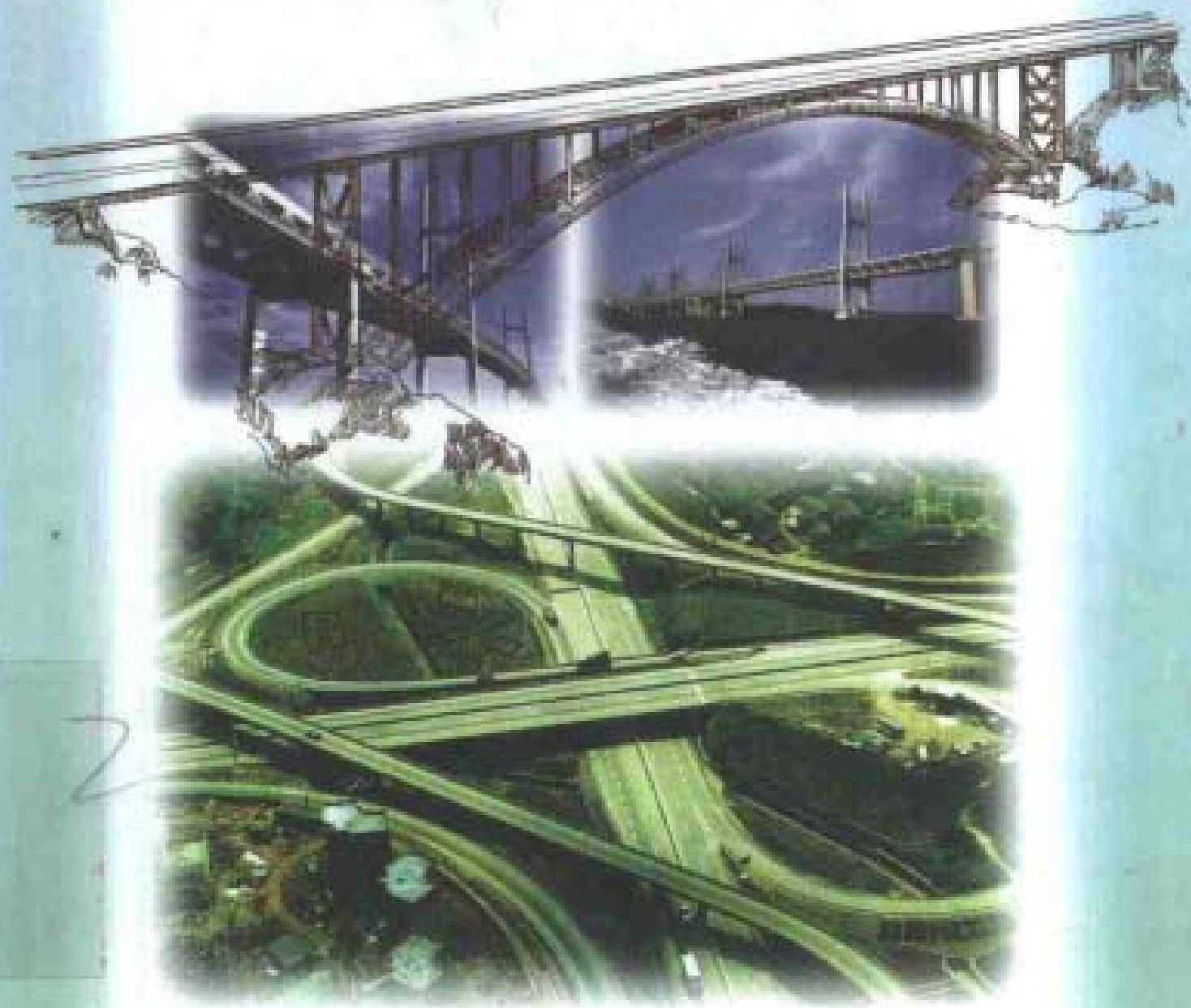




“桥梁抗震设计理论及应用”丛书之四

桥梁延性抗震设计

范立础 卓卫东 著



人民交通出版社

策划编辑 / 谢仁物

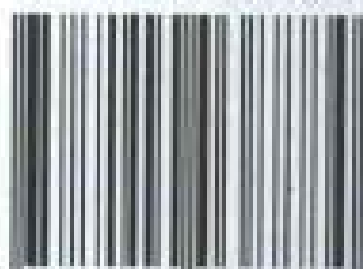
责任编辑 / 黄天生

装帧设计 / 涂 浩、王静红

桥梁抗震设计理论及应用丛书

- 大跨度桥梁抗震设计
- 桥梁减隔震设计
- 高架桥梁抗震设计
- 桥梁延性抗震设计

ISBN 7-114-03888-7



9 787114 038884 >

ISBN 7-114-03888-7/U · 02829

定价: 全套 120.00 元

(本册 30.00 元)



U442.5

3

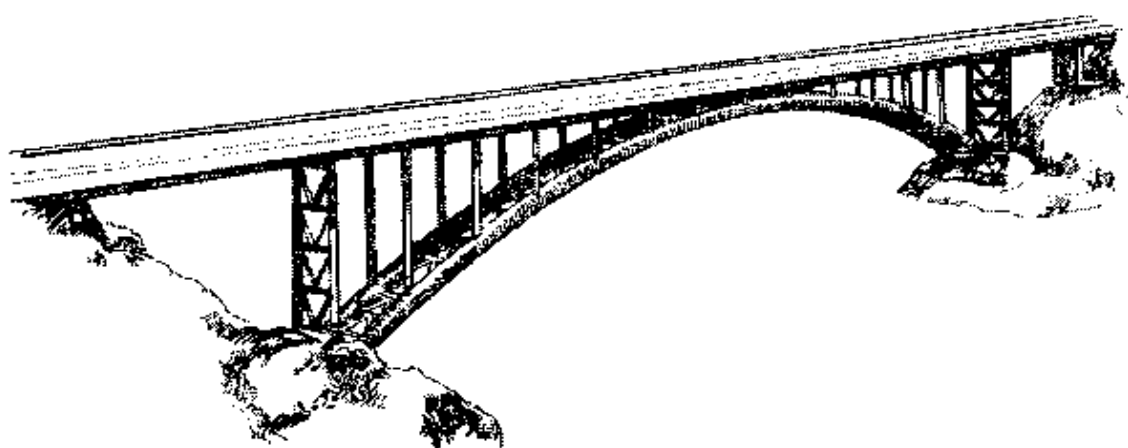
:4

“桥梁抗震设计理论及应用”丛书之四

Qiaoliang yanxing Kangzhen Sheji

桥梁延性抗震设计

范立础 卓卫东 著



北方工业大学图书馆



00495354

人民交通出版社

H2A/07

内 容 提 要

本书针对当前国内公路桥梁抗震设计中存在的主要缺陷,论述了桥梁延性抗震设计的基本概念、理论和方法。其中,重点介绍桥梁简化的延性抗震设计理论及改进的抗震设计方法。书中还对如何保证结构的整体延性,进行了详细的讨论。本书介绍的内容,为作者近年来在该领域的研究成果,也是作者正在编写的《城市桥梁抗震设计规范》的理论背景材料之一。

本书可供从事抗震工程设计、研究和施工的工程技术人员参考,也可作为高等院校桥梁专业研究生和高年级本科生的教学参考用书。

图书在版编目(CIP)数据

桥梁延性抗震设计/范立础等著. —北京:人民交通出版社, 2001. 4

ISBN 7-114-03888-7

I. 桥... II. 范... III. 桥梁工程-抗震-设计 IV. U442.5

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2001)第 15690 号

桥梁延性抗震设计

范立础 卓卫东 著

正文设计:王静红 责任校对:张捷 责任印制:张凯

人民交通出版社出版发行

(100013 北京和平里东街 10 号 010 64216602)

各地新华书店经销

北京鑫正大印刷厂印刷

开本: 850×1168 1/32 印张: 9.625 字数: 258 千

2001 年 5 月 第 1 版

2001 年 5 月 第 1 版 第 1 次印刷

印数: 0001—3000 册 定价: 30.00 元

ISBN 7-114-03888-7

U·02829

序 言

国内外的地震灾害表明,震区桥梁的损坏坍塌,不仅阻碍当时的救灾行动,而且影响灾后的恢复工作。所以各方都对桥梁抗震给予十分重视。

一个国家或地区的桥梁抗震质量如何和它实行的桥梁抗震设计规范密切相关。我国的桥梁抗震设计规范制订于许多年前。可以理解,它不能反映众多新的桥梁震害的启示,未能吸收许多新的研究成果,不能适应我国当前桥梁建设的需要。各方致力于修订新的铁路桥梁和公路桥梁的抗震设计规范,并首次编写城市桥梁的抗震设计规范,是值得欢迎的。姑不置论三个规范可否统一的问题,如果它们都力求能反映客观实际,达到经济合理和相当安全的抗震目的,则三者所依据的抗震设计理论与原则无疑应当是相同的。众所周知,规范条文只使人知其然,而不知其所以然。所以常常配以说明。但是,即使如此,人们还是不能了解其理论依据,希望有更深入的阐述,以使透彻得知其所以然。

有鉴于此,范立础教授,凭借其多年从事桥梁抗震的工程实践和科学研究的经验积累,在参加修订公路桥梁抗震设计规范和负责首编城市桥梁抗震设计规范的同时,组织同济大学土木工程防灾国家重点实验室里从事

桥梁抗研究的同事和研究生,一起编写出版《桥梁抗震设计理论与应用》丛书。

本丛书重点针对桥梁抗震的工程实践中亟待解决或回答的问题,结合震害实例,阐明当前国内外的理论研究成果和相关抗震设计方法的依据。它将有助于深入理解和正确运用我国桥梁抗震设计规范,提高我国桥梁抗震的工程实践水平,同时将有助于对桥梁抗震的学习的研究,发展我国桥梁抗震的科学技术。特为之序。

李国豪

中国科学院资深院士

中国工程院资深院士

同济大学名誉校长

2001年3月

前 言

近 20 年的地震灾害经验表明,随着城市现代化的发展,交通网络在整个城市生命线抗震防灾系统中越来越重要。1997 年美国圣费南多(San Fernando)地震、1976 年中国唐山地震、1989 年美国洛马·普里埃塔(Loma Prieta)地震、1994 年美国北岭(Northridge)地震、1995 年日本的阪神地震及 1999 年台湾的集集地震均给当地的交通网络造成严重的破坏,导致直接和间接经济损失总和极为巨大,如以当时的美元币值分别计约为:10 亿、20 亿、70 亿、200 亿、1000 亿、120 亿。在此期间,各国地震工作者与结构工程师对桥梁结构抗震展开了大量的研究,都在修改或制定新的桥梁抗震设计规范。主要问题是研究涉及风险决策的工程抗震设计标准与设防目标,结构抗震设计方法,包括动力概念设计、强度设计、位移设计、延性设计、减隔震设计;最近还提出了基于性能(性能、功能)设计(Performance Based Design)的基本思想,以及行之有效的抗震措施。

同时,我国也进行了大量的研究工作,“建筑抗震设计规范”已提出修改新版,1999 年 12 月已提交了“供试设计用”稿,“公路工程抗震设计规范”也已启动修改工作,提出了修改工作大纲与编写大纲。作者受建设部委托主编首部“城市桥梁抗震设计规范”,主编单位是同济大学土木工程防灾国家重点实验室。

当前,城市桥梁抗震设计乃参照“公路工程抗震设计规范”执行,但该规范仅适用于跨径 150m 以下的梁桥与拱桥。工程师们面对城市中立交工程、曲线高架桥、轨道高架桥、主跨径大于 150m

的跨河大桥等的抗震设计无章可循。在实践工作中,有的列了专题研究,有的各自采用简化计算方法,这就导致了结构抗震设防、设计方法、安全准则不统一。同济大学土木工程防灾国家重点实验室桥梁抗震研究室在近20年中曾承担了各类城市桥梁抗震设计研究项目30余项,桥梁抗震理论研究成果十余项,获得并累积了较多理论、试验的研究成果与设计经验。同时,我们亦组织和参与了有关国际会议与学术交流,广泛收集了美国、日本、新西兰和德国在桥梁抗震领域内相关的研究资料、报告和各种规范。由于我国的规范(国标或部标)是强制性的,因而我国首编的“城市桥梁抗震设计规范”比之我国其他行业的桥梁抗震设计规范将有较大扩充和改动,诸如规范使用范围、抗震设防标准、结构抗震设计方法、性能准则和抗震验算、结构延性设计、桥梁减隔震设计和抗震措施等。规范除了条文外还附有条文说明。但有关桥梁抗震理论的近年进展与讨论,抗震设计的新思想,如多级抗震设防多阶段设计原则,延性抗震与延性设计方法、位移设计准则、桥梁减隔震设计原则和方法以及最新提出的基于性能(性态、功能)的设计思想(Performance Based Design)不可能在规范的条文说明详细介绍。此外,我们在完成30余项城市大跨桥梁(悬索桥、斜拉桥、拱桥)、城市高架桥、轨道交通高架桥和城市大型立交工程的抗震设计、分析和研究工作的过程中,在完成10余项的桥梁抗震的理论研究和科学试验的工作中,特别是在最近为编写“城市桥梁抗震设计规范”收集资料、调查研究、分析归纳、借鉴引用的实践中,深感亟需在桥梁工程界普及与提高桥梁工程抗震的科学技术知识。为此,我组织了土木工程防灾国家重点实验室桥梁抗震研究室的几位同事和我的博士生,分工执笔编写一套“桥梁抗震设计理论及应用”丛书:之一是桥梁延性抗震设计,之二是桥梁减、隔震设计,之三是高架桥梁抗震设计,之四是大跨度桥梁抗震设计。

丛书编写的工程对象仅限于桥梁。丛书介绍一些基本原理,其中融合了我们的一些研究成果,也提供一些应用算例或实例。书中每章都附有主要的参考文献供读者进一步查阅和研究。丛书的各分册既有各自的独立性也有互为联系的相关性。因而,某些阐述部分可能有少量的重复,反映了不同角度的分析论述或应用。

我衷心感谢我们桥梁抗震学科组的胡世德教授、李建中教授、王君杰副教授和我的博士生卓卫东副教授(福州大学)、叶爱君讲师、王志强讲师的通力合作及杨新宝、毕桂平的工作。同时,也感谢人民交通出版社的大力支持,使这套丛书在新规范审定发行之前出版,谨献给我的老师和母校同济大学。

桥梁抗震设计理论尚有不少问题处在深入研究阶段,实践应用中也尚有不少问题有待解决。本套丛书对桥梁抗震理论若干问题的讨论,难免挂一漏万、错误失当之处,敬希同行与读者批评指正。

范立础

同济大学土木工程防灾国家重点实验室

2000年10月

目 录

| | |
|-------------------|----|
| 第一章 桥梁抗震概论 | 1 |
| 1.1 地震灾害与国策 | 1 |
| 1.2 桥梁的震害现象与教训 | 4 |
| 1.2.1 地震灾害概说 | 4 |
| 1.2.2 桥梁的震害现象 | 9 |
| 1.2.3 桥梁震害教训及启示 | 32 |
| 1.3 桥梁地震反应分析方法的演变 | 43 |
| 1.3.1 静力法 | 44 |
| 1.3.2 反应谱法 | 46 |
| 1.3.3 动态时程分析方法 | 54 |
| 1.3.4 各种分析方法总结 | 55 |
| 1.4 桥梁工程的抗震设防 | 57 |
| 1.4.1 地震危险性分析 | 57 |
| 1.4.2 地震区划 | 58 |
| 1.4.3 桥梁工程的抗震设防原则 | 60 |
| 1.5 桥梁工程的抗震设计原则 | 64 |
| 1.5.1 桥梁抗震设计的极限状态 | 64 |
| 1.5.2 抗震设计参数 | 66 |
| 1.5.3 抗震设计原则 | 67 |
| 参考文献 | 69 |
| 第二章 桥梁延性抗震设计理论 | 74 |
| 2.1 引言 | 74 |

| | | |
|------------|-------------------------|------------|
| 2.1.1 | 结构抗震设计理论的发展历史 | 74 |
| 2.1.2 | 延性抗震设计理论提出的背景 | 79 |
| 2.2 | 延性抗震设计的基本概念 | 81 |
| 2.2.1 | 延性的基本概念 | 81 |
| 2.2.2 | 延性概念对结构抗震的意义 | 95 |
| 2.3 | 桥梁实用的简化延性抗震设计理论 | 98 |
| 2.3.1 | 引言 | 98 |
| 2.3.2 | 基本假定 | 99 |
| 2.3.3 | 简化的延性抗震设计理论 | 118 |
| | 参考文献 | 131 |
| 第三章 | 桥梁延性抗震设计方法 | 136 |
| 3.1 | 抗震设计中的材料性能 | 136 |
| 3.1.1 | 无约束混凝土 | 136 |
| 3.1.2 | 约束混凝土 | 142 |
| 3.1.3 | 钢筋 | 151 |
| 3.2 | 能力设计原理 | 155 |
| 3.2.1 | 能力设计原理的基本概念 | 156 |
| 3.2.2 | 能力设计方法的主要特点 | 158 |
| 3.2.3 | 能力设计方法的主要步骤 | 160 |
| 3.3 | 总体设计思想 | 161 |
| 3.3.1 | 三级设防原则 | 161 |
| 3.3.2 | 桥梁抗震等级分类 | 164 |
| 3.3.3 | 抗震性能准则 | 164 |
| 3.3.4 | 标准设计流程 | 165 |
| 3.4 | 抗震概念设计 | 168 |
| 3.4.1 | 结构体系选择 | 169 |
| 3.4.2 | 延性类型选择 | 192 |

| | |
|--------------------------------|------------|
| 3.4.3 塑性耗能机制选择 | 194 |
| 3.5 延性构件二次设计 | 195 |
| 3.5.1 罕遇地震下延性构件抗弯强度验算 | 196 |
| 3.5.2 延性构件抗剪强度验算 | 197 |
| 3.5.3 延性设计 | 198 |
| 3.6 能力保护构件设计 | 199 |
| 3.7 延性桥梁的抗震构造设计 | 201 |
| 3.7.1 延性桥墩中纵向钢筋的考虑 | 201 |
| 3.7.2 延性桥墩中横向箍筋的考虑 | 202 |
| 3.7.3 延性桥墩塑性铰区长度的规定 | 203 |
| 3.7.4 延性桥墩中钢筋的锚固与搭接 | 204 |
| 参考文献 | 205 |
| 第四章 箍筋约束混凝土桥墩的延性 | 208 |
| 4.1 已有的研究概况 | 209 |
| 4.1.1 国外研究概况 | 209 |
| 4.1.2 国内研究概况 | 212 |
| 4.2 箍筋约束混凝土桥墩的延性试验研究 | 215 |
| 4.2.1 结构抗震试验方法简介 | 215 |
| 4.2.2 箍筋约束混凝土桥墩的拟静力试验研究 | 223 |
| 4.3 截面弯矩—曲率分析 | 244 |
| 4.4 箍筋约束混凝土桥墩延性的设计考虑 | 247 |
| 4.4.1 影响钢筋混凝土桥墩延性的因素 | 247 |
| 4.4.2 试验数据回归分析 | 249 |
| 4.4.3 箍筋约束混凝土桥墩的最低约束箍筋用量 | 253 |
| 4.4.4 与规范相关公式的比较 | 254 |
| 4.4.5 其它设计考虑 | 260 |
| 参考文献 | 260 |

| | | |
|------|----------------------|-----|
| 附录 A | 分析采用的四类场地地震动记录 | 265 |
| 附录 B | 三类场地强度折减系数谱表 | 291 |

第一章 桥梁抗震概论

1.1 地震灾害与国策

地震,是地球内部某部分急剧运动而发生的传播振动的现象。大地震爆发时,释放出巨大的地震能量,造成地表和人为工程的大量破坏,严重危及人民生命和财产的安全。

据统计,地球上平均每年都要发生近千次的破坏性地震,其中破坏力巨大的灾难性大地震达十几次,这些地震在它们波及的范围内,均造成惨重的生命财产损失。如 1976 年我国河北唐山大地震,使整个城市在片刻之间沦为一片废墟,地震造成 24 万余人丧生,直接经济损失近 100 亿元人民币(按当时的币值计算)。在国外,同样也有类似的惨重地震灾难记录:比较典型的如 1906 年的美国旧金山大地震和 1923 年的日本关东大地震,前者事件使 7 万余人丧生,后者使 10 万余人死亡,4 万余人下落不明。即使是在最近 10 年里,在人类对地震知识和工程抗震均取得长足进步的情况下,地震仍然造成了令人触目惊心的惨重损失,表 1.1 列出了近 10 年来造成较为严重灾害损失的主要地震情况。从表 1.1 中可见,随着社会经济和文明的发展,现代中心城市地区一旦遭遇破坏性的地震,造成的经济损失将越来越严重。

我国是世界上地震活动最强烈的国家之一,地震灾害历来是我国最大的自然灾害之一。在我国古代,很早就有诸如“鳌鱼翻身”之类的神话传说,描绘了古人对地震现象的恐惧心理。在我国



近 10 年来国内外主要灾害性地震简况

表 1.1

| 发展时间 | 地点 | 震中位置 | | 震级 | 震源深度 | 死亡人数 | 伤残人数 | 直接经济损失 (按当时币值) |
|------------|--------------------------|-------|--------|-----|-------|--------|--------|-------------------|
| | | 纬度 | 经度 | | | | | |
| 1989.10.17 | 美国加州洛马·普里埃塔(Loma Prieta) | 37.3N | 121.8E | 7.1 | 18 km | 64 | 3.7 千余 | 约 70 亿美元 |
| 1994.01.17 | 美国加州北岭(Northridge) | 34.2N | 118.2E | 6.7 | 18 km | 65 | 5 千余 | 约 200 亿美元 |
| 1995.01.17 | 日本神户(Kobe) | 34.6N | 135.0E | 7.2 | 20 km | 6 千余 | 3.4 万余 | 约 1 000 亿美元 |
| 1999.08.17 | 土耳其伊兹米特(Izmit) | 40.7N | 29.9E | 7.4 | 17 km | 1.4 万余 | 2.7 万余 | 超过 200 亿美元 |
| 1999.09.21 | 中国台湾 | 23.8N | 121.1E | 7.6 | 1.0km | 2 千余 | 1 万余 | 118 亿美元 |

有史记载的最为惨重的地震灾难,发生在 1556 年陕西的关中地震;在这次地震中,有名可查的死亡人数即达 83 万余人。据统计,除个别省(如贵州省)外,全国绝大多数行政省(自治区)历史上都曾发生过震级大于 6 级的地震。20 世纪以来,世界上发生的 1 200 多次 7 级以上的地震中,有十分之一就发生在我国。仅从建国至 1988 年以来,在大陆地区发生的 7 级及 7 级以上的强震就多达 13 次,这 13 次地震造成的人员伤亡及经济损失见表 1.2。当前,以 1985 年新疆乌恰 7.4 级地震为标志,我国大陆地震活动开始进入活跃期,这种状态可能一直要持续到本世纪初。



1950~1988年中国大陆7级以上地震的灾害 表 1.2

| 发震时间 | 地点 | 震级 (M) | 基本 烈度 | 震中 烈度 | 受灾面积 (km ²) | 死亡人数 (人) | 伤残人数 (人) | 直接经济损失 (亿元) |
|-----------|----|-----------|----------|----------|----------------------------|-------------|-------------|----------------|
| 1955.4.14 | 康定 | 7.5 | 10 | 9 | 5 000 | 84 | 224 | |
| 1955.4.15 | 乌恰 | 7.0 | 9 | 9 | 16 000 | 18 | | |
| 1966.3.22 | 邢台 | 7.2 | 6 | 10 | 23 000 | 7 938 | 8 613 | 10.0 |
| 1969.7.18 | 渤海 | 7.4 | | | 9 | 300 | | |
| 1970.1.5 | 通海 | 7.7 | 9 | 10 | 1 777 | 15 621 | 26 783 | 30 |
| 1973.2.6 | 炉霍 | 7.9 | 9 | 10 | 6 000 | 2 199 | 24 73 | |
| 1974.5.11 | 永善 | 7.1 | 8 | 9 | 2 300 | 1 641 | 1 600 | 0.9 |
| 1975.2.4 | 海城 | 7.3 | 6 | 9 | 920 | 1 328 | 4 292 | 4.0 |
| 1976.5.29 | 龙陵 | 7.6 | 8 | 9 | | 73 | 279 | 1.4 |
| 1976.7.28 | 唐山 | 7.8 | 6 | 11 | 32 000 | 242 769 | 164 851 | 近 100 |
| 1976.8.16 | 松潘 | 7.2 | 6~9 | 8 | 5 000 | 38 | 34 | |
| 1985.8.23 | 乌恰 | 7.4 | 9 | 8 | 526 | 70 | 200 | 1.0 |
| 1988.11.6 | 澜沧 | 7.6 | 8 | 9 | 91 700 | 748 | 7 751 | 20.5 |

注:表中空白处表示缺乏统计数据。

鉴于地震灾害的严重性,我国政府于1994年11月25日在广州召开的全国防震减灾工作会议上,明确提出:在各级政府和全社会的共同努力下,争取用十年左右的时间,使我国的大中城市和人口稠密、经济发达地区具备抵御6级左右地震的能力。从1998年3月1日开始,我国政府正式实施了第一部规范防震减灾工作的重要法律——《防震减灾法》,使防震减灾工作步入法制化管理的轨道。在《防震减灾法》中规定,“新建、扩建、改建建设工程,必须达到抗震设防要求;重大建设工程和可能发生严重次生灾害的建设工程,必须进行地震安全性评价,并根据地震安全性评价的结果,确定抗震设防要求,进行抗震设防”。



按照《防震减灾法》的要求,我国未来防震减灾的任务十分艰巨:根据现行的地震烈度区划图,我国地震基本烈度在 6 度及以上的地震区面积占到全国面积的 60%,7 度和 7 度以上的地震区面积占全国面积的 1/3;我国有 46% 的城市位于基本烈度 7 度或 7 度以上的地震区。随着城市化进程的加快以及社会人口和财富向现代中心城市的集中,城市的防震减灾问题将更显突出。因此,对防震减灾问题、尤其是人口稠密、经济发达的中心城市的防震减灾问题,必须引起足够的重视,并加大对防震减灾的投入。

1.2 桥梁的震害现象与教训

1.2.1 地震灾害概说

地震事件具有突发性和毁灭性。一次破坏性地震的爆发,往往伴随有一次灾害、二次灾害和三次灾害。所谓一次灾害,系指地震造成的直接灾害,如地表和工程结构的破坏等;二次灾害是指由一次灾害诱发的次生灾害,如地震后的火灾、水灾、海啸、泥石流、有毒物质污染等;三次灾害是指由一、二次灾害引起的停工停产、城市瘫痪、社会混乱、瘟疫蔓延等。在人口稠密、经济发达地区爆发的地震,其引起的二次灾害和三次灾害的损失,可能远远高于直接灾害的损失。以下,简要介绍与工程抗震有直接联系的地震直接灾害现象。

1. 地表的破坏

地震造成的地表破坏现象主要有地表断裂、滑坡、砂土液化、软土震陷等。

(1) 地表断裂

地表断裂又称地裂缝,地裂缝有构造地裂缝与重力地裂缝两



种,两者不能混淆。构造地裂缝与地质构造有关,是地震断层错动后在地表留下的痕迹。一般说来,构造断裂切割很深,可以从地壳内的岩层断裂起,直达地表,而且不受地形地貌的影响。沿着震源体错动方向,构造地裂缝可断断续续地延伸数十甚至上百公里,如著名的美国圣·安德列斯(San Andress)断层即为典型的构造地裂缝(图 1.1a)。

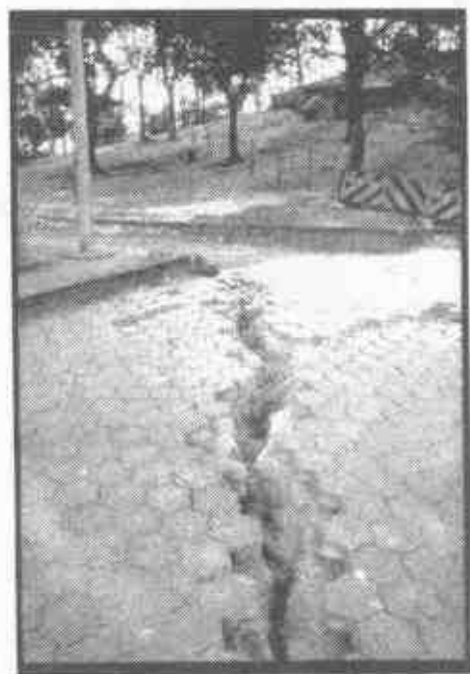
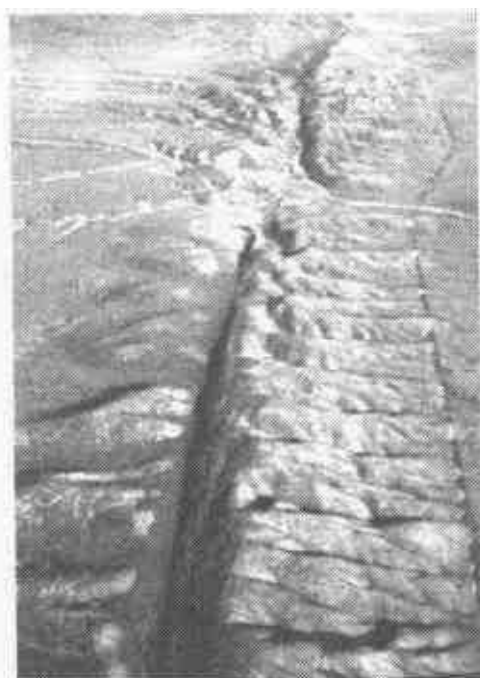


图 1.1 地表断裂现象

a)圣·安德列斯断层(航空照片)

b)重力地裂缝

重力地裂缝是由于地面土质软硬不匀及微地貌重力影响,在地震动作用下形成的。它与震前土质的稳定状态密切相关,其规模不能反映地震动的强烈程度。这种地裂缝在地震区分布极广,在道路、古河道、河岸、堤上等松软潮湿土壤处常可见到(如图 1.1b 所示)。

地裂缝穿过的地方可引起房屋开裂以及道路、桥梁等工程设施的破坏,并对地下管道造成严重破坏。

(2)滑坡



地震引起的滑坡是山区或丘陵地区的震害特点。滑坡还出现在不稳定的人工边坡开挖面以及平原地区的河岸等。地震时,大滑坡可以切断公路,冲毁房屋和桥梁,堵塞河流,严重时还会导致上游水位上涨淹没大片土地,危及城镇居民。图 1.2 所示为 1989 年美国洛马·普里埃塔地震中,山体发生滑坡并切断公路的现象。



图 1.2 美国洛马·普里埃塔地震中的山体滑坡现象

(3)砂土液化

地震动使排列较松散的饱和无粘性土颗粒产生压实趋势,若短时间内土中的水排泄不出,则土体内部产生超静定孔隙水压力,当孔隙水压力增大到与砂土剪切面上的正应力相等时,土颗粒便形同“液体”呈悬浮状态,使土体抗剪强度丧失;另一方面,高压力的孔隙水寻找通道冲出地面,并将砂土颗粒带了出来,形成“喷水冒砂”现象(如图 1-3 所示)。砂土液化造成对农田的破坏和地面不均匀沉降。1964 年美国阿拉斯加地震和日本新潟地震,这两次地震都因砂土液化造成地基失稳并导致大量工程结构严重破坏而



闻名于世。1975 年我国海城地震和 1976 年唐山地震中,也都出现大面积的砂土液化现象。

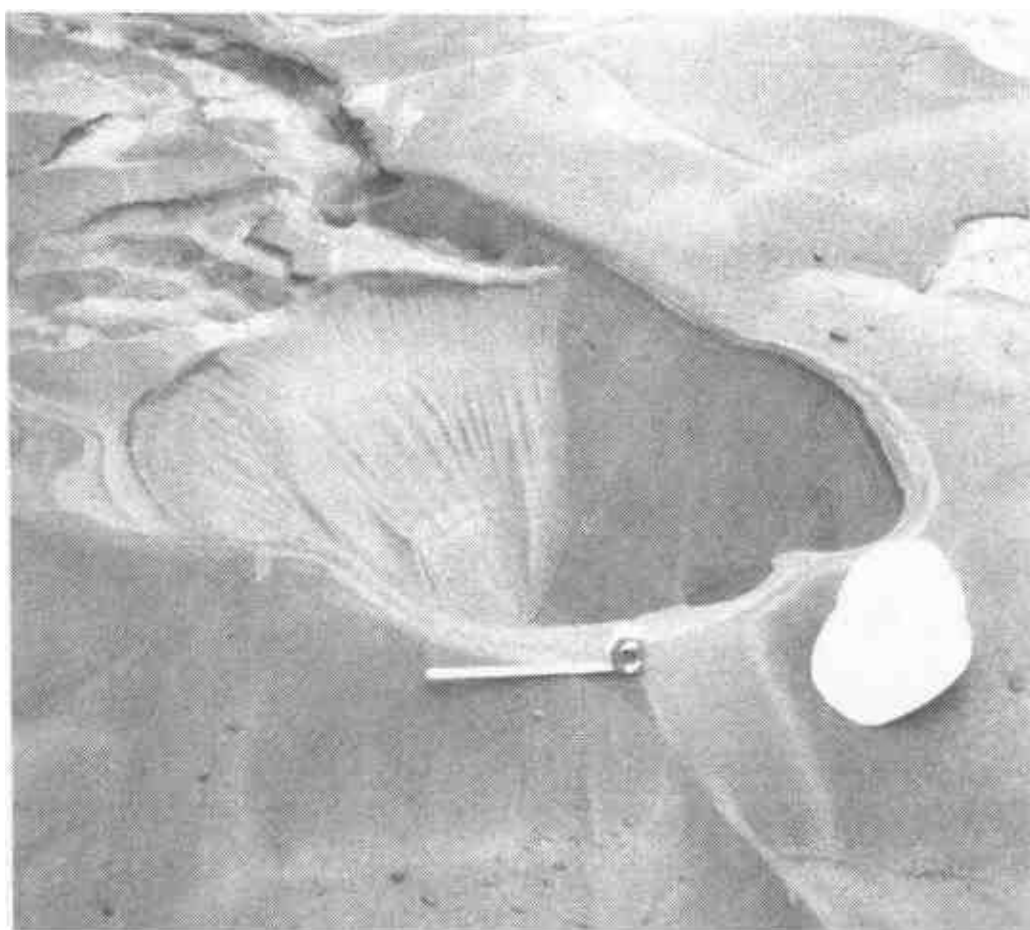


图 1.3 砂土液化形成的喷水冒砂现象

流滑是砂土液化引起的最具灾难性的场地破坏现象。由完全液化的土和盖在液化土层上面的完整土层组成的长达几十米甚至更广大的土体可能以每小时几十公里的速度沿着斜坡下滑。在 1964 年阿拉斯加地震中,海岸的水下流滑卷走了许多港口设施并引起海岸涌浪,造成沿海地带的次生灾害。1920 年,我国甘肃地震触发了坡谷土体惊人的连续流滑。

(4) 软土震陷

软土震陷虽在地震中时有发生,但是,人们研究得很少。一般软土系指水下天然沉积的饱和粘性土(包括淤泥、淤泥质土、泥炭



质土等),具有高压缩性及高孔隙比,含水量高,承载力低。我国滨海城市如天津、上海等地的部分地区属于这一类土。

软土震陷的主要特征是在强烈地震作用下,孔隙水压力增大,并从边界排出,软粘土被压密,产生沉陷或不均匀沉陷。对于工程结构来说,特别是超静定结构,不均匀沉陷引起的内力重分布可导致结构破坏乃至倒塌。

2. 工程结构的破坏

(1) 地基失效引起的破坏

强烈地震时,地裂缝、滑坡、砂土液化、软土震陷等,可使地基开裂、滑动、不均匀沉降等,进而丧失稳定性和承载力,使建造在其上面的工程结构受到破坏。一般说来,这类破坏现象是人为工程所难以抵御的,主要是通过场地选择,避开不利地段,或采取地基处理等办法来解决。

(2) 结构强烈振动引起的破坏

地震时,地面的运动引起结构的振动,使结构的内力和变形大幅度地增加,从而可能导致结构破坏甚至倒塌。这类破坏主要源于两方面的原因:一是结构遭遇的地震动的强度远远超过设计预期的强度,使结构无法抵御而破坏,这是导致结构破坏的外因;二是在结构设计和细部构造以及施工方法上存在缺陷,如结构构件强度和延性不足、各构件之间连接不牢、结构布置和构造不合理等等,这是导致结构破坏的内因。由于迄今为止尚无法准确预测桥址未来可能发生的地震动的强度,所以,设计对地震动特性不敏感的结构就显得特别重要。这是本书作者想极力向读者倡导的一个设计概念。应当知道,合理的抗震设计并非单纯地提高结构的强度和刚度,而是要设法避免结构出现大的地震作用效应。

一般地,地基失效引起的结构破坏现象属于静力破坏范畴,而结构自身因地震动效应引起的破坏现象则属于动力破坏范畴。两



者在概念上应加以区别。

1.2.2 桥梁的震害现象

地震对桥梁的破坏现象,系统地揭示出结构设计和施工中的缺陷,甚至是最微小的缺陷。因此,调查研究过去发生的破坏性地震中幸存的类似结构的破坏情况,对于改进结构设计和施工方法都极具价值。

对结构震害现象进行调查研究,从中总结和吸取经验教训,是结构抗震理论得以发展的一个重要手段。可以毫不夸张地说,结构抗震设计的历史,也是人类对结构震害现象认识的历史。每一次大地震爆发后,人们总是可以从中发现大量的人为工程的破坏;地震造成的结构灾害,反过来又促进了对地震现象和工程抗震的研究工作。另一方面,工程界也从结构的破坏中,获取关于结构地震反应的极其宝贵的资料,从而对抗震设计理论和设计方法进行检讨、修正和发展,使结构抗震设计水平不断地得到提高。

以下,首先简要地回顾一下早期发生的破坏性地震中桥梁的震害现象;之后,重点介绍近 30 年来世界上发生的主要破坏性地震中现代桥梁的震害特征。

1. 早期的桥梁震害现象

虽然桥梁震害现象早有发生,但人类正式记录的第一次桥梁震害却是发生在 1906 年美国旧金山大地震中,在这次地震事件中,人们注意到了一座铁路桥梁的倒塌。在这之后,世界上又发生了多次对桥梁抗震设计影响重大的破坏性地震:如日本 1923 年关东大地震(这次地震促使日本制订了世界上第一部公路桥梁抗震设计规范^①),1948 年福井地震和 1964 年新泻地震(这次地震和同

^① 内务省《道路法、道路设计细则草案》,1926 年



年发生的美国阿拉斯加地震,使人们充分认识到砂土液化现象的危害性)等;新西兰 1929 年默奇森(Murchison)地震和 1931 年内皮尔(Napier)地震;美国 1964 年阿拉斯加地震,1971 年圣·费尔南多(San Fernando)地震(这次地震使人们开始重视结构的延性)等;以及我国 1976 年的唐山大地震等。

从早期的历次破坏性地震中,人们经过调查总结发现,桥梁的震害现象可以归纳为以下几类:

① 上部结构坠毁:上部结构自身因直接的地震动力效应而毁坏的现象极为少见,但因支承连接件失效或下部结构失效等引起的落梁现象,在早期的破坏性地震中常有发生。从梁体下落的形式看,有顺桥向的、也有横桥向的和扭转滑移的,但统计数字表明,顺桥向的落梁占绝大多数。梁在顺桥方向发生坠落时,梁端撞击桥墩侧壁,给下部结构带来很大的破坏。

② 支承连接件破坏:桥梁支座、伸缩缝和剪力键等支承连接件历来被认为是桥梁结构体系中抗震性能比较薄弱的环节,在早期的历次破坏性地震中,支承连接件的震害现象都较普遍。

③ 桥台、桥墩破坏:严重的破坏现象包括墩台的倒塌、断裂和严重倾斜;对钢筋混凝土桥台和桥墩,破坏现象还包括桥墩轻微开裂、保护层混凝土剥落和纵向钢筋屈曲等。

④ 基础破坏:扩大基础自身的震害现象极少发现,然而有时因不良的地质条件,也会出现沉降、滑移等;桩基础的承台由于体积、强度和刚度都很大,因此也极少发生破坏,但桩基的破坏现象则时有发现,尤其是对深桩基础。限于早期的认识水平,桩基的破坏可能出现在桩身任意位置,而且往往位于地下或水中,不利于震后迅速发现,而且修复的难度相当大。

2. 近 30 年来桥梁的震害现象

最近 30 年以来,是桥梁抗震设计理论取得长足进展的时期。



在这一时期,大多数地震国家根据本国国情,制定了专门的桥梁抗震设计规范;我国也于 1971 年首次颁发了铁路工程抗震设计规范,于 1977 年首次颁发了公路工程抗震设计规范。但是,应当注意到,在最近 30 年里,许多经过专门抗震设计的现代桥梁在遭遇到低于设计强度的地震时就倒塌或严重破坏了。典型的例子如美国 1971 年圣·费尔南多地震,1989 年洛马·普里埃塔地震和 1994 年北岭地震,以及日本 1995 年阪神地震等。这种情况引起人们的普遍关注,有关的专家和学者也纷纷对过去的抗震设计原则和设计方法进行反省,从而提出了一些新的抗震思想,如基于性能的抗震设计原则(Performance - Based Seismic Design)等。以下,简要回顾近三十年来几次重要的破坏性地震中公路桥梁的震害情况。

(一)1971 年美国圣·费尔南多地震

美国圣·费尔南多地震发生在 1971 年 2 月 9 日上午 6 时 07 分,震级为 M6.7。震中位置在北纬 $34^{\circ}24.0'$,西经 $118^{\circ}23.7'$,震源深度约为 13km。对近代结构震后修复与结构抗震设计的研究而言,这是一次非常重要的地震。地震震级虽不高,但极震区发生了很大的地面变形和强烈的地面运动,导致高层结构、桥梁倒塌以及生命线工程的毁坏。地震造成 64 人死亡,经济总损失近 10 亿美元(1971 年币值)。

虽然此次地震只是中等强度的,但从被破坏的桥梁结构的严重灾情观察,估计地面运动加速度值相当高。最大记录是在靠近桥台附近的石脊上得到的,地面水平运动加速度峰值(PGA)为 $1.26g$,垂直运动加速度峰值达 $0.72g$,这两个数值均大于以前任何记录,可能是由于地面破裂的局部影响所引起的。在毁坏的五座高速公路桥桥址场地,判断其地面运动加速度峰值约为 $0.60g$,接近那次地震作用的上限。

在桥梁震害中,最大的经验教训是两座互通式立交工程严重



倒塌毁坏。一是金州 5 号高速干道与州际 210 干道的立交枢纽；另一是加州 5 号高速干道与 14 号高速公路的立交枢纽。图 1.4 显示加州 5 号高速干道与州际 210 干道立交枢纽部分梁跨塌落的情况^①。

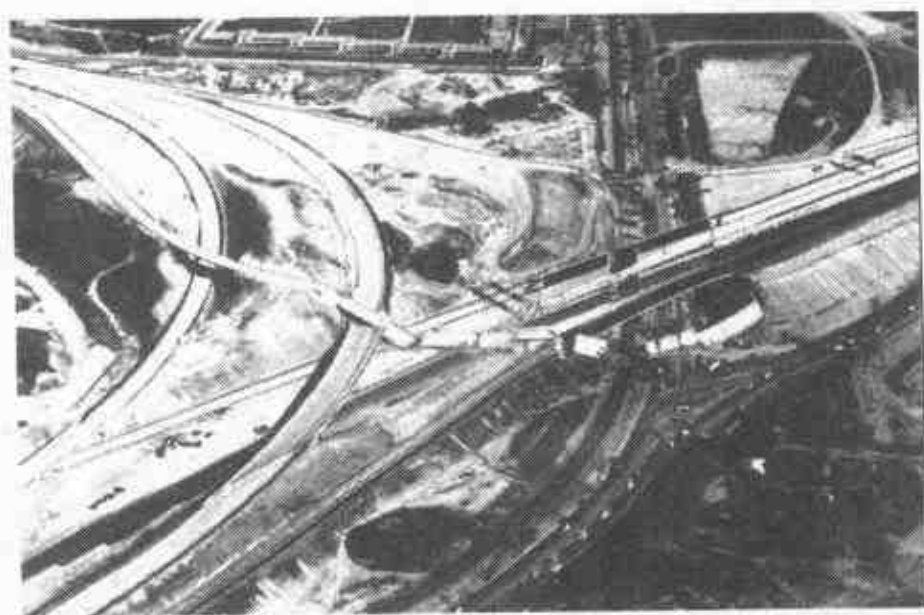


图 1.4 加州 5 号高速干道与州际 210 干道立交枢纽部分

分析两座立交枢纽工程部分塌落的外因,主要与台墩间和桥墩间过大的水平相对位移有关;另外还有结构本身的内因:①桥墩墩顶和挂梁支承牛腿处的支承面过窄;②在设计钢筋混凝土桥墩时,仅从强度方面考虑,没有配置足够的箍筋,导致延性较差。较高的桥墩大多弯曲破坏,较矮的桥墩大多是剪切破坏。这两种情况,横向箍筋的明显不足是导致毁坏的主要内因;③桥墩主筋锚固长度不足,导致主筋从承台或桩基中被拔出。

1971 年的圣·费尔南多地震对美国桥梁抗震设计研究与发展都是一个重要的转折点。在这之前,桥梁抗震设计一直套用建筑

^① 本书中的震害图片,获自美国地震工程研究中心(EERC)Karl V. Steinbrugge 先生的收藏,特此致谢。



结构抗震设计规范。在圣·费尔南多地震之后,经过 10 年的研究工作,美国于 1981 年出版了《桥梁抗震设计指南》;又经过 10 年的应用与修改,于 1992 年,桥梁抗震规程被正式收入了美国各州公路运输工作者协会(AASHTO)编辑的美国《公路桥梁标准规范》,俗称 AASHTO 规范中。这次桥梁和建筑结构的震害,使人们开始从单一强度抗震设防原则转入结构强度与延性双重抗震设防原则的研究,并进一步促进了对结构减、隔震的研究,以及随后的结构振动控制研究。

(二)1976 年唐山地震

我国唐山地震发生在 1976 年 7 月 28 日北京时间凌晨 3 时 42 分,震级为里氏 7.8 级,震中位置在市区东南部,震源深约 11km,有明显的地震断裂带贯通全市。唐山大地震中,唐山市区大部分陷入地震烈度高达 11 度的极震区,结构物普遍倒塌,所剩无几;震害极为严重,为世界地震史上所罕见。此次地震造成 24 万余人死亡,重伤约 16 万,经济总损失约在百亿人民币以上。地震造成如此惨重的损失,其重要的内因是唐山市对地震没有设防,结构物都未经过抗震设计,以致在强烈地震作用下酿成大灾,这是一个极为惨重的教训。

震后调查统计结果表明,在烈度 11 度及 10 度区内,公路、铁路桥梁普遍倒塌或严重破坏;在 10 度区,桥梁破坏较重;位于 8 度区的桥梁,多数受到不同程度的损坏,少数被破坏,个别倒塌;在 7 度区,少数桥梁遭到严重破坏,部分桥梁中等破坏或轻微损坏。对位于 7 度至 11 度区内的 130 座大、中型钢筋混凝土梁式桥的震害调查表明,有 18 座桥梁倒塌,占调查总数的 13.6%;20 座严重破坏,占 15.36%;34 座中等破坏,占 26.15%;25 座轻微损坏,占 19.23%;33 座桥梁保持完好或基本完好,占调查总数的 25.38%。在倒塌的 18 座桥梁中,有 15 座主要是由于不同程度的岸坡滑移、



地基失效等原因造成的；其余三座主要是由于桥墩断裂、支座破坏、梁体碰撞、相邻墩发生过大的水平相对位移造成的。

唐山地震中，位于 8 度区的许多单孔石拱桥和双曲拱桥，在地基良好的条件下，即使是延性很差的圬工拱桥，也都表现出良好的抗震能力，大多基本完好或仅有轻微损坏。但建于较差地基条件的单孔拱桥和采用柔性桩墩的多孔连拱桥，震害则较严重，主要表现为拱上建筑和腹拱破坏，拱圈在拱脚、拱顶产生破损裂缝，拱圈整个隆起变形，甚至倒塌。在震后调查的 32 座拱桥中，有 6 座倒塌，占调查总数的 18.75%；2 座严重破坏，占 6.25%；8 座中等破坏，占 25%；6 座轻微损坏，占 18.75%；10 座基本完好，占 31.25%。可见震后需要重建或修复的拱桥占总数的 50%，而梁桥中在震后需要重建或修复的则占 55.59%。

唐山地震给桥梁带来了巨大的震害，推动了我国桥梁抗震的各项研究工作。近 30 年来，我国在桥梁抗震研究方面取得了丰硕的成果，1988 年颁布施行了新的铁路工程抗震设计规范（国标），1990 年颁布施行了公路工程抗震设计规范（部标）。唐山地震后，我国桥梁抗震研究工作才得到重视，是我国桥梁抗震研究的一个转折点。

（三）1989 年美国洛马·普里埃塔地震

美国洛马·普里埃塔地震发生在 1989 年 10 月 17 日太平洋夏令时间 17 点 04 分，震级为 M7.0，震中位于加利福尼亚州 Santa Cruz 山脉东北大约 16km 处，距旧金山市东南大约 100km，强震总共持续时间大约为 15 秒。这次地震使大旧金山海湾地区的大量桥梁和建筑遭受破坏，地震共造成 64 人死亡和 3757 人受伤，1 万 2 千余人无家可归，直接经济损失总计约为 70 亿美元（按当时币值计算，下同），震后用于修复桥梁的费用估计约为 20 亿美元。

在地震发生后，美国应用技术委员会（ATC）和地震工程研究



所(EERI)组成了一个联合调查组,对位于地震区内的所有桥梁立刻进行调查。尽管大多数桥梁没有遭受破坏,但与位于同样地震区内的建筑相比较,桥梁结构的表现还是不近人意。在地震中,有3座按20世纪50~60年代AASHTO规范设计的桥梁部分塌落,10座桥梁因遭受结构破坏而关闭,还有3座跨越旧金山海湾的大型钢桥发现支承连接的破坏现象,其中,旧金山—奥克兰海湾大桥因连接螺栓毁坏而导致一跨落梁。

旧金山—奥克兰海湾大桥建成于1934年,该桥为悬索和桁架组合体系的双层钢桥。在此次地震中,桁架部分有一跨发生落梁现象(图1.5)。据分析,梁体塌落的主要原因是设计低估了相邻桥墩间的相对位移,致使连接螺栓剪断。

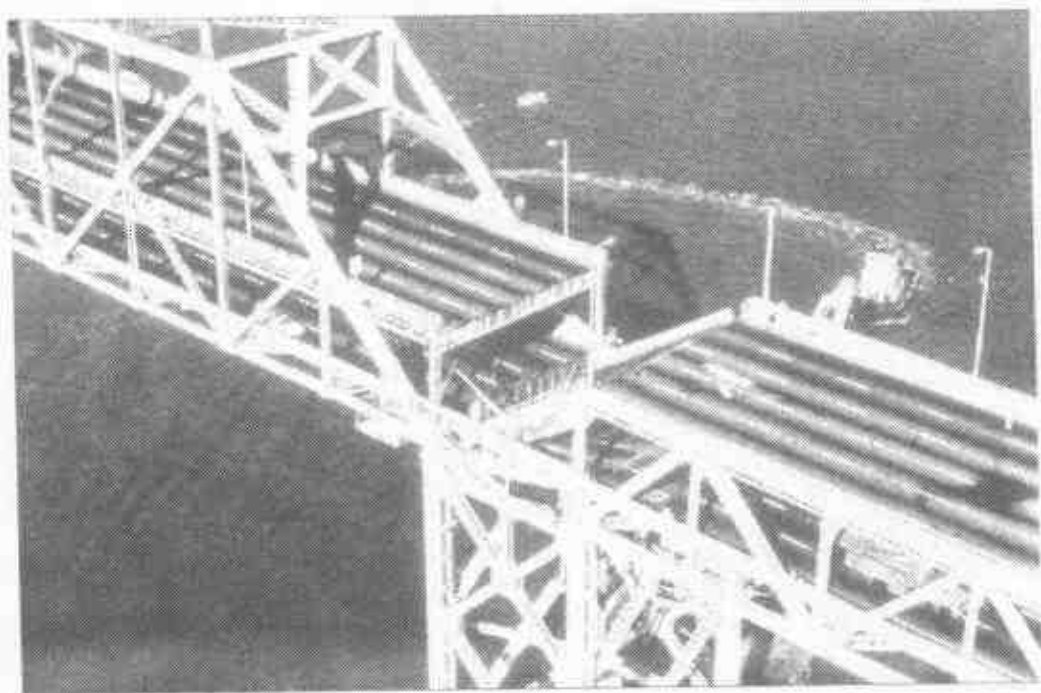


图 1.5 旧金山—奥克兰海湾大桥一跨落梁

在此次地震中,最严重的震害出现在高速公路880号线塞普里斯(Cypress)高架桥。该桥建成于1957年,是加州境内第一座双



层框架连续高架桥,上层框架柱底普遍采用与下层框架铰接的形式。由于桥墩箍筋含量明显不足,该桥在地震发生之前,已按加州运输局(Caltrans)的第一阶段加固计划在相邻梁跨间安装了纵向约束装置,并计划在1990~1992年对下部结构再进行加固。地震中,该桥有一段800m长的上层桥面因桥墩断裂塌落在下层桥面上,上层框架完全毁坏(图1.6)。位于该桥附近的两个地震台站,其中一个记录到的地面水平和竖向运动加速度峰值分别为0.26g和0.16g,另一个记录到的地面水平和竖向运动加速度峰值分别为0.29g和0.07g。推测塞普里斯高架桥塌落的外部原因,主要与软土地基上建造柔性结构有关;结构本身的内因主要有:①梁柱铰结点配筋不足;②框架横向刚度不连续;③桥墩横向箍筋明显不足。

此次地震中还有两座桥的地震反应值得注意,其中一座是位于高速公路101号线、距震中南部约18km的Struve Slough桥,另一座是距震中北部97km的Sierra Point桥。Struve Slough桥建于1964年,是一座20跨、2车道、总长244m的肋板桥,其上部结构分四跨一联,每联之间设置一道伸缩缝。地震中,桥墩与盖梁节点首先发生弯剪破坏,引起上部结构过大的相对位移,使桥墩与盖梁脱开,并穿透桥面(图1.7)。该桥有1联塌落,其余联也均遭受严重破坏,但桥面却仍保持连续,在这里,纵向约束装置发挥了作用。在该桥桥址附近记录到的地面水平运动加速度峰值(PHA)为0.39g,竖向运动加速度峰值(PVA)为0.66g,均远远超过设计预期的地震动水平。

Sierra Point桥建于1957年,是一座10跨、8车道、总长188m的简支钢箱梁跨线桥。据评估,该桥桥墩的抗剪能力只及预计可能遭受的最大剪力的1/6。因此,该桥在1984~1985年进行了抗震加固,主要采取了两种加固措施:一是在原来简支的钢箱梁两

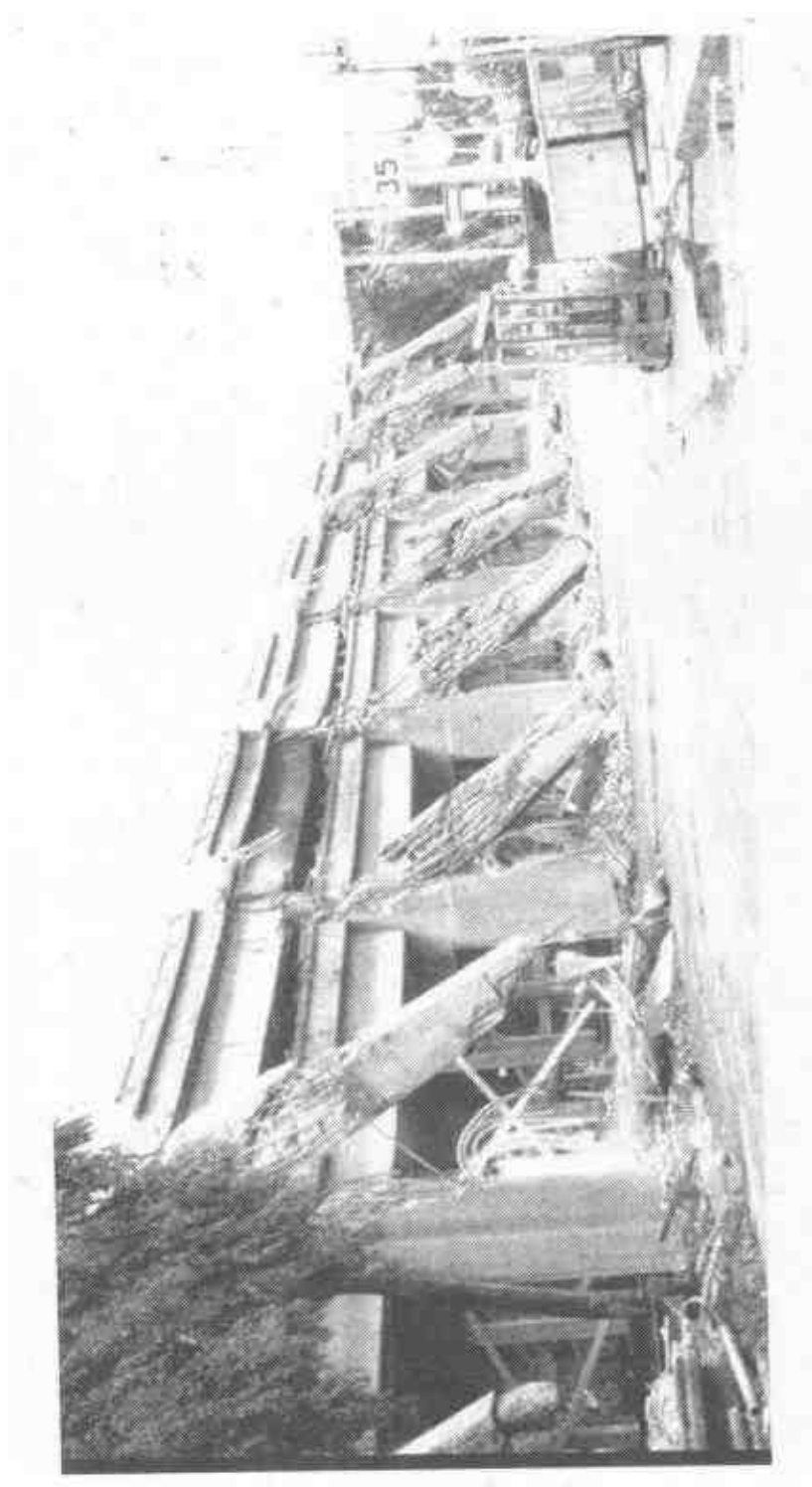


图 1.6 塞普里斯高架桥上层框架塌落



图 1.7 Struve Slough 桥桥墩穿透桥面



侧,安装纵向约束装置;另一是把原来安装的钢支座换为铅心橡胶隔震支座。地震中,在桥墩底部、墩顶隔震支座下方和隔震支座上方记录到的纵向水平加速度峰值分别为 $0.09g$ (设计隔震支座时预计 PHA 可达 $0.6g$)、 $0.42g$ 和 $0.33g$,该桥在震后没有发现任何的结构损伤。

总结洛马·普里埃塔地震中桥梁的震害现象发现:①严重破坏的桥梁都是按 1971 年以前的规程设计建造的,而且以后也没有经过抗震加固;②按较新的设计规范(1971 年后的规程或规范,下同)设计建造的桥梁,在此次地震中表现良好;③按加州运输局第一阶段加固计划安装的纵向约束装置,在地震中发挥了其防止落梁的有效作用;④减隔震支座的性能经受了初步考验;⑤早期总结的震害规律在这次地震中仍得到反应,但也增加了一些新的特点,如桥墩框架节点的剪切破坏现象。

(四)1994 年美国北岭地震

美国加州北岭地震发生在 1994 年 1 月 17 日太平洋标准时间凌晨 4 时 31 分,震级为 $M6.7$,震中位于加州洛杉矶市中心西北大约 32km 处,地震动总共持续了大约 20 秒钟,其中 10 秒为破坏性的震动。地震共造成 65 人死亡,至少 5 千人受伤,2 万 5 千余人无家可归,直接经济损失估计在 200 亿美元左右,是美国有史以来造成经济损失最为惨重的一次自然灾害。

从地震动现场附近和结构物上都记录到前所未有的地面运动加速度峰值,在圣·费尔南多北部地区,记录到的地面水平运动加速度峰值一般都在 $0.5g \sim 1.0g$ 之间,远远超过美国现行规范规定的设计地震动水平。这次地震尤其引人注目的地方,在于它包含了一个持续约 1 秒钟、峰值高达 $1.0g$ 左右的加速度脉冲。地震对洛杉矶地区高速公路系统的破坏十分严重,出入洛杉矶市区的干道有近半在震后立刻陷入混乱状态,四条主要干道部分关闭了几



个月,其中包括全美交通流量最大的州际 10 号公路和加州南北交通大动脉州际 5 号公路。

在加州境内,共有 12,176 座由加州运输局负责的桥梁,其中位于洛杉矶市内的有 2,523 座。这些桥梁均是在 20 世纪 70 年代之前或 70 年代初期修建的,在北岭地震发生之前,已有 120 座桥梁经过加州运输局第二阶段的抗震加固(主要对桥墩进行加固)。据估计,在地震中,洛杉矶市内有将近 1,600 座桥梁位于地面运动加速度峰值超过 $0.25g$ 的强震区内,其中包括约 60 座经过第二阶段抗震加固的桥梁;约有 20 座经过第二阶段抗震加固的桥梁位于地面运动加速度峰值超过 $0.5g$ 的地区。在地震发生后,加州运输局立即详细调查了 640 座桥梁,发现其中有 9 座桥梁遭受严重破坏(包括 5 座桥梁部分塌落或完全倒塌),占调查总数的 1.4%;2 座中等程度破坏,占 0.3%;17 座轻微破坏,占 2.7%;其余基本保持完好。对 60 座经过第二阶段抗震加固的桥梁的震后调查发现,除了一些桥梁的上部结构在靠近节点附近出现少量混凝土剥落现象外,其余的都没有遭受破坏。

以下,简要介绍此次地震中遭受严重破坏的部分桥梁的震害现象及其可能原因。

1) 州际 5 号公路/14 号国道互通立交

州际 5 号公路/14 号国道互通立交设计于 1968 年,在施工时即遭受 1971 年圣·费尔南多地震破坏,但直到 1974 年该桥建成为止,始终都没有对原设计方案作大的改动。在此次地震中,该立交枢纽上层跨线段和北接线段部分塌落。部分倒塌的上层跨线段,采用现浇后张预应力混凝土箱梁,上部结构支承在 Y 形独柱式桥墩上。地震中,靠近桥台的矮墩首先发生剪切破坏,桥台翼墙和剪力键随后破坏,失去支承的两跨上部结构完全坠毁(图 1.8)。震后调查显示,破坏的矮墩配有 20 根直径 57mm 的主筋和直径 16mm

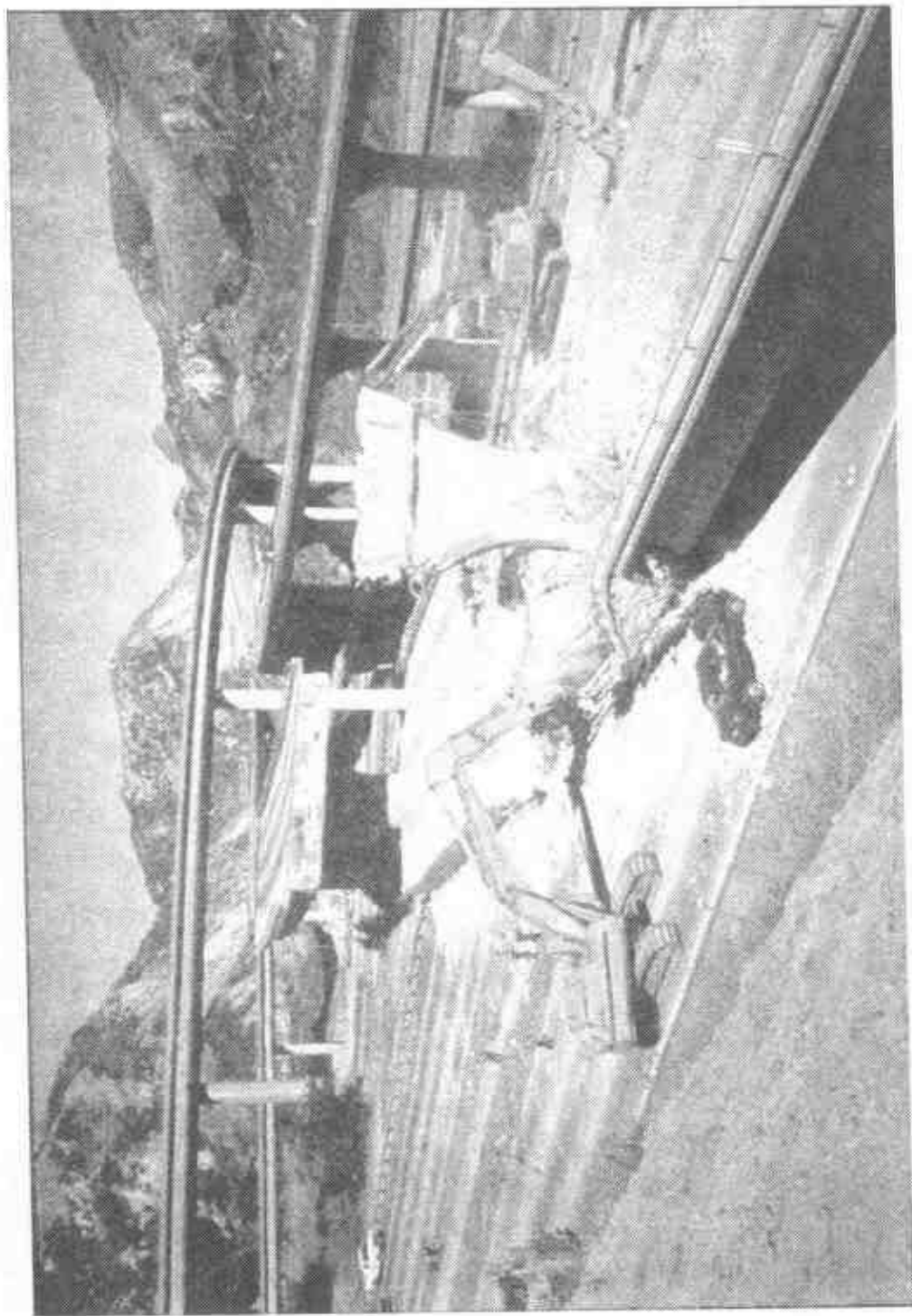


图 1.8 州际 5 号公路/14 号国道互通立交上层跨线段部分跨塌落



的箍筋,箍筋间距 305mm,远低于现行 Caltrans 规范的要求。

北接线段上部结构由 10 跨箱梁组成,同样采用独柱式桥墩支承,桥墩净高从 8m 变化到 23m 不等,截面形式为 $2.4 \times 1.2\text{m}$ 的八角形。地震中,靠近桥台的桥墩发生剪切破坏,引起相邻两跨上部结构坠落(图 1.9)。震后调查显示,破坏的桥墩净高 8m,配有 42 根直径 57mm 的主筋和直径 12.7mm 的箍筋,箍筋间距 305mm,计算方向的体积配箍率约为 0.2%,只及现行 Caltrans 规范最低要求的 $1/3 \sim 1/4$ 。分析该立交枢纽部分塌落的原因,主要归结于桥墩中箍筋含量不足以及挂梁牛腿连接处的支承面过窄。

2) Mission Gothic 跨线桥

该桥设计于 1973 年,建成于 1976 年,上部结构为现浇后张预应力混凝土箱梁,支承在 Y 形双柱式排架墩上。桥墩下部截面为外径 1.8m 的正八边形,在墩顶宽度渐变为 3.6m,配有 45 根直径 35.6mm 的主筋和直径 16mm 的螺旋箍筋,箍筋间距为 89mm,体积配箍率约为 0.5%。地震中,该桥桥墩大量遭受破坏,并导致部分倒塌。震后调查显示,桥墩破坏可以归类为两种模式:一是在墩顶截面突变处发生的弯剪破坏,另一是在墩顶截面加宽段发生的弯曲破坏。据分析,该桥桥墩所配箍筋足以保证在墩顶首先形成弯曲塑性铰,但在弯曲塑性铰形成后,因塑性铰区抗弯强度超强和截面抗剪能力大大下降,共同造成其中一些桥墩在墩顶截面削弱处的弯剪破坏(图 1.10)。

3) La Cienega - Venice 跨线桥

该桥建于 1964 年,上部结构支承在直径 1.2m 的圆柱墩上,桥墩配有 12~48 根直径 35.8mm 的主筋和直径 12.7mm 的环形箍筋,箍筋采用搭接,间距为 305mm,体积配箍率约为 0.15%。地震中,一些桥墩在柱顶受到严重破坏,另一些则在柱底受到严重破坏(图 1.11)。显然,箍筋不足是桥墩遭受严重破坏的主要原因。



图 1.9 州际 5 号公路/14 号国道互通立交北接线段部分跨塌落

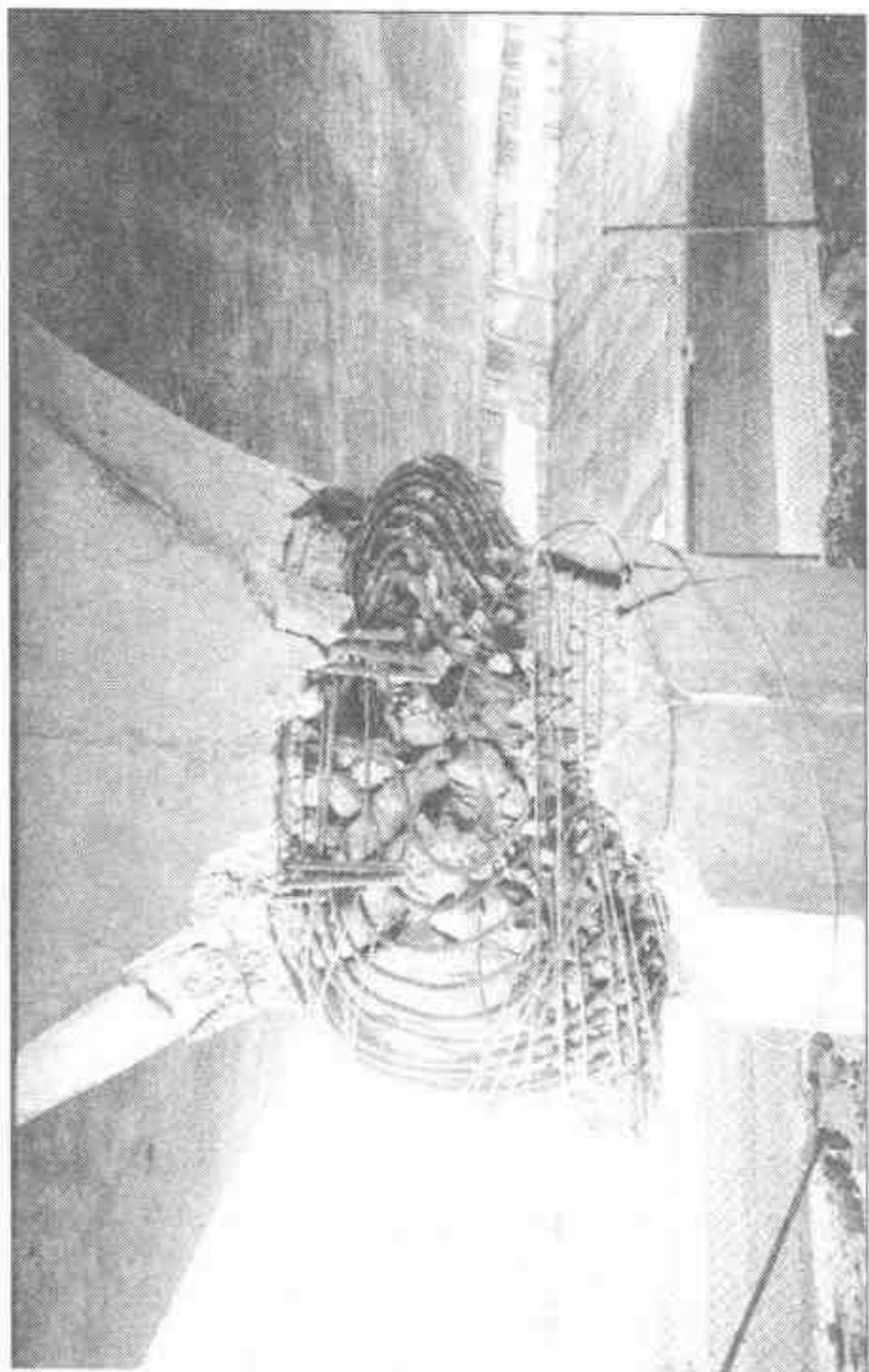


图 1.10 Mission Gohic 跨线桥桥墩典型破坏情况



4) Gavin Canyon 跨线桥



图 1.11 La Cienega-Venice 跨线桥桥墩遭受严重破坏

该桥建于 1967 年,上部结构由两个分离的钢筋混凝土箱梁组成,支承在双柱式桥墩上,桥轴方向与下部支承成 24 度斜交。该桥共有 5 跨,中跨连续,两端各有短的伸臂,左右边跨均为伸臂梁结构,伸臂部分一端支承在桥台上,另一端通过牛腿搭接在中跨梁上,牛腿宽度仅为 20cm(按现行 Caltrans 规范要求,这里的牛腿宽度至少应为 76cm),该桥在 1974 年安装了纵向约束装置。地震中,该桥第二和第四跨完全塌落(图 1.12),斜交和牛腿连接处过窄的支承面是其主要原因;纵向约束装置也遭受破坏,没有发挥出作用。

总结这次地震中桥梁的震害现象,发现:①钢筋混凝土桥墩遭受严重破坏,是这次地震中桥梁震害的最主要特征,所有遭受严重破坏的桥墩,都是按 1971 年以前的规范设计的(图 1.13),而且没有经过 Caltrans 第二阶段的抗震加固,这些桥墩明显缺少延性能

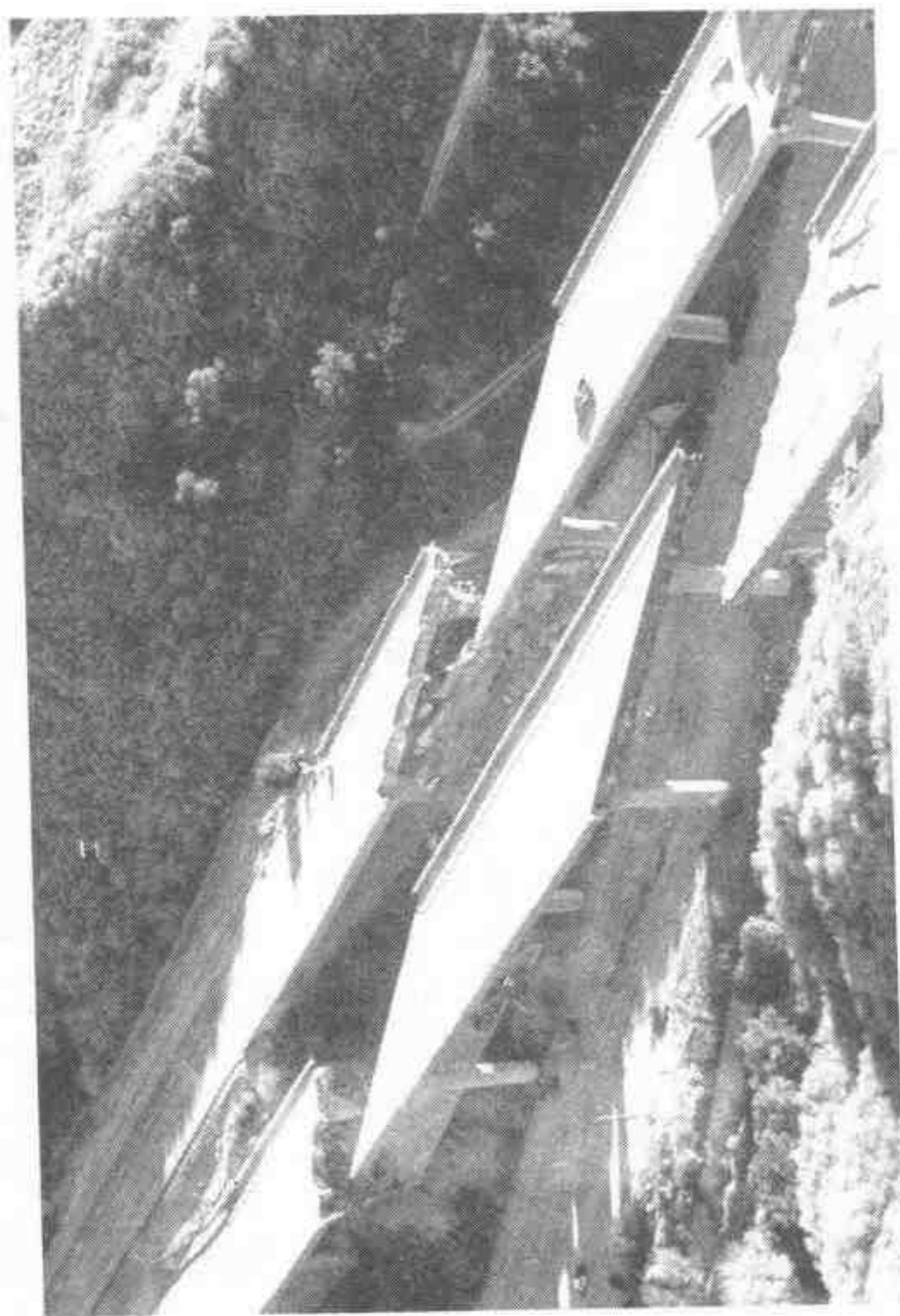


图 1.12 Gavin Canyon 跨线桥两跨落梁



力;②遭受严重破坏的桥墩,既有独柱式的,也有多柱式的;③位于强震区内经过第二阶段抗震加固的桥梁,基本只遭受轻微破坏;④纵向约束装置在防止落梁方面的有效作用再次得到证实,但同时也暴露出一些自身设计方面的问题;⑤按较新的设计规范设计建造的桥梁,在这次地震中无一遭受结构破坏,但这些桥梁基本没有受到强震作用,因此还需要未来地震的进一步考验;⑥近场地震大速度脉冲对结构位移反应的影响重新得到重视。

除此之外,这次地震再次暴露出支承连接的易损性,再次突出了细部设计缺陷对桥梁抗震性能的不利影响。

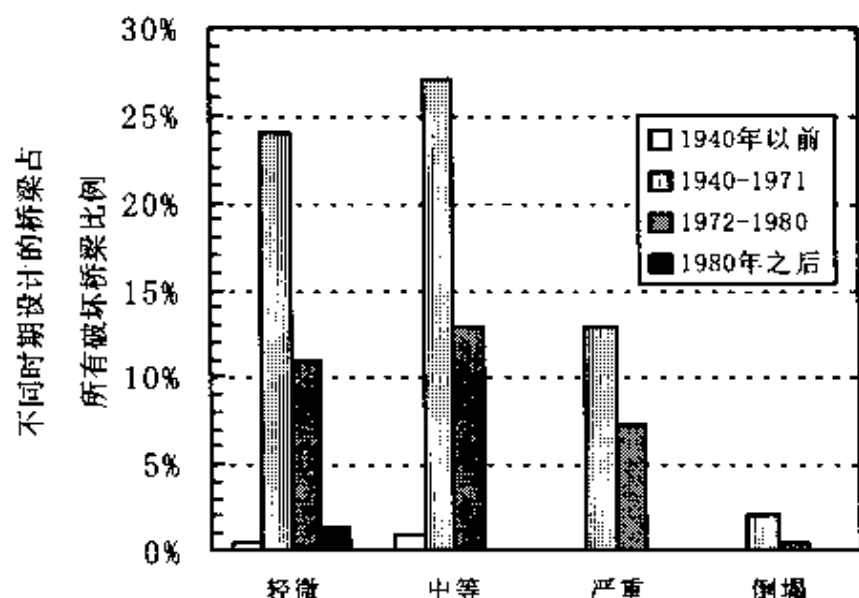


图 1.13 破坏桥梁分布情况(按设计年份)

