台面加速度达 1.4g 时,模型底角开裂,以后在 1.6g 时裂缝开展至窗槛墙处,当加速度达 4.5g 时,横墙产生贯通裂缝。同时,产生剧烈摇摆现象直至倒塌。

多层滑动—摇摆体系动力分析

基底摩擦减震多层砖房可以假设为—剪切型多自由度体系。结构运动状态可分为以下四种型式:

I——不滑不摇状态;

II——滑动状态;

III——摇摆状态;

IV——摇摆状态。

由LAGRANGE运动方程及相应推导,以上四种状态运动方程可以矩阵形式表示如下:

状态—I:(不滑不摇状态)参见(图-1)

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = -[M]\{\ddot{X}_g\} \quad (1)$$

式中: $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ 分别表示为质量、阻尼及刚度矩阵,而 $\{\ddot{X}\}$ 、 $\{\dot{X}\}$ 、 $\{X\}$ 则分别表示为质点相对地面的加速度、速度及位移列向量,而 $\{\ddot{X}_g\}$ 则为基底场地的绝对加速度列向量。

状态—II:(滑动状态)参见(图-2)

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = -[M]\{\ddot{X}_g\} + \{R\} \quad (2)$$

式中: $\{R\} = \{F, 0, 0, \dots\}$, $F = -\text{SIGN}(\dot{X}_0) \cdot g \cdot f \sum_{i=0}^n m_i$, F 为基底摩擦力, f 为基底摩擦系数。

状态—III(摇摆状态)参见(图—3)

$$[M]\{\ddot{X}\}+[C]\{\dot{X}\}+[K]\{X\}=-[MW]\{\ddot{X}_g\}+F(W) \quad (3)$$

式中: $[M]$ 、 $[K]$ 、 $[MW]$ 等矩阵元素应考虑质点 m_i 对质点中心的惯性影响, 式内 $\{W\}=(\sum_{i=0}^n m_i g(B/2), 0, \dots, 0)$, 向号“+”“—”分别表示结构绕 O 及 O' 点摇摆。

状态—IV(滑摆状态)

$$[M]\{\ddot{X}\}+[C]\{\dot{X}\}+[K]\{X\}=-[MW]\{\ddot{X}_g\}+F(W) \quad (4)$$

式中: $\{W\}=(\sum_{i=0}^n m_i g(B/2), F, 0, \dots, 0)$, $F=f\sum_{i=0}^n m_i (g \pm (B/2) \cdot \ddot{\phi})$

各种运动状态可在一定条件下相互转换, 其转换关系见(图—4), 其中 $|P|$ 为地震作用力; $|F|$ 为作用于减震层处的静摩擦力; $|M|$ 为结构对基底角的转动矩。 $|T|$ 为反向转矩。本文为“滑—摆体系”编制了计算机程序, 输入实际地震波记录可以求出结构在任意时刻的位移、速度或加速度。且在运动过程中可按判别式(图—4)进行四种运动状态间的相互转换。

弹性基底减震体系计算实例

按照给定设计数据进行了实例计算: 砖房计算层数为 5、6、7 层; 每层质点质量如下: 零层楼板处为 105.3t, 顶层为 244.7t, 其它层为 330.9t; 各层刚度如下: 零层刚度为 0.0kN/cm, 一层和二层为 3.995kN/cm, 其它层为 2.877kN/cm; 层高均为 2.7m, 基底摩擦系数取 $f=0.2$ 或 $f=0.4$; 输入地震波分别为滦河地震波(1976.8.31), El Centro地震波(1940 N.S.), 及天津地震波(1976.11.15), 以其分别代表 I、II、III 类场地。峰值地面加速度 a_{max} 取为 200gal, 400gal, 600gal 及 800gal。计算要求得出下列数据:

S_{max} ——在减震基底处的最大滑移量;

Q ——具有减震基底的结构首层地震剪力;

