

建筑科学研究报告

REPORT OF BUILDING RESEARCH

1982

No. 8

大模板多层住宅结构抗震性能的研究

Investigation of Seismic Behavior for Multistory
Apartment Building Structures with Cast-in-situ
Shear Walls by Wall Form.

中国建筑科学研究院

CHINESE ACADEMY OF BUILDING RESEARCH



目 录

概 述	(1)
一、在地震作用下住宅结构的破坏图式	(1)
二、单片钢筋混凝土剪力墙的抗震性能	(4)
三、住宅结构的抗震性能	(9)
结 语	(17)
参考资料	(18)

大模板多层住宅结构抗震性能的研究*

中国建筑科学研究院建筑结构研究所 徐培福 吴廉仲

郝锐坤 经天放

北京市建筑设计院 陈琢如

概 述

我国不少(5、6层的)多层住宅采用内墙为大模板施工的现浇钢筋混凝土墙体,外墙为砖砌或预制混凝土墙板的结构体系。这种住宅横墙间距较密,一般为3.3米左右(见图1)。为研究这类结构的抗震性能,进行了三层五开间空间模型(1/3缩尺)静力反复加荷试验,八层五开间及六层五开间空间模型(1/20缩尺)动力试验,33个钢筋混凝土剪力墙(开洞和不开洞)的强度、延性和最小构造配筋率的试验研究,大模板多层住宅结构动力特性的实测和裂缝调查以及唐山地震多层建筑的震害调查。

本报告旨在综合介绍上述研究成果。

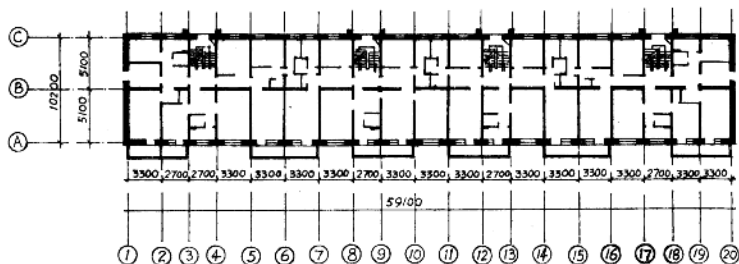


图1 大模板多层住宅平面图

一、在地震作用下住宅结构的破坏图式

由于地震地面运动的复杂性及结构本身薄弱环节的不同,在地震作用下,住宅结构虽然有多种破坏形式,但从总体上看,主要可概括为纵向和横向两类破坏图式。

(一) 纵向破坏图式

由砖墙或混凝土墙体构成的住宅结构,其纵向破坏过程,首先是内外纵墙出现剪切斜裂缝,再严

重破坏的还有北京市第一建筑工程公司、第二建筑工程公司和清华大学环境

重一些是局部开间纵墙破坏（尤其是靠近山墙的端开间），引起房屋局部倒塌；最严重的是大量纵墙破坏后，在纵向地震力作用下各片横墙出现平面倾倒，整个房屋一塌到底。

为了说明这个问题，首先列举唐山地震时多层砖混房屋结构纵向破坏的几个典型实例。

实例1 水泥设计院住宅和实例2 外贸局办公楼。其平面图见图2a及图2b。水泥设计院住宅共4幢，每幢4个单元，4层，层高3米。外墙厚37厘米，内横墙厚24厘米，内纵墙厚12厘米，不对直，施工上采用后砌。地震时两幢砌筑质量差的一塌到底，其他两幢局部倒塌。据目睹者回忆和破坏情况的调查，说明这4幢住宅是在东西向（纵向）地震力作用下破坏的，顺序是纵墙先破坏、倒塌，然后横墙东西向晃动，出现水平裂缝及垂直裂缝，最后横墙折断，造成房屋局部倒塌。与此相对比，外贸局办公楼也是4层，但平面规则，首层内外墙厚均为37厘米，有两道内纵墙，2~4层内横墙厚为24厘米，纵墙厚仍为37厘米。地震时，内外纵墙全部出现斜裂缝，山墙外鼓，但裂而不倒。这一对实例中，前者说明了房屋结构由于纵墙先破坏而引起倒塌的现实性和倒塌的图式；后者则表明，如果纵墙（尤其是内纵墙）比较刚强，在纵向地震力作用下，房屋结构是有可能裂而不倒的。

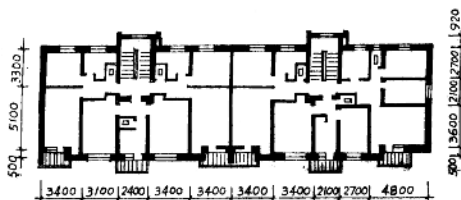


图2a 水泥设计院住宅单元平面图（东半部）

住宅东4、东5楼，横墙厚24厘米，对直，外纵墙厚37厘米；内纵墙多，厚24厘米；地震时墙开裂，仅局部外墙倒塌。

实例5 跃进路1号楼~10号楼和实例6 厢房楼。其中1号~10号楼高3层，横墙厚24厘米，外纵墙有凹凸，墙厚37厘米，内纵

实例3 支左楼（共10幢）

和实例4 煤研所住宅东4、东5楼。这两类房屋都是3层楼，位于同一地点，其山墙只间隔8米。支左楼横墙厚24厘米，不对直；外纵墙厚37厘米，内纵墙少，墙厚18厘米；墙体砂浆标号低，地震时10幢房屋完全倒塌。相反，煤研所

