

预应力板墙结构的抗震性能

张鸿庄

(建筑工程系)

摘 要

根据实际工程背景, 文对无粘结预应力板墙结构的一个节点模型进行了试验研究。通过节点模型的设计和试验, 着重讨论了无粘结预应力板墙结构的设计计算方法, 对节点模型在反复水平荷载作用下的破坏形态、位移、延性和强度进行了较深入的研究, 并讨论了预应力对剪力墙、楼板破坏性能的影响。

关键词: 板墙结构; 预应力; 抗震性能

0 引 言

后张无粘结预应力板墙结构是我国近年来发展起来的一种新型结构型式。1985年在北京市旅游局麦子店住宅区的7层永安公寓楼中首次采用这种结构型式, 得到了专家们的肯定。但是, 在地震区, 在高层建筑中采用这种结构是否安全可靠, 应当如何设计, 都需要通过研究来加以验证和说明。

我们在仔细研究无粘结预应力板墙结构运用于高层所带来的问题后, 结合以前国内外已进行过的有关研究, 对这种结构的板墙节点在承受反复荷载下的性能进行了研究。

本节点试验的目的:

1. 对这种板墙节点型式在反复荷载下受力状况有一个全面的了解, 对节点的抗震性能、刚度和变形、破坏机理、后张预应力对墙的影响等问题进行分析和研究。
2. 校核这种预应力板墙结构的设计计算方法。
3. 为进一步理论分析提供试验数据。

1 模型设计制作

1.1 模型设计原则

为了使模型能正确反映建筑物的实际情况, 对一个18层板墙结构分别进行了在使用荷载(风载)和地震荷载下的纵向受力分析, 此结构标准平面见图1。因顶层地震作用最大, 故取

本文于1992年11月10日收到

第 18 层作为模型的原型, 模型上的荷载就参照这一层剪力墙的受力情况来定。

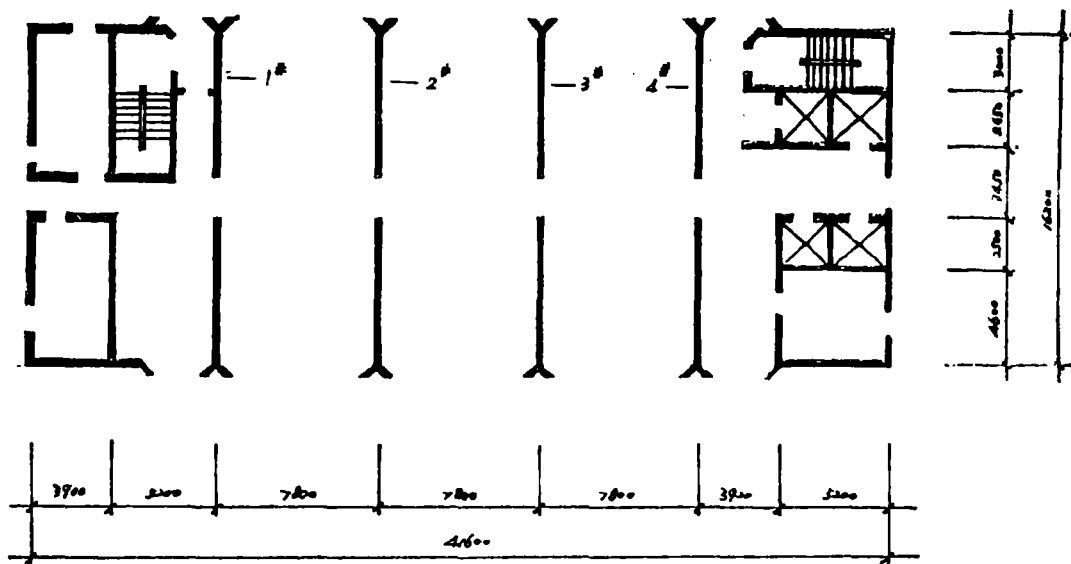


图 1 原型结构平面图

高层建筑对结构强度和延性的要求很高, 目前在高层建筑设计中都采用“强柱弱梁”(板墙结构应称作“强墙弱板”)的设计方法。但是对于预应力板墙结构来说, 由于在板内配有高强预应力筋, 给贯彻“强墙弱板”的设计原则带来了困难, 预应力筋没有明显屈服点, 如仍以残余应变 0.2% 的应力作为名义屈服点, 结构在失去承载力后, 预应力筋中的应力一般仍没有达到这个屈服点。本试验采用“强墙弱板”的设计方法来设计模型, 以摸索预应力板墙结构如何保证“强墙弱板”的设计思想。

为了研究墙的配筋构造对延性的影响, 在三片墙中选用不同的配筋构造, 其中一片墙在总配筋量相同的条件下采用了暗柱配筋方式。

1.2 模型设计

模型与原型结构的比例为 1:2, 根据试验场地的条件, 模型宽度取 85 厘米, 预应力筋产生的等效荷载平衡模型静载。

静载(包括模型自重)取 6KN/m^2 , 活载为 5.3KN/m^2 , 根据原型结构的计算结果, 模型设计水平荷载取 12KN , 使用水平荷载(风载)取 1.2KN , 每片墙上施加 90KN 的垂直荷载。

为了实现“强墙弱板”的设计思想, 本设计采用了两种措施:

(1) 由于预应力筋极限强度很高, 所以预应力筋成为影响板极限强度的主要因素, 如果略为减少预应力筋, 则板的极限弯矩就能降低很多。为此, 本设计预应力筋的平衡荷载仅取为平衡静载。