(五)1995 年日本阪神地震

日本阪神地震发生在 1995 年 1 月 17 日当地时间上午 5 时 46 分,震级为 M7.2,震中位于淡路岛的东北部,距神戸市中心西南大约 20km,地震动总共持续了大约 20 秒钟,记录到的最大地面水平运动加速度峰值约为 0.8g,竖向运动最大加速度峰值约为 0.3g。

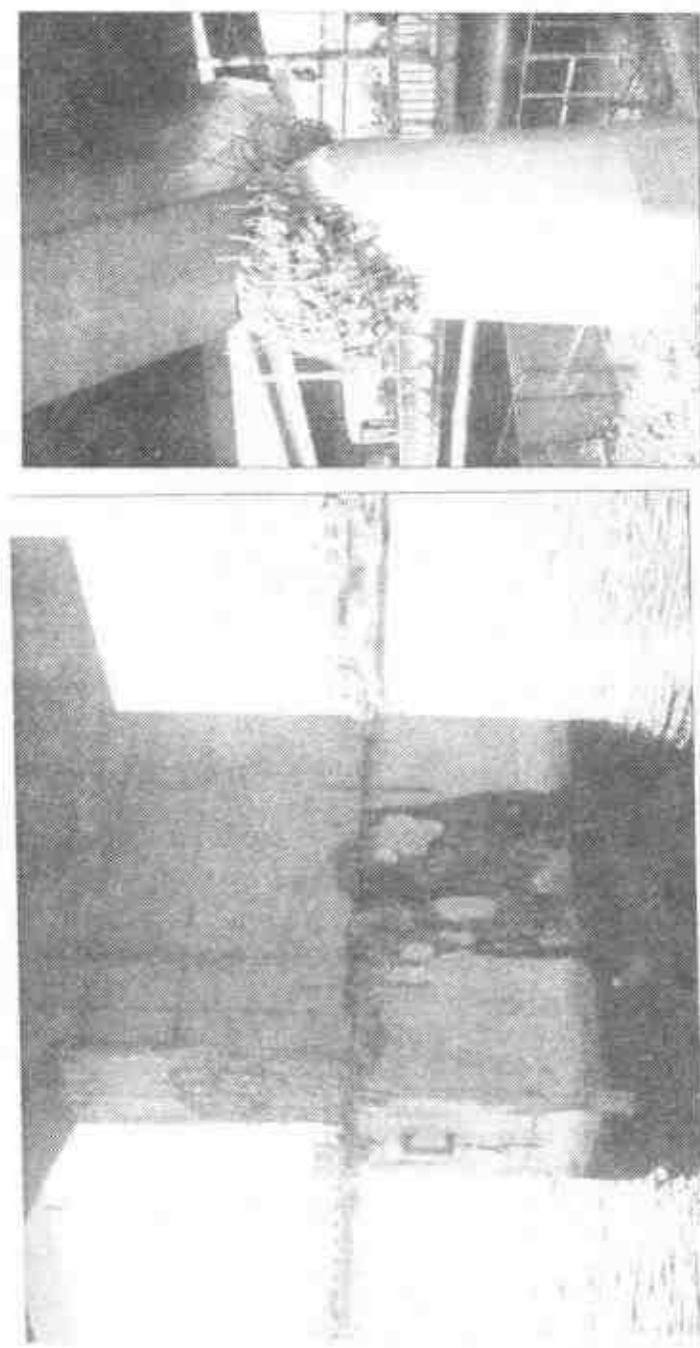


这次地震使神户地区所有铁路、公路和快捷交通系统均遭受严重破坏,陆上对外交通系统几乎全部中断,都市机能完全陷于瘫痪状态。地震共造成6千人死亡和3万4千余人受伤,30多万人无家可归,直接经济损失总计约为1,000亿美元,是日本自1923年关东大地震之后损失最惨重的一次自然灾害,也是世界上现代化都市前所未遇的地震灾害,预计灾后重建和恢复的费用至少将需要1,000亿美元,除此之外,这次地震对日本今后经济发展的负面影响也远未停止。

在地震发生之后,日本道路协会(JRA)对神户及其周围6座城市的数千座桥梁进行了震害调查,在这当中,包括4,157跨上部结构、3,396座桥墩和5,741个支座。在被调查的桥墩中,有81%的桥墩是根据1964年或更早的设计规范设计的,仅有2%的桥墩是根据1990年设计规范设计的^①。根据调查结果,共有320座桥梁遭受破坏,其中约27座公路桥梁严重破坏,除此之外,还有大量的支座和伸缩缝也遭受严重破坏。表1.3列出了桥墩震害调查统计的结果。从表1.3中可见,地震中,钢筋混凝土桥墩和钢桥墩的破坏情况十分严重,其中,倒塌和不可修复的钢筋混凝土桥墩和钢桥墩分别占调查总数的8%和4%,严重破坏的分别占5%和10%,中等程度破坏的分别占25%和39%。图1.14显示钢筋混凝土桥墩遭受严重破坏的情况。

在此次地震中,最严重的桥梁震害出现在阪神高速公路神户段内,一座高架桥共有18根独柱墩被剪断,长500m左右的梁体向一侧倾倒(图1.15)。模拟分析结果表明,独柱墩剪切破坏的主要原因是纵向钢筋过早切断(有1/3纵筋在1/5墩高处被切断)和约

^① 在日本公路桥梁抗震设计规范的发展过程中,一般认为1980年的公路桥梁抗震设计规范比原先规范有显著的改进;在该版本规范中,增添了考虑RC桥墩变形能力和结构动态设计的条款。



b)独柱墩弯剪破坏

a)墙式墩在施工缝处剪切破坏

图 1.14 钢筋混凝土桥墩严重破坏情况



束箍筋不足;独柱墩剪切破坏导致重量较大的梁体侧倾,使独柱墩完全剪断。

桥墩破坏情况统计(按所依据的设计规范年份分类) 表 1.3

| 破坏程度 | | 倒塌和不可 修复的破坏 | 严重破坏 (可修复) | 中等程度 破 坏 | 轻微破坏 或无损坏 | 总 计 |
|-------------|---------|----------------|---------------|-------------|--------------|------------|
| 桥墩类型 | 依据规范 | | | | | |
| 钢桥墩 | 1964(+) | 15(15%) | 9(8%) | 72(67%) | 12(11%) | 108(100%) |
| | 1971 | - | 14(13%) | 45(43%) | 45(43%) | 104(100%) |
| | 1980 | - | 11(9%) | 19(15%) | 97(76%) | 127(100%) |
| | 1990 | - | 2(13%) | 2(13%) | 12(75%) | 16(100%) |
| | 小计 | 15(4%) | 36(10%) | 138(39%) | 166(47%) | 355(100%) |
| 钢筋混凝土 桥墩 | 1964(+) | | 143(5%) | 672(25%) | 1600(60%) | 2648(100%) |
| | 1971 | 2(2%) | 15(5%) | 63(34%) | 106(57%) | 186(100%) |
| | 1980 | - | 1(1%) | 22(13%) | 144(86%) | 167(100%) |
| | 1990 | - | - | - | 40(100%) | 40(100%) |
| | 233(9%) | | | | | |
| | 小计 | 235(8%) | 159(5%) | 757(25%) | 1890(62%) | 3041(100%) |

注:1964(+)表示 1964 年和之前的设计规范

此次地震最受世人瞩目的结构是位于震中附近正在建设的明石海峡大桥。地震时,主跨 1990m 的悬索桥主缆已架好,正待吊设钢梁。地震中,该桥桥塔和锚台均发生偏位,幸运的是,塔、锚台由于地面运动导致的位移并不大,原结构基本完好。如果全桥已合拢通车,在强震下会发生什么情况呢? 这是一个令人感兴趣的问题。

总结这次地震中桥梁的震害现象发现:①阪神地震重复了美国北岭地震中桥梁的震害规律,但在这次地震中,神户地区高架桥的钢筋混凝土桥墩大量遭受严重破坏,给人留下十分深刻的印象;②支座损坏的比例相当高,占调查总数的 28%;③在神户港湾人工岛上,多处地基出现液化现象,但几乎没有发生因液化导致落梁



图 1.15 阪神高速公路神戸段内高架桥部分倾覆



的震害;④防落梁措施(纵向约束装置和支承连接件座宽)充分发挥了其有效作用;⑤大跨径桥梁的行波效应在这次地震中得到反应;⑥按较新规范(指 1980 年及以后)设计的桥梁,总体上表现良好,仅有几座严重破坏的桥梁,也是起因于地基液化引起的岸坡滑移,而这是人为工程难以抗拒的;⑦与桥梁震害严重的神户地区相比,大阪地区的同类桥梁仅遭受轻微破坏。在该地区记录到的加速度峰值基本不超过 $0.3g$,与设计地震动水平相近。

1.2.3 桥梁震害教训及启示

1. 桥梁震害产生的内因

尽管早在 1926 年,世界上就有了第一部涉及桥梁抗震设计条款的规范,但对桥梁的地震动力反应有一个比较清楚和全面的认识,还只是最近二三十年之内的事情。在 20 世纪 70 年代以前,各国规范还基本上规定采用静力法来进行抗震设计,如美国 1965 年版的 AASHTO《桥梁设计规范》规定,对采用扩大基础的桥梁,水平设计地震力取为结构重量的 0.02 ;对采用桩基础的桥梁,水平设计地震力取为结构重量的 0.06 ,并以此来考虑地震作用。日本道路协会 1964 年版的《公路桥梁下部结构设计规范》规定,采用地震系数法来进行抗震设计。因此,早期桥梁震害产生的原因,很大一部分应归结于对桥梁结构地震反应认识的局限上面。最近 10 年来,桥梁震害产生的内因,则基本可以归结为结构设计和构造两方面的缺陷,并可总结归纳为以下几类:

(1)由于支承连接件失效所致——在地震中,如果支承连接件不能承受上、下部结构的相对位移,支承连接件就可能失效。由于支承连接件失效,上部结构和下部结构之间将产生更大的相对位移,如果没有受到其它约束,上部结构就可能与下部结构脱开,并导致梁体坠毁。由于落梁的强烈冲击力,下部结构也将遭受严重



的破坏。例如,在 1975 年海城地震和 1976 年唐山地震中,就有不少桥梁因支承连接件破坏引起落梁并最终导致结构倒塌的例子。最近的典型例子如 1989 年美国洛马·普里埃塔地震中旧金山—奥克兰海湾大桥一跨落梁(图 1.5)。

支承连接件失效的原因,主要是设计低估了相邻梁跨之间的相对位移。过去在计算上部结构的地震位移反应时,一方面使用了偏低的设计地震力,另一方面往往使用全截面而非开裂后的截面来计算刚度,因此,人为地低估了设计位移值。

一般来说,桥梁相邻跨之间在未来随机发生的地震作用下的相对位移难于准确确定,因此支承连接件破坏有时是很难避免的;有证据表明,支承连接件破坏有时对整个结构反而有利。在实际设计中,需要着重考虑的是如何避免因支承连接件失效而导致的落梁现象。日美两国在这方面的实际作法是:一,规范规定支承连接部位的支承面宽度必须满足一定要求;二,规定在简支的相邻梁之间安装纵向约束装置。

(2)由于下部结构失效所致——下部结构失效,主要指桥墩和桥台失效。如果下部结构不能抵抗其自身的惯性力和由支座传递的上部结构的地震力,墩和台就会开裂甚至折断。在早期,桥墩往往不具备延性能力,因此一旦抗力不足,就会导致桥墩脆性破坏并很快失去承载能力。由于墩台失效,其支承的上部结构也将遭受严重的破坏。

钢筋混凝土桥墩大量遭受严重破坏,是近期桥梁震害的一个特点。桥墩遭受破坏的内因,主要源于设计和构造两方面的缺陷,包括:

①设计抗弯强度不足——过去由于对桥墩地震破坏的认识不足,纵向钢筋往往在墩底搭接或焊接,桥墩的主筋通常未达到设计强度就因焊接强度不够或搭接失效而弯曲破坏。还有一种情况,



是设计地震力取值偏低造成的。由于设计地震力取值偏低,当与其它静力荷载效应组合时,计算弯矩图数值偏低,而且形状也不对,据此确定的桥墩反弯点位置偏差也很大,使所配纵向钢筋在桥墩中过早切断,造成桥墩在中间位置发生弯剪破坏。

②设计抗剪强度不足——过去设计的桥墩,其横向钢筋直径通常较小,间距也往往在 30 ~ 50cm 之间,显然不足于抵抗强烈地震动引起的横向剪力作用。

③构造缺陷——构造缺陷主要包括:横向约束箍筋数量不足和间距过大,因而不足于约束混凝土和防止纵向受压钢筋屈曲;纵向钢筋在墩底搭接或焊接;纵筋在桥墩中过早切断;纵向钢筋和横向箍筋锚固长度不足;箍筋端部没有作成弯钩等。

20 世纪 70 年代初,以 R·帕克(R. Park)和 T·鲍雷(T. Paulay)为首的新西兰学者在总结震害教训和实验研究成果的基础上,提出了延性抗震设计和能力设计的抗震思想。经过能力设计和延性设计的桥梁,可以保证预期要发挥延性作用的构件能够充分发挥其延性能力,而脆性构件和不希望发生非弹性变形的构件则得到保护。通过这种设计方法,可以最大限度地保证桥梁不发生脆性的破坏模式(如剪切破坏和粘接破坏等),而以预期的延性反应形式来避免下部结构失效。这种设计思想,目前已被大多数的主要地震国家的结构抗震设计规范所采纳。

(3)由于软弱地基失效所致——如果下部结构周围的地基易受地震震动而变弱的话,下部结构就可能发生沉降及水平向移动。对建造于松散饱和砂土层的基础,由于地基的液化会导致承载力的严重下降,还可能导致岸坡滑移并对墩、台形成巨大的挤压力,从而引起墩台的倒塌或折断。地基失效引起的桥梁结构破坏,在国外建于 20 世纪 70 年代以前的桥梁的震害现象中占有很大的比例。例如,在 1964 年美国阿拉斯加地震和日本新潟地震、1968 年



日本十胜冲地震、1970 年新西兰马丹地震,以及我国 1966 年邢台地震、1975 年海城地震和 1976 年唐山地震^① 等等中,多数桥梁的破坏均源自于此。

地基失效引起的桥梁结构破坏,有时是人力所不能避免的,因此在桥梁选址时就应该重视这个问题,并设法加以避免。比如,在桥梁选址时,应尽量避免活动断层及其邻近地段,避开危及桥梁结构安全、有可能滑坡或崩塌地段,避开有可能液化的软弱土层地段。如果无法避开上述地段,则应考虑对地基进行处理或采用深基础。

以上总结了桥梁结构震害产生的内因,这些内因均来自不合理的结构设计。实际上,引起桥梁结构破坏的因素可能是多种多样的,有时可能是一种因素起主要作用,有时则可能是几种因素共同起作用。

2. 桥梁震害教训

总结桥梁震害教训,尤其是最近十年来的桥梁震害教训,得到以下一些重要的结论(文献[16]):

(1)桥梁抗震设防应采用性能设计原则。即在考虑工程造价、结构遭遇地震作用水平、紧急情况下维持交通能力的必要性以及结构的耐久性和修复费用等因素下,定义桥梁的重要性及其允许的损坏程度(性能)。

(2)桥梁抗震设计应同时考虑强度和延性,尤其注重提高桥梁结构整体和钢筋混凝土桥墩的延性能力。

(3)重视采用减隔震的设计技术,以提高桥梁的抗震性能。

(4)对复杂桥梁(如斜弯桥、高墩桥梁或墩刚度变化很大的桥梁),强调进行空间动力时程分析的必要性。

^① 我国是一个特例。在 1976 年唐山地震之前,我国桥梁抗震方面的研究工作还没有走上正轨。



(5)重视桥梁支座的作用及其设计,同时开发更有效的防止落梁装置。

除了以上这些结论外,对已建桥梁,还充分认识到按早期规范设计的旧桥的地震易损性,认识到对重要旧桥进行抗震加固的紧迫性。对城市生命线桥梁,则充分认识到其破坏可能导致的严重社会后果,认识到保证城市生命线桥梁工程抗震安全性的必要性。最重要的一点共识是,地震区的一切新建工程都必须严格按照国家颁布的抗震设计规范进行设防,为此而增加一些基建投资是值得的和必要的。

3. 桥梁震害教训的启示

上面总结的桥梁震害教训,对当前我国桥梁的抗震设计有很大的启示作用。当前,我国公路桥梁抗震设计依据的规范,是交通部在 1990 年正式施行的《公路工程抗震设计规范》(JTJ 004 - 89)(下文简称为《部颁规范》)。这部规范修订于 20 世纪 80 年代初,限于当时的认识水平,该规范在今天看来,已存在一些令人十分担忧、迫切需要解决的问题。这些问题主要包括:

(1)单纯依靠强度抗震设防的问题

现行的《部颁规范》规定,对位于 7 度及 7 度以上地震区内的新建桥梁,均需要进行抗震设计。但所谓抗震设计,实际上仅是设计地震作用下结构的常规强度验算,基本没有涉及与结构位移和延性有关的设计过程。

把强度作为单一设计参数的设计方法,对荷载已经预先明确的静力设计而言,是一种十分合理的方法,但用于抗震设计,则存在一个基本的缺陷:众所周知,地震动是完全随机的,按目前的认识水平,还无法准确预知某一地区未来发生的地震动水平,事实上,地震实践也已经反复证明,实际发生的地震动水平可能远远超过设计预期的地震动水平;另一方面,出于经济方面的考虑,实际



也允许普通桥梁结构在设计预期的大震下出现一定程度的破坏。因此,对量多面广的普通桥梁结构,其在设计预期的大震作用下,事实上已毫无强度储备可言,如果仅仅单纯地依靠强度去抗震设防,则其后果是可想而知的。这种设计方法的基本缺陷,已经多次被早期的桥梁震害现象所反复证明,在最近的北岭地震和阪神地震中,则再次被突出地反应了出来:处于强震区的现代混凝土桥梁,有的遭受到超过设计地震加速度 2 倍以上甚至更大的地面运动加速度(见图 1.16),那些仅进行强度抗震设计的桥梁,因无法抵御如此巨大的地震作用而均遭受严重破坏。因此,单纯依靠强度抗震设防的原则,是我国当前桥梁抗震设计中存在的最主要问题。

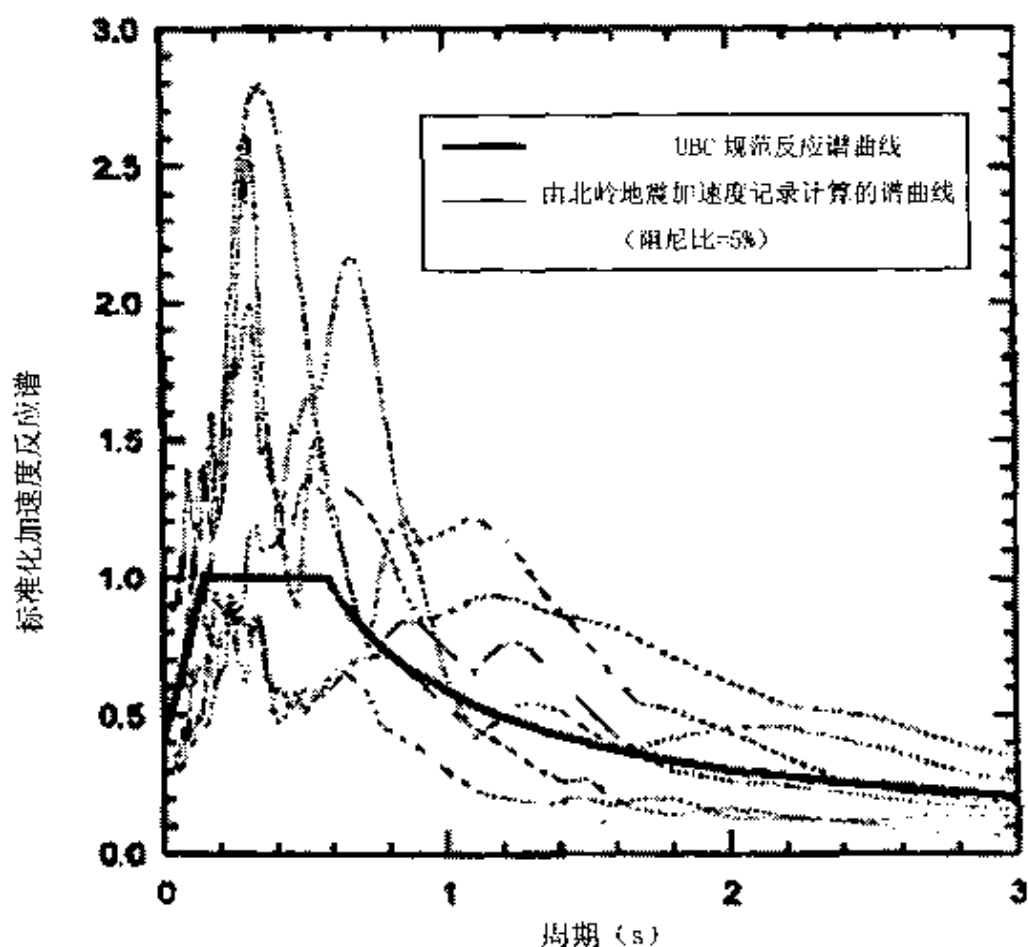


图 1.16 规范反应谱与实际记录的地震动加速度反应谱的比较



(2) 综合影响系数的问题

当前,各国现行的规范绝大多数都采用弹性反应谱理论计算结构的弹性地震力,并通过一个“折减系数”对弹性地震力进行修正,由此得到设计地震力(关于“折减系数”的概念和意义,将在 2.3.2 节中讨论)。

在美国现行的 AASHTO 规范中,这个“折减系数”被称为反应修正系数 R ,用于反应结构延性的影响,其取值如表 1.4 所列。

AASHTO 规定的反应修正系数 表 1.4

| 桥墩类型 | R | 连接构件* | R |
|------------------------------------|-----|------------------------------|-----|
| 薄壁墩(顺桥向) | 2 | 上部结构与桥台之间的连接构件 | 0.8 |
| 钢筋混凝土排架桩墩 ●无斜桩 ●有一根或多根斜桩 | | 上部结构一跨内的伸缩缝 | 0.8 |
| | | 柱式桥墩、薄壁墩或排架桩墩与盖梁或上部结构之间的连接构件 | 1.0 |
| 独柱式桥墩 | 3 | 柱式桥墩或薄壁墩与基础之间的连接构件 | 1.0 |
| 钢或钢和混凝土复合排架桩墩 ●无斜桩 ●有一根或多根斜桩 | 5 | | |
| | 3 | | |
| 多桩式桥墩 | 5 | | |

*注:连接构件指支座、伸缩缝和剪力键。

在美国加州运输局 1993 版的桥梁设计规范(简称 Caltrans 规范)中,使用了 Z 系数对弹性地震力进行折减, Z 系数反应结构延性和地震破坏危险性的综合影响,其取值与构件类型和结构周期有关,如图 1.17 所示。需要指出的是,尽管在 1993 年版的 Caltrans 规范中,还保留了图 1.17 所示的 Z 系数规定,但实际上早在 1989 年洛马·普里埃塔地震爆发之后, Z 系数就已基本被放弃使用了。

在 1989 年洛马·普里埃塔地震爆发后,加州运输局即委托美国应用技术委员会(ATC)执行一个关于桥梁抗震设计规范修

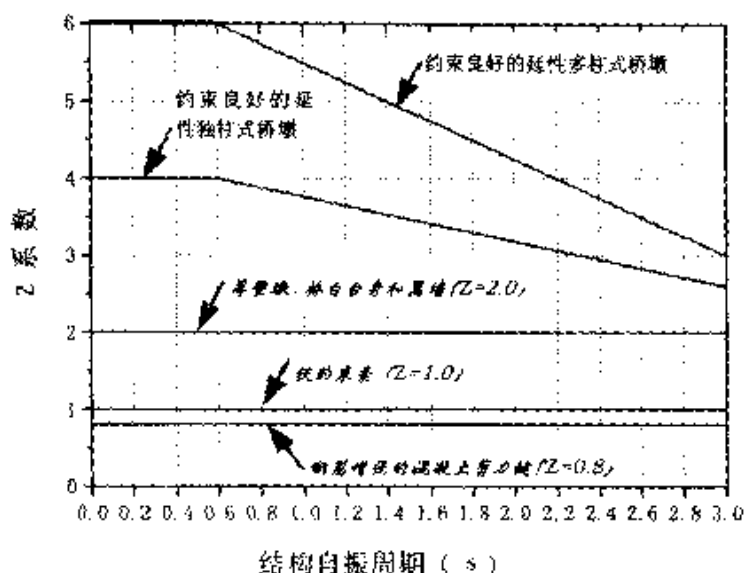


图 1.17 CALTRANS BDS(1993)规定的 Z 系数

订的项目,这个项目即为 ATC - 32 项目。在 ATC - 32 报告中,提出了一个新的地震力折减系数 Z ,该系数与 Caltrans 规范规定的 Z 系数含义相同,但取值完全不同。对完全延性结构,ATC - 32 建议的 Z 系数如图 1.18 所示。

新西兰现行的桥梁设计规范(TNZ,1994)采用非弹性设计反应谱,直接考虑结构延性的影响,规范规定的非弹性反应谱来自对弹性反应谱的修正,其修正公式如下:

$$R_{\mu} = 1 + (\mu_D - 1) \frac{T}{0.7}, \text{当 } T \leq 0.7 \text{ sec 时} \quad (1.1a)$$

$$R_{\mu} = \mu_D, \text{当 } T > 0.7 \text{ sec 时} \quad (1.1b)$$

式中, R_{μ} 即为“折减系数”, μ_D 为结构位移延性系数, T 为结构自振周期。

欧洲规范(CEN, Eurocode8)则引入所谓的结构性能系数 q ,对弹性地震力进行折减。在欧洲规范中,结构性能系数 q 用于反应结构延性的影响,而且在理论上与结构位移延性系数 μ_D 和结构的自振周期 T 有关,用公式可表示为:

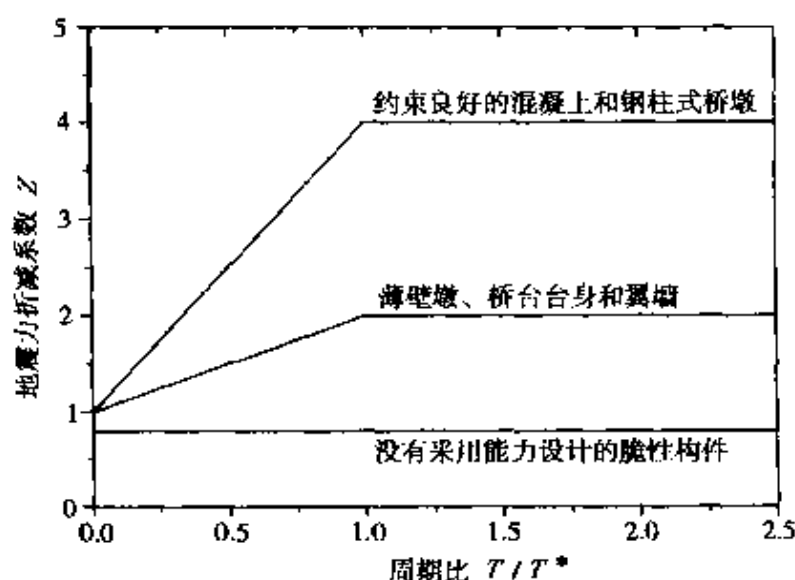


图 1.18 AZC-32 规范建议提出的 Z 系数(适用于完全延性结构)

$$q = \mu_D, \text{对长周期结构} \quad (1.2a)$$

$$q = \sqrt{2\mu_D - 1}, \text{对短周期结构} \quad (1.2b)$$

和 $q = 1, \text{对刚性结构} \quad (1.2c)$

欧洲规范还建议了一个类似于新西兰规范的近似的连续表达式:

$$q = 1 + (\mu_D - 1) \frac{T}{T_0}, \text{当 } T > T_0 \quad (1.3a)$$

$$q = \mu_D, \text{当 } T > T_0 \text{ 时} \quad (1.3b)$$

欧洲规范建议 T_0 取为 0.7 秒,并对结构性能系数 q 的最大取值作了规定,如表 1.5 所列。

欧洲规范规定的结构性能系数 q 的最大值 表 1.5

| 延性构件 | 结构屈服后特性 | |
|---------|---------|-----|
| | 有限延性 | 延性 |
| 钢筋混凝土桥墩 | | |
| ●受弯直墩 | 1.5 | 3.5 |



续上表

| 延性构件 | 结构屈服后特性 | |
|-------------|---------|-----|
| | 有限延性 | 延性 |
| ●受弯斜墩 | 1.2 | 2.0 |
| ●矮墩(剪跨比小于2) | 1.0 | 1.0 |
| 钢桥墩 | | |
| ●受弯直墩 | 1.5 | 3.0 |
| ●受弯斜墩 | 1.2 | 2.0 |
| ●有横系梁的桥墩 | 1.5 | 2.5 |
| ●有偏心系梁的桥墩 | - | 3.5 |
| 桥台 | 1.0 | 1.0 |
| 拱桥 | 1.2 | 2.0 |

日本现行的桥梁抗震设计规范没有明确定义“折减系数”,但在计算延性桥墩的设计地震力时,采用了等能量原理,对弹性地震力进行折减。根据日本规范,可以得到类似于上述概念的“折减系数” R_μ ,并可表示为

$$R_\mu = \sqrt{2\mu_a - 1} \quad (1.4)$$

式中, μ_a 为延性桥墩的容许位移延性系数。

需要指出的是,以上各国规范规定的“折减系数”,均与结构和桥墩的位移延性有关,因此,各国规范都规定了各自的用于保证结构和桥墩位移延性的相关要求。各国规范同时还规定,只有设计全部满足了这些相关要求,才能使用“折减系数”,对弹性地震力进行折减。

我国现行的《部颁规范》,采用所谓的综合影响系数 C_s ,对弹性地震力进行折减。综合影响系数 C_s 反应结构弹塑性地震反应、计算图式简化、结构阻尼以及几何非线性等因素的综合影响,其取



值主要来自桥梁震害经验,而且与桥梁和墩台的类型以及墩高有关,规范规定的综合影响系数 C_2 的取值,如表 1.6 所列。

现行的《部颁规范》规定的综合影响系数 C_2 表 1.6

| 桥梁和墩、台类型 | | | 桥墩计算高度 $H(m)$ | | |
|----------|-----|-----------------|---------------|------------------|------------------|
| | | | $H < 10$ | $10 \leq H < 20$ | $20 \leq H < 30$ |
| 梁 | 柔性墩 | 柱式桥墩、排架桩墩、薄壁桥墩 | 0.30 | 0.33 | 0.35 |
| | | 天然基础和沉井基础上的实体桥墩 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| | 实体墩 | 多排桩基础上的桥墩 | 0.25 | 0.30 | 0.35 |
| 桥 | 桥台 | | 0.35 | | |
| | 拱桥 | | 0.35 | | |

从与国外现行的规范比较来看,我国现行《部颁规范》引入的综合影响系数,存在以下一些主要问题:

● 首先,综合影响系数正如其名一样,本身就是一个物理含义模糊不清的概念,容易引起设计工程师的误解。

● 其次,该系数的规范取值主要根据我国在 20 世纪 70 年代发生的几次大震中不同桥梁结构体系的震害经验,在今天看来,其适用性令人怀疑,而且也无理论上的依据。

● 第三,尤其值得注意的是,“综合影响系数”概念掩盖了对桥梁结构位移延性的内在要求——即要求结构实际具备与 C_2 取值相适应的位移延性的内在要求。

由于规范规定的综合影响系数存在着上述问题,造成了我国当前桥梁抗震设计中的另一个严重缺陷:一方面设计地震力大大折减,而另一方面又没有相应的具体措施来保证这种折减^①。在

^① 现行的公路桥梁抗震设计规范对位于 8 度及 8 度以上地震区的桥梁,有一个笼统的箍筋构造措施要求;但这个要求无法完全满足结构在强震下的位移延性需求。



我国当前设计地震作用水平相对国外偏低的情况下,没有保证结构延性前提的地震力折减,更是大大增加了地震破坏的危险性。不难想象,一旦类似阪神地震那样中等强度的地震在我国中心城市地区爆发,则难免要重蹈唐山地震和日本阪神地震的覆辙。

(3) 细部构造设计的问题

细部构造设计对结构抗震性能有较大的影响,这早已为历次地震实践所证明。在地震区,桥墩中的横向箍筋和纵向钢筋的锚固应符合抗震规范要求,但目前我国仍有设计和施工单位为考虑施工方便,箍筋不按要求在端部弯成 135 度弯钩并伸入混凝土核心,而是直接作成短的直角“L”形。此外,桥墩塑性铰区范围的箍筋间距和体积配箍率也应达到一定的要求,以满足约束混凝土和防止受压纵筋屈曲的要求。根据目前已有的大量研究成果,现行的《部颁规范》规定的横向钢筋含量,已不能完全满足上述要求。特别需要注意的是,在我国当前公路桥梁钢筋混凝土桥墩设计中,桥墩塑性铰区范围典型的体积配箍率,与日本阪神地震中遭受严重破坏的桥墩的体积配箍率相差无几。

鉴于我国现行的《部颁规范》存在的上述主要问题,作者撰写了这部专著,把近几年来桥梁抗震研究的一些最新成果介绍给读者,并希望能为规范的修订提供参考。

1.3 桥梁地震反应分析方法的演变

自从 1899 年日本学者大房森吉首次提出用于抗震设计的静力法以来,桥梁结构地震反应分析方法^① 历经了从静力法到动力的反应谱法和动态时程分析法的演变过程。依据所考虑的地震动

^① 结构地震反应分析方法,系指计算结构在地震动作用下的力反应和位移反应的分析方法。



的特点,结构地震反应分析方法可以分为两大类:即确定性方法和随机振动方法,其中,确定性方法使用地震记录或由其它方法确定的地震波来求出结构的反应,随机振动方法则把地震视为随机过程,把具有统计性质的地震动作用在结构上,来求出结构的反应。确定性方法又可进一步分为静力法、拟静力法、反应谱法和动态时程分析法,其中,由于地震动的随机性,拟静力方法应用极少。到目前为止,绝大多数国家现行的桥梁抗震设计规范^[7]均采用确定性方法,本节也仅限于讨论确定性方法(拟静力方法除外)的演变过程。

1.3.1 静力法

1. 弹性静力法

抗震设计的静力法理论最初由日本学者大房森吉在 1899 年提出。它假设结构各个部分与地震动具有相同的振动,因此,结构因地震作用引起的惯性力——地震力就等于地面运动加速度与结构总质量的乘积;再把地震力视为静力作用在结构上,进行结构线弹性静力分析计算。地震力的计算公式如下:

$$F = \delta_g M = \delta_g \frac{W}{g} = KW \quad (1.5)$$

式中, W 为结构总重量, K 为地面运动加速度峰值与重力加速度 g 的比值。

在大房森吉之后,日本学者佐野利器于 1916 年开始倡导震度法,他根据静力法概念提出以结构 10% 的总重量作为水平地震力来考虑地震作用。在日本 1923 年关东大地震之后,震度法理论被应用到日本最早的公路桥梁抗震设计规范中,其考虑地震力的这种方法则一直被日本公路桥梁抗震设计沿用至今。

从动力学的角度来看,弹性静力法在理论上存在极大的局限



性,因为它把结构的动力反应特性这一重要因素忽略了。只有当结构物可以近似地视为刚体时,弹性静力法才能成立。不过,弹性静力法概念简单,计算公式也简明扼要,因此在实际应用中仍受到欢迎(比如用在桥台和挡土结构的抗震设计中)。

2. 非线性静力 Pushover 分析——倒塌模态分析方法

非线性静力 Pushover 分析方法,早在 20 世纪 60 年代末就已经提出,在近几年得到很大发展和应用。从严格意义看,Pushover 分析方法不能算作一种结构地震反应分析的方法,但它提供了一个评估结构地震反应尤其是非线性地震反应的简单而有效的方法,Pushover 分析方法能够追踪结构从屈服直到极限状态的整个非弹性变形过程。实际进行的 Pushover 分析过程,是一种纯粹的非线性静力分析过程,因此它与一般的非线性静力分析在计算方法上没有什么不同,主要差别在于:

(1)Pushover 分析需要预先假定一个荷载分布模式,而一般的非线性静力分析外加荷载是确定的。

(2)Pushover 分析需要预先确定与结构性能目标相对应的位移限值,如屈服位移、倒塌破坏极限位移等,而一般的非线性静力分析无此要求。

(3)Pushover 分析最终得到一条 Pushover 曲线,该曲线是表示特征荷载与特征位移之间相互关系的曲线(对建筑结构分析,该曲线通常即为基底剪力与屋面位移之间的关系曲线;对桥梁结构分析,通常为墩底剪力与上部结构质量中心处的位移之间的关系曲线),也称能力曲线;分析过程通常还计算总的结构能量耗散及等效弹性刚度,并利用单振型反应谱法计算力效应和位移效应——即所谓需求分析,一般的非线性静力分析则无此过程。

①欧洲规范(CEN Eurocode 8)允许使用随机振动方法



(4)最后,Pushover 分析进行需求/能力比计算,以评估结构的抗震性能,一般的非线性静力分析无此过程。

非线性 Pushover 分析过程一般需要借助计算机程序完成,其执行步骤如下:

①假定一个适当的、沿高度分布的侧向荷载模式;

②按荷载增量法进行结构非线性分析,直至结构到达最终位移限值。增量形式的非线性平衡方程可以写成:

$$[K_t]\{\Delta u\} = \{\Delta F\} - \{\Delta P_V\} - \{\Delta P_{FR}\} - \{\Delta P_{HY}\} - c_{corr}\{\Delta F_{err}\} \quad (1.6)$$

式中, $[K_t]$ 为结构切线刚度, $\{\Delta u\}$ 和 $\{\Delta F\}$ 分别为结构位移增量侧向荷载增量, $\{\Delta P_V\}$ 和 $\{\Delta P_{FR}\}$ 和 $\{\Delta P_{HY}\}$ 分别为结构粘滞阻尼力增量、摩擦阻尼力增量和滞回阻尼力增量, $\{\Delta F_{err}\}$ 和 c_{corr} 分别为结构不平衡力和校正系数。

③计算等效单自由度系统的等效刚度和等效粘滞阻尼比;

④利用反应谱方法计算结构特征力效应和特征位移效应——需求分析;

⑤进行需求/能力比计算,评估结构的抗震性能。

非线性 Pushover 分析方法,被认为是一种简单而有效的抗震性能评估方法,已在建筑结构抗震设计中得到很多应用,并被一些国家的建筑抗震设计规范规定为一种基本的分析方法,我国 2000 年建筑抗震设计规范(试设计稿)也建议将这种方法纳入未来的建筑抗震设计分析中。目前,这种方法在桥梁抗震性能评估方面已有不少应用例子,但基本还没有被应用于设计分析,对这种方法如何应用于桥梁抗震设计分析,还需要更多的实践经验。

1.3.2 反应谱法

1. 反应谱法的发展过程



在早期的结构抗震设计中,弹性静力法一直是一种基本的计算方法。尽管对这种方法在理论上的基本缺陷早有认识,但是由于缺乏对地震动特性的认识和结构振动分析理论的了解,所以基于动力学的地震反应分析理论一直未能得到发展。在美国,由于加利福尼亚州经常遭受地震的困扰,所以促使加州对地震现象开展专门的调查研究,并在 1930 年之后,开始逐步认识到查明地震动特性对确立合理的抗震设计方法的重要意义。从 1931 年起,美国开始逐步进行强震观测台网的布置,并在 1940 年帝国峡谷(Imperial Valley)地震中成功地收集了包括埃尔森特罗(EL Centro)地震记录在内的大量地震记录资料。这些强震记录,为以后抗震动力学方法的发展提供了宝贵的材料。1943 年,比奥特(M. A. Biot)提出了反应谱的概念,并给出世界上第一条弹性反应谱曲线(即单自由度弹性振子对应某一个强震记录情况下,体系的周期与绝对加速度、相对速度和相对位移的最大反应量之间的关系曲线)。1948 年,豪斯纳(G. W. Housner)提出基于加速度反应谱曲线的弹性反应谱法;1956 年,纽马克(N. M. Newmark)率先把该法应用于墨西哥城拉丁美洲大厦的抗震设计,在翌年发生的里氏 8 级的墨西哥大地震中,周围建筑破坏殆尽,惟有该建筑保持完好。这一成功的范例,使弹性反应谱法获得了极大的声誉。自 1958 年第一届世界地震工程会议之后,这一方法被许多国家所接受,并逐渐被采纳应用到结构抗震设计规范中。

在弹性反应谱的概念提出不久之后,就提出了非线性反应谱的概念,试图将这样一种简单的概念应用于非线性地震反应分析中。但目前除了新西兰规范以外,非线性反应谱在其它国家的结构抗震设计规范中基本没有直接得到应用。

2. 弹性反应谱理论

(1) 反应谱的概念



反应谱理论的基本概念,可以通过单自由度振子的地震响应来阐明。假定一个单自由度振子的质量、刚度和阻尼可以分别表示为 m 、 k 和 c ,其基底受到地面运动加速度为 $\ddot{\delta}_g$ 的地震作用。根据 D'Alembert 原理,单自由度振子的振动方程可以表示为:

$$m(\ddot{\delta}_g + \ddot{y}) + c\dot{y} + ky = 0 \quad (1.7a)$$

上式也可以表成如下形式:

$$\ddot{y} + 2\zeta\omega\dot{y} + \omega^2 y = -\ddot{\delta}_g \quad (1.7b)$$

式中,阻尼比 $\zeta = \frac{c}{c_{cr}}$,其中 c_{cr} 为临界阻尼,定义为 $c_{cr} = 2\sqrt{km}$;无

阻尼圆频率 ω 定义为 $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ 。

上述振动方程的解可以用杜哈美(Duhamel)积分公式来表示:

$$y(t) = \frac{1}{\omega_d} \int_0^t e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \ddot{\delta}_g(\tau) \sin[\omega_d(t-\tau)] d\tau \quad (1.8)$$

式中,有阻尼圆频率 $\omega_d = \sqrt{1-\zeta^2}\omega$ 。

对式(1.8)分别求一次和两次导数,即可得单自由度振子地震作用下的相对速度和绝对加速度反应的积分公式:

$$\dot{y}(t) = -\frac{\omega}{\omega_d} \int_0^t e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \ddot{\delta}_g(\tau) \cos[\omega_d(t-\tau) + \alpha] d\tau \quad (1.9)$$

$$\ddot{y}(t) + \ddot{\delta}_g(t) = \frac{\omega^2}{\omega_d} \int_0^t e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \ddot{\delta}_g(\tau) \sin[\omega_d(t-\tau) + 2\alpha] d\tau \quad (1.10)$$

由于工程结构的阻尼比一般很小,所以 $\omega_d \approx \omega$,并且相位差也可以忽略不计。因此,式(1.9)和(1.10)就可以简化为:

$$\dot{y}(t) = \int_0^t e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \ddot{\delta}_g(\tau) \cos[\omega(t-\tau)] d\tau \quad (1.11)$$



$$\text{和} \quad \ddot{y}(t) + \ddot{\delta}_g(t) = \omega \int_0^t e^{-\xi\omega(t-\tau)} \ddot{\delta}_g(\tau) \sin[\omega_d(t-\tau)] d\tau \quad (1.12)$$

由于地震加速度 $\ddot{\delta}_g$ 是不规则的函数,上述积分公式难以直接求积,一般要通过数值积分的办法来求得反应的时程曲线。对不同周期和阻尼比的单自由度体系,在选定的地震加速度 $\ddot{\delta}_g$ 输入下,可以获得一系列的相对位移 y 、相对速度 \dot{y} 和绝对加速度 $\ddot{\delta}_g + \ddot{y}$ 的反应时程曲线,并可从中找到它们的最大值。以不同单自由度体系的周期 T_i 为横坐标,以不同阻尼比 ξ 为参数,就能绘出最大相对位移、最大相对速度和最大绝对加速度的谱曲线,分别称为相对位移反应谱、拟相对速度反应谱和拟加速度反应谱(分别可简称为位移反应谱、速度反应谱和加速度反应谱),并用符号记为 SD 、 PSV 和 PSA ,这三条反应谱曲线合起来简称为反应谱。在相对速度和加速度反应谱前面加上“拟”字,表示忽略小阻尼比的影响。比较式(1.8)和式(1.12)可见,在忽略小阻尼比的影响情况下,有:

$$PSA = \omega^2 \cdot SD \quad (1.13)$$

过去还一直使用下式:

$$PSV = \omega \cdot SD \quad (1.14)$$

式(1.14)是将式(1.11)中的 $\cos\omega_d(t-\tau)$ 近似视为与 $\sin\omega_d(t-\tau)$ 相等后得到的。实际上,这一近似处理在低频和高频区将导致很大的误差,因此没有什么令人信服的理由继续使用这个公式。

(2) 规范反应谱

一个场地记录到的地震动与多种因素有关,比如与场地条件、震中距和震源深度、震级、震源机制和传播路径等等诸多因素有关。由于诸多随机因素的影响,使得由不同记录得到的加速度反应谱具有很大的随机性。只有在大量地震加速度记录输入后绘制



得到众多反应谱曲线的基础上,再经过平均与光滑化之后,才可以得到供设计使用的规范反应谱曲线。我国目前桥梁抗震设计使用的规范反应谱曲线,是在 1,050 多条国内外地震加速度记录反应谱统计分析的基础上,针对四类不同场地条件给出的,规范反应谱曲线对应的阻尼比为 5%。这些曲线主要考虑场地条件的影响,其它影响因素则未予考虑。应当注意的是,从最近发生的美国北岭地震和日本阪神地震中,地震工程界再一次重新认识到近场地震中地震动速度脉冲效应(Fling or Pulse Effect)对结构破坏的影响。地震动的这个特性,在目前的规范反应谱曲线中没有反应出来。

由于规范反应谱曲线是对应阻尼比为 5% 时绘出的,当结构阻尼比与 5% 明显不同时,就应该考虑进行修正,但我国目前桥梁抗震设计使用的规范反应谱曲线,没有给出阻尼比不同时的修正公式。

3. 弹性反应谱分析方法

(1) 单振型反应谱法

对可以近似视为单自由度体系的规则桥梁,在已知加速度反应谱和计算出振动周期之后,其最大地震惯性力就可以用相应的反应谱值求出:

$$P = m |\ddot{\delta}_g + \ddot{y}_{max}| = k_H \beta W \quad (1.15)$$

式中, $k_H = \frac{|\ddot{\delta}_g|_{max}}{g}$ 称为水平地震系数;

$$\beta(T, \zeta) = \frac{|\ddot{\delta}_g + \ddot{y}|_{max}}{|\ddot{\delta}_g|_{max}} = \frac{PSA(\omega, \zeta)}{|\ddot{\delta}_g|_{max}} \quad (1.16)$$

称为动力放大系数,其值可以直接由标准化反应谱曲线确定。式(1.15)为加速度反应谱理论计算水平地震力的基本公式,该公式在实际应用于桥梁抗震设计时,一般采用以下形式:



$$P = C_I C_s k_H \beta W \quad (1.17)$$

式中, C_I 和 C_s 分别为桥梁重要性系数和反应修正系数, 后者主要用于反应结构非线性变形的影响, 有关反应修正系数的问题, 将在 2.3 节里集中讨论。

(2) 多振型反应谱法

对不能简化为单自由度系统的复杂桥梁, 显然无法直接利用单振型反应谱分析方法, 而需要首先进行振型分解。对理想化为多自由度系统的复杂桥梁, 其在单一水平方向地震动作用下的动力平衡方程可以表示为:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{I\}\ddot{\delta}_g \quad (1.18)$$

式中, $\{u\}$ 为结构相对位移向量, $[M]$ 、 $[C]$ 和 $[K]$ 分别为结构的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵, $\{I\}$ 为影响向量。

利用振型的正交性, 对式(1.18)进行振型分解, 可得类似于单自由度系统的动力平衡方程:

$$M_i \ddot{q}_i + C_i \dot{q}_i + K_i q_i = -\{\phi\}_i^T [M] \{I\} \ddot{\delta}_g \quad (1.19a)$$

$$\text{或} \quad \ddot{q}_i + 2\xi\omega_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = \frac{-\{\phi\}_i^T [M] \{I\} \ddot{\delta}_g}{M_i} \quad (i = 1, n) \quad (1.19b)$$

式中, q_i 表示振型空间中的广义坐标, $\{\phi\}_i$ 为第 i 阶振型向量, $M_i = \{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_i$, $C_i = \{\phi\}_i^T [C] \{\phi\}_i$, $K_i = \{\phi\}_i^T [K] \{\phi\}_i$ 分别称为广义质量、广义阻尼和广义刚度。

式(1.19)的形式与式(1.7)完全相同, 因此, 可以仿照单振型反应谱方法, 求出结构的最大地震力:

$$P_i = C_I C_s K_H \beta_j \gamma_i \phi_{ij} W_j \quad (1.20)$$

式中, $\gamma_i = \frac{\{\phi\}_i^T [M] \{I\}}{\{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_i}$, 称为振型参与系数。

式(1.20)表示第 i 质点水平方向上由第 j 阶振型所引起的最



大地震力。由于各振型的最大反应量不一定同时发生,因此,在利用式(1.20)计算第 I 质点水平方向上的最大地震力时,必须考虑不同振型最大反应量的组合问题。目前,针对不同情况,已经提出了不少的组合方法,如 SUM 法、SRSS 法、CQC 法和 HOC 法(文献[1])等等。我国现行的公路工程抗震设计规范,则仅考虑基本振型的最大反应量。

多振型反应谱法除了要考虑上述最大反应量的组合外,实际应用中,还需要考虑多向地震动作用时的振型组合问题。对此问题,各国现行规范大都采用简单的“100% + 30%”的组合原则:即分别计算两个正交的最不利水平方向的地震力,然后再把某一水平方向地震力的 100% + 与之正交的另一水平方向地震力的 30%,作为设计的地震力。

(3)等效线性化方法

在罕遇地震作用下,桥梁结构通常会发生非弹性变形,为了满足强震作用下结构的性能要求,需要分析和计算结构的非弹性变形能力,但振型反应谱分析无法满足这个要求,因此,常利用非线性动力时程分析来估算结构的非线性地震反应值,但非线性动力时程分析是一个相当复杂的过程。为了得到结构非线性反应的近似估计值,已有大量的研究工作致力于开发等效线性化方法,该方法用一个“等效”的线性系统来代替原来的非线性系统,无须进行大量、细致的时域积分计算,并且可直接利用规范弹性反应谱来计算结构的最大地震反应。因此,把这种方法也归类到反应谱方法中。

非线性系统的等效线性化一般有两种作法:一种是基于实验规律分析总结,另一种是基于随机振动理论。Gulkan 和 Sozen 在实验观察基础上,假定单自由度非线性系统的滞回耗能 with 输入的地震能量相等,提出了一个等效粘滞阻尼比与位移延性系数之间



的回归公式:

$$\zeta_{eff} = 0.02 + 0.2(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}) \quad (1.21)$$

如果非线性系统具有双线性滞回特性,则等效刚度也可以确定:

$$K_{eff} = \frac{1}{\mu} K_0 \quad (1.22)$$

式中, K_{eff} 和 K_0 分别为非线性系统的等效刚度和初始弹性刚度。

这样,非线性系统的地震反应就被近似地认为与具有等效粘滞阻尼比 ξ_{eff} 和等效刚度 K_{eff} 的线性系统的反应一致,而后者可以直接应用弹性反应谱法求出最大地震力和最大反应位移。在此基础上, Shibata 和 Sozen 还进一步把该方法推广到多自由度非线性系统。

基于随机振动理论的等效线性化系统,系统参数的选取基于两个考虑因素:(1)所需要满足的准则——其中最常用的一个准则,是要使原来非线性系统的反应与等效线性系统的反应之间的均方差为最小,如使位移或/和能量耗散的均方差最小;(2)按上述准则对某些反应特性所作的假定。以往的研究表明,基于随机振动理论得到的等效线性化系统,对具有小至中等延性的结构效果很好,但对非线性变形程度很高的结构,等效线性化会造成很大偏差。

(4)小结

弹性反应谱方法通过反应谱概念巧妙地将动力问题静力化,使得复杂的结构地震反应计算变得简单易行,大大提高了结构的整体抗震设计水平,目前世界各国规范都把它作为一种基本的分析手段,相信在未来的规范中也仍将得到应用。但反应谱法也存在一些缺陷,例如它无法反应地震动持时和非线性的影响,对多振型反应谱法,还存在振型组合问题等。此外,基于弹性反应谱理论



的现行规范设计方法,还往往使设计者只重视结构强度,而忽略了结构所应具有的非弹性变形能力即延性。

1.3.3 动态时程分析方法

1. 发展过程简介

借助于强震台网收集到的地震记录和模拟电子计算机,豪斯纳在 20 世纪 50 年代末开始把地震记录输入到结构上,来计算结构的地震反应,这种方法即为最初的动态时程分析方法。日本则于 60 年代初,在武藤清教授的领导下,也开始进行这种研究。随着数字计算机的发明,动态时程分析方法在国外 60~70 年代得到迅速发展,在国内大量开展这方面的研究工作,则始于 70 年代末和 80 年代初期。迄今为止,结构非线性动力时程分析方法仍得到大量研究,虽然计算方法已经相当成熟,但依然存在一些难于解决的问题。这些问题包括:

- (1)输入地震动问题;
- (2)结构-基础-土相互作用问题;
- (3)结构构件的非线性动力特性和屈服后的行为。

这些问题在很大程度上影响了非线性动力时程分析的结果,因此,一般要求能够对分析结果进行解释,并与反应谱分析结果进行相互比较和校核(在线性范围内)。然而,随着计算手段的不断进步和对结构地震反应认识的不断深入,动态时程分析方法已越来越受到重视。对体系复杂的桥梁的非线性地震反应,动态时程分析方法还是理论上惟一可行的分析方法,最新的日本与美国规范都已将此方法列为规范采用的分析方法之一。

2. 动态时程分析方法

动态时程分析方法,是将地震动记录或人工波作用在结构上,直接对结构运动方程进行积分,求得结构任意时刻地震反应的分



析方法,所以动态时程分析方法也称为直接积分法。根据分析是否考虑结构的非线性行为,动态时程分析方法又可分为线性动力时程分析和非线性动力时程分析两种,但不管是那一种,分析过程都需要借助计算机程序完成,其执行步骤如下:

(1)将振动时程分为一系列相等或不相等的微小时间间隔 Δt ;

(2)假定在 Δt 时间间隔内,位移、速度和加速度按一定规律变化(中心差分、常加速度、线性加速度、Newmark - β 法或 Wilson - θ 法等);

(3)求解 $t + \Delta t$ 时刻结构的地震反应。 $t + \Delta t$ 时刻结构的动力平衡方程可以表示为如下的增量形式:

$$[K_D]\{\Delta u\}_{t+\Delta t} = \{\Delta F_D\} \quad (1.23)$$

式中, $[K_D]$ 和 $\{\Delta F_D\}$ 分别为结构等效动力刚度和等效荷载向量。

(4)对一系列时间间隔按上述步骤逐步进行积分,直到完成整个振动时程。

从理论上讲,弹塑性动态时程分析提供了对结构地震反应的最准确计算,而且它还可以同时进行结构在地震动作用下进入塑性后的需求与能力比较。但是,弹塑性动态时程分析方法需要耗费大量的计算时间,输出大量的计算数据,这些都不利于工程师进行结构设计。因此,对于大量常规的桥梁结构,一般不采用这种分析方法,在很多情况下仅限于进行弹性动力时程分析;只有特别复杂和重要的桥梁,才需要使用弹塑性动态时程分析方法。

1.3.4 各种分析方法总结

本节所讨论的各种分析方法,目前在实际桥梁抗震设计中均得到应用,但这些方法各有各的适用范围。为此,在表 1.7 中对这



些分析方法专门作了一个总结比较,并加以扼要的评述。

不同分析方法总结比较

表 1.7

| 分析方法 | | 适用范围 | 评 注 |
|-------|-----------------|-----------|---|
| 静力法 | 弹性静力法 | 桥台等刚性结构 | 仅对可视为刚体的结构有效,最为简便。基本缺陷:忽略结构动力反应。 |
| | 非线性 Pushover 分析 | 复杂桥梁 | 设计一般不采用,多用于抗震性能评估,可同时计算非线性反应的需求和能力。缺点:静力分析代替动力过程,需求计算忽略高阶振型影响。 |
| 反应谱法 | 单振型 | 规则桥梁 | 仅对可视为单自由度振子的结构有效,适用于线弹性反应问题,方法简单,可手算,为规范基本分析方法之一。主要缺点:无法反应地震动持时的影响。 |
| | 多振型 | 复杂桥梁 | 规范采用的主要分析方法,一般需要依靠计算机程序完成分析,适用于多自由度线弹性系统。主要缺点:存在振型组合问题,尚难考虑非一致激励,其余同上。 |
| | 等效线性化 | 一般用于规则桥梁 | 可估计非线性系统的最大反应,一般用于初步设计,方法简单,可手算,在位移设计法中应用更广。主要问题:需更多的实践检验。 |
| 动态时程法 | 弹性 | 复杂桥梁 | 规范采用的主要分析方法,可同时计算结构弹性反应的需求和能力,一般需靠计算机程序完成分析。主要缺点:无法考虑非线性反应。 |
| | 非线性 | 特别复杂或关键桥梁 | 可以考虑 $P-\Delta$ 效应和材料非线性,可同时计算结构非线性反应的需求和能力,需靠计算机程序完成分析。主要缺点:计算过程复杂,计算结果需分析和校核。 |

注:表中“需求”指地震动对结构的最大作用效应,“能力”指结构的抗力和变形能力。



1.4 桥梁工程的抗震设防

1.4.1 地震危险性分析

对未来地震作防震抗震准备时,需要知道未来的地震活动性,它是引起灾害的外因。在设计建于地震区的桥梁工程时,希望具体了解此工程在其使用寿命内可能遭遇到的地震动强弱及其它特性,以便合理地进行设计。由于地震的发生和地震动的特性都不能精确地预测,所以,必须在概率含意上推测工程可能受到的地震威胁或危险,这就是地震危险性分析。

对某一特定桥址场地进行的地震危险性分析,不仅要给出特定场地强烈地震动的特性,而且要给出遭遇这种预期地震的概率。特定桥址场地遭遇预期地震的概率,可以用地震超越概率或重复周期来表示。所谓地震超越概率,是指一定场地在未来一定时间内遭遇到大于或等于给定地震特征值(如给定震级、烈度、地震动加速度峰值等)的地震的概率,常以年超越概率或设计基准期超越概率表示。

假设某一场地超过给定值的未来地震的发生概率为均匀 Poisson 过程,则场地在 t 年内发生 n 次大于或等于给定值 I 的地震概率为 $P_t(I, n)$:

$$P_t(I, n) = \frac{[\lambda(I)t]^n}{n!} \exp[-\lambda(I)t] \quad (1.24)$$

式中, $\lambda(I)$ 为大于或等于给定值 I 的地震年平均发生率。

特定场地在 t 年内发生零次大于或等于给定值 I 的地震概率,即不发生大于或等于给定值 I 的地震概率 $P_t(I, 0)$,可以由式(1.24)得到:



$$P_i(I, 0) = \exp[-\lambda(I)t] \quad (1.25)$$

根据式(1.25), 特定场地在 t 年内至少发生 1 次大于或等于给定值 I 的地震概率 $P_i(I)$ 即为:

$$P_i(I) = 1 - P_i(I, 0) = 1 - \exp[-\lambda(I)t] \quad (1.26)$$

令式(1.22)中的 $t=1$ 和 $t=T_0$ (T_0 为设计基准期), 即可得特定场地未来遭遇到大于或等于给定值 I 的地震的年超越概率 $P_1(I)$ 和设计基准期超越概率 $P_{T_0}(I)$:

$$P_1(I) = 1 - \exp[-\lambda(I)] \quad (1.27a)$$

$$P_{T_0}(I) = 1 - \exp[-\lambda(I)T_0] \quad (1.27b)$$

地震重复周期是指一定场地大于或等于给定地震特征值的地震重复出现的平均时间间隔。地震重复周期 T 与年平均发生率 $\lambda(I)$ 互为倒数关系:

$$T = \frac{1}{\lambda(I)} \quad (1.28)$$

由式(1.28)和式(1.27), 可以确定地震重复周期与超越概率之间的相互对应关系:

$$P_{T_0}(I) = 1 - \exp[-T_0/T] \quad (1.29a)$$

及
$$T = -T_0 / \ln[1 - P_{T_0}(I)] \quad (1.29b)$$

1.4.2 地震区划

工程抗震设防首先要进行地震危险性分析, 合理估计不同地区可能遭受的地震破坏作用, 也就是说, 首先要确定不同地区遭遇一定超越概率的地震的基本烈度或地震动参数, 以此作为抗震设防的依据。地震区划就是对各地区的地震危险性作出估计, 并将其结果以区划图的形式表示出来。

我国的地震区划经历了两个阶段。20 世纪 50 年代, 我国曾



编制过地震基本烈度区划图。该图采用了两条原则,即曾经发生过地震的地区,同样强度的地震将来还可能重演;地质特点相同的地区,地震活动性亦可能相同。该图首次反映了我国地震烈度分布的基本面貌,但没有赋予明确的时间概念。70年代,国家地震局编制了第二代的地震烈度区划图。该图应用当时对地震活动性和地震地质等方面的研究成果,先进行地震危险区划,对未来百年内可能发生地震的地点和强度进行预测,然后在此基础上完成地震烈度区划,对未来百年内遭遇的最大烈度分布进行预测,并以1:300万比例尺地震基本烈度区划图的形式将预测结果描绘出来。根据该图的编制标准,地震基本烈度的含义是:100年内,平均土质条件下,场地可能遭遇的最高地震烈度。

近30年来,地震观测事实和研究表明,一个地区地震的发生和地震动特性都具有一定的随机因素,还不能作出准确的预测,较为合理的方法是进行基于概率含义的地震预测。该方法是把地震的发生及其对某地区的影响视为随机现象,根据区域性地震地质构造、地震活动性及历史地震资料等,划定潜在震源区,分析震源区地震活动性特征,确定从震源到场地的地震衰减规律,并采用概率分析的方法给出以概率形式表达的所在地区的地震烈度区划或其他地震参数。根据上述方法编制的我国第三代地震区划图——《中国地震烈度区划图(1990)》已于1992年6月公布施行。该图的比例尺为1:400万,图上所标示的地震烈度值,系指在50年期限内,一般场地条件下,可能遭遇超越概率为10%的烈度值。该烈度值称为地震基本烈度。根据式(1.29),基本烈度地震对应的重现周期约为475年,即平均475年一遇的地震。

抗震设计中的抗震设防烈度,系指按国家批准权限审定作为一个地区抗震设防依据的地震烈度,一般情况下可采用地震基本烈度;对做过地震小区划的地区,可采用抗震主管部门批准使用的



地震参数,如设计地震动参数,设计反应谱曲线等。

我国现行的《部颁规范》规定的抗震设防烈度,对应中国地震烈度区划图(1977年)中所规定的基本烈度7、8和9度。与设防烈度7、8和9度相应的地震动最大加速度设计值分别取为100、200和400gal($1\text{gal} = 1\text{cm/s}^2 = 0.1\text{g}$)。需要注意的是,按照中国地震烈度表(1980)所提供的参考指标,与基本烈度7、8和9度相应的地震动加速度峰值分别为125、250和500gal,与前者略有差别,应用时应以规范规定为准。

在我国现行的《建筑抗震设计规范(GBJ11-89)》中,还涉及到设计近震和设计远震的概念。当建筑物所在地区遭受的地震影响来自本设防烈度区或比该地区设防烈度大一度地区的地震时,称为设计近震;当建筑物所在地区遭受的地震影响可能来自设防烈度比该地区设防烈度大二度或二度以上地区的地震时,称为设计远震。对某一个地区是属于设计近震还是远震,这也在地震区划时明确了。我国大部分地区接近震考虑,只有少部分地方按远震考虑。

我国前三代的地震区划图无一例外均采用了地震烈度来划分地震区,但是,从近几十年来的地震灾害中,人们发现,宏观的地震烈度含义已越来越不清晰,而且也不能合理地描述不同地区可能遭受的地震作用的程度。从20世纪60年代起,各国抗震设计规范都在从烈度区划向地震动参数区划过渡,至今,已有一些主要的地震国家采用了地震动参数区划方法,我国也已研究和新编成第四代地震区划图——地震动参数区划图,正待公布实施。

1.4.3 桥梁工程的抗震设防原则

1. 预防为主方针

我国现行的《部颁规范》,在总则第1条开宗明义地提出,抗震



工作应贯彻“预防为主”的方针。地震工作包括震前的抗震防灾,震时的应急处理,震后的抢险救灾和恢复重建。震前的抗震防灾又包括地震的预测预报,新建工程的抗震设防,现有工程的抗震加固,以及城市抗震防灾规划的编制与实施等。这是减轻地震灾害的对策系统。预防为主的方针,就是要把工作重点放在震前的抗震防灾上,并且,“从预测到预防,以预防为主”。我国的地震区分布广,震中分散,以致不易捕捉地震发生的地点。地震发生的时间与强度,目前也尚未达到能准确预报的水平。即使到了能准确预报地震(地点、时间和震级)的时候,如果不能做好抗震防灾的各项预防措施,各类桥梁工程、尤其是生命线桥梁工程没有抗震能力,一旦中强地震发生在城市及其周围地区,则仍会造成重大损失。因此贯彻“预防为主”的方针,做好震前抗震防灾的各项预防工作,是减轻地震灾害最有效的战略决策。

抗震防灾的目标是减轻桥梁工程的地震破坏,保障人民生命财产的安全,减少经济损失。这意味着,抗震设防的要求很大程度上依赖于经济政策和技术水平,即既要使震前用于抗震设防的经济投入不超过我国当前的经济能力,又要使地震中经过抗震设计的桥梁的破坏程度限制在人们可以承受的范围内。

2. 抗震设防标准

桥梁工程的抗震设防标准,通俗地讲,即如何确定“地震荷载”^①的标准。荷载定得越大,即抗震设防标准要求越高,桥梁在使用寿命期间为抗震设防需要投入的费用也越大。然而,桥梁在使用寿命期间遭遇抗震设防标准所期望的地震总是少数。这就是决策的矛盾点:一方面要求保证桥梁抗震安全,另一方面又要适度投入抗震设防的费用,使投入费用取得最好的效益。

^① 所谓“地震荷载”,是指地震动对结构的力学作用,其效应与外部荷载相当,但性质完全不同。



从 20 世纪 70 年代开始,人们认识到工程设防标准不能追求绝对的安全性,而是需要从危险概率的大小出发来定义安全度,从而形成了以概率为基础的设防准则。基于概率的合理的安全度指的是在经济与安全之间的合理的平衡,这是工程抗震设计的总原则,也是一切设计的总原则。这一原则可以用下式表示:

$$\begin{aligned} \text{总效益 } E &= \text{收益} - \text{生产投资} - \text{可能的损失(包括修复费用)} \\ &= \text{最大} \end{aligned} \quad (1.30)$$

式中,收益包括所考虑的工程建成后的直接与间接收获;生产投资包括兴建此工程的资金及其投资于它处可能得到的收益;损失包括人身伤亡、政治社会经济影响、物资财产的间接损失和连锁反应的损失。由于人身伤亡与社会经济政治影响通常不能以费用来衡量,所以上式只能用决策分析方法处理。

如果不考虑非结构损失,则式(1.30)也可改写为

$$\text{总费用 } C = \text{造价} + \text{修复费} = \text{最小} \quad (1.31)$$

从式(1.31)可见,减少一分造价就会增加一分可能的修复费用,即增加一分损坏的可能性或危险性。式(1.31)中的总费用 C ,是一个具有概率含义的量。这是因为预期的地震的发生以及结构物可能产生的损坏都是随机事件,故造价和修复费是随机变量,必须用概率来计算,因此,相应的总费用 C ,也就是随机变量。

以上是从概率意义上描述抗震设防这一基本原则的,也可以从确定意义上来描述这一基本原则。即首先规定两个或三个地震动水准,常称之小震和大震,或小震、中震和大震。小震指的是对工程建设地点而言经常发生的,中震是指在工程的使用年限内仅偶然发生的,大震则指在使用年限内发生概率极小的地震。小震、中震和大震,也称为多遇地震、偶遇地震和罕遇地震。国内外现行的一些结构抗震设计规范,通常以 50 年为基准期,把基准期内超越概率 63% 的地震定义为小震,超越概率 10% 的地震定义为中



震,超越概率 2%~3% 的地震定义为大震。与这三个地震动水准相应的抗震设防目标是:在小震作用下,结构物不需修理,仍可正常使用;在中震作用下,结构物无重大损坏,经修复后仍可继续使用;在大震作用下,结构物可能产生重大破坏,但不致倒塌。这种抗震设防思想,即所谓的“小震不坏,中震可修,大震不倒”的三级设防标准。

多级抗震设防的思想最早是在核电站抗震设计中提出的,以后逐渐在其他重大工程(如近海平台、高压贮液设备、生命线工程等)中也被采用。目前,国内外现行的结构抗震设计规范中,也多有采用这种抗震设防思想的,如我国现行的《建筑抗震设计规范(CBJ11-89)》、日本和美国现行的桥梁抗震设计规范等。在我国现行的《部颁规范》中,则仍使用单一水准的抗震设防原则(即仅进行设防基本烈度——相当于中震下的抗震验算)。

另外一个值得注意的是城市桥梁的抗震设防标准问题。近 10 年来国外的都市地震灾害经验表明,随着城市现代化的发展,交通网络在整个城市生命线抗震防灾系统中的作用越来越重要。我国自进入 20 世纪 80 年代以来,许多城市逐步向现代化城市发展,但城市桥梁迄今没有独立的抗震设计规范。当前,城市桥梁抗震设计都是参照公路、铁路工程抗震设计规范,但这两部规范仅适用于跨径在 150m 以下的梁桥和拱桥,工程师们面对城市中大量的立交工程、曲线桥梁、轨道高架桥以及主跨超过 150m 的跨河大桥等的抗震设计无章可循。在实践工作中,有的列了专题研究,有的采用简化计算方法,这就导致了结构抗震设防、设计方法、安全准则不统一。

回顾近十年来国外的几次都市地震,虽然强度只是中等,但其极震区的烈度分布,最大却可达 7 至 11 度,而目前无论是铁路、公路工程抗震设计规范,都是按我国 1977 年的地震区划图上所规定



的基本烈度作为设计烈度,设防标准明显偏低。显然,低估了城市桥梁工程的抗震设防标准,会导致如唐山地震、阪神地震那样的惨重损失;但高估了设防标准,则为结构抗震设防需要投入过大的费用,从投资收益角度讲,这将是没有丝毫效益的浪费。

1.5 桥梁工程的抗震设计原则

1.5.1 桥梁抗震设计的极限状态

对结构静力设计而言,所谓极限状态,一般是指一个结构或结构的一部分达到一个使它不适合使用的特殊状态。一般有两类极限状态:即正常使用极限状态和承载能力极限状态。对结构抗震设计而言,由于作为结构外部作用的地震动性质不同于静力荷载,因此,抗震设计的极限状态概念与静力设计的极限状态概念不尽相同。

从目前桥梁抗震设计的发展看,采用多级抗震设防原则是必然趋势。从多级抗震设防思想出发,定义桥梁结构以下的极限状态:

(1) 正常使用极限状态

这个极限状态与静力设计中使用的概念基本一致。混凝土桥梁达到正常使用极限状态时,可能会出现较多的裂缝,但裂缝宽度应受到限制,钢筋不会发生明显屈服,混凝土保护层不出现剥落。结构一般不受损坏或不需修理仍可继续使用。

桥梁处于正常使用极限状态时,结构基本上保持弹性状态。

(2) 有限损坏极限状态

这个极限状态主要是用于控制结构的破坏程度。混凝土桥梁达到有限损坏极限状态时,钢筋发生明显屈服,导致较宽的裂缝,



混凝土保护层可能剥落,但不应出现箍筋断裂或纵向钢筋的屈曲现象,而且塑性铰区域的核心混凝土无须更换。结构经表面修复或不需修理仍可继续使用。有限损坏极限状态给出了能经济地修复的破坏与不能修复或不能经济地修复的破坏之间的界限。

(3) 不倒塌极限状态

这个极限状态是为了确保桥梁不会发生倒塌或危及生命的严重破坏。桥梁抗震设计的主要目标,就是防止结构在预期的地震作用下倒塌破坏。混凝土桥梁达到不倒塌极限状态时,结构可能大量损坏,修复可能是不经济的,或者在技术上是不可行的。

桥梁处于不倒塌极限状态时,结构的侧向抗力早已不足于抵抗地震作用,而且由于结构破坏,侧向抗力实际上也已经下降。此时,结构保持不倒的关键是其非弹性变形能力。

在遭遇多大发生概率的地震作用下,桥梁处于正常使用极限状态、有限损坏极限状态或者不倒塌极限状态,这主要取决于桥梁的重要性。对一般性桥梁,可能要求其在遭受多遇地震影响时,处于正常使用极限状态;在遭受偶遇地震影响时,处于有限损坏极限状态^①;在遭受罕遇地震影响时,处于不倒塌极限状态。这实际上也就是体现“小震不坏,中震可修,大震不倒”的抗震设防原则。对重要桥梁和生命线桥梁,一般要求相应地提高其抗震设防标准,即不仅仅要求其在小震下不坏,还可能要求中震不坏甚至大震下也不坏。

正如以上所描述的,桥梁达到的极限状态与其遭受的地震影响相对应,但它们之间的界限实际上是无法精确定义的。应当指出,在结构抗震设计规范中,设计地震荷载的确定比结构可能承受

^① 作者在编的“城市桥梁抗震设计规范”将建议在结构遭遇中震影响时,要求桥梁上、下部结构的连接(支座系统)基本上仍处于正常使用状态,从而保证桥梁整体结构进入弹塑性阶段工作。实际上,这也是对桥梁支座系统的能力保护,参见 3.6 节。



的任何其他类型的荷载都更加靠不住。为了适应设计地震动的不确定性,就必须设计出能够经受得住地震预测不准确考验的结构体系。第三章里将介绍的能力设计原理,可以最大限度地适应设计地震动的不确定性。

1.5.2 抗震设计参数

桥梁结构的刚度、强度和延性,是桥梁抗震设计的三个主要参数。

1. 刚度

为了正确可靠地计算结构在地震侧向力作用下的变形,进而控制其变形,工程师必须估算出结构的实际刚度。这个量值把荷载或作用力与结构的变形联系起来。

对结构刚度的估计值将直接影响到对结构地震反应位移的预期值。过去往往使用全截面刚度代替开裂截面刚度,因而人为低估了结构的地震反应位移,导致地震中出现落梁震害的严重后果。

2. 强度

如果要保证桥梁结构在预期的地震作用下免遭破坏,结构就必须具有足够的强度,以抵抗结构在其弹性地震反应时所产生的内力。

对于发生概率很低的地震,如 475 年一遇的地震(部规规定的设防地震),结构为抵抗其激起的弹性地震力,需要相当高的强度。对于一般性桥梁,如果确实这样做的话,则意味着在经济上的极大浪费。因此,实际上在设计时,强度通常只取对应弹性地震力的一小部分,如 25% 到 50%,并依靠结构的非弹性变形能力,使结构在地震中得以幸存。

3. 延性



为了把严重的破坏降低到最低限度,并确保带有适度抗倒能力的桥梁免于倒塌,当大地震迫使桥梁产生大变形时(这些变形可能远远超出了弹性范围),结构必须仍能维持其大部分初始强度。结构、构件或材料用于抵抗其在非弹性反应范围内的变形的能力,通常用延性这个术语来描述。

延性是位于地震区的桥梁结构所必须具备的一个无比重要的特性。结构能够依靠其延性在大地震中免于倒塌,其根本原因在于地震动对结构的作用是以运动方式、而非力的方式出现。

1.5.3 抗震设计原则

合理的抗震设计,要求设计出来的结构,在强度、刚度和延性等指标上有最佳的组合,使结构能够经济地实现抗震设防的目标。要达到这个要求,就需要设计工程师深入了解对结构地震反应有重要影响的基本因素,并具有丰富的经验和创造力,而不仅仅只是按规范的规定执行。

以下,介绍抗震设计应尽可能遵循的一些基本原则,这些原则基于历次的桥梁震害教训和当前公认的理论认识。

1. 场地选择

除了根据地震危险性分析尽量选择比较安全的场址之外,还要考虑一个地区内的场地选择。选择的原则是:避免地震时可能发生地基失效的松软场地,选择坚硬场地。基岩、坚实的碎石类地基、硬粘土地基是理想的桥址场地;饱和松散粉细砂、人工填土和极软的粘土地基或不稳定的坡地及其影响可及的场地都是危险地区。在地基稳定的条件下,还可以考虑结构与地基的振动特性,力求避免共振影响;在软弱地基上,设计时要注意基础的整体性,以防止地震引起的动态的和永久的不均匀变形。

2. 体系的整体性和规则性



桥梁的整体性要好,上部结构应尽可能是连续的。整体性可防止结构构件及非结构构件在地震时被震散掉落,同时它也是结构发挥空间作用的基本条件。

无论是在平面或立面上,结构的布置都要力求使几何尺寸、质量和刚度均匀、对称、规整,避免突然变化。

3. 提高结构和构件的强度和延性

桥梁结构的地震破坏源于地震动引起的结构振动,因此抗震设计要力图使从地基传入结构的振动能量为最小,并使结构具有适当的强度、刚度和延性,以防止不能容忍的破坏。在不增加重量、不改变刚度的前提下,提高总体强度和延性是两个有效的抗震途径。刚度的选择有助于控制结构变形;强度与延性则是决定结构抗震能力的两个重要参数。由于地震动是周期反复作用的运动,还要注意周期反复变形下结构和构件的刚度与强度的退化效应。只重视强度而忽视延性绝对不是良好的抗震设计。

4. 能力设计原则

过去的设计思想认为,理想的设计是使结构各构件都具有近似相等的安全度,即结构中不要存在局部的薄弱环节。但由于结构各构件的重要性程度并不相同,等安全度设计思想并不合适,尤其对于抗震结构,更是如此。

能力设计思想强调强度安全度差异,即在不同构件(延性构件和能力保护构件——不适宜发生非弹性变形的构件统称为能力保护构件)和不同破坏模式(延性破坏和脆性破坏模式)之间确立不同的强度安全度。通过强度安全度差异,确保结构在大地震下以延性形式反应,不发生脆性的破坏模式。在我国当前建筑抗震设计中,普遍采用“强柱弱梁,强剪弱弯,强节点弱构件”的设计思想,这种思想即为能力设计原则的具体体现。

5. 多道抗震防线



应力图使桥梁具有多道抵抗地震侧向力的体系,则在强地震动过程中,一道防线破坏后尚有第二道防线可以支承结构,避免倒塌。因此,超静定结构优于同种类型的静定结构。但相对于建筑结构,桥梁在这方面可利用的余地通常并不大。