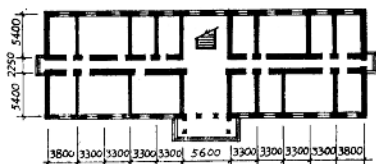


图2b 外贸局办公楼底层平面图

墙少，墙厚12厘米，地震时完全倒塌。厢房楼高4层，墙厚均同1号~10号楼，但内纵墙多，纵、横墙都拉直，楼板有现浇层，地震时纵墙虽然严重开裂，并未倒塌，仅在余震时，端开间及楼梯间局部倒塌。

除上述各例外，在唐山地震中还发现有许多砖混房屋，其外纵墙虽已外闪塌落，但由于内纵墙横墙未倒塌破坏，使整个房屋裂而不倒。

这些实例从正反两面说明纵墙（特别是内纵墙）在住宅结构抗震中的重要性，设计中应考虑如何防止上述

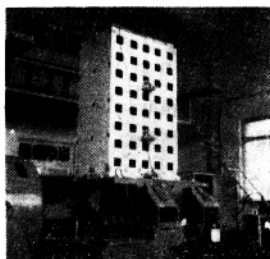


图8 八层五开间空间模型的动力试验情形

纵向破坏图式的发生。

关于纵向破坏图式，在空间模型试验中也得到了类似的结果。

在振动台上进行的大模板住宅结构模型动力试验中（图 8），八层模型最初是纵横墙接缝处开裂，随后横墙弯折出现水平裂缝，最后山墙外闪，造成端开间底层楼板塌落。六层模型纵墙先剪坏，接着底层端开间纵墙的连系梁拉断，引起底层山墙外闪楼板塌落。两个模型试验破坏情况如图 4 a 和图 4 b 所示。

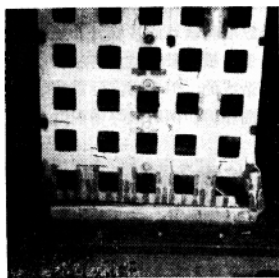


图 4 a 八层模型破坏情况

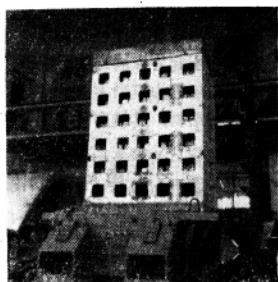


图 4 b 六层模型破坏情况

三层五开间空间模型静力试验（图 5）表明：在纵向反复水平荷载作用下，模型的纵墙（尤其是混凝土内纵墙）出现交叉剪切斜裂缝，个别墙肢的抗弯钢筋达到屈服强度，随着位移的增大，横墙因平面外弯折而出现水平裂缝，最后底层山墙破坏，楼板塌落（如图 6 所示）。

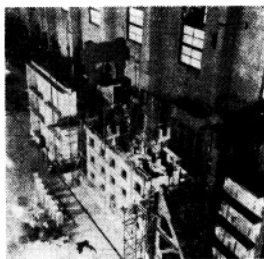


图 5 三层五开间空间模型
（外墙为砖砌，内墙为混凝土）

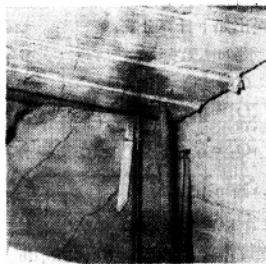


图 6 三层五开间空间模型内纵墙、山墙
破坏及楼板塌落情况

对上述住宅结构纵向破坏图式往往易被忽视，以为横墙承重住宅结构的倒塌，主要是横墙破坏引起的，其实，在许多情况下，系因纵墙破坏而使横墙出平面失去支撑，而发生弯折

破坏，或因横墙出平面晃动后使楼板塌落，从而引起房屋结构的倒塌。因此，抗震设计中应重视纵墙的设计，尤其是大模板多层住宅结构，外纵墙和内纵墙往往采用不同的材料，使两者的刚度差别大，在纵向地震力作用下，刚度较大的内纵墙将承受70~80%的地震力，更容易破坏。

(二) 横向破坏图式

横向破坏有两种可能。其一为横墙弯曲破坏，使房屋倾复倒塌，层数较多的房屋有此可能。如1977年3月罗马尼亚弗兰卡地震中，布加勒斯特一幢11层大模板住宅的一个单元沿横向倾复倒塌。其二为横墙剪切破坏，楼板塌落，房屋倒塌，在唐山地震中3~4层房屋横墙剪切破坏、楼板塌落现象比较普遍。还有一些房屋先在外纵墙和横墙的接缝处及横墙上出现垂直裂缝，因而引起外纵墙外闪，降低了横墙的承载力，最后横墙破坏造成房屋倒塌。虽然国内也有个别5层静力模型实验的破坏是由横墙弯曲破坏造成的，但考虑实际震害情况，对5、6层的住宅结构，其横向破坏图式还是以综合考虑弯曲和剪切两种破坏情况为宜。