(2) 适当增加墙体的配筋率。在调整前, 墙板极限弯矩比为 $0.52 \sim 0.8$, 调整后, 墙板极限弯矩达到 $1.1 \sim 1.41$ 。

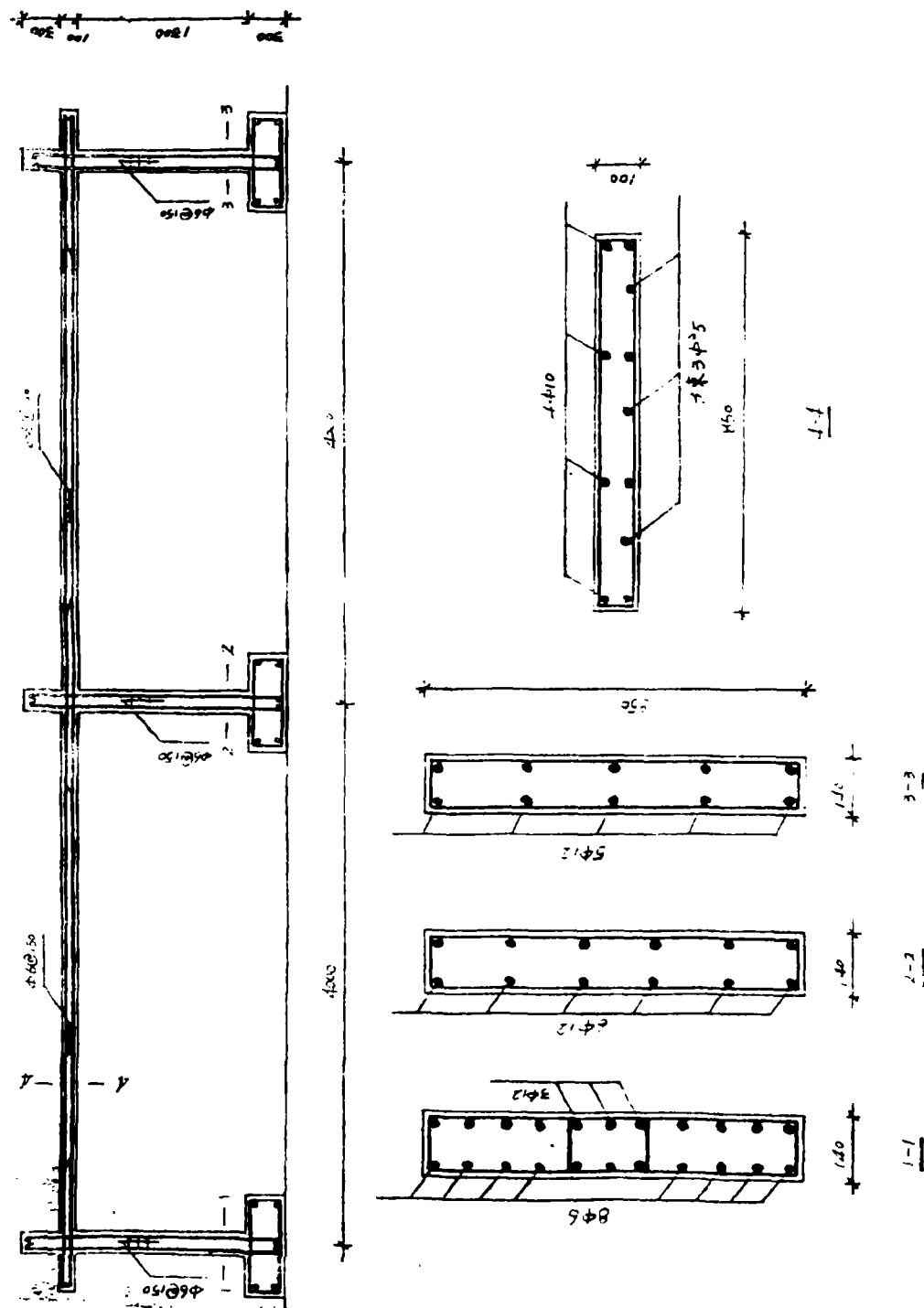


图2 试件模板及配筋

试件模板及配筋图见图 2。

(3) 模型制作

模型制作分为三个阶段进行。这三个阶段为：

第一阶段制作剪力墙。

第二阶段制作楼板。预应力筋的固定方式是平直段预应力筋扎在箍筋上，弯起段则根据曲率的变化在几个控制点调节细铁丝的高度来固定，细铁丝一头扎在架力筋上，另一头扎在预应力筋上。

第三阶段张拉预应力。在张拉前把作为静载的铁块全部加到楼板上均匀分布，无粘结结束的张拉设备采用电动 YC—18 型油缸，并用顶压器顶压。按设计要求，一端张拉，每束张拉力为 66kN，本模型采用超张拉 5%。

2 模型试验装置及方法

2.1 试验装置

除了代表恒载的铁块均匀分布在楼板面以外（在张拉时已加上），楼板上还作用有代表均匀活载由铁块组成的等效集中力，南北两个方向的千斤顶使用同一油泵，此油泵通过电磁阀控制交替使用来模拟反复水平荷载。三片剪力墙顶部所需施加的集中力是用同一油路的三个千斤顶来执行的，三个千斤顶压力相等，且可同步加、卸载。试验过程中，为保持轴压不变，采用了与高压氮气瓶连接的稳压装置，并且这三个轴压千斤顶均安放在滚动小车上，可随着模型变形而左右移动。加载装置布置见图 3。

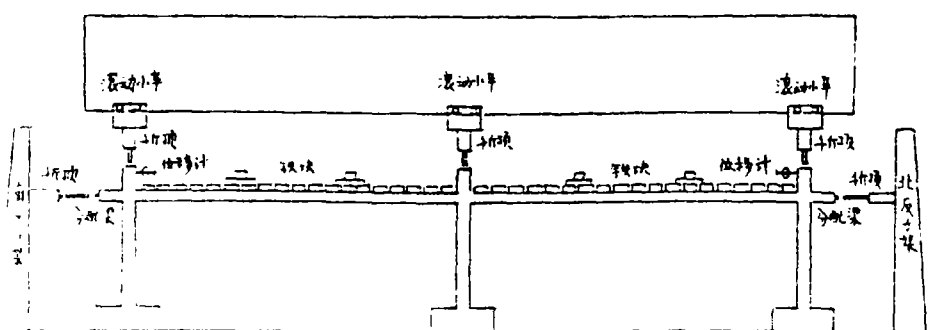


图 3 加载装置

2.2 加载方式

试验时先加板上垂直活荷载，然后施加作用在剪力墙顶部的轴压力，当压力达到规定数值后维持不变，最后才施加水平荷载。水平荷载的加载制度采用荷载和位移控制两种方式，加载等级为 10kN，每级荷载反复一次。模型呈屈服状态后，荷载按等增量位移控制，反复加载直到模型丧失承载能力为止。