$\bar{Q}$ ——无减震基底时的结构首层地震剪力。

以下仅将一幢 6 层砖房的各种计算结果列表如下: 参见表—1

6 层砖房减震效率及最大滑移量 S_{max}

表—1

峰值加速度 (gal)	200	400	600	800
I 类场地	21.5 (0.8)	53.6 (7.2)	67.3 (6.3)	
$f=0.2$ II 类场地	47.2 (3.8)	69.3 (20.2)	79.4 (43.3)	83.7 (81.2)
III 类场地	28.5 (4.5)	62.4 (130.2)	71.2 (252.0)	75.6 (345.5)
I 类场地	0 (0.0)	21.4 (1.3)	43.3 (8.2)	
$f=0.4$ II 类场地	1.2 (0.2)	47.2 (6.8)	62.1 (13.3)	70.9 (39.9)
III 类场地	0 (0.0)	31.8 (9.1)	54.4 (107.1)	64.3 (260.6)

注: 上表数字为减震效率 γ 以 % 计算; $\gamma=(\bar{Q}-Q)/\bar{Q}$; 括弧数字为 S_{max} 以 mm 计。

当建筑物立面高宽比 $H/B > 1.62$ 且基底摩擦系数 $f > 0.4$, 峰值地震加速度 $a_{max} > 400\text{gal}$ 时, 建筑将产生摇摆; 而当建筑层数为5、6、7层且 $f=0.2$ 地面峰值加速度 $a_{max} < 800\text{gal}$ 时, 一般将仅产生滑移。地面运动峰值加速度增大或基底摩擦系数降低时减震效率均将随之增大。而基底滑移量则与场地类别有关, 一般在I类场地中滑移量较小, 而在III类场地中则滑移量较大。

基底减震体系非线性动力分析

当考虑砖房恢复力特性曲线为三线型模式时, (图一5)基底摩擦减震体系的非线性动力方程可以下列矩阵方程形式表示:

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = -[M]\{\ddot{X}_g\} - \{P^R\} \quad (5)$$

式中: $\{P^R\} = \{P_{i-1} - K_i d_{i-1}\}$, P_{i-1} 为前一转点的相应荷载, K_i 为计算段刚度, d_{i-1} 为前一转点相应位移。按照上式编写了非线性滑移摇摆动力分析计算机程序, 并选出6层及8层砖房二幢, 假定减震层摩擦系数为0.2, 分别输入滦河地震波、El Centro地震波及天津地震波, 按地面峰值加速度为200gal或400gal对砖房进行减震设计验算。结果如下:

当对一幢6层砖房输入峰值加速度为200gal的天津地震波时, 其层间最大地震剪力将比按弹性阶段计算的数值降低4%, 但基底滑移量则将增大19%; 若6层砖房输入峰值加速度为400gal时, 层间剪力将降低13%而滑移量反而仅增大5%。6层砖房在维持峰值加速度为400gal的条件下, 不同基底摩擦系数与不同地震波作用下的基底滑移量参见(图一6)。

耦合水平及竖向地震波动力反应

竖向地震波将影响基底摩擦力与反向转动矩。将竖向地震波与水平地震作用同时考虑, 则可按前节方法导出新的动力方程, 经过实例计算。表明竖向地震波将会改变原有运动状态的转变顺序, 使滑移与摇摆现象提前或滞后出现。下部楼层的地震剪力与侧移量均将有所增大, 但在顶层则反而减小。基底滑移量在不同类别场地上均略有影响, 但数值并不很大。竖向地震反应可仅在高烈度区内考虑, 8度及以下地区则可略而不计。

基底减震多层砖房可靠度分析

多层砖房的可靠度可按结构在不同地震烈度下的失效概率来加以判别。判别方法参见参考文献[7]。基底减震系统的失效概率亦可按同样方式计算, 并可考虑水平与竖向地震波的耦合作用。实例计算说明峰值加速度为400gal, 基底摩擦系数为0.20的基底减震体系最大开裂概率为34.85%, 失效概率则仅为2.17%, 以之与未设减震措施的砖房相比时, 则后者将分别为77.4%及23.7%。以上可以证明, 即使在强烈地震达9度烈度时具有基底摩擦减震措施的多层砖房失效概率仍较未有减震措施的房屋低很多。即

