

6 结构抗震试验

内容提要

本章介绍了结构抗震试验中的伪静力试验、拟动力试验、模拟地震振动台试验、人工地震试验、天然地震试验,重点阐述了伪静力试验、拟动力试验、模拟地震振动台试验的基本理论、试验设备和试验方法,详细阐述了如何从结构的强度、刚度、延性、耗能性能、刚度退化等方面对结构抗震性能进行评定。

能力要求

通过本章的学习,学生应了解结构抗震试验的任务、内容及分类,了解拟动力试验的基本原理及试验的局限性,掌握模拟地震振动台的加载过程及试验方法,重点掌握伪静力试验的加载方案设计、数据处理以及结构抗震性能的分析与评价。

6.1 概述

6.1.1 结构抗震试验的任务

地震是地球内部应力释放的一种自然现象。强烈的地震对建筑物、道路、桥梁和建筑设施会造成不同程度的破坏,并危及人类生命和财产安全。因此,需要对工程结构的抗震理论和抗震试验方法及防灾技术等方面进行深入研究。结构抗震性能一般从结构的强度、刚度、延性、耗能能力、刚度退化等方面来衡量,结构的抗震能力是结构抗震性能的表现,而结构抗震试验是研究结构抗震性能的重要手段。结构抗震试验研究的主要任务有以下几个方面的内容:

- ① 研究开发具有抗震性能的新材料。
- ② 对不同结构抗震性能进行研究,提出新的抗震设计方法。
- ③ 通过对实际结构进行模型试验,验证结构的抗震性能和能力,评价其安全性。
- ④ 为制定和修改抗震设计规范提供科学依据。

6.1.2 结构抗震试验的分类

结构抗震试验按荷载性质分为两大类,即结构抗震静力试验和结构抗震动力试验。其中,结构抗震静力试验又分为伪静力试验、拟动力试验;结构抗震动力试验又分为模拟地震振动台试验和建筑物强震观测试验。在实验室经常进行的试验主要有伪静力试验、拟动力试验和模拟地震振动台试验三种。在现场可进行建筑物的强震观测和利用天然地震加载的长期观测试验两种。伪静力试验方法几乎可以应用于各种工程结构或构件的抗震性能研究。与拟动力试验和模型振动台试验相比,伪静力试验方法的突出优点是它的经济性和实用性,从而使它的应用具有广泛性。通过拟动力试验,可以研究结构的恢复力特性,结构的加速度反应和位移反应,结构的开裂、屈服及破坏的全过

程。伪静力试验每一步的加载目标(位移或力)是已知的,而拟动力试验每一步的加载目标是基于被测试验结构的离散动力方程,因此试验结果代表了结构的真实地震反应,这也是拟动力试验优于伪静力试验之处。地震模拟振动台可以真实地再现地震过程,主要用于检验结构抗震设计理论、方法和计算模型的正确性,许多高层和超高层结构、大型桥梁结构、海洋工程结构的设计和计算理论主要通过缩尺模型的地震模拟振动台试验来检验和验证。模拟地震振动台试验的局限性在于振动台试验一般都为模型试验,模型尺寸比例较小,容易产生尺寸效应,不易模拟结构构造,并且试验费用昂贵。

6.2 伪静力试验

伪静力试验方法一般以试验对象的荷载值或位移值作为控制量,在正反两个方向对试件进行低周反复加载和卸载,如图 6-1 所示。由于伪静力试验加载过程的周期远远大于结构的基本周期,故称为伪静力试验,又称低周反复加载试验。因此,伪静力试验的实质仍是用静力加载方式来模拟地震对结构的作用。伪静力试验的特点是加载过程可人为加以控制,在试验过程中可以随时停下来观测试件的开裂和破坏状态,检查试验数据和仪器的工作情况,同时可根据试验需要改变加载历程。因为静力试验设备相对简单,试验费用相对较低,所以在工程中应用广泛。

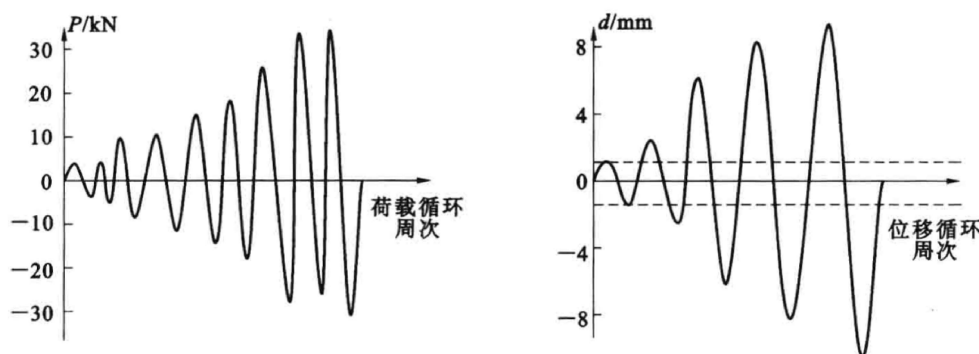


图 6-1 伪静力试验低周反复加载制度

6.2.1 试验目的与试验对象

目前已有的结构理论体系还不能完全预测结构在遭遇地震时的非弹性行为。因此,掌握结构性能是完善结构理论的重要环节。低周反复荷载试验得到的典型试验结果为荷载-位移曲线。与单周静力荷载下的位移曲线不同,在反复荷载作用下的曲线形成滞回环,称为滞回曲线。试验的研究目的是通过这些滞回曲线对结构或构件作出抗震性能评价,同时根据滞回曲线掌握结构在地震作用下的力学规律,进而总结归纳形成结构或构件的抗震设计方法。

建筑物的抗震性能取决于主要承重结构和构件的抗震性能。在伪静力试验中,研究抗震试验对象通常选择各种结构的主要承重构件和连接节点。对于钢筋混凝土或钢框架,梁、柱即为最基本的单元,其中对整体结构安全起决定性作用的是柱。因此,常常选取柱为试验对象。在砌体结构抗震试验中,由于墙体是主要的承重单元,故选墙体作为试验对象。钢结构有不同的连接方式和节点构造,节点则成为钢结构抗震试验的主要对象。有时根据试验要求,也进行单层或多层框架结构以及剪力墙结构的低周反复荷载试验。

6.2.2 伪静力试验的加载设备及装置

(1) 加载设备

目前,伪静力试验常用的加载设备有成对使用的单向千斤顶、拉压千斤顶及电液伺服加载系统。电液伺服加载系统是将伺服液压技术、自动控制技术和专用计算机相结合的反复加载控制技术。其工作原理见 2.3.3 节。

(2) 反力装置

在伪静力试验中,试验结构主要模拟地震作用的水平反复荷载作用。因此,需要能够产生竖向荷载的反力装置和满足水平反复加载的反力装置,并要求加载反力装置尽可能模拟结构的实际边界条件。目前,常用的反力装置由反力墙、反力台座、钢结构竖向加载反力架等组成。反力墙有移动式钢结构反力架与台座锚固式水平荷载反力装置。目前,应用最多的是钢筋混凝土或预应力混凝土反力墙,图 6-2 所示为钢筋混凝土 L 形双面反力墙。

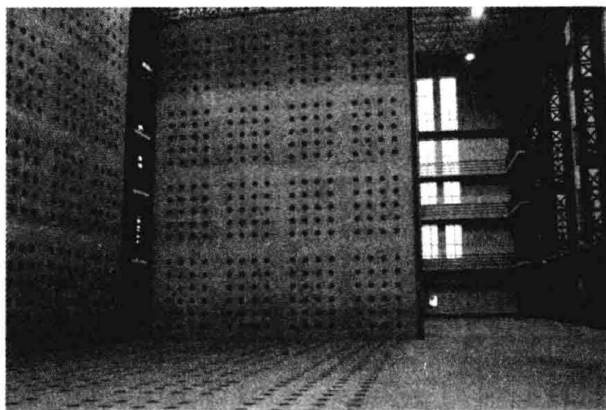


图 6-2 钢筋混凝土 L 形双面反力墙

(3) 伪静力试验加载装置

① 梁式压弯构件试验装置。

图 6-3 所示的梁式压弯构件在低周反复加载试验后,塑性铰一般将出现在试件荷载作用点的左、右两侧。试验时,试件既要满足支座上下的简支条件,又要满足试件在轴压下的纵向变形。当反复加载时,特别是在向上施加荷载时,要通过平衡重消除结构自重的影响。一般情况下,这种简支静定构件的边界条件比较容易满足。

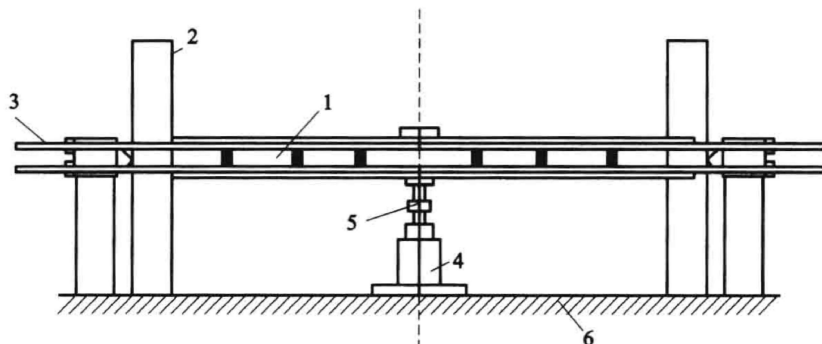


图 6-3 梁式压弯构件伪静力试验加载装置

1—试件;2—荷载支承架;3—拉杆;4—双向液压加载器;5—荷载传感器;6—试验台座

② 砖石或砌块墙体试验装置。

a. 模拟墙体受竖向荷载作用的伪静力试验装置。

模拟墙体受竖向荷载作用的伪静力试验装置如图 6-4 所示。竖向荷载是由液压加载器对墙体施加的集中荷载,加载器顶部装有特制的滚轴。当墙体受水平荷载反复作用而产生正、反方向的水平位移时,不会因竖向荷载作用而对墙体的水平位移产生约束。同时,竖向荷载的作用点与相对位置也不会发生变化,以保证试件有可以平滑移动边界受力状态。

b. 模拟墙体受弯矩作用的伪静力试验装置。

由于多层砌体房屋(非顶层)同时受到水平荷载和由上层墙体传来的作用于该层墙体顶部的弯矩,这就要求墙体顶部作用的是非均布的竖向荷载,并随着水平力作用方向的变化做周期性的转换,如图 6-5(a)所示。这时,可以采用图 6-5(b)所示的试验装置,通过墙体顶部刚性的 L 形横梁施加水平反复荷载,在墙体顶部产生弯矩效应。

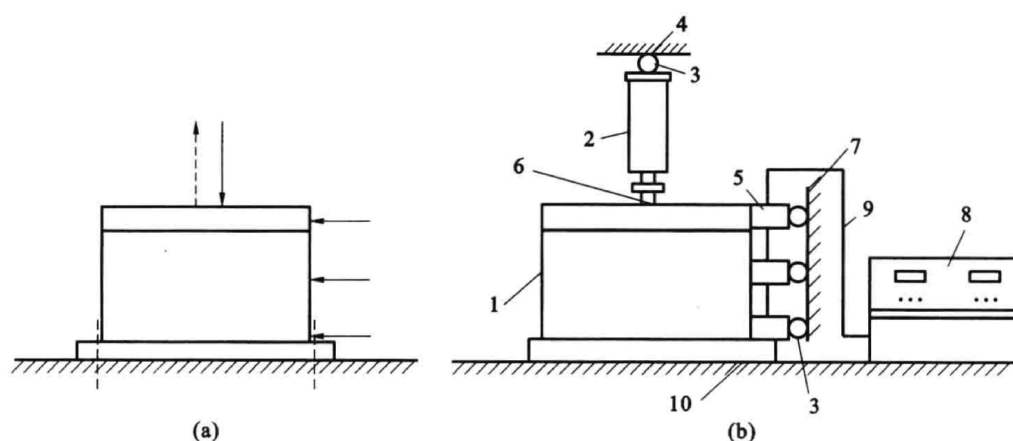


图 6-4 模拟墙体受竖向荷载作用的伪静力试验装置

(a) 受力简图;(b) 加载装置

1—试件;2—竖向荷载加载器;3—滚轴;4—竖向荷载支承架;5—水平荷载双作用加载器;
6—荷载传感器;7—水平荷载支承架;8—液压加载控制台;9—输油管,10—试验台座