3 试验结果与分析

3.1 裂缝分布及破坏过程

加载初期,即在使用阶段,模型处在良好弹性工作状态之中,没有发现任何部位产生裂缝。即使水平荷载到达设计水平荷载(12KN),模型也仍处在无裂缝良好弹性工作状态下。当水平荷载约为31KN时,模型在楼板一侧端部上表面出现了第一批裂缝。当水平荷载约为42KN的反向加载时,在剪力墙SW—1和SW—3底部出现了第二批裂缝,继续加载,在楼板各端部和剪力墙SW—1、SW—2、SW—3墙脚两侧均有新的裂缝产生。图4标出了各节点出现第一批裂缝时的水平荷载值(I、I'、II为开裂的先后次序,I、I'为某一次正、反向加载循环)。随着荷载和循环次数的增加,三片剪力墙墙脚两侧裂缝不断向前延伸,同时新裂缝从墙脚向上不断出现,很快在墙脚形成贯通的主裂缝,楼板板面裂缝慢慢向下延伸,逐渐在板端形成主裂缝。模型各节点主裂缝一旦形成,其增长速度明显快于其它裂缝,在这个阶段,所有裂缝均能在反向荷载下自行闭合。当模型第一批塑性铰形成后,由于水平位移的迅速增加造成剪力墙SW—2上端两侧各出现一条裂缝,这两侧裂缝很快向前延伸,形成通缝,随着荷载进一步增加,楼板各端下表面也出现了裂缝。加载后期,卸载为零时,所有裂缝均不能自行闭合,图5为模型破坏后的裂缝图。

模型弯曲主筋首先屈服的地方是剪力墙SW—1墙脚,随之水平位移增长速度加快,此时水平荷载约为71.4KN,弯曲主筋第二个屈服发生在剪力墙SW—3墙脚,这时水平荷载约为82.9KN。模型塑性铰形成的先后次序见图6(加载后期,由于力传感器发生故障,使得这次加载中一些钢筋屈服没有测到其屈服荷载,因而,图中有些屈服点没有注上其屈服荷载,但从试验现象及其他数据可以判断这些屈服荷载是在93KN~97KN之间)。

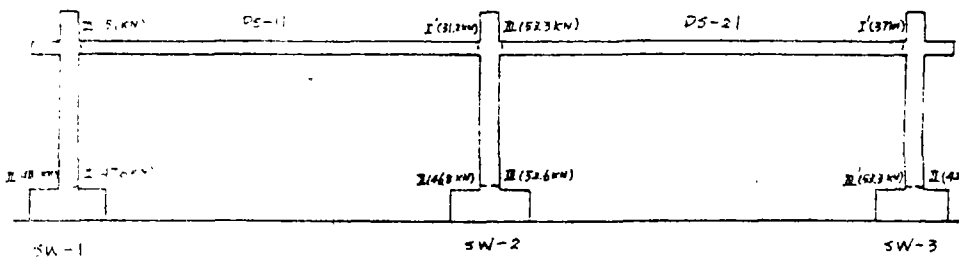


图4 初裂缝 (注:括号内为出现此裂缝的水平荷载)

随着塑性铰的不断出现,模型逐渐向机动体方向发展。当模型成为可变体系的最后一批塑性铰形成时,模型水平位移急剧加大,最后模型因成为可变体系而丧失承载能力。

从模型破坏形态来看,板墙节点除剪力墙SW—2外,剪力墙SW—1和SW—3上端钢筋应变均没有达到屈服,裂缝闭合,而楼板在相应节点处裂缝很宽,上下钢筋均已屈服。这充

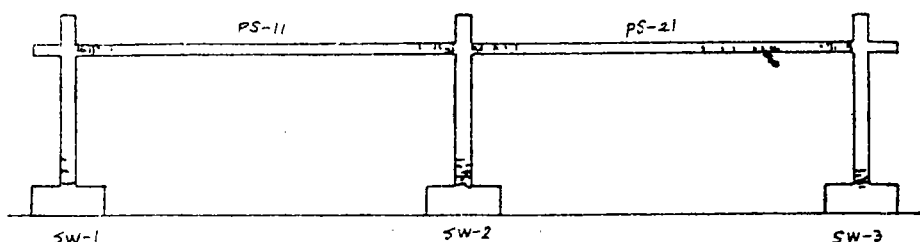


图5 破坏后的裂缝

分表明模型的破坏属于“强墙弱板”型。

3.2 位移和延性

图7为水平荷载——顶点位移滞回曲线的包络线。表1列出了本次试验模型各阶段位移、层转角、荷载及延性比，表中屈服点是根据水平荷载——顶点位移包络线的拐点确定的，相应与该点的荷载与位移分别为 P_y 、 Δ_y 。根据规范要求，在设计框剪结构时，要调整框架剪力，如果考虑按10%基底总剪力调整， P_m 、 Δ_m 就是考虑这种要求调整原型结构内力后折算得到的水平荷载和相应的位移。极限破坏点根据两种情况来定：一种根据水平荷载——顶点位移包络线中最大荷载的点确定，相应荷载与位移分别为 P_u 、 Δ_u ；另一种根据水平荷载——顶点位移包络线将要明显下降的点来确定，相应荷载与位移分别为 P_d^* 、 Δ_d^* 。

比较图6和图7可以发现，当只有SW-1墙脚出现屈服时，包络线仍处于上升阶段，只是刚度略有降低。在包络线上出现明显屈服的点正是每个方向剪力墙SW-1、SW-2、SW-3墙脚塑性铰全部形成时的水平荷载，而模型在每个方向的最大荷载又是模型成为可变体系的最后一个塑性铰形成时的水平荷载，在模型成为可变体系后发生十分明显的墙体转动，荷载略有下降，但位移增加很多。根据以上分析可以看出，剪力墙平面外的极限变形能力是直接影响模型延性的重要因素。