参考文献

- [1] 范立础. 桥梁抗震. 上海: 同济大学出版社, 1997
- [2] 黄龙生. 桥梁震害规律及防灾探索. 工程抗震, 1988(1): 12 ~ 16
- [3] EERI. Loma Prieta Earthquake Reconnaissance Report. Earthquake Spectra, 1990, Supplement to Vol.6: 1 - 280
- [4] NZNSEE. The Loma Prieta, California, Earthquake of October 17, 1989. Report of the NZNSEE Reconnaissance Team. Bull. New Zealand Nat. Soc. Earthquake Eng., 1990, Vol.23(1): 1 - 98
- [5] Housner, G. W., Thiel, C. C. Competing against Time; Report of the Governor's Inquiry on the Loma Prieta Earthquake. Earthquake Spectra, 1990, Vol.6(4): 681 - 711
- [6] Mitchell, D., Tinawi, R., Sexsmith, R. G. Performance of Bridges in the 1989 Loma Prieta Earthquake - Lessons for Canadian Designers. Can. J. Civil Eng., 1991, 18: 711 - 734
- [7] EERI. Northridge Earthquake Reconnaissance Report. Earthquake Spectra, 1996, Supplement C to Vol.11: 1 - 372
- [8] NZNSEE. Northridge Earthquake Reconnaissance Report. Report of the NZNSEE Reconnaissance Team on the 17 January 1994 Northridge, Los Angeles Earthquake. Bull. New Zealand Nat. Soc. Earthquake Eng., 1994, Vol.27(4): 235 - 356



[9] Housner, G. W., Thiel, C. C. The Continuing Challenge: Report on the Performance of State Bridges in the Northridge Earthquake. *Earthquake Spectra*, 1995, Vol.11(4): 607 - 636

[10] Mitchell, D., Bruneau, M. and Williams, M. et al. Performance of Bridges in the 1994 Northridge Earthquake. *Can. J. Civil Eng.*, 1995, 22: 415 - 427

[11] Eguchi, R. T., Goltz, J. D. and Taylor, C. E. et al. Direct Economic Losses in the Northridge Earthquake: A Three - year Post - event Perspective. *Earthquake Spectra*, 1998, Vol. 14 (2): 245 - 264

[12] Basoz, N. I., Kiremidjian, A. S. and King, S. A. et al. Statistical Analysis of Bridge Damage Data from the 1994 Northridge, CA, Earthquake. *Earthquake Spectra*, 1999, Vol.15(1): 25 - 54

[13] NZNSEE. The Hyogo - ken Nanbu Earthquake (The Great Hanshin Earthquake) of 17 January 1995. Report of the NZNSEE Reconnaissance Team. *Bull. New Zealand Nat. Soc. Earthquake Eng.*, 1995, Vol.28(1): 1 - 98

[14] Anderson, D. L., Mitchell, D. and Tinawi, R. G. Performance of Concrete Bridges during the Hyogo - ken Nanbu (Kobe) Earthquake on January 17, 1995. *Can. J. Civil Eng.*, 1996, 23: 741 - 726

[15] Rourke, T. D. O. Lessons Learned for Lifeline Engineering from Major Urban Earthquake. In: *Proc. 11th World Conf. Earthquake Eng.* Acapulco, Mexico: Elsevier Science Ltd, 1996, Paper No.2172

[16] 卓卫东, 范立础. 从震害教训中反思我国桥梁抗震设计现状. *福州大学学报*, 1999, Vol.27(3): 7 ~ 10

[17] Park, R., Paulay, T. Reinforced Concrete Structures. New York: John Wiley & Sons, 1975



[18] Gulkan, P., Sozen, M. A. Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions. ACI Journal, December 1974: 604 - 610

[19] Shibata, A., Sozen, M. A. Substitute - Structure Method for Seismic Design in R/C. J. Structural Div., Proc. ASCE, 1976, Vol. 102(ST1): 1 - 18

[20] GBJ 11—89, 建筑抗震设计规范. 北京: 中国建筑工业出版社, 1989

[21] 建筑抗震设计规范(试设计稿). 国家标准《建筑抗震设计规范》管理组, 1999. 11

[22] GBJ111—87, 铁路工程抗震设计规范. 北京: 中国计划出版社, 1989

[23] JTJ 004—89, 公路工程抗震设计规范. 北京: 人民交通出版社, 1989

[24] JTJ 021—89, 公路桥涵设计通用规范. 北京: 人民交通出版社, 1989

[25] JTJ023—85, 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范. 北京: 人民交通出版社, 1989

[26] 道路桥示方书·同解说, V 耐震设计篇. 东京: 日本道路协会, 平成 8 年 12 月

[27] Standard Specifications for Highway Bridges, 16th Edition, Division I - A: Seismic Design. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Inc., 1995

[28] Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations. Report No. ATC - 32, Redwood City, California: Applied Technology Council (ATC), 1996

[29] Seismic Design Criteria, Version 1.1. Sacramento, California:



California Department of Transportation (CALTRANS), Division of Structures, 1999

[30] CEN, Eurocode 8 – Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Part V Bridges. Brussels: Comite European de Normalization (CEN), 1994

[31] Bridge Manual. Wellington: Transit New Zealand (TNZ), 1994

[32] 土木工程结构抗震设计. 日本土木工程学会地震工程研究委员会. 上海: 同济大学出版社, 1994

[33] 论地震工程研究. 美国工程科学院全国研究会地震工程研究委员会. 北京: 地震出版社, 1988

[34] 朱伯龙, 张琨联. 建筑结构抗震设计原理. 上海: 同济大学出版社, 1994

[35] 范立础, 胡世德, 袁万城. 大跨桥梁抗震设计若干建议. 见: 第十一届全国桥梁学术会议论文集, 广东汕头, 1994: 455 ~ 468

[36] 范立础, 刘庆华. 城市桥梁抗震设防的若干问题. 见: 第十二届全国桥梁学术会议论文集, 广州, 1996: 455 ~ 468

[37] Paulay, T. Seismic Design of Concrete Structures. In: Proc. 11th WCEE, Acapulco, Mexico: Elsevier Science Ltd., 1996, Paper No. 2001

[38] 范立础. 现代化城市桥梁抗震设计若干问题. 同济大学学报, 1997, Vol. 25(2): 147 ~ 154

[39] Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M. Seismic Design and Retrofit of Bridges. New York: John Wiley & Sons, 1996

[40] 普瑞斯特雷, 塞勃勒, 卡尔维. 桥梁抗震设计与加固. 北京: 人民交通出版社, 1997

[41] Paulay, T., Priestley, M. J. N. Seismic Design of Rein-



forced Concrete and Masonry Buildings. New York: John Wiley & Sons, 1992

[42] T. 鲍雷, M. J. N. 普里斯特利. 钢筋混凝土和砌体结构的抗震设计. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999

第二章 桥梁延性抗震设计理论

2.1 引言

尽管人类遭受地震灾害的历史相当漫长,但在人为工程中首次考虑抗震设计,还只是 20 世纪 20 年代初才刚刚开始的事情。随着人们对地震动和结构动力特性理解的加深,目前已发展了多种抗震设计理论。如果按结构地震反应分析方法来分类,迄今可用的抗震设计理论可归纳为三类:即静力理论、反应谱理论和动力理论。如果按设计参数来分类,则主要包括强度设计理论、延性设计理论、减隔震设计理论和振动控制理论;此外,以能量、位移或结构性能为基本设计参数的抗震设计理论,也正在积极探索和发展之中。

在结构抗震设计理论的发展历史中,静力理论、反应谱理论和动力理论的形成与发展可以划分为三个明显的阶段,而强度设计理论、延性设计理论、减隔震设计理论和振动控制理论的形成与发展的界限不够明确,因此,本节首先按前者分类简要介绍结构抗震理论的发展历史(文献[1]),再简要介绍延性抗震设计理论提出的背景。

2.1.1 结构抗震设计理论的发展历史

1. 静力理论发展阶段(19 世纪末至 20 世纪 40 年代)

抗震设计中的静力理论的形成与发展,与日本学者的贡献密



不可分。

日本位于环太平洋地震带上,是世界上屈指可数的有名的地震国家,历史上不知曾受过多少次大地震的袭击,并蒙受了极大的震害。因此,日本的抗震理论也发展较早。1891年日本浓尾地震($M=7.4$),震灾严重,引起了日本政府对地震研究的重视,翌年即在文部省下设置了“震灾预防调查会”,开始组织对工程结构的抗震研究工作。1899年,大房森吉提出抗震设计的静力法概念,它假设结构各个部分与地震动具有相同的振动,因此,地震力大小 $V=kW$ (其中, W 为结构重量, δ_g 为地震动水平加速度峰值, $k=\delta_g/g$ 为水平地震系数,日本称为震度。)1916年佐野利器发表“家屋耐震构造论”,首次引入震度法的概念,并根据震害调查结果,把设计震度 k 取为0.1。由此,奠定了水平静力震度法的基础。

震度法以结构物是刚性的这个假定为基础,但结构振动研究表明,结构实际是可以变形的,有其自振周期,对于结构振动,共振是很重要的现象,直接影响着结构反应的大小。因此,20年代至30年代,在日本学者中引起了一场刚柔理论之争,这一“刚柔”之争一直持续到了40年代仍无结论。争论虽无结果,但对于促进抗震研究却起了良好的作用。

在这一阶段,还值得一提的是当时日本学者所提出的另外三个抗震理论的雏形:绝缘理论(又称免震、消震、隔震或减震理论)、能量耗散理论和能量理论。由于当时对地震动和结构振动性能均不够了解,这三种抗震理论并未受到应有的重视,但是它们对后来的抗震理论起到了重要的推动作用。

美国也是一个地震多发国家,但在静力理论发展阶段,美国除了强震观测工作外,其余都落在日本后面。1906年旧金山发生8.3级大地震,虽然损失严重,但是震后美国并未重视抗震工作,仅是



将原有的设计风力提高了 $30 \text{ lb/ft}^2 (15 \text{ kN/m}^2)$, 用于考虑地震侧向力效应; 直到 1925 年圣巴巴拉地震之后, 美国才开始了有组织的抗震研究, 并在 1927 年的建筑结构设计规范中, 首次引入抗震设计要求; 直到 1933 年长滩地震之后, 才开始正式采用水平静力震度法设计, 取 $k = 0.02 \sim 0.08$ 。

2. 反应谱理论发展阶段(20 世纪 40 年代至 60 年代)

日本的石本已世雄在 20 世纪 30 年代初就已开始了对强地震动加速度过程的观测, 并取得了不少中弱震记录, 也得到了一些有意义的结果, 但是在他不久去世后, 其工作因未受到重视而中止。

与日本的情况相反, 美国在日本的影响下积极开展强震观测工作, 并在 1933 年长滩地震中, 得到了第一批强地震动过程的记录。随后, 在 1940 年 5 月 18 日帝国峡谷(Imperial Valley)地震中, 又成功地收集了包括著名的埃尔森特罗记录在内的大量地震动资料。到 20 世纪 40 年代, 美国已经取得了不少有工程意义的强地震动加速度过程的记录, 这些记录丰富了人们对地震动特性的认识, 使抗震理论进入了反应谱阶段。

反应谱理论的提出, 是加州理工学院一些研究者对地震动加速度记录的特性进行分析后所取得的一个重要成果。比奥特(M. A. Biot)在 40 年代初, 明确提出利用地震动记录计算反应谱的概念; 1948 年, 豪斯纳(G. W. Housner)提出基于加速度反应谱曲线的弹性反应谱法, 1952 年, 加州首先把反应谱理论引入该年发布的《地震力与风侧力规范》中; 1956 年, 纽马克(N. M. Newmark)率先把该法应用于墨西哥城拉丁美洲大厦的抗震设计, 在翌年发生的里氏 8 级的墨西哥大地震中, 周围建筑破坏殆尽, 惟有该建筑保持完好, 这一成功的范例, 使弹性反应谱法获得了极大的声誉。自 1958 年第一届世界地震工程会议之后, 这一方法被许多国家所接



受,并逐渐被采纳应用到结构抗震设计规范中。

反应谱理论方法又称为动静法。这是因为它通过反应谱考虑了结构的动力特性(自振周期、振型和阻尼)所产生的共振效应,但是,在设计中它仍然把地震惯性力看作是静力。

60年代中抗震理论的另一重要成果是随机振动理论的应用。随机振动理论不但为振型组合提供了普遍接受的方法,更重要的是为今后发展的抗震设计概率理论奠定了基础。

3. 动力理论阶段的开始(20世纪70至80年代)

60年代中,由于电子计算机和动力试验技术(特别是大型地震模拟振动台)的发展,使人们对各类结构物在地震动作用下的弹性与弹塑性反应全过程有较多的了解;另一方面,重大特殊的工程如核电站、近海平台、输油管等结构,也对结构抗震设计提出了更高的要求。这一期间,美、日、中等许多国家相继发生了一些强烈地震,使许多新型结构有了地震经验。此外,由于强震观测台站的不断扩充,地震动过程的记录数据逐渐丰富,不少地震现场还取得了许多结构、包括一些受到严重地震损坏的结构物的地震反应记录。这许多有利因素,促进了抗震研究的迅速发展。可以说,正在向着真正的动力理论阶段过渡。

从地震动的振幅、频谱和持时三要素来看,抗震设计的静力理论只考虑了高频振动振幅的最大值,反应谱理论虽考虑了振幅和频谱,但持时则始终未能得到明确的反映。1971年美国圣·费尔南多地震的震害,使人们认识到“反应谱理论只说出了问题的一半”,从而推动了按地震动加速度时间函数计算结构反应过程的动力法的研究。

动力理论不但考虑了地震动的持时,而且还考虑了地震动中反应谱所不能概括的其它特性。对于复杂的结构体系,特别是在多维地震反应时,由于振型密集产生的耦联,以及平均反应谱中不



同周期并非同时出现的影响,使得反应谱理论有较大的误差;对于结构发生强烈非线性反应的情况,除极为规则简单的结构物外,反应谱理论难以给出合理结果。在这些情况下,一般均需用动力理论进行地震反应分析和抗震设计。

从组成结构抗震设计理论的四个方面内容(输入地震动,结构和构件的动力模型,实用的地震反应分析方法,以及设计原则)来看,静力理论对这四个方面都作了极大的简化,反应谱理论也作了较大的简化,而动力理论则有比较全面的考虑:静力理论的输入地震动只考虑根据历史震害估计的地震动最大加速度,不要求结构动力模型和地震反应分析,设计原则为常规的静力强度设计原则。反应谱理论的输入地震动也只要求规定地震动的最大加速度,反应谱是规定的或按场地条件规定的平均反应谱值;结构假定为弹性,动力分析基本局限于线弹性反应范围,非线性反应一般通过考虑结构总体的容许延性系数反映;设计原则为常规的静力强度设计或延性设计原则。动力理论的输入地震动要求给出符合场地情况的、具有概率含意的加速度时间函数,对于复杂结构要求给出三个分量及其空间相关性;结构和构件的动力模型更为接近实际,包括了非线性特性;地震反应分析方法考虑了结构反应的全过程,包括变形和能量损耗的积累;设计原则考虑到多种使用状态和安全的概率保证。可见,在抗震设计理论的四个方面,动力理论都有更具体的要求、更明确的规定和更详细的计算。因此,从理论上讲,动力理论可以得到更可靠的设计。

表 2.1 中列出了结构抗震设计理论的发展简史(文献[2])。综观结构抗震设计理论的发展历史,可以发现,每一重大进展都与强震观测、震害经验和实验研究成果密切相关。因此,强震观测、震害经验和实验研究这三者,可以称为结构抗震研究的基础。



结构抗震设计理论发展简史

表 2.1

| 年 代 | 萌 芽 期 | 研 究 期 | 应 用 期 |
|-----------------|-----------------------|----------------------------------|----------------------|
| 20 世纪 20 年代之前 | 静力法 | 地震烈度 | |
| 20 ~ 30 年代 | 简谐振动说, 强震观测与结构实验 | 静力理论(刚柔之争) | 静力理论 |
| 40 ~ 50 年代中期 | 反应谱, 随机振动说 | 强地震动特性, 结构实验 | 静力理论 |
| 50 年代中期 ~ 60 年代 | 场地问题, 动力反应分析 | 反应谱, 结构非线性性能, 随机振动理论 | 静力理论与反应谱理论 |
| 70 年代 | 结构振动控制, 生命线工程, 伪动力实验 | 动力反应分析, 地震模拟振动台实验, 系统识别, 强震加速度合成 | 静力理论与反应谱理论 |
| 80 年代以来 | 灾害预测理论 灾害控制理论 多灾种相互作用 | 结构振动控制, 生命线工程, 整体结构动力性能, 动力可靠性 | 静力理论与反应谱理论, 动力理论作为补充 |

2.1.2 延性抗震设计理论提出的背景

当反应谱理论在 20 世纪 50 年代中被广泛接受时, 抗震设计是以弹性理论为基础的。1956 年, 豪斯纳首先讨论了极限设计概念在抗震设计中的应用; 1961 年, 在美国波特兰水泥协会(PCA)发布的《多层钢筋混凝土建筑抗震设计》手册中, 引入了“延性”和“延性系数”的概念。20 世纪 60 年代, 关于结构非线性反应的研究盛



行,这种思潮在抗震理论上的反映是结构非线性地震反应的研究。以纽马克为首的研究者们取得了有意义的成果,他们提出用“延性”这个简单概念来概括结构物超过弹性阶段的抗震能力,延性大小是结构物抗震能力强弱的重要标志。他们认为在抗震设计中,除了强度与刚度之外,还必须重视加强延性,并提出了按延性系数将弹性反应谱修改成为弹塑性反应谱的具体方法和数据。

延性抗震概念的提出,也与观察到的结构震害现象有关。在60年代,人们发现,在强烈的地震动作用下,按规范规定的侧向力进行抗震设计的结构,在很多情况下并不具备能够抵抗强震的足够强度。尽管如此,从实际地震中观察到的结构反应性能显示,强度不足不一定总是导致结构倒塌,甚至不一定严重破坏;实际上,只要结构的初始强度能够基本维持,不出现因非弹性变形的加剧而导致强度过度下降,那么结构就能在地震中幸存,而且震后常只需花少量的费用即可修复。但是,如果非弹性变形导致强度急剧降低,则结构的严重破坏甚至倒塌现象则是通常可见的,这种情况还经常与混凝土或砌体构件的剪切破坏同时出现。

尽管较早就已有了延性抗震的认识,但世界上大多数地震国家并没有把延性抗震内容列入结构抗震设计规范,直到1971年美国圣·费尔南多地震爆发之后,延性抗震才真正被摆到一个十分突出的位置。

结构延性抗震设计理论从萌芽开始发展至今,已有40年左右的历史。但迄今为止,在结构延性抗震设计理论、方法和实践应用方面,仍存在一些没有很好解决的问题;尤其是在国内桥梁工程界,至今对一些基本概念仍存在含糊不清甚至错误的理解,许多桥梁设计工程师也不能够从真正意义上采用延性概念来实现桥梁结构预期的抗震设防目标。有鉴于此,本章将结合作者的有关研究成果,系统地阐述桥梁延性抗震设计的基本理论。



2.2 延性抗震设计的基本概念

2.2.1 延性的基本概念

1. 延性的定义

材料、构件或结构的延性,通常定义为在初始强度没有明显退化情况下的非弹性变形的能力。它包括两个方面的能力:

- (1)承受较大的非弹性变形,同时强度没有明显下降的能力;
- (2)利用滞回特性吸收能量的能力。

延性概念具有丰富的内涵,因此常常引起误解。从延性的本质来看,它反应了一种非弹性变形的能力,这种能力能保证强度不会因为发生非弹性变形而急剧下降。按照这个概念,可以明确定义不同的延性内涵:对材料而言,延性材料是指在发生较大的非弹性变形时强度仍没有明显下降的材料,与之相对应的脆性材料,则指一出现非弹性变形或在非弹性变形极小的情况下即破坏的材料;对结构和结构构件而言,如果结构或结构构件在发生较大的非弹性变形时,其抗力仍没有明显的下降,则这类结构或结构构件称为延性结构或延性构件。

结构的延性称为整体延性,结构构件的延性称为局部延性。结构的整体延性与结构中的延性构件的局部延性密切相关,但这并不意味着结构中有一些延性很高的构件,其整体延性就一定高。实际上,如果设计不合理,即使个别构件的延性很高,但结构的整体延性却可能相当低。结构与构件的延性之间的这种关系,即为整体延性与局部延性之间的关系。

根据结构所承受的外部作用的性质,延性概念还可分为静力延性和滞回延性。静力延性概念对应结构在静荷载作用下的延性



含义,前述的延性定义即为静力延性定义。滞回延性概念则对应结构在反复荷载作用下的延性含义。对位于强震区的抗震结构而言,滞回延性概念具有特别重要的意义。

按照 T·鲍雷和普里斯特利(M. J. N. Priestley)的定义(文献[3]),结构或构件的滞回延性,是指在抗力始终没有明显下降的情况下,结构或构件所能经受的反复弹塑性变形循环的能力。符合 T·鲍雷和普里斯特利滞回延性定义的结构或构件,具有以下一些特性:

(1)结构或构件至少能够经受住5次反复的弹塑性变形循环,而且最大幅值可达设计容许变形值;

(2)结构或构件在经历反复的弹塑性变形循环时,抗力的下降量始终不超过初始抗力的20%。

T·鲍雷和普里斯特利关于滞回延性的上述定义,清楚地反应了对抗震的延性结构和延性构件的基本要求。依照这个定义设计的延性结构,可以使结构在大地震下得以幸存。目前,这个定义已在世界范围内被广泛接受。

应当注意,在 T·鲍雷和普里斯特利的定义中,允许的最大抗力下降量为初始抗力的 20%,而国内通常规定为初始抗力的 15%。

2. 延性指标

在利用延性特性设计抗震结构时,首先必须确定度量延性的量化设计指标。

衡量延性的量化设计指标,最常用的为曲率延性系数(也称为曲率延性比)和位移延性系数(也称为位移延性比或延伸率)。曲率延性系数通常用于反应延性构件临界截面的相对延性,位移延性系数则用于反应延性构件局部以及延性结构整体的相对延性。为了方便起见,常常也把曲率延性系数和位移延性系数简称为曲



率延性和位移延性。

(1) 曲率延性系数

钢筋混凝土延性构件的非弹性变形能力,通常来自其塑性铰区截面的塑性转动。塑性铰区截面的塑性转动能力,可以通过截面的曲率延性系数来反映。曲率延性系数定义为截面屈服后的曲率与屈服曲率之比。设计通常关心的是最大曲率延性系数 μ_ϕ (下文出现的曲率延性系数,若不加说明,都是指最大曲率延性系数),它定义为:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2.1)$$

式中, ϕ_y 和 ϕ_u 分别表示塑性铰区截面的屈服曲率和极限曲率。

对钢筋混凝土构件,塑性铰区截面的屈服曲率如何定义,迄今没有统一的定论。目前主要有以下几种不同的定义方式:

① 屈服曲率定义为截面最外层受拉钢筋初始屈服时的曲率;

② 屈服曲率定义为截面混凝土受压区最外层纤维初次达到峰值应变值时的曲率。

在上述两个定义中,前一个定义适用于能形成“受拉铰”(弯曲塑性铰)的适筋构件,如在计算钢筋混凝土延性桥墩的屈服曲率时,通常即采用这个定义;后一个定义适用于会出现“受压铰”的超筋构件或高轴压比构件,如建筑结构中的框架柱。

除了以上定义外,还可以通过几何作图的方法确定屈服曲率。目前已提出了不少方法,如等能量法、通用屈服弯矩法等,如图2.1所示。等能量法的作法是:过截面的 $M-\phi$ (弯矩—曲率)骨架曲线上的弯矩最大点(图2.1a中的“U”点),作平行于 ϕ 轴的直线;过坐标原点“O”作与 $M-\phi$ 曲线和以上直线相交的直线,交点分别为“B”和“Y”。若“OAB”和“BUY”的面积相等,则“B”点对应的曲率即为屈服曲率。

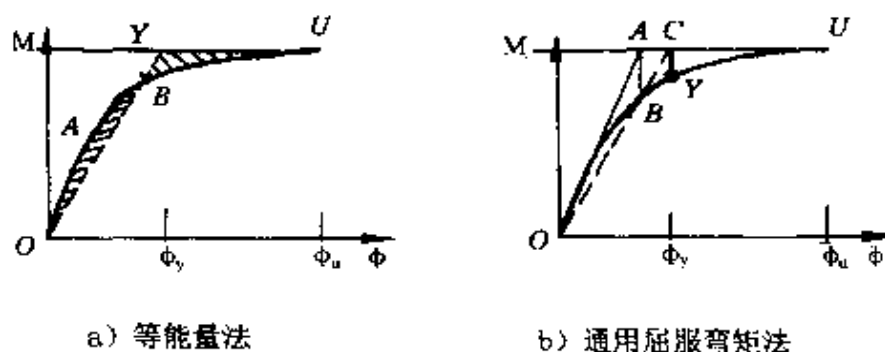


图 2.1 几何作图法

通用屈服弯矩法的作法是：过截面的 $M - \phi$ 骨架曲线上的弯矩最大点(图 2.1b 中的“U”点),作平行于 ϕ 轴的直线；过坐标原点作 $M - \phi$ 骨架曲线的切线,该切线与以上直线交于“A”点；过“A”点作垂直于 ϕ 轴的直线,并与 $M - \phi$ 骨架曲线交与“B”点；连接“O”点和“B”点,线段“OB”的延长线与“AU”直线交于“C”点,过“C”点作垂直于 ϕ 轴的直线,并与 $M - \phi$ 骨架曲线交与“Y”点,则“Y”点对应的弯矩和曲率即为屈服弯矩和屈服曲率。

几何作图法一般应用于塑性铰区截面的 $M - \phi$ 骨架曲线已经确定、而且曲线上没有明显屈服点的情况。

按不同的屈服曲率定义,计算得到的延性指标一般不同,这一点一直被认为是延性设计理论中的一个缺陷,但如果考虑到在计算延性需求^①和评估延性能力时,是基于同样的结构简化模型假定和同样的屈服点定义,那么这个问题实际上就显得次要了。

在美国和新西兰等国,设计采用以下的理论屈服曲率定义：

$$\phi_y = \frac{M_i}{M'_i} \phi'_y \quad (2.2)$$

① 本文中使用的“需求”一词,意指结构外部作用在结构或构件中引起的最大效应。



式中, M'_{yi} 和 ϕ'_{yi} 分别为临界截面的初始屈服弯矩和屈服曲率, M_i 为理想双线性模型的理论屈服弯矩, 如图 2.2 所示。

钢筋混凝土延性构件塑性铰区截面的极限曲率, 通常定义为一旦满足以下四个条件中的任何一个, 即达到极限曲率状态:

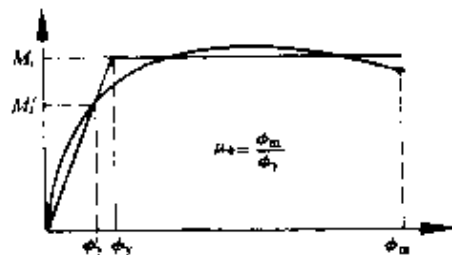


图 2.2 理论屈服曲率定义

① 核心混凝土达到极限压应变

值——在设计钢筋混凝土延性构件时, 通常运用箍筋约束混凝土的概念, 使钢筋混凝土构件具有一定的延性。因此, 在钢筋混凝土延性构件中, 被箍筋约束的核心混凝土的极限压应变值, 一般远大于保护层混凝土的极限压应变值, 在保护层混凝土剥落后, 核心混凝土仍具有相当的承载能力。因此, 不能采用无约束的最外层混凝土的极限压应变, 作为达到极限曲率状态的标志;

② 临界截面的抗弯能力下降到最大弯矩值的 85%^②;

③ 受拉的纵向钢筋应变达到极限拉应变值;

④ 受压的纵向钢筋应变达到屈曲应变值。

在以上四个条件中, 第三个条件一般不会满足, 除非是少筋构件; 第四个条件在横向约束箍筋间距较小时, 不起控制作用; 因此, 临界截面的极限曲率, 通常由前两个条件控制。

(2) 位移延性系数

与曲率延性系数定义的定义相似, 钢筋混凝土延性构件的位移延性系数定义为构件屈服后的位移与屈服位移之比。同样, 设计通常关心的是最大位移延性系数(下文出现的位移延性系数, 若不加说明, 都是指最大位移延性系数), 它定义为:

② 美国和新西兰等国家定义为抗弯能力下降到最大弯矩值的 80%。



$$\mu_{\Delta} = \frac{\mu_u}{\mu_y} \quad (2.3)$$

式中, Δ_y 和 Δ_u 分别表示延性构件的屈服位移和极限位移。钢筋混凝土延性构件屈服位移和极限位移的定义, 与临界截面的屈服曲率和极限曲率的定义相似。

钢筋混凝土延性结构的位移延性系数定义, 与结构体系布置有关, 因此, 不存在统一的定义方式。

3. 延性、位移延性系数与变形能力三者之间的区别与联系

材料、构件或结构的延性、位移延性系数与变形能力, 这三者之间既存在密切的联系, 但又有一定的区别。

材料、构件或结构的变形能力, 是指其达到破坏极限状态时的最大变形; 延性反映其非弹性变形的能力; 而位移延性系数则是指其屈服后的位移与屈服位移之比。因此, 这三者都是与变形有关的量。图 2.3 以图示方式显示这三者的不同定义。

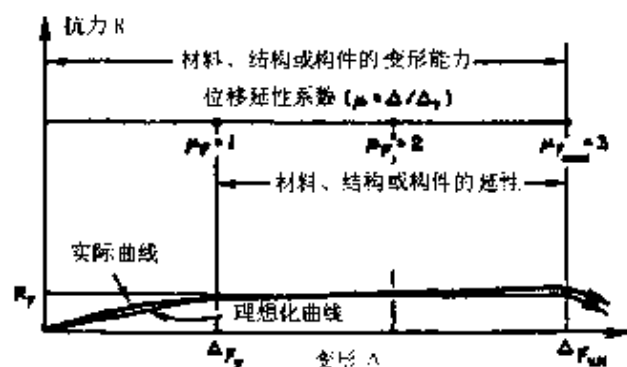


图 2.3 延性、位移延性系数与变形

应当注意到, 一个结构或构件可能有较大的变形能力, 但它实际可利用的延性却可能较低。例如, 这种情况可能出现于柔性高墩与延性的矮墩作相互比较时。

图 2.4 显示了这种情况; 与刚度较大的矮墩相比, 柔性高墩的变形能力相对较大, 但由于受容许变形值的限制, 它实际可利用的延性(图 2.4 中的 $\Delta_{su} - \Delta_f$) 却反而可能更低。从图 2.4 中, 还可以发现另外一种情况: 即一个结构或构件可能有较大的延性, 但它的最大位移延性系数却可能较低。例如, 图 2.4 中所示的柔性高墩, 它与延性的矮墩

较大, 但由于受容许变形值的限制, 它实际可利用的延性(图 2.4 中的 $\Delta_{su} - \Delta_f$) 却反而可能更低。从图 2.4 中, 还可以发现另外一种情况: 即一个结构或构件可能有较大的延性, 但它的最大位移延性系数却可能较低。例如, 图 2.4 中所示的柔性高墩, 它与延性的矮墩

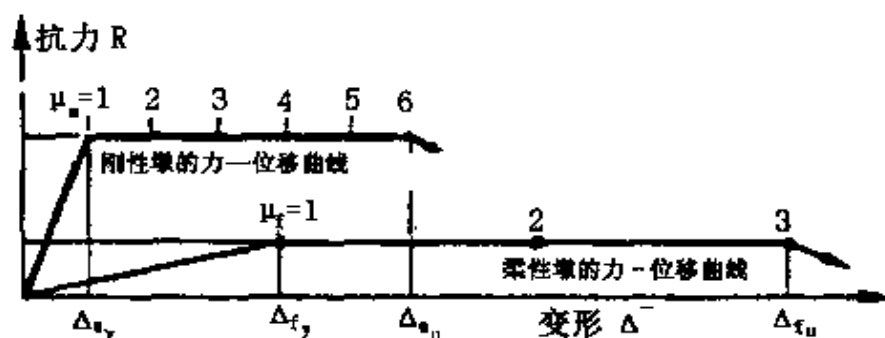


图 2.4 柔性墩与延性刚性墩的比较

相比,延性较高,但最大位移延性系数却较低。

4. 静力延性指标与滞回延性指标比较

结构以及结构构件在地震动作用下的滞回延性指标,无法精确确定。这是因为地震动是完全随机的事件,因此,在结构设计时,事先无法预知其在未来的地震动作用下将要经历的反复变形循环情况,所以,也就无法确定其滞回延性指标。由于地震动作用下的滞回延性指标无法精确确定,实际运用中,一般采用静力延性指标或由周期反复荷载试验得到的滞回延性指标来近似代替。

应强调的是,如果使用静力延性指标代替滞回延性指标,则往往过高地估计了地震动作用下结构和构件的延性。这是因为钢筋混凝土结构和构件在周期反复荷载作用下,存在低周疲劳现象,所以其滞回延性通常低于单调荷载作用下的静力延性。

Takeda 等在 20 世纪 70 年代初期,从大量的钢筋混凝土延性构件的模型试验中发现,钢筋混凝土延性构件的位移延性系数 μ_{Δ} 与构件经历的最大变形反复循环周数 N 之间,存在一个确定的对应关系:

$$\mu_{\Delta} N^{\alpha} = \mu_{\Delta}^s \quad (2.4)$$

式中, μ_{Δ}^s 表示单调静力荷载作用下钢筋混凝土延性构件的位移延



性系数;参数 α 为试验参数,反应反复变形循环周数的影响。Takeda 等通过试验结果的回归分析,确定出它的数值大约在 0.15 ~ 0.20 之间。

根据 T·鲍雷和普里斯特利的滞回延性定义,式(2.4)中的反复变形循环周数 N ,至少应不小于 5。若取 $N = 5$ 和 $\alpha = 0.15$,则钢筋混凝土延性构件的滞回位移延性系数 μ_{Δ} 约为静力的 80%;若取 $N = 5$ 和 $\alpha = 0.2$,则钢筋混凝土延性构件的滞回位移延性系数 μ_{Δ} 约为静力的 70%。可见,钢筋混凝土延性构件的滞回位移延性系数 μ_{Δ} 只相当于静力的约 70% ~ 80%。

5. 曲率延性系数与位移延性系数的关系

对于简单的结构构件,可以通过曲率与位移的对应关系,推得曲率延性系数 μ_{ϕ} 与位移延性系数 μ_{Δ} 之间的对应关系。

考虑图 2.5a 所示的独柱式悬臂桥墩,其墩顶位移与桥墩的曲率分布之间,存在如下关系:

$$\Delta = \int \int \phi(x) dx dx \quad (2.5)$$

在墩底截面刚刚屈服时,可认为曲率沿墩高成线性分布(图 2.5c):

$$\phi(x) = \frac{x}{l} \phi_y \quad (2.6)$$

把式(2.6)代入式(2.5)中并积分,可得墩顶的屈服位移 Δ_y :

$$\Delta_y = \frac{1}{3} \phi_y l^2 \quad (2.7)$$

在墩底截面达到极限状态时,沿墩高的实际曲率分布曲线如图 2.5d 中所示。为了便于计

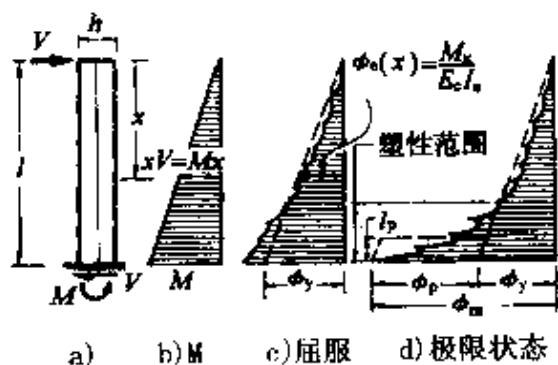


图 2.5 悬臂墩曲率分布



算, R·帕克等(文献[5])提出“等效塑性铰长度”的概念。即假设在墩底附近存在一个长度为 l_p 的等塑性曲率段, 在该段长度范围内, 截面的塑性曲率恒等于墩底截面的最大塑性曲率 ϕ_p (图 2.5d); 由等效塑性铰长度计算的墩顶塑性位移, 应与按式(2.5)代入实际曲率分布计算的结果相等。

按照等效塑性铰长度的概念, 在墩底截面达到极限状态时, 桥墩的塑性转角可表示为:

$$\theta_p = l_p(\phi_u - \phi_y) \quad (2.8)$$

假定在到达极限状态时, 桥墩以等效塑性铰区的中心点为塑性转动中心, 则墩顶的塑性位移可表示为:

$$\Delta_p = \theta_p(l - 0.5l_p) = (\phi_u - \phi_y)l_p(l - 0.5l_p) \quad (2.9)$$

由此, 可得墩顶位移延性系数 μ_Δ 与临界截面的曲率延性系数 μ_ϕ 之间的对应关系:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = 1 + 3(\mu_\phi - 1) \frac{l_p}{l} (1 - 0.5 \frac{l_p}{l}) \quad (2.10a)$$

$$\text{或} \quad \mu_\phi = 1 + \frac{(\mu_\Delta - 1)}{3(l_p/l)[1 - 0.5(l_p/l)]} \quad (2.10b)$$

从理论上讲, 式(2.10)中的等效塑性铰长度 l_p 可以由式(2.5)通过积分计算, 但由于实际的曲率分布函数难以确定, 理论计算的结果与试验测量结果往往不相吻合。实际应用中, 大都以试验得到的经验公式来近似估算。一般来讲, 等效塑性铰长度 l_p 与塑性变形历史和混凝土的极限压应变有关, 但不同的试验结果离散性很大, 表 2.2 中列出了目前常用的一些经验公式。



等效塑性铰长度经验公式

表 2.2

| 公 式 | 来 源 | 注 释 |
|---|----------------------------|----------------------------|
| $\frac{l_p}{h} = 0.5 + 0.05 \frac{l}{h}$ | 新西兰规范(文献[16]) | L, H 分别为墩高和截面高度 |
| $l_p = 0.08l + 0.022d_s f_y$ 或 $l_p = (0.4 \sim 0.6)h$ | CEN, Eurocode 8 (文 献 [14]) | d_s 和 f_y 分别为纵筋直径和屈服应力 |
| $l_p = 0.08l + 9d_w$ | AASHTO 规范(文献[11]) | d_w 为纵筋直径 |
| $l_p = (0.2 \sim 0.5)h_0$ | 沈聚敏等(文献[6]) | h_0 为桥墩截面净高 |

根据式(2.10),若给定 $l_p = 0.5h$ 和 $\mu_\Delta = 6$,则临界截面的曲率延性系数 μ_ϕ 与桥墩的长细比 l/h 有关,而且随长细比的增大而增大,如表 2.3 中所示。

桥墩曲率延性系数与长细比的关系

表 2.3

| l/h | 2.5 | 5 | 10 |
|--------------|------|------|------|
| μ_ϕ | 10.3 | 18.5 | 35.2 |
| μ_Δ | 6 | 6 | 6 |

同样,若给定 $l_p = 0.5h$ 和 $\mu_\phi = 20$,则墩顶位移延性系数 μ_Δ 也与桥墩的长细比 l/h 有关,而且随长细比的增大而减小,如表 2.4 中所示。

桥墩位移延性系数与长细比的关系

表 2.4

| l/h | 2.5 | 5 | 10 |
|--------------|------|-----|-----|
| μ_ϕ | 20 | 20 | 20 |
| μ_Δ | 11.3 | 6.4 | 3.8 |



从表 2.3 和表 2.4 中,可以得到几个重要的结论:一,临界截面的曲率延性系数比相应的墩顶位移延性系数要大得多;二,若要保持桥墩的位移延性系数不变,则临界截面的曲率延性系数就要随桥墩长细比的增大而增大;三,在临界截面的曲率延性系数保持不变的情况下,桥墩的位移延性系数随长细比的增大而降低。后两个结论意味着在截面和截面材料特性均相同的条件下,墩越高,具有的位移延性系数越低。

对多柱式桥墩,由于顺桥方向和横向方向的塑性变形机制不同,因此必须分开考虑。多柱式桥墩在顺桥方向的水平地震作用下,通常只在墩底截面出现弯曲塑性铰,所以,在顺桥方向,其墩顶位移延性系数与临界截面的曲率延性系数之间的对应关系,与独柱式悬臂桥墩完全相同。

如果盖梁的刚度足够大,则多柱式桥墩在横桥向的水平地震作用下,墩顶和墩底都可能出现弯曲塑性铰。假定反弯点位于柱中间,仿照独柱式悬臂墩的推导过程,可以得到多柱式桥墩在横桥方向的位移延性系数与曲率延性系数之间的对应关系:

$$\mu_{\Delta} = 1 + 6(\mu_{\phi} - 1) \frac{l_p}{l} (1 - \frac{l_p}{l}) \quad (2.11a)$$

或
$$\mu_{\phi} = 1 + \frac{(\mu_{\Delta} - 1)}{6(l_p/l)(1 - l_p/l)} \quad (2.11b)$$

比较式(2.10)和式(2.11)可以发现,若把式(2.10)中的墩高 l 用 $l/2$ 代替,则式(2.10)和式(2.11)的形式完全相同。

6. 桥梁结构的整体延性与构件局部延性的关系

桥梁具有“头重脚轻”的特点,全部质量基本集中在上部结构。因此,在地震作用下,桥梁结构的反应有时可以近似看作单自由度振动系统的反应。桥梁结构的位移延性系数,通常也就定义为上部结构质量中心处的极限位移与屈服位移之比。



桥梁结构的位移延性系数,一般与桥墩的位移延性系数不相等。考虑最为简单的一种情况,即桥梁结构可以理想化为单墩模型的情况,如图 2.6 所示。在这种情况下,水平地震惯性力作用在上部结构质量中心,结构的屈服位移和极限位移分别定义为墩底

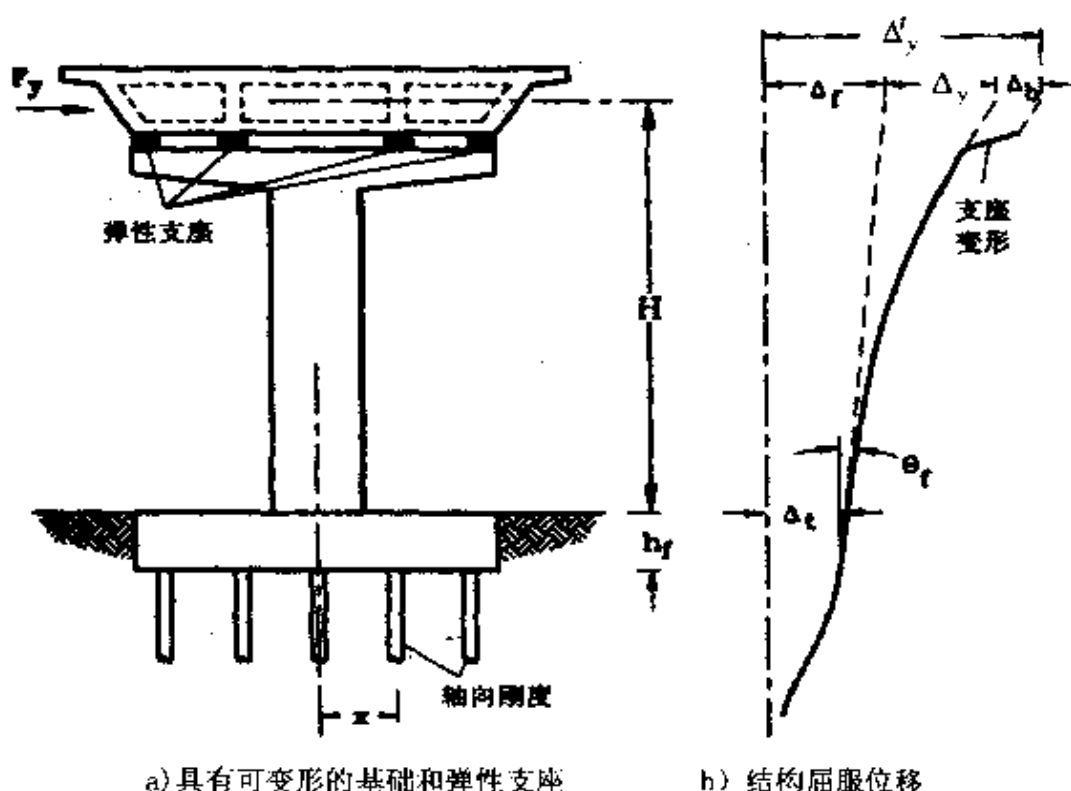


图 2.6 “单墩模型”桥梁结构的屈服位移

截面到达屈服曲率和极限曲率状态时上部结构质量中心处的位移。从图 2.6 中可见,结构的屈服位移 Δ_y' 由三部分组成^①:

$$\Delta_y' = \Delta_y + \Delta_b + \Delta_f = \Delta_y + \Delta_b + \Delta_T + \Delta_r = C\Delta_y \quad (2.12)$$

式中, $C = 1 + \frac{\Delta_T + \Delta_r + \Delta_b}{\Delta_y} \geq 1$, 称为变形增大系数,用于反应支座弹性变形和基础柔性的影响; Δ_y 为桥墩自身的墩顶屈服位移, Δ_b

① 这里及下文讨论的延性桥梁,均假定只有桥墩发生非弹性变形。



为支座弹性剪切变形, Δ_f 为基础柔性产生的弹性变形, 它包括基础的平动位移 Δ_T 和转动位移 Δ_r 两项。

在桥墩屈服后直到到达极限状态为止, 结构的变形能力都主要来自墩底塑性铰区的塑性转动, 因此, 结构的极限位移 Δ_u^t 可表示为:

$$\Delta_u^t = \Delta_y^t + \Delta_p = C\Delta_y + \Delta_p = (C - 1)\Delta_y + \Delta_u \quad (2.13)$$

由式(2.9)、式(2.12)及式(2.13), 并利用结构位移延性系数的定义, 可推得结构位移延性系数 μ_Δ^t 与桥墩位移延性系数 μ_Δ 及其临界截面的曲率延性系数 μ_ϕ 之间的对应关系:

$$\mu_\Delta^t = \frac{\Delta_u^t}{\Delta_y} = \frac{(C - 1)\Delta_y + \Delta_u}{C\Delta_y} = \frac{(C - 1) + \mu_\Delta}{C} \quad (2.14)$$

以及 $\mu_\Delta^t = 1 + \frac{3}{C}(\mu_\phi - 1) \frac{l_p}{l} (1 - 0.5 \frac{l_p}{l})$, 单柱式桥墩和多柱式桥墩顺桥方向

(2.15a)

$$\mu_\Delta^t = 1 + \frac{6}{C}(\mu_\phi - 1) \frac{l_p}{l} (1 - \frac{l_p}{l}), \text{多柱式桥墩横桥方向}$$

(2.15b)

或 $\mu_\phi = 1 + \frac{C(\mu_\Delta^t - 1)}{3(l_p/l)[1 - 0.5(l_p/l)]}$, 单柱式桥墩和多柱式桥墩顺桥方向

(2.15c)

$$\mu_\phi = 1 + \frac{C(\mu_\Delta^t - 1)}{6(l_p/l)[1 - (l_p/l)]}, \text{多柱式桥墩横桥方向}$$

(2.15d)

式(2.14)和式(2.15)反应了结构整体延性与构件局部延性之间的关系。由(2.14)可见, 当 $C = 1$ 时, 结构的整体位移延性系数 μ_Δ^t 与桥墩的局部位移延性系数 μ_Δ 相等; 当时 $C > 1$, μ_Δ^t 明显要比 μ_Δ 低。

根据式(2.14)和式(2.10a), 在给定 $l_p = 0.5h$ 和 $\mu_\phi = 20$ 的条件



下,表 2.5 给出了不同长细比下结构位移延性系数 μ_{Δ}^t (假设 $C=2$) 与桥墩位移延性系数 μ_{Δ} 之间的比较;图 2.7 则显示了桥墩长细比以及支座与基础附加柔度对结构位移延性系数 μ_{Δ}^t 的影响。

结构位移延性系数与桥墩位移延性系数比较 表 2.5

| 长细比 l/h | | 2.5 | 5 | 10 |
|------------------|--------------|------|-----|-----|
| μ_{Δ} | | 20 | 20 | 20 |
| μ_{Δ}^t | 桥墩 | 11.3 | 6.4 | 3.8 |
| | 结构 ($C=2$) | 6.15 | 3.7 | 2.4 |

从表 2.5 和图 2.7 中可以得到几个重要的结论:一,当考虑支座弹性变形和基础柔度影响时,结构的位移延性系数比桥墩的位移延性系数低;二,支座和基础的附加柔度越大,结构的位移延性

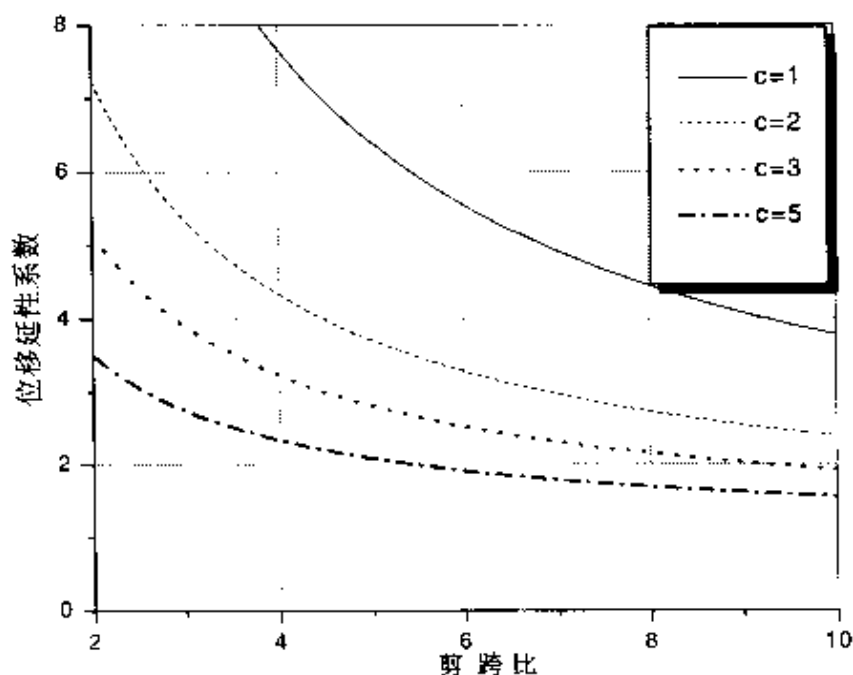


图 2.7 桥墩长细比对结构位移延性系数的影响
(给定 $l_p = 0.5h$, $\mu_{\Delta} = 20$ 的情况下)



系数越低;三,在桥墩临界截面的曲率延性系数保持不变的情况下,结构的位移延性系数随长细比的增大而减小。最后一条结论意味着在截面和截面材料特性都相同的条件下,墩越高,结构的位移延性系数越低。

2.2.2 延性概念对结构抗震的意义

前已述及,对结构而言,地震动是一种外加的强迫运动。所谓“地震力”,在物理意义上是指地震动在结构上所激起的地震惯性力。与静力荷载不同,地震力的大小不但取决于地震动特性和结构自身的动力特性,而且还取决于结构对地震动的变形反应;而静力荷载大小则与结构自身的力学特性及其变形结果无关。

地震之所以造成结构损坏甚至倒塌,在于它激起的地震惯性力超过了结构的强度。因此,从理论上讲,为了保证结构不发生损坏,结构的抗力必须设计得大于预期可能发生的最大地震动所能激起的最大弹性地震力。这种作法即为纯粹依靠强度来抵抗地震作用的设计方法。对于那些结构破坏会引起人类巨大灾难的人为工程,如核电厂、大型水利工程的坝体等,就必须采用这种设计方法,以确保结构物在极小发生概率的大地震下也万无一失。但是,对于大量普通的桥梁结构,如果同样也采用这种设计方法,无疑会造成材料的巨大浪费。这是因为桥梁在正常使用年限内,遭遇大地震的概率相当低,大震作用对于桥梁结构是一种一次性的特殊荷载,要使结构弹性地抵抗这种罕遇事件,既不经济,也不现实。所以,普通桥梁结构单纯依靠强度来抵抗大震作用是不可取的,而必须同时考虑结构的延性。

因为地震动是一种外加的强迫运动,所以,从变形的角度来研究结构抗震问题,更接近于问题的实质。从变形的角度看,地震造成结构损坏的原因,在于它激起的变形超出了结构的弹性极限变



形;同样,地震造成结构倒塌的原因,在于它激起的反复的弹塑性变形循环,超出了结构的滞回延性。因此,如果通过设计,使结构具有能够适应大地震激起的反复的弹塑性变形循环的滞回延性,则结构在遭遇设计预期的大地震时,尽管可能严重损坏,但结构抗震设防的最低目标——免于倒塌破坏却始终能得到保证。这种思想即为延性抗震设计的基本思想。

延性对结构抗震的意义,还可以从能量观点得到清楚的阐述。

对可以理想化为多自由度振动系统的结构,在某一水平方向地震动作用下,系统的运动平衡方程可以写成:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + \{R(u)\} = -[M]\{I\}\ddot{\delta}_g \quad (2.16)$$

式中, $[M]$ 、 $[C]$ 分别为结构的质量矩阵和阻尼矩阵, $\{u\}$ 、 $\{R(u)\}$ 和 $\{I\}$ 分别为动力位移向量、恢复力向量和影响向量, $\ddot{\delta}_g$ 为地震动加速度。

对式(2.16)两边同时左乘 $\{\dot{u}\}^T$, 并对振动时程积分, 可得:

$$E_k(t) + E_D(t) + E_H(t) + E_E(t) = E_I(t) \quad (2.17a)$$

$$\text{式中,} \quad E_K = \int_0^t \{\dot{u}\}^T [M] \{\dot{u}\} dt \quad (2.17b)$$

$$E_D = \int_0^t \{\dot{u}\}^T [C] \{\dot{u}\} dt \quad (2.17c)$$

分别为结构的动能和阻尼耗能;

$$E_H + E_E = \int_0^t \{\dot{u}\}^T \{R(u)\} dt \quad (2.17d)$$

式(2.17d)左端,前一项为结构的滞回耗能,后一项为结构的弹性应变能(图2.8)。当结构处于弹性反应范围时,滞回耗能 $E_H = 0$;

$$E_I = - \int_0^t \{\dot{u}\}^T [M] \{I\} \ddot{\delta}_g dt \quad (2.17e)$$

为地震动输入结构中的总能量。



上述能量概念最初由豪斯纳在 20 世纪 50 年代末提出, Berg 和 Thomaides 在此基础上提出, 可以把结构的动能和弹性应变能合称为结构的能容, 把结构的阻尼耗能和滞回耗能合称为结构的能耗。显然, 在结构不发生倒塌破坏的情况下, 式(2.17a)表示的能量守恒关系总是存在的, 因此, 如果结构能够以动能和弹性应变能的形式来储存地震动输入的能量, 即结构的能容大于地震输入总能量, 则不论其有无耗能能力, 结构始终都不会损坏; 另一方面, 如果结构能及时地将地震动输入的能量耗散掉, 则尽管结构已经破坏, 但它始终都不会倒塌。

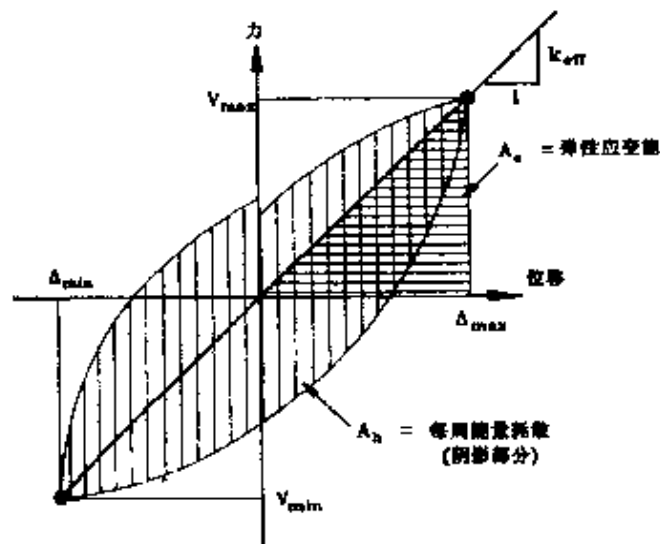


图 2.8 滞回耗能与弹性应变能示意图

上述的能量观点具有重要的理论意义。目前在结构抗震设计中采用的强度、延性、减隔震和结构振动控制设计原理, 都可以从能量观点出发得到解释。

从能量观点看, 结构延性抗震设计的基本原理, 即允许结构部分构件在预期的地震动下发生反复的弹塑性变形循环, 这些构件被设计成具有较好的滞回延性, 通过这些构件在地震动下发生的反复的弹塑性变形循环, 耗散掉大量的地震输入能量, 从而保证了结构的抗震安全。

应当看到, 尽管延性抗震概念在经济上有很大的优越之处, 但这些优势总是以结构出现一定程度的损坏为代价。这是延性抗震设计的一个主要缺陷, 也是在设计延性抗震结构时必须预先了解



的。

2.3 桥梁实用的简化延性抗震设计理论

2.3.1 引言

桥梁抗震设计的基本原则之一,是要保证结构在预期的设计地震作用下的安全性。根据这个原则,按延性概念来设计抗震结构,意味着结构在预期的设计地震作用下必须具有一定可靠度保证的延性储备。也就是说,必须在概率意义上保证结构具有的延性超过预期地震动所能激起的最大非弹性变形(延性需求)。

为了实现这个目标,在设计延性抗震结构时,就必须进行延性需求(Ductility Demand)与能力(Ductility Capacity)分析比较。由于延性概念必然涉及到结构的非弹性变形问题,因此,计算延性需求成为设计中一项困难的任务。

从理论上讲,延性需求计算完全可以通过弹塑性动力时程分析方法确定,但这种方法在实际应用中,具有一些不利于设计工程师进行结构抗震设计的显著缺点,主要包括:一,为了使分析结果具有统计意义,分析需要输入若干条桥址特定场地的地震动记录,但这通常难以做到,一般只能通过桥址的地震危险性分析、生成人工地震波的方法解决;二,分析过程需要耗费大量的计算时间,输出大量的计算数据;三,对分析结果一般还要求进行解释,并与反应谱方法得到的分析结果进行相互比较和校核。由于存在这些缺点,所以,对量多面广的普通桥梁,一般希望采用简化的延性抗震设计理论,以简化抗震设计计算过程。简化的抗震设计理论及其方法在实际应用中受到欢迎,也与当前对地震动特性的认识水平有关。可以说,至今仍无法可靠地预测未来发生的地震的地面运



动特征。因此,如果在分析中刻意追求“精确”,结果可能适得其反。事实上,震害经验早已表明,在结构抗震设计中,“概念设计”比“计算设计”更为重要,简化的抗震设计理论可以使设计工程师把注意力集中在选择合理的结构抗震体系和细部构造设计上,而非复杂的计算分析过程。

2.3.2 基本假定

桥梁实用的简化延性抗震设计理论,建立在以下两个基本假定的基础上:

(1)假定在强烈地震动作用下,延性结构的最大加速度反应与相应的完全弹性结构的最大加速度反应之间,存在某种对应关系。

(2)假定在强烈地震动作用下,只要结构的最大位移反应不超过其容许的变形能力,结构就不会发生倒塌破坏。

通过第一个假定,可以确定所谓的“强度折减系数”。利用这个系数,就可以由弹性反应谱构造出非弹性反应谱,或者直接利用弹性反应谱来进行延性结构的抗震设计。第二个假定实际上即为结构的变形破坏准则,目前各国现行的结构抗震设计规范基本上都采用了这个破坏准则,但它仍存在一些争议。

1. 强度折减系数

(1)强度折减系数的概念

正如前面所述,结构在强震动作用下通常要发生弹塑性变形,利用结构的弹塑性变形能力,可以使结构的实际强度设计得比按照结构完全弹性反应要求的强度低。所谓强度折减系数或地震力折减系数,即定义为强震动激起的单自由度弹性系统的最大地震惯性力与相应的延性系统的屈服力之比:

$$R_{\mu} = \frac{F_E}{F_y} \quad (2.18)$$



上式中, F_E 表示强震动激起的单自由度弹性系统的最大地震惯性力, F_y 表示相应的单自由度延性系统的屈服力, R_μ 即为强度折减系数。

式(2.18)也可以用以下的形式来表示:

$$R_\mu = \frac{F_y(\mu_\Delta = 1)}{F_y(\mu_\Delta = \mu_i)} \quad (2.19)$$

上式中, $F_y(\mu_\Delta = 1)$ 对应单自由度弹性系统的最大地震惯性力, 它可利用弹性反应谱方法计算得到; $F_y(\mu_\Delta = \mu_i)$ 则对应位移延性系数为 μ_i 的单自由度延性系统的屈服力。

由式(2.19)可见, 如果能计算出强度折减系数 R_μ , 就可以利用 R_μ , 并通过式(2.19)构造出非线性加速度反应谱(如图 2.9 所示); 或者, 也可以利用弹性反应谱, 由强度折减系数 R_μ , 直接得到相应的延性系统的最大地震惯性力(即屈服力)。

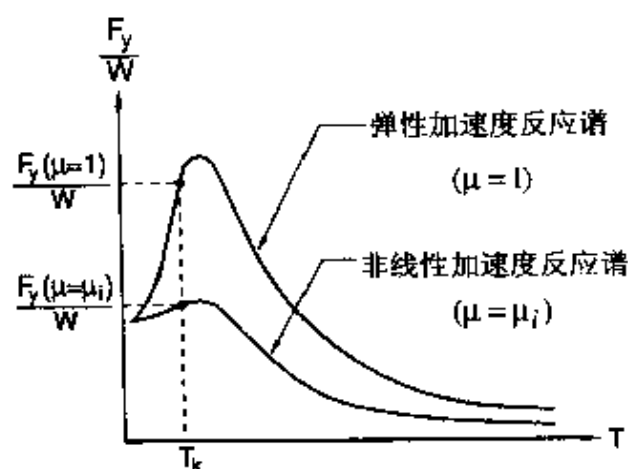


图 2.9 单自由度弹性系统与延性系统的反应谱

(2)分析方法

对单自由度振动系统, 地震动作用下的动力平衡方程可以写成:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + F(t) = -m\ddot{\delta}_g(t) \quad (2.20)$$

式(2.20)可以进一步写成以下的无量纲化形式:

$$\ddot{u}(t) + 2\omega\zeta\dot{u}(t) + \omega^2 \frac{F(t)}{F_y} = -\frac{\omega^2}{\eta} \frac{\ddot{\delta}_g(t)}{\max|\ddot{\delta}_g(t)|} \quad (2.21)$$



式中, ω 、 ζ 分别为单自由度振动系统的圆频率和阻尼比, F_y 为屈服力; $\mu(t) = \frac{\mu(t)}{\mu_y}$ 为位移延性系数, $\eta = \frac{F_y}{m \cdot \max |\dot{\delta}_g(t)|}$, 称为标准强度。

根据位移延性系数和强度折减系数的定义, 由式(2.21)可见, 如果单自由度系统的弹性振动周期、阻尼比以及恢复力 $F(t)$ 的形式是已知的, 则可以通过数值分析的方法, 对每一条输入的地震动记录或人工波, 都能确定出与特定的最大位移延性系数 μ_i 相对应的强度折减系数 $R_u(\mu_\Delta = \mu_i)$ 来。如果对具有不同弹性自振周期的单自由度振动系统, 重复这个计算过程, 就可以确定出与特定的位移延性系数值 μ_i 相对应的强度折减系数谱。这个计算过程可编制成计算机程序, 并通过程序来完成。图 2.10 即为计算强度折减系数谱的计算机程序的流程框图。

在计算强度折减系数谱的

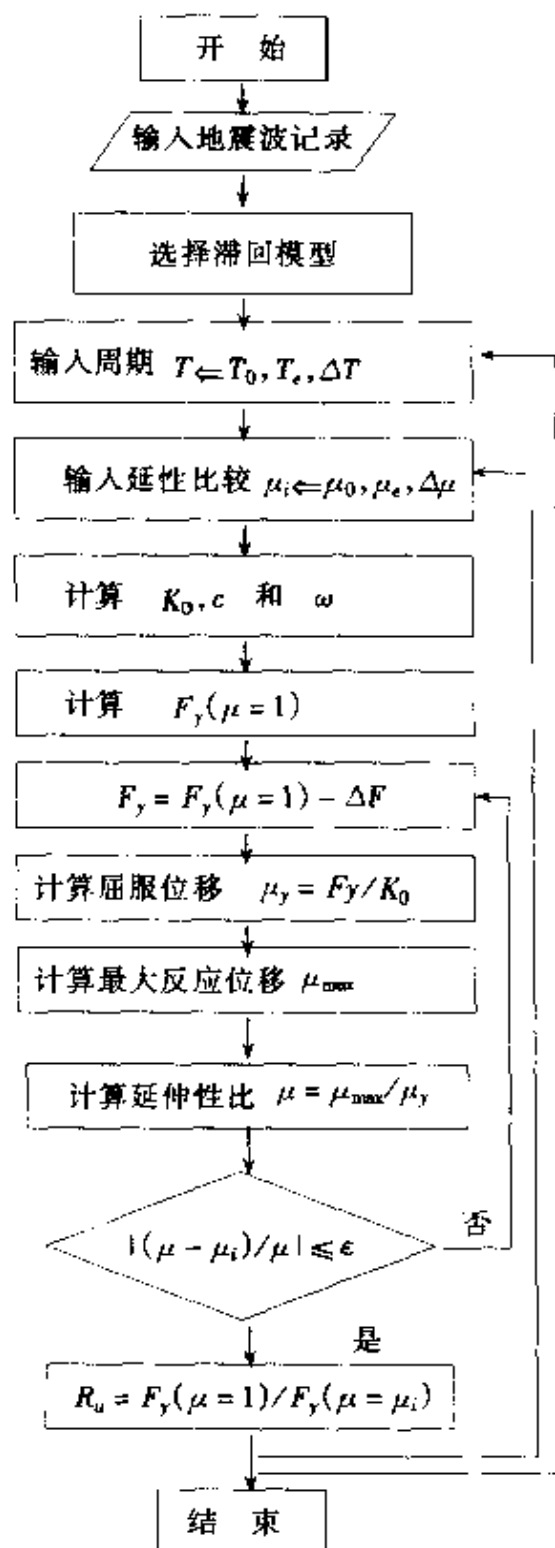


图 2.10 计算强度折减系数谱的流程图



计算机数值分析程序中,动力平衡方程的求解可采用直接积分法,如 Newmark - β 法或 Wilson - θ 法,并通过 Newton - Raphson 迭代法来求解非线性方程。在分析程序中,需要输入地震动记录或人工波,并预先规定单自由度系统的滞回模型。

从理论上讲,如果分析输入的是实际的地震动记录组合,则这些记录组合应是来自大地震(如震级 > 7.5)的强震动记录数据,而且应是自由场记录,并同时包含短的震中距范围(如 10km 以内)和中等的震中距范围(如 50 ~ 100km)。但目前对特定的场地,还难以得到足够多的理想的地震动记录组合。

程序预先规定的单自由度振动系统的滞回模型,对强度折减系数有一定的影响。目前已有的研究成果表明,采用理想弹塑性滞回模型会得到较为保守的结果,而在延性系统的定义范畴内,强度退化和刚度退化对强度折减系数的影响则几乎可以忽略。

(3) 研究成果

在过去的 30 多年时间里,有相当多的研究工作围绕着强度折减系数和非弹性反应谱进行。早期的研究工作,主要以纽马克和霍尔(Hall)为代表;近年来,随着全球强震动记录数据的不断丰富,有更多的学者借助于单自由度弹塑性动力时程分析程序,通过输入大量实际的强震动记录,对单自由度振动系统的反应进行统计平均分析,得到了一些有意义的成果,其中有些研究成果已被国外的一些桥梁抗震设计规范采用。以下,介绍已有的一些主要研究成果及作者的相关研究成果。

① 早期的研究成果

早在 20 世纪 60 年代,人们就已经认识到结构的延性对抗震的有利作用,并把它简化成为可以在设计中采用的简单形式。纽马克和霍尔(1969, 1982)(文献[19, 20])总结当时的经验,



提出了估计地震动的弹性反应谱和非线性反应谱的方法,并建议用于实际结构的抗震计算。他们还仿照确定弹性反应谱的步骤,对几种常用的非线性恢复力模型,计算了3条实际地震动记录和10条脉冲型人工波下的非线性反应谱,并从而提出了确定非线性反应谱的原则、方法和数据,以及相应的地震反应计算方法。在他们的研究发现中,最为重要的有三点:一,对极短周期的单自由度系统,不同位移延性水平的系统反应加速度相等;二,对长周期的单自由度系统,系统的最大反应位移与完全弹性系统的最大反应位移在统计平均意义上相等;三,对中等周期的单自由度系统,系统总的地震输入能量保持不变。纽马克和霍尔的后两个研究发现,就是所谓的等位移准则和等能量准则。他们的研究发现,提供了一种建立强度折减系数与位移延性系数之间对应关系以及构造非弹性反应谱的简单方法,后来的许多研究,也基本上是基于这种思想。

根据纽马克和霍尔的研究发现,若单自由度振动系统的周期非常短,则不管其位移延性大小,显然都应有:

$$R_{\mu} = 1 \quad (2.22a)$$

若系统是中等周期的,据等能量准则,可推得(参见图2.11a):

$$R_{\mu} = \frac{F_E}{F_y} = \sqrt{2\mu_{\Delta} - 1} \quad (2.22b)$$

若系统是长周期的,根据等位移准则,则可推得(参见图2.11b):

$$R_{\mu} = \frac{F_E}{F_y} = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} = \mu_{\Delta} \quad (2.22c)$$

在纽马克和霍尔之后,Shimazaki(1988)(文献[21])从能量观点出发,也得到了类似的规律,他的研究进一步发现,当结构的自振周期大于场地的特征周期时,等位移准则可以适用。新西兰学者 Berrill 等(文献[22])则明确提出,在结构自振周期大于0.7s



时,等位移准则可以适用;在结构自振周期低于 0.7 秒时, Berrill 等建议采用以下的一个线性近似关系来代替等能量准则:

$$R_{\mu} = 1 + (\mu_{\Delta} - 1) \frac{T}{0.7} \quad \text{在 } 0 \leq T \leq 0.7 \text{ 时} \quad (2.23a)$$

$$R_{\mu} = \mu_{\Delta} \quad \text{在 } T > 0.7 \text{ 时} \quad (2.23b)$$

式(2.23a)中,当 $T=0$ 秒时,相应的地震力折减系数 R_{μ} 等于 1;在 $T=0.7$ 秒时, $R_{\mu} = \mu_{\Delta}$,与按等位移准则计算的结果相同。Berrill 等人的研究成果,被新西兰桥梁设计规范(TNZ, Bridge Manual, 1994)直接应用于构造非弹性规范反应谱。

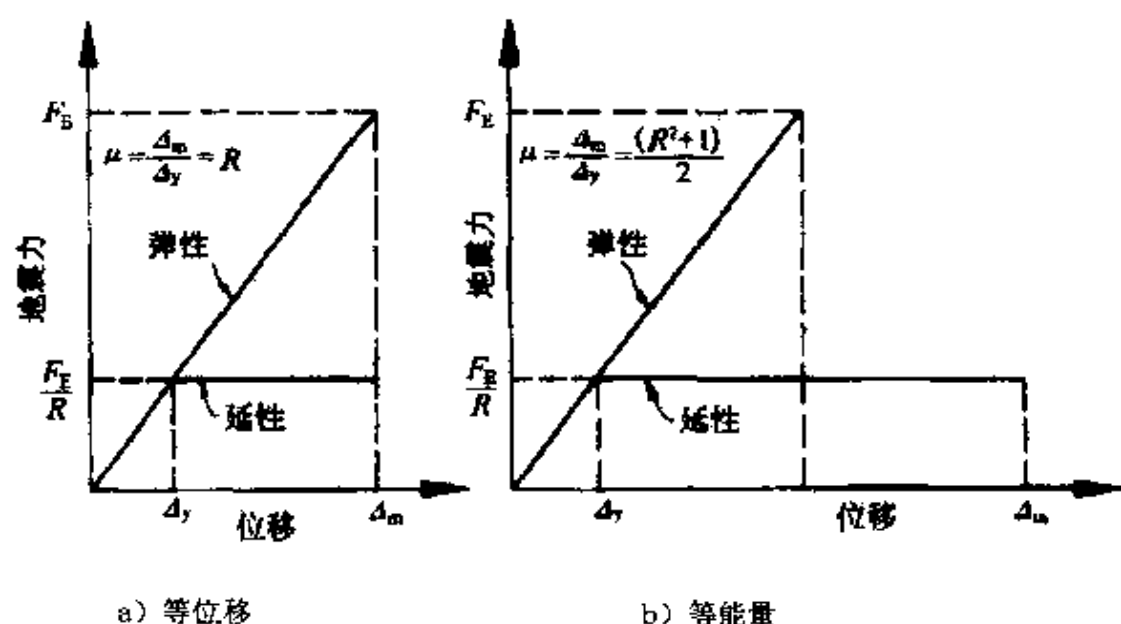


图 2.11 等位移准则与等能量准则

② 近期的研究成果

早期的研究由于强震动记录数据贫乏,大部分只能借助于有限的数条地震动记录和人工波进行,因此,严格来讲,缺乏统计意义。最近十多年来,随着全球强震动记录的不断丰富,采用更多的强震动记录、从统计平均意义上探讨强度折减系数的研究不断增多。在这些研究工作中,比较有代表性的为 Miranda(文献[23 -



26])、Riddell(文献[27,28])以及 Nassar 和 Krawinkler(文献[29])等的工作。

Miranda(文献[25])基于 13 次不同地震的 124 条水平地震动记录,对强度折减系数进行了深入的研究。在他的研究中,考虑了岩石、冲积土和软弱土三类场地条件以及震级和震中距的影响。Miranda 发现,场地条件对强度折减系数有显著影响,而震级和震中距的影响可以忽略。在统计回归的基础上,他提出了与自振周期和位移延性系数相关的三类场地的强度折减系数的函数表达式:

$$R_{\mu} = 1 + (\mu_{\Delta} - 1)/\phi \quad (2.24)$$

上式中, ϕ 为初始弹性自振周期 T 和位移延性系数 μ_{Δ} 的函数,而且与场地条件有关。对岩石类场地,

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu_{\Delta}T} - \frac{1}{2T} \exp\left[-\frac{3}{2}(\ln T - \frac{3}{5})^2\right] \quad (2.25a)$$

对冲积土,

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu_{\Delta}T} - \frac{2}{5T} \exp\left[-2(\ln T - \frac{1}{5})^2\right] \quad (2.25b)$$

对软弱土,

$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp\left[-3(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4})^2\right] \quad (2.25c)$$

式(2.25c)中, T_g 定义为与弹性相对速度反应谱峰值点对应的周期。

Riddell(文献[27])利用主要得自 1985 年智利 Valparaiso 地震及其余震的 72 条水平地震动记录,研究了构造非弹性设计反应谱的两种方法——直接法和间接法,其中,他着重研究了通过强度折减系数 R_{μ} 构造非弹性反应谱的间接法。他的研究表明,强度折减系数 R_{μ} 不但与自振周期和位移延性系数有关,而且还与场地



条件有关,尤其是对较软的场地,影响更为明显。在回归分析的基础上,Riddell 提出了一个分谱段的强度折减系数 R_μ 表达式:

$$R_\mu = R_N + \frac{R^* - R_N}{T^* - T_N}(T - T_N), T_N \leq T \leq T^* \quad (2.26a)$$

$$\text{及 } R_\mu = R^*, T^* \leq T \quad (2.26b)$$

式(2.26)中,参数 R_N 、 R^* 和 T^* 的取值取决于位移延性系数 μ_Δ 和场地条件。

Nassar 和 Krawinkler(文献[29])利用来自美国西部地震的 15 条岩石类场地上的水平地震动记录,研究了震级、震中距和系统参数对强度折减系数的影响。在回归分析的基础上,他们提出了一个与位移延性系数 μ_Δ 、周期和屈服后刚度比相关的强度折减系数 R_μ 的函数形式:

$$R_\mu = [c(\mu_\Delta - 1) + 1]^{1/c} \quad (2.27a)$$

上式中, c 为周期 T 和屈服后刚度比 α 的函数:

$$c(T, \alpha) = \frac{T^\alpha}{1 + T^\alpha} + \frac{b}{T} \quad (2.27b)$$

式中的两个参数 a 和 b 由屈服后刚度比 α 的取值确定。

③ 作者的研究成果

已有的研究成果表明,单自由度延性结构的最大加速度反应取决于结构的初始弹性振动周期、延性比以及场地土类型等因素,但迄今为止,几乎所有的桥梁抗震设计规范还在采用经验的、与周期无关的强度折减系数。在我国当前桥梁抗震设计中,则采用所谓的“综合影响系数”来反应强度折减关系,这个强度折减关系的取值主要来自我国 20 世纪 70 年代发生的几次大震中不同桥梁结构体系震害的经验,它与桥梁的结构体系有关,而且还与墩高有关,明显缺乏理论上的意义。

为了研究可供抗震设计规范采用的强度折减系数,作者利用得自 17 次破坏性地震中的 327 条水平地震动记录(见附录 A),对



单自由度振动系统的反应进行了分析。这些水平地震动记录,均为自由场记录,并按我国现行规范中关于场地分类的规定,分为四类。其中,I类场地的水平地震动记录共 119 条,II 类场地的记录共 128 条,III 类场地的记录共 74 条,IV 类场地收集到的记录较少,仅有 6 条。对每一条输入的地震动记录,计算的单自由度振动系统的弹性自振周期都从 0.1 秒变化到 5 秒,间隔 0.1 秒,共计算 50 个不同的周期点,并分别考虑 $\mu_i = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7$ 和 8 共八种不同的延性情形,总的计算工况高达 130800 次。在所有分析中,都仅考虑阻尼比的情况,并采用 Clough 刚度退化模型。

图 2.12 为分析得到、并经过统计平均的三类场地的强度折减

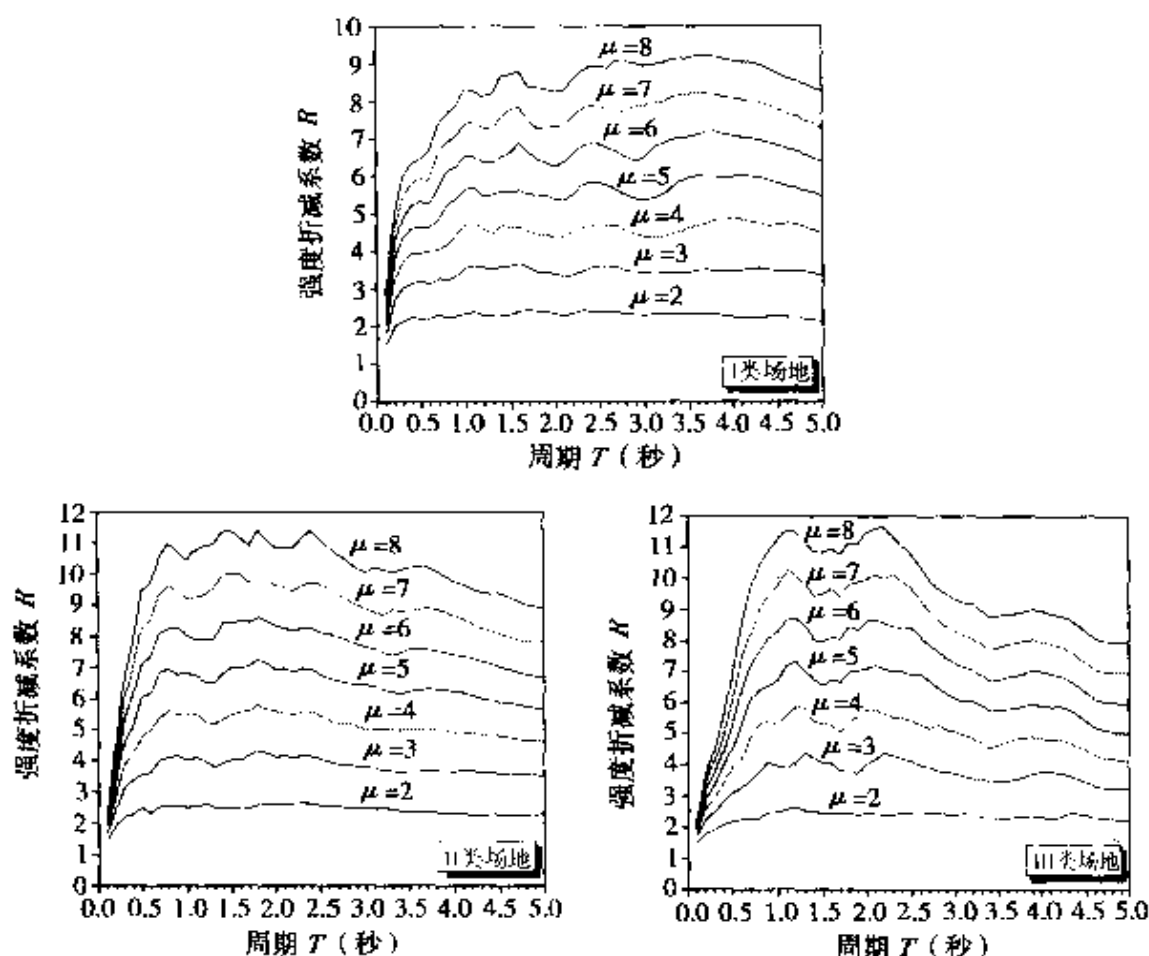


图 2.12 三类场地的平均强度折减系数谱



系数谱。由于收集到的 IV 类场地的地震动记录较少,缺乏统计意义,因此没有提供 IV 类场地的平均强度折减系数谱,而仅把该类场地的分析结果与另外三类场地进行比较。