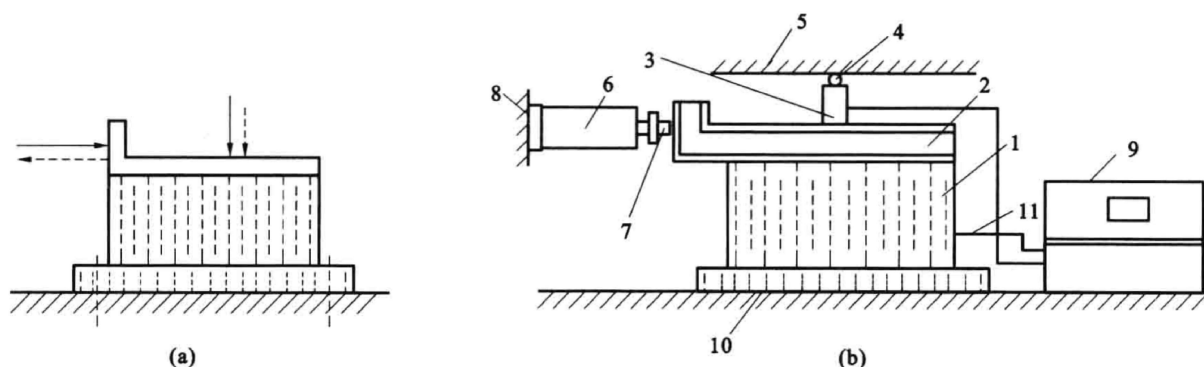


图 6-5 模拟墙体顶部受弯矩作用的伪静力试验装置

(a) 受力简图;(b) 加载装置

1—试件;2—L 形刚性梁;3—竖向荷载加载器;4—滚轴;5—竖向荷载支承架;6—水平荷载双作用加载器;
7—荷载传感器;8—水平荷载支承架;9—液压加载控制台;10—试验台座;11—输油管

c. 模拟墙体顶部水平位移的固定平移式伪静力试验装置。

其为模拟墙体实际受力与边界条件,以满足试验时只允许墙体顶部产生水平位移而不产生转动而设计的一种固定平移式加载装置,如图 6-6 所示。

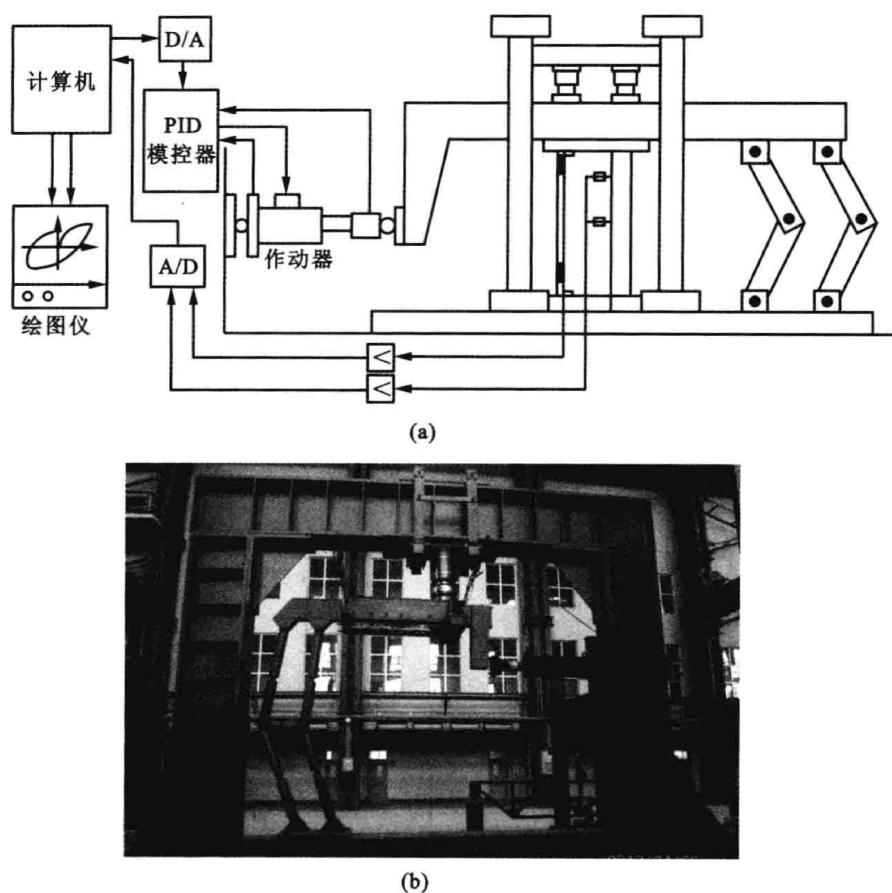


图 6-6 固定平移式伪静力试验装置示意图及实物图

(a) 示意图; (b) 实物图

③ 框架节点及梁柱组合件试验装置。

a. 框架节点及梁柱组合件有侧移柱端加载的伪静力试验装置。

在框架结构中,当受侧向水平荷载作用时,框架产生水平侧移变形。这时,节点上柱反弯点可看作水平方向可移动的铰。相对于上柱反弯点,下柱反弯点可看作固定铰,而节点两侧梁的反弯点均为水平可移动的铰,其变形如图 6-7 所示。这样的边界条件考虑了柱子的荷载-位移($P-\Delta$)效应,比较符合节点在实际结构中的受力状态。

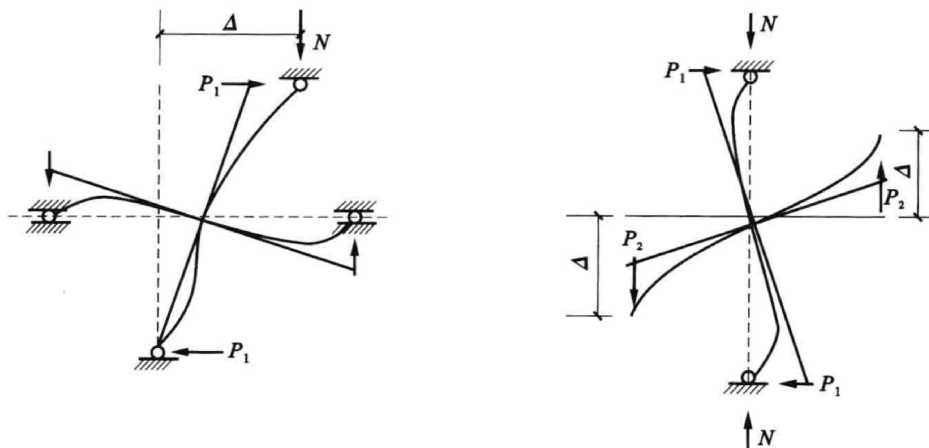


图 6-7 框架节点及梁柱组合试件的边界模拟

试验采用槽钢焊接而成的几何可变的框式试验架,如图 6-8(a)所示。框架中的十字形节点试件可通过在柱端和梁端的预留孔用钢销分别与框架横梁和立柱上相应位置的圆孔连接,形成相应的铰接支承进行安装固定。整个装置用地脚螺栓固定在试验台座上。试件上部柱顶安装施加竖向荷载的液压加载器,用横梁和拉杆连接在框式试验架的上部横梁中央,形成荷载自平衡体系。试验时,由固定在反力支承装置上的水平双作用液压加载器对框架试验架顶部施加低周反复水平荷载,使之形成如图 6-8(b)所示的柱顶加载有侧移的边界条件。

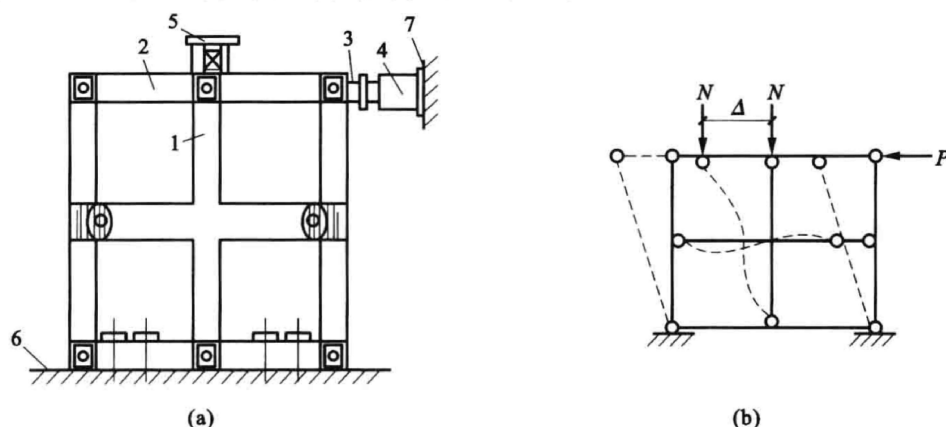


图 6-8 框架节点及梁柱组合体有侧移柱端加载试验装置

(a) 加载装置; (b) 试件受载后的变形图

1—试件; 2—几何可变的框式试验架; 3—荷载传感器; 4—水平荷载加载器;

5—竖向荷载加载器; 6—试验台座; 7—水平荷载支承架或反力墙

b. 框架节点及梁柱组合体梁端加载的伪静力试验装置。

在实际试验中,当以梁端塑性铰或节点核心区为主要研究对象时,可采用在梁端施加反对称往复荷载的方案。这时,节点边界条件是上、下柱反弯点均为不动铰,梁的两侧反弯点为自由端。试验采用如图 6-9 所示的装置。试件安装在荷载支承架内,在柱的上、下端都安装有铰支座,在柱顶由液压加载器施加固定的轴向荷载。在梁的两端用 4 个液压加载器同步施加反对称的低周反复荷载,也可使用两台双向作用加载器或电液伺服加载器代替两对反向加载的液压加载器做梁端反对称反复加载。

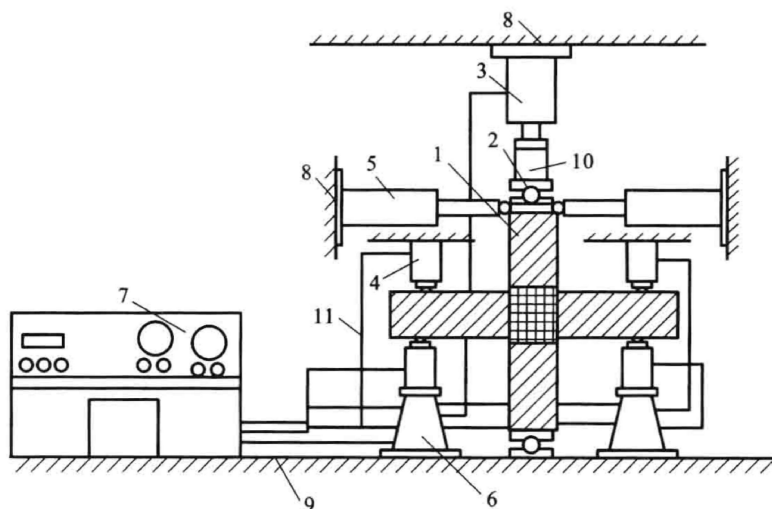


图 6-9 框架节点及梁柱组合体梁端加载试验装置

1—试件; 2—柱顶球铰; 3—柱端竖向加载器; 4—梁端加载器; 5—柱端侧向支承; 6—支座;

7—液压加载控制台; 8—荷载支承架; 9—试验台座; 10—荷载传感器; 11—输油管

④ 一种悬臂柱式试验装置。

图 6-10 所示是一种悬臂柱式试验装置,也称为柱式构件试验装置。试验过程为水平往复作动器施加水平荷载,两个竖向作动器施加竖向荷载,因为柱的上端没有转动约束,则可认为其弯矩为 0,是框架柱的反弯点。

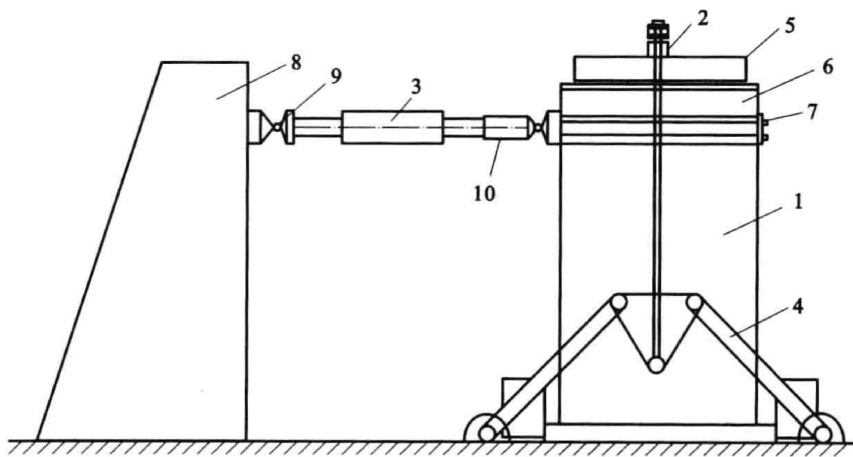


图 6-10 悬臂式墙柱试验装置

1—试件;2—竖向千斤顶;3—推拉千斤顶;4—仿重力荷载架;5—分配梁;6—卧架;
7—螺栓;8—反力墙;9—铰;10—测力计

6.2.3 伪静力试验的加载制度

加载制度决定伪静力试验的进程,由于地震运动是一种随机的地面运动,没有确定性的规律,因此,在伪静力试验中,需要人为对试验的加载制度作出规定。伪静力试验主要有单向反复加载制度、双向反复加载制度和多点同步加载制度。

(1) 单向反复加载制度

单向反复加载方案一般包括位移控制加载制度、荷载控制加载制度、荷载-位移混合控制加载制度。

① 位移控制加载。

位移控制加载方法是目前国内外抗震试验常用的加载方法。这种方法以位移(包括线位移、角位移、曲率或应变)作为控制值或以屈服位移的倍数作为控制值,按一定的位移增幅进行循环加载。根据位移控制的幅值不同,位移控制加载又可分为变幅加载、等幅加载和变幅等幅混合加载,如图 6-11 所示。

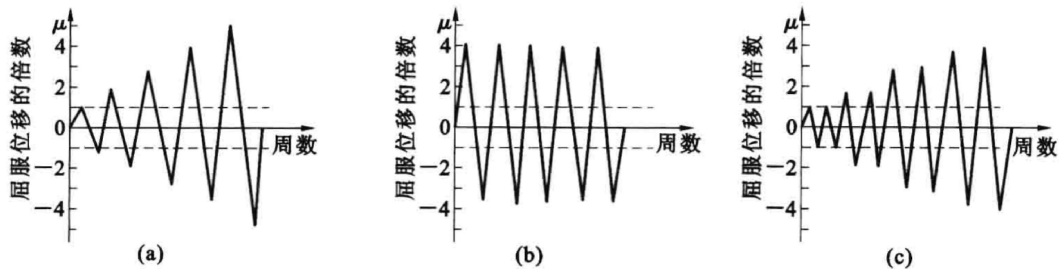


图 6-11 位移控制加载制度

(a) 变幅加载;(b) 等幅加载;(c) 变幅等幅混合加载

a. 变幅加载。

变幅位移控制加载多数是用于确定试件的恢复力特性和建立恢复力模型。一般以延性系数或

位移值为纵坐标,以反复加载循环次数为横坐标,每一周次后增加位移的幅值。由试验测得的滞回曲线可以建立构件的恢复力模型,通过反复加载循环次数研究结构的恢复力特性。当对一个构件的性能不太了解时,作为探索性研究也用变幅加载研究强度、变形和耗能的性能,如图 6-11(a)所示。

b. 等幅加载。

如图 6-11(b)所示,等幅位移控制加载在整个试验中始终按照等幅位移施加,主要用于研究结构的耗能性能、强度退化率和刚度退化率。

c. 变幅等幅混合加载。

变幅等幅混合加载即将变幅位移和等幅位移两种加载制度结合起来运用,如图 6-11(c)所示。这种混合位移控制加载可以综合地研究构件的抗震性能(如等幅部分的强度和刚度退化,变幅部分及大变形增长情况下强度和耗能能力的变化)和不同加载位移控制幅值对试件受力产生的影响。采用这种加载制度时,等幅部分的循环次数应由研究对象和试验要求决定,一般可选 3~6 次。上述三种位移控制加载制度中,以变幅等幅混合加载方法使用得最多。图 6-12 是一种混合加载制度,在两次大幅值之间有几次小幅值的循环,以模拟构件承受二次地震冲击的影响,其中小循环用来模拟余震的影响。