由这一模型试验可得到，出现第一个塑性铰时层转角约为 $\frac{1}{280}$ ，在屈服时层转角约为 $\frac{1}{100}$ ，在最大荷载下层转角约为 $\frac{1}{25}$ ，在荷载明显下降前层转角可达 $\frac{1}{15} \sim \frac{1}{20}$ ，因此这种模型的塑性变形性能及延性都较好。

3.3 模型滞回特性

图8给出了模型水平荷载——顶点位移滞回曲线。在水平荷载较低时，即模型处在设计荷载作用阶段，模型呈现出很好的线弹性性能。在进入屈服状态前（屈服水平荷载为91kN），加

表 1

项 目	使用荷载		设计荷载		地震附加设计荷载		屈服荷载		最大荷载		荷载明显下降点		延性比	
	P_0 (kN)	Δ_0 (cm)	P_c (kN)	Δ_c (cm)	P_m (kN)	Δ_m (cm)	P_y (kN)	Δ_y (cm)	P_u (kN)	Δ_u (cm)	P_u^* (kN)	Δ_u^* (cm)	$\frac{\Delta_u}{\Delta_y}$	$\frac{\Delta_u^*}{\Delta_y}$
北加载	1.2	2.85×10^{-3}	12	0.0291	15	0.042	91	0.92	997	5.46	943	9.35	$\frac{1}{15}$	5.93
南加载	1.2	2.8×10^{-3}	12	0.0284	15	0.0408	923	1.22	983	6.03	991	6.04	$\frac{1}{22}$	4.74
														5.69

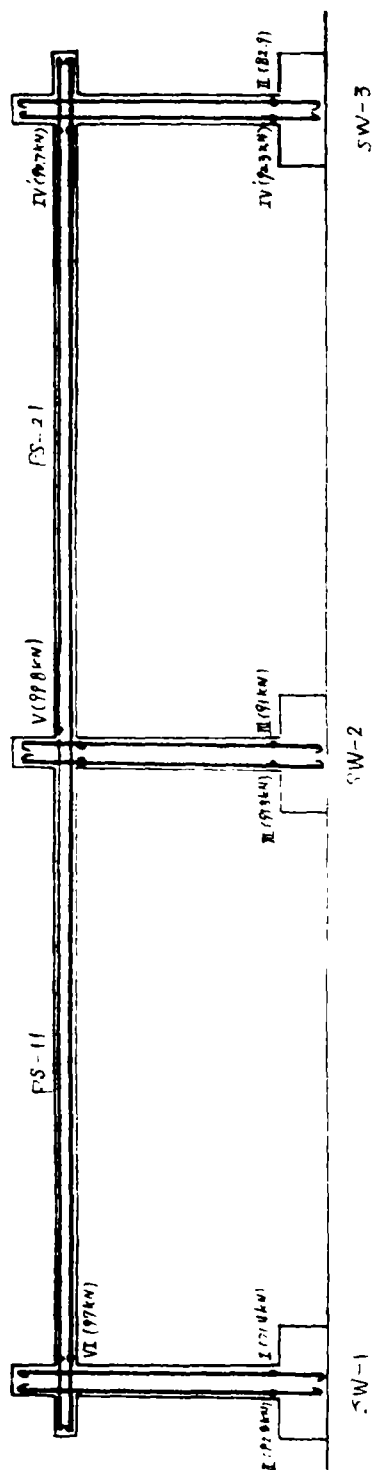


图 6 塑性铰形成的次序(注:括号内为出现该塑性铰时的水平荷载)

