

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,以便透彻得知其所以然。

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

桥梁抗震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和研究,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(性态、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,桥梁抗震理论研究项目10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 引言	1
1.1 公路和城市高架桥震害现象与教训	1
1.2 双层高架桥震害与教训	5
1.3 桥梁抗震性能的评估与加固技术研究概况	9
1.3.1 桥梁抗震性能评估及分析方法	10
1.3.2 桥梁结构抗震加固技术的研究	13
参考文献	15
第二章 高架桥抗震设计基本原则与方法	18
2.1 抗震设防原则	18
2.2 能力设计原则	19
2.3 抗震设计方法	22
参考文献	25
第三章 地震反应分析	26
3.1 概述	26
3.2 动力分析模式	27
3.2.1 轨道结构体系计算模式	27
3.2.2 板式橡胶支座、滑板支座恢复力模型	32
3.2.3 空间混凝土梁柱弹塑性单元	34
3.2.4 桩-土共同作用	36
3.2.5 后继结构及车辆荷载影响	37
3.3 反应谱方法	38
3.3.1 规范反应谱	38

3.3.2	多模态反应谱分析	41
3.3.3	反应谱组合	43
3.4	非线性地震时程反应分析	44
3.4.1	非线性因素	44
3.4.2	地面运动输入	44
3.5	地震荷载的组合	45
	参考文献	46
第四章	抗震检算	48
4.1	概述	48
4.2	墩柱的抗弯强度检算	49
4.3	墩柱塑性铰区域的转动能力与检算	49
4.3.1	无约束混凝土的应力 - 应变曲线	49
4.3.2	约束混凝土的应力 - 应变曲线	50
4.3.3	钢筋的应力 - 应变关系	55
4.3.4	钢筋混凝土截面的轴力 - 弯矩 - 曲率分析	56
4.3.5	立柱极限转动能力检算	59
4.4	支座检算	61
4.4.1	板式橡胶支座	61
4.4.2	盆式支座	61
	参考文献	62
第五章	能力保护构件的设计计算	63
5.1	概述	63
5.2	墩柱抗弯超强系数	64
5.3	立柱抗剪计算	65
5.3.1	墩柱剪力设计值	65
5.3.2	墩柱抗剪能力	66
5.3.3	墩柱抗剪强度检算	68

5.4 上下横梁设计	68
5.4.1 横梁弯矩设计值	69
5.4.2 横梁的设计剪力	70
5.4.3 横梁检算	71
5.5 基础的计算	71
参考文献	72
第六章 结构构造与抗震措施	74
6.1 墩柱结构构造措施	74
6.1.1 墩柱横向钢筋构造措施	74
6.1.2 立柱纵向钢筋构造措施	78
6.2 节点结构构造措施	79
6.2.1 节点的主拉应力和主压应力	80
6.2.2 节点中钢筋的配置	81
参考文献	83
第七章 双层高架桥抗震分析实例	84
7.1 概述	84
7.2 抗震设防标准及人工地震波的选用	84
7.3 动力特性分析	89
7.3.1 动力计算模式	89
7.3.2 动力特性分析	91
7.4 双层高架桥抗震分析结果	97
7.4.1 立柱截面的屈服强度及极限转动能力	97
7.4.2 多遇地震作用下分析结果	98
7.4.3 设计地震烈度作用下分析结果	100
7.4.4 罕遇地震作用下结构的地震反应分析结果	100
7.4.5 能力保护构件的计算	102
7.5 讨论	106

参考文献	109
第八章 钢筋混凝土高架桥横向抗震性能评估方法	110
8.1 桥梁抗震性能评估极限状态	110
8.2 塑性倒塌分析方法	112
8.2.1 桥墩的荷载—变形曲线	112
8.2.2 结构塑性倒塌分析	114
8.2.3 等效弹性地震荷载的修正	121
8.3 桥墩抗剪性能的评估	121
8.4 钢筋混凝土桥梁塑性倒塌分析实例	125
8.4.1 概述	125
8.4.2 抗震性能评估	126
8.4.3 墩底主筋锚固性能评估	131
8.4.4 考虑桩基性能时结构的抗震性能评估	132
参考文献	136
第九章 加固钢筋混凝土墩柱的抗震性能研究	138
9.1 墩柱加固技术	139
9.2 采用四种方法加固的混凝土桥墩抗震性能研究	142
9.2.1 加固试验的墩柱模型	142
9.2.2 桥墩模型加固	144
9.2.3 加固墩柱模型的破坏状态	146
9.2.4 试验结论	152
9.3 FRP 约束混凝土墩柱的抗震性能研究	153
9.3.1 FRP 材料的特点	153
9.3.2 国内外研究和应用概况	155
9.4 GFRP 管套箍钢筋混凝土墩柱的抗震性能	159
9.4.1 地震模拟振动台试验	159
9.4.2 周期反复荷载试验	188

9.4.3 结论	192
9.5 CFRP 修复的钢筋混凝土墩柱的延性性能	192
9.5.1 概述	192
9.5.2 试验模型概况	194
9.5.3 CFRP 布材缠绕粘贴工艺	195
9.5.4 试验概况	196
9.5.5 试验结果分析	196
9.5.6 试验结论	203
9.6 作者对研究结果的展望	205
参考文献	206
附录 A 双层高架桥梁抗震设计指南	210
附录 B 各国桥梁抗震设计规范的比较	230
附录 C 1995 阪神大地震后日本桥梁抗震研究动向及 抗震设计规范的改订	294

第一章 引言

1.1 公路和城市高架桥震害现象与教训

桥梁震害现象与教训是桥梁抗震理论发展的主要推动力。1971年美国圣费南多(San Fernando)地震促使美国和新西兰等国的抗震设计理论发生了巨大变化。1995年日本阪神地震后,日本对其相对保守的抗震设计规范重新进行审视,公路和铁路的抗震规范都作出较大的修改。修改的内容主要体现在设防标准、分析方法、性能目标、地面运动特性、场地效应、非线性时程分析、延性设计、减隔震设计和采用能力保护设计方法等方面。并对按以前设计理论和旧规范设计的桥梁结构进行抗震性能评估,对性能不能满足现行规范要求的结构进行抗震加固。

公路和城市高架桥震害现象在本丛书之一《桥梁延性抗震设计》第一章已有较详的描述,也可参阅作者“桥梁抗震”一书。从公路与城市高架桥破坏特点来看,破坏形式复杂多样,但主要破坏与成因有以下几种:

(1) 上部结构的落梁

- 梁墩相对位移超过墩顶支承宽度;
- 相邻跨上部结构横向反向变位所致;
- 相邻上部结构间距过小,上部结构相撞;
- 逐跨施工的连续上部结构,在近墩处有一支承牛腿连接处,在纵、竖向地震作用下,连接破坏,导致梁体折断下落(美国在



公路高架桥中常采用这种连续结构)；

- 桥墩强度与变形能力不足,导致较大墩顶位移;
- 相邻上部结构的支座纵向破坏,位移过大(图 1.1);

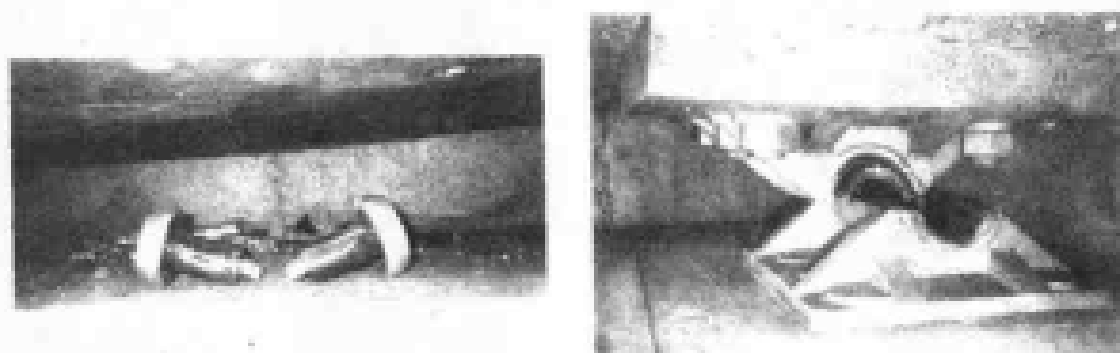


图 1.1 支座的破坏

(2) 桥梁横向倾覆

- 独柱式桥墩横向破坏;
- 砂土液化或地层不均匀震陷;

(3) 桥梁基础破坏

- 桩基折断;
- 地层震陷;

(4) 混凝土墩柱破坏

- 临界截面处弯曲强度不足;
- 承台顶面钢筋与墩身主钢筋在墩底搭接和焊接处的弱点;
- 墩身的剪切破坏,可能发生在帽梁与墩柱连接处、墩柱中部或墩柱与承台的连接处。

从以上这些破坏形式及主要原因可以看出,引起桥梁震害的原因在很大程度上是由于抗震设计方法的落后及对桥梁抗震破坏机理认识不足造成的。图 1.2 是地震破坏分析中四个主要问题,



其中的二个为“结构地震易损性(Seismic Vulnerability)”和“人为错误”。

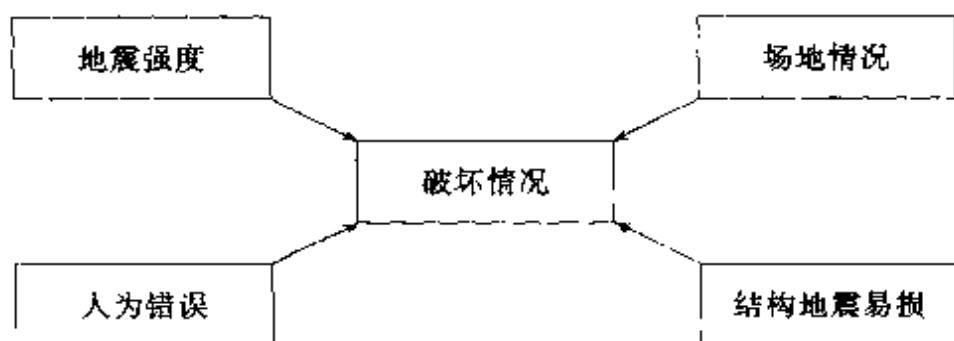


图 1.2 地震破坏分析的四个主要问题

因而,深刻的教训应包括抗震设防标准不合适,设防目标缺乏明确准则、结构构造布置、形式和设计都不利于结构抗震,结构抗震分析方法和抗震构造不当等因素。

作者在研究上海市共和新路一体化高架桥梁*抗震设计项目时,编写了相应的抗震设计指南。在抗震设计基本原则中 1.1.3 条规定了城市双层高架桥的抗震设防标准,采用三水准设防,三阶段设计,条文如下:

● 双层高架桥采用三级抗震设防,按本指南设计的双层高架桥梁,当遭受低于本地区抗震设防烈度的多遇地震(50 年超越概率 63%)作用时,一般不受损坏或不需修理仍可继续使用,此为地震水平 I;

● 当遭受相当于本地区抗震设防烈度(50 年超越概率 10%)作用时,有限损坏,经及时修理就可继续使用,此为地震水平 II;

● 当遭受高于本地区抗震设防烈度的预估罕遇地震(50 年超越概率 2%)作用时不致倒塌,此为地震水平 III。

作者在完成江阴长江公路大桥(大跨悬索桥)抗震设计研究此项目后,经多次修改,编写了悬索桥抗震设计指南,其总则中 1.3



条规定了悬索桥的抗震设防标准,也采用了三水准设防,三阶段设计,条文如下:

● 悬索桥采用三级抗震设防,按本指南设计的悬索桥,当遭受低于本地区抗震设防要求的多遇地震(100年超越概率63%)作用时,一般不受损坏或不需修理仍可继续使用,此为地震水平 I;

● 当遭受相当于本地区抗震设防要求的设计地震(100年超越概率10%)作用时,结构有损坏(上下部结构支座连接不受损伤),经及时修理就可以继续使用,此为地震水平 II;

● 当遭受高于本地区抗震设防要求的预估罕遇地震(100年超越概率2%)作用时,不致倒塌,此为地震水平 III。

二者不同处有二点,一是大跨度桥梁占交通枢纽位置,它的抗震设防水准相应提高,即基准期从50年提高到100年,其次是在地震水平 II 时,要求保证桥梁上部支座连接不受损伤,保持弹性工作范围,按能力保护设计原则设计。

各国旧规范从50年代以来,一直沿用反应谱法,采用以强度为基础的弹性抗震设计方法,因其概念明确、简单易行的优点已广泛为工程界所接受。但近20年来,地震灾害现象与教训证明单一强度设计方法使结构抗震设防目标难以实现,因为强度抗震设计分析是建立在简单的物理模型、工程实际及一系列经验系数(如结构综合影响因素等)的基础上,设计过程模糊,设计的抗震能力和地震作用对结构的效应在设计中考虑不周,对复杂、大跨结构更无法考虑一系列结构与支承边界的非线性因素、地震波相位差和桩-土-结构相互作用等问题。

因而,在进行结构抗震设计时,不但要保证结构抗震的强度,更要保证墩柱的延性性能和变形耗能的能力,构造上除要有保证强度与延性充分发挥的措施,更要在地震作用下有限位、防冲撞、整体连接的措施。



1.2 双层高架桥震害与教训

现代化大城市的立体式交通网络是关键的基础设施,如在美国旧金山,日本的东京、大阪及我国的北京、上海和香港特区,出现了双层或多层高架桥。上海市于 2001 年始建上层是城市高速干道和下层是地铁轨道交通的双层高架桥。1989 年美国洛马·普里埃塔地震中,旧金山市区城市高速干道赛普里斯等双层高架桥发生严重震害(图 1.3)。双层高架桥中的上层公路桥面因上层框架柱体断裂而坍塌落在下层桥面上,或者框架帽梁与墩柱节点上剪切破坏,主要原因是框架结构上梁柱节点配筋不足,垂直墩柱配筋连续性和横向箍筋不足。

另一处双层高架 I-280 处,下层桥面因在横向强地震作用下产生过大横向位移与框架柱体相撞导致结构发生剪切性破坏(图 1.4)。

1995 年阪神地震中,经过大阪、神户两市的新干线铁路高架桥的框架桥的墩柱、横梁等多次发生断裂和剪切破坏,见图 1.5。

这种框架横向地震作用下的破坏,应注意到横向地震力能导致框架的上下帽梁在与墩柱的节点上有可能产生不小的正弯矩,见图 1.6。

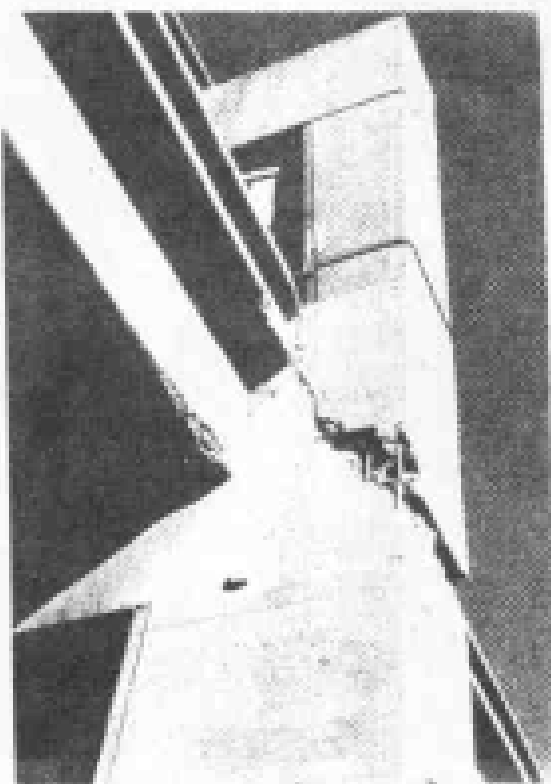
这些双层高架桥的震害现象与教训使我们了解它的动态破坏机理,因而在双层高架桥抗震设计中必须注意下列问题:

- 双层高架桥设计时,上下墩柱作为延性构件设计;
- 上下墩柱抗剪按能力设计保护;
- 上下横梁、节点按能力设计保护。

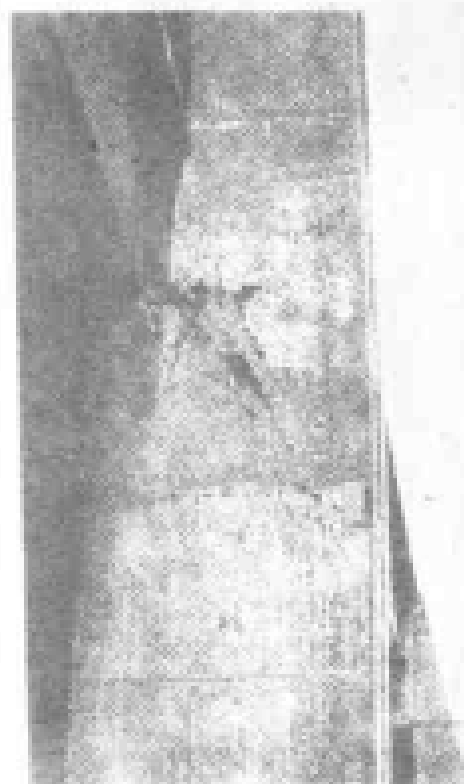
作者认为,如双层高架桥位于交通重要网络上,除精心设计外,还应进行双层高架桥单墩大比例尺寸模型的横向伪动力推倒



a) 塞普里斯双层高架配筋锚固破坏



b) I-880 双层高架节点剪力破坏



c) Embarcadero 高架节点剪切破坏

图 1.3 塞普里斯高架桥上层框架塌



图 1.4 旧金山 China Basin/Southern 高架桥 1-280 处撞击破坏试验,以确保结构抗震安全。

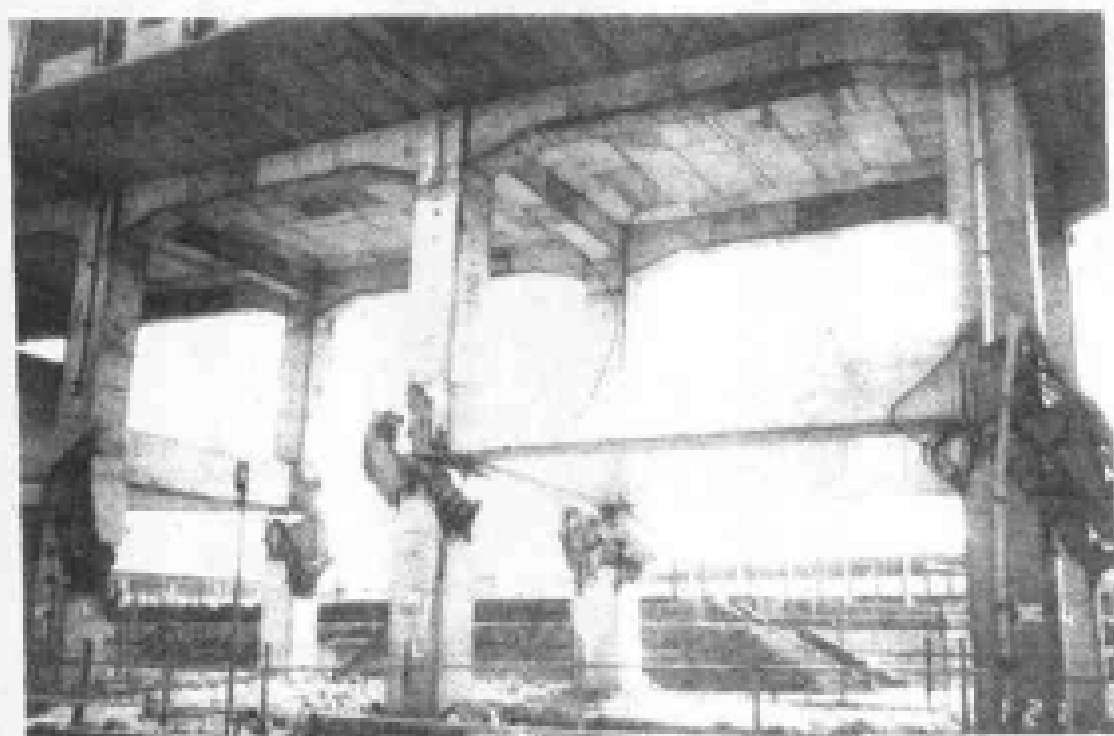
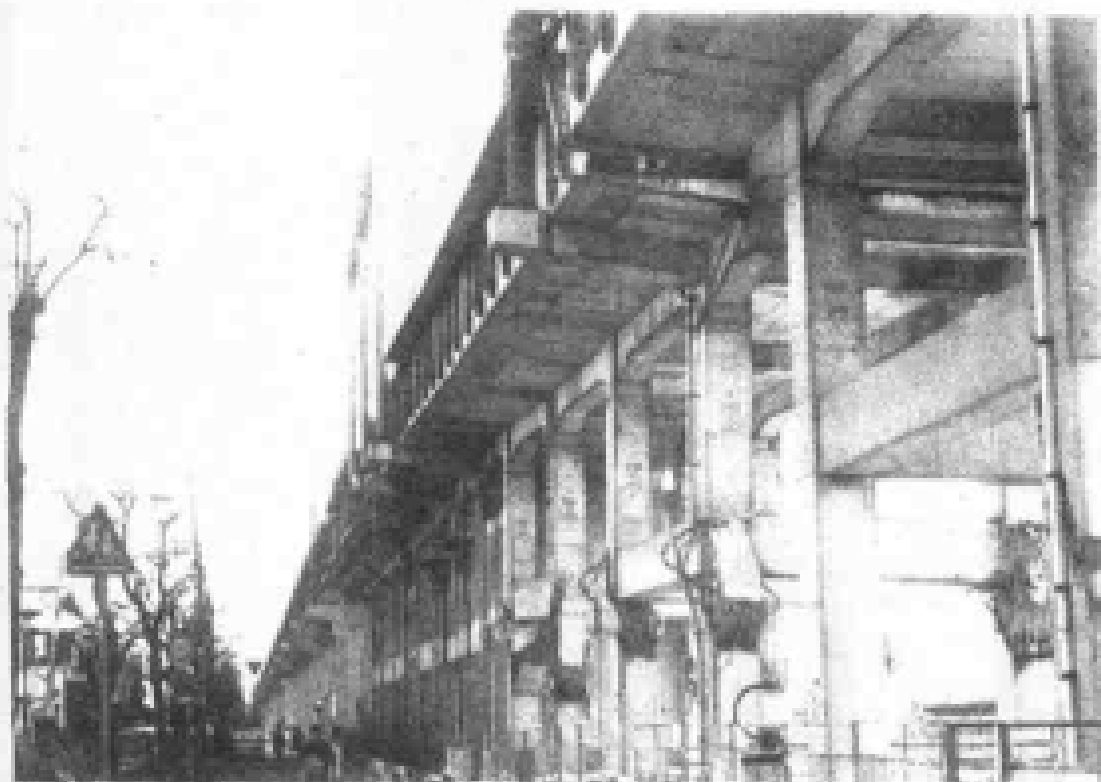


图 1.5 框架桥的墩柱震害

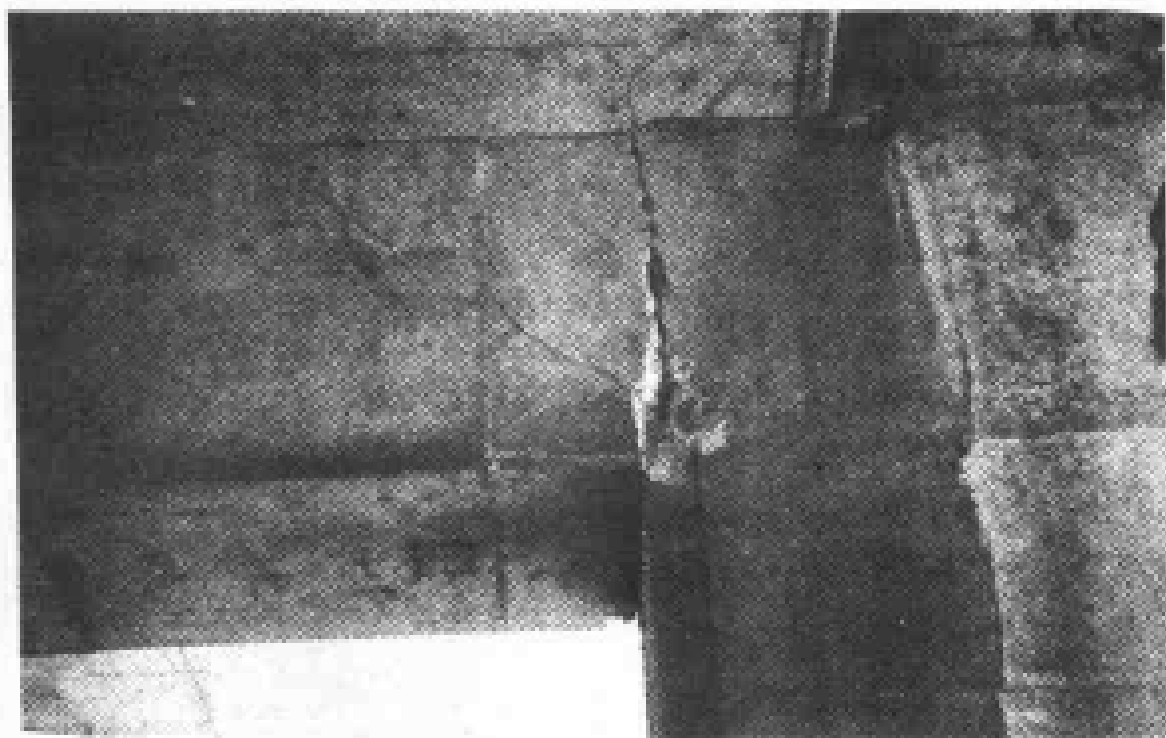


图 1.6 美国 1989 年洛马·普里埃塔地震,柱内侧可见帽梁严重的正弯矩裂缝

1.3 桥梁抗震性能的评估与 加固技术研究概况

对桥梁结构进行抗震性能评估的原因来自两个方面,首先是地震中桥梁的严重破坏后震害的修复或加固;其次是随着新规范的颁布执行、设计方法的发展和更新,需要对按以前方法设计的或根本就没有进行抗震设计的桥梁的抗震性能进行评估。通过评估及有效的加固,提高单个构件及桥梁体系的抗震性能以满足“小震不坏、中震可修、大震不倒”的设防标准。桥梁抗震性能评估及加固过程不同于新建桥梁的抗震设计,对加固后桥梁的抗震性能的要求与对新建桥梁的抗震性能要求不完全相同。



1.3.1 桥梁抗震性能评估及分析方法

对现有桥梁进行抗震性能评估主要是根据现行规范的抗震设防标准,确定不同极限状态下桥梁的体系及构件的危险程度,并结合投资效益分析确定桥梁是否需要加固以及加固的标准。目前,抗震评估通常包括两个阶段:首先确定最危险及最需要加固的结构,可称为优先研究阶段;其次是对需要加固的桥梁进行详细的结构分析阶段。

(1) 优先研究阶段

并非一个地区或一个国家中的所有可能遭受震害的桥梁均要同时进行加固,有些桥梁即使在地震中遭到一定的破坏,但仍能满足运行的要求,或者在降低车辆荷载等级后无需加固仍可继续使用。在选择需要加固的桥梁时,除了最危险的桥梁需优先考虑之外,同时也受到桥梁的重要性、结构的实际破坏情况和经济实力等因素的制约。

在抗震评估的优先研究阶段,主要从以下几个主要方面着手:

(a) 桥梁结构的重要性。

(b) 结构本身的特点及结构的易损性,结构易损性不但与结构的形式有关(如:桥梁的跨数、上下部结构的连接情况、桥墩的形式、桥台的布置等),而且与桥梁设计时间及建筑质量有关,有些桥梁没有进行抗震设计,有些桥梁的抗震设计单一依据强度方法,而对延性的考虑不够,桥墩在地震作用下的耗能能力很差。

(c) 基础及场地的特征,主要包括砂土液化的可能性、场地土的类型等。

(d) 桥梁所在地区的设防烈度。

以上各方面的影响可以通过加权组合的方法来实现。Pezashk等将以上四个方面再细分成 14 个因素,通过每座桥的总分来确定



优先加固的次序。Caltrans 所采取的方法也与之类似(图 1.7)。我国目前由于在桥梁抗震评估方面的研究工作尚在开始阶段,尚无统一标准。但考虑各种因素的组合方法及对各种因素变化敏感性分析应需要重点研究。

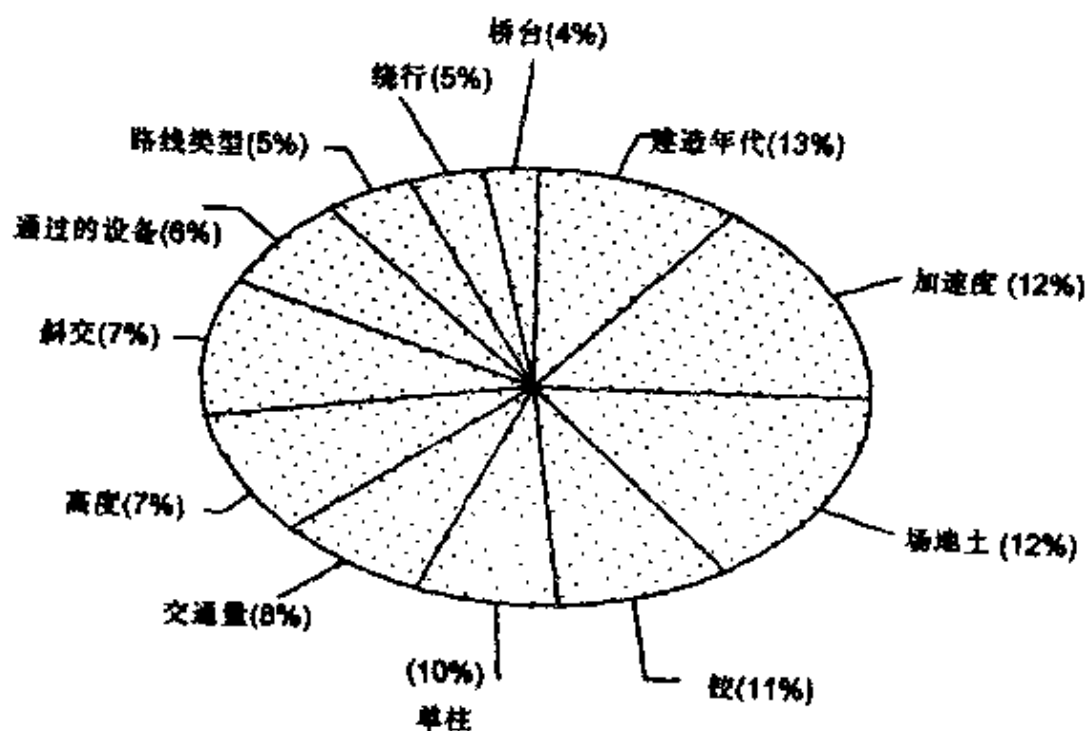


图 1.7 影响评估分析的因素

(2) 结构抗震性能评估分析

在确定需要加固的桥梁之后,必须对其现有的抗震性能进行详细的评估,这是选择加固方法和措施的基础,抗震性能评估分析与新桥的设计分析不同,评估过程要尽可能地了解结构的实际性能及在不同地震作用下所处的状态,结构的极限状态主要有三种:

(a) 正常使用极限状态,在这个极限状态下,桥梁的不同构件一般在弹性范围内,分析的重点是强度。



(b) 破坏控制极限状态,桥梁结构在设计地震作用下一般不会超过这个极限状态,否则修复是不经济的或会遇到技术上的困难。

(c) 结构倒塌极限状态,即使震后桥梁破坏严重,无法修复,也不能发生倒塌,必须保证在重力等作用下保持稳定而不造成生命及财产的损失。

从上一节对桥梁结构的震害的总结可知,对现有桥梁的抗震性能评估应从以下几方面着手:

- 承台的抗剪及抗倾覆性能
- 桥墩塑性铰的抗弯、抗剪强度及变形能力
- 钢筋的连接及锚固性能
- 盖梁与桥墩的节点处的抗震性能
- 桩基的强度、桥梁支座连接、变形性能

由于结构的整体性能是由构件和构件连接的性能等因素共同确定的,对以上各方面的评估分析是确定整个结构所处的极限状态的关键。目前在对结构进行整体分析时主要采用反应谱分析方法和非线性时程反应分析方法。由于反应谱方法只能考虑结构的线性行为,而在设计地震作用时桥梁结构一般会进入非线性阶段,此时通过强度折减系数来折减弹性反应值。折减系数反映的是结构的延性能力,用其来折减截面的弯矩以反映截面的延性,但却忽略了结构的形式及尺寸对延性的影响,使得分析的结果不能真正反映结构的实际地震反应。如宽度较大的薄壁钢筋混凝土墙墩,它的纵向结构延性比圆形或矩形的柱墩要差,在横向几乎没有延性。采用非线性时程反应分析方法进行桥梁抗震性能评估能较好地确定结构的反应,尤其是对于大跨度桥梁结构需要考虑行波效应等复杂因素时更显示出许多优点。虽然目前还没有很好地解决结构进入塑性工作时单元的计算模式问题,如:节点的滞回模式及



屈服后出现负刚度时滞回模式、弯剪相互作用等;并且为了确定不同的极限状态需要进行很多次的非线性时程反应分析,但是至今,各国规范仍推荐它作为一种重要的分析方法。在国内,同济大学土木工程防灾国家重点实验室桥梁抗震研究室所开发的大跨度桥梁抗震分析综合程序 IPSABS 不但包含了支座、挡块及拉索单元,同时能进行考虑行波效应等的地震反应分析,是一套比较完善的桥梁抗震分析软件。鉴于反应谱方法不能考虑结构的非线性特性而非线性时程反应分析工作量又较大,对有规则的高架桥考虑结构非线性行为的横向塑性倒塌分析方法日益得到广泛的应用,塑性倒塌分析方法每一次分析只考虑伸缩缝之间的一部分,假设上部结构完全刚性,首先对每座桥墩进行分析确定其力-位移曲线,然后将桥墩与上部结构联系成整体,通过逐步加位移的方法跟踪桥墩的变形过程,同时确定结构的极限状态和抗震能力,具有简单易行的特点。

1.3.2 桥梁结构抗震加固技术的研究

为了提高桥梁结构的抗震性能,在详细评估的基础上按延性设计及能力设计的要求对桥梁实行抗震加固,加固的目标主要有以下几个方面:

- (a) 增加伸缩缝处墩顶的支承宽度以及采用拉杆、挡块等装置限制落梁的发生;
- (b) 提高桥墩的强度和延性,增加其耗能能力;
- (c) 采用减隔震技术及专门的耗能装置提高桥梁的抗震性能,如:采用铅芯橡胶耗能支座等。

提高桥墩延性能力的加固技术和方法是研究的重要方面之一,这是由工程界对延性抗震的认识及强度设计方法的缺陷所决定的,约束混凝土理论的发展和不断广泛的应用也起到了推动作



用。同时,研究新型抗震加固材料也是加固技术的一部分,保证材料具有高强、耐久、耐腐蚀以及经济的优点。

(1) 钢筋混凝土桥墩的抗震加固技术

钢筋混凝土桥墩的地震破坏主要是由于弯曲强度及延性不足;抗剪强度低;以及由钢筋的锚固及连接性能差使得桥墩无法达到设计强度便破坏了,经 30 年来的研究,目前对钢筋混凝土桥墩的抗震加固技术主要有以下几种:

(a) 加大截面加固方法。这种方法对提高桥墩的强度及刚度较提高延性更为有效,更适合于未进行抗震设计的桥梁。文献^[20]中对邕江大桥便采用加大截面加固方法,该桥尽管没有进行抗震设计,但按 7° 抗震设防标准,结构是安全的,为了反映二次抗震设计的思想,提高 1 度作为结构抗震加固的依据。将桥墩下部 6.5 米范围内等厚加固混凝土 20cm,配置与沉井主筋焊接的 36 根 $\Phi 32$ 螺纹钢筋。加固后该桥在 8° 地震作用下虽然进入非线性状态,但塑性变形较小,满足变形要求。加大截面加固法的效果取决于新旧混凝土之间的良好的共同作用及钢筋的锚固性能,加大截面加固法的缺点在于不适于水下施工,而在城市中由于空间的限制及美观上的考虑这种方法也不是取。

(b) 钢板 - 角钢加固法。在矩形或正方形桥墩的四周设置钢板并在转角处用焊接角钢相连,实验证明这种方法能显著地提高桥墩的强度、刚度。

(c) 钢纤维混凝土加固法。

(d) 复合材料(玻璃纤维、碳素纤维)加固法。

(e) 钢管外包加固法。

(f) 环氧树脂混凝土加固法。

(g) GFRP(玻璃纤维增强塑料)管外包加固法。

土木工程防灾国家重点实验室范立础教授学科组的博士研究



生杨新宝对钢纤维混凝土加固法、玻璃纤维加固法、环氧树脂混凝土加固法进行了试验研究(1995年)。博士研究生卓卫东对 GFRP 管套箍钢筋混凝土墩柱和 CFRP 布材缠绕加固墩柱进行了抗震性能试验(1999年)。前者采用 A、B 两组共 10 个试件,截面为 $200 \times 200\text{mm}$ 的墩柱,后者采用的是直径 200mm 的圆形墩柱构成的 2 个简支梁桥模型。

从提高延性的角度看,复合材料由于其全过程弹性工作,因此对核心混凝土具有良好的约束作用而其本身的损伤很小,是一种较为有效的加固方法;钢管、GFRP 管和 CFRP 外包混凝土柱方法不但能提高桥墩的延性及耗能能力,而且能防止钢筋的搭接破坏及提高桥墩塑性铰区的抗剪强度,当用于加固非圆形桥墩时,应使钢管为圆形或椭圆形,以保证曲率的连续和良好的约束能力;环氧混凝土由于其良好的韧性及裂缝渗透能力,加固后的桥墩表现出很好的耗能能力和延性,在位移延性系数达到 6.0 时,强度仍未发生明显下降。

(2) 减隔震技术在桥梁抗震加固中的运用

近 20 年以来,随着减隔震技术以及减隔震装置的研究的不断发展,为桥梁结构的抗震加固提供了有用的途径,但它的有效应用有一定的限界。关于桥梁减隔震设计在丛书之二中作全面论述。

参考文献

- [1] 李国豪主编,工程结构抗震动力学,上海:上海科学技术出版社,1980.
- [2] 李国豪主编,桥梁结构稳定与振动,北京:中国铁道出版社,1992.



- [3] 范立础编著.桥梁抗震.上海:同济大学出版社,1997.
- [4] The Continuing Challenge: The Northridge Earthquake of Jan. 17, 1994, Report to the Director, California Department of Transportation, by the Seismic Advisory Board, G. W. Housner, Chairman, Oct. 1994.
- [5] 1995年兵庫県南部地震*调查报告书.清水建设株式会社技术研究所,1995.2.28.(* 作者注,即阪神地震)
- [6] 日本阪神大地震考察,中国赴日地震考察团.北京:地震出版社,1995.12.
- [7] 范立础.城市高架桥开展设防对策.城市综合防灾减灾战略及对策研讨会论文集.建设部科学技术委员会,1995.11,天津
- [8] 范立础,方红.再论城市高架桥抗震设计对策.中国土木工程学会第八届年会论文集.北京:清华大学出版社,1998.3.
- [9] [道路桥示方书·同解说]V耐震设计篇,东京:日本道路协会出版,1996.12.
- [10] Seismic Design Criteria, Version 1.1, Sacramento, California, California department of Transportation (CALTRANS), Division of Structures, 1999.7.
- [11] R. Park, An Analysis of the Failure of the Columns of a 600 Meter - Length of the Han - Shin Elevated Expressway During the Great Hanshin Earthquake of Jan. 17, 1995, Bulletin of NZNSEE, Vol. 29, NO. 2, June 1996.
- [12] M. J. N. Priestly, Retrofit of the San Francisco Double Deck-er—Design of Joints for Shear Force. Proc. of the 2nd Intn'l Workshop on Seismic Design and Retrofitting of R. C. Bridges, Aug. 1994, Queenstown, NZ.
- [13] H. Krawinkler, New Trends in Seismic Design Methodology, Proceedings of 10th ECEE, Vienna, 1994, Austria.



[14] 中华人民共和国交通部标准,公路工程抗震设计规范(JTJ004-89),北京:人民交通出版社,1990.

[15] M. J. N. Priestley etc., *Seismic Design and Retrofitting of Bridges*, John Wiley and Sons, 1995, 人民交通出版社中译本:桥梁抗震设计与加固, 1996.

[16] M. B. Barenberg etc., *Evaluation of Seismic Design Procedures for Highway Bridges*, *Journal of Struct. Eng. ASCE*, Vol. 114, NO. 7, 1988.

[17] S. Pezeshk etc., *Seismic Vulnerability Evaluation of Bridges in Memphis and Shelby County, Tennessee*, *Earthquake Spectra*, Vol. 9, NO. 4, 1993.

[18] Ray Zelinski, *Assessment of Existing Bridges—Current CALTRANS Practise*, Structural Research Project, Rep. NO. SSRP—91/03, ed. by M. J. N. Priestley, Frieder Seible. pp55-66.

[19] Brian Maronay & J. Gates, *Seismic Risk Identification and Prioritization in the CALTRANS Seismic Retrofit Program*, Rep. NO. SSRP91/03, ed. by M. J. N. Priestley, F. Seible. pp27-54.

[20] 范立础, 杨士金. 邕江大桥地震反应分析及其加固的建议方案, 同济大学学报, 1984(1): 49—64.

[21] 叶爱君. 大跨度桥梁抗震设计: [同济大学博士学位论文]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 1998.

[22] 杨新宝. 钢筋混凝土桥梁抗震性能评估与加固: [同济大学博士学位论文]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 1997.

[23] 卓卫东. 桥梁延性抗震设计: [同济大学博士学位论文]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 2000.

第二章 高架桥抗震设计 基本原则与方法

2.1 抗震设防原则

历次大地震的震害教训使得各国政府越来越重视桥梁抗震问题,最近几年来,通过对震害的认识,国外桥梁抗震设计规范和设计方法一直在不断改进,多级抗震设防、能力及延性设计方法已被许多国家的桥梁抗震设计规范所采用。但目前,我国现行的公路、铁路工程抗震设计规范由于编写年代比较久,为单一的抗震设防标准,实际上仅是设计地震作用下的强度检算,并没有真正重视和采用具体措施来确保桥梁结构的整体延性,也没有采用能力设计方法来防止结构可能产生的剪切破坏。因此,为了适应城市桥梁建设的迅速发展,使城市高架桥经抗震设防后、减轻桥梁结构的地震破坏,避免人员伤亡,减少工程直接经济损失和因交通运输中断或阻滞导致的间接经济损失,提出采用三级抗震设防原则(如图2.1)。三级抗震设防原则为:

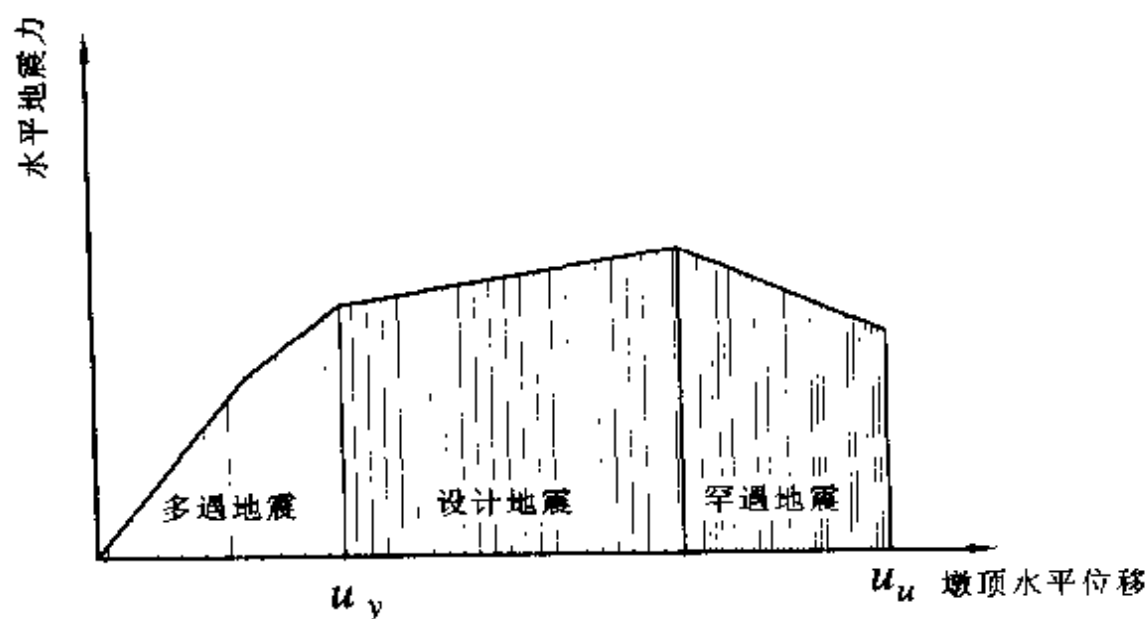
● 当遭受低于本地区抗震设防烈度的多遇地震(50年超越概率63%)影响时,结构一般不受损坏或不需修理仍可继续使用,此为地震水平Ⅰ;

● 当遭受相当于本地区抗震设防烈度(50年超越概率10%)影响时,有限损坏,但经及时修理就可以继续使用,此为地震水平Ⅱ;

● 当遭受高于本地区抗震设防烈度的预估罕遇地震(50年



超越概率 2%)影响时结构严重损伤,但不致倒塌,经加固后可恢复交通,此为地震水平 III。



图中: u_y 和 u_u 分别为屈服位移和极限位移

图 2.1 三级抗震设防

多遇地震一般在桥梁正常使用年限内发生的概率较大,因此,为保证结构安全,要求结构的反应处于弹性范围。设防烈度的地震作用下,结构构件可以进入有限塑性,但要求桥梁上部结构与下部结构之间保持整体工作,避免支座等上部结构与下部结构之间的连接构件发生破坏。罕遇地震在桥梁正常使用年限内发生的概率很低,如果要求桥梁结构在罕遇地震作用下保持弹性,既不经济,也不现实,因此,允许结构出现塑性,发生损伤,但要求避免结构发生倒塌。

2.2 能力设计原则

1971 年美国圣弗南多(San Fernando)地震爆发以后,各国都认



识到结构的延性能力对结构抗震性能的重要意义;在 1994 年美国北岭(Northridge)地震和 1995 年日本神户(Kobe)地震爆发后,强调结构总体延性能力,已成为一种共识。为保证结构的延性,同时最大限度的避免地震动的随机性,新西兰学者 Park 等在 70 年代中期提出了结构抗震设计理论中的一个重要原则—能力设计原理(Philosophy of Capacity Design),并最早在新西兰混凝土设计规范(NZS3101,1982)中得到应用。以后这个原则先后被美国、欧洲和日本等国家的桥梁抗震规范所采用。

能力设计原则的基本思想在于:通过设计,使结构体系中的延性构件和能力保护构件形成强度等级差异,确保结构构件不发生脆性的破坏模式。基于能力设计原则的结构抗震设计过程,一般都具有以下特征:

- 选择合理的结构布局;
- 选择地震中预期出现的弯曲塑性铰的合理位置,保证结构能形成一个适当的塑性耗能机制;通过强度和延性设计,确保潜在塑性铰区域截面的延性能力;
- 确立适当的强度等级,确保预期出现弯曲塑性铰的构件不发生脆性的破坏模式(如剪切破坏、粘结破坏等),并确保脆性构件和不宜用于耗能的构件(能力保护构件)处于弹性反应范围;

具体到单层或双层高架桥,按能力设计原则,应考虑以下几方面:

(1)对于桥梁结构,塑性铰的位置一般选择出现在墩柱上,墩柱作为延性构件设计,可以发生弹塑性变形,耗散地震能量。单层高架桥墩柱潜在塑性铰区域见图 2.2;双层高架桥墩柱潜在塑性铰区域见图 2.3;

(2)墩柱的设计剪力值按能力设计方法计算,应为与柱的极限弯矩(考虑超强系数)所对应的剪力,在计算设计剪力值时应考虑

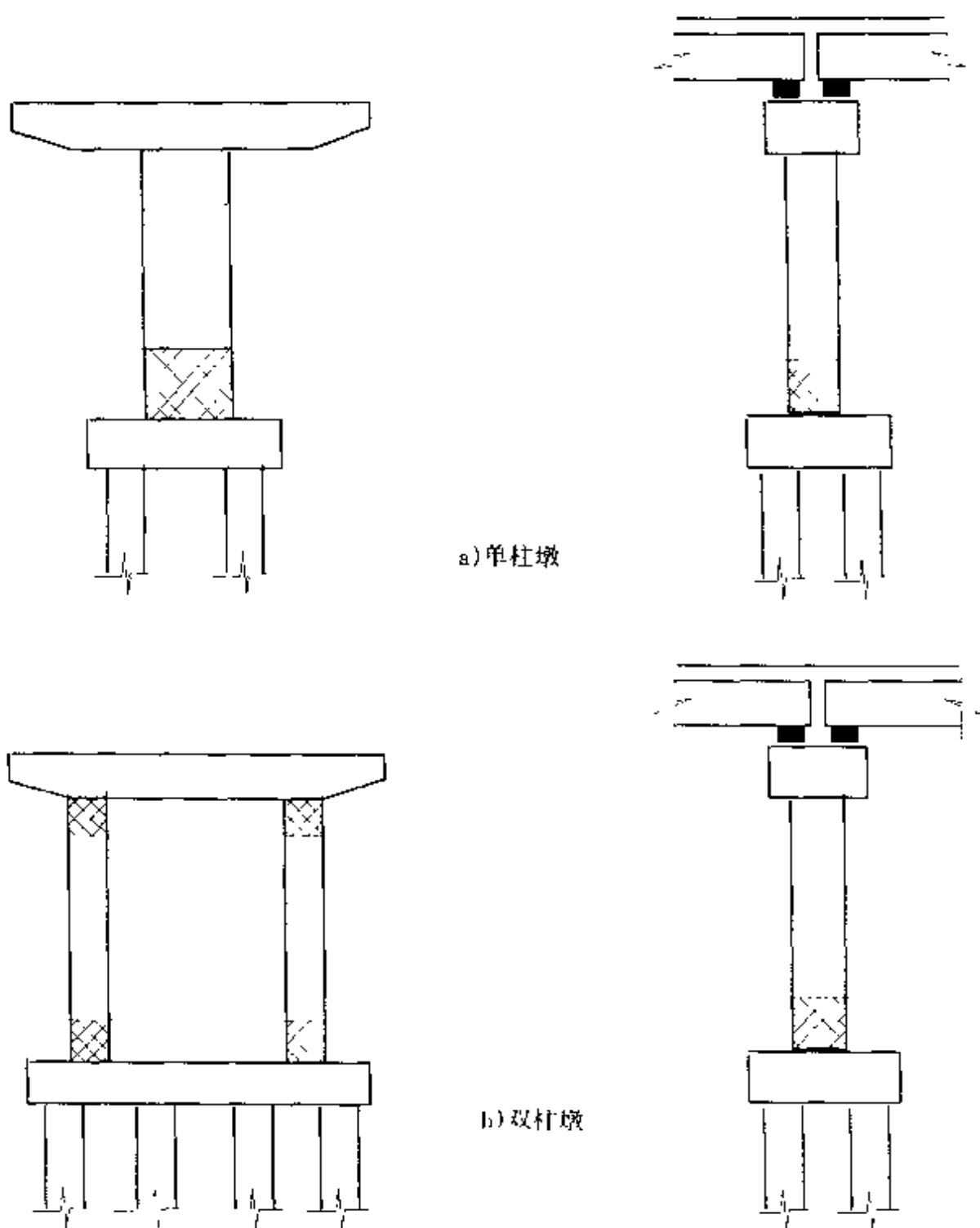


图 2.2 单层高架桥潜在的塑性铰区域

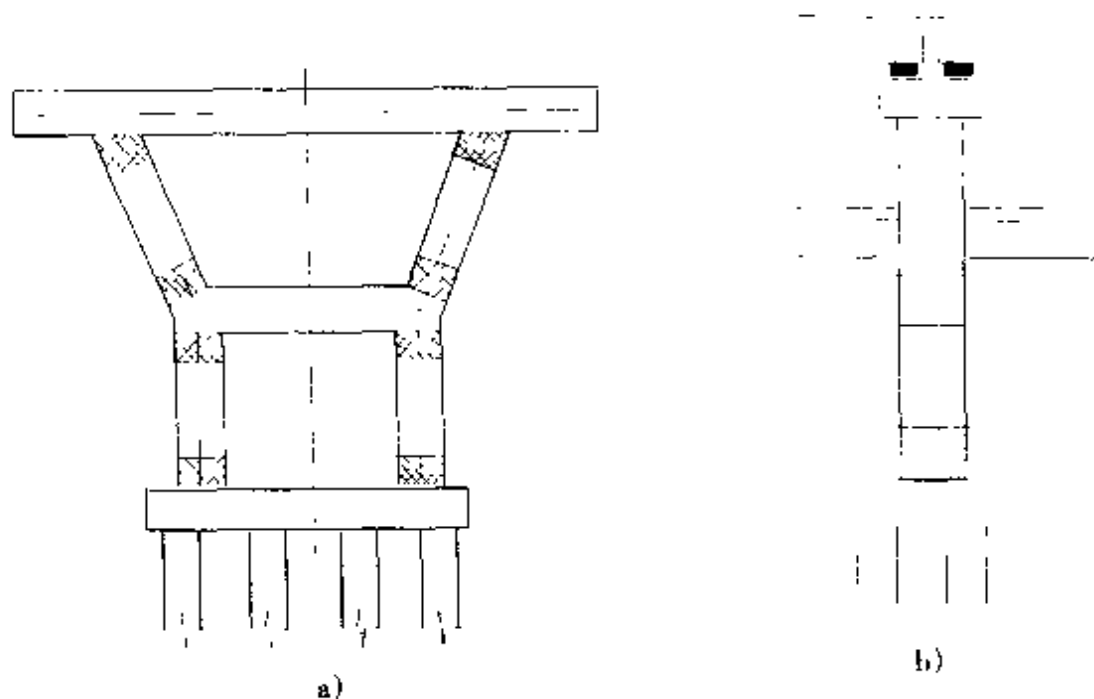


图 2.3 双层高架桥潜在塑性铰区域

a) 沿横桥方向;b) 沿纵桥方向

所有潜在的塑性铰位置以确定最大的设计剪力；

(3)横梁(盖梁)、节点及基础按能力保护构件设计,其设计弯矩、设计剪力和设计轴力应为与柱的极限弯矩(考虑超强系数)所对应的弯矩、剪力和轴力;在计算横梁、节点和基础的设计弯矩、设计剪力和轴力值时应考虑所有潜在的塑性铰位置以确定最大的设计弯矩、剪力和轴力。

2.3 抗震设计方法

当前桥梁的抗震设计方法主要有基于强度和基于位移的抗震设计方法。基于强度的抗震设计方法首先是根据反应谱或等效静力法考虑综合影响系数或反应修正系数计算地震作用效应,然后



根据地震作用效应检算或设计结构构件的强度,为目前国内外主要的现行规范所采用,如美国的 AASHTO 规范、欧洲的 EUROCODE8 规范以及我国的公路和铁路工程抗震设计规范都是采用基于强度的抗震设计方法。

基于位移的抗震设计方法是当前发展起来的一种新的抗震设计方法,在进行结构抗震设计时强调位移设计和检算,为最新的 Caltrans(加利福尼亚州运输部简称)1999 年版抗震设计准则所采用。

为了实现三级抗震设防原则,在进行城市高架桥抗震设计时,建议多遇地震作用主要检算强度,而罕遇地震作用时主要检算结构的变形能力。采用三阶段设计来实现抗震三级设防的具体过程如图 2.4,其主要设计内容包括:

(1)确定地震中预期的延性构件和能力保护构件,选择地震中延性构件潜在的塑性铰位置;

(2)进行多遇地震、设计烈度地震和罕遇地震作用下结构地震反应分析。多遇地震作用下的地震反应分析可采用反应谱方法,而设计烈度和罕遇地震作用下的地震反应分析应采用非线性时程方法;

(3)根据箍筋约束混凝土的应力-应变曲线进行立柱塑性铰区域的转动能力分析,以确定立柱塑性铰区域的容许转动能力;

(4)进行多遇地震作用下立柱强度检算;设计烈度地震作用下桥梁上部结构和下部结构的连接构件检算;罕遇地震作用下立柱塑性铰区域的转动能力检算;

(5)根据能力保护原则进行能力保护构件设计,以确保在地震作用下能力保护构件处于弹性反应范围;

(6)抗震构造细节设计。

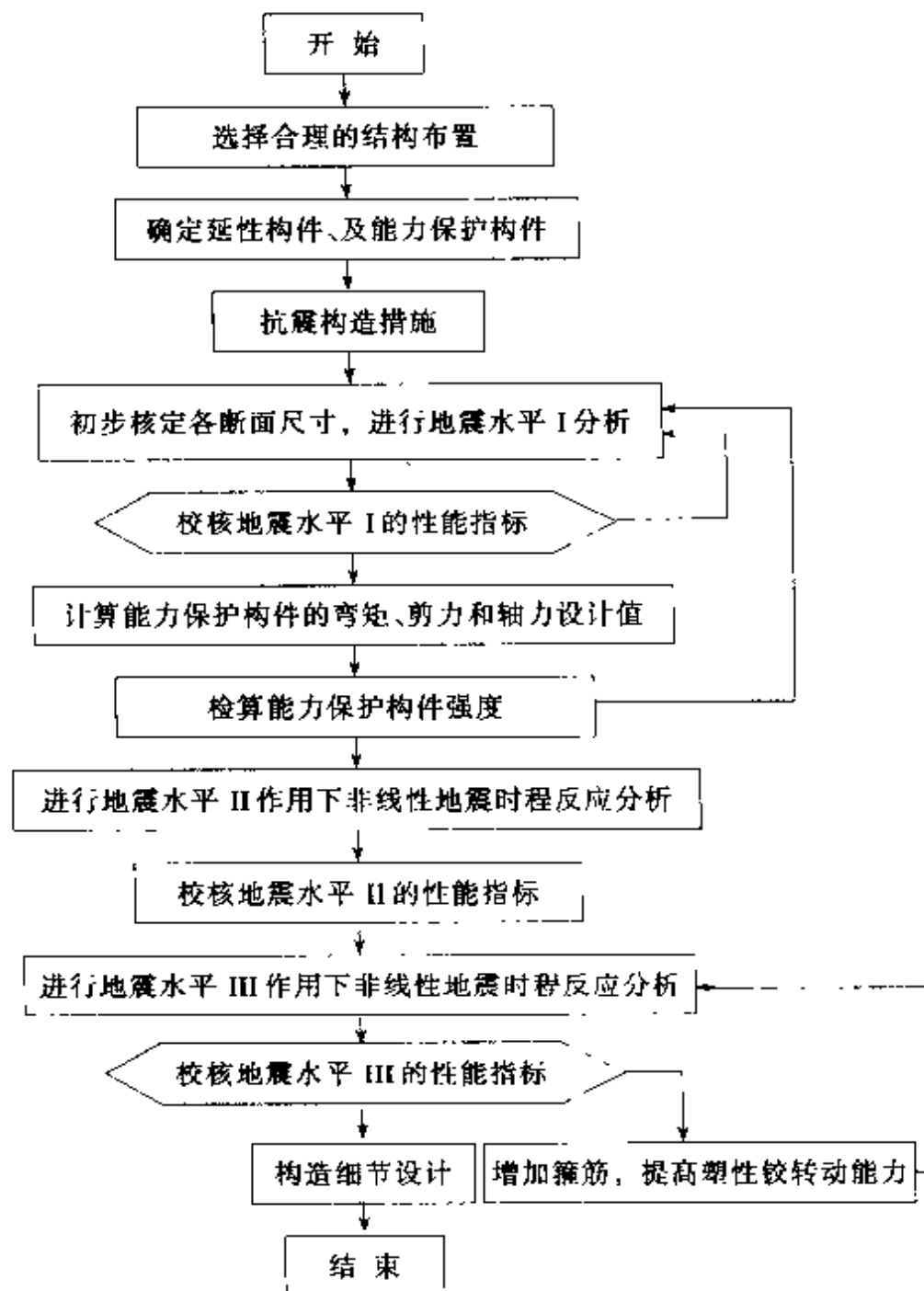


图 2.4 高架桥梁三阶段设计过程



参考文献

- [1] 李国豪. 工程结构抗震动力学. 上海: 上海科学技术出版社, 1980.
- [2] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动, 北京: 中国铁道出版社, 1992.
- [3] L. C. Fan. Seismic Design of Highway Bridges. Huajie International Publishing Co. Limited, 1998
- [4] 交通部公路规划设计院. JTJ 004 - 89 公路工程抗震设计规范, 北京: 人民交通出版社, 1990.
- [5] 中华人民共和国国家标准, GBJ 111 - 87 铁路工程抗震设计规范, 北京: 中国计划出版社, 1989.
- [6] 国家标准《建筑抗震设计规范》管理组. 建筑抗震设计规范(GB5001). 1999. 11.
- [7] American Association of State Highway and Transportation Officials, STANDARD SPECIFICATIONS for HIGHWAY BRIDGES, Division I - A SEISMIC DESIGN, SIXTEENTH EDITION, 1996.
- [8] Eurocode 8 : Structures in Seismic Regions Design, Part 2: Bridges(draft). April 1993.
- [9] 日本规范, 道路桥示方书, 同解说, V 耐震设计篇, 1996. 12
- [10] Caltrans, Caltrans Seismic Design Criteria Version 1.1, July 1999.
- [11] 胡聿贤著. 地震工程. 北京: 地震出版社, 1988.
- [12] 王志强, 范立础. 综合影响系数的讨论. 中国土木工程学会桥梁及结构工程学会第十三届年会, 上海, 1998.

第三章 地震反应分析

3.1 概 述

随着我国城市交通事业的发展,修建了许多城市大型复杂立交和高架桥。其中,大多数城市立交和高架桥都位于地震烈度 7 度以上地区,必须进行抗震设计。但是,我国目前的铁路工程抗震设计规范和公路工程抗震设计规范由于编写年代较久,存在着许多不足。并且,主要只适用于标准桥梁,如用于复杂的立交和高架桥梁的设计,很难保证结构的抗震安全。国外大多数桥梁工程抗震规范亦只适用于中等跨径的标准桥梁,但多数抗震设计规范中都指出对于复杂桥梁需要采用动态时程分析法进行特殊抗震设计。

自 1943 年 M. Biot 提出反应谱的概念,以及 1948 年 G. W. Housner 提出基于反应谱理论的抗震计算动力法以来;反应谱分析方法在结构抗震领域得到不断完善与发展,并在工程实践中得到广泛应用。可是,由于反应谱仅能给出结构各振型反应的最大值,而丢失了与最大值有关且对振型组合又非常重要的信息,如最大值发生的时间及其正负号,使得各振型最大值的组合陷入困境。因此,对大型复杂立交结构即使结构是处于线弹性状态,反应谱方法仍不能完全代替时程分析方法。

对于许多大型复杂立交和高架桥结构来说,由于在罕遇地震作用下不可避免要进入弹塑性范围,采用线性结构分析方法很难



获得真实且安全的设计。1989年发生的美国洛马·普里埃塔地震(7级)中,旧金山高速公路两层立交桥的上层桥孔因立柱破坏(约800m范围)倒塌造成较大伤亡。1994年美国诺斯雷奇地震(6.7级)中,洛杉矶市的破坏极为严重。1995年日本阪神大地震(7.2级)中,高速公路、国道,包括新干线在内的桥梁结构遭到严重破坏。由于交通中断造成直接、间接经济损失巨大。因而,为了进一步了解地震作用下桥梁结构的性能,在利用空间杆系有限元,采用非线性时程法进行单层或双层高架桥结构地震反应分析时,应考虑支座、后继结构、墩柱的非线性以及桩-土-结构相互作用的影响。如为轻轨高架桥还应考虑轨道结构的影响。

3.2 动力分析模式

3.2.1 轨道结构体系计算模式

当轻轨高架桥或双层高架桥的下层为轨道交通时,应考虑钢轨和钢轨扣件的影响。一方面,由于钢轨对桥梁的约束作用,使得桥梁的振动频率提高;另一方面,在纵向地震作用下,桥梁与钢轨之间会产生相对滑动,而且梁轨间的相对滑动具有滞回性,可以耗散部分地震能量。

(1)基本假定:

- 无缝长钢轨视作空间梁单元;
- 不考虑因温度变化、有车时的垂直荷载及制动力引起的梁轨相互作用;
- 整体道床、轨枕(或承轨台)由于与主梁浇注成一体,固将其与主梁作为整体来考虑;梁轨之间通过扣件单元连接,此单元可视为两节点复合弹簧单元。



(2) 无缝长钢轨梁单元

在地震作用下,钢轨可离散为空间梁单元,在纵向、横向通过扣件单元与梁体连接。

(3) 扣件单元

桥梁梁体与钢轨之间通过扣件来连接,扣件的种类很多,虽然其结构和性能各不相同,但对轨道的固定作用是相同的,因此可用两节点复合弹簧单元来描述。

扣件复合弹簧单元有两个节点,在直角坐标系中,每个节点有六个位移自由度($d_x, d_y, d_z, \theta_x, \theta_y, \theta_z$),它们分别对应于六个节点力($F_x, F_y, F_z, M_x, M_y, M_z$),如图 3.1 所示。其中,一个节点在钢轨上,另一个节点在梁体上。

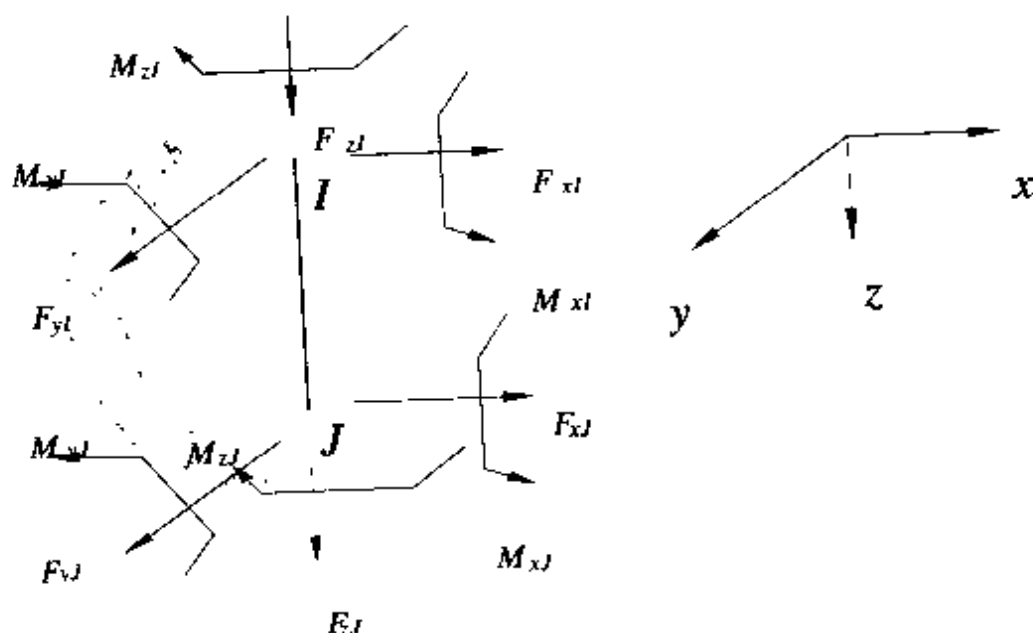


图 3.1 扣件单元的局部坐标系

在局部坐标系中,单元位移向量为: $\{\delta\} = \begin{Bmatrix} \delta_I \\ \delta_J \end{Bmatrix}$

其中:



$$\{\delta_k\} = [d_{zk} d_{yk} d_{zk} \theta_{zk} \theta_{yk} \theta_{zk}]^T, k = I, J$$

$$\text{单元力向量为: } \{F\} = \begin{Bmatrix} F_I \\ F_J \end{Bmatrix}$$

其中:

$$\{F_k\} = [F_{zk} F_{yk} F_{zk} M_{zk} M_{yk} M_{zk}]^T, k = I, J$$

对于时间步长 Δt , 单元力增量 $\{\Delta F\}$ 与位移增量 $\{\Delta \delta\}$ 的关系可近似写为:

$$\{\Delta F\} = [K_T^{BE}] \{\Delta \delta\} \quad (3.1)$$

其中, $[K_T^{BE}]$ 为扣件单元的切线刚度矩阵。

扣件单元两端的恢复力增量取决于单元两节点间的相对位移, 即:

$$\{\Delta F_I\} = -\{\Delta F_J\} = [K_T] \{\Delta R \delta\} \quad (3.2)$$

其中: $\{\Delta R \delta\}$ 为扣件单元两节点间的相对位移增量:

$$\{\Delta R \delta\} = \{\Delta \delta_I\} - \{\Delta \delta_J\} \quad (3.3)$$

$[K_T]$ 为扣件在 6 个自由度方向的刚度, 即

$$[K_T] = \begin{bmatrix} K_x & & & & & \\ & K_y & & & & \\ & & K_z & & & \\ & & & K_{xx} & & \\ & 0 & & & K_{yy} & \\ & & & & & K_{zz} \end{bmatrix}$$

式中, K_x, K_y, K_z 分别为扣件沿 x, y, z 方向的平动刚度, 而 K_{xx}, K_{yy}, K_{zz} 分别为扣件绕 x, y, z 方向的转动刚度, 根据扣件各个方向的约束条件及恢复力模型取值。

由此可得, 扣件单元的切线刚度矩阵为:



$$[K_T^{86}] = \begin{bmatrix} K_T & -K_T \\ -K_T & K_T \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

(a) 扣件纵向弹簧恢复力模型

在无碴轨道结构中,纵桥向梁轨相互作用是通过扣件阻力来实现的。扣件的纵向刚度由橡胶垫层的剪切变形和扣压件的弹性变形共同来提供。当梁轨相互位移超过扣件总的弹性变形(这里称为临界滑动位移)后,钢轨与扣件之间开始进入滑动状态。试验表明,在钢轨纵向滑动前,扣件阻力随钢轨纵向位移的增加而增大,如图 3.2 所示(T 为 T 型螺栓螺母扭矩)。因此其动力滞回曲线可简化成理想弹塑性材料的应力-应变关系。本文采用如图 3.3 所示的纵向弹簧恢复力模型,它与桥梁中滑板支座的恢复力模型相同。

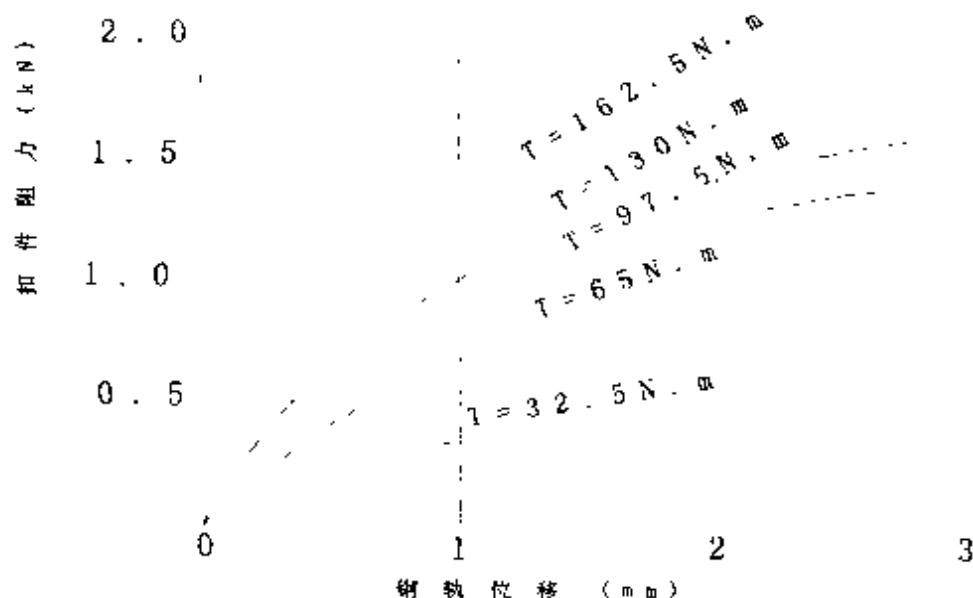


图 3.2 扣件阻力与钢轨纵向位移的关系

图中, R 为临界滑动摩擦阻力, x 为钢轨与扣件的相对位移, x_y 为临界位移。根据弹性恢复力最大值与临界滑动摩擦阻力相等的条件,可得:

$$K \cdot x_y = R = (f_1 + f_2) \cdot P_c \quad (3.5)$$

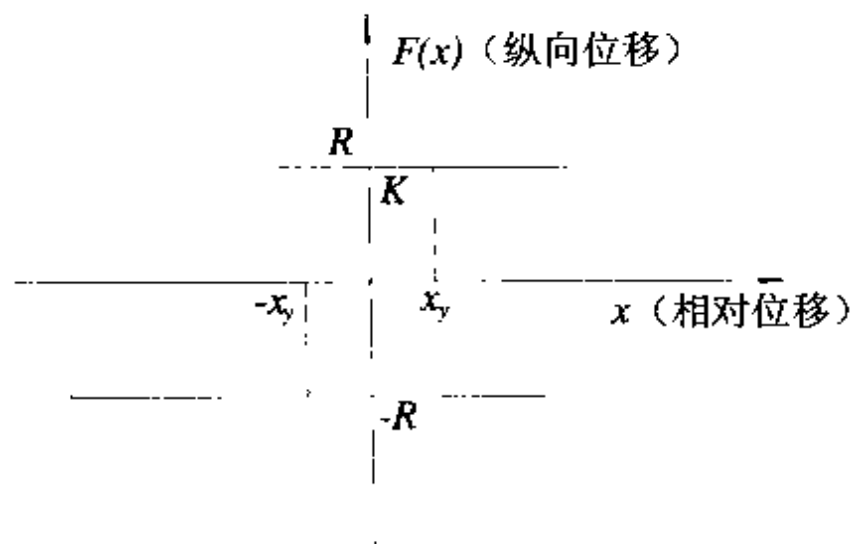


图 3.3 扣件纵向恢复力模型

图 3.4 为扣件滑动摩擦阻力计算模型,假设每组扣件的扣压件前端对钢轨的扣压力为 P_c ,钢轨与扣压件的摩擦系数为 f_1 (一般 $f_1 = 0.25$),钢轨与弹性垫层的摩擦系数为 f_2 (一般 $f_2 = 0.65$),则每组扣件的滑动摩擦阻力:

$$R = P_c \cdot (f_1 + f_2) \quad (3.6)$$

$$K = \frac{P_c \cdot (f_1 + f_2)}{x_y} \quad (3.7)$$

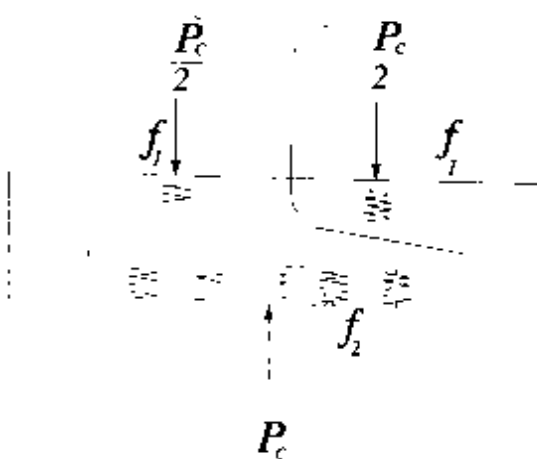


图 3.4 扣件爬行阻力计算模型

一般 $x_y = 2 - 4\text{mm}$, Eisses 曾对预制板式轨道的纵向弹性进行了专门的研究,并建议在滑动发生前,应容许扣件有 2.8mm 的弹性位移。弹条扣件摩擦阻力 R 还可以通过 T 型螺栓螺母扭矩 T (kNm) 与每组扣件阻力 R (kN) 的近似关系来获得:



$$M = CR \quad (3.8)$$

式中, C 为定常数。

(b) 横向弹簧恢复力模型

在无碴轨道中, 轨道在横向水平力的作用下将产生横向位移。抵抗钢轨的横向位移主要由扣件来承担。扣件一般锚固在承轨台上, 提供了很大的横向刚度, 其值可用扣件设计最大承受横向力 F_{\max} 与扣件允许横向变形 Δ 的比值来获得:

$$K = \frac{F_{\max}}{\Delta} \quad (3.9)$$

(c) 竖向弹簧恢复力模型

在无碴轨道中, 钢轨与桥梁梁体之间的竖向刚度由扣件的竖向弹性来提供, 它包括扣压件和弹性垫层(橡胶垫板)的刚度, 扣件在车轮作用下的受力状态如图 3.5 所示。

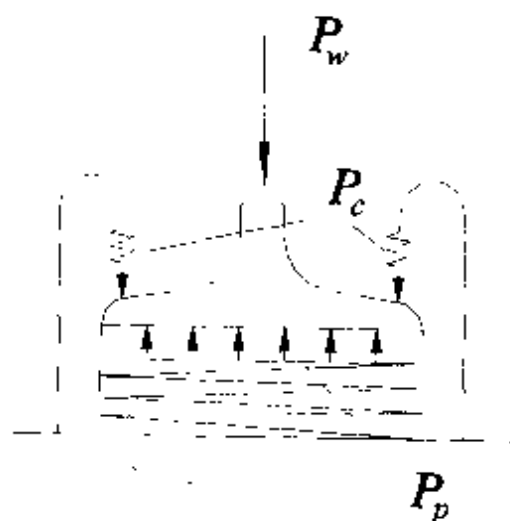


图 3.5 扣件在车轮作用下的受力状态

图中, P_c 为一组扣件作用在钢轨上的扣压力, P_w 为在车轮下作用在每组扣件上的钢轨压力, P_p 为弹性垫层对轨底的反力。 K_c 为一组扣件的垂直刚度, K_p 为弹性垫层的垂直刚度。由于扣压件和弹性垫层在荷载作用下的变形量相等, 因而可以把两者视为两个并联弹簧, 由此得扣件的总刚度 K :

$$K = K_c + K_p \quad (3.10)$$

3.2.2 板式橡胶支座、滑板支座恢复力模型

大量的实验结果表明, 板式橡胶支座的滞回曲线是狭长形的, 当频率和剪切变形一定时, 板式橡胶支座的力和位移的关系近似



成线弹性,在考虑板式橡胶支座影响时,板式橡胶支座可用线性弹簧连接单元模拟,其切刚度 k 可按下式计算:

$$k = \frac{G_d A_r}{\sum t} \quad (3.11)$$

式中 G_d ——板式橡胶支座的动剪切模量;

A_r ——橡胶支座的剪切面积;

$\sum t$ ——橡胶层的总厚度。

其恢复力模型可按线弹性模型简化成直线型,即:

$$f(x) = kx \quad (3.12)$$

式中: k 为支座等效剪切刚度, x 为支座位移。

聚四氟乙烯滑板支座和活动盆式支座的试验表明,其恢复滞回曲线可用图 3.6 所示的双线性模式代表,图中 x_y 为临界滑动位

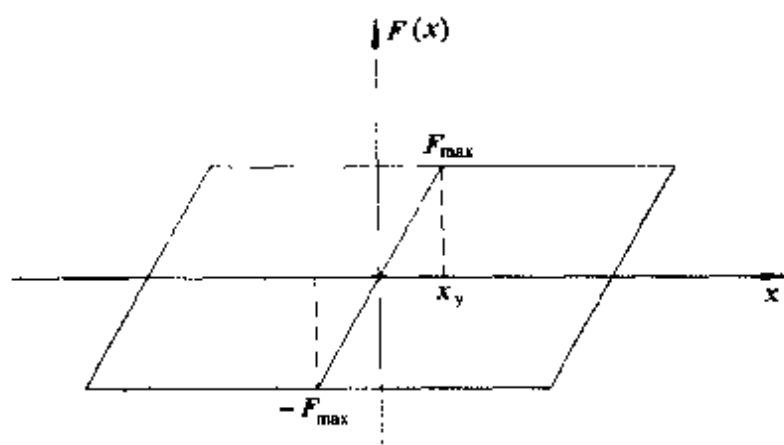


图 3.6 活动盆式支座恢复力模式

移, F_{max} 为活动盆式支座临界滑动摩擦力, F_{max} 可按下式计算:

$$F_{max} = \mu_d R \quad (3.13)$$

式中: μ_d ——滑动摩擦系数;



R ——支座所承担的上部结构重力。

3.2.3 空间混凝土梁柱弹塑性单元

在设计烈度和罕遇地震作用下,允许单层和双层高架桥的墩柱发生塑性变形,耗散地震能量,因此,在采用非线性时程法进行结构地震反应分析时高架桥的墩柱应采用钢筋混凝土弹塑性梁柱单元。

由于钢筋混凝土是一种高度不均匀的混合材料,因而钢筋混凝土墩柱的整体塑性性能应用广义力及其对应的广义位移来表示。在梁柱单元(见图 3.7)的任一截面,有六个广义力,即轴力 P ,剪力 Q_y, Q_z ,扭矩 T ,和弯矩 M_y, M_z 。其中, P, M_y, M_z 产生轴

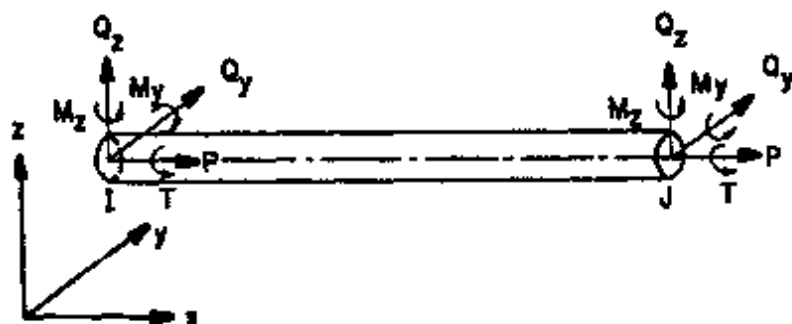


图 3.7 梁柱单元的局部坐标系

向正应力,而 Q_y, Q_z, T 产生横向剪应力。在建立钢筋混凝土弹塑性梁柱单元时,采用以下基本假定:

- (1) 钢筋混凝土梁柱单元具有通常理想弹塑性单元的弯矩—曲率关系;
- (2) 剪切强度 Q_{yu}, Q_{zu} 和扭转强度 T_u 足够大,因而不会发生脆性破坏;
- (3) 屈服轴力 P_u ,弯矩 M_{yu} 和 M_{zu} 根据屈服条件下的截面正应力分布来确定,而与 Q_y, Q_z 和 T 所产生的剪切应力无关;



(4) P_u , M_{yu} 和 M_{zu} 之间的相互作用可用 P_u , M_{yu} , M_{zu} 构成的三维标准屈服面表示;

(5) 塑性变形仅发生在单元的两端节点处, 不考虑塑性区长度, 单元节点间保持弹性。

可以采用 Bresler 建议的屈服面表示屈服强度 P_u , M_{yu} 和 M_{zu} 之间相互作用关系(如图 3.8), 屈服面的方程可用下式表示:

$$f(\bar{P}_u, \bar{M}_{yu}, \bar{M}_{zu}) = \left| \frac{\bar{M}_{yu}}{1 + a_1 \bar{P}_u + a_2 \bar{P}_u^2 + a_3 \bar{P}_u^3} \right|^2 + \left| \frac{\bar{M}_{zu}}{1 + b_1 \bar{P}_u + b_2 \bar{P}_u^2 + b_3 \bar{P}_u^3} \right|^2 = 1 \quad (3.14)$$

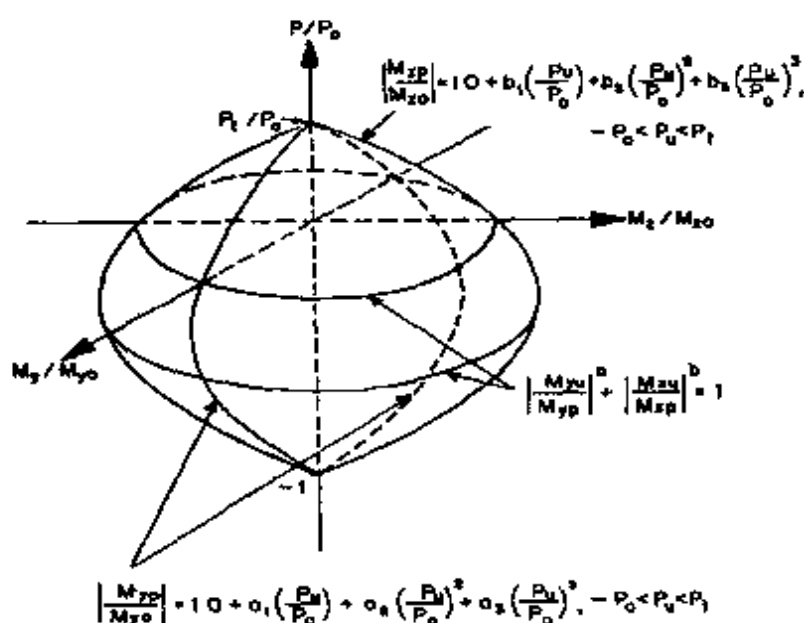


图 3.8 典型钢筋混凝土墩柱截面的屈服面

式中, $\bar{P}_u = P_u/P_0$, $\bar{M}_{yu} = M_{yu}/M_{y0}$, $\bar{M}_{zu} = M_{zu}/M_{z0}$; P_t 为单轴屈服拉力; P_0 为单轴屈服压力; M_{y0} 是绕 y 轴的纯弯屈服弯矩; M_{z0} 是绕 z 轴的纯弯屈服弯矩; a_1, a_2, a_3, b_1, b_2 和 b_3 是常数, a_1, a_2, a_3, b_1, b_2 和 b_3 这些参数可以通过求出两个主轴的轴力 - 弯矩相互

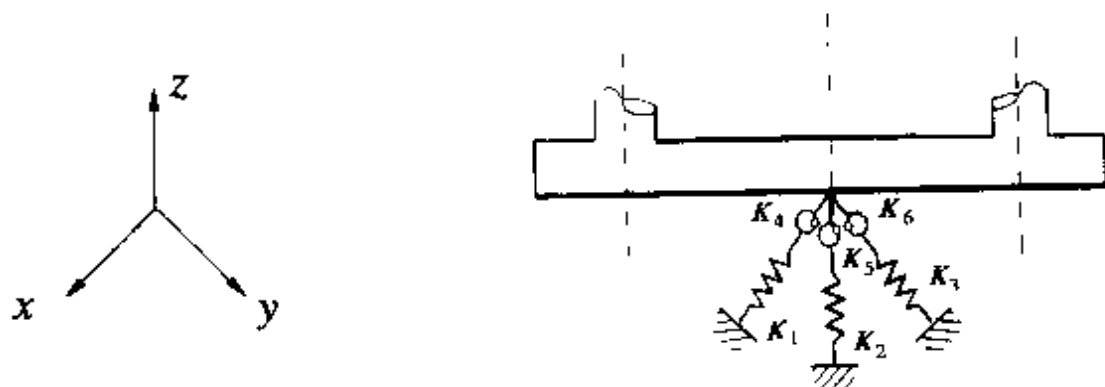


作用图的几个控制点并利用线性拟合而获得。

根据屈服面的定义,当 $f(\bar{P}_u, \bar{M}_{yu}, \bar{M}_{zu}) < 1$ 时,截面处在弹性状态;当 $f(\bar{P}_u, \bar{M}_{yu}, \bar{M}_{zu}) = 1$ 时,截面正好屈服;当 $f(\bar{P}_u, \bar{M}_{yu}, \bar{M}_{zu}) > 1$ 时,截面已进入塑性工作状态。

3.2.4 桩-土共同作用

双层高架桥梁的下部结构处理通常为桥墩支承在刚性承台上,承台下采用群桩布置。因此,地震荷载作用下桥墩边界应是弹性约束,而不是刚性固结。精确对桩基边界条件进行模拟要涉及复杂的桩土相互作用问题。但分析表明,对于桥梁结构本身的分析问题,只要对边界作适当的模拟就能得到较满意的结果。考虑桩基边界条件最常用的处理方法是采用承台底六个自由度的弹簧刚度模拟桩土相互作用(如图 3.9),这六个弹簧刚度是竖向刚度、顺



注: K_1, K_2, K_3 分别为 x, y, z 方向上的拉压弹簧, K_4, K_5, K_6 分别为 x, y, z 方向的转动弹簧

图 3.9 考虑桩-土共同作用边界单元

桥向和横桥向的抗推刚度、绕竖轴的抗扭刚度和绕两个水平轴的抗弯刚度。它们的计算方法与静力计算相同,所不同的仅是土的抗力取值比静力的大,一般取 $m_{\text{动}} = (2 \sim 3)m_{\text{静}}$ 。



3.2.5 后继结构及车辆荷载影响

城市高架桥一般长达几公里甚至几十公里,即使是轨道交通高架桥,车站与车站之间也有 1 公里左右。在对高架桥进行地震反应分析时,不可能取全桥结构,只能取具有典型结构或特殊地段或有特殊构造的几跨高架桥,通过对相邻车站之间的轨道交通高架桥纵向地震反应的分析表明,轨道交通高架桥具有较强的整体耦联性,相邻后继结构对所取桥跨的地震反应有着较大的影响。普通多跨高架桥的纵向地震反应主要由基频(对应振型为纵向一致振动)控制。可以采用简单的弹簧—质量系统来模拟后继结构的影响,弹簧刚度为后继结构的静力等效抗推刚度、质量为后继结构的等效质量,阻尼比与原结构相同,后继结构的模拟示意图如图 3.10 所示。