从图 2.12 中可见,不论对哪一类场地,平均强度折减系数谱都表现出以下一些共同的特点:

- ①平均强度折减系数 R_μ 随位移延性系数 μ_Δ 的增大而增大;
- ②对特定的位移延性系数 μ_Δ ,平均强度折减系数 R_μ 随周期变化,尤其是在短周期段, R_μ 受周期变化的影响极为明显;
- ③当周期趋向无穷大时,平均强度折减系数 R_μ 符合等位移准则。

图 2.13 显示四类场地平均强度折减系数谱的比较。从图中可见,平均强度折减系数谱与场地条件有关, I 类场地与 II 类场地和 III 类场地的平均强度折减系数谱在高位移延性水平时表现出明显的差别;总的来看, II 类场地与 III 类场地的平均强度折减系数谱差别不大;根据有限条记录得到的 IV 类场地的

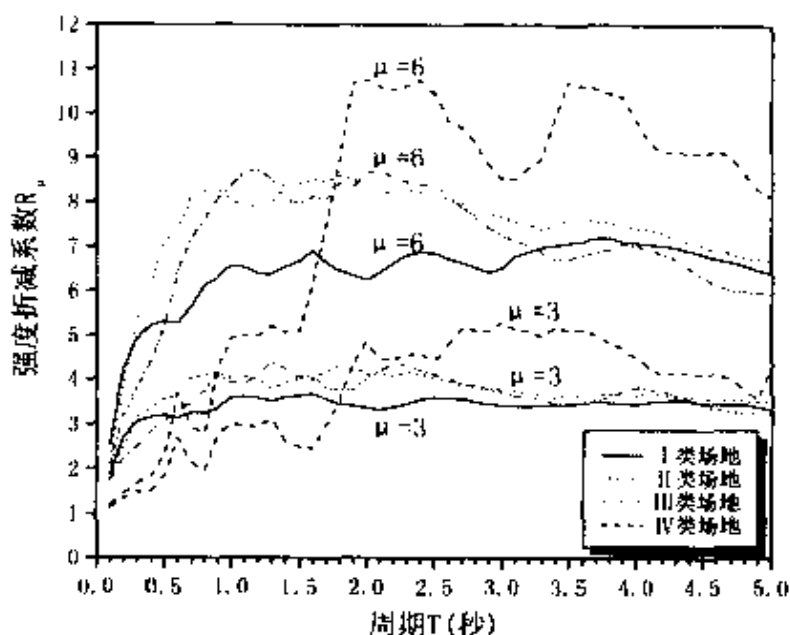


图 2.13 场地条件对强度折减系数的影响

的强度折减系数谱与其它三类场地的平均强度折减系数谱,无论是在低位移延性水平还是在高位移延性水平都有明显的差别。这表明计算平均强度折减系数时,必须考虑场地条件的影响。

为了反应平均强度折减系数谱的离散性程度,对 I 类场地、II



I类场地和 III 类场地这三类场地分别计算了平均强度折减系数谱的变异系数。变异系数定义为标准方差与平均值之比。图 2.14 显示了三类场地平均强度折减系数谱的变异系数。

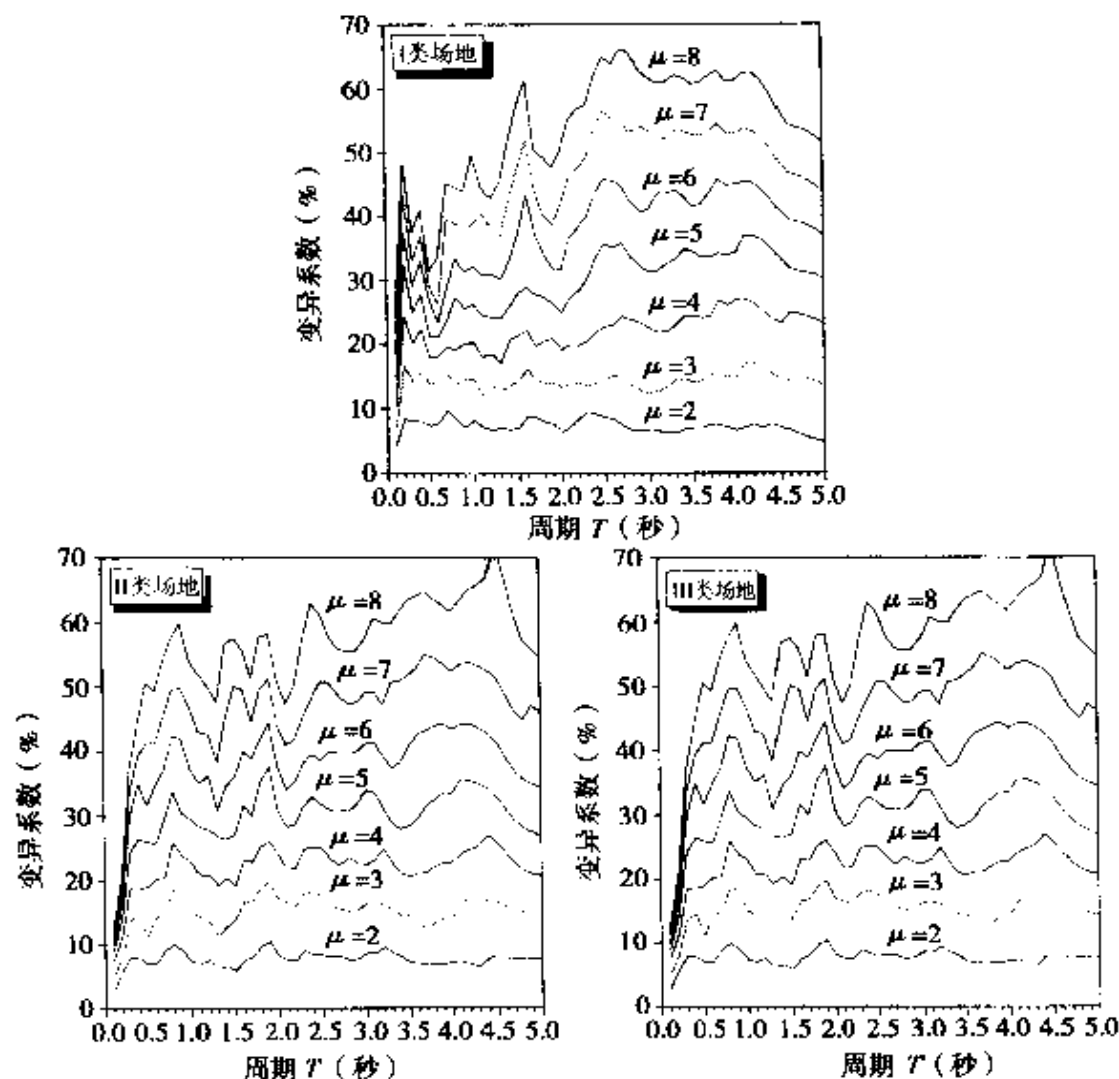


图 2.14 三类场地平均强度折减系数谱的变异系数

从图 2.14 中可见,在位移延性水平较低时,平均强度折减系数谱的离散性程度令人满意,如当 $\mu=2$ 时,变异系数基本不超过 10%;在中等位移延性水平时,平均强度折减系数谱的离散性略大,如当 $\mu=4 \sim 5$ 时,变异系数一般处于 20%与 40%之间;在高位移延性水平时,平均强度折减系数谱的离散性程度偏大,如当 $\mu=$



6~8 时,变异系数基本处于 40%与 70%之间。尽管分析使用了大量的地震动记录,但从总体来看,三类场地的平均强度折减系数谱仍具有相当的离散性,这实际上从一定程度上反应出地震波记录的随机性和离散性。

为了建立平均强度折减系数的函数形式,以便于抗震设计,作者利用非线性数值拟合程序,对其进行了回归分析。一般认为,强度折减系数 R_μ 受多种因素影响,其取值不但与震级、震源机制、地震波传播路径、地震动持时、场地条件、阻尼比、滞回模型、屈服后刚度、系统位移延性水平等有关,而且还与系统的初始弹性自振周期相关,即

$$R_\mu = R_\mu(T, \mu_\Delta, \zeta, E, S, H, K_p) \quad (2.28)$$

式中, E 表示地震动特性(包括震级、震源机制、传播路径和持时)的影响, S 、 H 和 K_p 则分别表示场地条件、滞回模型和屈服后刚度的影响。

式(2.28)中的各个影响参数实际上并不完全相互独立,因而给确定强度折减系数带来困难。Miranda 通过研究发现,在场地条件相同的情况下,震级和震中距的影响可以忽略;他还发现,对延性定义范畴内的单自由度延性系统,滞回模型、屈服后刚度、强度和刚度退化的影响几乎可以忽略。Sucuoglu 等(文献[30])从能量耗散观点出发,也得到与 Miranda 一致的结论,他们认为系统的位移延性水平和阻尼比是影响强度折减系数的两个主要因素。还有其他的一些研究者也得出类似的结论。

在作者的分析中,由于对大量的地震动记录组合采用了统计平均的方法,因此,可以认为,平均强度折减系数谱已经在一定程度上考虑了地震动特性的影响。这样,对特定的场地条件和阻尼比,最终可以把平均强度折减系数 R_μ 取为如下的函数形式:



$$R_{\mu} = R_{\mu}(T, \mu_{\Delta}) \quad (2.29)$$

式(2.29)表示的强度折减系数的函数表达式需要满足以下四个基本条件:

①当 $T=0$ 时, $R_{\mu}(0, \mu_{\Delta}) \equiv 1$ 。这是因为对无限刚性系统, 不管其位移延性水平多高, 延性都无法得到发挥, 因此强度不能折减;

②当 $T \rightarrow \infty$ 时, $R_{\mu}(\infty, \mu_i) \equiv \mu_i$ 。对无限柔性系统, 等位移准则成立;

③当 $T > 0$ 时, $R_{\mu}(T, \mu_{\Delta}) \geq 1$

④当 $\mu_{\Delta} = 1$ 时, $R_{\mu}(T, 1) \equiv 1$

根据上述四个条件以及三类场地平均折减系数谱的特点, 利用分离变量原理, 构造如下形式的平均折减系数 R_{μ} :

$$R_{\mu}(T, \mu_{\Delta}) = 1 + (\mu_{\Delta} - 1)(1 - e^{-AT}) + \frac{\mu_{\Delta} - 1}{f(\mu_{\Delta})} T \cdot e^{-BT} \quad (2.30)$$

上式中, 若把 $f(\mu_{\Delta})$ 取为恒正的线性多项式函数形式, 则以上四个基本条件显然自动满足; 式中线性多项式函数 $f(\mu_{\Delta})$ 的具体形式以及参数 A 、 B 的取值, 可以通过非线性拟合得到。根据非线性拟合的结果, 表 2.6 列出了三类场地的 $f(\mu_{\Delta})$ 的具体函数形式以及参数 A 、 B 的回归值。

三类场地的的函数形式及其参数 A 、 B 的取值 表 2.6

| 场地类型 | $f(\mu_{\Delta})$ | A | B |
|---------|---|------|------|
| I 类场地 | $f(\mu_{\Delta}) = 0.80 + 0.89\mu_{\Delta}$ | 4.84 | 0.40 |
| II 类场地 | $f(\mu_{\Delta}) = 0.76 + 0.09\mu_{\Delta} - 0.003\mu_{\Delta}^2$ | 3.95 | 0.65 |
| III 类场地 | $f(\mu_{\Delta}) = 0.41 + 0.06\mu_{\Delta} - 0.003\mu_{\Delta}^2$ | 1.38 | 0.87 |



对三类不同场地,由式(2.30)和表 2.6,可以分别写出其相应的平均强度折减系数的函数表达式:

$$R_{\mu}(T, \mu_{\Delta}) = 1 + (\mu_{\Delta} - 1)(1 - e^{-4.84T}) + \frac{\mu_{\Delta} - 1}{0.80 + 0.89\mu_{\Delta}} T \cdot e^{-0.40T}, \text{I 类场地} \quad (2.31a)$$

$$R_{\mu}(T, \mu_{\Delta}) = 1 + (\mu_{\Delta} - 1)(1 - e^{-3.95T}) + \frac{\mu_{\Delta} - 1}{0.76 + 0.09\mu_{\Delta} - 0.003\mu_{\Delta}^2} T \cdot e^{-0.65T}, \text{II 类场地} \quad (2.31b)$$

$$R_{\mu}(T, \mu_{\Delta}) = 1 + (\mu_{\Delta} - 1)(1 - e^{-1.38T}) + \frac{\mu_{\Delta} - 1}{0.41 + 0.06\mu_{\Delta} - 0.003\mu_{\Delta}^2} T \cdot e^{-0.87T}, \text{III 类场地} \quad (2.31c)$$

图 2.15 显示由回归分析得到的函数与统计平均的强度折减

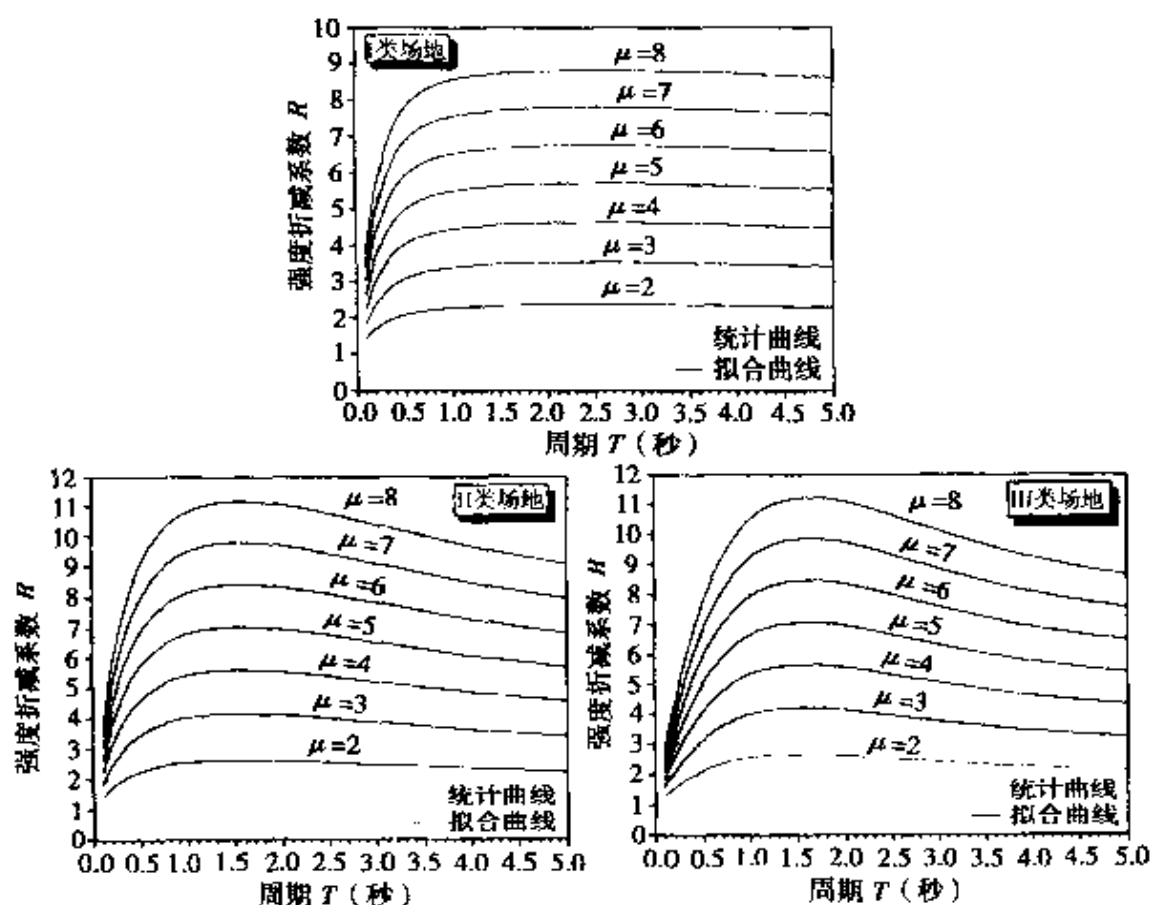


图 2.15 拟合函数与统计平均数据比较



系数的比较情况。从图中可见,由回归分析得到的函数与统计平均数据符合得很好。

图 2.16 对几个不同的研究成果进行了比较。由于国外学者分析使用的场地类型规定与国内的规定有所不同,因此,仅对规定相同的 I 类场地——岩石类场地得到的结果进行了比较。总的来看,由 Berrill 等人得到的平均强度折减系数谱偏于保守, Nasser 和 Krawinkler 与作者得到的强度折减系数谱比较接近, Miranda 的研究成果则介于两者之间。

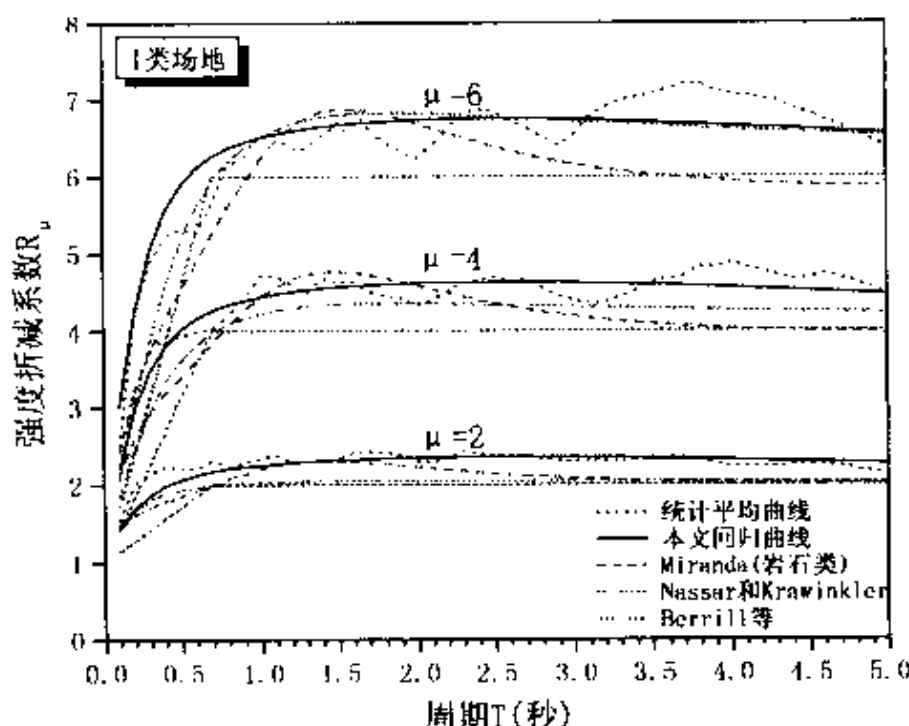


图 2.16 不同研究成果比较

为便于工程设计速查,附录二中给出了三类场地的平均强度折减系数谱表,表中自振周期的间隔为 0.2s,不在表中的周期点对应的平均强度折减系数的取值,可以通过线性插值的方法求得。

2. 抗震设计中采用的结构破坏准则



前面已经提到,实用的简化延性抗震设计理论基于两个基本假定,其中第一个基本假定即上面讨论的“强度折减系数”概念。实用简化理论的第二个基本假定,实际上是关于延性结构地震破坏准则的假定。根据这个假定,只要延性结构的最大位移反应不超过其变形能力,结构就不会发生倒塌破坏。迄今为止,已提出了许多种不同的破坏准则,所有这些破坏准则都可以归纳为以下四类:

(1) 强度破坏准则

强度破坏准则是应用最广的传统的破坏准则,不管是基于容许应力法还是基于承载能力极限状态法的结构设计,都需要应用这个准则。对容许应力法,强度破坏准则的形式为:

$$\sigma \leq [\sigma] \quad (2.32a)$$

对承载能力极限状态法,强度破坏准则的形式为:

$$S_d(\gamma_g G; \gamma_q \Sigma Q) \leq \gamma_b R_d \left(\frac{R_c}{\gamma_c}; \frac{R_s}{\gamma_s} \right) \quad (2.32b)$$

强度破坏准则概念简单,应用方便,所以在结构设计中得到长期应用。对静力设计而言,强度破坏准则无疑是最直观和最合理的。这是因为静力荷载一般是可以预测得到的,所以,可以通过设计,在概率意义上保证结构的强度效应不被荷载效应超过,这样就可以使结构的反应限定在弹性范围内而不发生破坏。但对抗震设计而言,单一的强度破坏准则一般不能完全适用。这是因为在结构抗震设计时,出于经济方面的考虑,通常允许结构在预期的强震动作用下发生弹塑性变形,因此,结构在强震动作用下已毫无强度储备可言,这时,强度破坏准则自然也不再适用,而必须同时考虑以下的变形破坏准则。

(2) 变形破坏准则

变形破坏准则规定一个容许的最大变形为破坏界限值,并要



求结构的最大位移反应不超过这个限值。该破坏准则的形式如下:

$$\Delta_{max} \leq [\Delta] \quad (2.33a)$$

式中, Δ_{max} 表示地震激起的最大位移反应, $[\Delta]$ 表示容许的结构位移值。上式也可以采用位移延性系数的形式来表示, 即:

$$\mu_{\Delta} \leq [\mu_{\Delta}] \quad (2.33b)$$

式中, μ_{Δ} 表示地震激起的最大位移延性需求, $[\mu_{\Delta}]$ 表示容许的结构位移延性系数。

与强度破坏准则一样, 变形破坏准则是另外一类重要的破坏准则, 在结构设计中同样也得到长期应用。对结构抗震设计而言, 采用变形破坏准则有其自然的合理性, 因为地震动对于结构是一种外加的强迫运动。因此, 在各国现行的桥梁抗震设计规范中, 基本都直接或间接地采用了变形破坏准则。

目前普遍认为, 结构在大震作用下的性能和破坏程度与结构的非弹性变形行为密切相关。从变形的观点看, 地震造成结构破坏的原因不外乎两类: 一类是“一次超越型”, 即地震动激起的结构位移超过结构的变形能力, 从而导致结构强度和刚度急剧下降并很快倒塌; 另一类是“反复损伤型”, 即地震动激起结构反复的弹塑性变形循环, 结构因损伤累积效应和低周疲劳效应而破坏。应当指出, 按照延性结构的定义, 如果延性结构是根据式(2.33)所示的变形破坏准则进行抗震设计的, 则上述两类破坏情况在预期的设计地震动下都不可能发生。

(3) 能量破坏准则

豪斯纳最早提出了结构抗震设计中的能量概念。从能量观点来考虑结构的抗震设计, 具有特别重要的意义。迄今发展起来的各种抗震设计方法和设计技术, 都可以通过能量概念加以阐述。但按能量观点建立起来的结构破坏准则, 目前在实际应用中仍存



在一定的困难。

(4) 变形和能量双重破坏准则

该破坏准则认为,结构的破坏是由变形和累积耗能两个因素共同作用所造成的。有关变形和能量双重破坏准则的研究成果,目前较为多见,其中以 Park 和 Ang (文献 [34]) 提出的破坏准则最为典型。Park - Ang (1985) 提出的双重指标的破坏准则的形式为:

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u Q_y} \int dE_h \quad (2.34)$$

对单自由度振动系统,式中的 D 表示系统损伤指标, δ_m 和 δ_u 分别为地震动激起的最大位移和系统的极限位移, $\int dE_h$ 是系统在地震动时程内总的滞回耗能, Q_y 为系统的屈服强度, β 为系统参数;对多自由度结构系统, D 表示某个单元的损伤指标,整个系统的损伤指标需要另外定义。

对钢筋混凝土结构而言,如果单纯从理论上,变形和能量双重破坏准则相对于变形破坏准则可能是更为合理的一种破坏准则,因为该准则同时考虑了结构的最大变形效应和累积损伤效应。但正如上面所阐述的,对于符合延性结构定义内涵的结构,变形破坏准则应是最适用的。

(5) 基于性能的破坏准则

以上讨论的结构地震破坏准则,都是与桥梁结构的最低抗震设防目标——防止倒塌破坏要求相对应。最近十年以来,由于都市地震导致了极为惨重的震害教训,在国内外、首先是在美国和日本,已经开始认识到,对人口稠密、依赖基础设施程度极高的的现代都市地区,即使遭受地震严重破坏的城市生命线桥梁所占的比例相当低,也可能导致极为严重的社会后果。基于这种考虑,美国



学者首先提出了基于性能的抗震设计(Performance - Based Design)思想(文献[35,36])。

根据加州结构工程师协会(SEAOC)Vision - 2000 委员会的定义,基于性能的抗震设计过程,是“一个始于工程初步概念设计并贯彻整个工程使用期限的过程。这个过程包括地震危险性分析、选择性能水准及设计性能目标、确定场地适宜性、概念设计、初步数值分析设计、最终设计、设计中间的性能校核、设计复核、施工过程质量保证以及工程在使用期限内的维护”。

在基于性能的结构抗震设计中,最基本的是性能准则的定义。美国应用技术委员会(ATC)在 ATC - 32(1996)报告(文献[12])中,从使用功能和破坏程度两个方面定义了桥梁结构在两级设计地震水平下的性能准则。ATC - 32 报告中定义的功能等级和破坏等级如下:

(1)功能等级(Functional Level)定义

- 立即恢复正常交通(Immediate):在震后几乎立刻恢复正常交通
- 有限通行能力(Limited):可能在震后数天之内,为轻型的紧急车辆通行开放某些车道,在几个月后全面恢复正常交通。

(2)破坏等级(Damage Level)定义

- 轻微破坏(Minimal Damage):结构基本保持在弹性反应范围
- 可修复破坏(Repairable Damage):破坏可以修复,桥梁失去功能的概率极低。
- 严重破坏(Significant Damage):倒塌破坏概率极低,但需要关闭交通以进行修复。

在以上两个方面定义的基础上,ATC - 32 定义了桥梁的抗震



性能准则(Performance Criteria),如表 2.7 所示:

ATC - 32 定义的桥梁抗震性能准则

表 2.7

| 桥址地震水平 | 最低性能水准 | 重要桥梁性能水准 |
|------------|---|---|
| 用于功能性评价的地震 | <ul style="list-style-type: none"> ● 功能等级:立即恢复正常交通 ● 破坏等级:可修复破坏 | <ul style="list-style-type: none"> ● 功能等级:立即恢复正常交通 ● 破坏等级:轻微破坏 |
| 用于安全性评价的地震 | <ul style="list-style-type: none"> ● 功能等级:有限通行能力 ● 破坏等级:严重破坏 | <ul style="list-style-type: none"> ● 功能等级:立即恢复正常交通 ● 破坏等级:可修复破坏 |

注释:

- ATC - 32 定义了两级设计地震水平:第一水平是用于功能性评价的地震(Functional - Evaluation Earthquake),相应的地震重现周期约为 500 年;第二水平是用于安全性评价的地震(Safe - Evaluation Earthquake),相应的地震重现周期约为 1000 ~ 2000 年。

基于性能的结构抗震设计,实际上是对人们早已认识的“多级抗震设防”思想的进一步细化。它可以使抗震设防目标与设计过程直接相联系,设计工程师也可以更准确地把握结构在不同的震动水平下的实际性能。基于性能的结构抗震设计思想,当前已逐渐为世界各国所接受,但离实际应用还有一段距离,这之间的主要困难在于如何定义与性能准则相适应的量化的“破坏指标”。有关这方面的研究,目前正在积极地进行之中。

2.3.3 简化的延性抗震设计理论

按照多级抗震设防的思想,桥梁结构抗震设计的基本原则,是保证结构在大概率发生的地震作用下能维持其正常使用功能,在小概率发生的地震作用下结构整体或任何结构部件都不发生倒塌破坏。这个原则体现了对桥梁结构抗震设防的最低目标要求。



根据这个原则,在大概率发生的地震作用下,就要求设计的桥梁结构的地震反应总体处于弹性范围;而在小概率发生的地震作用下,则允许结构出现一定程度的损坏,但不应发生倒塌破坏,这实际意味着在发生概率较小的强震动作用下,桥梁结构通常要进入弹塑性变形阶段。由于结构在预期的强震动作用下要经历弹塑性变形循环,从而使得桥梁结构的抗震设计计算过程复杂化。

正如上面所提到的,从理论上讲,设计计算过程完全可以借助于弹塑性动力时程分析程序。但必须认识到,对地震动特性和结构动力特性所作的任何假定,都将对计算结果产生极大的影响。由于至今对地震动特性仍不十分清楚,因此限制了这种方法发展成为一种成熟通用的方法。另一方面,对大量普通的桥梁,也希望有便于设计的实用简化理论和方法。除此之外,在桥梁初步设计阶段,实用的简化抗震设计理论有助于设计工程师将其注意力集中在选择合适的结构体系上,而非复杂的计算过程。

以下针对按延性概念设计的桥梁,介绍这类结构实用的简化抗震设计理论。

1. 规则桥梁结构的定义

从理论上严格讲,简化的延性抗震设计理论仅适用于单自由度振动系统。为了能把简化的抗震设计理论运用于实际桥梁结构,需要对实际桥梁结构作一些简化假设。为此,首先从理论上定义规则桥梁结构:

若实际桥梁结构的地震动力反应可以近似简化为单自由度系统的动力反应,则这类结构即为规则桥梁结构。

按照这个定义,规则桥梁结构的地震反应应以一阶振型为主。显然,要满足这个定义,实际桥梁结构在跨数、几何形状、质量分布、刚度分布以及桥址的地质条件上等需要服从一定的限制。具体地讲,要求实际桥梁的跨数不应太多,在桥梁纵向和横向上的质



量分布、刚度分布以及几何形状都不应有突变,相邻桥墩的刚度差异不应太大,桥墩长细比应处于一定范围,桥址的地形、地质没有突变,而且桥址场地不会有发生液化的危险等等;对安装隔震支座和(或)阻尼器的桥梁,则不属于此类别。

由于国内目前还没有对规则桥梁结构的定义范围作专门研究,因此,本书参考美国 AASHTO 规范(1996 年,第 16 版)和加州 CALTRANS 桥梁抗震设计准则(文献[13])的相关规定,作出以下规定。

规则桥梁的具体定义:凡满足以下各点要求并符合下表 2.8 规定的公路钢筋混凝土桥梁和预应力混凝土桥梁,定义为规则桥梁。

AASHTO 规范定义的规则桥梁

表 2.8

| 桥梁参数 | 参 数 值 | | | | |
|-------------|-------|-----|-----|-----|-----|
| 跨数 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 曲线桥梁最大圆心角 | 90° | 90° | 90° | 90° | 90° |
| 跨与跨间最大跨长比 | 3 | 2 | 2 | 1.5 | 1.5 |
| 跨与跨间桥墩最大刚度比 | - | 4 | 4 | 3 | 2 |

- 跨径不超过 200m;
- 采用常规的钢筋混凝土或预应力混凝土梁、柱式桥墩和薄壁桥墩;长细比在 2.5 以下或在 10 以上的桥墩,为非常规构件。
- 跨与跨之间的上部结构以刚结或铰结方式连接,或通过普通支座支承在下部结构上。
- 基础形式为扩大基础或桩基础;
- 桥址场地不会液化或发生严重的地基变形。

对不符合以上定义范畴的桥梁,均属于不规则桥梁。对不规



则桥梁,原则上不能采用简化的延性抗震设计理论。

2. 结构地震反应修正系数

(1) 地震反应修正系数的概念

对阻尼比为5%的单自由度延性振动系统,其最大地震力等于最大弹性地震力除以强度折减系数,即

$$F_y(\mu = \mu_i) = \frac{F_E}{R_\mu} \quad (2.35)$$

式中 R_μ 为强度折减系数,反应具有一定位移延性水平的延性振动系统因发生弹塑性变形对弹性地震力的折减关系。

对规则桥梁而言,除了结构弹塑性变形的影响因素外,还有另外一些因素影响到实际的设计地震力大小。首先,阻尼比的影响是显而易见的,因为不同结构具有的阻尼比可能不同;其次, $P-\Delta$ 效应的影响也值得注意,因为桥梁结构“头重脚轻”,由上部结构重量引起的桥墩的二次弯矩有时不能忽略;第三,超强因素的影响。这里的超强概念,是指材料、构件和结构在强震作用下发生弹塑性变形时所能达到的最大强度,这个强度因比设计强度高,故称为超强强度或超强。

综合以上考虑,规则桥梁结构的地震反应修正系数用函数形式可定义为:

$$R = R_\mu \cdot R_c \cdot R_\Delta \cdot R_s \quad (2.36)$$

上式中, R 为地震反应修正系数,它反应在计算规则桥梁与理想单自由度弹性振动系统的最大地震惯性力时两者物理意义和数值上的不同;系数 R_μ 称为强度折减系数,其意义如前面所述;系数 R_c 称为阻尼修正系数, R_Δ 称为 $P-\Delta$ 效应修正系数, R_s 称为结构超强修正系数,后三个系数分别反映桥梁结构阻尼、 $P-\Delta$ 效应和结构超强因素的影响。

根据地震反应修正系数的概念,规则桥梁结构的设计地震力



F_y^B 可以表示为:

$$F_y^B = \frac{F_E^B}{R} = \frac{F_E^B}{R_\mu \cdot R_c \cdot R_\Delta \cdot R_s} \quad (2.37)$$

式中, F_E^B 为根据弹性设计反应谱理论计算的弹性地震力, R 为地震反应修正系数。

(2) 关于结构地震反应修正系数的讨论

以上定义的结构地震反应修正系数,从物理意义上明确了影响实际设计地震力的各种因素。其中,关于强度折减系数 R_μ ,已经在上文具体讨论过了,并提供了具体的计算公式和计算谱表。以下,讨论其它三个系数的影响程度。

① 阻尼修正系数

关于阻尼修正系数 R_c ,目前已有很多的研究成果(文献[43])和规范计算公式。日本在 20 世纪 60~70 年代,对钢筋混凝土和预应力混凝土桥梁的阻尼比作了大量的调查研究,发现通常的钢筋混凝土和预应力混凝土桥梁,其阻尼比在 0.02~0.10 之间;其它国家也作过类似的调查,得到相同的结论。

根据现行的日本规范(JRA,日本道路协会,1996)、欧洲规范(CEN, Eurocode 8)和中国建筑抗震设计规范(试设计稿,1999 年 11 月)规定的阻尼修正系数的计算公式^①,图 2.17 比较了阻尼比取值范围在 0.02~0.10 时的阻尼修正系数值。从图中可见,日本规范和欧洲规范的阻尼修正系数的最大影响范围约在 30% 以内,中国建筑抗震设计规范的阻尼修正系数的最大影响范围约在 10% 以内。因此,在考虑阻尼比影响因素时,设计地震力与按 5% 阻尼比计算的设计地震力最大可能相差 0.3 倍。

② $P-\Delta$ 效应修正系数

^① 注:本文定义的阻尼修正系数与规范阻尼修正系数互为倒数关系。

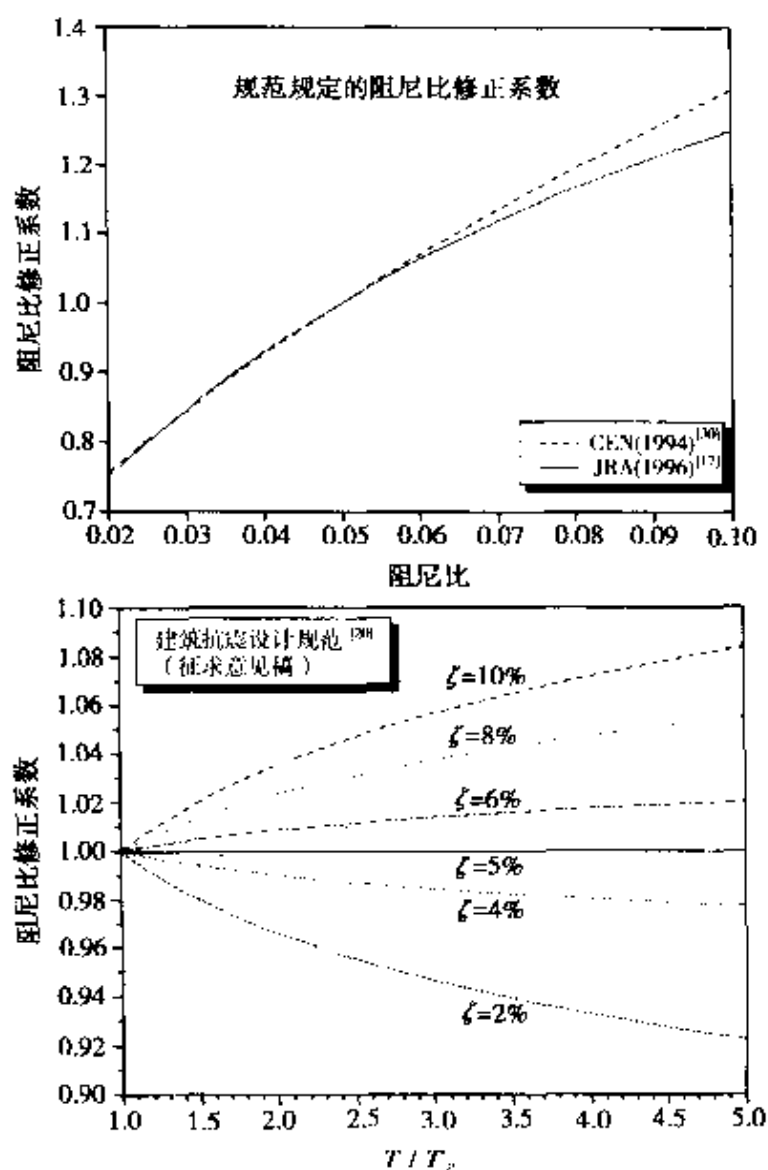


图 2.17 阻尼修正系数比较

桥梁结构的 $P-\Delta$ 效应, 对应为动力平衡方程中的几何刚度项, 因此, 其影响可以通过结构屈服后的刚度反应出来。

对规则桥梁结构, 已有的大部分研究成果表明, 如果屈服后的刚度与初始弹性刚度的比值处于范围以内, 则桥梁结构 $P-\Delta$ 效应的影响可以忽略。因此, 对符合延性定义范畴的桥梁结构, $P-\Delta$ 效应对设计地震力的影响一般可以忽略。有关 $P-\Delta$ 效应影响的更多讨论, 可参见文献[3]和文献[42]。



③ 结构超强修正系数

超强概念是在 20 世纪 70 年代后期随着能力设计原理的提出和发展而逐渐被认识的,布卢姆(Blume, 1977)(文献[37])较早认识到导致超强的一些因素。豪斯纳和詹宁斯(Jennings, 1982)(文献[38])在对 14 座多层钢筋混凝土框架结构调查后发现,这类结构实际具有的抗力在总体平均意义上可望为规范设计抗力的 2~3 倍。奥斯特拉斯和克拉温克勒(Osteraas & Krawinkler, 1989)(文献[39])对墨西哥城内的短周期钢框架结构在 1985 年墨西哥大地震中表现良好的原因解释为超强的因素,贝尔特罗(Bertero)(文献[40])更是常常强调超强的重要意义,他甚至把结构在大震中得以不倒的超强因素视为“上帝的赐福”。

目前已经认识到,大多数设计和施工合理的结构都具有相当程度的超强。R·帕克(1996)(文献[41])指出,在通常情况下,结构的超强因子均可达 50%~100%之多。引起结构在大震下超强的可能因素有很多,R·帕克把这些可能因素总结为:

- ①材料超强的因素,如钢筋和混凝土的强度超过设计指定值;
- ②设计中使用的强度折减系数和材料安全系数;
- ③断面尺寸是由构造确定的;
- ④大位移时构件变形的效应;
- ⑤结构构件的断面不是由设计地震力控制;
- ⑥结构屈服后内力的重新分布;
- ⑦非结构单元的作用;

⑧采用弹性全截面刚度或过高估计的刚度,导致设计地震力过高。

在各国现行的桥梁抗震设计规范中,尽管大多数没有明确提出超强概念,但实际在确定地震力折减系数时都根据桥梁震害经验考虑了超强因素,如我国现行规范对桥台和实体墩规定的折减



系数,就反应了超强因素,因为桥台和实体墩几乎是不具有位移延性能力的。

结构超强因素对设计地震力的影响大小,目前还难以准确确定。按照 R·帕克(文献[41])的估计,在通常情况下,结构的超强因子均可达 50% ~ 100% 之多。因此,考虑超强因素的设计地震力,与不考虑超强因素的设计地震力可能相差 1.5 ~ 2 倍。目前,有些国家的结构抗震设计规范中已明确规定了超强因子的数值,比如欧洲规范就明确规定,超强因子取值为 1.4。

由于结构超强对于结构抗震是一种有利的能力储备。因此,在设计延性构件的抗弯强度时,往往不考虑超强因素;但在设计延性构件的抗剪强度以及进行能力保护构件的强度设计时,则必须考虑超强因素。

3. 结构延性类型定义

在使用延性概念设计抗震结构时,必须认识到,所选择的位移延性水平将直接影响到结构的地震破坏程度。这是因为结构延性的发挥即意味着结构在设计地震动作用下将经历若干次反复的弹塑性变形循环,也即意味着结构将出现一定程度的破坏。一般情况下,结构经历的非弹性变形越大,其破坏程度也越高。因此,在设计延性抗震结构时,应当在设计强度和位移延性水平之间取得适当的均衡。

已经知道,具有一定位移延性水平的规则桥梁结构,其设计地震力可以比按弹性结构设计的地震力大大折减,图 2.18 中的曲线表示位移延性系数与设计地震力之间的相互对应关系。

从图 2.18 中可见,结构具有的位移延性水平越高,相应的设计地震力越小,结构所需的强度也越低;反过来,结构具有的强度越高,所需具备的位移延性水平越低。从图 2.18 中还可见,设计地震力的折减不是无限的,而是有一个最低的限值,不管结构具备

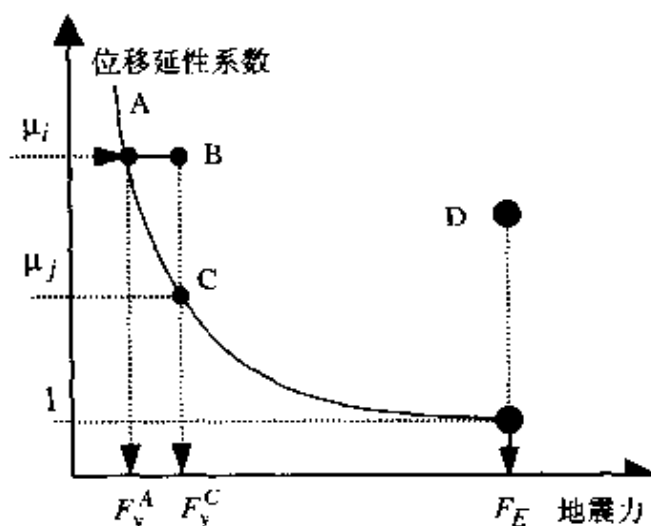


图 2.18 延性与设计地震力的对应关系

多高的位移延性水平,其设计地震力始终都不会低于这个限值。因此,在实际设计延性结构时,存在一个可利用的位移延性水平极限,结构具有超过这个极限值的位移延性水平,并不能使结构获得更低的设计地震力。

从以上思想出发,定义以下三类不同的延性结构

类型:完全延性结构、有限延性结构和完全弹性结构。

(1) 完全延性结构

完全延性结构定义为在预期的小概率发生的地震作用下,结构中可形成塑性机构,而且塑性铰出现在震后易于发现和易于检测的结构部位,上部结构和连接件不发生任何的非弹性变形。从反应特性上看,这类结构的延性完全得到发挥。

(2) 有限延性结构

有限延性结构定义为在预期的小概率发生的地震作用下,结构中可形成塑性机构,但塑性铰可能出现在不易发现和(或)不便检测的结构部位,上部结构和连接件不发生任何的非弹性变形。从结构的反应特性上看,地震激起的延性需求相对完全延性结构要低。有两种情况可能导致结构的反应出现这种情形:或者结构具备的抗力效应高于按完全延性结构计算的设计地震力组合效应,或者结构具备的位移延性在预期的设计地震动下没有完全得到发挥。

(3) 完全弹性结构



完全弹性结构定义为在预期的小概率发生的地震作用下,结构总体处于弹性反应范围,任何结构构件都不出现明显的损坏。

根据以上三类结构类型的定义,按完全延性结构类型设计的桥梁,因结构的位移延性可以全部发挥,所以其设计地震力可以较大地折减;按有限延性结构类型设计的桥梁,因其位移延性没有全部发挥,所以其设计地震力虽有一定折减,但相对前者要高,不过这类结构可以获得比完全延性结构更佳的抗震性能;按完全弹性结构类型设计的桥梁,则全部依靠强度抵抗地震作用,结构总体持弹性,因此,这类结构的设计地震力不能折减,相对于完全延性结构和有限延性结构,其造价要高上许多。

完全延性结构、有限延性结构和完全弹性结构这三种类型的桥梁,其设计地震力与实际发挥的位移延性水平之间的关系,可以通过图 2.18 加以说明。

在图 2.18 中,位于曲线上的点对应按完全延性结构设计的桥梁,如“A”点和“C”点,其设计地震力 F_y^A 和 F_y^C 与结构实际具备的位移延性水平(μ_i 和 μ_j , $\mu_i > \mu_j$)相对应。“B”点对应按有限延性结构设计的桥梁,虽然其具有与“A”桥相同的位移延性水平,但其设计地震力取值与“C”桥相同,因此,在预期的小概率发生的地震作用下,其位移延性水平实际只发挥到 μ_j 。“D”点对应完全弹性结构桥梁,虽然其可能具有一定的位移延性,但设计地震力却取为弹性设计地震力。

通常情况下,对普通的公路桥梁,应尽可能采用完全延性结构类型进行抗震设计,以获得最佳的经济效益。但对以下一些情况,普通桥梁也可能采用有限延性结构类型进行抗震设计:

1) 设计地震作用不是设计的控制因素,如桥墩设计控制弯矩是由温度等其他外部作用引起,偏心荷载控制桥墩横向设计弯矩等;



- 2) 桥墩截面由于建筑布置的原因而非结构需要放大;
- 3) 由长细比较小的矮墩抵抗水平地震作用。

对重要性桥梁,则通常不宜采用完全延性结构型式,而应采用有限延性结构型式,以获得更佳的抗震性能。对结构破坏可能引起社会动荡、造成严重经济损失(包括直接经济损失和间接经济损失)或为国防、救灾目的提供紧急车辆通行的关键性桥梁,则应采用完全弹性结构型式进行抗震设计,以保证结构在小概率发生的地震作用下也能保持其正常使用功能。图 2.19 以图示方式表示了普通桥梁和重要性桥梁的上述两类延性结构类型定义。

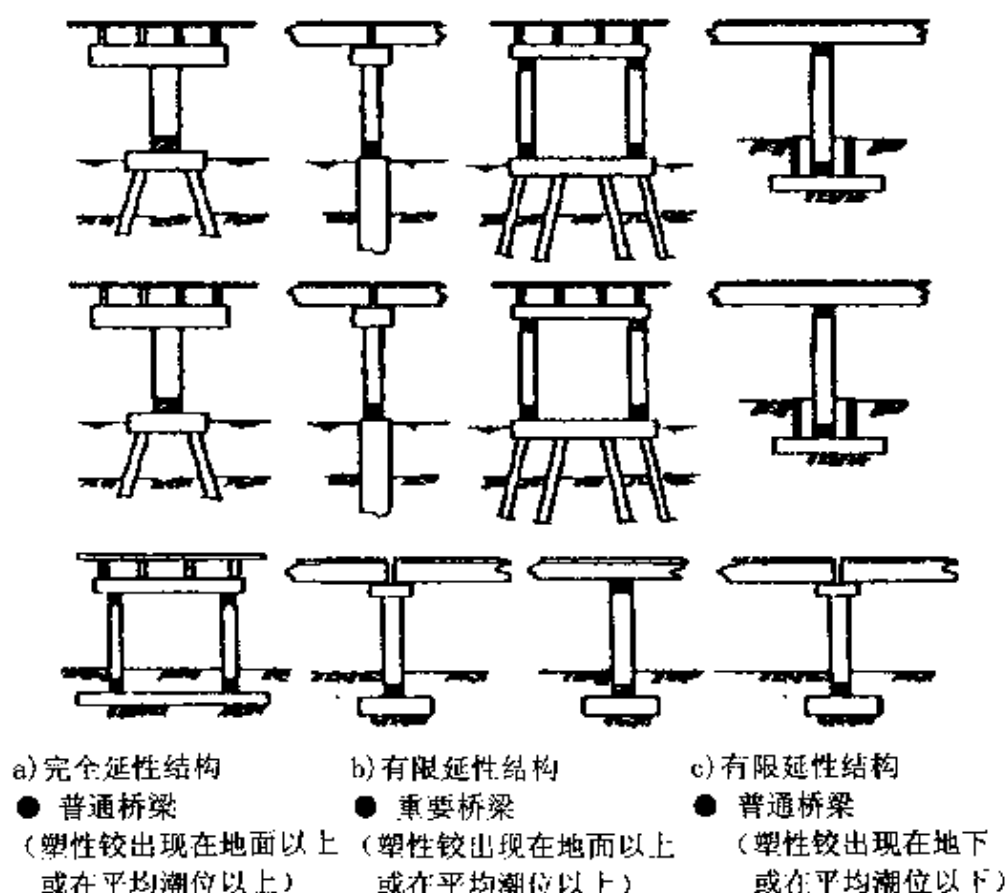


图 2.19 完全延性结构与有限延性结构定义

4. 规则桥梁结构的设计地震力



对规则桥梁,在大概率发生的设计地震动作用下,由于结构处于弹性反应范围,所以,结构质量中心处顺桥向和横桥向的水平地震力,可通过弹性反应谱理论计算。一般情况下,其计算公式可表示为:

$$E_{cE} = K_h \beta_l G_{tp} \quad (2.38)$$

式中, K_h 为水平地震系数, β_l 为相应于规则桥梁顺桥向或横桥向的动力放大系数,可通过规范反应谱确定, G_{tp} 为桥梁总重,它包括上部结构的重量以及桥墩和盖梁的换算重量。

在小概率发生的设计地震动作用下,由于结构将发生弹塑性变形,所以,结构质量中心处顺桥向和横桥向的水平地震力,不能直接由弹性反应谱理论计算。一般情况下,应根据结构的延性类型,分别进行计算。

对属于完全延性结构类型的规则桥梁,结构质量中心处顺桥向和横桥向的水平地震力,一般情况下,可运用以下公式计算:

$$E_c^I = \frac{E_{cE}}{R} = \frac{K_h \beta_l G_{tp}}{R_\mu \cdot R_c \cdot R_\Delta \cdot R_s} \quad (2.39)$$

上式中, E_{cE} 为按弹性反应谱理论计算的弹性设计地震力; R 为地震反应修正系数; R_μ 为强度折减系数,且:

$$R_\mu(T, \mu_\Delta) = 1 + (\mu_\Delta - 1)(1 - e^{-4.84T}) + \frac{\mu_\Delta - 1}{0.80 + 0.89\mu_\Delta} T \cdot e^{-0.40T}, \text{I 类场地}$$

$$R_\mu(T, \mu_\Delta) = 1 + (\mu_\Delta - 1)(1 - e^{-3.95T}) + \frac{\mu_\Delta - 1}{0.76 + 0.09\mu_\Delta - 0.003\mu_\Delta^2} T \cdot e^{-0.65T}, \text{II 类场地}$$

$$R_\mu(T, \mu_\Delta) = 1 + (\mu_\Delta - 1)(1 - e^{-1.38T}) + \frac{\mu_\Delta - 1}{0.41 + 0.06\mu_\Delta - 0.003\mu_\Delta^2} T \cdot e^{-0.87T}, \text{III 类场地}$$



其余符号的意义同前。

对属于有限延性结构类型的规则桥梁,结构质量中心处顺桥向和横桥向的水平地震力,一般情况下,可运用以下公式计算:

$$E_c^{II} = \frac{\alpha E_{cE}}{R} = \frac{\alpha K_h \beta_l G_p}{R_\mu \cdot R_c \cdot R_\Delta \cdot R_s} \quad (2.40)$$

式中,参数 α 反应有限延性结构的变形能力储备,其取值恒大于 1.0,具体取值可根据设计需要确定;其余符号意义同上。

如果没有专门的研究,式(2.39)和式(2.40)中,地震反应修正系数 R 中的阻尼修正系数 R_c 、 $P-\Delta$ 效应修正系数 R_Δ 以及结构超强修正系数项的影响,一般可以不加考虑。

对属于完全弹性结构类型的规则桥梁,其结构质量中心处顺桥向和横桥向的水平地震力,可采用以下公式计算:

$$E_{cE}^{III} = K_h \beta_l G_p \quad (2.41)$$

式(2.41)的形式与式(2.38)完全相同。应当注意的是,式(2.41)中的水平地震系数,对应小概率发生的设计地震动;而式(2.38)中的水平地震系数,则对应大概率发生的设计地震动。

5. 结构位移延性水平评价

在计算规则桥梁在小概率发生的设计地震动作用下的设计地震力时,对属于完全延性结构和有限延性结构类型的桥梁,都使用了强度折减系数的概念,对设计地震力进行折减。必须强调的是,使用强度折减系数对结构的设计地震力进行折减,其必要前提是保证结构具备设计所需的位移延性水平。

对延性桥梁,根据能力设计原理(见 3.2 节),用于抵抗地震侧向力的钢筋混凝土桥墩通常设计成延性构件,其它构件则常常设计成弹性构件。因此,延性桥梁中的延性构件即为钢筋混凝土延性桥墩,结构的位移延性也主要是通过延性桥墩塑性铰截面的塑性转动获得的。这样,在桥梁延性抗震设计中,评价结构具备的位



移水平,实际上主要就是评价延性桥墩的位移延性水平。

众所周知,为了保证钢筋混凝土桥墩的延性,最通常的做法是在桥墩预期出现塑性铰的局部截面配置足够数量的横向约束箍筋,通过横向约束箍筋对核心混凝土的约束作用,提高核心混凝土的极限压应变,从而提供设计所需的延性。但迄今为止,如何评价箍筋约束混凝土桥墩的位移延性,并根据结构所需要的位移延性水平,从量化指标上合理地确定箍筋约束的用量,仍是一件困难的事情。在本书第四章里,将对这个问题进行专门的讨论。

参考文献

- [1] 胡聿贤. 地震工程学. 北京:地震出版社,1988.
- [2] 李杰,李国强. 地震工程学导论. 北京:地震出版社,1992.
- [3] Paulay, T., Priestley, M. J. N. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. New York: John Wiley & Sons, 1992.
- [4] Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N. Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake. J. Structural Div., Proc. ASCE, 1970, Vol.96(ST12): 2557 - 2573
- [5] Park, R., Paulay, T. Reinforced Concrete Structures. New York: John Wiley & Sons, 1975.
- [6] 沈聚敏,翁义军. 钢筋混凝土构件的刚度和延性. 见:清华大学抗震抗暴工程研究室. 科学研究报告集,第三集,钢筋混凝土结构的抗震性能. 北京:清华大学出版社,1981:54 ~ 71
- [7] 范立础. 桥梁抗震. 上海:同济大学出版社,1997.
- [8] 袁万城,范立础. 桥梁抗震的延性与隔震设计. 同济大学学报,1994, Vol.22(4): 481 ~ 485



[9] 袁万城, 范立础. 高强混凝土结构的延性抗震设计. 同济大学学报, 1994, Vol.22(4): 445 ~ 449

[10] 国家标准《建筑抗震设计规范》管理组. 建筑抗震设计规范(试设计稿). 1999.

[11] Standard Specifications for Highway Bridges, 16th Edition, Division I - A: Seismic Design. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Inc., 1995

[12] Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations. Report No. ATC - 32, Redwood City, California: Applied Technology Council (ATC), 1996

[13] Seismic Design Criteria, Version 1.1. Sacramento, California: California Department of Transportation (CALTRANS), Division of Structures, 1999

[14] CEN, Eurocode 8 - Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Part V Bridges. Brussels: Comité Européen de Normalization (CEN), 1994

[15] 道路桥示方书·同解说, V 耐震设计篇. 东京: 日本道路协会, 平成 8 年 12 月

[16] Code of Practice for the Design of Concrete Structures, NZS 3101:1982. Wellington: Standards Association of New Zealand (NZS), 1982

[17] NZNSEE Working Group. Seismic Design of Bridges. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Special Issue, 1980, Vol.13(3): 226 - 309

[18] NZNSEE Study Group. Structures of Limited Ductility. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1986, Vol.19(4): 285 - 336



- [19] Newmark, N. M., Hall, W. J. Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities. In: Proc. 4th WCEE, Santiago, Chile: I-AEE, 1969, Vol.2, 37 – 50
- [20] Newmark, N. M., Hall, W. J. Earthquake Spectra and Design. Berkeley, California: EERI, 1982
- [21] Shimazaki, K. S. Strong Motion Drift and Base Shear Coefficient for R/C Structures. In: Proc. 9th WCEE, Tokyo – Kyoto, Japan: IAEE, 1988
- [22] Berrill, J. B., Priestley, M. J. N. and Chapman, H. E. Design Earthquake Loading and Ductility Demand. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1980, Vol.13(3): 232-241
- [23] Miranda, E. Nonlinear Response Spectra for Earthquake Resistant Design. In: Proc. 10th WCEE, Madrid, Balkema, Rotterdam: I-AEE, 1992, Vol.10: 5835 – 5840
- [24] Miranda, E. Evaluation of Site – Dependent Inelastic Seismic Design Spectra. J. Strc. Eng., ASCE, 1993, Vol.119(5): 1319 – 1338
- [25] Miranda, E. Site – Dependent Strength – Reduction Factors. J. Strc. Eng., ASCE, 1993, Vol.119(12): 3503 – 3519
- [26] Miranda, E., Bertero, V. V. Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake – Resistant Design. Earthquake Spectra, 1994, Vol.10(2): 357 – 379
- [27] Riddell, R. Inelastic Design Spectra Accounting for Soil Conditions. EESD, 1995, Vol.24: 1491 – 1510
- [28] Riddell, R. Use and Knowledge of Design Spectra. In: Proc. 11th WCEE, Acapulco, Mexico: Elsevier Science Ltd., 1996, Paper



No.2126

[29] Nassar, A. A. and Krawinkler, H. Seismic Demands for SD-OF and MDOF System. Report No.95, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, California, 1991

[30] Sucuoglu, H., Dicleli, M. and Nurtug, A. An Analytical Assessment of Elastic and Inelastic Response Spectra. Can. J. Civil Eng., 1994, Vol.21: 386 - 395

[31] 刘伯权,白绍良,赖明. 抗震结构的破坏准则评述及探讨. 重庆建筑工程学报,1993,Vol.15(4): 1 ~ 8

[32] 刘伯权,刘鸣,白绍良. 抗震结构破坏准则的再思考. 世界地震工程,1998,Vol.14(1): 17 ~ 20

[33] 陈永祁,龚思礼. 结构在地震动时延性和累计塑性耗能的双重破坏准则. 建筑结构学报,1986, Vol.7(1): 35 ~ 48

[34] Park, Y. J., Ang, A. H. S. Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete. J. Structural Eng., ASCE, 1985, Vol. 111(4): 722-739

[35] Bertero, R. D., Bertero, V. V. and Teran - Gilmore, A. Performance - Based Earthquake - Resistant Design Based on Comprehensive Design Philosophy and Energy Concepts. In: Proc. 11th WCEE, Acapulco, Mexico: Elsevier Science Ltd., 1996, Paper No.611

[36] Krawinkler, H. A Few Basic Concepts for Performance Based Seismic Design. In: Proc. 11th WCEE, Acapulco, Mexico: Elsevier Science Ltd., 1996, Paper No.1133

[37] Blume, J. A. Earthquake Parameters for Design of Major Project - Allowable Stresses and Earthquake Performance. In: Proc. 6th WCEE, New Delhi: IAEE, 1977, Panel 4. 4 - 01 - 4.4 - 10

[38] Housner, G. H., Jennings, P. C. Earthquake Design Crite-



ria. Berkeley, California: EERI, 1982

[39] Osteraas, J., Krawinkler, H. The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – Behavior of Steel Buildings. *Earthquake Spectra*, 1989, Vol.5(1): 51 – 88

[40] Bertero, V. V. Evaluation of Response Reduction Factors Recommended by ATC and SEAOC. In: *Proc. 3rd U. S. Nat. Conf. Earthquake Eng.*, Charleston, California: EERI, 1986, Vol. III: 1663 – 1673

[41] Park, R. Explicit Incorporation of Element and Structure Overstrength in the Design Process. In: *Proc. 11th WCEE*, Acapulco, Mexico: Elsevier Science Ltd., 1996, Paper No.2130

[42] Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. New York: John Wiley & Sons, 1996

[43] 马东辉,李虹,苏经宇,周锡元. 阻尼比对设计反应谱的影响分析. *工程抗震*,1995(4): 35 ~ 40

第三章 桥梁延性抗震设计方法

正如纽马克(N. M. Newmark)所指出的,地震对结构的破坏效应,系统地揭示出结构设计和施工中的错误,甚至是最微小的错误。历史地震中桥梁震害的历次调查结果,也证实了这一点。

值得关注的是,最近 10 年以来,在都市地区附近发生的地震中,经过抗震设计的现代桥梁再次遭受地震的严重破坏。桥梁表现出来的震害特点,再次证实了结构遭受地震严重破坏的根本原因,源自于不合理的结构抗震体系以及设计、细部构造方面的缺陷;同时,再次突出了桥梁缺乏延性这一基本缺陷的严重性。

在本章里,作者将介绍适用于公路桥梁的改进了的延性抗震设计方法。这种设计方法基于多级抗震设防的思想,并充分体现了能力设计的原则。

3.1 抗震设计中的材料性能

3.1.1 无约束混凝土

关于无约束混凝土的力学性能,在许多结构设计课程中都有详细的论述。本书假定读者已经熟悉无约束混凝土的性能和一些基本的表达公式,因此,这里仅结合混凝土的抗震性能,作简要的介绍。

1. 抗压强度

混凝土的抗压强度是混凝土结构设计的一个重要参数。无约



束混凝土的抗压强度,通常可以由龄期 28 天、尺寸为 $20 \times 20 \times 20\text{cm}$ 的混凝土立方体标准试件试验得到。按照标准试验方法测得的强度,称为立方体强度,并用符号 R (单位为 MPa) 来表示。我国现行的《公路桥梁设计规范》(JTJ 023 - 85),采用混凝土标号用以代表混凝土的立方体强度,常用的标号分为 15、20、25、30、40、50 和 60 号等七个等级。

在美国和日本等国家,采用圆柱体强度作为混凝土标号。它是采用龄期为 28 天、直径 15cm、高度 30cm 的标准圆柱体试件试验获得的,用符号记为 f'_c 。

混凝土立方体标准试件的强度与其它各种试件的强度之间的换算关系如下:

$$f'_c = 0.85 R_{20}$$

$$R_a^b = 0.7 R_{20}$$

式中, R_a^b 为棱柱体抗压强度,也称为轴心抗压强度。

混凝土的抗压强度与水泥标号、水灰比、级配、养护、龄期和添加剂的数量和种类有关。图 3.1 所示为各种不同强度混凝土的典型应力-应变曲线。

从图 3.1 中可见,当混凝土强度提高时,对应于应力峰值和压碎时的应变却降低了。这说明混凝土的强度越高,却脆性越大。因此,在抗震设计中,常用的混凝土标号通常在 20 ~ 50 号混凝土之间;更高标号的混凝土,则一般不宜采用。

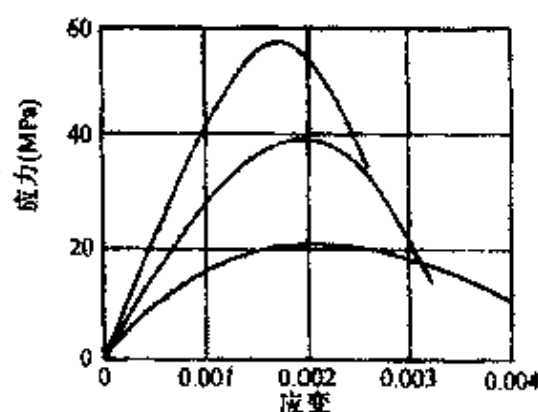


图 3.1 混凝土的单轴应力-应变曲线

由于混凝土的抗压强度是由龄期 28 天的混凝土标准试件确定的,随着混凝土龄期的增长,混凝土强度会不断增长,所以,实际



桥梁结构在遭遇地震作用时,强度通常比设计预期的强度高得多。在旧桥的抗震性能评估和新桥的抗震设计中,这一点显得十分重要。

2. 弹性模量

弹性模量是混凝土材料变形性能的主要指标。在设计中,实际采用的混凝土弹性模量称为“计算弹性模量”,它是根据缓慢加荷到最大压应力为 $0.5R$,然后卸载到零,并如此重复 10 次,由最后得到的应力应变曲线(为近似直线)的斜率测得的。根据国内所作的大量的试验研究,混凝土的弹性模量 E_h 与相应的立方体抗压强度 R 之间,存在以下的对应关系式:

$$E_h = \frac{10^5}{2.2 + \frac{33}{R}} \quad (3.1)$$

式中, E_h 和 R 的单位均为 MPa。

混凝土结构的足尺试验结果表明,由标准试件测得的混凝土弹性模量值偏低。此外,在地震动作用下,由于应变速率较高,实际混凝土结构的弹性模量也较高。在抗震设计中,根据式(3.1)计算结构的弹性模量,如果把它进一步用于计算结构的变形,则可能得到保守值;如果用于计算结构的自振周期,则理论自振周期值将超过实际值。一般而言,这就意味着结构的设计地震力要低于实际地震力。如果希望得到较为保守的设计地震力,则在计算抗侧力构件的刚度时,应对由式(3.1)得到的 E_h 值进行放大,一般增大 30%。

3. 抗拉强度

混凝土的抗拉强度,在构件截面抗弯设计时一般不加以考虑。但是,由于混凝土的抗拉强度与裂缝的形成密切相关,因此,如果希望了解混凝土压弯构件开裂时对应的弯矩值,则必须恰当地估



计混凝土的抗拉强度。

根据国内的试验研究,混凝土的轴心抗拉强度可以近似地表示为:

$$R_t^b = 0.5R^{2/3} \quad (3.2)$$

在地震动作用下,混凝土的抗拉强度可能会比按式(3.2)计算的数值高得多。必须强调,虽然在抗弯强度计算中忽略了混凝土的抗拉强度,但它对于混凝土的抗剪、钢筋粘结与锚固起着重要作用。

4. 反复荷载下无约束混凝土的性能

在地震动作用下,混凝土结构将经历反复的变形循环。为了研究混凝土在反复变形下的性能,已经进行了大量的试验研究。虽然这些研究不可能精确模拟实际结构在遭遇地震动时的变形过程,但是可以从典型的试验结果中,得到其一般性的规律和重要的结论。

图 3.2 所示为六种不同加载试验测得的混凝土受压应力 - 应变曲线(文献[19])。其中,图 3.2a)曲线对应单调加载试验;b)曲线对应等应变增量的重复完全加卸载试验;c)曲线对应等应变增量的重复加卸载试验,但卸载至卸载前应力的一半时,立即再加载;d)曲线对应等应力循环加卸载试验;e)曲线对应等应变循环加卸载试验;f)曲线对应沿首次卸载曲线的循环加卸载试验。根据试验过程中观察的现象和对试验结果的分析,得到了混凝土在反复加卸载下的一些重要现象和一般性规律。现具体叙述如下:

包络线(骨架曲线)——沿着反复荷载(变形)下混凝土应力 - 应变曲线的外轮廓描绘所得的光滑曲线称为包络线(或骨架曲线,图中以 EV 表示)。从试验中发现,各种反复荷载(变形)下的包络线都与单调加载的全曲线十分接近;而且,由包络线上的峰值点给出的抗压强度和峰值应变也与单调加载的相应值无明显的差别。

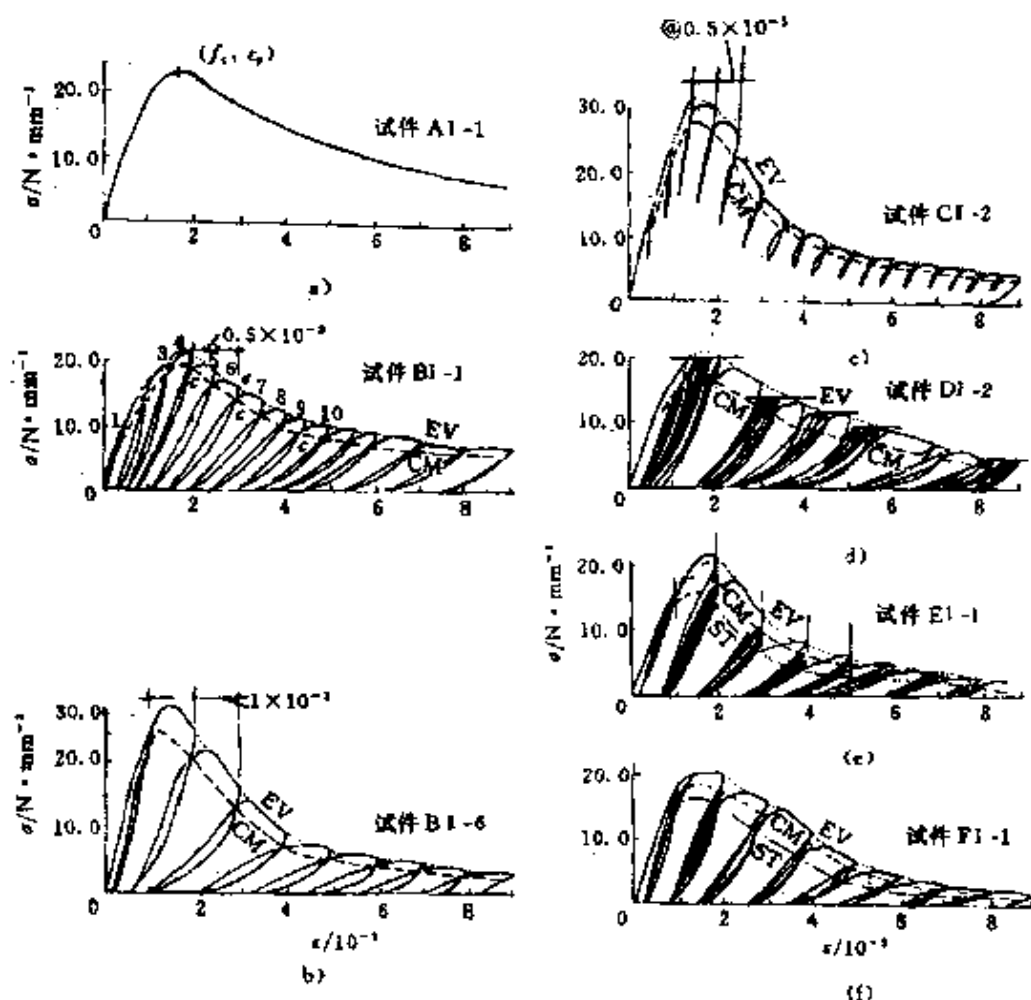


图 3.2 混凝土在不同试验条件下的应力-应变全曲线

这说明在反复荷载(变形)作用下,混凝土应力-应变曲线的包络线可以取为单调荷载下的相应曲线。

裂缝和破坏过程——所有试件都是在超过峰值应力后、总应变达到 $(1.5 \sim 3) \times 10^{-3}$ 时出现第一条可见裂缝。裂缝细而短,平行于压应力方向。继续加卸载,相继出现多条纵向短裂缝。若重复多次加载、卸载而总应变值并不增大,则裂缝无明显发展。当试件的总应变达 $(3 \sim 5) \times 10^{-3}$ 时,相邻裂缝延伸并连接,形成贯通的斜向裂缝。应变再增大,斜裂缝的破坏带逐渐加宽,仍保有少量残余承载力。这一过程也与试件一次单调加载的现象相同。



卸载曲线——从混凝土的受压应力-应变全曲线或包络线上的任一点 (ϵ_u, σ_u) , 图 3-3) 卸载至应力为零, 得完全卸载曲线。每次卸载刚开始时, 试件应力下降很快, 而应变恢复很少。随着应力值的减小, 变形的恢复才逐渐加快。当应力降至卸载时应力 (σ_u) 的约 20% ~ 30% 以下, 变形恢复最快。这是恢复变形滞后现象, 主要原因是试件中存在的纵向裂缝在高压应力下不可能恢复。故卸载时应变 (ϵ_u) 越大, 裂缝开展越充分, 恢复变形滞后现象越严重。

每次卸载至零后, 混凝土有残余应变 ϵ_{res} , 它随卸载应变 (ϵ_u) 而增大, 多次重复加卸载, 残余应变又有所加大。

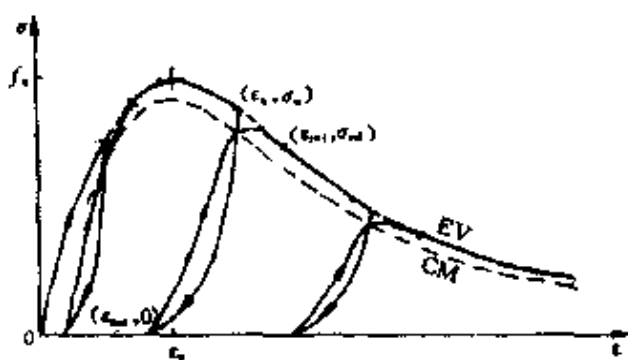


图 3.3 典型的混凝土加卸载曲线

再加载曲线——从应力为零的任一应变值 $(\epsilon_{res}, 0)$ 开始再加载, 直至与包络

线相切或重合 $(\epsilon_{rel}, \sigma_{rel})$, 为再加载曲线(图 3.3)。再加载曲线有两种不同的形状: 当再加载起点的应变很小 $(\epsilon_{res}/\epsilon_p < 0.2)$ 时, 其上端应变 $\epsilon_{rel}/\epsilon_p \leq 1.0$, 即与包络线的上升段相切, 曲线上无拐点, 斜率单调减小, 至切点处斜率仍大于零; 若再加载起点的应变较大, 其上端应变 $\epsilon_{rel}/\epsilon_p > 1.0$, 即与包络线的下降段相切。由于切点的斜率小于零, 再加载曲线的上升段在应力较低处有一拐点, 后又出现一个极大值(峰点)和一小节下降段。而且, 起点应变 (ϵ_{res}) 越大, 曲线的变化幅度越大。

共同点轨迹线——在反复荷载(变形)试验中, 从包络线上任一点卸载后再加载, 其交点称共同点。将多次加卸载所得的共同点, 用光滑曲线依次相连, 即为共同点轨迹线, 图 3.2 中用 CM 表示。观察各试验曲线可发现, 再加载曲线过了共同点以后斜率显



著减小,也即试件的纵向应变超过原卸载应变(ϵ_u)后迅速增长,横向应变也突然增大。这表明已有纵向裂缝的扩张,或产生新的裂缝,损伤积累加大。

稳定点轨迹线——反复荷载(变形)试验中,在预定应变值下经过多次加卸载,混凝土的卸载—再加载曲线最终成为一稳定的闭合环,环的两端称稳定点。将各次循环所得的稳定点连以光滑曲线,即为稳定点轨迹线,图 3.2 中以 ST 表示。稳定点轨迹线,实际上就是混凝土低周疲劳的极限包线。

达到稳定点所需的荷载循环次数,取决于卸载时的应变。经统计,在应力—应变曲线上段以内,一般约需 3~4 次;在下降段则需 6~9 次,才能达到稳定点。

混凝土结构或构件在地震动作用下,若要进行全过程分析,则需要应用混凝土在反复荷载(变形)下的应力—应变关系,包括包络线、卸载和再加载曲线等的方程,文献[19]中提供了这样的计算公式。

3.1.2 约束混凝土

1. 箍筋的约束作用

在桥梁延性抗震设计中,结构的延性通常是由延性桥墩的位移延性提供的。而延性桥墩的位移延性,则主要来自塑性铰区截面的塑性转动能力。

在许多情况下,无约束混凝土的极限压应变不足以保证桥墩塑性铰区具有设计预期的塑性转动能力。这是因为当塑性铰区截面最外层混凝土达到压碎应变时,混凝土保护层首先剥落,如果核心混凝土没有得到足够的约束,纵向裂缝将很快向核心扩展,使混凝土横向膨胀,并导致核心混凝土受压区的压溃;对承受较高轴压比的钢筋混凝土桥墩,纵向裂缝扩展还将引起纵向受压钢筋的屈



曲。所以,对采用无约束混凝土概念设计的钢筋混凝土桥墩,一旦塑性铰区截面最外层混凝土达到极限压应变值,即意味着桥墩达到破坏极限状态。由于无约束混凝土的极限压应变较低(通常为 $0.004 \sim 0.005$),相应的截面最大塑性转角也较低,所以,通常无法提供结构在地震动下所需的位移延性。

数量足够、配置合理的横向箍筋和纵向钢筋一起,对核心混凝土起到约束,并能够有效地限制混凝土的横向膨胀,维持核心混凝土的完整,提高核心混凝土的极限压应力,阻止纵向受压钢筋可能出现的屈曲。最重要的是,核心混凝土受压区在破坏之前,能够维持较无约束混凝土高得多的压应变。

由于形状的原因,螺旋形或圆形箍筋会因混凝土的横向扩张而处于受拉状态,于是沿其周线上就产生了连续的约束应力,如图

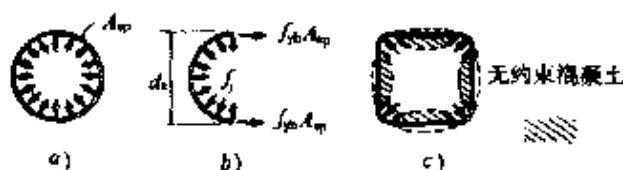


图 3.4 箍筋对核心混凝土的约束作用

3.4a)所示。当螺旋形或圆形箍筋中的应力达到其屈服应力 f_{yh} 时,即在混凝土中产生最大有效横向压应力。由图 3.4b)中隔离体的平衡关系,可求得 f_1 :

$$f_1 = 2f_{yh}A_{sp}/(d_c s_h) \quad (3.3)$$

式中, d_c 为螺旋形或圆形箍筋的直径, A_{sp} 为箍筋面积, s_h 为箍筋的纵向间距。

对各种方形箍筋,因为作用于箍筋各边上的混凝土压力使各边趋于向外弯曲(如图 3.4c)中虚线所示),因而箍筋仅对其角隅附近和核心部分的混凝土提供充分的约束作用。采用局部重叠的箍筋或者在箍筋中设置交叉拉筋,亦即在截面中增加数肢加劲箍筋,可以显著地改善方形或矩形箍筋对混凝土的约束作用。图 3.5b)和 c)表示由于增加若干肢加劲箍筋所产生的较好约束效