二、单片钢筋混凝土剪力墙的抗震性能

大模板多层住宅结构中，内纵墙及内横墙均为钢筋混凝土剪力墙。房屋的自重及地震荷载主要由这些墙体承受。研究大模板住宅结构的抗震性能，首先应了解这些剪力墙（不开洞及开洞）的抗震性能，主要是在反复荷载作用下的强度和延性。为此，试验了28片不开洞的剪力墙和5片开洞的剪力墙^[1]，试验结果扼要介绍如下：

(一) 不开洞剪力墙斜截面抗剪强度

钢筋混凝土剪力墙抗剪破坏时，大致可分为三种主要的破坏形态：剪拉破坏、斜压破坏和剪压破坏。剪压破坏情况如图7所示。

对于剪拉破坏形态，需采取横向钢筋最小构造配筋率和竖向主筋锚固措施加以防止。对于斜压破坏形态，可通过选择墙体的截面尺寸使之符合公式 $KQ \leq 0.2R_b h_0$ 来加以控制。下面专门讨论剪力墙剪压破坏的强度计算问题。根据22个不开洞剪力墙反复加荷试验的结果分析，提出如下计算公式：

当 $m \leq 1.5$ 时

$$\left. \begin{aligned} Q_{Kh} &= Q_h + Q_k \\ Q_h &= 0.05R_b b h_0 + 0.2N \\ Q_k &= R_f \frac{A_k}{S} h_0 \end{aligned} \right\} (1)$$

当 $m > 1.5$ 时

$$\left. \begin{aligned} Q_{Kh} &= Q_h + Q_k \\ Q_h &= \frac{1}{m-0.5} (0.05R_b b h_0 + 0.2N) \geq 0.03R_b b h_0 \\ Q_k &= R_f \frac{A_k}{S} h_0 \end{aligned} \right\} (2)$$

式中 Q_{Kh} ——斜截面上受压区混凝土和横向钢筋的抗剪强度；

Q_h ——斜截面上受压区混凝土的抗剪强度；

Q_k ——斜截面上横向钢筋的抗剪强度；

N ——验算截面上的轴向压力；

R_c ——混凝土轴心抗压强度；

b ——墙截面的厚度；

h ——墙截面的有效宽度；

R_s ——横向钢筋的抗拉强度；

A_k ——配置在同一截面内横向钢筋全部截面面积；

s ——横向钢筋的间距；

m ——计算截面处的剪跨比 $m = \frac{M}{Qh}$ ，如计算截面离墙底距离小于 $h/2$ 时，则 m 取离墙

底 $h/2$ 处的剪跨比。



图7 钢筋混凝土剪力墙的剪压破坏情况

公式(1)是控制墙体因产生腹部剪切裂缝而引起的剪压破坏。公式(2)是控制墙体由于产生弯剪裂缝而引起的剪压破坏。式中混凝土抗剪强度 Q_k ，考虑了垂直压力的有利影响。公式中系数 0.05 和 0.2 是综合考虑了现有试验结果通过分析确定的。试验的实测值与计算值的比较见图 8，实测值比计算值高，平均比值为 1.40，计算公式是偏于安全的。由图 8 可见，实测值与计算值的比值 ($Q_{k,b}/Q_{k,b}$) 的离散性较大，影响因素也较复杂，随着混凝土强度 R_c 的提高，比值 ($Q_{k,b}/Q_{k,b}$) 有降低的趋势，但比值 ($Q_{k,b}/Q_{k,b}$) 与横向钢筋配筋率 μ_k 、垂直压力 σ_N 都没有明显的关系。

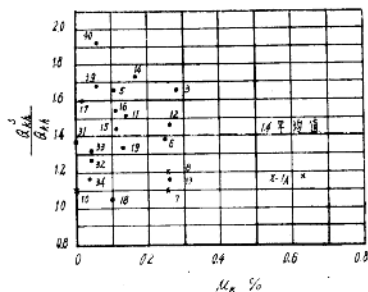


图 8a 抗剪强度实测值与计算值的比值 ($Q_{k,b}/Q_{k,b}$) 和横向钢筋配筋率 μ_k (%) 的关系

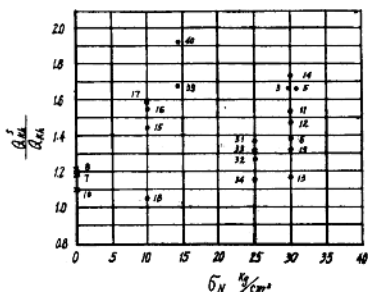


图 8b 抗剪强度实测值与计算值的比值 ($Q_{k,b}/Q_{k,b}$) 和垂直压应力 σ_N 的关系

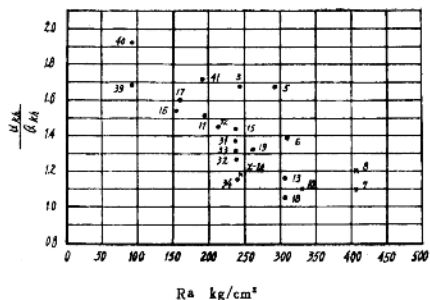


图 8c 抗剪强度实测值与计算值的比值 (Q_{kh}/Q_k) 和混凝土强度 R_a 的关系

(二) 不开洞剪力墙大偏心受压强度

试验表明, 一般情况下钢筋混凝土剪力墙的大偏心受压强度可按《钢筋混凝土结构设计规范》(TJ10-74) 第57条公式(44)~(48)进行计算, 在计算墙肢端部钢筋 A_{g1} 和 $A_{g'1}$ 时, 可以考虑截面内竖向分布钢筋的作用, 但不考虑从受压区外边缘到 $1.5x$ (x 为受压区高度) 范围内竖向分布钢筋的作用。计算图形如图9所示。按此原则计算剪力墙大偏心受压强度与试验结果相当接近。图10所示为剪力墙截面实测抗弯强度 M' 与计算抗弯强度 M 的比较。由图可见, 比值 (M'/M) 为 $0.85 \sim 1.1$, 平均比值为 1.03 。