② 荷载控制加载。

荷载控制加载方法是通过对结构或构件作用力的控制,实现低周反复加载的要求。加载前必须对试验结构的承载力进行估算,根据估算的承载力分级控制加载。因为如果估算的承载力过高,在加载过程中容易发生失控,所以这种加载制度较少单独使用。

③ 荷载-位移混合控制加载。

这种加载制度是先以荷载控制进行加载,当试件达到屈服状态时改用位移控制,直至试件破坏。《建筑抗震试验方法规程》(JGJ 101—1996)规定:试件屈服前,应采用荷载控制并分级加载,接近开裂和屈服荷载前宜减少级差加载;屈服后应采用变形控制,变形值应取屈服时试件的最大位移值,在无屈服点的试件中,标准位移由研究人员自定数值,并以该位移的倍数为级差,确定控制的位移幅值。施加反复荷载的次数应根据试验目的确定,反复加载次数越多,结构延性越好。一般框架结构抗震试验多应用混合加载制度。图 6-13 为在梁柱节点伪静力试验中被普遍采用的一种力-位移混合加载制度。在结构屈服后仍用荷载控制是危险的,因为作动器会根据反馈的荷载与控制值之差,继续增加位移,但这时刚度可能是负值,增加位移使荷载差值更大,作动器位移更快增长,导致结构很快倒塌。

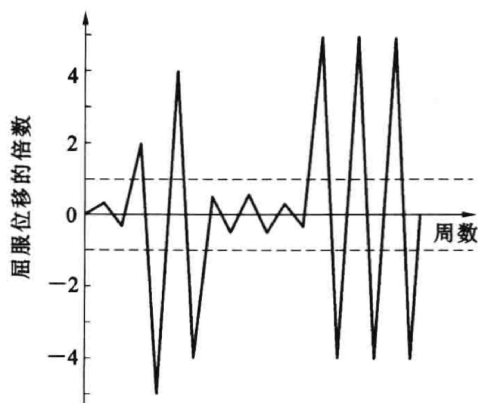


图 6-12 二次地震影响的混合位移加载制度

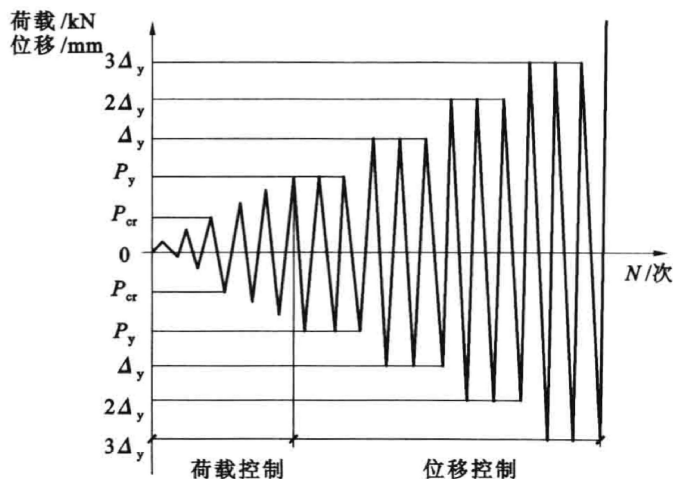


图 6-13 力-位移加载制度示意图

在结构或构件的伪静力试验中,由于试验目的的不同和结构性能的差别,加载制度也有所不同,最常用的是位移控制加载。为了准确地量测被试验结构某些特定的受力状态,一般采用位移控制加载。如测量钢筋混凝土构件的开裂荷载或屈服荷载时,为了得到试验结构的极限变形,可采用控制位移的加载制度。对轴压力很大的钢筋混凝土柱,在试验中很难确定明显的屈服点,这时只能采用较小的级差,逐步达到最大荷载。又如,为了研究不规则的地震运动导致的结构损伤积累,可以采用混合加载制度。

(2) 双向反复加载制度

地震对结构的作用是多维的,因为一个方向的损伤直接影响到另一个方向的抗震能力,而两个方向的互相耦合作用严重削弱了结构的抗震能力,所以通常水平双向地震比单向地震对结构的破坏作用更大,如图 6-14 所示。针对不同结构形式,如框架柱或压杆的空间受力和框架梁柱节点在两个主轴方向所在平面内的受力等,其可分为双向同步或非同步的加载制度。

① x 、 y 轴双向同步加载。

与单向反复加载相同,低周反复荷载作用在与构件截面主轴成 α 角的方向作斜向加载,使 x 、 y 两个方向的分量同步作用。反复加载同样可以采用位移控制、荷载控制和两者混合控制的加载制度。

② x 、 y 轴双向非同步加载。

非同步加载是在构件截面的 x 、 y 两个主轴方向分别施加低周反复荷载。由于 x 、 y 两个方向可以不同步的先后或交替加载,因此可以有如图 6-15 所示的 6 种加载方案。图 6-15(a) 为在 x 轴不加载、 y 轴反复加载,或情况相反,即是前述的单向加载;图 6-15(b) 为 x 轴加载后保持恒载,而 y 轴反复加载;图 6-15(c) 为 x 、 y 轴先后反复加载;图 6-15(d) 为 x 、 y 轴交替反复加载;此外还有图 6-15(e) 的 8 字形加载及图 6-15(f) 的方形加载等。

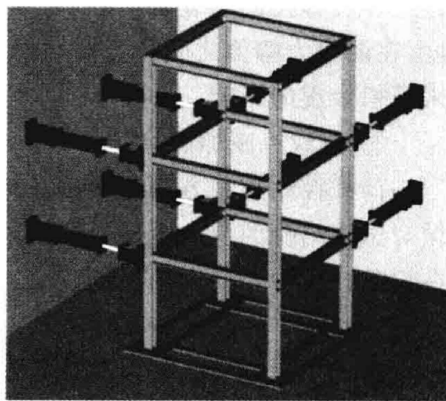


图 6-14 模拟双向反复加载

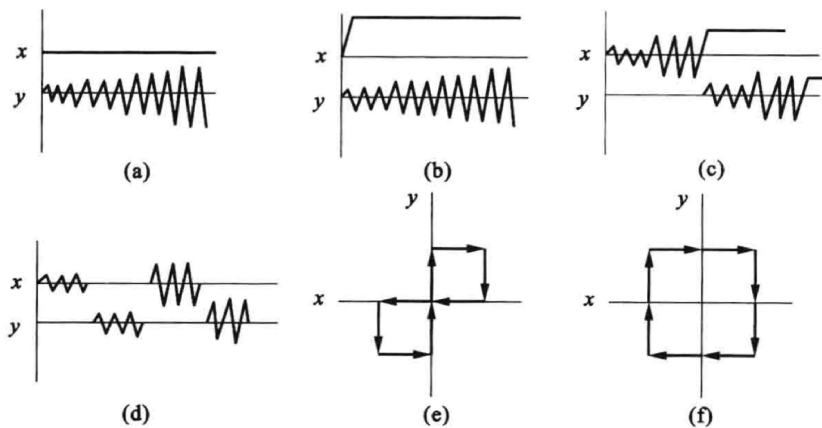


图 6-15 双向低周反复加载制度

当采用由计算机控制的电液伺服加载器进行双向加载试验时,可以使结构构件在 x 、 y 两个方向成垂直状态,实现双向协调稳定的同步反复加载。

③ 多质点同步加载。

有时需要对多层房屋或多层框架结构使用多个加载器加载,如图 6-16 所示。试验时各质点的加载按地震荷载分布由上到下以倒三角形加载,但很难控制结构进入塑性状态后,特别是在下降段

的作用力,所以一般选择一个上部的电液伺服加载器为主控加载器。主控加载器采用位移控制模型,但监测的是作用力的大小,其余的加载器用力控制模式,作用力数值的大小根据主控加载器量测值的大小按比例确定。对于多质点体系,各加载器作用力是耦联的,一个加载器力值的改变将影响到其他加载器作用力的变化。为保证几个加载器的同步,以图 6-16 中三质点的结构体系说明解决此问题的两种方法。

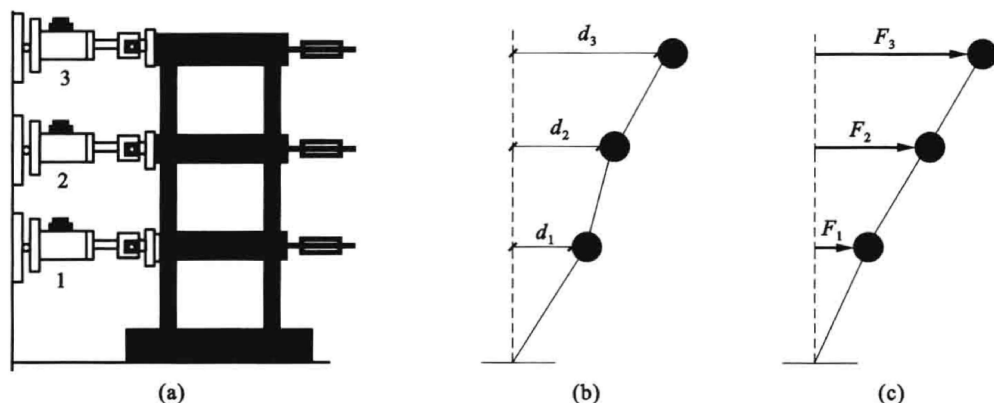


图 6-16 多质点同步加载方式

(a) 试验模型;(b) 位移分布;(c) 力分布

模控方法即将 3 号加载器的力信号乘以比例系数后直接作为 2 号加载器和 1 号加载器的荷载控制命令信号。因为模控控制过程是连续反馈的,所以对 3 号加载时,2 号加载器和 1 号加载器将迅速地随 3 号加载器的量测荷载值运动。这样计算机通过只对 3 号加载器的加载,实现对 2 号和 1 号加载器采集荷载和位移信号的安全监视。

数控方法是 3 号加载器作为主控加载器,采用位移控制,另外两个加载器作为从动加载器,采用力控制模式。对于主控加载器采用较小的位移步长进行加载,因为三个加载器作用力是耦联的,所以在主控加载器的每一个加载步长之内,两个从动加载器的荷载控制加载需经几次调整迭代,直到满足给定的误差,然后主控加载器开始进行下一步的加载。

结构低周反复荷载试验不论采用哪种加载制度,都应做好充分的准备,将有关加载制度的控制数据输入加载设备控制系统的计算机中,按此加载速度使试验有序地进行。

6.2.4 伪静力试验的加载程序

① 伪静力试验优先选用作用力和位移控制混合加载法。试件屈服前,按作用力控制分级加载,在临近开裂值和屈服值时宜减少级差,以便得到开裂荷载值及屈服荷载值。在达到屈服荷载前,可取屈服荷载的 50%、75% 和 100% 控制加载。试件屈服后,按位移控制加载,位移值应取试件屈服的最大位移值,并以该位移值的倍数(延性系数)为级差控制加载。

② 正式试验前应先进行预加载,可反复试验两次。混凝土结构预加载值不宜超过开裂荷载计算值的 30%,砌体结构不宜超过开裂荷载计算值的 20%。

③ 正式试验时,宜先施加试件预计开裂荷载的 40%~60%,并重复 2~3 次,再逐步加到预计开裂荷载 100%。

④ 试验过程中,应保持反复加载的均匀性和连续性,加载与卸载的速率应保持一致。

⑤ 施加反复荷载的次数:屈服前,每级荷载可反复 1 次;屈服后,宜反复 3 次。当进行承载力或刚度退化试验时,反复次数不宜少于 5 次。

⑥ 对于整体原型结构或结构整体模型进行伪静力试验时,荷载按地震作用时的倒三角形分布,施加水平荷载的作用点集中在结构质量集中的部位,即作用在屋盖及各层楼面板上。结构顶层为 1、底部为 0,中间各层自上而下按高度比例递减,液压加载器作用的荷载通过各层楼板或圈梁传递。

6.2.5 伪静力试验的测试项目

伪静力试验的测试项目应根据试验的内容、目的和要求确定,主要有以下几个测试项目。

(1) 墙体试验

① 墙体变形。

a. 墙体的荷载-变形曲线。通过布置在墙体顶部的电测位移计和水平液压加载器端部的荷载传感器测得的位移、荷载信号,整理后绘制成墙体的荷载-变形曲线,即墙体的恢复力曲线,如图 6-17 所示。

b. 墙体侧向位移。主要是量测试件在低周反复荷载作用下的水平方向上的侧向变形,可在墙体另一侧沿高度方向在其中心线上均匀布置 5 个测点,既可测得墙顶最大位移值,又可测得侧向的位移曲线,如图 6-17 所示,并可由底梁处测点的位移值消除试件整体平移的影响。同时可由安装在底梁两侧的竖向位移计测得墙体的转动。如果将安装仪表的支架固定在试件的底梁上,试件整体平移的影响则自动消除。

c. 墙体剪切变形。可用布置在墙面对角线上的位移计量测,如图 6-18 所示。

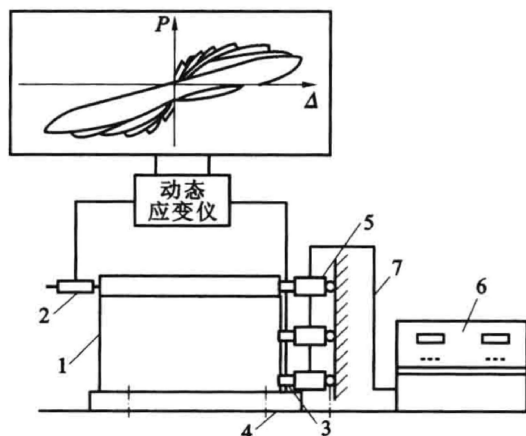


图 6-17 墙体荷载-变形曲线量测系统

1—试件;2—位移传感器;3—荷载传感器;4—试验台座;
5—作动器;6—液压加载控制台;7—油管

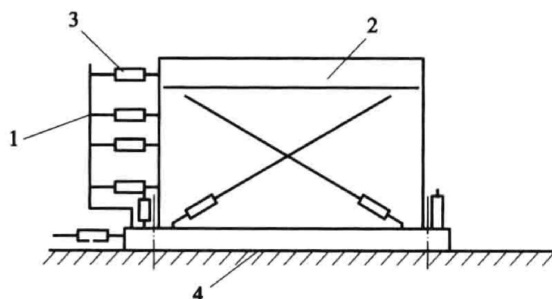


图 6-18 墙体侧向位移和剪切变形的测点布置

1—安装在试验台座上的仪表支架;
2—试件;3—位移计;4—试验台座

② 墙体应变。

量测墙体应变需要布置三向应变测点(即应变花),从而求得主拉应力和剪切应力。测试时,由于墙体材料的不均匀性,较多使用大标距电阻应变片及机械式仪表,在较大标距内测得特定部位的平均应变。