果,由于压力拱相对较为平坦,所以可约束更多的混凝土面积。

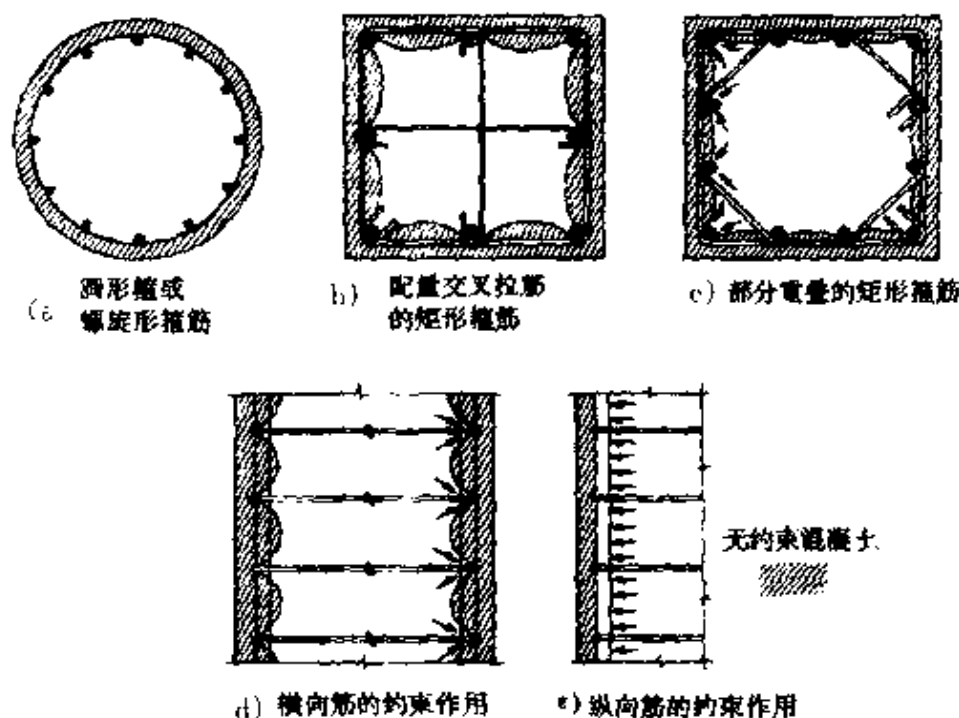


图 3.5 横向箍筋和纵向钢筋对核心混凝土的约束作用

沿截面周边适当布置的纵向钢筋,也会对核心混凝土起到一定的约束作用(图 3.5d)和 e)。因为纵向钢筋和横向箍筋一道构成了约束核心混凝土的钢筋网架,尤其是当箍筋焊接到纵向钢筋上时,对核心混凝土的约束作用更为明显。因此,在国外的一些规范中,还规定了纵向钢筋之间的最大间距。例如,Caltrans 规范(文献[16])规定,纵筋之间的最大间距不得超过 20cm;欧洲规范(文献[17])规定,纵筋之间的最大间距不得超过核心混凝土最小尺寸的 $1/3$ 或 35cm;新西兰规范(文献[18])规定,对矩形和圆形截面延性桥墩,纵筋之间的最大间距不得超过截面直径的 $1/4$,也不得超过 20cm。

显然,横向箍筋对核心混凝土的约束作用是主要的。如果各层横向箍筋沿纵轴方向布置得相对较密,则核心混凝土的约束会得以改善。实际设计中,存在着一个横向箍筋间距的临界值,若超



过此临界值,则横向钢筋之间的截面的混凝土不能受到有效的约束;也就是说,此时不宜用式(3.3)计算 f_l 的平均值。除此之外,决定横向钢筋间距的另外一个重要因素,还取决于避免纵向钢筋在压应力下发生屈曲。试验研究已经指出,在可能出现塑性铰的区域内,这一间距值不应超过纵向钢筋直径的 6 倍。

2. 约束混凝土的应力 - 应变关系

正如上面所述,在许多情况下,无约束混凝土的极限压应变不足以保证桥墩塑性铰区具有设计预期的塑性转动能力。因此,常常采用约束混凝土的概念,来设计钢筋混凝土延性桥墩。如上所述,对混凝土施加约束的目的,最主要的是为了提高混凝土的极限压应变。

在采用约束混凝土概念进行构件设计时,必须了解约束混凝土的受压应力 - 应变关系。迄今已提出了很多不同的箍筋约束混凝土的应力 - 应变关系,这些不同的本构方程,有的建立在理论推导的基础上,有的基于数值计算,还有的是半理论半经验和纯经验的公式,其中以经验公式应用最广。表 3.1 列出了部分试验研究的成果,读者若想了解更详细的内容,可以参考本章所列的相关文献。

在表 3.1 所列的这些试验研究成果中, Mander 等(1988)(文献[20])建议的应力 - 应变关系近年来得到了越来越多的应用(如图 3.6 所示)。其形式如下:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (3.4)$$

式中, f'_{cc} 为约束混凝土的峰值应力;

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$$

其中, ϵ_{cc} 为峰值应力对应的应变,且

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right]$$



上式中, f'_{c0} 和 ϵ_{c0} 分别为无约束混凝土的峰值应力及其对应应变。

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

其中, E_c 和 E_{sec} 分别为混凝土初始弹性模量和峰值应力点对应的割线弹性模量。

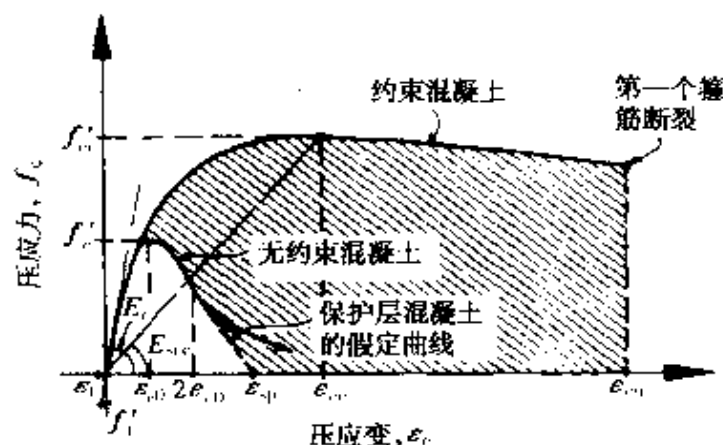


图 3.6 Mander 等建议的约束混凝土的应力 - 应变关系

除了 Mander 等建议的模型之外, 日本学者 Hoshikuma 等人 (1997) 的研究成果 (文献 [21]) 也值得注意。因为在日本, 钢筋混凝土桥墩典型的体积配箍率在 0.3% ~ 0.5% 之间, 与国内的情况比较接近。

以上讨论的约束混凝土, 只是针对普通混凝土。对受约束的高强混凝土, Diniz 和 Frangopol (1997) (文献 [22]) 以及 Razvi 和 Saatcioglu (1999) (文献 [23]) 近年来先后提出了相应的应力 - 应变关系模型, 具体情况可参考本章所列的相关文献。

对于设计者来说, 在约束混凝土的应力 - 应变关系中, 最重要的设计参数是抗压强度、峰值应变以及极限压应变 (用于延性计算)。以下根据 Mander 等的研究成果 (文献 [20]), 介绍约束混凝土的抗压强度、峰值应变以及极限压应变的计算公式。

(1) 约束混凝土的抗压强度

约束混凝土的抗压强度, 与横向箍筋屈服时所能达到的有效约束应力 f'_1 值有关。对于圆形截面, 有效约束应力 f'_1 可表示为:

$$f'_1 = K_e f_1 \quad (3.5)$$

对于矩形截面, 在 x 和 y 方向的有效约束应力分别计算如下:



表 3.1

约束混凝土应力-应变本构模型的部分研究成果

| 模型建议者 | 表 达 式 | | | 适用 截面 |
|---------------------------|--|---|--------------------|----------|
| | 上 升 段 | 下 降 段 | 残余应力 | |
| Kent 和 Park (1971) | $f_c K'_{f_{c0}} \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right]$ | $f_c = K'_{f_{c0}} [1 - Z_m (\varepsilon_c - 0.002K)]$ | $20\% K'_{f_{c0}}$ | 方形 |
| Sheikh 和 Uzumeri (1982) | $f_c = K'_{f_{c0}} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_d} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_d} \right)^2 \right]$ | $f_c = f_{\alpha} [1 - Z (\varepsilon_c - \varepsilon_{\alpha})]$ | $30\% f_{\alpha}$ | 方形 |
| Mander 等 (1988) | $f_c = \frac{f_{\alpha} x'}{r - 1 + x'}$ | $f_c = \frac{f_{\alpha} x'}{r - 1 + x'}$ | 无 | 形式 不限 |
| Saatcioglu 和 Razvi (1992) | $f_c = f_{\alpha} \left[2 - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{\alpha}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{\alpha}} \right)^{1/(1+2K)} \right]$ | $f_c = f_{\alpha} - \frac{0.15 f_{\alpha}}{\varepsilon_{85} - \varepsilon_{\alpha}} (\varepsilon_0 - \varepsilon_{\alpha})$ | $20\% f_{\alpha}$ | 形式 不限 |
| Hoshikuma 等 (1997) | $f_c = E f_c \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{\alpha}} \right)^{n-1} \right]$ | $f_c = f_{\alpha} - E_{dss} (\varepsilon_c - \varepsilon_{\alpha})$ | 无 | 形式 不限 |



$$f'_{lx} = K_e \rho_x f_{yh} \quad (3.6a)$$

$$f'_{ly} = K_e \rho_y f_{yh} \quad (3.6b)$$

式(3.5)和(3.6)中的 K_e , 称为有效约束系数, 其数值取决于核心混凝土的最小有效约束面积与周边箍筋中心线包围的面积之比。对圆柱截面, K_e 取为 0.95; 对矩形截面, K_e 取为 0.75; 对矩形薄壁截面, K_e 取为 0.6。式(3.6)中, ρ_x 和 ρ_y 分别为 x 和 y 方向的含箍率, 且 $\rho_x = \frac{A_{sh}}{s_k b_h}$, $\rho_y = \frac{A_{sh}}{s_k a_h}$ 。其中, A_{sh} 为计算方向的箍筋面积, b_h 和 a_h 分别为与 x 方向和 y 方向垂直的核心截面尺寸(按周边箍筋中心线所在位置计算)。

对于圆形截面或在正交的 x, y 两个方向上有相等有效约束应力的矩形截面, 受约束的混凝土的抗压强度 f'_{cc} 与无约束混凝土的抗压强度有关, 并存在以下关系:

$$f'_{cc} = f'_c \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_1}{f'_c}} - \frac{2 f'_1}{f'_c} \right) \quad (3.7)$$

对于有效约束应力在正交的 x, y 两个方向上互不相等的矩形截面, 约束混凝土的抗压强度 f'_{cc} , 可以利用图 3.7 得到。

(2) 约束混凝土的峰值应变

根据 Mander 等的研究, 与约束混凝土的峰值应力对应的应变可以由下式计算:

$$\epsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (3.8)$$

(3) 约束混凝土的极限压应变

对于设计来说, 由式(3.9)得到的峰值应变值并不代表约束混凝土最大可用的应变值, 因为实际压应变达到它的数倍时仍能维持高的压应力(图 3.6)。Mander 等的研究表明, 当横向约束箍筋断裂时才是可用的应变极限, 它可用横向箍筋刚刚断裂时箍筋的

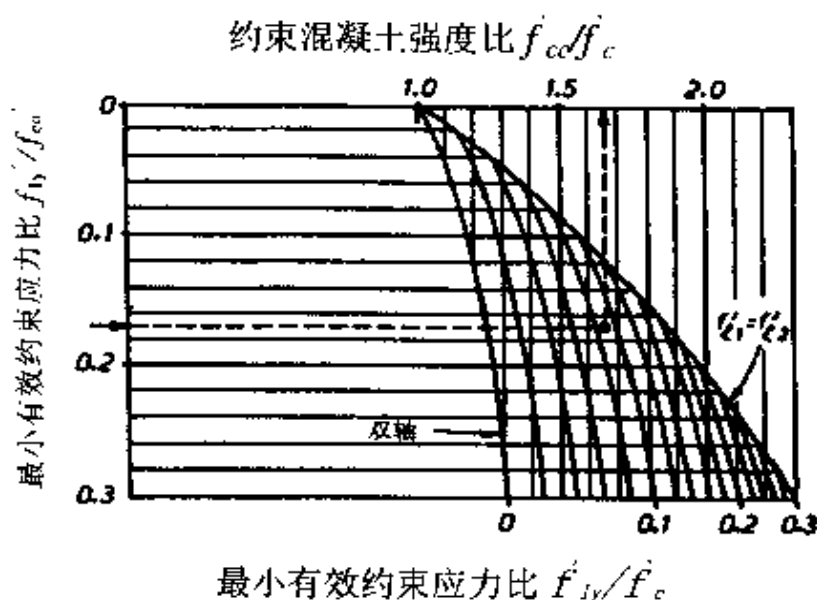


图 3.7 矩形截面约束混凝土抗压强度的计算图式

应变能与混凝土由于约束作用额外吸收的能量相等的条件予以估计,后者如图 3.6 中阴影线部分所围的面积。极限压应变可由下式得到,它是一个较为保守的值:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_y h \epsilon_{sm}}{f'_{cc}} \quad (3.9)$$

式中, ϵ_{sm} 为箍筋的极限拉应变, ρ 为约束箍筋的体积配箍率。对于圆形截面, $\rho_s = A_{sp}/D_h S_k$; 对于矩形截面, $\rho_s = \rho_x + \rho_y$ 。通常, ϵ_{cu} 的取值范围大约在 0.012 到 0.05 之间,为无约束混凝土极限应变设计值(0.003)的 4 到 16 倍。

(4) 反复荷载对约束混凝土应力 - 应变关系的影响

关于反复荷载下无约束混凝土和约束混凝土的试验已经表明,反复荷载下混凝土的受压应力 - 应变骨架曲线与单调加载下的受压应力 - 应变全曲线基本相同。因此,当计算地震动下经历反复变形循环的混凝土构件的抗弯强度时,并不要求修正应力 - 应变曲线。

3. 设计算例



【例 3.1】 矩形截面约束混凝土的设计参数

如右图 3.8 所示的矩形截面构件,核心混凝土受到大小两肢矩形箍筋和一股拉筋的共同约束。箍筋直径为 $\phi 12$, 竖向间距 $s_k = 90\text{mm}$, 混凝土标号为 C30。已知截面尺寸为 $500\text{mm} \times 400\text{mm}$, 混凝土核心尺寸为 $440\text{mm} \times 340\text{mm}$ 。试计算该构件约束核心区混凝土的抗压强度、峰值应变和极限压应变值。

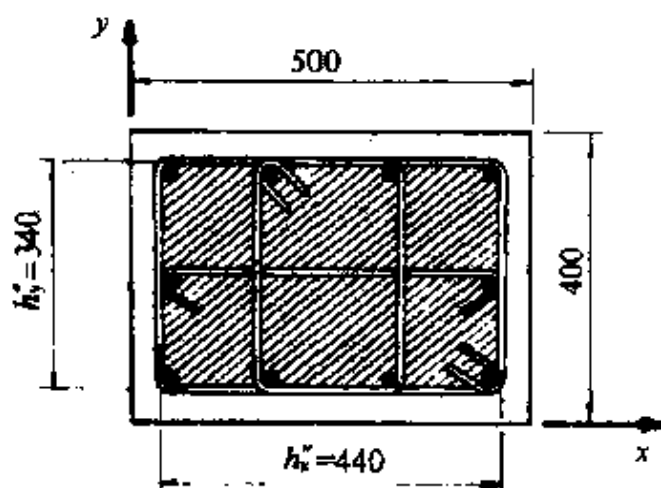


图 3.8 矩形截面约束混凝土

【解】 在 y 方向,有 4 肢 $\phi 12$ 箍筋,因此, y 方向的含箍率 ρ_y 为

$$\rho_y = \frac{4A_{sh}}{s_k a_h} = \frac{4 \times 113}{90 \times 440} = 0.0114$$

在 x 方向,截面中心的 $1/3$ 截面有 5 肢箍筋同时约束,而两侧的 $1/3$ 截面只有 3 肢箍筋约束。所以, x 方向有效约束箍筋的肢数 $= 5 \times 1/3 + 3 \times 1/3 + 3 \times 1/3 = 3.67$, 相应的含箍率 ρ_x 为

$$\rho_x = \frac{3.67 A_{sh}}{s_k b_h} = \frac{3.67 \times 113}{90 \times 340} = 0.0136$$

对于矩形截面,有效约束系数 K_e 可取为 0.75, 由式(3.6)可得:

$$f_{lx}/f_c = 0.075 \times 0.0136 \times 240/(30 \times 0.85) = 0.096$$

$$f_{ly}/f_c = 0.075 \times 0.0114 \times 240/(30 \times 0.85) = 0.080$$

由图 3.7, 取左坐标轴上 0.096 和曲线坐标上 0.08 对应的点, 得到 $f_{cc}/f_c = 1.38$, 从而求得约束核心区混凝土的抗压强度为



$$f_{cc} = 1.38 \times 30 \times 0.85 = 35.19$$

由式(3.8),可得约束核心区混凝土的峰值应变为

$$\epsilon_{cc} = 0.002 \times [1 + 5 \times (1.38 - 1)] = 0.0058$$

对设计分析,箍筋的极限拉应变 ϵ_{sm} 可保守地取为 $0.75\epsilon_{su}$, ϵ_{su} 为箍筋的最大拉应变,这里取为 0.25,则约束核心区混凝土的极限压应变为

$$\begin{aligned}\epsilon_{cu} &= 0.004 + 1.4 \times (0.0114 + 0.0136) \times 240 \times 0.75 \times 0.25 / 35.19 \\ &= 0.0488\end{aligned}$$

3.1.3 钢筋

1. 单调荷载下的应力 - 应变曲线

钢筋混凝土构件的延性主要来自结构钢筋具有承受周期反复的大塑性变形的能力。在单调荷载下,结构钢筋的应力 - 应变曲线如图 3.9 所示。从图 3.9 中可见,在达到屈服应力 f_y 之前,结构钢筋的应力应变关系,基本上是线性的,对应的弹性模量 $E_h = 2.0 \times 10^5 \text{MPa}$;之后,是一段应力保持不变的屈服平台;在屈服平台段后直至应力达到峰值应力,是硬化(强化)段;再之后,是软化段,这一段在设计中通常被忽略。显然,同级钢筋的屈服强度、抗拉强度和屈服平台的长度是在比较宽的范围内变动。

在钢筋混凝土延性构件的抗震设计中,不单钢筋的屈服强度是一个重要的设计指标,其屈服平台的长度也很重要。因为钢筋混凝土延性构件在遭遇地震动作用时,如果钢筋的硬化出现得早并很快发展,这时延性构件的塑性铰区截面将产生超强现象,于是就要求能力保护构件有相应的更高强度(详见 3.6 节)。

与钢筋混凝土延性构件抗震设计相关的另一个问题,是钢筋标准强度的变异性。如果一定级别的钢筋的屈服强度变化很大,那么延性构件塑性铰区截面的实际抗弯强度可能大大超过设计的

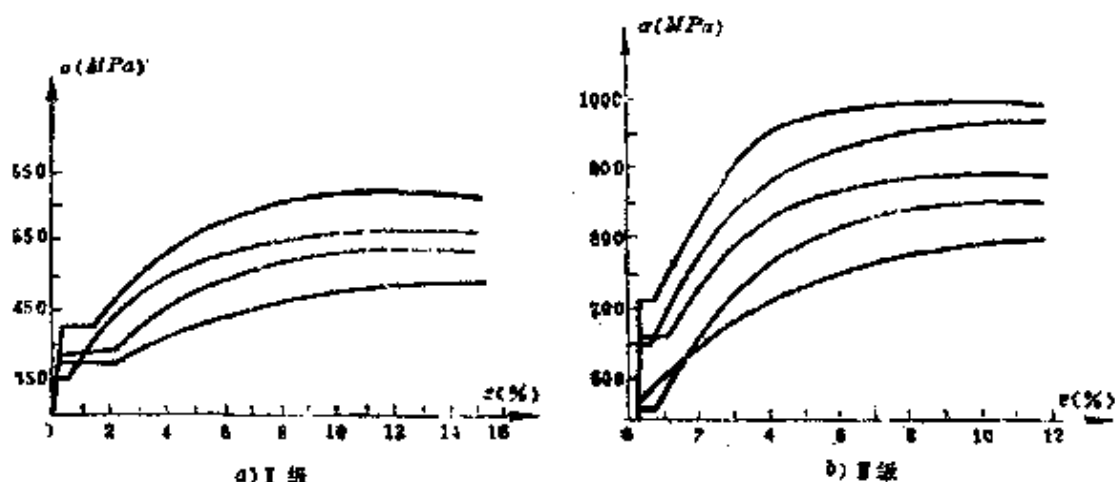


图 3.9 结构钢筋在单调荷载下的应力-应变曲线

预期值。在这种情况下,就需要采用高的超强系数值,以避免发生剪切破坏和出现非期望的塑性变形模式。

对延性构件而言,理想的钢筋性能应是有一个长的屈服平台、后接缓和的硬化段、而且相对于屈服强度标准值来说变化很小的实际屈服强度。对这些性能的要求,主要来自下节将要介绍的能力设计原理。

在最新的《建筑抗震设计规范》试设计稿中,对结构钢筋的性能有以下要求:

“普通钢筋应优先采用延性、韧性和可焊性较好的钢筋;普通纵向受力钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于 1.25,屈服强度实测值与强度标准值的比不应大于 1.3。”

作者已建议在新的《城市桥梁抗震设计规范》中采纳类似的规定。

2. 反复荷载下的应力-应变曲线

在地震动作用下,由于延性构件进入弹塑性振动,钢筋可能在反复的拉、压大变形下工作。当钢筋进入屈服平台后,如果卸载后又反向再加载,将会出现鲍兴格(Bauschinger)效应,即反向再加载



时不再出现屈服平台而成为曲线的应力 - 应变关系。

图 3.10 所示为钢筋在周期反复荷载下的两种不同结果。图 3.10a) 中, 应力 - 应变曲线大体是对称的, 图 3.10b) 中, 曲线则是偏向拉应变一侧的。前者代表框架柱中的纵向钢筋受周期反复荷载作用的情况, 后者代表梁中受力钢筋受周期反复荷载作用的情况, 因为梁中塑性铰不可能经历大的非弹性压应变。

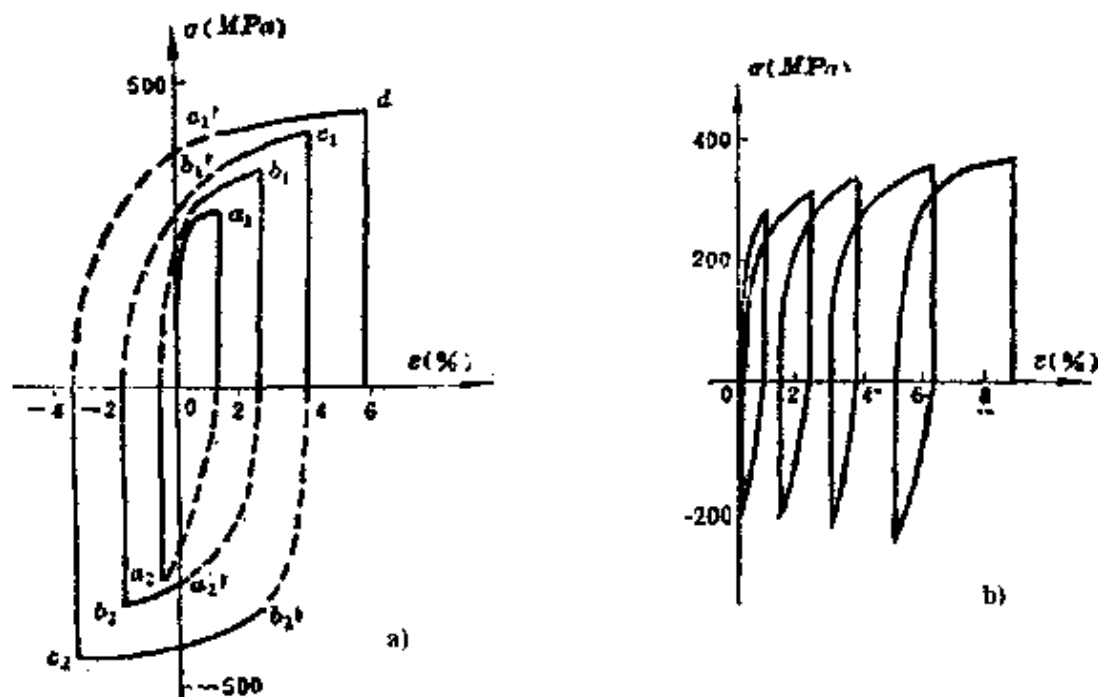


图 3.10 钢筋在反复调荷载下的鲍兴格效应

对桥梁结构, 在遭遇地震动作用时, 钢筋混凝土延性桥墩塑性铰区截面的纵向钢筋可能经历如图 3.10a) 所示的应力 - 应变滞回环。

试验已经证明, 只要加载过程中不产生时效, 钢筋在反复荷载下的应力 - 应变骨架曲线与单调加载时的应力 - 应变曲线相一致。

3. 应变速率对钢筋应力 - 应变曲线的影响

钢筋的强度随应变速率的提高而加大。图 3.11 是清华大学



所做的试验得到的曲线,图中 t_s 为达到屈服的时间,反映了加载的速率。显然,应变速率对强度是有影响的,但应变速率基本上不改变弹性模量和图形的形状。

在地震动作用下,钢筋的应变速率取决于构件的反应。一般而言,其范围大致在 $0.01 \sim 0.10/\text{sec}$,对应的钢筋屈服强度可提高 $10\% \sim 20\%$ 。但在周期性应变下,此一效应的影响并不明显。

4. 钢筋应力 - 应变曲线的理想化

在理论分析中,有了实测的应力 - 应变曲线还不够,需要给出理想化的应力 - 应变关系。

(1) 单向加载

普通钢筋的应力 - 应变曲线可以分为三段:弹性段,屈服平台和强化段(图 3.12)。其中,弹性段是以 E_h 为斜率的直线;屈服平台是斜率为零的水平直线;强化段可以用直线或曲线表示。

当采用无约束混凝土概念设计抗侧力桥墩时,由于塑性区段混凝土的极限压应变很少能超过 0.006 ,因此,钢筋受拉以后的变形即使越过屈服平台进入强化段,也只能达到不大的范围,从而强化段可以简化为直线(斜率为 $E'_h = \tan \alpha'$)。但当采用约束混凝土概念设计抗侧力桥墩时,这时常常必须考虑强化段的影响,因此,强化段更多地用曲线代替。

(2) 反复荷载

普通钢筋在反复荷载作用下,卸载段往往采用斜率为 E_h 的直线。迄今已提出了不少的应力 - 应变模型,这里仅介绍 Sozen

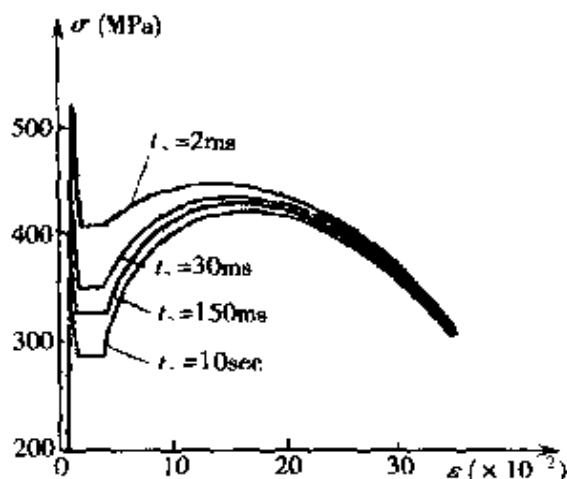


图 3.11 应变速率的影响



建议的一个模型。Sozen 以 Ramberg - Osgood 方程为基础,给出了以下的计算表达式:

$$\frac{\epsilon - \epsilon_i}{\epsilon_{os}} = \frac{\sigma - \sigma_i}{\sigma_{os}} + \left(\frac{\sigma - \sigma_i}{\sigma_{os}} \right)^\alpha \quad (3.10)$$

上式中, σ_i 及 ϵ_i 为半周的初始值(如图 3.13 中 AB 的 σ_1 和 ϵ_1 , BC 的 σ_2 和 ϵ_2 等), σ_{os} 、 ϵ_{os} 和 α 为三个参数, Sozen 按不同情况分别给出数据。

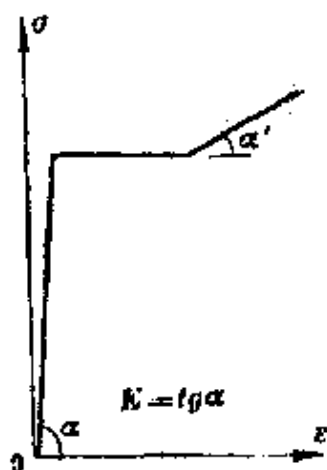


图 3.12 理性化的应力-应变关系

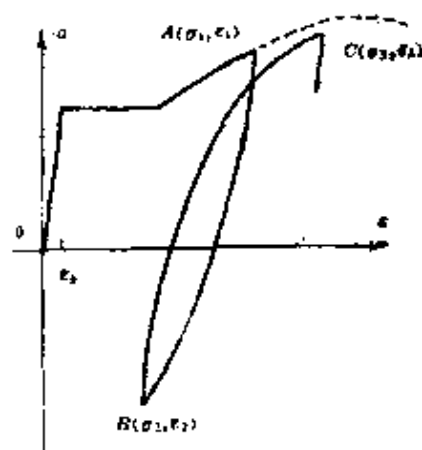


图 3.13 Sozen 建议的模型

关于反复荷载下普通钢筋的应力 - 应变模型更详细的介绍, 读者可自行参阅文献[7]和文献[8]。

3.2 能力设计原理

从 20 世纪 70 年代后期起, 延性概念在结构抗震设计中不断得到重视。为了最大限度地避免地震动的不确定性, 保证结构在大震下能以延性的形式反应, 新西兰学者 T·鲍雷等提出了结构延性抗震设计中的一个重要原理——能力设计原理 (Philosophy of Capacity Design)。基于能力设计原理的设计方法 (能力设计方



法),在新西兰最先得到了广泛的应用;其他国家也先后在各自的结构抗震设计规范中,采纳应用了能力设计原理的一些基本概念。

3.2.1 能力设计原理的基本概念

能力设计原理的基本概念,可以通过一个简单的链接来阐明。图 3.14 表示 n 个强度为 P_h 的脆性链子与 1 个强度为 P_d 的延性链子构成的链接,其中,延性链子具有相当的塑性变形能力。

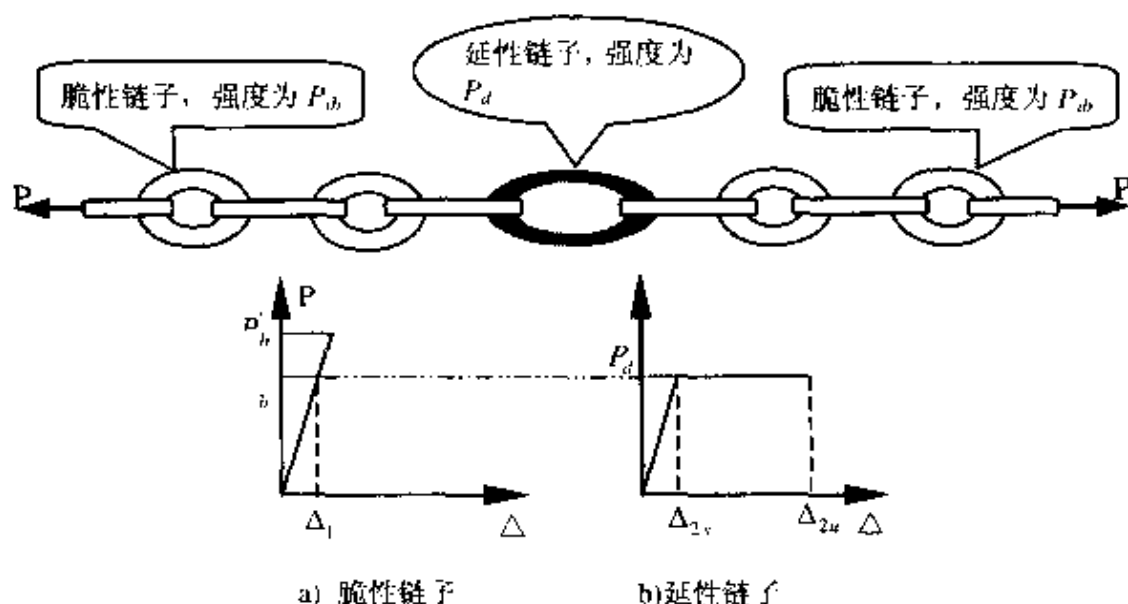


图 3.14 能力设计原理的简单范例

注意到,如果所有的脆性链子都被设计成具有与延性链子相同的强度,则一旦拉力 P 超过两者的强度,即使考虑到所有链子强度变异的可能性,整个链接发生脆性断裂的概率还是相当的高,尽管延性链子的塑性变形能力可能相当大;相反地,如果在设计脆性链子时,所有链子的强度都取得比延性链子可能发挥的最大强度还要高,则脆性链子就会受到延性链子的保护,整个链接在断裂时将表现出延性行为——因为当拉力 P 不断增大时,延性链子的屈服强度总是最先达到,并发生非弹性变形直至断裂。在这个过



程中,延性链子所起的作用如同保险丝,整个链接的最大强度由延性链子可能发挥的最大强度决定,脆性链子受到的拉力因始终低于其设计强度而不会遭受破坏。

对以上示例采用第二章中定义的术语来描述,可以更清楚地反映能力设计原理的基本思想:假设延性链子的设计强度为 P_d , 则其可能发挥的最大强度(超强)为 $\lambda_0 P_d$, 其中, λ_0 为超强因子。为保证整个链接破坏时是延性的,要求所有脆性链子的设计强度 P_{ib} 满足:

$$P_{ib} \geq \lambda_0 P_d$$

这个简单的例子实际上反应了两种不同的设计思路:等安全度设计和不等安全度设计。常规的静力强度设计方法属于前者,即所有构件的设计都是基于统一的强度安全系数,没有考虑在不同性质的构件之间形成适当的强度安全等级差异;能力设计方法则属于后者,即通过延性构件和能力保护构件(脆性构件以及不希望发生非弹性变形的构件,统称为能力保护构件)之间的强度安全等级差异,确保结构不会发生脆性的破坏模式。

从上述示例可以知道,能力设计原理的基本概念在于:在结构体系中的延性构件和能力保护构件之间,应当确立适当的强度安全等级差异。

上述例子还可以用来阐明结构整体延性与构件局部延性之间的重要关系。

假设延性链子的力-位移关系可以表示为理想的弹塑性,脆性链子的力-位移关系可以表示为线弹性(图 3.14),同时假定延性链子的初始刚度和脆性链子的线性刚度相等,则整个链接屈服时的位移为:

$$\Delta_y = n\Delta_1 + \Delta_{2y} = (n+1)\Delta_{2y}$$

达到极限状态时的位移为



$$\mu_{\Delta} = n\Delta_1 + \Delta_{2u} = (n + \mu_d)\Delta_{2y}$$

由此,可得整个链接的位移延性系数为

$$\mu_{\Delta} = \frac{n\Delta_1 + \Delta_{2u}}{n\Delta_1 + \Delta_{2y}} = \frac{n + \mu_d}{n + 1}$$

如果延性链子具有的位移延性系数为 8,而且脆性链子总数为 6 个,则由上式可得整个链接实际具备的位移延性系数为 2;相应地,如果要求整个链接的位移延性达到 3 的水平,则延性链子具有的位移延性系数至少应为 15。可见,构件的局部延性水平与结构的整体延性水平有很大的区别。

3.2.2 能力设计方法的主要特点

在应用于结构延性抗震设计的能力设计方法中,结构体系中抵抗地震侧向力的主要构件,被精心地设计成延性的,以确保其在发生大变形情况下的塑性耗能能力。这些构件的临界截面,通常称为塑性铰,按满足设计预期的最大地震动激起的塑性转动需求来进行构造设计。其剪切破坏则通过适当的强度安全等级差异予以阻止。对所有其它的结构构件,则使其具备的设计强度超过抗侧力构件潜在塑性铰区截面所可能达到的最大强度,以此来避免各种外部作用可能对其造成的破坏。

这种方法的特点如下:

1. 明确地定出结构中潜在塑性铰区的位置,把塑性铰区截面的抗弯强度尽可能设计得与需求的强度接近。然后对塑性铰区进行详细的构造设计,以确保塑性铰区截面能够提供设计预期的塑性转动能力,而这主要依靠约束混凝土概念来实现。

2. 在含有塑性铰的构件中,诸如剪切破坏、锚固失效和失稳等脆性的非线性变形模式,依靠适当的强度安全差异来加以阻止,即在塑性铰区截面发挥其最大抗弯强度时,确保与这些脆性破坏



模式对应的强度不被超过。

3. 对于脆性构件或不希望出现塑性变形的构件,确保其强度安全等级高于包含塑性铰的构件,这样,不论可能出现的地震动强度有多大,这些构件都因其“能力”高于包含塑性铰的构件而始终处于弹性状态。

正如前面所提到的,由于地震动的特性,对结构设计地震力的估算是相当粗糙的。但只要设计预期的结构侧向抗力能够得以保证,那么分析和设计均可使用近似方法,而不会影响结构的抗震性能。按能力设计方法设计的结构,其性能中最难以确定的因素是在强烈的地震动中可能发生的非弹性性变形的大小。然而,由于抗侧力构件潜在塑性铰区截面经过精心的构造设计,因此,能够适应在计算位移延性需求中的多种不确定因素。因此,按能力设计方法设计的延性结构,在承受地震变形方面,有极好的性能。

需要强调的是,能力设计不是一种分析技巧,而是强大的设计工具。这个方法能使设计者设计出对地震动特性不敏感的结构,并让结构按设计预期的性能反应。

与常规的静力强度设计方法相比,采用能力设计方法设计的抗震结构具有明显的优势:首先,塑性铰只出现在预定的结构部位;其次,可以选择合适的耗能机制;第三,预期出现塑性铰的各个构件,均可独立进行专门设计;第四,构件局部延性需求可以与结构整体延性需求直接联系起来。表 3.2 对基于上述两种设计方法设计的结构的抗震性能进行了比较。

从表 3.2 中可见,与常规的设计方法比较,能力设计方法的最大优势在于,它可以确保结构具有预知的和满意的延性性能,从而最大限度地避免地震动的不确定性,使结构具有最大可靠度保证意义上的防止倒塌能力;此外,它还可以提供一个简单易行而又经济合理的设计方案:按能力设计方法设计的结构,非弹性变形局限



结构抗震性能比较

表 3.2

| 结构抗震性能 | 常规设计方法 | 能力设计方法 |
|--------------|--------|-------------|
| ● 塑性铰出现位置 | 不明确 | 预定的构件部位 |
| ● 塑性铰的布局 | 随机 | 预先选择 |
| ● 局部延性需求 | 难以估计 | 与整体延性需求直接联系 |
| ● 结构整体抗震性能 | 难以预测 | 可以预测 |
| ● 防止结构倒塌破坏概率 | 有限 | 概率意义上的最大限度 |

在预期出现弯曲塑性铰的构件上,这些构件仅占整个结构体系的很小比例,其余大部分构件因受到能力保护,其反应被限制在弹性范围内,这就大大地简化了设计和施工过程;另一方面,对预期出现弯曲塑性铰的构件,可以通过细致的设计,使自身和结构整体的延性有充分的保证。尽管这些构件局部造价提高了,但相对结构整体因设计地震力水平大大降低带来的总体造价下降,设计实际上是经济合理的。

3.2.3 能力设计方法的主要步骤

在新西兰《混凝土结构设计规范》(NZS3101,1982)中,能力设计方法被定义为:“基于能力设计的抗震结构,应在主要抗侧力体系中选择合适的构件,通过对这些构件合理的设计和细部构造设计,使其具有在大变形下的耗能能力。其它结构构件则设计成具有足够的强度,以保证预先选择的耗能机制能发挥作用。”

根据新西兰规范的上述定义,能力设计方法的主要步骤可以总结如下:

(1)在概念设计阶段,选择合理的结构布局;

(2)确定地震中预期出现的弯曲塑性铰的合理位置,并保证结构能形成一个适当的塑性耗能机制;



(3)对潜在塑性铰区域,建立截面弯矩-转角之间的对应关系。这个过程可以通过计算分析或估算进行。而后利用这些关系确定结构的位移延性和塑性铰区截面的预期抗弯强度;

(4)对选定的塑性耗能构件,进行抗弯设计;

(5)估算塑性铰区截面在发生设计预期的最大延性范围内的变形时,其可能达到的最大抗弯强度(弯曲超强强度),以此来考虑各种设计因素的变异性;

(6)按塑性铰区截面的弯曲超强强度,进行塑性耗能构件的抗剪设计以及能力保护构件的强度设计;

(7)对塑性铰区域进行细致的构造设计,以确保潜在塑性铰区截面的延性能力。

在很多情况下,上述的能力设计过程并不需要复杂精细的动力分析技巧,而只要在粗略的估算条件下,即可确保结构具有预知的和满意的延性性能。这是因为按能力设计方法设计的结构,不会形成不希望的塑性铰机构或非线性变形模式。结合相应的延性构造措施,能力设计依靠合理选择的塑性铰机构,使结构达到优化的能量耗散。这样设计的结构将特别能适应未来的大地震所可能激起的延性需求。

3.3 总体设计思想

3.3.1 三级设防原则

早在 20 世纪 70 年代,多级抗震设防的思想首先在核电站抗震设计中被提出。多级设防的合理性众所周知,但由于各种原因,我国现行的《部颁规范》(JTJ 004-89)没有采用这个原则。从近几年各国桥梁抗震设计规范的发展来看,采用多级设防原则的国家



不断增多,我国《建筑抗震设计规范》(GBJ 11—89)也早已采用二阶段设计实现三级抗震设防的目标要求。在本书介绍的抗震设计方法中,作者极力倡导采用三级抗震设防原则。

根据三级抗震设防原则,定义以下的三级地震水平:

地震水平 I:定义为桥梁在正常使用寿命期间发生的大概率的地震作用。这个地震水平一般相当于 50 年内超越概率 60% 左右,即约为 55 年一遇的地震,称为多遇地震。

地震水平 II:定义为桥梁在正常使用寿命期间发生的中等概率的地震作用。这个地震水平一般相当于 50 年内超越概率 10% 左右,即约为 475 年一遇的地震。这个地震水平与现行的《部颁规范》所规定的设防烈度相当。

地震水平 III:定义为桥梁在正常使用寿命期间发生的小概率地震作用。这个地震水平一般相当于 50 年内超越概率 2% 左右,即约为 2,475 年一遇的地震,称为罕遇地震。

对普通公路桥梁,与以上三级地震水平相对应的设防目标如下:

当遭受低于本地区抗震设防烈度的多遇地震影响时,一般不损坏或不需要整修仍可继续使用;当遭受相当于本地区抗震设防烈度的地震影响时,结构可能损坏,经简单、快速抢修之后应可继续使用,在经过永久性修复后可恢复原先承载能力;当遭受高于本地区抗震设防烈度的预估的罕遇地震影响时,结构严重损坏,但结构和结构任何部分都不应倒塌,在临时性加固之后,可供紧急车辆通行,在经过永久性修复后,可部分恢复原先的承载能力。

上述这个原则实际上也规定了结构在三级地震水平下相应的反应:在多遇地震作用下,结构总体处于弹性反应范围,结构构件没有损坏;在设防烈度的地震作用下,结构可能出现一定的塑性变形,但最大变形值应限定在远低于结构的容许变形以内;在罕遇地



震作用下,结构将经历较大的弹塑性变形循环,最大变形可能达到结构的容许变形值,但始终不超过容许变形值。由于规定了结构在三级地震水平下相应的反应,因此,设计工程师可以更好地把握结构在不同地震水平下的实际抗震性能。

显然,为实现上述抗震设防目标的要求,至少应基于两级地震水平——多遇地震和罕遇地震,对桥梁结构分别进行抗震设计。之所以这样,乃是基于下面的考虑:

首先,多遇地震在桥梁正常使用年限内一般发生一到两次,因此,为保证结构安全,要求结构的反应处于弹性范围。其次,罕遇地震虽然在桥梁正常使用年限内发生的概率很低,但由于地震是一种随机事件,因此,为最大限度地降低地震造成的损失,不能不对桥梁进行抗震设防;另一方面,罕遇地震作用对于桥梁结构来讲,它是一种一次性的特殊荷载,如果要求普通桥梁结构以弹性反应的形式来抵抗这种罕遇事件,既不经济,也不现实。因此,可以允许结构在罕遇地震作用下遭受严重损坏,但考虑到人民生命财产安全,结构或结构的任何部分都不应倒塌。可见,在多遇地震和罕遇地震作用下,不论是结构的反应还是结构的性能,都是完全不同的,需要分别进行设计。一般认为,在结构抗震设计时,如果考虑了以上两级地震水平,则当结构遭受相当于本地区抗震设防烈度的地震影响时,结构的损坏应是有限的,无须对此进行设计。表 3.3 中列出了普通公路桥梁在设计地震水平下的结构反应及相应的设防目标。

普通公路桥梁的设计地震水平与设防目标 表 3.3

| 设计地震水平 | 结构反应 | 设防目标 |
|--------|------|--------|
| 多遇地震 | 弹性 | 结构构件无损 |
| 罕遇地震 | 弹塑性 | 结构不倒塌 |



3.3.2 桥梁抗震等级分类

公路桥梁应根据其所在的路线等级、总体造价、损坏可能造成的后果以及修复的难易程度等,进行抗震等级分类,以体现不同的设防要求。

根据最近十年来公路桥梁的震害教训,同时考虑国内的实际情况,作者提出了以下的分类方法。根据这个分类方法,公路桥梁分为四类抗震等级,分别为关键桥梁、重要桥梁、普通桥梁和一般性桥梁。对这四类桥梁进行抗震设防时,应区别对待,并采取不同的抗震设计要求。

(1)关键桥梁,包括:

- 高速公路和一级公路上的大跨桥梁
- 用于提供紧急车辆(国防、救灾等目的)通行的桥梁
- 结构破坏将导致巨大经济损失的桥梁

(2)重要桥梁,包括:

- 高速公路和一级公路上的中小跨桥梁
- 二级公路上的大跨桥梁

(3)普通桥梁,包括:

- 二级公路上的中小跨桥梁
- 三级公路上的大跨桥梁

(4)一般性桥梁,包括:

- 三级公路上的中小跨桥梁
- 四级公路上的大跨桥梁

3.3.3 抗震性能准则

对普通公路桥梁,前面所提的抗震设防目标只是反应了对结构的最低性能要求。业主可以根据需要,提出比该目标更高的要



求。显然,对重要桥梁和关键桥梁,采用与普通桥梁同样的设防目标要求,并不合适。

近些年来,由于国外都市地震导致的惨重的震害教训,在国内已经开始认识到,对人口稠密、依赖基础设施程度极高的的现代都市地区或经济发达地区,即使遭受地震严重破坏的桥梁所占比例相当低,仍可能导致极为严重的社会后果。另一方面,据估算,桥梁结构用于抗震目的额外增加的费用通常仅占结构总体造价的10%以下。从这两个方面考虑,对重要桥梁和关键桥梁提高抗震设防要求,应是合理可行的,而且可以以较低的经济投入,获取最大的经济收益和社会效益。

在总结已有的理论研究成果,同时参考国外规范相关规定的基础上,作者提出,应按桥梁的不同抗震等级,规定不同的抗震性能准则(如表3.4所示)。

在表3.4中,规定了四类桥梁的抗震性能准则。应当注意,设计关键桥梁或重要桥梁时,为满足相应的抗震性能准则的要求,可以采取两种方法:一是提高设防地震水平,如现行的《部颁规范》和《建筑抗震设计规范》所采用的方法;另一是采用统一的设计地震动水平和量化的性能设计指标,这种设计方法目前正在积极发展之中。

3.3.4 标准设计流程

根据上述的设计原则和设计思想,这里提出适用于公路桥梁的改进的延性抗震设计方法。改进的抗震设计方法基于两级设计地震水平,其设计过程主要包括以下五个阶段:

- (1)概念设计;
- (2)结构初设计——对应地震水平 I;
- (3)延性构件二次设计——对应地震水平 III;



表 3.4

抗震性能准则

抗震性能目标

| 地震水平 | 抗震性能目标 | | | |
|---------------------|--------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------|
| | 普通桥梁 | | 关键桥梁 | |
| | 一般性桥梁 | | 重要桥梁 | |
| | 轻微损坏, 经一般整修即可恢复正常运行功能。 | 结构总体不损坏, 不需要整修, 维持正常运行功能。 | 结构总体不损坏, 不需要整修, 维持正常运行功能。 | 结构总体不损坏, 不需要整修, 维持正常运行功能。 |
| 多遇地震 (地震水平 I) | 轻微损坏, 经一般整修即可恢复正常运行功能。 | 结构总体不损坏, 不需要整修, 维持正常运行功能。 | 结构总体不损坏, 不需要整修, 维持正常运行功能。 | 结构总体不损坏, 不需要整修, 维持正常运行功能。 |
| 设防烈度地震 (地震水平 II) | 严重破坏, 经临时性加固, 可恢复部分运行功能。 | 有限损坏, 经抢修可恢复使用, 永久性修复后恢复正常运行功能。 | 轻微损坏, 经一般整修即可恢复正常运行功能。 | 结构总体不损坏, 不需要整修, 维持正常运行功能。 |
| 罕遇地震 (地震水平 III) | 灾难性破坏, 可能倒塌或不倒塌, 但无法修复。 | 严重破坏, 但不致倒塌, 经临时性加固, 可恢复部分运行功能。 | 有限损坏, 经抢修可恢复使用, 永久性修复后恢复正常运行功能。 | 轻微损坏, 经一般整修即可恢复正常运行功能。 |

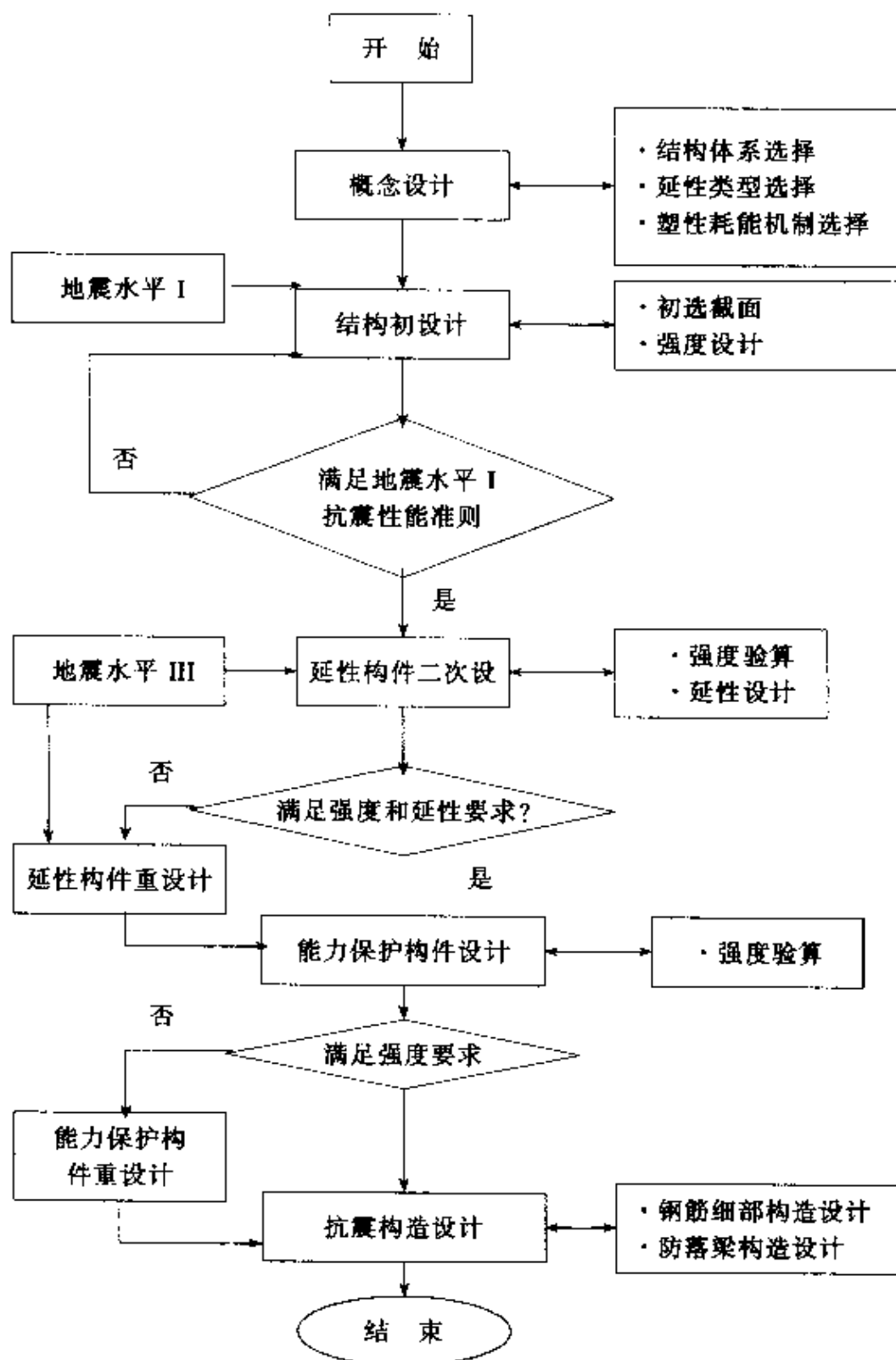


图 3.15 基于两级设计地震水平的延性抗震设计标准流程



(4)能力保护构件设计;

(5)抗震构造设计。

图 3.15 所示为改进的延性抗震设计过程的标准流程图。在这个设计过程中,结构初设计是在多遇地震影响下的设计过程。由于在多遇地震作用下,结构处于弹性反应范围,因此,这一阶段的设计主要是强度设计,地震作用的计算分析可采用弹性反应谱方法。这一设计过程在众多的文献中均有介绍,作者在本书中不拟以讨论,读者可自行参阅。

3.4 抗震概念设计

桥梁结构抗震设计包含了两个设计范畴,即概念设计和参数设计。抗震概念设计是从概念上,特别是从结构总体上考虑抗震的工程决策;参数设计主要是地震作用计算、构件强度验算、结构和支座变形验算等。这两者是相辅相成的,作为一个正确的抗震设计,必须重视抗震概念设计,灵活而又合理地运用抗震设计思想,才能不致陷入盲目的计算工作。

由于地震是一种随机发生的自然现象,所以,它对桥梁结构造成的损害也是随机的,按照地震烈度区划和规范确定的结构地震作用,也只代表具有一定概率的额定值。长期以来,人们通过震害实践认识到,计算得再“精确”,如果结构方案不好,构造措施不当,设计出来的结构也达不到计算所追求的抗震能力,因而人们对抗震概念设计重要性的理解也愈来愈深刻。

对采用延性概念设计的抗震桥梁,其概念设计阶段的主要任务包括:结构体系的选择、延性类型选择和塑性耗能机制选择。在这个过程中,除了考虑 1.5.3 节中讨论的抗震设计原则之外,还必须重点考虑以下各个要点:



- (1)应明确结构中抵抗水平地震作用的墩台的位置和数量;
 - (2)应在结构设计强度和位移延性之间,取得适当的均衡;
 - (3)在选择结构塑性变形机制时,宜使预期的塑性铰出现在易于发现和易于修复的结构部位;
 - (4)应明确结构体系中的延性构件和能力保护构件。
- 现分别讨论如下。

3.4.1 结构体系选择

1. 理想的抗震体系

选择合理的结构抗震体系的重要性,早已是众所周知的事实。在桥梁概念设计阶段,应当尽可能吸取和采用以前公认的行之有效的实践做法。从抗震角度出发,合理的结构体系应符合下列各项要求:

- 应具有明确的计算简图和合理的地震作用传递途径;
- 应具备必要的承载力、良好的变形能力和耗能能力;
- 宜具有合理的刚度和承载力分布,避免因局部削弱或突变形成薄弱部位;对可能出现的薄弱部位,应采取有效措施提高抗震能力。
- 基础宜建造在坚硬的场地上,应尽可能避开发震断层及其它不利地段和危险地段;对建在可能液化地基或软土地基上的桥梁,应对地基进行处理;对不得不建于发震断层或其它不利地段和危险地段上的桥梁,应进行专门研究。

从以上概念出发,理想的桥梁结构体系布置应是:

(1)从几何线形上看,桥梁是直的,各墩高度相差不大。因为弯桥或斜桥使地震反应复杂化,而墩高不等则导致桥墩刚度变化,使抗侧力桥墩中刚度较大的最先破坏。

(2)从结构布局上看,上部结构是连续的,并使用了尽可能少



的伸缩缝;桥梁保持小跨径;弹性支座布置在多个桥墩上;各个桥墩的强度和刚度在各个方向都相同;基础是建造在坚硬的场地上。

要求上部结构是连续的,并尽可能少用伸缩缝,主要是为了避免出现落梁。像简支梁以及使用挂梁的桥梁,相对容易落梁,在地震区使用时应考虑采用防止落梁的构造和装置。要求桥梁保持小跨径,主要是希望桥墩承受的轴压水平较低,从而可以获得最佳的延性。要求弹性支座布置在多个桥墩上,目的是为了把地震力分散到更多的桥墩。

实践中由于各种限制条件,理想的抗震体系很难达到。尽管如此,在抗震概念设计阶段,仍应当考虑使桥梁结构尽可能地服从上述原则要求。

2. 限制条件

受功能要求、路线走向以及桥址地质条件等因素的制约,桥梁结构体系的选择受到很大的限制。既然结构体系受到这些因素的限制,因此在设计的最初阶段,就应考虑桥梁抗震的要求,以利于选择最佳的抗震结构体系。实践证明,在方案设计阶段没有考虑抗震要求,仅是在设计后期阶段对结构进行抗震验算,有时很难使结构达到满意的抗震性能。

桥梁设计中,功能限制条件通常包括设计交通流量(车道数)、设计车速、桥宽和路线走向。以下从抗震观点出发,简要说明这些限制条件与抗震体系选择的关系。

(1)路线走向 对桥梁抗震结构体系的要求常常与路线走向相矛盾。从抗震角度来说,理想的桥梁结构应是越简单、越规则越好。因此,希望桥梁是直的,各跨分布均匀,各墩的高度基本相同。但这通常难于做到,尤其是在城市桥梁设计中。

在城市桥梁中,为了适应路线走向,大量采用弯、坡、斜桥和立交桥。这些桥梁常常是变跨长、变墩高的曲线桥。结构的不规则



性使每个抗侧力桥墩都有不同的设计要求,其中,矮墩比高墩所受到的地震力要大得多。如果通过增加纵向配筋来加强矮墩,则矮墩就会变得更加刚性,并吸引更大的地震力。因此,在相同的地震动作用下,要想使所有的抗侧力桥墩同时达到其设计强度是不可能的。另一个极端情况的是,如果不同高度的桥墩具有相同的截面和配筋,则桥墩越矮,其延性需求越高。从美观角度看,显然不可能通过削减矮墩截面尺寸的做法来降低对其的延性需求。在文献[5,6]中,建议了一种比较好的做法。

在立交桥和跨线桥中,桥墩的布置也常常受到使用功能的限制。由于路面有行车要求,有时需要采用偏心柱。这种情况会导致不良的地震反应,有条件应尽量避免。

曲线梁桥的几何形状影响其地震反应。在横向地震作用下,即使是单柱式桥墩,也会产生轴向地震力,这种动轴力将影响到桥墩的延性。

车道需要分岔的地方(如图 3.16 所示),也会产生一些特殊的问题。在横向地震反应中,岔道 A 和岔道 B 的反应可能不同步,如果这两个岔道在分岔处是连接成一个整体的,那么上部结构在岔道连接处的水平面内将产生很大的内力,通常很难提供适当的强度来抵抗如此大的内力。一个好的做法是在分岔处设置一道伸缩缝,将它们分开。

(2)桥址地质条件的制约很显然,桥址的地质条件对桥长、跨数以及桥墩的布置均有很大的影响。在基础施工困难的地带或深水河床,通常采用大跨、少墩的布置方案。

通常情况下,地震波传播到地表附近不同质点的时刻并不相同。如果地震波在传播到地表过程中不产生反射、折射和干涉、叠加、弥散等现象,则地表不同质点的地震动将具有同一波形,只是相位不同。这种地震动称为空间相关的地震动。由于实际土层的

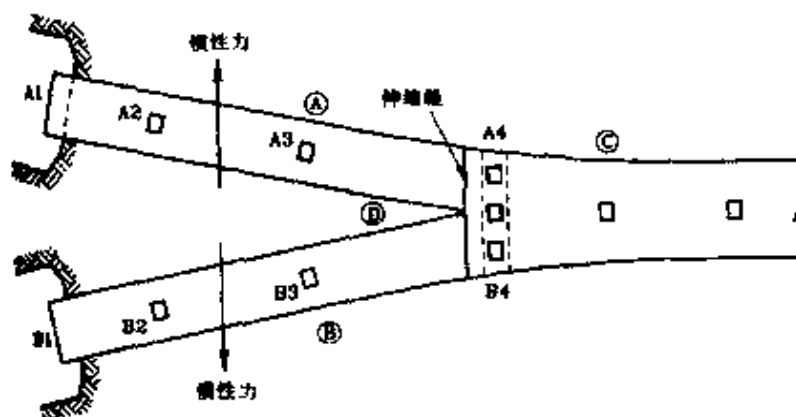


图 3.16 上部结构分盆

复杂性,地震动不可能是空间相关的,即相干的。对于大跨径桥梁或多跨的长桥,不同位置桥墩的地震动往往是相干的,而且同步的可能性很小,虽然对横向反应来说这可能不特别重要,因为横向反应主要取决于局部的横向惯性力。但是在桥梁纵向方向,输入地震动的非一致性和空间相干性的影响不可忽略。这种效应即称为地震动的行波效应。对于抗侧力桥墩是建造在局部地质条件相差很大的场地的情况,例如桥墩是建在山谷和山峰上,行波效应将更加显著。

桥梁常常跨越不稳定的地段,如果必须将桥墩建在地震作用下有潜在危险的陡坡或岸坡上,则需要增加桩的嵌固深度,或采取特殊的保护措施,例如在桩和桥墩外设置一个大的空心沉箱。应当指出,陡坡或岸坡破坏会对桥墩产生难以接受的侧向力。

桥梁还可能跨越地震中易液化的场地,如果可能的话,应避免把桥墩建造在这样的场地上。为了避开可液化场地,桥梁的选址可能需要改变。但如果桥址无法改变,就需要考虑改善地基条件的办法,并对场地进行处理,以降低液化的可能性。在结构布局上,有两种据认为对跨越易液化场地有效的形式:一种是采用简支梁,并通过构造措施连接在一起,以防落梁。应该指出,这种方法



在过去的地震中并没有特别成功。另一种替代的方案是确保上部结构与桥墩完全固结,并使桩基础穿过易液化土层直达坚硬的土层里。这种方案可以避免由于液化导致地基失效的可能性。

3. 上部结构类型的选择

在桥梁结构抗震体系中,墩、台和基础是抵抗地震侧向力的关键构件,上部结构在地震中极少有因地震动力直接作用而毁坏的实例。然而,由于桥梁的总重量主要集中在上部结构,因此,上部结构影响到下部结构设计地震力的大小;而且,它与墩台的连接方式,还影响到设计地震力在下部结构中的分布形式。这里,简短回顾一下桥梁常用的上部结构断面型式及其在抗震设计方面的一些特殊考虑。









一般说来,目前钢筋混凝土与预应力混凝土桥梁的横截面型式有板式、肋梁式和箱形三大类型。表 3.5 列出了常用断面的型式及其适合的典型桥跨范围。在表 3.5 中,自上而下的断面型式能适应的跨径也基本越来越大。可见,当跨径增大时,设法减少混凝土桥梁上部结构的自重,成为设计考虑的第一要素。

当上部结构采用预应力混凝土时,有时需要考虑竖向地震反应,尤其是对大跨径预应力混凝土桥梁。因为预应力的作用是与恒载效应平衡,而竖向地震反应将引起竖向的不平衡力,如果竖向地震反应使恒载效应减少,则可能产生问题。如果不平衡弯矩足以产生裂缝,那么截面就可能没有足够的强度来抵抗由于重力荷载、预应力和地震力的组合作用产生的弯矩。如图 3.17 所示,在地震作用下,裂缝可能从梁的上部开始发展,在裂缝出现以后,位于梁截面上部的预应力束抵抗弯矩的作用明显下降,并最终导致上部结构破坏。但迄今为止,还没有在已建的预应力混凝土桥梁中见到上述的破坏实例,说明实际竖向地震反应的影响可能不如理论计算结果的严重。



混凝土桥梁上部结构常用截面型式

表 3.5

| 型 式 | 图 例 | 施 工 方 法 | 跨 径 范 围 |
|-----------|---|----------------|-----------|
| 实心板 |  | 预制 | 1.5 ~ 8m |
| 实心板 |  | 预制 | 6 ~ 16m |
| I 型梁 |  | 预制 I 型梁 现浇板 | 12 ~ 35m |
| T 型梁 |  | 预制或现浇 | 25 ~ 40m |
| 单箱脊 骨梁 |  | 预制或现浇 | 30 ~ 200m |
| 多室箱梁 |  | 预制或现浇 | 30 ~ 100m |
| 双脊骨 箱梁 |  | 预制或现浇 | 30 ~ 200m |
| 矩形箱 |  | 预制或现浇 | 30 ~ 150m |

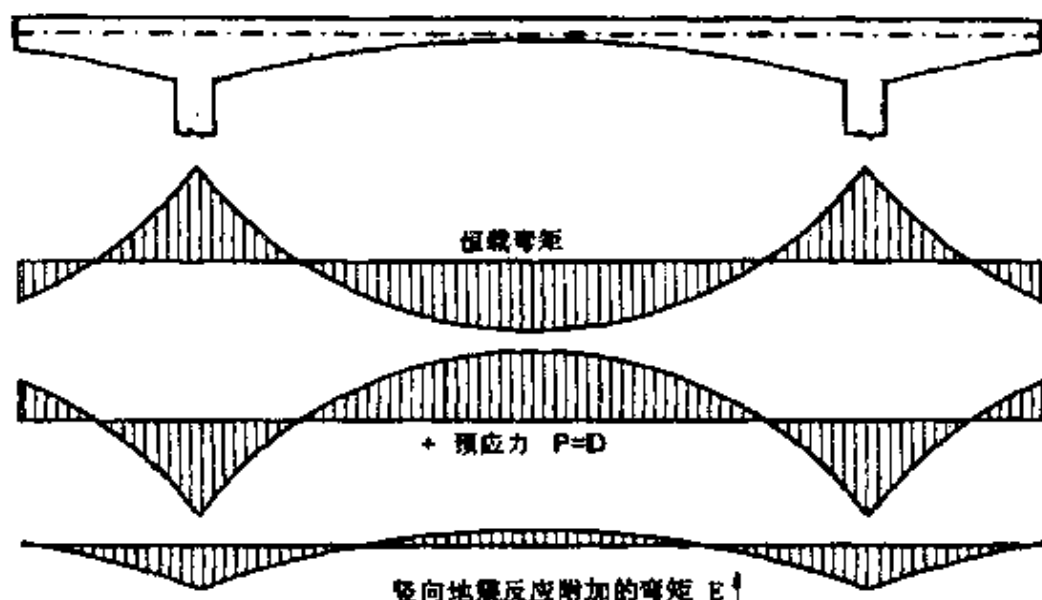


图 3.17 竖向地震反应的影响

在地震区,混凝土桥梁上部结构中的伸缩缝是需要特别注意的。伸缩缝主要用于适应上部结构因温度变化产生的纵向位移以及因混凝土收缩和徐变产生的纵向变形。如果伸缩缝的变形能力不足以适应地震动激起的邻跨间的最大相对位移,并且也没有提供适当的纵向约束装置,就可能在伸缩缝处产生落梁。

4. 桥墩类型的选择

众所周知,公路桥梁上常用的桥墩形式,大体可以归纳为两大类:重力式桥墩和轻型桥墩。重力式桥墩常用圬工材料砌筑,明显缺乏延性。在延性桥梁中,它显然不适合充当抗侧力的延性构件。轻型桥墩目前在城市桥梁中应用最多,其型式也多样化。按构造分类,它可分为薄壁桥墩、空心桥墩、柱式桥墩、排架墩和框架墩等。

对薄壁桥墩,由于它在纵桥向和横桥向的刚度和强度相差很大,因此,设计时应分别对待;一般只需要考虑弱的方向,并可参照柱式桥墩进行设计。对空心桥墩的抗震性能,国内目前研究较少,



一般认为,与实心截面相比,空心截面桥墩具有更好的延性性能。

以下,重点讨论柱式桥墩与抗震相关的问题,因为它是轻型桥墩中应用最多的一种型式,而且对其所讨论的内容,也可供其它型式的轻型桥墩参照。

在柱式桥墩中,常用的形式有单柱式和多柱式两种。在抗侧力体系中,采用单柱式桥墩和多柱式桥墩的优缺点比较如下(参见图 3.18):

(1)采用单柱式桥墩

主要优点:

- 如果上部结构由支座支承,则单柱式桥墩在纵、横向的地震反应特征相等,可以对它进行优化设计。然而,如果采用剪力键抵抗位移,则横向和纵向的自振周期以及设计地震力都将是不同的。
- 如果上部结构由支座支承,则单柱式桥墩只有一个位于墩底的塑性铰,性能容易确定。
- 如果采用与上部结构刚接的形式,则结构和桥墩的延性需求是一致的。

主要缺点:

- 如果采用与上部结构刚接的形式,则截面横向设计弯矩比纵向大,而纵向的抗剪要求却相对重要。
- 相比多柱式桥墩,单柱式桥墩承受的弯矩要高,由它传至基础的弯矩也大。
- 相比多柱式桥墩,上部结构的位移较大。

(2)采用多柱式桥墩

主要优点:

- 如果与上部结构刚接,则多柱式桥墩在纵向和横向的地震反应特征相同。

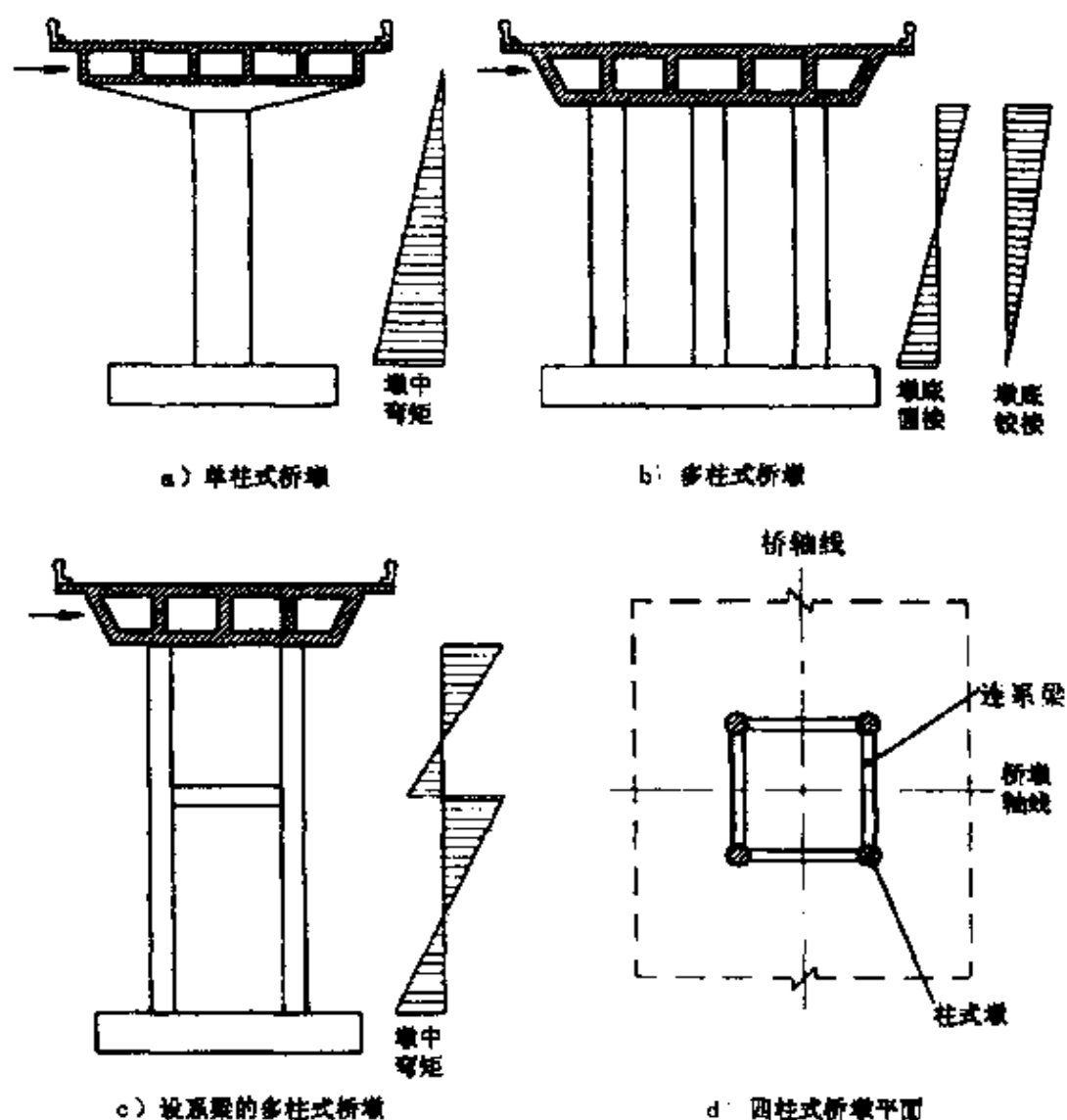


图 3.18 柱式桥墩方案比选

- 如果墩底与基础固结,则桥墩中的弯矩可以大大小于单柱式桥墩情况。
- 如果墩底与基础铰接,则基础的设计弯矩可以大大减少,但桥墩中的设计弯矩则增大了。
- 由于增加了结构的超静定次数,相应增加了抵抗地震侧向力的防线。



- 与单柱式桥墩相比,上部结构的位移较小。
- 与单柱式桥墩相比,与上部结构刚接时可以将墩顶弯矩较好分布到上部结构中。

主要缺点:

- 如果上部结构由支座支承,则截面纵向设计弯矩比横向大。
- 由于动轴压的影响和盖梁刚度的影响,临界截面的塑性铰不一定同时产生。因此,临界截面的延性需求更难以确定。

由于盖梁的柔性,桥墩的延性需求超过结构的延性需求。

- 如果与上部结构刚接,则在横桥向,盖梁会受到非常大的地震弯矩和剪力作用。

对于较高的多柱式桥墩,往往在墩中设置一道或多道横系梁。采用这种形式,可以减小上部结构位移和桥墩的设计弯矩(如图 3.18c)中所示)。有时,这种方法用于四柱式桥墩设计,如图 3.18d)所示,四根柱式桥墩在平面内排成方形,在纵桥向和横桥向提供相等的加劲与加强。在这种设计中,上部结构常由支座支承,支座设置在每个桥墩的墩顶上。

5. 基础类型的选择

基础类型的选择,对于整个桥梁结构的地震反应以及抗侧力桥墩和基础设计地震力的分布,均有非常重要的影响。图 3.19 列出了常用的基础型式。

(1)扩大基础 对于硬土或岩石场地,采用扩大基础无疑是最经济的。如图 3.19a)所示,只要基础不发生倾覆,塑性铰就能在桥墩底部形成。基础不发生倾覆的条件为:

$$(P + W_f)x > M + Vh_f$$

式中, M 、 V 和 P 分别是桥墩传给基础的弯矩、剪力和轴力; W_f 是基础的重量, x 是基础重心与矩心的距离。桥墩传给基础的弯矩和剪力应考虑墩的超强。如图 3.19a)所建议的,没有必要使整个

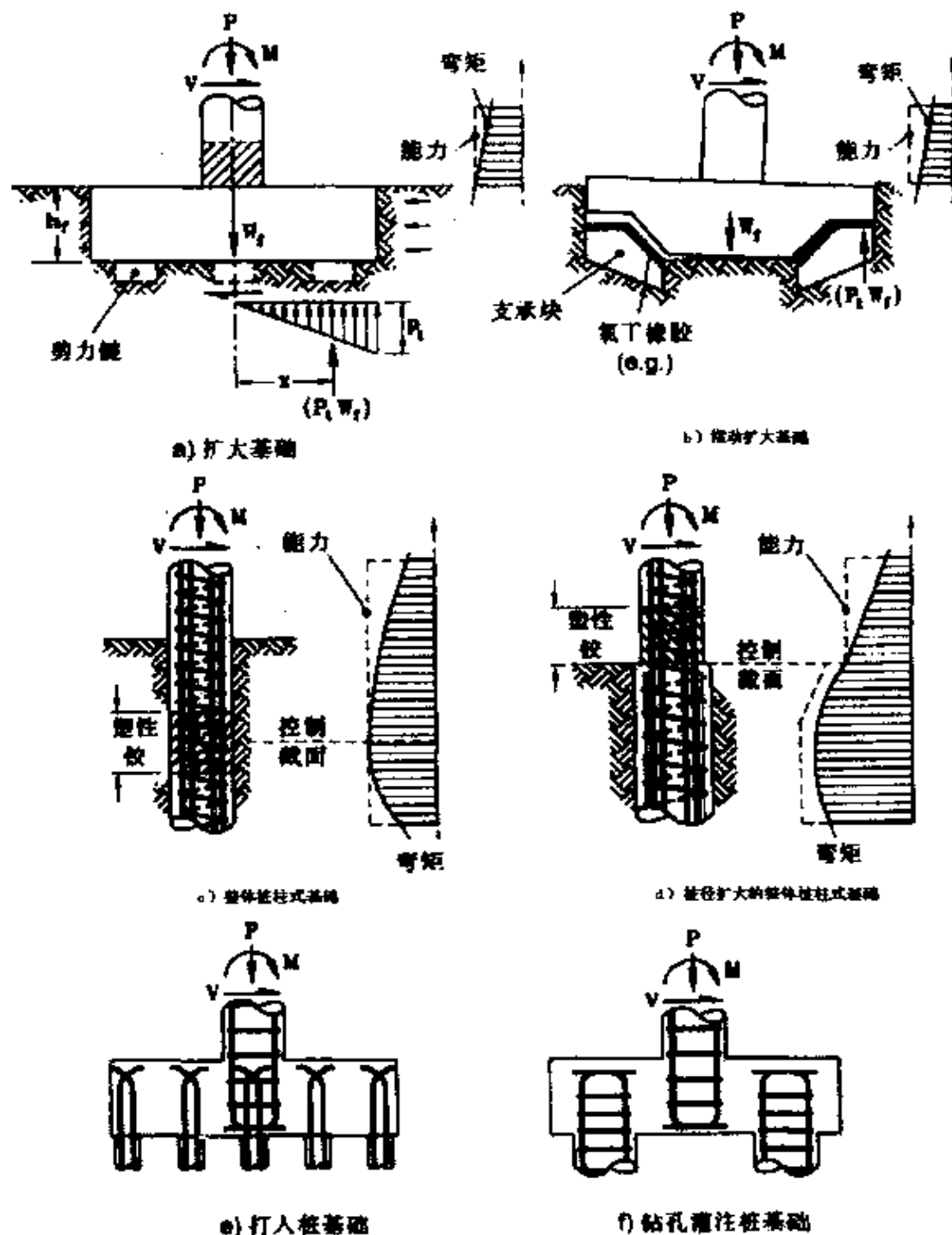


图 3.19 基础方案比选

基础在最不利荷载下全部处于受压状态。



桥墩传递给基础的剪力,主要由基础底面和地基之间的摩擦力承受。为了改善剪力传递,可在基础底面设置剪力键,如图 3.19a)中的虚线所示。

(2)摆动扩大基础 图 3.19b)建议了一个应用于坚固地基的替代方案。这个方案在较低的水平地震侧向力作用下,基础将趋向两侧摆动,因此,在墩底不会形成塑性铰。这个方案以上部结构大大增加的反应位移为代价,保护桥墩免遭地震损坏。为了避免摆动时基础发生塑性变形,建议采用图 3.19b)中所示的反力块,这种反力块在传递水平剪力方面也是有益的。