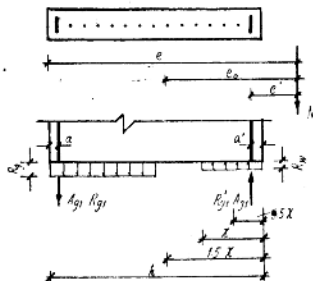


图 9 大偏心受压剪力墙的截面应力分布

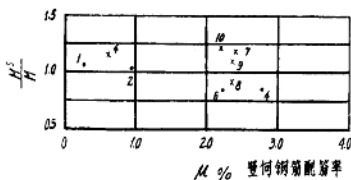


图 10 截面实测抗弯强度 M' 与计算抗弯强度 M 的比较

(三) 开洞剪力墙的承载力分析及截面强度设计

开洞剪力墙可视为由若干个墙肢(即无洞剪力墙)和连系梁构成的超静定结构, 从表3所示的5个开洞剪力墙试验看出, 这种结构在水平反复荷载作用下, 进入弹塑性阶段后, 结构的内力、变形规律以及破坏机制是相当复杂的。研究并提出考虑结构弹塑性性能的设计方法是今后的一项课题。目前, 各连系梁、墙肢的内力按弹性假定计算, 而其截面配筋则分别按极限状态设计, 这种方法本身虽然是矛盾的, 但实用上仍属可行。试验结果说明, 按此方

设计的开洞剪力墙是安全的,其实测承载能力与计算承载能力的比值均大于2。例如:三层内纵墙模型SW-27(见表2)设计破坏荷载 P_d 为29.5吨,实际破坏荷载 P_u 为75.5吨, $P_u/P_d=2.56$ 。三层内横墙模型SW-23(见表2)设计破坏荷载 P_d 为22.6吨,实际破坏荷载 P_u 为70吨, $P_u/P_d=3.1$ 。

为了保证在地震作用下开洞剪力墙具有必要的安全度及延性,应使连系梁的抗剪强度高大于抗弯强度,以便使连系梁主筋先达到屈服强度而产生塑性铰,随后墙肢的主筋屈服,并且保证墙肢不产生受剪破坏。图11列举了开洞剪力墙的几种破坏形态。图11a所示的破坏形态是比较理想的,开洞墙延性的发挥主要是靠连系梁的弹塑性变形,这种结构的抗震能力比较强,震后也易于修复,但是结构设计用钢量比较高。图11b及11c所示的破坏形态是一般常见的,虽然在地震作用下裂缝及破损严重,但结构仍有抗倒塌能力。图11d所示的破坏形态将导致结构脆性破坏并倒塌,设计中应防止开洞剪力墙发生这种破坏形态。

如上所述,开洞墙的承载能力与各墙肢及连系梁的强度有密切关系。试验结果说明因实际住宅结构均有楼板参与连系梁工作,故连系梁的抗剪强度可以考虑压区混凝土的抗剪和箍筋抗剪的共同作用,按(3)式计算。试验实测值与计算值的平均比值为1.33。连系梁的正截面抗弯强度可按规范(TJ10-74)关于普通梁的抗弯强度公式计算,试验实测值与计算值的平均比值为1.29。

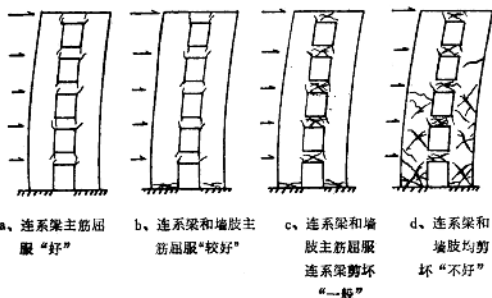


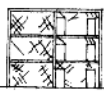
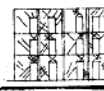
图11 开洞剪力墙几种破坏形态的示意图

不开洞剪力墙的延性系数

表1

序号	试件编号	混凝土标号 (kg/cm^2)	竖向配筋率 (%)	垂直压应力 $\frac{N}{bh_0}$ (kg/cm^2)	破坏类型	钢筋屈服时 顶点位移 (mm)	极限状态时 顶点位移 (mm)	实测延性 系数 μ
1	SW-4	260	0.65	26.1	弯曲	12.4	40.0	3.22
2	SW-7	286	2.34	30	弯曲	13.46	55.0	4.08
3	SW-8	378	2.34	30	弯曲	13.71	44.4	3.29
4	SW-9	313	2.34	30	弯曲	15.23	50.23	3.30
5	SW-10	296	2.34	30	弯曲	9.46	33.46	3.54