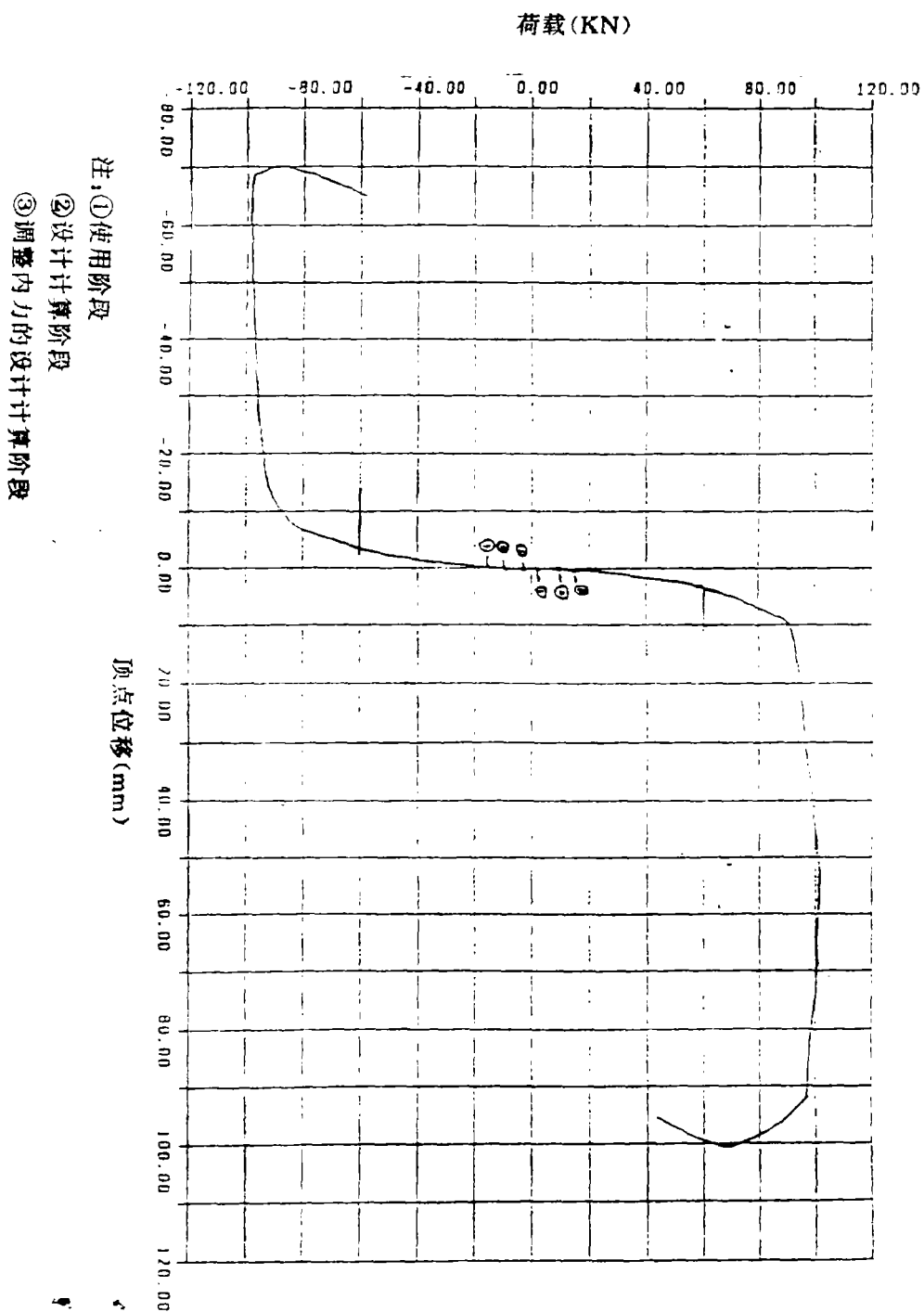


图7 水平荷载——顶点位移包络线

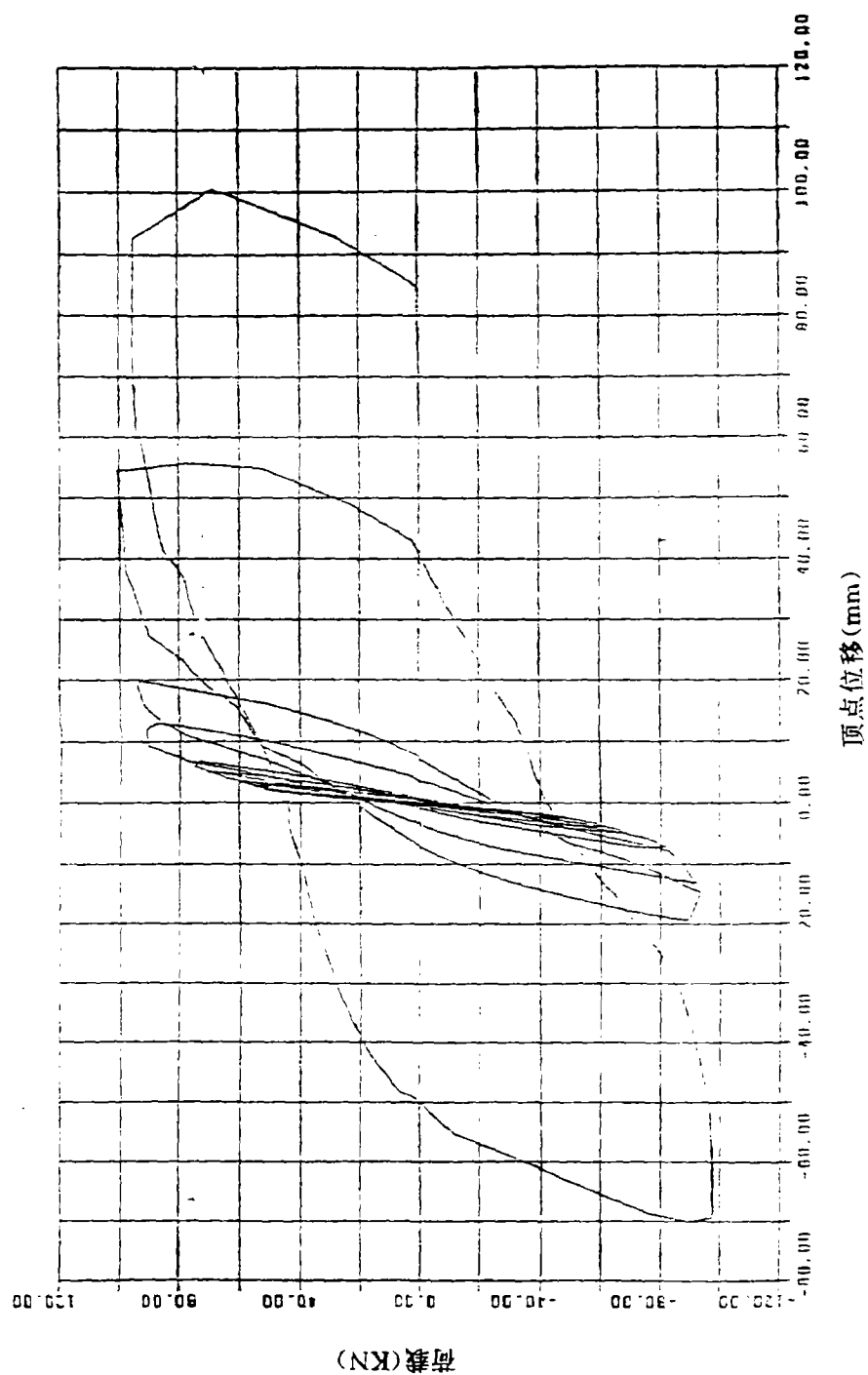


图8 水平荷载——顶点位移滞回曲线

载时尽管模型已表现出较为明显的非线性性能,但由于卸载斜率随位移的加大而减小,因此这个阶段卸载后的残余变形仍然比较小,滞回环呈稳定的“梭形”,刚度退化也不明显。模型进入屈服状态后,卸载刚度仍然减小,但幅度不大,而模型刚度随位移的增大而降低很快,出现了明显的刚度退化,残余变形较大。作为抵抗水平荷载的主要构件——三片剪力墙最先在墙脚形成双向塑性铰,由于剪力墙很薄,平面外塑性阶段弯矩提高很小,上部位移大部分由墙体转动产生,这是造成模型屈服后刚度退化急剧加大、加载曲线没有出现明显“滑移段”和“硬化段”、屈服荷载与破坏荷载十分接近的主要原因。