③ 裂缝观测。

要求量测墙体的初裂位置、裂缝发展过程和墙体破坏时的裂缝分布形式,可以利用应变计读数突增的方法,检测到最大应力和开裂部位。

④ 开裂荷载及极限荷载。

由初始裂缝就可以确定开裂荷载。以荷载-变形曲线上的转折点为开裂荷载实测值,以荷载-变形曲线上荷载的最大值为极限荷载。此时,还需要记录竖向荷载的加载数值。

(2) 钢筋混凝土框架节点及梁柱组合体试验

① 节点梁端或柱端位移。

在控制位移加载时,在量测的梁端或柱端加载截面处的位移控制加载量和加载程序,如图 6-17 所示。

② 梁端或柱端的荷载-变形曲线。

根据所测位移和荷载绘制试验全过程的荷载-变形曲线。

③ 节点梁柱部位塑性铰区段转角和截面平均曲率。

在梁上,可在距柱面 $h_b/2$ (h_b 为梁高) 或 h_b 处布置测点;在柱上,可在距梁面 $h_c/2$ (h_c 为柱宽) 处布置测点,如图 6-19 所示。

④ 节点核心区剪切变形。

由量测核心区对角线的变形计算确定。

⑤ 节点梁柱主筋应变。

主筋上的应变由布置在梁柱与节点交界截面处纵筋上的应变测点量测。为测定钢筋塑性铰的长度,可按试验要求沿纵筋布置一定数量的测点。

⑥ 节点核心区箍筋应变。

测点可按节点核心区箍筋排列位置的对角线方向布置,可以测得箍筋的最大应力。如果沿柱的轴线方向布置,则可测得沿柱轴线垂直截面上箍筋应力的分布规律,每一箍筋上布置 2~4 个测点,可以估算箍筋的抗剪能力和核心区混凝土剪切破坏后的应变发展情况。

⑦ 节点和梁柱组合体混凝土裂缝发展及分布情况。

⑧ 荷载值与支承反力。

综上所述,伪静力试验方法的优点是设备简单,可做大比例模型试验,便于试验全过程观测,也可随时修正加载制度或检查仪器工作情况。由于伪静力试验是利用静力模拟地震作用,因此其不足之处在于与实际地震作用的历程无关。加载程序都是预先主观确定的,也不能反映应变速率对结构材料强度的影响。由于加荷速度越慢,结构或构件材料的应变速率越低,则试件强度和弹性模量也相应降低,伪静力试验结果是偏于保守的。

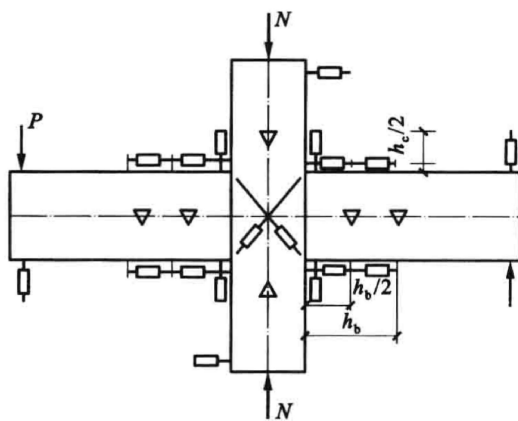


图 6-19 梁柱节点试验测点布置

6.2.6 伪静力试验实例

实例 1: 多、高层建筑预应力转换层结构的低周反复荷载试验

(1) 工程概况

近年来,我国高层建筑迅速发展。从建筑功能上看,上部只需要小空间的轴线布置,以满足旅馆、住宅的需要;中部需要中等大小的室内空间,以满足办公用房的需要;下部则需要大空间,以满足商店、餐厅等公用设施的需要。正常的结构布置应是下部刚度大、柱网小;上部柱网大、刚度小。显然,高层建筑的功能要求与合理自然的结构布置正好相反。因此,对结构进行反常规设计,就必须在结构转换处设置转换层。

预应力开洞大梁是一种较为理想的转换层结构形式。但在设计中,还有下列问题有待研究:

① 预应力转换层结构的抗震性能。

② 梁上开洞对整个转换层受力性能的影响。

③ 洞口的应力分布和破坏特点。

(2) 试件设计及试验装置

试件按实际工程的 1:5 设计,考虑到试验室条件,取三层。混凝土采用 C50(加载时,实测强度 $f_{cu}=28\text{ MPa}$,预应力筋用高强碳素钢丝 ϕ^5 , $f_{pk}=1570\text{ MPa}$),采用后张法有黏结预应力。试件简图及试验装置示意图如图 6-20 所示。

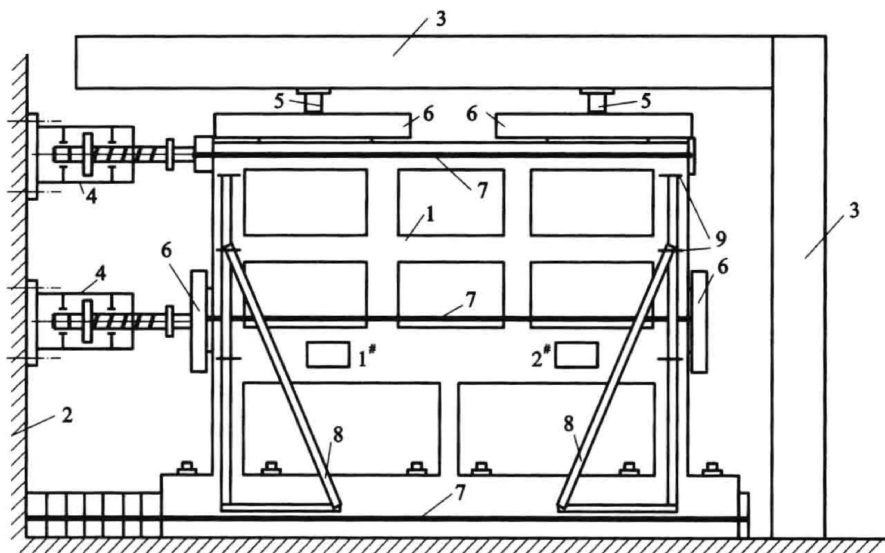


图 6-20 试件简图及试验装置示意图

1—试件;2—反力墙;3—钢梁柱;4—电液伺服拉压千斤顶;
5—油压千斤顶;6—分配梁;7—拉杆;8—表架;9—位移传感器

(3) 试验过程及主要结果

① 试验量测内容。

本次试验的主要量测内容有量测开洞梁跨中的挠度及中柱处的反拱、水平荷载下和节点处的侧向位移、梁及柱中各截面的应变、沿洞口周围的应力及裂缝情况等。

② 试验过程。

本次试验包括预加应力阶段、竖向荷载阶段、低周反复水平力作用阶段。加载制度如图 6-21 所示,加载示意图如图 6-22 所示。

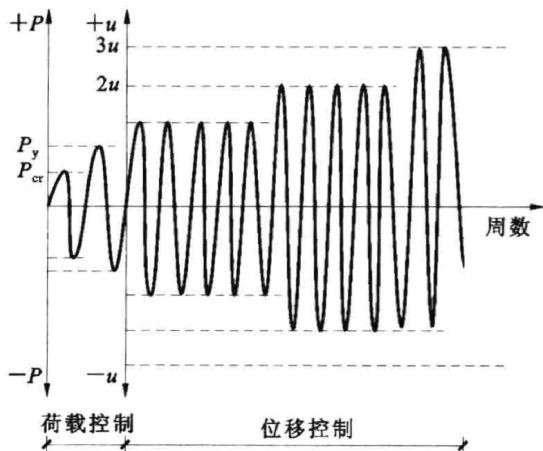


图 6-21 荷载和位移混合加载制度

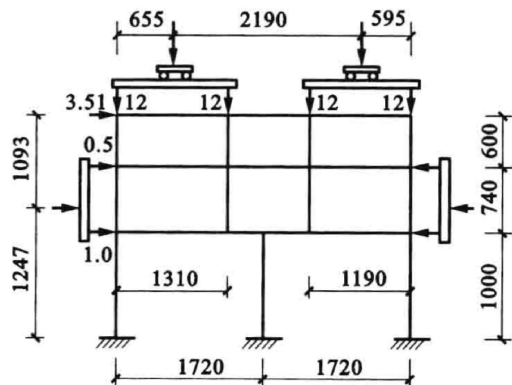


图 6-22 加载示意图(单位:mm)

③ 主要试验结果。

预加应力阶段和竖向荷载下的结构性能属弹性阶段,所以其试验结果与计算值是一致的。因

此,这两个阶段的试验不再赘述。下面简述低周反复荷载下的试验结果。

a. 裂缝开展。

试验表明,开洞梁的裂缝开展情况是比较满意的。一方面,裂缝开展速度慢、宽度小,在使用荷载作用下,当竖向荷载为 4×120 kN 时,主要是洞口交角处出现裂缝,在竖向荷载为 4×120 kN 和水平荷载为 77 kN 时,开洞梁端部出现第一条弯曲裂缝。另一方面,裂缝的闭合能力较强,一旦卸去外载,梁上裂缝很快闭合。裂缝在开洞梁上的分布,主要集中在洞口周围以及两端支座处,而弯矩较大的中间支座和上柱传力处找不到裂缝,说明预应力筋作用明显。

b. 洞口处的应力分布。

根据实际工程需要,在转换层大梁的跨中设置了两个大孔洞($300 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$),如图 6-20 所示 1[#] 和 2[#] 洞,其洞口高度超过梁高的 $1/3$ 。因此,这次试验中也量测了孔洞对整个转换层大梁性能(特别是抗剪强度)的影响。由于两边上柱距洞口的距离不一样,1[#] 洞正好处于受力点 45° 扩散角上,2[#] 洞处于 45° 扩散角以外。这样的设计无意中给试验带来了两种不同的结果,有助于比较洞口不同布置对抗剪强度的影响,也为实际工程提供了有价值的参考。

量测结果表明:1[#] 洞上、下弦杆裂缝较多,上弦杆中钢筋在 91 kN 水平力作用下屈服,随着水平力不断增大,上弦杆形成一条由洞边至上柱根的斜向贯通裂缝即临界斜裂缝,破坏时被临界斜裂缝分开的两部分有较明显的相对错动,裂缝内有混凝土被压碎,这种破坏属于剪压破坏。2[#] 洞下弦杆裂缝不太多,框架破坏时钢筋也未屈服,上弦杆的裂缝形式和 1[#] 洞相似,但没有贯通,下弦杆出现一条垂直裂缝。

c. 试件的极限承载力和破坏特征。

框架在竖向荷载加至 4×120 kN 时开始加水平荷载,并将垂直荷载稳定在 4×120 kN。第一、二、三层的最初水平荷载分别为 2 kN、1 kN、7 kN,然后以 1,2,3,... 倍数递增。试件水平荷载分别为 10 kN、5 kN、35 kN,此时试件的内力与实际工程的内力成正比。当水平荷载继续增加时,跨中和中间支座弯矩的增长较两端支座弯矩慢。当水平拉力为 84 kN 时,第二层小梁端部钢筋首先进入屈服状态;当水平拉力为 91 kN 时,1[#] 洞上弦内钢筋开始屈服,标志着转换层即将进入破坏阶段,此时推算出洞口所处的剪力为 64 kN,而大梁截面的最大剪力设计值为 117.6 kN,说明洞口的存在降低了梁的抗剪能力,使梁提前破坏。在 91 kN 水平力作用下,2[#] 洞口钢筋没有屈服,这是因为 2[#] 洞口的剪力比 1[#] 洞口的剪力小,只有 53 kN。另外,2[#] 洞口所处的位置比 1[#] 洞口所处的位置有利。跨中、中支座、端支座处在水平荷载为 91 kN 时的实测弯矩值以及最大极限弯矩设计值如表 6-1 所示。

表 6-1

实测弯矩值及最大极限弯矩设计值

水平力/kN	位置	实测剪力/kN	截面最大剪力设计值/kN	按实际工程推算的使用剪力值/kN
91	1 [#] 洞	64	117.6	35
水平力/kN	位置	实测弯矩/(kN·m)	最大弯矩设计值/(kN·m)	按实际工程推算的使用弯矩值/(kN·m)
91	跨中 $M_{\max}$	29	33	30
91	中间支座 $M_{\max}$	47.4	48.5	43
91	端支座	32.6	36	11.7
84	第二层框架梁	4.8	5.03	1.09

d. 开洞梁的变形和弹塑性能。

开洞梁在竖向荷载作用下,跨中只有很小的挠度,下部混凝土受拉,上部混凝土受压,端支座上部受拉,下部受压。

在水平力作用下,中间支座有微小的变形,上部受拉,下部受压。跨中截面上部变为受拉,下部变为受压。端支座上部变为受压,下部变为受拉。框架变形见图 6-23。位移变化值见表 6-2。