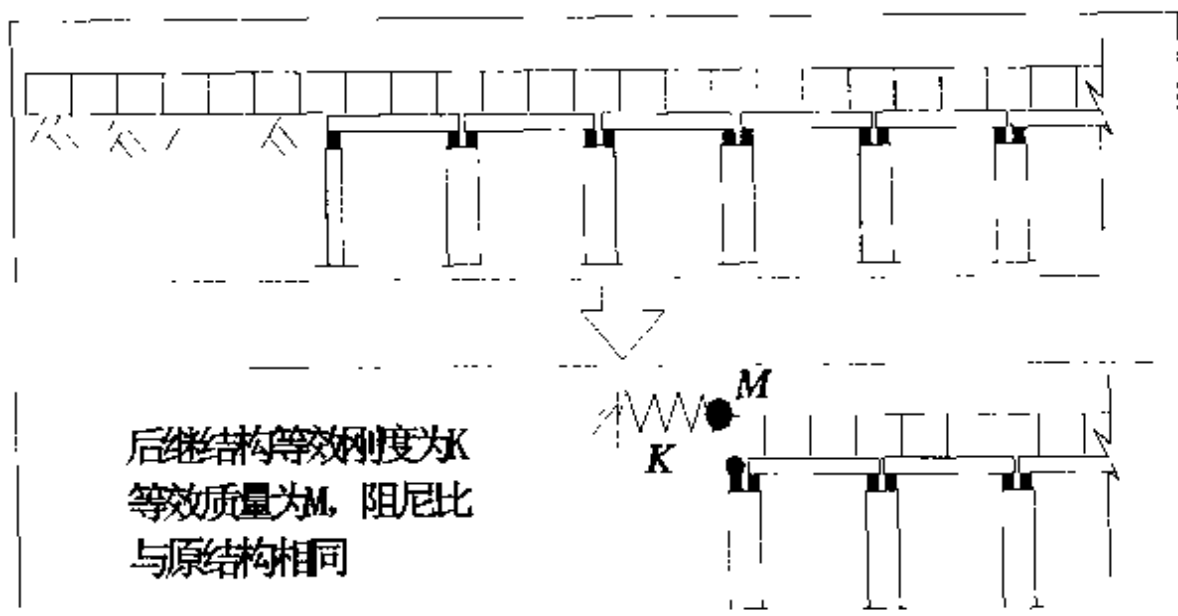


图 3.10 后继结构示意图

在进行横桥方向地震反应分析时,还应考虑轻轨车辆质量的



影响,车辆的质量按 50% 考虑,作用于轨顶以上 2m 处。但进行顺桥方向分析时,通常不考虑车辆的质量影响,这主要是认为地震时车辆的车轮顺桥方向可以滚动或滑动,地面产生顺桥轴方向的加速度不会传到车辆上去。

3.3 反应谱方法

在多遇地震作用下,应采用场地或规范反应谱进行线性多模态反应谱分析,计算结构的内力和变形。在分析中所考虑的自由度数和振动模态数应确保在纵向和横向获得 90% 的质量参与系数。反应谱方法用于结构的抗震分析包括两个基本步骤:首先是将结构振动方程进行振型分解,根据场地或规范反应谱求出各阶振型反应的最大值;其次,结构反应的最大值可以通过 SRSS 或 CQC 方法将各振型反应最大值组合得到。

3.3.1 规范反应谱

目前我国使用的规范反应谱主要有《公路工程抗震设计规范》、《铁路工程抗震设计规范》和《建筑抗震设计规范》给出的反应谱,其中《建筑抗震设计规范》和《公路工程抗震设计规范》给出的反应谱如下:

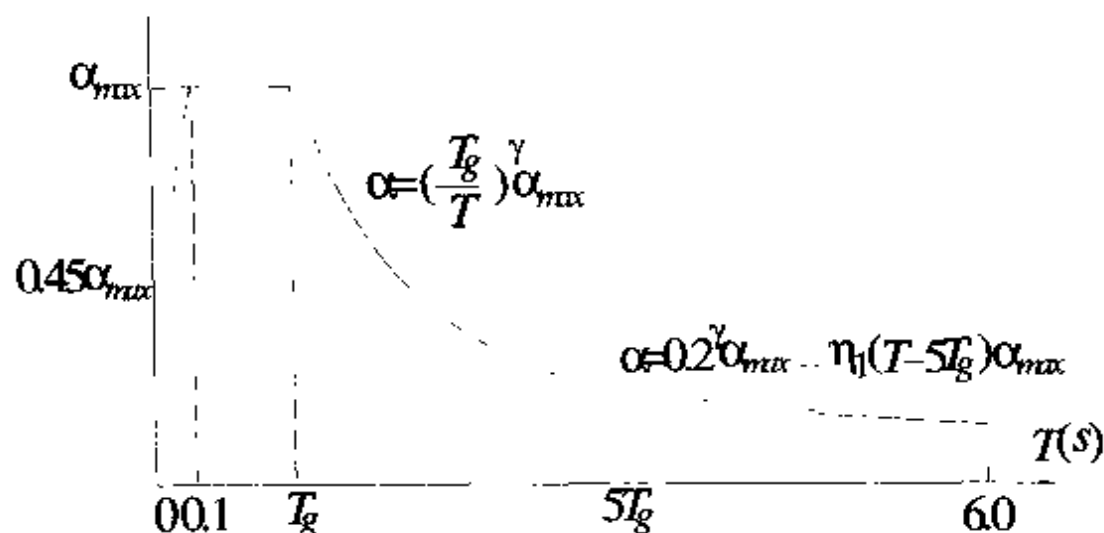
(1)《建筑抗震设计规范》

结构阻尼比为 0.05 的地震影响系数,应根据烈度、场地类别和结构自振周期按图 3.11 采用,其最大值(α_{\max})按表 3.2 采用,其形状参数应符合下列规定:

- 线性上升段,周期小于 0.1s 的区段;
- 水平段,自 0.1s 至特征周期区段,取最大值;
- 下降段,自特征周期 5 倍特征周期区段,衰减指数取 0.9;



- 倾斜段, 自 5 倍特征周期至 6s 区段, 下降斜率为 0.02;
- 特征周期, 根据场地类别和地震动参数区划的特征周期分区按表 3.1 采用; 计算 8、9 度罕遇地震作用时, 特征周期宜增加 0.05s。



α -地震影响系数; α_{max} -地震影响系数最大值;
 γ -衰减指数; η_1 -下降斜率;
 T -结构自振周期; T_g -特征周期。

图 3.11 地震影响系数曲线

特征周期 表 3.1

场地类别	I	II	III	IV
一区	0.20	0.30	0.40	0.65
二区	0.23	0.35	0.47	0.76
三区	0.27	0.40	0.53	0.87

注: 我国主要城镇的地震动特征周期分区, 可参考《建筑抗震设计规范》中附录 A。



当结构的阻尼比不等于 0.05 时,其水平地震系数可以按图 3.11 计算,但形状系数应按下列规定调整:

(a) 下降段的衰减指数按下式计算:

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.5 + 5\zeta} \quad (3.15)$$

式中: γ ——下降段的衰减指数

ζ ——阻尼比

(b) 倾斜段的斜率按下式确定:

$$\eta_1 = 0.02 + (0.05 - \zeta)/8 \quad (3.16)$$

式中: η_1 ——倾斜段的斜率,小于 0 时取 0。

(c) 表 3.2 中的数值应乘以下调整系数:

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.06 + 1.4\zeta} \quad (3.17)$$

水平地震影响系数最大值(阻尼比 0.05)

表 3.2

地震影响	烈 度			
	6	7	8	9
多遇地震	0.04	0.08(0.12)	0.16(0.24)	0.32
罕遇地震	——	0.50(0.72)	0.90(1.2)	1.40

注:挂号中数字分别对应我国主要城镇的设计基本加速度 0.15g 和 0.30g 的地震作用系数,可参考《建筑抗震设计规范》中附录 A。

(2)《公路工程抗震设计规范》

我国《公路工程抗震设计规范》将场地划分为四类,其动力放大系数 β 按场地划分计算的结果见图 3.12,具体计算公式为:

I 类场地

$$\beta = 2.25 \times \frac{0.2}{T} \quad (3.18a)$$

II 类场地



$$\beta = 2.25 \times \left(\frac{0.3}{T} \right)^{0.98} \quad (3.18b)$$

III 类场地

$$\beta = 2.25 \times \left(\frac{0.45}{T} \right)^{0.95} \quad (3.18c)$$

IV 类场地

$$\beta = 2.25 \times \left(\frac{0.7}{T} \right)^{0.9} \quad (3.18d)$$

式中, T 为结构的自振周期。

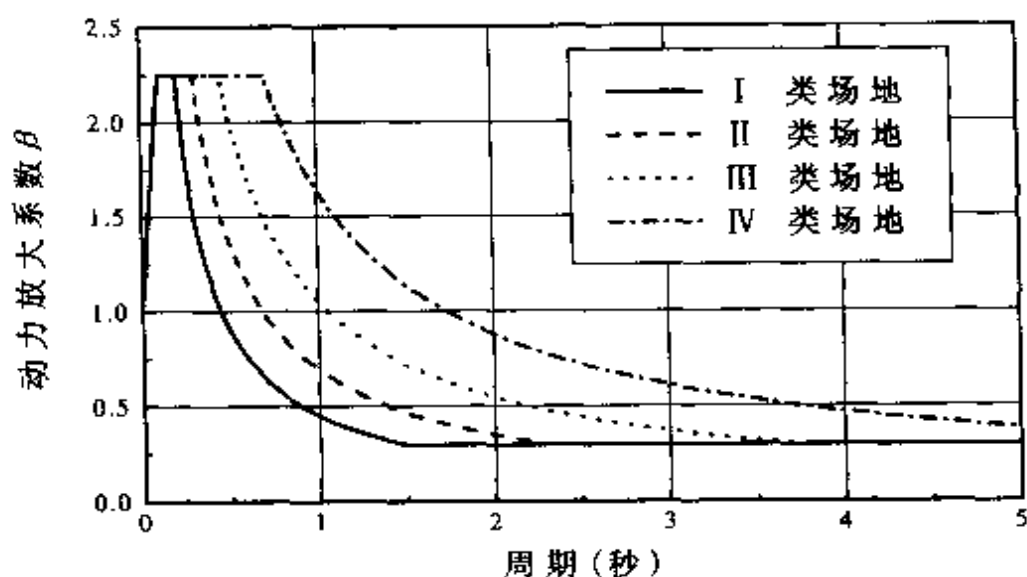


图 3.12 动力放大系数

3.3.2 多模态反应谱分析

对于自由度为 N 的线弹性体系,在地面运动一致激励下,其运动方程可表示为:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = -[M]\{I\}\ddot{u}(t) \quad (3.19)$$

式中, $[M]$ 、 $[C]$ 和 $[K]$ 分别表示结构的 $N \times N$ 维质量、阻尼和刚



度矩阵; $\{\ddot{x}(t)\}$ 、 $\{\dot{x}(t)\}$ 和 $\{x(t)\}$ 分别为结构相对于地面的加速度、速度和位移列向量; $\{I\}$ 为影响向量, 表示结构基础发生单位位移时结构各节点的位移。

为了便于反应谱分析, 必须用振型分解法对上式解耦, 将式 (3.19) 变换为 N 个独立的正规坐标方程。为此, 将 $\{x(t)\}$ 用正规坐标表示, 即:

$$\{x(t)\} = \sum_{j=1}^N \{\phi\}_j Y_j(t) \quad (3.20)$$

式中, $Y_j(t)$ 和 $\{\phi\}_j$ 分别为结构的第 j 振型的正规坐标和振型向量。

将式 (3.20) 代入式 (3.19), 并利用振型的正交条件可得:

$$\ddot{Y}_j(t) + 2\xi_j\omega_j\dot{Y}_j(t) + \omega_j^2 Y_j(t) = -\gamma_j\ddot{u}(t) \quad (j = 1, \dots, N) \quad (3.21)$$

其中, ω_j 和 ξ_j 分别表示结构第 j 振型的自振圆频率和阻尼比; γ_j 为结构第 j 振型的振型参与系数, 由下式计算:

$$\gamma_j = \frac{\{\phi\}_j^T [M] \{I\}}{\{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j} \quad (3.22)$$

由式 (3.22), 利用《建筑抗震设计规范》反应谱可以得到作用在结构第 j 振型第 i 质点的水平地震荷载为:

$$F_{ji} = \alpha_j \gamma_j \phi_{ji} m_i g \quad (3.23)$$

式中, F_{ji} 为 j 振型 i 质点的水平地震荷载, α_j 相应于 j 振型自振周期的地震影响系数, 可根据第 j 振型自振周期, 按 3.3.1 节中的《建筑抗震设计规范》反应谱 (图 3.11 地震影响系数曲线) 取值; ϕ_{ji} 为结构第 j 振型第 i 质点的相对变形; g 为重力加速度; m_i 为第 i 质点的质量。

如果利用《公路工程抗震设计规范》反应谱, 则作用在结构第 j 振型第 i 质点的水平地震力为:



$$F_{ji} = \beta_j \gamma_j \phi_{ji} K_h m_i g \quad (3.24)$$

式中, β_j 相应于 j 振型自振周期的动力放大系数, 可根据第 j 振型自振周期, 按 3.3.1 节中的《公路工程抗震设计规范》反应谱(图 3.12 动力放大系数)取值; K_h 为水平地震系数, 按表 3.3 采用。

水平地震系数 表 3.3

基本烈度	7	8	9
水平地震系数 K_h	0.1	0.2	0.4

3.3.3 反应谱组合

进行线性多模态反应谱分析时, 地震作用效应(内力, 位移), 可按 SRSS 方法得到, 即按下式确定:

$$S = \sqrt{\sum S_i^2} \quad (3.25)$$

式中, S 为结构的地震作用效应, S_i 为结构第 i 振型地震作用产生的作用效应, 所取振型数应确保在纵向和横向获得 90% 的质量参与系数。

当结构两个振动模态的自振周期 T_i 和 T_j ($T_j \leq T_i$) 接近时, 即: T_i 和 T_j 满足下式时:

$$\rho = \frac{T_j}{T_i} \geq \frac{0.1}{0.1 + \xi} \quad (3.26)$$

式中, ξ 为结构阻尼比。

应采用 CQC 方法进行地震作用效应计算, 即, 按下式计算:

$$S = \sqrt{\sum_i \sum_j S_i r_{ij} S_j} \quad (i = 1 \cdots N, j = 1 \cdots N) \quad (3.27)$$

式中, r_{ij} 为相关系数。

$$r_{ij} = \frac{8\xi^2(1+\rho)\rho^{3/2}}{(1-\rho^2)^2 + 4\xi^2\rho(1+\rho)^2}$$



3.4 非线性地震时程反应分析

3.4.1 非线性因素

设计地震和罕遇地震作用下,应进行结构非线性时程地震反应分析,在进行结构非线性时程地震反应分析时,应按本章第2节的计算模式考虑墩柱、支座和钢轨扣件的非线性能。非线性地震时程反应分析的进一步论述可见本系列丛书中的《大跨度桥梁抗震设计》一书。

3.4.2 地面运动输入

采用时程法分析时,场地加速度时程曲线的选择应同时满足以下列条件:

(1)应至少采用3条桥址场地灾害性分析(Seismic Hazard Analysis)的人工加速度时程曲线;

(2)应按建筑场地和所处地震分区选用不少于二条的实际记录的加速度时程曲线;

(3)采用规范反应谱拟合的人工加速度时程曲线一条;

(4)采用实际记录的加速度时程曲线和规范反应谱拟和的人工加速度时程曲线时,其最大加速度峰值应调整至表3.4所规定的数值。

由于地震的产生有很大的随机性,影响场地地面运动的因素非常多,很难准确确定地面地震加速度时程。一般说,采用设计反应谱拟合的人工波只能作分析比较,因为设计反应谱是不同单质点振子应用许多地震波作反应分析,然后光滑包络面成。近20年来,由于实际观测记录的地震加速度时程数量大大增加,地震危险



性分析的研究得到很快的进展,它可以提供比较多的人工波。考虑到地震产生的随机性,建议地震危险性分析所提供的人工波不能少于三条。

时程分析时所用地震加速度时程的最大峰值(cm/s^2) 表 3.4

地震影响	烈 度			
	6	7	8	9
多遇地震	18	35(55)	70(110)	140
设计地震	50	100(150)	200(300)	400
罕遇地震	—	220(310)	400(510)	620

注:括号中数字分别对应我国主要城镇的设计基本加速度 0.15g 和 0.30g 的地震作用系数,可参考《建筑抗震设计规范》中附录 A。

3.5 地震荷载的组合

由于地震的发生在时间上和空间上的随机性,因此要确定一种使结构产生最大反应的地震荷载作用方向是困难的,在我国《公路工程抗震设计规范》第四章规定“应分别考虑顺桥和横桥两个方向的水平地震荷载。对于位于基本烈度为 IX 度区的大跨径悬臂梁桥,还应考虑顺桥和横桥两个方向与竖向地震荷载和水平地震荷载的不利组合”。

基于近年来发生的几次地震所测得的竖向地震分量的加速度峰值非常大,如日本阪神地震测得最大水平加速度为 833gal(cm/s^2),最大竖向加速度峰值为 332gal(cm/s^2),洛杉矶 Northridge 地震后在 Newhall 测到的地震记录中东西、南北向以及竖向分量都达到了 0.6g,具有同等强度。因此建议在进行高架桥地震反应分析时应沿桥的纵向和横向分别考虑水平地震和竖向地震作用的组合,在组合时竖向地震作用取为水平地震作用的 2/3 作为在设计中采



用的地震作用力,其最不利组合为:

$$E_x + 0.67 E_z \quad (3.28a)$$

$$E_y + 0.67 E_z \quad (3.28b)$$

式中, E_x , E_y , E_z 是分别代表作用于顺桥向(X),横桥向(Y),和竖直方向(Z)方向的地震力。

参考文献

- [1] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动, 北京: 中国铁道出版社, 1992.
- [2] 范立础. 桥梁抗震, 上海: 同济大学出版社, 1997.
- [3] R. W. Clough, J. Penzien, Dynamics of Structures, MC. Graw Hill Inc., 1993, Revised Edition
- [4] Priestley M. J. N., Seible F., Calvi G. M.. Seismic Design And Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., 1996
- [5] 叶爱君. 大跨度桥梁抗震设计: [同济大学博士学位论文]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 1998.
- [6] W. S. Tseng and J Penzien(1973), Analytical Investigations of the Seismic Response of Long Multiple Span Highway Bridges, University of California, Berkeley, Report No. EERC73-12.
- [7] 袁万城. 大跨桥梁空间非线性地震反应分析: [同济大学博士学位论文]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 1990.10.
- [8] 袁万城, 范立础, 桥梁橡胶支座动力性能试验研究: 同济大学土木工程防灾国家重点实验室科研报告, 1991.10.
- [9] 郝尧生. 两种新型橡胶缓冲挡块的研究: [同济大学桥梁系硕士学位论文]. 1997.
- [10] 交通部公路规划设计院. JTJ 004-89 公路工程抗震设计



规范,北京:人民交通出版社,1990

[11] 中华人民共和国国家标准, GBJ 111 - 87 铁路工程抗震设计规范,北京:中国计划出版社,1989

[12] 国家标准《建筑抗震设计规范》管理组,建筑抗震设计规范(GB5001),1999.11.

第四章 抗震检算

4.1 概 述

大量震害现象分析表明:城市高架桥桥梁震害主要产生于下部结构和支承连接处,即使是上部结构破坏的情况,也往往是由于下部结构的破坏或大变形引起的。上部结构的设计主要由恒载、活载、温度荷载等控制,一般不需进行抗震检算。地震过程中导致城市高架桥破坏的主要原因有:(1)由于桥梁墩柱不具备足够的延性能力发生弯曲破坏或由于抗剪能力不足产生剪切破坏;(2)由于支座等连接构件不能承受上、下结构间的相对位移,发生支承连接失效,导致梁体坠毁;(3)由于桥梁基础失效导致桥梁破坏。

根据抗震设防原则和能力设计原则,在多遇地震作用下,需要检算结构的强度,要求结构保持弹性;在设计地震作用下,需要检算支承连接条件,保持结构整体工作;在罕遇地震作用下需要检算延性构件(通常为墩柱)的延性,以保证充分发挥其延性能力,而脆性构件和不希望发生塑性变形的构件采用能力设计方法设计。通过这种抗震设计方法,可以最大限度地避免桥梁结构发生脆性破坏(如墩柱的剪切破坏、桥墩盖梁的破坏),而充分发挥延性构件的延性能力,耗散地震能量。

本章主要介绍构件抗震检算和延性构件转动能力的内容,能力保护构件的计算和设计见第五章。



4.2 墩柱的抗弯强度检算

根据三级抗震设防要求,在多遇地震作用下要求结构保持弹性,多遇地震作用效应和自重及 50% 的轻轨车辆荷载效应组合后,应按容许应力法检算立柱各截面的应力,保证在多遇地震作用下,立柱处在弹性范围内工作。即:

$$\sigma_h \leq [\sigma_c] \quad (4.1)$$

$$\sigma_g \leq [\sigma_g] \quad (4.2)$$

式中, σ_h , σ_g 分别为立柱最不利截面上由于多遇地震、自重及 50% 的轻轨车辆荷载作用下在混凝土和钢筋中产生的最大应力; $[\sigma_h]$, $[\sigma_g]$ 分别为混凝土和钢筋容许应力,可按现行《铁路桥涵设计规范》有关条款取值。

4.3 墩柱塑性铰区域的转动能力与检算

墩柱塑性铰区域的极限转动能力主要与混凝土、钢筋的应力-应变关系以及截面尺寸有关。当混凝土和钢筋的应力-应变关系确定后,通过截面的 $M-\varphi$ 分析可以确定墩柱塑性铰区域截面的屈服强度和极限曲率,从而确定塑性铰区域的转动能力。

4.3.1 无约束混凝土的应力-应变曲线

目前采用得最广泛的无约束混凝土的受压应力-应变关系是 Hognested 根据大量的试验提出的混凝土应力-应变曲线,其计算式为:



$$f_c = \begin{cases} f_c' \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] & \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co} \\ f_c' \left[1 - 0.15 \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{co}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{co}} \right) \right] & \varepsilon_{co} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_u \end{cases} \quad (4.3)$$

式中, f_c' 和 ε_{co} 分别为无约束混凝土圆柱体抗压强度及相应的纵向压应变(一般取 $\varepsilon_{co} = 0.002$); ε_u 为极限压应变(一般 $\varepsilon_u = 0.003 \sim 0.004$)。

图 4.1 为典型的混凝土圆柱体应力-应变关系曲线,从图中可以看出,随混凝土受压强度提高,其受压极限应变减小,高标号混凝土的延性较差,而低标号混凝土的延性较好。

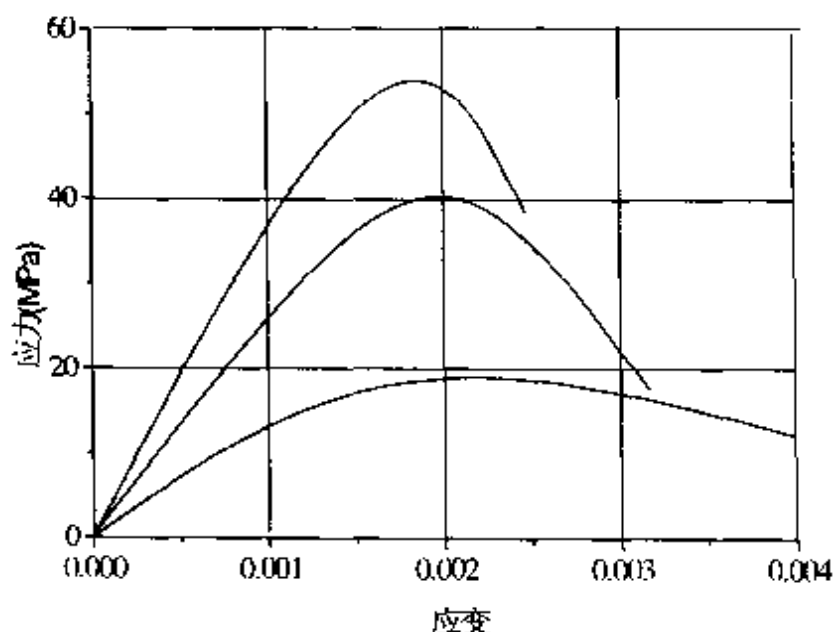


图 4.1 混凝土圆柱体应力-应变关系曲线

4.3.2 约束混凝土的应力-应变曲线

大量的试验结果表明:采用密排螺旋筋或箍筋形式的横向约束钢筋来约束混凝土,可以显著提高混凝土的极限抗压强度和极限压应变,从而大大提高墩柱截面的延性。当混凝土中的应力较



低时,横向钢筋几乎不受力,所以混凝土是不受约束的,而当混凝土中的应力接近单轴强度时,由于内部开裂的不断发展,使得横向应变变得很大,混凝土就变成受约束的(如图 4.2)。

国内外许多学者对于普通约束混凝土的应力-应变关系进行了研究,至今已提出了许多不同的约束混凝土应力-应变关系。其中, Mander 等人在大量试验的基础上,提出的约束混凝土应力-应变关系(见图 4.3)得到了广泛的应用,其具体形式如下:

$$f_c = \frac{f_{cc}(\epsilon_c/\epsilon_{cc}) \cdot r}{r - 1 + (\epsilon_0/\epsilon_{cc})^r} \quad (4.4)$$

其中:

$$\epsilon_{cc} = \left[5 \left(\frac{f_{cc}}{f_c'} - 1 \right) + 1 \right] \epsilon_{co} \quad (4.5)$$

$$r = E_c / (E_c - E_{sec}) \quad (4.6)$$

以上各式中, f_{cc} 是约束混凝土的峰值纵向压应力; ϵ_{cc} 为相应于 f_{cc} 的纵向压应变(见图 4.3); f_c' 和 ϵ_{co} 分别为无约束混凝土的圆柱体抗压强度及相应的纵向压应变(一般取 $\epsilon_{co} = 0.002$); ϵ_c 为混凝土的纵向压应变; E_c 为无约束混凝土的弹性模量; E_{sec} 为相应混凝土达到其峰值应力 f_{cc} 时割线模量, E_c 和 E_{sec} 可按下列式计算:

$$E_c = 5000 \sqrt{f_c'} \quad (f_c' \text{ 与 } E_c \text{ 的单位为 MPa}) \quad (4.7)$$

$$E_{sec} = f_c' / \epsilon_{cc} \quad (4.8)$$

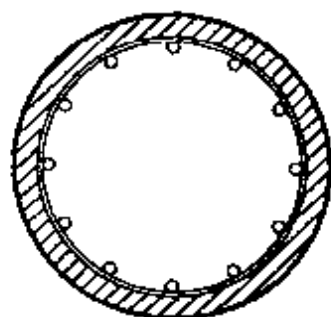
约束混凝土的峰值纵向压应力 f_{cc} 和极限压应变 ϵ_{cu} 主要与横向配筋率及横向箍筋的形式有关,计算过程如下:

(1) 约束混凝土峰值应力

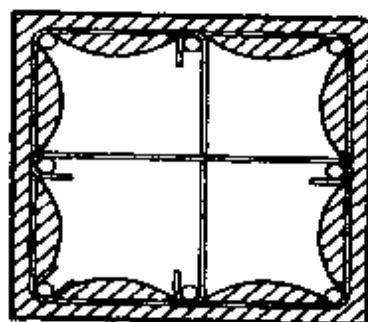
约束混凝土的峰值纵压应力 f_{cc} 的计算可分两种情况:

(a) 圆形截面

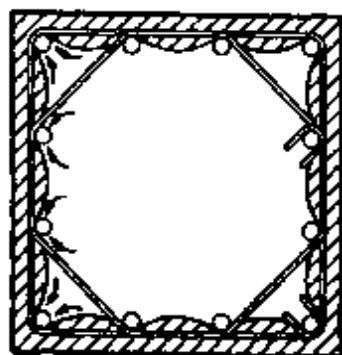
$$f_{cc} = f_c' \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l'}{f_c'}} - 2 \frac{f_l'}{f_c'} - 1.254 \right) \quad (4.9)$$



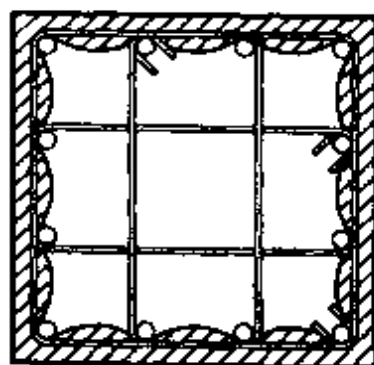
a) 圆形箍筋或螺旋筋



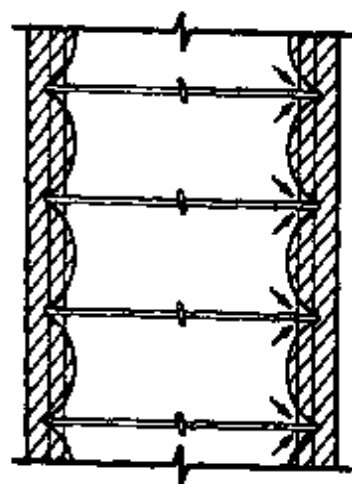
b) 配置交叉拉筋的矩形箍筋



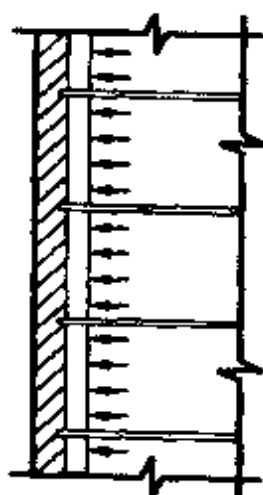
c) 部分重叠的箍筋



d) 配置多肢箍筋



e) 横向钢筋的约束



f) 竖向钢筋作用

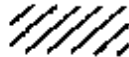
未受约束
混凝土


图 4.2 横向钢筋对混凝土的约束作用

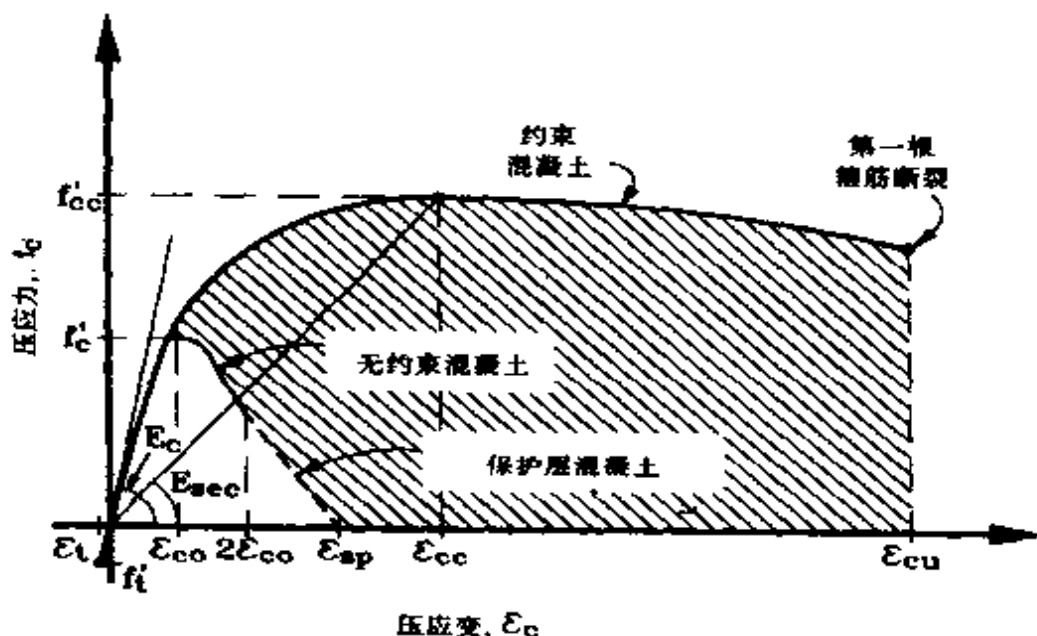


图 4.3 普通约束混凝土的应力-应变曲线

式中, f_l 为有效横向约束应力;

$$f_l = K_e \cdot f_l = K_e \cdot \frac{2f_{yh} \cdot A_{sp}}{D' \cdot s} \quad (4.10)$$

其中, K_e 为截面的有效约束系数, 是有效约束核芯混凝土面积与核芯混凝土总面积之比, 对于圆形截面, 一般可取 0.95; f_{yh} , A_{sp} 分别为圆形或螺旋箍筋的屈服强度和截面积; D' , s 分别是圆形或螺旋箍筋环的直径和纵向间距。

(b) 矩形截面

矩形截面在两个主轴方向的有效约束应力分别为:

$$f_{lx} = K_e \cdot \rho_x \cdot f_{yh} \quad (4.11)$$

$$f_{ly} = K_e \cdot \rho_y \cdot f_{yh} \quad (4.12)$$

其中: $\rho_x = \frac{A_{sx}}{s \cdot d_c}$, $\rho_y = \frac{A_{sy}}{s \cdot b_c}$ 分别为箍筋在两个主轴方向 x , y 的含箍筋率, A_{sx} , A_{sy} 分别为沿 x , y 方向箍筋的总截面积, d_c , b_c 分别为 y , x 方向截面尺寸; K_e 为截面的约束有效系数, 对于一般矩形截



面,可取 0.75,对于狭长矩形截面,可取 0.6。

当 $f_{lx} = f_{ly}$ 时,峰值纵压应力 f_{cx} 可利用上述圆形截面公式计算,当 $f_{lx} \neq f_{ly}$ 时,可利用图 4.4 所示的约束应力与约束强度的关系曲线计算,根据约束应力比就可以查出约束强度比。

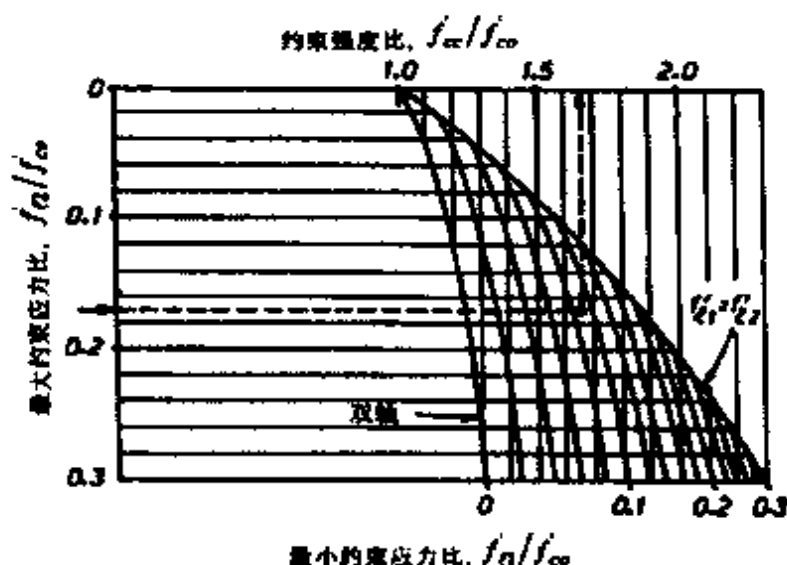


图 4.4 矩形截面约束应力比-约束强度比关系

(2) 约束混凝土极限压应变

约束混凝土的极限压应变 ϵ_{cu} ,定义为横向约束箍筋发生断裂时的混凝土压应变,可由横向约束钢筋达到最大应力时所释放的总应变能与混凝土由于横向钢筋的约束作用而吸收的能量相等的条件进行推导。下式给出了混凝土极限压应变的保守估计:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s \cdot f_{yh} \cdot \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (4.13)$$

其中, ϵ_{su} 为箍筋在最大拉应力时的应变,一般取 0.09; ρ_s 是约束钢筋的体积含筋率,对于矩形箍筋, $\rho_s = \rho_x + \rho_y$; f'_{cc} 是约束混凝土的峰值压应力; f_{yh} 是约束箍筋的屈服应力。计算出的 ϵ_{cu} 典型值一般在 0.012 ~ 0.05。



4.3.3 钢筋的应力-应变关系

如图 4.5 所示,纵向钢筋的应力-应变关系可以理想为弹性阶段、塑性阶段、强化阶段和下降段 4 部分组成,其应力-应变关系可表示为:

$$f_s = \begin{cases} E_s \epsilon_s & 0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y \\ f_y & \epsilon_{sy} < \epsilon_s \leq \epsilon_{sh} \\ f_y + \frac{\epsilon_s - \epsilon_{sh}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} (f_{su} - f_y) & \epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su} \\ f_u \left[1 - \frac{\epsilon_s - \epsilon_{su}}{\epsilon_{sb} - \epsilon_{su}} (f_{su} - f_{sb}) \right] & \epsilon_{cu} < \epsilon_s \leq \epsilon_{sb} \end{cases} \quad (4.14)$$

式中, f_s 和 ϵ_s 分别为钢筋应力和应变; E_s 为钢筋弹性模量; f_y 和 ϵ_y 为钢筋的屈服应力和屈服应变; ϵ_{sh} 为强化应变; f_{su} 和 ϵ_{su} 分别为钢筋的最大应力和相应的应变; f_{sb} 和 ϵ_{sb} 分别为钢筋的断裂应力和相应的应变。

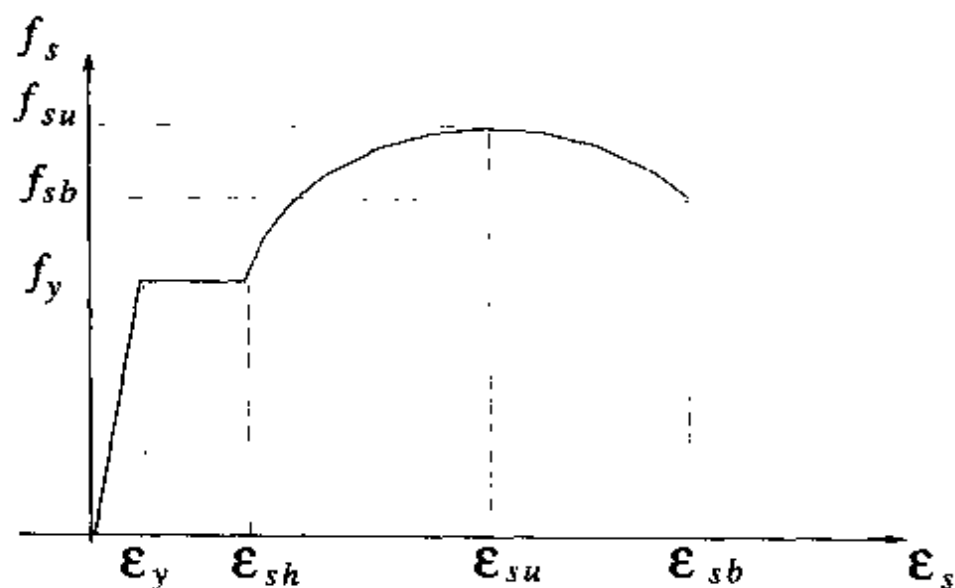


图 4.5 纵向钢筋的应力-应变关系



4.3.4 钢筋混凝土截面的轴力-弯矩-曲率分析

钢筋混凝土延性构件的塑性弯曲能力可以根据材料的特性,通过截面的轴力-弯矩-曲率($P-M-\varphi$)分析来得到,计算截面 $P-M-\varphi$ 的基本假设为:

- (1)平截面假定;
- (2)剪切应变的影响忽略不计;
- (3)钢筋和混凝土之间无滑移现象;
- (4)采用前述的钢筋和混凝土的应力-应变关系;
- (5)忽略混凝土的抗拉强度。

截面的 $P-M-\varphi$ 关系曲线通常可采用条带法计算。首先根据截面特性将截面划分为图 4.6 所示的条带。在划分条带时应将约束混凝土、无约束混凝土及钢筋分别划分,其中约束混凝土图采用式 4.4 的应力-应变曲线,保护层的混凝土采用式 4.3 应力-应变关系;钢筋条带采用式 4.14 的应力关系。

用条带法计算 $P-M-\varphi$ 关系曲线时有两种方法,即逐级加荷载法和逐级加变形法。逐级加荷载法的主要问题是每改变一次荷载,截面曲率和应变都要同时改变,而且加载到最大弯矩处,曲线进入软化段,很难确定相应的曲率和应变,所以一般采用逐级加变形法。逐级加变形法的计算过程如下:

设 φ 表示截面曲率,形心轴的应变为 ε_0 (如图 4.6),根据平截面假设可求得截面各条带的应变,对于图 4.6 所示受到单向弯矩作用的截面,第 i 条带的应变为:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 + \varphi \cdot y_i \quad (4.15)$$

式中, y_i 为第 i 条带的中心到截面形心轴的垂直距离。

计算出截面第 i 条带应变分布后,即可根据其材料特性采用相应的应力-应变关系求出各条带的应力。

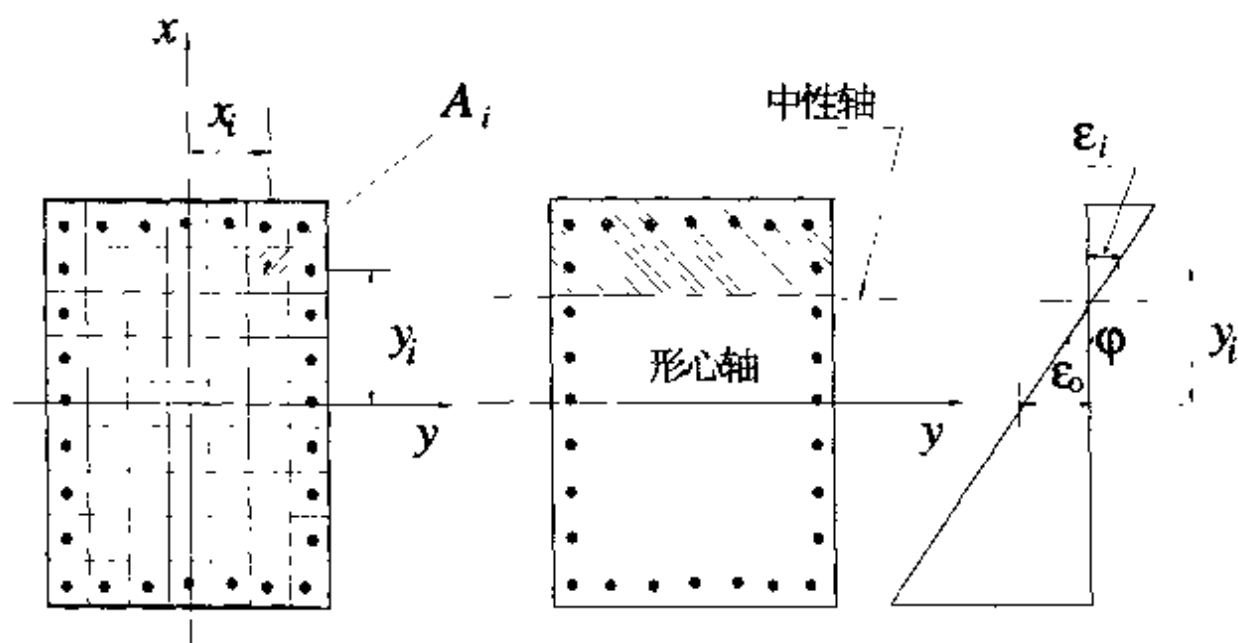


图 4.6 计算简图

$$\sigma_i = \sigma_i(\epsilon_i) = \sigma_i(\epsilon_0 + \varphi y_i) \quad (4.16)$$

然后利用平衡条件可得：

$$P = \int_A \sigma dA = \sum_{i=1}^n \sigma_i(\epsilon_0 + \varphi y_i) A_i \quad (4.17a)$$

$$M = \int_A \sigma y dA = \sum_{i=1}^n \sigma_i(\epsilon_0 + \varphi y_i) y_i A_i \quad (4.17b)$$

其中， A_i 为第 i 条带的面积； y_i 第 i 条带到截面形心轴的垂直距离； P 为轴力。

对于给定轴力 P ，由 (4.17a) 可求得 ϵ_0 ，代入 (4.17b) 式，可求得 $M - \varphi$ 关系。但一般很难求出 $M - \varphi$ 关系，须用数值解法。对于某一轴向力 P ，逐级加变形法的计算步骤为：

(a) 每次取曲率 $\varphi_i = \varphi_{i-1} + \Delta\varphi$ ($\varphi_0 = 0$)；



- (b) 选择参考轴,一般选截面形心轴,假定其应变为 ϵ_0 ;
- (c) 由式(4.15)求出各条带的应变;
- (d) 按钢筋和混凝土的应力-应变关系求对应于 ϵ 的应力;
- (e) 把各条带的内力总加起来,看是否满足截面的平衡条件;
- (f) 如果不满足,修改 ϵ_0 ,重复(c)~(e),直到满足平衡条件;
- (g) 将所得到的 ϵ_0 代入(4.17b)式,求得对应于 φ 的内力矩 M ;
- (h) 重复(a)~(g).

其中,主轴向受力数值计算是采用下述方法逐次逼近的:

第一次假定 $\epsilon_0 = \epsilon_1$, 求出各条带内力总和 P_1 。显然, ϵ_1 不大可能正好满足平衡条件,即 $P_1 - P \neq 0$ 。因此,需要调整 ϵ_1 , 使 $\alpha_1 = P_1 - P \rightarrow 0$ 。给 ϵ_1 一个微小的增量 $\Delta\epsilon$, 求得各条带总力 P_2 , $\alpha_2 = P_2 - P$, 从而可以确定上述总合力的变化值 $\Delta\alpha_1 = \alpha_2 - \alpha_1$ 。按外插法从下式可得到新 ϵ_1 的调整值 ϵ_m :

$$\frac{\Delta\alpha_1}{\Delta\epsilon} \cdot \epsilon_m + \alpha_1 = 0$$

则:

$$\epsilon_m = -\Delta\epsilon \cdot \frac{\alpha_1}{\Delta\alpha_1} = -\Delta\epsilon \cdot \frac{P_1 - P}{P_2 - P_1}$$

取 $\epsilon_3 = \epsilon_1 + \epsilon_m$, 求出 P_3 , 及 $\alpha_3 = P_3 - P$ 。重复以上步骤,直到满足误差要求。

为了求出曲率延性,需要确定截面的屈服状态和极限状态。一般情况下截面的屈服条件是: $\sigma_s = f_{sy}$ (少筋构件和小轴压比), $\epsilon_{cmax} = \epsilon_{co}$ (超筋构件和大轴压比);截面的极限状态为: $\epsilon_{cmax} = \epsilon_{cu}$, 其中, σ_s, f_{sy} 分别为受拉钢筋的应力和屈服强度。 ϵ_{cmax} 为受压区混凝土的最大压应变; $\epsilon_{co}, \epsilon_{cu}$ 分别为应力-应变曲线上应力最大点和失效点所对应的应变。



图 4.7 为计算出的典型钢筋混凝土矩形截面 P - M - ϕ 关系曲线。从图中可以看出:轴力对钢筋混凝土截面的抗弯屈服强度和极限曲率有很大的影响。当轴力较低时抗弯屈服强度随轴力的增加而增加,但当轴力增加到一定的程度后(图中的 C 点),轴力的增加会减小抗弯屈服强度。从图中还可以看出轴力增加会降低截面的极限曲率,从而减小结构的延性。

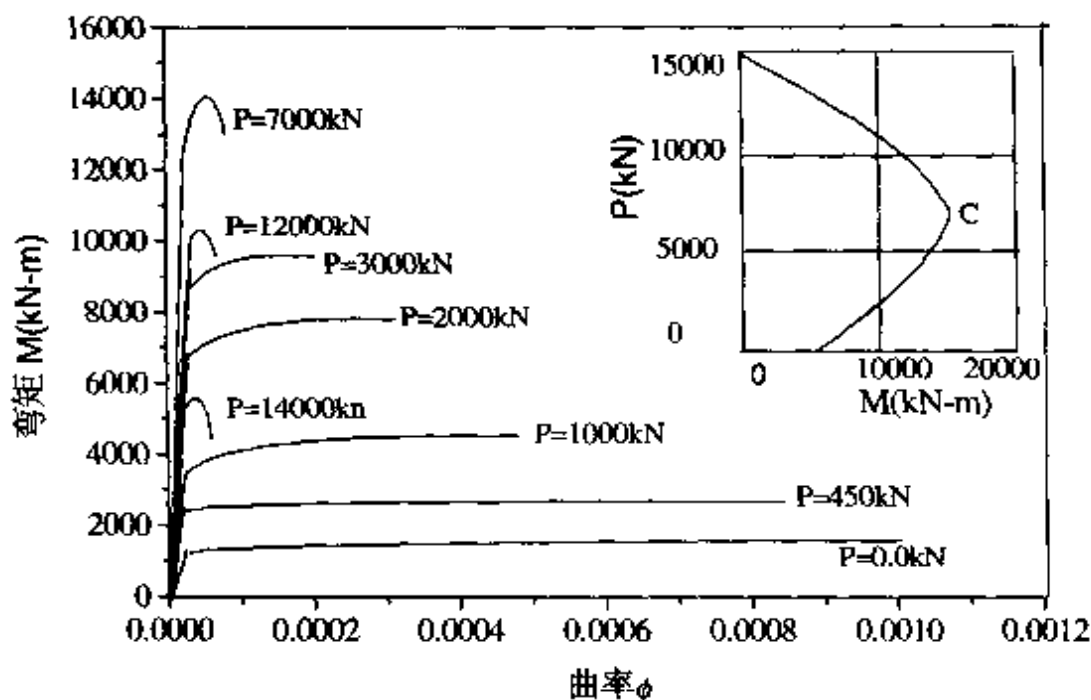


图 4.7 轴力 - 弯矩 - 轴力相互关系

4.3.5 立柱极限转动能力检算

利用前述的方法可求出截面在该轴力作用下的弯矩 - 曲率关系,得到极限曲率和屈服曲率 ϕ_u, ϕ_y ,并假设曲率在塑性铰范围内均匀分布(见图 4.8),塑性铰的长度为 L_p ,则塑性铰的极限塑性转角为:

$$\theta_u = (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p \quad (4.18)$$

其中, ϕ_y 为相应截面最外层纵筋发生的屈服时的曲率; ϕ_u 极限破



坏状态的曲率; L_p 为塑性铰等效长度。

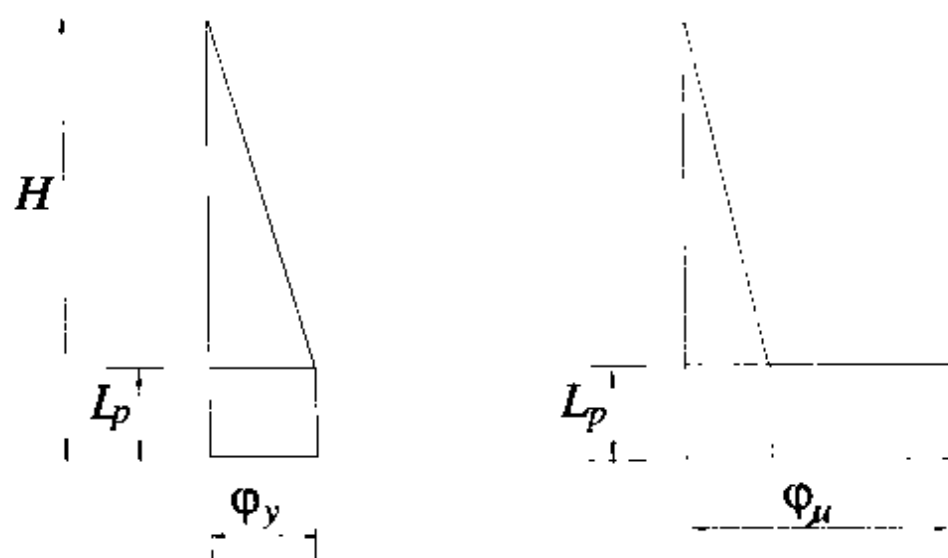


图 4.8 曲率分部模式:a)相应于钢筋屈服;b)相应于极限曲率

塑性铰等效长度 L_p 同塑性变形的发展和极限压应变有很大的关系,由于结果离散性很大,目前主要用经验公式来确定,可取下式计算的小值:

$$L_p = 0.08H + 0.022d_s f_y \geq 0.044f_y d_s (\text{cm}) \quad (4.19a)$$

$$L_p = \frac{2}{3} b_{\min} (\text{cm}) \quad (4.19b)$$

其中, d_s 为纵向钢筋直径(cm), f_y 为纵向钢筋屈服强度(MPa), H 为最大弯矩点到反弯点的构件长度(cm), b_{\min} 为矩形截面的短边尺寸(cm)。

为了保证罕遇地震作用下,延性构件具有足够的延性,应按下式检算延性构件潜在塑性铰区域塑性转动能力:

$$\theta_p \leq \theta_\mu / K \quad (4.20)$$

式中, θ_p 为罕遇地震作用下,潜在塑性铰区域的塑性转角; θ_μ 为塑性铰区域的极限转角, θ_μ 按式(4.18)计算; K 为安全系数,建议取 2.0。



4.4 支座检算

板式橡胶支座和盆式支座是我国桥梁结构中普遍采用的支座形式,是连接桥梁上部 and 下部结构的重要构件,设计地震烈度作用下,为保证上部结构和下部结构的整体工作,应按下列要求进行板式橡胶支座和滑板支座的抗震检算。

4.4.1 板式橡胶支座

在设计烈度地震作用下,为保证支座不发生剪切破坏和滑动,应按下式检算支座的厚度和抗滑性:

(1) 支座厚度检算

$$\sum t \geq \frac{X_0}{\operatorname{tg} \gamma} = X_0 \quad (4.21)$$

式中: $\sum t$ ——橡胶层的总厚度;

$\operatorname{tg} \gamma$ ——橡胶片剪切角正切值,取 $\operatorname{tg} \gamma = 1.0$;

X_0 ——设计地震作用下橡胶支座的水平位移。

(2) 支座抗滑稳定性检算

$$\mu_d R_b \geq E_{hzb} \quad (4.22)$$

式中: μ_d ——支座的摩阻系数,橡胶支座与混凝土表面的动摩阻系数采用 0.15;与钢板的动摩阻系数采用 0.10;

R_b ——上部结构重力在支座上产生的反力;

E_{hzb} ——设计地震作用下橡胶支座的水平地震力。

4.4.2 盆式支座

设计地震作用下,盆式支座的抗震检算,可按下列规定进行:

(1) 活动盆式支座



$$X_0 \leq X_{\max} \quad (4.23)$$

(2) 固定盆式支座

$$E_{hzb} \leq E_{\max} \quad (4.24)$$

式中： X_0 ——设计地震作用下盆式支座的滑动水平位移；

X_{\max} ——活动盆式支座容许滑动的水平位移；

E_{hzb} ——设计地震作用下固定盆式支座的水平地震力。

参 考 文 献

[1] Priestley M. J. N. , Seible F. , Calvi G. M. . Seismic Design And Retrofit Of Bridges , John Wiley & Sons, Inc. , 19, 1996.

[2] Caltrans, Caltrans Seismic Design Criteria Version 1.1, July.

[3] M. J. N. Priestley and R. Park (1987), Strength and Ductility of Concrete Bridges Columns under Seismic Loading, Structural Journal of American Concrete Institute, Vol.84, No.1.

[4] 卓卫东. 桥梁延性抗震设计研究:[同济大学博士学位论文]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 2000.6.

[5] J. B. Mander, M. J. N. Priestley and R. Park (1988), Observed Stress - Strain Behavior of Confined Concrete, ASCE Journal of Structural Engineering., Vol.114(8), p1827-1849.

[6] J. B. Mander, M. J. N. Priestley and R. Park (1988), Theoretical Stress - Strain Model for Confined Concrete, ASCE Journal of Structural Engineering., Vol.114(8), p1804-1826.

[7] M. J. N. Priestley , Ravindra Verma, and Yan Xiao(1994), Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns, ASCE Journal of Structural Engineering., P2310 ~ 2329, No.8.

第五章 能力保护构件的设计计算

5.1 概 述

如上所述,通过精细设计桥梁墩柱塑性铰区域内的箍筋,利用箍筋来约束混凝土,可以大大提高墩柱塑性铰区域的变形能力。但是,一旦结构发生非延性的破坏模式,如墩柱抗剪能力不足,发生剪切破坏,这时就很难形成预期的塑性铰,不能发挥墩柱的延性能力。因此有必要在非延性破坏模式和设计的延性破坏模式之间建立一合适的强度限界,以确保结构不发生非延性破坏。

能力设计原理(Philosophy of Capacity Design)是新西兰学者 Park 等在 70 年代中期提出的结构抗震设计理论中的一个重要原则,并最早在新西兰混凝土设计规范(NZS3101,1982)中得到应用。以后这个原则先后被美国、欧洲和日本等国家的桥梁抗震规范所采用。能力设计原则的基本思想在于:通过设计,使结构体系中的延性构件和能力保护构件形成强度等级差异,确保结构构件不发生脆性的破坏模式。

对于城市高架桥,为了保证墩柱预期塑性铰的转动能力的充分发挥,墩柱的抗剪、横梁及基础按能力保护构件设计,墩柱的抗剪、横梁及基础应该设计成当墩柱达到其超强抗弯强度时仍然保持弹性状态。

虽然本章的一些内容是针对双层高架桥的,但其基本原理同样适用于单层高架桥,如双层高架的上横梁设计与单层高架的盖



梁设计是一样的。

5.2 墩柱抗弯超强系数

从大量震害和试验结果的观察发现,立柱的实际抗弯承载能力要大于其设计承载能力,这种现象称立柱抗弯超强现象(Over-strength)。引起立柱抗弯超强的原因很多,但最主要的原因是材料实际强度与设计强度之间的差异以及混凝土强度取值的保守。另外,混凝土强度随时间、约束和动力荷载效应而产生较大的增长都会产生较大的材料超强,钢筋材料在屈服后的强化应力也可能超过其屈服强度许多。如果立柱塑性铰的抗弯承载能力出现太大的超强,而立柱的抗剪强度或能力保护构件的强度的超强又不足以达到能力保护的程 度,按能力设计原则进行抗震设计的有效性将大大降低。

为了确保预期出现弯曲塑性铰的构件不发生脆性的破坏模式(如剪切破坏、粘结破坏等),并确保脆性构件和不宜用于耗能的构件(能力保护构件)处于弹性反应范围,在确定它们的弯矩、剪力设计值时,采用立柱抗弯超强系数 ϕ^0 来考虑超强现象。各国规范对 ϕ^0 取值的差异较大,欧洲规范 Eurocode 8: Part2 中 ϕ^0 取值为 1.4, AASHTO 规范取值为 1.3,而美国加州抗震设计准则 ϕ^0 取值为 1.2。同济大学结合我国“钢筋混凝土和预应力桥涵设计规范”对超强系数的取值也进行了研究,结果表明:当轴压比大于 0.2 时,超强系数随轴压比的增加而增加,当轴压比小于 0.2 时,超强系数在 1.1~1.3 之间。这里建议 ϕ^0 取 1.2,即:

$$\phi^0 = 1.2$$



5.3 立柱抗剪计算

钢筋混凝土构件的剪切破坏属于脆性破坏,是一种危险的破坏模式,对于抗震结构来说,立柱剪切破坏还会大大降低结构的延性能力,因此,为了确保钢筋混凝土墩柱不发生剪切破坏,应采用能力设计原则进行立柱的抗剪设计。根据能力设计原则,墩柱的剪切强度应大于墩柱可能在地震中承受地最大剪力(对应于立柱塑性铰处截面可能达到的最大弯矩承载能力)。进行钢筋混凝土墩柱的抗剪验算时,首先要计算出墩柱可能承受的最大剪力作为设计剪力,然后进行抗剪检算。

5.3.1 墩柱剪力设计值

墩柱纵向和横向剪力设计值 V_{c0} 应根据可能出现塑性铰处按实配钢筋,采用材料标准强度值和轴压力计算出的弯矩承载能力,考虑超强系数 ϕ^0 来计算,墩柱的剪力设计值可按下列规定计算:

● 墩柱纵向剪力设计值

$$V_{c0} = \phi^0 \frac{M_x^b}{H_n} \quad (5.1)$$

● 墩柱横向剪力设计值

$$V_{c0} = \phi^0 \frac{M_{hc}^b + M_{hc}^t}{H_n} \quad (5.2)$$

式中, M_x^b 为墩柱下端截面按实配钢筋,采用材料标准强度值和轴压力计算出沿纵桥向的正截面受弯承载力所对应的弯矩值; M_{hc}^b , M_{hc}^t 为墩柱上、下端截面按实配钢筋,采用材料标准强度值和轴压力计算的沿横桥向正截面受弯承载力所对应的弯矩值, H_n 为墩柱的净长度; ϕ^0 为桥墩正截面抗弯承载力超强系数。



5.3.2 墩柱抗剪能力

地震中大量钢筋混凝土墩柱的剪切破坏表明:在墩柱塑性铰区域由于弯曲延性增加会使混凝土所提供的抗剪强度降低。为此,各国对墩柱塑性铰区域的抗剪强度进行了许多研究,ACI-319-89要求在端部塑性铰区域当轴压比小于0.05时,不考虑混凝土的抗剪能力,新西兰规范NZS-3101中规定当轴压比小于0.1时,不考虑混凝土的抗剪能力。目前用得较多的主要有: Priestley 等人提出的计算公式和 Caltrans 抗震设计准则推荐的计算公式。而我国《公路工程抗震设计规范》没有对地震荷载作用下的钢筋混凝土墩柱抗剪设计作出特别的规定,工程设计中缺乏有效的依据,只能套用普通设计中采用的斜截面强度设计公式来进行设计和校核,存在较大缺陷。因此,建议采用 Caltrans 抗震设计准则推荐的计算公式或 Priestley 等人提出的计算公式。其中, Caltrans 抗震设计准则推荐的计算过程如下, Priestley 等人提出的计算公式见第八章。

(1) 墩柱名义抗剪能力

墩柱的名义抗剪能力可以认为由混凝土提供的抗剪能力 V_c 和横向钢筋提供的抗剪能力 V_s 组成,即:

$$V_n = V_c + V_s \quad (5.3)$$

(2) 混凝土剪切强度

在计算墩柱抗剪能力时应考虑到弯曲和轴向荷载的影响,可按下式计算:

$$V_c = v_c A_e \quad (5.4)$$

式中: A_e 为有效剪切面积, $A_e = 0.8A_g$, A_g 为立柱横截面的毛面积; v_c 为名义剪应力,按下列公式计算:

● 塑性铰区域内



$$v_c = 2c_1c_2\sqrt{f_c} \leq 0.33\sqrt{f_c} \text{ (MPa)} \quad (5.5a)$$

● 塑性铰区域以外

$$v_c = 0.5c_2\sqrt{f_c} \leq 0.33\sqrt{f_c} \text{ (MPa)} \quad (5.5b)$$

上式中, f_c 为混凝土圆柱体抗压强度, c_1, c_2 为系数, 按下式计算:

$$c_1 = 0.025 \leq \frac{\rho_s f_{yh}}{12.5} + 0.305 - 0.083\mu_d \leq 0.25 \quad (5.6)$$

$$c_2 = 1 + \frac{P_c}{13.8A_g} \leq 1.5 \quad (5.7)$$

式中, ρ_s 为箍筋或螺旋钢筋的配箍率; f_{yh} 为箍筋的屈服应力; P_c 为立柱受到的轴压力; μ_d 为立柱的位移延性, 取沿顺桥向和横桥向位移延性的大值, μ_d 可根据立柱的屈服曲率和极限曲率参考本系列丛书《桥梁延性抗震设计》中的有关内容计算。

c_1, c_2 系数与立柱位移延性系数和轴压力的关系见图 5.1。

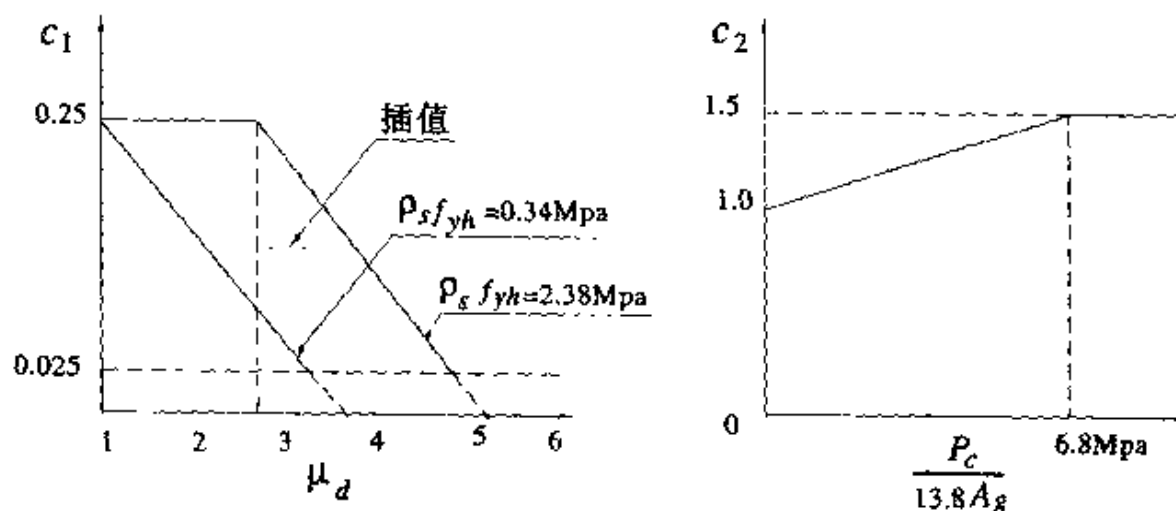


图 5.1 系数 c_1, c_2 与立柱位移延性系数和轴压力的关系

(3) 箍筋抗剪能力



立柱采用螺旋箍筋所提供抗剪能力可按下式计算

$$V_s = \pi/2 \times A_{f_{yh}} D' / s \quad (5.9)$$

而立柱采用矩形箍筋所提供的抗剪能力为:

$$V_s = A_{f_{yh}} d / s \quad (5.10)$$

式中, A_v 为同一截面上箍筋的总面积(cm^2); s 是箍筋的间距(cm); f_{yh} 为箍筋的抗拉设计强度(MPa); d 是沿计算方向立柱的宽度(cm); D' 为螺旋钢筋或圆形箍筋的直径。

5.3.3 墩柱抗剪强度检算

根据能力设计原则,要避免发生剪切脆性破坏,应按下公式检算墩柱的斜截面受抗剪承载能力:

$$V_{c0} \leq \phi V_n \quad (5.11)$$

式中, ϕ 为抗剪强度折减系数, $\phi = 0.85$; V_{c0} 为按式(5.1)、式(5.2)计算的立柱剪力设计值。

但在进行抗剪分析时,箍筋提供的抗剪能力 V_s 应满足下式:

$$V_s \leq 0.67 \times \sqrt{f_c} A_c \quad \text{MPa} \quad (5.12)$$

5.4 上下横梁设计

在双层高架桥的抗震设计中,钢筋混凝土立柱作为延性构件产生弹塑性变形耗散地震能量,面上下横梁、基础等作为能力保护构件,保持弹性。因此,应采用能力设计原则进行上下横梁的设计。根据能力设计原则,上下横梁的抗弯强度应大于横梁可能在地震中承受的最大、最小弯矩(对应于立柱塑性铰处截面可能达到的正、负弯矩承载能力)。进行上下横梁检算时,首先要计算出横梁可能承受的最大、最小弯矩作为设计弯矩,然后进行检算。



5.4.1 横梁弯矩设计值

上下横梁的最大、最小弯矩设计值 M_{pmax} , M_{pmin} 应根据立柱可能出现塑性铰处按实配钢筋, 采用材料标准强度值和轴压力计算出的正、负弯矩承载能力, 考虑超强系数 ϕ^0 以及结构自重、50% 车辆荷载来计算, 上下横梁的最大、最小设计弯矩值应按下式计算:

● 上横梁

$$M_{pmax} = M_{co}^{st} + M_G^l + M_G^r \quad (5.13a)$$

$$M_{pmin} = -M_{co}^{st} + M_G^l + M_G^r \quad (5.13b)$$

● 下横梁

$$M_{pmax} = M_{co}^{st} + M_{co}^{sb} + M_G + 0.5M_Q \quad (5.14a)$$

$$M_{pmin} = -(M_{co}^{st} + M_{co}^{sb}) + M_G + 0.5M_Q \quad (5.14b)$$

式中:

$$M_{co}^{st} = \phi^0 M_{hc}^{st}$$

$$M_{co}^{sb} = \phi^0 M_{hc}^{sb}$$

$$M_{co}^{st} = \phi^0 M_{hc}^{st}$$

分别为上立柱顶截面、底截面和下立柱顶截面抗弯超强承载能力 (见图 5.2, 图 5.3); 其中, M_{hc}^{st} 为上立柱顶端截面按实配钢筋, 采用材料标准强度值和轴压力计算的横向正截面受弯承载力所对应的弯矩值; M_{hc}^{sb} , M_{hc}^{st} 分别为上立柱底端、下立柱顶端截面按实配钢筋, 采用材料标准强度值和轴压力计算的横向正截面受弯承载力所对应的弯矩值; ϕ^0 为桥墩正截面抗弯承载力超强系数, $\phi^0 = 1.2$ 。 M_G^l 和 M_G^r 为结构自重在上横梁产生的弯矩 (见图 5.2), 计算时应考虑立柱出现塑性铰后的弯矩重新分配; M_G 和 M_Q 分别为结构重力和轻轨活载在下横梁产生弯矩 (见图 5.3), 计算时应考虑立柱出现塑性铰后的弯矩重新分配。



在利用上式计算上下横梁的设计弯矩时,如上下横梁采用的是预应力梁,还应考虑预应力次弯矩的影响。

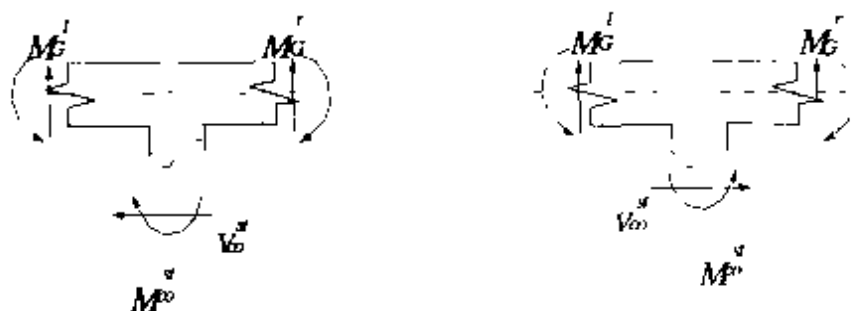


图 5.2 上横梁设计弯矩计算示意图

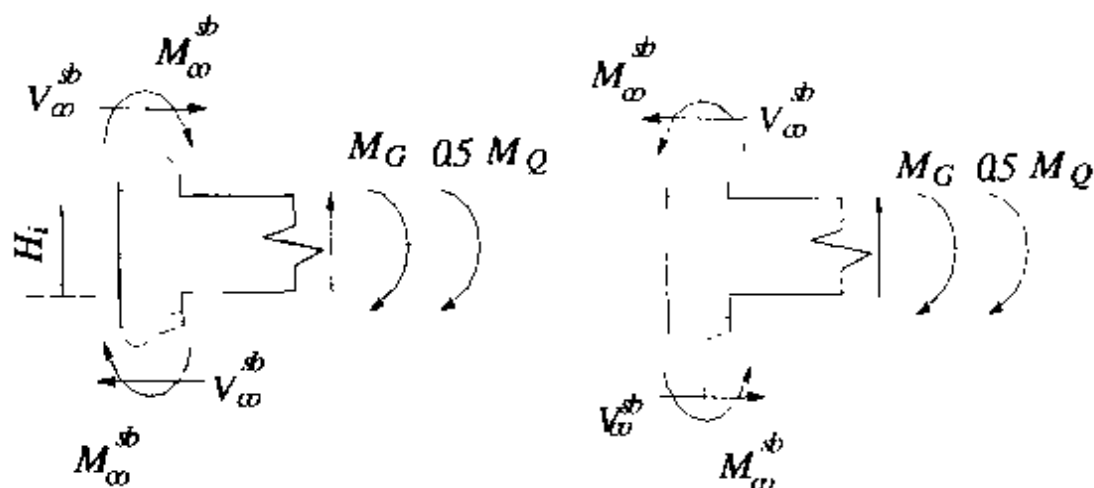


图 5.3 下横梁设计弯矩计算示意图

5.4.2 横梁的设计剪力

上下横梁的设计剪力值可按下式计算:

$$V_{\omega} = \frac{M_{pc}^R + M_{pc}^L}{L_0} \quad (5.15)$$



式中, M_{pc}^R, M_{pc}^L 分别为横梁左右端截面按实配钢筋, 采用材料标准强度值计算出的正截面受弯承载力所对应的弯矩值; L_0 为横梁的静跨长度。

5.4.3 横梁检算

应根据横梁的弯矩设计值和剪力设计值, 按现行的《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ023 - 85) 检算横梁的正截面抗弯和斜截面抗剪强度。

5.5 基础的计算

在地震过程中, 如果基础发生损伤, 不易发现并且难以维修, 因此应采用能力设计原则进行基础计算和设计, 以确保基础在达到它预期的强度之前, 墩柱已超过其弹性反应范围。

双层高架桥基础沿横向的弯矩、剪力和轴力设计值应根据下立柱底部可能出现塑性铰处沿横桥向的弯矩承载能力 (考虑超强系数 ϕ^0), 剪力设计值和相应的下立柱轴力来计算 (如图 5.4), 在计算这些设计值时应和自重及 50% 轻轨荷载产生的内力组合。

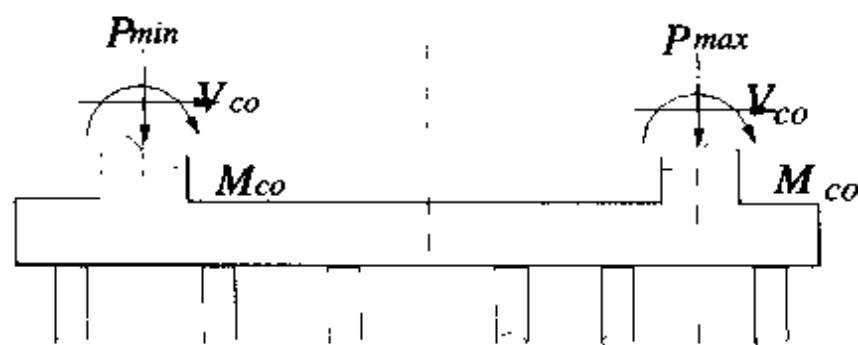


图 5.4 沿横桥向基础设计力计算示意图



图中, $M_{co} = \phi^0 M_{hc}^{xb}$

其中, M_{hc}^{xb} 是下立柱下端截面按实配钢筋, 采用材料标准强度值和轴压力计算出沿横桥向的正截面受弯承载力所对应的弯矩值; V_{co} 为下立柱底部塑性铰沿横桥向剪力设计值; P_{min} , P_{max} 为沿横桥向相应下立柱下端截面出现塑性铰时下立柱的最大和最小轴力。

双层高架桥基础沿顺桥向的弯矩、剪力和轴力设计值应根据下立柱底部可能出现塑性铰处顺桥向的弯矩承载力(考虑超强系数 ϕ^0), 剪力设计值和相应的下立柱轴力来计算(如图 5.5), 在计算这些设计值时应和自重产生的内力组合。

图中: $M_{co}^l = \phi^0 M_c^b$

其中, M_c^b 为两下立柱下端截面按实配钢筋, 采用材料标准强度值和轴压力计算出沿纵桥向的正截面受弯承载力所对应的弯矩值; V_{co}^l 是两下立柱底部塑性铰沿顺桥向剪力设计值; P 为自重作用下两下立柱轴力。

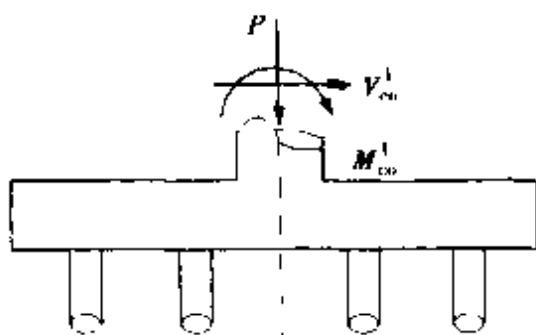


图 5.5 沿顺桥向基础设计力计算示意图

计算出基础的弯矩、剪力和轴力的设计值后, 应按现行的《公路桥涵基础设计规范》检算基础的承载能力。

参考文献

- [1] 国家标准《建筑抗震设计规范》管理组. 建筑抗震设计规范(GB5001). 1999. 11.
- [2] American Association of State Highway and Transportation Offi-



cials, STANDARD SPECIFICATIONS for HIGHWAY BRIDGES, Division I – A SEISMIC DESIGN, SIXTEENTH EDITION, 1996.

[3] Eurocode 8 ; Structures in Seismic Regions Design, Part 2: Bridges(draft). April 1993.

[4] Caltrans, Caltrans Seismic Design Criteria Version 1.1, July 1999.

[5] Priestley M. J. N. , Seible F. , Calvi G. M.. Seismic Design And Retrofit Of Bridges , John Wiley & Sons, Inc. , 19, 1996

第六章 结构构造与抗震措施

6.1 墩柱结构构造措施

6.1.1 墩柱横向钢筋构造措施

横向钢筋在高架桥墩柱中的功能主要有以下三个方面(1)用于约束塑性铰区域内混凝土,提高混凝土的抗压强度和延性;(2)提供抗剪能力;(3)防止纵向钢筋压曲。在处理横向钢筋的细部构造时需特别注意以下问题:

由于表层混凝土保护层不受横向钢筋约束,在地震作用下会剥落,这层混凝土不能为横向钢筋提供锚固。因此,所有箍筋都应采用等强度焊接来闭合,或者在端部弯过纵向钢筋到混凝土核心内,角度至少为 135° (如图 6.1 所示)。

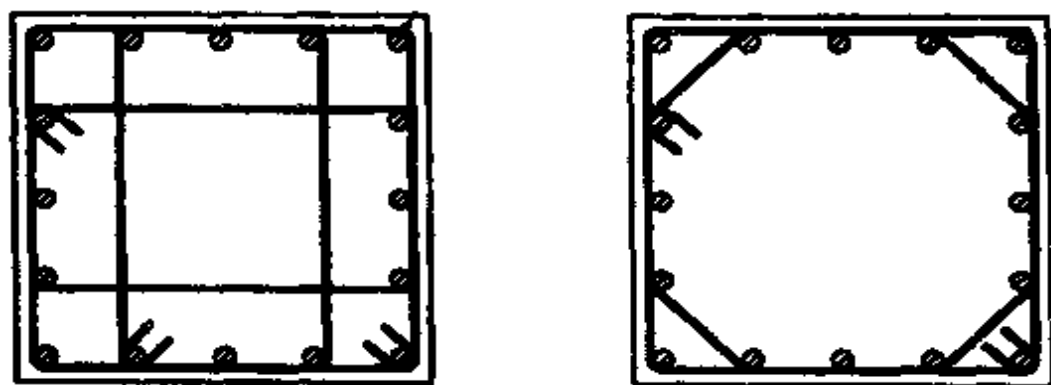


图 6.1 箍筋的构造



为了防止纵向受压钢筋的的屈曲,矩形箍筋和螺旋箍筋的间距不应过大,Priestley 通过分析提出,建议箍筋之间的间距应满足:

$$s \leq \left[3 + 6 \left(\frac{f_u}{f_y} \right) \right] d_{bl} \quad (6.1)$$

式中, f_y 和 f_u 分别为纵向钢筋的屈服强度和强化强度; d_{bl} 为纵筋的直径。

为了保证延性构件的延性,各国抗震设计规范对塑性铰区域横向钢筋的构造都作了具体规定。表 6.1 为美国 AASHTO 范规,欧洲规范 Eurocode 8,公路工程抗震设计规范及建筑抗震设计规范对横向钢筋构造的具体规定,同济大学通过大量的试验和分析,结合我国的实际情况,对横向钢筋最小配筋率进行了研究,并提出了相应的计算公式:

● 圆形截面

$$\rho_v = [0.14 \eta_k + 5.84(\eta_k - 0.1)(\rho_l - 0.01) + 0.028] \frac{f_c}{f_{yh}} \geq 0.004 \quad (6.2)$$

● 矩形截面

$$\rho_s = [0.1 \eta_k + 4.17(\eta_k - 0.1)(\rho_l - 0.01) + 0.02] \frac{f_c}{f_{yh}} \geq 0.003 \quad (6.3)$$

式中, η_k 为轴压比; ρ_l 为纵向配筋率; $\rho_v = 4A_b/sD_s$ 为圆形截面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的面积; s 为箍筋竖向间距; D_s 为圆形截面的直径;

$\rho_s = 4A_{sh}/sb$, 为矩形截面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; b 为垂直计算方向的构件截面尺寸。

若假定钢筋混凝土立柱为矩形截面,混凝土的标号为 30 号,箍筋的屈服应力为 240MPa,保护层混凝土厚度与截面尺寸之比为



各国规范对横向向构造的规定

表 6.1

		螺旋箍筋或圆形箍筋	矩形箍筋
美国 AASHTO 规范	最小配筋率	$\rho_v = 0.45 \frac{f_c}{f_{yh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{he}} \right) - 1 \right]$ 或 $\rho_v = 0.12 \frac{f_c}{f_{yh}}$	$\rho_v = 0.3 \frac{f_c}{f_{yh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{he}} \right) - 1 \right]$ 或 $\rho_v = 0.12 \frac{f_c}{f_{yh}}$
	箍筋最大间距	$\text{Min}(10\text{cm}, D_c/4)$	$\text{Min}(10\text{cm}, b_{cmax}/4)$
	箍筋加密高度	$\text{Max}(D_c, h_c/6)$	$\text{Max}(b_{cmax}, h_c/6)$
欧洲规范 Eurocode 8	最小配筋率	$\omega_{wd} \geq 1.90(0.15 + 0.01\mu_4) \frac{A_g}{A_{he}} (\eta_k - 0.08)$ 或 $\omega_{wd} \geq 0.18$	$\omega_{wd} \geq 1.30(0.15 + 0.01\mu_4) \frac{A_g}{A_{he}} (\eta_k - 0.08)$ 或 $\omega_{wd} \geq 0.12$
	箍筋最大间距	$\text{Min}(6d_{bl}, D_c/5)$	$\text{Min}(6d_{bl}, b_{cmin}/5)$
	箍筋加密区高度	D_c 或立柱上弯矩超过最大极限弯矩 80% 的范围	b_{cmax} 或柱上弯矩超过最大极限弯矩 80% 的范围
公路抗震规范	最小配筋率		顺桥和横桥方向含箍率 $\rho_s = 0.3\%$
	最大箍筋间距	10cm, 箍筋直径 $\Phi \geq 8\text{mm}$	
	箍筋加密高度	一倍柱直径或 1/6 柱高两者的大值, 但不小于 50cm	最大横截面尺寸或 1/6 柱高两者的大值, 但不小于 50cm
建筑抗震规范	最小配筋率	$\rho_v = 0.08 \frac{f_{yh}}{f_c}$	$\rho_v = 0.09 \frac{f_{yh}}{f_c}$
	最大箍筋间距	6d, 10cm, 箍筋直径 $\Phi \geq 10\text{mm}$	6d, 10cm, 箍筋直径 $\Phi \geq 10\text{mm}$
	箍筋加密高度	一倍柱直径或 1/6 柱高两者的大值, 但不小于 50cm	最大横截面尺寸或 1/6 柱高两者的大值, 但不小于 50cm



续上表

	螺旋箍筋或圆形箍筋	矩形箍筋
--	-----------	------

表中, A_g, A_{hc} 分别为立柱横截面的面积和核心混凝土面积(按箍筋外围边长计算); f'_c 为混凝土圆柱体强度, f_{yh} 为箍筋的设计强度; D 为圆截面立柱直径; b_{cmin}, b_{cmax} 分别为矩形截面短边和长边尺寸; h_c 为立柱净高; d_w 为纵向主筋的直径; ρ , 对于矩形截面为截面计算方向的含箍率, 对于圆形截面为截面螺旋箍筋的体积配箍率; ω_{wd} 为力学含箍率, $\omega_{wd} = \rho_t f'_c / f_{yh}$; μ_ϕ 为截面曲率延性; η_k 为截面轴压比。

1/20, 则式(6.3)及各国规范规定的最小配筋率和轴压比的关系如图 6.2。

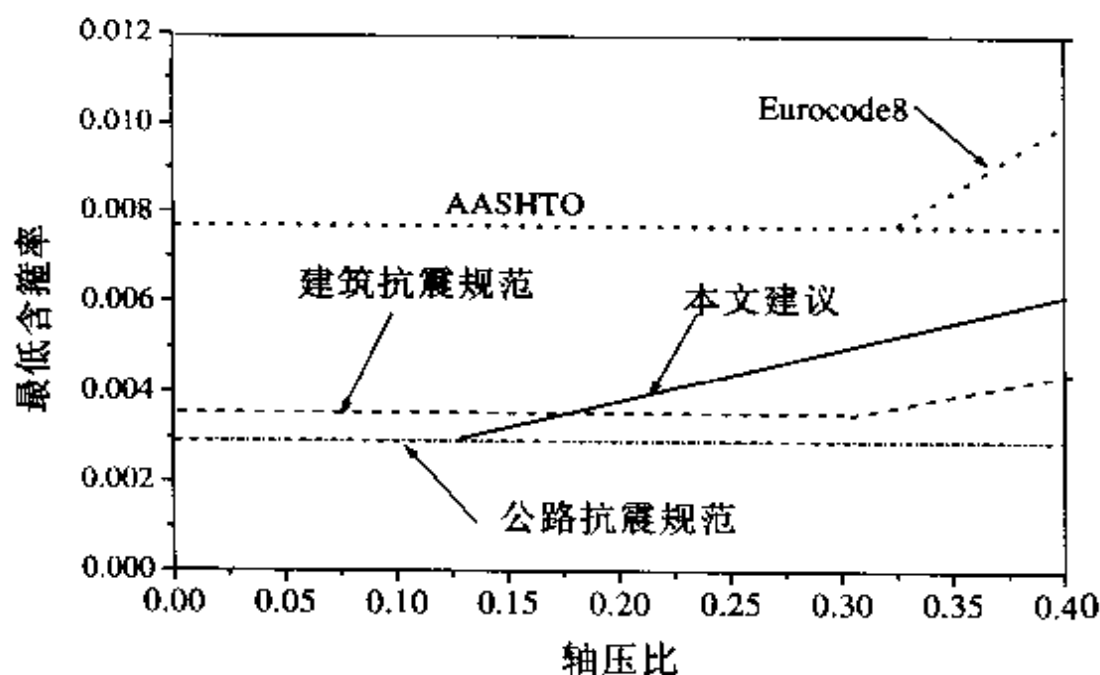


图 6.2 最小配筋率比较

综合各国抗震设计规范对塑性铰区域横向钢筋的构造规定及作者的研究成果, 建议塑性铰区域横向钢筋的构造应符合下列要求:

- (1) 塑性铰区域横向最小配筋率应采用式(6.2)和式(6.3)的



计算结果;

(2)加密区的长度不应小于弯曲方向截面立柱高度的1/4或立柱上弯矩超过最大极限弯矩80%的范围;当立柱的高度与横截面高度之比小于2.5时,立柱加密区的长度应取全高;

(3)加密箍筋的最大间距不应大于10cm或 $6d_s$ 或 $b/4$;其中 d_s 为纵筋的直径, b 为立柱弯曲方向的截面宽度;

(4)箍筋的直径不应小于10mm;螺旋式箍筋的接头必须采用焊接;矩形箍筋应有135°弯钩,并伸入混凝土核心之内;加密区箍筋肢距不宜大于25cm;

(5)立柱非加密区的含箍率不宜小于加密区的50%,箍筋的间距不宜大于10倍的纵筋直径。

6.1.2 立柱纵向钢筋构造措施

试验研究表明:沿截面布置若干适当分布的纵筋,纵筋和横向钢筋形成一整体骨架(如图6.3),当混凝土纵向受压,横向膨胀时,纵向钢筋也会受到混凝土的压力,这时横向钢筋给于纵向钢筋约束作用。因此,为了确保对混凝土核芯的约束作用,立柱的纵向配筋宜对称配筋,纵向钢筋之间的距离不应超过20cm,至少每隔一根宜用箍筋或拉筋固定。

如上所述,纵向钢筋对于约束混凝土起到一定的作用,因此,延性墩柱中纵向钢筋含量不应太低;但纵向钢筋的含量太高,不利施工,另外,纵向钢筋含量过高还会影响墩柱的延性,所以纵向钢筋的含量应有一上限。各国抗震设计规范都对墩柱纵向最小、最大配筋率进行了规定;其中AASHTO规范建议的纵筋配筋率范围为0.01~0.08;我国建筑抗震设计规范建议为0.008~0.04;我国公路抗震设计规范建议的最小配筋率为0.004,对最大配筋率没有规定。这里,根据我国桥梁结构的具情况,建议墩柱纵向钢筋的



配筋率范围为 $0.008 \sim 0.04$ 。

为了确保在地震荷载作用下,纵向钢筋不发生粘结破坏,立柱的纵筋应尽可能地延伸至横梁和承台的另一侧面,纵筋的锚固和搭接长度应在按《公路桥涵设计规范》的要求基础上增加 $10d_s$, d_s 为纵筋的直径,不应在塑性铰区域进行纵筋的搭接。

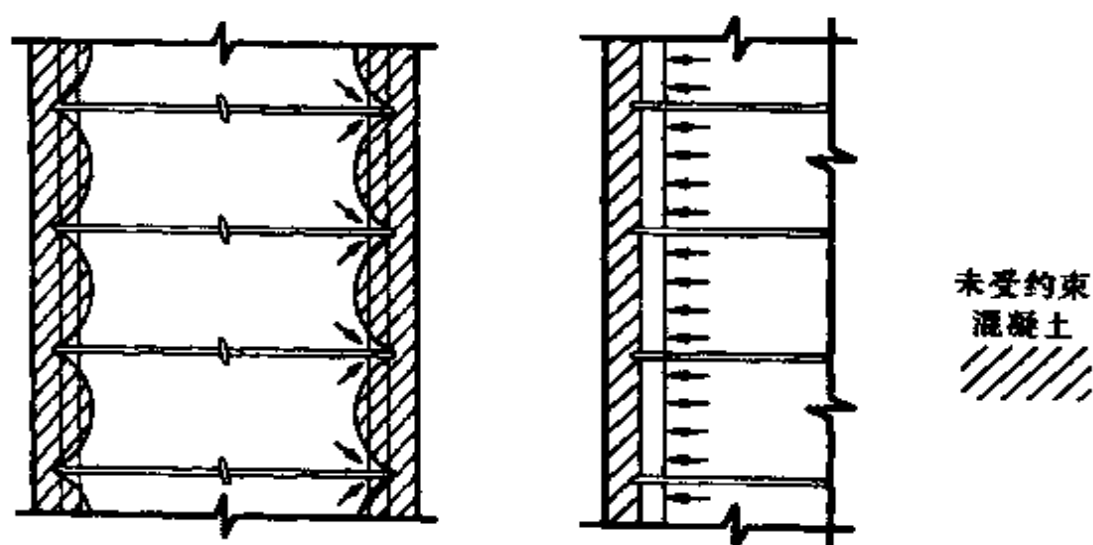


图 6.3 柱中横向和纵向钢筋的约束作用

6.2 节点结构构造措施

高架桥中的梁柱节点是保证结构整体工作的重要构件,在地震荷载作用下,节点受到水平、竖向剪力和弯矩的共同作用,受力非常复杂,并且一旦受到损伤很难修复。因此,节点的强度不应小于立柱形成塑性铰时所对应的强度。但由于节点受力的复杂性,目前美国的 AASHTO 规范、欧洲的 Eurocode 8 规范和我国的公路抗震设计规范对于节点的设计和构造都没有特别的规定。这里对 Priestley 提出的节点构造和设计作一简单介绍。



6.2.1 节点的主拉应力和主压应力

参考图 6.4, 节点的主拉应力和主压应力可按下式计算:

$$\sigma_c, \sigma_t = \frac{f_v + f_h}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{f_v + f_h}{2}\right)^2 + v_{jh}^2} \quad (6.4)$$

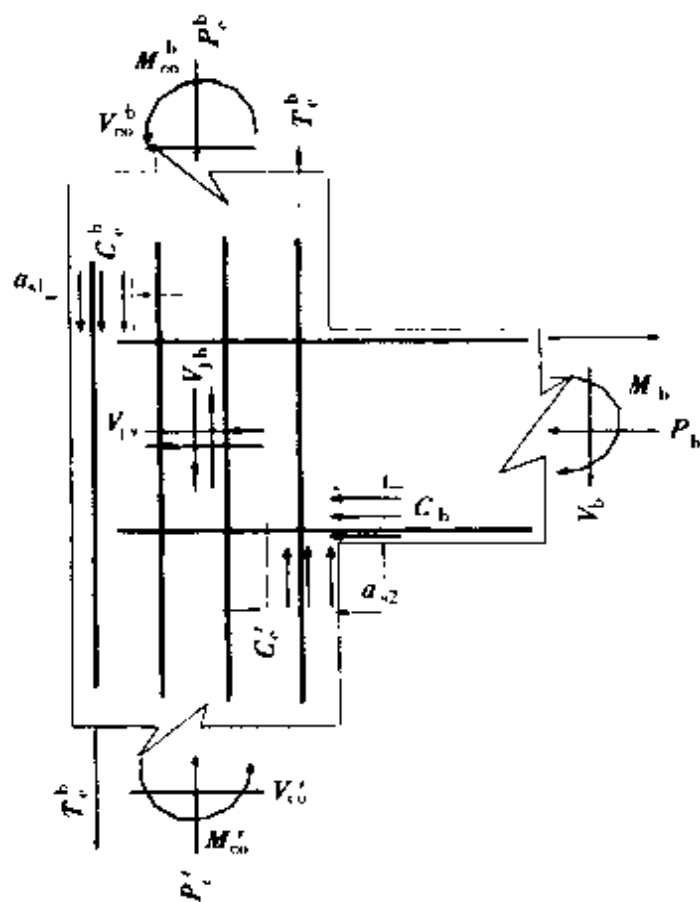


图 6.4 节点受力图

式中, σ_c, σ_t 为节点的名义主拉应力和名义主压应力; v_{jh} 为节点的名义剪应力; f_v, f_h 为节点沿垂直方向和水平方向的正应力。 v_{jh} 、 f_v 和 f_h 可按下列计算式计算:

$$v_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_{je} h_b} = v_{jv} \quad (6.5)$$



其中:

$$V_{jh} = T_c^t + C_c^b$$

$$f_v = \frac{P_c^b + P_c^t}{2 \cdot b_b h_c} \quad (6.6)$$

$$f_h = \frac{P_b}{b_{je} h_b} \quad (6.7)$$

上式中: V_{jh} 为节点的名义剪力; T_c^t 为与柱超强弯矩相关的柱纵筋拉力; C_c^b 是与柱超强弯矩相关的柱混凝土受压区混凝土压应力合力; b_{je}, h_b 分别为横梁横截面的宽度和高度; b_b, h_c 分别为上立柱横截面的宽度和高度; P_c^b, P_c^t 分别为上下立柱的轴力; P_b 为横梁的轴力(包括预应力产生的轴力)。

6.2.2 节点中钢筋的配置

如主拉应力 $\sigma_t \leq 0.275 \sqrt{f_c}$ MPa, 可按下式进行节点的水平 and 竖向箍筋配置:

$$\rho_{s, \min} = \rho_x + \rho_y = \frac{0.275 \sqrt{f_c}}{f_{hy}} \quad (6.8)$$

式中, f_{hy} 为箍筋的设计强度。

如主拉应力 $\sigma_t \geq 0.275 \sqrt{f_c}$ (MPa), 则应按下列进行节点的水平 and 竖向箍筋配置:

(1) 节点中的横向含箍率不应小于塑性铰加密区域最小含箍率的要求, 横向箍筋的配置见图 6.5 和图 6.6;

(2) 应在离柱侧面 $h_b/2$ 的横梁范围内, 按下式计算出的箍筋面积配置竖向箍筋, h_b 为横梁的高度, 竖向箍筋见图 6.5 和图 6.6;

$$A_{jv} = 0.174 A_s \quad (6.9)$$



式中, A_s 为立柱纵筋面积;

(3) 节点中的竖向箍筋可取 $A_{sv}/2$

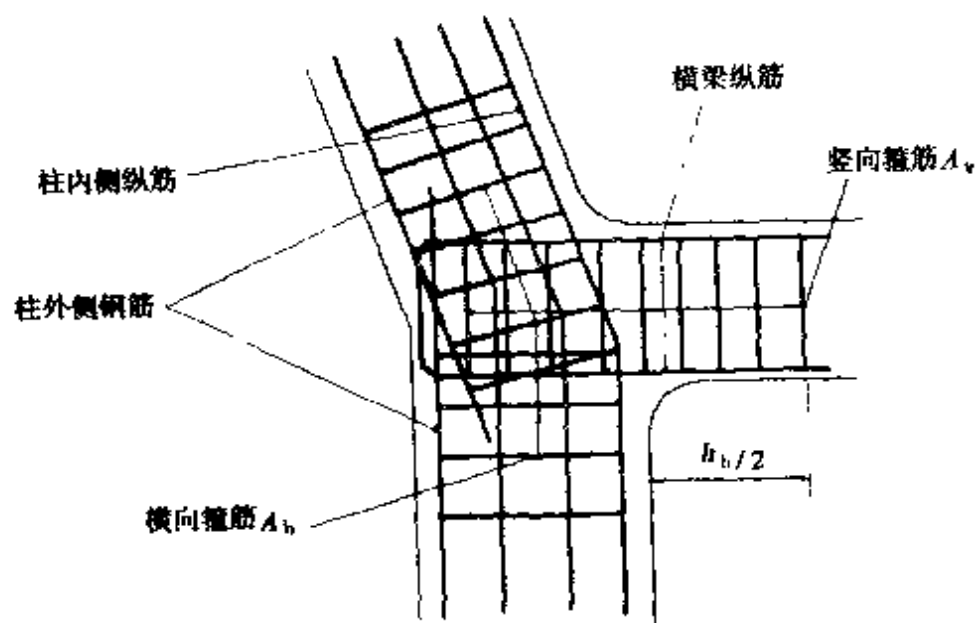


图 6.5 下横梁与立柱相交节点配筋示意图

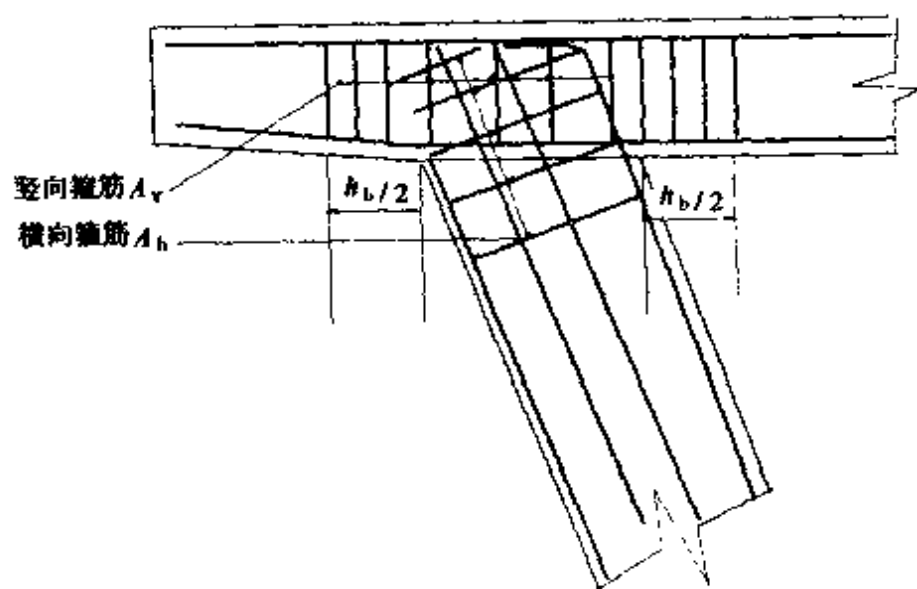


图 6.6 上横梁节点配筋示意图



参考文献

[1] 国家标准《建筑抗震设计规范》管理组. 建筑抗震设计规范(GB5001), 1999. 11.