3.4 剪力墙性能及配筋构造影响

图 9 表示剪力墙 SW—1 两端钢筋应变——顶点水平荷载的滞回曲线,从图中可以看到:剪力墙底部钢筋在正向荷载下受拉、反向荷载下钢筋出现从受压逐渐转变为受拉的现象。这说明剪力墙平面外受力是极其不利的。在平面外弯矩作用下,混凝土一旦开裂,很快就会形成贯通的主裂缝,这样剪力墙底部只有钢筋来承担全部剪力。

从图 5 中还可以发现,剪力墙 SW—1 除一条主裂缝外,其它裂缝很少。相对而言,SW—3 底部出现的裂缝就比较多,截面开裂有一个从底向上逐渐产生的趋势。这种区别是和它们的配筋形式有关的。SW—1 采用暗柱配筋形式,除暗柱外分布钢筋面积少,暗柱的宽度相对于剪力墙长度方向来讲是很小的,它无法限制裂缝开展,很快形成贯通主裂缝,相反在具有和 SW—1 同样配筋率的 SW—3 中,由于钢筋均匀分布在剪力墙长度方向,对裂缝的抑制作用反而高于 SW—1。因此,可以认为:如果墙体中总配筋率相同,那末暗柱配筋方式对剪力墙平面外受弯并无好处。

3.5 楼板性能

图 10 表示楼板中普通钢筋应变——顶点水平荷载的滞回曲线。图 11 表示预应力筋应力增量——顶点水平荷载的滞回曲线,它反映了施加水平荷载后预应力增量变化情况。

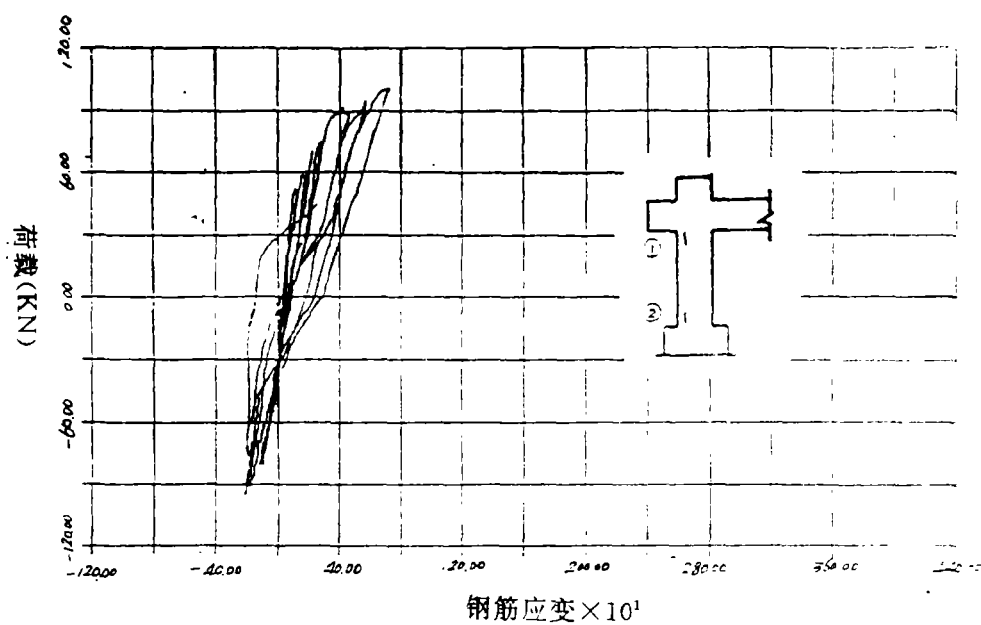
从上述两张图中可以发现,与墙类似,水平荷载不大时处于正向荷载下受拉、反向荷载下受压的钢筋,当混凝土开裂后,就逐渐发生变化,钢筋慢慢进入正向荷载下受拉、反向荷载下也受拉的状态。但由于楼板内存在着预应力筋,这种状态的变化过程与剪力墙平面外受力状态变化是有所区别的。由于预应力筋的存在,楼板裂缝发展要比剪力墙裂缝发展要慢;尽管楼板板底的裂缝比板面裂缝形成要晚,但其发展比板面裂缝发展要快,这便是预应力作用产生的效果。

从上述现象可以得出这样的结论:在设计水平荷载的作用下,预应力筋始终处于线弹性阶段,处在小变形状态下的预应力筋能促使裂缝闭合,应变增量很小,但由于它的布置方式,对支座处板面裂缝闭合作用大,对板底裂缝作用较小。在大变形情况下,预应力筋应变增大,使得裂缝闭合作用大大减小。