(3)整体桩柱式基础 采用桩与柱式桥墩一体化的设计方案,可以避免采用桩基础-承台体系在桥墩与承台固结处的较大弯矩。在图 3.19c)中,除塑性铰(通常设置在近地表位置)外,桩和柱之间没有本质区别,最大弯矩出现在地表以下 15~25 倍桩径的深度。由于靠近临界截面弯矩是逐渐变化的,因此塑性铰区相对较长(参见图 3.19c))。在这种设计方案中,只有在较大的塑性转动产生时,混凝土保护层才可能剥落。这个方案的主要缺点是,塑性铰出现在震后不便于发现的地表下,如果不开挖基础,那么破坏范围就不能明确确定。另外一个缺点是,由于桩柱式基础的柔性大,所以,结构质量中心处的弹性位移也很大,导致对塑性铰截面的转动延性需求与结构的位移延性需求之比变得很高(如 2.2.1 节所述)。

采用图 3.19d)所示的替代方案,可以克服 3.19c)方案的主要缺点。根据能力设计原理,可以确保塑性铰出现在桥墩的底部(震后期望破坏的部位)。由于在塑性铰以下桩径扩大,桩的抗弯强度增加,同时,结构质量中心处的弹性位移相比 3.19c)方案的要小,因此,在塑性铰截面的转动延性需求与结构的位移延性需求之间,便产生了更有利于设计的关系。但在某种程度上,这些优点因塑性铰区长度短而导致混凝土保护层过早剥落和塑性转动能力低的



缺陷所抵消;此外,这个方案明显使造价增加。

(4)桩基础 图 3.19e)和 3.9f)所示为两种常用的桩基础形式。其中,钻孔灌注桩是当前桥梁更常采用的桩基础形式,而且设计越来越倾向于采用少量的大直径桩(桩直径在 750 ~ 1200mm)。

如图 3.19f)所示,桩基础中所有的桩通常在顶部通过一个刚性承台联成一个整体,在承台上再修筑桥墩,桥墩常常与承台固结。如果桥墩与承台固结,合理的设计方法是通过能力设计,保证塑性铰出现在桥墩的底部,并使桩在地震作用下保持弹性。由于桩中弯矩的大小受土层刚度影响很大,当确定桩的设计弯矩时,就必须研究土侧向抗力的可能变化情况。在某些情况下,强迫塑性铰只出现在桥墩上可能是不现实的,这时可允许在桩中产生有限的塑性铰。

6. 抗震设计方案比选

(1)上部结构与桥墩的连接

在抗震概念设计阶段,就必须考虑桥梁上部结构与桥墩的连接方式。上部结构与桥墩的连接方式主要有两种:上部结构与桥墩刚接,如图 3.20a)所示;或者上部结构与桥墩通过支座联结,如图 3.20b)所示。这两种方案的选择与结构抗震性能以及设计地震力的水平关系极大,下面简要讨论它们各自的特点。

(a)刚接方式 这种连接通常只适用于混凝土上部结构,在钢结构桥梁中,上部结构与下部结构采用刚接方式至少在理论上是可能的,但在地震区尚未发现这样的例子。

上部结构与下部结构刚接的方式,最适合于较细长的桥墩或小跨桥梁。这种连接方式在抵抗地震侧向力、特别是纵桥向的地震力上,具有一定优势,因为它与支座联结方式相比,增加了结构的超静定次数。如果抗侧力桥墩在墩底也是固结的,那么在强震作用下,墩顶也将形成塑性铰,从而产生一个附加的耗能机制。在

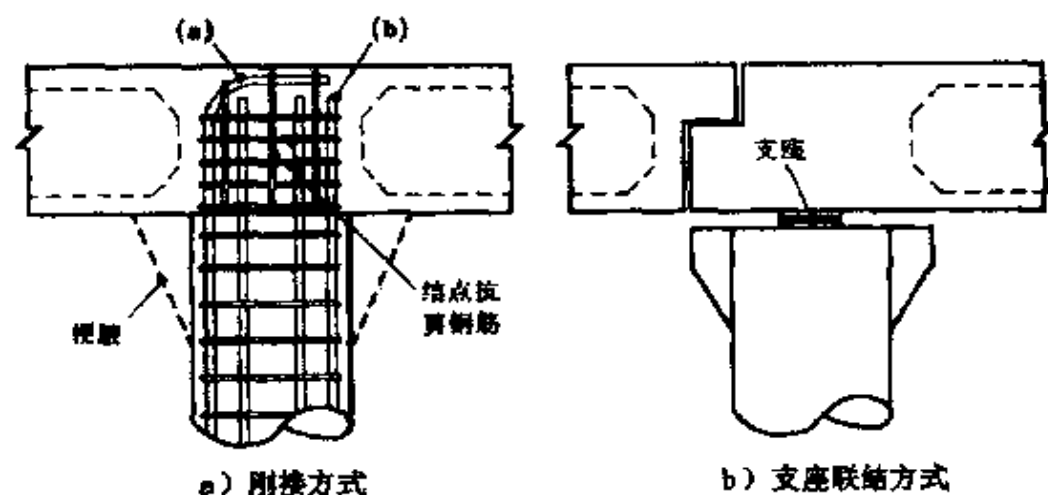


图 3.20 上部结构与桥墩的连接方式

纵向反应中,这种连接将使桥墩产生双向弯曲,从而使桥墩在截面尺寸和钢筋含量不变的条件下,增加了其纵向抗剪能力。

如果采用多柱式桥墩,而且桥墩在墩底固结,则在强震作用下,无论是在纵桥向还是在横桥向,桥墩均处于双向弯曲状态。于是,桥墩在纵向和横向可取相同的刚度。这样就出现了抗震设计的最佳方案;当采用圆柱墩时,桥墩在各个方向的抗震能力均是相同的。

对于多柱式桥墩,采用顶端刚接的方式也允许设计者考虑选择在墩底采用铰接的方式。刚接方式的另一个优点,就是它对结构地震位移的大小不敏感,除非位移大得影响到墩顶塑性铰的转动能力和连接强度。

桥墩与上部结构刚接的主要缺点,是上部结构在纵向地震反应中将产生附加的地震弯矩。附加的地震弯矩与恒载弯矩叠加,可能成为上部结构的设计控制弯矩(如图 3.21 所示)。为了承受这些弯矩,需要在梁底额外布置纵向钢筋。如果上部结构较宽而且是由单柱式桥墩支承,上部结构抵抗纵向地震作用的有效宽度



可能大大小于梁截面的宽度,从而使问题更加严重。

桥墩与上部结构刚接的方式也对节点构造提出特殊的要求。由于节点钢筋密集,设计者通常在桥墩纵筋伸进盖梁一定长度后就直接截断,常常发现这样的锚固长度实际是不足的,更理想的做法是钢筋弯曲地通过这个铰后截断,如图 3.20a) 中所示。此外,由于节点区域受到较高水平的剪力作用,通常还要求配置特殊的竖向和水平抗剪钢筋,如图 3.20a) 所示。

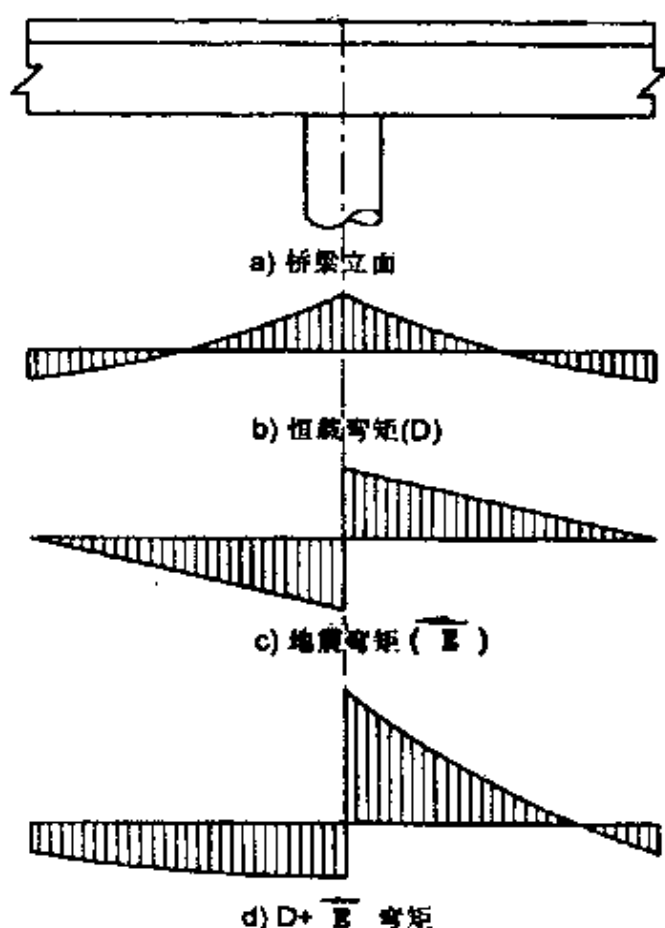


图 3.21 上部结构刚接时的纵向弯矩

如果上部结构是由单柱式桥墩支承,则结构在横桥向的地震反应与竖向悬臂梁的反应相同,而纵向反应则与桥墩的抗弯刚度有关。这种情况下,墩底截面的设计弯矩由横向地震反应控制,而墩顶截面的设计弯矩则由纵向地震反应控制。除非桥墩的截面做成矩形的而且长边在横向,否则会导致一个无效的下部结构。

(b) 支座联结方式 上部结构和下部结构之间,如果采用支座联结的方式,则可以通过设计,使上部结构在支座处只能发生转动,或者只能沿支座的一个或几个方向平动。公路桥梁中,最常用的转动支座是盆式橡胶支座和球形支座,而平动支座可以是板式橡胶支座和聚四氟乙烯滑板支座等。



支座承受的侧向力决定支座的设计,而且也决定支座的横向位移是否需要剪力键来限制。滑板支座在通常情况下,其摩擦系数是非常低的,但在地震动作用下,有较大的摩擦系数。根据国外的研究,其数值通常在 0.1 左右,实际数值取决于支座压力及相对位移速率。滑板支座力与位移的关系,可用库仑阻尼来描述。而板式橡胶支座提供的抗力则与位移成正比,其刚度可以通过支座尺寸和橡胶层厚度予以调整。

上、下部结构采用支座联结方式的最大优点,是在上部结构和桥墩之间几乎没有地震弯矩的传递,与刚接方式相比,只是增加了桥墩的地震弯矩,但上部结构的抗震设计则大大简化了。

采用支座联结方式的另外一个优点,是上部结构和桥墩之间通过柔性支座隔开,延长了结构的固有周期。这对于大部分场地条件都是有利的,因为周期延长导致结构的弹性设计地震力水平下降;但对于软土地基,可能效果相反(见图 3.22)。

如果采用单柱式桥墩,那么桥梁在纵桥向和横桥向的反应都与竖向悬臂梁的反应相同。因此,为了使桥墩的抗力特性与方向无关,可采用简单的圆柱截面形式。这样不仅简化了设计,同时使设计更为有效。

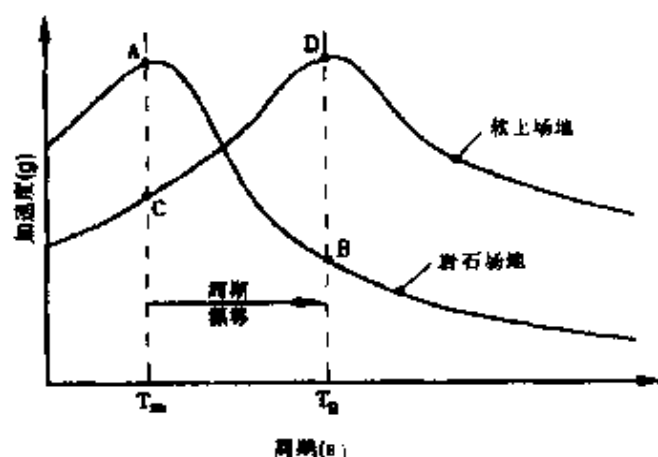


图 3.22 柔性支座对结构固有周期的放大

采用支座联结方式,给设计者在怎样抵抗地震以

及什么地方需要抵抗地震力方面提供了较大的选择余地。通过在上部结构和桥墩之间设置支座,可以解决较矮的刚性墩吸引过大地震力的问题。如果采用板式橡胶支座,还可以通过调整支座刚



度的方法来弥补不同桥墩刚度相差的问题。因此,在柔性墩上可以设置刚性支座,在刚性墩上可以设置柔性支座。

相比刚接体系,采用支座联结方式的主要缺点,是其上部结构对地震位移较为敏感。由于支座的柔性,结构的最大反应位移可能明显增大。如果采用多柱式桥墩,则结构的纵向地震反应与竖向悬臂梁的反应相同,但在横桥方向,反应却是双向弯曲变形。对于这类结构,不适合在墩底铰接,以减少基础的地震力。

为了限制支座的横向位移,通常需要在横桥方向设置支座挡块。如果不设置挡块,柔性支座将对结构横桥向的位移延性产生较不利的影响(见图 3.23 及 2.2.1 节)。设置了支座挡块,显然对提高结构横桥向的位移延性有利,但它对桥梁横桥向地震反应的影响,目前尚未十分清楚。另外,由于在纵向不能设置挡块,所以柔性支座将对结构纵向的位移延性产生不利的影响。

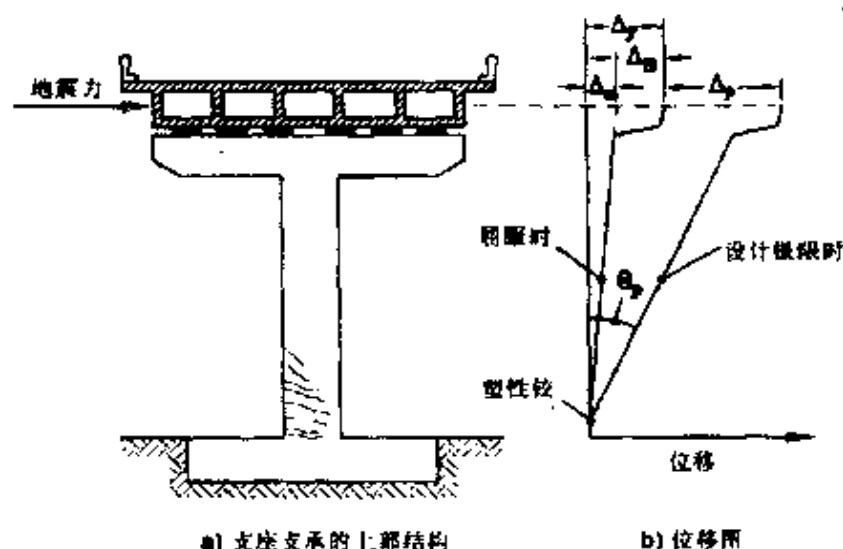


图 3.23 柔性支座对结构位移延性的影响

(c)隔震支座联结方式 上部结构和下部结构采用支座联结的桥梁,为了降低结构的共振反应,可以选择特殊的抗震支座与耗能装置组合使用,这些支座包括高阻尼橡胶支座、铅芯橡胶支座



等。关于采用这种支座的桥梁的论述,读者可参阅本丛书中的第二册《桥梁减隔震设计》。

(2)上部结构与桥台的连结

由于土—结构相互作用对桥台的地震反应有重要的影响,因此,它们的行为往往难以描述。加上桥台破坏很少导致桥梁的灾害性倒塌,所以,桥台的抗震设计常常是相当草率的。然而,已有的震害经验表明,不合理的桥台设计的后果可能是相当严重的。以下,从抗震角度简要讨论桥台与上部结构的连接方式。

(a)刚性连接 图 3.24a)和 3.24b)是两种可供选择的桥台与上部结构的刚接方式。桥台和上部结构采用刚接方式,仅对两跨的桥梁是合适的,这种方式很少能适合大跨桥梁。由于桥台刚度相比跨内桥墩的刚度要大,常常假定所有的地震抗力由桥台提供,因此,跨内桥墩可设计成只承受重力,但在墩顶和墩底潜在的塑性铰区仍应满足延性细部构造要求,以确保适当的位移延性。

(b)支座联结 图 3.24c)和 3.24d)所示为桥台与上部结构通过支座连接的两种形式。第一种方式是在桥台翼墙和上部结构之间提供一个小的间隙,以适应温度、混凝土收缩和徐变变形。当桥台翼墙和上部结构相向运动时,初始间隙闭合,翼墙承受上部结构传递的纵桥向地震力和台背的被动土压力。当桥台翼墙和上部结构反向运动时,桥台受到的地震力主要取决于支座特性。考虑到翼墙一般难以抵抗这些力,而且翼墙损坏通常是可接受的,可以有意地设计在翼墙上设计一个薄弱面(如图 3.24d)所示),当薄弱面在强震作用下破坏时,发挥出耗能的作用,同时允许结构在纵桥向有更大的位移。

(c)隔震支座联结 图 3.24d)所示的细节也适合采用隔震支座联结的情形。

(3)桥墩与基础的连接

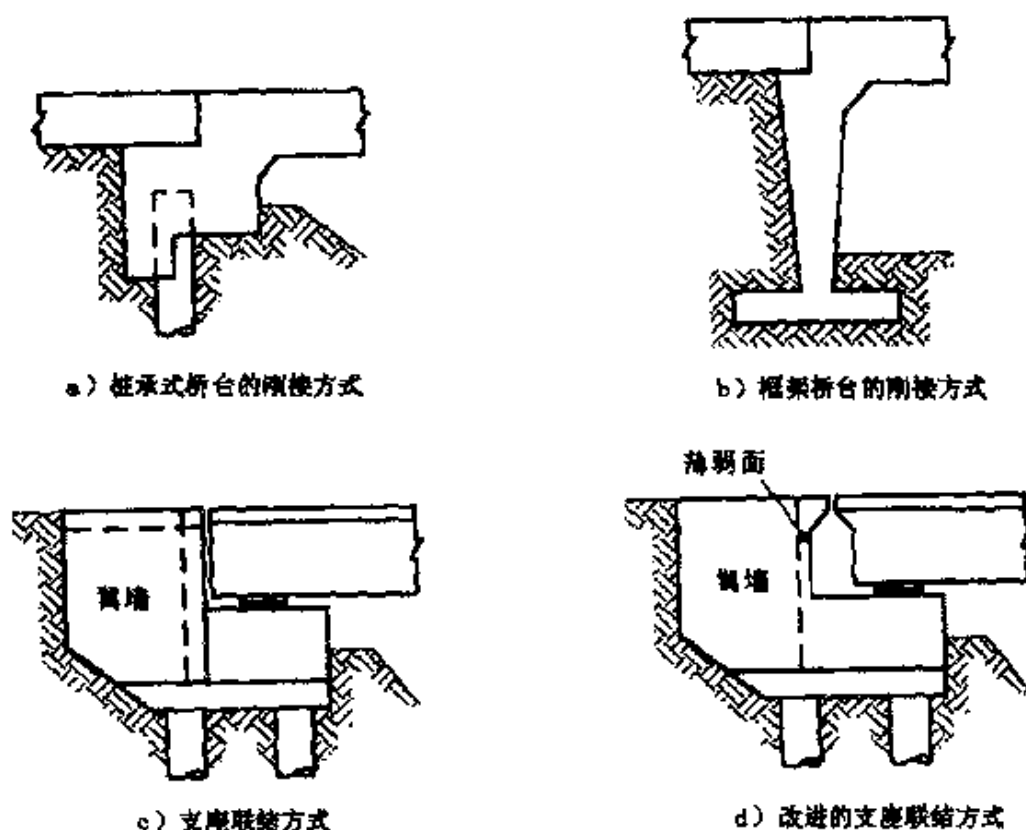


图 3.24 上部结构与桥台的连接方式

前面已讨论了上部结构与下部结构刚接时,多柱式桥墩与基础铰接的可能性。与墩底固结方案相比,铰接的优点是减少了基础的地震力,但缺点是墩顶弯矩增大(如图 3.18 所示)。图 3.25 比较了这两种连接方式相应的基础内力。对于铰接情况,基础承受的内力包括桥墩的轴向荷载以及通过铰传递的剪力。在这种情况下,所有桩中的轴力都几乎相等,因此可获得较为经济的设计;而且承台受到的弯矩和剪力也相当低(如图 3.25a)所示)。

图 3.25b)中,由墩底传递的弯矩使基础设计力大大增加。对于如图所示的地震力作用方向,左边的桩中可能产生很大的上拔力,右边的桩受到的轴压力则为铰接时的两倍以上。同时,承台受到的弯矩和剪力也大大增加。图 3.25b)中绘出了承台所受弯矩和剪力的分布情况,可以发现,承台的正弯矩比铰接时高许多;如

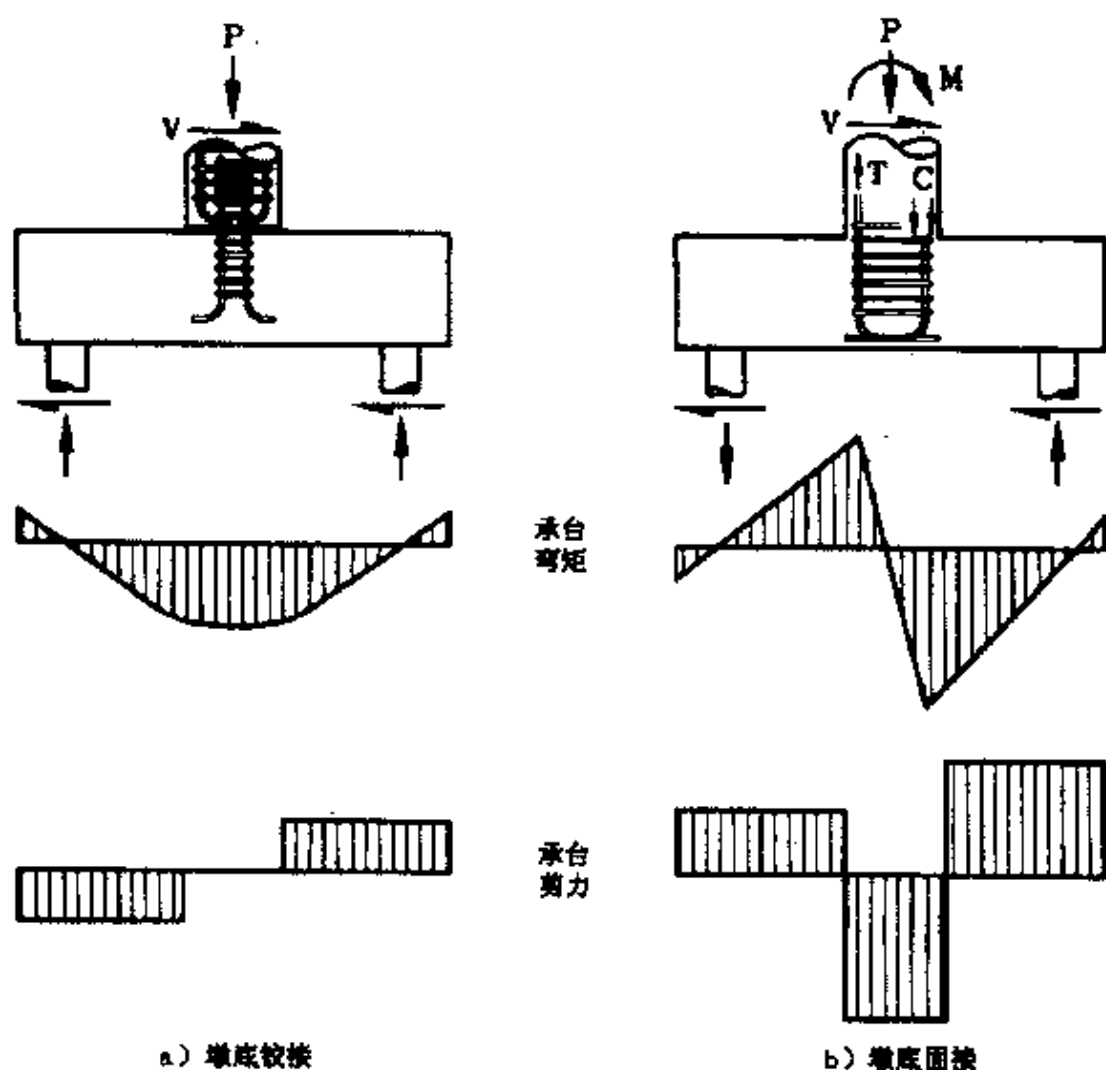


图 3.25 桥墩与基础连接方式

果左边的桩受到拉力(如图所示),负弯矩也会增大。与铰接基础相比,这要求在承台顶部附加钢筋。从图 3.25b)中还可以发现,剪力也比较铰接时大得多。

(4) 柱式桥墩截面类型比较

图 3.26 列出了一些适用于抗震设计的柱式桥墩的实心截面方案。以下,从抗震角度出发,对这些方案作简要的评述。

(a) 圆形截面 圆形截面形式如图 3.26 中截面 A-A 和 B-

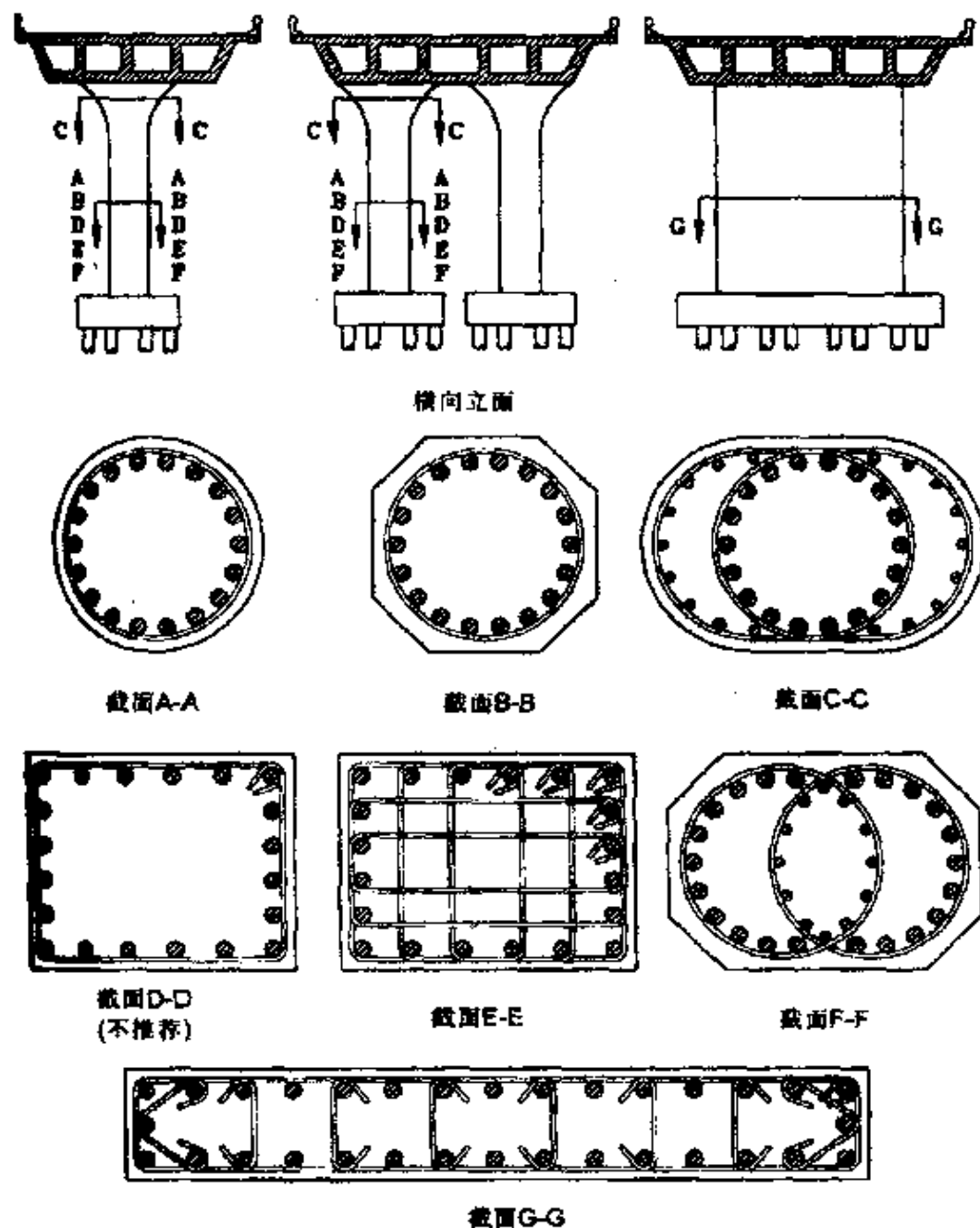


图 3.26 柱式桥墩常用的实心截面型式

B。在圆形截面中,纵向钢筋通常沿周边均匀布置,并配有螺旋箍筋或环形箍筋,外形可以是圆形、正八边形或其它一些多边形。这类截面不但经济有效,而且还便于施工。螺旋箍筋或环形箍筋可以提供对混凝土的较好约束。这种截面的抗弯强度、抗剪强度以



及延性能力在各个方向均相同。对于在正交方向有相同抗弯要求的情况,圆形截面总是最适应的。

由于建筑的原因或者为了在偏心荷载作用下能提供更好的支承,常常在桥墩上部扩大截面。常见的做法是仅在横桥方向加大截面尺寸,如图 3.26 中所示的 C-C 截面。C-C 截面的纵向钢筋仍保留在原圆形截面内,在加宽区域设置一些较小直径的纵向细筋和一些箍筋。这些箍筋主要用于约束主筋外的混凝土。在纵桥向,C-C 截面的抗弯强度几乎没有提高,临界截面仍然位于盖梁以下。对于单柱式桥墩,端部拓宽往往是必须的。

(b)矩形截面 图 3.26 中截面 D-D 至 F-F 是实心矩形截面可供选择的方案。其中,截面 D-D 仅在周边有一道箍筋,这种情况不能对核心混凝土提供充分的约束(除了角隅附近及中心部分),而且不能有效地防止纵向钢筋受压屈曲,因此这种方案不能用于有延性要求的地方。

为了给混凝土提供可靠的约束,并有效地阻止纵向钢筋受压屈曲,应采用重叠的矩形或八角形箍筋。对于截面尺寸较大、纵向钢筋较多的情况,为了提供可靠的约束,应考虑采用如截面 E-E 或 F-F 中所示的箍筋形式。

(c)矩形薄壁截面 当纵向地震反应完全由桥台抵抗,或者由于桥墩高度变化太大使普通截面的高桥墩设计不经济时,可以采用图 3.26 中截面 G-G 所示的矩形薄壁截面。具有这种截面的桥墩在横桥向有较高的强度与刚度,其作用基本上像一垛结构墙;但在纵桥向刚度低,因而吸引较小的纵向地震力。如果在横向有延性要求,则在截面的端部区域需要特殊的箍筋。完全约束截面的长边通常是不实际的,因此,常常仅在纵筋之间间隔地配置系筋。这种截面的桥墩,通常轴压比较低,而且纵筋配筋率也较低,因此即使没有约束,也有相当的延性能力。



(d)空心截面 对于大跨径桥梁,桥墩截面的尺寸可能需要很大。如果桥墩很高,就往往要求采用空心截面。

图 3.27a 所示的圆形空心截面可能是较优的选择,它配有内外两层环形箍筋。由于约束作用或抗剪,在内环箍筋上产生的拉力有径向朝内的分量,它必须由绕在内环箍筋上的径向系筋来抵抗。

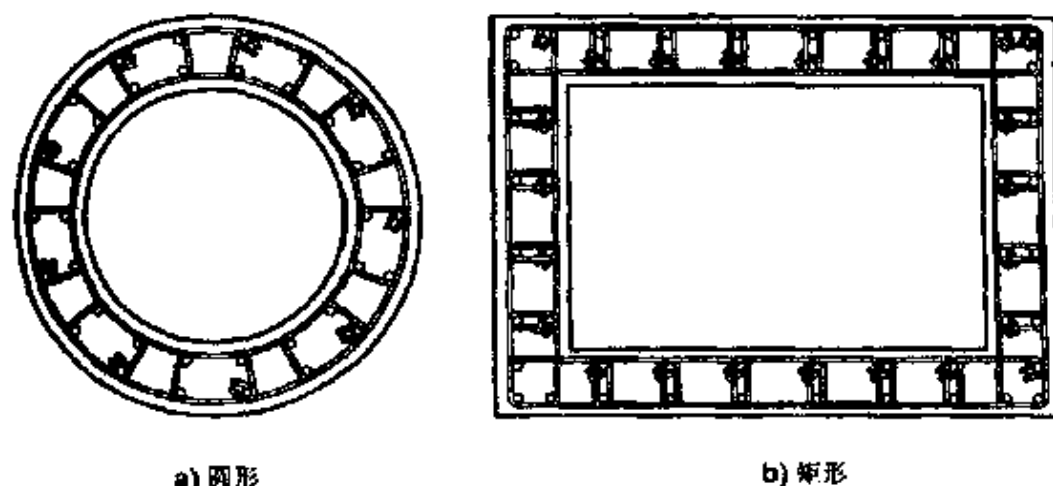


图 3.27 高墩常用的空心截面类型

图 3.27b 所示的矩形空心截面同样要求配置大量的横向系筋,以保证对核心混凝土的约束,但这使得施工相当费时。

7. 大跨径桥梁的考虑

在地震区,跨度超过 200m 的大型桥梁总是需要专门的地震研究,这里只作一般性的讨论。读者若对此问题感兴趣,可查阅本丛书第四册《大跨度桥梁抗震设计》。

大跨桥梁上部结构的类型可以包括钢桁架、钢或混凝土系杆拱、斜拉桥或悬索桥。由于它的重要性、造价以及通常缺乏替代路线,大跨桥梁通常应设计得非常保守,甚至要求结构在罕遇地震下也处于弹性或几乎弹性状态。对大跨径桥梁,考虑地震动的非一致性和空间相干性,比考虑结构的共振反应更重要,特别是当上部



结构的型式是刚性的情况。对上部结构很柔的结构,如悬索桥或斜拉桥,通常有足够的变形能力去适应地震反应。由于结构振动的固有周期长,其最大反应位移可能与地面运动的峰值位移水平相当。

大跨桥梁已在过去的地震中经受了考验,总体表现良好,个别上部结构是刚性的简支桥梁,曾出现的问题主要与相邻桥墩的不同步运动有关。

3.4.2 延性类型选择

在 2.3.3 节中,定义了三类延性结构类型:完全延性结构、有限延性结构和完全弹性结构。通常,对普通桥梁,宜选择完全延性结构,以获得最佳的经济效益;对重要性桥梁,则通常不宜采用完全延性结构型式,而应当选择有限延性结构型式或完全弹性结构,以获得较佳的抗震性能;对结构破坏可能引起社会动荡、造成严重经济损失(包括直接经济损失和间接经济损失)或为国防、救灾目的提供紧急车辆通行的关键性桥梁,则宜选择完全弹性结构型式进行抗震设计,以保证结构在小概率发生的地震作用下也能保持其正常使用功能。

结构的延性类型决定了结构允许使用的最大位移延性系数值。正如 2.3.3 节所指出的,实际延性结构总是存在一个最大可利用的位移延性系数极限值。T·鲍雷等根据延性结构的地震反应特征,建立了设计地震力与结构位移延性系数之间的大致对应关系(图 3.28)。从图 3.28 中可见,有限延性结构允许使用的位移延性系数值通常约在 1.5 至 3.5 之间,完全延性结构允许使用的位移延性系数值通常约在 3.5 至 8 之间。

在确定延性结构抗震设计允许使用的最大位移延性系数值时,除了必须考虑结构抗震安全性和经济性原则外,还必须考虑实际



施工的难易性。显然,过低的容许值会增加结构的总体造价,但过高的容许值可能偏于不安全。另一方面,当设计位移延性系数容许值增大时,要求结构必须具备的位移延性能力也随之提高,这通常意味着在钢筋混凝土延性桥墩的塑性铰区范围,需要增加箍筋用量,使实际工程施工难度增大,甚至于难以实施。

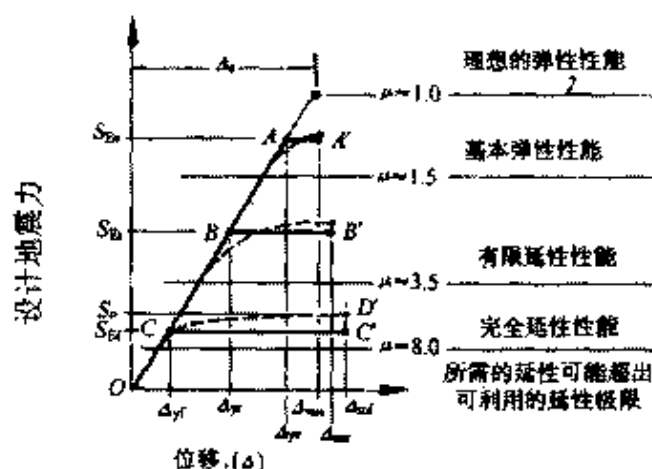


图 3.28 设计地震力与位移延性系数关系

各国规范在規定桥梁结构位移延性系数的容许值时,相差较大。例如新西兰规范(TNZ,1994)规定,对完全延性结构,其容许位移延性系数值为 6;对有限延性结构,其容许位移延性系数值为 3 或 4。欧洲规范(CEN, Eurocode8, Part 2, 1994)则规定,对完全延性结构,其容许位移延性系数值为 3;对有限延性结构,其容许位移延性系数为 1.5。这里,作者根据试验研究和理论分析成果,建议了如表 3.6 所示的结构位移延性系数的容许值。

结构设计位移延性系数容许值

表 3.6

| 结构延性类型 | 设计位移延性系数容许值 | |
|--------|-------------|------|
| | 一般性桥梁 | 其余桥梁 |
| 完全延性结构 | 5 | 3 |
| 有限延性结构 | 3 | 1.5 |
| 完全弹性结构 | 1.5 | 1 |

表 3.6 中,对一般性桥梁,取较高的位移延性系数容许值;对



其余桥梁,则偏安全地取表 3.6 中的规定值。经分析表明,除一般性桥梁外,表 3.6 规定的结构位移延性系数容许值,与现行的《部颁规范》规定的综合影响系数和重要性修正系数对设计地震力的综合影响基本相当;而且,为保证结构具有的位移延性系数不低于该设计容许值,对钢筋混凝土延性桥墩塑性铰区范围最低箍筋用量的要求,也没有太大的提高。

3.4.3 塑性耗能机制选择

对通常的延性抗震桥梁(不包括隔震桥梁),选择塑性耗能机制也就是选择结构中预期出现的塑性铰的位置。在选择塑性耗能机制时,应遵循能量准则,以获得最优的耗能机制,并尽可能使预期的塑性铰出现在易于发现和易于修复的结构部位。

与建筑结构相比,桥梁结构具有“头重脚轻”的特点,地震激起的地震惯性力,主要集中在上部结构质量中心,并由下部结构承受。所以,历次桥梁震害调查结果都表明,上部结构几乎没有因直接的地震动力作用而破坏,而下部结构则常常因遭受巨大的水平地震惯性力作用而导致破坏。这样,强震作用下预期出现的塑性铰显然只能在桥梁的下部结构中选择。

在下部结构中,由于基础通常埋置于地下,基础一旦出现损坏,其修复起来的难度和代价明显比桥墩要高,也不利于震后迅速发现,因此,通常不希望在基础中出现塑性铰。这样,预期出现的塑性铰的位置通常就选择在钢筋混凝土桥墩中,并把钢筋混凝土桥墩设计成延性的构件,而把其余构件设计为能力保护构件。

如果把预期的塑性铰选择出现在桥墩中,则应安排尽可能多的桥墩共同承担水平地震力。一个理想的方案是在所有桥墩上布置板式橡胶支座,但抗侧力桥墩的实际数量可能受到其它设计因素的限制,设计时应进行综合考虑。



3.5 延性构件二次设计

根据图 3.15 的标准设计流程,在抗震概念设计之后,是结构在多遇地震作用下的结构初步设计。根据桥梁抗震设防目标的要求,结构在多遇地震作用下应处于弹性反应范围。因此,这一阶段的设计任务,主要是结构的抗震强度验算。由于结构反应处于弹性范围,因此,对规则桥梁,结构地震反应分析可采用单振型反应谱法;对不规则桥梁,结构地震反应分析可采用多振型反应谱法。在计算出结构的最大设计地震力之后,按规范规定的方法,将地震作用效应和其它荷载效应进行组合,并对构件截面进行抗震承载力验算,以保证必要的强度可靠性要求。具体的设计过程,读者可自行查阅现行的《部颁规范》或者文献[1]和[2]。

在结构初设计阶段完成之后,是延性构件的二次设计阶段,即延性构件在罕遇地震作用下的再设计过程。这个过程包括延性构件在罕遇地震下的抗弯强度验算和抗剪强度验算,以及保证延性构件位移延性能力的延性设计,该阶段的设计流程如图 3.29 所示。

延性构件二次设计的主要目标,首先是要保证延性构件在罕遇地震作用下以延性的形式反应,其次是要保证延性构件具有设计预期的位移延性水平。为实现这两个目标,需要完成以下的三个设计步骤:

(1) 罕遇地震作用下的抗弯强度验算

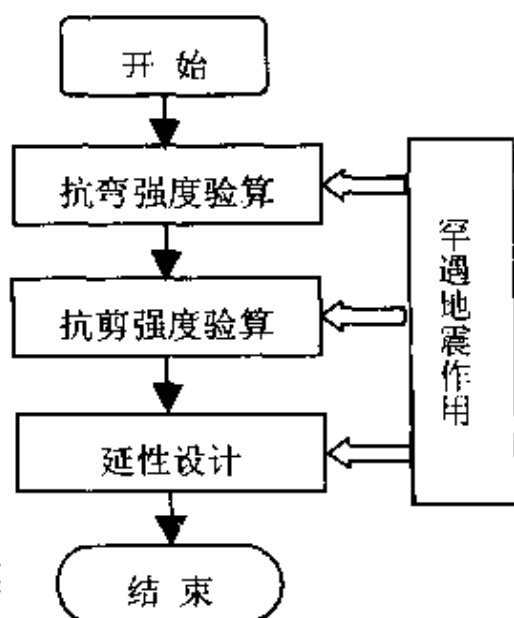


图 3.29 延性构件二次设计流程



(2) 罕遇地震作用下的抗剪强度验算

(3) 延性设计

在罕遇地震作用下,桥梁结构将经历弹塑性变形循环。由于结构出现非弹性变形,因此,这一阶段的设计分析任务十分艰巨。对规则桥梁,可以采用简化的延性抗震设计理论,简化结构地震反应分析过程;但对不规则桥梁,目前尚缺乏实用的简化分析理论,唯有通过结构非线性动力时程分析程序,计算结构在罕遇地震作用下的弹塑性地震反应。在本丛书第四册《大跨度桥梁抗震设计》中,有关于结构非线性动力时程分析方法的详细讨论。

由于非规则桥梁地震反应分析的困难,同时为便于阐明基本设计概念,以下以规则桥梁结构为例,说明延性构件的二次设计过程。本书中讨论的设计方法,旨在介绍设计概念,具体的设计计算过程,因在多数关于桥梁抗震设计的书中均有详细的介绍,这里不再叙述。

3.5.1 罕遇地震下延性构件抗弯强度验算

对规则桥梁,假定在概念设计阶段,选择结构的延性类型为完全延性结构,并把预期的塑性铰选择为仅在钢筋混凝土桥墩中出现。这样,桥墩就成为延性桥梁结构中的延性构件。罕遇地震作用下延性桥墩抗弯强度验算的步骤如下:

(1) 计算延性桥墩的设计水平地震力

对规则桥梁,罕遇地震作用下延性桥墩的设计水平地震力,可以通过结构质量中心处的设计水平地震力计算得到。

在罕遇地震作用下,结构质量中心处的设计水平地震力 E'_e 由式(2.38)确定:

$$E'_e = \frac{E_{ce}}{R} = \frac{K_h \beta_1 G_p}{R_\mu \cdot R_c \cdot R_\Delta \cdot R_s} \quad (3.11)$$



上式中, K_h 为规范规定的罕遇地震的水平地震系数; β_1 为规范规定的、相应于结构纵桥向或横桥向的基本周期的动力放大系数, 其中, 结构的纵桥向和横桥向的基本周期, 已在结构初设计阶段计算得到; R 为地震反应修正系数; G_p 为桥梁总重, 包括上部结构的重量和桥墩的换算重量。

在利用上式计算 G_c' 时, 如果没有专门的研究, 一般可不考虑地震反应修正系数中阻尼比、 $P-\Delta$ 效应和超强因素的影响。根据表 3.6 规定的结构位移延性系数容许值和桥址的场地类型, 由附录二中的强度折减系数谱表, 可以确定强度折减系数 R_μ 的值, 代入上式中, 即可得到结构质量中心处的设计水平地震力 E_c' 。

在计算得到 E_c' 之后, 按各个抗侧力桥墩的抗推刚度, 把 E_c' 分配到各桥墩上, 由此得到各抗侧力桥墩的设计水平地震力。

(2) 计算组合荷载下延性桥墩临界截面的设计弯矩

在各抗侧力桥墩的设计水平地震力计算得到后, 按规范规定的方法, 将地震作用效应和其它荷载效应进行组合, 并计算组合荷载下延性桥墩临界截面的设计弯矩。

(3) 延性桥墩临界截面抗弯强度验算

根据计算的设计弯矩, 按承载能力极限状态法, 进行临界截面的抗弯强度验算。如果桥墩临界截面的抗弯强度经验算满足要求, 这一步骤就算完成; 如果经验算不满足要求, 则按上述设计弯矩, 对延性桥墩截面重新进行抗弯设计。

3.5.2 延性构件抗剪强度验算

在延性桥墩截面通过抗弯强度验算后, 塑性铰区截面的纵向钢筋就已经确定下来。延性桥墩截面抗剪强度验算的目的, 是为了保证桥墩在罕遇地震作用下不发生脆性的剪切破坏, 确保桥墩能按预期的弯曲延性形式反应。



根据能力设计原理,在延性构件的非延性行为(剪切变形)和延性行为(弯曲变形)之间,也应确立强度安全等级差异。具体地讲,就是对延性构件的抗剪强度和抗弯强度应取不同的强度安全系数。显然,抗剪强度的强度安全系数取值应大于抗弯强度的强度安全系数。

延性桥墩在罕遇地震作用下的抗剪强度验算过程如下:

(1)按延性桥墩塑性铰区截面的纵筋配筋情况(已通过抗弯强度验算),计算塑性铰区截面的实际抗弯强度 M_R ;在计算塑性铰区截面的实际抗弯强度时,必须采用约束混凝土的应力-应变关系。

(2)计算桥墩塑性铰区截面的超强弯矩 M_0 :

$$M_0 = \lambda_0 \cdot M_R \quad (3.12)$$

上式中, λ_0 为反应超强因素的超强因子。由于国内目前缺乏对超强因子的深入研究,这里根据国外一些规范的规定,建议取为 1.4。

(3)由塑性铰区截面的超强弯矩 M_0 ,确定桥墩的设计剪力 V 。

(4)按规范规定的抗剪公式,对延性桥墩进行设计剪力 V 作用下的抗剪强度验算。

如果抗剪强度经验算满足要求,这一步骤就算完成;如果经验算不满足要求,则按设计剪力 V 作用,重新进行延性桥墩的抗剪设计。

3.5.3 延性设计

在计算罕遇地震作用下延性结构的设计地震力时,采用了表 3.6 规定的结构位移延性系数容许值,这实际相当于预先假定结构至少具有与位移延性系数容许值相当的位移延性能力。

已有的研究表明,对采用抗侧力桥墩作为主要延性构件



的混凝土桥梁,结构具有的位移延性能力,与抗侧力桥墩塑性铰区截面的塑性转动能力有关,而后者主要取决于桥墩的轴压比和塑性铰区范围约束箍筋的约束程度,即约束箍筋的形式及其力学含箍率。因此,钢筋混凝土延性桥墩的延性设计过程,实际上就是根据设计预期的结构位移延性水平,通过计算确定桥墩塑性铰区范围的横向约束箍筋用量。在第四章里,将对桥墩的延性设计进行详细的讨论。

3.6 能力保护构件设计

按照能力保护构件的定义,能力保护构件在任何地震作用下始终处于弹性反应范围,因此,能力保护构件的设计过程,实际上是一个常规的强度设计过程。

根据能力设计原理,只要在能力保护构件和延性构件之间确立适当的强度安全等级差异,就可以确保延性桥梁在罕遇地震作用下,结构发生的非弹性变形被严格限制在延性构件的塑性铰区范围之内,而能力保护构件因受到延性构件的保护,始终不出现非弹性变形。因此,能力保护构件设计阶段的任务,就是为了确保在这两者之间存在适当的强度安全等级差异。

对采用抗侧力桥墩作为主要延性构件的混凝土桥梁,能力保护构件通常包括上部结构中的盖梁、支座和伸缩缝以及下部结构中的桥台与基础。对这些构件应分别进行设计,其设计过程概述如下:

1. 盖梁设计

与抗侧力延性桥墩直接连接的盖梁,按桥墩塑性铰区截面的超强强度,计算盖梁的设计荷载效应,并按现行的公路桥涵设计规范规定进行强度验算。



2. 支座设计

对弹性支座和固定支座,应进行罕遇地震下支座厚度和抗滑稳定性验算,其过程与现行的《部颁规范》相同。对设置在抗侧力延性桥墩上的弹性支座或固定支座,可按以下步骤验算支座厚度和抗滑稳定性:

- (1) 计算桥墩塑性铰区截面的超强弯矩 M_0 ;
- (2) 计算与超强弯矩 M_0 相应的支座设计剪力 V_b ;
- (3) 按设计剪力 V_b 作用,验算支座厚度和抗滑稳定性。

3. 伸缩缝设计

对伸缩缝,应按下式验算其在罕遇地震下的变形能力:

$$\Delta_j \geq \Delta_u^s \quad (3.13)$$

式中, Δ_j 为伸缩缝的最大变形能力, Δ_u^s 为罕遇地震作用下,上部结构质量中心处顺桥向或横桥向的水平地震位移。

在罕遇地震作用下,规则桥梁结构质量中心处顺桥向或横桥向的水平地震位移,可按下列公式计算:

$$\Delta_u^s = \frac{T^2}{4\pi^2 \mu_\Delta^s} \frac{E'_{cf}}{R \cdot M_{sp}} = \frac{T^2}{4\pi^2 \mu_\Delta^s} \frac{K_h \beta_1 g}{R_\mu \cdot R_c \cdot R_\Delta \cdot R_{st}} \quad (3.14)$$

式中: Δ_u^s ——罕遇地震作用下,上部结构质量中心处顺桥向或横桥向的水平地震位移;

T ——桥梁顺桥向或横桥向的基本周期;

μ_Δ^s ——设计实际采用的结构位移延性系数, μ_Δ^s 不应大于表 3.6 规定的设计位移延性系数容许值;

M_{sp} ——考虑桥墩和盖梁质量在内的上部结构等效总质量 (t);

g ——重力加速度。

其余符号的意义同前。



4. 基础设计

与抗侧力延性桥墩直接连接的基础,应按桥墩塑性铰区截面的超强强度,计算基础的设计荷载效应,并按现行的公路桥涵设计规范规定进行强度验算。

3.7 延性桥梁的抗震构造设计

构造设计对桥梁抗震性能的重要意义,早已被桥梁震害经验所证实,构造设计主要包括钢筋细部构造设计和防落梁构造设计。对延性桥梁,钢筋细部构造设计还是保证结构能够发挥预期位移延性水平的另外一个关键因素。因此,各国规范都十分重视抗震桥梁的构造设计,并都规定了具体的构造设计要求。这里,仅列出各国现行的规范关于钢筋细部构造设计的有关条文规定,供读者参考。

3.7.1 延性桥墩中纵向钢筋的考虑

理论分析表明,桥墩中纵向钢筋含量对桥墩的延性有一定的影响。但纵筋含量对延性如何影响,目前的认识相差很大,有的结论甚至截然相反(见第四章有关讨论)。但不管怎样,延性桥墩中纵向钢筋的含量不宜太低;也不宜太高。表 3.7 中列出了各国现行规范对纵向钢筋配筋率的限定。

各国现行规范关于延性桥墩中纵向钢筋含量的规定 表 3.7

| 规范名称 | 下 限 值 | 上 限 值 |
|-------------|-------|-------|
| AASHTO 规范 | 0.01 | 0.08 |
| Caltrans 规范 | 0.01 | 0.08 |
| ATC-32 规范建议 | 0.01 | 0.04 |



续上表

| 规范名称 | 下 限 值 | 上 限 值 |
|------------------|--------|----------|
| JSCE 规范 | 没有具体规定 | |
| CEN, Eurocode 8 | 没有具体规定 | |
| TNZ 规范 | 0.008 | $18/f_y$ |
| 部颁规范(JTJ 004-89) | 0.004 | 没有具体规定 |

注:在 AASHTO“LRFD”规范中,纵筋含量上限值为 0.06;新西兰规范对纵筋搭接区,允许的最大配筋率不超过 $24/f_y$ 。

为了能提供更好的约束效果,Caltrans 规范还规定纵筋之间的最大间距不得超过 20cm;欧洲规范规定纵筋之间的最大间距不得超过核心混凝土最小尺寸的 $1/3$ 或 35cm,但可以超过 20cm;新西兰规范规定,对矩形及圆形截面延性桥墩,纵筋之间的最大间距不得超过截面直径的 $1/4$,也不得超过 20cm。

3.7.2 延性桥墩中横向箍筋的考虑

横向箍筋在延性桥墩中起到三个方面的作用:一,用于约束塑性铰区混凝土;二,提供抗剪能力;三,防止纵向钢筋压屈。因此,各国规范对延性桥墩中横向箍筋的有关规定也是最多的,表 3.8 中列出了各国现行规范对塑性铰区截面横向钢筋的有关规定。

为了防止纵向钢筋在塑性铰区内压屈,新西兰规范规定,对桥墩塑性铰区内的矩形箍筋,其单箍截面积的最小值为 $A_{te} = \frac{1}{16} \frac{\sum A_{bl} f_y s}{f_{yt} d_{bl}}$,式中的 f_y 和 f_{yt} 分别为纵筋和箍筋的屈服强度, $\sum A_{bl}$ 为该束箍筋约束的纵向钢筋总截面积;对圆形或螺旋箍筋,则规定了最低体积配箍率 $\rho_s = \frac{A_{st} f_y}{110 d^n f_{yt} d_{bl}}$,式中的 A_{st} 为纵筋总的截面积, d^n



为按箍筋中心线量测的核心混凝土直径。

各国现行规范对桥墩塑性铰区截面横向钢筋的有关规定

表 3.8

| 规范名称 | 箍 筋 间 距 | 屈 服 应 力 |
|------------------------|--|--------------------------|
| AASHTO 规范 | $\min(1/4 b_{\min}, 10\text{cm})$ | $f_y \leq 400\text{MPa}$ |
| Caltrans 规范 | $\min(1/5 b_{\min}, 6 d_{bl}, 20\text{cm})$ | 同上 |
| JSCE 规范 | $\min(1/2 b_{\min}, 12 d_{bl})$ | 没有规定 |
| Eurocode 8 | $\min(6 d_{bl}, 1/5 b_{\min})$ | 没有规定 |
| TNZ 规范 | $\min(6 d_{bl}, 1/4 b_{\min})$ | 没有规定 |
| 部颁规范 (JTJ 004 - 89) | 对位于 8 度和 8 度以上地震区,桥墩箍筋加密区段的螺旋箍筋,其间距不大于 10cm,直径不小于 8mm;对矩形箍筋,顺桥向和横桥向体积配箍率均不低于 0.3%。 | 没有规定 |

注:表中 b_{\min} 为最小截面尺寸, d_{bl} 为纵向钢筋直径。

3.7.3 延性桥墩塑性铰区长度的规定

桥墩塑性铰区长度与等效塑性铰长度两个概念常常被混淆,前者是用于确定实际施工中延性桥墩箍筋加密段的长度,后者则只是理论上的一个概念。各国现行规范都对延性桥墩的塑性铰区长度作了明确的规定,如表 3.9 中所列。

各国现行规范关于桥墩中塑性铰区长度的规定 表 3.9

| 规范名称 | 塑性铰区长度 |
|---------------|--|
| AASHTO 规范 | $\max(b_{\max}, 1/6 h_c, 457\text{mm})$ |
| Caltrans 规范 | $\max(b_{\max}, 1/6 h_c, 610\text{mm})$ |
| ATC - 32 规范建议 | $\max(b_{\max}, 1/6 h_c, 610\text{mm}, l_0)$ |
| JSCE 规范 | 无具体规定 |



续上表

| 规范名称 | 塑性铰区长度 |
|------------------|--|
| Eurocode 8 | $\max(b_{\max}, l_0)$ |
| TNZ 规范 | $\max(b_{\max}, l_0), \eta_k \leq 0.25$ $\max(2b_{\max}, l_1), 0.25 < \eta_k \leq 0.5$ $\max(3b_{\max}, l_2), 0.5 < \eta_k \leq 0.7\phi N_0$ |
| 部颁规范(JTJ 004-89) | $\max(b_{\max}, 1/6h_c, 500\text{mm})$ |

注:表中 b_{\max} 为横截面最大尺寸, h_c 为桥墩净高, l_0 为弯矩超过临界截面弯矩 80% 的区段长度, l_1 为弯矩超过临界截面弯矩 70% 的区段长度, l_2 为弯矩超过临界截面弯矩 60% 的区段长度, η_k 为轴压比, N_0 为桥墩轴心受压强度。在 ATC-32 规范建议中, 规定若桥墩轴压比超过 0.3, 则塑性铰区长度再增大 50%; 欧洲规范规定, 若桥墩轴压比大于 0.3 但小于 0.6, 则塑性铰区长度再增大 50%。

3.7.4 延性桥墩中钢筋的锚固与搭接

因钢筋锚固与搭接细部设计不当引起的桥梁震害, 在多次破坏性地震中都时有发生。由于延性桥墩预期在大震作用下, 即使保护层混凝土脱落, 抗力也没有明显的下降。因此, 从保证桥墩的延性能力方面看, 对塑性铰区截面内钢筋的锚固和搭接细节都必须加以仔细的考虑。各国现行规范对这方面也都作了明确的规定, 表 3.10 列出了各国现行规范的有关规定。

各国现行规范关于钢筋锚固和搭接的有关规定 表 3.10

| 规范名称 | 钢筋锚固和搭接规定 |
|------------|--|
| Eurocode 8 | <ul style="list-style-type: none"> • 箍筋末端必须作成握裹纵筋的 135°弯钩, 弯钩伸入混凝土核心的长度不低于 8 倍箍筋直径。 • 塑性铰区内螺旋箍筋接头必须采用机械接头或焊接 • 纵向钢筋不应在塑性铰区截面内搭接 |



续上表

| 规范名称 | 钢筋锚固和搭接规定 |
|------------------|---|
| AASHTO 规范 | <ul style="list-style-type: none"> • 纵筋搭接接头只能出现在桥墩中间一半墩高的范围内 • 纵筋搭接长度按常规要求确定 • 纵筋搭接段内箍筋间距不得大于 10cm |
| Caltrans 规范 | <ul style="list-style-type: none"> • 纵向钢筋不应在塑性铰区截面内搭接 |
| JSCE 规范 | <ul style="list-style-type: none"> • 箍筋锚固规定: 箍筋末端必须作成握裹纵筋的锐角弯钩, 并可靠锚固在核心混凝土内。 • 纵筋搭接规定: (1) 纵向钢筋不应在塑性铰区截面内搭接; (2) 纵筋需要截断时, 每 2 根纵筋中只允许截断 1 根; (3) 纵筋接头之间的距离不得低于其直径的 25 倍, 也不低于搭接长度 + 横截面尺寸 • 箍筋搭接规定: (1) 箍筋接头应保证能发挥其强度, 位于塑性铰区内的接头必须采用机械连接或焊接; (2) 箍筋接头必须错开。 |
| TNZ 规范 | <ul style="list-style-type: none"> • 需要完全发挥强度的纵向钢筋, 其在任何位置的接头都应采用焊接 • 在离塑性铰区截面长度为 D 的范围内, 纵筋不应搭接 • 箍筋末端必须作成握裹纵筋的 135°弯钩, 弯钩伸入混凝土核心的长度不低于 8 倍(光圆钢筋)或 6 倍(变形钢筋)箍筋直径。 • 箍筋末端重叠弯钩必须焊接 |
| 部颁规范(JTJ 004-89) | <ul style="list-style-type: none"> • 螺旋箍筋接头必须采用焊接 • 矩形箍筋应有 135°弯钩, 并伸入混凝土核心之内 |

参考文献

- [1] 范立础. 桥梁抗震. 上海: 同济大学出版社, 1997
- [2] 何度心. 桥梁抗震计算. 北京: 地震出版社, 1991



[3] T. 鲍雷, M. J. N. 普里斯特利. 钢筋混凝土和砌体结构的抗震设计. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999

[4] Paulay, T., Priestley, M. J. N. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. New York: John Wiley & Sons, 1992

[5] 普瑞斯特雷, 塞勃勒, 卡尔维. 桥梁抗震设计与加固. 北京: 人民交通出版社, 1997

[6] Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M. Seismic Design and Retrofit of Bridges. New York: John Wiley & Sons, 1996

[7] 过镇海. 钢筋混凝土原理. 北京: 清华大学出版社, 1999

[8] 朱伯龙, 董振祥. 钢筋混凝土非线性分析. 上海: 同济大学出版社, 1985

[9] JTJ 004-89, 公路工程抗震设计规范. 北京: 人民交通出版社, 1989

[10] JTJ 021-89, 公路桥涵设计通用规范. 北京: 人民交通出版社, 1989

[11] JTJ023-85, 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范. 北京: 人民交通出版社, 1989

[12] 道路桥示方书·同解说, V 耐震设计篇. 东京: 日本道路协会, 平成 8 年 12 月

[13] Standard Specification for Design and Construction of Concrete Structures. Tokyo: Japan Society of Civil Eng. (JSCE), 1996

[14] Standard Specifications for Highway Bridges, 16th Edition, Division I - A: Seismic Design. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Inc., 1995

[15] Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations. Report No. ATC - 32, Redwood City, California: Applied Technology Council (ATC), 1996



[16] Seismic Design Criteria, Version 1.1. Sacramento, California: California Department of Transportation (CALTRANS), Division of Structures, 1999

[17] CEN, Eurocode 8—Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Part V Bridges. Brussels: Comité Européen de Normalization (CEN), 1994

[18] Bridge Manual. Wellington: Transit New Zealand (TNZ), 1994

[19] 过镇海, 张秀琴. 反复荷载下混凝土的应力—应变全曲线的试验研究. 见: 清华大学抗震抗暴工程研究室. 科学研究报告集, 第三集, 钢筋混凝土结构的抗震性能. 北京: 清华大学出版社, 1981: 38 ~ 53

[20] Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R. Theoretical Stress—Strain Model for Confined Concrete. J. Structural Eng., ASCE, 1988, Vol. 114(8): 1804—1826

[21] Hoshikuma, J., Kawashima, K. and Nagaya, K. et al. Stress—Strain Model for Confined Concrete in Bridge Piers. J. Structural Eng., ASCE, 1997, Vol. 123(5): 624—633

[22] Diniz, S. M. C., Frangopol, D. M. Strength and Ductility Simulation of High—Strength Concrete Columns. J. Structural Eng., ASCE, 1997, Vol. 123(10): 1365—1374

[23] Razvi, S., Saatcioglu, M. Confinement Model for High—Strength Concrete. J. Structural Eng., ASCE, 1999, Vol. 125(3): 281—289

第四章 箍筋约束混凝土 桥墩的延性

建于地震区的桥梁,可能遭受地震破坏,因此,必须考虑桥梁结构的抗震问题。

桥梁结构具有“头重脚轻”的特点,所以,地震惯性力主要集中在上部结构质量中心附近。由于上部结构的强度、刚度和良好的延性,上部结构在过去的历次地震中极少遭受地震动的直接破坏。与上部结构相比,下部结构更易于遭受地震破坏,这已在过去的多次破坏性地震中得到证实。正因如此,在桥梁结构用于抵抗地震侧向力的体系中,下部结构的性能至关重要。

在下部结构中,桥台的截面尺寸通常都很大,与桥墩相比,它更不容易设计成用于耗能的构件。另外,桥台的强度和刚度通常也很大,因此,如果桥梁主要依靠桥台抵抗地震侧向力,那么,桥台的抗震强度设计是重要的。基础由于它的重要性以及修复的难度,通常对它采取保守的设计方法,无论是在静力荷载作用下还是在地震动作用下,都不希望基础损坏。因此,如果桥梁设计成延性地抵抗地震作用,在下部结构中可依赖的延性构件通常就只能选择为桥墩。这样,抗侧力桥墩的延性设计成为延性桥梁设计中的关键。

对混凝土桥梁,钢筋混凝土桥墩的延性是通过桥墩塑性铰区的塑性转动能力获得的。普通钢筋混凝土桥墩常常无法提供结构遭遇罕遇地震时所需的位移延性,采用箍筋约束混凝土概念设计的桥墩,则可以提供结构所需的位移延性。本章从试验和理论分



析两个方面出发,讨论箍筋约束混凝土桥墩的延性。

4.1 已有的研究概况

4.1.1 国外研究概况

由于震害的启示,美国和日本从 20 世纪 60 年代初开始,对钢筋混凝土构件的延性进行了试验研究。在 1971 年美国圣费尔南多地震爆发之后,针对钢筋混凝土柱延性的试验研究,在世界范围内大大增加起来,这一时期得到了大量关于改善钢筋混凝土柱延性的指导性建议。新西兰从 20 世纪 70 年代中期起,在著名学者 R·帕克和 T·鲍雷的领导下,以坎特布尔利(Canterbury)大学为研究基地,对钢筋混凝土柱的延性作了长期和大量的试验研究工作,取得了一系列世界公认的研究成果。其中,最重要的、而且如今已众所周知的成果之一就是他们提出的箍筋约束混凝土的概念和能力设计原理。目前已经知道,钢筋混凝土构件和结构的延性能力,可以通过箍筋约束混凝土的概念和能力设计原理获得。

国外关于钢筋混凝土柱延性的试验研究,绝大多数是针对建筑结构中的钢筋混凝土框架柱,专门根据桥墩特点进行试验研究的则为数不多。在早期的试验研究中,重点在于探讨钢筋混凝土柱的滞回特性、破坏模式以及影响延性的各种因素上,近期的研究重点则放在验证规范规定的合理性方面。从这些研究中,得到了以下一些关于钢筋混凝土柱延性的重要结论:

(1)轴向压力对钢筋混凝土柱的延性影响很大,当轴压提高时,延性下降,尤其是当轴压较大时(如轴压比达到或超过 25%),延性下降幅度较大;

(2)通过适当地加密箍筋配置,可以大幅度提高截面的变形能



力、滞回阻尼特性和塑性耗能能力；

(3)同样数量的螺旋箍筋与矩形箍筋相比,可以获得更好的约束效果,但方形箍筋与矩形箍筋相比,约束效果差别不大；

(4)混凝土强度对柱的延性有一定影响,强度越高,延性越低；

(5)保护层混凝土厚度和纵向钢筋的强度及配筋率均对钢筋混凝土柱的延性有一定的影响；

(6)从钢筋混凝土柱的截面形式上看,空心截面与相应的实心截面相比,前者具有更好的延性；圆形截面与矩形截面相比,可以获得更好的延性。

上述结论目前已得到公认,但还有一些结论则存在争议,如关于纵向钢筋对延性的影响方面,Mander 等认为,纵向钢筋含量提高,或者使用高强钢筋,都会使核心约束混凝土的极限压应变降低,从而使得延性水平下降(文献[34])。而其他一些学者则得到截然相反的结论。从上述这些结论,可以定性地把握钢筋混凝土柱的延性,但如何根据结构预期的位移延性水平,从量化指标上通过设计确保结构具有预期的延性水平,则是桥梁结构延性抗震设计中需要解决的重点问题。

正如前面所指出的,混凝土桥梁结构的整体延性能力通常是通过桥墩发挥出来的延性获得的,而钢筋混凝土桥墩的延性能力则主要来自塑性铰区截面的塑性转动能力。通常,普通混凝土桥墩无法满足结构在强震动作用下的位移延性需求,但采用箍筋约束混凝土概念设计的桥墩,则通常可以满足结构的位移延性需求。在箍筋约束混凝土桥墩中,横向箍筋有三个重要的作用:①提供斜截面的抗剪能力;②约束核心混凝土,使普通混凝土的极限压应变大大提高,从而大大地提高塑性铰区截面的转动能力;③阻止纵向受压钢筋过早屈曲。

对箍筋约束混凝土桥墩,从上述的定性结论可见,在桥墩断



面、纵筋、轴压比以及混凝土标号等设计参数确定之后(这些参数通常不是由结构的延性需求控制),桥墩的延性主要取决于横向箍筋的配置。因此,在桥梁延性抗震设计中,抗侧力延性桥墩的延性设计过程(见 3.5.3 节),主要就是根据结构预期的位移延性水平,确定桥墩塑性铰区范围内所需要的最低约束箍筋用量。但迄今为止,有关这方面的研究成果还极为少见,目前见诸文献的主要有 Paulay 和 Priestley(1992)以及 Watson 等人(1994)的成果。作者在下面的 4.4.3 节中,也建议了一个基于试验研究成果的量化设计公式。

Paulay 和 Priestley 在 Zahn 等人(1986)的研究基础上,提出了一个与桥墩截面曲率延性系数有关的横向约束箍筋用量的简化计算公式(文献[35]):

$$A_{sh} = ksh_c \frac{f_c}{f_{yh}} \frac{A_g}{A_c} \left(\frac{P}{f_c A_g} - 0.08 \right) \quad (4.1)$$

上式中, A_{sh} 为矩形截面计算方向的约束箍筋面积; f_c 和 f_{yh} 分别为混凝土和箍筋的设计强度; s 、 h_c 、 A_g 和 A_c 分别为箍筋间距、核心混凝土边长(按箍筋中心距计算)、总截面积和核心混凝土面积(按箍筋外围边长计算); P 为轴向压力; k 是与塑性铰截面预期的曲率延性系数 μ_ϕ 相关的系数:当 $\mu_\phi = 10$ 时, $k = 0.25$; 当 $\mu_\phi = 20$ 时, $k = 0.35$; 其余取值通过线性插值法或线性外推法确定。

Watson 等人在 Zahn 等人以及 Mander 等人研究成果的基础上,通过截面弯矩—曲率分析和数值回归分析的方法,提出了一个直接联系桥墩截面曲率延性系数与约束箍筋用量之间的实用计算公式(文献[42]):

$$\rho_s = \frac{A_g}{A_c} \frac{\left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 33\rho_t m + 22 \right)}{111} \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \frac{P}{\phi \cdot f_{ck} A_g} - 0.006 \quad (4.2a)$$



$$\rho_s = 1.4 \frac{A_g}{A_c} \frac{\left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 33\rho_t m + 22 \right)}{111} \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \frac{P}{\phi \cdot f_{ck} A_g} - 0.008 \quad (4.2b)$$

式(4.2a)适用于矩形截面,式(4.2b)适用于圆形截面。式(4.2a)中, $\rho_s = \frac{A_{sh}}{sh_c}$, 为矩形截面计算方向的含箍率, $\frac{\phi_u}{\phi_y}$ 为墩柱塑性铰截面预期的曲率延性系数, f_{ck} 为混凝土的特征强度, ϕ 为强度安全系数, $m = \frac{f_y}{0.85f_{ck}}$, f_y 为纵筋屈服应力, ρ_t 为纵向钢筋配筋率; 式(4.2b)中, $\rho_s = \frac{4A_b}{sd_c}$, 为圆形截面螺旋箍筋的体积配箍率, d_c 为截面直径(按箍筋中心距计算)。

Watson 等还对所提出的计算公式进行了试验验证(文献[43]), 他们所建议的这个公式, 已被新西兰现行的结构设计规范(NZS3101:1995)和桥梁设计规范(TNZ, Bridge Manual, 1994)所采纳。

4.1.2 国内研究概况

自 1976 年唐山地震之后, 国内学者对钢筋混凝土柱的延性开展了大量的试验研究。早期的试验工作, 主要集中在同济大学、清华大学、湖南大学和西安冶金建筑工程学院等高等院校, 试验模拟的对象绝大多数也是建筑结构中的钢筋混凝土框架柱。在国内早期开展的研究中, 以同济大学朱伯龙等人(1978, 1981)和清华大学沈聚敏等人(1981, 1982)的工作最具代表性。朱伯龙等人通过大量的试验, 研究了钢筋混凝土压弯构件的恢复力模型及延性, 并通过计算机分析程序与试验结果进行了比较(文献[5, 6])。几乎与此同时, 沈聚敏等人也对钢筋混凝土压弯构件的恢复力模型及其



延性进行了试验研究(文献[7,8])。早期的这些研究工作,为后来的进一步研究提供了良好的基础。

与国外的情形相似,在国内,也有大量的试验研究工作集中在探讨建筑结构中框架柱的延性上面;而考虑桥墩特点,并据此进行专门试验研究的则为数不多。阎贵平(1989)较早针对国内典型的低配筋桥墩情况,制作了5根剪跨比为4.85的大比例尺圆形截面桥墩模型,进行了延性试验研究(文献[13])。在他的试验中,有2个试件为实心截面,另外3个为空心截面,实心截面模型的纵筋配筋率为1%,空心截面模型的纵筋配筋率为3.34%,所有模型的箍筋间距都为20cm,轴压比都在10%以下。所有试件在试验最后阶段表现出来的破坏形式,为混凝土压溃和纵筋屈曲外鼓,属于典型的脆性破坏模式。阎贵平的试验表明,国内低配筋桥墩明显缺乏弯曲延性能力,其配置的箍筋含量和间距都不同于约束住混凝土。

刘庆华(1994)针对铁路桥梁中普遍采用的重力式桥墩情况,制作了5根不同剪跨比(剪跨比从2.9变化到4.8)的桥墩模型,进行了试验研究(文献[14])。在他的试验中,模型的纵筋配筋率均为0.4%,箍筋体积配箍率基本在0.3%以下。试验重点探讨桥墩的滞回模型及破坏机理,因此没有施加轴向压力,试验得到的位移延性系数平均在5.7以上,即使是剪跨比较小(剪跨比为2.9)的桥墩模型,位移延性系数也达到了5.85的水平。刘庆华的试验从一个侧面表明,在低轴压比情况下,桥墩的约束箍筋含量即使只有0.3%左右,也可以具有较高的位移延性水平。

杨新宝(1997)针对城市高架桥梁中普遍采用的钢筋混凝土柱式桥墩情况,制作了10根20cm×20cm的钢筋混凝土墩柱模型,进行试验研究(文献[16])。在他的试验中,模型的纵筋配筋率最低为2.36%,最高为3.42%;每个方向的含箍率最低为0.57%,最高



为 1.22%；模型实测的混凝土轴心抗压强度为 38MPa ~ 72MPa，考虑了普通混凝土和高强混凝土两种情况。试验同时还考虑了轴压因素对延性的影响，模型最低轴压比为 11%，最高达到 36%。通过 10 根模型墩柱的周期反复荷载试验，他主要得到以下一些结论：

(1) 纵筋含量对钢筋混凝土柱式桥墩的延性影响不大；

(2) 与普通混凝土柱式桥墩相比，箍筋含量对高强混凝土柱式桥墩延性的影响程度相对较小；高强混凝土柱式桥墩要获得较好的延性，需要更多的约束箍筋；

(3) 轴压比较小时，其变化对柱式桥墩延性的影响不大；

(4) 保护层混凝土剥落对构件强度的影响取决于箍筋含量，箍筋含量高时，即使变形较大，强度也不会有很大变化。

尽管国内对钢筋混凝土柱的延性已作了相当多的试验研究，但所有这些试验都没有从定量上明确钢筋混凝土柱塑性铰区范围内的约束箍筋含量与其延性水平之间的联系。刘庆华利用 CEB90 规范建议的约束混凝土应力—应变关系，通过截面弯矩曲率分析和简化假设，从理论上初步探讨了钢筋混凝土柱截面的曲率延性与配箍率之间的定量关系，他得到了一个较为复杂的计算公式（文献[15]）：

$$\alpha\omega_w = 7.6\mu_\varphi\eta_k\varepsilon_{sy}(1.3 + 2.8\eta_k)A_c/A_g \quad 0.1 \leq \eta_k < 0.5 \quad (4.3a)$$

$$\alpha\omega_w = 7.6\mu_\varphi\eta_k\varepsilon_{cu}(2.1 + 1.4\eta_k)A_c/A_g \quad 0.5 \leq \eta_k \leq 0.75 \quad (4.3b)$$

上式中， $\omega_w = \rho_s \frac{f_{yh}}{f_c}$ ，为力学含箍率， α 为箍筋有效约束系数， η_k 为轴压比， ε_{sy} 和 ε_{cu} 分别为纵筋屈服应变和无约束混凝土极限压应变。



4.2 箍筋约束混凝土桥墩的延性试验研究

4.2.1 结构抗震试验方法简介

众所周知,强震观测、震害经验和试验研究这三者并称为工程抗震研究的基础。

结构抗震试验是在人为控制条件下,为研究某一特定因素的影响或结构某一特定性能而进行的专门试验。它与结构在实际地震动中的强震观测或震害调查有以下几个重要差别:第一,在试验中结构本身是可以控制的,其性能是已知的(至少可假设是已知的);而在震害现场,如果是在震前选定的研究对象,则在地震中研究对象是不能改变的;如果是在震后从震害中总结经验,则无法了解结构原来的性能。第二,在试验中可以控制或选择施加于结构上的干扰或地震动;而在实际地震的强震观测中,则只能通过观测来了解,因而不能控制和选择,在一般的事后震害分析中,则无法知道地震动和结构反应的任何定量数据。第三,在试验中可以选择研究某一因素的影响;而在实际地震中则无法区分或选择。以上这些都是结构抗震试验的优点。结构抗震试验的缺点则在于,它所试验的对象是理想化了的或简化了的,它能否真实反映客观实际,需要仔细研究。

除了为上述目的而进行的整体结构试验之外,还需要进行大量的材料与构件的试验。这种试验的目的,在于了解材料和构件(包括节点)的基本抗震性能,因为总体结构的地震反应取决于组成这一总体的各个部分及其材料的性能。这一点,在结构静力分析中也是如此;但结构地震反应有两个特殊性:第一,它是一种短期的动力作用,几秒到几十秒强震动后就停止;第二,它是罕遇的



强烈作用,在地震作用时,结构本身一般会产生局部破坏而呈现强烈的非线性反应。为此,必须研究材料、构件和结构的强非线性或接近破坏阶段的动力特性,以及强度与变形的发展变化规律。