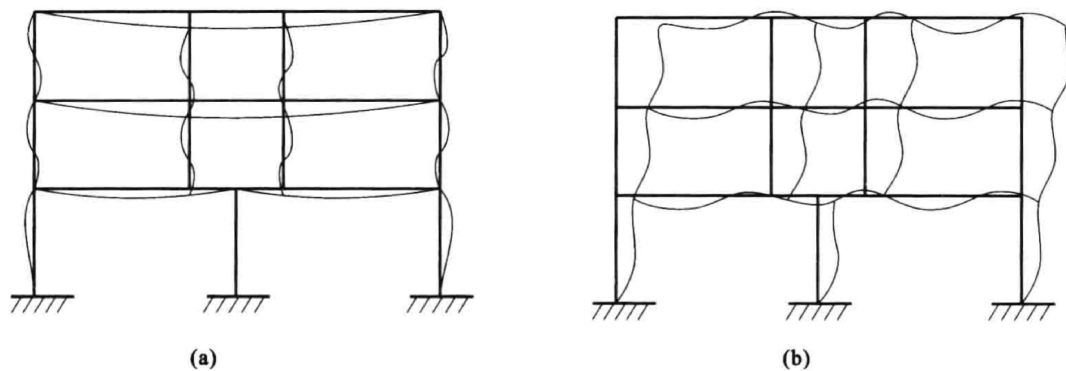


图 6-23 框架变形示意图

(a) 垂直荷载作用下变形图;(b) 框架侧移变形图

表 6-2

竖向及水平共同作用下模型的位移变化值

位移计编号	位移变化值	位移计编号	位移变化值	位移计编号	位移变化值
1	0.0028	5	0.006	9	-0.0032
2	0.0034	6	-0.045	10	0.024
3	-0.0038	7	-0.031	11	0.103
4	-0.0139	8	-0.010	12	0.190

6.3 拟动力试验

伪静力加载方法虽然是目前工程结构中应用最为广泛的试验方法,但试验荷载与位移历程是假定的,与实际地震非周期性反应有很大的差别,即不能模拟结构在实际地震作用下的真实反应。而地震模拟振动台试验只能进行小比例的模型试验,尤其在弹塑性范围内,结构的动力相似规律很难满足要求。另外,对于地震作用下的弹塑性响应计算,需要给出恢复力模型,而恢复力模型的选择和参数确定不够完善,尤其对复杂形体和构造的体系更是如此。拟动力试验吸收了伪静力试验和模拟地震振动台试验方法的优点,又加强了结构理论分析和计算,可以模拟大型复杂结构的地震反应,在抗震试验研究方面得到了广泛应用。

6.3.1 拟动力试验的基本原理及其设备

拟动力的目的是真实地模拟地震的作用,其基本原理是利用计算机直接参与试验的执行和控制,通过计算机实现加载过程的控制和数据采集,联机系统将结构试验得到的反应量输入计算机,从而得到结构瞬时非线性变形和恢复力之间的关系,再由计算机算出下一次加载后的变形,并将计算所得到的各控制点的变形转变为控制信号,驱动加载器强迫结构按实际地震反应实现结构的变形和受力,同时对试验结构的其他反应参数(如应变、位移等)进行分析处理。拟动力试验可用

图 6-24 简单示意。拟动力试验法也可以看成是用计算机与加载作动器联机求解结构动力方程的方法。这种方法的关键是结构恢复力直接从试件上测得,无须对结构恢复力作任何理论上的假设,解决理论分析中恢复力模型及参数难以确定的困难。

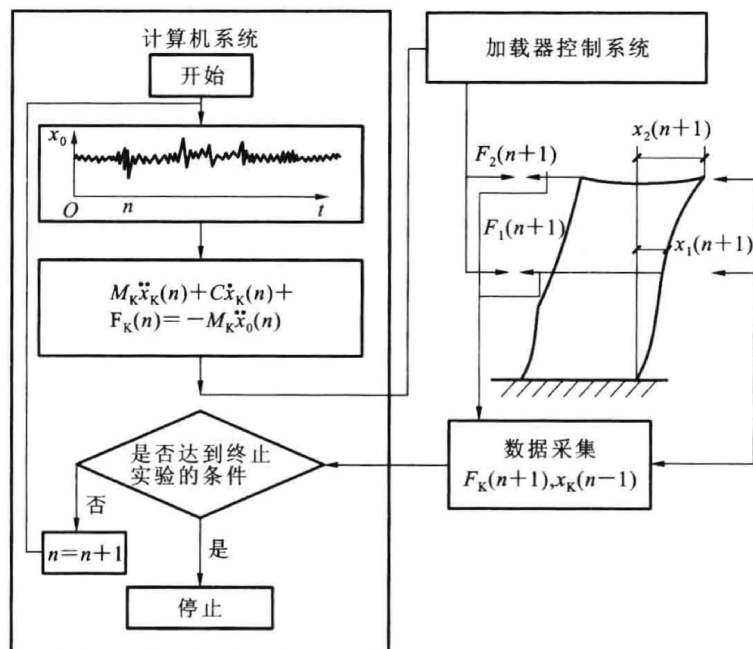


图 6-24 拟动力试验的基本原理

拟动力试验设备一般由计算机、加载装置与加载控制系统等组成。计算机需要完成加载过程的控制和数据采集,同时对试验结构的其他反应参数(如位移、应变等)进行演算和处理。加载装置与加载控制系统的作用是将该时刻由计算机传来的位移指令转换为电压信号输入,并将其用于电液伺服系统,使加载器按指定指令工作。拟动力试验可采用与静力试验一样的试验装置,其承载能力应大于试验设计荷载的 150%。

6.3.2 拟动力试验步骤

拟动力试验利用专用软件系统通过数据库和运行系统执行操作指令并完成预定试验过程,步骤如下:

- ① 在计算机系统输入地震加速度-时程曲线,并按一定的时间间隔数字化,如图 6-25 所示。
- ② 将 n 时刻的地震加速度值代入运动方程,解出 n 时刻的地震反应位移值 X_n 。
- ③ 由计算机控制电液伺服加载系统,将 X_n 施加到结构上,实现这一步的地震反应。
- ④ 量测此时试验结构的反力 F_n ,并代入运动方程,按地震反应过程的加速度进行 $(n+1)$ 时刻位移 X_{n+1} 的计算,量测试验结构反力 F_{n+1} 。

⑤ 重复上述步骤,按输入 $(n+1)$ 时刻的地震加速度值,求解位移 X_{n+2} 和结构反力 F_{n+2} ,连续进行加载试验,直到试验结束。

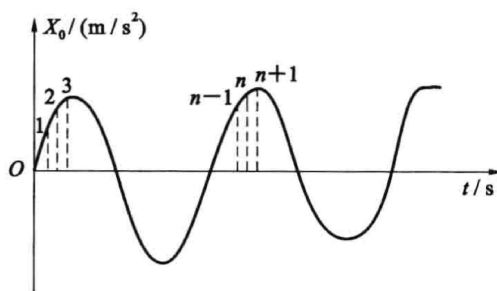


图 6-25 输入地震波的加速度时程曲线

6.3.3 拟动力试验实例

实例 2: 对实例 1 预应力开洞大梁的拟动力试验

数值积分采用 Newmark 算法, 试验输入 EL-Centro 地震波, 时间间隔为 14 ms。电液伺服加载器最大输出力为 300 kN, 最大位移为 ± 300 mm。

地震波的输入采用了如表 6-3 所示的 8 种工况, 分别量测结构的层间变形及各阶频率。由试验结果可见, 随着地震波峰值的增加, 结构的层间变形也随之增大, 层间刚度不断退化, 结构各阶频率相应降低。

表 6-3

试验地震波的输入

序号	输入波形	峰值
1	EL-Centro	0.2g
2	EL-Centro	0.4g
3	EL-Centro	0.5g
4	EL-Centro	0.6g
5	EL-Centro	0.8g
6	EL-Centro	1.0g
7	EL-Centro	1.4g
8	EL-Centro	2.0g

各工况下结构的实测自振频率见表 6-4。由表 6-4 可知, 当输入地震波超过 0.2g 时, 结构的自振频率有所改变, 这时, 结构的梁端和柱端均出现裂缝; 当输入地震波超过 0.5g 时, 自振频率下降尤其明显, 此时, 柱端裂缝出现贯穿面, 局部有混凝土剥落现象发生。

表 6-4

各工况下结构的自振频率

(单位: Hz)

工况	0.2g	0.4g	0.5g	0.6g	0.8g	1.0g	1.4g	2.0g
频率	12.602	12.270	11.850	11.810	10.296	8.930	8.302	7.531

结构拟动力试验方法的优势在于试验中可采用较大的结构试验模型, 可以较缓慢地再现地震时的反应, 以便观察结构破坏的全过程, 获得比较详细的试验数据。此外, 结构拟动力试验所需要的设备条件简单, 电液伺服系统以及伺服作动器可以比较灵活地完成各种结构的拟动力试验。但也有其不足之处, 计算机的积分运算和电液伺服加载系统的控制都需要一定的时间才能完成, 不是实时的试验分析过程。力学特性随时间而变化的结构物, 其地震反应分析受到一定限制, 不能分析黏滞阻尼的效果。拟动力试验是通过静力试验方法实现的, 必然具有差异, 因此必须尽可能减少数值计算和静载试验两方面的误差, 尽可能提高其相应的精度。

6.4 模拟地震振动台试验

地震的作用是地面运动对工程结构引起的惯性力, 通过振动台对结构施加模拟地震波, 可以再现各种形式地震波输入后的结构反应, 从而观测试验结构在相应各个阶段的力学性能, 并进行随机振动分析, 对地震破坏进行深入研究, 为建立结构抗震力学模型提供可靠的依据。图 6-26 所示为模拟地震振动台示意图。

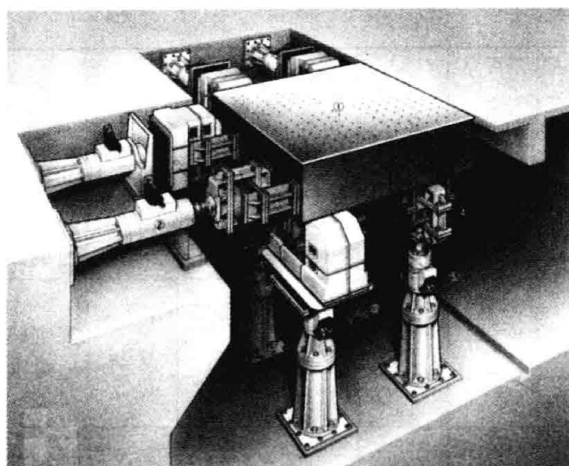


图 6-26 模拟地震振动台示意图

利用模拟地震振动台进行结构抗震试验始于 20 世纪 60 年代末期,国际上已建成的模拟地震振动台,主要分布在日本、中国和美国,其中日本拥有的振动台规模最大、数量最多,中国的模拟地震振动台规模和数量也相当可观,如表 6-5 所示。

表 6-5

中国的主要地震模拟振动台

设置单位 (建造 时间/年)	台面 尺寸/ m	台面 自重/ kN	最大 模型重/ kN	频率 范围/ Hz	激振 力/kN	最大 位移/ mm	最大 速度/ (mm· s ⁻¹)	最大 加速度	波形	驱动 方式	振动 方向	生产 厂家	地点
中国建筑 科学研究院(2005)	6×6	400	800	0.1 ~ 50	250	±150 ±250 ±100	1000 1250 800	1.5g 1.0g 0.8g	规则波 地震波	电液 伺服	X Y Z	MTS	北京
中国核动 力研究院 (2001)	3×3	—	600	0.1 ~ 50	1000 1000 2000	—	—	1.0g 1.0g 0.8g	规则波 地震波	电液 伺服	X Y Z	Sevo- test	成都
中国地震 局工程力 学研究所 (1987)	5×5	200	300	0.4 ~ 50	500 500 1000	±80 ±80 ±100	600 600 600	1.0g 1.0g 0.7g	规则波 地震波	电液 伺服	X Y Z	红山厂	哈尔 滨
中国水利 科学研究所(1985)	5×5	250	200	0.1 ~ 120	—	±40 ±40 ±30	400 400 300	1.0g 1.0g 0.7g	规则波 地震波	电液 伺服	X Y Z	SCH- ENCK	北京
同济大学 (1983)	4×4	—	150	0.1 ~ 50	400 400 270	±100 ±100 ±50	1000 1000 600	1.2g 1.2g 0.8g	规则波 地震波	电液 伺服	X Y Z	MTS	上海
哈尔滨 工业大学 (1988)	4×3	50	120	0 ~ 40	200	±125	600	1.2g	规则波 地震波	电液 伺服	X	SCH- ENCK	哈尔 滨
广州大学 (1995)	3×3	—	100	0 ~ 50	—	±100 ±100 ±50	1000 1000 1000	1.0g 1.0g 1.2g	规则波 地震波	电液 伺服	X Y Z	MTS	广州
机械工业 部抗震研 究所(1983)	3×3	65	150	0.4 ~ 30	240	±70	450	1.0g	规则波 地震波	电液 伺服	X	红山厂	蚌埠

续表

设置单位 (建造 时间/年)	台面 尺寸/ m	台面 自重/ kN	最大 模型/重 kN	频率 范围/ Hz	激振 力/kN	最大 位移/ mm	最大 速度/ (mm· s ⁻¹)	最大 加速度	波形	驱动 方式	振动 方向	生产 厂家	地点
大连理工大学(1985)	3×4	52	100	0.2 ~ 50	152	±75 ±50	500 350	1.0g	规则波 地震波	电液 伺服	X Z	MTS	大连
交通部 重庆公路 研究所 (2004)	6×3	—	350	0.1 ~ 50	—	—	—	1.0g 1.0g 1.0g	规则波 地震波	电液 伺服	X Y Z	Sevo- test	重庆
北京工业 大学(2001)	3×3	—	100	0.1 ~ 50	200	±125	600	1.0g	规则波 地震波	电液 伺服	X	MTS	北京
武汉理工 大学(2002)	3×3	—	100	0.4 ~ 40	160	±100	500	1.0g	规则波 地震波	电液 伺服	X	MTS	武汉
香港理工 大学(2001)	3×3	—	100	0.1 ~ 50	30	±120	800	1.0g	规则波 地震波	电液 伺服	X	—	香港
台湾地震 工程研究 中心(1998)	5×5	—	500	0 ~ 50	40	±80 ±50 ±200	600 500 1000	1.0g	规则波 地震波	电液 伺服	X Y Z	MTS	台湾