[2] 交通部公路规划设计院. JTJ 004 - 89 公路工程抗震设计规范, 北京: 人民交通出版社, 1990.

[3] 中华人民共和国国家标准, GBJ 111 - 87 铁路工程抗震设计规范, 北京: 中国计划出版社, 1989.

[4] CALTRANS SEISMIC DESIGN CRITERIA , VERSION 1.1, July 1999.

[5] Eurocode 8: Structures in Seismic Regions Design, Part2: Bridges, (draft) April, 1993

[6] Standard Specifications for Highway Bridges, Division I - A Seismic Design, Sixteenth Edition, 1996, American Association of State Highway and Transportation Officials

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

[8] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, Theoretical Stress - Strain Model for Confined Concrete, ASCE Structural Engineering., Vol. 114 (8), 1988.

第七章 双层高架桥抗震分析实例

7.1 概 述

随我国经济建设起飞,城市交通事业得到了迅速发展,城市高架道路、轻轨交通及地铁将成为大城市的主要交通干道。图 7.1 为高架道路和高架轻轨交通结合在一起的双层高架桥,双层高架桥的上层为道路交通、下层为轻轨交通。桥墩采用 Y 型双层框架墩,其结构型式为横向 10m 宽的中央隔离带内设置双柱式桥墩,下立柱为直线型;上立柱采用斜柱支承上盖梁,用于搁置道路高架梁体。支承点设于盖梁受力较合理部位,向外倾斜角度为 18° 左右,斜柱底部设下横梁,作支承轨道交通梁用。道路高架桥面铺装 3 跨一联,宽 25m,主梁采用后张法空心板梁,梁宽 1.2m,梁高 1.3m (图 7.2);轻轨高架采用整体简支箱梁,宽 8.8m (图 7.3)。双层高架桥的基础采用 $\phi 600$ PHC 桩基础,平均桩长 54m 左右。高架桥上轨道交通线路采用支承块式承轨台无碴轨道结构,铺设无缝线路,采用 60kg/m 重型钢轨, WJ-2 型小阻力弹条扣件。

7.2 抗震设防标准及人工地震波的选用

根据双层高架桥的场地情况,采用上海市地震局地震观测技术研究所对上海市某座桥梁进行的地震危险性分析所提供的人工加速度时程曲线作为设计烈度地震和罕遇地震的地震动输入。



上海市地震局根据基岩地震动加速度时程合成了多遇地震(超越概率 63%)、设计烈度地震(50 年超越概率 10%)和罕遇地震[50 年超越概率 2%]的地面人工加速度曲线和地面场地反应谱,对应于设计烈度地震(以下简称 P_1 概率)和罕遇地震(以下简称 P_2 概率)的作用,随机选取了 3 组人工加速度曲线(如图 7.4 ~ 图 7.9)作为地面输入。对应于多遇地震的作用,采用地面场地反应谱代表,其地震影响系数如图 7.10 所示。

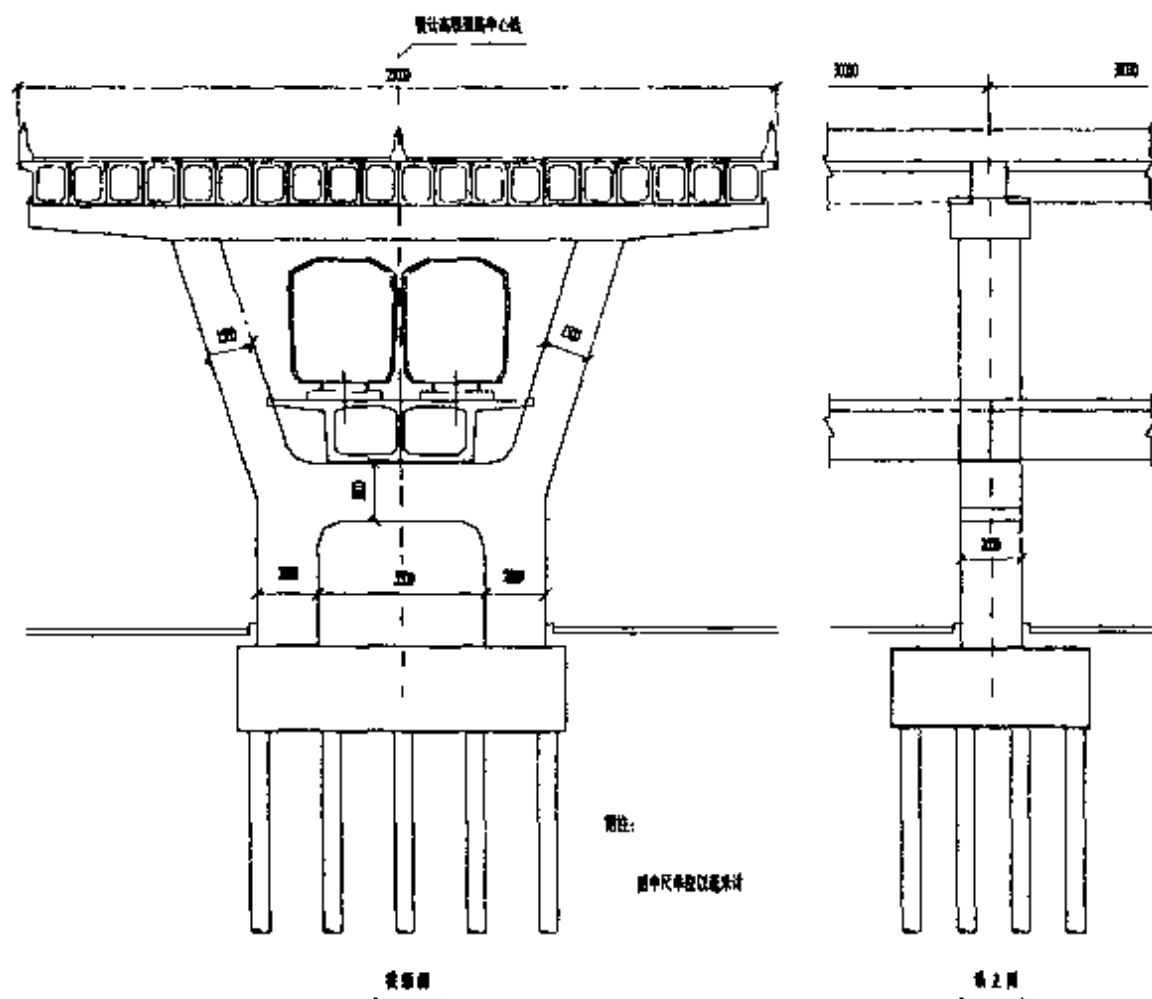


图 7.1 双层高架桥典型横断面

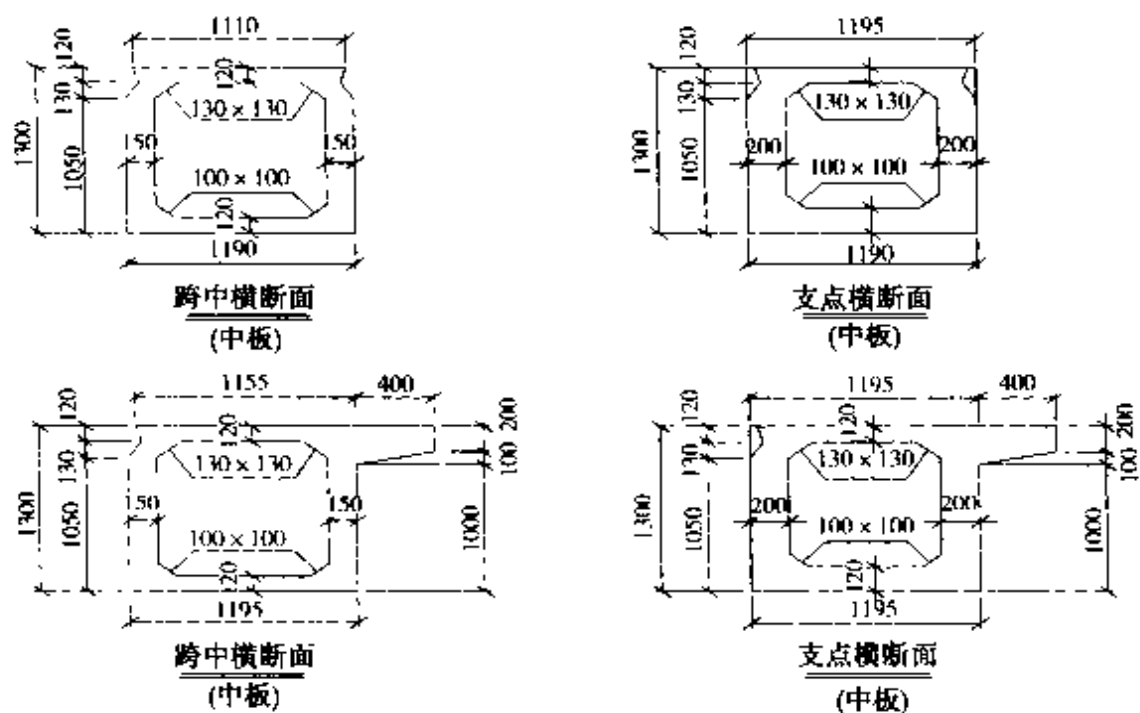


图 7.2 道路高架 30m 跨径空心板梁截面

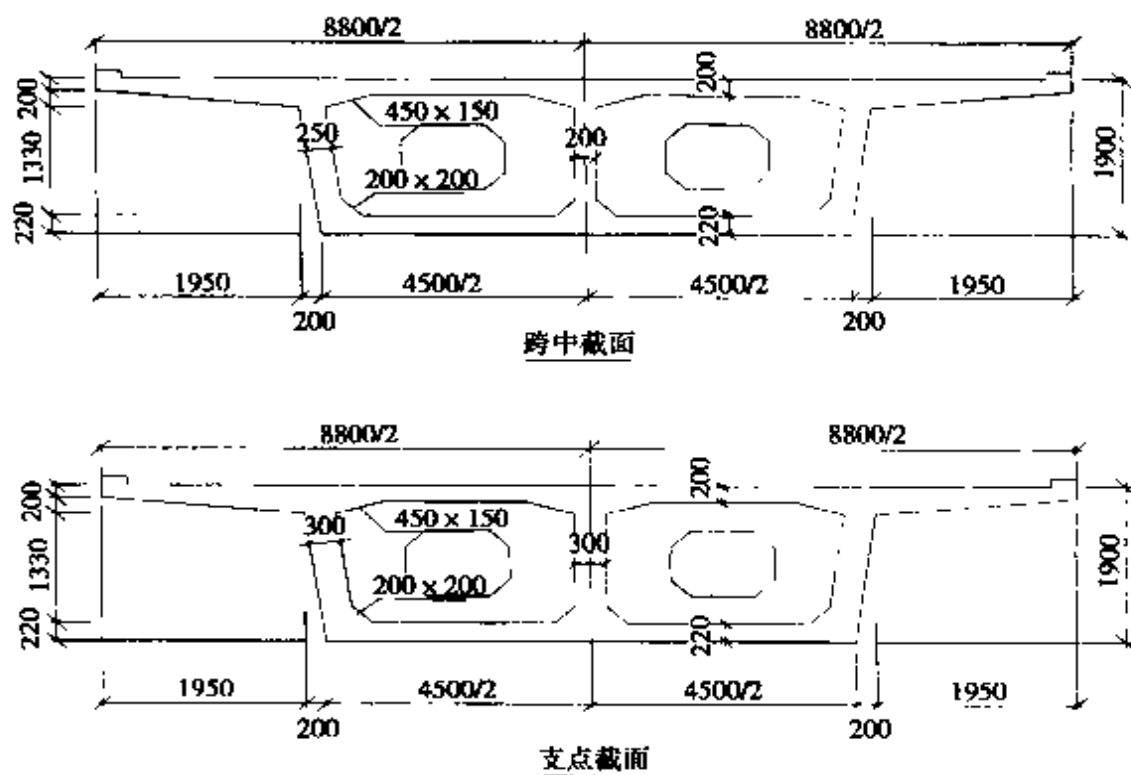


图 7.3 轻轨高架 30m 跨径箱梁截面

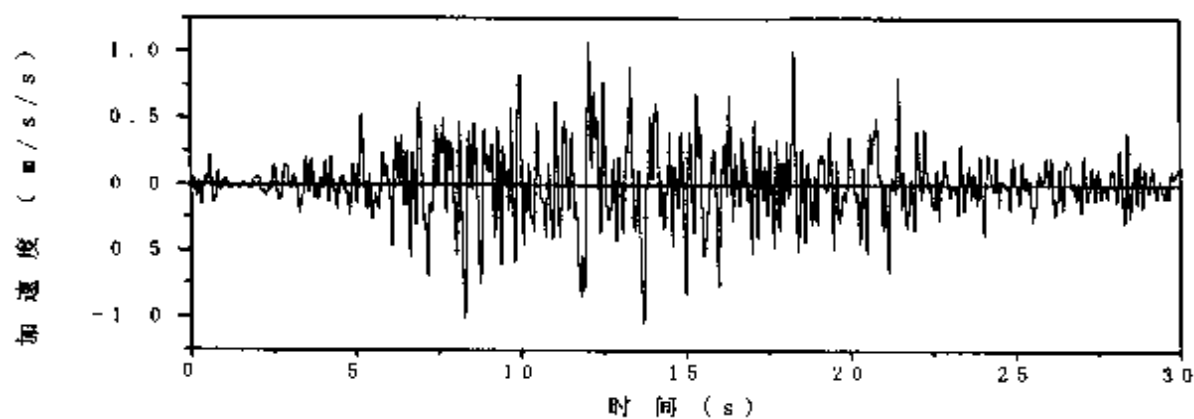


图 7.4 P_1 水平第 1 条地表加速度时程

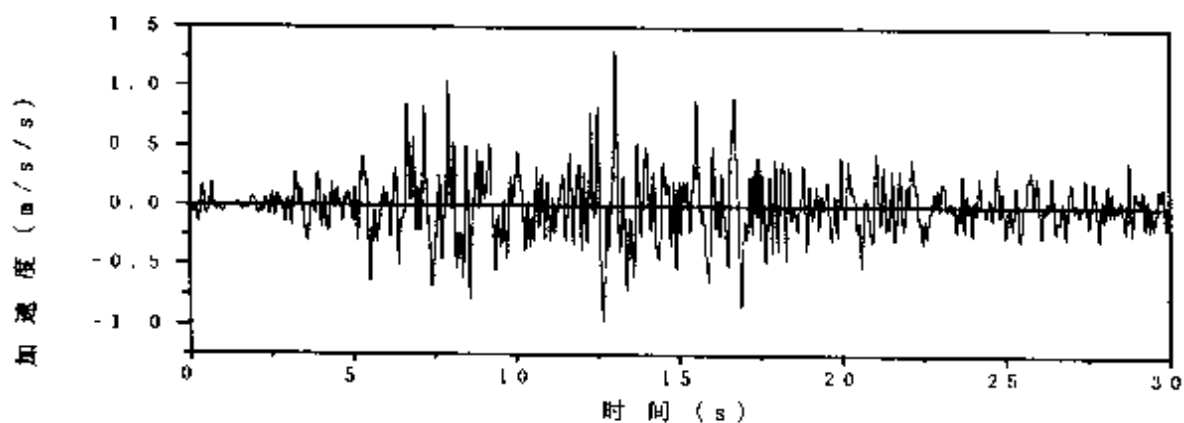


图 7.5 P_1 水平第 2 条地表加速度时程

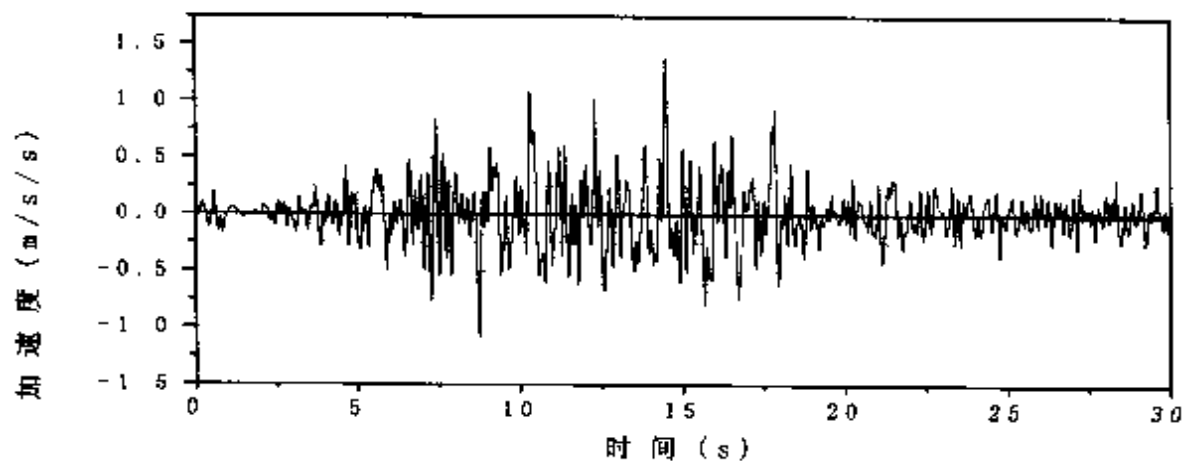


图 7.6 P_1 水平第 3 条地表加速度时程

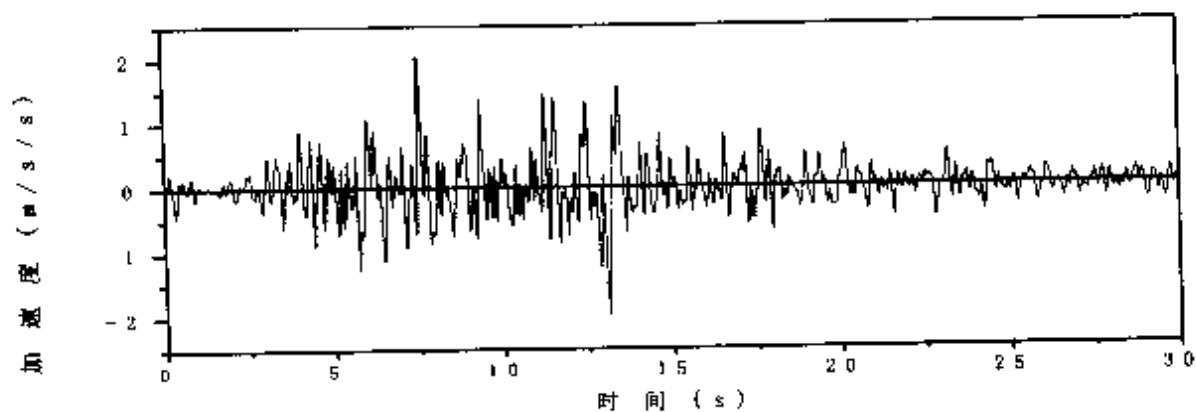


图 7.7 P_2 水平第 1 条地表加速度时程

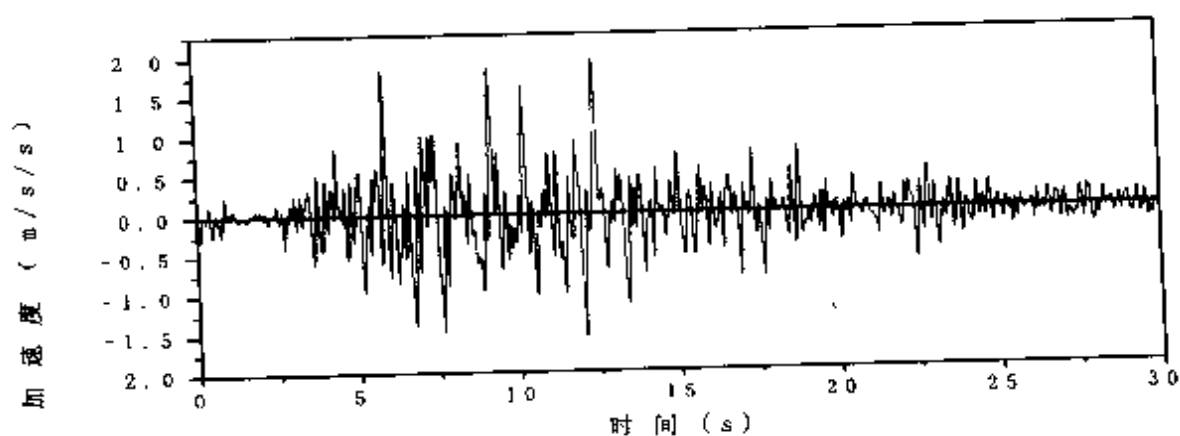


图 7.8 P_2 水平第 2 条地表加速度时程

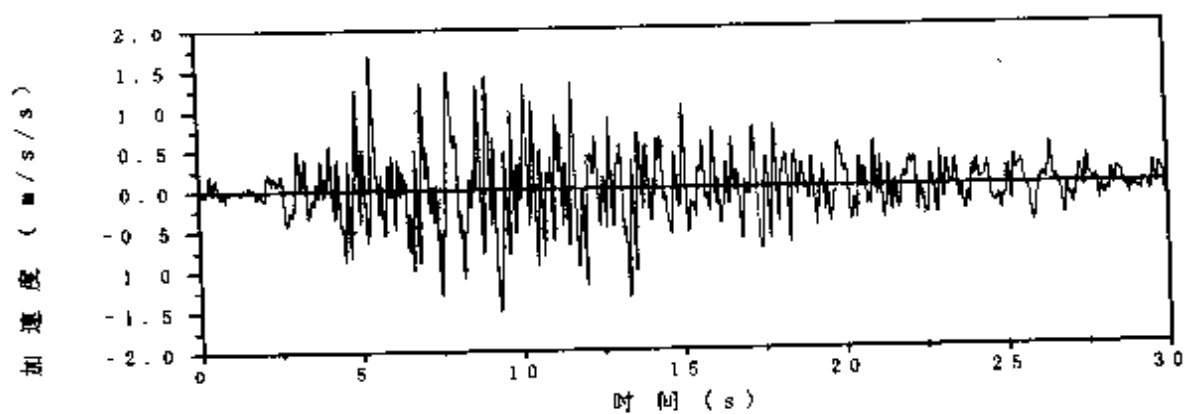


图 7.9 P_2 水平第 3 条地表加速度时程

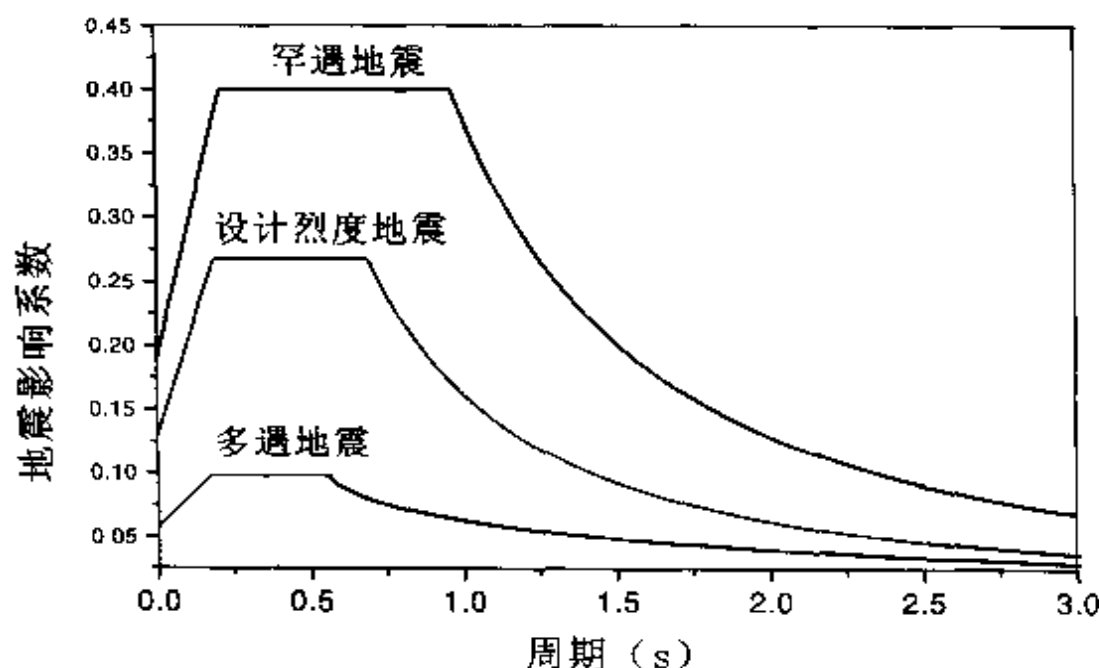


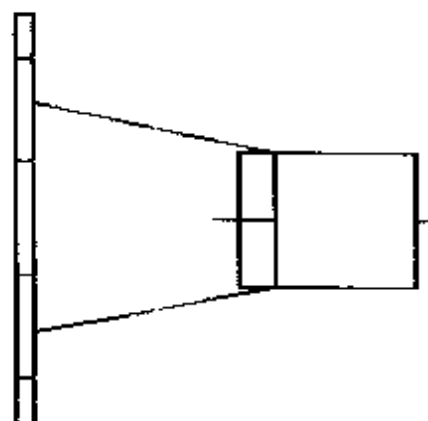
图 7.10 地面场地反应谱分析地震影响系数

7.3 动力特性分析

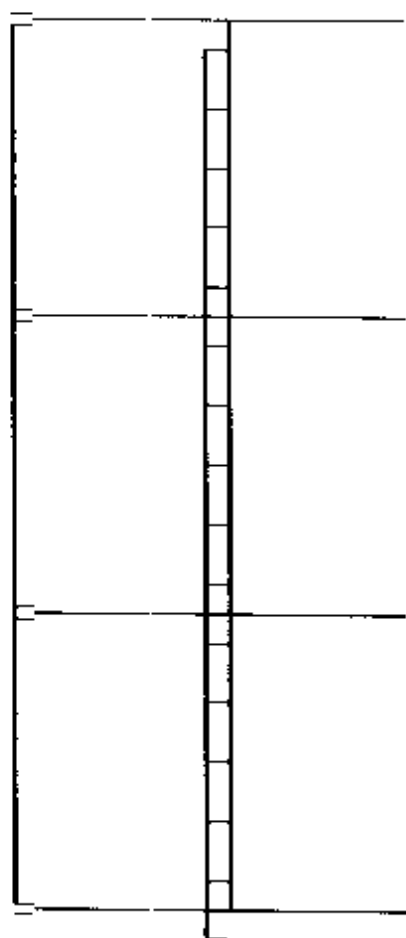
7.3.1 动力计算模式

为了对双层高架桥的抗震性能进行深入的分析,在对双层高架进行动力分析时取三跨一联作为基本计算模型(如图 7.11)。该模型中,梁体、立柱、横梁和钢轨采用空间杆系单元离散,其中立柱采用空间混凝土梁弹塑性单元;梁体及墩柱的质量用集中质量代表。而钢轨与梁体的连接、支座和后继结构等的其他的影响考虑如下:

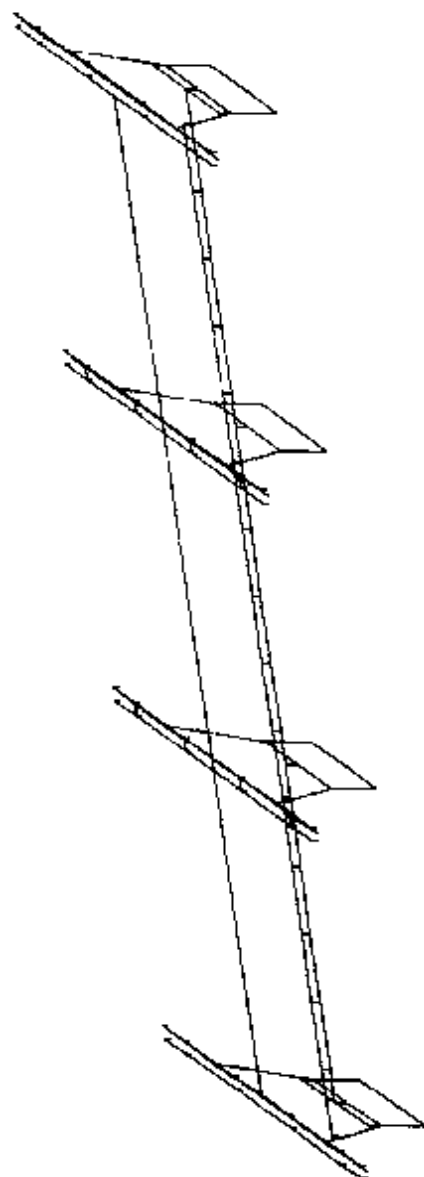
- 在承台底采用六个方向的等效弹簧模拟桩土相互作用;
- 采用第二章发展的扣件单元模拟轨道与梁体的连接;
- 用等效弹簧—质量系统来考虑后继结构影响;



b) 侧视图



a) 正视图



c) 斜视

图 7.11 双层架桥计算图式



- 上层主梁用刚臂与桥墩盖梁通过板式橡胶支座相连,将主梁视作整体板梁来计算其转动惯量影响;
- 在计算横向反应时,轻轨车辆的集中质量位于轨顶 2m 处。

7.3.2 动力特性分析

(1) 计算参数

在进行动力特性分析时,桥墩的截面尺寸采用如图 7.1 所截面形式,即上立柱采用 200cm×150cm 的矩形截面,下立柱为 200×200cm 的矩形截面。道路高架梁体和轻轨高架梁体采用图 7.2 和图 7.3 所示的空心板梁和箱形梁。板式橡胶支座以及扣件、桩基等效土弹簧、后继结构等效弹簧刚度取值见表 7.1。

特殊单元刚度取值一览表

表 7.1

特殊单元	K ₁ 竖向	K ₂ 纵向	K ₃ 横向	K ₄ 扭转	K ₅ 绕纵轴转	K ₆ 绕横轴转
上层支座	1.0E6	1.03E4	1.03E4	5.0E5	5.0E5	1.0E00
下层支座	1.0E6	1.45E4	1.45E4	1.0E6	1.0E6	1.0E00
扣件单元	1.0E5	3.15E4	1.00E5	1.0E4	1.0E4	1.0E04
桩基弹簧	6.7E6	8.37E5	7.84E5	1.2E7	3.0E8	1.2E08
后继结构		7.50E4				

(2) 分析程序

在对结构进行动力特性和地震反应分析时,采用了同济大学土木工程防灾国家重点实验室范立础教授、胡世德教授和叶爱君博士开发的桥梁抗震分析综合程序 IPSABS。该程序主要包括三大模块,即地震反应分析,抗震验算及后处理模块,如图 7.12 所示。地震反应分析模块可以根据用户的选择进行桥梁结构的动力特性分析,反应谱分析,以及线性和非线性时程反应分析。其中,时程反应分析可以考虑影响大跨度桥梁结构地震反应的各种因



素,包括多点激振,非比例阻尼问题,各种非线性因素以及桩-土-结构相互作用等。抗震验算模块可以根据输入数据及地震反应分析结果,自动进行墩柱的抗弯强度、弯曲延性和抗剪强度验算,以及连接构件的抗震安全性验算。而后处理模块作为直观、有效的辅助手段,可以显示结构的三维计算模式、振型,地震反应包络图,反应时程曲线。还具有振型及地震反应的三维仿真显示功能。

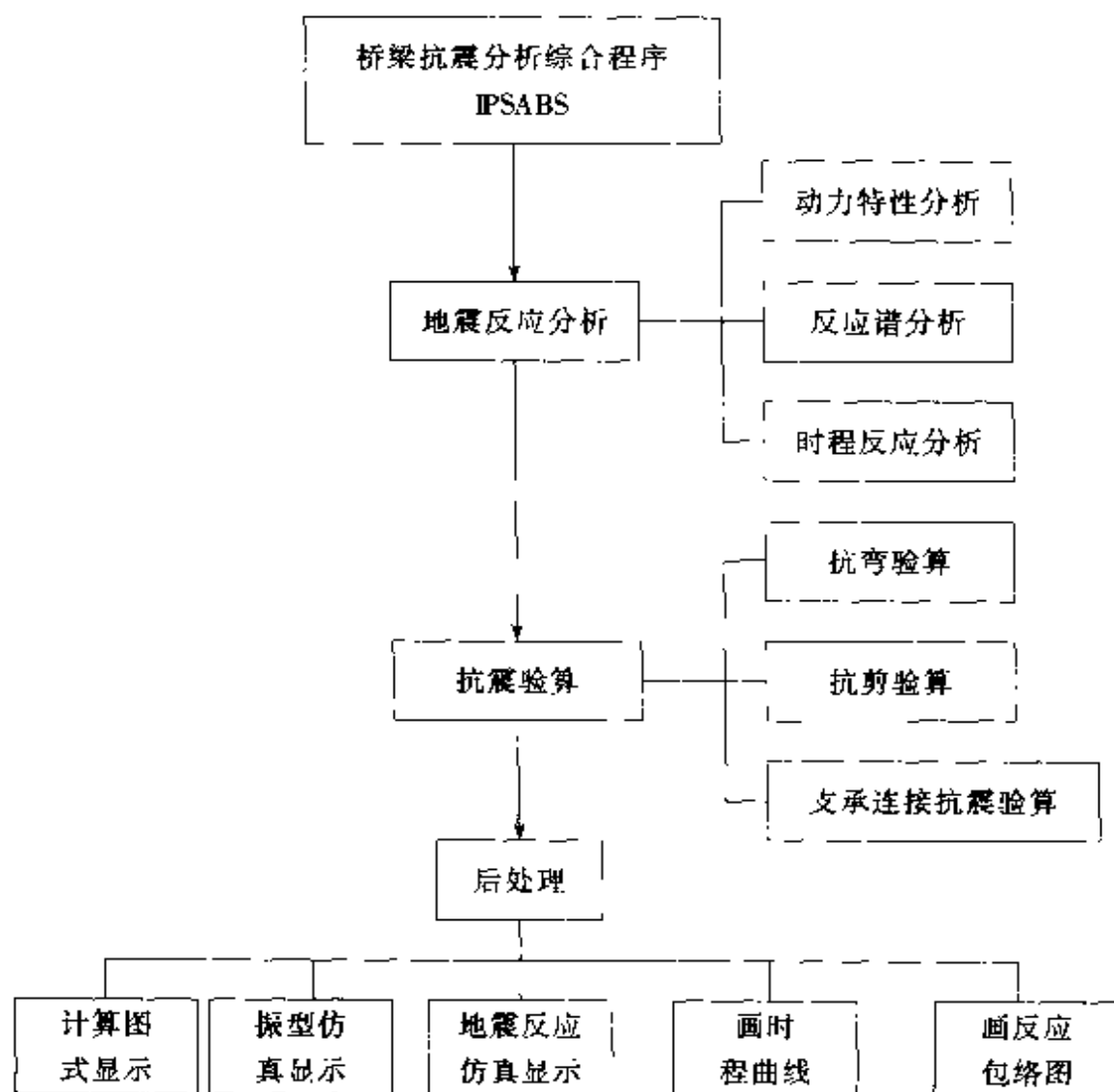


图 7.12 IPSABS 程序粗框图

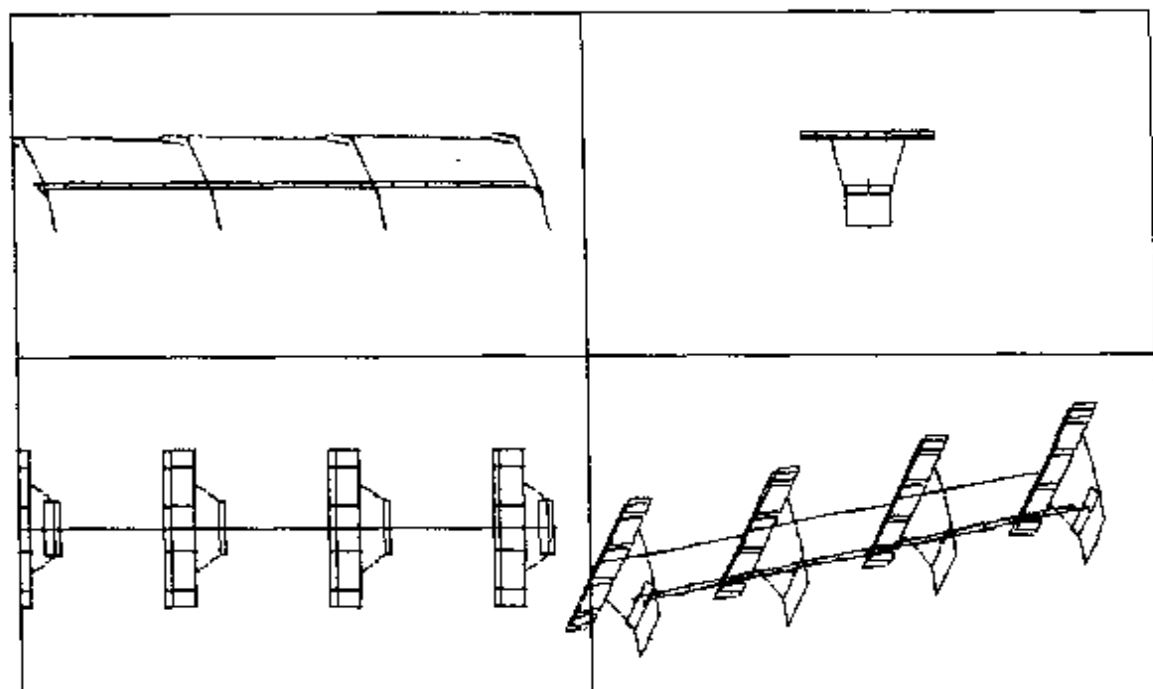
(3) 计算结果



采用以上计算模型和结构参数计算出的 $3 \times 30\text{m}$ 一联的主要自由振动频率和相应的振型特征见表 7.2, 典型振型见图 7-13。

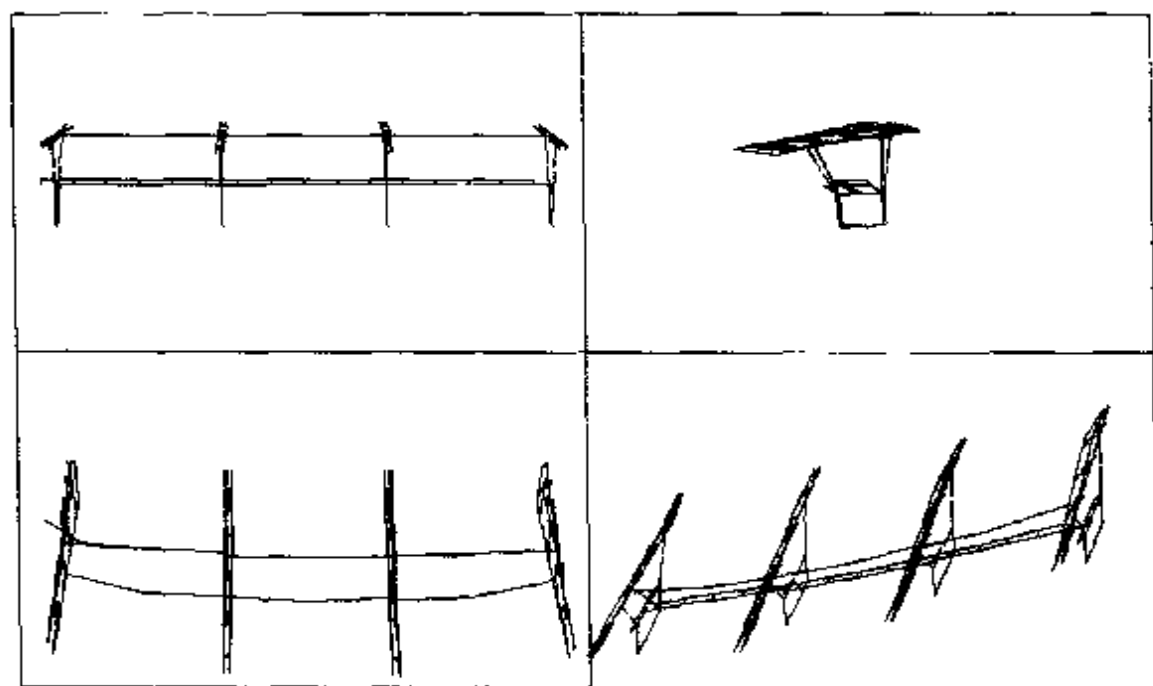
$3 \times 30\text{m}$ 一联的主要自由振动频率 表 7.2

振型序号	频率值(Hz)	振 型 特 性
1	0.8704	全桥纵向一致振动
2	1.0287	全桥横向一致振动
3	1.0512	边跨横向反对称振动
4	1.1163	中跨横向振动
5	1.1687	全桥纵向反对称振动
6	1.1948	全桥横向振动
7	1.1976	主梁横向振动
8	1.2108	主梁横向振动
12	1.2233	主梁横向振动
13	1.2297	主梁横向振动
14	1.2404	主梁横向振动 + 桥墩扭转
17	1.2655	主梁纵向振动
18	1.2697	下层主梁横向振动
31	2.7838	全桥竖向振动
35	3.2168	桥墩横向振动
45	3.6872	桥墩纵向振动
46	3.9724	桥墩扭转



振型 1

频率 0.8704 Hz



振型 2

频率 1.0287 Hz

图 7.13

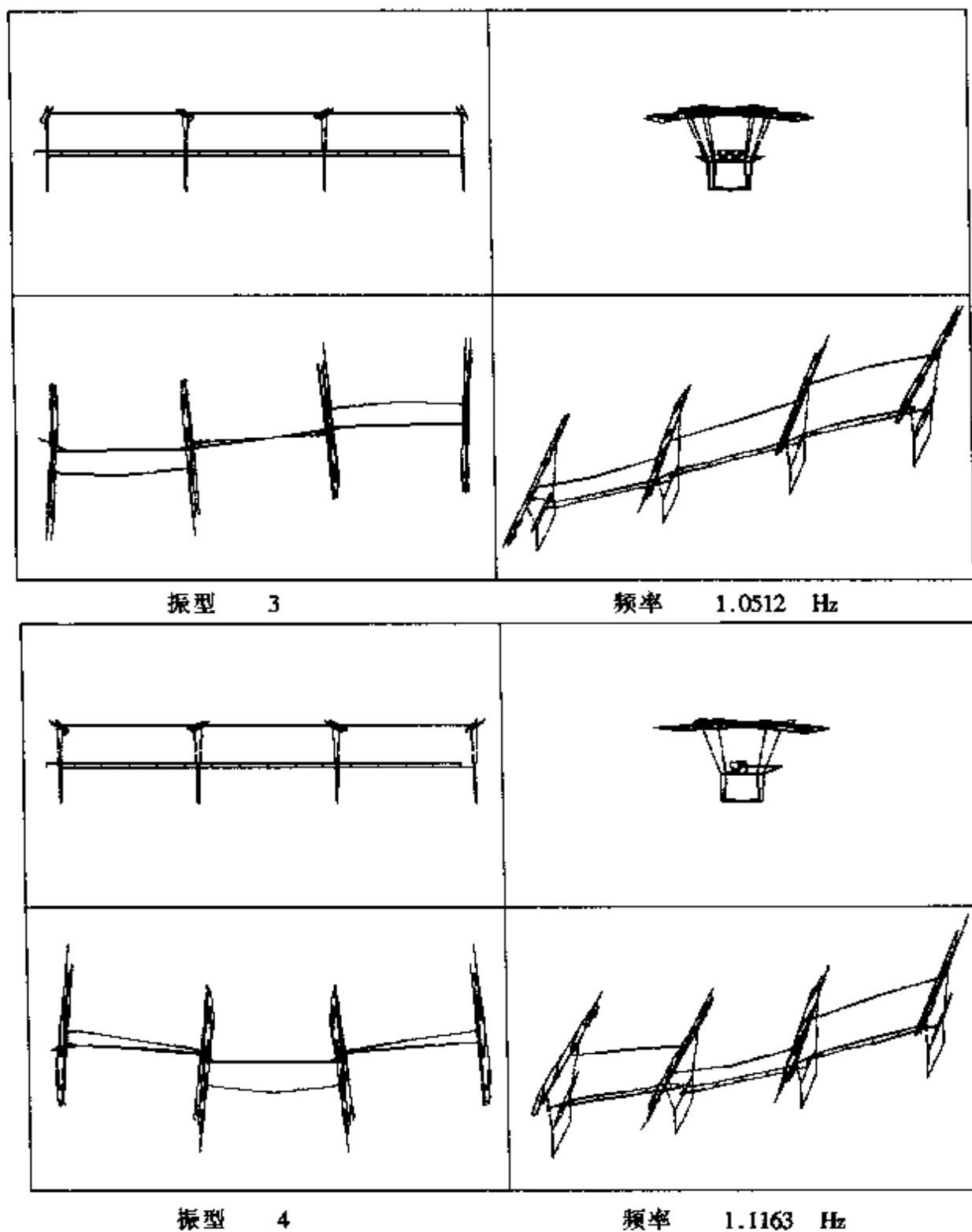
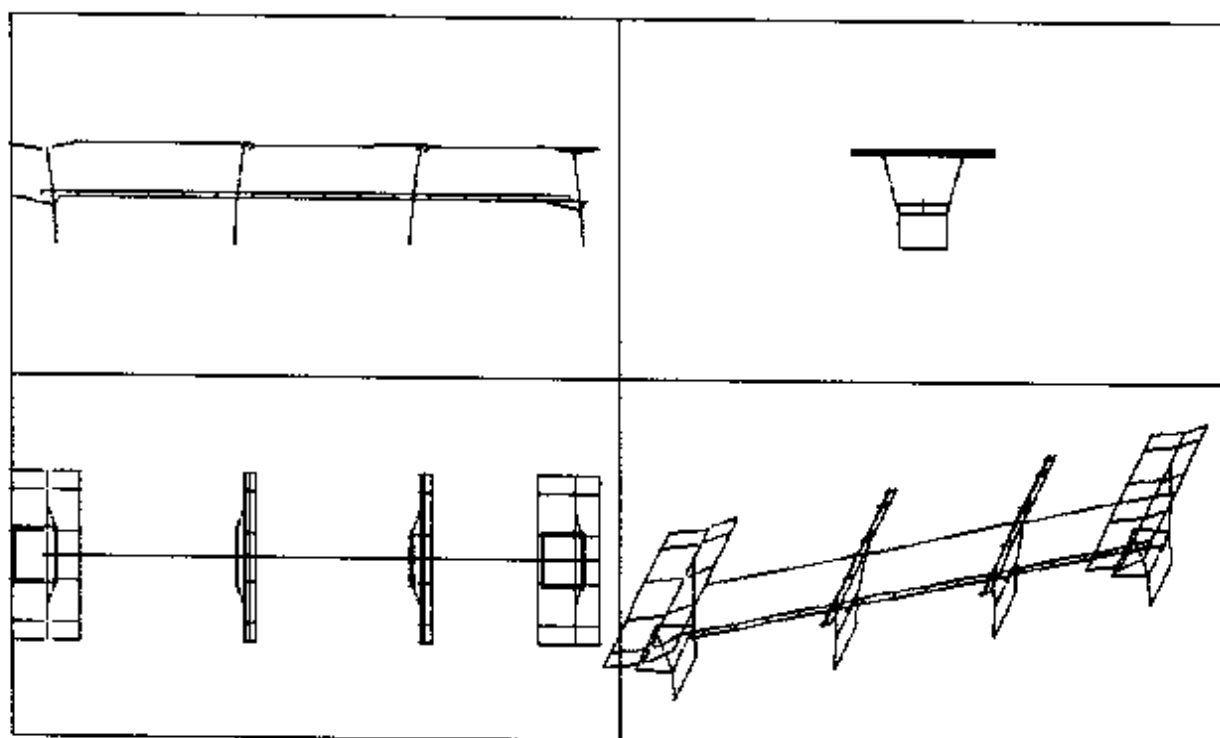
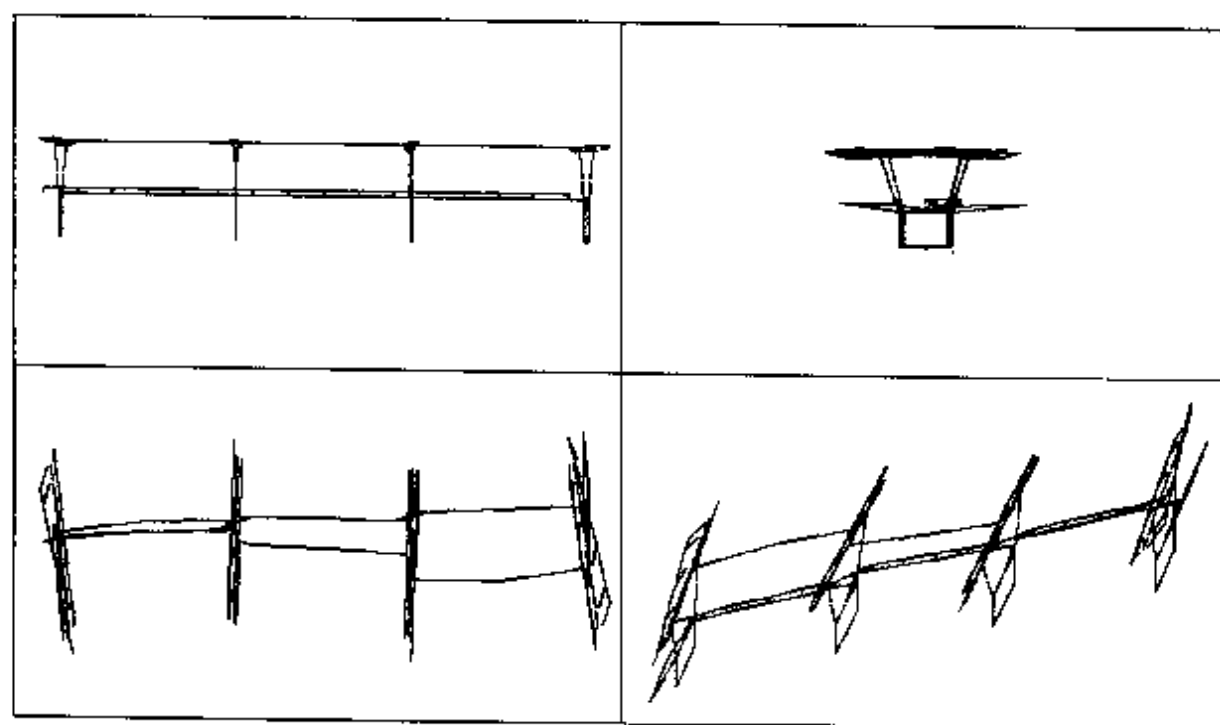


图 7.13



振型 5

频率 1.1687 Hz



振型 6

频率 1.1948 Hz

图 7.13 30m 跨径 3 跨一联典型振型图



7.4 双层高架桥抗震分析结果

根据抗震设防原则,双层高架桥采用二级抗震设防,当遭受低于本地区抗震设防烈度的多遇地震(50年超越概率63%)影响时,一般不受损坏或不需修理仍可继续使用;当遭受相当于本地区抗震设防烈度(50年超越概率10%)影响时,有限损坏,经及时修理就可以继续使用;当遭受高于本地区抗震设防烈度的预估罕遇地震(50年超越概率2%)影响时不致倒塌。另外,为了保证双层高架桥梁结构的整体位移能力和延性能力,确保结构在罕遇地震作用下不发生脆性破坏,上下立柱的抗剪、上下横梁、结点的抗弯和抗剪以及基础均按能力设计原则进行设计。因此对双层高架桥进行了以下几方面的分析和计算:

- 立柱塑性区域截面的 $M-\varphi$ 曲线分析及极限转动能力分析;
- 多遇地震作用下结构地震反应分析(主要用于强度检算);
- 设计地震烈度作用下地震反应分析(主要用于支座检算);
- 罕遇地震作用下结构的地震反应分析;
- 按能力设计原则方法计算上下立柱的剪力设计值,上下横梁的弯矩、剪力设计值等。

7.4.1 立柱截面的屈服强度及极限转动能力

在进行立柱截面屈服强度及极限转动能力计算时,假设立柱的纵向配筋率和横向配筋率见表7.3所示。利用 Mander 提出的箍筋约束混凝土应力应变关系,采用条带法计算出的双层高架桥立柱屈服弯矩、极限曲率、塑性铰的转动能力如表7.4所示,表中的屈服弯矩为截面最外层钢筋发生屈服时相应的弯矩。



截面特性及配筋

表 7.3

项目	截面尺寸 (cm)	纵向配筋率 (%)	塑性铰含箍率(分别沿横 桥、纵桥方向 %)
上立柱	200 × 150	1.6	0.5
下立柱	200 × 200	1.6	0.5

立柱屈服弯矩、极限曲率、塑性铰的转动能力

表 7.4

项 目		相应轴力 (kN)	屈服弯矩 (kN·m)	屈服曲率 (1/m)	极限曲率 (1/m)	容许塑性 转动
沿 纵 向	上立柱 (200 × 150)	0.0	11800.0	0.00122	0.061	0.0250
		20000.0	24250.0	0.00165	0.028	0.0110
	下立柱 (200 × 200)	0.0	14320.0	0.00120	0.059	0.0153
		20000.0	27540.0	0.00153	0.036	0.0090
沿 横 向	上立柱 (200 × 150)	0.0	9398.0	0.00167	0.082	0.0250
		20000.0	18910.0	0.00226	0.040	0.0110
	下立柱 (200 × 200)	0.0	14320.0	0.00120	0.059	0.0153
		20000.0	27540.0	0.00153	0.036	0.0090

图 7.14、图 7.15 为计算出的上立柱沿横桥向 $M - \phi$ 曲线,作为比较,图中还给出了不考虑箍筋约束情况下的 $M - \phi$ 曲线。由图 7.14、图 7.15 可以看出,轴力的增加减小截面的极限曲率,从而减小结构的延性,而考虑箍筋对混凝土的约束作用,可以大大增加截面的极限曲率,从而提高结构的延性。

7.4.2 多遇地震作用下分析结果

多遇地震作用下,采用场地反应谱进行了线性多模态反应谱分析。在分析时沿桥的横向和纵向分别考虑水平地震和竖向地震作用的组合,竖向地震作用取为水平地震作用的 2/3。沿桥的横

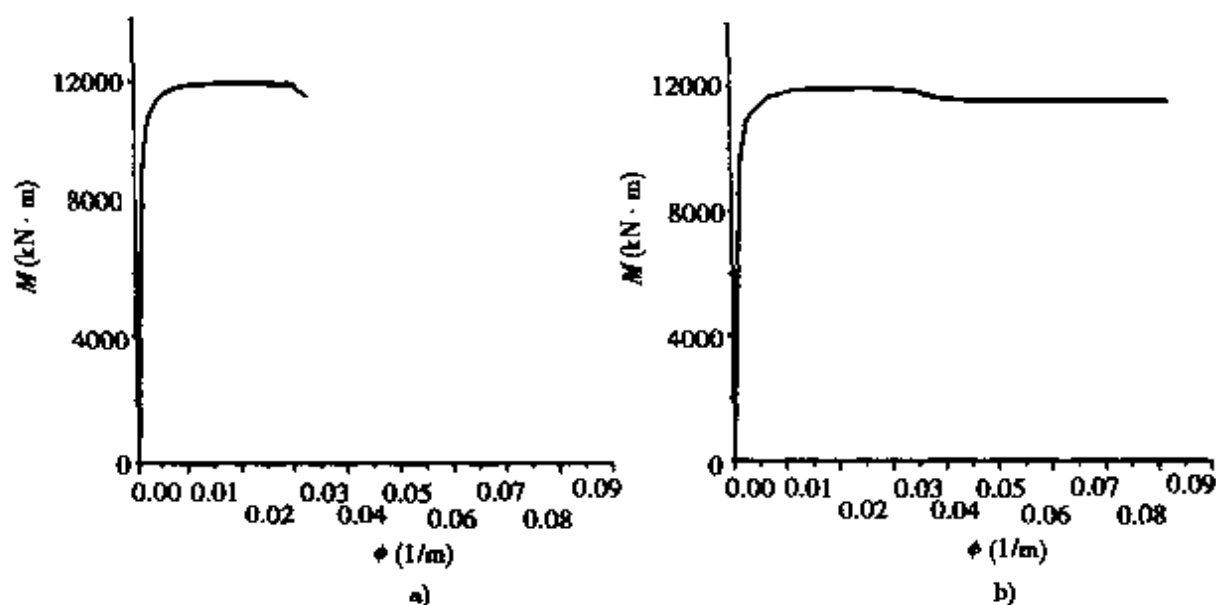


图 7.14 不考虑轴力时上立柱沿横向 $M-\phi$ 曲线

a) 不考虑箍筋约束; b) 考虑箍筋约束

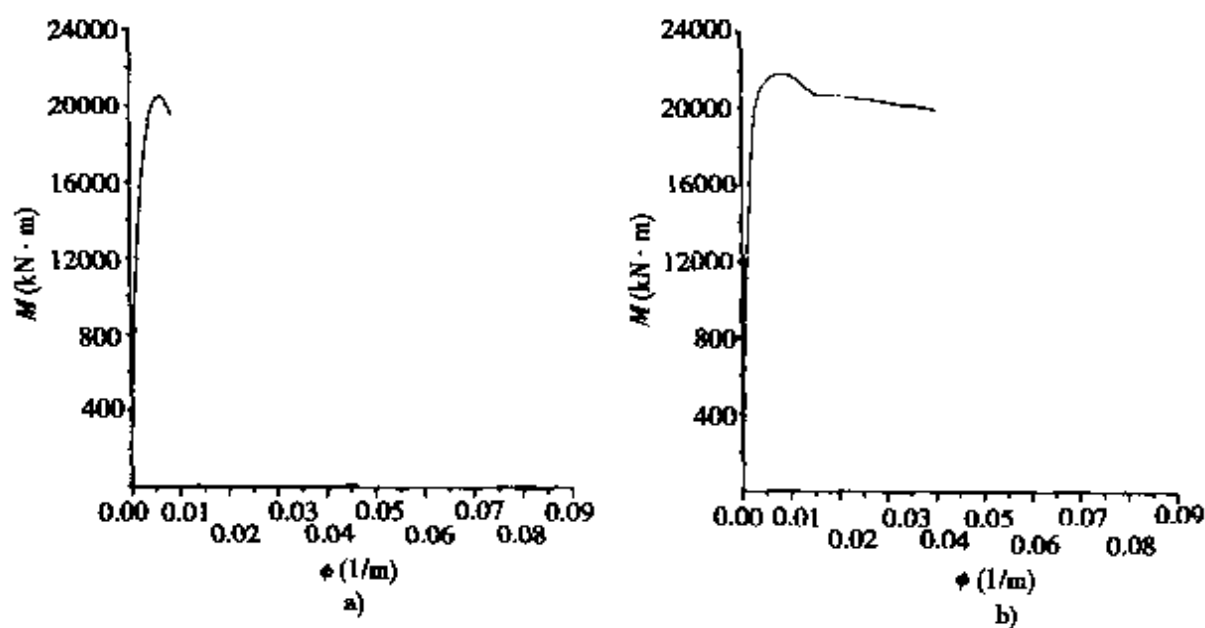


图 7.15 不考虑轴力时上立柱沿横向 $M-\phi$ 曲线

a) 不考虑箍筋约束; b) 考虑箍筋约束



向分析结果(横向多遇地震反应 + 2/3 竖向多遇地震反应 + 自重 + 0.5 轻轨活载)见表 7.5, 沿桥的纵向分析结果(纵向多遇地震反应 + 2/3 竖向多遇地震反应 + 自重)见表 7.6。通过比较表 7.5、表 7.6 的多遇地震反应结果和表 7.4 的截面屈服弯矩, 知立柱在多遇地震作用下保持弹性。

横向多遇地震作用下 Y 型墩的分析结果 表 7.5

上立柱			下立柱		
最大弯矩 (kN-m)	最大轴力 (kN)	最小轴力 (kN)	最大弯矩 (kN-m)	最大轴力 (kN)	最小轴力 (kN)
5515.6	11113.0	9297.7	3477.67	15901.3	10988.6

纵向多遇地震作用下 Y 型墩的分析结果 表 7.6

上立柱底截面		下立柱顶截面		下立柱底截面	
弯矩 (kN-m)	轴力 (kN)	弯矩 (kN-m)	轴力 (kN)	弯矩 (kN-m)	轴力 (kN)
5403.3	11190.7	5403.3	13210.2	8303.3	13610.5

7.4.3 设计地震列度作用下分析结果

设计地震作用下, 采用结构非线性时程地震反应分析方法, 考虑支座、钢轨扣件及混凝土柱的非线性计算出的支座、钢轨及钢轨扣件的受力和变形结果(纵向设计地震 + 2/3 竖向设计地震 + 自重)见表 7.7、图 7.16、图 7.17。

设计地震作用下支座的受力和变形 表 7.7

上层橡胶支座纵向位移(cm)	4.78
下层橡胶支座纵向位移(cm)	3.66

7.4.4 罕遇地震作用下结构的地震反应分析结果

罕遇地震作用下, 考虑支座、钢轨扣件及混凝土柱的非线性,

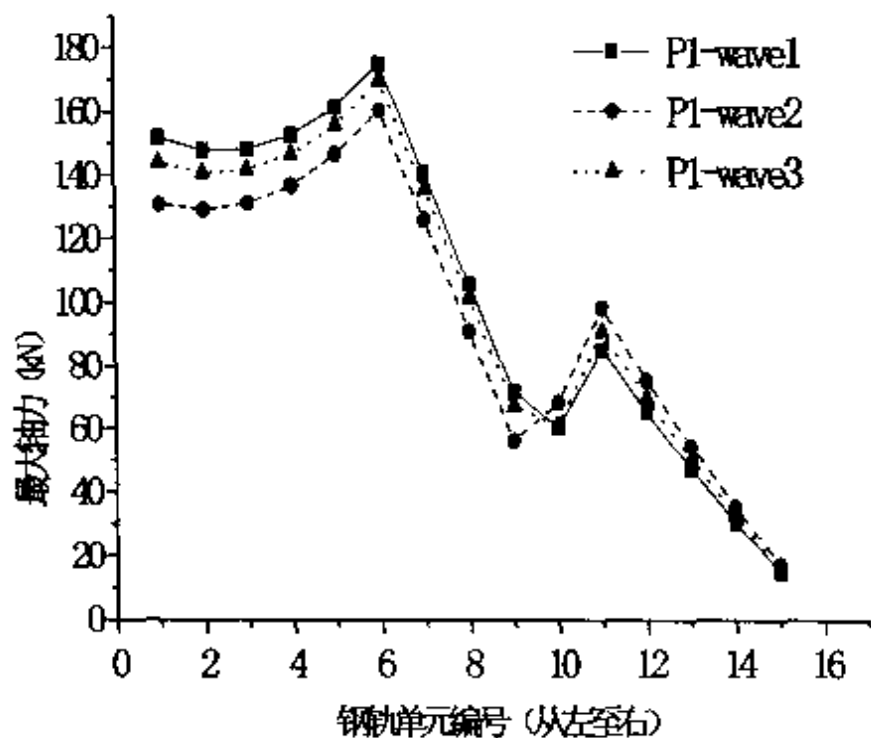


图 7.16 P_1 (设计烈度)水平纵向地震作用钢轨轴力包络图

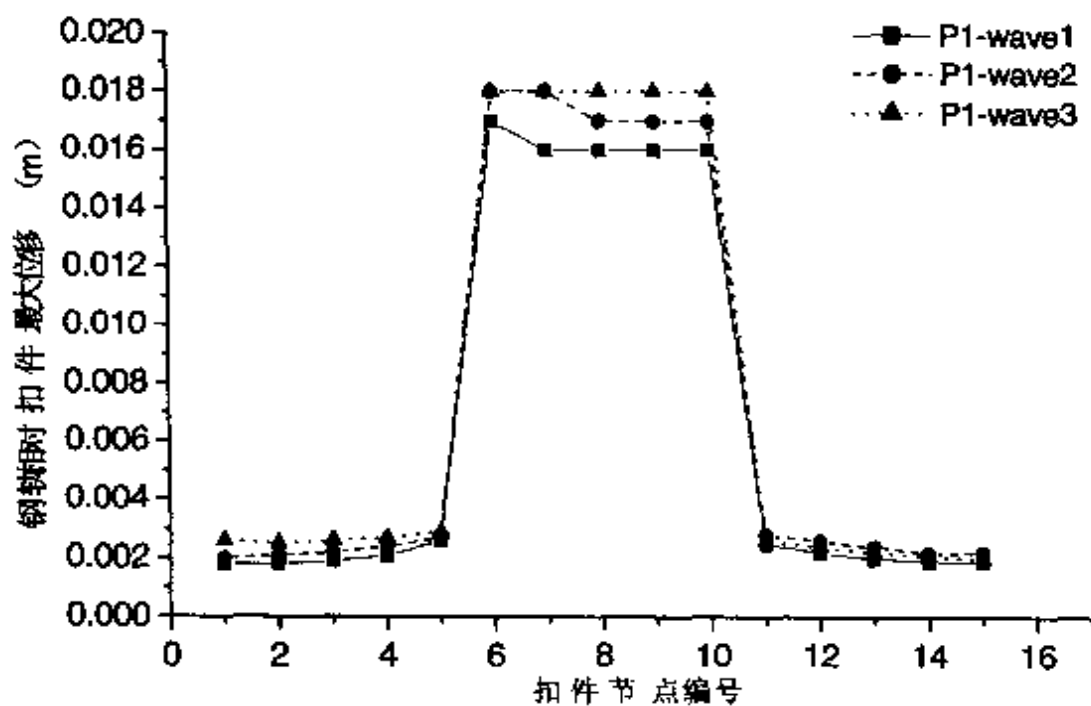


图 7.17 P_1 (设计烈度)水平纵向地震作用钢轨相对扣件最大位移

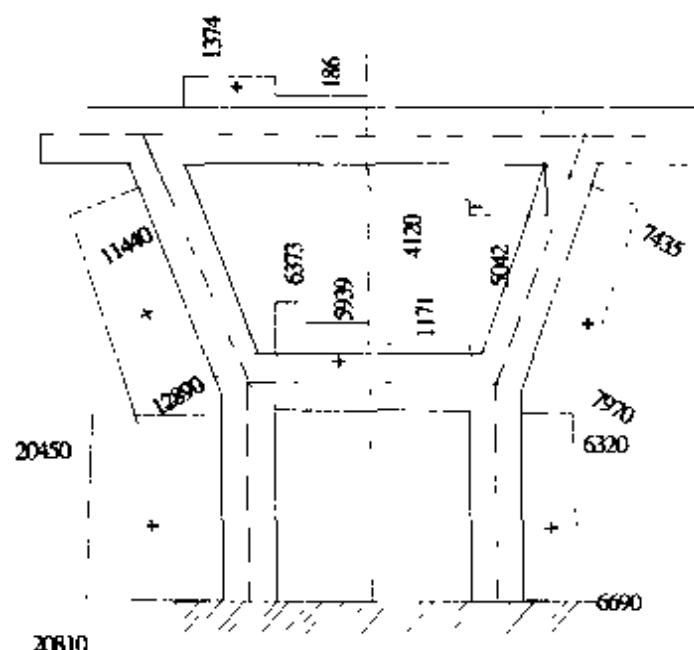


图 7.18 横向罕遇地震作用下 Y 型墩的轴力反应(单位 kN)

沿桥的横向和纵向分别考虑水平地震和竖向地震作用的组合进行了非线性时程地震反应分析,在分析时竖向地震作用取为水平地震作用的 $2/3$ 。沿桥的横向分析结果(横向罕遇地震反应 + $2/3$ 竖向罕遇地震反应 + 自重 + 0.5 轻轨活载)见图 7.18 ~ 图 7.21。图 7.22 为立柱在罕遇地震作用下塑性铰区域的塑性转角,这些转角值均小于表 7.4 中的容许转角值。而罕遇纵向地震作用下(纵向罕遇地震反应 + $2/3$ 竖向罕遇地震反应 + 自重),下立柱底截面发生屈服,塑性转动为 0.001878 。

7.4.5 能力保护构件的计算

为了防止罕遇地震作用下轻轨双层高架发生倒塌,立柱、横梁的剪力设计值、横梁弯矩设计值按能力设计方法计算。图 7.22 和图 7.23 分别为按能力设计方法计算出的沿横桥向横梁弯矩设计值和沿横桥向剪力设计值,表 7.8 为按能力设计方法计算出的沿



纵桥向立柱剪力设计值。

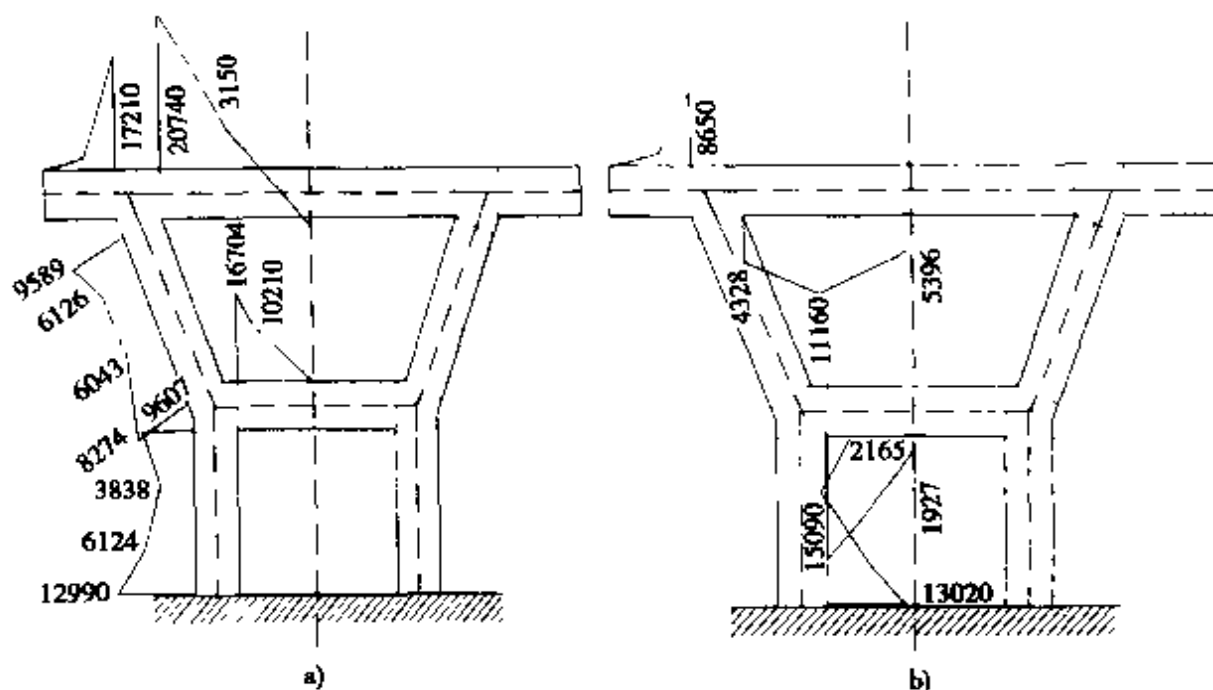


图 7.19 横向罕遇地震作用下 Y 型墩的弯矩反应(单位 kN-m)

a)最大弯矩,b)最小弯矩

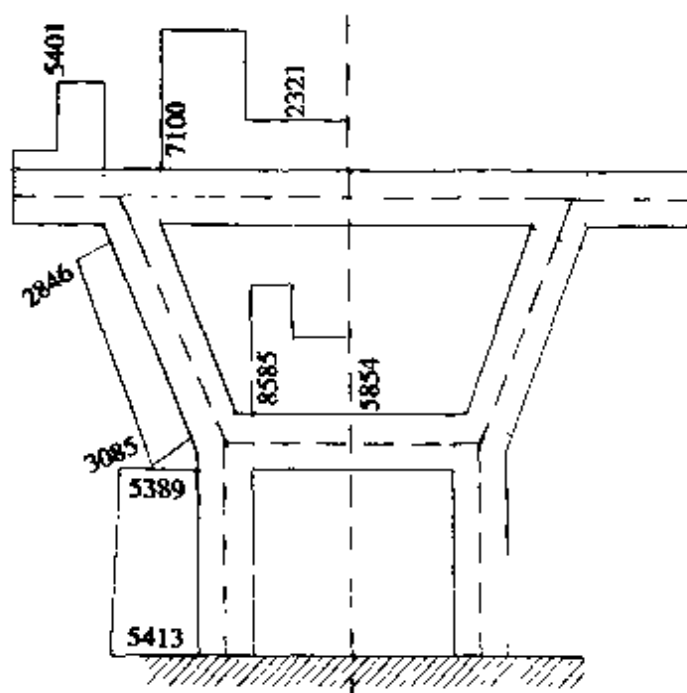
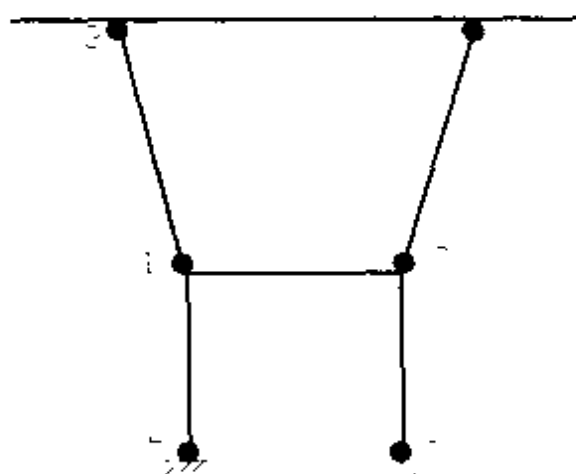


图 7.20 横向罕遇地震作用下 Y 型墩的剪力反应(单位 kN)



$$\theta_{p1} = \theta_{p2} = 0.00215; \theta_{p3} = \theta_{p4} = 0.0013; \theta_{p5} = \theta_{p6} = 0.00008$$

图 7.21 横向罕遇地震作用下立柱塑性铰的转角

沿纵桥向按能力设计方法计算出的立柱剪力设计值 表 7.8

上立柱(kN)	下立柱(kN)
1877.8	3219.2

从以上计算结果可以看出,当按能力设计原则计算上、下立柱的剪力设计值,上、下横梁的弯矩和剪力设计值及基础的弯矩和剪力设计值时,这些设计值与上、下立柱的极限弯矩值有直接的关系,随立柱的极限弯矩增加而增加。当上、下立柱的极限弯矩值较大时(相应于较大的立柱横截面尺寸和纵向配筋率),计算出的上、下立柱剪力设计值,上、下横梁的弯矩和剪力设计值及基础的弯矩和剪力设计值也会较大,从而增加横梁和基础的造价。因此在保证双层高架桥抗震安全前提下,合理设计上下立柱的截面尺寸对于减小其造价起到非常关键的作用。按上述设计方案,由于其上下立柱截面尺寸较大(相应较大的极限弯矩),由图 7.22、图 7.23 可以看出,立柱的剪力设计值,横梁的剪力、弯矩设计值及作用在下立柱底截面的弯矩和剪力设计值都很大,将会增加横梁和基础

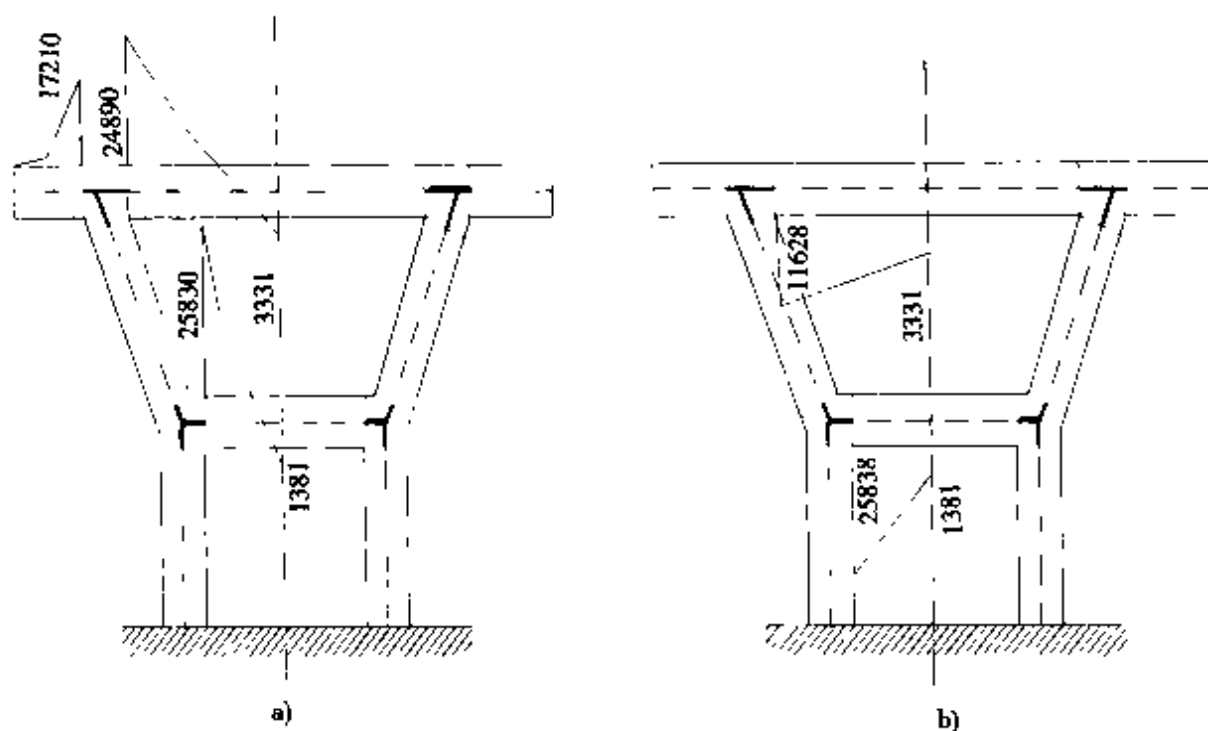


图 7.22 沿横桥向按能力设计方法计算的横梁弯矩设计值 (kN-m)

a)最大弯矩;b)最小弯矩

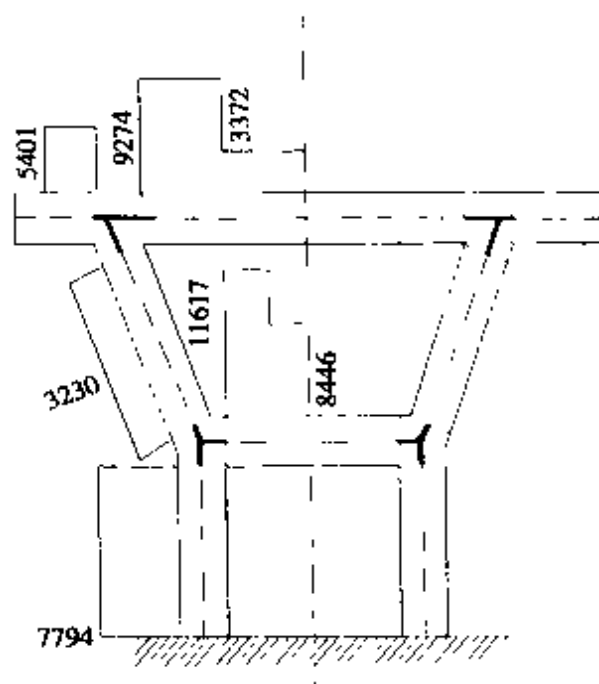


图 7.23 沿横桥向按能力设计方法计算的剪力设计值 (kN)

的造价。



7.5 讨 论

由上一节的分析得知,如双层高架桥的上、下立柱的截面尺寸和纵向配筋率比较大(相应极限弯矩较大)时,则立柱的剪力设计值、横梁的剪力、弯矩设计值及作用在下立柱底截面的弯矩和剪力设计值都很大。为了进一步分析立柱的截面尺寸对横梁和基础设计的影响,下面将对方案 A 和方案 B 进行分析。方案 A 和方案 B 仅改变立柱的截面尺寸和纵向配筋率,其它计算参数同前。方案 A 和方案 B 上下立柱的截面尺寸和配筋率见表 7.9。

截面特性及配筋

表 7.9

项目		截面尺寸 (cm)	纵向配筋率 (%)	含箍率(分别沿横 桥、纵桥方向 %)
方案 A	上立柱	180 × 150	1.2	0.5
	下立柱	180 × 150	1.2	0.5
方案 B	上立柱	180 × 130	1.2	0.5
	下立柱	180 × 130	1.2	0.5

方案 A 沿桥的横向分析结果(横向罕遇地震反应 + 2/3 竖向罕遇地震反应 + 自重 + 0.5 轻轨活载)见图 7.24、图 25;方案 B 沿桥的横向分析结果见图 26,图 27;横向罕遇地震作用下立柱塑性铰的变形见表 7.10。表 7.11 为方案 A、方案 B 按能力设计方法沿横向计算出的立柱、横梁剪力设计值、横梁弯矩设计值。

由以上计算结果可以看出,随着立柱截面尺寸和纵向配筋率减小(即:立柱塑性铰抗弯屈服弯矩减小),罕遇横向地震作用下塑性铰区域的塑性转角有所增加,但按能力设计方法计算出的立柱剪力、横梁弯矩、剪力及下立柱底截面作用到基础的弯矩和剪力都大大减小了。因此,在保证立柱具有足够延性的情况下,合理减小



立柱的截面尺寸和纵向配筋率,不但可以减小立柱本身的造价,还可以减小横梁和基础的造价。

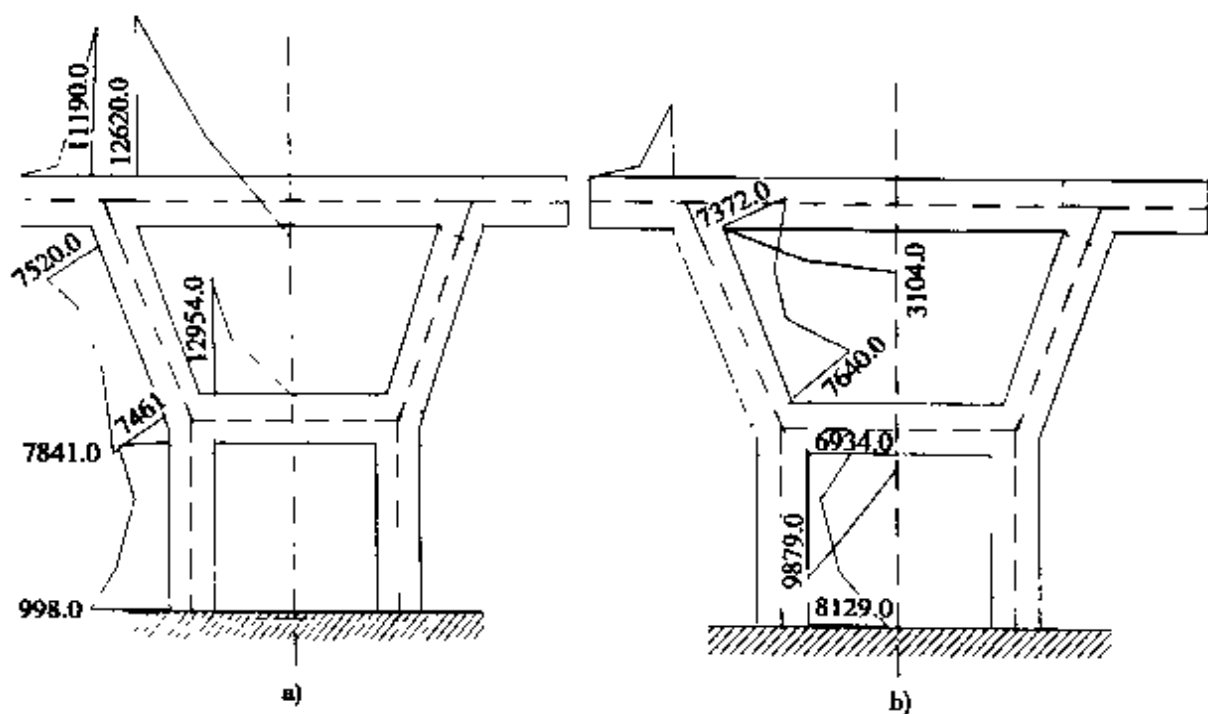


图 7.24 方案 A 横向罕遇地震作用下 Y 型墩的弯矩反应(单位 kN-m)

a)最大弯矩,b)最小弯矩

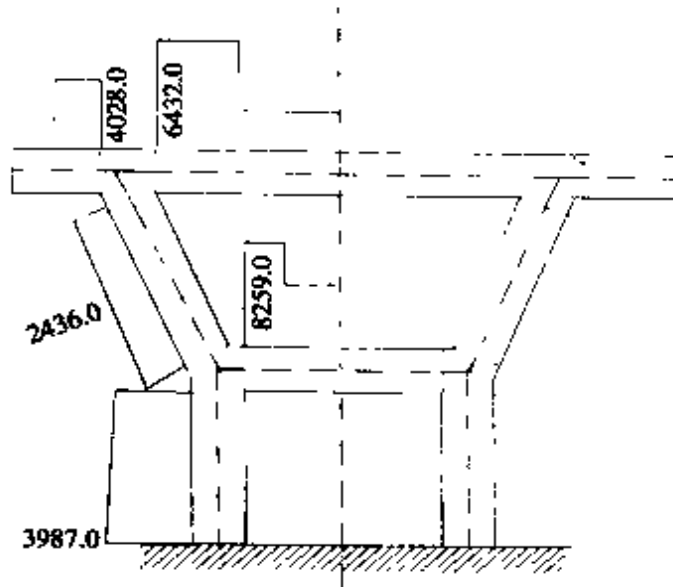


图 7.25 方案 A 横向罕遇地震作用下 Y 型墩的剪力反应(单位 kN)

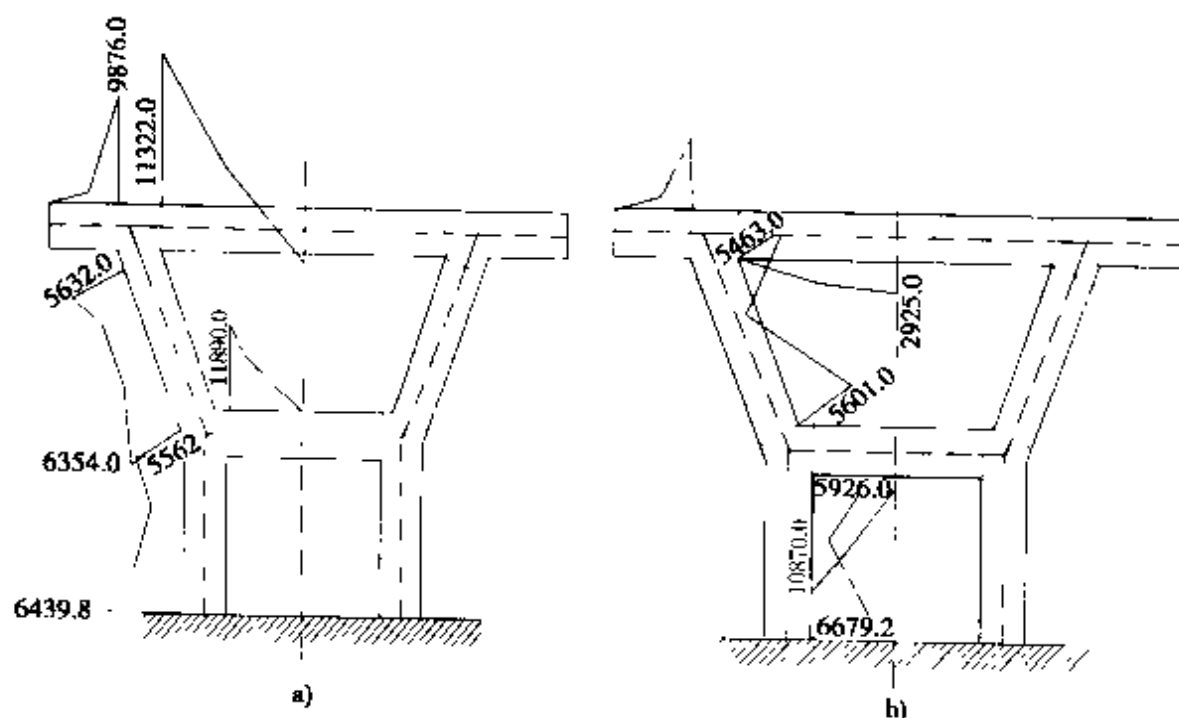


图 7.26 方案 B 横向罕遇地震作用下 Y 型墩的弯矩反应(单位 $\text{kN} \cdot \text{m}$)
a) 最大弯矩;b) 最小弯矩

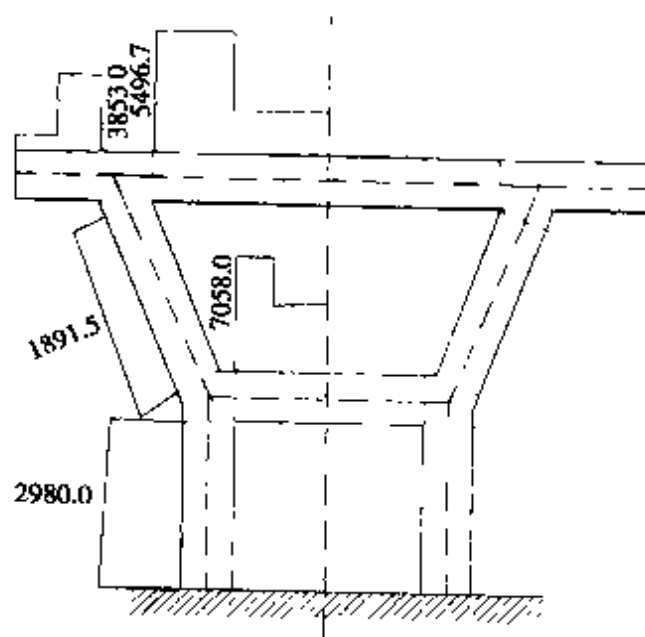


图 7.27 方案 B 横向罕遇地震作用下 Y 型墩的剪力反应(单位 kN)



横向罕遇地震作用下立柱塑性铰的变形

表 7.10

项目	θ_{p1}	θ_{p3}	θ_{p5}	θ_{p7}
方案 A	$4.1e-3$	$1.98e-3$	$5.65e-4$	$8.01e-4$
方案 B	$5.6e-3$	$2.7e-3$	$7.99e-4$	$1.25e-3$

立柱、横梁剪力设计值、横梁弯矩设计值

表 7.11

项 目		方案 2	方案 3
上立柱剪力设计值(kN)		2893.4	2283.1
下立柱剪力设计值(kN)		4785.6	3576.4
上横梁弯矩设计值(kN-m)	最大	15270.2	13699.4
	最小	-3755.84	-351.1
下横梁弯矩设计值(kN-m)	最大	15674.34	14268.0
	最小		
上横梁剪力设计值(kN)		7718.9	6650.1
下横梁剪力设计值(kN)		10036.9	8469.6

参考文献

- [1] 范立础.桥梁抗震.上海:同济大学出版社,1997.
- [2] 上海市地震局地震观测技术研究所.上海市共和新路一体化高架桥场地地震安全性评价报告.2000.4.