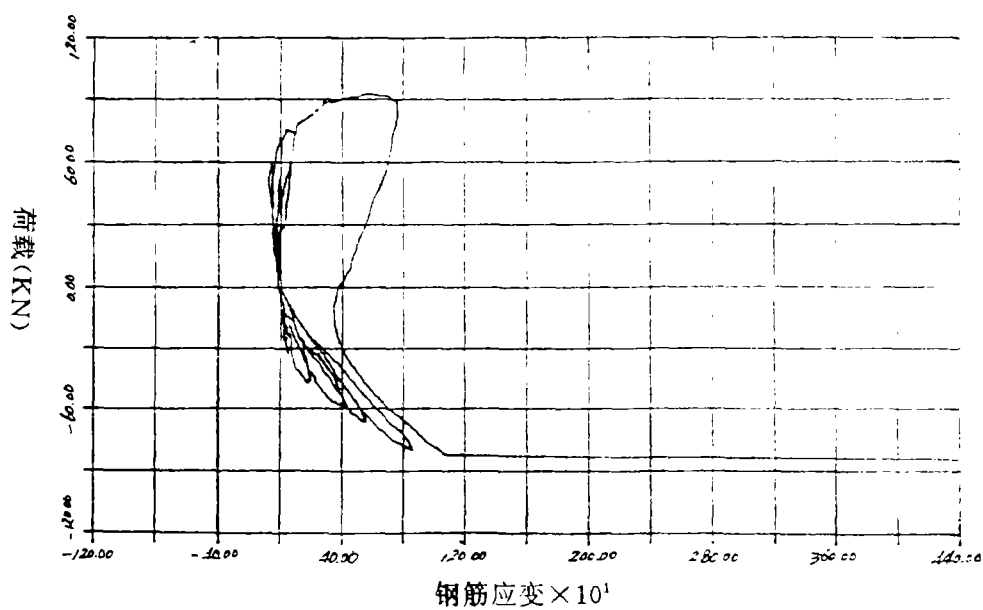
4 结论

1. 在预应力板墙结构的内力分析中,采用荷载平衡法概念清楚,运算方便,很适于实际工程的设计。

2. 和普通钢筋混凝土结构一样,在保证“强墙弱板”的配筋设计下,可以实现板先于墙



(a) ①钢筋



(b) ②钢筋

图9 水平荷载——钢筋应变

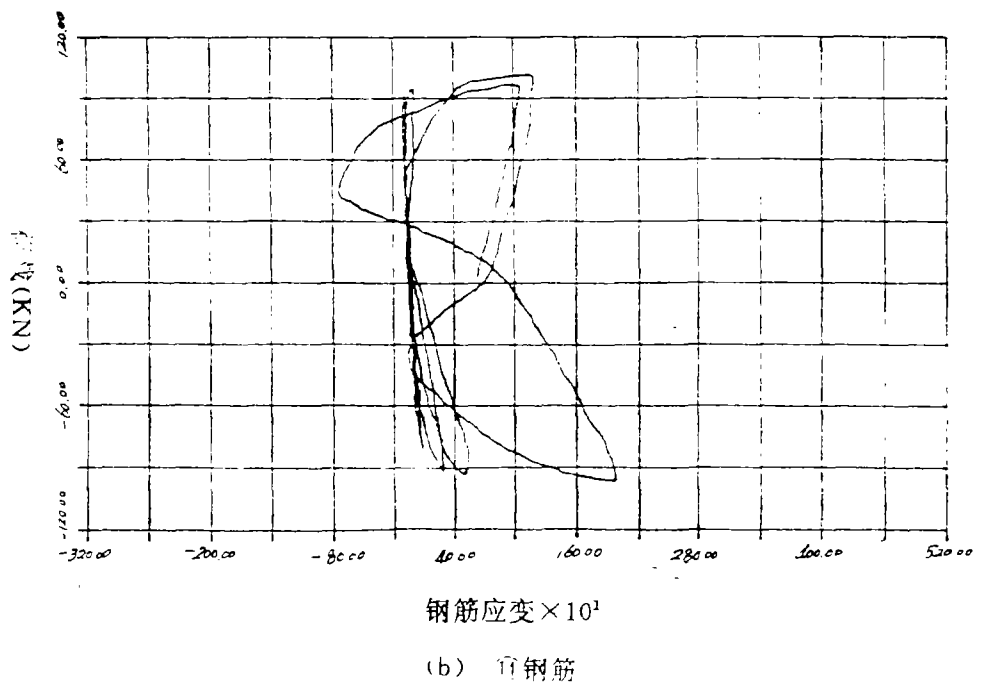
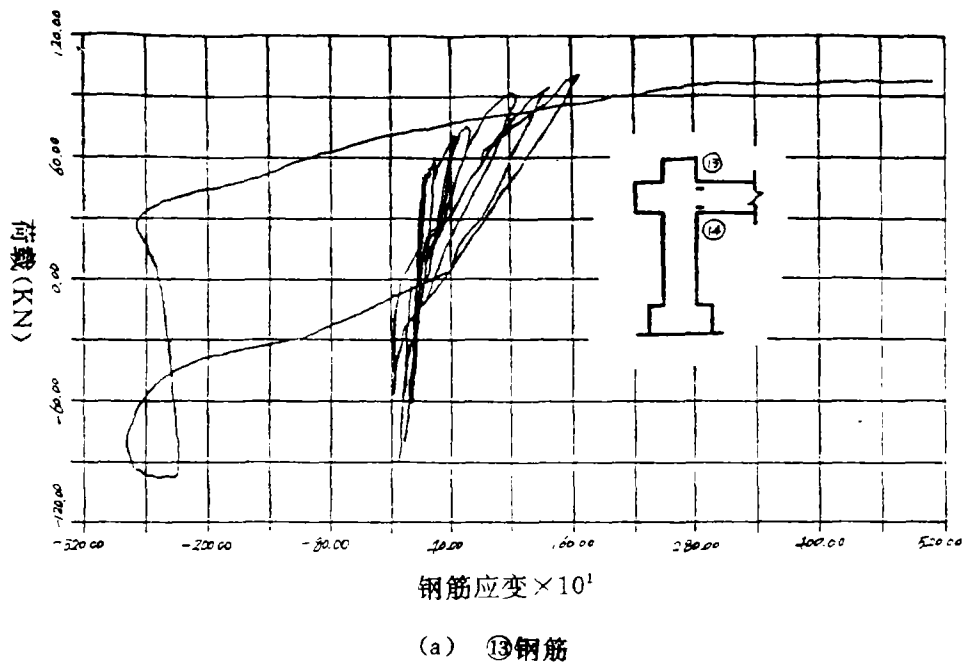