6.4.1 模拟地震振动台的应用

近年来,模拟地震振动台的试验研究在结构抗震研究及工程实践中得到广泛应用。工程中不断出现的新问题也促进模拟地震振动台的发展和完善。模拟地震振动台在抗震试验中发挥了不可替代的作用。

(1) 研究结构在地震作用下的动力特性、破坏机理和震害原因

借助于系统识别方法,通过振动台台面的地震波输入及结构反应的分析,可得到结构的各种动力参数,从而为研究结构的各种动力特性及结构抗震分析提供可靠依据;观察振动台试验中的结构破坏特征,分析结构的破坏机理,探索相应的计算理论,改进抗震构造的措施,并为工程结构的抗震设计提供依据。

(2) 验证抗震计算理论和计算模型的正确性

通过模型试验研究新的计算理论或计算模型的正确性,并将其推广到原型结构中去。

(3) 研究动力相似理论,为模型试验提供依据

通过不同比例的模型试验,研究相似理论的正确性,并将其推广至原型结构的地震反应与震害分析。

(4) 检验产品质量,提高抗震性能

只有抗震试验合格的产品,才允许在地震频发区使用,如城市管线、电力、通信、运输、核反应堆的管道及连接部分等工程的抗震问题,目前已引起了高度的重视。

(5) 为结构抗震静力试验提供依据

根据振动台试验中的结构变形形式,确定沿结构高度静力加载的荷载分布比例。根据量测结构的最大加速度反应,确定静力荷载的大小。根据结构动力反应的位移时程,控制静力试验的加载过程。



6.4.2 模拟地震振动台的试验模型

振动台上进行的试验,由于受振动台面尺寸的限制,一般采用缩尺模型进行试验。试验模型应按相似理论考虑模型的设计问题,要保持与原型相似。由于结构模型的缩尺比例大,对模型设计和制作工艺都必须仔细考虑,应做到以下三点要求。

(1) 模型结构应与原型结构几何相似

按照相似理论,几何相似是保证模型结构与原型结构在力学性能方面相似的基本要求。因此,模型结构要做到各个部位的尺寸按同一比例缩小。但是,几何相似不能保证模型结构的性能与原型结构都相似。例如,框架结构梁、柱尺寸按比例缩小后,其体积按该比例的3次方缩小,这使得其惯性力发生变化。故在振动台试验模型设计时,要根据相似理论对模型结构和原型结构的关系进行分析,保证结构的力学性能得到准确的模拟。

(2) 应采用与实际结构性能相近的材料制作模型

从模型材料看,模型材料性能与原型性能相同是最理想的。因此,钢结构模型仍采用钢材制作,但原型结构常采用标准尺寸的热轧型钢制造,尺寸缩小后,一般很难找到各个部位尺寸完全满足几何相似要求的小尺寸型钢,必须专门加工制作。对于混凝土结构和砌体结构,就很难找到满足要求的模型材料。例如,普通砖砌体的水平灰缝厚度约为10 mm,按1:5的模型缩小,灰缝厚度只有2 mm。因此,砌筑砂浆中砂的最大粒径一般应不大于0.2~0.3 mm,调整砂浆最大粒径后,还要通过试配保证砂浆的强度及弹性模量与原型结构的基本相同。同理,混凝土结构的振动台试验可能采用很大的缩尺比例模型,模型结构尺寸只有原型结构的几十分之一。这时,由于骨料粒径的限制,不可能采用与原型结构相同的混凝土制作模型结构。通常依据强度和弹性模量接近原则,采用砂浆或特制的微粒混凝土制作模型,钢筋则用不同直径的钢丝或铁丝替代。一般而言,精心设计和制作的砌体结构或混凝土结构的振动台模型,在非弹性性能方面与原型结构有一些差别,但弹性性能基本相近,结构的破坏特征也可做到基本相似。

(3) 振动台试验模型制作工艺应严格要求

模型制作是结构模拟地震振动台试验的关键环节。试验的精准程度取决于模型制作的精度。

钢结构模型的制作工艺包括两个方面,即钢构件的加工和钢构件的连接。受节点部位的尺寸限制,有些钢结构的振动台试验不宜采用太小的结构模型。例如,钢结构节点的残余应力对节点的抗震性能有较大的影响,而对残余应力影响较大的热应力影响区很难在模型制作加工时得到模拟。混凝土结构模型的加工误差应严格控制。例如,原型结构中柱的边长为600 mm,模板安装误差为±6 mm,相对误差为1%,缩小30倍后,模型结构中柱的边长为20 mm,如果控制相对误差不变,模板安装的误差就只有±0.2 mm。混凝土结构模型的制作还要考虑钢筋骨架的稳定、模板的拆除、砂浆或微粒混凝土的流动性、浇灌龄期对材料性能的影响等因素。

事实上,要做到原型和模型完全相似是很难的。因此,需要考虑主要因素,以保证模型试验既能反映事物的真实情况,又可使试验方案简单明确。

6.4.3 模拟地震振动台的加载过程及试验方法

加载过程设计及试验方法的制定是模拟地震振动台试验前的重要准备工作。加载设计不当,可能导致试验结果与试验目的相差甚远。当所选荷载过大时,试件可能会很快进入塑性阶段甚至破坏阶段,乃至发生安全事故,难以完整地量测结构弹性和塑性阶段的全过程数据;如果所选荷载过小,将很难达到预期的试验效果,会产生不必要的重复试验,多次重复试验对试件会产生损伤积

累。因此,在加载程序设计时,应考虑以下几点因素。

① 振动台台面的输出能力。

要选择适当的振动台,使其台面的频率范围、最大位移、速度和加速度等输入性能能够满足试验要求。在进行结构抗震试验时,一般以加速度模拟地震振动台台面的输入。结构的动力特性试验需要在正式试验之前进行。

② 结构所在的场地条件。

了解试验结构所处的场地土类型,选择与之相适应的场地土地震记录,即选择的地震记录的频谱特性尽可能与场地土的频谱特性相一致,并考虑地震烈度和震中距离的影响。

③ 结构试验的周期与地震周期及房屋自振周期的关系。

要选择适当的地震记录或人工地震波,使其占主导分量的周期与结构周期相似。这样能使结构产生多次瞬时共振,从而得到清晰的结构破坏过程和破坏形式。

在实际地震中所采集到的地震记录数据表明,使房屋和桥梁破坏的地震周期为 $1.5 \sim 1.7$ s,而一般实际地震周期为 $0.3 \sim 0.5$ s,这对选择结构试验的周期十分重要。

根据试验目的不同,在选择和设计台面输入加速度-时程曲线后,试验的加载过程可选择一次性加载及多次加载等不同的方案。

① 一次性加载。

一次性加载就是在一次加载过程中完成结构从弹性到弹塑性直至破坏阶段的全过程。在试验过程中,连续记录结构的位移、速度、加速度及应变等输出信号,并观察记录结构的裂缝形成和发展过程,从而研究结构在弹性、弹塑性及破坏阶段的各种性能,如刚度变化、能量吸收等,并且还可以从结构反应中确定结构各个阶段的周期和阻尼比。这种加载过程的主要特点是能较好地连续模拟结构在一次强烈地震中的整个表现及反应。因为是在振动台台面运动的情况下对结构进行的量测和观察,所以测试的难度较大。例如,在初裂阶段,很难观察到结构各个部位上的细微裂缝;在破坏阶段,观测又相当的危险。于是,用高速摄影机和电视摄像的方法记录试验的全过程是比较恰当的选择。如果试验经验不足,最好不要采用一次性加载的方法。

② 多次加载。

与一次性加载方法相比,多次加载法是目前模拟地震振动台试验中比较常用的试验方法。多次加载法一般有以下几个步骤:

a. 动力特性试验。

在正式试验前,对结构进行动力特性试验可得到结构在初始阶段的各种动力特性。

b. 振动台台面输入运动。

将振动台的台面运动控制在使结构仅产生细微裂缝,如结构底层墙柱微裂或结构的薄弱部位微裂。

c. 大台面输入运动。

将振动台的台面运动控制在使结构产生中等程度的开裂,且停止加载后裂缝不能完全闭合,如剪力墙、梁柱节点等处产生的明显裂缝。

d. 加大台面输入加速度的幅值。

加大振动台台面运动的幅值,使结构的主要部位产生破坏,但结构还有一定的承载能力。如剪力墙、梁柱节点等的破坏,受拉钢筋屈服,受压钢筋压屈,裂缝贯穿整个截面等。

e. 继续加大振动台台面运动。

进一步加大振动台台面运动的幅值,使结构变成机动体系,如果再稍加荷载就会发生破坏倒塌。



在各个加载阶段,试验结构的各种反应量测和记录与一次性加载时相同,这样,可得到结构在每个试验阶段的周期、阻尼、振动变形、刚度退化、能量吸收和滞回特性等。值得注意的是,多次加载明显会对结构产生变形积累。

6.4.4 模拟地震振动台试验实例

实例 3:高层建筑预应力混凝土转换层的模拟地震振动台试验研究

(1) 工程概况

模拟地震作用的振动台试验是将典型地震波直接输入进行激振,因而能更真实地反映结构在实际地震作用下的性能。在低周反复荷载试验中,转换层刚度和质量的突变对整个结构抗震性能的影响很难反映出来,而进行振动台试验则能更好地说明问题。试验主要进行了开洞实腹梁预应力转换层的模拟振动,希望能得到明确的定性结论。

(2) 模型试验方法

模型设计:模型示意图如图 6-27 所示,与原型结构的几何相似比为 1:15。

(3) 测试内容

本次测试内容为加速度,加速度传感器测点布置如图 6-27 所示。

(4) 振动台台面输入波形

本试验的目的是研究结构的抗震性能。为了达到试验目的,选用的振动台输入如表 6-6 所示。输入噪声的目的是了解现时段结构的刚度、自振周期、阻尼和振型,以推算结构所处的状态及损伤部位。

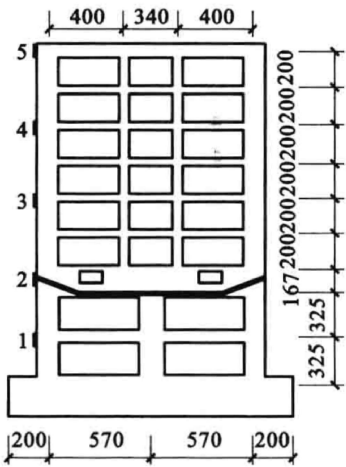


图 6-27 振动台试验模型简图及传感器布置示意图(单位:mm)

表 6-6 振动台输入

序号	输入波形	峰值	备注
1	白噪声	0.1g	振动前动力测试
2	EL-Centro	0.2g	
3	EL-Centro	0.4g	
4	白噪声	0.1g	第二次动力测试
5	EL-Centro	0.5g	
6	EL-Centro	0.6g	
7	白噪声	0.1g	第三次动力测试
8	EL-Centro	0.8g	
9	EL-Centro	1.0g	
10	白噪声	0.1g	第四次动力测试
11	EL-Centro	1.4g	
12	白噪声	0.1g	第五次动力测试
13	EL-Centro	2.0g	
14	白噪声	0.1g	第六次动力测试
15	正弦波	2.0g	共振扫描破坏

(5) 试验结果

① 破坏过程描述。

当振动台台面输入 $0.3g$ 的 EL-Centro 波时,模型未开裂,处于弹性工作阶段;当振动台台面输入 $1.0g$ 的 EL-Centro 波时,模型中开洞实腹与大梁相连的中柱柱顶出现了裂缝,并导致位移增大;当输入 $1.4g$ 的 EL-Centro 波时,模型在与转换层相连的下面两层边柱柱顶出现了明显的大裂缝,且中柱的裂缝进一步增大。可以认为,此时模型裂缝全面展开,其表现为自振频率大幅度降低,而阻尼比大幅度提高,表明模型正处于弹塑性工作阶段;在输入 $2.0g$ 的 EL-Centro 波之后,模型的裂缝基本生成,表现为梁端很少有裂缝,柱子处裂缝进一步开展(图 6-28),整个模型剧烈晃动,反应非常大。这时,框架已接近破坏阶段。在试验的最后阶段,由于振动台已达到其最大输出加速度,只能用正弦波扫描结构模型,寻找其共振频率,利用共振使其破坏。结构表现为变形集中在和转换层相连的柱的柱顶处,裂缝急剧增大,摇摇欲坠。

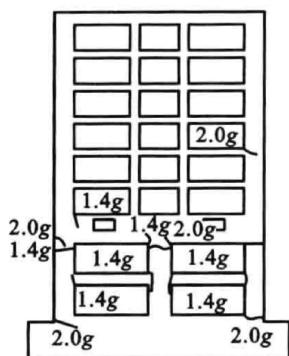


图 6-28 模型试验裂缝分布图

只能使用正弦波扫描结构模型,寻找其共振频率,利用共振使其破坏。结构表现为变形集中在和转换层相连的柱的柱顶处,裂缝急剧增大,摇摇欲坠。

② 模型的动力特性。

a. 模型的地震反应。

通过设置在模型各层的加速度传感器,测得模型在各次激振下相应楼层的绝对加速度反应。试验中,对模型共进行了幅值逐渐增大的 8 次 EL-Centro 地震波和人工正弦波的振动测试,获得了相应振动序号时模型各层的加速度记录。表 6-7 为在不同台面输入时各楼层的加速度记录。