第八章 钢筋混凝土高架桥横向抗震性能评估方法

对高架桥作抗震性能的全面评估,应包括纵向地震作用与横向地震作用下结构的抗震性能。常用的分析方法是采用非线性地震反应分析方法,并从能力设计原则对结构的抗震性能进行评估。鉴于近年来的高架桥横向倒塌的地震震害十分严重,引起各国专家学者的关心,提出各种简化的非线性静力分析方法,大多是以“推倒(Pushover)”分析方法为基础。本书介绍的结构横向塑性倒塌分析方法是基于普瑞斯特雷(M. J. N Priestley)^[4]的计算模式所改进而建立的^[5]。

8.1 桥梁抗震性能评估极限状态

桥梁结构作为一个完整的受力体系,在地震作用下其破坏是从局部开始的,尤其是下部结构的破坏会直接导致承载能力的完全丧失后落梁、倒塌等事故。与之相应,抗震性能评估的极限状态应分为局部构件极限状态及结构整体极限状态。

对桥梁结构,主要考虑到下部结构构件,如桥墩、桩基础等,极限状态主要包括以下几类:

(1)开裂极限状态。显然对在地震作用下考虑进入塑性状态的桥墩来说,开裂极限状态无明确的意义,而在考虑弹性工作状态及计算结构的自振周期时必须考虑因开裂而引起的刚度下降。

(2)首次屈服极限状态。该状态对应于最外层受拉钢筋达到



屈服,同时构件的刚度也发生明显的下降。若对构件的恢复力特性进行简化分析,首次屈服极限状态认为是构件弹性与塑性的分界点。

(3)混凝土剥落极限状态。对于横向钢筋含量少的构件,因核心混凝土未能得到很好的约束,保护层混凝土剥落后会引起核心混凝土产生碎落,因而强度急剧下降而失去承载能力,此时混凝土的极限压应变一般在 $0.004 \sim 0.006$ 之间,构件不可能表现出很好的延性。对于约束混凝土,由于极限抗压应变及承载能力会有明显的增长。因此,保护层剥落后,构件能表现出很好的延性,而强度又不致于下降过快,有时强度还会有一定的增大,因此提高了桥墩的塑性变形能力及抗震性能。

(4)最终极限状态。一般认为构件出现以下两种情况即可以认为达到最终极限状态,首先横向抗力下降到最大抗力的 85%,其次是出现箍筋断裂,主筋屈曲,核心混凝土大量碎落现象。

作为一个受力体系,桥梁结构在地震作用下的反应可分为三个极限状态,而这三个极限状态与构件的极限状态是内在联系和相互对应的。

(1)正常使用极限状态

在小地震作用下,桥梁结构体系能正常工作,局部构件也不会产生需要修复的破坏,混凝土不发生剥落。至于是否发生屈服应视桥梁的重要性决定,即使屈服了,也无需加固可再次投入运营。

(2)破坏可修复极限状态

在设计地震作用下,桥梁结构可能会进入塑性状态,此时结构会产生一定程度的破坏,通常表现为保护层混凝土的剥落,裂缝较宽,因此需要修复后重新使用。但不容许发生丧失承载能力和承载能力下降太大的现象,如箍筋断裂、主筋屈曲等,即构件不会达到最终极限状态。



(3) 结构最终极限状态(倒塌极限状态)

桥梁工程作为生命线地震工程之一,在大地震时,应保留足够的承载能力以承受结构的重量,不致于发生倒塌而产生对生命财产的破坏和其他的次生灾害。桥梁的任何一结构构件达到最终极限状态均可能导致结构达到最终极限状态,对于延性破坏的结构即由极限位移控制。而对剪切破坏的结构,则由剪切强度控制。虽然在某些情况下,即使个别构件达到最终极限状态,但不致使整个结构倒塌,修复后仍可使用,但是这要视桥型、体系受力状态等多种因素决定。因此,将局部最终极限状态与整体结构最终极限状态统一起来显然使概念更加明确。这一点也是以下塑性倒塌分析的一个基本假定。

8.2 塑性倒塌分析方法

随着对桥梁地震破坏机理的认识及桥梁抗震设计方法的不断发展,对现有桥梁结构抗震性能评估的方法也不断更新,但不论是设计还是性能评估,都必须与原有的设计方法相结合,将位移、力、延性及性能等因素统一起来,准确地反映结构的地震反应特点。桥梁结构的塑性倒塌分析方法在对逐个桥墩进行塑性倒塌分析的基础上,将各桥墩用刚性的上部结构相连接,通过计算对应于不同极限状态(正常使用极限状态、结构最终极限状态)的等效弹性反应惯性力及加速度,再与规范设计反应谱或桥址处的实际反应谱加速度进行比较,从而判断桥梁结构的安全性及抗震能力。

8.2.1 桥墩的荷载—变形曲线

(1) 单柱或桥墩

由于横向地震荷载不对一端自由的单柱式桥墩产生轴力,桥

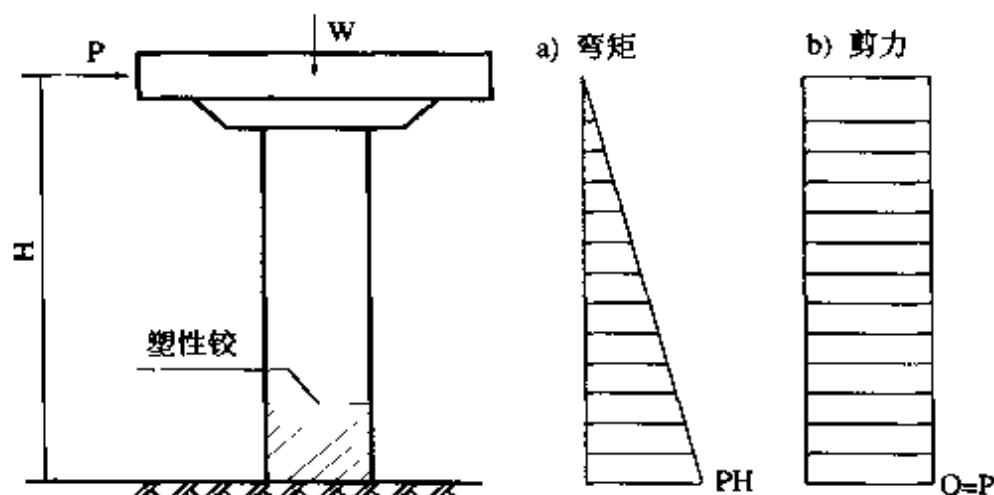


图 8.1 单柱式桥墩

墩底部塑性铰处的轴力只由桥墩结构本身的重力及上部结构的重力确定。根据压弯构件截面分析方法确定塑性铰区的弯矩—曲率关系后,即可对桥墩进行塑性倒塌分析,通过逐步加位移的过程确定桥墩的横向荷载—变形关系,并转化成理想线性模式(图 8.2)。

应注意的是,为了对桥墩的实际性能进行准确的评估,材料特性应由实测确定,而不应采用名义值或设计值。

从桥墩的荷载——变形曲线中可以确定桥墩的有效抗推刚度 K ,其值为 P_{\max}/Δ_y 。

(2) 多柱式桥墩

多柱式柱桥墩与单柱式桥墩的区别在于:由于盖梁的约束,地震作用会产生轴力,因此,墩柱的轴力是由重力及地震轴力共同确定的,而地震轴力是动态的,只有通过试验才能确定,可采用以下方法逐步确定:

(a) 根据截面分析方法,确定仅在重力产生的轴力作用下各塑性铰处的最大弯矩及最大转角;

(b) 通过对桥墩逐步加位移进行非线性反应分析,确定临界截

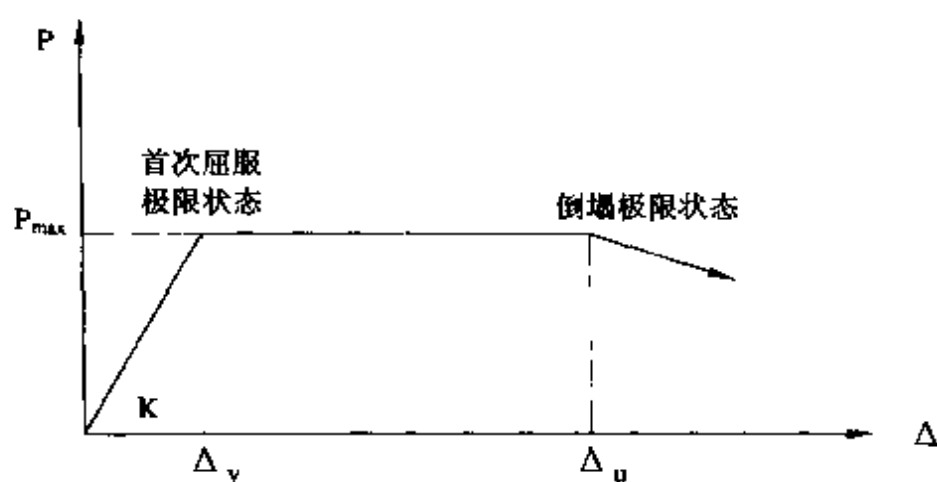


图 8.2 桥墩极限状态及荷载—变形曲线

面达到最大转角时的横向地震力 E ;

(c) 求出 E 作用下所产生的各墩柱的轴力 N_1 。运用截面分析方法, 计算各塑性铰处在重力及地震产生的轴力共同作用下的强度、弯矩曲率关系及最大转角。通过逐步加位移计算多柱式桥墩的荷载—变形曲线, 并转化成理想化的双线性模式。并确定屈服位移和极限位移及抗推刚度。

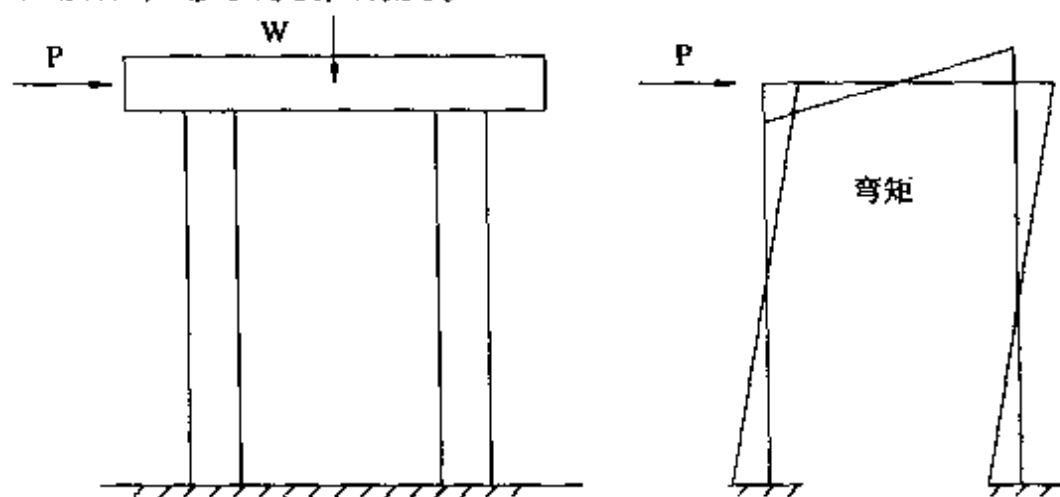


图 8.3 双柱式桥墩

8.2.2 结构塑性倒塌分析

根据上节确定的桥墩的荷载变形曲线及抗推刚度, 将各个桥



墩用上部结构联系成整体,各桥墩在此简化成初始刚度与桥墩抗推刚度相同的弹簧,作塑性倒塌分析时采用以下三项假定:

- (a)上部结构(主梁)完全刚性,即忽略桥面的柔性;
- (b)不考虑弹簧(桥墩)的面内抗扭刚度;
- (c)惯性力及质量均匀分布,惯性力作用于上部结构的质心。

图 8.4 所示为用于塑性倒塌分析的具有 n 个桥墩的桥梁体系。

因体系刚度中心 C_k 与质心 C_M 不一定重合,因此在横向地震荷载 P 作用下除了产生平动外,还产生了转动,刚度中心的平动位移为 Z_T ,转角为 θ 。

(1)当各桥墩均未屈服,即弹簧在弹性限度内时,在质心处作用单位地震荷载 $P=1$,则在刚度中心处受到 $P=1$ 的横向力以及 $M=\bar{Y}$ 的弯矩。

$$\sum Z = 0$$

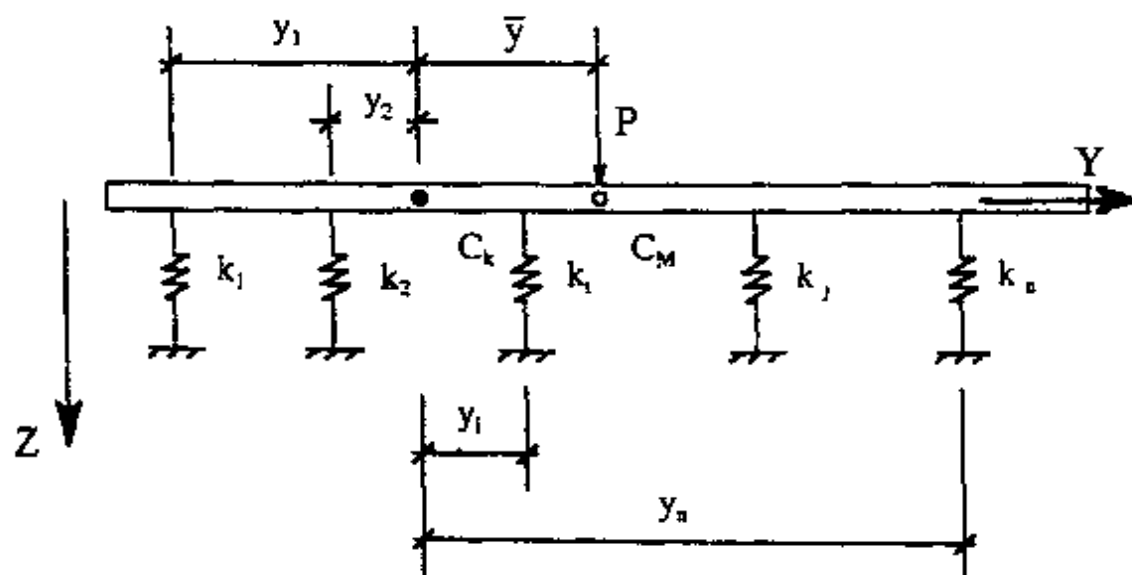
$$\begin{aligned} \sum_1^n k_i Z_T &= 1 \\ \therefore Z_T &= \frac{1}{\sum_1^n k_i} \end{aligned} \quad (8.1)$$

对 C_k 点取力矩平衡:

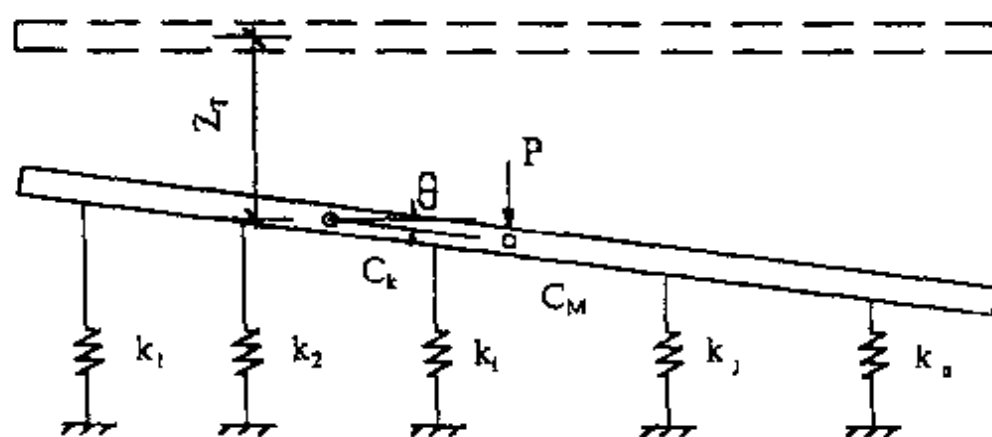
$$\begin{aligned} \theta \sum_1^n k_i y_i^2 &= \bar{Y} \\ \therefore \theta &= \frac{\bar{Y}}{\sum_1^n k_i y_i^2} \end{aligned} \quad (8.2)$$

因此质心处位移 δ_m :

$$\delta_m = Z_T + \theta \bar{Y} = \frac{1}{\sum_1^n k_i} + \frac{\bar{Y}^2}{\sum_1^n k_i y_i^2} \quad (8.3)$$



a) 变形前的结构体系



b) 变形后的结构体系

图 8.4 用于塑性倒塌分析的结构体系

设质心处的有效刚度为 K 则：

$$\frac{1}{K} = \delta_m = \frac{1}{\sum_1^n k_i} + \frac{\bar{y}^2}{\sum_1^n k_i y_i^2} \quad (8.4)$$



任一桥墩 i 处位移为:

$$\delta_i = \frac{1}{\sum_1^n k_i} + \frac{\bar{Y} \cdot y_i}{\sum_1^n k_i y_i^2} \quad (8.5)$$

对正常使用极限状态评估时,根据图 8.2,设 Δ_{yi} 是 i 墩的屈服位移。

各墩等效屈服地震荷载为:

$$V_{Eyi} = \frac{\Delta_{yi}}{\delta_i} \quad (8.6)$$

根据对结构正常使用极限状态的定义,对应于状态的结构等效地震荷载为:

$$V_{EY} = \min(V_{Eyi}) \quad (8.7)$$

质心位移:

$$\begin{aligned} \delta_{my} &= V_{EY} \delta_m \\ &= \frac{V_{EY}}{\sum_1^n k_i} + \frac{V_{EY} \bar{Y}^2}{\sum_1^n k_i y_i^2} \end{aligned} \quad (8.8)$$

而此时地震加速度为:

$$S_{ay} = \frac{V_{EY}}{W} \cdot g \quad (8.9)$$

W : 体系的有效重量;

g : 重力加速度。

式(8.9)说明,实际地震加速度小于 S_{ay} 时,桥梁体系及桥墩不发生屈服,属正常使用极限状态。

(2) 当体系进入塑性状态时,因屈服后刚度为零(视选定的荷载—位移关系而定),体系的刚度中心不断变化,对体系进行倒塌分析时,在逐步加位移的同时,必须跟踪各墩刚度的变化,不断调



整刚度中心及体系刚度。设在质心处作用地震荷载 P 时,第 $i + 1$ 号至 n 号墩屈服,并且屈服刚度为 k_{i+1}^* 至 k_n^* (图 8.5)。

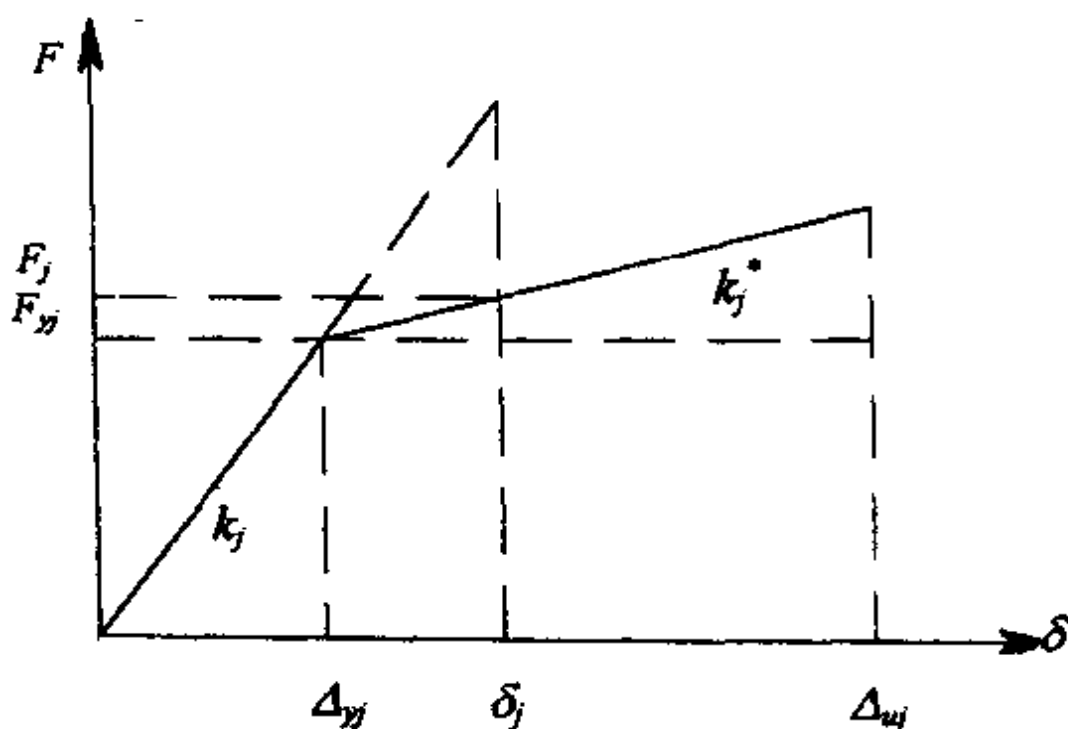


图 8.5 屈服后刚度不为零时桥墩的荷载—位移关系

体系变化参见图 8.4b), 但 C_k 位置发生了变化, 即 \bar{Y} 也发生了变化。屈服后桥墩当产生 $\delta_j (j = i + 1, \dots, n)$ 位移时, 产生的荷载为:

$$\begin{aligned} F_j &= k_j \Delta_{yj} + k_j^* (\delta_j - \Delta_{yj}) \\ &= (k_j - k_j^*) \Delta_{yj} + k_j^* \delta_j \end{aligned} \quad (8.10)$$

($j = i + 1, \dots, n$)

由内力平衡: $\sum Z = 0$ 得:

$$Z_T = \frac{P - \sum_{j=i+1}^n (k_j - k_j^*) \Delta_{yj}}{\sum_{l=1}^i K_l + \sum_{j=i+1}^n k_j^*} \quad (8.11)$$



$\sum M = 0$ 得转角为:

$$\theta = \frac{P\bar{Y} - \sum_{j=i+1}^n (k_j - k_j^*) \Delta_{yj} \times y_j}{\sum_{l=1}^i k_l y_l^2 + \sum_{j=i+1}^n k_j^* y_j^2} \quad (8.12)$$

$(l = 1, \dots, i, j = i+1, \dots, n)$

因此任一桥墩的位移与地震荷载 P 的关系为:

$$\delta_i = Z_T + \theta_{yi} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (8.13)$$

$$= \frac{P - \sum_{j=i+1}^n (k_j - k_j^*) \Delta_{yj}}{\sum_{l=1}^i k_l + \sum_{j=i+1}^n k_j^*} + \frac{P\bar{Y} - \sum_{j=i+1}^n (k_j - k_j^*) \Delta_{yj} y_j}{\sum_{l=1}^i k_l y_l^2 + \sum_{j=i+1}^n k_j^* y_j^2} \cdot y_i \quad (8.14)$$

显然,若屈服后刚度为零, $k_j^* = 0$, 则:

上式中: $l = 1, \dots, i$ 表示未屈服的各桥墩;

$$\delta_j = \frac{P - \sum_{j=i+1}^n k_j \Delta_{yj}}{\sum_{l=1}^i k_l} + \frac{P\bar{Y} - \sum_{j=i+1}^n k_j \Delta_{yj} y_j}{\sum_{l=1}^i k_l y_l^2} y_i \quad (8.15)$$

$j = i+1, \dots, n$ 表示已屈服的各桥墩;

$i = 1, \dots, n$ 代表任意一桥墩。

由于各桥墩的极限位移不相同也不一定成比例,因此在对破坏极限状态进行评估时,要采用假设和试算法确定最不利桥墩,并作下述两方检验:

(a) 所假定的屈服或未屈服的桥墩是否正确;

(b) 是否有其它桥墩事先达到极限位移而成为控制墩,其最终极限状态对应着结构的最终极限状态(倒塌极限状态)。

当确定好控制墩及荷载 P 后,质心位移按(8.13)得:

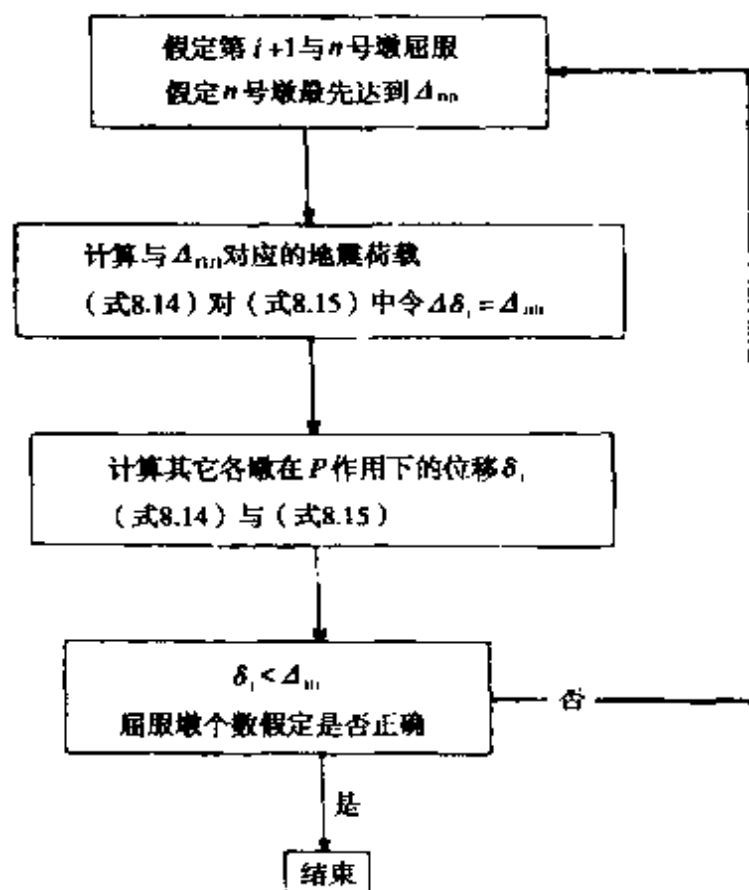


图 8.6 计算各墩位移流程图

$$\delta_{mu} = Z_T + \theta \bar{Y} \quad (8.16)$$

此时地震荷载 P 为结构的实际地震反应时各墩的荷载之和, 由于结构的延性, 结构最终极限状态的等效弹性地震荷载 V_{Eu} 可根据结构的延性系数采用等位移原理确定。结构的延性系数 μ_Δ 如下:

$$\mu_\Delta = \frac{\delta_{mu}}{\delta_{my}} \quad (8.17)$$

故:

$$V_{Eu} = P\mu_\Delta \quad (8.18)$$



8.2.3 等效弹性地震荷载的修正

对于长周期桥梁采用等位移假定是可行的,而对于短周期桥梁采用等位移假定求等效弹性地震荷载就偏于不安全。对周期不同的结构这里采用新西兰规范的折减系数^[2],该系数既考虑到延性值及周期,同时在周期变化处连续,此时等效线性地震荷载记为 V_{Eu}^* :

$$V_{Eu}^* = \begin{cases} V_{Eu} & T > 0.7s \quad (\text{长周期}) \\ \frac{V_{Eu}}{\mu_{\Delta}} \left[\frac{(\mu_{\Delta} - 1)T + 0.7}{0.7} \right] & T \leq 0.7s \quad (\text{短周期}) \end{cases}$$
$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi\sqrt{\frac{W}{gK}} \quad (8.19)$$

式中: M 为体系的质量;

W 为结构重量,同式(8.9);

K 为结构初始刚度,参见式(8.4)。

因此结构所能承受的对应最终(倒塌)极限状态的等效加速度

$$S_{au} = \frac{V_{Eu}^*}{W}g \quad (8.20)$$

通过 S_{au} 与设计反应谱或实际计算的桥址场地反应谱中对应的加速度的比较,可确定结构的状态。

8.3 桥墩抗剪性能的评估

桥墩在地震作用下为了充分发挥其塑性耗能能力,必须保证桥墩在地震作用下的变形具有一定的延性特点,而不出现脆性剪切破坏,对桥墩进行抗剪性能评估是必须的。若桥墩的抗剪能力不足以抵抗地震剪力,应提出加固措施。虽然在桥梁结构中可能



产生剪切破坏的地方较多,如:桥墩与盖梁的结点,桥墩与基础的结点处等,但在地震时,以塑性铰区产生的剪切破坏的震害较多。提供桥墩抗剪能力主要有三个方面:

(a)混凝土部分的抗剪能力,主要来自混凝土骨料的咬合力及受压区混凝土的剪力传递;

(b)箍筋的抗力;

(c)轴向力提供的抗剪能力,由于桥墩变形产生一定的倾角,使得轴向力(重力、地震力及预应力等的合力)产生一个有利于抗剪的分量。

在当前的规范中,剪切强度的计算公式参见式(5.3),没有明确轴力部分,同时也未考虑混凝土上的抗剪能力随墩柱塑性变形增大而减小的趋势,使得在变形较小时偏于保守,当变形增大时又偏于不保守,文献^[13]中提出的抗剪强度评估公式则充分考虑了上述几方面的影响,并同时包括了桥墩截面形式的影响。

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (8.21)$$

式中: V_n ——桥墩抗剪能力;

V_c ——混凝土抗剪强度;

V_s ——箍筋抗剪强度;

V_p ——轴向力抗剪强度。

式(8.21)右边各项计算如下:

$$V_c = 0.8A_g k \sqrt{f_c} \quad (8.22)$$

式中: A_g ——塑性铰区毛截面积(m^2);

f_c ——混凝土强度(MPa);

k ——为随混凝土主拉应变变化的混凝土剪应力系数^[14],按图 8.7 取值进行抗震评估计算,这里表现为随延性系数的变化,因此评估抗剪强度时应根据不同位

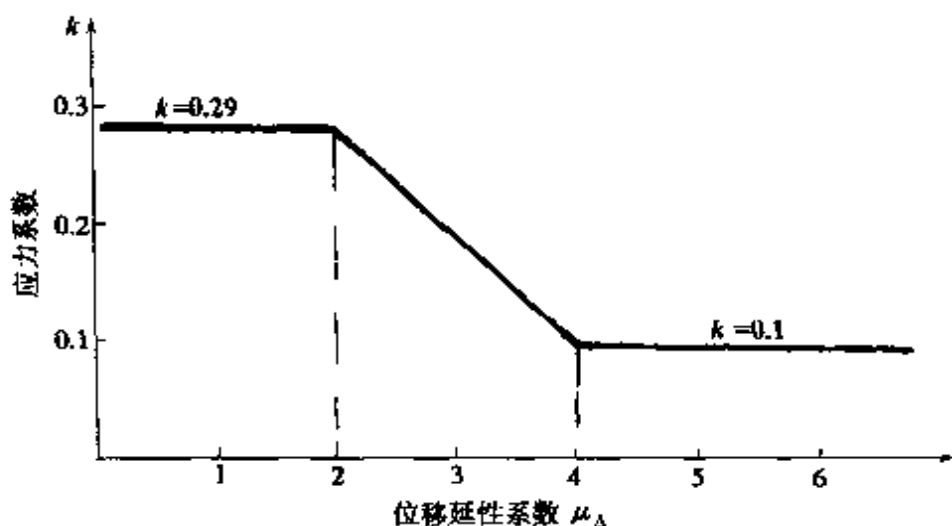


图 8.7 混凝土剪力系数 k

移延性系数计算。

$$V_s = \begin{cases} \frac{\pi}{2} \frac{A_h f_{yh} D'}{S} \cdot \operatorname{ctg} \theta & (\text{圆形截面}) \\ \frac{A_v f_{yh} D'}{S} \cdot \operatorname{ctg} \theta & (\text{矩形截面}) \end{cases} \quad (8.23a)$$

$$(8.23b)$$

式中： A_h ——单根箍筋截面积；

A_v ——矩形墩塑性铰区一层箍筋在剪力方向的总截面积；

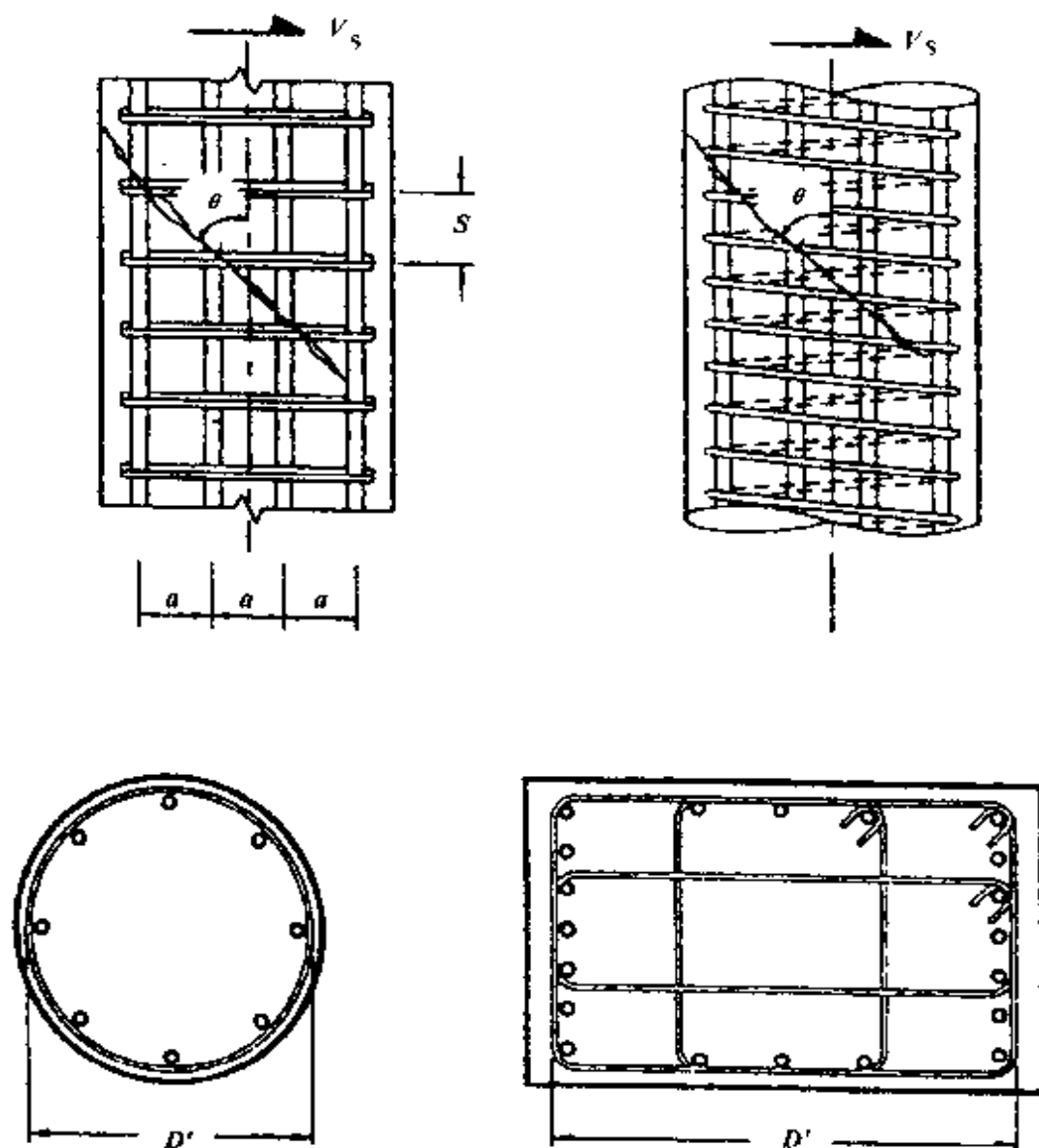
f_{yh} ——箍筋屈服强度。

D', S 为与钢筋布置有关的尺寸，见图 8.8，从图中可知， $\frac{D' \operatorname{ctg} \theta}{S}$ 实际上是裂缝所跨越的箍筋层数。

$$V_p = P \operatorname{tg} \alpha \quad (8.24)$$

式中： P ——包括所有作用于塑性铰截面的轴力，如：重力、预应力等。

α ——取值见图 8.9。


 图 8.8 D' 及 S 的定义

因此,用于计算评估桥墩在地震作用下抗剪能力的公式可总结如下:

$$V_n = \begin{cases} 0.8A_gk\sqrt{f_c} + \frac{A_{f_{yh}}D'}{S}\operatorname{ctg}\theta + P\operatorname{tg}\alpha & (\text{矩形桥墩}) \\ 0.8A_gk\sqrt{f_c} + \frac{\pi}{2}\frac{A_{f_{yh}}D'}{S}\operatorname{ctg}\theta + P\operatorname{tg}\alpha & (\text{圆形桥墩}) \end{cases} \quad (8.25)$$

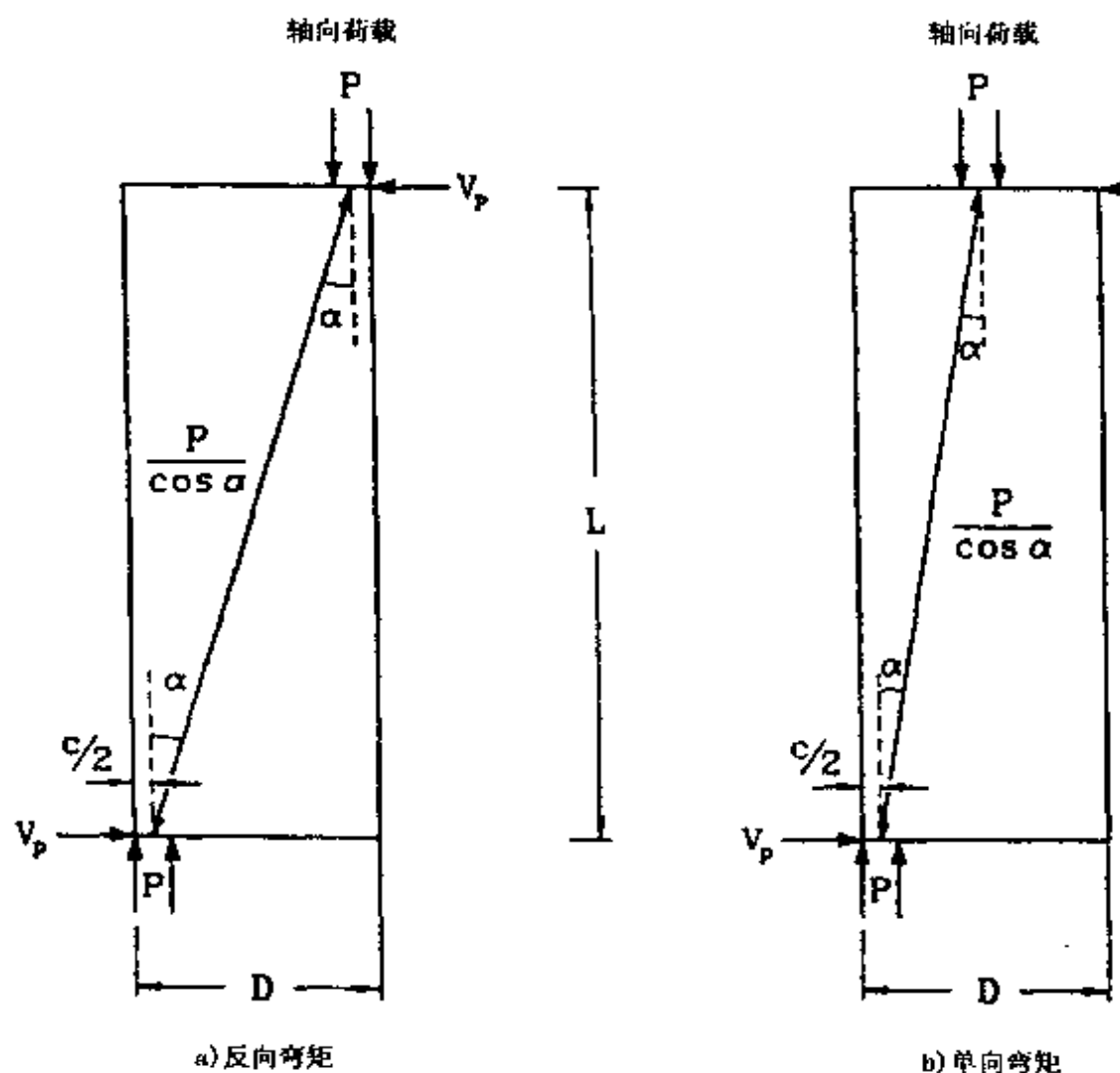


图 8.9 由轴力 P 产生的抗剪能力

8.4 钢筋混凝土桥梁塑性倒塌分析实例

8.4.1 概述

南京跨线立交桥为四跨连续箱梁 $20\text{m} + 25\text{m} + 25\text{m} + 20\text{m}$, 上部结构为高 1.3m 的单室箱梁, 桥面宽为 8.0m , 主梁混凝土强度



为 40MPa。3 个桥墩均为高 7.5 m, 直径为 1.2 m 的圆形墩, 桩基采用直径为 1.5 m 的单根钻孔桩。所有主筋均为二级钢筋, 设计强度为 340.0MPa。

上部主梁结构总重 10040kN, 每延米重 112kN, 桥墩混凝土为 30MPa, 总重为 214kN。地震作用在上部结构的重心处, 每座桥墩承受的上部总重量 W_s 为相邻两跨重量的一半与桥墩重量的 1/3 之和, 桥墩底部塑性铰区临界截面处的轴向荷载包括整个桥墩的重量为 W_F (表 8.1)。

桥梁结构数据统计

表 8.1

	1 [#]	2 [#]	3 [#]	
墩高(m)	8.15	8.15	8.15	
上部重量 W_s (kN)	3710	2870	3710	$\sum W_s = 10290$
墩底截面力 W_F (kN)	3854	3014	3854	

该桥按《规范》中 7°区的桥梁进行了抗震设计和分析

8.4.2 抗震性能评估

在对桥梁抗震性能进行评估时, 所采用的材料性能参数应尽可能由实测获得, 使得评估结果尽可能反映结构的真实性能, 因此, 桥墩的混凝土强度为 $f_c = 30\text{MPa}$, 而桥墩的主筋屈服强度则采用试验的实测值 380MPa, 箍筋屈服强度为 $f_{yh} = 250\text{MPa}$, 直径 10mm, 体积率为 0.27%, 小于规范规定的最小值 0.3%。混凝土的极限压应变可采用公式(4.13)计算, 取 $\epsilon_{cu} = 0.006$ 。主筋的屈服应变 $\epsilon_y = 0.0019$, 表 8.2 是在考虑轴力后对墩底截面的弯矩—曲率关系及强度的分析结果(图 8.11)。为了便于分析, 将桥墩的弯矩曲率关系简化为双线性关系, 屈服后刚度为零, 屈服时的曲率由主筋首次屈服时的曲率插值到最大弯矩处所对应的曲率,

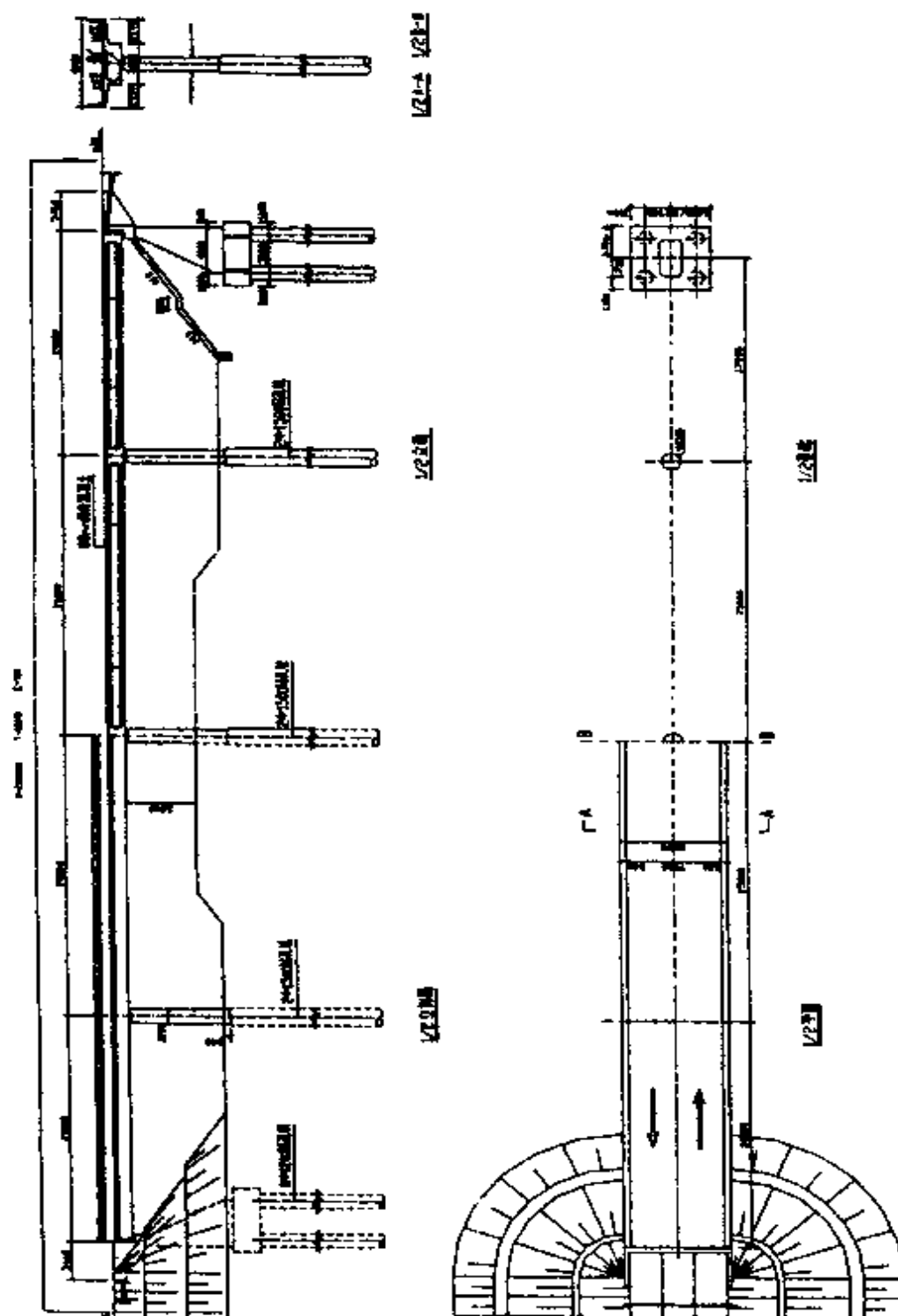


图 8.10 南京跨线立交桥总体布置图(净-7)



$$\varphi_y = \frac{M_y}{M'_y}$$

极限曲率为 φ_u , 则曲率延性系数:

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$$

桥墩的抗推刚度为:

$$K = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3}{L^3} \frac{M_y}{\varphi_y}$$

为了求得桥墩的结构位移延性系数, 假定屈服前曲率沿桥墩线性分布, 且屈服后塑性转动集中在塑性铰长度 L_p 范围内, $L_p = 0.08L + 6d_b$, d_b 为主筋直径。计算过程见表 8.2。可知该桥在地震时有足够的抗剪强度, 不致发生剪切破坏。

结构的等效弹性刚度为:

$$\sum K = 18304.2 \text{ kN/m}$$

故等效周期为:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum M}{\sum K}} = 2\pi \sqrt{\frac{10290}{g \times \sum K}} = 1.49 \text{ s}$$

评估计算结果

表 8.2

内 容	单 位	1*	2*	3*
屈服弯矩 M_y	kN·m	4161	3899	4161
屈服曲率 φ_y	1/mm	0.37×10^{-5}	0.37×10^{-5}	0.37×10^{-5}
塑性铰长度 L_p	m	0.8	0.8	0.8
屈服位移	m	0.082	0.082	0.082
塑性转角	rad	0.011	0.013	0.011
屈服曲率 φ_u	1/mm	0.18×10^{-4}	0.195×10^{-4}	0.18×10^{-4}
极限位移 $\Delta_p = \theta_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right) + \Delta_y$	m	0.17	0.183	0.17



续上表

内 容	单 位	1 [#]	2 [#]	3 [#]
位移延性 μ_{Δ}		2.1	2.23	2.1
抗推刚度 K	kN / m	6232.2	5839.8	6232.2
地震剪力 V_F	kN	508.7	478.4	508.7
抗剪强度 V_n	kN	4005.9	3837.9	4005.9

由于结构的质量及刚度的对称性,在地震作用下,桥梁体系在横向不发生转动,各桥墩及结构体系的荷载—变形曲线如图 8.12。体系的最大位移由 1 # , 3 # 墩控制。体系的位移延性系数为 2.1, 体系屈服时所需的等效地震荷载为:

$$V_{EY} = \sum K \times \delta_{my} = \sum V_F = 1496 \text{ kN}$$

故体系屈服所能承受的等效地震加速度:

$$S_{ay} = \frac{V_{EY}}{\sum W_F} \cdot g = 0.145g$$

体系倒塌极限状态所能承受的加速度如下:

$T = 1.49\text{s} > 0.7\text{s}$ 属于长周期结构,根据式(8.19):

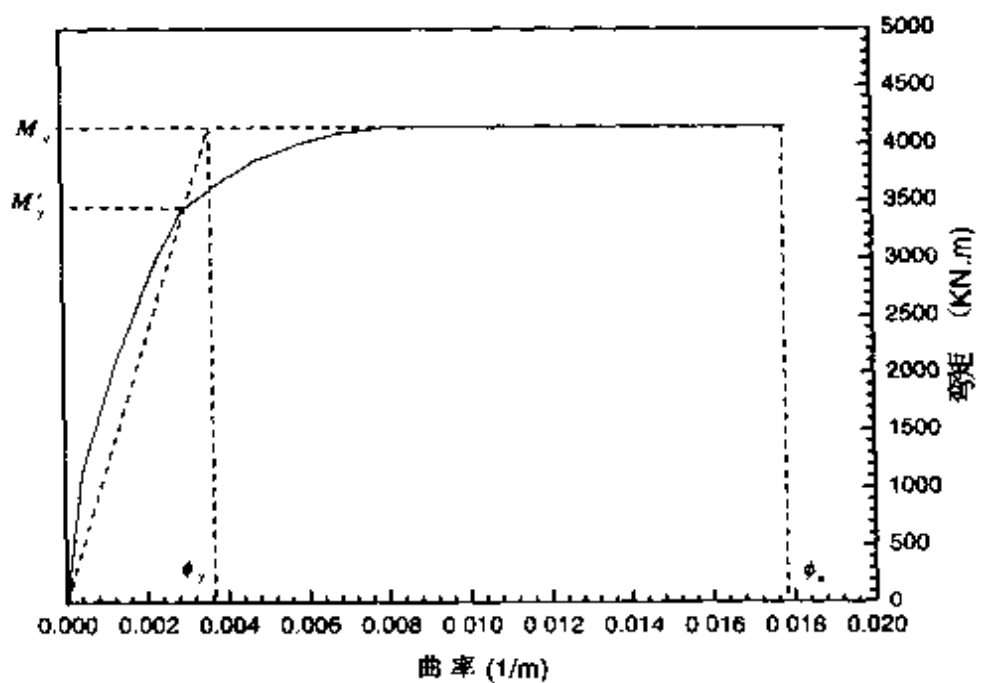
$$V_{Eu}^* = \mu \sum V_F = 2.1 \times 1496 = 3141.6 \text{ kN}$$

故结构所能承受的最终极限状态的等效加速度可根据(8.20)出:

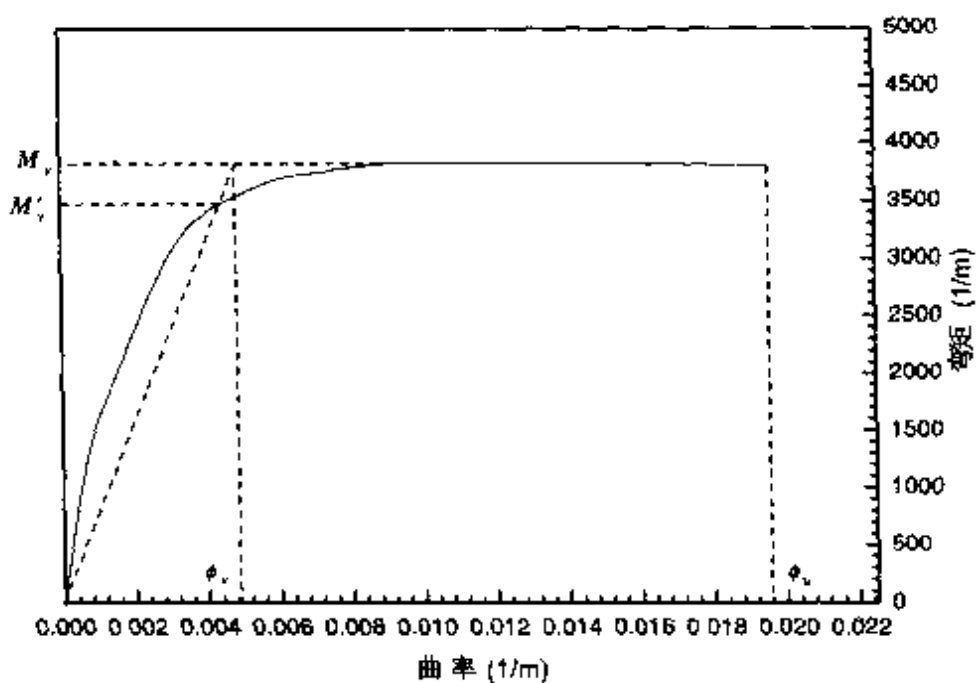
$$S_{au} = \frac{V_{Eu}^*}{\sum W_F} g = 0.3g$$

该桥的原抗震分析报告中*对该桥进行了分析,得出不论是在 7° 还是 8° 地震作用下,计算剪力均小于抗剪强度,不会发生剪切

* 王淑波、袁万城、范立础,南京跨线桥抗震分析报告,同济大学桥梁工程系,1996 年 10 月



a) 1#, 3#边墩



b) 2#中墩

图 8.11 各桥墩弯矩—曲率关系

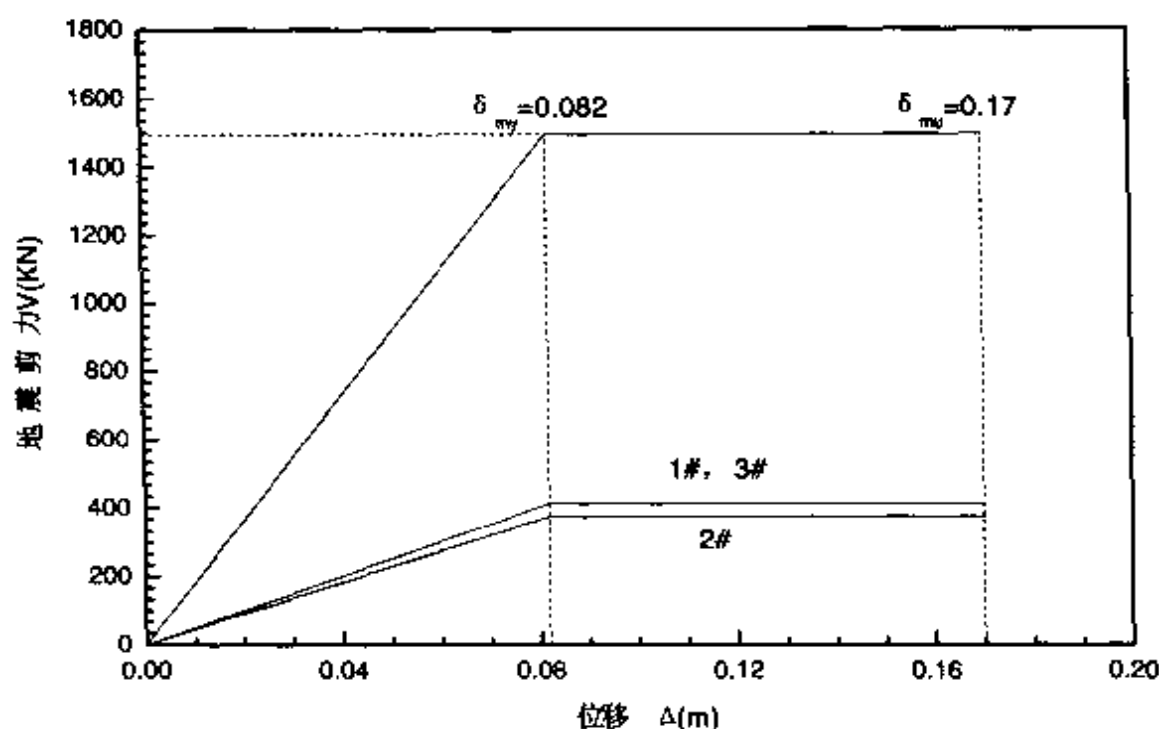


图 8.12 结构荷载—变形曲线

破坏。在 7°地震作用下,桥墩均弹性工作,在 8°地震作用下桥墩均发生屈服。与评估分析结果基本相符。

8.4.3 墩底主筋锚固性能评估

该桥桥墩主筋与桩的主筋为搭接,搭接长度为 82cm,钢筋粘结滑移的破坏机理可用图 8.13 描述,若假定使滑移面破坏的应力等于混凝土的抗拉强度 f_t ,则一根钢筋中能产生的最大荷载为:

$$T_b = f_t \bar{P} l_s = f_t \left[\frac{\pi D'}{2n} + 2(d_b + c) \right] l_s \quad (8.26)$$

式中: f_t ——混凝土抗拉强度,等于 $0.33 \sqrt{f_c}$ MPa;

n ——桥墩钢筋根数;

d_b ——钢筋直径;

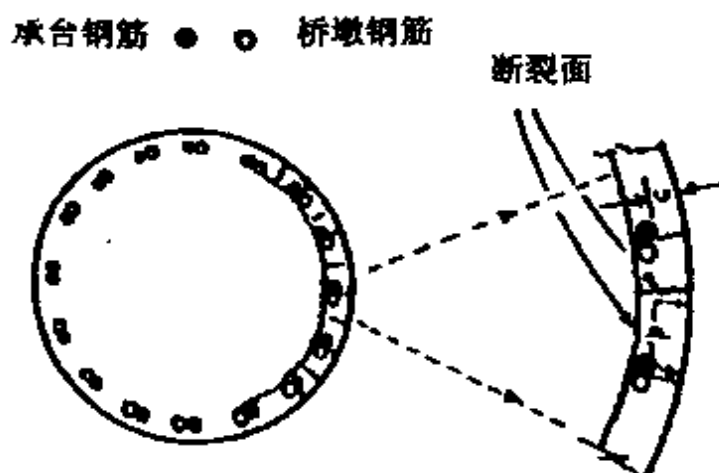


图 8.13 钢筋滑移计算模式

c ——净保护层厚度；

l_a ——锚固长度。

故算例中每根钢筋的 T_b 为：

$$T_b = 0.33 \sqrt{30} \left[\frac{\pi \times 1.15}{60} + 2(0.025 + 0.015) \right] \times 0.82 \times 10^3 \text{ kN} \\ = 207.8 \text{ kN}$$

而钢筋的屈服荷载为 186.3kN, 极限荷载为 260.2kN, 因此钢筋的锚固长度是足够的, 在地震引起的反复荷载下不会发生钢筋的粘结滑移破坏。但锚固强度小于钢筋的极限强度, 要达到钢筋的极限强度, 锚固长度 l_a 至少应为 115cm, 约 46 倍钢筋直径。

8.4.4 考虑桩基性能时结构的抗震性能评估

由于该跨线桥采用单桩基础, 因此塑性铰可能会发生在地面以下, 桩的直径为 1.5m, 为了简化, 这里假定在地面以下 1.5m 倍桩径处被嵌固, 该处箍筋间距为 20cm, 直径 10mm, 体积率为 0.056%, 因此混凝土的极限压应变取 0.005, 混凝土强度 25MPa, 主筋 25Φ22, 塑性铰区截面及桥墩的位移延性计算见表 8.3。



评估计算结果

表 8.3

	单位	1 [#]	2 [#]	3
屈服弯矩 M_y	kN·m	4305	3912	4305
屈服曲率 φ_y	1/mm	0.29×10^{-5}	0.25×10^{-5}	0.29×10^{-5}
塑性铰长 L_p	m	0.964	0.964	0.964
屈服位移 $\Delta_y = \varphi_y L^2/3$	m	0.104	0.09	0.104
桥墩总高 L	m	10.4	10.4	10.4
极限塑性转角 $\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y) L_p$	rad	0.011	0.013	0.011
极限曲率 φ_u	1/mm	0.145×10^{-4}	0.16×10^{-4}	0.145×10^{-4}
极限位移 $\Delta_p = \theta_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right) + \Delta_y$	m	0.213	0.219	0.213
位移延性系数 μ_Δ		2.05	2.43	2.05
刚度 K	kN/m	3979.8	4179.5	3979.8
剪力 V_f	kN	413.9	376.15	413.9

各桥墩及体系荷载—变形曲线如图 8.14 及图 8.15 所示,体系的变形能力仍由 1[#], 3[#] 墩控制,体系的延性系数为 2.05 与不考虑桩基性能时相差很小,体系屈服所需的等效地震荷载为:

$$V_{EY} = \sum K \times \delta_{my} = 12139.1 \times 0.099 \text{ kN} = 1204 \text{ kN}$$

体系达到屈服时所能承受的等效地震加速度为:

$$S_{ay} = \frac{V_{EY}}{\sum W_F} g = \frac{1204}{10385} g = 0.116g$$

结构周期:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{\sum K}} = 1.86 \text{ s}$$

由于刚度的减小,体系的周期变长了,倒塌极限状态所对应的

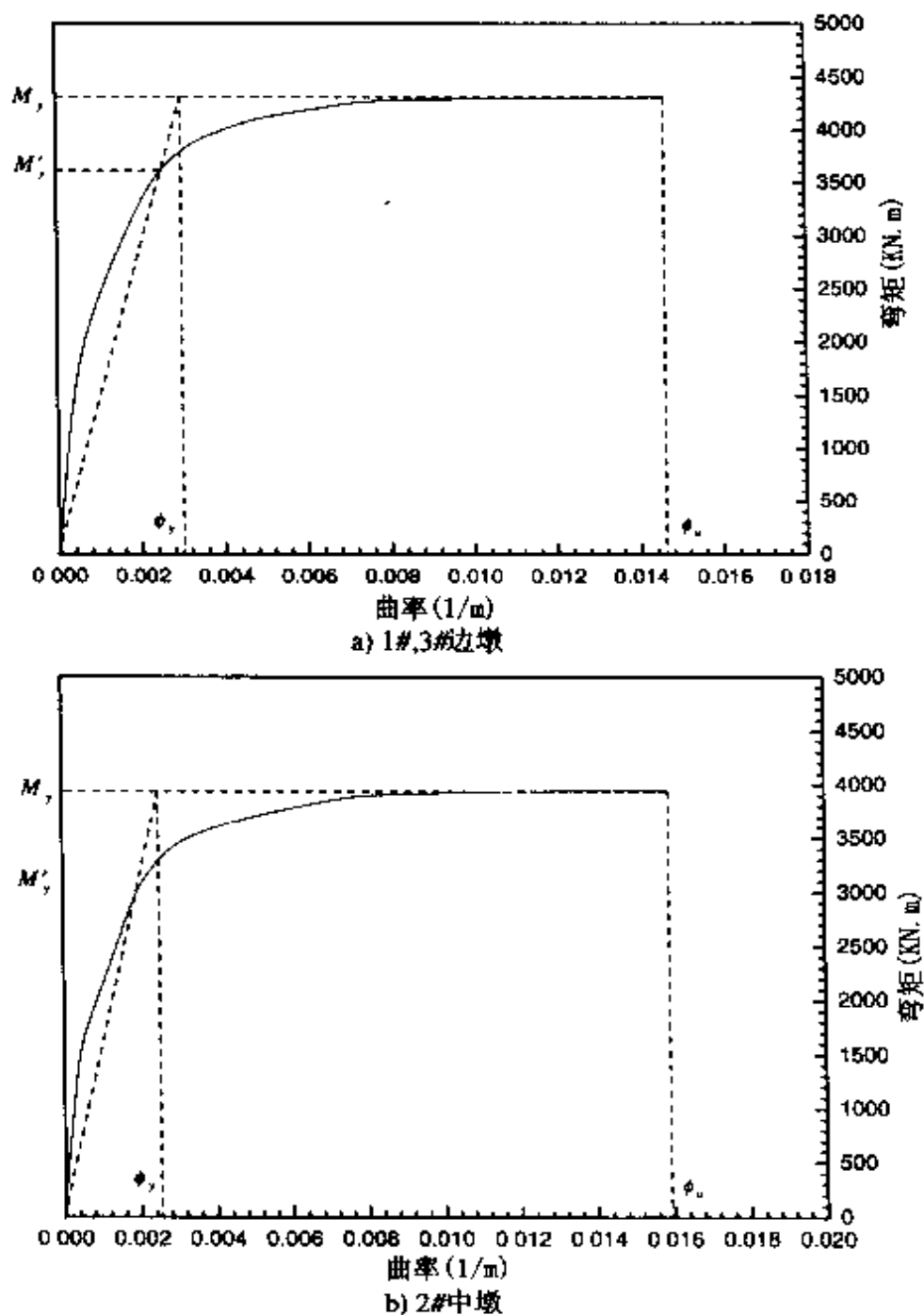


图 8.14 各桥墩弯矩—曲率关系

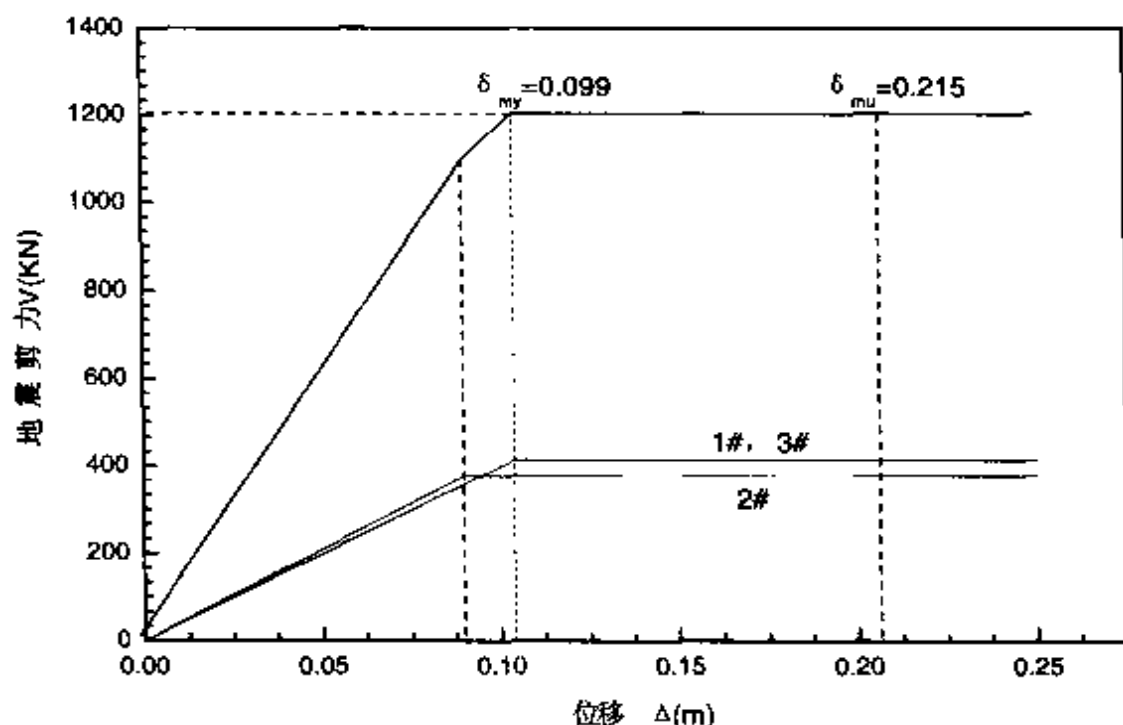


图 8.15 结构的荷载—变化关系

等效地震荷载为：

$$V_{E\mu}^* = \mu V_{EY} = 1204 \times 2.05 \text{ kN} = 2468.2 \text{ kN}$$

所确定的等效地震加速度为：

$$S_{au} = \frac{V_{Eu}^*}{\sum W_F} g = 0.237g$$

可见，由于体系刚度的减小，也导致了体系抗震能力的下降。

本实例主要对南京跨线立交桥横向抗震性能评估进行了横向塑性倒塌分析，主要有以下几点结论：

(a) 该高架桥结构体系达到屈服时所承受的等效地震加速度均大于 $0.1g$ ，达到了 7° 抗震设防的要求，设计是可行的。在 8° 地震作用下，各桥墩均发生屈服，但不倒塌；

(b) 考虑与不考虑桩基作用时，体系的延性变形性能的影响很



小;

(c)体系刚度的减小虽然增长了周期,但结构的抗震能力仍有所下降。

参考文献

[1] M. J. N. Priestley etc., Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc. 1996, 中译本,桥梁抗震设计与加固.北京:人民交通出版社,1997.

[2] M. J. N. Priestley and P. Park, Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading, ACI Structural Journal, Jan - Feb, 1987, PP61 - 67.

[3] R Park, Evaluation of Ductility of Structural Assemblages from Laboratory Testing, Bulletin of NZNSEE, Vol.22, No.3, Sept.1989.

[4] R. Park, etc., Assessment and Retrofit of a RC Bridge Pier for Seismic Resistance, Earthquake Spectra, vol.9, No.4, 1993.

[5] 范立础等,上海市现有高架桥延性抗震评估与加固技术研究报告,1997.

[6] M. E. Barenberg and D. A. Foutoh, Evaluation of Seismic Design Procedures for Highway Bridges, Journal of Structural Engineering, Vol.114, No.7, July, 1988, ASCE.

[8] Jaime De La Cohna etc. Sensitivity of Seismic Assessment of a Double - Deck RC Bridge, Earthquake Spectra, Vol.12, No.2, 1996.

[9] 杨新宝等.高强混凝土桥墩的抗震性能评估,第十二届全国桥梁学术会议论文集.广州,1996.11.

[10] 范立础.桥梁抗震.上海:同济大学出版社,1997.

[11] 袁万城,范立础.高强混凝土结构的延性抗震设计.上



海:同济大学学报, Vol.24, No.4, 1994.

[12] 郭震山等. 桥墩的抗震性能与变形—能量双重破坏准则, 第十二届全国桥梁学术会议论文集. 广州, 1996.11.

[13] M. J. N. Priestley etc., Seismic Assessment of Existing Bridges, Proc. of Intel. Workshop on Seismic Design and Retrofitting of RC Bridges, Queenstown, NZ, Aug.1994.

[14] Michael P. Collins etc., A General Shear Design Method, ACI Structural Journal, Vol.93, No.1, Jan - Feb.1996.