开洞剪力墙的延性系数

序号	试件编号	裂缝情况	结构形式	破坏特征	连系梁及墙肢状态	实测延性系数	备注
1	SW-23		3层框墙 (带翼缘)	1,2层连系梁 剪坏	连系梁主筋屈服,小墙肢 主筋屈服,大墙肢有剪 切斜裂缝	3.2	Δu 的 取值偏小
2	SW-23		3层框墙 加固 (带翼缘)	顶层连系梁 剪坏	1,2层连系梁经加固 未剪坏,墙肢同上	3.6	
3	SW-25		6层内纵墙	1,2层部分连系 梁剪坏	部分连系梁主筋屈服, 部分墙肢主筋屈服	3.08	Δu 的 取值偏小
4	SW-25		6层内纵墙 加固	墙肢有斜裂缝 部分连系梁剪坏	经加固后部分连系梁 剪坏	7.55	
5	SW-24		3层外纵墙 (带翼缘,装 配整体式)	连系梁剪坏	个别连系梁及墙肢 出现斜裂缝	9.3	
6	SW-27		3层内纵墙 (带翼缘)	连系梁剪坏	连系梁主筋屈服,墙肢主 筋屈服,墙肢斜裂缝严重	9.55	
7	SW-20		4层双肢墙	连系梁 主筋屈服	连系梁主筋均屈服 墙肢有斜裂缝	6.6	

$$\left. \begin{aligned} KQ &\leq Q_k + Q_k \\ Q_k &= 0.07R_k b h_0 \\ Q_k &= R_k \frac{A_k}{S} h_0 \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中符号同前。

(四) 延 性

结构延性的大小一般用延性系数 μ 来表示, μ 可按下式计算:

$$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad \text{或} \quad \mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4)$$

转角 ϕ_u 、 Δ_u ——结构在极限状态下的转角和位移；

或 ϕ_y 、 Δ_y ——结构在开始屈服状态下的转角和位移。

表1和表2分别列出了一些不开洞墙和开洞墙的实测延性系数 μ 。表中结果说明受弯破坏的钢筋混凝土剪力墙，其延性系数 μ 一般在3以上。

此外，试验也反映出如下几个问题：

1、关于 Δ_y 和 Δ_u 的确定，目前尚无统一标准，按不同方法可得不同的 Δ_y 和 Δ_u 值，致使 μ 值出入较大。在上述试验中，一般以连系梁或墙肢的主筋开始屈服并在P— Δ 曲线上出现明显拐点为标准，取此状态下的结构顶部水平位移值为 Δ_y ，而取极限荷载时的结构顶部水平位移值为 Δ_u ，这样计算得到的 μ 值一般偏低，偏于安全。

2、影响结构变形的因素很多，例如连系梁和墙肢的弯曲破坏及剪切破坏，连结结点的破坏，水平施工缝的滑移破坏，结构的倾覆破坏等等。其中有些脆性破坏，对结构的安全是不利的。因此在分析结构延性时，不能只看 μ 值的大小，同时还要综合考虑结构的破坏形态和产生变形的因素。一般以连系梁主筋屈服产生的变形性能对抗震为最好，墙肢的主筋屈服产生变形性能次之，而剪切破坏、结点破坏等产生的变形性能对抗震最为不利。例如表2中试件SW—20的 μ 为6.6，而试件SW—27的 μ 高达9.55，但从破坏形态来看，SW—20主要是连系梁主筋屈服，墙肢未破坏，而SW—27则连系梁严重破坏，墙肢剪坏，相比之下，就破坏形态来说，可认为SW—20的延性和抗震性能要比SW—27好。

3、有一些剪力墙模型虽然延性系数 μ 相同，但其恢复力特性有较大的差别，例如滞回线的形状，所围的面积等等。这反映了结构的能量吸收、刚度衰减的差异。在三层五开间空间模型试验中钢筋混凝土内纵墙和砖砌外纵墙虽然 μ 都是5.1，但滞回线有较大差别，反映了两者能量吸收的差异（详见本文第三部分）。

由上所述可见，延性系数 μ 并不能全面地反映剪力墙的抗震性能，评价剪力墙的抗震性能应全面分析其在反复水平荷载作用下的恢复力性能、产生变形的原因以及破坏形态。

三、住宅结构的抗震性能

住宅结构的抗震性能取决于结构的动力特性、空间作用、恢复力特性、剪力墙的强度及延性、非结构构件的材料特性及其所提供的安全储备和连接构造等多种因素。下面着重讨论：

（一）结构的动力特性

表3为多层住宅结构的脉动法实测周期。为了便于比较，表中列举了大模板、砖混及滑模三种结构体系的周期平均实测值。由表可见多层住宅结构横向和纵向的周期一般均小于0.3秒。

多层住宅结构实测周期

表 3

序 号	层 数	结 构 形 式	周 期 (sec)		备 注
			横 向	纵 向	
1	5~6	大模板(外砖内浇)	0.26	0.2	共 四 幢
2	5~7	砖 混	0.26	0.272	共 四 幢
8	5~7	滑 模	0.294	0.276	共 六 幢