表 6-7

模型各层的加速度

层数 输入值	0	1	2	3	4	5
$0.2g$	0.184	0.255	0.431	0.314	0.498	0.698
$0.4g$	0.273	0.396	0.668	0.830	0.776	0.962
$0.5g$	0.349	0.519	0.669	0.986	0.801	1.035
$0.6g$	0.425	0.708	0.808	1.240	1.006	1.411
$0.8g$	0.540	0.856	1.301	1.494	1.729	2.017
$1.0g$	0.730	0.939	1.307	1.582	1.792	2.114
$1.4g$	0.941	1.134	1.559	1.548	1.997	2.278
$2.0g$	1.251	1.233	1.509	1.997	1.939	2.158

b. 模型的基本振型测试。

试验时,采用白噪声波测试模型在各个工作阶段的动力特性。

模型的动力特性包括自振频率、阻尼比和振型三个方面。试验时,通过数据采集系统将各次白噪声和正弦波作用下的模型加速度反应信号输入计算机进行处理。表 6-8 和表 6-9 分别是实测模型的阻尼比和自振频率。众所周知,结构频率的变化是与结构的刚度密切相关的,结构刚度越大,频率越高,反之亦然。阻尼比的变化规律恰好与自振频率相反,随着损伤的不断加重,阻尼比越来越大。

表 6-8

实测模型阻尼比

测量次数	第一次测	第二次测	第三次测	第四次测	第五次测	第六次测
阻尼比	0.059	0.052	0.065	0.157	0.183	0.184

表 6-9

实测模型自振频率

测量次数	第一次测	第二次测	第三次测	第四次测	第五次测	第六次测
自振频率/Hz	11.890	11.494	10.630	8.644	5.965	5.369

6.5 人工地震试验

在结构抗震研究中,利用各种静力和动力试验加载设备对结构进行加载试验,虽能够满足部分模拟试验要求,但都有一定局限性。针对各类型的大型结构、管道、桥梁、坝体以及核反应堆工程等进行大比例或足尺模型试验可采用人工地震方法,即地面或地下爆炸法。

6.5.1 爆破方式

(1) 直接爆破

在现场安装炸药并加以引爆的爆破方法称为直接爆破法。引爆后地面运动的基本现象是:地震运动加速度峰值随装药量的增加而增高,地面运动加速度峰值离爆心距离越近则越高,地面运动加速度持续时间离爆心距离越远则越长。这样,要使人工地震接近天然地震,而又能对结构或模型产生类似于受地震作用的效果,必然要求装药量大,离爆心距离远一点。

(2) 密闭爆破

直接爆破的最大缺点是需要很大的装药量才能产生较好效果,而且所产生的人工地震与天然地震总是相差较远。密闭爆破法的优点是可以少量炸药取得接近天然地震的人工地震。利用圆筒形的爆破线源装置可以在一定条件下同时引爆多个,形成爆破阵。图 6-29 即为在距离爆破阵(共 10 个振源,总装药量为 1.24 kg)3 m 处的地面运动加速度记录。

如果将这些爆破线源用点火滞后的办法逐个或逐批引爆,就可将人工地震引起的地面运动持续时间延长。这种爆破线源可以做到直径为 10~30 cm、长度为 5~12 m。国外有关专家曾经做过试验研究:当采用 8 个直径为 30 cm、长为 11.1 m 的爆破线源组成 21 m 长的阵列和总炸药量为 55 kg 时,产生的地面运动加速度峰值可达 $0.7g$,速度为 25 cm/s,可用于结构平面尺寸约为 $10\text{ m}\times 10\text{ m}$ 的抗震试验。

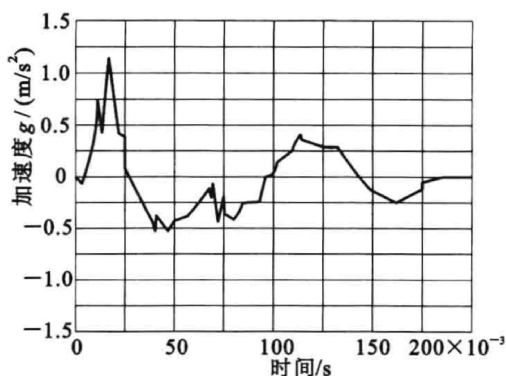


图 6-29 距爆破阵 3 m 处的地面运动

6.5.2 人工地震模拟结构动力试验的动力反应

从实际试验中发现,人工地震与天然地震间存在着一定的差异:人工地震加速度的幅值高、衰减快、破坏范围小;人工地震主频高于天然地震;人工地震的主震持续时间一般为几十毫秒至几百毫秒,比天然地震持续时间短很多。图 6-30 为天然地震与人工爆破地震的加速度幅值谱。

由图 6-30 可见,天然地震波的频率在 1~6 Hz 频域内幅值较大,而人工地震波在 3~25 Hz 频域内的振动幅值较大。

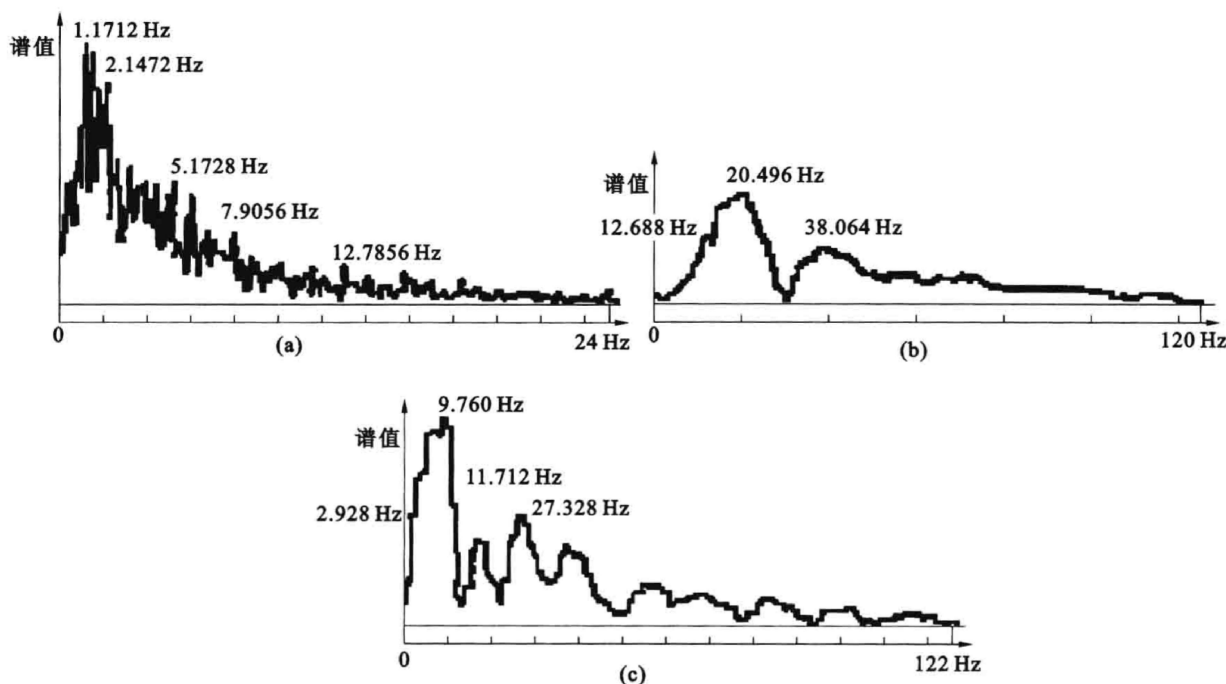


图 6-30 天然地震与人工爆破地震的加速度幅值谱

(a) 天然地震波的加速度幅值谱;(b) 18500 kg 炸药爆破时距爆心 132 m 处自由场加速度幅值谱;

(c) 500000 kg 炸药爆破时距爆心 152 m 处自由场加速度幅值谱

当实际地震烈度为 7 度时,地面加速度最大值平均为 $0.1g$,一般房屋就已造成相当程度的破坏,但是人工爆破地面加速度达到 $1.0g$ 时才能引起房屋的轻微破坏。这主要是因为实际地震的主振频率更接近于一般建筑物的自振频率,而且实际地震振动作用的持续时间长、衰减慢,所以能造成大范围的宏观破坏。

为了消除对建筑结构所引起的不同动力反应和破坏机理的这种差异,达到用爆破地震模拟天然地震并得到满意结果的目的,解决频率差异可采取以下措施。

① 通过缩小试验对象尺寸提高试验对象的自振频率,一般缩小为原来的 $1/3 \sim 1/2$,仍保留结构构造和材料性能的特点,保持其真实性。

② 将试验对象建造在覆盖层较厚的土层上并利用松软土层的滤波作用,消耗地震波中的高频分量,相对提高低频分量的幅值。

③ 试验对象远离爆心,使地震波的高频分量在传播过程中有较大的损耗,相对提高低频分量的影响。但振幅会衰减下降,在人工地震模拟动力加载的荷载设计时,提出用地面质点运动的最大速度的幅值作为衡量标准。

6.5.3 人工地震模拟结构动力试验的测量技术

人工爆破模拟结构动力试验的测试技术应注意以下几点:

① 为测量地面与建筑物的动态参数,仪器的频率上限与结构动态参数的上限一致。

② 为减少爆破试验中的干扰,可以采用低阻抗的传感器,并尽可能地缩短传感器至放大器之间连接导线的距离,进行屏蔽和接地。

③ 由于试验的爆炸时间较短,动应变量测中可以用线绕电阻代替温度补偿片,既节省了电阻应变计和贴片工作量,又提高了测试工作的可靠性。

④ 结构和地面质点运动参数的动态信号测量,在试验中应采用同步控制进行记录。在爆破地震波作用下的结构试验,具有不可重复性的特点,因此,试验计划与方案必须周密考虑。试验量测技术必须安全可靠,必要时可以采用多种方法同时测量,试验才能获得成功并得到预期效果。

6.6 天然地震试验

在频繁出现地震的地区或可能出现较大地震的地区进行各种观测试验,即天然地震试验。天然地震试验分为两大类,一类是工程结构的强震观测;另一类是在地震区专门建造天然地震观测试验场和经过特殊设计并具有代表性的试验性建筑物,运用现代观测手段,建立地震观测体系,进行全天候观测。

6.6.1 工程结构的强震观测

通过在具有代表性的大型建筑物的地面和上下部位布置强震观测仪,记录地震发生时地面运动过程和工程结构物地震反应全过程的方法,称为强震观测。强震观测主要直接记录地震作用对工程结构的加速度反应以及地震和建筑的周期。

强震观测能够为地震工程科学研究和抗震设计提供确切的数据,并用来验证抗震理论和抗震措施是否符合实际。强震观测的基本任务如下:

- ① 获取地震波,并为研究地震影响和烈度分布规律提供科学的资料;
- ② 取得建筑物在强烈地震作用下振动过程的记录,为结构抗震的理论分析与试验研究以及设计方法提供客观的工程数据。

美国和日本开展此项工作较早。例如,美国洛杉矶城明确规定,凡新建 6 层以上、面积超过 6000 平方英尺(相当于 5581.5 m^2)的建筑物必须设置 3 台强震仪。而我国自 1966 年邢台地震以来,强震观测已有了较大的发展。目前,在全国范围内布设了百余台由我国自主生产的多通道强震加速度仪,并在一些高层房屋、大坝和桥梁上安装了强震仪,均获得宝贵的经验数据。

图 6-31 所示为美国加利福尼亚州 1940 年 5 月 18 日在埃尔森特罗记录到的加速度波的南北向(NS)分量,最大加速度为 326 Gal ($1 \text{ Gal} = 0.01 \text{ m/s}^2$);从实际记录上截取的持续时间为 8 s 。这是人类第一次捕捉到的强地震记录。