第九章 加固钢筋混凝土墩柱的抗震性能研究

最近 10 年来,世界上发生了多次对桥梁抗震影响巨大的破坏性地震。这些地震都发生在现代都市地区附近,对城市公路桥梁和铁路桥梁均造成严重破坏。从桥梁震害调查中发现,遭受地震严重破坏和倒塌的桥梁结构,绝大部分源于抗弯延性不足的因素。由于遭受到惨重的震害教训,国外主要的多地震国家,开始强调桥梁结构整体的延性能力,其他一些国家则在原有规范的基础上,也相应地对保证桥梁结构的整体延性能力提出了更多的要求。总的来看,强调桥梁结构整体的延性能力,并通过设计保证桥梁结构的整体延性能力,已成为世界主要的多地震国家地震工程界的共识。

对钢筋混凝土和预应力混凝土桥梁,为保证结构的整体延性能力,目前最通常的做法,是在结构预期出现塑性铰的关键部位(通常是在钢筋混凝土桥墩的墩底和/或墩顶局部截面范围内)增配横向的约束箍筋。约束箍筋可以起到三个方面的作用:一是约束混凝土,二是防止纵向钢筋压屈,三是提供一定的抗剪能力。为了发挥约束箍筋的作用,取得满意的约束效果,要求约束箍筋的含量达到较高的水平,但这往往造成构件局部范围内钢筋挤塞的现象,从而大大增加了施工难度,并影响到混凝土的浇注质量;对剪切破坏型的钢筋混凝土桥墩,这个问题尤显突出。

本世纪 70 年代以来,抗震设计取得了长足的进步,主要表现为对结构进行非线性动力反应分析以及采用能力设计方法,通过



仔细地配筋和消能措施使得结构具有很好的延性,从而能抵抗强大的地震荷载免遭破坏。抗震设计的发展也同时包含着另一个方面的工作,要从能力设计法角度对原有结构进行评估并根据其原理对抗震性能较差的桥梁、建筑物等进行加固和提高。使其抗震性能满足现行规范的要求。

因此,对于地震灾害中已损坏的桥梁和按以前规范设计的桥梁就需要进行抗震性能评估,并确定需要加固的桥梁以及制定相应的加固方案。本章介绍仅限于钢筋混凝土墩柱加固技术的试验研究。国外对此是十分重视的,必须按照严格的程序有计划地实施桥梁抗震加固,如美国加州运输部要求桥梁的加固必须和新桥一样,在一定的地震烈度下满足生命安全的极限状态。因而,以下介绍的是采用不同加固方法加固后的钢筋混凝土墩柱抗震性能的试验研究。这一部分研究是得到了国家自然科学基金会(项目 59778029)和上海市建设技术发展基金会(项目 A9606119-3)的联合资助。

9.1 墩柱加固技术

对抗震加固方法的研究主要是从 1971 年美国 San Fernando 地震后开始的,我国的抗震加固则主要是在 1976 年唐山地震后开展的。不论是从强度方面,还是从延性角度,加固的目的都是为了恢复与提高原结构的抗震性能,在此方面,研究最多的当数墩柱的加固技术,建筑物及桥梁墩柱加固技术主要有:混凝土加大截面加固、钢管外包加固、钢纤维混凝土加固、预应力主动约束加固和复合材料加固。而旨在提高墩柱的延性及消能能力的加固则是主要的研究对象。

(1) 加大截面加固法



加大截面法是一种常用的墩柱加固方法^[1,2,3,4,5,6,7,8,9],柱子的表面增加一层混凝土及纵向钢筋和横向钢筋,增加的横向钢筋能提高柱子的剪切强度及延性性能,而纵向钢筋能否提高柱子的弯曲强度则取决于纵筋是否锚固在承台中,承台也必须加固以便承受增加的剪力及倾覆弯矩。若纵筋在承台表面即被切断,则弯曲强度不会增加,由于外区混凝土对核心混凝土的约束作用,柱子的延性有所提高。加大截面加固法通常采用的型式有圆形、矩形、方形;加固方式可分为:全截面加固和部分加固法(见图 9.1a)。

为了提高加固后墩柱的延性,必须保证加大截面对原有墩柱截面的约束作用,这对于圆形墩柱面言是易于实现的,可采用密布箍筋或螺旋式箍筋,而对于矩形或方形截面,则采用添加辅助箍筋,同时凿去原有墩柱转角处的混凝土,并采用多角形箍筋,可获得较好的效果,文献^[10,11,12]中对加大截面加固法的理论计算进行了探讨。

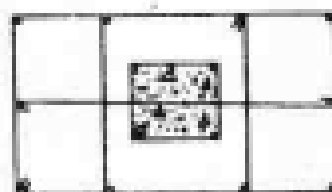
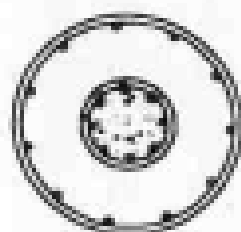
(2) 钢管外包加固法

采用薄钢管外包塑性铰区的加固技术首先是由 Chai^[13]在为了提高圆形桥墩的弯曲性能而采用的,采用两块半圆形的钢管现场沿竖向接缝焊接,钢管的内径比桥墩直径略大,空隙中灌注添加微膨胀剂的水泥砂浆,钢管的下端与承台顶面有 3~5cm 的间隙,防止桥墩在地震作用下弯曲时因钢管的受压而增加截面的弯曲强度,钢管对核心混凝土施加均匀的约束,这种被动约束应力来自于混凝土受压而引起的膨胀,使得混凝土的极限压应变有明显的提高,可从 0.005 增加到 0.03 甚至更高,压应变的提高显著提高了塑性铰截面的曲率延性,可使桥墩的位移延性系数达到 $\mu = 6.0$,当轴压力较大时,桥墩的弯曲强度也会有明显的提高。

当墩柱截面是矩形时,为了保证钢管在周边能产生均匀的约束,必须保持曲率连续,应避免选用矩形钢管,这样只有在转角处



a) 加大截面加固



b) 钢管加固

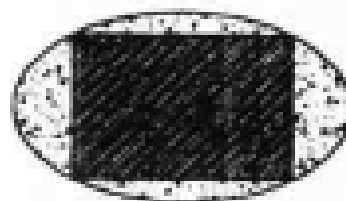
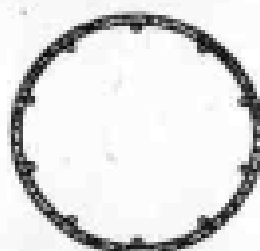


图 9.1 加大截面和钢管外包加固法

才具有良好的约束,可选用图 9.1b 所示椭圆形钢管加固,较大的空隙可灌注与原柱同标号的混凝土。

钢管加固不但能有效地提高桥墩的弯曲强度及弯曲延性,还能防止在塑性铰区搭接的主筋可能发生搭接破坏,因为钢管的约束作用,伴随搭接破坏所产生的混凝土膨胀受到限制。在抗剪加固时,钢管应与桥墩同长,试验结果表明^[11],即使是剪跨比很小的桥墩,在采用钢管加固后也表现出了很好的耗能能力,并且由脆性剪切型破坏转变成延性破坏。

(3) 钢纤维混凝土及环氧混凝土加固法

在工程中,钢纤维混凝土因钢纤维与混凝土骨料之间良好的相互作用,对其抗剪性能的研究较多^[15,16,17,18],而对其在抗震结



构中的应用则知之不多^[19],显而易见,钢纤维混凝土的极限应变要比素混凝土高,因此探讨其在桥墩抗震性能恢复中的应用是有必要的。环氧混凝土因其本身所具有的良好韧性及渗透性能,在用于桥墩加固时,不但可以获得很好的延性而且还是有一定的修复裂缝的能力。

(4) 复合材料加固法

采用复合材料加固能明显地提高钢筋混凝土墩柱的延性,主要是因为复合材料在破坏之前一直都处在弹性工作状态,尤其是在地震的反复荷载作用下纤维中不会产生残余变形和累积破坏,墩柱强度退化小。而且复合材料具有较大的强度和刚度,可减小加固的厚度,常用的复合材料有玻璃纤维,碳素纤维^[14]。采用环氧树脂粘结在柱子上。采用复合材料加固时还可以通过对其施加预应力而达到主动约束来提高柱子延性的目的。

其他的加固方法,如角钢加固等,虽然能提高柱子的刚度和强度^[20],但对在反复荷载作用下延性的提高则效果不明显。

9.2 采用四种方法加固的混凝土桥墩抗震性能研究

9.2.1 加固试验的墩柱模型

第一阶段的试验目的在于研究普通及高强钢筋混凝土桥墩在轴压力及模拟地震荷载作用下的延性抗震性能,一方面为对现有桥梁的抗震性能的评估提供必要的试验依据,同时对应用越来越广泛的高强混凝土在桥墩上的应用进行试验上的探讨。在以往的规范中,对桥墩箍筋的作用缺乏足够的考虑,因此试验时箍筋的含量较按目前桥墩的高。箍筋的形式有两种:错开迭放式及矩形



箍筋加辅助箍筋,主要是为了研究箍筋形式对桥墩抗震性能的影响。

我国以前所修建的桥墩中,截面承载能力较大,轴压比往往很小,一般不超过 10%,这类桥墩的抗震性能在文献^[1]中作了专门研究。然而这类桥墩不但建造不经济,而且主要是按强度理论设计的,抗震性能往往较差。因此试验时专门对轴压比的影响进行了研究,轴压比在 0.11~0.36 之间。在考虑轴向荷载时,同时按现行规范中的有关规定,对模型的稳定性进行了验证。

当箍筋含量较高时,因核心混凝土截面受到箍筋的约束,极限压应变有很大的提高,因此,核心混凝土与保护层混凝土的应力—应变关系不一样,保护层剥落后,核心混凝土能正常工作,承载能力不致于下降过大。试验时专门制作了一座无保护层的桥墩模型,一方面能更清楚地观察核心混凝土的工作及破坏过程,另一方面能准确地了解保护层的承载能力及对整个桥墩性能的影响。此外,试验还研究了纵筋含量对桥墩抗震性能的影响。

所有模型在第一阶段试验后又重新进行修复及加固,然后进行第二阶段的加固试验。

整个试验包括 10 个钢筋混凝土桥墩模型,按箍筋型式分为 A、B 两组,A 组 3 座,每组箍筋包括一根矩形箍筋和一根八角形箍筋,B 组 7 个模型,每组箍筋包括两根错开迭放式矩形箍筋和一根辅助矩形箍筋组成,整座模型箍筋间距一样。箍筋直径为 6mm。主筋除模型 B1 直径为 12mm 外,其余主筋直径为 10mm,主筋 12 根,沿周边均匀布置,间距为 50mm。

每个模型包括一个 $200 \times 200 \times 1000\text{mm}$ 的墩身及底座两部分,墩身高 1200mm,横向荷载加力点至墩底距离为 1000mm,除 B3 模型无保护层外,其余模型剪跨比 L/D 均为 5,属弯曲型桥墩模型。



上部 200mm 供安装轴力装置用。底座在配筋时要保证有足够的刚度,使得墩身与底座固结且墩身在受力时不致于引起底座的裂缝及变形,见图 9.2。

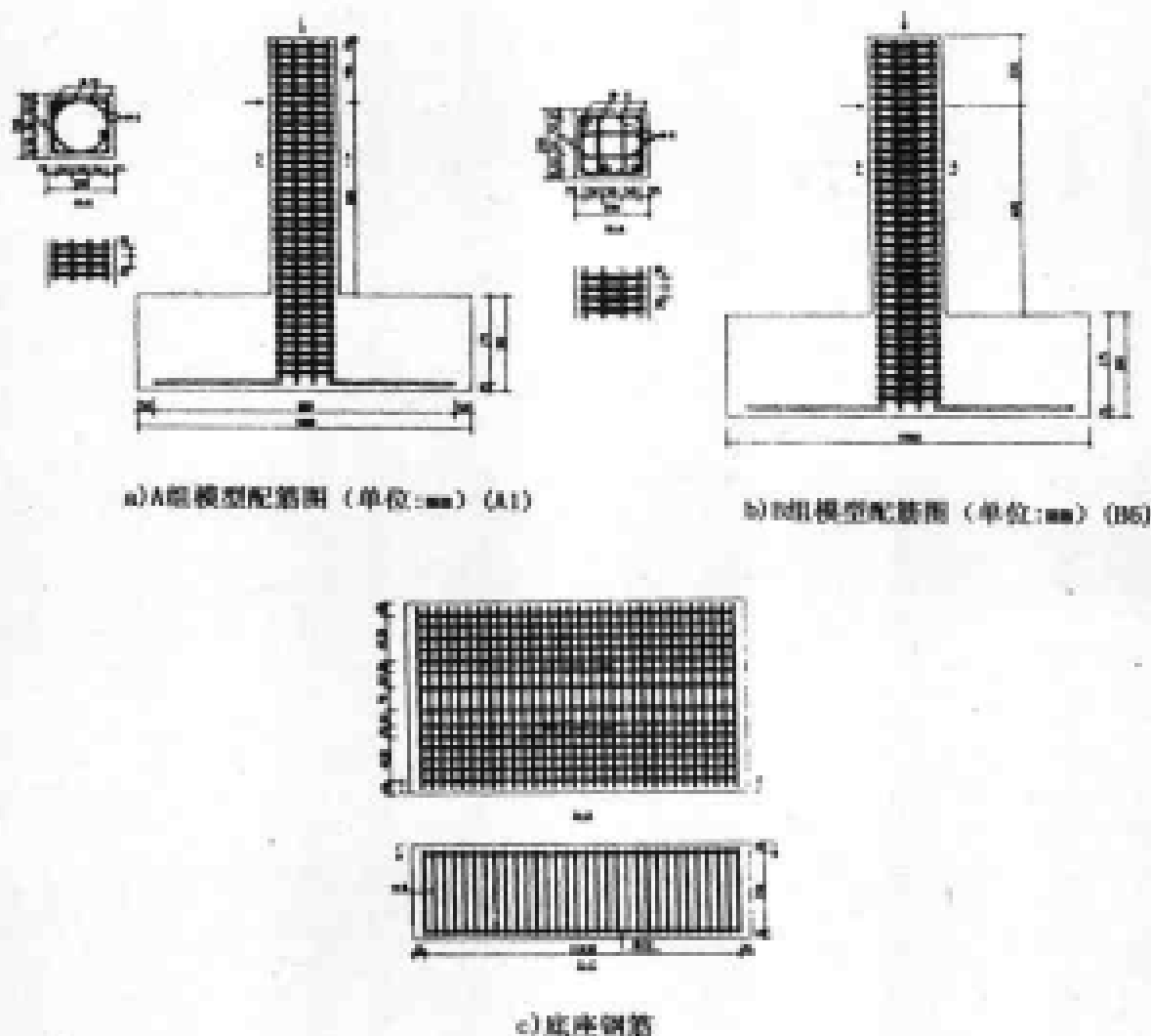


图 9.2 墩柱模型配筋

9.2.2 桥墩模型加固

10 座已破坏的桥墩模型运用四种加固方法修复和加固,具体见表 9.1。



模型加固方法

表 9.1

原 模 型	加 固 模 型	加 固 方 法	轴 力 (kN)
A1	JA1	钢 管	556
A2	JA2	钢纤维混凝土	556
A3	JA3	环氧混凝土	222
B1	JB1	钢 管	232
B2	JB2	玻璃纤维	222
B3	JB3	玻璃纤维	173
B4	JB4	环氧混凝土	267
B5	JB5	钢 管	425
B6	JB6	钢 管	425
B7	JB7	钢纤维混凝土	567

JA1, JB1, JB5, JB6 四座模型所采用的钢管长度均为 40cm, 比塑性区要长一倍左右, 钢管为圆形, 内径为 29.5cm, 比原正方形截面对角线 28.8cm 略大, 钢管材料为 A3 钢, 厚 2mm, 屈服强度 $f_{y1} = 340\text{MPa}$, 弹性模量为 $2.0 \times 10^5\text{MPa}$, 在加固长度范围内将原模型的松散混凝土凿去, 将破坏的箍筋及主筋重新整治后, 将未破坏部分混凝土保护层凿去, 保持新旧混凝土之间良好的相互作用, 钢管安装后离底座平台 1cm, 防止大变形时钢管受压屈曲而增加截面的抗弯强度。钢管加固后的模型分别灌注与原模型标号相同的混凝土。

采用钢纤维混凝土加固 JA2, JB7 模型, 将原模型塑性区的混凝土全都凿去, 保持这一区段全部使用钢纤维混凝土, 所选用的钢纤维为 $0.2 \times 0.25 \times 25\text{mm}$, 粗骨料粒径 $\leq 10\text{mm}$, 钢纤维的体积比为 2%, 立方体强度为 328MPa。钢纤维混凝土的配合比见表 9.2。

钢纤维混凝土配合比

表 9.2

水 泥	砂	石 子	水
1	1.5	2.3	2.5

JB4, JA3 采用环氧混凝土修复, 除了将原模型的松散混凝土



去除外,彻底清洗加固区混凝土的表面,干燥后浇注环氧混凝土,固化时间为 45 分钟,在慢速加载时,环氧混凝土的强度为 1458MPa,快速加载时强度达 1749MPa。

JB2,JB3 采用复合材料—玻璃纤维布进行修复和加固,加固区高度为 40cm,10 层玻璃布用环氧粘结,逐层连续缠绕,原模型在凿去表层混凝土后用水泥砂浆修复成正方形截面。玻璃纤维沿环向的强度参见文献^[30],因为规格相同,环向拉伸强度为 230.7MPa,拉伸弹性模量 1261MPa,延伸率为 1.8%。

图 9.3 为四种不同加固墩柱的滞回曲线。

关于第一、二阶段整个试验方法、过程、数据整理及理论分析请参见文献^[25],这里不再赘述。仅在此介绍加固墩柱模型的破坏状态及试验结论意见。

9.2.3 加固墩柱模型的破坏状态

1. 钢管加固模型的破坏状态

JA1 轴力:556kN 日期:96.8.7	
$\delta(\text{mm})$	变形及破坏过程
6	钢管与底座空隙处有裂缝出现,但反向加载时闭合,混凝土未发生明显变化;
8	与 $\delta = 6\text{mm}$ 相同;
10	空隙处裂缝较大;
15	空隙处混凝土有少量挤出现象发生,但其他部分工作正常;
20	上部加固区与未加固区截面变化处有水平裂缝出现,由角部向中间延伸;
25	上部裂缝继续发展,角部有少量混凝土剥落;
30	上部保护层混凝土剥落,裂缝以水平为主,一面有两条斜裂缝;
35	上部出现保护层剥落较多,长为 16cm;
40	停止加载。



JB1 轴力:232kN 日期:96.8.6	
δ (mm)	变形及破坏过程
8	上部截面变化处,有一条微裂缝;
10	空隙处混凝土在受压时有少量被挤出,上部交接面处工作正常,原有小裂缝未发展,反向加载时闭合;
15	变形主要发生在空隙处,上部工作正常;
30	空隙处混凝土再次少量被挤出;
35	空隙受拉及受压两侧均有混凝土挤出;
45	上部未加固区有裂缝发展,但未出现贯穿的裂缝;
50	钢管上部与混凝土接触面处有脱离现象,裂缝沿钢管周边呈不连续状;
55	交接面一边有一条裂缝贯穿,保护层混凝土工作正常;
65	空隙处变形加大,受拉面与承台有一较大开口,强度下降明显,停止试验。

JB5 轴力:425kN 日期:96.8.7	
δ (mm)	变形及破坏过程
6~8	空隙处受拉时,有裂缝出现,上部工作正常;
15	变形仍然集中于空隙处,整个模型变形协调,上部未加固区,只有少量细裂缝,未发展,每次受拉时均出现,受压时闭合;
25	空隙处混凝土有脱落,钢管上端与混凝土交界面上在受拉区有缝隙,说明共同作用性能较差;
35	未加固区下端有一条沿交界面的裂缝,由角部向中部发展,不贯通;
40	未加固区裂缝继续发展,有10多条,分布较为均匀,间距均为 $\frac{1}{2}$ 箍筋间距,下部变形仍集中在空隙处,伴有混凝土挤出;
55	上部裂缝贯通,停止加载。



JB6 轴力:425kN 日期:96.8.6	
δ (mm)	变形及破坏过程
4~6	整个模型未发生明显的变化;
8	空隙处变形发展,可观察到裂缝但未发生混凝土被挤出现象;
15	变形集中于空隙处,上部未加固区工作正常;
25	空隙处有少量混凝土被挤出;
30	加固区下端一例 20cm 范围内有 3 条水平裂缝,宽度较小,另一例未出现裂缝,反向加载时裂缝闭合;
40	空隙处开口不断变深,受压区伴有混凝土被挤出;
55	空隙处受拉侧开口较深,可见主筋;
60	未加固区两面均出现裂缝,停止加载。

2. 钢纤维混凝土加固模型的破坏状态

JA2 轴力:556kN 日期:96.8.5	
δ (mm)	变形及破坏过程
10	一角部有长为 1cm 的一条裂缝出现;
15	一侧有 3 条裂缝出现,水平方向,间距约 1cm,反向加载时闭合;
20	原有 3 条裂缝沿角部扩展至侧面;
25	加固区与未加固区交界处原柱交界面上有松动现象但未发生脱离;
30	裂缝继续扩展,在未加固区下端也有裂缝出现;
35	一侧有竖向裂缝出现;
40	加固区底端有裂缝继续扩展;
45	加固混凝土剥落,但主筋未裸露,停止加载。



JB7 轴力:567kN 日期:96.8.6	
δ (mm)	变形及破坏过程
10	} 正面两侧有裂缝出现,反向加载时闭合
15	
20	
25	正面离底端 5cm 处裂缝由转角处向中心扩展,反向 15cm 处一条水平裂缝贯穿;
30	保护层混凝土有小片脱离,但由于钢纤维的连接作用,脱落较少;
35	正面 5cm 处混凝土有向外鼓出现象,侧向开始出现竖向裂缝;
40	裂缝加大,停止加载。

3. 环氧混凝土加固模型的破坏状态

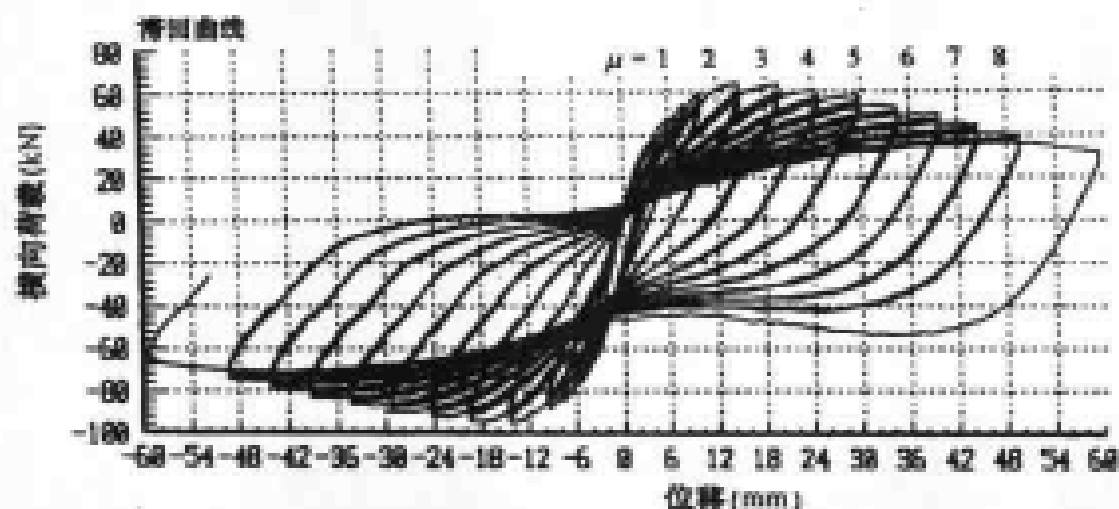
JA3 轴力:222kN 日期:96.8.1	
δ (mm)	变形及破坏过程
25	在 $\delta = 25\text{mm}$ 之前加固区变形正常,无明显变化,未见有裂缝出现;
30	加固区有一水平裂缝,离底端 5.5cm;
35	仍然只有一条裂缝,但反向加载时裂缝闭合;
40	加固区裂缝未发展,也未出现新的裂缝,但未加固区则有较小的裂缝产生,条数较多;
70	因加载位移限制,停止加载,整个模型未发生环氧混凝土及未加固区混凝土剥落现象。

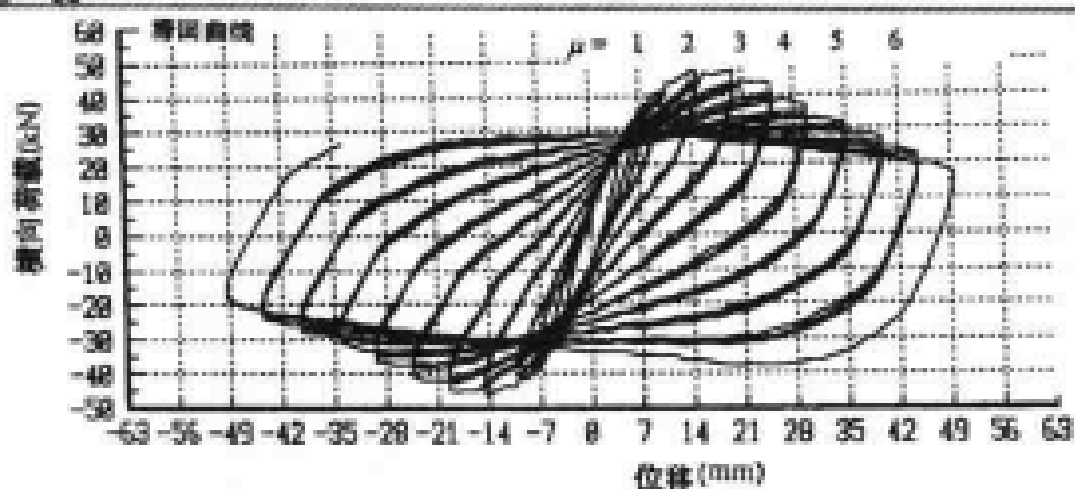
JB4 轴力:267kN 日期:96.8.5	
δ (mm)	变形及破坏过程
15	加固区与未加固区之间,原混凝土与环氧混凝土之间有裂缝出现,可能是因为此处环氧混凝土较薄;
30	正面两侧离底端 5cm 处对称出现各一条水平裂缝;
40	仍然只有两条对称水平裂缝,未发现有新裂缝发育;
50	未加固区也有细裂缝出现,有水平向及斜向裂缝;
65	停止试验。



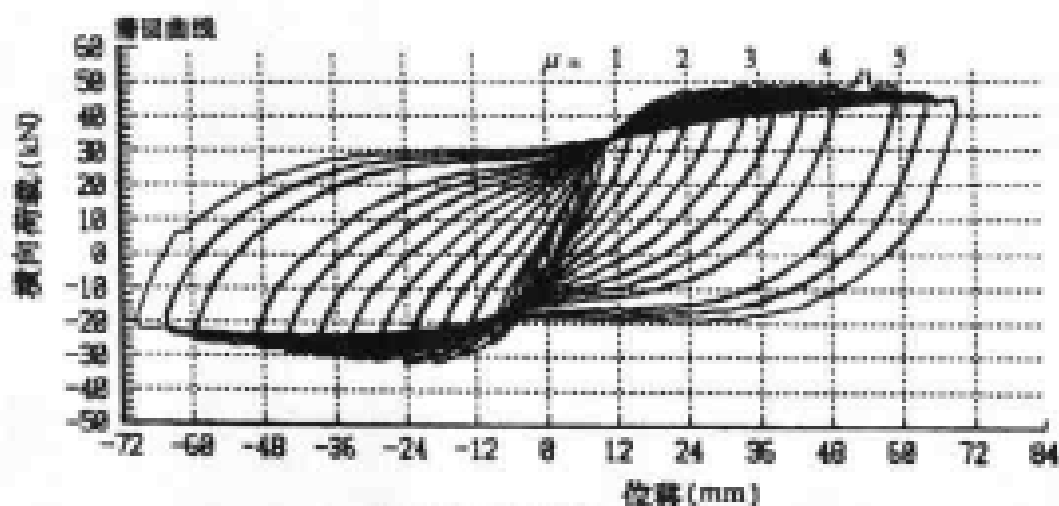
4. 玻璃纤维复合材料加固模型的破坏状态

JB2	轴力:222kN	日期:96.8.1
δ (mm)	变形及破坏过程	
4	无明显变化;	
6	无明显变化;	
8	无明显变化;	
10	用于显示裂缝的玻璃纤维表面石灰有缓慢破裂迹象,但未脱落;	
15	加固区与未加固区均工作正常;	
20	} 工作正常,有少量石灰片脱落;	
30		
35		
40	一侧离底面 5cm 处玻璃钢变形,有变皱鼓出现象,另一侧对称处也有玻璃钢变形,但只有很窄的一条;	
45	一侧玻璃钢有裂口,并逐渐展开;	
50	裂口沿模型角部向上开展,停止加载,凿去玻璃钢,内部修复的水泥砂浆呈粉状脱落。	

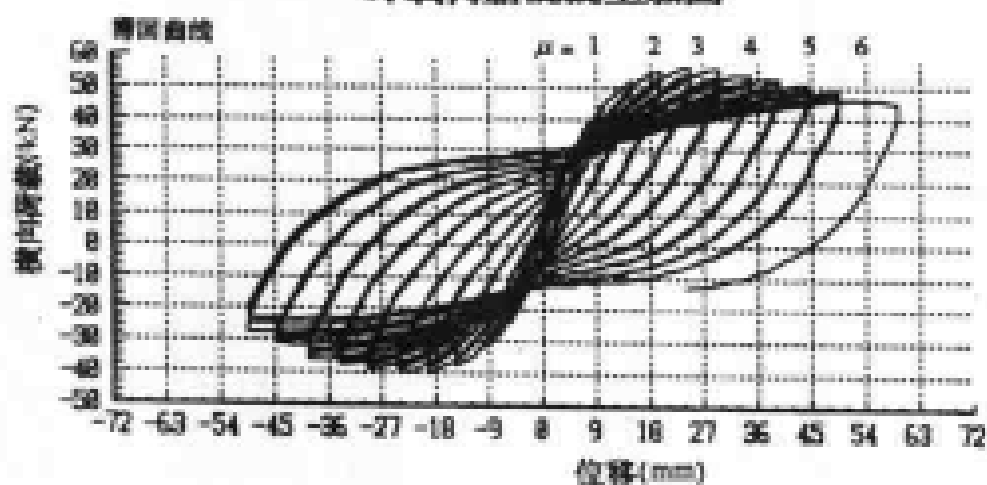




钢纤维混凝土加固



环氧树脂混凝土加固



玻璃纤维复合材料加固

图 9.3 四种不同加固墩柱的滞回曲线



JB3 轴力:173kN 日期:96.7.31	
δ (mm)	变形及破坏过程
4	} 无明显变化;
6	
8	
10	石灰浆呈小片状,少量落下,靠近下端变化较为明显;
15	变形正常,小片石灰片脱落;
20	横向荷载加力方向一例,加固区与未加固区交界处一角出现一条长 4cm 裂缝,但只到试验结束,该裂缝均没有加长、加宽,只维持现状,且反向加强时闭合;
25	} 工作正常,无明显变化;
30	
35	交界面处一侧又有两条不闭合的裂缝;
60	靠近下端一侧 5cm 处玻璃钢鼓出,停止试验,但玻璃钢未破裂,敲开后发现 8cm 范围内用于修复的水泥砂浆已全部破碎落下。

9.2.4 试验结论

我们将钢筋混凝土桥墩加固模型的试验实测数据与理论计算结果进行了对比,从耗能能力、位移延性、刚度变化及破坏特征等几方面作了详细分析,并归纳为如下结论:

(1)采用钢管加固正方形或矩形桥墩时,最好采用全长加固,避免因截面突变面产生的承载能力突变;

(2)由于钢管与混凝土之间的良好相互作用是保证其加固效果的关键,而实际情况下钢管较难达到屈服,因此采用钢管的屈服强度来计算约束压力及混凝土极限压应变会过高估计桥墩变形能力;



(3)采用钢管加固钢筋混凝土桥墩明显提高了其刚度、强度及变形能力,抗剪强度也得到了明显的提高;

(4)由于玻璃纤维复合材料的弹性性能,利用其加固桥墩能明显提高抗震性能及耗能能力,而强度增长较小,因此是一种行之有效的提高桥墩延性的方法;

(5)钢纤维混凝土加固法只能作为提高强度的途径,而未能表现出良好延性性能,而且钢纤维与原有混凝土的衔接是一个较难解决的问题;

(6)环氧混凝土加固显著提高了桥墩的耗能能力,能达到较大的位移延性,而屈服后强度下降很小,在整个变形过程中强度增长也很小。

9.3 FRP 约束混凝土墩柱的抗震性能研究

9.3.1 FRP 材料的特点

纤维增强塑料(FRP)是一种先进的复合材料,自 20 世纪 60 年代中期问世以来,最先在航空工业和国防工业中得到广泛应用,但由于 FRP 昂贵的材料价格和制作费用,这种先进的材料一直难以在土木工程领域得到推广应用,就在 10 年以前,FRP 还被土木工程界视为是下个世纪的未来材料。但近几年来,随着工艺上的改进和总体施工成本的下降,FRP 在土木工程中得到了越来越广泛的实际应用。

FRP 由两种材料复合而成,其中一种是纤维材料,另外一种为基体材料。目前常用的纤维材料有碳纤维(Carbon Fiber)、玻璃纤维(Glass Fiber)和芳纶纤维(Aramid Fiber);基体材料通常为树脂,目前常用的为不饱和聚酯树脂、乙烯酯树脂和环氧树脂。根据实



际工程中使用的 FRP 材料的形状,可以把 FRP 材料划分为 4 类:即片材、棒材、型材和特殊构造用材。表 9.3 为实际工程中使用的 FRP 材料类型的图例^[21];

实际工程使用的 FRP 材料类型

表 9.3

种类	片 材		棒 材		型 材					特殊构造材料
	布材	板材	有肋或无肋棒材	束状	网格型	矩型	层压型	工字型	蜂窝型	
形状										

与传统的建筑材料——钢和混凝土相比,FRP 材料具有多项优秀的物理性能指标:

(a)FRP 轻质高强,具有极高的比强度和比刚度;

(b)FRP 耐腐蚀性能好,不仅能经得起水泥碱性的侵蚀,而且也不受其它酸碱介质的侵蚀;

(c)FRP 抗疲劳能力强;

(d)FRP 具有较高的电阻和较低的磁感应。

表 9.4 比较了常用纤维材料^[22]与 A3 钢筋的主要性能指标,表中强度指标均指拉伸情况。从表 9.4 中可见,常用纤维材料的比强度(强度与比重之比)远远高于 A3 钢筋,比刚度也高于 A3 钢筋;但延伸率却比 A3 钢筋要低很多,在常用纤维材料中,玻璃纤维的延伸率最好。

尽管 FRP 在多项物理性能指标上由于传统的建筑材料,但目前它仍有两个最主要的缺点:

(1)纤维材料价格目前还较高,即使是其中最便宜的玻璃纤维材料,价格也是普通钢筋的两倍以上;

(2)FRP 材料同时具有高强和脆性的特点,因此,FRP 材料要



作为受力筋的形式与混凝土结合,对混凝土的强度要求较高,组合而成的构件破坏通常呈脆性模式。

常用纤维材料和钢材的主要性能指标 表 9.4

性 能	碳纤维	芳纶纤维	玻璃纤维	钢 筋
屈服强度(Mpa)	/	/	/	240 ~ 340
极限强度(MPa)	4410	2840	2350	380 ~ 520
弹性模量(GPa)	230	109	69	200 ~ 210
延伸率(%)	1.9	2.4	4.0	≥16
比重	1.8	1.45	2.54	7.8

9.3.2 国内外研究和应用概况

(1) 国内外研究概况

20 世纪 60 年代末,美国 Marshall - Vega 公司研制出一种 GFRP 增强筋,用于混凝土结构,以改善近海地区和气候寒冷地区钢筋混凝土结构遭受盐害侵蚀的问题。可以说,这是从土建领域出来,对 FRP 进行研究和应用的开始。

1981 年,瑞典的 Meier 首次采用 CFRP 粘贴法加固了 Ebach 桥。

1988 年,美国里海大学的 Philip 等采用 CFRP 薄板粘贴在混凝土梁底的方法,研究了 CFRP 加固混凝土梁的抗弯承载力。

1992 年,麻省理工学院(MIT)的 Berset 首次进行了 FRP 加固混凝土构件抗剪性能的研究。

在早期,北美和欧洲国家对 FRP 材料在土建领域的应用研究,都只是一些试探性的研究工作。只是到了最近几年,FRP 材料在土建领域得到大量应用之后,才真正开始有了比较系统的研究工作^[11-15]。1993 年,由美国混凝土协会(ACI)主办,在加拿大温哥华召开了首届 FRP 与钢筋混凝土结构的国际会议(FRPRCS -



1);此后,对 FRP 的关注扩大到了欧洲,1995 年,在比利时 Ghent 召开了第二届 FRP 与钢筋混凝土结构的国际会议(FRPRCS-2);在这之后,关于 FRP 与钢筋混凝土结构的专题国际性会议每两年都召开一次,迄今为止,已召开了 4 届。

日本在 FRP 产品的研究、开发和应用方面,处于世界领先水平。在日本土建领域,首次使用 FRP 片材对结构进行加固的研究,始于 20 世纪 80 年代后期;在 1995 年神户大地震爆发之后,对 FRP 片材用于抗震加固目的的研究和应用激增,目前日本在 FRP 的实际工程应用研究方面已有相当的基础,并已制定了各种各样的设计和施工指南、手册以及规范建议^[3]。

国内土木工程界对 FRP 材料的应用和研究,几乎与国外同步,但由于种种原因,发展较慢,仅仅是在最近几年以来,对 FRP 的研究和应用才有了较大的进展,但主要局限在对结构静力强度补强和正常使用状态加固方面的研究和应用,而且以建筑结构中的梁、板加固应用研究居多,与日本和美国的研究相比,存在较大的差距。

(2)在建筑结构中的应用

FRP 在建筑结构中的实际应用,目前国内外都基本限于结构加固和修补上,包括对梁、板、柱、节点、墙和屋架的加固和修补,其中尤以梁和板的加固占主要比例;这方面的研究已经充分证明,FRP 材料可以有效地提高结构构件的抗弯和抗剪能力,提高结构的耐久性。在应用形式方面,则以 FRP 片材为主;采用 FRP 片材粘贴法对危旧建筑结构进行加固或修复,施工过程方便快捷,无需特殊的装备,无需占用较大的工作空间,不需要熟练技术工人,没有传统建筑材料施工中的噪声污染和视觉污染,整个施工周期可以大大缩短,而且施工质量容易保证。此外,由于 FRP 材料抗腐蚀,因此,采用 FRP 加固或修补后的结构,其耐久性也提高了。



(3) 在桥梁结构中的应用

由于 FRP 具有轻质和高强的特性,因此,国内外一直孕育着采用 FRP 材料建造特大跨桥梁的设想。早在 1987 年,Meier 就提出了在直布罗陀海峡最窄处修建一座 CFRP 斜拉桥的建议,在该建议中,斜拉桥的主跨达到了 8400m,用传统的建筑材料显然无法胜任。对 CFRP 主缆的研究表明,CFRP 缆索在强度、抗疲劳能力和垂度方面均优于钢绞线缆索,因此,理论上 CFRP 缆索代替钢缆索的方案是可行的,在制造上也不会有困难,唯一欠缺的只是对 CFRP 缆索在实际应用中的耐久性的了解;但 CFRP 主梁在制造上,即使是目前的机器也无法胜任。

虽然限于制造工艺水平,目前还无法真正建造特大跨的 FRP 桥梁,但各国关于这方面的研究工作,始终没有中断过。到目前为止,国内外已先后修建了 16 座试验性的 FRP 桥梁,其中国内就占了 5 座。

与 FRP 在建筑结构中的应用情况相同,目前 FRP 材料在桥梁结构中的实际应用,也以结构加固和修补为主,包括对主梁、桥面板和桥墩的加固和修补;在 1994 年美国北岭地震和 1995 年日本神户地震爆发之后,以抗震加固为目的、对桥墩进行补强并提高桥墩延性的 FRP 应用,在美国和日本以日俱增。与传统的增大截面法和钢套筒(或钢板)加固方法比较,采用 FRP 粘贴法加固桥墩,在施工便利性和施工周期等方面都具有巨大优势,而且几乎没有后期维护问题。由于施工和维护费用下降,尽管 FRP 材料自身价格较高,但比较下来,采用 FRP 加固桥墩,总体费用降低。根据日本道路公司(Japan Highway Corp.)的报告,采用增大截面法加固一个桥墩的费用约为 47000 美元,采用钢套筒约为 37000 美元,而采用 CFRP,费用仅为约 18800 美元。

FRP 材料用于桥梁加固,还有另外一些优点:如 FRP 材料易



成型,可以适用于各种截面形式;FRP 材料易着色,有利于桥梁的景观设计等等。

与国外 FRP 材料在桥梁结构中的大量应用相比,国内的应用明显偏少,用于桥梁结构抗震加固目的的更少。与 FRP 在建筑结构中的应用相比,在桥梁结构应用方面,国内和国外的差距更大,针对桥梁结构应用特点的研究也几乎为零。

(4)同济大学范立础教授学科组的研究

正如前面所述的,对建于强震区的钢筋混凝土和预应力混凝土桥梁,为了保证结构的整体延性能力,通常需要在桥墩塑性铰区范围内增配相当数量的约束箍筋。但这往往造成桥墩局部范围内钢筋挤塞的现象,大大增加了施工难度,并影响到混凝土的浇注质量;对剪切破坏型的钢筋混凝土桥墩,这个问题尤显突出。

从理论上讲,配置约束箍筋的目的,是为了对塑性铰区范围内的混凝土形成有效的约束,使核心混凝土处于三向压应力状态,从而大大地增加混凝土的延性。可以想象,如果给桥墩套上或者缠上高强的 FRP 材料,那么同样应对核心混凝土的延性有很大的改善,更重要的是,这种方法还可能从根本上解决使用约束箍筋中遇到的困难。本文从两个不同的侧面,对这种设想进行了研究:首先,采用预制的玻璃纤维增强塑料(Glass Fiber Reinforced Plastics—GFRP)管,制作 GFRP 管套箍钢筋混凝土墩柱模型,首先,通过地震模拟振动台试验,检验两座采用 GFRP 管套箍的钢筋混凝土墩柱的简支梁桥模型的实际抗震性能;然后,通过周期反复荷载试验,研究 GFRP 管套箍钢筋混凝土墩柱的破坏模式和延性性能;其次,采用碳纤维布材(Carbon Fiber Reinforced Plastics—CFRP),通过缠绕粘贴工艺,对破坏后的钢筋混凝土墩柱模型进行修复,通过周期反复荷载试验,研究修复后的墩柱模型的抗震性能。



9.4 GFRP 管套箍钢筋混凝土墩柱的抗震性能

9.4.1 地震模拟振动台试验

(1) 试验目的

本次试验的目的,主要是为了验证 GFRP 管套箍钢筋混凝土墩柱的实际抗震性能。

(2) 试验模型设计

(a) 模型相似系数

地震模拟振动台试验模型设计的一个基本考虑,是试验模型与原型的物理相似性。由于本次试验并不针对某座具体桥梁,因此,在模型的长度相似系数选择上存在不明确性。尽管如此,为了使模型试验结果具有说服力,在模型设计时仍应考虑相似关系,使设计的试验模型不致与实际情况相差很远。

根据试验目的,采用原型材料制作试验模型。考虑到试验使用的地震模拟振动台的最大承载能力和相似关系,把模型的长度相似系数定为 $1/5$ 。由于 $P-\Delta$ 效应对桥墩的抗震性能影响很大,所以,在设计试验模型时,采用了人工质量模型^[26]。表 9.5 列出了本次试验中采用的模型相似系数。

(b) 模型设计

在本次试验中,设计了两座不同的简支梁桥试验模型。每座简支梁桥模型的上部结构均通过板式橡胶支座支撑在两个柱式桥墩上,在两个桥墩中,一个为通常的钢筋混凝土桥墩,另一个除了在桥墩外表套箍预制的 GFRP 管之外,其余的与前者完全相同。

在两座简支梁桥模型中,采用的桥墩截面形式均为圆形,直径



均为 20cm,但墩高有所不同。其中一座模型采用的两个桥墩,净高为 50cm,对应典型的弯剪破坏型情况;另外一座模型采用的两个桥墩,净高为 80cm,对应典型的弯曲破坏型情况。

试验模型相似系数(由原型材料的人工质量模型^[26]确定) 表 9.5

物理量	相似系数表达式	实验取值	备 注
长度	S_l	1/5	表中 m_a 表示需要附加的人工质量, m_p 表示原型结构质量, m_m 表示模型自身质量(按缩尺模型计算 $m_m = S_L^3 m_p$)。
时间	$\sqrt{S_t}$	$\sqrt{1/5}$	
频率	$1/\sqrt{S_L}$	$\sqrt{5}$	
速度	$\sqrt{S_L}$	$\sqrt{1/5}$	
重力加速度	1	1	
加速度	1	1	
位移	S_L	1/5	
弹性模量	1	1	
刚度	S_L	1/5	
质量密度	1	1	
(人工质量)	$m_a = S_L^2 m_p - m_m$	$m_a = 6.6t$	

由于振动台试验关心的对象为桥墩,因此仅对桥墩模型严格按相似关系进行设计,而底座、盖梁和板式支座均采用保守设计。两座简支梁桥模型所采用的柱式桥墩的基本情况,列于表 9.6 中,表中纵向钢筋的配筋率,乃根据现行部颁规范^[27,29],按 8 度设计烈度通过计算确定,箍筋也是根据部颁规范的有关规定确定。



柱式桥墩模型的基本设计参数

表 9.6

设计参数	对应桥墩类型 ——弯剪破坏型	对应桥墩类型 ——弯曲破坏型
截面直径	20cm	20cm
净高	50cm	80cm
纵向钢筋	8 Φ 8(1.28%)	8 Φ 8(1.28%)
箍筋	Φ 4 螺旋箍筋, 竖向间距 8cm, 体积配箍率为 0.31%	Φ 4 螺旋箍筋, 加密段间距为 8cm, 其余为 12cm; 加密段体积 配箍率为 0.31%
混凝土标号	15	15
轴压比	10%	10%
上部结构重量	6.6t	6.6t

两座简支梁桥模型的上部结构,均由两根横向并列放置的“工”字型钢梁和“U”形混凝土梁模拟。为了补足重力效应和惯性效应,通过在专门设计的“U”形混凝土梁内填充铁块的方法,提供附加的人工质量。“U”形混凝土梁搁置在钢梁上,并通过预制锚孔用螺栓与钢梁牢固联接。由于桥墩质量与上部结构质量相比很小,因此在桥墩墩身上不再附加人工质量。

试验模型中采用的板式橡胶支座,选用标准的 GJZ150 \times 350 \times 35 矩形支座。为防止支座与钢梁或下部盖梁之间发生相对滑动,在支座顶面和底面各设计了一块与支座一体化的钢板,并通过支座钢板上的锚定螺孔,用螺栓与钢梁和盖梁牢固联结。在设计板式橡胶支座时,同时考虑了不限制支座纵、横向变形的要求。

试验模型的总体布置、各部分尺寸、构造和详细的配筋图等,在附录三中提供。

(3) 试验测点布置

本次试验分两次进行,每次试验都只在振动台上安装一座简



支梁桥模型。两次试验的测点布置相同,如附录三中所示。试验中,在模型桥上部结构、墩顶、墩中部和底座上共安装了 11 个加速度传感器,以记录这些部位的加速度反应;此外,试验还在两个桥墩墩顶和上部结构上各安装了 1 个位移传感器,分别记录结构和桥墩的位移反应。为了了解 GFRP 管的变形情况,在靠墩底和墩中部的 GFRP 管外壁上各粘贴了 8 片应变片,8 片应变片中 4 片布置为以桥墩轴向相交 $\pm 45^\circ$,另外 4 片中有 2 片沿轴向方向布置,其余 2 片沿周向布置。

(4) 试验概况

本次试验在同济大学土木工程防灾国家重点试验室的 MTS 模拟地震振动台上实施,该振动台台面尺寸为 $4 \times 4\text{m}$,最大试件质量为 25t,水平 X 向最大加速度为 $1.2g$,水平 Y 向最大加速度为 $0.8g$,竖向最大加速度为 $0.7g$ 。试验中仅在水平 X 向(顺桥向)输入缩尺后的 El Centro 南北分量地震加速度记录,并按不同试验工况调整加速度峰值。地震模拟振动台试验过程如下:

(a) 试验模型的两个桥墩在振动台台面上安装就位后,首先由台面分别输入 $0.05g$ 的纵向(水平 X 向)和横向(水平 Y 向)白噪声信号,对桥墩各进行一次纵向和横向扫描,得到两个方向的传递函数,由此确定每个桥墩纵向、横向初始的基本周期和阻尼比。

(b) 在板式橡胶支座和上部结构安装就位后,由台面输入 $0.05g$ 的纵向白噪声信号,对整桥模型进行一次纵向扫描,由此确定整桥模型纵向的基本周期和阻尼比。

(c) 由台面输入水平 X 向(顺桥向)El Centro 南北分量地震波,并按以下工况逐级增大加速度峰值,直到某个桥墩破坏为止:

$0.1g \rightarrow 0.15g \rightarrow 0.20g \rightarrow 0.25g \rightarrow 0.30g \rightarrow 0.35g \rightarrow 0.40g \cdots$

在每级地震波输入之间,都输入 $0.05g$ 的纵向白噪声信号,以测定模型动力特性的变化情况,并由此识别其损坏程度。



(d)在某个桥墩破坏之后,即拆卸下上部结构和板式橡胶支座,将两个桥墩留在振动台台面上,再一次由台面分别输入 $0.05g$ 的纵向和横向白噪声信号,对桥墩进行纵向和横向扫描,由此确定破坏后的桥墩纵向、横向的基本周期和阻尼比。

图 9.4 为两座试验简支梁桥模型在地震模拟振动台上安装就位后的情况。

(5) 试验结果及分析

(a) 破坏现象描述及分析

在地震模拟振动台试验中,观测记录了桥墩的破坏情况。对采用弯曲破坏型桥墩的简支梁桥模型,在台面输入峰值为 $0.20g$ 的 El Centro 波时,在普通钢筋混凝土桥墩墩底附近首次发现肉眼可见的横向水平裂缝,随着台面输入的 El Centro 波峰值的增大,墩底附近的横向水平裂缝宽度加大,而且不断向核心渗透。到试验后期工况,可以明显看到该主裂缝张开得非常之大,桥墩以该主裂缝为中心向桥纵向两侧摆动,出现横向水平主裂缝的截面基本被该裂缝贯通,在墩底附近形成了真正意义上的塑性铰。图 9.5 显示了该简支梁桥模型采用的普通钢筋混凝土桥墩的破坏情况。对 GFRP 管套箍的弯曲破坏型钢筋混凝土桥墩,试验自始至终都没有发现 GFRP 管破坏的痕迹,通过后来的试验结果分析发现, GFRP 管内的核心混凝土,在试验过程中实际上也出现了一定的破坏。

对采用弯剪破坏型桥墩的简支梁桥模型,在台面输入峰值为 $0.10g$ 的 El Centro 波时,就已经在普通钢筋混凝土桥墩的墩顶和墩底附近,分别发现肉眼可见的弯剪裂缝和横向水平裂缝,随着台面输入的 El Centro 波峰值的增大,这两处的裂缝宽度未见明显加大,但裂缝不断向下和向周围延伸,在墩中部附近,也相继出现了多道较细的弯剪裂缝。图 9.6 显示了该简支梁桥模型采用的普通



a) 采用弯曲破坏型桥墩的简支梁桥模型



b) 采用弯剪破坏型桥墩的简支梁桥模型

图 9.4 简支梁桥模型在振动台上就位后情况

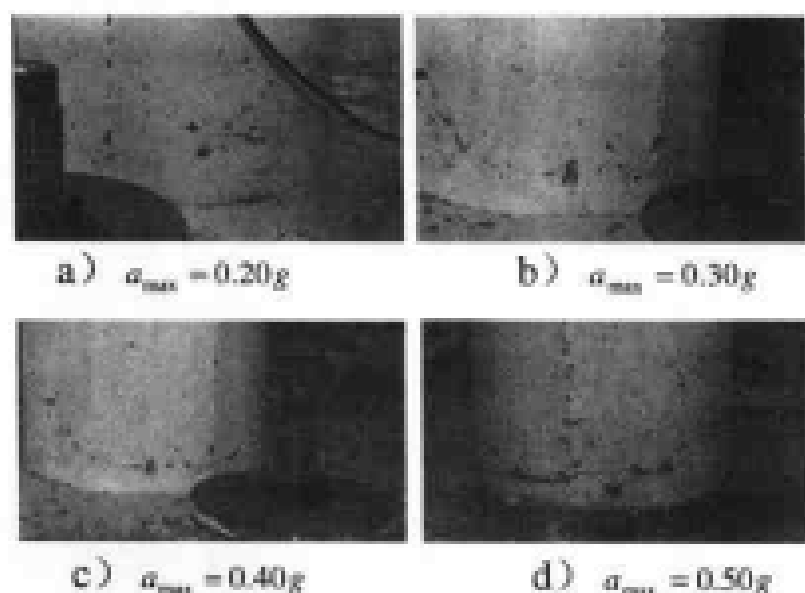


图 9.5 弯曲破坏型钢筋混凝土桥墩破坏情况

钢筋混凝土桥墩的最终破坏情况。由 GFRP 管套箍的弯剪破坏型钢筋混凝土桥墩, 试验自始到终同样也都没有发现 GFRP 管破坏的痕迹, 尽管核心混凝土实际上也有出现一定的破坏。

为了从定量指标上了解两座模型桥桥墩的损坏情况, 通过试验记录的传递函数, 由半功率谱法^[35]确定了模型桥在不同试验工况下的基频和阻尼比。在图 9.7 中, 绘出了采用弯曲破坏型桥墩的简支梁桥模型的结构基频和阻尼比随台面输入的加速度峰值的变化曲线。从图 9.7 中可见, 随着台面输入的加速度峰值的增大, 该模型桥的基频不断下降, 而阻尼比却不断增大; 在不同峰值的加速度作用下, 基频和阻尼比的变化幅度相差很大; 在台面输入的加速度峰值低于 $0.15g$ 时, 基频基本没有变化; 在加速度峰值为 $0.30g \sim 0.45g$ 时, 变化幅度最大。阻尼比在台面输入的加速度峰值低于 $0.15g$ 时, 也基本没有变化; 在加速度峰值为 $0.35g \sim 0.40g$ 时, 变化幅度最大; 当加速度峰值大于 $0.40g$ 时, 阻尼比基本不再发生变化。

需要指出的是, 图 9.7 中的基频和阻尼比大部分得自结构已



a) 顺桥向



b) 横桥向



图 9.6 弯剪破坏型钢筋混凝土桥墩的最终破坏形态

(注:由于裂缝宽度较小,为了清楚起见,图中裂缝已用墨线加黑)

出现一定损坏的模型桥。从理论上讲,结构在非线性状态下,实际上已不存在固有的自振频率,但“名义”的自振频率在一定程度上反应了结构的损坏情况;尤其是实测的阻尼比,更是直接反应了结构的滞回耗能情况。基于这种考虑,按式(9.1)和式(9.2)分别定义结构损伤指数 D_m 和结构滞回耗能指数 E_m :

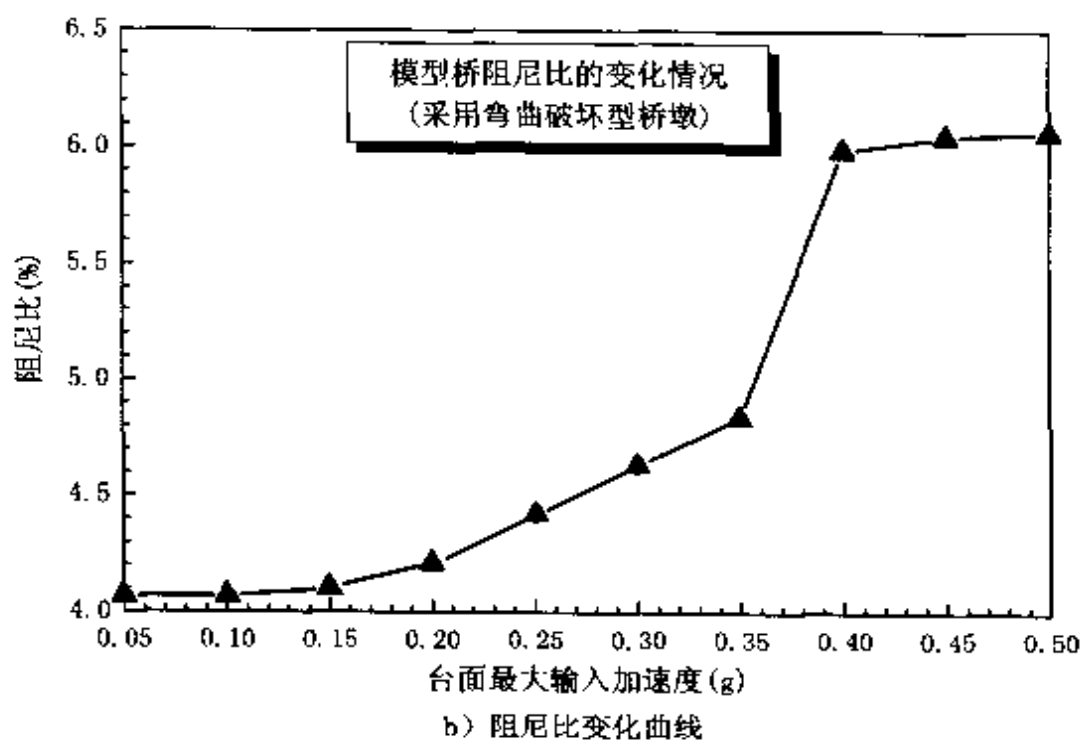
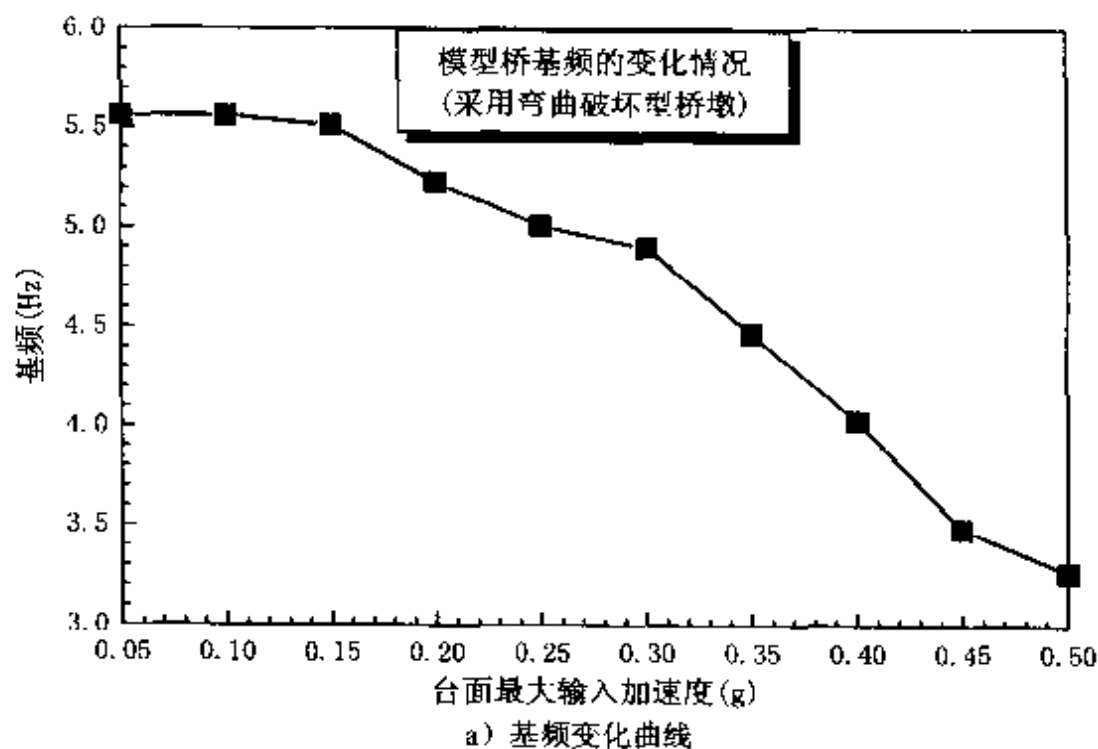


图 9.7 结构基频和阻尼比变化曲线(采用弯曲破坏型桥墩的模型桥)



$$D_m = \frac{f_0 - f_i}{f_0} \quad (9.1)$$

$$E_m = \frac{\xi_i - \xi_0}{\xi_0} \quad (9.2)$$

式(9.1)中, f_0 和 f_i 分别表示模型桥初始结构基频和第 i 个工况下的基频; 式(9.2)中, ξ_0 和 ξ_i 分别表示模型桥初始阻尼比和第 i 个工况下的阻尼比。

根据式(9.1)和式(9.2)的定义, 绘出了采用弯曲破坏型桥墩的简支梁桥模型, 其结构损伤指数 D_m 和结构滞回耗能指数 E_m 随台面输入地震波工况的变化曲线, 如图 9.8 所示。

从图 9.8 中可见, 模型桥在台面输入的加速度峰值为 $0.05g \sim 0.15g$ 时, 结构基本没有损坏; 在加速度峰值为 $0.20g$ 时, 结构已经明显损坏; 在加速度峰值为 $0.30g \sim 0.45g$ 时, 结构损坏最快; 在加速度峰值为 $0.35g \sim 0.40g$ 时, 结构滞回耗能增长最快, 但在加速度峰值超过 $0.40g$ 时, 结构滞回耗能基本不再增长, 表明此时结构已形成稳定的塑性耗能机制。

在图 9.9 中, 绘出了采用弯剪破坏型桥墩的简支梁桥模型的结构基频和阻尼比随台面输入的加速度峰值的变化曲线。从图 9.9 中可见, 该模型桥的基频和阻尼比的变化趋势, 与采用弯曲破坏型桥墩的简支梁桥模型的变化趋势基本相同。

同样, 根据式(9.1)和式(9.2)的定义, 绘出了采用弯剪破坏型桥墩的简支梁桥模型, 其结构损伤指数 D_m 和结构滞回耗能指数 E_m 随台面输入地震波工况的变化曲线, 如图 9.10 所示。

从图 9.10 中可见, 随着台面输入加速度峰值的增大, 模型桥结构的损坏速率始终较快, 相应的滞回耗能也增长较快, 但在台面输入的加速度峰值超过 $0.35g$ 时, 结构滞回耗能基本不再增长。

图 9.11 比较了两座模型桥的结构损伤指数和结构滞回耗能

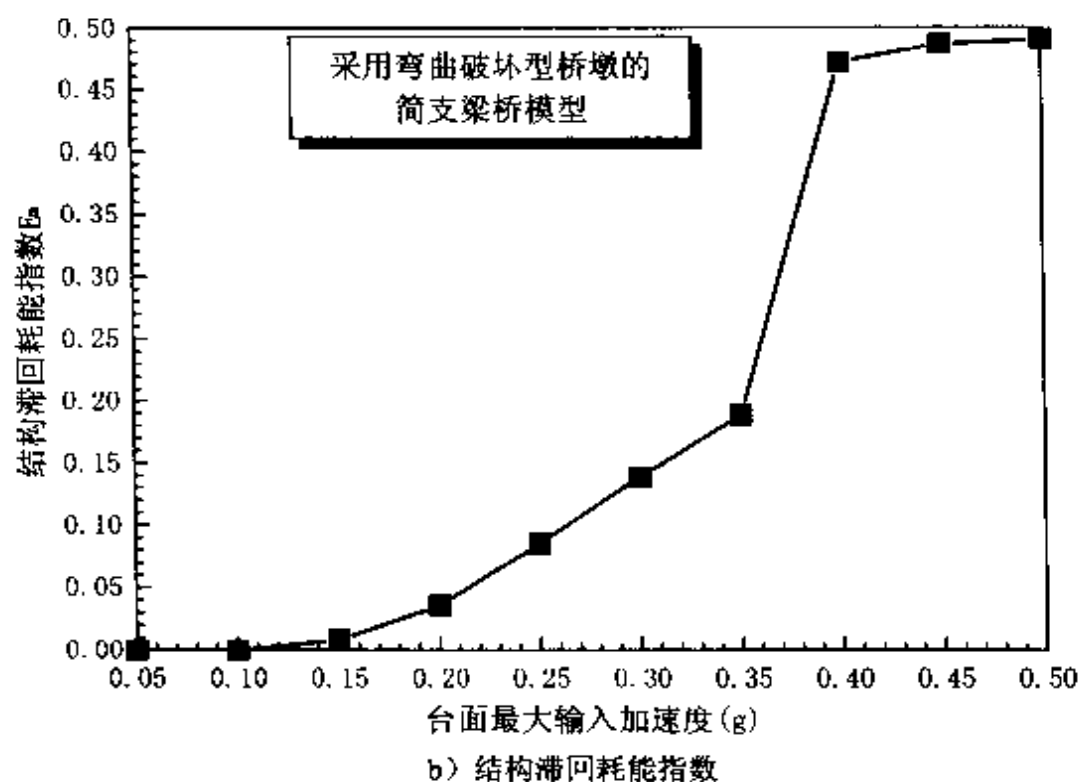
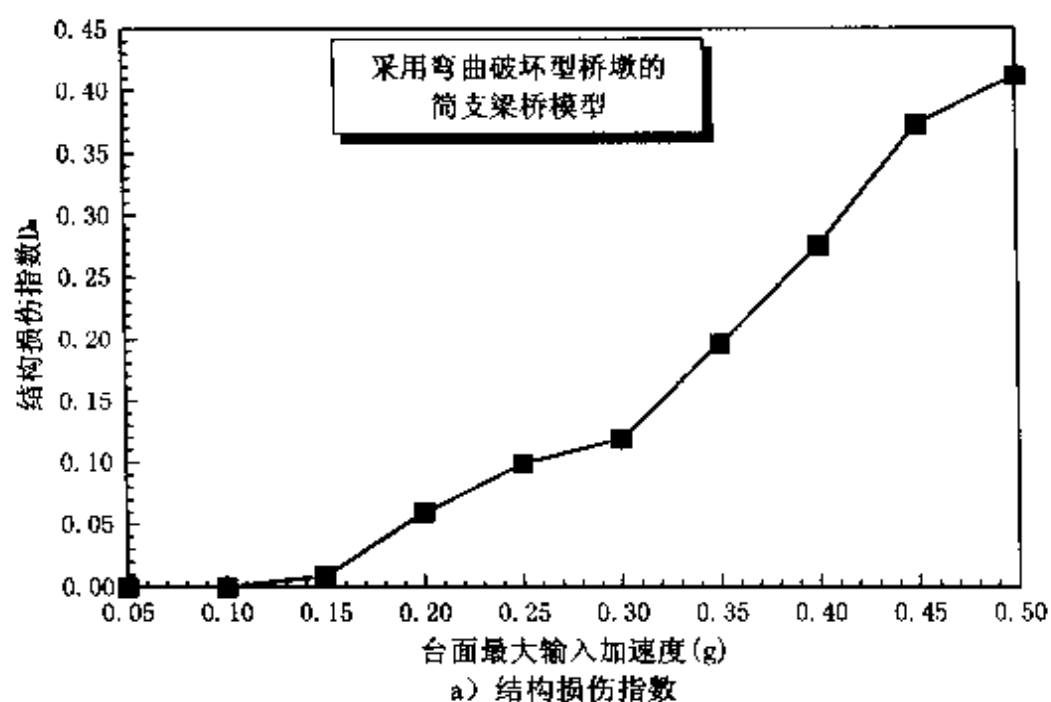
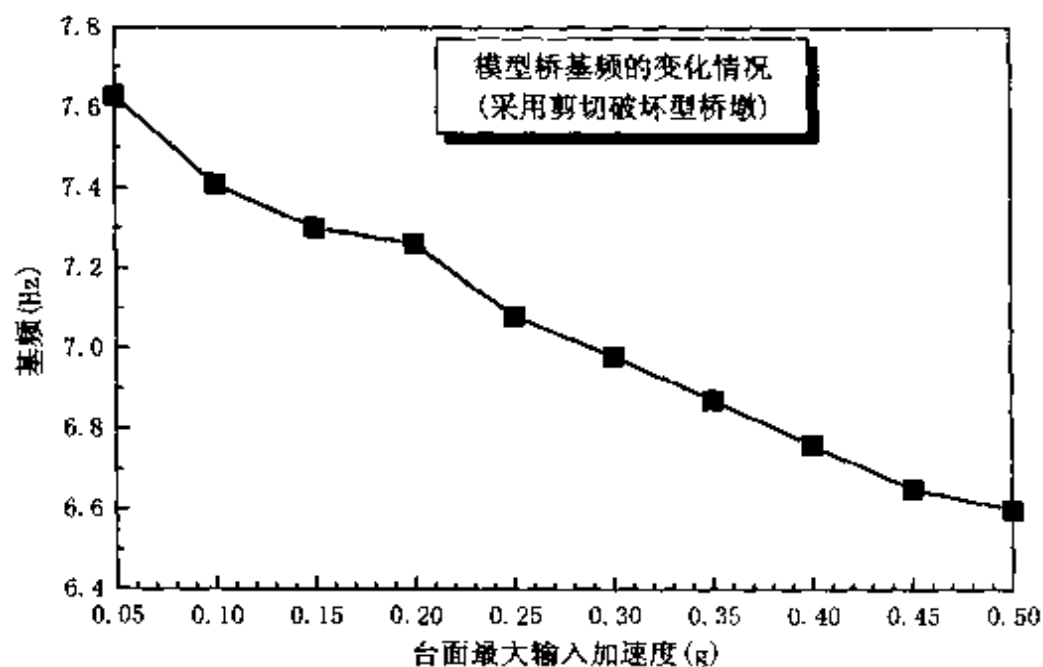
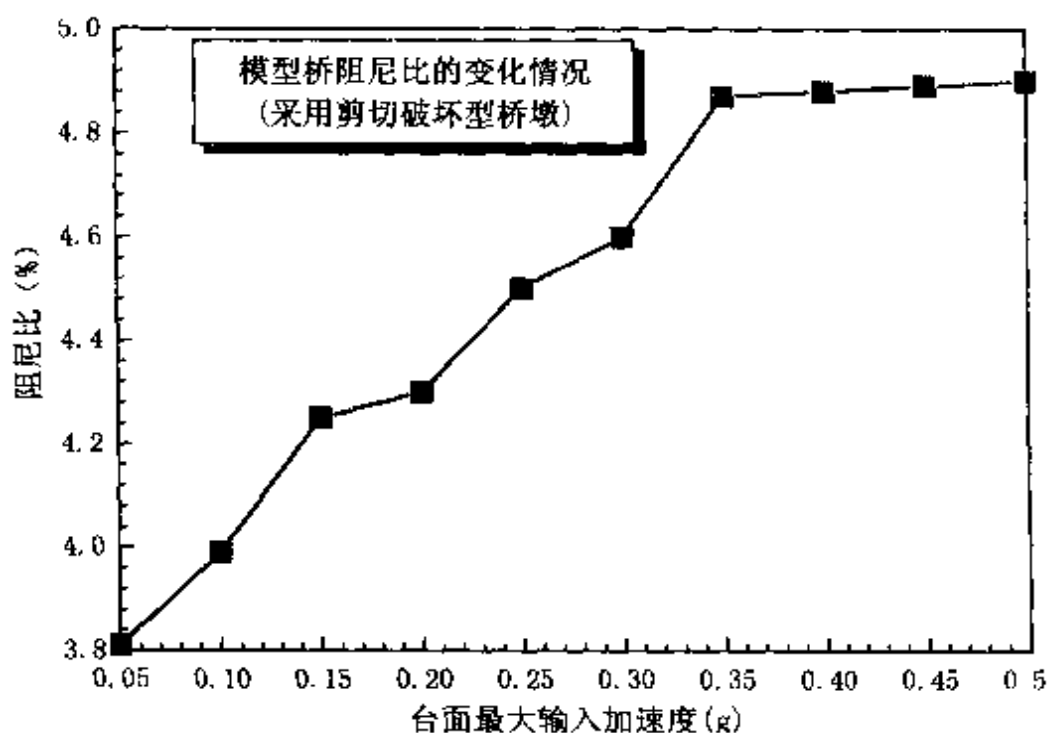


图 9.8 结构损伤指数和滞回耗能指数曲线(采用弯曲破坏型桥墩的简支梁桥模型)

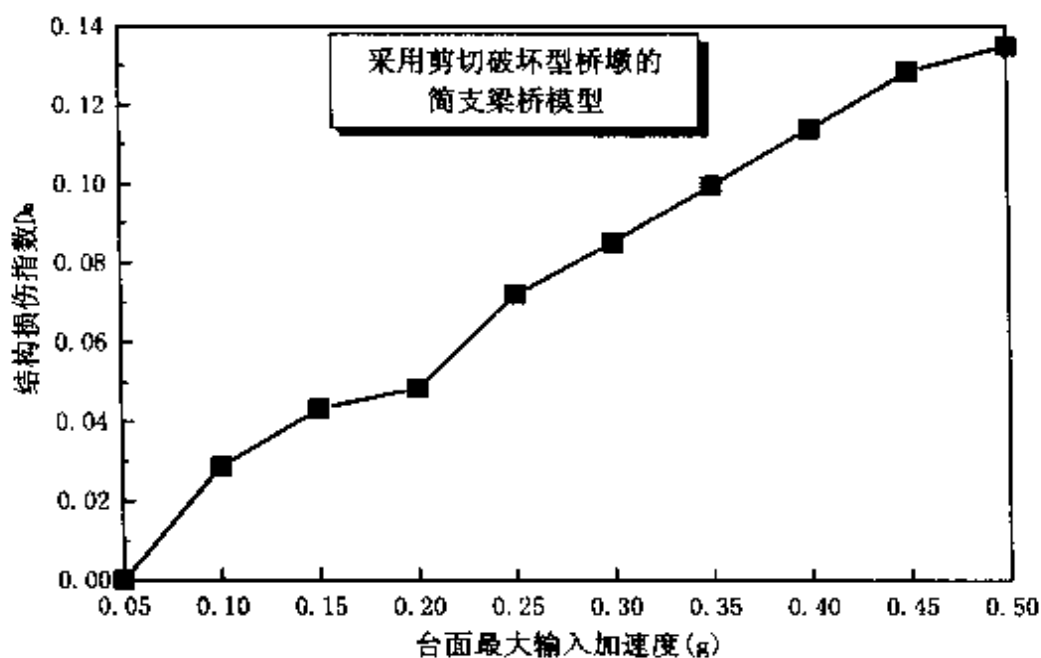


a) 基频变化曲线

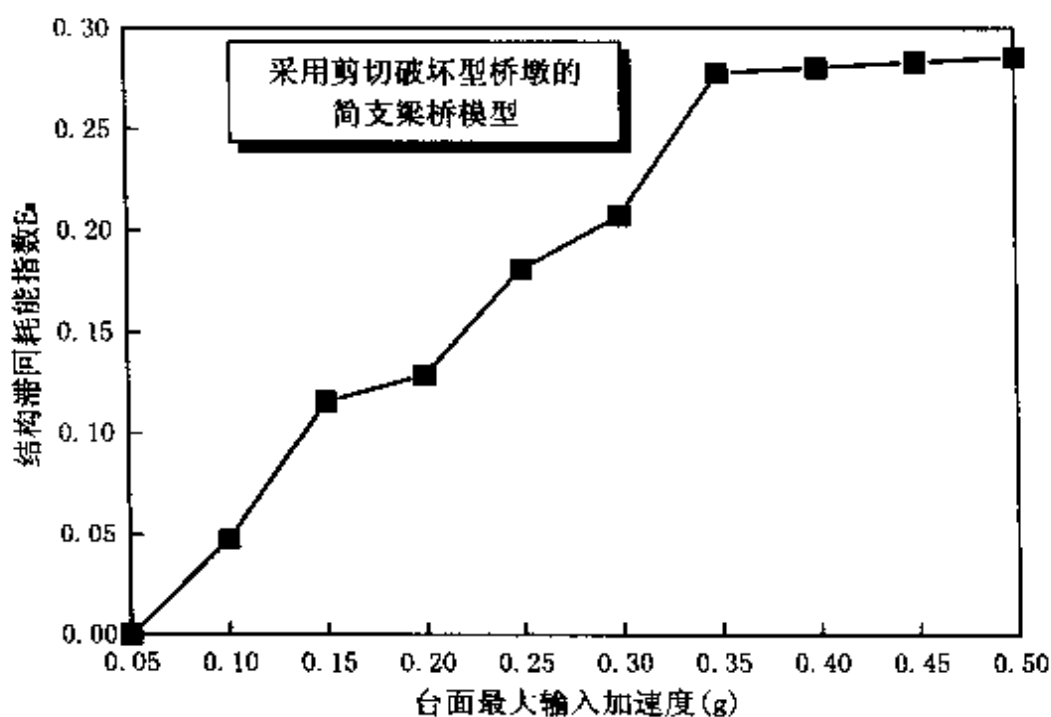


b) 阻尼比变化曲线

图 9.9 结构基频和阻尼比变化曲线(采用弯剪破坏型桥墩的模型桥)

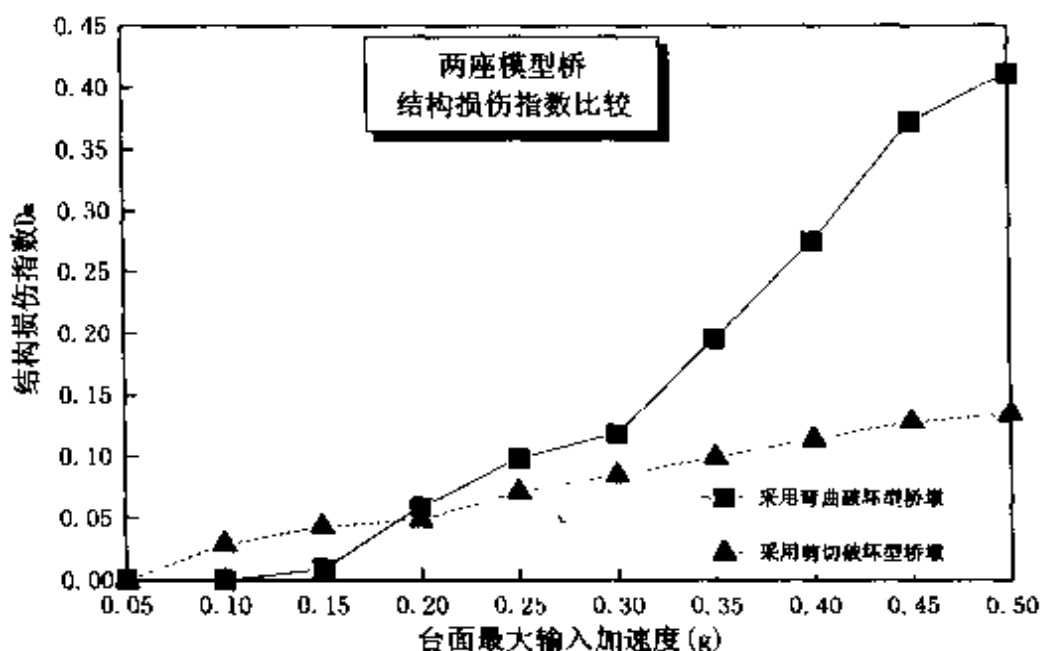


a) 结构损伤指数

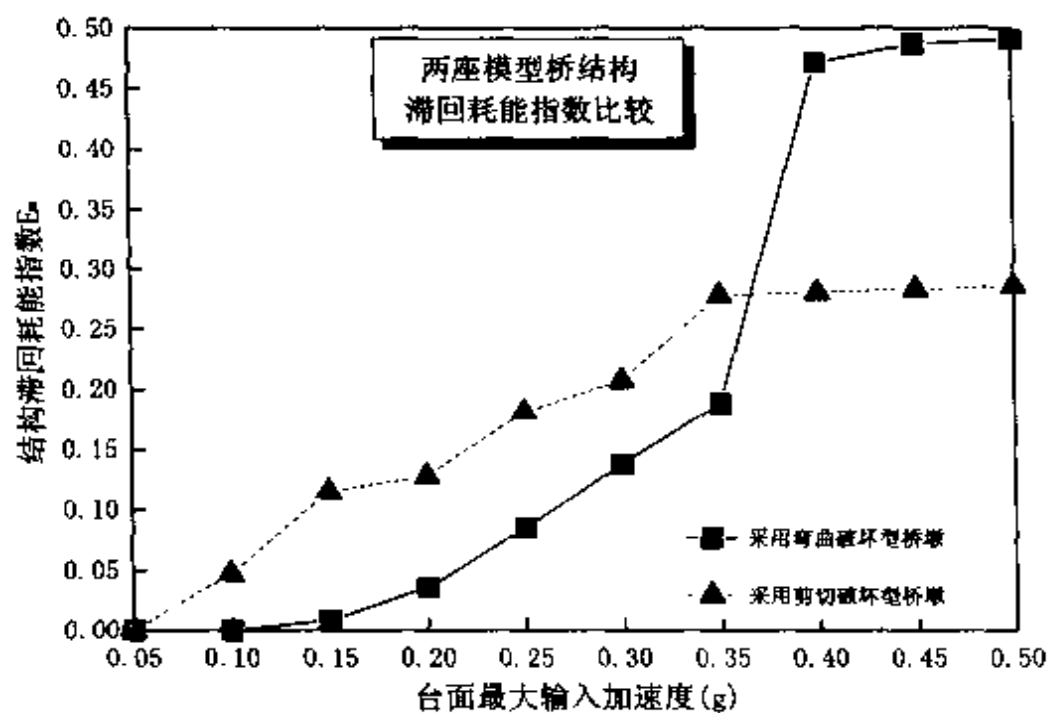


b) 结构滞回耗能指数

图 9.10 结构损伤指数和滞回耗能指数曲线
(采用弯剪破坏型桥墩的简支梁桥模型)



a) 结构损伤指数比较



b) 结构滞回耗能指数比较

图 9.11 结构损伤指数和滞回耗能指数曲线比较



指数。从图中可见,采用弯曲破坏型桥墩的简支梁桥模型,相比采用弯剪破坏型桥墩的简支梁桥模型,在台面输入的加速度峰值较低时,两者的结构损坏速率和滞回耗能增长率基本相同,但在台面输入的加速度峰值较高时,前者的结构损坏速率和滞回耗能增长率高于后者,而且在结构损伤指数和滞回耗能指数数值上明显高于后者。这表明,采用弯曲破坏型桥墩的简支梁桥模型,与采用弯剪破坏型桥墩的简支梁桥模型相比,前者具有更好的滞回耗能特性,但损坏程度较后者高。

在试验开始和最后,都对每座模型桥的桥墩单独作了纵向和横向白噪声扫描。由白噪声扫描得到的传递函数,确定了每座模型桥的两个桥墩初始和试验结束后的基频和阻尼比。表 9.7 对桥墩初始的基频和阻尼比与试验结束后的基频和阻尼比作了比较。

从表中可以发现,普通钢筋混凝土桥墩和 GFRP 从表中可以发现,普通钢筋混凝土桥墩和 GFRP 管套箍桥墩在试验终了的基频(顺桥向和横桥向)都小于试验初始基频,而阻尼比则大于试验初始阻尼比。这表明,无论是普通钢筋混凝土桥墩,还是 GFRP 管套箍桥墩,在试验结束时,都已经出现了一定的损坏。

模型桥桥墩试验初始和试验终了的基频和阻尼比比较 表 9.7

桥墩类型		基 频 (Hz)				阻 尼 比 (%)			
		试验初始		试验终了		试验初始		试验终了	
		顺桥	横桥	顺桥	横桥	顺桥	横桥	顺桥	横桥
高墩	普通 RC	12.8	12.1	9.9	10.1	2.6	3.1	3.9	3.4
	FRP 套箍	22.7	23.1	16.2	17.2	2.3	2.0	2.6	2.1
矮墩	普通 RC	19.6	18.1	17.1	17.0	2.5	2.4	3.0	2.6
	FRP 套箍	42.0	40.3	37.2	39.5	2.0	1.9	2.8	2.5

(b) 加速度反应

图 9.12 和图 9.13 分别为采用弯曲破坏型桥墩和采用弯剪破

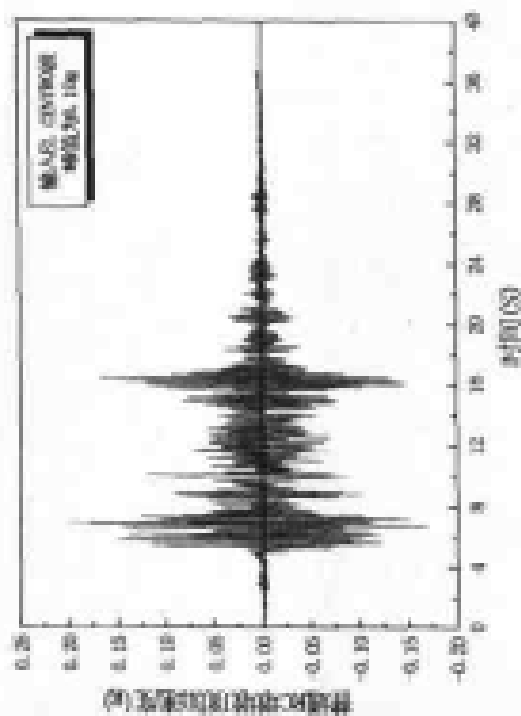
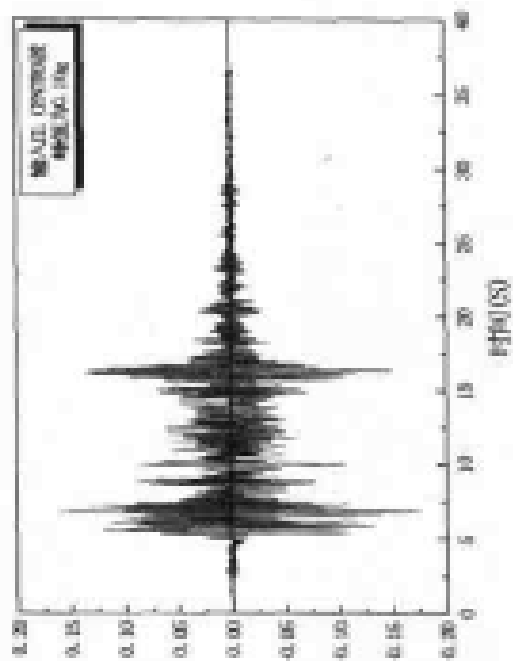
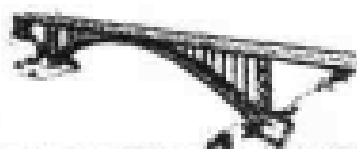


图9.12a) 模型桥结构的加速度反应时程 (台面输入的EL CENTRO波峰值为0.10g)

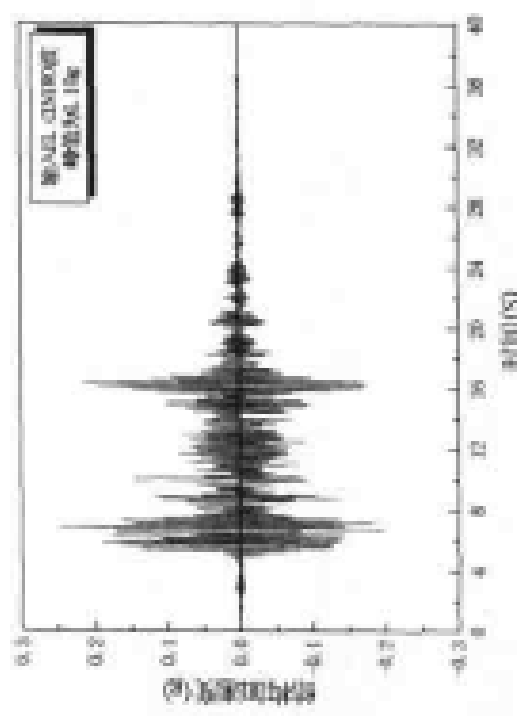
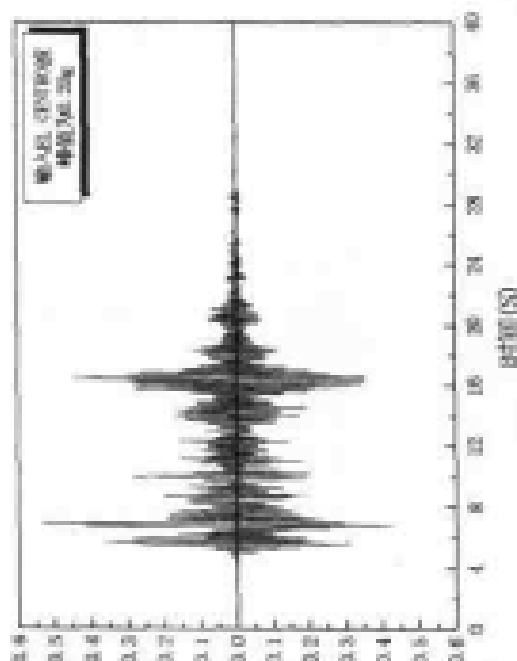


图9.12b) 模型桥结构的加速度反应时程 (台面输入的EL CENTRO波峰值分别为0.10g和0.20g)

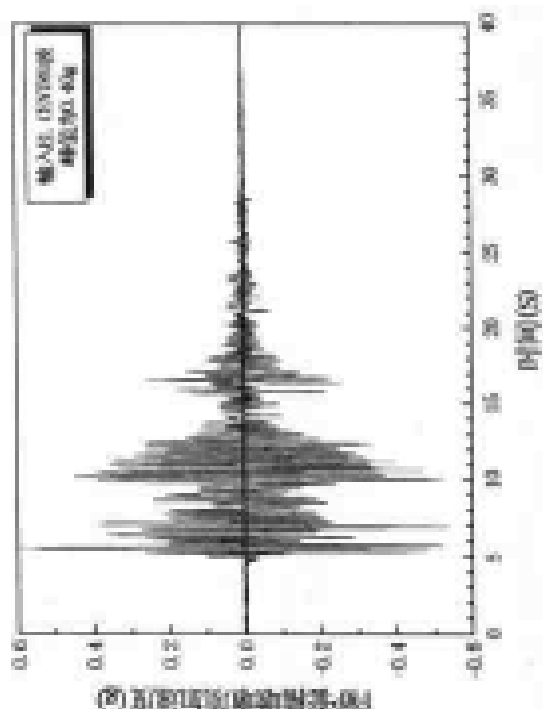
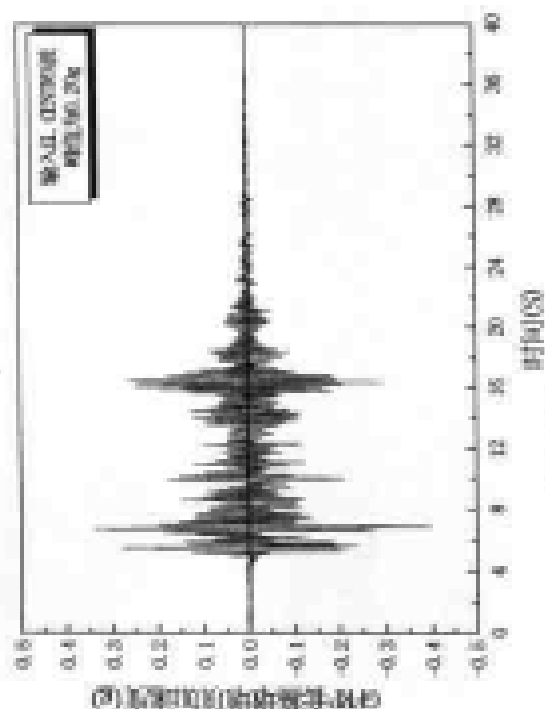
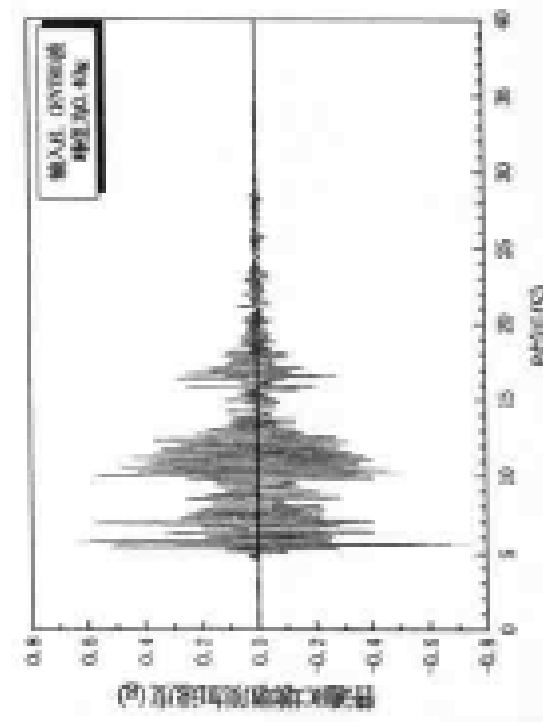
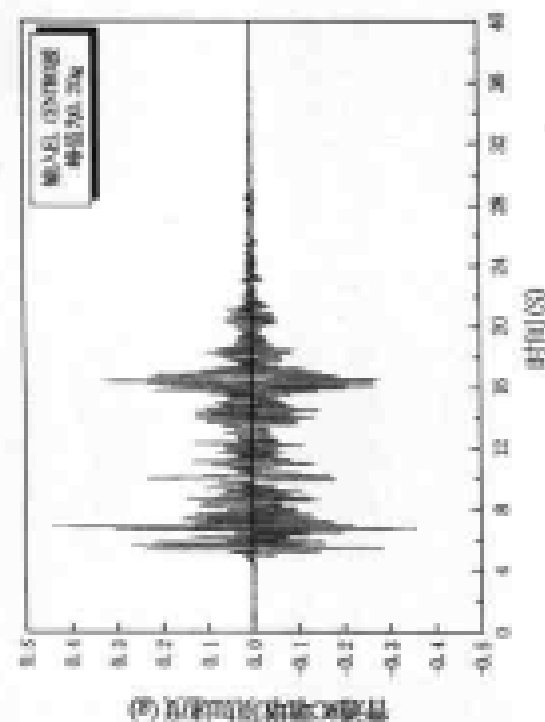


图9.12c) 模型桥墩的加速度反应谱 (台面输入的 EL CENTRO 波峰值为 0.20g)

图9.12d) 模型桥墩的加速度反应谱 (台面输入的 EL CENTRO 波峰值为 0.40g)



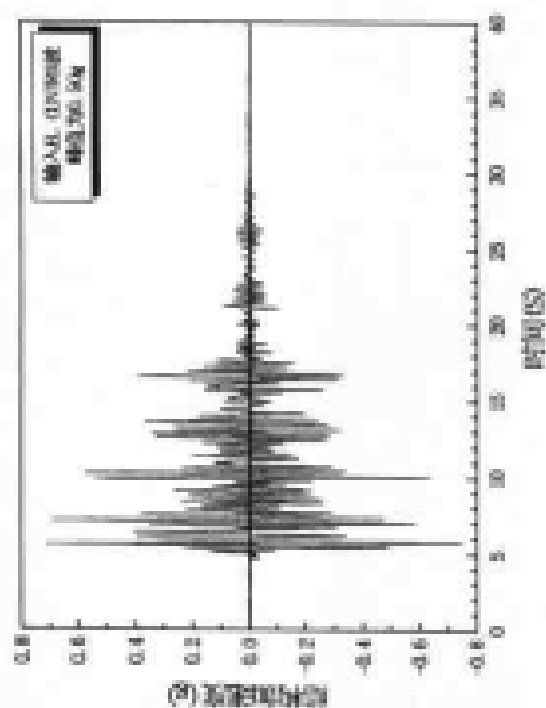


图9.12e) 模型桥结构的加速度反应时程 (台面输入的EL CENTRO波峰值分别为0.40g和0.50g)

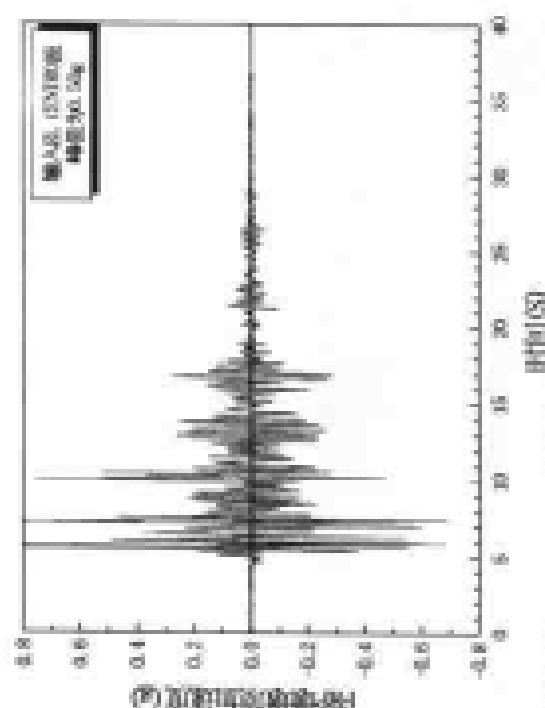
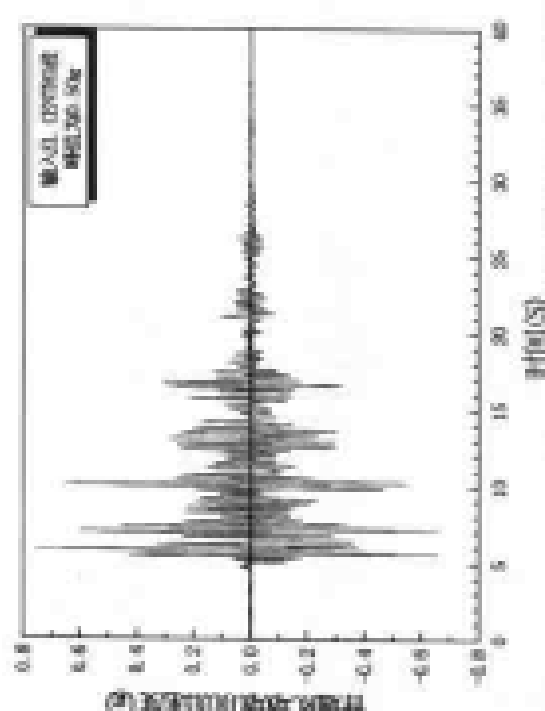
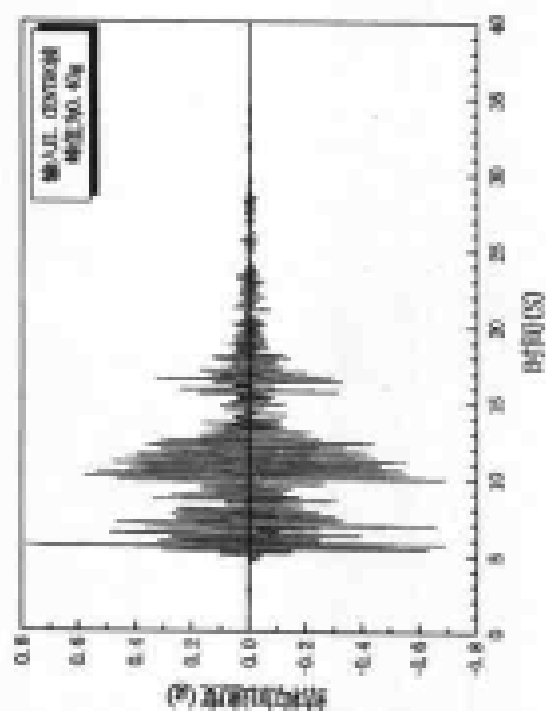


图9.12f) 模型桥结构的加速度反应时程 (台面输入的EL CENTRO波峰值为0.50g)