脉动实测的周期，是反映结构在微小变形下的动力特性。在实际地震力作用下，即使结构未进入屈服阶段，但由于作用力加大，材料已出现弹塑性变形，各连结结点变形增大，发生非结构构件损坏，从而使结构自振周期显著增长。国内外实测结果表明，震后基本周期与震前相比，一般约增长5~50%。

八层五开间空间模型的振动台动力试验也说明，随着作用力的增大，结构的自振频率 f 不断降低，开始时 $f=19$ 赫芝，开裂后 f 为11.5赫芝，最后破坏时 f 变为5.5赫芝。此外，模型结构的阻尼比有所增加，模型在弹性阶段测得的纵、横向阻尼比均为2~8%左右，经过较小加速度的正弦波振动后，阻尼比增加到6~8%，纵向在最后破坏时的阻尼比为18~20%。

(二) 结构的空作用

大模板多层住宅结构均由正交的纵横墙组成，这种结构的空作用较明显，特别是在纵向地震作用下更为显著。要精确地进行考虑空作用的抗算是一个十分复杂的问题。我们通过试验和理论分析，提出了近似计算方法（见资料〔2〕）。这里仅介绍这种近似方法的计算结果和模型试验结果（纵向）的比较。

三层五开间空间模型的平面和加荷示意图见图12。加荷的控制条件是两道纵墙（混凝土内纵墙和砖外纵墙）的顶点位移相等。

图13为荷载比例 $\left(\frac{P_{\text{内纵墙}}}{P_{\text{外纵墙}}}\right)$ 的实测值与计算值的对比。 $P_{\text{内纵墙}}$ 是指混凝土内纵墙所

承受的荷载， $P_{\text{外纵墙}}$ 是指砖外纵墙所承受的荷载。由图可见， $\frac{P_{\text{内纵墙}}}{P_{\text{外纵墙}}}$ 的比值随着结构位移的增大不断地变化，考虑纵横墙空作用的近似计算结果与实测值比较接近。

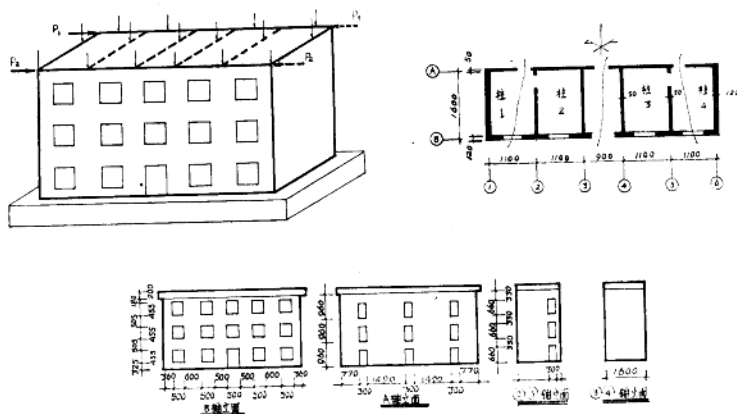


图12 三层五开间空间模型平面及加荷示意图

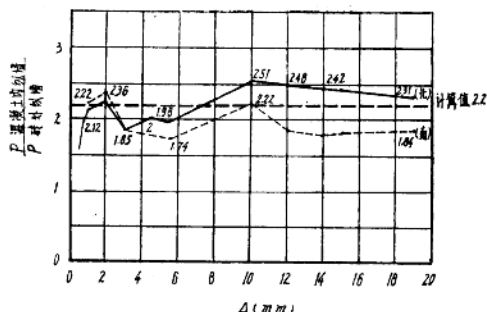


图13 P内纵墙/P外纵墙的实测值与计算值的比较

模型结构在水平荷载作用下，每层水平位移的计算值与实测值也是相当符合的，如图14所示。表4为垂直荷载作用下混凝土内纵墙各墙肢的計算应力与实测应力。图15为顶点水平荷载 $\Sigma P_{\text{水平}} = 10$ 吨作用下，混凝土内纵墙各墙肢的应力，从中可见，按考虑空间作用的近似计算方法所得结构应力值与实测值也比较符合。

垂直荷载作用下混凝土内纵墙肢应力 (kg/cm^2)

表 4

墙 肢	1	2	3	4
计 算	-27.12	-11.44	-11.44	-27.12
实 测	-31.1	-10.6	-11.12	-29.1

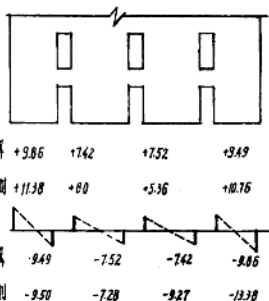
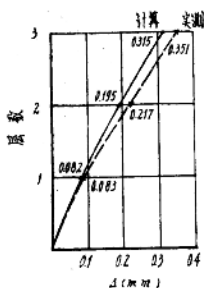


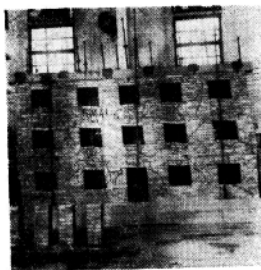
图14 $\Sigma P_{\text{水平}} = 12.4\text{t}$ 时各层计算与实测位移值的比较 图15 $\Sigma P_{\text{水平}} = 10\text{t}$ 作用下混凝土内纵墙各墙肢应力 (kg/cm^2)