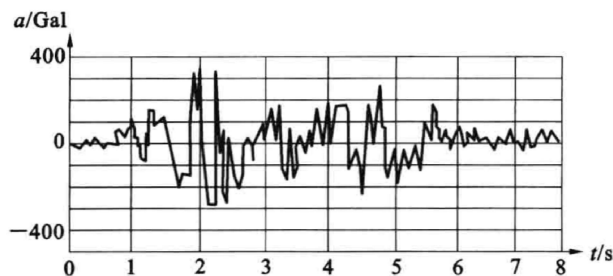


图 6-31 埃尔森特罗地震波

在距震中 67 km 的天津医院室内地面取得的强余震记录中,最大加速度为 147.1 Gal ,如图 6-32 所示。

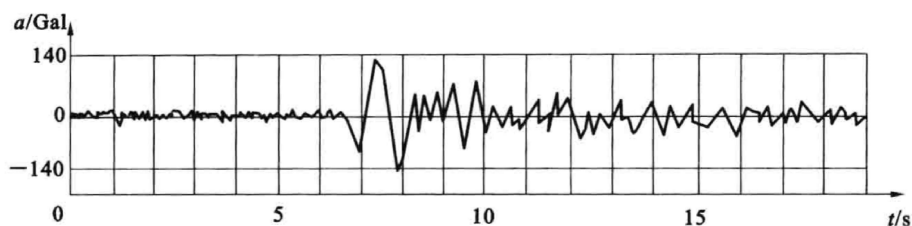


图 6-32 唐山余震的地震加速度记录

图 6-33 为 1964 年 6 月日本新潟地震时在秋田县府一座 6 层钢筋混凝土框架结构上测得的强震记录。

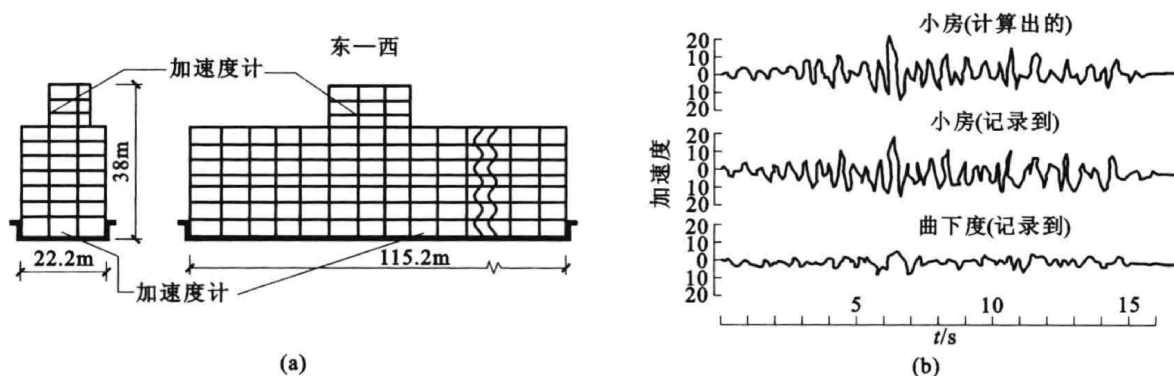


图 6-33 1964 年 6 月日本新潟地震时秋田县府大楼东西向记录到的强震记录

2008 年 5 月 12 日我国的四川汶川发生 M8.0 级特大地震,在汶川卧龙台记录的最大水平加速度为 957 Gal 的波形,如图 6-34 所示。

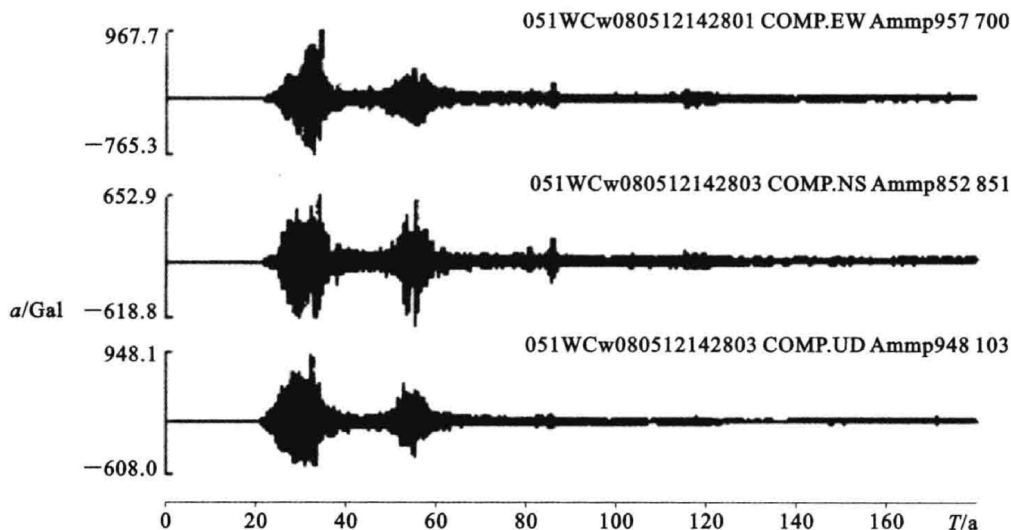


图 6-34 中国四川汶川地震最大水平加速度(957 Gal)记录波形

6.6.2 天然地震试验场和工程结构地震反应观测体系

除强震观测以外,国外有为了观测结构受地震作用的反应而在地震活动区专门建造的试验场地。在场地上建造试验结构,这样可以运用一切现代化测试手段获取结构在地震发生时的各种反应。

日本东京大学生产技术研究所东京以北的千叶县试验基地建成了世界上第一个“弱结构地震反应观测体系”。整个设施由四个弱结构模型和一个观察塔组成。“弱结构”模型只由梁、板、柱



组成,而无围护结构。它的强度通常只有房屋的一半。只要发生中等烈度的地震,模型即可能产生相当的震害而破坏。观察塔是一坚固的钢筋混凝土八角形塔状建筑。观察塔位于试验场的中央,四周有许多观测窗,在塔内设有录像和照相装置。当地面运动加速度达到一定量级时,即可触发启动测试装置,使它们进入工作状态,从而获得在观察塔周围弱结构模型的实际地震响应和破坏情况。

东京常有小震发生,平均每两周有一次。当地下 40 m 深处有超过 10 cm/s^2 的加速度时,整套设备就开始工作。几年来,已经收到了大量的数据。到 1986 年年底,最大的一次地面运动加速度峰值约为 80 cm/s^2 。

1972 年,东京大学千叶试验基地建有一化工设备天然地震试验场,试验对象是罐体实物,在陆续经受地震考验中,取得了很多数据。1977 年 9 月的地震,加速度峰值为 100 cm/s^2 ,曾使罐体的薄钢壁发生压屈,为化工设备的抗震提供了实测的地震反应资料。

自唐山地震后,我国一些研究机构已在若干高烈度地区有目的地建造了一些试验房屋,作为天然地震结构试验的对象。

6.7 量测数据整理

工程结构抗震试验是为了对结构的抗震性能和抗震能力作出评定,通过采用不同的抗震试验方法对模型或原型结构施加振动荷载,由反应结构性能的各项参数和各种曲线综合评定结构的抗震性能。

伪静力试验结果通常用荷载-变形的滞回曲线以及有关参数表达。它们是研究结构抗震性能的基本数据,可进行结构抗震性能的评定。从结构的强度、刚度、延性、退化率和能量耗散等方面的综合分析,可判断结构构件的恢复力特性、承载能力和一定变形及耗能能力。

(1) 滞回曲线形状

滞回曲线是指试验加载一周后得到的荷载-位移曲线,滞回环面积的大小反映了试件的耗能能力。构件的滞回曲线可归纳为如图 6-35 所示的四种基本形态。

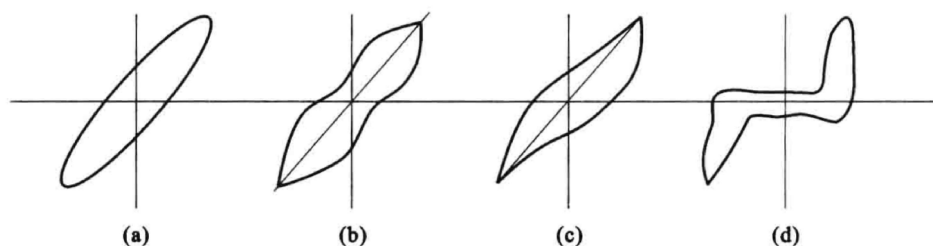


图 6-35 四种典型滞回曲线

(a) 梭形;(b) 弓形;(c) 反 S 形;(d) Z 形

① 梭形:常发生在受弯、压弯、偏压及不发生剪切破坏的弯剪构件上。

② 弓形:常发生在剪力较小、剪跨比较大,且配有一定箍筋的弯剪构件和偏压构件上,反映一定的滑移影响。

③ 反 S 形:常发生在框架和有剪力撑的框架、梁柱节点及剪力墙等构件上。

④ Z 形:常发生在剪跨比较小、斜裂缝可以充分发展及锚固钢筋有较大滑移的构件上,反映了大量的滑移影响。

在许多构件中,结构的滞回曲线往往开始是梭形,然后发展到弓形、反 S 形,最终成为 Z 形。

因此,可将图 6-35(b)、(c)、(d)都看作反 S 形滞回曲线。实际上,滞回曲线的形状主要取决于滑移量,滑移的量变可引起图形的质变。

(2) 骨架曲线

在伪静力试验中,用变幅位移加载方法进行反复加载,然后将每次得到的滞回曲线中的峰值点连接后形成包络线,称为骨架曲线。图 6-36 为钢筋混凝土剪力墙滞回环的骨架曲线与单调加载的 $P-\delta$ 曲线对比图。从图 6-36 中可看出,骨架曲线的形状大体上与单调加载曲线相似,但极限荷载略低一些。

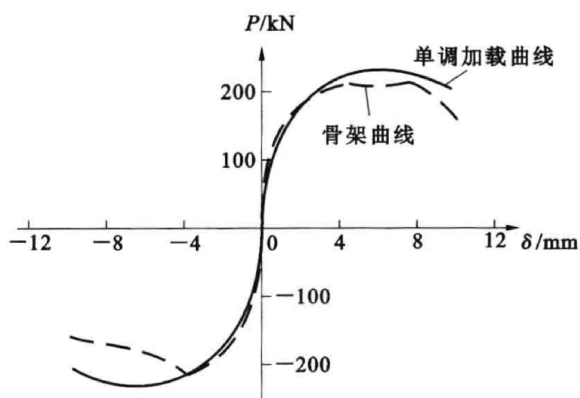


图 6-36 骨架曲线与单调加载曲线对比图

在研究非线性地震反应时,骨架曲线反映了构件受力与变形的各个不同阶段的特性,是确定恢复力模型中特征点的依据。

(3) 强度

在伪静力试验中,结构强度是低周反复加载试验的一项主要指标。伪静力试验中各阶段强度指标的确定方法如下:

① 开裂荷载。

由骨架曲线可以看出,构件在开裂前,荷载与位移呈线性,此时构件处于弹性阶段。构件开裂后,由于刚度降低, $P-\delta$ 曲线出现了第一个转折点,该转折点对应的荷载即为构件的开裂荷载。开裂荷载的判断一般与裂缝观察相结合,当试件出现水平裂缝、斜裂缝或垂直裂缝时,对应截面内力值为开裂荷载,开裂后构件处于弹塑性阶段。

② 屈服荷载。

有明显屈服点的构件,当达到屈服荷载后,试件刚度开始明显变化时的荷载即为屈服荷载,变形称为屈服变形。对于无明显屈服点的构件,可采用 $P-\delta$ 曲线的能量等效面积法近似确定屈服荷载。

③ 极限荷载。

构件屈服后,刚度进一步降低,此时构件已处于塑性阶段,试件达到最大承载力时的荷载即为极限荷载。

④ 破坏荷载。

试件经历最大承载力后,出现较大变形,进入下降段,达到某一剩余能力时的荷载值即为破坏荷载。按目前的试件标准和规程规定,破坏荷载可取极限荷载的 85%。

(4) 刚度

结构刚度反映了结构的变形能力。结构在受地震作用后通过自身变形以平衡和抵抗地震作用的干扰和影响,结构的地震反应将随着结构刚度的变化而变化。

从伪静力试验中得到的 $P-\delta$ 曲线可以看出,刚度与位移和循环次数有关,且不断变化。在非线弹性恢复力特性试验中,由于有加、卸载和反向加、卸载以及重复加载等情况,再加上有刚度退化现象,因此刚度问题要比一次加载复杂得多。

① 加载刚度。

初次加载的 $P-\delta$ 曲线有一个切线刚度 k_0 ,如图 6-37 所示。荷载加到 P_c 时,混凝土产生裂缝,连接 OA 可以得到开裂刚度 k_c 。继续加载后到达屈服荷载 P_y ,连接 OB 可得屈服刚度 k_y 。设 C 点为压区混凝土的剥落点,则连结 BC 可以得到屈服后刚度 k_s 。

② 卸载刚度。

从C点卸载到D点时的荷载为0,连接CD可以得到卸载刚度 k_u 。卸载刚度接近于开裂刚度或屈服刚度,随着构件受力特征和本身构造而变化。

③ 重复加载刚度。

从D点到C'为反向加载,从C'点到D'为反向卸载。从D'正向重复加载时,构件刚度随循环次数的增加而不断降低,具有和DC'段相对称的特点。

④ 等效刚度。

连接OC可以得到作为等效线性体系的等效刚度 k_e ,随循环次数的增加而不断降低。

(5) 退化率

在控制位移作等幅低周反复加载时,每施加一次荷载后强度或刚度降低的速率,称为结构刚度或强度的退化率。退化率的大小反映了结构是否经得起地震的反复作用。当退化率小时,则说明结构有较大的耗能能力。

(6) 延性系数

延性系数反映结构构件塑性变形能力,是反映结构构件抗震性能的重要指标。在结构塑性分析中用 μ 表示延性系数,其为结构破坏时最大荷载点相应的变形 δ_u 与屈服点变形 δ_y 之比,即 $\mu = \delta_u / \delta_y$ 。

延性的大小对结构或构件抗震能力有很大的影响。在实际工作中,结构抗震是利用屈服后的塑性变形来消耗地震作用的能量,故采用挠度(或位移)和曲率延性系数表达结构构件的抗震性能比较方便,且结构的延性越大,其抗震性能越好。

(7) 能量耗散

目前对结构构件的耗能能力没有统一的评定标准,但结构吸收能量的好坏,可以用滞回曲线所包围的滞回环面积及其形状衡量。

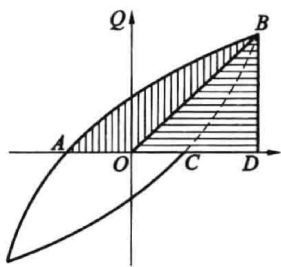


图 6-38 等效黏滞阻尼系数计算

由滞回曲线的面积可以求得等效黏滞阻尼系数 h_e ,如图6-38所示。由式(6-1)可知,ABC面积越大, h_e 的值越高,结构的耗能能力也越强。

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\text{ABC 图形面积}}{\triangle OBD \text{ 面积}} \quad (6-1)$$

通过反复加载试验,可以获得上述多项指标和一系列具体参数,对这些参数量值的对比分析,可以判断结构抗震性能的优劣并作出适当评定。

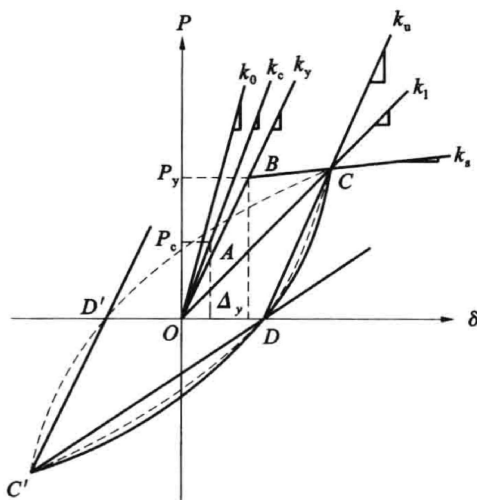


图 6-37 反复加载时的刚度

知识归纳

(1) 结构抗震试验的主要目的是通过试验手段获取结构在模拟地震荷载作用下的结构性能。结构抗震性能一般从结构的强度、刚度、延性、耗能性能、刚度退化等方面衡量。

(2) 伪静力试验方法的优点是设备简单,可做大比例模型试验,便于试验全过程观测,可随时修正加载制度或检查仪器工作情况。但其缺点是不能与地震记录发生联系,加载程序是预先主观确定的,不能反映出变速率对结构材料强度的影响。由于加荷速度越慢,结构或构件材料的应变速