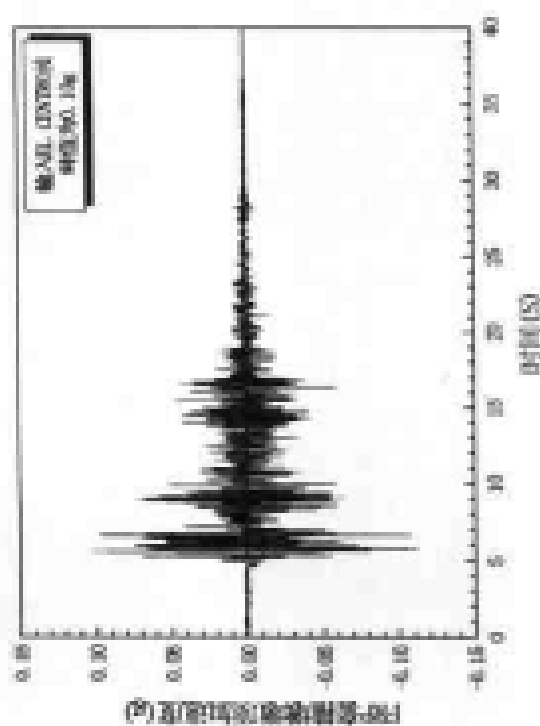


图9.13a) 模型桥墩的加速度反应时程 (台面输入的EL CENTRO波峰值为0.10g)

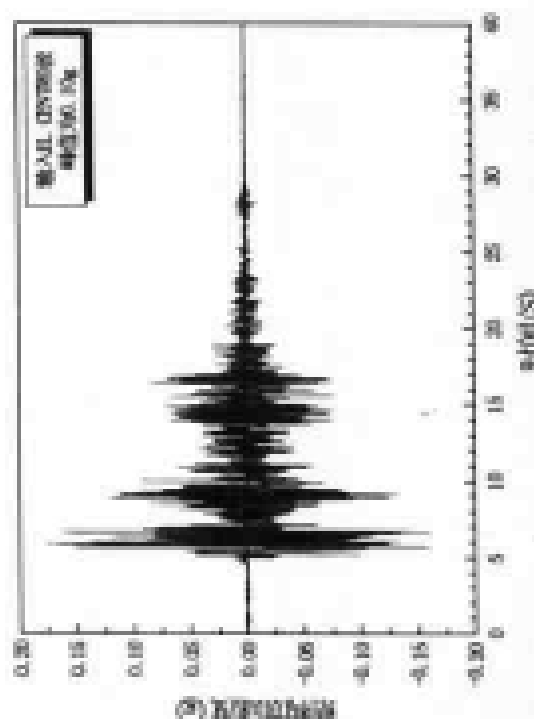
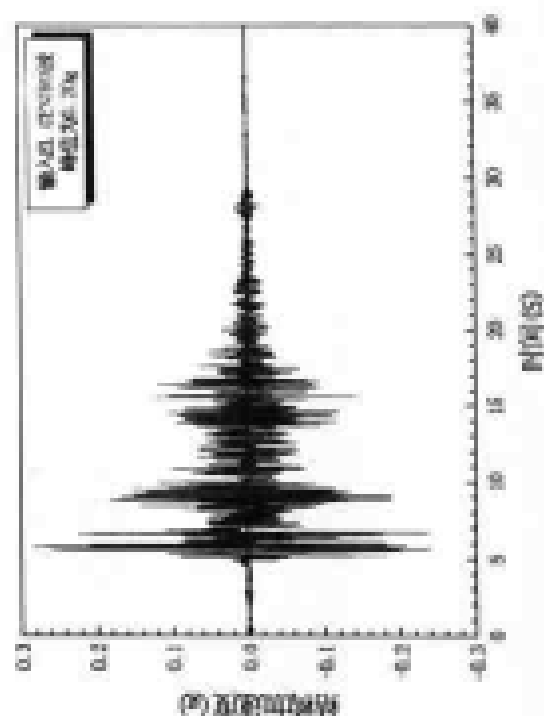
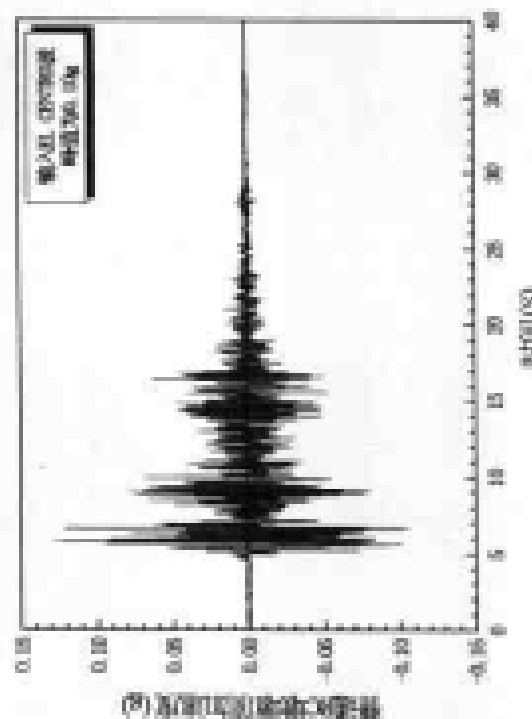


图9.13b) 模型桥墩的加速度反应时程 (台面输入的EL CENTRO波峰值分别为0.10g和0.20g)

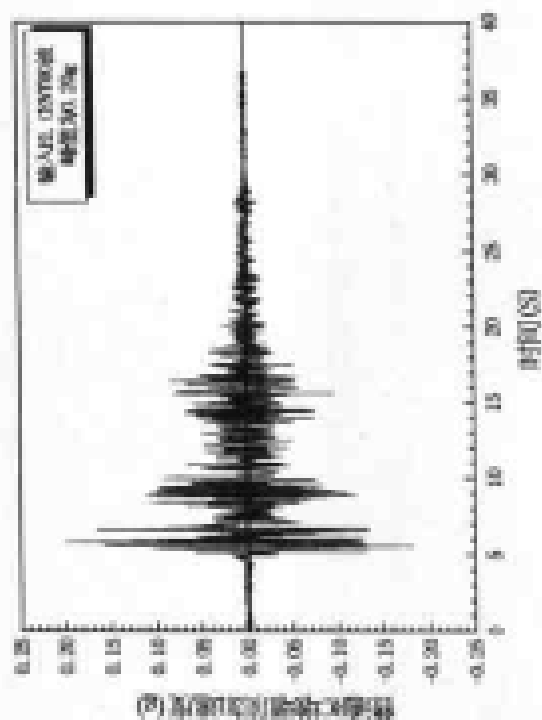
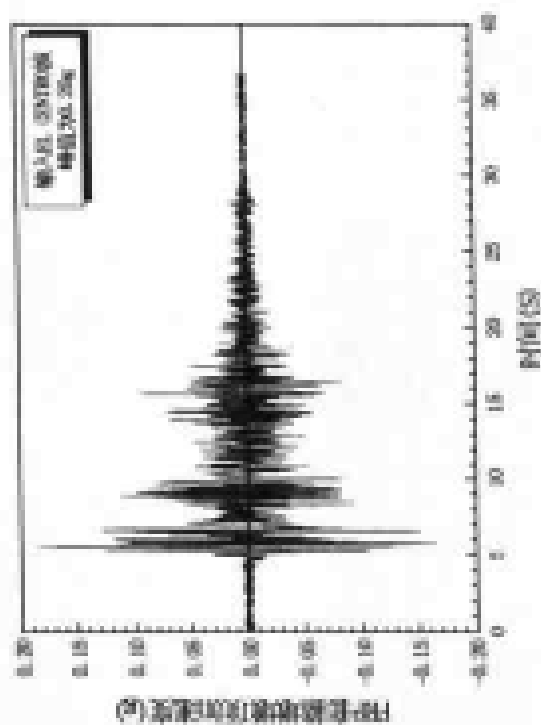


图9.13c) 模型桥墩的加速度反应时程 (台面输入的EL-CENTRO波峰值为0.20g)

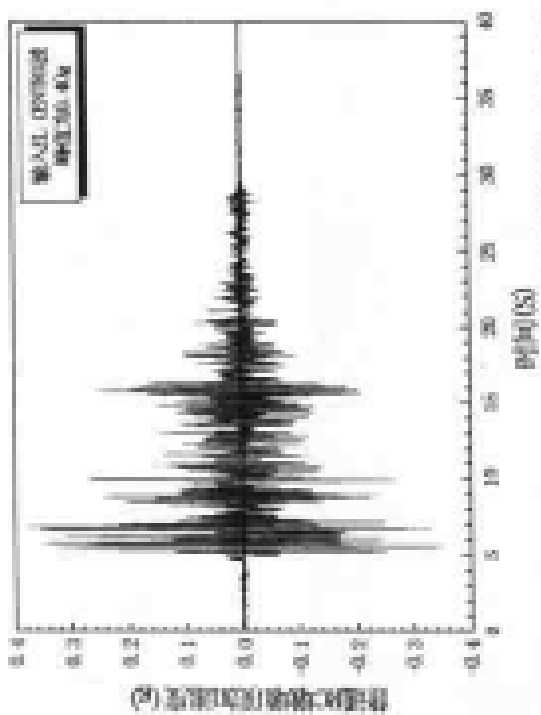
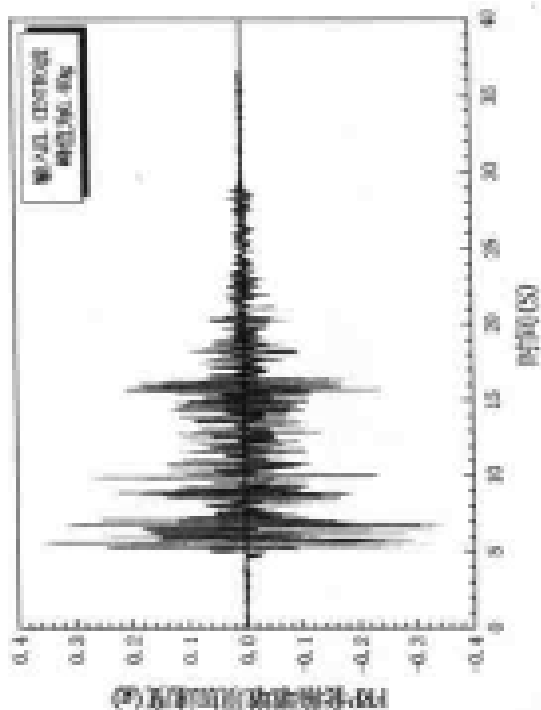


图9.13d) 模型桥墩的加速度反应时程 (台面输入的EL-CENTRO波峰值为0.40g)

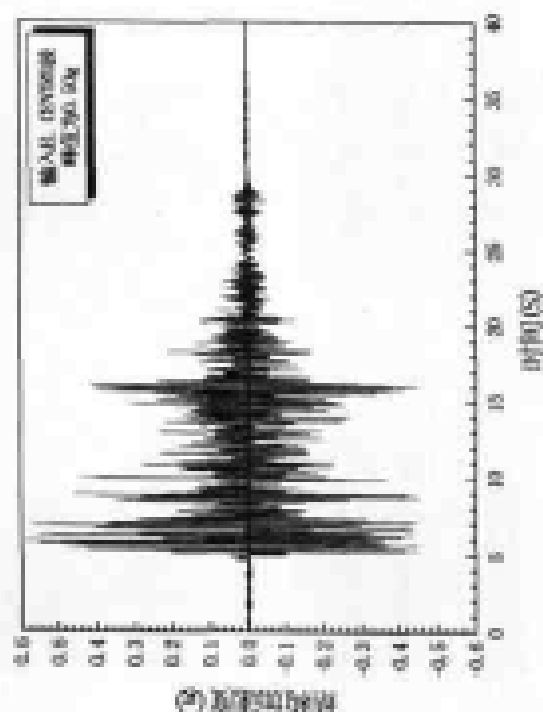


图9.13a) 模型桥结构的加速度反应时程 (台面输入的EL CENTRO波峰值分别为0.40g和0.50g)

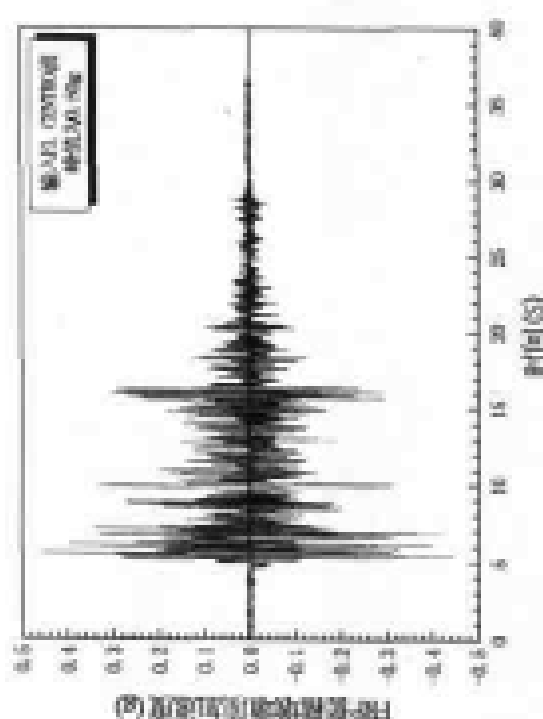


图9.13b) 模型桥结构的加速度反应时程 (台面输入的EL CENTRO波峰值为0.50g)

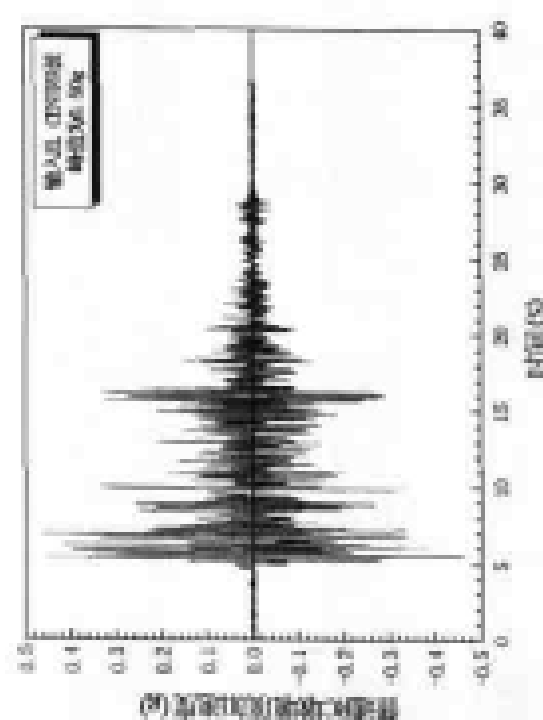
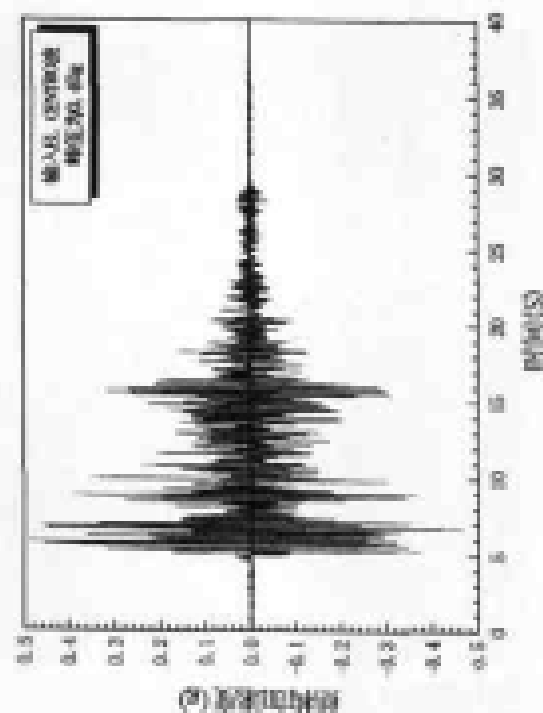


图9.13 采用等剪破环型桥墩的简支梁桥模型的加速度反应时程

高架桥梁抗震设计



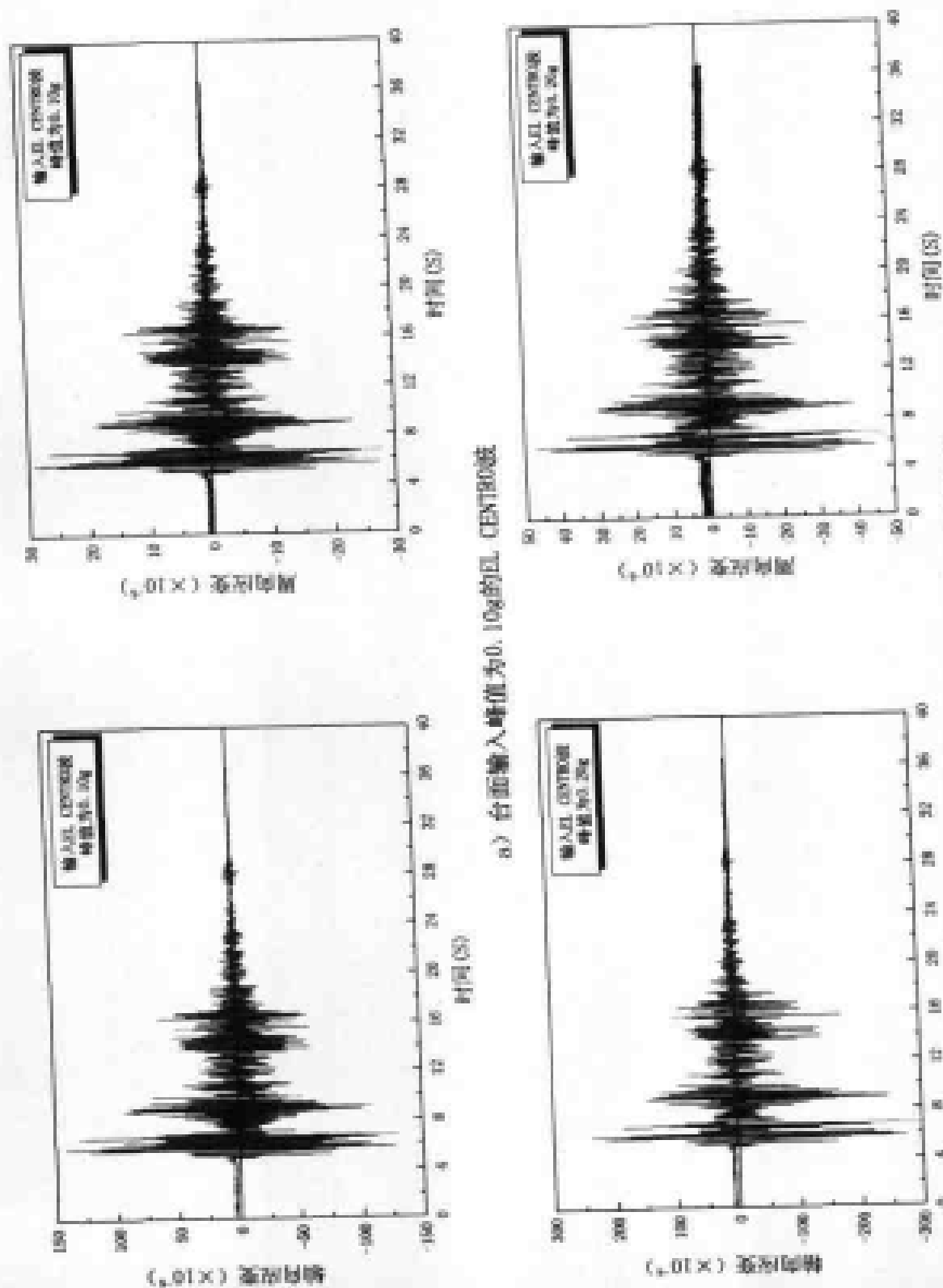
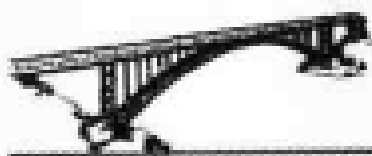
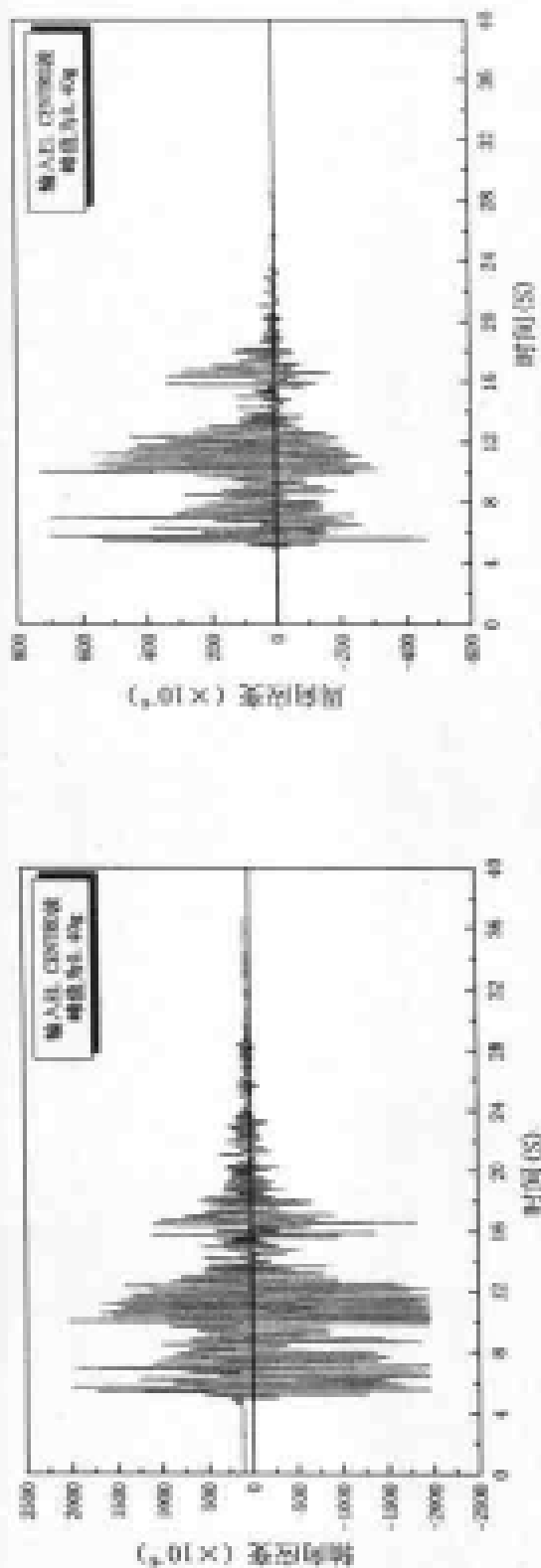
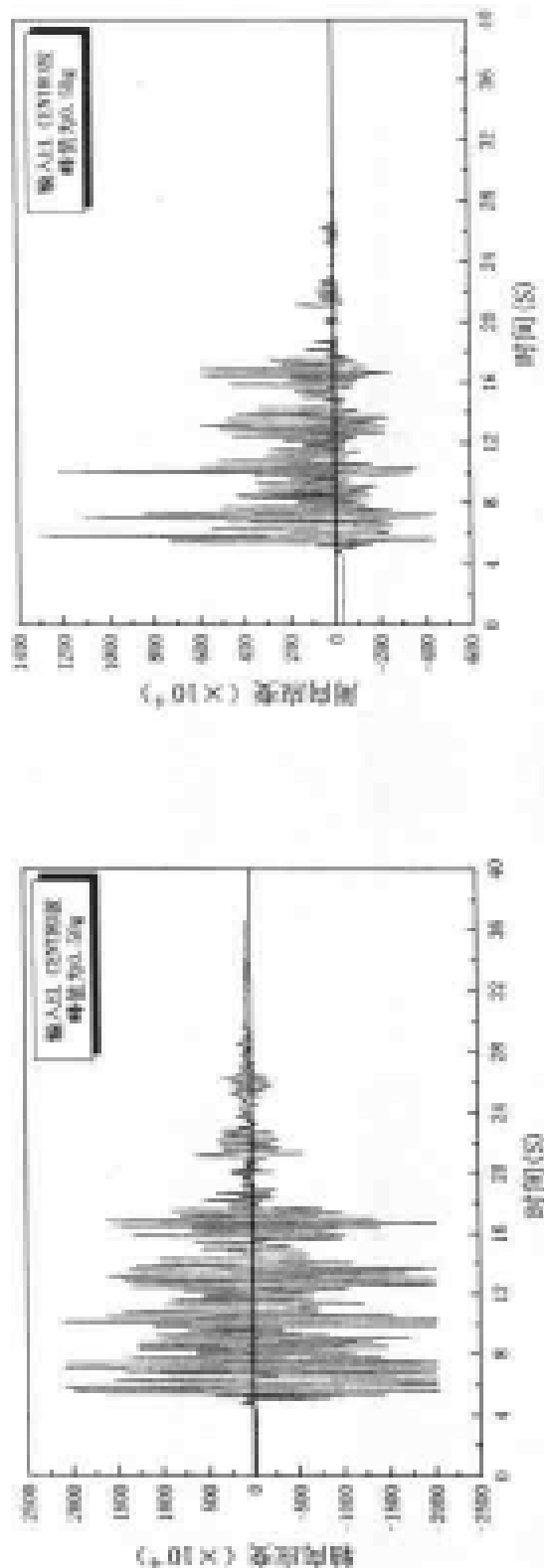


图 9.14



c) 台面输入峰值为0.40g的EL CENTRO波



d) 台面输入峰值为0.50g的EL CENTRO波

图 9.14 靠墩底 CFRP 管外壁轴向和周向应变(高墩模型)



图 9.15 和图 9.16 分别为不同工况下, 试验记录的 GFRP 管(套箍在净高为 50cm 的弯剪破坏型桥墩模型上, 简称矮墩模型)外壁轴向、周向两个方向和 $\pm 45^\circ$ 方向的应变时程。

从图 9.15 中可见, 在所有试验工况下, 靠墩底 GFRP 管外壁轴向的绝对最大应变均不超过 0.001, 周向的绝对最大应变均不超过 0.0002; 从图 9.16 中可见, 靠墩底和墩中部 GFRP 管外壁 $\pm 45^\circ$ 方向的绝对最大应变均不超过 0.0003。由此可见, 试验中矮墩模型的 GFRP 管外壁的应变同样也始终远远低于其最大应变。表 9.9 中列出了不同试验工况下, GFRP 管外壁轴向、周向和 $\pm 45^\circ$ 方向上的绝对最大应变, 表中数据同样证实了矮墩模型的试验观察结论。

试验记录的 GFRP 管外壁(矮墩模型)的绝对最大应变($\mu\epsilon$) 表 9.9

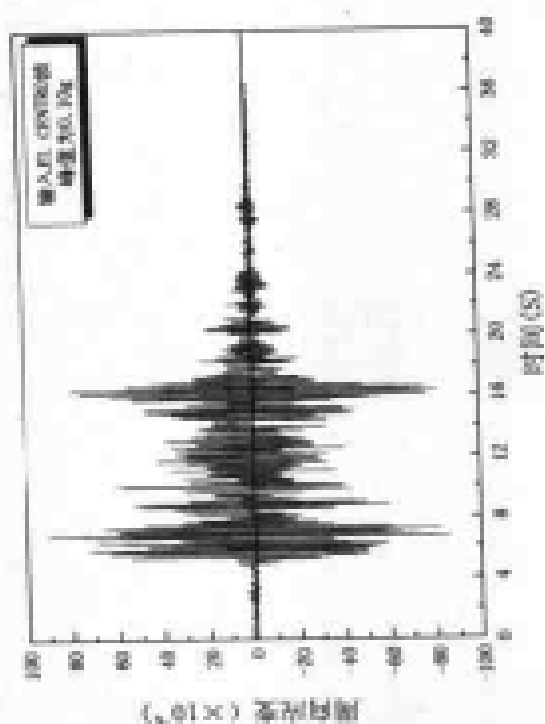
台面输入加 速度峰值	轴 向 (靠墩底)	周 向 (靠墩底)	靠墩底 $\pm 45^\circ$ 方向	墩中部 $\pm 45^\circ$ 方向
0.10g	142	29	22	20
0.20g	304	51	55	35
0.40g	964	158	257	160
0.50g	871	169	276	179

(6) 地震模拟振动台试验结论

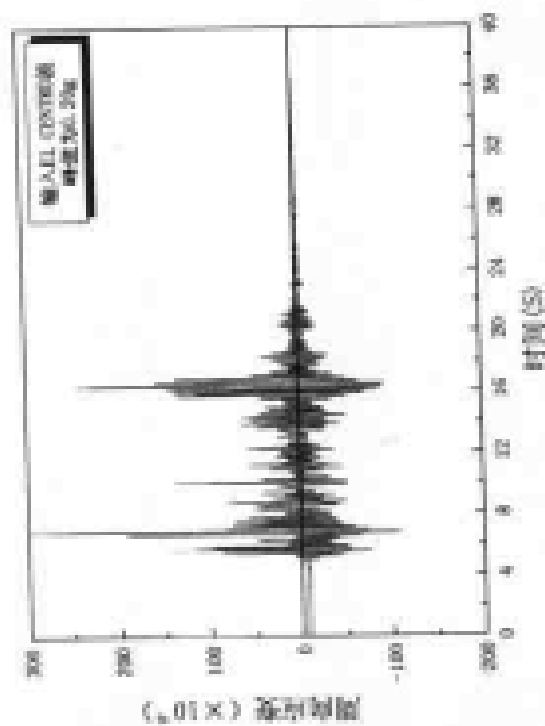
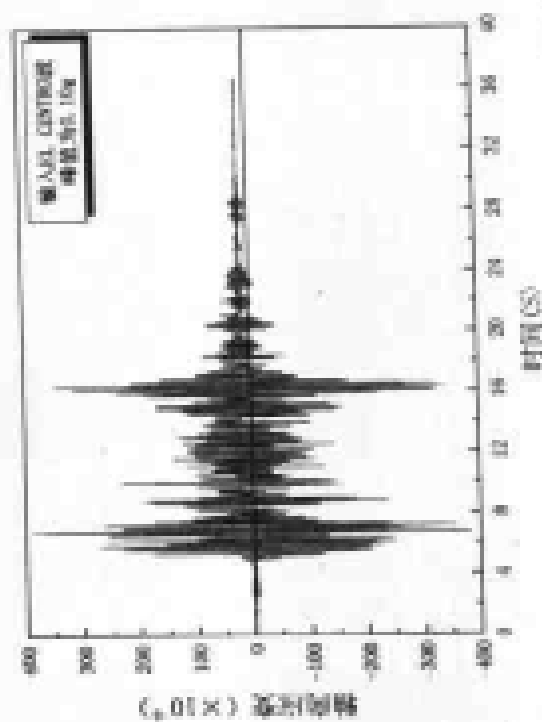
通过两座简支梁桥模型的地震模拟振动台试验, 得到以下结论:

(a) 采用 GFRP 管套箍的钢筋混凝土墩柱, 不论是属于弯曲破坏型还是属于剪切破坏型, 都具有优异的抗震性能。

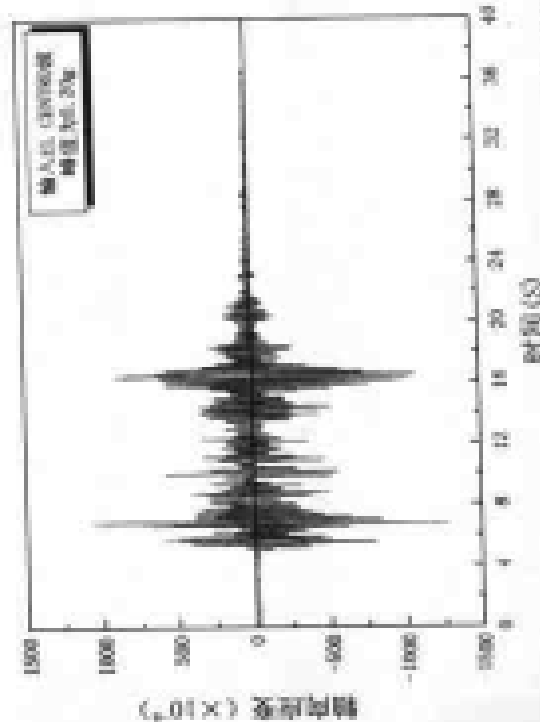
(b) GFRP 管套箍钢筋混凝土墩柱, 与相应的普通钢筋混凝土墩柱比较, 其强度有一定的提高。

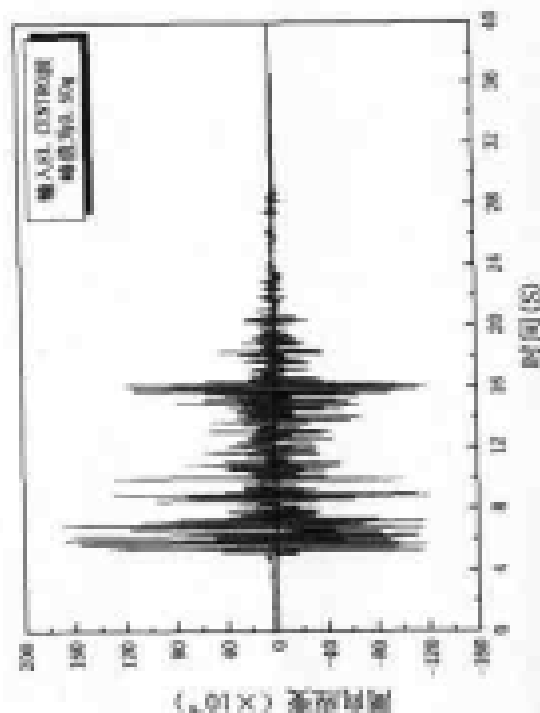
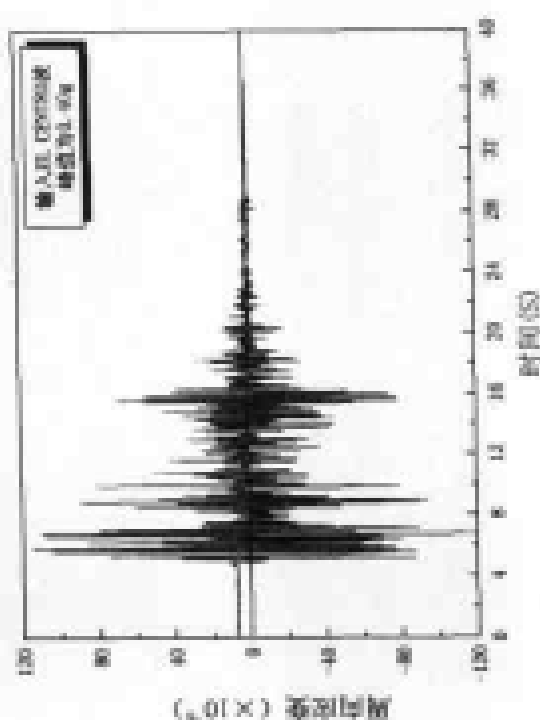
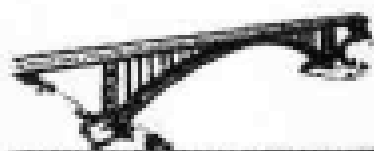


a) 台面输入峰值为 0.10g 的 EL CENTRO 波

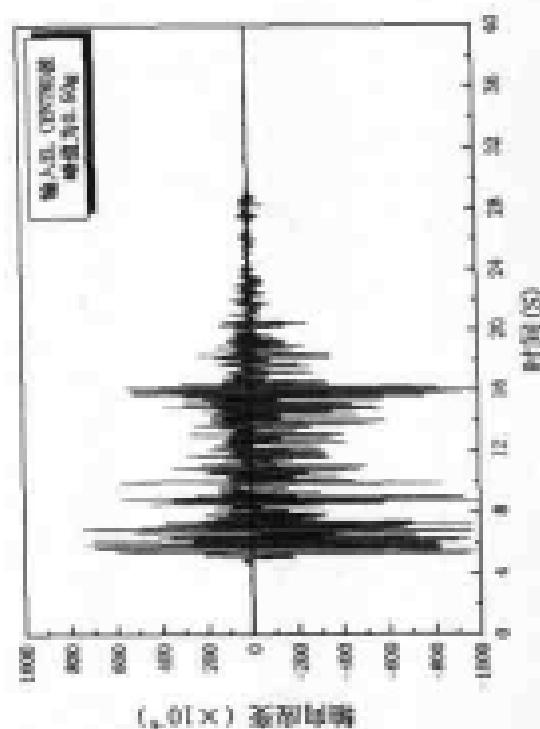
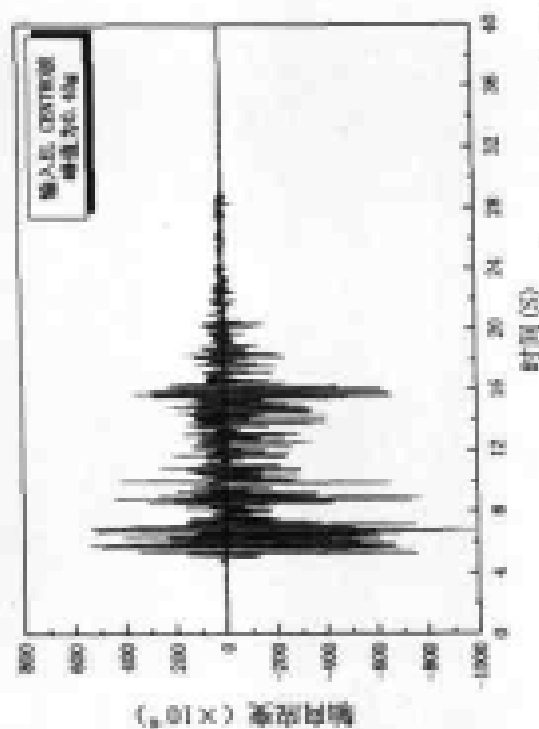


b) 台面输入峰值为 0.20g 的 EL CENTRO 波



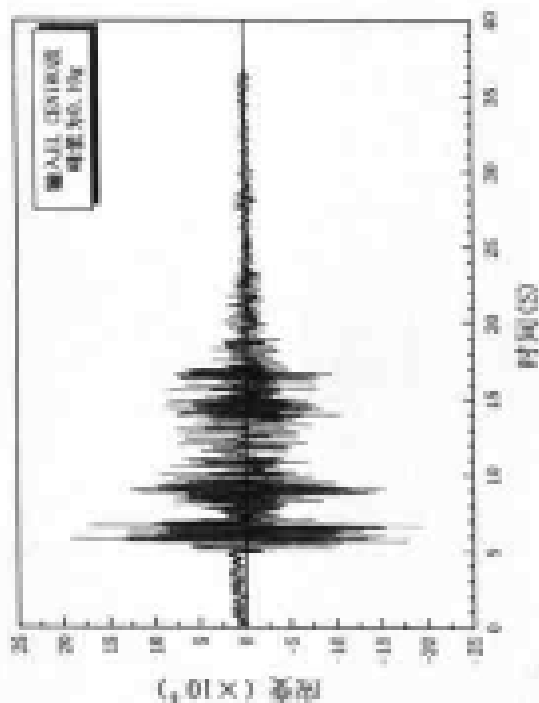


c) 台面输入峰值为 0.40g 的 EL CENTRO 波

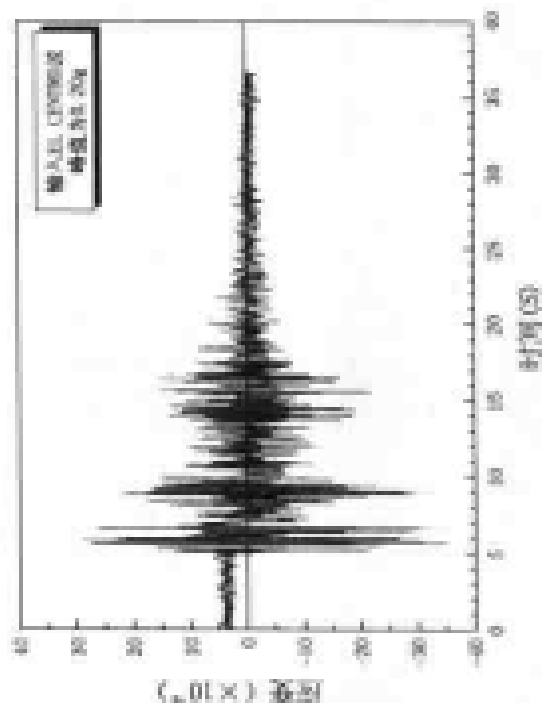


d) 台面输入峰值为 0.50g 的 EL CENTRO 波

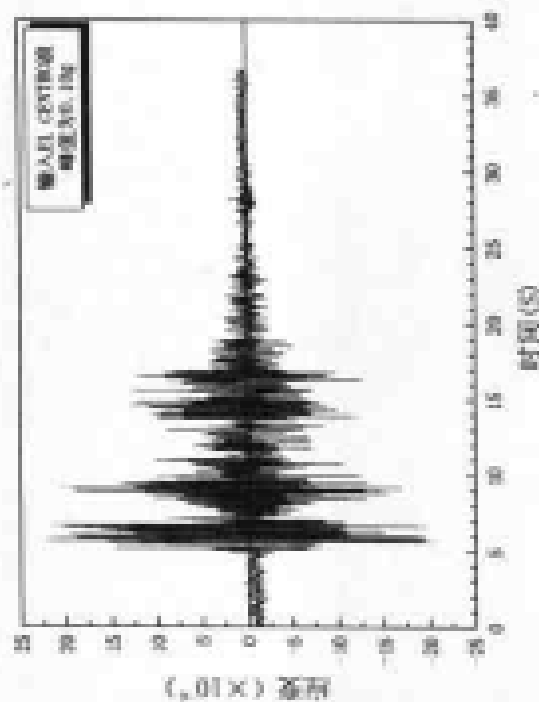
图 9.15 叠层底 CFRP 管外壁轴向和周向应变(梁端模型)



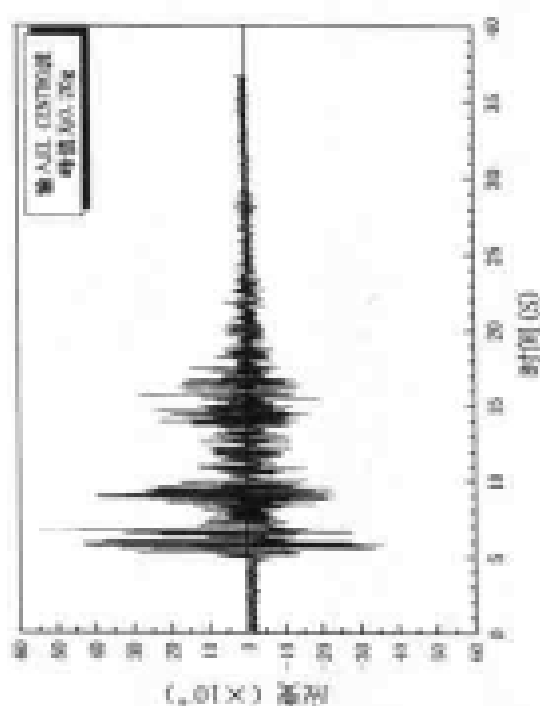
b) GFRP管外壁±45°方向应变(靠墩中部)



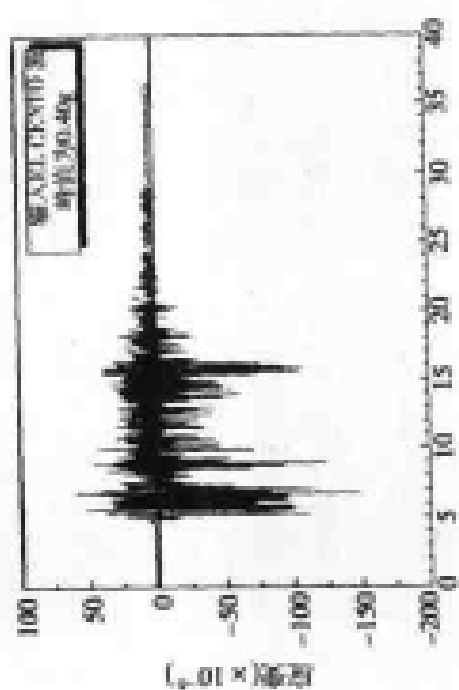
d) GFRP管外壁±45°方向应变(靠墩中部)



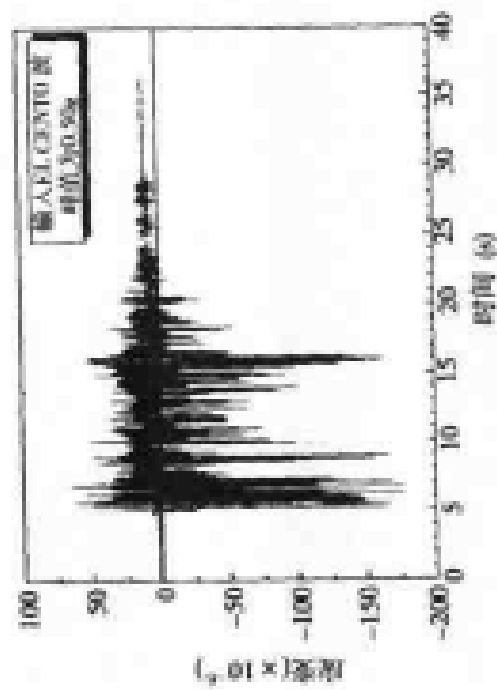
a) GFRP管外壁±45°方向应变(靠墩底)



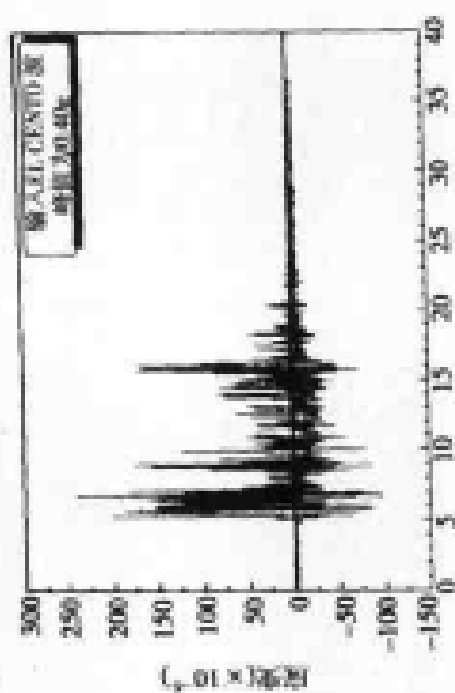
c) GFRP管外壁±45°方向应变(靠墩底)



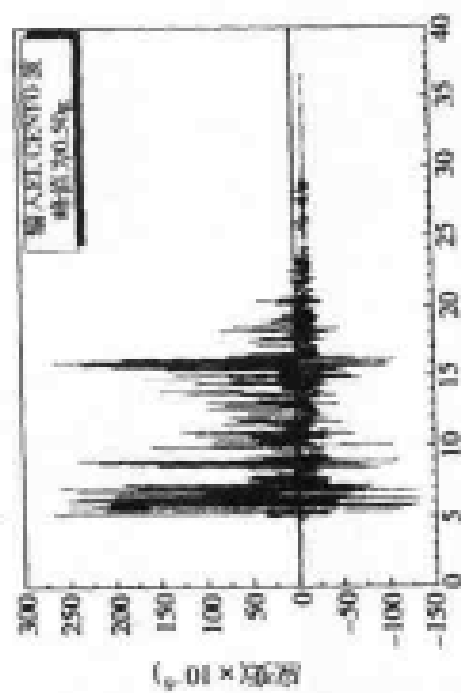
(a) CFRP管外壁 $\pm 45^\circ$ 方向应变(桩身中部)



(b) CFRP管外壁 $\pm 45^\circ$ 方向应变(桩身中部)



(c) CFRP管外壁 $\pm 45^\circ$ 方向应变(桩身底)



(d) CFRP管外壁 $\pm 45^\circ$ 方向应变(桩身底)



9.4.2 周期反复荷载试验

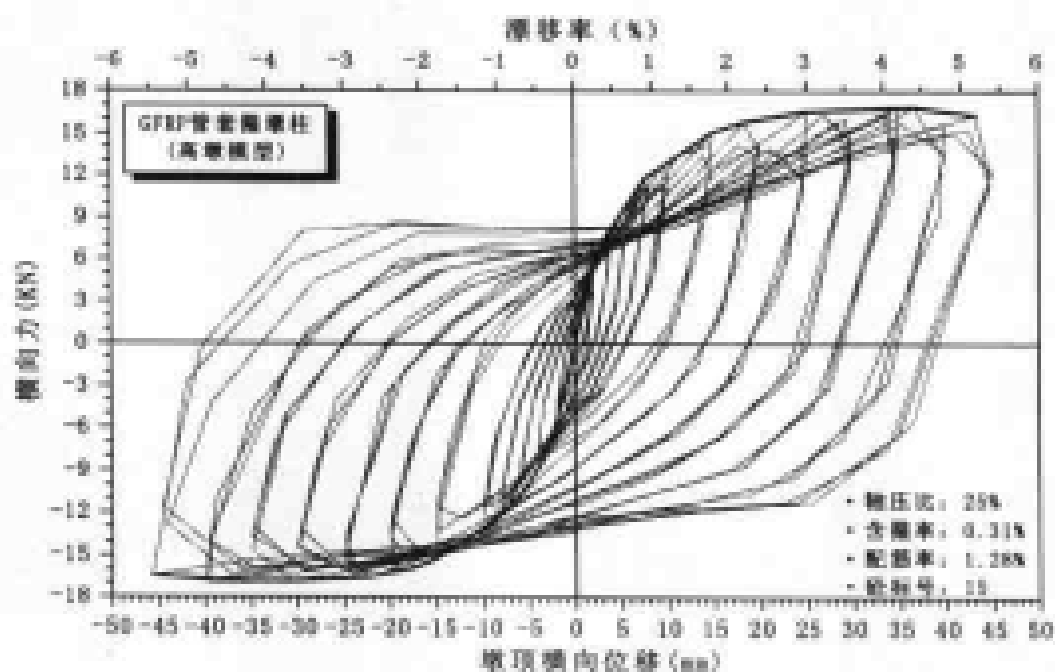
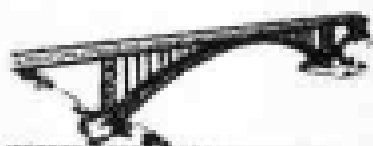
(1) 试验概况

通过地震模拟振动台试验,证实了 FRP 管套箍钢筋混凝土墩柱的抗震性能。为了进一步研究 FRP 管套箍钢筋混凝土墩柱的滞回特性和延性指标,对模型桥中采用的 GFRP 管套箍钢筋混凝土墩柱进行了周期反复荷载试验。试验对两根墩柱模型均采用了变幅变位移的加载制度,并均施加了相当于 25% 轴压比的轴向压力。

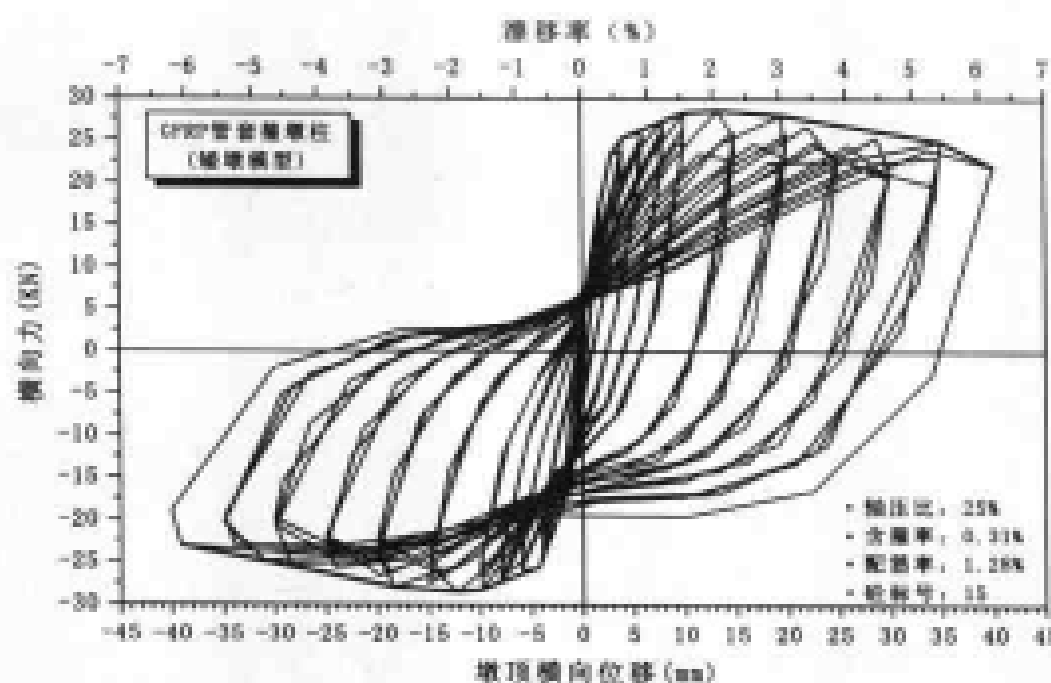
通过地震模拟振动台试验发现,GFRP 管套箍钢筋混凝土墩柱的强度比相应的钢筋混凝土墩柱的强度有所提高,从抗震的角度来看,墩柱强度提高并非完全是有利的,因为墩柱强度提高了,对承台和基础桩的强度要求相应也提高了。因此,在周期反复荷载试验中,有意地把 GFRP 管在墩底锯开,使墩底出现一个约 5cm 左右的薄弱面。后来的试验结果及分析证明,预留薄弱截面的做法使 GFRP 管套箍钢筋混凝土墩柱的强度不再提高,但位移延性能力相对普通钢筋混凝土桥墩却大大提高了。以下,对周期反复荷载试验得到的结果进行分析。

(2) 恢复力曲线

根据试验记录的墩顶水平作用力及其相应位置的横向位移数据结果,绘出了两根 GFRP 管套箍墩柱模型在 25% 轴压比下的恢复力曲线,如图 9.17 所示。从图中可见,两根墩柱模型的恢复力曲线在位移幅值较大时都呈梭形,但中间仍有一定的捏拢现象,尤其是矮墩模型,在位移幅值较大时,捏拢现象更明显,表明在试验后期,出现了纵向钢筋和混凝土之间的相对滑移。从图中还可见,在含箍率为 0.31% 和轴压比为 0.25 的情况下,即使是矮墩模型,在采用 GFRP 管套箍后,其表现出来的恢复力曲线也相当丰满。



a) 高墩模型 (剪跨比为 4.3)



b) 矮墩模型 (剪跨比为 2.5)

图 9.17 GFRP 管套箍墩柱模型试验实测的恢复力曲线



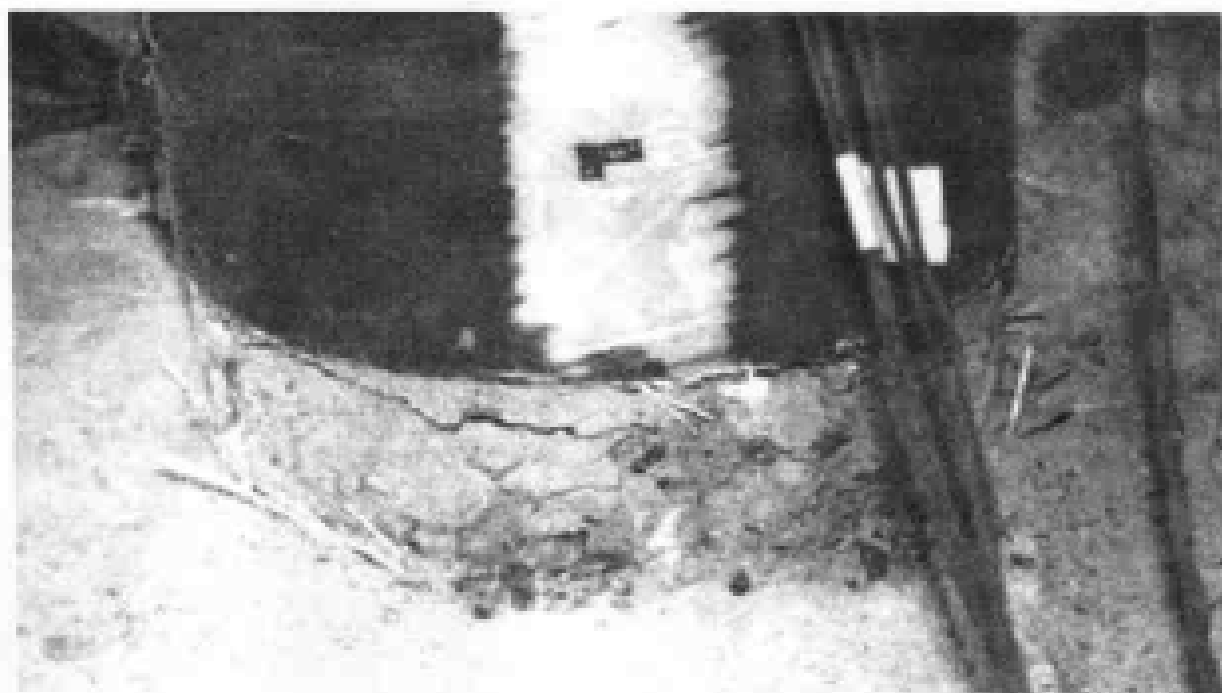
若定义漂移率为墩顶水平力作用点处的位移与墩高之比,定义破坏极限为横向抗力下降到最大抗力的 85%,则对 GFRP 管套箍的高墩模型,在其漂移率高达 5% 时,墩柱尚未到达破坏极限状态;对 GFRP 管套箍的矮墩模型,其极限漂移率则可达 5.83%。

(3) 破坏模式与延性

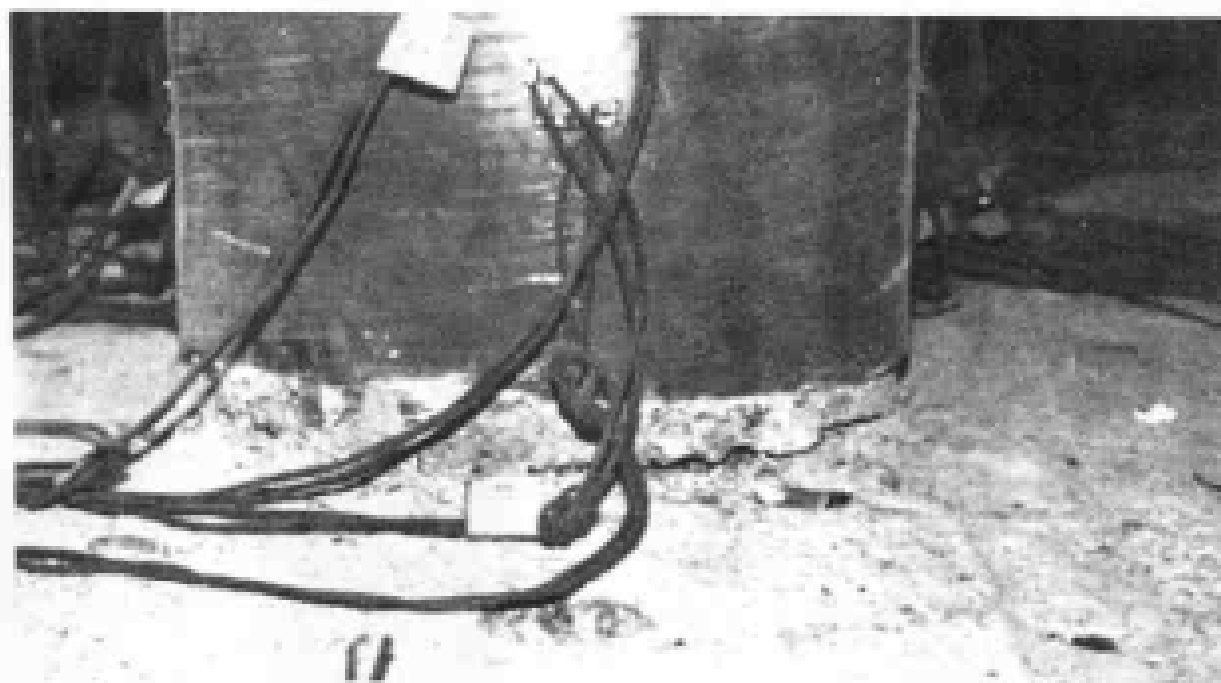
在周期反复荷载试验中,对两根采用 GFRP 管套箍的钢筋混凝土墩柱模型(高墩和矮墩模型),观察到了同样的破坏现象:在墩底附近反复经受拉压应力循环的两侧表面上,首先出现横向水平裂缝,随着位移幅值的增大,该裂缝不断加宽,并向两侧和核心渗透,最终形成宽度较宽的主裂缝;在墩底附近剪应力最大的两侧表面上,由于受到 GFRP 管的约束作用,斜裂缝的形成受到限制,其方向基本呈水平,同时,靠近墩底有少量保护层混凝土因反复压应力循环出现压溃。在试验过程中,始终没有发现 GFRP 管破坏的痕迹。图 9.18 显示了两根 GFRP 管套箍墩柱模型最终的破坏现象。

以上破坏现象表明,两根采用 GFRP 管套箍的钢筋混凝土墩柱,其破坏模式均表现为延性的弯曲破坏模式。这个结果表明,采用 GFRP 管套箍的方式,可以使剪跨比较小的矮墩,在箍筋用量较低和轴压比较高的情况下(试验中矮墩模型的箍筋含量仅为 0.31%,实际还可以更低,试验的轴压比为 0.25),也表现出延性的破坏模式。

根据试验实测的恢复力曲线,确定了两根 GFRP 管套箍墩柱模型的位移延性系数,如表 9.10 中所列。从表中可见,GFRP 管套箍钢筋混凝土墩柱模型的位移延性系数值都在 8 以上,即使是矮墩情形也是如此。这表明采用 GFRP 管套箍的方式,无论是高墩还是矮墩,均可以获得满意的位移延性。



a) 高墩模型(剪跨比 4.3)



b) 矮墩模型(剪跨比为 2.5)

图 9.18 GFRP 管套箍钢筋混凝土墩柱的破坏现象



GFRP 管套箍墩柱模型位移延性系数

表 9.10

试 验 模 型	位移延性系数
高墩模型(剪跨比为 4.3)	> 10
矮墩模型(剪跨比为 2.5)	8.9

9.4.3 结论

从 GFRP 管套箍钢筋混凝土墩柱模型的周期反复荷载试验中,可以得到以下结论:

(1)在约束箍筋用量较低和轴压比较高的情况下(本次试验模型的箍筋含量仅为 0.31%,实际还可以更低,试验的轴压比为 0.25),采用 GFRP 管套箍的钢筋混凝土墩柱,不论是高墩还是矮墩,都具有优异的变形能力和位移延性。

(2)对剪跨比较小的钢筋混凝土短柱,通过采用 GFRP 管套箍的方式,可以改变其脆性的剪切破坏模式,并获得满意的位移延性。这个结论具有重要的意义:GFRP 管套箍钢筋混凝土短柱,可以从根本上改变墩柱塑性铰区范围内钢筋挤塞的现象,解决了设计和施工都难于解决的问题。

9.5 CFRP 修复的钢筋混凝土墩柱的延性性能

9.5.1 概述

按过去规范修建的桥梁或设计上存在缺陷的桥梁,在强震作用下可能会遭受严重破坏。因此,需要有一种技术,在桥梁结构遭受地震严重破坏时,能够使结构得到快速抢修,使桥梁恢复全部或有限的通行能力,并能经受得住后续的余震作用。近年来出现的



碳纤维布材(CFRP),提供了一种优秀的结构快速抢修技术。

CFRP 布材,是通过特殊制造工艺,把碳纤维铺设在树脂基底上,并制成织物状。在使用时,用树脂将其粘贴于结构表面。CFRP 布材粘贴法,不但是一种先进的结构加固技术,而且在用于遭受破坏的桥梁结构抢修时,也具有不少优越之处。与钢板粘贴法和钢套筒加固法比较,CFRP 布材粘贴法具有以下优越之处:

(a)CFRP 布材呈织物状,可根据结构形状自由剪断,因此具有更广泛的应用范围;

(b)CFRP 布材用树脂粘结,不需要熟练技术工人,施工过程无需特殊的装备,也无需占用较大的工作空间,而且没有噪声污染和视觉污染,整个施工周期可以大大缩短,施工质量容易保证;

(c)CFRP 布材中的碳纤维轻质高强,可以发挥比钢材更高的强度;

(d)通过设计,CFRP 布材可以达到钢套筒一样的约束效果;

(e)CFRP 布材抗腐蚀,没有钢板和钢套筒的后期维护问题;

(f)碳纤维能够吸收紫外线,因此材料几乎没有紫外线劣化现象。

由于 CFRP 布材粘贴法的优点,日本在神户地震之后,对大量钢筋混凝土桥墩采用 CFRP 布材粘贴法,进行了修复和加固;美国加州运输局(CALTRANS)在 1996 年,也正式批准使用 CFRP 粘贴法对加州境内桥梁的钢筋混凝土墩柱进行修复和加固。目前,CFRP 布材加固和修复技术,在欧洲国家、中国台湾地区和香港特别行政区也得到迅速发展。

CFRP 用于结构静力强度补强和正常使用状态加固方面的研究,目前已有较多成果。因此,本次试验针对抗震目的,从 FRP 约束混凝土的概念出发,利用 CFRP 布材缠绕粘贴工艺,对破坏的钢筋混凝土柱式桥墩进行快速抢修,并通过周期反复荷载试验研究其抗震效果。



9.5.2 试验模型概况

试验针对当前公路桥梁使用的典型钢筋混凝土柱式桥墩情况,依照现行部颁规范的最低要求,设计了4根方型截面和2根圆形截面的钢筋混凝土墩柱模型,其中,方型截面墩柱的截面尺寸为20cm,墩净高为80cm,圆形截面墩柱的直径为20cm,墩净高分别为80cm和50cm。模型的基本设计参数如表9.11中所列,方形截面墩柱模型采用的纵向钢筋为Ⅱ级钢筋,圆形截面墩柱模型采用的为Ⅰ级钢筋;所有试验模型采用的箍筋均为Ⅰ级钢筋。

试验墩柱模型的基本设计参数

表 9.11

截面形式	试件编号	纵向钢筋		箍 筋			混凝土标号	轴压比 (%)
		直径 (mm)	配筋率 (%)	直径 (mm)	间距 (mm)	含箍率 (%)		
方形	1	10	0.79	6	90	0.31	20	25
	2	12	1.13	6	90	0.31	25	20
	3	14	1.54	6	90	0.31	30	25
	4	16	2.01	6	90	0.31	40	15
圆形	5	8	1.28	4	80	0.31	15	25
	6	8	1.28	4	80	0.31	15	25

在试验之前,4根方形截面的钢筋混凝土墩柱模型已经历了周期反复荷载试验破坏,2根圆形截面的钢筋混凝土墩柱模型则已经历了地震模拟振动台试验破坏。对破坏的墩柱模型首先进行了以下处理:

(a)凿空已破坏的混凝土,并对主筋和箍筋进行检查,若发现主筋屈曲,则把主筋拉直;若发现箍筋断裂,则更换箍筋。

(b)在已凿空的截面范围之内,按原标号浇注同样标号的混凝



土,为使新浇混凝土尽快达到设计强度,使用了早强剂;在浇注新混凝土层时,注意保证新旧混凝土交界面的可靠结合。

在混凝土达到设计强度后,试验实测了新浇注的混凝土的实际强度。表 9.12 为试验实测的新浇混凝土的强度与老的混凝土强度的比较。

新浇混凝土强度与老的混凝土强度比较 表 9.12

截面形式	试件编号	混凝土轴心抗压强度	
		新浇混凝土	老 混 凝 土
方形	1	22.2	19.4
	2	19.2	18.1
	3	27.7	27.5
	4	21.4	22.6
圆形	5	10.1	10.1
	6	10.1	10.1

9.5.3 CFRP 布材缠绕粘贴工艺

采用 CFRP 布材缠绕粘贴工艺,对破坏的墩柱模型进行快速修复的具体步骤如下:

(a)用混凝土角磨机、砂纸等工具去除模型表面的浮浆、油污等杂质,对模型表面进行打磨平整,尤其是表面凸起部位更要磨平;对方形截面模型,截面转角处进行倒角处理,并打磨成圆弧状,打磨成的圆弧半径不小于 10mm。

(b)用吹风机将混凝土表面清理干净并保持干燥。

(c)在需要缠绕粘贴 CFRP 布材的混凝土表面涂上底胶,用于渗透进混凝土表面,促进 CFRP 布材和表面混凝土的粘结;

(d)用整平材料(油灰)填充表面空隙,使粘贴表面平整;

(e)把粘贴材料(环氧树脂和固化剂)均匀涂抹在粘贴表面上,



缠绕粘贴 CFRP 布材,用橡皮棍沿纤维方向滚压,去除气泡,并使粘贴材料充分浸透 CFRP 布材;

(f)重复步骤粘贴 CFRP 布材,直至设计的层数。

根据箍筋约束混凝土的概念,将 CFRP 布材裁成长条状,通过以上的缠绕粘贴工艺,在墩柱模型塑性铰区范围内沿环向缠绕 CFRP 布材,并布置成具有不同的间距,形成 FRP 约束混凝土构件。对不同的模型,采用了不同的层数和纤维布置方向:对弯曲破坏型的墩柱模型,只在环向缠绕粘贴一层 CFRP 布材,而且布置的纤维方向沿环向方向;对剪切破坏型的墩柱模型,除了在环向缠绕粘贴一层 CFRP 布材外,还在轴向粘贴另外一层 CFRP 布材。图 9.19 显示墩柱模型塑性铰区范围内缠绕粘贴 CFRP 布材后的情况。

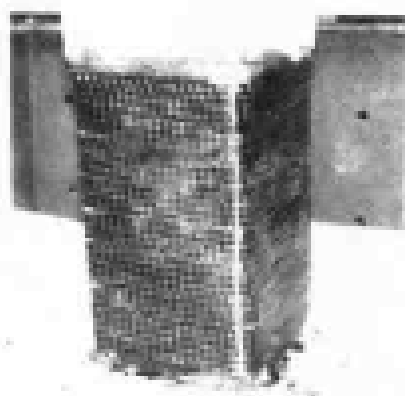
9.5.4 试验概况

对修复后的钢筋混凝土墩柱模型,进行周期性反复荷载试验。对所有试验模型,均采用了变幅变位移的加载制度。对 4 根方形截面的钢筋混凝土墩柱模型,除了 1 号试件外,其余试件均根据修复前所作的周期反复荷载试验中施加的轴压情况,施加了相应的轴向压力;对圆形截面的钢筋混凝土墩柱模型,则均施加了相当于轴压比为 25% 的轴向压力。以下,对试验得到的结果进行分析。

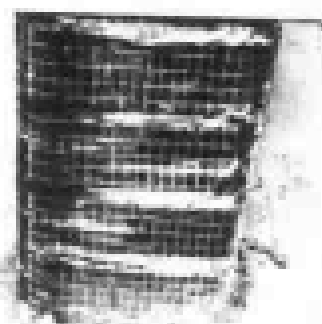
9.5.5 试验结果分析

(1)恢复力曲线、延性和强度比较

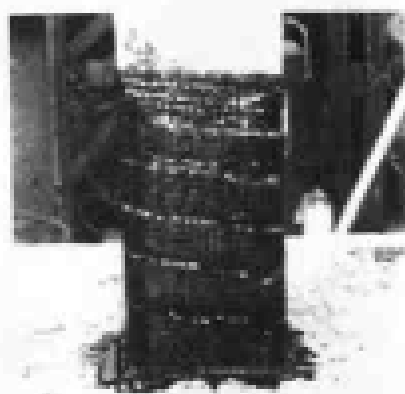
根据试验实测的墩顶横向力及其相应位置的横向位移数据,绘出了各根墩柱模型的恢复力曲线。图 9.20 比较了 4 根方形截面的钢筋混凝土墩柱模型在修复前和修复后由试验得到的恢复力曲线。从图中可见,根据 FRP 约束混凝土概念,采用 CFRP 缠绕粘



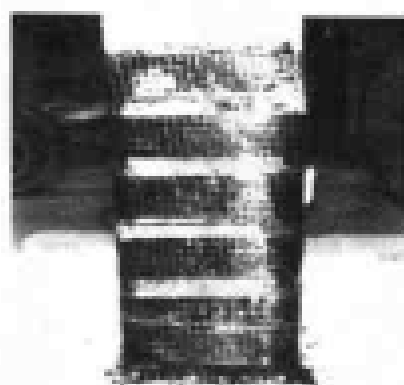
a) 1号试件(间距为0)



b) 2号试件(间距为2cm)



c) 3号试件(间距为1.5cm)



d) 4号试件(间距为4cm)

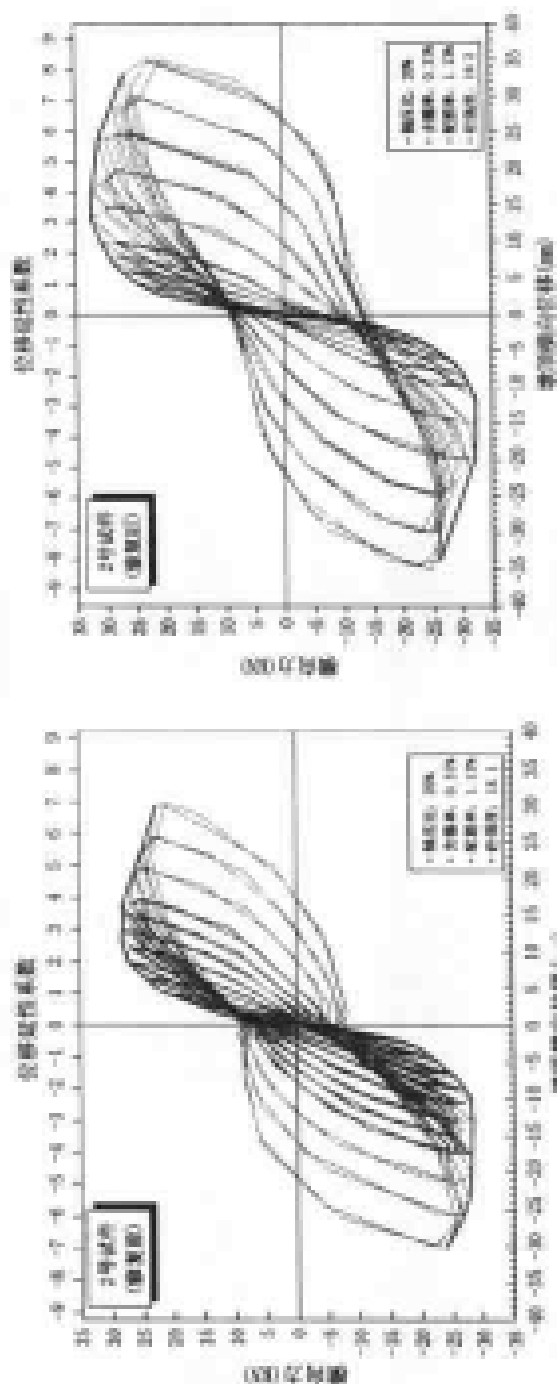
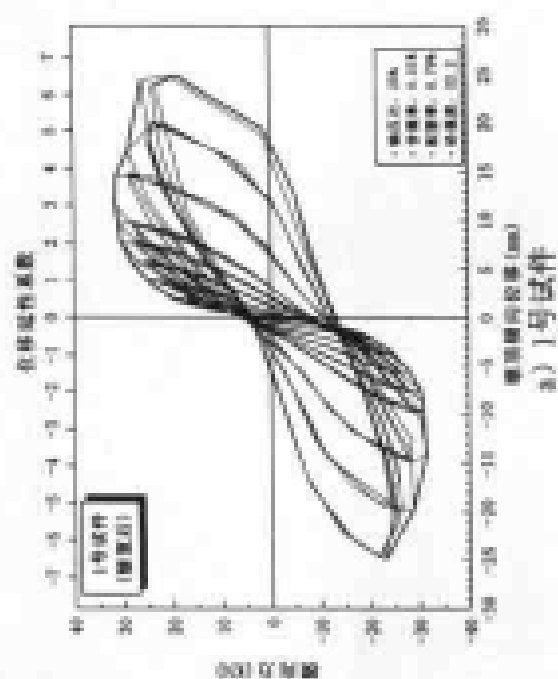


e) 5号试件(间距为0)



f) 6号试件(间距为0)

图 9.19 在墩柱模型塑性铰区范围内缠绕粘贴 CFRP 布材



b) 2号试件 (左边为修复前的恢复力曲线, 右边为修复后的恢复力曲线)

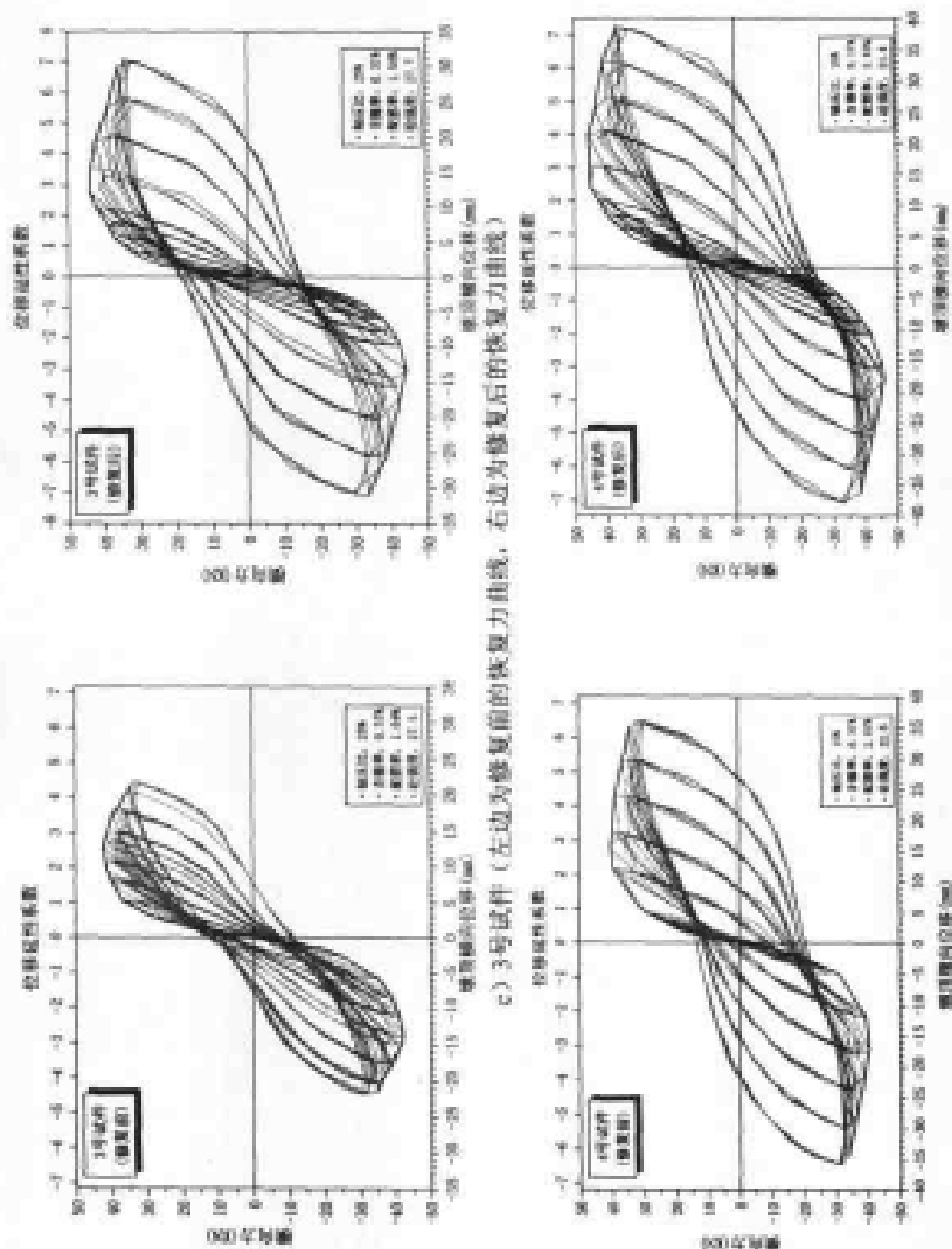


图 9.20 方形截面墩柱模型修复前后的恢复力曲线比较



贴工艺修复后的钢筋混凝土墩柱模型,其横向抗力和位移延性相比修复前的都有所提高;从图中比较还可以看到,采用 CFRP 修复后的墩柱模型的恢复力曲线比修复前的恢复力曲线更为丰满,表明前者具有更好的耗能能力。

根据试验实测的恢复力曲线,由几何作图法确定了 4 根方形截面墩柱模型在修复前和修复后的屈服位移、屈服力、位移延性系数和横向最大抗力,表 9.13 对两者进行了比较。从表中可见,采用 CFRP 修复后的钢筋混凝土墩柱模型,其横向最大抗力比修复之前的横向最大抗力提高了约 10%,位移延性系数则比修复之前的提高了约 15%~50%;从表中还可以看到,所有采用 CFRP 修复后的墩柱模型,其位移延性系数都在 5 以上,表明 CFRP 布材在满足约束混凝土要求的前提下,可以在墩柱竖向按设计需要布置成不同的间距,以节省材料费用。

方形截面墩柱模型修复前后强度和延性比较 表 9.13

试件 编号	屈服位移 (mm)		位移延性系数		屈 服 力 (kN)		横向最大抗力 (kN)	
	修 复		修 复		修 复		修 复	
	前	后	前	后	前	后	前	后
1	/	3.83	/	5.73	/	24.40	/	31.40
2	4.34	4.21	5.14	7.30	22.49	24.20	28.36	32.33
3	4.89	4.38	4.06	6.08	33.43	32.91	42.23	44.06
4	5.56	5.35	5.89	6.76	31.80	33.78	40.19	45.66

图 9.21 为修复后的两根圆形截面钢筋混凝土墩柱模型由试验得到的恢复力曲线。把图 9.21 与图 9.17 比较可以发现,采用 CFRP 修复后的圆形墩柱模型的变形能力和位移延性,相比采用 GFRP 管套箍的相应圆形墩柱模型的变形能力和位移延性都要低;



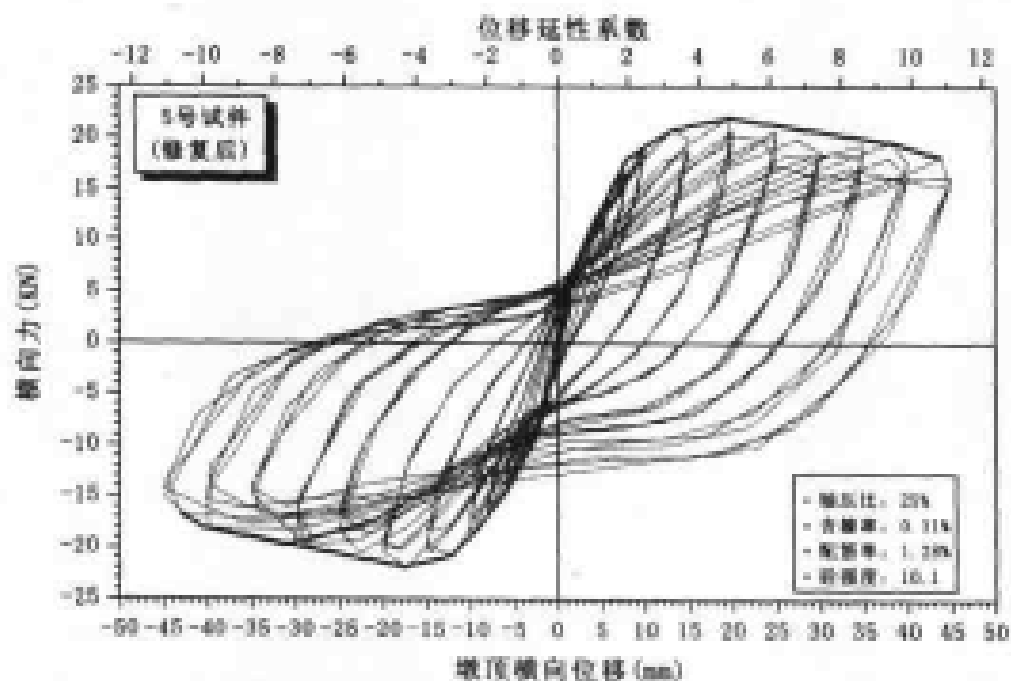
尽管如此,采用 CFRP 修复后的两根圆形截面墩柱模型,仍都具有较高的位移延性系数,表 9.14 列出了这两根墩柱模型由试验得到的位移延性系数。从表中可见,即使是剪跨比为 2.5 的矮墩模型,在采用 CFRP 缠绕粘贴工艺修复后的位移延性系数,也达到了 7.81 的水平。

采用 CFRP 修复后的圆形墩柱模型的位移延性系数 表 9.14

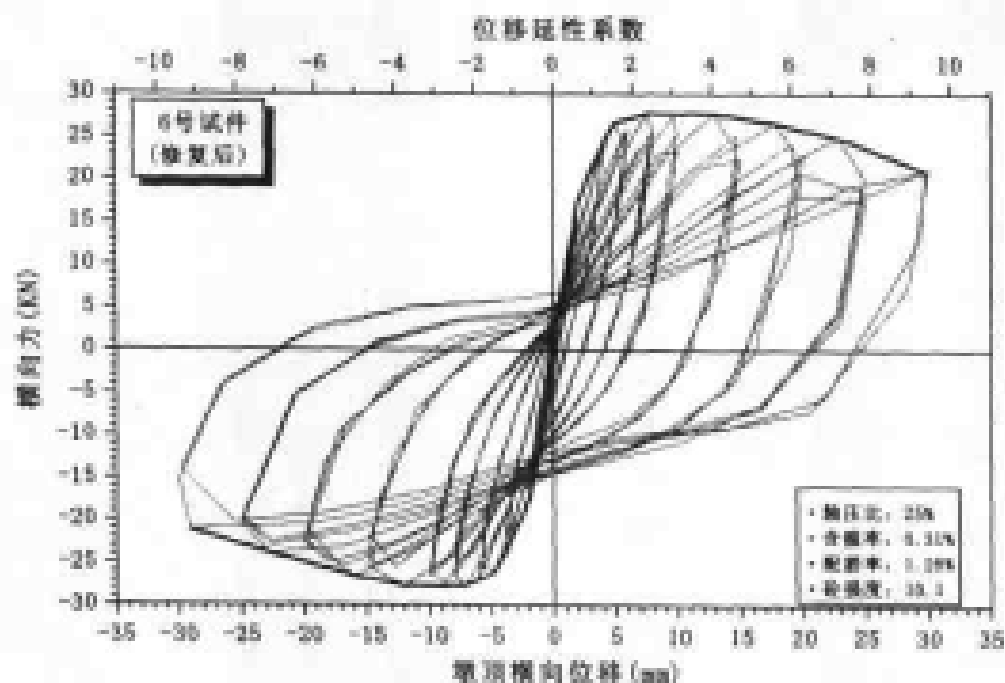
试 验 模 型	位 移 延 性 系 数
5 号试件(剪跨比为 4.3)	9.81
6 号试件(剪跨比为 2.5)	7.81

(2)破坏模式

从周期反复荷载试验中,观察到采用 CFRP 修复后的钢筋混凝土墩柱模型与修复前的破坏现象有所不同:对 4 根采用 CFRP 修复后的方形截面的墩柱模型,试验中首先在墩底与横向力垂直的两侧表面上观察到横向水平裂缝;随着位移幅值的增大,墩底两侧表面上的横向水平裂缝不断加宽,并向两侧发展;对 CFRP 布材竖向布置间距较小的墩柱模型,在试验后期,观察到墩底附近的粘结界面出现剥离现象;对 CFRP 布材竖向布置间距较大的墩柱模型(4 号试件),在墩底附近的薄弱面上出现宽度较宽的横向水平裂缝,但没有观察到粘结界面的剥离现象。由于受到 CFRP 布材的约束,在与横向力垂直的两侧表面上始终没有观察到斜裂缝。对 2 根采用 CFRP 修复后的圆形截面的墩柱模型,试验中观察到相似的破坏现象,即首先在墩底与横向力垂直的两侧表面上出现横向水平裂缝,然后,该裂缝随着位移幅值的增大不断加宽,并向两侧发展;在试验后期,同样观察到墩底附近的粘结界面出现剥离现象,而且与方形截面墩柱模型相比,圆形截面墩柱模型的界面剥离破坏范围更大;此外,即使是剪跨比为 2.5 的矮墩模型,试验过



a) 5号试件 (剪跨比为 4.3)



b) 6号试件 (剪跨比为 2.5)

图 9.21 采用 CFRP 修复后的圆形截面墩柱模型的恢复力曲线



程中也始终没有观察到斜裂缝。图 9.22 显示了以上模型的破坏现象。

从试验观察到的破坏现象表明,采用 CFRP 约束的钢筋混凝土墩柱,可能出现一种新的破坏模式——粘结界面剥离破坏模式。尽管本次试验所有的墩柱模型的位移延性系数都在 5 以上,但由于粘结界面剥离破坏可能导致钢筋混凝土墩柱出现脆性的破坏模式,因此,应通过设计和改善施工工艺,避免出现粘结界面剥离破坏现象。从本次试验中发现,当 CFRP 布材竖向布置间距较大时,由于钢筋混凝土墩柱塑性铰区范围薄弱面的存在,使得粘结界面剥离破坏现象不再出现。由此可见,除了通过设计和改善施工工艺外,在保证有效约束塑性铰区范围内混凝土的前提下,适当地增大 CFRP 布材的竖向布置间距,可以避免出现粘结界面的剥离破坏。

9.5.6 试验结论

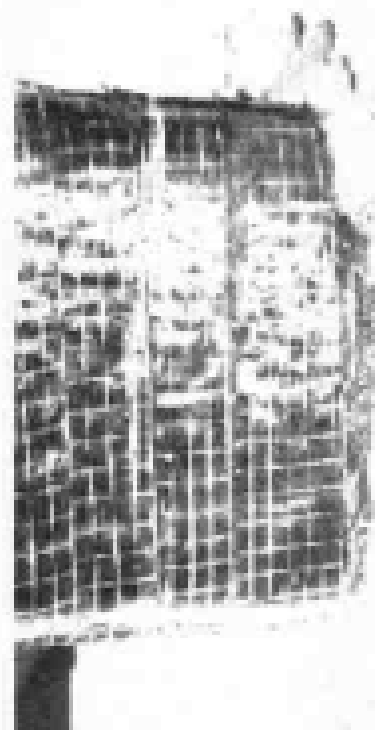
从 CFRP 修复后的钢筋混凝土墩柱模型的周期反复荷载试验中,可以得到以下结论:

(a)采用 CFRP 缠绕粘贴工艺修复后的钢筋混凝土墩柱,相比修复前的普通钢筋混凝土墩柱,横向抗力可以提高约 10%,位移延性系数提高约 15% ~ 50%。

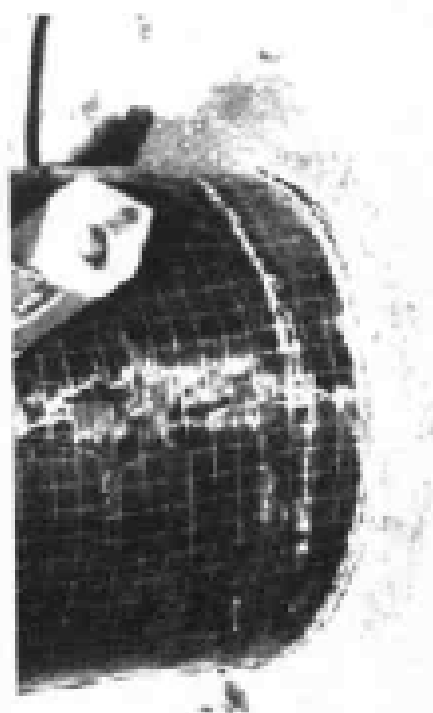
(b)无论是采用 FRP 管套箍的方式,还是采用 FRP 材料体外缠绕的方式,都可使钢筋混凝土柱式桥墩获得满意的位移延性。

(c)用 FRP 材料约束的钢筋混凝土墩柱,可能出现一种新的脆性破坏模式——粘结界面剥离破坏。因此,相比箍筋约束构件,此类构件的位移延性能力储备应取较高值。

(d)在保证有效约束塑性铰区范围内混凝土的前提下,适当地增大 CFRP 布材的竖向布置间距,可以避免粘结界面剥离破坏模式的出现。

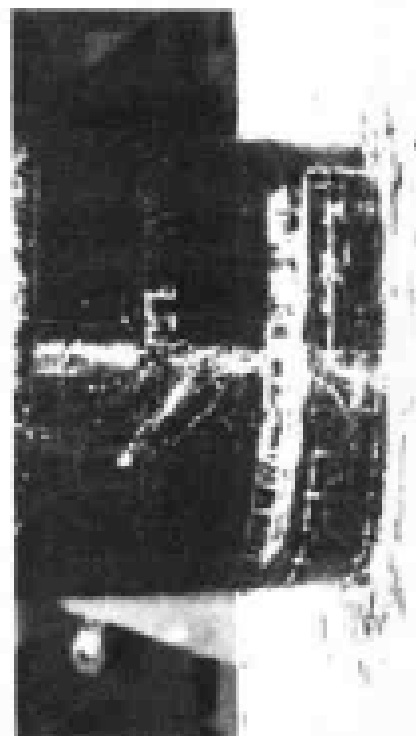


a) 在墩底和薄弱面形成弯曲主裂缝



e) 在墩底和薄弱面形成弯曲主裂缝

b) 墩底弯曲主裂缝和粘结界面剥离破坏



d) 墩底弯曲主裂缝和粘结界面剥离破坏

图 9.22 采用 CFRP 修复的墩柱模型的破坏现象



2000-01-01 10:00:00



下,通过体外套箍 FRP 管或缠绕粘贴 FRP 布材的方式,可以改变其脆性的剪切破坏模式,并获得满意的位移延性。

(e)采用 CFRP 缠绕粘贴工艺修复后的钢筋混凝土墩柱,相比修复前的普通钢筋混凝土墩柱,横向抗力可以提高约 10%,位移延性系数提高约 15% ~ 50%。

(f)对采用强度提高型设计的 FRP 管套箍钢筋混凝土柱式桥墩,以及采用 FRP 布材密集缠绕粘贴的钢筋混凝土柱式桥墩,可能出现一种新的脆性破坏模式——粘结界面剥离破坏。因此,相比箍筋约束柱,在计算此类构件的位移延性能力时,应取较高的安全系数值。

(g)在保证有效约束塑性铰区范围内混凝土的前提下,适当地增大 CFRP 布材的竖向布置间距,可以避免出现粘结界面剥离破坏模式。

参 考 文 献

[1] R. Park and M. Rodriguez, Retrofitting of Reinforced Concrete Bridge Piers for Seismic Resistance, Proc. of Technical Conference of New Zealand Concrete Society, Wairakei, Oct. 1992. PP43 – 58.