按试验研究的对象,结构抗震试验方法可分为结构整体试验、结构局部试验、构件试验和材料试验。整体试验是根本目的,局部和构件试验是有针对性地分析结构组成部分的性能,材料试验是基础。如果按试验的加载方式,结构抗震试验方法可分为静力和动力试验两大类。静力包括单调加载和循环加载,动力包括自由振动和强迫振动,其中,强迫振动又可分为简谐振动、模拟地震动以及天然振动。如果按试验的地点分类,结构抗震试验方法可分为现场试验和试验室试验;如果按试验对象的尺寸,则可分为足尺模型(原型)试验和缩尺模型试验。不同的抗震试验方法有不同的目的,试验采用的设备一般也不同。

1. 静力试验

(1) 单调加载静力试验

单调加载静力试验是早期普遍使用的主要方法。单调加载静力试验是指在短时期内对试验对象连续平稳地一次施加荷载,直到试验对象破坏为止。早期的静力试验大多是在标准试验机或试验架上进行的。无论是用压力机、千斤顶或重量,荷载都是逐级缓慢施加的,使试验过程不产生振动影响。试验的目的在于研究材料、构件和结构的强度、刚度和变形特性以及破坏机制。当前,在正式进行拟静力试验或动力试验之前,常常把单调加载静力试验作为预备试验先期进行,以了解试验对象的大体性能。

(2) 拟静力试验

拟静力试验指的是反复循环荷载多次重复作用在试验对象上的静力试验。由于反复循环荷载重复作用的周期远远大于试验对象的基本周期,所以实质上还是一种静力加载方法,为此人们把这



种方法称为拟静力试验或低周反复荷载静力试验。

进行结构拟静力试验的目的,主要为了研究试验对象在地震动作用下的恢复力特性,确定试验对象的恢复力模型。从恢复力特性曲线中,可以得到试验对象的骨架曲线、初始刚度、强度和刚度退化特性以及耗能等重要参数。其次,通过试验,可以从强度、刚度、延性和能量耗散四个方面来判别和鉴定试验对象的基本抗震性能。第三,通过试验,研究试验对象在地震动作用下的破坏机理。

拟静力试验的优点是在试验过程中可以随时停止下来,以观察试验对象的开裂和破坏状态,同时便于检验校核试验数据和仪器的工作情况;其次,可按试验需要,即时修正和改变加载历程。其不足之处在于试验的加载历程是预先由研究者主观确定的,与地震动记录不发生关系;另外,由于荷载是按力或位移对称反复施加的,因此与结构的实际非线性地震反应相差很远,它也不能反映应变速率对结构的影响。

有资料说明,结构动力试验时荷载或应变速度对结构刚度、延性和能量耗散的影响不大,但高速率会增大结构的屈服强度,结构动力与拟静力试验的强度约相差 10% 以上。为此,采用拟静力试验的方法来模拟动力试验时,对于试验对象是偏于安全的。

拟静力的试验装置一般包括三个部分:一是试验架,用以支承试件和加载器;一个是加载器,用以施加试验所需的力或变形;还有一个是支承量测仪器的支架。试验架一般包括试验台、反力墙、门架和反力架等,试验架除了要有足够的强度、刚度和稳定性之外,关键是要保证试验对象需要满足的边界条件,确保试验对象的受力情况。当前,拟静力试验采用的加载器大都是电液式伺服加载系统,每个激振器的最大出力可高达几十吨力,位移行程可达正负几十厘米,可以适应试验对象进入破坏阶段的大推力与大位移



的要求。激振器多为推挽式,可推可拉,有同步装置,以便多点加力或控制变形。

拟静力试验的重要问题之一是施加怎样变化的荷载,即所谓的加载制度。当前,常用的加载制度主要有三种:变位移、变力以及变力-变位移混合加载。

所谓变位移加载,即在加载过程中以位移作为控制值。当试验对象有明显的屈服点时,常用屈服位移的倍数作为控制值。当试验对象不具有明显的屈服点时,则直接以研究者主观制定的位移控制。在变位移加载制度中,又分为变幅加载、等幅加载及混合加载,如图 4.1 所示。在上述三种变位移加载制度中,以混合加载的方案应用最多。

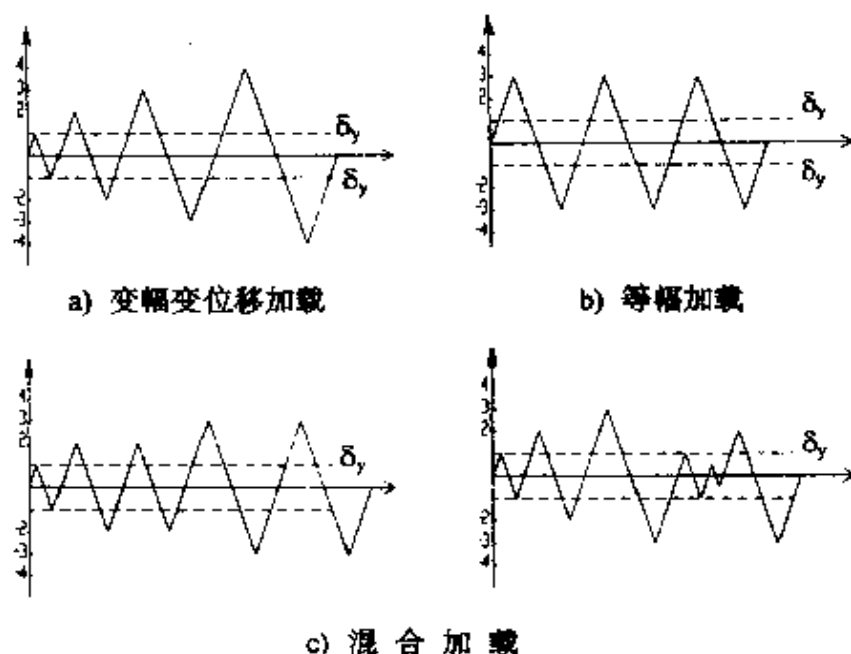


图 4.1 变位移加载制度

所谓变力加载,即通过控制施加于试验对象的作用力数值的变化来实现低周反复加载的要求(如图 4.2 所示)。由于变力加载制度不能直观地按试验对象的屈服位移的倍数来研究其恢复力特



性,因此在实践中,它应用较少。

所谓变力 - 变位移混合加载,即先控制作用力再控制位移加载(如图 4.3 所示)。先控制作用力加载时,不管实际位移是多少,一般都是逐步增加荷载,一直加到屈服荷载为止;然后

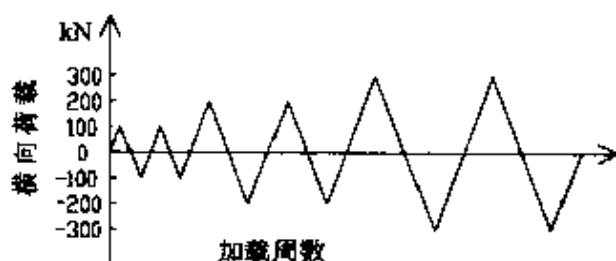


图 4.2 变力加载制度

改用位移控制。开始施加位移时,需要确定一个标准位移,它常常就是屈服位移;对无明显屈服点的试验对象,则由研究者主观确定。然后,按标准位移的倍数控制,直到试验对象破坏为止。在美国和新西兰开展的结构拟静力试验,基本都采用变力 - 变位移混合加载制度。

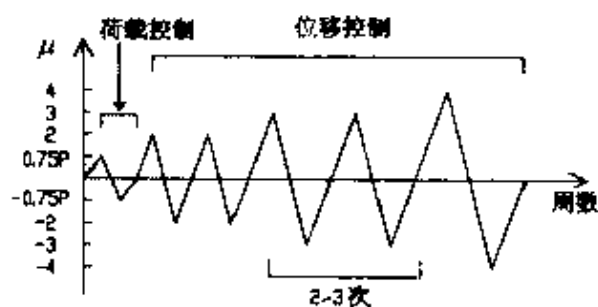


图 4.3 变力-变位移混合加载制度

采用何种加载制度与研究的目的有关。采用变位移加载制度可建立简化的恢复力模型;如果研究关心的是破坏机制以及强度和刚度退化特性,则宜采用混合加载制度。此外,不同的加载制度对试验对象的耗能特性有一定影响,如果循环周次过多,有时会因强度下降太大而难于从骨架曲线上确定极限荷载。实际上,由于地震动是随机的,任何一种加载制度都无法准确模拟地震动作用。

2. 拟动力试验

拟动力(Pseudo - Dynamic Testing)试验又称计算机 - 加载器联机试验。它与拟静力试验方法相比,可以更好地模拟结构的地震动反应。



拟动力试验以实际的地震动记录或人工模拟地震动数据作为控制值,试验中,地震加速度时程被分成许多小时段,在每一个反应时段,试验对象的恢复力可以直接从加载器的荷载反馈获得,并立即输入计算机内,由计算机求解该时刻试验对象的地震反应,并得到下一时段的反应位移,再由加载器施加于试验对象上。重复这个过程,直到整个地震加速度时程结束为止。由于在这样的试验中,结构的变形与内力过程均与真实的地震动反应相同,但它是通过静力加载方法进行的,不是在振动过程中进行的,所以称为拟动力法。

拟动力试验的工作流程如下(见图 4.4 所示):

- (1)输入实际的地震加速度记录或人工模拟地震动数据;
- (2)由计算机计算下一时刻的位移反应;
- (3)由电液伺服作动器在试验对象上实现这个位移;
- (4)量测试验对象的实际恢复力和相应的位移值,并反馈到计算机;
- (5)由计算机求解动力反应的微分方程,得出下一时刻的位移反应;
- (6)重复以上步骤,直到地震加速度时程结束。

在拟动力试验中,减少试验误差是试验成败的关键。试验误差与加载系统的控制精度、测量系统的测量精度、位移控制误差以及采用的数值积分方法有关。其中位移控制误差是主要因素。

3. 自由振动试验

自由振动试验是早期常用的主要试验手段之一,通过自由振动试验,可以求得结构的基本周期、振型和阻尼。

小阻尼时,单自由度体系的自由振动可以写为:

$$u(t) = ce^{-\zeta\omega_0 t} \sin(\omega_1 t + \theta)$$

式中, $\omega_1 = \omega_0 \sqrt{1 - \zeta^2}$, 为有阻尼自振圆频率, ζ 为阻尼比。由该式

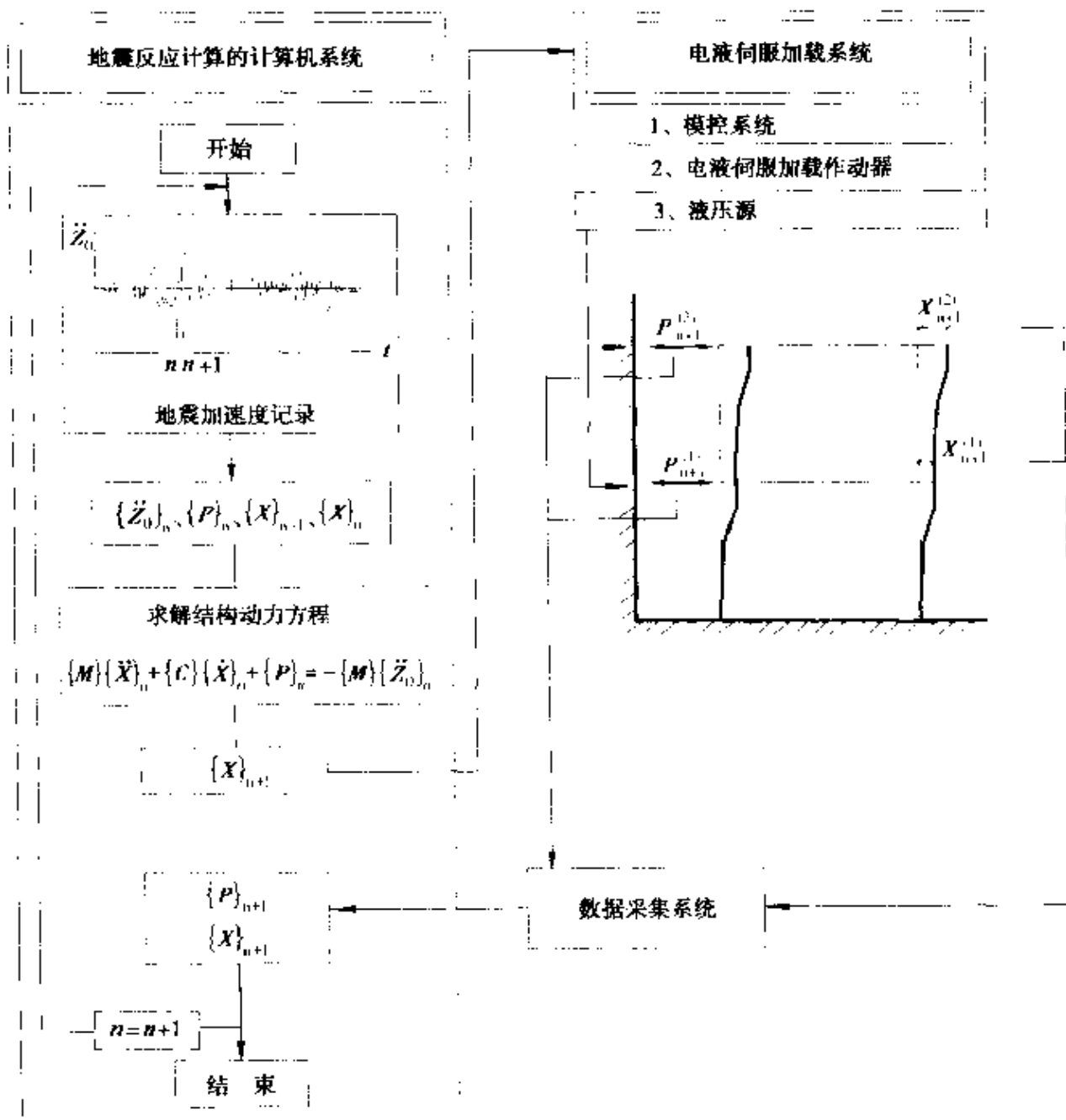


图 4.4 拟动力试验的工作流程

可见,经过一个周期 T_1 之后,振动幅值前后之比为:

$$\frac{u(t_0)}{u(t_0 + T_1)} = e^{2\pi\zeta/\sqrt{1-\zeta^2}}$$



$$\text{或} \quad \lambda = \ln \frac{u(t_0)}{u(t_0 + T_1)} = 2\pi\zeta / \sqrt{1 - \zeta^2}$$

式中,常数 λ 称为对数衰减,它和阻尼比 ζ 都可以表示体系的阻尼,其物理意义为每一个周期之后,振动幅值的降低比例。

由上式可知,如果采取适当方法,如脉冲法(土火箭、撞冲)或突然释放法,获得试验对象的自由振动记录,即可从记录图中求得对数衰减 λ 或阻尼比 ζ 。自由振动法一般只能求得结构中频率最低振型的特性,因为高频振动很快就衰减掉,即使有意激起高阶振型振动,在自由振动中它也不会持久。

4. 共振试验

共振试验比自由振动试验更加经常使用,因为它可以给出各阶自振特性,而且还可以给出不同振幅时的自振特性,有利于研究非线性特性。共振试验又称为强迫振动试验,通常用激振器施加在结构物上的简谐外力是 $p_0(t) = a \sin \omega t$ 。在小阻尼情况下,单自由度体系的稳态位移反应为:

$$u(t) = \beta_1 a \sin(\omega t - \theta)$$

其中, $\beta_1 = \left[\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_0^2}\right)^2 + \left(2\zeta \frac{\omega}{\omega_0}\right)^2 \right]^{-1/2}$ 为放大系数,

$\theta = \tan^{-1} \left\{ 2\zeta \frac{\omega}{\omega_0} / \left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_0^2}\right) \right\}$ 为相位差。

通过共振试验求自振特性的步骤是:先对结构物进行一次快速变频试验(即将强迫振动频率从零变到很大的数值),大致确定可能出现的峰点的频率。然后对不同频率进行强迫振动试验,记录稳态振动结构下的频率及输入与输出的振幅。在接近共振频率附近,试验频率要加密。由试验可以测得结构物的共振曲线,并由此求得自振频率和阻尼比。

4. 模拟地震振动台试验



模拟地震振动台是 20 世纪 60 年代中期发展起来的地震动力试验设备(见图 4.5),它通过台面的运动对试验对象输入地面运动,模拟地震动对结构作用的全过程,其特点是可以再现各种形式的地震波形,可以在试验室条件下直接观测和了解试验对象的震害情况和破坏现象。因此,在所有抗震试验方法中,它是最能真实反应结构实际地震反应的试验方法。



图 4.5 大型模拟地震振动台

模拟地震振动台试验的目的,主要在于验证抗震计算方法、计算理论和所采用的动力模型的正确性。它也常常被用于评价或鉴定试验对象的抗震性能和抗震能力。

4.2.2 箍筋约束混凝土桥墩的拟静力试验研究

拟静力试验是研究钢筋混凝土基本构件基本抗震性能的常用方法。当前,已有大量的文献描述钢筋混凝土柱和桥墩的拟静力



试验研究。这里,结合作者近期完成的试验研究工作,介绍针对箍筋约束混凝土桥墩开展的拟静力试验研究。

1. 试验研究概况

(1) 模型设计前的工作

在进行结构试验之前,首先必须明确试验研究的目的。根据试验研究目的,有针对性地进行试验模型的设计。

本次试验研究的目的十分明确:

①针对当前公路混凝土桥梁中普遍采用的柱式桥墩的典型情况,按相似关系设计试验模型,通过拟静力试验,评估按现行的《部颁规范》要求设计的桥墩的延性性能;

②根据工程实际情况,研究钢筋混凝土桥墩塑性铰区范围内的约束箍筋含量与构件延性水平之间的关系,从而建立起计算钢筋混凝土柱式桥墩塑性铰区范围最低约束箍筋用量的实用公式。

根据以上的试验研究目的,对当前公路钢筋混凝土和预应力混凝土桥梁中采用的柱式桥墩情况进行了充分的调查。调查结果表明,当前公路桥梁中广泛采用的钢筋混凝土柱式桥墩,其截面形式通常为矩形、圆形或矩形带圆端形等,纵向钢筋一般采用 II 级钢筋(过去常用 5 号钢筋,现已淘汰),配筋率通常在 $0.8\% \sim 4\%$ 之间,常用的配筋率为 $1\% \sim 3\%$,混凝土设计标号通常在 20 号 ~ 40 号之间,轴压比通常在 $10\% \sim 30\%$ 之间,纵向钢筋保护层混凝土净厚度通常不小于 2.5cm 。

(2) 试验模型设计

根据调查得到的典型柱式桥墩情况,同时考虑到实际试验条件,把模型截面的形式选为方形,并把截面尺寸定为 $20 \times 20\text{cm}^2$,墩高定为 100cm 。试验中墩柱模型的实际剪跨比为 4.3,属于典型的弯曲破坏型桥墩。考虑到影响钢筋混凝土墩柱延性的因素较多,为了减少试验规模,同时又保证试验结果具有统计意义,在模型设



计时采用正交设计法,并基于已有的研究成果,选择混凝土标号、含箍率、纵筋配筋率和轴压比作为试验研究的四个基本参数,每个参数的水平依据调查结果确定,表 4.1 为利用四水平正交设计表最终确定的总体试验方案。

总体试验方案 表 4.1

| 参数水平 | 混凝土标号 | 含箍率(%) | 配筋率(%) | 轴压比(%) |
|------|-------|--------|--------|--------|
| 1 | 20 | 0.31 | 0.79 | 10 |
| 2 | 25 | 0.40 | 1.13 | 15 |
| 3 | 30 | 0.57 | 1.54 | 20 |
| 4 | 40 | 0.71 | 2.01 | 25 |

根据表 4.1 的总体试验方案,制作了 16 根钢筋混凝土墩柱模型,所有模型均严格按照相似关系进行设计,模型的具体设计参数列于表 4.2 中。

模型设计参数 表 4.2

| 试件 编号 | 混凝土 标 号 | 箍 筋 | | | 纵向钢筋 | | 轴压比 (%) |
|----------|------------|--------|--------|--------|--------|--------|------------|
| | | 直径(mm) | 间距(mm) | 含箍率(%) | 直径(mm) | 配筋率(%) | |
| 1 | 20 | 6 | 90 | 0.31 | 10 | 0.79 | 10 |
| 2 | 20 | 6 | 70 | 0.40 | 12 | 1.13 | 15 |
| 3 | 20 | 6 | 50 | 0.57 | 14 | 1.54 | 20 |
| 4 | 20 | 6 | 40 | 0.71 | 16 | 2.01 | 25 |
| 5 | 25 | 6 | 90 | 0.31 | 12 | 1.13 | 20 |
| 6 | 25 | 6 | 70 | 0.40 | 10 | 0.79 | 25 |
| 7 | 25 | 6 | 50 | 0.57 | 16 | 2.01 | 10 |
| 8 | 25 | 6 | 40 | 0.71 | 14 | 1.54 | 15 |
| 9 | 30 | 6 | 90 | 0.31 | 14 | 1.54 | 25 |
| 10 | 30 | 6 | 70 | 0.40 | 16 | 2.01 | 20 |



续上表

| 试件 编号 | 混凝土 标号 | 箍 筋 | | | 纵向钢筋 | | 轴压比 (%) |
|----------|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|------------|
| | | 直径(mm) | 间距(mm) | 含箍率(%) | 直径(mm) | 配筋率(%) | |
| 11 | 30 | 6 | 50 | 0.57 | 10 | 0.79 | 15 |
| 12 | 30 | 6 | 40 | 0.71 | 12 | 1.13 | 10 |
| 13 | 40 | 6 | 90 | 0.31 | 16 | 2.01 | 15 |
| 14 | 40 | 6 | 70 | 0.40 | 14 | 1.54 | 10 |
| 15 | 40 | 6 | 50 | 0.57 | 12 | 1.13 | 25 |
| 16 | 40 | 6 | 40 | 0.71 | 10 | 0.79 | 20 |

在表 4.2 中,含箍率 $\rho_s = \frac{A_{sh}}{sb}$, b 为截面尺寸,模型箍筋全部采用 I 级钢筋,纵向钢筋全部采用 II 级钢筋,保护层厚度为 15mm。图 4.6 为墩柱模型钢筋设计图,图中 DT 代表纵筋直径,SH 代表箍筋间距,两者均按表 4.2 依不同试件的设计参数取值。模型分为 4 组分别施工,第一组试件编号为 1~4,第二组试件编号为 5~8,其余依此类推,表 4.3 给出试验实测的混凝土轴心抗压强度与设计强度的比较。从表中可见,实际混凝土强度和设计强度有一定的偏差,但这个偏差对本次试验研究影响不大。

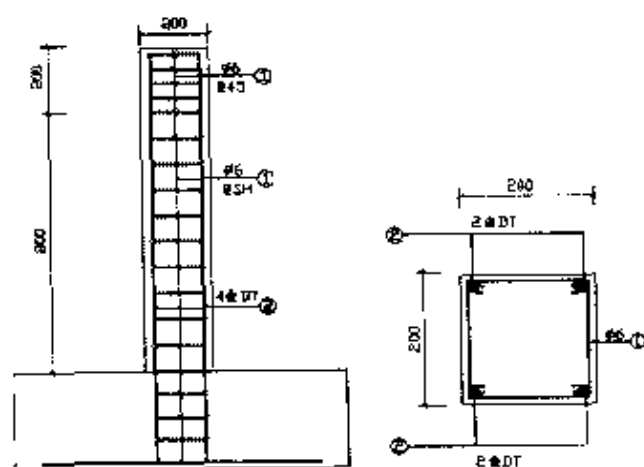


图 4.6 模型钢筋设计示意图

(3) 试验加载及测试装置

本次试验的全部测试工作均在同济大学土木工程防灾国家重点实验室振动台试验室进行,周期反复荷载试验的横向加载装置



实测混凝土轴心抗压强度和钢筋屈服应力、极限应力 (MPa)

表 4.3

| 试件编组 | 混凝土轴心抗压强度 | | 纵向钢筋 | | 实测箍筋 屈服应力 |
|------|-----------|------|--------|--------|--------------|
| | 设计值 | 实测值 | 实测屈服应力 | 实测极限应力 | |
| 第一组 | 14.0 | 19.4 | | | |
| 第二组 | 17.5 | 18.1 | 平均值为 | 平均值为 | 平均值为 |
| 第三组 | 21.0 | 27.5 | 386MPa | 582MPa | 250MPa |
| 第四组 | 28.0 | 22.6 | | | |

为 Instron 公司生产的 Schenck 电液伺服加载系统,该系统最大推力为 64 吨,最大位移行程为 25cm,最小位移精度为 0.5mm,竖向加载装置为 50 吨液压千斤顶。为了保证墩顶的水平位移和转动,在千斤顶上方设置低摩擦的球铰和水平滚轴,周期反复荷载试验的加载装置如图 4.7 所示。

(4) 试验加载制度

本次试验采用两种不同的加载制度,其中一种为参照美国、新西兰试验常用的变力—变位移加载制度,另一种为变幅变位移的加载制度,如图 4.8 所示。

本次试验的测试装置主要为位移计,其中,横向力及其作用位置的横向位移由 Schenck 系统记录,本次试验在墩柱模型横向力作用位置还另外布置了一个位移计,在墩柱模型中间、塑性铰区截面和底座上也各布置了一个位移计,以记录这些位置的横向位移。

2. 试验结果及分析

(一) 恢复力曲线

根据试验记录的横向力及其作用位置的横向位移,分 4 组试验模型绘出了模型实测的恢复力曲线。图 4.9 至图 4.12 分别为第一至第四组模型实测的恢复力曲线,第一组模型中 1 号试件因试验原因没有记录到数据,所以该组只绘出了三个试件的实测恢

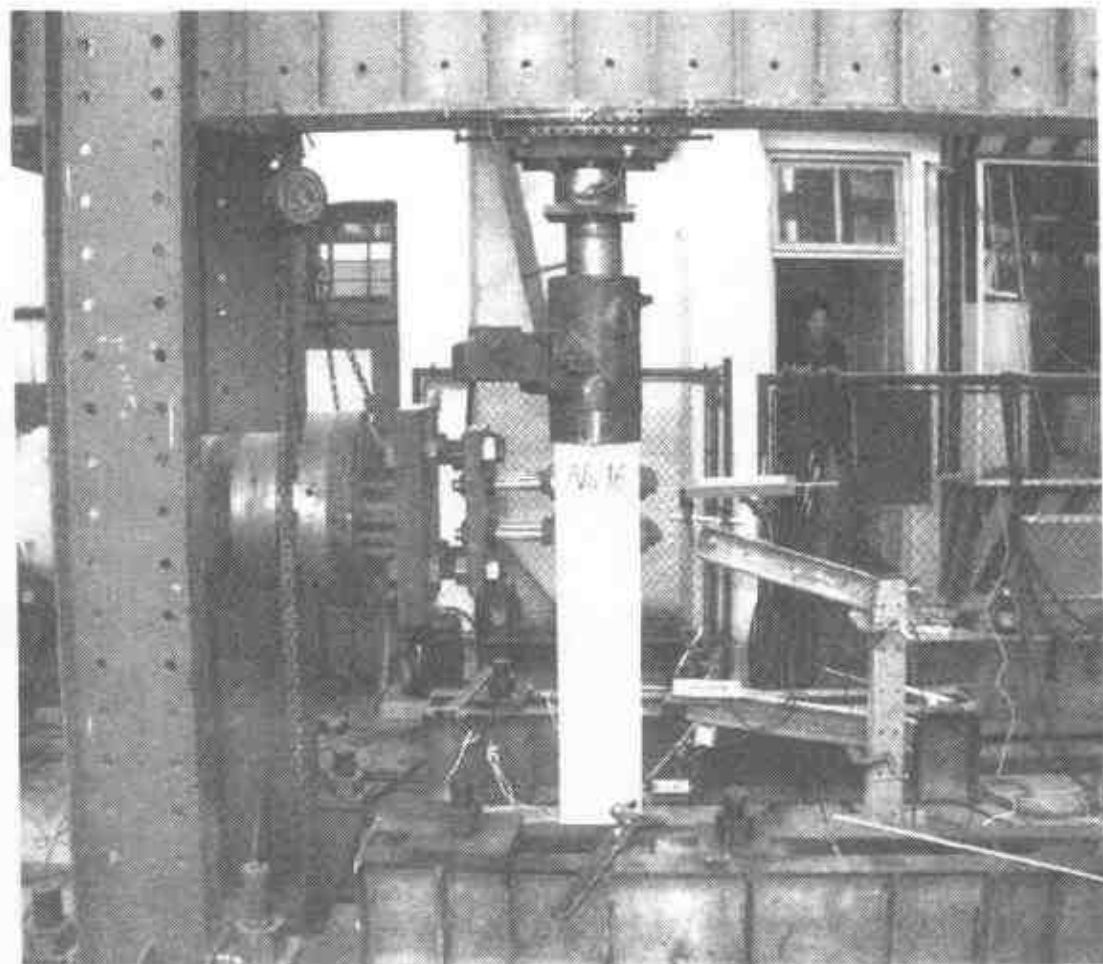


图 4.7 周期反复荷载试验加载装置

复力曲线。

从图 4.9 ~ 图 4.12 中可见,所有试验的墩柱模型在临近极限状态时的滞回曲线都呈明显的梭形,表明这些墩柱模型都具有较好的耗能能力,这与模型设计时预期的情况一致,因为本次试验设计的钢筋混凝土墩柱模型的剪跨比均为 4.3,属于典型的能够出现弯曲塑性铰的延性桥墩,也是实际抗震桥梁工程中应用最广的桥墩类型。

(二)破坏模式与骨架曲线

在周期反复荷载试验过程中观察到,本次试验所设计的所有



钢筋混凝土墩柱模型的破坏过程大体一致:首先在墩底附近与横向力作用方向垂直的两侧表面上,出现横向水平裂缝,随着位移幅值的增大,在该区域附近出现更多的横向水平裂缝,而且裂缝不断加宽,并最终在墩底附近的两侧表面上各形成一条较宽的主裂缝,在这期间,在墩底附近与横向力作用方向平

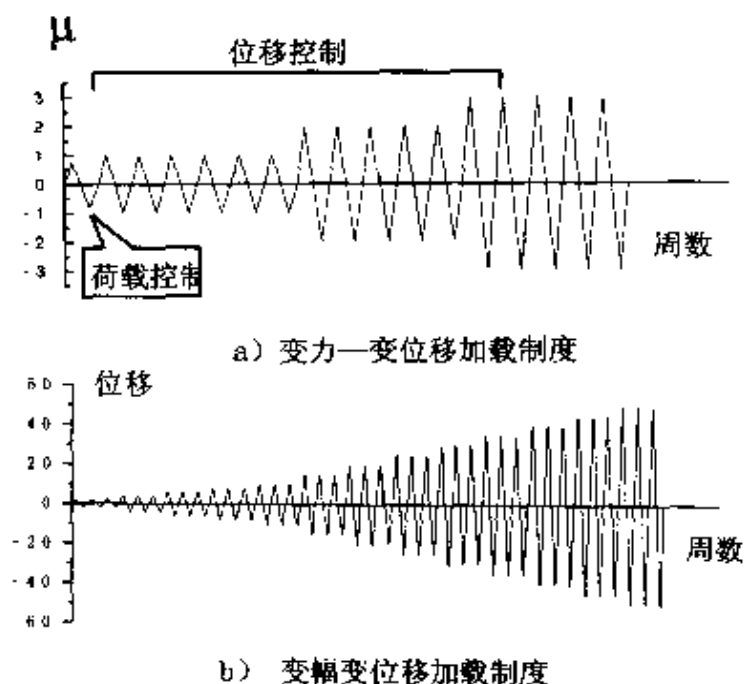
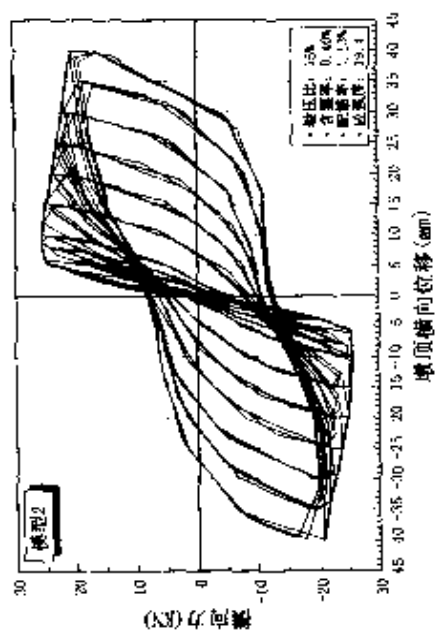


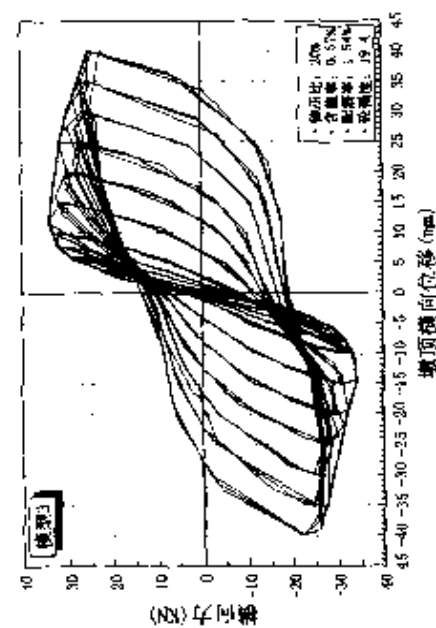
图 4.8 周期反复荷载试验加载制度

行的两侧表面上各出现斜裂缝,同时,靠近墩底有少量保护层混凝土因周期反复压应力作用出现压溃;在主裂缝形成后,随着位移幅值的进一步增大,主裂缝不断向核心混凝土内渗透,并有与两侧斜裂缝汇合现象,靠近墩底的保护层混凝土大量被压溃,并与较早形成的横向水平裂缝贯通,导致附近保护层混凝土剥落,直至达到规定的破坏极限状态。本次试验规定,当横向力下降到最大抗力的85%时,即为达到破坏极限状态。图 4.13 记录了试验模型典型的破坏情况。

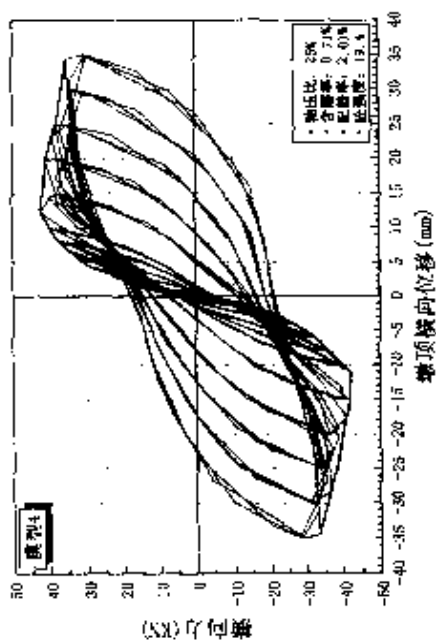
从试验观测到的破坏现象表明,本次试验的所有钢筋混凝土墩柱模型,都表现出延性的弯曲破坏模式。尽管如此,从抗震设计角度出发,部分模型(6号试件和9号试件)仍明显表现出弯曲延性不足的缺陷,这些模型在保护层混凝土剥落后,出现纵向钢筋压



a) 2号试件



b) 3号试件



c) 4号试件

图 4.9 第一组试验模型实测恢复力曲线

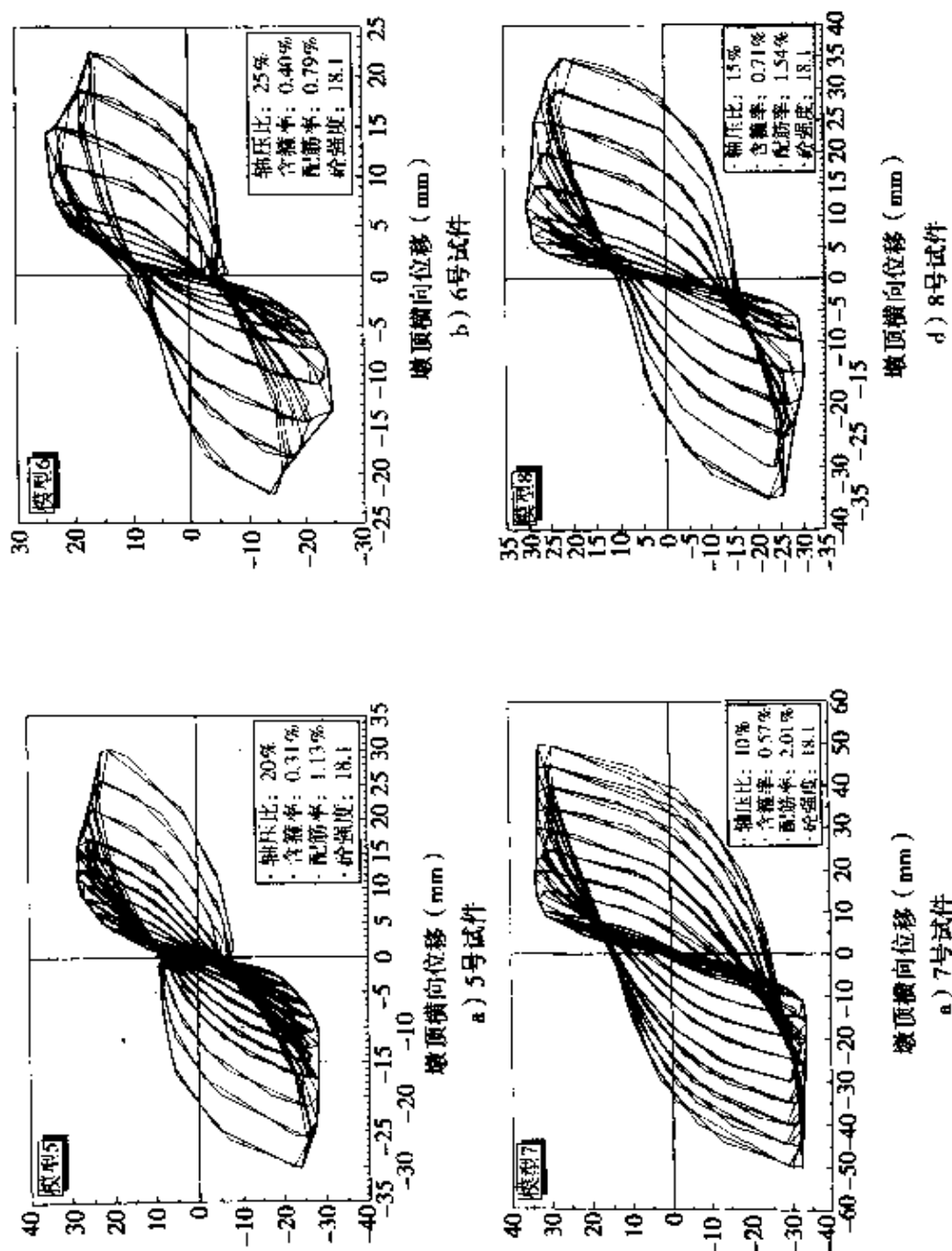
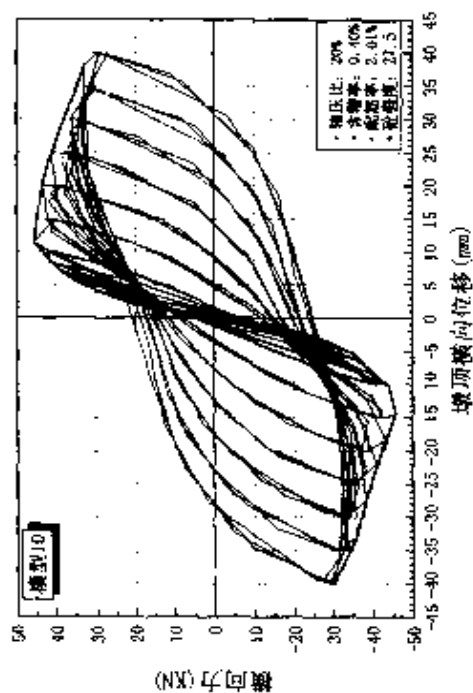
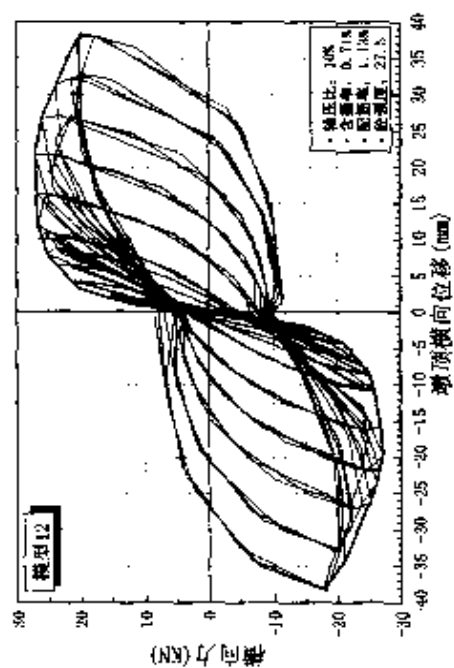


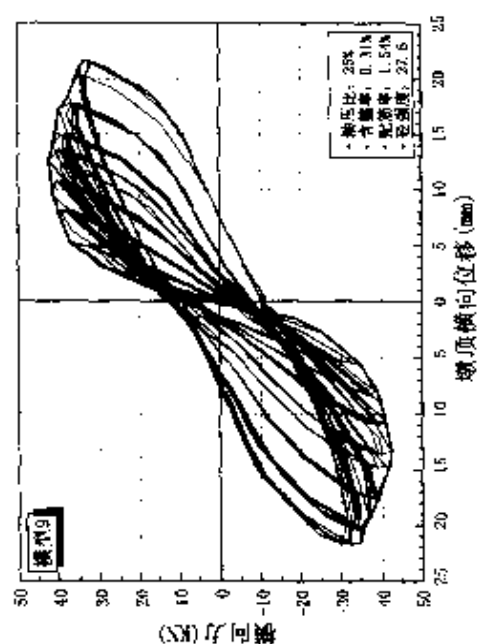
图 4.10 第二组试验模型实测恢复力曲线



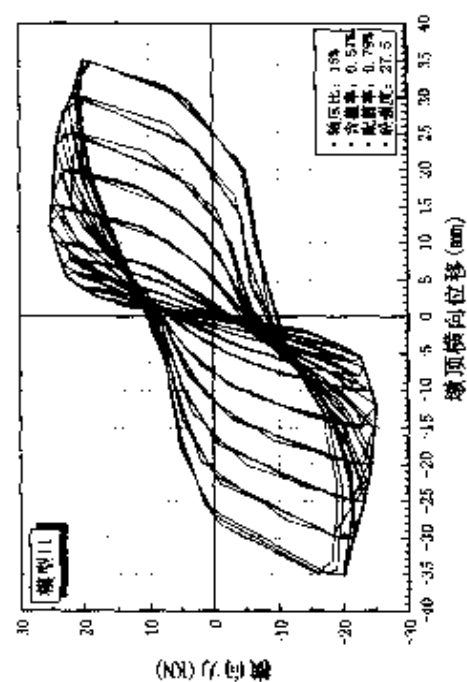
b) 10号试件



d) 12号试件

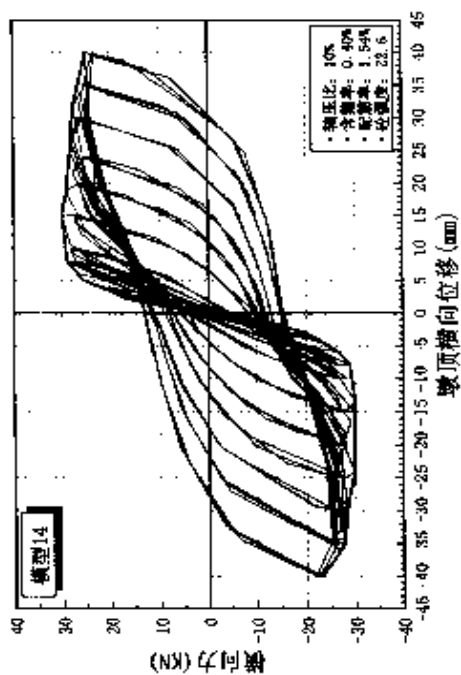


a) 9号试件

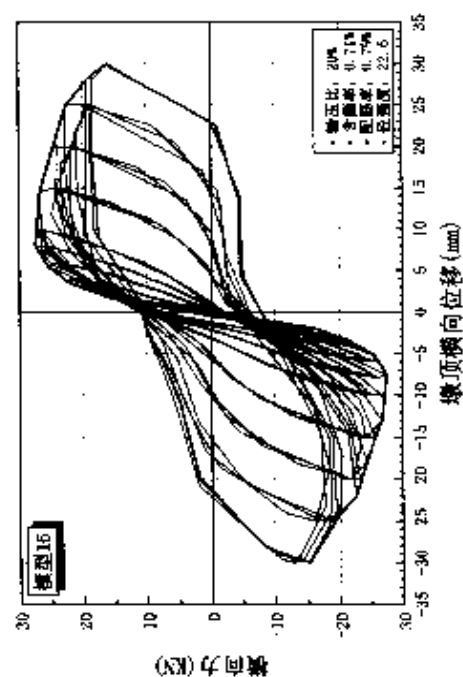


c) 11号试件

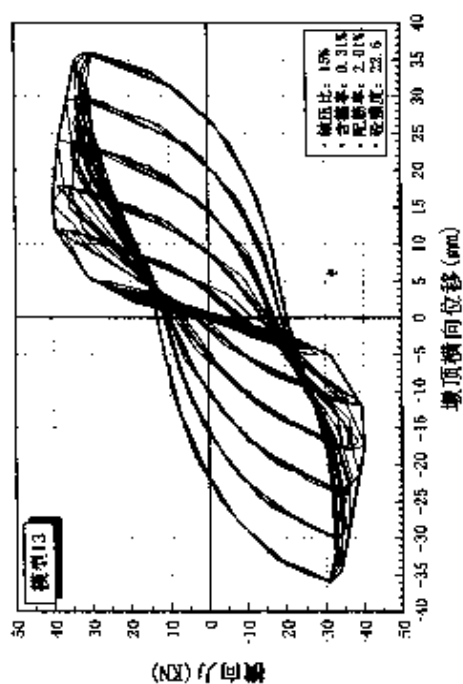
图 4.11 第三组试验模型实测恢复力曲线



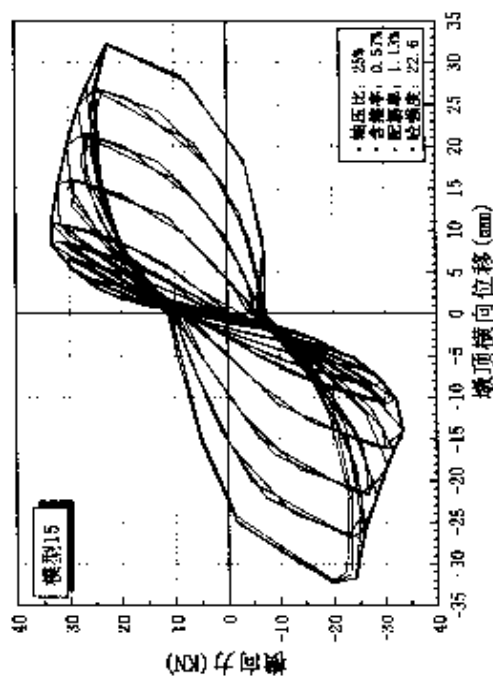
b) 14号试件



d) 16号试件



a) 13号试件

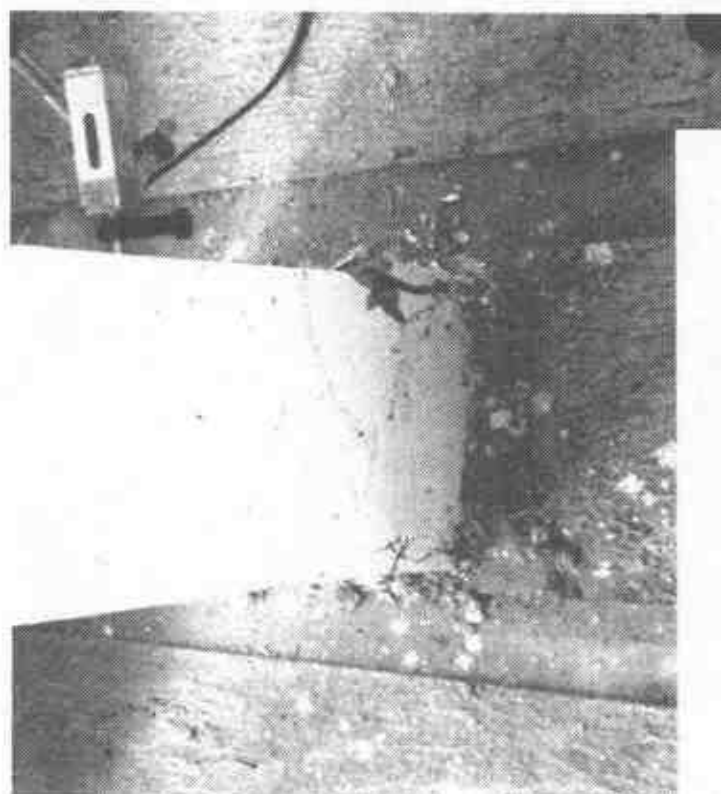


c) 15号试件

图 4.12 第四组试验模型实测恢复力曲线



a) 墩底保护层混凝土少量压溃

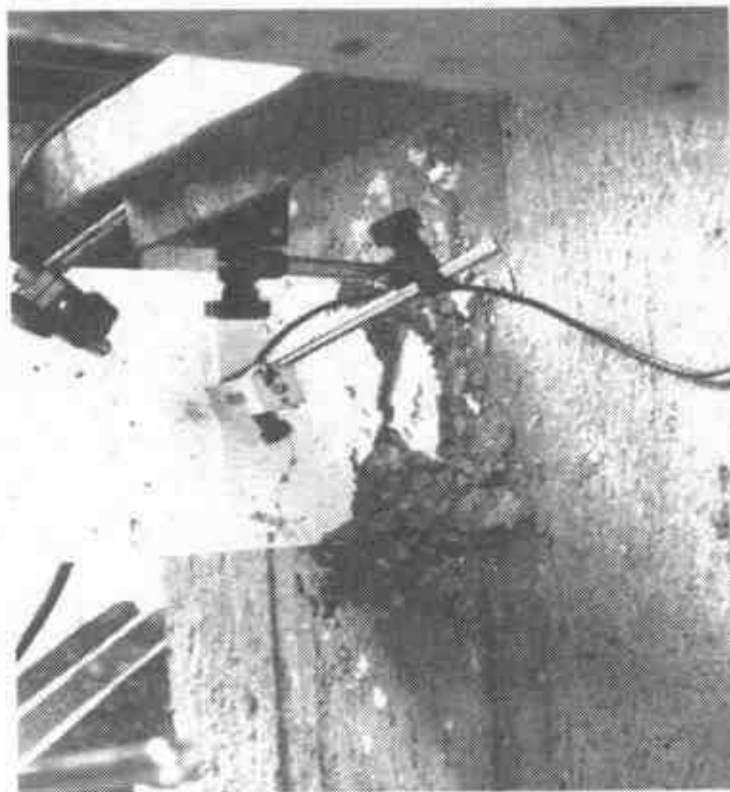


b) 侧面斜裂缝形式

图 4.13



c) 墩底保护层混凝土大量压溃



d) 保护层混凝土剥落

图 4.13 周期反复荷载试验中观测到的墩柱模型典型的破坏过程



曲现象,导致强度急剧下降。图 4.14 为 6 号试件和 9 号试件在试验结束后记录的纵向钢筋屈曲情况。



a) 6号试件纵向钢筋压曲



b) 9号试件纵向钢筋压曲

图 4.14 墩柱模型中纵向钢筋压曲情况

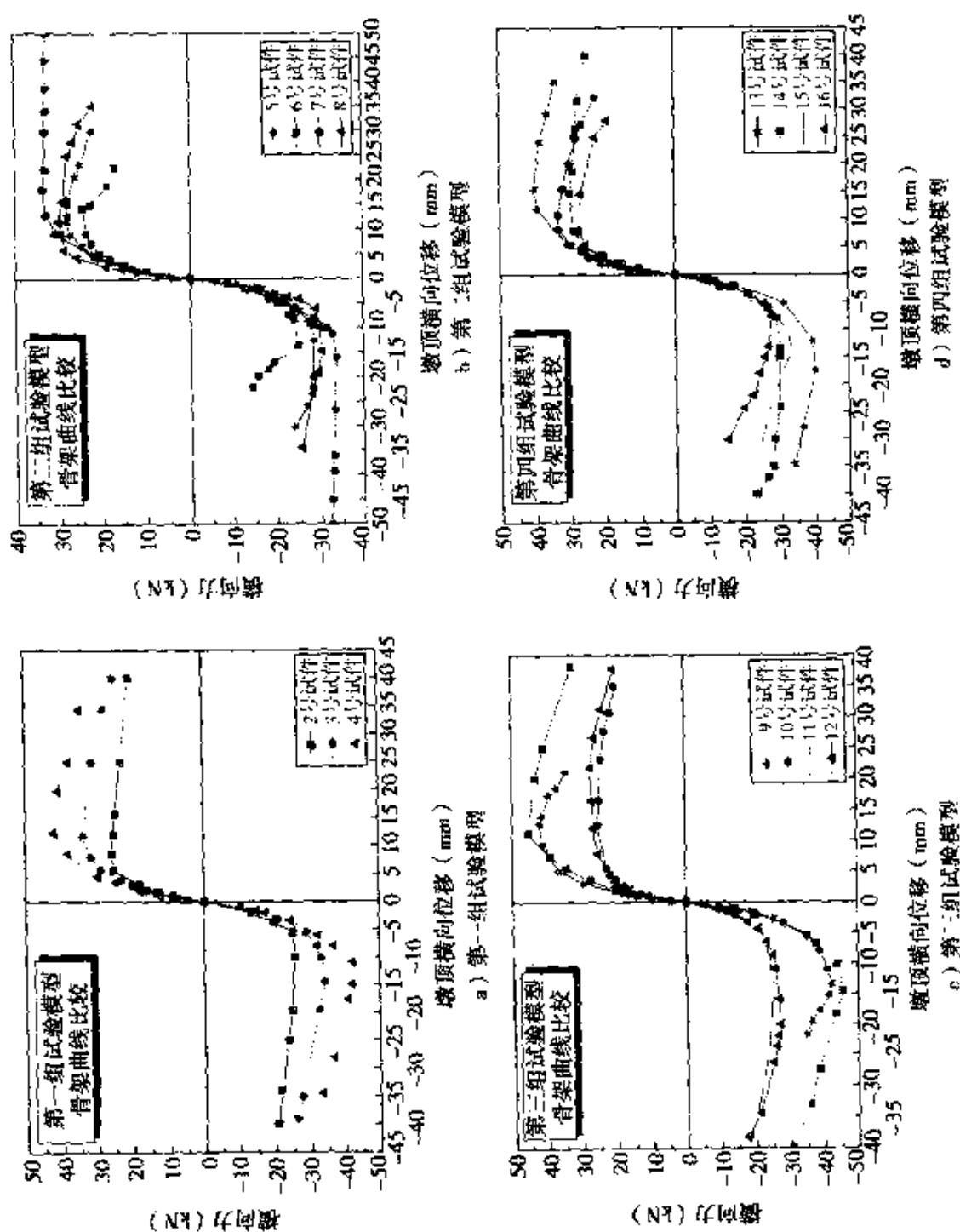


图 4.15 钢筋混凝土墩柱试验模型骨架曲线



为了更清楚地了解本次试验中所有钢筋混凝土墩柱模型的延性性能,根据试验实测的恢复力曲线,绘出了各个试件的骨架曲线,如图 4.15 所示。

图 4.15 中的骨架曲线乃按混凝土强度分组并分别绘出,从图 4.15 中可以发现,本次试验的钢筋混凝土墩柱模型在横向力到达最大值后,除了 6 号试件和 9 号试件的下降段较陡外,其余试件的下降段曲线基本较为平缓,其中尤其是 7 号试件、12 号试件和 14 号试件,其下降段曲线更为平缓,这表明在低轴压(例如轴压比为 0.10)情况下,钢筋混凝土墩柱具有较好的延性水平。

图 4.16 绘出了 3 根按《部颁规范》要求设计的钢筋混凝土墩柱模型,其实测的骨架曲线比较。从图 4.16 中可见,5 号试件和 13 号试件的下降段曲线较为平缓,但 9 号试件在横向力到达最大值后即急剧下降,从下降段曲线上看表现为较短而且较陡的曲线。

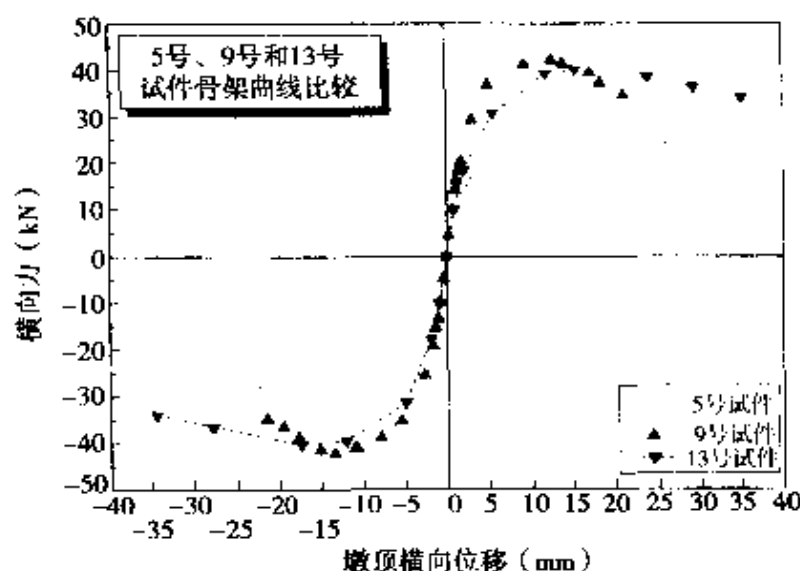


图 4.16 按《部颁规范》要求设计的墩柱模型实测的骨架曲线比较

从试验实测的恢复力曲线、试验过程中观测到的破坏现象,以及图 4.16 中所示的骨架曲线比较情况,可以得到一个初步的结论:按《部颁规范》要求设计的钢筋混凝土墩柱,在轴压较低的情况



下(例如轴压比不大于 0.15),可以具有较好的位移延性水平,但在轴压较大的情况下,规范规定的箍筋用量已无法满足对钢筋混凝土墩柱潜在塑性铰区截面的约束要求,因此,按照规范要求设计的钢筋混凝土墩柱,实际具有的位移延性水平可能偏低。

(三)延性和强度

为了从量化指标上了解本次试验墩柱模型的延性水平,定义位移延性系数 μ_{Δ} :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4.4)$$

上式中, Δ_y 为墩柱模型的屈服位移,定义为最外层纵向钢筋初始屈服时对应的墩顶横向力作用位置的位移; Δ_u 为墩柱模型的极限位移,定义为横向力下降到最大抗力的 85% 时,墩顶横向力作用位置的位移。

根据以上定义,利用试验得到的骨架曲线,通过类似于确定屈服曲率的几何作图法(参见图 2.1),确定了本次试验的钢筋混凝土墩柱模型的位移延性系数。表 4.4 列出了由几何作图法得到的各个墩柱模型的位移延性系数、屈服位移、屈服力和横向最大抗力,表中还列出了相应的理论计算值(参见 4.3 节)。

在表 4.4 中,理论计算数据是利用钢筋混凝土墩柱模型塑性铰截面的弯矩曲率分析计算结果,并通过以下关系式得到的:

$$\Delta_y = \frac{1}{3} \phi_y l^2 \quad (4.5a)$$

$$\Delta_u = \Delta_y + (\phi_u - \phi_y) l_p \left(l - \frac{1}{2} l_p \right) \quad (4.5b)$$

$$P_y = \frac{M_y - N\Delta_y}{l} \quad (4.5c)$$

$$P_u = \frac{M_u - N\Delta_u}{l} \quad (4.5d)$$



表 4.4

试验实测数据与理论计算数据比较

| 试件编号 | 位移延性系数 | | | 屈服位移(mm) | | | 屈服力(KN) | | | 最大抗力(KN) | | |
|------|--------|------------|-----------|----------|------------|-----------|---------|------------|-----------|----------|------------|-----------|
| | 实测 | 计 算 值 | | 实测 | 计 算 值 | | 实测 | 计 算 值 | | 实测 | 计 算 值 | |
| | | 无约束 砵模型 | 约束 砵模型 | | 无约束 砵模型 | 约束 砵模型 | | 无约束 砵模型 | 约束 砵模型 | | 无约束 砵模型 | 约束 砵模型 |
| 2 | 8.16 | 5.19 | 12.62 | 3.97 | 4.10 | 4.12 | 20.45 | 24.29 | 24.26 | 25.68 | 25.33 | 25.24 |
| 3 | 6.18 | 4.09 | 9.46 | 4.88 | 4.44 | 4.48 | 26.56 | 31.87 | 31.83 | 34.04 | 33.30 | 33.30 |
| 4 | 5.10 | 3.42 | 8.85 | 6.06 | 4.07 | 4.00 | 33.02 | 38.34 | 37.57 | 42.21 | 41.70 | 41.56 |
| 5 | 5.14 | 4.03 | 7.32 | 4.34 | 4.32 | 4.34 | 22.49 | 26.13 | 26.09 | 28.36 | 27.39 | 27.39 |
| 6 | 3.66 | 2.96 | 4.37 | 4.41 | 4.44 | 4.36 | 19.25 | 24.24 | 24.18 | 24.71 | 25.45 | 25.34 |
| 7 | >10 | 7.04 | 24.90 | 4.95 | 4.18 | 4.20 | 26.37 | 31.57 | 31.55 | 33.58 | 34.15 | 34.56 |
| 8 | 7.24 | 5.37 | 21.55 | 4.26 | 4.24 | 4.27 | 24.60 | 28.54 | 28.50 | 30.21 | 29.76 | 29.80 |
| 9 | 4.06 | 3.15 | 4.26 | 4.89 | 4.06 | 4.02 | 33.43 | 39.53 | 39.04 | 42.23 | 42.50 | 42.41 |
| 10 | 4.90 | 3.86 | 7.08 | 5.47 | 4.42 | 4.36 | 35.80 | 42.72 | 42.66 | 45.63 | 44.52 | 44.51 |
| 11 | 7.74 | 4.79 | 7.80 | 3.85 | 4.01 | 4.04 | 19.45 | 24.15 | 24.11 | 25.21 | 25.40 | 25.28 |
| 12 | 9.29 | 6.85 | 19.10 | 3.52 | 3.86 | 3.88 | 20.62 | 24.29 | 24.27 | 27.14 | 25.35 | 25.34 |
| 13 | 5.89 | 5.38 | 15.18 | 5.56 | 4.35 | 4.37 | 31.80 | 36.50 | 36.46 | 40.19 | 37.96 | 37.88 |
| 14 | 8.37 | 7.04 | 23.66 | 4.57 | 4.00 | 4.02 | 23.86 | 27.61 | 27.58 | 30.00 | 29.27 | 29.31 |
| 15 | 4.52 | 3.01 | 4.61 | 4.63 | 4.25 | 4.15 | 25.88 | 31.98 | 31.73 | 33.45 | 33.47 | 33.38 |
| 16 | 5.77 | 3.77 | 5.83 | 3.49 | 4.23 | 4.27 | 21.48 | 24.84 | 24.75 | 27.44 | 26.17 | 26.09 |



上式中, l 为墩柱模型净高(计算到横向力作用位置), N 为施加在墩柱模型上的轴压力, 等效塑性铰长度 l_p 根据 AASHTO 规范规定的计算公式计算:

$$l_p = 0.08l + 9d_{bl} \quad (4.6)$$

在利用截面弯矩曲率分析程序计算墩柱塑性铰区截面的曲率延性和弯矩时, 对混凝土材料分别考虑了两种计算模型: 无约束混凝土模型和约束混凝土模型, 这两种模型都基于 Mander 的研究成果(文献[34]); 纵向钢筋则采用双线性硬化模型。表 4.5 和表 4.6 列出了截面弯矩曲率分析中采用的计算模型的主要参数。这里需要指出的是, 在进行截面弯矩曲率分析时, 没有考虑纵向钢筋受压屈曲情况。

截面弯矩曲率分析中采用的混凝土参数 表 4.5

| Mander 无约束混凝土模型 | | | Mander 约束混凝土模型 | | |
|-------------------------|-------|-------|-------------------------|-----------|-----------|
| 弹性模量 | 极限压应变 | 剥落应变 | 弹性模量 | 峰值应力(MPa) | 极限应变 |
| 按规范规定计算 ^[19] | 0.004 | 0.006 | 按规范规定计算 ^[19] | 由式(3.8)确定 | 由式(3.9)确定 |

截面弯矩曲率分析中采用的钢筋参数 表 4.6

| 弹性应变 | 屈服应力 | 极限应力 | 硬化应变 | 极限应变 |
|-------------------------------|--------|--------|------|------|
| $2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$ | 386MPa | 582MPa | 0.01 | 0.15 |

在表 4.5 中, 约束混凝土模型的峰值应力和极限压应变分别由以下公式计算:

峰值应力

$$f'_{cc} = f'_{co} = \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f'_L}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_L}{f'_{co}} \right) \quad (4.7)$$



$$\text{极限压应变} \quad \epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_y \epsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (4.8)$$

式(4.7)中, f_{c0} 为无约束混凝土的峰值应力, f_l 为核心混凝土有效约束应力; 式(4.8)中, ϵ_{su} 为箍筋极限拉应变, ρ_s 为体积配箍率, 对矩形箍筋, 体积配箍率 ρ_s 为矩形截面两个方向的含箍率之和, 即:

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y \quad (4.9)$$

从表 4.4 中可见, 在本次试验设计的钢筋混凝土墩柱模型中, 6 号试件的位移延性系数最低, 仅为 3.66, 7 号试件的位移延性系数最高, 超过 10; 而按照现行的《部颁规范》最低约束箍筋要求设计的 5 号试件、9 号试件和 13 号试件, 其位移延性系数则分别为 5.14、4.06 和 5.89。从表 4.4 中还可见, 由无约束混凝土模型和约束混凝土模型计算得到的位移延性系数, 相比由试验实测得到的位移延性系数, 前者偏小, 后者则偏大, 尤其是对含箍率较高的模型墩柱, 计算结果明显偏大。这个结果表明, 采用无约束混凝土模型计算得到的位移延性可能偏于保守, 而采用约束混凝土模型计算得到的位移延性则可能偏于不安全。

(四) 延性性能评估

我国当前公路桥梁抗震设计依据的规范, 是交通部 1989 年开始颁布实施的《公路工程抗震设计规范》。在这部规范中, 规定了一个所谓的综合影响系数, 并通过这个系数, 对桥梁结构按规范弹性反应谱计算的地震力进行折减。《部颁规范》规定的综合影响系数, 主要反应结构弹塑性动力反应对弹性设计地震力的修正, 对于墩高在 10m 以下的柱式桥墩, 规范规定这个系数的取值为 0.3。根据已有的研究成果, 要使设计地震力折减到这样的水平, 桥梁结构应具有相当的位移延性水平, 对结构中抗侧力桥墩的位移延性的要求则更高。那么, 依照现行的《部颁规范》要求设计的钢筋混凝土柱式桥墩, 到底有没有具备如此的位移延性水平?



为了从定量上进行评估,首先需要明确桥梁结构位移延性与桥墩位移延性之间的相互关系。根据式(2.14),桥梁结构位移延性系数与桥墩位移延性系数之间的相互关系可写成:

$$\mu_{\Delta}^t = \frac{\Delta_u^t}{\Delta_y^t} = \frac{(C-1)\Delta_y + \Delta_u}{C\Delta_y} = \frac{C-1 + \mu_{\Delta}}{C} \quad (4.10)$$

上式中, μ_{Δ}^t 和 μ_{Δ} 分别为桥梁结构的整体位移延性系数和桥墩的局部位移延性系数, C 为反应支座弹性变形和基础柔性影响的变形增大系数。

根据已有的研究,理论上桥梁结构具备的位移延性系数至少应大于 3,才能与现行《部颁规范》规定的综合影响系数取值相适应(文献[17])。实际设计中,考虑到地震动的随机性和理论分析的不确定性因素,要求结构具有较高的位移延性能力储备,假定把结构位移延性的安全系数取一个偏低值如 1.4,则要求实际结构具备的位移延性系数至少应大于 4.2。

由式(4.10)并取变形增大系数 $C = 1.1$ (根据新西兰规范,支座弹性变形和基础柔性的影响通常都可占到结构屈服位移的 10% 以上),可以得到钢筋混凝土桥墩至少应具备的位移延性系数:

$$\mu_{\Delta} > 1.1 \times 4.2 - 1.1 + 1 = 4.52$$

根据以上粗略的定量分析结果,对本次试验设计的钢筋混凝土墩柱模型的延性性能进行评估。从表 4.4 中可见,本次试验设计的钢筋混凝土墩柱模型中,有 3 根墩柱模型的位移延性系数不满足要求。为便于说明问题,把延性不足的这 3 根墩柱模型的基本情况集中列于表 4.7 中。

从表 4.7 中可见,本次试验中所有延性不足的钢筋混凝土墩柱模型,其箍筋含箍率均在《部颁规范》要求的最低含箍率(0.3%)之上;从表 4.7 还可见,本次试验中表现出延性不足的墩柱模型,



其轴压比也均为 25%。由此,可以得到以下的重要结论:

延性不足的墩柱模型

表 4.7

| 试件 编号 | 实测砼强 度(MPa) | 箍 筋 | | | 纵向钢筋 | | 轴压比 (%) | 实测位移 延性系数 |
|----------|----------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|--------------|
| | | 直径 (mm) | 间距 (mm) | 含箍率 (%) | 直径 (mm) | 配筋率 (%) | | |
| 6 | 18.1 | 6 | 0.40 | 10 | 0.79 | 25 | 3.66 | |
| 9 | 27.5 | 6 | 90 | 0.31 | 14 | 1.54 | 25 | 4.06 |
| 15 | 22.6 | 6 | 50 | 0.57 | 12 | 1.13 | 25 | 4.52 |

依照现行的《部颁规范》要求设计的钢筋混凝土墩柱,在低轴压情况下,具有较佳的位移延性,可以满足抗震设计的要求;但在轴压较大的情况下(例如轴压比大于 0.20),依照现行规范要求设计的钢筋混凝土墩柱,则无法满足抗震设计预期的位移延性要求。

上述结论与以前一些研究者的观点基本一致(文献[1-4, 16])。

4.3 截面弯矩—曲率分析

截面弯矩—曲率分析是确定构件临界截面曲率延性能力的基本分析工具。对箍筋约束混凝土桥墩,通过截面弯矩—曲率分析,可以从理论上确定其塑性铰区截面的曲率延性系数。根据式(2-10),还可以进一步确定桥墩塑性铰区截面的位移延性系数。

在进行截面弯矩—曲率分析时,一般需要作以下一些假定:

- 1) 平截面假定——假定变形前为平面的截面,变形后仍保持为平面;
- 2) 假定剪切变形的影响可以忽略不计;
- 3) 假定钢筋和混凝土之间的粘接滑移可以忽略不计。

在对箍筋约束混凝土桥墩进行截面弯矩—曲率分析时,桥墩



一般被视为压弯构件,并假定轴压始终保持不变。这样,根据截面的内力平衡关系,可得:

$$\begin{aligned} N &= \int \sigma(\epsilon_y) dA + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma(\epsilon_{yi}) \\ &= \int_{core} \sigma_{core}(\epsilon_y) dA_{core} + \int_{cover} \sigma_{cover}(\epsilon_y) dA_{cover} + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma(\epsilon_{yi}) \end{aligned} \quad (4.11a)$$

$$\begin{aligned} M &= \int \sigma(\epsilon_y) y dA + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma(\epsilon_{yi}) y_{si} \\ &= \int_{core} \sigma_{core}(\epsilon_y) y dA_{core} + \int_{cover} \sigma_{cover}(\epsilon_y) y dA_{cover} + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma(\epsilon_{yi}) y_{si} \end{aligned} \quad (4.11b)$$

式(4.11)中,积分项代表混凝土的内力合力,求和项代表钢筋的内力合力。在式(4.11)中,应考虑对保护层混凝土和核心混凝土取不同的应力—应变关系。

在保护层混凝土、核心混凝土和钢筋的的应力—应变关系已知的情况下,就可以采用一般的数值积分方法(如梯形法或 Simpson 法),通过计算机程序对式(4.11)进行计算,得到截面的弯矩—曲率关系曲线。在计算截面的弯矩—曲率曲线时,一般采用曲率增量或应变增量法,对一系列曲率值计算相应的弯矩值,直至达到规定的极限曲率为止。计算过程需要反复迭代,以使式(4.11a)表示的轴力平衡条件得到满足。具体的弯矩—曲率分析步骤如下:

①输入分析基本数据;

②设定参考应变的初始值 ϵ_0 和初始受压区高度 ZK (一般可取为截面高度的一半);

③给参考应变提供 1 个微小的应变增量 $\Delta\epsilon$;

④由式(4.11)计算截面轴力合力 N_I 和弯矩 M_I ;

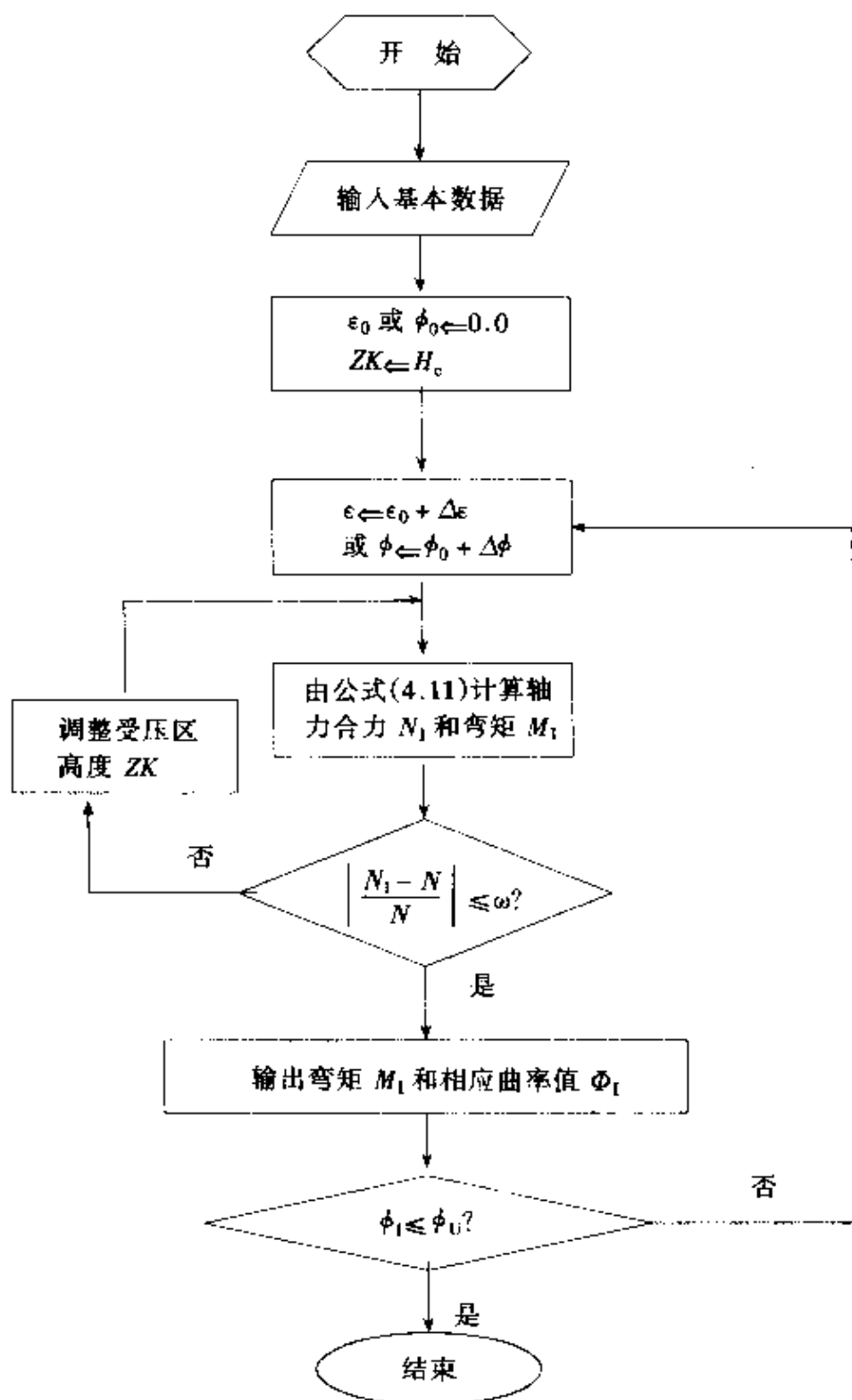


图 4.17 弯矩 - 曲率分析流程图



⑤判断计算轴力合力 N_1 与外加轴力 N 是否平衡;

⑥如果满足平衡条件,则输出弯矩值和相应的曲率值;如果不满足平衡条件,则调整受压区高度:当计算的轴力合力 N_1 大于外加轴力 N 时,降低受压区高度;反之,则增大受压区高度。受压区高度反复调整过程可采用二分法,它具有很高的收敛速度。

⑦重复②~⑥步骤,直到达到规定的极限曲率。上述①~⑦步骤相应的流程框图如图 4.17 所示。

4.4 箍筋约束混凝土桥墩延性的设计考虑

4.2.2 节的试验研究表明,按现行的《部颁规范》设计的钢筋混凝土墩柱,在轴压较大情况下存在位移延性不足的缺陷。因此,依照现行规范设计的公路钢筋混凝土和预应力混凝土桥梁,在某些情况下(指桥墩设计轴压比较高的情况)潜伏了未来遭受强震严重破坏的隐患。现行《部颁规范》存在的这个问题,主要表现在当桥墩设计轴压较高时,对塑性铰区范围内的约束箍筋含箍率要求偏低上面。因此,为了确保桥梁结构具有设计预期的位移延性水平,必须从定量上明确桥墩塑性铰区范围所需要的约束箍筋用量,而这就需要建立联系钢筋混凝土桥墩位移延性与约束箍筋用量之间的实用计算公式。以下,从抗震设计角度出发,讨论保证箍筋约束混凝土桥墩延性的设计要求。

4.4.1 影响钢筋混凝土桥墩延性的因素

前面已经提到,影响钢筋混凝土桥墩延性的因素较多,其中主要有轴压因素、约束箍筋因素、混凝土强度因素、纵向钢筋因素和保护层混凝土厚度因素等等。这里针对弯曲破坏型桥墩情况,从定性上来分析这些因素的影响程度。



(1) 轴压的影响

从定性分析看,在上述所有影响因素中,轴压对延性的影响最大,因为轴压增大使屈服曲率和屈服位移随之增大,而极限曲率和极限位移却相对减小,所以,轴压增大对钢筋混凝土桥墩的延性起到双重的不利影响。

(2) 约束箍筋的影响

钢筋混凝土桥墩塑性铰区范围内的约束箍筋影响因素包括箍筋含箍率、箍筋间距、箍筋形式、箍筋屈服应力和极限拉应变。由于约束箍筋对核心混凝土的约束作用是一种被动的约束,因此,约束箍筋对屈服曲率和屈服位移几乎没有影响,而主要影响到极限曲率和极限位移。其中,约束箍筋含箍率提高,即意味着塑性铰区截面核心混凝土的约束程度提高,因此可以大大提高核心混凝土的极限压应变,从而使桥墩具有更高的延性水平;箍筋间距减小,与提高约束箍筋含箍率的作用相同,因此,在相同的含箍率情况下,应尽可能使约束箍筋间距减小,以获得更佳的约束效果和延性;箍筋形式主要影响到桥墩塑性铰区截面核心混凝土的约束程度,通常只要设计合理,箍筋形式对桥墩延性的影响并不大;箍筋屈服应力或极限拉应变提高,都可以使极限曲率和极限位移提高,因此,提高箍筋屈服应力和极限拉应变对钢筋混凝土桥墩的延性有利,但实际工程中由于施工方面的考虑,箍筋的屈服应力和极限拉应变很难取得很高。