模型最终的破坏形态是剪切破坏。图16为模型破坏时两道纵墙的裂缝情况。从混凝土内纵墙裂缝的分布可以明显看出，各墙肢的剪应力是不相等的，一般大墙肢剪应力大，因而开

裂得早，破坏严重。表 5 列出了内纵墙剪切开裂荷载、受剪破坏荷载计算值及实测值。由表可见，计算方法对各墙肢所受剪力的估计是比较正确的。



(a) 混凝土内纵墙



(b) 砖砌外纵墙

图16 三层空间模型破坏时两道纵墙的裂缝情况

混凝土内纵墙各墙肢开裂及破坏荷载的计算与实测结果

表 5

阶 段 编 号	开 裂 荷 载 (t)			破 坏 荷 载 (t)		
	实 测	计 算	实 测 / 计 算	实 测	计 算	实 测 / 计 算
墙 肢 1	42.0	45.47	0.92	52.0	53.1	0.98
墙 肢 2	38.6	37.25	1.04	52.0	44.4	1.17
墙 肢 3	36.0	37.0	0.97	52.0	44.0	1.18
墙 肢 4	50.8	48.4	1.05	52.0	56.3	0.92

模型最终的破坏荷载 $P_{破坏}$ 为 52 吨，按 8 度设防设计的模型的总地震荷载 $P_{设计}$ 为 24.5 吨，整个结构的安全系数 $K = P_{破坏}/P_{设计} > 2$ 。按空间作用计算的破坏荷载值 $P = 44$ 吨。如果按两片纵墙协同工作，不考虑空间作用，计算得到的破坏荷载为 26 吨，与实测的破坏荷载有较大出入，而且计算的破坏形态是弯曲破坏，这和实测结果完全不一样。

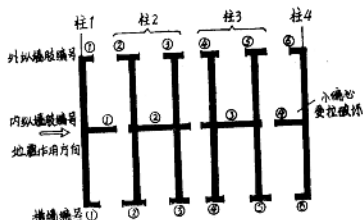


图17 八层五开间空间模型平面及破坏部位

在八层五开间空间模型动力试验中也对计算方法进行了验证，模型平面及破坏部位如图 17。当加速度为 240 伽时，达到模型加振力的最大值 282 公斤，此时模型底层横墙 2、4 及内纵墙墙肢 4 受拉破坏，计算得到结果和试验观察到的现象相同，见表 6。

从上述实验实测值与计算值的对比中可以看出，考虑结构空间作用的近似计算方法，能较好地反映结构的受力状态。

在 $P = 282\text{kg}$ 作用下模型的计算结果

表 8

序 号	部 件	计 算 反 映 值		计 算 承 载 力 值		破坏情况
		M (kg·cm)	N (kg)	M (kg·cm)	N (kg)	
柱 2	横墙 2、4	—	95.515	—	84.7	中心受拉破坏
柱 4	内纵墙 4	-133.106	5.524	-110	4.56	小偏拉破坏

(三) 恢复力特性

在地震力作用下,结构往往进入弹塑性变形阶段,此时房屋结构的抗震能力不仅取决于强度,而且与其变形性能等因素有很大的关系。结构的恢复力特性则较好地反映了结构这方面的性能。图18a、18b和18c分别示出整个模型结构、钢筋混凝土内纵墙和砖外纵墙的滞回曲线。可以看出:钢筋混凝土内纵墙的恢复力特性比砖外纵墙的恢复力特性好,由于钢筋混凝土内纵墙的存在,改善了整个结构的恢复力特性。下面讨论几个问题:

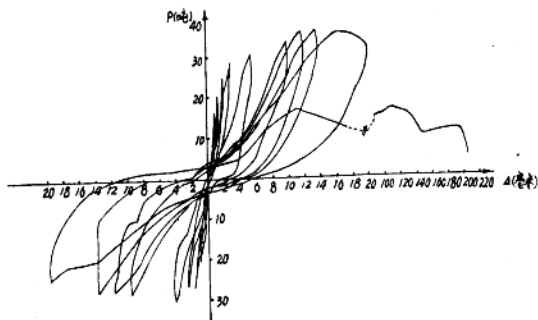


图18b 钢筋混凝土内纵墙的滞回曲线

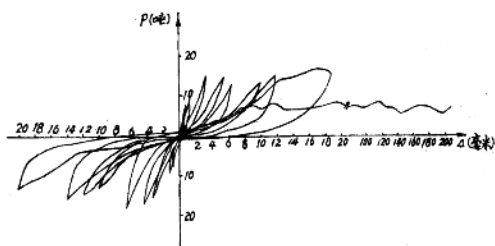


图18c 砖外纵墙的滞回曲线

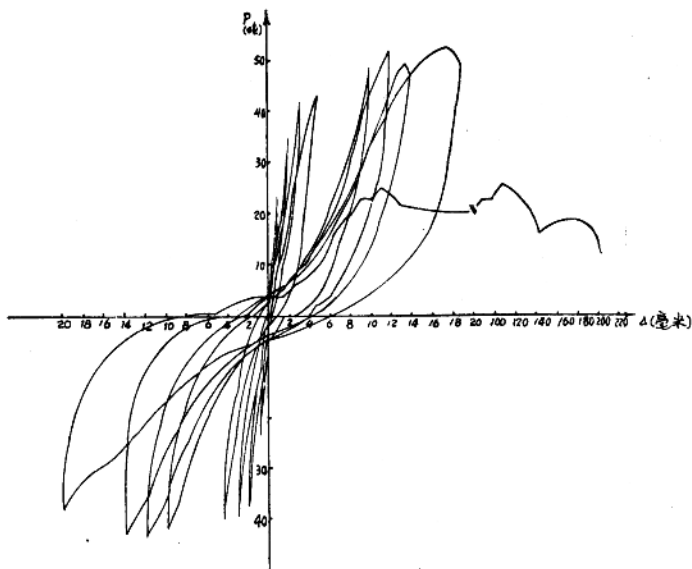


图18A 三层五开间空间模型在水平反复荷载作用下的滞回曲线

1、刚度衰减

从图18的滞回曲线可见，模型结构在反复荷载作用下，刚度衰减比较明显。为便于分析，图19中示出模型结构在反复荷载作用下的刚度衰减曲线。此曲线主要反映结构在低荷载

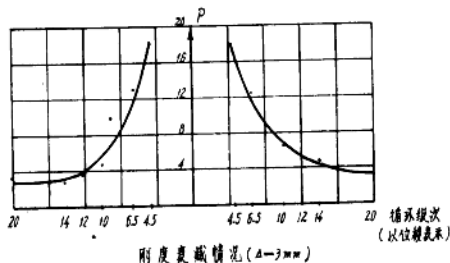


图19 三层空间模型刚度衰减曲线

下的刚度衰减情况。图中横座标表示第几次加载循环（以结构顶点水平位移总量来表示），纵座标表示某一次加载循环中，荷载从零逐渐加大，当顶点位移增量为3毫米时的荷载值。由图可见随着加载循环级次的增大，产生3毫米位移增量所需的荷载值逐渐减小，即结构刚度不断衰减。结构的地震动力反应分析表明，结构在低荷载下的刚度衰减对抗震是不利的。模型结构刚

度衰减比较明显，这是剪切破坏类型的结构所具有的共同特征，但由于钢筋混凝土内纵墙的作用，使结构刚度衰减情况比砖混结构要好。

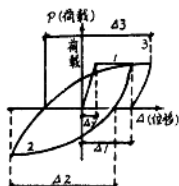


图20 循环荷载下的累积延性定义

2、累积延性

为反映结构在反复荷载下延性，采用了循环荷载下的累积延性^[8]，其定义如图20所示。

图中 Δ_y 为屈服位移。根据每次循环的位移（包括残余变形）与屈服位移之比，分别求出 $\mu_1 = \frac{\Delta_1}{\Delta_y}$ ， $\mu_2 = \frac{\Delta_2}{\Delta_y}$ ，
 $\dots \mu_n = \frac{\Delta_n}{\Delta_y}$ 累积延性为 $\sum_{i=1}^n \mu_i$ 。

图21为三层空间模型整个结构的累积延性与荷载的关系。当循环级次数为5，极限荷载下降10%时，结构的累积延性约为25.6，得到结构的平均延性为 $\frac{25.6}{5} = 5.1$ 。可见，由于钢筋混凝土内纵墙的作用，使整个结构延性有所改善。

3、能量吸收

由滞回曲线可见，随着反复荷载循环次数的增加，结构的强度有所降低，刚度衰减及变形增大，同时滞回曲线的形状也相应改变，这反映了结构的能量吸收的能力。图22为三层空间模型能量吸收的变化情况。可看到在整个加荷过程中两片墙的能量吸收的比例比较稳定，内纵墙吸收了总能量的70~80%，由此可见在大模板多层住宅结构中钢筋混凝土内纵墙是房屋结构纵向的主要承载结构，设计中应该加以重视。

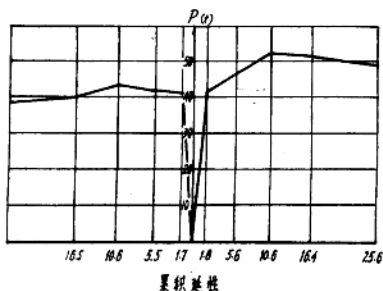


图21 三层空间模型累积延性和荷载的关系

（四）配筋构造

配筋构造对房屋结构的抗震性能起重要作用。下面着重谈钢筋混凝土剪力墙最小构造配筋率的问题和端开间内纵墙连系梁的配筋问题。

1、最小构造配筋率

钢筋混凝土剪力墙的最小构造配筋率一般应满足以下两个要求：（1）当斜裂缝出现后能限制斜裂缝的开展，防止混凝土开裂后墙体发生脆性破坏，并使墙体在

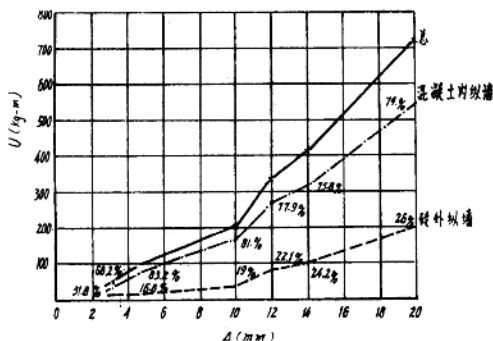


图22 三层空间模型能量吸收变化情况