[2] M. Rodriguez and R. Park. Seismic Load Tests of Reinforced Concrete Columns Strengthened by Jacketing, Structural Journal of ACI, Vol. 91, No. 2, 1994.

[3] Jose A. Pincheira, Design Strategies for the Seismic Retrofit of RC Frames, Earthquake Spectra, Vol 9, No. 4. 1993.

[4] M. Rodriguez and R. Park, Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Buildings for Seismic Resistance, Earthquake Spectra, Vol 7, No. 3. 1991.



- [5] 杨文渊等编,桥梁维修与加固,北京:人民交通出版社,1989.
- [6] 罗苓隆,加大截面加固中心受压混凝土柱的试验研究,四川建筑科技,94年第一期.
- [7] Ugur Ersoy, A. T. Tankat, R. Salaiman, Behavior of Jacketed Columns, ACI Structural Journal. Vol.90, No.3.1993.
- [8] T. Terayama, H. Ichimasn, Seismic Evaluation and Strengthening of Reinforced Concrete Bridge Piers of Metropolitan Expressway.
- [9] 韩兵康,加大截面加固轴心受压中长柱稳定性研究,同济大学工程结构研究所博士学位论文,1996.4.
- [10] M.J.N Priestley, F. Seible and G. M. Calvi, Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley and Sons, 1996, 人民交通出版社中译本,桥梁抗震设计与加固,1997.
- [11] 混凝土结构加固技术规范(CECS25:90),中国工程建设标准化协会标准,北京,中国计划出版社,1991.
- [12] 万墨林,韩继云编著,混凝土结构加固技术,北京:中国建筑工业出版社,1995.
- [13] Y. H. Chai, M.J.N Priestley and F. Seible, Analytical Model For Steel - Jacket RC Circular Bridge Columns, Jour. of structural Eng, ASCE, Vol. 120, No. 8, 1994.
- [14] H. Ohnchi, O. Ohno, T. Meta and K. Yamagata, Seismic Strengthening Design Technique for Existing Bridge Columns with CFRP.
- [15] Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete, Committee Report, ACI Structural Journal, Sept - Oct. 1988.
- [16] S. P. Shah and J. V. Rangan, Fiber Reinforced Concrete Properties, ACI Journal, Feb. 1971, PP126 - 135.
- [17] M. J. N. Priestley, F. Seibe, Yan. Xiao and R. Vorma, Steel



Jacket Retrofitting of Reinforced Concrete Bridge Columns for Enhanced Shear Strength—Part. 2 test Results and Comparison with Theory. ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 5. 1994.

[18] ACI Committee 544, State - of - the - Art Report on Fiber Reinforced Concrete, ACI Journal, Nov. 1973.

[19] Tang Jiuru, Hu Chaobin, Yang Kaijian and Yan Yongcheng, Seismic Behavior and Shear Strength of Braced Joint Using Steel Fiber Reinforced Concrete, Jour. of structural Eng, ASCE, Vol. 118, No. 2, Feb. 1992.

[20] 北京工业大学土建系, 钢筋混凝土框架柱外包角钢加固方法的实验研究报告, 1984. 9.

[21] 岳清瑞. 我国碳纤维增强塑料(CFRP)加固修复土木建筑结构技术研究应用现状与展望. 见: 中国首届纤维增强塑料(FRP)混凝土结构学术交流会首届学术会议论文集, 北京, 2000: PP21 - 26.

[22] 叶列平, 谭壮. 纤维增强塑料混凝土在土木工程中的应用综述. 见: 中国首届纤维增强塑料(FRP)混凝土结构学术交流会首届学术会议论文集, 北京, 2000: PP57 - 65.

[23] 吴智深. FRP 复合材料在基础工程设施的增强和加固方面的现状与发展. 见: 中国首届纤维增强塑料(FRP)混凝土结构学术交流会首届学术会议论文集, 北京, 2000: PP5 - 20.

[24] 范立础, 卓卫东, 薛元德. FRP 筒套箍 RC 墩柱抗震性能的初步研究. 见: 中国首届纤维增强塑料(FRP)混凝土结构学术交流会首届学术会议论文集, 北京, 2000: 113 ~ 117.

[25] 范立础等. 上海市现有高架桥抗震性能评估与加固研究报告. 上海, 同济大学桥梁工程系, 1997.

[26] 张敏政. 地震模拟实验中相似律应用的若干问题. 地震



工程与工程振动, 1997, Vol. 17(2): 52 ~ 57

[27] JTJ004-89, 公路工程抗震设计规范. 北京: 人民交通出版社, 1989.

[28] JTJ021-89, 公路桥涵设计通用规范. 北京: 人民交通出版社, 1989.

[29] 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.

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

[31] Saadatmanesh, H., Ehsani, M. R., and Li, M., W. Strength and Ductility of Concrete Columns Externally Reinforced with Fiber Composite Straps. ACI Struc. J., 1994, Vol. 91(4): 434 - 444.

[32] Chajes, M. J., Januszka, T. F., etc. Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Externally Applied Composite Fabrics. ACI Struc. J., 1995, Vol. 92(3): 295 - 303.

[33] Xiao Y., Wu H., and Martin G. R. Prefabricated Composite Jacketing of RC Columns for Enhanced Shear Strength. J. Struc. Eng., ASCE, 1999, Vol. 125(3): 255 - 264.

[34] Pantelides, C. P., Gergely, J. etc. Retrofit of RC Bridge Pier with CFRP Advanced Composites. J. Struc. Eng., ASCE, 1999, Vol. 125(10): 1094 - 1099.

[35] Clough, R. W., Penzien, J. Dynamics of Structures (2nd Ed.). New York: McGraw-Hill, Inc., 1993.

附录 A

双层高架桥梁抗震设计指南

范立础 李建中 胡世德 编

同济大学土木工程防灾国家重点实验室

2000 年 7 月



目 录

1. 抗震设计基本原则	212
2. 地震反应分析	213
2.1 一般规定	213
2.2 多遇地震作用	217
2.3 设计地震和罕遇地震作用	218
3. 抗震检算	219
3.1 立柱的抗弯强度检算	219
3.2 立柱变形能力检算	219
3.3 支座检算	220
3.4 轨道检算	221
4. 能力保护构件的计算	222
4.1 立柱抗剪计算要点	222
4.2 上下横梁抗弯和抗剪计算要点	223
4.3 基础的计算	224
5. 结构构造与抗震措施	224
5.1 立柱结构构造措施	224
5.2 节点结构构造措施	225
5.3 抗震措施	228



1 抗震设计基本原则

1.1.1 本指南适用于桥墩为矩形和圆形截面的双层高架桥,空心桥墩需进行专门研究。

1.1.2 为贯彻执行中华人民共和国防震减灾法并实行以预防为主方针,双层高架桥经抗震设防后、减轻桥梁结构的地震破坏,避免人员伤亡,减少工程直接经济损失和因交通运输中断或阻滞导致的间接经济损失,特制定本指南。

1.1.3 双层高架桥梁采用三级抗震设防,按本指南设计的双层高架桥梁,当遭受低于本地区抗震设防烈度的多遇地震(50年超越概率63%)影响时,一般不受损坏或不需修理仍可继续使用,此为地震水平 I;当遭受相当于本地区抗震设防烈度(50年超越概率10%)影响时,有限损坏,经及时修理就可以继续使用,此为地震水平 II;当遭受高于本地区抗震设防烈度的预估罕遇地震(50年超越概率2%)影响时不致倒塌,此为地震水平 III。

1.1.4 双层高架桥抗震设计时,上下立柱作为延性构件设计。沿横桥方向,上下立柱的端部区域为潜在的塑性铰区域;沿纵桥方向,下立柱的底部区域为潜在塑性铰区域,如图 A.1 所示。

1.1.5 上下立柱的设计剪力值按能力设计方法计算,应为与柱的极限弯矩(考虑超强系数)所对应的剪力,在计算设计剪力值时应考虑所有潜在的塑性铰位置以确定最大的设计剪力。

1.1.6 上下横梁、结点的设计弯矩和设计剪力值按能力设计方法计算,应为与柱的极限弯矩(考虑超强系数)所对应的弯矩、剪力,在计算上下横梁、结点的设计弯矩、设计剪力值时应考虑所有潜在的塑性铰位置以确定最大的设计弯矩和剪力。

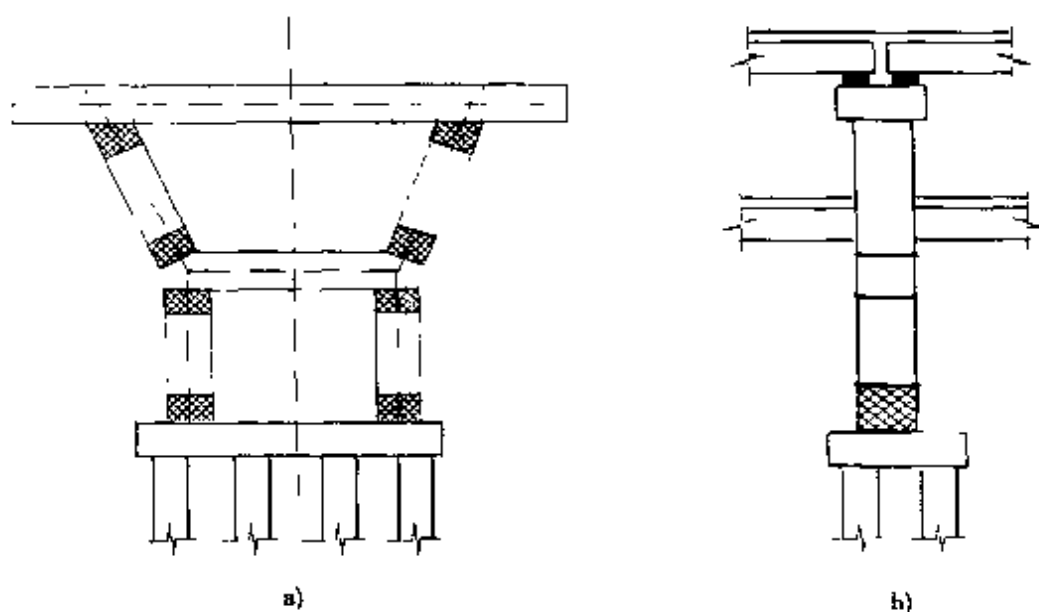


图 A.1 潜在的塑性铰区域
a)沿横桥方向;b)沿纵桥方向

2 地震反应分析

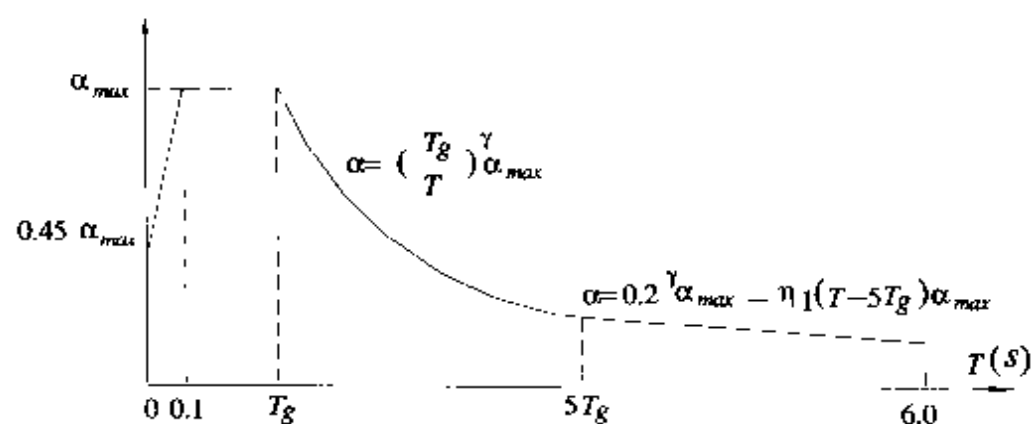
2.1 一般规定

2.1.1 分析时,应沿桥的纵向和横向分别考虑水平地震和竖向地震作用的组合,在组合时竖向地震作用取为水平地震作用的 $2/3$ 。

2.1.2 双层高架桥阻尼比为 0.05 的地震影响系数,应根据烈度、场地类别和结构自振周期按图 A.2 采用,其最大值(α_{max})按 2.1.3 条规定采用,其形状参数应符合下列规定:

- (1)线性上升段,周期小于 $0.1s$ 的区段。
- (2)水平段,自 $0.1s$ 至特征周期区段,取最大值。
- (3)下降段,自特征周期 5 倍特征周期区段,衰减指数取 0.9 。
- (4)倾斜段,自 5 倍特征周期至 $6s$ 区段,下降斜率为 0.02 。

(5)特征周期,根据场地类别和地震动参数区划的特征周期分区按表 A.1 采用;计算 8、9 度罕遇地震作用时,特征周期宜增加 $0.05s$ 。



α —地震影响系数； α_{max} —地震影响系数最大值；
 γ —衰减指数； η_1 —下降斜率；
 T —结构自振周期； T_g —特征周期。

图 A.2 地震影响系数曲线

特征周期

表 A.1

场地类别	I	II	III	IV
一区	0.20	0.30	0.40	0.65
二区	0.23	0.35	0.47	0.76
三区	0.27	0.40	0.53	0.87

注：我国主要城镇的地震动特征周期分区，可参考《建筑抗震设计规范》中附录 A。

2.1.3 采用反应谱方法计算地震作用时，水平地震影响系数最大值按表 A.2 采用。

水平地震影响系数最大值(阻尼比 0.05) 表 A.2

地震影响	烈 度			
	6	7	8	9
多遇地震	0.04	0.08(0.12)	0.16(0.24)	0.32
罕遇地震	—	0.50(0.72)	0.90(1.2)	1.40

注：括号中数字分别对应我国主要城镇的设计基本加速度 0.15g 和 0.30g 的地震作用系数，可参考《建筑抗震设计规范》中附录 A。



2.1.4 用时程法分析时,场地加速度时程曲线的选择应同时满足以下列条件:

(1)应至少采用 3 条桥址场地灾害性分析(Seismic Hazard Analysis)的人工加速度时程曲线;

(2)应按建筑场地和所处地震分区选用不少于二条的实际记录的加速度时程曲线;

(3)采用规范反应谱拟合的人工加速度时程曲线一条;

(4)采用实际记录的加速度时程曲线和规范反应谱拟和的人工加速度时程曲线时,其最大加速度峰值应调整至表 A.3 所规定的数值。

时程分析时所用地震加速度时程的最大峰值(cm/s^2) 表 A.3

地震影响	烈 度			
	6	7	8	9
多遇地震	18	35(55)	70(110)	140
设计地震	50	100(150)	200(300)	400
罕遇地震	—	220(310)	400(510)	620

注:挂号中数字分别对应我国主要城镇的设计基本加速度 0.15g 和 0.30g 的地震作用系数,可参考《建筑抗震设计规范》中附录 A。

2.1.5 应考虑桩土的共同作用,桩土的共同作用可用等代土弹簧模拟,等代土弹簧的刚度可采用表征土介质弹性性值的 m 参数来计算。

2.1.6 在进行横桥方向分析时,应考虑轻轨车辆质量的影响,车辆的质量按 50%考虑,作用于轨顶以上 2m 处。

2.1.7 在分析时应考虑支座的影响,板式橡胶支座可用线性弹簧连接单元模拟,活动盆式支座可用双线性理想弹塑性弹簧连接单元代表,其恢复力模式见图 A.3。板式橡胶支座的剪切刚度按式



2.1.7a 计算;活动盆式支座的临界滑动摩擦力按式 2.1.7b 计算。

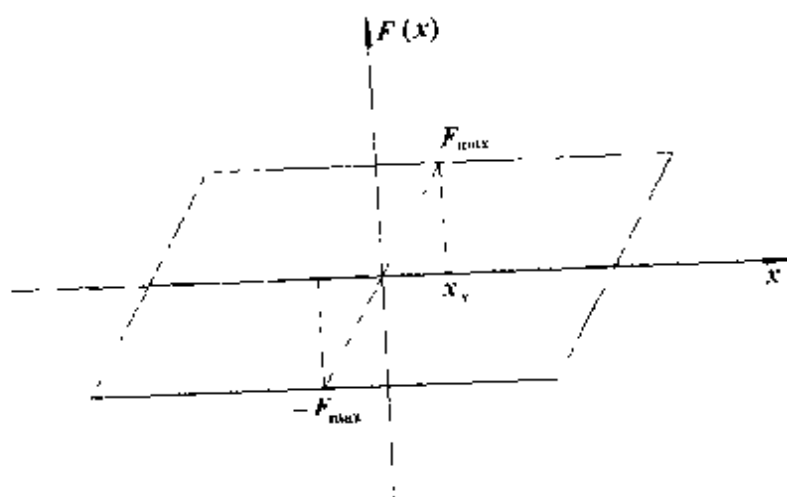


图 A.3 活动盆式支座恢复力模式

(1)板式橡胶支座剪切刚度 k :

$$k = \frac{G_d A_r}{\sum t} \quad (2.1.7a)$$

式中: G_d ——板式橡胶支座的动剪切模量;

A_r ——橡胶支座的剪切面积;

$\sum t$ ——橡胶层的总厚度。

(2)活动盆式支座临界滑动摩擦力 F_{max}

$$F_{max} = \mu_d R \quad (2.1.7b)$$

式中: μ_d ——滑动摩擦系数;

R ——支座所承担的上部结构重力。

2.1.8 分析时应考虑钢轨和钢轨扣件的影响,扣件可沿钢轨长度方向合并,其合并长度一般不超过 10m,钢轨和扣件的影响可按下述方法考虑:

(1)钢轨理想为弹性空间梁单元;

(2)扣件横向和竖向刚度可用线性弹簧连接单元代表;



(3)扣件纵向刚度可用双线性理想弹塑性弹簧连接单元代表,其恢复力模式如图 A.4。其中屈服力取为钢轨临界滑动力,临界滑动力和初始刚度可按下式简化计算:

$$F_y = P_c(f_1 + f_2) \quad (2.1.8a)$$

$$K_0 = \frac{F_y}{d_y} \quad (2.1.8b)$$

式中: F_y ——为钢轨临界滑动力;

K_0 ——初始刚度;

f_1 、 f_2 ——分别为钢轨与扣件,钢轨与弹性垫层的摩擦系数;

P_c ——扣件的压力;

d_y ——临界滑动位移。

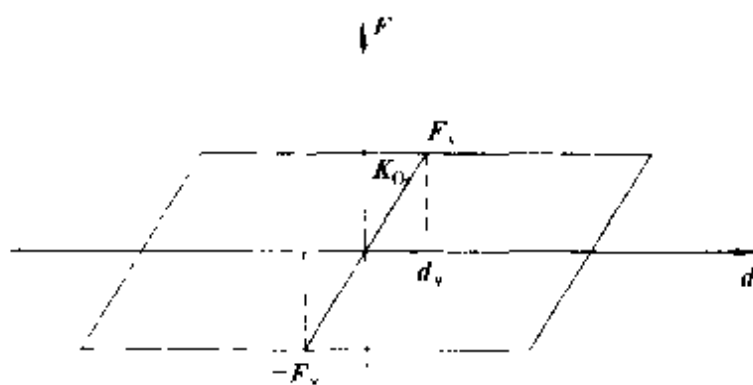


图 A.4 扣件纵向恢复力模式

2.2 多遇地震作用

2.2.1 在进行多遇地震分析时,其水平地震影响系数最大值可按 2.1.3 条规定取值。

2.2.2 多遇地震作用下,应采用场地反应谱进行线性多模态反应谱分析,计算结构的内力和变形。在分析中所考虑的自由度



数和振动模态数应确保在纵向和横向获得 90% 的质量参与系数。

(1) 进行线性多模态反应谱分析时, 地震作用效应(内力, 位移), 可按 SRSS 方法得到, 即按下式确定:

$$S = \sqrt{\sum S_i^2} \quad (2.2.2a)$$

式中: S ——结构的地震作用效应;

S_i ——结构第 i 振型地震作用产生的作用效应, 所取振型数应确保在纵向和横向获得 90% 的质量参与系数。

(2) 当结构两个振动模态的自振周期 T_i 和 T_j ($T_j \leq T_i$) 接近时, 即: T_i 和 T_j 满足下式时:

$$\rho = \frac{T_j}{T_i} \geq \frac{0.1}{0.1 + \xi}$$

式中: ξ ——结构阻尼比;

应采用 CQC 方法进行地震作用效应计算, 即, 按下式计算:

$$S = \sqrt{\sum_i \sum_j S_i r_{ij} S_j} \quad (i = 1 \cdots n, j = 1 \cdots n) \quad (2.2.2b)$$

式中: r_{ij} ——相关系数;

$$r_{ij} = \frac{8\xi^2(1+\rho)\rho^{3/2}}{(1-\rho^2)^2 + 4\xi^2\rho(1+\rho)^2}$$

2.3 设计地震和罕遇地震作用

2.3.1 设计地震和罕遇地震作用下, 应进行结构非线性时程地震反应分析; 在进行结构非线性时程地震反应分析时, 输出的加速度时程曲线应按本指南第 2.1.4 规定的规定确定。

2.3.2 在进行非线性时程分析时, 支座、钢轨扣件非线性应按本章 2.1.7、2.1.8 条款考虑, 上下立柱应采用钢筋混凝土弹塑性梁柱单元, 梁柱单元的弹塑性应采用梁端屈服面来代表。

2.3.3 当立柱的计算长度与矩形截面短边尺寸之比大于 8, 或立



柱的计算长度与圆形截面直径之比大于7时,应考虑 $P-\Delta$ 效应。

3 抗震检算

3.1 立柱的抗弯强度检算

3.1.1 多遇地震作用效应和自重及50%的轻轨车辆荷载效应组合后,应按现行铁路桥涵设计规范有关偏心受压构件的规定采用容许应力法检算上下立柱截面的应力。

3.2 立柱变形能力检算

3.2.1 罕遇地震作用下,按下式检算潜在塑性铰区域塑性转动能力:

$$\theta_p \leq \theta_\mu \quad (3.2.1)$$

式中: θ_p ——罕遇地震作用下,潜在塑性铰区域的塑性转角;

θ_μ ——塑性铰区域的最大容许转角, θ_μ 应按本章第3.2.2条款计算。

3.2.2 塑性铰区域的最大容许转角应根据极限破坏状态的曲率能力,按下式计算:

$$\phi_p = \phi_\mu - \phi_y \quad (3.2.2a)$$

$$\theta_\mu = L_p \phi_p / K \quad (3.2.2b)$$

式中: ϕ_y ——相应截面最外层纵筋发生的屈服时的曲率;

ϕ_μ ——极限破坏状态的曲率能力;

K ——安全系数,建议取2.0;

L_p ——等效的塑性铰长度,可取下式计算的小值:

$$L_p = 0.08H + 0.022f_y d_s \geq 0.044f_y d_s (\text{cm})$$



$$L_p = \frac{2}{3} b \quad (3.2.2c)$$

式中: H ——悬臂墩的高度或塑性铰截面到反弯点的距离(cm);

b ——矩形截面的短边尺寸;

f_y ——纵向钢筋的标准强度(MPa);

d_s ——纵向钢筋的直径(cm)。

3.2.3 极限破坏状态的曲率能力 ϕ_μ 应通过 $M - \phi$ 曲线关系确定,定义为混凝土应变达到极限压应变 ε_{cu} 或约束钢筋达到折减极限应变 ε_{su}^R ,混凝土的极限压应变 ε_{cu} 可按下式计算:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s \cdot f_{yh} \cdot \varepsilon_{su}^R}{f_{cc}} \quad (3.2.3)$$

式中: ρ_s ——约束钢筋的体积含筋率,对于矩形箍筋;

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y;$$

f_{yh} ——箍筋的标准强度;

f_{cc} ——约束混凝土的峰值应力,见图 A.5;

ε_{su}^R ——约束钢筋的折减极限应变, $\varepsilon_{su}^R = 0.09$ 。

3.3 支座检算

3.3.1 设计地震烈度作用下,应按下列要求进行板式橡胶支座的抗震检算:

(1) 支座厚度检算

$$\Sigma t \geq \frac{X_0}{\operatorname{tg} \gamma} = X_0 \quad (3.3.1a)$$

式中: Σt ——橡胶层的总厚度;

$\operatorname{tg} \gamma$ ——橡胶片剪切角正切值,取 $\operatorname{tg} \gamma = 1.0$;

X_0 ——设计地震作用下橡胶支座的水平位移。

(2) 支座抗滑稳定性检算

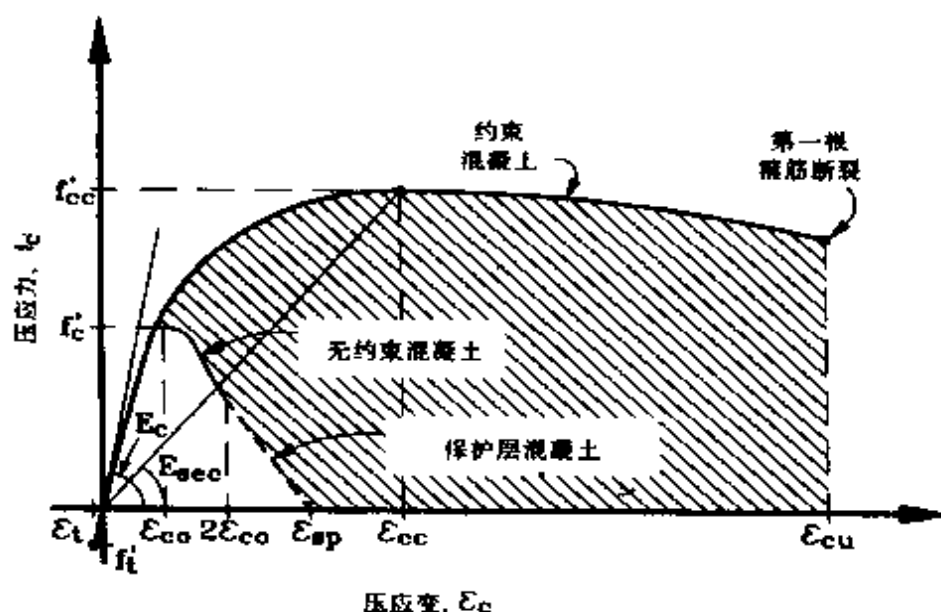


图 A.5 普通约束混凝土的应力—应变曲线

$$\mu_d R_b \geq E_{hzb} \quad (3.3.1b)$$

式中： μ_d ——支座的摩阻系数，橡胶支座与混凝土表面的动摩阻系数采用 0.15；与钢板的动摩阻系数采用 0.10；

R_b ——上部结构重力在支座上产生的反力；

E_{hzb} ——设计地震作用下橡胶支座的水平地震力。

3.3.2 盆式式支座的抗震检算，可按下列规定进行：

(1) 活动盆式支座

$$X_0 \leq X_{max} \quad (3.3.2a)$$

(2) 固定盆式支座

$$E_{hzb} \leq E_{max} \quad (3.3.2b)$$

式中： X_0 ——设计地震作用下盆式支座的滑动水平位移；

X_{max} ——活动盆式支座容许滑动的水平位移；

E_{hzb} ——设计地震作用下固定盆式支座的水平地震力。

3.4 轨道检算

3.4.1 多遇地震作用下，考虑地震力与温度力相组合，按现行铁



路轨道设计规范检算无缝轨道的强度、稳定性。

4 能力保护构件的计算

4.1 立柱抗剪计算要点

4.1.1 上下立柱纵向和横向剪力设计值 V_{co} 应根据可能出现塑性铰处按实配钢筋,采用材料标准强度值和轴压力计算出的弯矩承载能力,考虑超强系数 ϕ^o 来计算,立柱的剪力设计值可按下列规定计算:

立柱纵向剪力设计值

$$V_{co} = \phi^o \frac{M_x^c}{H_n} \quad (4.1.1a)$$

立柱横向剪力设计值

$$V_{co} = \phi^o \frac{M_{hc}^b + M_{hc}^t}{H_n} \quad (4.1.1b)$$

式中: M_x^c ——为立柱下端截面按实配钢筋,采用材料标准强度值和轴压力计算出沿纵桥向的正截面受弯承载力所对应的弯矩值;

M_{hc}^b, M_{hc}^t ——为立柱上、下端截面按实配钢筋,采用材料标准强度值和轴压力计算的沿横桥向正截面受弯承载力所对应的弯矩值;

H_n ——为立柱的静长度;

ϕ^o ——为桥墩正截面抗弯承载能力超强系数 $\phi^o = 1.2$ 。

4.1.3 立柱的斜截面受剪承载能力应按下列公式检算:

$$V_{co} \leq \phi \left(0.0023 \times \sqrt{f'_c} \times A_c + 0.1 \frac{A_k b}{S_k} R_g \right) \quad (4.1.3)$$



式中： A_k ——为同一截面上箍筋的总面积(cm^2)；

S_k ——箍筋的间距(cm)；

R_g ——箍筋的抗拉设计强度(MPa)；

b ——沿计算方向立柱的宽度(cm)；

ϕ ——抗剪强度折减系数， $\phi = 0.85$ 。

4.2 上下横梁抗弯和抗剪计算要点

4.2.1 上下横梁的弯矩设计值 M_{po} 应根据立柱可能出现塑性铰处按实配钢筋，采用材料标准强度值和轴压力计算出的弯矩承载能力，考虑超强系数 ϕ^o 来计算，上下横梁的设计弯矩值应按下式计算：

下横梁

$$M_{po} = \phi^o (M_{hc}^{sb} + M_{hc}^{st}) + M_G + 0.5M_Q \quad (4.2.1a)$$

上横梁

$$M_{po} = \phi^o M_{hc}^{st} + M_G + 0.5M_Q \quad (4.2.1b)$$

式中： M_{hc}^{st} ——上立柱顶端截面按实配钢筋，采用材料标准强度值和轴压力计算的横向正截面受弯承载力所对应的弯矩值；

M_{hc}^{sb}, M_{hc}^{st} ——分别为上立柱底端、下立柱顶端截面按实配钢筋，采用材料标准强度值和轴压力计算的横向正截面受弯承载力所对应的弯矩值；

ϕ^o ——桥墩正截面抗弯承载能力超强系数， $\phi^o = 1.2$ 。

M_G ——由结构重力产生的弯矩；

M_Q ——轻轨活载产生的弯矩。

4.2.2 横梁的设计剪力值可按下式计算：

$$V_{co} = \frac{M_{pc}^R + M_{pc}^L}{L_o} \quad (4.2.2)$$



式中: M_{pc}^R, M_{pc}^L ——横梁左右端截面按实配钢筋,采用材料标准强度值计算出的正截面受弯承载力所对应的弯矩值;

L_0 ——横梁的静跨长度。

4.2.3 应根据横梁的弯矩设计值和剪力设计值,按现行的公路桥涵设计规范检算横梁的正截面抗弯和斜截面抗剪强度。

4.3 基础的计算

4.3.1 双层高架桥基础沿横桥向、顺桥向的弯矩、剪力和轴力设计值应根据下立柱底部可能出现塑性铰处沿横桥向、纵桥向的弯矩承载力(考虑超强系数 ϕ^0),剪力设计值和相应的下立柱轴力来计算。

4.3.2 应根据计算出的弯矩、剪力和轴力设计值,按现行的《公路桥涵基础设计设计规范》检算基础的承载能力。

5 结构构造与抗震措施

5.1 立柱结构构造措施

5.1.1 立柱潜在塑性铰区域内加密箍筋的配置,应符合下列要求:

(1)加密区的长度不应小于弯曲方向截面立柱高度的 1.0 倍或立柱上弯矩超过最大极限弯矩 80% 的范围;当立柱的高度与横截面高度之比小于 2.5 时,立柱加密区的长度应取全高。

(2)加密箍筋的最大间距不应大于 10cm 或 $6d_s$ 或 $b/4$;其中 d_s 为纵筋的直径, b 为立柱弯曲方向的截面宽度;

(3)箍筋的直径不应小于 10mm;



(4)螺旋式箍筋的接头必须采用焊接,矩形箍筋应有 135° 弯勾,并伸入混凝土核心之内;

(5)加密区箍筋肢距不宜大于 25cm;纵筋至少每隔一根宜用箍筋或拉筋固定。

5.1.2 矩形截面的最小含箍率 ρ_{\min} ,沿纵桥向和横桥向均为 0.5%,即:

$$\rho_{\min} = \frac{A_{gk}}{S_k b} = 0.5\% \quad (5.1.2)$$

式中: S_k ——箍筋的间距(cm);

b ——为弯曲方向立柱的截面宽度(cm);

A_{gk} ——计算方向箍筋面积(cm^2)。

5.1.3 立柱非加密区的含箍率不宜小于加密区的 50%,箍筋的间距不宜大于 10 倍的纵筋直径。

5.1.4 立柱的纵向配筋宜对称配筋,纵向钢筋的面积不宜小于 $0.01A_h$;不应超过 $0.03A_h$,其中 A_h 为立柱截面面积。

5.1.5 立柱的纵筋应尽可能地延伸至横梁和承台的另一侧面,纵筋的锚固和搭接长度应在按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的要求基础上增加 $10d_s$, d_s 为纵筋的直径,不应在塑性铰区域进行纵筋的搭接。

5.2 节点结构构造措施

5.2.1 节点的主拉应力和主压应力可按下式计算:

$$\sigma_c, \sigma_t = \frac{f_v + f_h}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{f_v + f_h}{2}\right)^2 + v_{jh}^2} \quad (5.2.1)$$

式中: σ_c, σ_t ——为节点的名义主拉应力和名义主压应力;

v_{jh} ——节点的名义剪应力;



$$v_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_{je}h_b} = v_{jo}$$

$$V_{jh} = T_c^t + C_c^b$$

V_{jh} ——为节点的名义剪力, 见图 A.6;

T_c^t ——与柱超强弯矩相关的柱纵筋拉力, 见图 A.6;

C_c^b ——与柱超强弯矩相关的柱混凝土受压区混凝土压应力合力, 见图 A.6;

f_v, f_h ——为节点沿垂直方向和水平方向的正应力;

$$f_v = \frac{P_c^b + P_c^t}{2 \cdot b_b h_c}$$

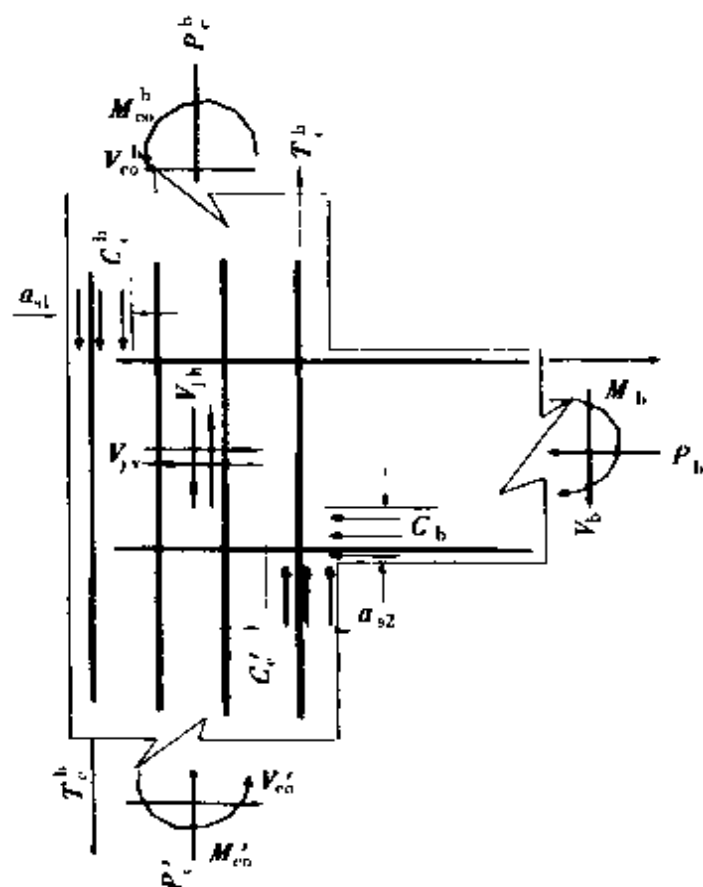


图 A.6 节点受力图



$$f_h = \frac{P_b}{b_{je} h_b}$$

b_{je}, h_b ——分别为横梁横截面的宽度和高度；

b_b, h_c ——分别为上立柱横截面的宽度和高度；

P_c^b, P_c^t ——分别为上下立柱的轴力；

P_b ——为横梁的轴力(包括预应力产生的轴力)。

5.2.2 如主拉应力 $\sigma_t \leq 0.275 \sqrt{R}$ MPa, 可按下式进行节点的水平
和竖向箍筋配置:

$$\rho_{s, \min} = \rho_x + \rho_y = \frac{0.275 \sqrt{R}}{R_g} \quad (5.2.2)$$

式中: R_g ——箍筋的设计强度

5.2.3 如主拉应力 $\sigma_t \geq 0.275 \sqrt{R}$ (MPa), 则应按下列进行节点的水平
和竖向箍筋配置:

(1) 节点中的横向含箍率不应小于本指南 5.1.1, 5.1.2 条款
对于塑性铰加密区域含箍率的要求, 横向箍筋的配置见图 A.7a、

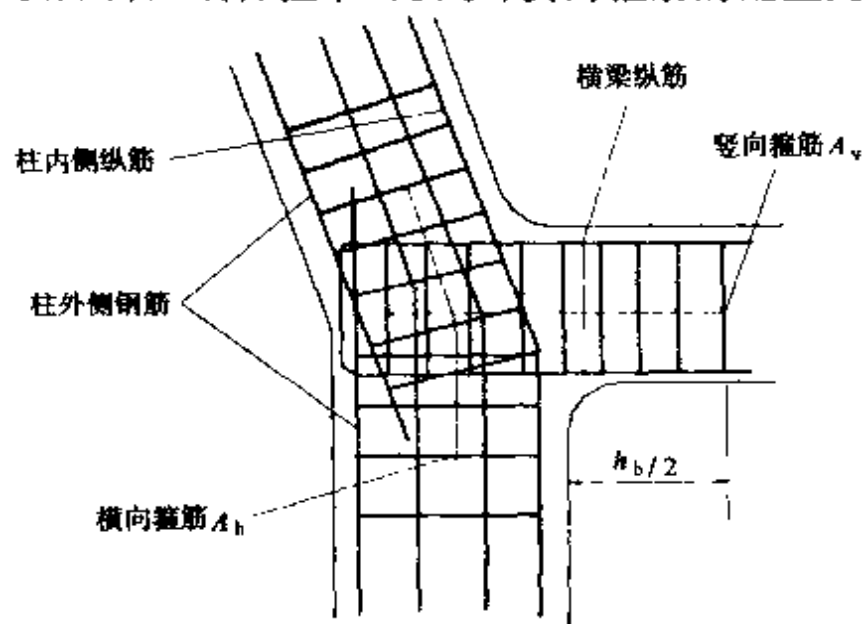


图 A.7a) 下横梁与立柱相交节点配筋示意图



图 A.7b;

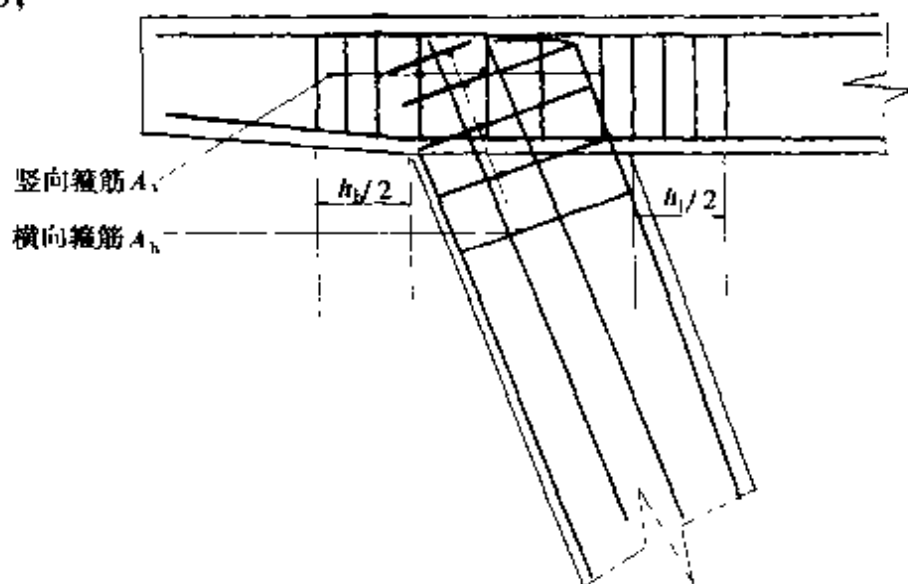


图 A.7b) 上横梁节点配筋示意图

(2)应在离柱侧面 $h_b/2$ 的横梁按下式计算出箍筋面积配置竖向箍筋, h_b 为横梁的高度, 竖向箍筋见图 A.7a, A.7b;

$$A_{jv} = 0.174A_s \quad (5.2.3)$$

式中: A_s ——立柱纵筋面积;

(3)节点中的竖向箍筋可取 $A_{jv}/2$

5.3 抗震措施

5.3.1 上下横梁应设置横向抗震挡块, 建议采用橡胶缓冲挡块。

5.3.2 沿桥梁纵向应参照“铁路桥梁抗震规范”采用防止落梁装置和措施。

参考文献

- [1] 国家标准《建筑抗震设计规范》管理组. 建筑抗震设计规范(GB5001). 1999. 11.



[2] CALTRANS SEISMIC DESIGN CRITERIA , VERSION 1.1, July 1999.

[3] Eurocode 8: Structures in Seismic Regions Design, Part2: Bridges, (draft) april, 1993.

[4] Standard Specifications for Highway Bridges, Division I – A Seismic Design, Sixteenth Edition, 1996, American Association of State Highway and Transportation Officials.

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

[6] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, Theoretical Stress – Strain Model for Confined Concrete, ASCE Structural Engineering., Vol. 114 (8), 1988.

附录 B

各国桥梁抗震设计规范的比较

B.1 抗震设计规范的演变过程

虽然人类几千年有记录的历史中发生过许多灾难性强烈地震,但地震工程学和工程结构抗震设计理论则发端于 20 世纪初。19 世纪末,世界范围内的科学和工程技术有了很大的发展,结构静力设计理论已经形成比较完整的体系,但关于地震知识却知之甚少。1906 年美国(San Francisco)和 1923 年日本关东大地震是现代地震工程学和工程结构抗震设计理论建立和发展的直接原因。这两次地震给工程结构、生命和财产造成了巨大的损失,政府、业主和结构设计工程师认识到了考虑地震问题和在结构设计中考虑地震作用的必要性。这也是为什么地震工程学首先在日本和美国得到建立和发展的原因。

日本和美国抗震工作开展得较早,在近代地震工程学上贡献较多,并且一直在这一领域处于领先地位。分析这两个国家和我国抗震规范的沿革历史,有助于我们认识地震工程的发展过程,有助于理解结构抗震设计规范的制定、修订的动因和条文制定的理由。

B.1.1 美国

美国是世界上在结构设计规范中最早写入抗震条款的国家之一,1906 年旧金山大地震后,该地区的房屋设计即要求考虑地震



作用。美国是联邦政府,各州可以有自己的法令,也可以有自己的抗震规范。由于美国强地震主要发生在西海岸,所以抗震规范也主要产生并应用于西海岸。

1906年美国旧金山发生强烈地震,造成了重大的房屋结构、人员和财产损失,稍后在旧金山市的重建过程中,房屋按风力增加至 146kgf/m^2 的侧力作为设计地震荷载。1927年出版了统一房屋设计规范(UBC)第一版,正式引入抗震设计条款,采用静力法,地震系数取 $k=0.075\sim 0.10$ 。目前美国已经编写了比较齐全的不同专业的工程结构抗震设计规范,如桥梁、核电站和油气管线等。美国公路桥梁抗震设计规范的发展过程见表 B.1.1-1。

从表 B.1a 可以看到,美国桥梁抗震设计规范是从上世纪 40 年代开始发展,并且一直在更新。由于近 20 年来世界范围内的强烈地震不断,目前世界各主要地震国家都在编写新一代的结构抗震设计规范。美国虽然是联邦国家,各州可以有独立的法令,但其西海岸是强烈地震多发地区,对抗震问题也最为重视。加州桥梁抗震设计规范内容的更新代表了 AASHTO 桥梁规范有关抗震条款的更新方向。因此这里简单地介绍一下 Caltrans (加利福尼亚州运输部的简称)1999 年出版的“抗震设计准则”(1.1 版)的一些主要特点。该准则共八章,内容涉及公路桥梁抗震设计的各个方面。主要特点有:(1)主体上采用了能力设计思想,确保所设计的结构延性能力得到预期的发挥;对构件的抗弯、抗剪能力规定了具体的设计要求;(2)对钢筋混凝土桥的墩柱、桩基础及支座的设计提供了详细的可操作的准则和具体规定,便于设计者的使用;(3)特别强调了位移设计,并在计算和细节上作了较为具体的规定;(4)计算分析方面,引入了非线性静力分析方法——“推倒(Push-Over)”分析,可以确定结构的极限非线性变形能力;(5)场地土条件分为 A、B、C、D、E 和 F 六类,见表 B.1b。可以看到,Caltrans 对岩石场地



进一步细分为 A、B 两类,并增加 E 类特殊场地;(6)强调设计中的构造细节;(7)对各种结构构件、连接构件以及支座的设计都提供了详细、具体的要求。

美国桥梁结构抗震设计规范演变编年表 表 B.1a)

年 代	主 要 事 件
1940	加州交通运输部(Caltrans)开始桥梁抗震设计规范的制定工作。假设地震力是一个水平力,大小取恒载的一个百分比,即桥梁抗震设计采用静力法。
1943	AASHTO 规范引入有关地震力的条款。
1961	AASHTO 抗震设计规范给出地震力如何确定的方法,类似于 1943 年 Caltrans 建议的。
1965	Caltrans 采用加州结构工程师协会(SEAOC)的建议,规定地震力是结构重力与地震系数和一个系数 β 的乘积形式来表示的。 β 是结构震动周期的函数,即反应谱方法。
1974	1971 年 San Fernando 地震($M = 6.5$)造成加州地区桥梁结构的严重破坏。导致了对原有桥梁抗震设计准则进行了大的修改和扩充。修订后的准则于 1973 年首先以设计备忘录(Design Memo)的形式引入到 Caltrans 规范,并在 1974 年作为设计规范正式出版。
1975	重新编写了 AASHTO 规范,将 1974 年 Caltrans 抗震设计规范纳入其中。
1992	1983 年由 Caltrans 和美国联邦公路管理局资助,开展了一系列桥梁抗震研究项目,完成后出版了 AASHTO 公路桥梁抗震设计指南;1990 年 AASHTO 先以设计指南形式出版了其设计规范。 之后桥梁抗震设计要求正式列入美国 1992 年第 15 版的“公路桥梁标准规范”(Standard Specifications for Highway Bridges),基于极限状态设计的”(AASHTO, 1994),抗震要求与各种极端荷载如风、雪、洪水、船撞击等条例包括在一起,第一版于 1994 年间世,1995 年进行了修订和补充。



续上表

年 代	主 要 事 件
1995	此外, Caltrans 对加州地区也建立了一套独立的抗震设计规范体系,以桥梁设计规范系列形式出版,并于 1995 年以工程师备忘录形式(Memos to designer)进行了增补(Caltrans, 1995)。由于 1989 年的 Loma Prieta 地震表明旧金山海湾地区大量桥梁结构抗震性能较差, Caltrans 要求应用技术委员会(ATC)对当时的桥梁抗震设计准则和设计程序进行全面的评论。这个评论最终报告已经完成, ATC 报告在 1996 年春发行(ATC32, 1995), Caltrans 采纳了该报告中的许多建议。并且加州工程师协会 Division 2000 年委员会正在进行 2000 年工作计划,明确采用了一套基于性能的抗震设计(Performance Based Design)思想。估计这个规范将在设计思想、设计方法及理论上会推动世界土木工程抗震设计规范制定工作的发展。
1999	Caltrans 1999 年“桥梁抗震设计法则”1.1 版

Caltrans 1999 年“桥梁抗震设计准则”1.1 版的

土层分类

表 B.2b)

场地类型	土 层 描 述
A	剪切波速 $V_s > 1500\text{m/s}$ 的硬岩石
B	剪切波速 $760\text{m/s} < V_s < 1500\text{m/s}$ 的岩石
C	非常密实的土和软岩石,剪切波速 $360\text{ m/s} < V_s < 760\text{m/s}$; 或者标惯数 $N > 50$,或不排水剪切强度 $S_u > 100\text{kPa}$ 。
D	剪切波速 $180\text{ m/s} < V_s < 360\text{m/s}$ 的硬土,或标惯数 $15 \leq N \leq 50$ 或不排水剪切强度 $S_u > 100\text{kPa}$ 。
E	土的剪切波速 $V_s < 180\text{m/s}$,或大于 3m 的软粘土层。软粘土层定义为塑性指数 $PI > 20$,水含量 $w \geq 40\%$,且不排水剪切强度 $S_u < 25\text{kPa}$ 。
F	需要专门评估的土质场地: 1.地震作用下容易失效的土,如可液化土、高敏感性粘土等。 2.大于的泥炭土或高度解理的粘土层。 3.塑性指数 $PI > 75$ 的非常高塑性粘土,粘度大于 8m。 4.软到中硬粘土层,厚度大于 36m。



Caltrans 1999 年 7 月出版的“抗震设计准则”1.1 版可以看到,桥梁结构抗震设计规范的发展趋势是不断加强其可操作性,条款越来越细致、具体,对构造细节的要求越来越明确;在设计概念方面,从以强度设计为主向强度、延性并重,突出表现在位移设计和构造细节等方面的条款和要求逐渐增多和具体化;计算方法方面,强调非线性计算的重要性,如为考虑位移和延性方面的要求,引入了倒塌分析(Push - Over)方法等。

实际上,在 1998 年,ATC 出版了一个研究报告^[2],题目是“Seismic Design Criteria for Bridges and Other Highway Structures”,在这份报告中,对性能设计概念以及桥梁结构抗震设计中涉及的各种问题进行了详细的分类、比较和研究,指出了为制订新的桥梁抗震设计规范所需要进一步研究的主要问题。这是美国桥梁抗震设计规范的发展方向。

B.1.2 日本

1923 年关东大地震发生以前,1881 年日本还发生了震级 8.4 Nohbi 地震,这次地震没有导致结构抗震设计条款的产生,但推动了现代工程结构抗震设计理论的建立。1923 年日本的关东地震是导致日本在其结构设计的技术法规中加入抗震设计条款的直接原因。之后,日本的结构抗震设计理论和设计规范逐步得到发展。1915 年,佐野利器提出水平静力震度法,建议取结构设计水平力为结构重量的 k 倍, $k < 1$,并称为 k 震度;1924 年,“市街地建筑物法”考虑抗震设计,采用震度法,取 $k = 0.1$ 。此为日本最早的抗震规范。这是日本工程结构抗震设计规范的发端。

日本的第一本包含桥梁抗震设计条款的工程结构设计规范产生于 1926 年,目前的抗震设计规范是由日本道路协会出版,其中第五部分是“公路桥条例:抗震设计(1996)”,表 B.3 概括了日本桥



梁抗震设计规范的发展过程。

日本桥梁结构抗震设计规范演变编年表 表 B.3

年 代	主 要 事 件
1926	内务省颁布“道路法案”和“道路建筑详细条例”，抗震设计采用静力法，地震系数法 $K_h = 0.15 - 0.4$ ，东京地区建议 $K_h \geq 0.3$ 。
1939	建设省颁布“公路钢桥设计规范”，抗震设计采用静力法，地震系数取 $K_h = 0.2$ 。
1956, 1964	建设省颁布“公路钢桥设计规范”，抗震设计采用静力法，地震系数 $K_h = 0.1 - 0.35$ 。
1971	建设省颁布“公路桥梁抗震设计指导规范”，抗震设计采用静力法；地震系数法 $K_h = 0.1 - 0.24$ ；修正地震系数法 $K_h = 0.05 - 0.3$ 。
1980	建设省颁布“公路桥梁设计规范，第五部分，抗震设计”，抗震设计方法：地震系数法 $K_h = 0.1 - 0.3$ ；修正地震系数法 $K_h = 0.1 - 0.3$ ；RC 墩变形能力校核；动力反应分析。
1990	建设省颁布“公路桥梁设计规范，第五部分，抗震设计”，抗震设计方法：地震系数法 $K_h = 0.1 - 0.35$ ；RC 墩变形能力校核；动力反应分析。
1996	建设省颁布“公路桥梁设计规范，第五部分，抗震设计”，抗震设计方法：地震系数法 $K_h = 0.1 - 0.3$ ；修正地震系数法 $K_h = 0.1 - 0.3$ ；允许应力法；动力反应分析；隔震设计条款。

1995 年 1 月 17 日阪神地震给各种工程结构造成了巨大损失。建设省于 1 月 20 日委托成立了由地震工程学、桥梁工程学专家组成的“兵库县南部地震公路桥震灾对策委员会”，讨论受害原因。该委员会分析了此次地震的地震动特性、结构的震害，并于 3 月发表了中间报告，同年 12 月发表了最终报告。该委员会讨论了抗震



设计关心的若干主要问题:(1)设计地震力与桥梁抗震性能;(2)结构部件的地震时变形性能及动力抗力;(3)动力分析方法的有效利用;(4)减震设计;(5)支承构件设计;(6)防止落梁的构造;(7)液化及随着液化的地基流动;(8)桥梁整体的抗震性能等 8 个任务。

由于震后修复的紧急需要,首先制定了一个“关于修复由兵库县南部地震受灾的公路桥梁的方法(修复方法)”,经过上述委员会的讨论通过,于 1995 年 2 月 27 日通知实施。修复的目的是提高各个结构部件的强度、变形性能,从而达到提高桥梁体系抗震能力的目的。修复方法采用震度设计方法,并且需要参照地震时保有水平耐力的要求,规定用动力分析方法验证是否能抵抗兵库县南部地震时观测到的最大地震动。建设省通知在新的桥梁、高架公路等技术标准(公路桥规范)出版之前,新的桥梁设计及既有桥梁的加固参考这一修复方法。之后又陆续进行了必要的调查、研究工作,修订了公路桥梁规范 V 抗震设计篇,于 1996 年出版了新版规范^[3]。与以前的抗震设计规范相比,日本新桥梁结构抗震设计规范的主要修改如下:(1)对于内陆直下型地震,要考虑到现在已观测到的最大地震动,既 1995 年 7 月兵库县南部地震的最大地震动,参考上以前的设计地震力规定新的设计地震力标准;(2)沿袭以前的震度抗震设计方法,同时对地震影响大的桥墩、基础、支撑部、防落梁系统等结构部件要求采用地震时保有水平耐力法做抗震设计;(3)为了恰当地掌握包括结构部件的非线性的特性和桥梁的地震时的行为,要求进行非线性动力分析(即结构空间非线性动态时程分析方法),并对分析模型、分析方法、地震动输入以及对分析结果的校核都做了明确规定和修改;(4)液化土层的抗震设计方法也进行了修订;(5)关于对桥梁有影响的流动化现象,在抗震设计上也做了一些修订—新规范增加了通过减震设计来达到合理分配地震力和增加结构耗能能力的有关条款及设计方法;(6)对于钢



筋混凝土桥墩来说,为考虑箍筋的约束作用,修改了混凝土的应力—应变关系曲线,另外,增加了考虑桥墩尺寸大小对其剪切能力影响的规定。为了提高桥墩的延性,增加了有关箍筋的构造细节要求。对钢筋混凝土框架进行保有水平耐力计算的方法也做了相应的修订;(7)重新规定填充混凝土的钢制桥墩的地震时保有水平耐力及变形性能的计算方法,对非填充混凝土的钢制桥墩设计也进行了修订;(8)增加了对各种基础考虑非线性特性、基础的变形性能的校核方法,对应用保有水平耐力方法进行基础的设计也进行了相应的修订;(9)重新规定以前的设计方法中没有明确规定的有关支撑部件设计地震力,各种支撑形式的设计方法及包括支撑部件的结构的设计方法;(10)为了确实达到防止发生落梁震害,对防止落梁系统的位置和作用、系统的设计方法也有了规定。

因而新日本桥梁抗震设计规范的主要特点可以概括为:(1)提高了设计地震力的水平;(2)设计方法中强调了非线性动力分析的重要性;(3)引入了减隔震和结构延性耗能设计的条款;(4)对构造措施和细节作了详细的规定,可操作性强。以上特点与美国桥梁结构抗震设计规范的发展趋势相同。

B.1.3 中国抗震规范的沿革

我国现有的《公路工程抗震设计规范》^[4,5]已经使用 10 余年,除规范本身在许多方面不够细致、具体,有待改进外,近年来地震工程学新知识的积累和近 10 年来发生于世界各地的强烈地震的震害经验都要求对原有的规范进行修订。实际上世界各主要地震国家都在进行相关抗震设计规范的修订工作。

我国首部“城市桥梁抗震设计规范”和“公路工程抗震设计规范”将具有以下特点:(1)桥梁抗震安全设置标准采用多级设防思想;(2),桥梁结构抗震设计的结果不能违反震害的观察结果,即



中国建筑结构抗震设计规范演变编年表 表 B.4a)

年 代	主 要 事 件
1955	翻译出版了苏联《地震区建筑规范 ИСН - 101 - 51》。
1956	编制了第一个中国地震烈度区划图,但未正式使用。
1957	提出了新的中国地震烈度表。在哈尔滨召开全国抗震结构学术讨论会,部分论文 1958 年发表于土木工程学报。国家建委委托土木建筑研究所负责主编我国抗震设计规范。
1958	在西安召开全国抗震规范学术讨论会。
1959	提出我国第一个抗震设计规范草案,内容包括房屋、道桥、水坝、给排水等多种土木工程学科,并为设计单位试用,此草案参考了 1957 年苏联 CH-8-57 规范。因国家机构变动,此草案被搁置。
1962	土木建筑研究所改名为工程力学研究所。国家建委委托工程力学所重新主编我国抗震规范,参加编制的单位还有中国科学院地球物理所、建筑工程部西北工业设计院、给排水设计院、铁道部第一设计院、水电部水利科学研究院等,8-9 月在哈尔滨、12 月在北京召开抗震规范初稿讨论会。通过通信方式征求多方人员意见后,提出我国第二个抗震设计规范草案“地震区建筑设计规范(草案稿)”,不再包括水工结构部分,但除建筑物部分外,还包括给排水、农村房屋、道桥等。此规范有如下特点:(1)由于无成熟的全国地震烈度区划图,只采用若干重要城市的基本烈度作参考,与 1959 年草案同;(2)废弃了 1959 年草案中按苏联经验采用的场地烈度概念,对场地影响不采用调整烈度的方式去处理,而采用调整反应谱的方法(四类场地);(3)改变了 1959 年草案中将场地分为三类的单纯宏观方法,而采用多物理指标法分为四类,并按此给出四条反应谱;(4)将 1959 年草案中的地震系数 K_e 改为 C 与 k 两个系数的乘积 Ck ,使地震系数 k 明确表示实际地震动,即 $K = A_{max}/g$,用结构系数 C 明确表示结构非弹性反应的影响,随结构类型而异,变化于 $1/3$ 到 1 之间。结构总体反应按各振型反应谱的平方和的平方根计算,一般取前三个震型;(5)对下述结构应计算竖向地震力:稳定性依赖于自重维持的结构,如重力坝和挡土墙;位于高烈度区(震中)的以自重为主要荷载的结构。如大跨桥梁和屋盖结构。



续上表

年 代	主 要 事 件
1974	<p>1970 年国家建委重新组织建筑科学研究院等单位主编我国抗震规范。1972 年提出工业与民用建筑规范草案,广泛征求意见。1974 年我国第一个正式批准的抗震规范《工业与民用建筑抗震设计规范 TJ11-74(试行)》出版,此规范仅包括工业与民用建筑部分,不包括给排水与道桥等,此规范有以下主要特点:(1)继承了 1964 年规范草案中关于场地土壤反应谱的规定,不用场地烈度一词;(2)场地分类只采用宏观土性描述进行场地分类,改四类为三类;(3)地震荷载计算采用等效静力法,震型分解法同 64 规范;(4)本规范根据我国近十余年地震现场经验,提出了砂土液化判别公式。</p> <p>台湾省“建筑技术规范”中有关抗震设计的规定公布实行。其规定与 1966 年美国 SEAOC 规定相近;区划图将台湾省分为强、中、弱三区。中区取上值,强区再乘以系数 1.25,弱区乘以 0.75。</p>
1977	<p>建筑科学研究院主编《工业与民用建筑抗震鉴定标准 TJ11-77》正式批准试行。这是我国第一个正式批准试行的抗震鉴定标准,在国际上也是首创,其中包括多层砖房、内框架房、单层钢筋混凝土厂房、多层钢筋混凝土框架房、单层空旷房与单层砖柱厂房、旧式木房、砖木房屋、农村房屋、烟囱与水塔等。</p>
1978	<p>工业与民用建筑抗震设计规范修订版 TJ11-78 出版,吸取了海城、唐山地震震害教训的修改版。</p>
1980	<p>台湾大学地震工程研究中兴抗震设计规范组提出对 1974 年“建筑技术规则”中有关抗震设计规定的修改建议。</p>
1989	<p>1982 年起由建筑科学研究负责主编,考虑工民建规范 TJ11-78 的修订,1988 年完成送审稿,并于 1989 年起执行,提出了三水平设防,二阶段设计的“小震不坏,中震可修,大震不倒”的多级设防的新思想。</p>
2000	<p>新的《建筑抗震设计规范》试设计稿颁发。</p>



中国桥梁结构抗震设计规范演变编年表 表 B.4b)

年 代	主 要 事 件
1964	<p>中国科学院工程力学研究所主编完成第二个抗震设计规范草案《地震区建筑设计规范》(草案稿),它不再包括了水工结构部分,但除了建筑物部分之外,还包括了道路桥梁、给排水等。</p> <p>该草案稿中将 1959 年草案中的地震系数 k_c 改为实际地震动 $k = A_{max}/g$ 和结构系数 C 的乘积来表示;当时世界各国的抗震设计都采用静力法设计,我国规范草案对各种工程结构均采用弹性反应谱理论进行抗震计算。结合国内大量的实测结果与国内外的理论研究,给出了多层砖石房屋、多层钢筋混凝土楼房、桥墩、高架塔等结构物的自振周期表达式。</p>
1978	<p>1966 年的河北邢台、1970 年的云南通海、1973 年的炉霍、1975 年的辽宁海城以及 1976 年的河北唐山等几次破坏性大地震,交通运输严重受损。结合我国当时华北、西南、华东地区地震形势和抗震工作的需要,交通部、铁道部遂决定编制专门适用于各自建设特点的抗震规范。交通部公路规划设计院主持组织有关科研院所、高等院校和设计单位进行震害调查和科学研究,结合唐山地震大量的桥梁震害,并于已于 1978 年完成了我国第一部《公路工程抗震设计规范》。</p> <p>铁道部第一勘察设计院主持,联合有关单位亦于于 1978 年完成《铁路工程抗震设计规范》。</p> <p>以上两个规范都得到了正式颁布执行</p>



续上表

年 代	主 要 事 件
1987	铁道部完成 1978 年规范的修订工作,并于当年颁布执行,称为 87 规范。
1989	1986 年交通部重新开始修订规范,通过专题研究及国内外大量的震害经验总结,并借鉴各国的有关规定,结合我国具体情况,进行反复讨论和修改,并于 1989 年完成新的,也就是目前正在实行的《公路工程抗震设计规范》(JTJ004-89)。
1998	建设部下文委托同济大学土木防灾国家重点实验室范立础教授负责主编《城市桥梁抗震设计规范》。
1999	《公路工程抗震设计规范》和《铁路工程抗震设计规范》的修订工作,目前在进行中。
2000	土木防灾国家重点实验室结合重大桥梁工程抗震设计研究项目编写了“双层高架桥抗震设计指南”和“悬索桥抗震设计指南”。
2001	土木防灾国家重点实验室根据承担的全国 30 余项重大桥梁工程抗震设计和桥梁抗震重大项目研究成果,完成《城市桥梁抗震设计规范》初稿。



强调概念设计的重要性;(3)增加延性设计和减、隔震设计的相应规定。将有具体的条款出现在新规范中;(4)强调构造设计的细节。将改变现有《公路工程抗震设计规范》有关规定过于笼统的现象;(5)对于结构的计算模型、计算方法、以及计算结果的使用将有更加具体的说明和规定;(6)扩大桥梁抗震规范的适用范围。

如前所述,我国城市桥梁抗震设计规范的上述特点符合国际上桥梁结构抗震设计规范的发展方向。

B.2 规范抗震设计的基本思想和设计准则

结构抗震设计的基本思想和设计准则是制定规范的最重要之处,它决定了抗震设防标准目标、采用的设计地震动水平和地震反应的计算方法。因此在下一节讨论各国桥梁抗震设计规范反应谱之前,这里先就当前世界上主要桥梁抗震设计规范制定的基本思想和准则进行介绍和讨论。

B.2.1 AASHTO 规范

美国公路与交通协会(AASHTO: American Association of Highway and Transportation Officials)在1994年和1995年出版了两个桥梁设计规范,即第16版的公路桥梁标准规范(Standard Specifications for Highway Bridges, 16th Edition, 1995)和LRFD桥梁设计规范(LRFD Bridge Design Specification, 1st edition, 1994)。AASHTO规范主张在设计基准期内桥梁在遭受设计地震动水平地震袭击应是一个小概率事件(50年10%的超越概率)。经过设计和满足规范细部构造要求的桥梁,可以发生破坏,但在地震作用下倒塌的概率很小,编制以上两本规范的准则是:

- 在设计方法中应当使用真实的地震地面运动强度和作用



力。

- 在小、中强度的地震作用下,结构构件应保持在弹性范围内,不发生大的破坏。

- 大地震作用下桥梁结构不发生部分或整体倒塌。

- 可能的情况下,破坏应出现在易于检测和修复的部位。

B.2.2 Caltrans 规范

当前 Caltrans 规范(Caltrans Bridges Design Specifications)的设计思想基于识别一个给定场地的破坏性最大的地震动水平,Caltrans 称为最大可信地震 MCE(Maximum Credible Earthquakes)。该场地上的桥梁在 MCE 作用下,主要目的是保护生命安全。多数情况下,可不考虑 MCE 设计的桥梁在经济上的合理性,桥梁可以发生大的破坏,但应该出现在易于检测和维修的部位。在发生频度很高的小、中震作用下,桥梁结构不发生大的破坏,但这一要求并不是通过直接的设计实现的,而是假定在针对 MCE 设计之后,上述要求自动满足。

桥梁结构的延性构件(如墩柱)的设计地震力由反应谱(ARS)计算值除以延性/风险系数而得到。这些构件的延性能力通过适当的构件细节来保证。对于非延性构件、延性构件的非延性失效模式和不容许发生破坏的构件,通过使它们的强度水平大于延性构件屈服时的强度水平来得到保证。因此延性构件被有意地设计成“保险丝”,以此限制和控制破坏的发生和模式。CBDS 规范中规定了最小支座座基宽度,并使用限位缆限制伸缩缝处的相对位移。

B.2.3 ATC-32 的建议

1989 年 Loma Prieta 地震后,Caltrans 提出加州桥梁抗震设计准



则和设计程序评估的研究项目。在该项目的研究报告(ATC-32)中提出了两个设计地震。一个是安全评估地震,可以是目前的MCE,也可以是用概率方法衡量的具有1000~2000年重现期的地震。另一个是功能评估地震,是设计基准期内具有60%超越概率的地震(对重要桥梁,假定其设计基准期为200~300年),相应的重现期为500年。根据Caltrans的定义,重要桥梁在功能评估地震作用下只允许发生极小的破坏,而在安全评估地震作用下允许发生可修复的破坏,对于重要桥梁,地震性能目标通过两水平设计方法,即针对两个地震动水平进行直接设计实现。对于其它桥梁,Caltrans打算继续采用单水平设计方法,以安全评估地震为设计地震动。应当注意的是,在高强度地震区,即功能评估地震相对安全评估地震较大的地震区,单水平设计方法可能达不到预定的性能设计目标,这可能是Caltrans建议场地相关性能准则的一个理由。ATC-32建议的两水平设计准则概括在表B.5中。

表 B.5

场地地震动	最小性能水平	重要桥梁性能水平
功能评估地震	即时可修复的破坏 (Immediate)	即时的最小破坏 (Immediate)
安全地震	有限的重大破坏 (Limited)	即时可修复的破坏 (Immediate)

表B.5中,性能准则的详细定义如下:

服务水平—即时(Immediate):正常的交通几乎在地震后立刻得以恢复。

服务水平—有限的(Limited):地震后数天内可恢复部分交通(可能发生车道减少,轻微的紧急交通管制)。全部交通功能应在震后数日内恢复。



最小破坏 (Minimal Damage): 桥梁结构本质上只发生弹性变形。

可修复性破坏 (Repairable Damage): 破坏可修复, 但有极小的丧失交通功能的风险。

重大破坏 (Significant Damage): 极小的倒塌风险, 但需要关闭交通以进行维修。

重要桥梁: 下列之一者称为重要桥梁

- 对保证二次生命安全有重要意义的桥梁 (如通向急救设施的桥梁)

- 修复将导致重要经济冲击的桥梁

- 列入当地紧急计划的桥梁

B.2.4 新西兰规范

按照新西兰桥梁设计手册 (New Zealand Bridge Manual, TN2, 1994) 中, 桥梁抗震设计的主要目的是保证震后可以执行其交通功能。这一要求依赖于地震的强度, 因此也就意味着依赖于地震的重现期。为了设计的目的, 桥梁依据其重要性进行分级, 并且赋给一个与地震重现期相关的风险系数。桥梁结构的性能要求如下:

- 遭受设计水平的地震后, 尽管可以出现损坏并且需要一些临时的修复, 但桥梁可以供紧急通车使用, 并且损坏的修复 (针对车载和地震荷载) 应当是可行和合理的。

- 遭受比设计水平地震小的地震之后 (即重现期远小于设计地震的重现期的地震), 损坏应当是很小的。并且不应导致交通的中断。

- 在遭受比设计水平地震大的地震后, (即重现期远大于设计地震的重现期的地震), 桥梁不应倒塌, 但可以发生严重的破坏。桥梁经过紧急修复后可重新使用, 但可以只允许轻载过桥。



对于必须建于液化区的桥梁或跨一类活断层的桥梁,必须考虑可能由支座、转动或桥墩平移产生的大的运动。

B.2.5 欧洲规范

欧洲规范 Eurocode (Committee European de Normalization, CEN, 1996) 中,设计准则是,在设计水平地震发生后,交通仍能进行,具有适当的可靠性。设计水平的地震近似具有 475 年的重现期。对于设计基准期为 50 年和 100 年的桥梁,设计地震分别具有 10% 和 20% 的超越概率。设计地震可用于大多数桥梁(具有一般的重要性)的抗震设计, Eurocode 说明了两个设计准则:一个对应于设计地震,另一个对应于在桥梁设计基准期内具有高发生概率的地震。这些准则定义如下:

不倒塌要求(安全极限状态)

- 设计地震出现后,桥梁应保持其结构的完整性和适度的残余抗力,允许桥梁的部分构件发生重大破坏。

- 桥梁结构必须是耐破坏的,易于破坏的构件的设计应使得由于它们的耗能作用保证了结构在震后仍能紧急交通功能,并且易于检测与维修。

- 允许在墩中指定的断面出现弯曲屈服(如以塑性铰方式),且在高地震活动性地区是必须的,以达到削减设计地震作用的目的,使由于地震原因增加的造价在一个合理的范围之内。

- 应防止主梁或桥面板中出现塑性铰,防止主梁或桥面板由于过大的位移而发生落梁。

最小破坏要求(使用极限状态)

在桥梁的设计基准期内,当高概率的地震出现后,专门设计用来在设计地震下进行延性耗能的桥梁构件(部件)只能发生极小的破坏,不导致交通量的减少,不需要立即的维修。



B.2.6 日本

根据道路的类型、功能和结构的类型将桥梁分为重要度不同的两类,一类为标准型(A类),另一类为特别重要型(B类)。桥梁的抗震设计根据其重要性进行。对于A类桥,要求在设计基准期内在大概率地震作用下,桥梁不产生彻底的破坏。对于B类桥,在设计基准期内在大概率地震作用下,不出现损害桥梁整体性的破坏;在小概率地震作用下,桥梁仅产生有限的破坏。日本规范中定义的小概率地震是指两种类型的地震,一种是指板块边缘发生的大震,定义为I型地震,另一种是内陆发生的直下型地震,定义为II型地震。

日本规范的抗震设计按地震系数法和允许水平耐力法进行。在设计基准期内发生大概率地震时,可以从地震系数出发,采用容许应力,容许支承力,容许变形,安全系数等方法,或用它们的组合进行抗震设计。在小概率地震作用下,可从允许水平耐力法出发,采用地震时允许水平能力、塑性率、残余变形等方法,或用它们的组合进行抗震设计。要进行构造设计,考虑支座体系、防止落梁和整体抗震性能。

由于多种原因,日本的研究者不相信大地震的出现服从Poisson分布,因而不太信任概率法,这与日本国土地域狭小有关。据信,日本的太平洋板块边缘大于8级的大地震的重现期约为136年,但对于大多数地区精确的重现期是不知道的。

B.2.7 中国公路工程抗震设计规范(TJT-89-04)

中国目前的公路工程抗震设计规范使用已10余年,地震作用以设防烈度度量,分为7,8,9三级。总的设计原为:在发生与设计基本烈度地震相当的地震影响时,位于一般地段的高速公路、一级



公路工程,经一般整修即可正常使用;位于一般地段的三级公路工程,经短期抢修即可恢复使用;三、四级公路工程和位于抗震危险地段的高速公路、一级公路工程、保证桥梁、隧道及重要构筑物不发生严重损坏。虽然对结构的重要性引入“重要性系数”(0.6~1.7),实际上设防是一个水准,以强度破坏为目标准则,即一阶抗震设计方法。

因而我国公路工程抗震设计规范远远落后于对地震灾害的科学认识水平。

从本节前面的介绍可知,当前主要地震国家桥梁抗震设计规范的基本思想和设计准则是:设计地震作用分为两个等级,即功能设计地震和安全设计地震。虽然各规范使用的名词不同,但其思想是基本一致的。功能设计地震具有较大的发生概率,安全设计地震具有很小的发生概率。在功能设计地震作用下,桥梁结构只允许发生十分轻微的破坏,不影响正常的交通,不经修复也可以继续使用;在安全设计地震的作用下,允许桥梁结构发生较大的破坏,但不允许发生整体破坏,如倒塌、落梁等。欧洲规范对此规定的最为清楚、具体。

到目前为止,各国桥梁抗震设计规范中虽然设定了两个水准,但在具体的设计程序上绝大多数仍坚持以安全设计地震为准的单一水平设计手法,并认为第一设计水准的要求自动满足。这种情况即将发生变化,ATC-32 和日本即将出版的新的桥梁抗震设计规范都建议对这两个设计地震动水准进行直接设计。这代表了桥梁结构抗震设计具体程序上的一个变动方向。

显然,对于第一设计水准,结构处于弹性状态,简单的弹性地震力计算理论即可以很好地满足要求;在第二设计水准地震动作用下,桥梁结构允许发生较大的破坏(即使只允许发生在指定位置),弹性计算理论无法表达这一事实。可以按着两条途径或方法



解决这一问题,一条途径是结构地震反应(内力、位移等)的计算仍然采用弹性理论,通过修正系数达到反映结构非线性特征的目的;另一条途径是直接对桥梁结构进行非线性地震反应计算,如采用动态时程法。从目前的情况看,对于规范所覆盖的量面广的桥梁结构,各国的桥梁抗震设计规范的制定者倾向于以第一种方法为主,辅以第二种方法;对于规范适用范围以外的大型和特殊桥梁结构,进行专门的抗震设计研究,以第二种方法为主,第一种方法为辅。因此在未来的一段时期内,对于数量众多的桥梁结构,弹性计算方法加上非线性效应修正系数的桥梁结构抗震设计方法仍将是各国桥梁结构抗震设计规范的主要设计计算方法。

B.3 地震作用强度

地震作用强度是结构抗震设计中最重要地震动参数之一。在当前各国的桥梁抗震设计规范中采用两种方式描述这一参数,一种方式是使用“烈度”这个宏观量,如我国《公路工程抗震设计规范》,另一种是直接使用地震动参数,如美国 ASSHTO 和 Caltrans 桥梁抗震设计规范。

从过去的情况看,在结构抗震设计规范中使用“烈度”这个概念有两种程度不同的方法,第一种方法是直接采用烈度进行抗震设计,如前苏联等国家,数量很少,现在基本上不再采用这种方法;第二种方法是只是按烈度分区,如我国《公路工程抗震设计规范》,但不按烈度进行设计,大多数使用烈度的国家都采用第二种方法。

直接在抗震设计中采用地震动参数则可以既方便地规定设计参数。可避免“强烈”宏观上的概念矛盾。同时在抗震设计中直接使用地震动参数也是强震资料不断积累、地震工程学理论不断发展的必然结果。继续坚持在结构抗震设计中使用烈度这个宏观概



念,对抗震设计没有积极作用。从发展趋势上看,采用“烈度”的抗震规范越来越少,目前只有少数国家还在使用,大多数国家已经选择直接使用地震动参数来描述地震动作用强度。这一点,现在已经十分明朗。但鉴于我国现行的《公路工程抗震设计规范》使用的是“烈度”,因而在此将介绍以“烈度”和“地震动参数”来描述地震动作用强度的两种方法及其相关问题。

B.3.1 烈度地震动区划

建设规划和工程设计都必须考虑到地震的影响,地震烈度区划就是为其提供较合理的抗震设防标准。这种设防的指标可以用不同方式表示,《89 规范》^[4]采用的是“基本烈度”。地震基本烈度是指一定区域在今后一定时期内,在一般场地条件下可能遭到的最大地震烈度。由于各类工程建设需要考虑的使用时间有所差别,因此在同一地点,对不同使用年限的工程也应各有自己的基本烈度。《89 规范》使用的全国地震烈度区划图(1978 年编制)是选用 100 年这个期限,所以该图反映的是未来百年内各地可能遭到最大地震烈度的分布图,它并不排除比预报小的地震在该危险区内发生。此外,上述概念还说明基本烈度是在一定范围内、一般场地条件下可能遭到的最大烈度,即在指定一般地形、地貌、构造及水文地质条件最普遍分布的烈度,而不反映特种原因所导致的烈度异常。最后将烈度的分析结果表示在一张图上,称为地震烈度区划图。此烈度在《公路工程抗震设计规范》中称为地震基本烈度。

烈度分布图的编制是分两步完成,即先进行地震危险区划,后完成地震烈度区划。地震危险区划是对未来百年内可能发生地震的地点和强度进行预测;地震烈度区划乃预测的基础上预测未来地震的最大烈度分布。鉴于我国发生烈度为 7 度、8 度和 9 度的



地区的区域比较广,并积累了一定的抗震经验,故规范适用范围以基本烈度 7、8、9 度地区为限。对于小于 7 度的地震地区,震害一般比较轻微,一般可不考虑设防。但因地震本身不确定因素较多,对位于 6 度地震区的重要城市的主要交通通道(出入口)的重要桥梁,要求按 7 度设防。

地震烈度属宏观地震学中的概念范畴,是对地震灾害的一种综合判定。基本烈度是指平均土质条件下,未来百年内场地可能到的最高烈度。以基本烈度所表示的地震烈度区划图不包含地震发生的概率,而将同等的烈度视为具有同等的地震危险性,事实上同等烈度区的年地震发生率可能是完全不同。我国 1991 年以后的地震烈度区划图已经考虑到这一问题,正在编制的第四代区划图已经使用了地震动参数区划。

《89 规范》只是按烈度分区,但不按烈度进行设计。因此需要一种办法将烈度转化为设计使用的地震动参数,如地面运动加速度最大值。《89 规范》给出了烈度与设计地震动参数之间的对应关系,见表 B.6。

水平地震系数 k_h

表 B.6

基本烈度 I	7	8	9
水平地震系数 k_h	0.1	0.2	0.4

这里我们要对表 B.6 进行一些说明。水平地震系数 k_h 是地震地面运动最大水平加速度的统计平均值 a_h 与重力加速度 g 的比值。因此实际上是通过建立 a_h 与 I 之间的关系来得到 k_h 与 I 之间的关系。国内外在这方面进行了许多研究,提出了很多 a_h 与 I 之间的关系式,如 Gutenberg 和 Richter 根据一些地震记录的分析,得到下述关系

$$\lg a_h = \frac{I}{3} - \frac{1}{2} \quad (\text{B.3.1})$$



河角广根据日本的记录得到

$$\lg a_h = \frac{I}{2} - \frac{6}{10} \quad (\text{B.3.2})$$

但是经过了大量的研究之后,人们也得到了下面一些认识^[7]: a_h 与 I 之间关系的离散太大,不能假设在烈度与加速度之间有任何确定性的数量关系。随着强震观测资料的积累而变得更为离散,同一烈度所对应的地震动加速度可差十几倍甚至更大,而相邻烈度的加速度不过相差一倍。一些人认为,寻求地震动的任一单项参数与烈度的对应关系将是徒劳无功的,烈度过于粗略,不宜在工程设计中应用。

实际上烈度是一个宏观的综合的震害描述,其中一部分是由地震动的各种因素综合决定的,而另一部分则主要决定于地质准静力现象,如断层位错,滑坡等地基失效现象,与地震动关系不大。对于后一部分震害或烈度现象,企图和地震动相联系是徒劳无益的。对于前一部分虽然原则上可以与地震动相联系,但是其中又混入了烈度划分的粗略、综合、主观、等级等因素以及地震动的复杂变化,也会有不小的离散。因此,专家学者更多的认为在地震工程中可以直接引入地震动的某些参数作为设计之用,而不必通过烈度。事实上,目前国际上的抗震规范中大部分已采用这样的方法,我国正在编制的第四代地震区划图即直接采用地震动参数进行区划。

目前我国《公路工程抗震设计规范》仍使用烈度与地震动加速度之间的换算关系,设计人员应当对前面简要阐述的事实有一初步的了解。

B.3.2 地震动参数区划^[8]

从前面一小节的讨论可以知道,地面运动最大加速度与烈度



之间的关系十分离散.因此,从20世纪60年代末以来,各国抗震设计规范都在从烈度区划转向地震动参数区划过渡。实际上,目前世界上主要地震国家的抗震设计规范均已采用了地震动参数区划方法,我国即将颁布第四代区划图也将采用地震动参数区划方法。

如同烈度区划图的编制一样,地震动参数区划图的编制也是分两步完成,即先进行地震危险区划,后完成地震参数区划。地震危险性分析结果是工程抗震设计可靠性分析的最基本资料。危险性分析的表达方式有两种:一是为量大面广的一般工程提供地震危险区划图;二是为特殊重大工程场地提供不同危险水平的地震动参数。自70年代以来,地震危险性分析已普遍受到各国的重视,已成为抗震设计规范、土地规划、城市抗震防灾、工程震害预测等实际应用方面不可缺少的科学手段。

场地的地面运动特征可用烈度 I 、峰值 A 、反应谱 S 等表示。反映场地地面运动参数与震中距或震源距 R 和震级 M 关系的衰减公式为:

$$I = c_1 + c_2 M - c_3 \ln(R + c_4) \quad (\text{B.3.3})$$

或

$$A = b_1 e^{b_2 M} (R + b_4)^{-b_3} \quad (\text{B.3.4})$$

这里 c_i 和 b_i 是地区性系数。

对工程场地潜在的未来地面运动的分析可分成两部分。首先,假定邻区发生一次地震,它在给定线源和面源上是随机分布的,它的震级也是随机的,不考虑时间因素,计算由这样一次地震在场地引起的烈度或峰值加速度。然后考虑这样的地震是在时间上随机发生的,并且可能是多次发生的。

(1) 在一个潜在震源区发生一次地震

假定在潜在震源区某处发生一次震级为 M 的地震,它与场地



的距离为 r , 则它在场地引起的地震动 A 大于某特定值的概率 $P[A > a | E_{m,r}]$, 可根据衰减公式得到。

然而地震可能在一个线源或面源的任意处发生, 因此需要考虑在震源上发生 M 级地震的地点分布。假定它的分布函数为 $F_R(r)$, 密度函数为 $f_R(r)$, 且都为均匀分布, 则场地地震动参数 A 大于 a 的概率应:

$$P[A > a | E_m] = \int_{r_1}^{r_2} P[A > a | E_{r,m}] f_R(r) dr \quad (\text{B.3.5})$$

再进一步, 地震的震级又是随机的, 它服从一定的概率分布, 如果找到震级的概率分布为 $F_M(m)$, 其概率密度函数为 $f_M(m)$, 则有:

$$P[A > a] = \int_{m_0}^{m_u} P[A > a | E_m] f_M(m) dm \quad (\text{B.3.6})$$

Richter 建立了震级大于 m 的地震个数与震级关系为:

$$\lg N(m) = p - qm \quad (\text{B.3.7a})$$

或

$$\ln N(m) = \alpha - \beta m \quad (\text{B.3.7b})$$

假定工程感兴趣的最小震级是 m_0 , 震源可能发生的最大震级是 m_u , 则震级分布函数是:

$$F_M(m) = p[M < m | m_0 \leq m \leq m_u] = K_{m1} [1 - e^{-\beta(m-m_0)}] \quad (\text{B.3.8})$$

式中

$$K_{m1} = [1 - e^{-\beta(m_u-m_0)}]^{-1}$$

(2) 地震的随机发生

一般来说, 在未来 i 年该潜在震源发生地震个数 N 是随机变量。通常假定此随机变量满足均值为 v 的泊松分布, v 是震源的地震年平均发生率。如果 N 与未来地震的大小及位置无关, 令



N_a 是使场地地震动参数 A 大于给定值 a 的地震次数。则 N_a 的概率分布是:

$$P[N_a = n] = \frac{(P_i vt)^n e^{-P_i vt}}{n!} \quad (\text{B.3.9})$$

式中 $P_i = P\{A > a\}$, 可从式(B.3.9)得到。

在工程设计中最关心的是场地最大地面运动的概率分布, 例如最大峰值加速度 A_{max} 。在时间 t 年内发生地震次数 N 是随机的, 于是:

$$P\{A_{max} \leq a\} = P\{\text{没有地震使 } A_{max} > a\} = P\{N_a = 0\} \quad (\text{B.3.10})$$