(3) 混凝土强度的影响

混凝土强度的影响来自两个方面——对屈服曲率和屈服位移的影响以及对极限曲率和极限位移的影响:提高混凝土的强度,可以减小屈服曲率和屈服位移,但混凝土强度提高后,脆性也随之提高了,在同样的约束箍筋情况下,实际上相当于塑性铰区截面核心混凝土的约束程度降低了,因此总的来看,混凝土强度提高,对钢



筋混凝土桥墩的延性有不利的影晌。

(4) 纵向钢筋的影响

纵向钢筋的影响因素主要包括纵筋强度和配筋率的影响。纵筋强度提高,使得屈服曲率和屈服位移增大,但对极限曲率和极限位移几乎没有影响,所以,纵筋强度提高,降低了钢筋混凝土桥墩的延性,也正因如此,对钢筋混凝土延性桥墩,通常不应采用高强钢筋。纵筋配筋率的影响类似于混凝土强度对桥墩延性的影响,也来自两个方面,即对屈服曲率和屈服位移的影响以及对极限曲率和极限位移的影响:纵向钢筋的配筋率提高,相应地提高了屈服曲率和屈服位移;另一方面,纵向钢筋配筋率提高,对约束核心混凝土起到一定的有利作用,但在一定配筋率范围内,这种作用相对于约束箍筋所起的作用,几乎可以忽略。因此总的来看,纵筋配筋率提高,对钢筋混凝土桥墩的延性有不利的影晌。

(5) 保护层混凝土厚度的影响

保护层混凝土厚度的影响,主要体现在当保护层混凝土剥落后,对桥墩强度和刚度带来的不利影晌。一般来讲,保护层混凝土厚度与截面尺寸之比越大,对钢筋混凝土桥墩延性的不利影晌也越大。

4.4.2 试验数据回归分析

根据以上的定性分析,对钢筋混凝土柱式桥墩,可以写出如下的位移延性系数的函数表达形式:

$$\mu_{\Delta} = \mu_{\Delta}(\eta_k, \rho_s, f_{yh}, S, H, f_c, \rho_l, f_{sy}, \zeta) \quad (4.12)$$

上式中, η_k 为轴压比,反应轴压因素对位移延性的影响; ρ_s 、 f_{yh} 、 S 和 H 分别表示箍筋含箍率、箍筋屈服应力、箍筋间距和箍筋形状系数,这四个参数反应约束箍筋因素的影响; f_c 为混凝土轴心抗压强度,反应混凝土强度因素的影响; ρ_l 和 f_{sy} 分别表示纵向钢筋配



筋率和强度,反应纵向钢筋因素的影响; $\zeta = \frac{c}{d}$ 为保护层混凝土厚度与截面尺寸之比,反应保护层混凝土厚度因素的影响。

式(4.12)表示的位移延性系数函数相当复杂,为了能通过回归分析建立实用的计算公式,必须对该式进行简化。首先,定义力学含箍率 ω_{cd} :

$$\omega_{cd} = \frac{f_{yh}}{f_c} \rho_s \quad (4.13)$$

由式(4.13)的定义可见,力学含箍率从物理意义上直接与核心混凝土的约束程度相联系。根据这个定义,箍筋含箍率、箍筋屈服应力以及混凝土强度对钢筋混凝土柱式桥墩位移延性的影响,可以通过力学含箍率得以反应。

在式(4.12)中,箍筋间距、形式以及纵向钢筋强度对钢筋混凝土柱式桥墩延性的影响,可以通过钢筋细部构造设计规定加以限制,使其影响达到可以忽略的程度。至于保护层混凝土厚度的影响,考虑到实际工程中,保护层混凝土厚度相对于桥墩截面尺寸之比,一般不会变化很大,因此,这一项的影响也可以从式(4.12)中排除。这样,对式(4.12)可以写出以下的简化形式:

$$\mu_{\Delta} = \mu_{\Delta}(\eta_k, \omega_{cd}, \rho_t) \quad (4.14)$$

上式中,影响钢筋混凝土柱式桥墩位移延性的参数减少到了3个。尽管如此,要得到式(4.14)具体的函数表达式,仍相当地困难。这里,采用对试验结果进行回归分析的方法,寻找式(4.14)具体的回归函数表达式。

根据以上的定性分析和已有研究成果,取式(4.14)的回归函数形式如下:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\epsilon_{cd} - c_1 \cdot (\eta_k - 0.1) \cdot (\rho_t - 0.001) + c_2}{c_3 + c_4 \cdot \eta_k} \quad (4.15)$$



式(4.15)中, c_1 、 c_2 、 c_3 、 c_4 均为回归参数,并且要求 $c_1 > 0$, $c_3 > 0$ 和 $c_4 > 0$ 。考虑到回归分析的最终目的,是建立计算延性桥墩塑性铰区范围的最低约束箍筋用量的实用公式,因此在实际回归分析中,对式(4.15)进行了改写,并采用以下形式的回归函数:

$$\omega_{cd} = \mu_{\Delta} \cdot (c_3 + c_4 \cdot \eta_k) + c_1 \cdot (\eta_k - 0.01) \tau(\rho_t - 0.01) - c_2 \quad (4.16)$$

利用式(4.16),借助非线性最小二乘法拟合程序,对得自 3 次不同试验中的 25 根钢筋混凝土柱模型周期反复荷载试验的结果进行了回归分析。表 4.8 中列出了回归分析采用的 3 次不同试验的基本情况及其试验结果。

回归分析采用的 3 次试验基本情况及试验结果 表 4.8

| 来源 | 编号 | 轴压比 (%) | 纵筋配筋 率(%) | 砼轴心抗 压强度(MPa) | 含箍率 (%) | 力学含 箍率 | 实测位移 延性系数 |
|------|----|------------|--------------|------------------|------------|-----------|--------------|
| 本文试验 | 1 | 15 | 1.13 | 19.4 | 0.404 | 0.04998 | 8.16 |
| | 2 | 20 | 1.54 | 19.4 | 0.565 | 0.0699 | 6.18 |
| | 3 | 25 | 2.01 | 19.4 | 0.707 | 0.08746 | 5.10 |
| | 4 | 20 | 1.13 | 18.1 | 0.314 | 0.04164 | 5.14 |
| | 5 | 25 | 0.79 | 18.1 | 0.404 | 0.05357 | 3.66 |
| | 6 | 15 | 1.54 | 18.1 | 0.707 | 0.09375 | 7.24 |
| | 7 | 25 | 1.54 | 27.5 | 0.314 | 0.0274 | 3.60 |
| | 8 | 20 | 2.01 | 27.5 | 0.404 | 0.03526 | 4.85 |
| | 9 | 15 | 0.79 | 27.5 | 0.565 | 0.04931 | 7.74 |
| | 10 | 10 | 1.13 | 27.5 | 0.707 | 0.0617 | 9.29 |
| | 11 | 15 | 2.01 | 22.6 | 0.314 | 0.03335 | 5.89 |
| | 12 | 10 | 1.54 | 22.6 | 0.404 | 0.0429 | 8.37 |
| | 13 | 25 | 1.13 | 22.6 | 0.565 | 0.06 | 4.52 |
| | 14 | 20 | 0.79 | 22.6 | 0.707 | 0.07508 | 5.77 |



续上表

| 来源 | 编号 | 轴压比 (%) | 纵筋配筋 率(%) | 砼轴心抗 压强度(MPa) | 含箍率 (%) | 力学含 箍率 | 实测位移 延性系数 |
|-----------------------------|----|------------|--------------|------------------|------------|-----------|--------------|
| 杨新宝 的试验 (文献 [16]) | 15 | 36 | 2.36 | 38.2 | 1.13 | 0.07099 | 5.50 |
| | 16 | 36 | 2.36 | 38.2 | 0.85 | 0.0534 | 4.00 |
| | 17 | 15 | 3.39 | 37.9 | 0.81 | 0.05129 | 4.00 |
| | 18 | 15 | 2.36 | 37.9 | 0.81 | 0.05129 | 4.50 |
| | 19 | 11 | 3.42 | 37.9 | 0.81 | 0.05129 | 5.00 |
| | 20 | 18 | 2.36 | 37.9 | 0.81 | 0.05129 | 4.50 |
| 朱伯龙等 人的试验 (文献 [6]) | 21 | 12 | 3.15 | 21.0 | 0.681 | 0.07783 | 5.00 |
| | 22 | 12 | 3.00 | 21.0 | 0.667 | 0.07623 | 4.36 |
| | 23 | 24 | 3.19 | 21.0 | 0.683 | 0.07806 | 2.86 |
| | 24 | 12 | 3.12 | 21.0 | 0.677 | 0.07737 | 4.80 |
| | 25 | 12 | 3.10 | 21.0 | 0.675 | 0.07714 | 5.40 |

表 4.8 中所列的 3 次试验,模型剪跨比分别为 4.3、5.0 和 6.3,试验模型采用的箍筋均为 I 级钢筋,纵向钢筋均为 II 级钢筋,轴压比从 0.10 变化到 0.36,纵向钢筋配筋率从 0.79% 变化到 3.39%,混凝土标号从 20 号变化到约 50 号,基本上覆盖了实际工程中常用的钢筋混凝土柱式桥墩范围。

利用表 4.8 中试验结果数据,通过非线性回归分析,得到了式 (4.16) 的具体函数形式:

$$\omega_{cd} = 0.00486\mu_{\Delta}(1 + 4\eta_k) + 4.17(\eta_k - 0.1) \cdot (\rho_l - 0.01) - 0.004 \quad (4.17)$$

上式中, ω_{cd} 为矩形截面计算方向的力学含箍率,并且按式 (4.13) 的形式定义为:

$$\omega_{cd} = \frac{f_{yh}}{f_c} \rho_s \quad (4.18)$$



这里, f_{yh} 为箍筋设计强度, f_c 为混凝土轴心抗压强度标准值, ρ_s 为按截面尺寸计算的箍筋含箍率。式(4.17)适用于矩形截面钢筋混凝土墩柱。

4.4.3 箍筋约束混凝土桥墩的最低约束箍筋用量

在 4.1.1 节提到, 如果桥墩断面、纵筋、轴压比以及混凝土标号等设计参数确定之后(这些参数通常不是由结构的延性需求控制), 桥墩的延性就主要取决于横向约束箍筋的配置。在式(4.17)中, 建立了约束箍筋用量与桥墩位移延性之间的直接对应关系。因此, 利用这个公式, 就可以从量化指标上进行箍筋约束混凝土桥墩的延性设计。实际设计中, 为简化设计过程, 希望直接提供能满足桥墩延性需求的最低约束箍筋用量的设计计算公式。

在 4.2.2 节中, 粗略地讨论了桥墩应具备的最低位移延性水平, 其数值约为 4.52。参考国外规范的相关规定, 并经过仔细的考虑和分析, 我们认为, 把抗侧力桥墩必须具备的位移延性系数值取为 5 是合适的。读者即将发现, 由这个位移延性系数值导出的桥墩临界截面的最低约束箍筋用量, 比现行的《部颁规范》略有所提高, 但与最新的《建筑抗震设计规范》(征求意见稿)里建议的框架柱的配箍率十分接近。

把 $\mu_\Delta = 5$ 代入式(4.17)中, 经过简化之后可得:

$$\omega_{ed} = 0.1\eta_k + 4.17(\eta_k - 0.1) \cdot (\rho_s - 0.01) + 0.02 \quad (4.19)$$

式(4.19)可以改写为以下的形式:

$$\rho_s = [0.1\eta_k + 4.17(\eta_k - 0.1) \cdot (\rho_s - 0.01) + 0.02] \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (4.20)$$

上式中, $\rho_s = \frac{A_{sh}}{sb}$, 为墩柱塑性铰区范围矩形箍筋计算方向的最低



含箍率, A_{sh} 为计算方向的箍筋总截面面积, s 为箍筋竖向间距, b 为垂直计算方向的构件截面尺寸。

在轴压比较低时,由式(4.20)计算得到的最低含箍率可能小于 0.003。为了确保结构的整体位移延性能力,桥墩塑性铰区范围内约束箍筋的最低含箍率不应低于 0.003。因此,对矩形截面的钢筋混凝土墩柱,其塑性铰区范围内约束箍筋的最低含箍率计算公式可表示为:

$$\rho_s = [0.1\eta_k + 4.17(\eta_k - 0.1) \cdot (\rho_t - 0.01) + 0.02] \frac{f_c}{f_{yh}} \geq 0.003 \quad (4.21)$$

对圆形截面的钢筋混凝土墩柱,已有研究成果表明,在同样体积配箍率的情况下,螺旋箍筋或圆形箍筋的约束效果明显优于矩形箍筋。一般地,为了使式(4.21)的形式也能应用于圆形截面情况,可以对式(4.21)乘以一个较为保守的截面系数 1.4,由此得到适用于圆形截面的钢筋混凝土墩柱,其塑性铰区范围内约束箍筋的最低箍筋用量的计算公式:

$$\rho_s = [0.14\eta_k + 5.84(\eta_k - 0.1) \cdot (\rho_t - 0.01) + 0.028] \frac{f_c}{f_{yh}} \geq 0.004 \quad (4.22)$$

式(4.22)中, $\rho_s = \frac{4A_b}{sd}$, 为墩柱塑性铰区范围螺旋箍筋或圆形箍筋的体积配箍率, A_b 为螺旋箍筋或圆形箍筋截面积, s 为箍筋竖向间距, d 为圆形墩柱直径。

4.4.4 与规范相关公式的比较

1. AASHTO 规范公式

AASHTO 规范是美国各州通用的公路桥梁设计规范,目前最



新版本为第 16 版。在第 16 版的 AASHTO 规范中,有一部分是专门关于抗震设计的(Division I-A)。AASHTO 规范关于钢筋混凝土桥墩塑性铰区范围内的最低约束箍筋用量的规定如表 4.9 所示:

AASHTO 规范计算公式

表 4.9

| 螺旋箍筋或圆形箍筋 | 矩形箍筋 |
|---|---|
| $\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yh}}$ <p>或 $\rho_s = 0.12 \frac{f_c}{f_{yh}}$ 取大者</p> | $\rho_s = 0.30 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yh}}$ <p>或 $\rho_s = 0.12 \frac{f_c}{f_{yh}}$ 取大者</p> |

表 4.9 左栏中的 ρ_s ,为螺旋箍筋或圆形箍筋的体积配箍率;右栏中的 ρ_s ,为矩形截面计算方向的最低含箍率,其余符号含义同前(下同)。AASHTO 规范的这个计算公式,源自 ACI 规范。ACI 规范公式的出发点,是基于保护层混凝土脱落后核心混凝土能保持构件强度不变这样的一种考虑,主要针对建筑结构中承受高轴压比的框架柱,因此在规范公式中也就没有考虑轴压因素的影响。AASHTO 规范对轴压比通常较低的桥墩,也采用了同样的计算公式,明显偏于保守。

2. CALTRANS 规范公式

美国加利福尼亚州是世界著名的强震区,因此加州的桥梁抗震设计规范一直受到瞩目,加州运输局(CALTRANS)的桥梁设计规范(BDS—Bridge Design Specifications Manual, 1998)原则上只限于加州境内公路桥梁设计使用。在加州规范中,关于钢筋混凝土桥墩塑性铰区范围内的最低约束箍筋用量的规定,与 AASHTO 规范类似,但考虑了轴压的影响因素,下表 4.10 为加州规范采用的计算公式。

从表 4.10 中可见,加州规范考虑了轴压的影响。相比



AASHTO 规范,加州规范在低轴压比情况下(轴压比小于 0.4),对最低约束箍筋用量的要求明显降低了;但在高轴压比情况下(轴压比大于 0.4),对最低约束箍筋用量的要求则提高了。

CALTRANS 规范计算公式

表 4.10

| 螺旋箍筋或圆形箍筋 | 矩形箍筋 |
|---|---|
| $\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yh}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P}{f_c} \right), \quad D \leq 900 \text{mm}$ | $\rho_s = 0.30 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yh}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P}{f_c} \right), \quad D \leq 900 \text{mm}$ |
| $\text{或 } \rho_s = 0.12 \frac{f_c}{f_{yh}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P}{f_c} \right), \quad D > 900 \text{mm}$ | $\text{或 } \rho_s = 0.12 \frac{f_c}{f_{yh}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P}{f_c} \right), \quad D > 900 \text{mm}$ |

3. ATC-32 建议的规范公式

在 1989 年美国洛马 普里埃塔地震爆发之后,加州运输部即委托美国应用技术委员会(ATC)执行一个关于桥梁抗震设计规范修订的项目,这个项目即为 ATC-32 项目。在 ATC-32 项目报告中,提出了一个同时考虑轴压和纵筋含量影响的计算公式:

$$\rho_s = 0.16 \frac{f_{ce}}{f_{ye}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P}{f_{ce} A_g} \right) + 0.13(\rho_t - 0.01) \geq 0.0002 n_b \quad (4.23a)$$

$$A_{sh} = 0.12 sh_c \frac{f_{ce}}{f_{ye}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P}{f_{ce} A_g} \right) + 0.13 sh_c (\rho_t - 0.01) \quad (4.23b)$$

式(4.23a)适用于螺旋箍筋或圆形箍筋,式(4.23b)适用于矩形箍筋。在式(4.23a)中, f_{ce} 和 f_{ye} 分别为预期的混凝土强度和箍筋屈服应力, n_b 为箍筋包围的纵筋根数,对长细比小于 4 的矮墩,可以不满足式(4.23a)中最右边项的要求。从式(4.23)中可见,钢筋混凝土桥墩中纵向钢筋配筋率与塑性铰区范围的最低约束箍筋用量成



线性关系,纵筋配筋率越高,要求的约束箍筋用量也越高,ATC-32 建议的这个公式与 Watson 等人提出的计算公式相比较,两者在关于纵筋配筋率因素影响的预测上恰好相反。

4. TNZ 规范公式

新西兰桥梁设计规范(TNZ,1994)采纳 Watson 等人提出的联系钢筋混凝土墩柱延性水平与塑性铰区范围内最低约束钢筋用量之间的实用计算公式,其形式如下:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} \frac{\left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 33\rho_l m + 22 \right)}{111} \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \frac{P}{\phi \cdot f_{ck} A_g} - 0.006, \text{适用于矩形截面}$$

$$\rho_s = 1.4 \frac{A_s}{A_c} \frac{\left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 33\rho_l m + 22 \right)}{111} \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \frac{P}{\phi \cdot f_{ck} A_g} - 0.008, \text{适用于圆形截面}$$

新西兰规范公式把塑性铰区截面的曲率延性与最低约束箍筋用量直接联系起来,规范建议对采用延性结构设计的桥梁,曲率延性系数 μ_ϕ 至少应取为 20,对采用有限延性结构设计的桥梁,曲率延性系数 μ_ϕ 至少应取为 10。在新西兰规范计算公式中,纵向钢筋配筋率越高,需要的约束箍筋用量反而越低。

5. CEN 规范公式

在欧洲标准化委员会(CEN)的结构设计规范中,也有一部分是专门关于结构抗震设计的——Eurocode 8,在 Eurocode 8 中的第二部分(PART 2),专门关于桥梁抗震设计。CEN 规范关于钢筋混凝土桥墩塑性铰区范围内的最低约束箍筋用量的规定如下:

$$\omega_{wd} \geq 1.90(0.15 + 0.01\mu_\phi) \frac{A_c}{A_{cc}} (\eta_k - 0.08) \geq 0.18, \text{螺旋箍筋或圆形箍筋} \quad (2.24a)$$



$$\omega_{wd} \geq 1.30(0.15 + 0.01\mu_\phi) \frac{A_c}{A_{cc}} (\eta_k - 0.08) \geq 0.12, \text{矩形箍筋} \quad (2.24b)$$

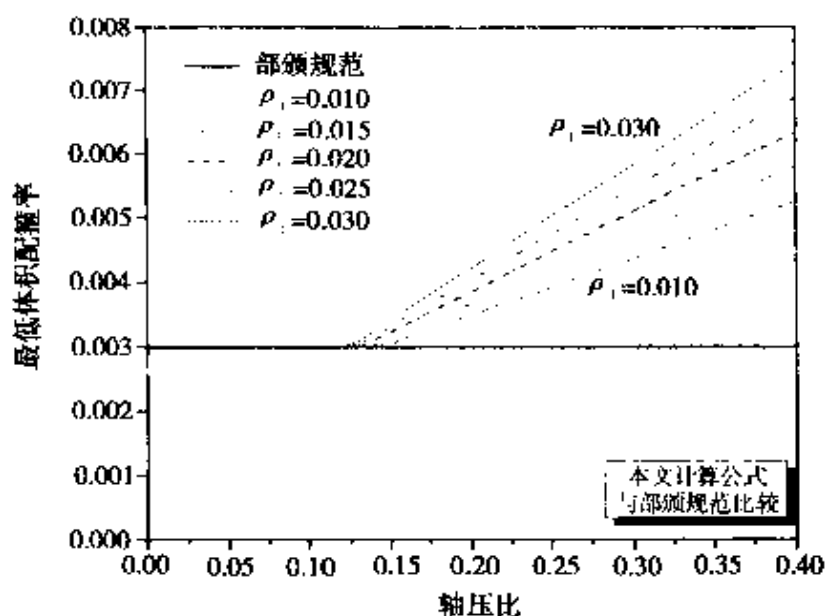
式(2.24)中, $\omega_{wd} = \rho_s \frac{f_{yh}}{f_c}$, CEN 规范称之为力学含箍率。从式(2.24)中可见, CEN 规范公式也把桥墩塑性铰区截面的曲率延性与最低力学含箍率直接联系起来,但在 CEN 规范中,没有考虑纵筋的影响。CEN 规范建议,对采用延性结构设计的桥梁,曲率延性系数至少应取为 15。

6. 作者建议的公式与规范相关公式的比较

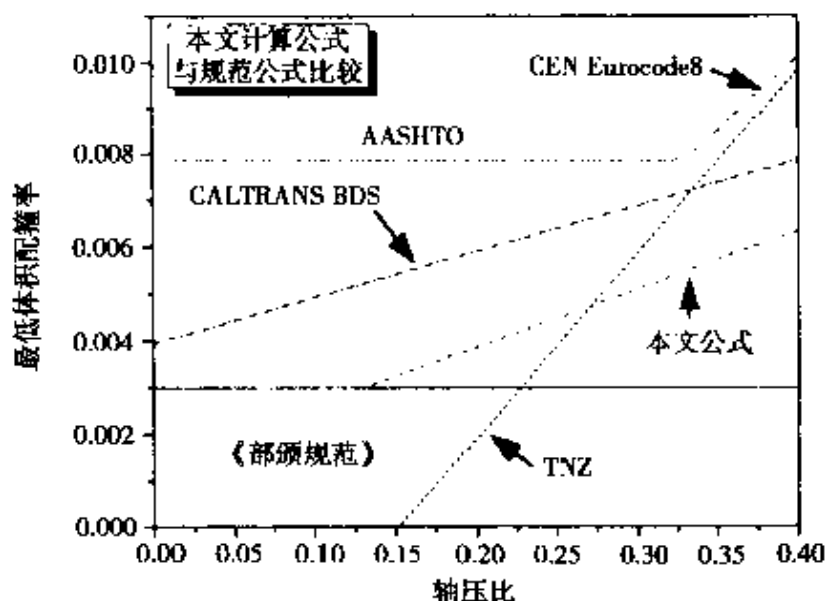
式(4.21)和式(4.22)建立了计算钢筋混凝土延性墩柱塑性铰区范围内的最低约束箍筋用量的实用公式。为了与上述规范公式进行比较,作者设计了一个算例:假定钢筋混凝土桥墩为矩形截面,混凝土设计标号为 30 号,纵向钢筋配筋率为 2%,箍筋屈服应力为 240MPa,保护层混凝土厚度与截面尺寸之比为 1/20。对这个算例,分别按不同公式计算不同配筋率下,桥墩塑性铰区范围所需的最低约束箍筋用量。

图 4.18 绘出了按不同公式(或规定)计算得到的最低约束箍筋用量,它被绘成与轴压比相关的曲线。图 4.18a)中,是建议的公式与现行《部颁规范》相关规定的比较情况;图 4.18b)中,是建议的公式与规范公式的比较情况。

从图 4.18a)中可见,当轴压比大约在 0.15 以下时,由式(4.21)确定的最低约束箍筋用量与现行《部颁规范》的相关规定基本相同;但随着轴压比的增大,《部颁规范》规定的最低约束箍筋用量明显偏低;此外,从图 4.18a)中还可见,纵向钢筋配筋率越高,由式(4.21)确定的最低约束箍筋用量也越高。从图 4.18b)中的比较可见,由 AASHTO 规范、CALTRANS 规范和 CEN 规范公式计算的最



a) 与现行的《部颁规范》规定比较



b) 与各国规范公式比较

图 4.18 建议的公式与规范公式(规定)比较

低约束箍筋用量,明显高于建议的公式的计算结果,但由 CALTRANS 规范公式和建议的公式确定的最低约束箍筋用量与轴压比的关系曲线趋势基本相同;在轴压比小于 0.28 时,由新西兰 TNZ 规范公式计算的最低约束箍筋用量低于建议的公式的计算结



果,但在轴压比大于 0.28 时,由 TNZ 规范公式计算的最低约束箍筋用量则高于建议的公式的计算结果。这里需要指出的是,在低轴压比情况下,按 TNZ 规范设计的钢筋混凝土墩柱,其塑性铰区范围内的最低约束箍筋用量可能是由钢筋细部构造设计规定确定(见 3.7.2 节),而不是由规范公式的计算结果确定。

4.4.5 其它设计考虑

1. 式(4.21)和式(4.22)建立在弯曲破坏型钢筋混凝土柱模型试验结果回归分析的基础上,因此,式(4.21)和式(4.22)仅适用于剪跨比处于一定范围(如 $\lambda > 3$, λ 为剪跨比)的钢筋混凝土墩柱。

2. 由于回归分析使用试验实测得到的位移延性系数,这个位移延性系数中包含了 $P-\Delta$ 效应的影响,因此,建议的回归公式应偏于安全。另一方面,由于构件的位移延性系数受构件长细比的影响,因此严格来讲,式(4.21)和式(4.22)仅适用于长细比处于一定范围的钢筋混凝土墩柱。

3. 对钢筋混凝土薄壁桥墩和实体桥墩,塑性铰区范围内的最低约束箍筋用量一般很难满足式(4.21)或式(4.22)的要求,但由于薄壁桥墩和实体桥墩的截面尺寸通常不是由地震作用控制,因此,对钢筋混凝土薄壁桥墩和实体桥墩,可以适当降低约束箍筋用量要求。

4. 为了能更好地应用式(4.21)和式(4.22),建议抗侧力桥墩中的纵筋配筋率不应低于 1%,但也不宜超过 4%。

参考文献

- [1] 范立础,刘庆华. 城市桥梁抗震设防的若干问题. 见:第



十二届全国桥梁学术会议论文集, 广州, 1996: 455 ~ 468

[2] 范立础. 现代化城市桥梁抗震设计若干问题. 同济大学学报, 1997, Vol. 25(2): 147 ~ 154

[3] 袁万城, 范立础. 桥梁抗震的延性与隔震设计. 同济大学学报, 1994, Vol. 22(4): 481 ~ 485

[4] 袁万城, 范立础. 高强混凝土结构的延性抗震设计. 同济大学学报, 1994, Vol. 22(4): 445 ~ 449

[5] 朱伯龙, 吴明舜. 钢筋混凝土受弯构件延性系数的研究. 同济大学学报, 1978(1): 107 ~ 119

[6] 朱伯龙, 张琨联. 矩形及环形截面压弯构件恢复力特性的研究. 同济大学学报, 1981(2): 1 ~ 10

[7] 沈聚敏, 翁义军. 钢筋混凝土构件的刚度和延性. 见: 清华大学抗震抗暴工程研究室. 科学研究报告集, 第三集, 钢筋混凝土结构的抗震性能. 北京: 清华大学出版社, 1981: 54 ~ 71

[8] 沈聚敏, 翁义军, 冯世平. 周期反复荷载下钢筋混凝土压弯构件的性能. 土木工程学报, 1982, Vol. 15(2): 53 ~ 64

[9] 抗剪强度专题研究组. 钢筋混凝土框架柱的抗剪强度. 建筑结构学报, 1987, Vol. 8(3): 23 ~ 35

[10] 徐贱云, 吴健生, 铃木计夫. 多次循环荷载作用下钢筋混凝土柱的性能. 土木工程学报, 1991, Vol. 24(3): 57 ~ 70

[11] 燕太祥, 高伯扬. 螺旋配箍柱抗震性能的试验研究. 哈尔滨建筑工程学院学报, 1991, Vol. 24(1): 54 ~ 65

[12] 王清湘, 赵国藩, 林立岩. 高强混凝土柱延性的试验研究. 建筑结构学报, 1995, Vol. 16(4): 22 ~ 31

[13] 阎贵平. 梁式桥弹塑性地震反应与应用延性抗震设计方法的基础研究. [博士学位论文]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 1989



[14] 刘庆华. 钢筋混凝土桥墩抗震设计中滞回模型与损伤模型的试验与理论研究. [博士学位论文]. 北京: 北方交通大学土木系, 1994

[15] 刘庆华. 钢筋混凝土桥墩的延性分析. 同济大学学报, 1998, Vol. 26(3): 245 ~ 249

[16] 杨新宝. 钢筋混凝土桥梁抗震性能评估与加固. [博士学位论文]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 1997

[17] 卓卫东. 桥梁延性抗震设计研究. [博士学位论文]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 2000

[18] JTJ 004 - 89, 公路工程抗震设计规范. 北京: 人民交通出版社, 1989

[19] JTJ 021 - 89, 公路桥涵设计通用规范. 北京: 人民交通出版社, 1989

[20] JTJ 023 - 85, 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范. 北京: 人民交通出版社, 1989

[21] GBJ 111 - 87, 铁路工程抗震设计规范. 北京: 中国计划出版社, 1989

[22] 国家标准《建筑抗震设计规范》管理组. 建筑抗震设计规范(试设计稿). 1999. 11.

[23] 道路桥示方书·同解说, V 耐震设计篇. 东京: 日本道路协会, 平成 8 年 12 月

[24] Standard Specifications for Highway Bridges, 16th Edition, Division I - A: Seismic Design. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Inc., 1995

[25] Building Code Requirement for Reinforced Concrete and Commentary, ACI 318 - 19, ACI 318R - 19. Detroit: American Concrete Institute (ACI), 1989



[26] Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations. Report No. ATC - 32, Redwood City, California: Applied Technology Council (ATC), 1996

[27] Bridge Design Specifications Manual. Sacramento, California: California Department of Transportation (CALTRANS), Division of Structures, 1998

[28] Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Eurocode 8, Part 2: Bridges. Brussels: Comité Européen de Normalization (CEN), 1994

[29] Standard Specification for Design and Construction of Concrete Structures. Tokyo: Japan Society of Civil Eng. (JSCE), 1996

[30] Design of Concrete Structures, NZS 3101:1995. Wellington: Standards New Zealand (NZS), 1995

[31] Bridge Manual. Wellington: Transit New Zealand (TNZ), 1994

[32] Cheok, G. S., Stone, W. C. Behavior of 1/6 - Scale Model Bridge Columns Subjected to Inelastic Cyclic Loading. ACI Structural J., 1990, Vol.87(6): 630 - 638

[33] Diniz, S. M. C., Frangopol, D. M. Strength and Ductility Simulation of High - Strength Concrete Columns. J. Structural Eng., ASCE, 1997, Vol.123(10): 1365 - 1374

[34] Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R. Theoretical Stress - Strain Model for Confined Concrete. J. Structural Eng., ASCE, 1988, Vol.114(8): 1804 - 1826

[35] Paulay, T., Priestley, M. J. N. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. New York: John Wiley & Sons, 1992



[36] Priestley, M. J. N., Park, R. Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns under Seismic Loading. ACI Structural J., 1987, Vol.84(1): 61 – 76

[37] Priestley, M. J. N., Benzoni, G. Seismic Performance of Circular Columns with Low Longitudinal Reinforcement Ratios. ACI Structural J., 1996, Vol.93(4): 474 – 485

[38] Saatcioglu, M., Ozcebe, G. Response of Reinforced Concrete Columns to Simulated Seismic Loading. ACI Structural J., 1989, Vol.86(1): 3 – 12

[39] Saatcioglu, M., Razvi, S. Strength and Ductility of Confined Concrete. J. Structural Eng., ASCE, 1992, Vol.118(6): 1590 – 1607

[40] Saatcioglu, M., Baingo, D. Circular High – Strength Concrete Columns under Simulated Seismic Loading. J. Structural Eng., ASCE, 1999, Vol.125(3):272 – 280

[41] Sheikh, S. A., Uzumeri, S. M. Strength and Ductility of Tied Concrete Columns. J. Structural Div., Proc. ASCE, 1980, Vol. 106(ST5): 1079 – 1102

[42] Watson, S., Zahn, S. A. and Park, R. Confining Reinforcement for Concrete Columns. J. Structural Eng., ASCE, 1994, Vol.120(6): 1798 – 1824

[43] Watson, S., Park, R. Simulated Seismic Load Tests on Reinforced Concrete Columns. J. Structural Eng., ASCE, 1994, Vol. 120(6): 1825 – 1849

[44] Zahn, F. A., Park, R. and Priestley, M. J. N. et al. Development of Design Procedures for the Flexural Strength and Ductility of Reinforced Concrete Bridge Columns. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1986, Vol.19(3): 200 – 212

附录 A

分析采用的四类场地地震动记录

I类场地地震动记录 附表 1

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震分量 | 加速度 峰值(g) |
|-------------------------------|-----------------|------------------------------------|---------------------|-------------|------|--------------|
| 1971年2月9日美国 SAN FERNANDO地震 | 6.6 | PACOIDA DAM, CAL. | I: 节理发育的闪 绿岩、片麻岩 | 8.5 | S16E | 1.171 |
| | | LAKE HUGHES #4 | I: 风化花岗岩 | 26.6 | S74W | 1.076 |
| | | LAKE HUGHES #9 | I: 片麻岩 | 26.7 | S69E | 0.172 |
| | | CATAIC OLD RIDGE ROUTE, CAL. | I: 砂岩 | 27.6 | S21W | 0.146 |
| | | LAKE HUGHES #1 | I: 花岗岩 | 30.2 | N21E | 0.122 |
| | | SANTA FELICIA DAM, CAL. | I: 砂岩和页岩 | 32.6 | N69W | 0.112 |
| | | | | | N21E | 0.316 |
| | | | | | N69W | 0.271 |
| | | | | | N21E | 0.148 |
| | | | | | S69E | 0.111 |
| | | | | | S08E | 0.217 |
| | | | | | S82W | 0.202 |



续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震分量 | 加速度 峰值(g) |
|--|-----------------|--|-------|-------------|------|--------------|
| 1971年2月9日美国 SAN FERNANDO地震 | 6.6 | GRIFFITH PARK OBSERVATORY, MOON ROOM, LOS ANGELES, CAL. | I:花岗岩 | 33.6 | NS | 0.181 |
| | | | | | EW | 0.171 |
| 1971年5月2日美国 ALASKA地震 | 7.1 | ADAK, NAVAL BASE | I:玄武岩 | 66.2 | NS | 0.117 |
| | | | | | EW | 0.208 |
| 1979年10月15日美国 Imperial Valley地震 | 6.4 | SUPERSITION MOUNTAIN, CA | I:花岗岩 | 60.6 | S45E | 0.186 |
| | | | | | N45E | 0.110 |
| 1987年10月1日美国 WHITTIER NARROWS 地震 | 6.1 | MT. WILSON- CALTECH SEISMIC STATION | I:花岗岩 | 18.2 | EW | 0.175 |
| | | | | | NS | 0.124 |
| | | LOS ANGELES, GRIFFITH PARK OBSERVATORY | I:花岗岩 | 21.5 | NS | 0.124 |
| | | | | | EW | 0.137 |



附录A 分析采用的四类场地地震动记录

续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震量 | 加速度 峰值(g) |
|-----------------------------------|-----------------|--|--------|-------------|-----|--------------|
| 1989年10月17日美国 Loma Prieta 地震 | 7.0 | LOS GATOS PRESENTATION CENTER | I: 岩石 | < 10 | NS | 0.570 |
| | | | | | EW | 0.608 |
| | | SANTA CRUZ- UCSC/LICK LAB. | I: 石灰岩 | 16.6 | EW | 0.410 |
| | | | | | NS | 0.442 |
| 1989年10月17日美国 Loma Prieta 地震 | 7.0 | GILROY #1- GAVILAN COLLEGE, WATER TANK | I: 岩石 | 28.4 | EW | 0.442 |
| | | | | | NS | 0.435 |
| | | GILROY #6- SAN YSIDRO | I: 岩石 | 35.2 | EW | 0.170 |
| | | | | | NS | 0.114 |
| | | SAN FRANCISCO - PRESIDIO | I: 蛇纹岩 | 98 | EW | 0.199 |
| | | | | | NS | 0.100 |
| 1992年4月25日美国 Cape Mendocino 地震 | 7.0 | CAPE MENDOCINO | I: 岩石 | 3.8 | EW | 1.040 |
| 1992年6月28日美国 LANDERS 地震 | 7.3 | LUCERNE VALLEY | I: 岩石 | 42 | NS | 0.806 |
| | | | | | EW | 0.731 |



续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震量 | 加速度 峰值(g) |
|------------------------------|-----------------|---|--|-------------|--------------|----------------|
| 1994年1月17日美国 Northridge地震 | 6.7 | MOUNT ST MARYS COLLEGE, LOS ANGELES | I: 坚硬场地土 ($V_{sm} = 619\text{m/s}$) | 14.8 | S20E N70E | 0.180 0.212 |
| | | PACOIMA DAM- DOWNSTREAM | I: 节理发育的闪 绿岩、片麻岩 | 19.3 | S85W S05E | 0.434 0.415 |
| | | VASQUEZ ROCKS PARK | I: 砂岩 | 37.3 | EW NS | 0.140 0.151 |
| | | CASTAIC-OLD RIDGE ROUTE | I: 砂岩 | 40.1 | EW NS | 0.568 0.515 |
| 1994年1月17日美国 Northridge地震 | 6.7 | MT. WILSON- CALTECH SEISMIC STATION | I: 花岗岩 | 44.6 | EW NS | 0.133 0.233 |
| | | LAKE HUGHES #9 | I: 片麻岩 | 44.7 | EW NS | 0.226 0.158 |
| | | ROLLING HILLS ESTATES-RANCHO VISTA SCH. | I: 页岩 | 50 | EW NS | 0.116 0.106 |
| | | LEONA VALLEY #6 | I: 坚硬场地土 ($V_{sm} = 589\text{m/s}$) | 51.7 | EW NS | 0.178 0.131 |



附录A 分析采用的四类场地地震动记录

续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震分量 | 加速度 峰值(g) |
|------------------------------|-----------------|-------------------------------------|--------|-------------|------|--------------|
| 1985年3月3日智利 Valparaiso地震 | 7.8 | QUINTAY, CHILE | I:岩石 | 17 | NS | 0.236 |
| | | | | | EW | 0.260 |
| 1985年3月3日智利 Valparaiso地震 | 7.8 | VALPARAISO, U.T.F.S.M., CHILE | I:岩石 | 34 | S20E | 0.165 |
| | | | | | N70E | 0.176 |
| | | ZAPALLAR, CHILE | I:岩石 | 85 | NS | 0.270 |
| | | | | | EW | 0.304 |
| | | RAPEL, CHILE | I:岩石 | 90 | NS | 0.223 |
| | | | | | EW | 0.089 |
| | | PAPUDO, CHILE | I:风化岩石 | 91 | S40E | 0.231 |
| | | | | | | |
| 1978年6月12日日本 MIYAGI-OKI地震 | 7.4 | PICHILEMU, CHILE | I:岩石 | 126 | NS | 0.259 |
| | | | | | EW | 0.178 |
| | | LOS VILOS, CHILE | I:岩石 | 151 | NS | 0.025 |
| | | | | | EW | 0.035 |
| | | OFUNATO BOCHI, JAPAN | I:岩石 | 116 | S49E | 0.227 |
| | | | | | N41E | 0.211 |
| | | | | | | |
| | | | | | | |



续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震量 | 加速度 峰值(g) |
|------------------------------|-----------------|--------------------------------|---------|-------------|-----|--------------|
| 1995年1月17日日本 KOBE地震 | 6.9 | JMA, JAPAN | I:岩石 | <10 | EW | 0.630 |
| | | | | | NS | 0.835 |
| 1985年9月19日墨西哥 MICHOACAN地震 | 8.1 | CALETA DE CAMPOS, MEXICO | I:角砾岩 | 27.1 | EW | 0.144 |
| | | | | | NS | 0.143 |
| | | LA VILLITA, MEXICO | I:英云闪长岩 | 39.4 | EW | 0.124 |
| | | | | | NS | 0.128 |
| | | LA UNION, MEXICO | I:角砾岩 | 79.4 | EW | 0.151 |
| | | | | | NS | 0.169 |
| | | ZIHUATANEJO, MEXICO | I:英云闪长岩 | 129.8 | EW | 0.157 |
| | | | | | NS | 0.101 |
| | | PAPANOA, MEXICO | I:花岗闪长岩 | 184.2 | EW | 0.112 |
| | | | | | NS | 0.156 |
| | | SUCHIL, MEXICO | I:花岗闪长岩 | 226.4 | NS | 0.100 |
| | | | | | EW | 0.079 |
| | | ATOYAC, MEXICO | I:花岗闪长岩 | 246.4 | EW | 0.061 |
| | | | | | NS | 0.054 |



续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地分量 | 加速度 峰值(g) |
|--------------------------------|-----------------|------------------------|----------|-------------|-----|--------------|
| 1985年9月21日墨西哥 Pacific Coast 地震 | 7.6 | ZIHUATANEJO, MEXICO | I: 英云闪长岩 | 29.1 | EW | 0.137 |
| | | | | | NS | 0.156 |
| | | PAPANOA, MEXICO | I: 花岗闪长岩 | 83.4 | EW | 0.224 |
| | | | | | NS | 0.248 |
| | | PARAISO, MEXICO | I: 闪长岩 | 158.9 | EW | 0.483 |
| | | | | | NS | 0.639 |
| 1989年4月25日墨西哥 Pacific Coast 地震 | 7.1 | LAS VIGAS, MEXICO | I: 晶质二长岩 | 10.7 | EW | 0.311 |
| | | | | | NS | 0.353 |
| | | SAN MARCOS, MEXICO | I: 花岗闪长岩 | 11.6 | EW | 0.130 |
| | | | | | NS | 0.176 |
| | | LAS MESAS, MEXICO | I: 花岗片麻岩 | 29.7 | EW | 0.114 |
| | | | | | NS | 0.108 |
| | | OCOTITO, MEXICO | I: 晶质二长岩 | 56.1 | EW | 0.205 |
| | | | | | NS | 0.129 |
| | | PARAISO, MEXICO | I: 闪长岩 | 114.4 | EW | 0.104 |
| | | | | | NS | 0.105 |



续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震量 | 加速度 峰值(g) |
|------------------------------|-----------------|----------------------------|----------|-------------|-----|--------------|
| 1985年9月19日墨西哥 MICHOACAN地震 | 8.1 | PARAISO, MEXICO | I: 闪长岩 | 260.6 | EW | 0.091 |
| | | | | | NS | 0.122 |
| | | COYUCA, MEXICO | I: 片麻岩 | 286.7 | EW | 0.034 |
| | | | | | NS | 0.041 |
| | | LA VENTA, MEXICO | I: 花岗片麻岩 | 319.1 | EW | 0.022 |
| | | | | | NS | 0.019 |
| | | XALTIANGLUIS, MEXICO | I: 英云闪长岩 | 319.9 | EW | 0.019 |
| | | | | | NS | 0.033 |
| | | TEACALCO, MEXICO | I: 火山凝灰岩 | 327.9 | EW | 0.024 |
| | | | | | NS | 0.051 |
| | | OCOTITO, MEXICO | I: 晶质二长岩 | 335.6 | EW | 0.055 |
| | | | | | NS | 0.049 |
| | | CERRO DE PIEDRA, MEXICO | I: 片麻岩 | 343.2 | EW | 0.017 |
| | | | | | NS | 0.025 |
| | | LAS MESAS, MEXICO | I: 花岗片麻岩 | 349.6 | EW | 0.019 |
| | | | | | NS | 0.022 |



续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震分量 | 加速度 峰值(g) |
|--------------------------------|-----------------|--------------------------|---------|-------------|------|--------------|
| 1997年1月11日墨西哥 Pacific Coast 地震 | 7.1 | CALETA DE CAMPOS, MEXICO | I:角砾岩 | 16.6 | EW | 0.404 |
| | | | | | NS | 0.357 |
| | | VILLITA, MEXICO | I:英云闪长岩 | 63.3 | EW | 0.102 |
| | | | | | NS | 0.106 |

注:表中 V_m 表示地面以下 15m 土层的平均剪切波速,下同。



附表 2

II 类场地地震记录

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地分量 | 加速度 峰值(g) |
|---|-----------------|--|---|-------------|--------------|----------------|
| 1987 年 10 月 1 日美国 WHITTIER NARROWS 地震 | 6.1 | LINCOLN SCH, SAN GABRIEL | II: 更新世密实 中砂 | 3.6 | EW NS | 0.209 0.259 |
| | | ALHAMBRA- FREMONT SCHOOL | II: 更新世密实 中砂 | 6.7 | EW NS | 0.382 0.292 |
| | | SAN MARINO- SOUTHWESTER NACADEMY | II: 更新世密实 砾 | 7.7 | NS EW | 0.188 0.139 |
| | | ARCADIA HIGH SCH, ARCADIA | II: 全新世中密 中砂 | 8.6 | N09E N81W | 0.292 0.172 |
| | | LOS ANGELES- OBREGON PARK | II: 更新世密实 中砂 | 9.6 | NS EW | 0.429 0.407 |
| | | HOLLY AVE., BALDWIN PARK, CA | II: 冲积土 ($V_{sm} \approx 408 \text{ m/s}$) | 10.5 | EW NS | 0.064 0.130 |
| | | ALTADENA- EATON CANYON PARK | II: 更新世密实 中砂 | 13.0 | EW NS | 0.161 0.305 |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |



附录A 分析采用的四类场地地震动记录

续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震分量 | 加速度 峰值(g) |
|--|-----------------|-------------------------------------|--|-------------|------|--------------|
| 1987年10月1日美国 WHITTIER NARROWS 地震 | 6.1 | SANTA FE SPRINGS, CA | II: 冲积土 ($V_{sm} \approx 350\text{m/s}$) | 13.0 | N48E | 0.453 |
| | | | | | N42W | 0.438 |
| | | BADILLO, COVINA, CA | II: 冲积土 ($V_{sm} \approx 347\text{m/s}$) | 15.3 | NS | 0.132 |
| | | | | | EW | 0.077 |
| | | OAKBANK, GLENDDORA, CA | II: 中密砾石 | 19.9 | S10E | 0.108 |
| | | | | | N80E | 0.089 |
| | | LOS ANGELES- 116TH ST. SCHOOL | II: 更新世密实 中砂 | 22.3 | NS | 0.392 |
| | | | | | EW | 0.259 |
| | | INGLEWOOD- UNION OIL YARD | II: 更新世密实 中砂 | 25.4 | EW | 0.224 |
| | | | | | NS | 0.251 |
| | | BUENA VISTA ST., BURBANK, CA | II: 中密砾石 ($V_{sm} \approx 301\text{m/s}$) | 26.3 | N20W | 0.175 |
| | | | | | S70W | 0.202 |
| | | LOS ANGELES- BALDWIN HILLS | II: 更新世密实 中砂 | 26.7 | EW | 0.153 |
| | | | | | NS | 0.142 |



续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震量 | 加速度 峰值(g) |
|--|-----------------|-------------------------------------|---|-------------|------|--------------|
| 1987年10月1日美国 WHITTIER NARROWS 地震 | 6.1 | MT. GLEASON AVE., SUNLAND, CA | II: 沉积土 ($V_{sm} \approx 361$ m/s) | 31.1 | EW | 0.098 |
| | | | | | NS | 0.092 |
| | | LOS ANGELES, MC BRIDE SCH | II: 冲积土 ($V_{sm} \approx 330$ m/s) | 33.1 | S65W | 0.015 |
| | | | | | S25E | 0.059 |
| 1987年10月1日美国 WHITTIER NARROWS 地震 | 6.1 | NORTH HOLLYWOOD, COLDWATER | II: 冲积土 ($V_{sm} \approx 399$ m/s) | 34.1 | EW | 0.210 |
| | | | | | NS | 0.119 |
| | | KAGEL CANYON | II: 第三纪冲积土 ($V_{sm} \approx 468.0$ m/s) | 37.2 | EW | 0.158 |
| | | | | | NS | 0.155 |
| | | KAGEL CANYON RD., PACOIMA, CA | II: 冲积土 ($V_{sm} \approx 418$ m/s) | 37.9 | N45E | 0.119 |
| | | | | | N45W | 0.125 |
| | | TARZANA- CEDAR HILL NURSERY | II: 冲积土 ($V_{sm} \approx 333$ m/s) | 43.4 | EW | 0.538 |
| | | | | | NS | 0.406 |
| | | CANYON COUNTRY, CA | II: 冲积土 ($V_{sm} \approx 406$ m/s) | 51.1 | NS | 0.115 |
| | | | | | EW | 0.097 |



附录A 分析采用的四类场地地震动记录

续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震分量 | 加速度 峰值(g) |
|------------------------------|-----------------|--|---|-------------|--------------|----------------|
| 1994年1月17日美国 Northridge地震 | 6.7 | LOS ANGELES, UCLA GROUNDS | II: 更新世密实 中砂 | 18.3 | EW NS | 0.278 0.474 |
| | | LOS ANGELES, CENTURY CITY COUNTRY CLUB | II: 更新世密实 中砂 | 19.8 | EW NS | 0.256 0.222 |
| | | NEWHALL, SUN OIL CO | II: 沉积土 ($V_{sm} \approx 406$ m/s) | 21.6 | N46E N44W | 0.420 0.355 |
| | | SANTA MONICA, CITY HALL GROUNDS | II: 更新世密实 中砂 | 22.5 | EW NS | 0.884 0.370 |
| | | SUNLAND, MT GLEASON JR HIGH SCH | II: 沉积土 ($V_{sm} \approx 361$ m/s) | 22.9 | S80W S10E | 0.154 0.130 |
| | | LOS ANGELES, MC BRIDE SCH | II: 冲积土 ($V_{sm} \approx 330$ m/s) | 25.3 | S65W S25E | 0.331 0.442 |
| | | CANYON COUNTRY, SULPHUR SPRINGS SCH | II: 第三纪冲积土 ($V_{sm} \approx 406$ m/s) | 25.7 | NS EW | 0.397 0.456 |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |



续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震量 | 加速度 峰值(g) |
|--|-----------------|--------------------------------------|---|-------------|------|--------------|
| 1987年10月1日美国 WHITTIER NARROWS 地震 | 6.1 | PICO CANYON BLVD., NEWHALL, CA | II: 沉积土 ($V_{sm} \approx 406 \text{ m/s}$) | 62.0 | N46E | 0.087 |
| | | | | | N44W | 0.060 |
| 1994年1月17日美国 Northridge 地震 | 6.7 | TARZANA- CEDAR HILL NURSERY A | II: 粉砂岩上覆 9m 冲积土 ($V_{sm} = 265.6 \text{ m/s}$) | 5.5 | EW | 1.780 |
| | | | | | NS | 0.991 |
| | | Los Angeles, Sepulveda V.A. | II: 页岩上覆 1280m 冲积土 ($V_{sm} = 339 \text{ m/s}$) | 7.3 | NS | 0.936 |
| | | | | | EW | 0.751 |
| | | LOS ANGELES RESEVOIR | II: 冲积土 ($V_{sm} = 262.0 \text{ m/s}$) | 9.9 | N41W | 0.481 |
| | | | | | S49W | 0.842 |
| | | NORTH HOLLYWOOD, COLDWATER | II: 冲积土 ($V_{sm} \approx 399 \text{ m/s}$) | 12.1 | EW | 0.253 |
| | | | | | NS | 0.302 |
| | | PACOIMA, KAGEL CANYON | II: 第三纪冲积土 ($V_{sm} \approx 468.0 \text{ m/s}$) | 17.6 | EW | 0.301 |
| | | | | | NS | 0.433 |



续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震分量 | 加速度 峰值(g) |
|------------------------------|-----------------|---------------------------------------|--|-------------|--------------|------------------|
| 1994年1月17日美国 Northridge地震 | 6.7 | LOS ANGELES, BALDWIN HILLS | II: 更新世密实 中砂 | 27.8 | EW NS | 0.239 0.168 |
| | | LOS ANGELES, DIVINE SAVIOUR SCH | II: 冲积土 ($V_{sm} \approx 407$ m/s) | 32.3 | S37E N53E | 0.154 0.209 |
| | | LOS ANGELES, FIRE STATION 12 | II: 沉积土 ($V_{sm} \approx 374$ m/s) | 34.2 | N58E N32W | 0.131 0.158 |
| | | LOS ANGELES, OBREGON PARK | II: 更新世密实 中砂 | 38.5 | EW NS | 0.355 0.408 |
| | | ALHAMBRA- FREMONT SCHOOL | II: 更新世密实 中砂 | 39.2 | EW NS | 0.101 0.080 |
| | | LOS ANGELES, 116TH STREET SCH | II: 更新世密实 中砂 | 40.5 | EW NS | 0.198 0.142 |
| | | INGLEWOOD, UNION OIL | II: 更新世密实 中砂 | 41.6 | EW NS | 0.101 0.091 |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |



续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震量 分量 | 加速度 峰值(g) |
|------------------------------|-----------------|---------------------------------------|---|-------------|--------------|----------------|
| 1994年1月17日美国 Northridge地震 | 6.7 | ARCADIA HIGH SCH | II: 密实中砂 ($V_{sm} = 362.0 \text{ m/s}$) | 47.3 | N09E N81W | 0.089 0.115 |
| | | LAKEVIEW SCH, SANTA FE SPRINGS | II: 全新世中密 中砂 | 51.2 | S60E N30E | 0.131 0.134 |
| | | LONG BEACH- RANCHO LOS CERRITOS | II: 更新世密实 中砂 | 52.1 | EW NS | 0.069 0.065 |
| | | ELIZABETH LAKE | II: 中生代密实 冲积土 | 52.4 | EW NS | 0.155 0.114 |
| | | BALDWIN PARK, CA | II: 冲积土 ($V_{sm} \approx 408 \text{ m/s}$) | 53.6 | EW NS | 0.134 0.094 |
| | | RANCHO PALOS VERDES | II: 第三纪海相沉 积($V_{sm} = 338.0 \text{ m/s}$) | 55.6 | S85E N05E | 0.123 0.153 |
| | | BADILLO, COVINA, CA | II: 冲积土 ($V_{sm} \approx 347 \text{ m/s}$) | 59.2 | NS EW | 0.103 0.082 |



附录A 分析采用的四类场地地震动记录

续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震分量 | 加速度 峰值(g) |
|------------------------------|-----------------|---------------------------|----------|-------------|------|--------------|
| 1994年1月17日美国 Northridge地震 | 6.7 | OAKBANK, GLENDDORA, CA | II: 中密砾石 | 61.2 | S10E | 0.091 |
| | | | | | N80E | 0.045 |
| | | | | | NS | 0.686 |
| | | | | | EW | 0.528 |
| 1985年3月3日智利 Valparaiso地震 | 7.8 | MELIPILLA, CHILE | II: 密实砂土 | 76 | N70W | 0.177 |
| | | | | | S20W | 0.133 |
| | | LALIGUA, CHILE | II: 密实砾石 | 106 | S10E | 0.309 |
| | | | | | N80E | 0.434 |
| | | SAN FELIPE, CHILE | II: 密实砾石 | 119 | NS | 0.291 |
| | | | | | EW | 0.340 |
| | | SAN FERNANDO, CHILE | II: 密实砾石 | 167 | NS | 0.173 |
| | | | | | EW | 0.136 |
| | | HUALANE, CHILE | II: 密实砾石 | 191 | N20W | 0.117 |
| | | | | | N70E | 0.091 |
| | | ILLAPEL, CHILE | II: 密实砾石 | 191 | N20W | 0.117 |
| | | | | | N70E | 0.091 |



续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震 分量 | 加速度 峰值(g) |
|-----------------------------|-----------------|---------------------|----------|-------------|----------|--------------|
| 1985年3月3日智利 Valparaiso地震 | 7.8 | ILOCA, CHILE | II: 密实砂土 | 191 | NS | 0.226 |
| | | | | | EW | 0.278 |
| | | TALCA, CHILE | II: 密实砾石 | 242 | N10E | 0.167 |
| | | | | | N80W | 0.171 |
| | | CAUQUENES, CHILE | II: 密实砾石 | 305 | NS | 0.086 |
| | | | | | EW | 0.113 |
| 1985年3月3日智利 Valparaiso地震 | 7.0 | LLOLLEO, CHILE | II: 密实砂土 | 77 | N80E | 0.062 |
| | | | | | N10W | 0.055 |
| | | ILOCA, CHILE | II: 密实砂土 | 105 | S80E | 0.191 |
| | | | | | N10E | 0.186 |
| | | ILOCA, CHILE | II: 密实砂土 | 62 | NS | 0.162 |
| | | | | | EW | 0.112 |
| 1985年4月9日智利 Valparaiso地震 | 7.2 | LLOLLEO, CHILE | II: 密实砂土 | | S80E | 0.170 |
| | | | | | N10E | 0.204 |



续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震分量 | 加速度 峰值(g) |
|-----------------------------|-----------------|---------------------------|----------|-------------|------|--------------|
| 1985年4月9日智利 Valparaiso地震 | 7.2 | SAN FERNANDO, CHILE | II: 密实砾石 | 67 | NS | 0.062 |
| | | | | | EW | 0.066 |
| | | CAUQUENES, CHILE | II: 密实砾石 | 212 | NS | 0.055 |
| | | | | | EW | 0.074 |



附表 3

III 类场地地震动记录

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震分量 | 加速度 峰值(g) |
|--|-----------------|--|-----------------|-------------|------|--------------|
| 1971 年 2 月 9 日美国 SAN FERNANDO 地震 | 6.5 | HOLLYWOOD STORAGE P. E. LOT, LOS | III: 密实细、粉 砂 | 36 | NS | 0.171 |
| | | | | | EW | 0.211 |
| | | | | | N40W | 0.447 |
| | | | | | N50E | 0.612 |
| 1979 年 10 月 15 日美国 Imperial Valley 地震 | 6.6 | EL CENTRO ARRAY # 8, CA | III: 松散中砂 | 29.6 | N40W | 0.447 |
| | | | | | N50E | 0.612 |
| | | EL CENTRO ARRAY # 4, CA | III: 松散中砂 | 29.7 | N40W | 0.356 |
| | | | | | N50E | 0.491 |
| | | EL CENTRO ARRAY # 6, CA | III: 松散中砂 | 29.8 | N40W | 0.438 |
| | | | | | N50E | 0.339 |
| | | EL CENTRO ARRAY # 10, CA | III: 松散中砂 | 29.8 | N50E | 0.169 |
| | | | | | N40W | 0.231 |
| 1987 年 10 月 1 日美国 WHITTIER NARROWS 地 震 | 6.1 | EL CENTRO ARRAY # 5, CA | III: 松散中砂 | 30.4 | N40W | 0.368 |
| | | | | | N50E | 0.551 |
| | | | | | EW | 0.237 |
| | | | | | NS | 0.133 |



附录A 分析采用的四类场地地震动记录

续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震量 | 加速度 峰值(g) |
|--|-----------------|---|---|-------------|------|--------------|
| 1987年10月1日美国 WHITTIER NARROWS 地震 | 6.1 | NORWALK, 12400 IMPERIAL HIGHWAY, | III: 松散中砂 | 16.3 | NS | 0.240 |
| | | | | | EW | 0.091 |
| | | BIRCHDALE, DOWNEY, CA | III: 松散中砂 | 16.6 | NS | 0.341 |
| | | | | | EW | 0.244 |
| | | DOWNEY- COUNTY MAINT. BLDG. | III: 松散中砂 | 17.3 | EW | 0.154 |
| | | | | | NS | 0.197 |
| | | GLENDALE, CA | III: 松散砾石 ($V_{sm} \approx 239\text{m/s}$) | 20.9 | S87W | 0.172 |
| | | | | | S03E | 0.306 |
| | | LONG BEACH, CA | III: 松散中砂 | 22.0 | N10E | 0.226 |
| | | | | | N80W | 0.156 |
| | | DEL AMO BLVD., LAKEWOOD, CA | III: 松散中砂 ($V_{sm} \approx 231\text{m/s}$) | 24.0 | NS | 0.297 |
| | | | | | EW | 0.178 |
| | | LOS ANGELES- HOLLYWOOD STORAGE BLDG. ET | III: 密实细、粉 砂 | 24.3 | EW | 0.106 |
| | | | | | NS | 0.205 |



续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震量 | 加速度 峰值(g) |
|--|-----------------|---|---|-------------|------|--------------|
| 1987年10月1日美国 WHITTIER NARROWS 地震 | 6.1 | STUDIO CITY, CA | III: 密实细、粉 砂 | 32.3 | S02W | 0.227 |
| | | | | | S88E | 0.210 |
| | | CANOGA PARK, CA | III: 松散中砂 | 51.4 | S16W | 0.115 |
| | | | | | S74E | 0.125 |
| 1994年1月17日美国 Northridge地震 | 6.7 | SATICOY ST., NORTHRIDGE, CA | III: 松散中砂 | 2.2 | NS | 0.453 |
| | | | | | EW | 0.326 |
| | | TOPANGA CANYON BLVD., CANOGA PARK, CA | III: 松散中砂 | 5.9 | S16W | 0.389 |
| | | | | | S74E | 0.350 |
| | | ARLETA- NORDHOFF AVE FIRE STATION | III: 300m 厚冲积 土 ($V_{\square} \approx 240\text{m/s}$) | 9.9 | EW | 0.344 |
| | | | | | NS | 0.308 |
| | | SIMI VALLEY, CA | III: 密实细、粉 砂 | 13 | EW | 0.514 |
| | | | | | NS | 0.728 |
| | | NEWHALL-LA COUNTY FIRE STATION | III: 松散中砂 ($V_{\square} \approx 239\text{m/s}$) | 20.2 | EW | 0.583 |
| | | | | | NS | 0.590 |



续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震分量 | 加速度 峰值(g) |
|------------------------------|-----------------|---|--|-------------|------|--------------|
| 1994年1月17日美国 Northridge地震 | 6.7 | LOS ANGELES- HOLLYWOOD STORAGE BLDG. FF | III: 密实细、粉 砂 | 22.8 | EW | 0.232 |
| | | GLENDAL, CA | III: 松散砾石 ($V_{sm} \approx 239m/s$) | 28.6 | NS | 0.389 |
| | | 15TH ST., LOS ANGELES, CA | III: 松散中砂 ($V_{sm} \approx 244m/s$) | 28.9 | S87W | 0.171 |
| | | | | | S03E | 0.337 |
| | | LOS ANGELES- PICO & SENTOUS | III: 密实细、粉 砂 | 31 | NS | 0.170 |
| | | | | | EW | 0.098 |
| | | JABONERIA, BELL GARDENS, CA | III: 松散中砂 | 44.5 | EW | 0.103 |
| | | | | | NS | 0.186 |
| | | DOWNEY- COUNTY MAINT. BLDG. | III: 松散中砂 | 46.9 | NS0W | 0.063 |
| | | | | | S40W | 0.100 |
| | | BIRCHDALE, DOWNEY, CA | III: 松散中砂 | 49.2 | EW | 0.177 |
| | | | | | NS | 0.223 |
| | | | | | NS | 0.159 |
| | | | | | EW | 0.142 |



续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震量 | 加速度 峰值(g) |
|------------------------------|-----------------|---|---|-------------|------|--------------|
| 1994年1月17日美国 Northridge地震 | 6.7 | DEL AMO BLVD., LAKEWOOD, CA | III: 松散中砂 ($V_{sm} \approx 231 \text{ m/s}$) | 57.46 | NS | 0.132 |
| | | | | | EW | 0.122 |
| | | PORT HUENEME -NAVAL LAB. | III: 密实细、粉砂 | 61 | NS | 0.086 |
| | | | | | EW | 0.103 |
| | | RANCHO CUCAMONGA-LAW & JUSTICE CENTER | III: 密实细、粉砂 | 90.3 | EW | 0.046 |
| | | | | | NS | 0.072 |
| 1985年3月3日智利 Valparaiso地震 | 7.8 | VALPARAISO EL ALMENDRAL | III: 密实细、粉砂 | 34 | N50E | 0.297 |
| | | | | | S40E | 0.166 |
| | | VINA DEL MAR, CHILE | III: 松散中砂 | 38 | N70W | 0.237 |
| | | | | | S20W | 0.363 |
| | | VENTANAS, CHILE | III: 松散中砂 | 62 | NS | 0.213 |
| | | | | | EW | 0.227 |
| | | LLAYLLAY, CHILE | III: 松散砾石 | 94 | N80W | 0.475 |
| | | | | | S10W | 0.352 |



续上表

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地分量 | 加速度 峰值(g) |
|-------------------------------|-----------------|------------------------|-----------|-------------|------|--------------|
| 1985年3月3日智利 Valparaiso地震余震 | 7.0 | VINA DEL MAR, CHILE | III: 松散中砂 | 11 | N70W | 0.083 |
| | | | | | S20W | 0.081 |
| 1985年4月9日智利 Valparaiso地震 | 7.2 | VENTANAS, CHILE | III: 松散中砂 | 154 | NS | 0.068 |
| | | | | | EW | 0.075 |



附表 4

IV 类场地地震动记录

| 地震事件 | 震级 (M_w) | 记录台站 | 台站场地 | 震中距 (Km) | 地震量 | 加速度 峰值(g) |
|--------------------------------------|-----------------|-----------------------------------|----------|-------------|-----|------------------|
| 1989 年 10 月 17 日美国 Loma Prieta 地震 | 7.0 | FOSTER CITY- REDWOOD SHORES | IV: 淤泥质土 | 66 | EW | 0.283 |
| | | | | | NS | 0.258 |
| | | SAN FRANCISCO INT. AIRPORT | IV: 淤泥质土 | 79.4 | EW | 0.332 |
| | | | | | NS | 0.235 |
| | | TREASURE ISLAND | IV: 填土 | 97.6 | EW | 0.159 |
| | | | | | NS | 0.100 |

附录 B

三类场地强度折减系数谱表

强度折减系数 R_p (I类场地)

附表 5

| 周 期 (s) | 结构位移延性系数 | | | | | | |
|------------|----------|------|------|------|------|------|------|
| | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 0.2 | 1.69 | 2.35 | 2.99 | 3.62 | 4.25 | 4.88 | 5.50 |
| 0.4 | 1.99 | 2.91 | 3.80 | 4.68 | 5.56 | 6.43 | 7.29 |
| 0.6 | 2.13 | 3.16 | 4.16 | 5.14 | 6.11 | 7.07 | 8.03 |
| 0.8 | 2.20 | 3.29 | 4.34 | 5.36 | 6.37 | 7.37 | 8.37 |
| 1.0 | 2.25 | 3.37 | 4.44 | 5.48 | 6.51 | 7.52 | 8.54 |
| 1.2 | 2.28 | 3.42 | 4.50 | 5.55 | 6.59 | 7.62 | 8.64 |
| 1.4 | 2.31 | 3.46 | 4.55 | 5.60 | 6.65 | 7.68 | 8.70 |
| 1.6 | 2.33 | 3.49 | 4.58 | 5.64 | 6.68 | 7.72 | 8.74 |
| 1.8 | 2.34 | 3.50 | 4.60 | 5.67 | 6.71 | 7.75 | 8.77 |
| 2.0 | 2.35 | 3.52 | 4.62 | 5.68 | 6.73 | 7.77 | 8.79 |
| 2.2 | 2.35 | 3.53 | 4.63 | 5.70 | 6.74 | 7.78 | 8.81 |
| 2.4 | 2.36 | 3.53 | 4.63 | 5.70 | 6.75 | 7.78 | 8.81 |



续上表

| 周 期 (s) | 结构位移延性系数 | | | | | | |
|------------|----------|------|------|------|------|------|------|
| | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 2.6 | 2.36 | 3.53 | 4.63 | 5.70 | 6.75 | 7.78 | 8.81 |
| 2.8 | 2.35 | 3.53 | 4.63 | 5.70 | 6.74 | 7.78 | 8.81 |
| 3.0 | 2.35 | 3.52 | 4.62 | 5.69 | 6.74 | 7.77 | 8.80 |
| 3.2 | 2.34 | 3.51 | 4.61 | 5.68 | 6.72 | 7.76 | 8.79 |
| 3.4 | 2.34 | 3.50 | 4.60 | 5.66 | 6.71 | 7.74 | 8.77 |
| 3.6 | 2.33 | 3.49 | 4.59 | 5.65 | 6.69 | 7.73 | 8.75 |
| 3.8 | 2.32 | 3.48 | 4.57 | 5.63 | 6.68 | 7.71 | 8.73 |
| 4.0 | 2.31 | 3.47 | 4.56 | 5.62 | 6.66 | 7.69 | 8.71 |
| 4.2 | 2.30 | 3.45 | 4.54 | 5.60 | 6.64 | 7.67 | 8.69 |
| 4.4 | 2.29 | 3.44 | 4.52 | 5.58 | 6.62 | 7.65 | 8.67 |
| 4.6 | 2.28 | 3.42 | 4.50 | 5.56 | 6.59 | 7.62 | 8.65 |
| 4.8 | 2.27 | 3.41 | 4.48 | 5.54 | 6.57 | 7.60 | 8.62 |
| 5.0 | 2.26 | 3.39 | 4.47 | 5.52 | 6.55 | 7.58 | 8.60 |



附录B 三类场地强度折减系数谱表

强度折减系数 R_μ (II类场地)

附表 6

| 周 期 (s) | 结构位移延性系数 | | | | | | |
|------------|----------|------|------|------|------|------|------|
| | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 0.2 | 1.74 | 2.45 | 3.14 | 3.82 | 4.49 | 5.15 | 5.81 |
| 0.4 | 2.13 | 3.21 | 4.26 | 5.29 | 6.30 | 7.30 | 8.29 |
| 0.6 | 2.35 | 3.63 | 4.87 | 6.09 | 7.28 | 8.46 | 9.63 |
| 0.8 | 2.47 | 3.87 | 5.22 | 6.54 | 7.83 | 9.11 | 10.4 |
| 1.0 | 2.55 | 4.01 | 5.42 | 6.80 | 8.15 | 9.48 | 10.8 |
| 1.2 | 2.59 | 4.09 | 5.53 | 6.94 | 8.32 | 9.68 | 11.0 |
| 1.4 | 2.61 | 4.12 | 5.59 | 7.00 | 8.40 | 9.77 | 11.1 |
| 1.6 | 2.61 | 4.13 | 5.60 | 7.02 | 8.41 | 9.79 | 11.2 |
| 1.8 | 2.60 | 4.12 | 5.58 | 7.00 | 8.39 | 9.76 | 11.1 |
| 2.0 | 2.59 | 4.09 | 5.54 | 6.95 | 8.33 | 9.69 | 11.0 |
| 2.2 | 2.57 | 4.05 | 5.49 | 6.88 | 8.25 | 9.60 | 10.9 |
| 2.4 | 2.54 | 4.01 | 5.42 | 6.80 | 8.15 | 9.49 | 10.8 |
| 2.6 | 2.52 | 3.96 | 5.35 | 6.71 | 8.05 | 9.37 | 10.7 |
| 2.8 | 2.49 | 3.91 | 5.28 | 6.62 | 7.93 | 9.24 | 10.5 |
| 3.0 | 2.46 | 3.85 | 5.20 | 6.52 | 7.82 | 9.10 | 10.4 |
| 3.2 | 2.43 | 3.80 | 5.12 | 6.42 | 7.70 | 8.97 | 10.2 |
| 3.4 | 2.40 | 3.74 | 5.05 | 6.33 | 7.59 | 8.83 | 10.1 |
| 3.6 | 2.37 | 3.69 | 4.97 | 6.23 | 7.47 | 8.70 | 9.93 |
| 3.8 | 2.34 | 3.64 | 4.90 | 6.14 | 7.36 | 8.58 | 9.79 |
| 4.0 | 2.32 | 3.59 | 4.83 | 6.05 | 7.26 | 8.46 | 9.65 |
| 4.2 | 2.29 | 3.54 | 4.77 | 5.97 | 7.16 | 8.34 | 9.52 |
| 4.4 | 2.27 | 3.50 | 4.70 | 5.89 | 7.07 | 8.23 | 9.40 |
| 4.6 | 2.25 | 3.46 | 4.65 | 5.82 | 6.98 | 8.13 | 9.28 |
| 4.8 | 2.23 | 3.42 | 4.59 | 5.75 | 6.90 | 8.04 | 9.17 |
| 5.0 | 2.21 | 3.38 | 4.54 | 5.68 | 6.82 | 7.95 | 9.07 |

强度折减系数 R_p (III类场地)

附表 7

| 周 期 (s) | 结构位移延性系数 | | | | | | |
|------------|----------|------|------|------|------|------|------|
| | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 0.2 | 1.57 | 2.08 | 2.56 | 3.02 | 3.48 | 3.92 | 4.37 |
| 0.4 | 1.97 | 2.85 | 3.68 | 4.48 | 5.25 | 6.03 | 6.80 |
| 0.6 | 2.25 | 3.39 | 4.46 | 5.49 | 6.50 | 7.51 | 8.51 |
| 0.8 | 2.44 | 3.75 | 4.99 | 6.19 | 7.35 | 8.51 | 9.68 |
| 1.0 | 2.56 | 3.99 | 5.33 | 6.63 | 7.91 | 9.17 | 10.4 |
| 1.2 | 2.62 | 4.12 | 5.53 | 6.90 | 8.24 | 9.57 | 10.9 |
| 1.4 | 2.65 | 4.18 | 5.63 | 7.03 | 8.40 | 9.77 | 11.1 |
| 1.6 | 2.66 | 4.19 | 5.65 | 7.07 | 8.45 | 9.83 | 11.2 |
| 1.8 | 2.64 | 4.17 | 5.62 | 7.03 | 8.42 | 9.80 | 11.2 |
| 2.0 | 2.61 | 4.12 | 5.56 | 6.96 | 8.33 | 9.70 | 11.1 |
| 2.2 | 2.58 | 4.06 | 5.47 | 6.85 | 8.21 | 9.56 | 10.9 |
| 2.4 | 2.54 | 3.98 | 5.37 | 6.73 | 8.06 | 9.39 | 10.7 |
| 2.6 | 2.50 | 3.91 | 5.27 | 6.60 | 7.91 | 9.21 | 10.5 |
| 2.8 | 2.45 | 3.83 | 5.16 | 6.46 | 7.75 | 9.03 | 10.3 |
| 3.0 | 2.41 | 3.75 | 5.05 | 6.33 | 7.59 | 8.84 | 10.1 |
| 3.2 | 2.37 | 3.68 | 4.95 | 6.20 | 7.43 | 8.66 | 9.90 |
| 3.4 | 2.33 | 3.61 | 4.85 | 6.08 | 7.29 | 8.50 | 9.71 |
| 3.6 | 2.30 | 3.54 | 4.76 | 5.96 | 7.15 | 8.34 | 9.53 |
| 3.8 | 2.26 | 3.48 | 4.68 | 5.86 | 7.03 | 8.19 | 9.36 |
| 4.0 | 2.23 | 3.43 | 4.60 | 5.76 | 6.91 | 8.06 | 9.21 |
| 4.2 | 2.21 | 3.38 | 4.53 | 5.67 | 6.81 | 7.94 | 9.07 |
| 4.4 | 2.18 | 3.34 | 4.47 | 5.59 | 6.71 | 7.83 | 8.94 |
| 4.6 | 2.16 | 3.30 | 4.41 | 5.52 | 6.63 | 7.73 | 8.83 |
| 4.8 | 2.14 | 3.26 | 4.36 | 5.46 | 6.55 | 7.64 | 8.73 |
| 5.0 | 2.12 | 3.23 | 4.32 | 5.40 | 6.48 | 7.56 | 8.64 |

强度折减系数 R_p (III类场地)

附表 7

| 周 期 (s) | 结构位移延性系数 | | | | | | |
|------------|----------|------|------|------|------|------|------|
| | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 0.2 | 1.57 | 2.08 | 2.56 | 3.02 | 3.48 | 3.92 | 4.37 |
| 0.4 | 1.97 | 2.85 | 3.68 | 4.48 | 5.25 | 6.03 | 6.80 |
| 0.6 | 2.25 | 3.39 | 4.46 | 5.49 | 6.50 | 7.51 | 8.51 |
| 0.8 | 2.44 | 3.75 | 4.99 | 6.19 | 7.35 | 8.51 | 9.68 |
| 1.0 | 2.56 | 3.99 | 5.33 | 6.63 | 7.91 | 9.17 | 10.4 |
| 1.2 | 2.62 | 4.12 | 5.53 | 6.90 | 8.24 | 9.57 | 10.9 |
| 1.4 | 2.65 | 4.18 | 5.63 | 7.03 | 8.40 | 9.77 | 11.1 |
| 1.6 | 2.66 | 4.19 | 5.65 | 7.07 | 8.45 | 9.83 | 11.2 |
| 1.8 | 2.64 | 4.17 | 5.62 | 7.03 | 8.42 | 9.80 | 11.2 |
| 2.0 | 2.61 | 4.12 | 5.56 | 6.96 | 8.33 | 9.70 | 11.1 |
| 2.2 | 2.58 | 4.06 | 5.47 | 6.85 | 8.21 | 9.56 | 10.9 |
| 2.4 | 2.54 | 3.98 | 5.37 | 6.73 | 8.06 | 9.39 | 10.7 |
| 2.6 | 2.50 | 3.91 | 5.27 | 6.60 | 7.91 | 9.21 | 10.5 |
| 2.8 | 2.45 | 3.83 | 5.16 | 6.46 | 7.75 | 9.03 | 10.3 |
| 3.0 | 2.41 | 3.75 | 5.05 | 6.33 | 7.59 | 8.84 | 10.1 |
| 3.2 | 2.37 | 3.68 | 4.95 | 6.20 | 7.43 | 8.66 | 9.90 |
| 3.4 | 2.33 | 3.61 | 4.85 | 6.08 | 7.29 | 8.50 | 9.71 |
| 3.6 | 2.30 | 3.54 | 4.76 | 5.96 | 7.15 | 8.34 | 9.53 |
| 3.8 | 2.26 | 3.48 | 4.68 | 5.86 | 7.03 | 8.19 | 9.36 |
| 4.0 | 2.23 | 3.43 | 4.60 | 5.76 | 6.91 | 8.06 | 9.21 |
| 4.2 | 2.21 | 3.38 | 4.53 | 5.67 | 6.81 | 7.94 | 9.07 |
| 4.4 | 2.18 | 3.34 | 4.47 | 5.59 | 6.71 | 7.83 | 8.94 |
| 4.6 | 2.16 | 3.30 | 4.41 | 5.52 | 6.63 | 7.73 | 8.83 |
| 4.8 | 2.14 | 3.26 | 4.36 | 5.46 | 6.55 | 7.64 | 8.73 |
| 5.0 | 2.12 | 3.23 | 4.32 | 5.40 | 6.48 | 7.56 | 8.64 |