在同等层数与同等场地及地震烈度下,设有基底摩擦减震措施的多层砖房将具有较一般多层砖房为高的可靠度,反之,在同等可靠度指标下,采用基底摩擦减震措施后,可使相同烈度区及场地内的多层砖房层数适当提高。这是很有现实及经济意义的。

工程设计建议

通过以上理论分析及系统试验研究,兹提出有关基底摩擦减震体系多层砖房工程设计建议如下:

1. 合理选择基底摩擦材料:基底摩擦层的摩擦系数大小与减震效率及滑移量大小密切相关。在实际设计中,对I、II类场地土适宜的摩擦系数为0.20,而对III类场地土的适宜摩擦系数则为0.25至0.30;采用双层沥青油毡夹8mm厚1:10大白石墨粉夹层作为摩擦减震层时摩擦系数为0.23可适于各类场地。石墨粉浆在干湿条件下对摩擦系数均无影响,用适量水分调成浆状易于铺设。夹层承受平均静压力可达 0.71N/mm^2 。(图-7)

2. 上部结构设计准则:具有基底摩擦减震措施的多层砖房上部墙体可按《建筑抗震设计规范》(GBJ11-89)中的设防烈度按弹性体系进行抗震验算。此时地震烈度取常迁地震烈度,一般较基本烈度降低1.55度。但最大滑移量计算时则应按预估的罕迁地震烈度进行验算。罕迁地震烈度较当地基本烈度约高出1度。最大滑移量应按时程分析法进行弹塑性动力分析。输入地震波应取接近设计场地土类别的地震记录5条以上。上部结构应按规范构造要求加强结构的整体性与构件间的联接强度。具体构造措施可按基本烈度降低1度的规定。

3. 建筑设计要求:建筑物平面与立面布置宜规则、对称,建筑物质量分布和刚度变化宜均匀。质量、重心应与墙体的刚度中心接近以减少扭转位移。建筑楼层不宜错层,建筑长度不宜过长。门窗洞口不宜过大。楼梯及门洞口处应采取构造措施保证强震时可以滑动。(图-8)

4. 基础设计要求:基础不均匀沉降对结构滑移不利,建筑基础勒脚应采取使其顶面标高保持水平。基础本身应具有较大刚度,建筑总长度与总高度比不宜大于2.5倍。基础形状及附加压力应适当调整以保证基础沉降比较均匀。地基土壤具有液化或湿陷性土层时应予先采取加固措施。地基土壤各层分布宜较均匀,土层表面倾角不宜过大。

5. 室内管线设计:室内上下水道及煤气暖汽管线入地部分均应考虑地震时能滑移错动。对直径小于100mm最大滑移量不超过90mm的上下水及暖汽钢管,可利用管线本身的屈服侧移来适应基底滑移。此时可将一层管线在自由长度为H的上下端分别固定于地面及墙体上。可取 $H=51\sqrt{\Delta d}$;煤气管线则应考虑弹性侧移,可取 $H=61\sqrt{\Delta d}$ 。铸铁下水管道可采用橡胶或聚氧乙稀波纹短管用聚脂橡胶密封。(图-9)

6. 滑移限位装置:当结构遭受到预估的罕迁地震时,基底滑移量可能超出勒脚边缘范围,此时,应设置限位装置加以约束。此项装置可以半径等于 S_{max} 的镀锌薄铁皮管,内装限位锚筋。锚筋的上下端分别锚固于钢筋混凝土构造柱与基础圈梁内。锚筋在铁管内具有一定自由长度,在滑移过程中当锚筋侧移值超过极限滑移量 S_{max} 后,限位装置将超过屈服强度形成吸能弯剪杆件对基底滑移加以约束参见(图-10)。