图10 钢筋应变——水平荷载

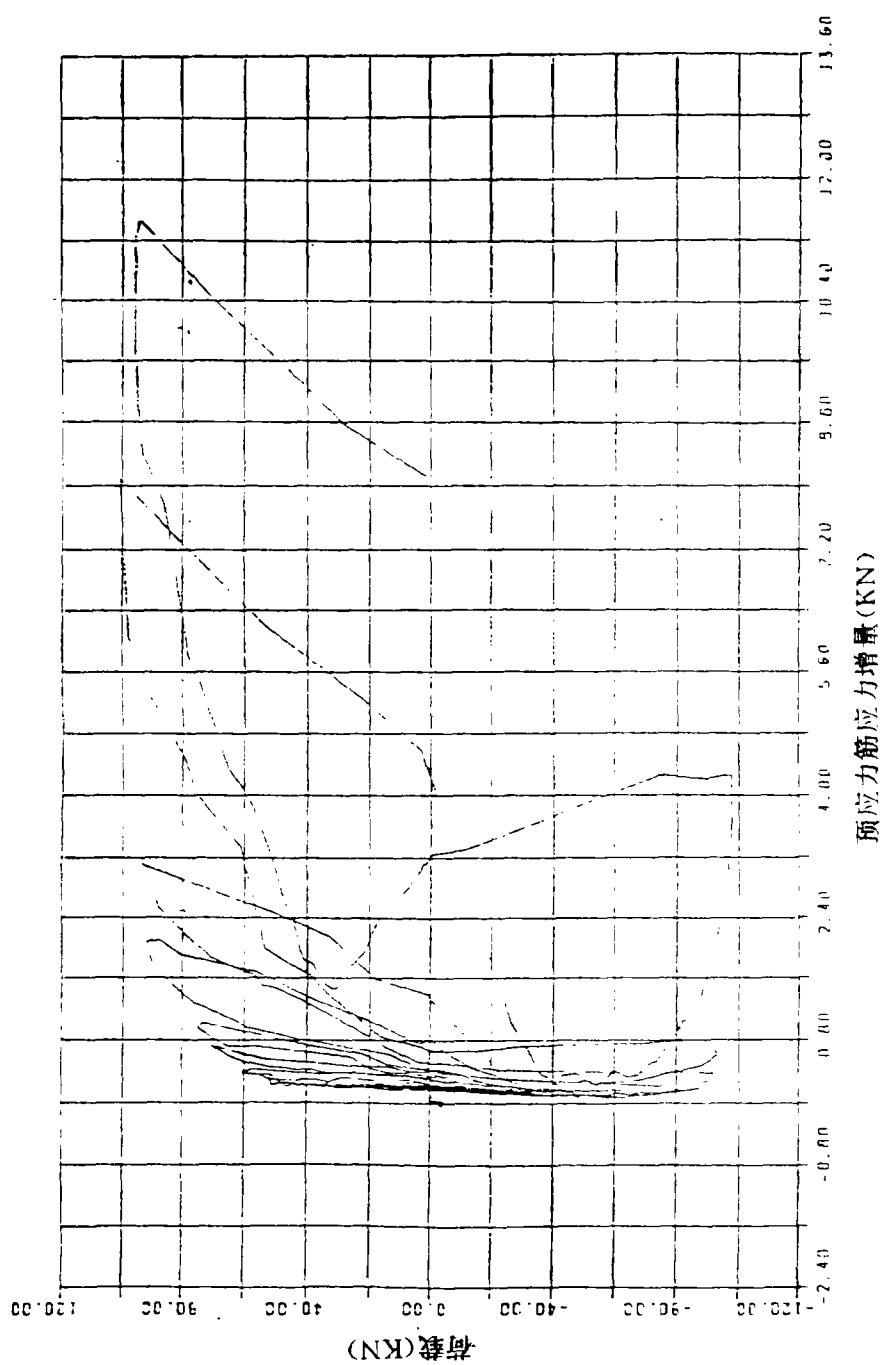


图 11 水平荷载——预应力筋应力增量

屈服,此时板墙结构的破坏形式和普通钢筋混凝土框架结构的破坏形式是一样的。

3. 试验说明:模型的延性较好,层间塑性变形能力较大,模型成为可变体系后仍可发生十分明显的水平位移,剪力墙平面外极限变形能力是直接影响模型延性的重要因素。

4. 剪力墙平面外受力是相当不利的,一旦截面混凝土开裂,很快形成贯通主裂缝,造成剪力墙基底剪力全部由钢筋承担的不利后果。另外剪力墙截面采用一个暗柱形式对抑制剪力墙平面外受弯裂缝开展是不利的。

5. 楼板预应力的存在,大大推迟了楼板裂缝的发展。模型破坏时,尽管预应力筋没有屈服,但已呈现出较为明显的非线性性能。

鸣谢

本项试验研究曾得到北京市工业设计研究院和北京市建筑工程研究所的大力支持,在模型制作过程中,北京市建筑工程研究所还提供了预应力施工技术,清华大学方鄂华教授也多次给予帮助,在此一并表示谢意。

参 考 文 献

- [1] P·Matt: "FIP Design Recommendations for Flat slabs in Post-Tensioned Concrete using Unbonded and Bonded Tendons" Proc. FIP Eighth Congress Part 3, 1978
- [2] B·Zezelj: "Experience With the Behavior of Prestressed concrete structures during Earthquakes. Aseismic structures. Theme IV.
- [3] 杜拱辰,陶学康·部分预应力混凝土梁无粘结筋极限应力的研究。建筑结构学报,1985;(6)。
- [4] 苏小卒,朱伯龙·预应力混凝土框架的反复荷载试验及有限元全过程滞回分析,同济大学学报,1987;(1)。

Test Investigation on Aseismic Behaviour of the Slab and Wall Structure with Prestressing in the Slab

Zhang Hongzhuang

ABSTRACT

Based on the requirement of engineering practice, this paper investigates the aseismic behaviour of the slab and wall structure with the unbonded post-tensioned prestressing in the slab, such as the pattern of collapse, ductility, etc., by designing and testing one half-scale slab and wall subassemblages. The effect of the post-tensioned prestressing on the failure behaviour of shear wall and slab is investigated further. This paper also discusses the design methods for the slab and wall components in such structures.

Key words: Slab and wall structure; Prestressing; Aseismic behaviour