由式(B.3.9)可知

$$P\{N_a = 0\} = \exp\{-tP_i vt\} \quad (\text{B.3.11})$$

从而 A_{max} 满足的分布函数 $F_{A_{max}}(a)$ 为

$$F_{A_{max}}(a) = P[A_{max} \leq a] = \exp\{-vtP_i\} \quad (\text{B.3.12})$$

由此得到

$$P[A_{max} > a] = 1 - F_{A_{max}}(a) \cong vtP_i \quad (\text{B.3.13})$$

式中 $P_i = P\{A_{max} > a\}$ 是 t 年内地震动参数最大值大于指定值 a 的概率。如果令 $t=1$, 则一年内场地地震动参数最大值大于指定值 a 的概率, 即年超越概率是:

$$P[A_{max} > a]_{1\text{年}} = 1 - F_{A_{max}}(a) |_{t=1} = 1 - \exp(-vP_i) \cong vP_i$$

与 a 相对应的重现周期 T_i 为:

$$T_i = \frac{1}{vP_i} \quad (\text{B.3.14})$$

(3) 多个震源的作用

一般来说, 某场地周围存有 n 个独立的震源。假定第 j 个震源的平均发生率为 v_j 则

按公式(B.3.12)可得到第 j 个震源产生的场地 A_{max} 的分布函数是



$$F_{A_{\max}}^i(a) = \exp[-v_i t P_i^i] \quad (\text{B.3.15})$$

利用全概率公式, n 个震源的共同作用在场地产生的 A_{\max} 分布函数是:

$$F_{A_{\max}}(a) = \prod_{j=1, n} F_{A_{\max}}^j(a) = \exp\left[-\sum_{j=1}^n v_j P_j^i t\right]$$

令 $t=1$, 则 A_{\max} 年超越概率为:

$$P[A_{\max} > a] = 1 - F_{A_{\max}}(a) = 1 - \exp\left[-\sum_{j=1}^n v_j P_j^i\right] \cong \sum_{j=1}^n v_j P_j^i \quad (\text{B.3.16})$$

相应的重现期为:

$$T_i = \frac{1}{\sum_{j=1}^n v_j P_j^i} \quad (\text{B.3.17})$$

场地地震危险性分析与工程建设有直接关系, 地震部门应根据建设甲方或业主要求提供设计依据。最重要的是对该场地地震作用超越概率的取值进行决策, 因为该值为工程结构抗震设计中最基本的设计依据。实质上超越概率值是个安全标准问题, 是确定地震作用大小并表明该结构可接受的危险性程度。在决策其超越概率大小时应考虑以下三方面的因素: (1) 根据结构的重要性程度确定该结构设计基准期; (2) 地震破坏后, 结构功能丧失而可能引起次生灾害的经济与生命损失; (3) 建设单位所能承担抗震防灾的最大经济能力。

抗震决策的目的是提高抗震效益, 使社会代价减少到最低程度。因此, 需要决策机关结合我国当前抗震投资能力, 对桥梁进行重要性分类并分别确定其不同设计基准期、超越概率水平, 以满足抗震设计要求。

未来地震发生时间、地点、震级都是随机变量, 因而在工程场地产生的烈度或其他参数, 如峰值加速度等也都是随机变量。工



程场地抗震设计需要的参数以概率方式给出是比较恰当的。地震危险性分析的概率方法就是对未来发震的地点、时间、震级的概率分析函数作出假设,结合潜在震源与场地的相对位置、震源模式、衰减公式等计算出场地在未来一段时间内,一定概率水平的烈度或峰值加速度及反应谱等地震动参数。利用同样原理,也可对场地位错及地震液化等地震地质灾害进行概率估算。

B.3.3 竖向地震系数

地震的宏观现象表明,在高烈度区竖向地震的影响是十分明显的,例如烟囱破坏情况,以及某些建筑物不是侧向倒塌而是在原位置迭合塌落等。唐山地震时,国家地震局工程力学研究所和河北省地震局在京、津、石的观测台网所测得的地震记录表明,主震时地面竖向最大加速度 a_v 约等于 $0.68 \sim 0.74 a_h$,见表 B.7。

1976年7月28日唐山地震部分资料 表 B.7

地 点	震中距(km)	$a_h(m/s^2)$	$a_v(m/s^2)$	a_v/a_h
天津市河东区	99	100	100	1.00
北京市密云水库	153	53	50	0.94
北京市东城区	160	60	32	0.53
北京市海淀区	168	47	30	0.64
河北省黄壁区	370	15	10	0.67
河北省隆尧梁县	405	10	10	1.0
河北省隆尧梁县	393	8	5	0.63

根据国内外研究,在更大的范围内进行统计时, a_v 一般平均约为 $0.5a_h$ 左右。近年来,国内外已测得 a_v 达到和超过 a_h 的记录,最突出的例子是 1976 年苏联格兹里地震记录和 1979 年美国 Imperiar Valley 地震记录, $a_h = 0.5g \sim 0.8g$, a_v 分别为 $1.35g$ 和 $1.75g$,因此近年来各国研究者对竖向地震反应日益重视。



B.3.4 各国地震动区划图的主要特点

各国地震动区划图的主要特点归纳于表 B.8。

桥梁抗震规范使用的地震区划图 表 B.8

规范名称	描 述	特别要求	备 注
AASHTO	50 年超越概率 10%。地震加速度区化。	下列情况需要进行专门研究： 1. 场地位于活断层附近 2. 场地预期发生长持续时间的地震动 3. 桥梁重要，需要考虑更长的重现期	美国一些州有地区性的区划图
Caltrans	场地最大可能地震动加速度		
Eurocode 8	地震加速度区化。重现期 475 年。对应于 50 ~ 100 年的结构寿命，区划图的超越概 10% ~ 20%。	欧共同体各国需要制定各自的加速度系数区划图。	加速度小于 0.04 时，可以不按 Eurocode 8 执行。
New Zealand	采用一个基本加速度系数和一个风险系数。基本加速度系数在零周期处取值 0.4，区划系数 0.6 ~ 1.2，风险系数 1.0 ~ 1.3。风险系数 1.0 时的重现期是 450 年。		



续上表

规范名称	描 述	特别要求	备 注
Japan	标准水平地震系数(0.2)乘以区划系数(0.7~1.0)得到地震系数。地震系数以区划图形式给出。地震系数在0.14~0.20之间。		重现期不详,但小于475年。
中国 (烈度)	烈度区划。规范给出烈度与地面运动加速度最大值之间的对应关系。50年超越概率约10%。		适用于一般结构。重要和特殊结构进行专门的工程场地地震危险性评估。

B.3.5 场地分类^[2-6]

目前各国桥梁抗震设计规范中都考虑了场地条件对设计地震动参数的影响。有两种方法考虑土层的滤波作用,一种是给出一个简单的场地修正系数 S ,另一种直接给出与场地条件对应的反应谱。无论那种方式,产生的结果都是不同场地有不同的反应谱。各国规范关于场地土分类的概略情况见表 B.9。

场 地 分 类

表 B.9

规范名称	场地	描 述	场地系数 S
AASHTO	I	岩石;软岩, $V_s > 2500\text{fps}$;硬土,深度小于 200ft,表层土是稳定的沙,碎石和硬粘土层。	1.0
	II	硬土或深的无粘性土,深度超过 200ft,且表层土是稳定的沙,碎石或硬土。	1.2
	III	软土或中等刚度的粘土和沙土, 30ft 以上深度;中等刚度粘土,有或没有中间沙或无粘性土夹层。	1.5
	IV	软土;剪切波速小于 500fps,且可能含有松散的沉积层或人工非工程回填土。	2.0, $M < 7$



续上表

规范名称	场地	描述	场地系数 S	
Caltrans	I	0 - 10ft 沉积层	基于震级小于 7 的基岩加速度, 从 0.1 ~ 0.7 g。使用 SHAKE 计算得到 ARS 谱。ATC - 32 土层分四类, 基岩加速度仍为 0.1 ~ 0.7 g, 但震级分为 6.5, 7.25, 和 8.0。	
	II	10 - 80ft 沉积层		
	III	80 - 150ft 沉积层		
	IV	> 150ft 沉积层		
Eurocode 8	A	岩石或剪切波速大于 800mps 的土质, 表面软土深度小于 5m; 硬沙层, 碎石或超压缩粘土, 至少几十米厚, 力学性质随土深度增加, 10m 深处剪切波速大于 400mps。	1.0	注: 对于高危险地震区的重要结构, 允许对土层效应按一定规则调整。
	B	密沙, 碎石或中硬粘土的深沉积层, 厚度几十米到几百米, 10m 深处剪切波速大于 400mps, 50m 深处剪切波速大于 350mps。	1.0	
	C	松散无粘性土, 有或没有软弱土夹层, 最上 20m 土层剪切波速小于 200mps; 软土至中硬土, 最上 20m 内剪切波速小于 200mps。	0.9	
New Zealand	A	岩石或非常坚硬的土场地		
	B	A, C 以外的场地		
	C	软弱或深的土场地。低幅振动周期大于 0.6s		
Japan	I	$T_g < 2.0 (T_g = 4H/V_s)$	$C_g = 0.8$	
	II	I, III 之外的场地	$C_g = 1.0$	
	III	$T_g > 0.6$ 的软弱沉积层。	$C_g = 1.2$	



续上表

规范名称	场地	描 述	场地系数 S
中国(公路 工程抗震 设计规范)	I	基岩或覆盖土层较薄的碎石土。	不修正台阶高度, 只修正拐点周期
	II	中密、松散的碎石土;密实、中密的砂、粗中砂;地基土静承载力容许值 $[\sigma_0] > 250\text{KPa}$ 的粘性土。	
	III	松散的砂、粗中砂;密实、中密的细、粉砂;地基土静承载力容许值 $[\sigma_0] \leq 250\text{KPa}$ 的粘性土和 $[\sigma_0] \geq 130\text{KPa}$ 的填土。	
	IV	淤泥质土;松散的细、粉砂;新近沉积的粘性土和地基土静承载力容许值 $[\sigma_0] \geq 130\text{KPa}$ 的填土。	
中国(建 筑 98, 草 案)	I	$V_s > 500\text{mps}$, 且 $h = 0\text{m}$; 或 $500 > V_{se} > 250$, 且 $h < 9\text{m}$; 或 $250 > V_{se} > 140$, 且 $h < 3\text{m}$; 或 $V_{se} < 140$, 且 $h < 3\text{m}$ 。	不修正台阶高度, 只修正拐点周期
中国(建 筑 98, 草 案)	I	$V_s > 500\text{mps}$, 且 $h = 0\text{m}$; 或 $500 > V_{se} > 250$, 且 $h < 9\text{m}$; 或 $250 > V_{se} > 140$, 且 $h < 3\text{m}$; 或 $V_{se} < 140$, 且 $h < 3\text{m}$ 。	
	II	$500 > V_{se} > 250$, 且 $h > 9\text{m}$; 或 $250 > V_{se} > 140$, 且 $h = 3 - 50\text{m}$; 或 $V_{se} < 140$, 且 $h = 3 - 9\text{m}$ 。	
	III	$250 > V_{se} > 140$, 且 $h > 50\text{m}$; 或 $V_{se} < 140$, 且 $h = 9 - 80\text{m}$ 。	
	IV	$V_{se} < 140$, 且 $h > 80\text{m}$ 。	

可以看到,场地分类主要依据两个物理参数,即场地剪切波速(或场地特征周期)和地表覆盖层厚度。

B.4 地震设计谱

前面一节讨论了地震动作用强度,本节将讨论反应谱的形状。



地震动作用强度与反应谱的形状相结合就可以得到完整的设计地震动反应谱。反应谱的形状(包括适用周期范围)历来是抗震设计规范修订时的焦点问题之一。虽然修订的理由很多,但主要有二:(1)对地震动特性认识的深入。随着强震记录的不断积累,人们对反应谱特点的认识越来越深入,对影响反应谱形状的各种因素有更多的了解。这些知识必然要反映到规范设计地震反应谱中来;(2)工程结构发展的需要。如随着桥梁跨度的不断增大,其基本结构周期已增大至 5~20s 的范畴,要求准确提供更长周期的反应谱值。本节将比较各国桥梁抗震设计规范的反应谱形状。

B.4.1 地震设计谱的数学表达式

表 B.10 列出了一些主要桥梁抗震设计规范的地震设计谱表达式。

地震设计谱的数学表达式

表 B.10

规范名称	数 学 表 达	注 释
AASHTO	$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}}$	I、II类场地 C_s 值不超过 2.5A; III、IV类场地 C_s 值不超过 2.0A; 阻尼系数 5%。
Caltrans	/	直接根据基岩加速度和土层反应分析(SHAKE)得到。阻尼系数 5%。
Eurocode 8	$\frac{R(\tau)}{a_g} = \begin{cases} S \left[1 + \frac{T}{T_B} (h_{s0} - 1) \right], & 0 < T < T_B \\ h_{s0}, & T_B < T < T_C \\ h_{s0} \left(\frac{T_C}{T} \right)^{K_1}, & T_C < T < T_D \\ h_{s0} \left(\frac{T_C}{T} \right)^{K_1} \left(\frac{T_D}{T} \right)^K, & T_D < T \end{cases}$	设计谱具有 50% 的超越概率。阻尼系数 5%。允许使用功率谱表达地面运动,但须反应谱一致。



续上表

规范名称	数 学 表 达	注 释
New Zealand	/	弹 - 塑性谱在 $\mu = 1$ 时的值。
Japan	见表 B.11	
中国公路工程抗震设计规范	$\frac{\alpha}{\alpha_{max}} = \begin{cases} 0.45 + 5.5T, & 0 < T < 0.1 \\ 1.0, & 0.1 < T < T_g \\ \left(\frac{T_g}{T}\right)^{0.9}, & T_g < T < 5T_g \\ 0.2^{0.9} - 0.02(T - 5T_g), & 5T_g < T \end{cases}$	
中国(建筑 98, 草案)	$\frac{\alpha}{\alpha_{max}} = \begin{cases} 0.45 + 5.5T, & 0 < T < 0.1 \\ 1.0, & 0.1 < T < T_g \\ \left(\frac{T_g}{T}\right)^{0.9}, & T_g < T < 5T_g \\ 0.2^{0.9} - 0.02(T - 5T_g), & 5T_g < T < 6.0 \end{cases}$	

日本桥梁抗震设计规范水准一

标准加速反应谱 S_0

表 B.11a)

场 地 类 型	与固有周期 $T_1(s)$ 有关的 S_0 值		
I 类	$T_1 < 0.1$, $S_0 = 431 T_1^{1/3}$, 但 $S_0 \geq 160$	$0.1 \leq T_i \leq 1.1$, $S_0 = 200$	$1.1 < T_i$, $S_0 = 200/T_i$
II 类	$T_1 < 0.2$, $S_0 = 427 T_1^{1/3}$, 但 $S_0 \geq 200$	$0.2 \leq T_i \leq 1.3$, $S_0 = 250$	$1.6 < T_i$, $S_0 = 325/T_i$
III 类	$T_1 < 0.29$, $S_0 = 430 T_1^{1/3}$, 但 $S_0 \geq 240$	$0.34 \leq T_i \leq 1.5$, $S_0 = 300$	$1.5 < T_i$, $S_0 = 450/T_i$



日本桥梁抗震设计规范水准二

 I 型标准加速反应谱 S_{I0} 表 B.11b)

场 地 类 型	与固有周期 $T_1(s)$ 有关的 S_{I0} 值(gal)		
I 类	$T_1 \leq 1.4, S_{I0} = 700$	$1.4 < T_1, S_{I0} = 980/T_1$	
II 类	$T_1 < 0.18, S_{I0} = 1505 T_1^{1/3}$, 但 $S_{I0} \geq 700$	$0.18 \leq T_1 \leq 1.6, S_{I0} = 850$	$1.5 < T_1, S_{I0} = 1360/T_1$
III 类	$T_1 < 0.29, S_{I0} = 1551 T_1^{1/3}$, 但 $S_{I0} \geq 700$	$0.29 \leq T_1 \leq 1.5, S_{I0} = 1000$	$2.0 < T_1, S_{I0} = 2000/T_1$

日本桥梁抗震设计规范水准二

 II 型标准加速反应谱 S_{II0} 表 B.11c)

场 地 类 型	与固有周期 $T_1(s)$ 有关的 S_{II0} 值(gal)		
I 类	$T_1 < 0.3, S_{II0} = 4463 T_1^{2/3}$	$0.3 \leq T_1 \leq 0.7, S_{II0} = 2000$	$0.7 < T_1, S_{II0} = 1104/T_1^{6/3}$
II 类	$T_1 < 0.4, S_{II0} = 3324 T_1^{2/3}$	$0.4 \leq T_1 \leq 1.2, S_{II0} = 1750$	$1.2 < T_1, S_{II0} = 2371/T_1^{6/3}$
III 类	$T_1 < 0.5, S_{II0} = 2381 T_1^{2/3}$	$0.5 \leq T_1 \leq 1.5, S_{II0} = 1500$	$1.5 < T_1, S_{II0} = 2948/T_1^{6/3}$

B.4.2 地震设计谱的图形

各国桥梁抗震设计规范的弹性设计谱曲线示于图 B.1 ~ B.7 中。

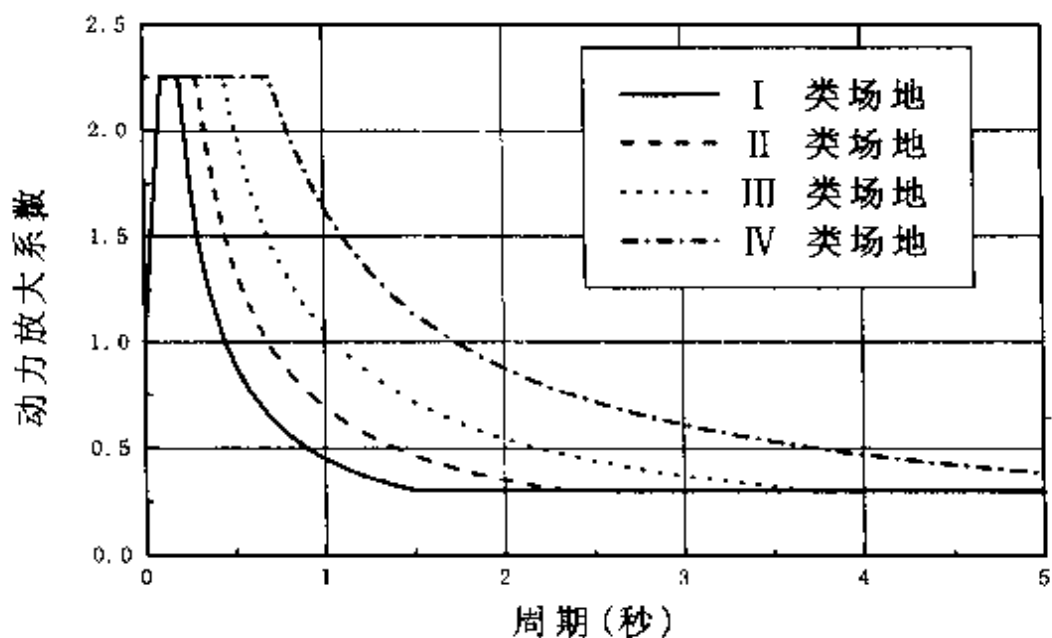


图 B.1 中国公路工程抗震设计规范加速度设计谱

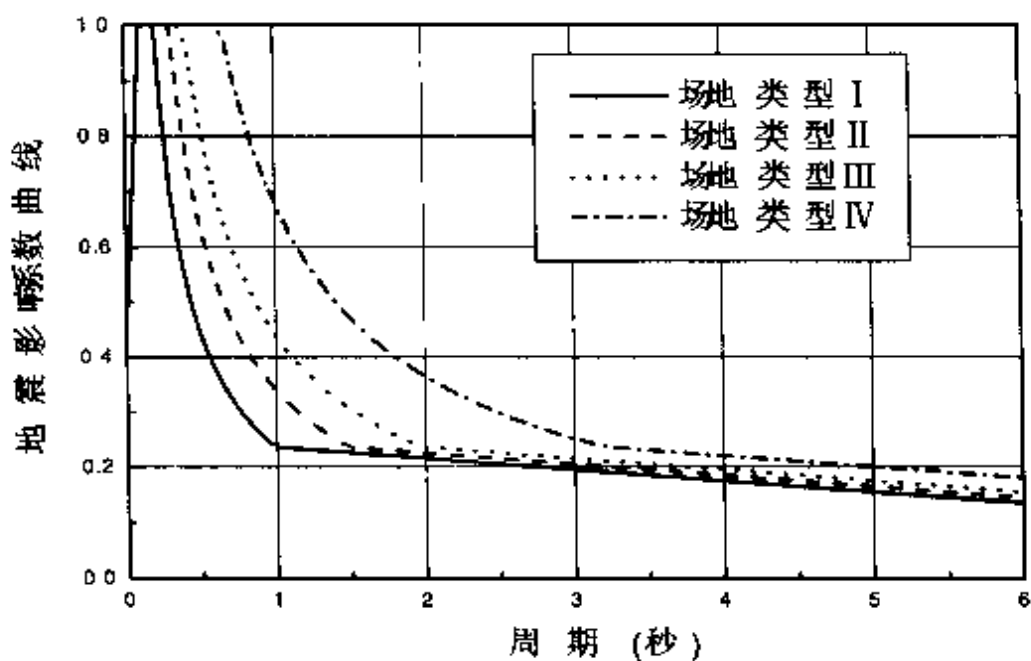


图 B.2 中国建筑结构抗震设计规范(98 草案)加速度设计谱

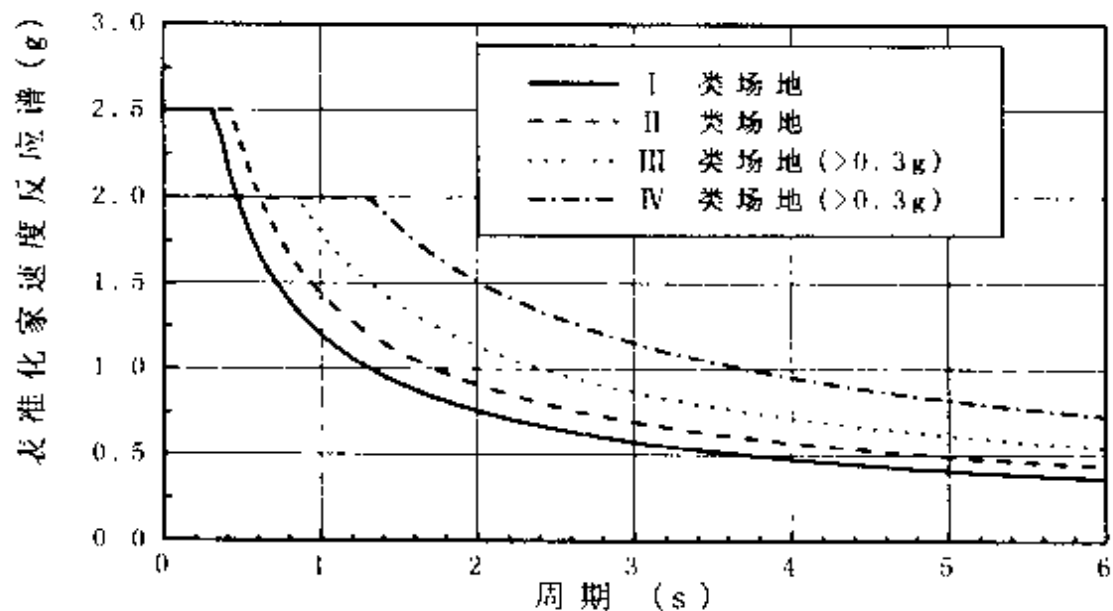


图 B.3 美国 AASHTO 规范加速度设计谱

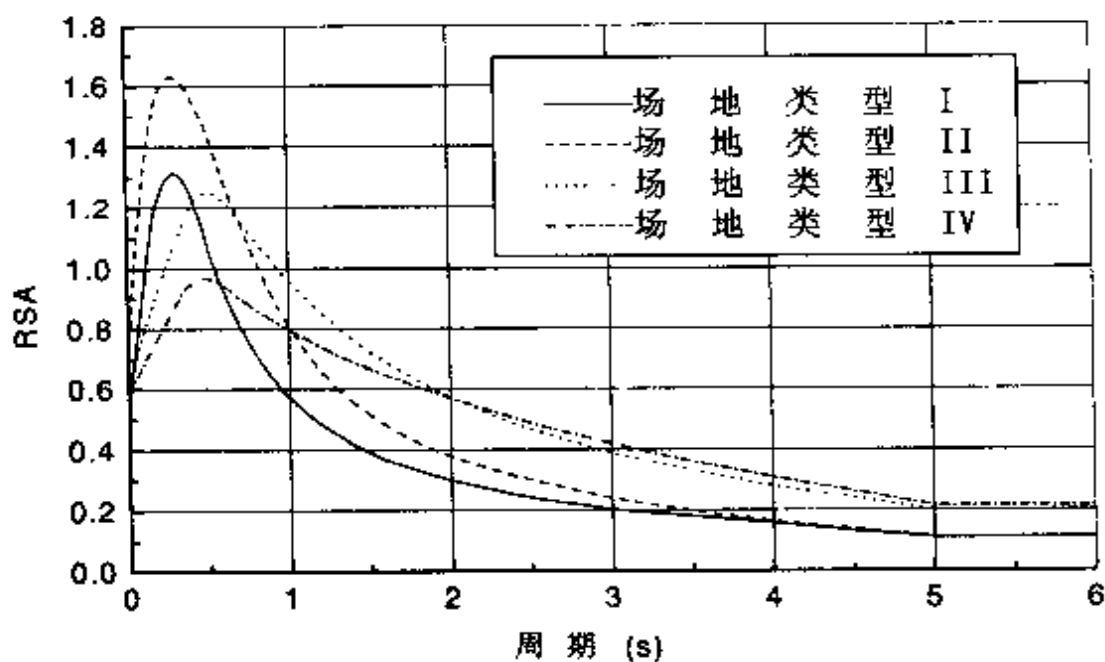


图 B.4 Caltrans 规范 ARS 谱

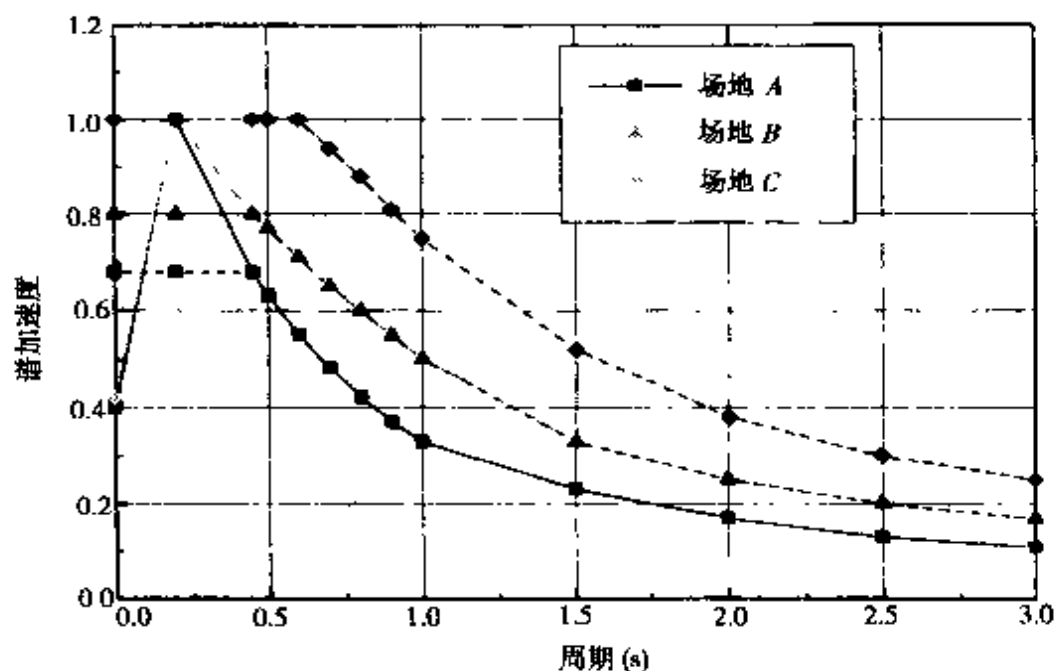


图 B.5 New Zealand 规范设计谱($\mu = 1$)

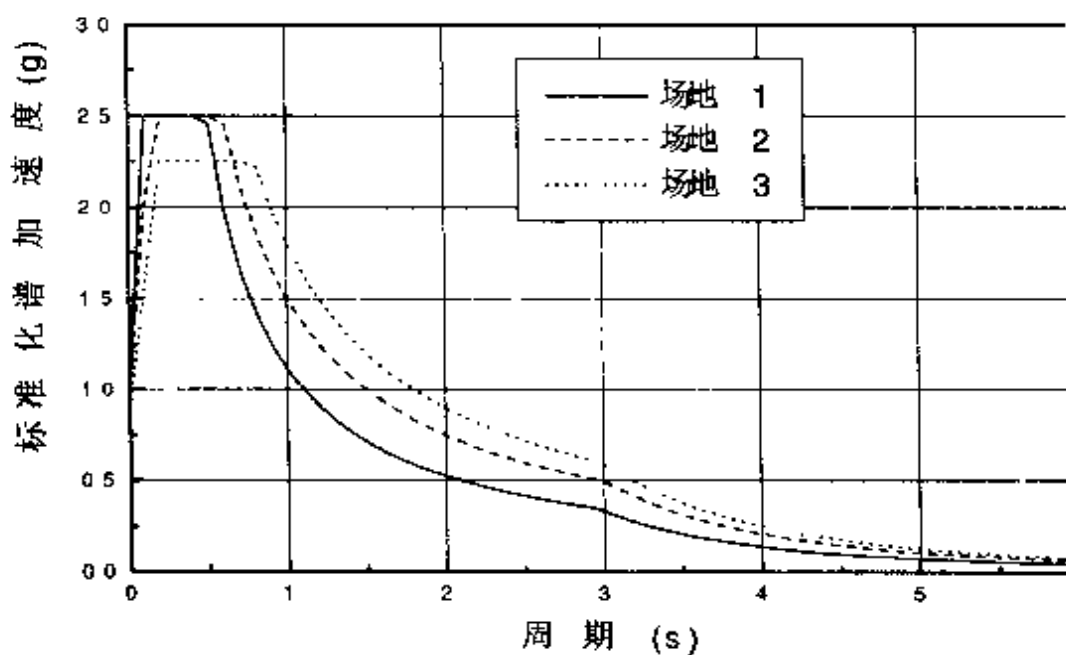


图 B.6 Eurocode 8 设计谱

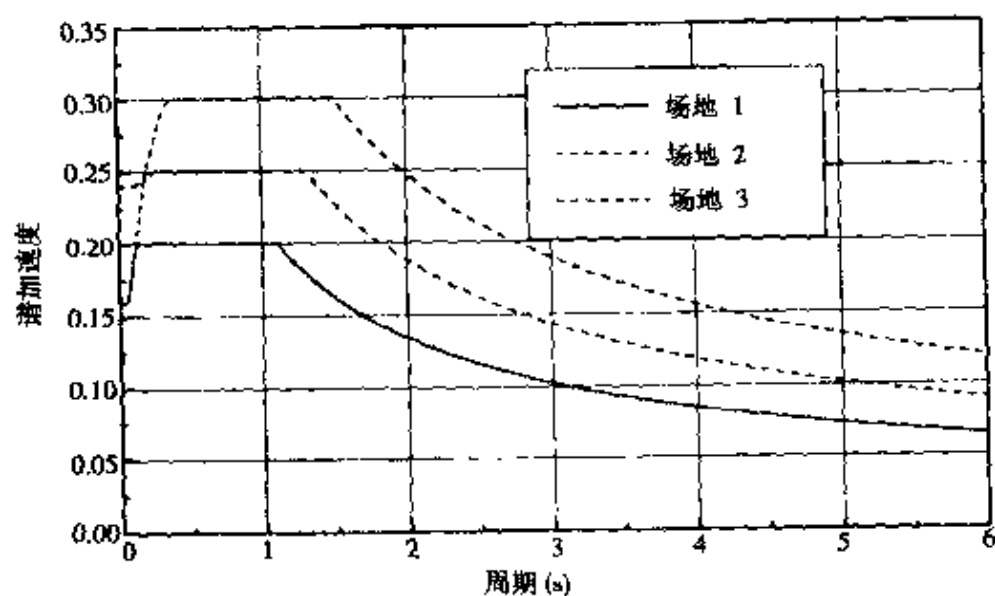


图 B.7a) 日本桥梁抗震设计规范设计谱(水准 I)

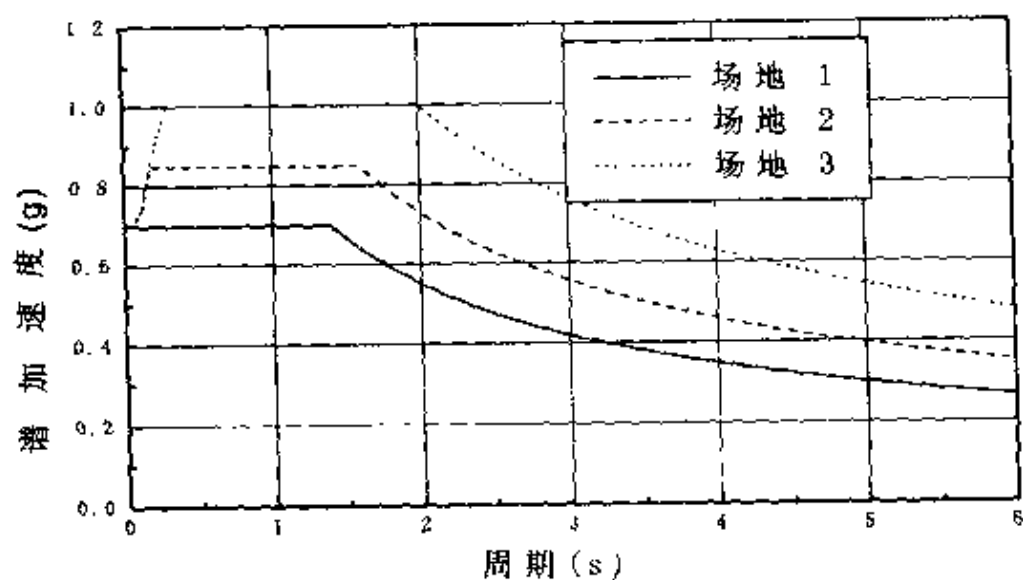


图 B.7b) 日本桥梁抗震设计规范设计谱(水准 II, 类型 I)

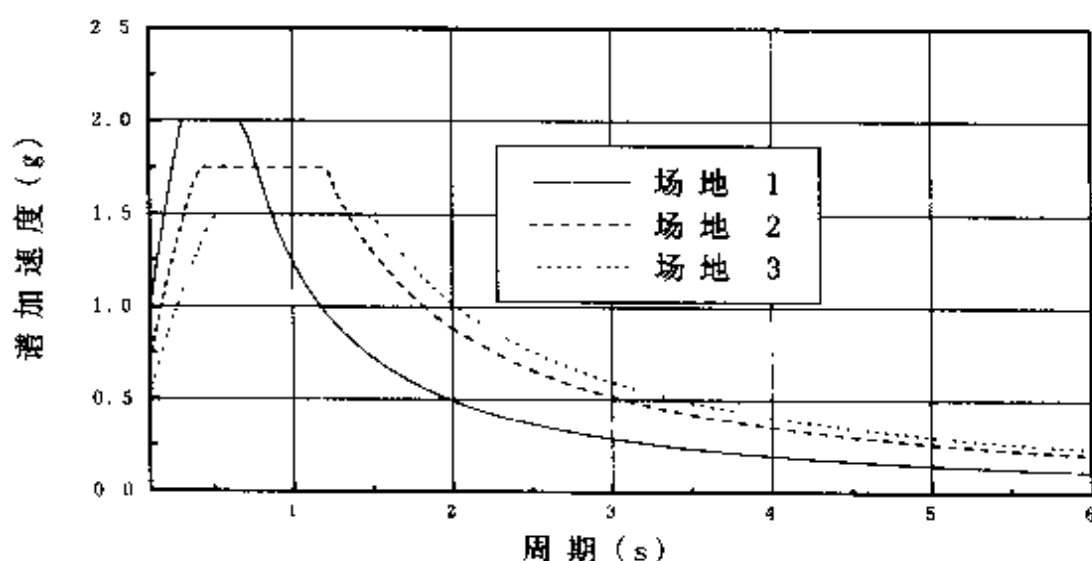


图 B.7c) 日本桥梁抗震设计规范设计谱(水准 II, 类型 II)

由图 B.1 ~ B.7 可以看到,从反应谱坐标随周期的变化关系看,各规范的走势是相同的,即随周期由小变大(或不变)至一个平台(最大值),然后逐渐衰减至与最大可用周期的一个定值。这个一致性是由地震反应谱的定义和振动的特性所决定的。但是各规范反应谱之间仍然存在一些差别,主要是:(1)在短周期段,一些规范有一个下降段,如我国《公路工程抗震设计规范》和 Caltrans 规范;但另一些规范则无下降段,如美国的 AASHTO 规范。理论上讲,有下降段是合理的,但无下降段的处理更简单。实际上,我国《公路工程抗震设计规范》下降段的拐点周期是 0.1s,一般桥梁结构的基本周期远大于此,因此下降段实际意义不是十分重要;(2)各规范的拐点周期取值不同,实际上 Caltrans 的 ARS 谱是经土层反应分析得到的,是一条连续变化的光滑曲线,根本不存在在拐点;(3)各规范反应谱的平台最大值高度不同,并且一些规范平台高度还随着场地类别变化,如 AASHTO 规范,新西兰规范、欧洲规范和日本规范。但我国规范反应谱的平台高度不随着场地变化,在即将颁布的第四代区划图中依然如此。从地震反应谱的客观特



性来说,标准化反应谱的台阶高度是随场地类型变化的,规范标准化反应谱的台阶高度是否随场地变化,应根据地区地震环境来确定。

B.5 地震设计谱的阻尼修正

阻尼比是影响反应谱值的一个重要参数。当结构阻尼较小时,其变化会显著地改变反应谱值,从而影响结构所受地震力的大小。一般规范设计反应谱均以一个标准阻尼比值(通常取 0.05)为基准,当结构主要振型的阻尼比偏离此标准值较多时,需要对设计反应谱进行修正。表 B.12 是各国规范设计谱的阻尼修正情况。

各国规范地震设计谱的阻尼修正 表 B.12

规范名称	标准 阻尼比	是否 修正	修 正 方 法	注 释
AASHTO	0.05	否		I、II 类场地 C_s 值不超过 2.5A; III、IV 类场地 C_s 值不超过 2.0A; 阻尼系数 5%。
ATC-32	0.05	否		
Caltrans	0.05	否		直接根据基岩加速度和土层反应分析 (SHAKE) 得到。阻尼系数 5%。
New Zealand	0.05	否		弹-塑性谱在 $\mu = 1$ 时的值。



续上表

规范名称	标准 阻尼比	是否 修正	修 正 方 法	注 释
Eurocode 8	0.05	是	$R(T, \xi) = R(T, \xi = 0.05) \cdot \eta$ $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$	设计谱具有50%的超越概率。阻尼系数5%。
Japan	0.05	是	$R(T, \xi) = R(T, \xi = 0.05) \cdot \eta$ $\eta = \frac{1.5}{40\xi + 1} + 0.5$	
中国(公路 工程抗震 设计规范)	0.05	是	$\beta(T, \xi) = \beta(T, 0.05) / \lambda(T, \xi)$ $\lambda(T, \xi) = \sqrt[3]{16.6\xi + 0.16} \left(\frac{0.8}{T} \right)^a$ $a = (0.05 - \xi) / (0.156 + 3.38\xi)$	
中国(建筑 98 草案)	0.05	是	见下文	

中国建筑抗震设计规范(98 草案)反应谱关于阻尼的调整分两步进行。首先调整标准化加速度反应谱曲线,其次调整地震影响系数。标准化加速度反应谱曲线调整的方法是:(1)上升段和水平段不变;(2)下降的指数段的衰减指数由 0.9 改由下式确定:

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \xi}{0.05 + 5\xi} \quad (\text{B.5.1})$$

式中 γ 为下降段的衰减指数, ξ 为阻尼比。下降的倾斜段的斜率 η_2 由 0.02 改为由下式确定:

$$\eta_2 = 0.02 + (0.05 - \xi) / 8 \quad (\text{B.5.2})$$

水平地震影响系数 0.05 阻尼比对应的标准值基础上乘以—



下的阻尼调整系数 η_1 :

$$\eta_1 = 1 + \frac{0.05 - \xi}{0.06 + 1.4\xi} \quad (\text{B.5.3})$$

由表 B.12 可见,欧洲、日本和中国规范对反应谱进行阻尼调整,但美国和新西兰规范不对反应谱进行阻尼调整。实际上,规范反应谱是否需要阻尼调整与以下两件事有关:(1)所适用的结构。一般说来,不同材料建造的结构如钢结构、混凝土结构,阻尼相差很大。若规范适用的范围广,则阻尼调整是必须的;(2)控制结构地震反应的振型数。结构计算依赖于阻尼的假定,阻尼假定导致不同振型有不同的阻尼比。若结构地震反应由多个振型控制,则可能要求对阻尼比进行修正。美国规范(如 Caltrans 规范)规定只适用于钢筋混凝土结构的普通桥梁,因此材料阻尼基本相同。同时,这些桥梁结构的抗震设计重点在桥墩和基础,其地震反应主要由第一阶振型控制,高振型的贡献很小,因此通常采用单自由度体系模型进行动力计算,这样就无需进行反应谱的阻尼调整。即使采用多自由度体系计算模型,由于地震反应主要由第一振型控制,高振型阻尼比的变化导致的反应谱值的修正对反应的最后预测结果影响甚小,因此从实际意义上说,可以不对反应谱进行阻尼调整;(3)特殊的阻尼元件。结构减隔震设计方法已经和即将写入我国城市桥梁抗震设计规范。减、隔震元件的阻尼特性显著不同于结构的材料阻尼特性。有两个原因,第一,减隔震装置产生的阻尼是集中阻尼,而材料阻尼是分布阻尼;第二,减、隔震装置的阻尼比通常远高于材料阻尼的阻尼比。这种情况下显然要对反应谱值进行合理的修正,但如何修正尚待研究。1999 年 7 月出版的“Caltrans 抗震设计准则”提出了一个修正方法,但只针对位移反应的计算结果进行修正。



B.6 弹性反应谱计算结果的修正

常规荷载作用下,不允许结构进入非线性工作状态,但地震作用则不同。首先是因为能够给结构带来严重破坏的强烈地震是发生概率很小的偶遇或风险事件,多数结构在设计基准期内不会遇到这样的地震,少数结构可能遭遇到一次这样的地震。要求结构在强烈地震作用下仍然处于弹性工作状态在经济上是不合理的。从风险事件的保险概率考虑,由于抗震需要而付出的支出应当与其收益达到某种平衡,因此应当允许结构在强烈地震作用下发生一定的非线性变形。其次是因为地震地面运动作用的时间很短(一般从几秒到几十秒),且是往复振动,由此而引起的结构的局部开裂和局部非线性破坏在地震后会得到一定程度的自动恢复,往往不会(或经过简单的加固)对结构的正常运营产生重要影响。因此规范允许利用结构的非线性变形能力,即在设计地震动作用下允许结构进入非线性工作状态。

结构或构件进入非线性状态后,在内力增加较小的情况下将发生较大的位移。但是直到现在,各国桥梁结构抗震设计规范中使用的主流设计方法仍然是弹性反应谱方法,为了考虑结构的非线性反应特征,需要对弹性反应的计算结果进行修正。修正的量是结构的内力和位移反应,这是本节要阐述的问题之一。

弹性反应谱方法的优点是计算简单,将一个动力设计问题化为一个准静力设计问题,易于被工程师接受和使用,因此各国桥梁结构抗震设计规范仍在使用弹性反应谱方法。为了计入结构非线性地震反应这个重要的事实,研究者和规范制定者引入了一个强度修正系数,或强度折减系数 R 。将 R 称为强度折减系数是因为它只用于对弹性地震力的折减,而不是位移。强度折减系数 R 和



非弹性强度设计谱是联系在一起的,使用强度折减系数是为了从弹性地震反应谱求得非弹性强度设计谱,这三个之间的关系是:

$$SA_w(\xi, T, \mu) = \frac{SA_e(\xi, T)}{R(\xi, T, \mu)} \quad (\text{B.6.1})$$

式中 $SA_e(\xi, T)$ 为弹性地震强度谱,即弹性反应谱方法中使用的地震输入; $SA_w(\xi, T, \mu)$ 为非弹性地震强度谱。可见,强度折减系数 $R(\xi, T, \mu)$ 是阻尼比、周期和延性系数的函数。

关于 $SA_e(\xi, T)$ 已经有了很多的研究并广泛用于抗震设计规范中。因此,目前主要研究工作集中在强度折减系数 R 。原则上强度折减系数 $R(\xi, T, \mu)$ 可以象弹性反应谱一样从强震记录统计分析得到。

(1) 简化的理论 R 值

对于理想弹塑性单自由度体系,在以下三个假定下可以得到 R 与 μ 的简单关系。

●当结构的初始刚度很大时,即 $T \rightarrow 0$ 时,弹性和相应的弹塑性体系的绝对加速度相等;

●当结构的初始刚度既不很大,又不很小时,弹性体系和相应的非弹性体系所吸收的能量相同;

●当结构的刚度很小时,即 $T \rightarrow \infty$ 时,弹性体系和相应的非弹性体系位移相等。

以上三个假定的意义可以用图 B.8 清楚地加以说明。

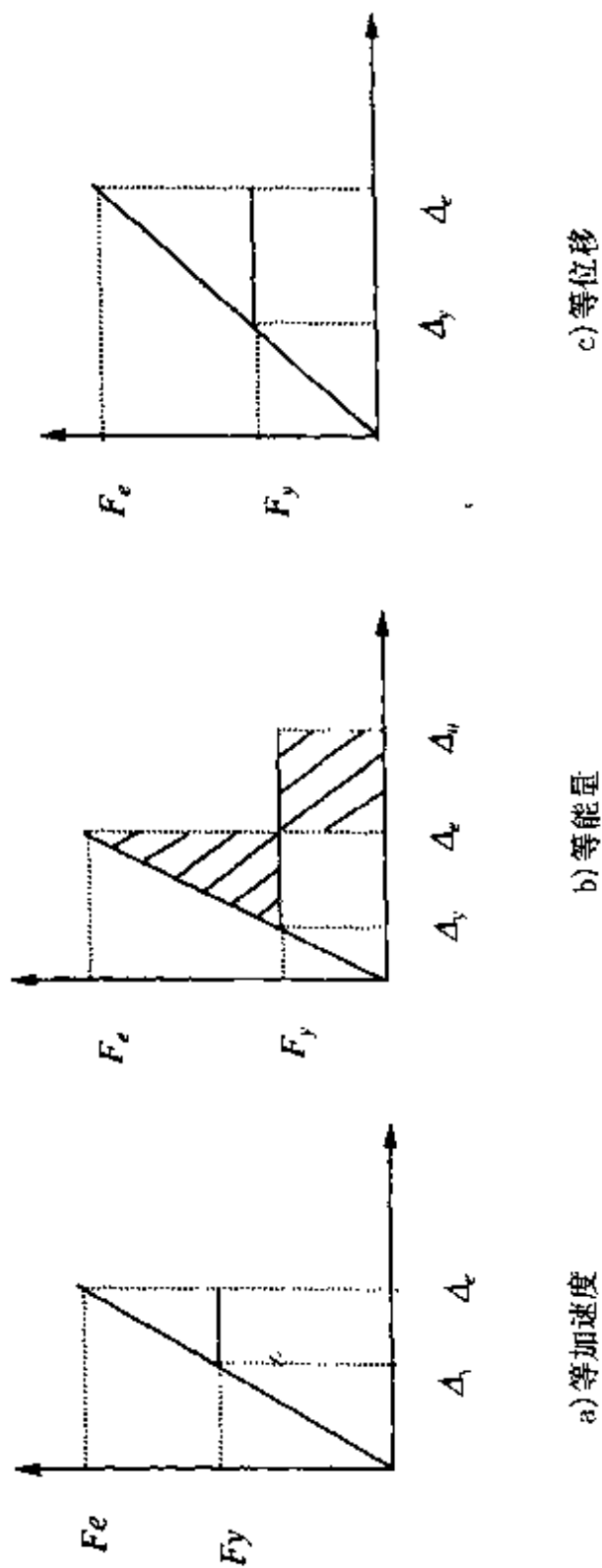
由第一个假定可知,对于刚度很大的结构体系有:

$$F_y = F_e, R = 1 \quad (\text{B.6.2})$$

由第二个假定可知,对于中等刚度结构体系有

$$\frac{1}{2}(F_e - F_y)(\Delta_e - \Delta_y) = F_y(\Delta_u - \Delta_e) \quad (\text{B.6.3})$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{\Delta_y}{\Delta_e} \quad (\text{B.6.4})$$



图B.8 理想弹性体系地震反应的三个假定示意图



由式(B.6.3)和(B.6.4)可解得

$$\frac{F_e}{F_y} = R = \sqrt{2\mu - 1} \quad (\text{B.6.5})$$

由第三个假定可知

$$R = \frac{F_e}{F_y} = \frac{\Delta_\mu}{\Delta_y} = \mu \quad (\text{B.6.6})$$

通常认为经过抗震设计的柱式桥墩的延性系数约在 5 左右, 即 $\mu \approx 5$, 由式(B.6.5)可知 $R \approx 3$ 。目前《公路工程抗震设计规范》中的 $C_s = 1/R \approx 0.33$, 这就是 C_s 在 0.3 附近取值的一个理论上的解释。从前面的叙述可知, 式(B.6.5)是在等能量假定下得到的, 只适用于具有中等刚度的结构。

(2) R 的统计研究结果

大量的参数研究结果验证了如下的结论: 强度折减系数 R 在中、长周期段缓慢随结构周期 T 变化, 并粗略地等于给定的位移延性。在短周期段, 强度折减系数 R 强烈依赖于周期 T 和延性系数 μ , 阻尼和非线性滞回行为在所有周期段上影响强度折减系数 R 。即存在一拐角周期 T_1 , 粗略地将强度折减系数分为两个特征段。 T_1 与位移参数 μ 和地震动特性有关, 是一个重要地震动参数。Fajfar 和 Vidic 等人对 R 进行了系统的统计研究, 结果见图 B.9, 示例所明 R 的统计特性^[11]。

Vidic 等人^[11,12]根据大量的统计研究结果建议如下强度折减系数 R 的经验公式,

$$R = \begin{cases} C_1(\mu - 1)^{C_R} \frac{T}{T_0} + 1 & T \leq T_0 \\ C_1(\mu - 1)^{C_R} + 1 & T \geq T_0 \end{cases} \quad (\text{B.6.7})$$

式中

$$T_0 = C_R \mu^{C_R} T_1, T_1 = \alpha \pi \frac{c_v v_R}{c_a a_g} \quad (\text{B.6.8})$$

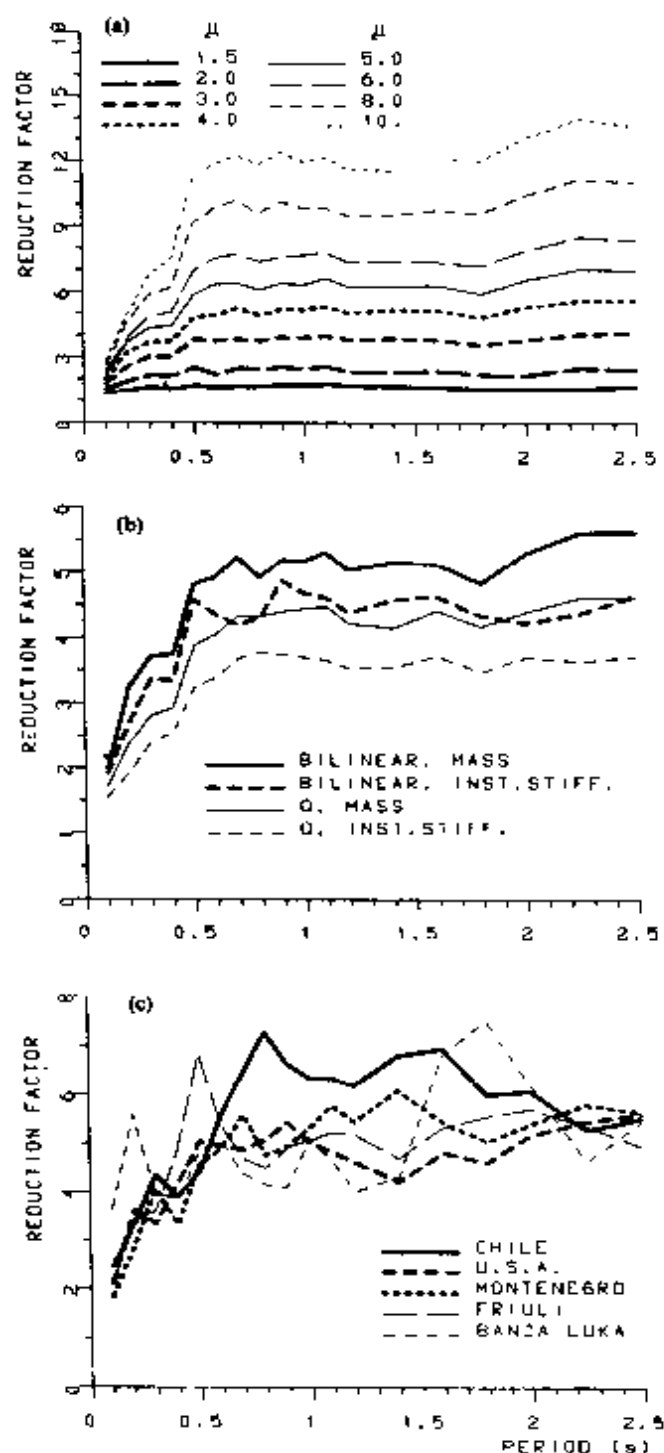


图 B.9 强度折减系数的统计结果示例

a)延性的影响;b)滞回模型和阻尼模型的影响;c)地面运动的影响($\mu = 4$, 双线形, 质量比例阻尼)



式中 v_g 和 a_g 分别是峰值地面运动速度和峰值地面加速度。 c_v 和 c_a 是峰值地震谱的放大系数。由部分地震记录得到的 c_v 和 c_a 值见表 B.13。 C_1 , C_2 , C_R 和 C_T 依赖于结构的非线性力学特征和阻尼模式, Vidic 等人针对双线性非线性模型和 Q 模型以及两种阻尼模型给出了上述参数的统计量, 见表 B.14。

c_v 和 c_a 值

表 B.13

记录分组	C_a	C_v	C_d
Standard	2.5	2.0	1.8
U.S. A	2.5	1.8	1.6
Montenegro	2.5	2.2	2.0
Finli	2.5	2.0	1.8
Banja Luka	2.5	1.6	2.2
Chile	2.5	2.6	2.0

折减系数 R 经验公式中参数值(5%阻尼比) 表 B.14

非线性模型	阻尼模型	C_1	C_R	C_2	C_T
Q	质量	1.0	1.0	0.65	0.30
Q	瞬时刚度	0.75	1.0	0.65	0.30
双线性	质量	1.35	0.95	0.75	0.20
双线性	瞬时刚度	1.10	0.95	0.75	0.20

在过去的 30 多年时间里, 有大量的研究工作集中在探讨强烈地震动作用下结构的非弹性反应方面。Newmark 和 Hall 在对单自由度非弹性系统的地震反应分析研究中发现, 对长周期的单自由度系统, 系统的最大非弹性反应位移与系统完全按弹性反应的最



大位移值在统计平均意义上大致相等;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。这些研究发现,就是所谓的等位移准则和等能量准则,这两个准则是基于对大量不同的地震波记录反应分析的统计结果,同时考虑了不同的滞回模型和不同的阻尼比因素。在 Newmark 和 Hall 之后,有许多类似的研究,同样证实了 Newmark 和 Hall 的发现。

等位移准则和等能量准则,对延性抗震结构设计具有特别重要的意义。利用这两个准则,就可以近似计算延性结构的最大非弹性地震反应。在实际应用 Newmark - Hall 方法时,必须明确规定等位移准则和等能量准则的适用范围。新西兰学者 Berrill 等则明确提出,在结构振动周期大于 0.7 秒时,等位移准则可以适用;在结构振动周期低于 0.7 秒时,Berrill 等对 Newmark - Hall 方法作了改动^[13],建议采用以下的一个线性近似关系来代替等能量准则:

$$R = 1 + (\mu_{\Delta} - 1) \frac{T}{0.7} \quad \text{在 } 0 \leq T \leq 0.7 \text{ 时 (B.6.9a)}$$

$$R = \mu_{\Delta} \quad \text{在 } T > 0.7 \text{ 时 (B.6.9b)}$$

式(B.6.9a)中,当 $T=0$ 秒时,相应的地震力折减系数 R 等于 1;在 $T=0.7$ 秒时, $R = \mu_{\Delta}$,与按等位移准则计算的结果相同。

Newmark - Hall 方法提供了一种建立地震力折减系数与位移延性系数之间对应关系的简单方法,后来的许多简化分析方法也基本上是基于这种思想。地震力折减系数与位移延性系数之间的关系,是结构延性抗震设计中的一个基本关系,利用这个关系,可以估算延性结构在预期大震下的设计地震力和最大位移反应,还可以直接由弹性反应谱导出非弹性反应谱。目前世界绝大多数国家的现行规范,基本上都采用了这种简化的分析方法。新西兰现行的桥梁设计规范(TNZ, Bridge Manual, 1994),即采用这种方法得到非弹性位移反应谱曲线。



关于折减系数 R 最后要说的是,它是一个强度折减系数,与强度设计方法联系在一起。 R 只能用于对弹性地震力的折减,不能用于对弹性位移反应等量的修正。

同济大学土木防灾工程国家重点实验室范立础教授指导的博士生卓卫东副教授也对此作过研究分析,并与各国的研究成果作了比较,并提出我们的建议,可参考丛书之一分册。

B.7 地震反应分析、计算方法

各国桥梁抗震设计规范采用的地震反应分析方法列于表 B.15, 可以看到, 目前规范计算地震反应的方法有四种, 即等效静力法、线性动力法、非线性静力法和非线性动力法。其中等效静力法和弹性动力法是目前规范中广泛应用的方法。非线性静力分析方法主要是用来确定结构的倒塌机制等, ATC-32 和 CALTRANS 于 1999 年出版的桥梁抗震设计准则中引入了这一方法, 将来可能有更多的规范引入这一方法。各国规范对非线性动力法用于桥梁抗震设计一般只有定性的指导性条款, 而没有实施细则。这一方面是由于目前国内、外规范的适用范围是跨径 120 ~ 150m 以下桥梁, 主要对象是城市或公路上应用的梁桥。另一方面是非线性问题比较复杂, 工程师在掌握这一方法方面还需要一定的准备和培训时间。

从表 B.15 还可以看到, 多数国家的桥梁抗震设计规范对多分量地震作用下的反应谱组合问题进行了具体的规定, 但我国《公路工程抗震设计规范》未对此给出相应的条款。从设计思想上看, 各国规范都意图利用结构的非线性变形能力, 对弹性地震力进行折减, 但我国规范的相应条款过分粗糙, 可应用性较差, 需要补充和改进。



地震效应分析、计算方法

表 B.15a

规范名称	等效静力	弹性动力	非线性静力	非线性动力	方向不确定性
AASHTO	规则桥梁可以使用	基本方法	未要求	非规则或重要结构	一方向为100% + 正交方向力的30%
Caltans	一致侧向荷载—特别是对限位装置的设计	多振型反应谱分析。堆聚质量,毛截面特性。	1993 未要求; 1999 年用于位移分析。	无此条款	CASE I = $L + 0.3T$; CASE II = $0.3L + T$
ATC - 32	荷载与质量或质量乘位移的积成正比	多振型反应谱分析。堆聚质量,毛截面特性。	3—D 增量倾覆分析与恒载和部分活荷载组合。	特殊情况,可以用倾覆分析替代	CASE1 = $0.4L + T + 0.4V$ CASE2 = $L + 0.4T + 0.4V$ CASE3 = $0.4L + 0.4T + V$
NZ	用于所有规则结构,考虑偶然扭转	未使用	不使用,但用于倒塌机制分析	单自由度或多振型非弹性反应谱分析	分析两个方向,无须组合
EC8	规则桥梁	多振型反应谱分析	延性结构要求能力设计	允许使用,但除隔震桥梁外,结果不能低于由弹性反应谱分析得到的需求值。	CASE1 = $0.3L + T + 0.3V$ CASE2 = $L + 0.3T + 0.3V$ CASE3 = $0.3L + 0.3T + V$



续上表

规范名称	等效静力	弹性动力	非线性静力	非线性动力	方向不确定性
Japan	分为震度法和保有水平耐力法两种。震度法用于第一级设计地震;保有水平耐力法用于第二级设计地震。此二法用于可简化为简单计算模型的桥梁。	复杂结构	无此条款	复杂结构	考虑两个正交水平地震作用;对于支承部件,要求考虑竖向地震作用。
中国公路	桥台等刚度大的构件	单或多振型反应谱方法	无此条款	复杂、且墩高大于 10m 的特大桥。无具体细则	无此条款

地震效应分析、计算方法

表 B.15b

规范名称	设计地震力		位 移	最小座基宽度
	延性构件	非延性构件		
AASHTO	弹性地震力除以力折减系数 R	弹性地震力除以力折减系数 R ; 或根据塑性铰可以产生的最大力确定。	由弹性分析得到,使用开裂后的截面特性	$(8 + 0.02L + 0.08H) \times (1 + S^2/800)$



续上表

规范名称	设计地震力		位 移	最小座基宽度
	延性构件	非延性构件		
Caltans	构件和周期相关的系数 Z	能力设计或用 $Z = 2.0$	使用开裂计算模型	$(12 + 0.03L + 0.12H) \times (1 + S^2/800)$
ATC-32	系数 Z 依赖于构件、结构和场地周期、重要性	能力设计或用 $Z = 0.8$	弹性分析, 开裂后截面性质根据 T/T_g 调整	$(12 + 0.03L + 0.12H) \times (1 + S^2/800)$
NZ	地震力从非线性反应谱得到, 但不小于根据基本周期进行的等效静力分析结果的 80%	能力设计	非线性反应谱得到位移乘以延性系数。对于柱使用开裂后截面性质。	有限位装置: $2.0 \times \text{displ} + 10\text{mm}$ (40mm min) 松弛限位装置: $1.5 \times \text{displ} + 10\text{mm}$ (30mm min) 紧限位装置: 20mm
EC8	弹性力折减系数依赖于结构类型和构件 $1.0 < q < 3.5$ (q 同 R)	能力设计	对塑性铰构件, 用屈服时的切线刚度, 即开裂截面性质。	根据估算的地震位移, 依赖于最大地面运动速度、P 波速等, 最小 400mm



续上表

规范名称	设计地震力		位 移	最小座基宽度
	延性构件	非延性构件		
Japan	详细的极限强度和曲率分析,以判定是弯曲破坏、弯剪破坏或是剪切破坏。	同延性构件。		$70 + 0.5L$ 及多项具体规定。
中国公路	综合影响系数 C_2	综合影响系数 C_2	无此条款	简支梁桥: a (cm) $> 50 + L$; 吊梁与悬臂: d > 60 cm

在设计地震力确定方面,对延性构件,各国都采用了一个地震力折减系数,但 ATC-32 和 CALTRANS 的折减系数与结构振动周期相关,更合理;对于非延性构件,有能力设计法和折减系数法两种,我国采用折减系数法。折减系数法粗糙,存在概念上矛盾,鉴于近 20 年来,震害经验教训,促使国内外规范逐步采用能力设计思想来设计延性和非延性构件,对构件的位移设计给出了明确的方法。我国规范却停步不前,在长达 10 年时间内不作修改。众所周知,这 10 年来,国内新建公路已超万公里,城市桥梁如雨后春笋,大量的大跨,特大跨桥呈现在祖国大地上,但这些桥梁的抗震设计仍参照旧规范执行,已留下结构抗震能力方面的隐患,为后代留下了大量需要修复、加固的桥梁工程。如美国有待修复加固的混凝土桥梁(建于 30~40 年代)。维修费用已达 1150 亿美元^[13]。而国内的桥梁抗震设计如能遵循延性设计和能力设计原则所需增



加付出的经济代价是很微小的。若能重视桥梁抗震设计,在构造上作合理优化的抗震设计,还可节省造价。

B.8 混凝土结构设计

国内外的公路桥梁绝大多数是钢筋混凝土结构,各国桥梁抗震设计规范也主要是针对这种桥梁结构编写的。表 B.16 列出了各国规范在钢筋混凝土构件设计方面的方法。

可以看到,美、欧、新规范对很多设计的细节问题都给出了具体的设计方法和要求。日本规范虽未给出配筋等具体设计细节,但给出了详细的混凝土构件允许和极限能力的分析方法,此法可以考虑混凝土、主筋及箍筋等的作用。相比之下,我国现行的《公路工程抗震设计规范》在这方面十分不足,亟待补充和改进。

混凝土结构设计

表 B.16

规范名称	柔性柱	剪切柱	柱的螺旋筋	柱的箍筋
AASHTO	极限强度设计。纵向配筋与轴向荷载比有关	根据能力设计原则确定剪力要求。剪切能力来自混凝土、横向钢筋。	分为塑性铰区之外和塑性铰区之内两种情况,详见后面的说明。	分为塑性铰区之外和塑性铰区之内两种情况,详见后面的说明。
Caltans	极限强度设计, Φ 在 1.0 ~ 1.2 之间取值,与轴向应力有关。	同 ATC32	同 ATC32	同 ATC32
ATC-32	极限强度设计,用均值材料强度,且 $\Phi = 1.0$ (M_F) $0.007 \leq P_s \leq 0.04$	能力设计法。抗剪能力来自混凝土、横向钢筋。混凝土贡献根据有无塑性铰而定。	见表后	见表后



续上表

规范名称	柔 性 柱		剪 切 柱		柱的螺旋筋		柱的箍筋	
NZ	在其它设计文件中给出		在其它设计文件中给出		在其它设计文件中给出		在其它设计文件中给出	
EC8	极限强度设计, 使用能力折减系数		校核对角抗压、抗剪钢筋和抗滑移剪力		轴压比 < 0.08 时, 不设螺旋筋, 体积配螺旋筋率由要求的曲率延性和轴压比决定。		当 轴 压 比 < 0.08 , 或当空心或箱型截面的曲率延性可达 15 且最大混凝土压应变小于 0.35% 时, 不设箍筋。体积配箍率由要求的曲率延性和轴压比有关	
Japan	允许应力设计		允许应力设计		有分析方法, 但无具体的配筋规定。		有分析方法, 但无具体的配筋规定。	
中国公路	纵筋率不小于 0.4%		无此条款		间距大于 10cm, 直径不小于 8cm, 焊接接头。		最小含金率为 3%, 应有 135 度的弯钩伸入核心混凝土内。	
规范名称	墩	基础	上部结构与柱的节点	墩 帽	上 部 结 构	剪力键	柱 的 固 锚	
AASHTO	在 强 的 方 向, 折 减 系 数 $R = 2$; 在 弱 的 方 向 按 柱 进 行 设计。	根 据 塑 性 铰 区 进 行 设计(能 力 设计)。	最 大 剪 力 $V_c = 12\sqrt{f_c}$, 螺 旋 筋 进 入 帽 梁	使 用 平 均 折 减 系 数 进 行 极 限 强 度 设计	使 用 平 均 折 减 系 数 进 行 极 限 强 度 设计	力 折 减 系 数 $R = 0.8$	搭 接 长 度 参 见 ACI 318 - 89。	



续上表

规范称	墩	基础	上部结构与柱的节点	墩帽	上部结构	剪力键	柱的锚固
Caltans	$\rho_s \geq 0.0025$	能力设计, 极限强度设计, $\Phi = 1.0$	节点剪力: $V_c = 12\sqrt{f_c}$, 螺旋筋进入帽梁	保证塑性铰在柱中, 而在帽梁	保证塑性铰在柱中, 而在上部结构	设计成首先破坏单元, 以保证墩台的稳定性	采用 ACI 的锚固准则: $l_a = 0.028d_s f_y$
ATC-32	$\rho_s \geq 0.01$ 抗剪设计与柱类似	能力设计, 极限强度设计, $\Phi = 1.0$	要求分点应力	保证塑性铰在柱中, 而在帽梁	保证塑性铰在柱中, 而在上部结构	设计成首先破坏单元, 以保证墩台的稳定性	采用螺旋箍筋时, 柱的锚固长度为: $l_a = 0.028 d_s \frac{f_y}{f_c}$
NZ	在其设计文件中给出	在其设计文件中给出	在其设计文件中给出	在其设计文件中给出	在其设计文件中给出	在其设计文件中给出	在其设计文件中给出
EC8	不详	详细的要求	不包含此项	能力设计	能力设计	能力设计	在其设计文件中给出
Japan	详细破坏状态分析方法。	允许应力法或动力法。	不详	不详	不详	允许应力设计	不详
中国公路	无此款	墩柱和箍筋设计有规定	无规定	无规定	无规定	无规定	无规定



(连接钢筋、钢构件、基础设计) 续上表

规范名称	柱搭接钢筋	钢构件	基础设计		
			扩大式基础	桩基础	液化
AASHTO	纵筋搭接位置在柱高度的一半以内,搭接长度不得小于纵筋直径的 60 倍,或 400mm。	无钢构件抗震设计条文	允许 50% 的基础提高。采用极限土压力和标准能力折减系数。	允许 50% 的基础提高。采用端承桩极限能力和标准能力折减系数。	未提及
Caltans	在柱横向钢筋和塑性铰区纵向钢筋处允许设接头。	无钢构件抗震设计条文	允许基础边缘有一定的提高。	根据极限抗压能力和摩擦桩上的拔力的 50% 设计。	未提及
ATC - 32	在柱横向钢筋和塑性铰区纵向钢筋处允许设接头。搭接长度计算确定。	详细的构造要求以保证塑性铰在受压构件中形成。通过横撑和支座,形成一个可靠的荷载传递路径。	极限承载力设计。考虑倾覆弯矩效应。允许基础边缘有一定的提高。	同 Caltans	提供方法



续上表

规范名称	柱搭接钢筋	钢构件	基 础 设 计		
			扩大式基础	桩基础	液 化
NZ	参见其它条文规定		可以使用摇摆基础(要求进行时程分析)。	考虑在粘性土中的液化层、残余冲刷及桩—土分离,至2倍桩径深度	提供方法
EC8	在塑性铰区不允许使用连接钢筋	无此条款	基础不能用做能量耗散构件。	基础不能用做能量耗散构件。	未提及
Japan	不清楚	不清楚	不清楚	不清楚	F _L 法
中国公路	无具体规定	无此条款	无此条款	无此条款	标贯法

表 B.16 中 ATC32 建设的螺旋箍筋设计方法如下:
塑性铰区之外:

$$\rho_s = 0.5 \times \rho_s (\text{塑性铰});$$

塑性铰区之内:

$$\rho_s = 0.16 \frac{f_{ce}}{f_{ye}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f_{ce} A_g} \right) + 0.13 (\rho_l - 0.01)$$

矩形箍筋的设计方法如下:

性铰区之外:

$$A_{sh} = 0.03 \times S_l h \times \frac{f_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

塑性铰区之内:



$$A_{sh} = 0.12 \times S_t h \times \frac{f_c}{f_y} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_c}{f_c A_g} - 1 \right) + 0.13 S_t h (p_l - 1)$$

B.9 结 束 语

前面几节对我国与美、日、欧和新西兰等国的桥梁抗震设计规范进行了对比,总的来说,我国现行的《公路工程抗震设计规范》在设计思想、设计方法、构造措施和条文可执行性等方面显得落后许多。近十几年发生在世界各地的大地震给桥梁结构造成了重大破坏,同时也促进了桥梁抗震设计规范的修订工作。一些国家(如日本)已经完成了新规范的修订,美国等一些国家的桥梁抗震设计规范则正在修订之中。新规范的修订主要参考了近十幾年来的地震震害经验,同时借鉴了结构抗震研究领域的最新研究成果。概况起来,新规范的发展动向有以下几个方面:

(1) 抗震设防标准

这是桥梁结构抗震设计的最基本问题。过去的几十年的时间里,研究者和工程师都提出分级抗震设防的原则,即小震不坏、中震发生有限的结构或非结构构件的破坏;大震发生严重的结构和非结构构件的破坏,但不产生严重的人员伤亡;而在可能袭击工程场地最严重的地震作用下,结构不倒塌。这些基本的结构性能目标今天被大多数的设计规程所采用。但传统的作法是,只针对单一的地震作用水平进行结构的抗震设计,并没有一个特定的程序用于评估结构满足这些设计目标的设计能力。性能设计的意图就是找到可靠的方法通过明确和具体的设计程序来满足这些结构的目标行为。我们看到,桥梁结构的抗震设计目标不止一个,为了对每一个目标都给出相应的设计程序,首先就必须将设防目标定量化。特别要强调的是,对我国目前实际上还是单一水准强度抗震



设计原则进行修订,采用多水准、多设防目标和多阶段的抗震设防原则已是迫在眉睫的时候了。1998年,ATC在其报告《桥梁及其它公路构筑物的抗震设计:现状与未来》中建议在将来的规范中应包括一个两水平设防准则,见表B.17。对于位于高地震危险性地区的重要桥梁,这是一个最低的要求。

ATC-18 建议的桥梁性能水准 表 B.17

地面运动水平	一般桥梁	重要桥梁
使用功能评估地震	即时修复的破坏	即时修复的极小破坏
安全评估地震	有限的严重破坏	短时可修复的破坏

规范的每一个设防水准和目标对应着一个相应的设计地震动水平,必须给出具体和定量的表达。从目前的情况看,多数国家采用概率方法来定义不同水平的设计地震动。由于地震是一个风险事件,从概率角度描述应当是恰当的。但不同国家在量化的数值方面有差别。显然,确定设防水准和目标相应的设计地震动也是我国桥梁抗震设计规范首先要解决的问题。

(2)延性和位移设计

传统的桥梁抗震设计采用强度设计方法,即使考虑到延性和位移,也是通过强度指标间接地实现。根据近20年的地震灾害人们越来越认识到了位移在桥梁结构抗震设计中的重要性,很多研究者和工程师建议在抗震设计中直接使用位移为设计参数,这样就将形成多参数抗震设计方法。在这方面,各种非弹性反应谱的研究和应用工作一直在进行。一些建筑结构抗震设计指南和准则已经引入了位移设计的概念和方法。对复杂的桥梁则引入动态时程分析方法进行验算。

(3)合理的抗震构造

桥梁结构抗震设计中的许多问题目前还不能完全通过定量化



方法加以解决。因此根据震害经验、概念设计和定性研究的结果提出构造细节方面的要求,对保证桥梁结构的抗震安全十分重要。美、欧等国家的桥梁结构抗震设计规范和准则都已十分重视这一点。我国现行的《公路工程抗震设计规范》在这方面明显不足,新编的《城市桥梁抗震设计规范》将特别注意这方面的问题。

(4) 桥梁结构基础抗震设计

历次大地震震害一再指出,基础破坏是导致桥梁结构地震破坏的主要原因之一。由于困难大,我国现行《公路工程抗震设计规范》以若干定性的条款,从工程选址方面加以考虑。今后应重视基础本身的抗震设计,特别是对于桩基础等轻型基础。这方面,美国的桥梁抗震设计规范和准则规定得比较详细,是我们应当学习之处。基于阪神地震的经验,地震后桥梁上部结构的修复和重建都比下部基础经济和省时、省力,因此桥梁基础的抗震能力的要求应比桥墩高。

(5) 规范条文的完整性和可操作性

条文的可操作性是规范制定者需要特别注意的一个问题。条文的可操作性影响到工程正确地使用规范和达到规范制定者的设计目标。若可操作性不好,则工程师不易理解和执行相应的设计规定,也就很难达到规范规定的设计目标。

参考文献

[1] Caltrans, Caltrans Seismic Design Criteria Version 1.1, July 1999.

[2] C. Rojahn, R. Mayes, D.C. Anderson, J. Clerk, J.H. Hom, R.V. Nutt and M.J. O'Rourke, Seismic Design Criteria for Bridges and Other Highway Structures, Technical Report NCEER - 97 - 0002, April



30, 1997

[3] 日本道路协会.道路桥示方书.同解说:V 耐震设计编, 1996年8月.

[4] 交通部公路规划设计院主编.《公路工程抗震设计规范》(JTJ004-89), 北京:人民交通出版社, 1990.

[5] 交通部公路规划设计院,《公路工程抗震设计规范》(JTJ004-89)条文说明, 北京:人民交通出版社, 1992.

[6] Eurocode 8(Draft) Structures In Seismic Region - Design, Part 2: Bridges.

[7] 胡聿贤著.《地震工程》, 北京:地震出版社, 1988.

[8] 蒋溥,戴丽思著,《工程地震学概论》, 北京:地震出版社, 1993.

[9] 王志强,范立础.综合影响系数的讨论,中国土木工程学会桥梁及结构工程学会第十三届年会,上海, 1998.

[10] 何度心,黄龙生,陆干文,周雍年编著.《桥梁抗震计算》, 北京:地震出版社, 1991.

[11] Vidic, T., Fajfar, P., and Fisfchinger, M., Consistent inelastic design spectra: Strength and Displacement, Earthquake Engineering and Structural Dlynamics, Vol.23, No.5, 1994, 507 - 521.

[12] Fajfur, P., Vidic, T., Consistent inelastic design spectra: Hysteretic and input energy, Earthquake Engineering and Structural Dlynamics, Vol.23, No.5, 1994, 523 - 537.

[13] 中国土木工程学会第九届年会论文集,工程安全及耐久性, 2000.5.29 ~ 6.1, 杭州, 144 ~ 144.

附录 C

1995 阪神大地震后日本桥梁抗震 研究动向及抗震设计规范的改订

C.1 引言

日本为世界地震最多的国家之一,其包括桥梁在内的结构抗震研究一直走在世界的前列。1923 年的关东大地震以来,日本的抗震工程研究取得了很大的成就,其结构抗震设计技术也达到了很高的水平。1995 年阪神大地震(正式名称为 1995 年兵库县南部地震)之前的二三十年里,日本发生的屡次大地震都极少因结构本身破坏而带来严重的人员伤亡或经济损失。因此,包括有关学者和工程技术人员在内的不少日本人都认为日本的结构抗震技术已达顶峰,日本的结构抗震安全性已基本没有大的问题。这即所谓日本抗震工程领域的“安全神话”。

然而,1995 年 1 月 17 日的阪神大地震使这一“安全神话”破灭。房屋、桥梁等结构的大量倒塌直接或间接地造成 6000 余人的死亡及巨大的经济损失。震灾之后,不少已逐渐游离了结构抗震研究领域的学者和专家,又回过头来重操旧业,日本的结构抗震研究又掀起了一个高潮。

目前我国正处在一个经济腾飞、国家大兴土木进行基本建设的时期,可以预计今后的数十年将要建设大批的公路桥、铁路桥及城市高架桥梁等。现在我国新的公路桥^[1]与铁路桥^[2]抗震设计规范正在修订之中。同时,也正在针对城市桥梁特点等制定新的抗震设



计规范^[3],其中包括跨河大桥,如斜拉桥、悬索桥等的抗震设计的要求。参考国外抗震先进国家的经验和方法,结合我国的实际,进一步完善桥梁抗震理论,建立更加经济合理的桥梁抗震设计方法,对保障人民生命财产的安全、保障国民经济的顺利发展至关重要。

本文介绍了 1995 年阪神大地震后日本桥梁抗震工程领域的主要研究动向及热点课题,并简述了日本桥梁抗震设计规范的变迁及阪神地震后规范的改订情况,旨在帮助读者对日本该研究领域有一个概括性的了解。

文中对日本规范名称的翻译,为避免混淆,在不影响文意的前提下尽量使用了日文原文汉字。所介绍的规范涉及了日本公路桥梁和铁路桥梁的抗震设计的范围。因篇幅所限,对公路桥梁规范作了重点介绍,对铁路桥梁规范仅作简述。

C.2 阪神地震后的桥梁抗震研究动向

日本阪神大地震时结构破坏的根本原因是由于发生于内陆的都市直下型地震的震源浅、释放能量大,产生的地面加速度大大超过了日本的抗震规范的设防标准,因而引起了结构的严重破坏。这次震灾给研究者们带来许多新的研究课题。纵观抗震工程发展的历史,每次引起严重灾害的大地震之后,抗震工程的理论和技术水平都要跨上一个台阶。这次阪神大地震后的情形也不例外。阪神地震后的五年中,日本桥梁抗震领域的研究热点可归结为以下几个方面:

C.2.1 有关地震荷载的研究

阪神大地震的地震力虽很大,但其发生概率却很低(约为 1000 年 1 次)。如何合理地确定地震荷载是抗震工程研究的出发



点。目前日本主要有两种观点。(1)采用概率论的方法。在结构使用寿命期间,根据发生地震的大小及概率来确定结构设计时应考虑的地震荷载。理论上讲,按这一方法确定的地震力比阪神地震的实际观测值要小。但刚发生不久的阪神大地震虽概率不高,给人们心里留下的阴影并非可以轻易抹去。实际上在修订新的抗震设计规范时,阪神地震的记录波特性还是做为主要的地震荷载之一被反映了出来。(2)第二种方法是从地震工程学的观点出发,找出有可能发生地震的活断层,建立理论模型来预测断层的规模、滑动量、至结构物建设地点的距离等,从而估算出地震发生时可能引起的地震荷载来用于设计。目前日本已调查了其本上的几乎所有主要的已知活断层的分布及特性。并对一些重要设施(如核电站等)的抗震设计采用了这种方法来确定地震荷载。但这一方法在理论上尚不十分成熟,做为一般设计法普及还有较大的困难。

C.2.2 有关桥梁系统的整体抗震性能的研究^[4]

阪神地震后,研究者们对受灾桥梁的破坏机理作了大量的调查和分析,比较同一地区受灾严重和受灾轻微或无震害的桥梁结构的特点。意识到大地震下不仅桥梁结构的组成构件本身的抗震性能很重要,而且桥梁系统整体的构成(如结构形式)和构件间的相互关系(如各部分的刚度、强度分布,以及支座和连接构件的强度等)等也至关重要。因此为提高桥梁结构在大地震作用下的抗震性能,研究者们再次着眼于研究桥梁的结构形式;局部强度、刚度的分布;结构各部分之间的连接构件(如支座、伸缩缝等)的抗震性能;上部结构-基础-地基的相互作用等。

C.2.3 有关延性抗震的研究

在考虑阪神地震级的大地震的抗震设计时,不使结构发生破



坏来保证其安全性已很困难。因此针对巨大地震的结构抗震设计思想由原来的“震而不坏”转变为“坏而不倒”。即允许强震时结构构件发生局部塑性破坏,但要求结构构件在塑性破坏后其强度不大幅度下降并仍有很强的变形能力,依靠其塑性变形来吸收地震能量,而结构整体不发生坍塌,从而避免人员的伤亡和财产的损失。局部受损的结构在震灾之后,维修加固即可恢复原先的功能。

C.2.4 桥梁空间非线性地震反应分析方法(动态时程法)的研究

各国学者在这方面的研究已有近 30 年的历史,获得不少成果。根据震害经验教训,新规范中引入对复杂结构需进行动态时程分析法的验证。日本为推动动态时程法的实际应用,重又提出在材料弹塑性参数、桩-土-结构相互作用、液化土层的影响参数、群桩基础建模、科学合理的地震动输入等问题进行深入研究。实际上各国都已开发一批“桥梁结构空间非线性地震反应分析”程序供应用。我们认为其中一个重要的环节在于科学合理反应结构支承连接上和抗震构造细节上的建模问题(缓冲挡块,伸缩缝,减震栓钉和其他减震构造建模,碰撞问题等)。

C.2.5 有关结构隔震及制振(震)研究

在想方设法提高桥梁结构的整体抗震性能、结构构件单元的强度和变形能力的同时,抗震研究的另一思路是设法减小地震力本身的作用以及尽快衰减地震作用引起的结构振动,以减低结构的负担。

隔震的概念即通过采用隔震装置(如铅芯橡胶支座)等延长结构的固有周期,使之避开地震力的卓越周期成分,达到减小地震输入能量的目的,并同时加大结构系统的阻尼以限制结构振动的位



移和变形。隔震研究在日本已有 30 年左右的历史,阪神地震的经验表明隔震设计的房屋和桥梁具有良好的抗震性能。兵库县南部地震后,采用隔震装置已是一个主要加固方法。

C.2.6 有关抗震设计理论的研究和设计方法的比较

阪神地震后的公路及铁路桥梁抗震设计规范都作了大幅度修订^[6,7]。一些研究者也把日本的规范和其他国家及地区如美国、新西兰、欧盟的规范作了比较^[8],为的是明确日本规范的相对位置和吸收他人之长。新规范中积极采用了上述几方面的研究课题的成果,一些新的设计计算方法也得到了采用。

与设计理论相关的另一研究动向是有关“性能设计”的研究。目前的设计规范都是直接要求结构整体和构件满足强度或变形等性能,以达到抗震设计要求。“性能设计”的概念是只对结构物的性能提出要求,至于如何设计来满足这一性能,则由设计者掌握。这一体系可以使行政管理部门明确责任范围;让工程技术人员充分发挥其技术水平;同时结构物的业主也有了选择性能的自由度,可根据自己的情况得到最佳的造价性能比。这一研究除工程技术的内容外,还牵扯到的行政、经济等社会因素,许多工程范畴以外的问题也尚在讨论之中。1999 年 10 月改订的铁路桥抗震设计规范已部分实现了性能设计的思想。据称,拟于 2000 年再次改订的公路桥抗震设计规范也将部分反映性能设计的思想。

C.2.7 有关断层位移引起的震害的研究

1999 年发生的土耳其 KOCAELI^[9]及我国台湾省地区^[10]大地震的震害表明,直下型地震如震源浅的话,断层将直接露出地面并产生很大的地表位移。横跨断层或在断层附近的桥梁结构会因地面位移而非振动发生破坏。这样的震害虽发生在土耳其和台湾,



但日本也有类似的地质构造,特别是台湾地震的震害引起了日本研究者的极大关注。那么,如何考虑跨越活断层的桥梁的抗震设计?以目前的抗震工程技术是否可能设计出既能抵抗断层位移引起的破坏又经济合理的桥梁?这些又成为土耳其和台湾地震后的最新研究课题。

C.3 日本桥梁抗震规范的变迁

C.3.1 日本的公路桥梁抗震设计规范的变迁^[11]

日本公路网的大规模建设始于明治维新以后。1923年发生的关东大地震使人们认识到了确保桥梁抗震安全的重要性。1926年由日本内务省土木局制定颁布了[大正15年道路构造有关细则案],这是与日本近代公路桥梁抗震设计有关的第一部规范(表C.1)。该规范规定水平地震荷载为 $0.1 \sim 0.3g$,竖向地震荷载为水平荷载的 $1/2$ 。1939年制定了[钢道路桥设计示方书案],进一步将地震荷载标准化,并考虑建桥场地的地震活动情况及场地条件的影响。进入1960年代,随着日本经济的高度成长,包括高速公路在内的公路网建设规模又进一步扩大,桥梁的抗震设计考虑范围也由以上部结构为主扩大到了兼顾基础。有关桩基础和沉箱基础的独立设计规范雏形也于60年代至70年代初期出现。1972年制定的[道路桥耐震设计指针 同解说]为第一部独立的公路桥梁抗震规范,汇总了日本几十年间桥梁抗震工程研究领域的成果。1980年日本建设省统一了桥梁设计体系,颁布了[道路桥示方书 同解说、V.耐震设计篇],即现行规范的前身。这一规范于1990年和阪神大地震后的1996年底(现行规范)分别作了两次改订。



日本公路桥设计规范变迁

表 C.1

制定·改订年	规 范 名 称
1926(大正 15 年)	「道路构造有关细则案」
1939(昭和 31 年)	「钢道路桥设计示方书(案)」
1964(昭和 39 年)	「钢道路桥设计示方书」、「钢筋混凝土道路桥设计示方书」
1980(昭和 55 年)	「道路桥示方书·同解说」V. 耐震设计篇
1990(平成 2 年)	「道路桥示方书·同解说」V. 耐震设计篇(第 1 次改订)
1996(平成 8 年)	「道路桥示方书·同解说」V. 耐震设计篇(第 2 次改订)

C.3.2 主要震害与公路桥梁抗震设计规范改订

如表 C.2 所示,纵观日本抗震设计规范的 70 余年变迁历史,每次引起桥梁严重破坏的大地震发生后,即促成一次规范的大的改订。如 1964 年新泻地震后,规范增加了考虑地基液化的设计内容和防止落梁的构造措施。1995 年的阪神大地震后,明确了动力反应分析法和保有耐力法等设计验算方法,增加了隔震设计等内容。

C.3.3 日本铁路桥梁抗震设计规范变迁

与铁路桥梁设计有关的规范的出现略早于公路桥规范,制定



于1914年(大正3年)。进入60年代,随着代表日本铁路技术最高水平的新干线的建设,规范也不断翻新(表C.3)。1979年针对铁路桥的抗震设计,特别制定了[耐震设计指针(案)]。1992年制定了新干线设计的统一规范[铁道构造物等设计标准],并引入极限状态设计法。阪神大地震后的1998年对规范作了大幅度的改订,制定了现行规范[铁道构造物设计标准 同解说 耐震设计(案)],并于1999年10月最后定稿。

主要地震的公路桥震害形态与抗震设计法改订 表 C.2

地震名 年 代	代表性震害	抗震规范的改订要点
关东地震 (1923年)	桥梁自身强度不足	1926「大正15年道路构造有关细则案」 首次规定了地震荷载 1939「昭和14年钢道路桥设计示方书案」 将地震荷载标准化
福井地震 (1948年)	基础等下部结构的强度不足	1956「昭和31年钢道路桥设计示方书」 因区划、场地条件不同对地震荷载加以修正
新潟地震 (1964年)	液化引起的下部结构的沉下,倾斜 (落梁3例)	1972年「道路桥耐震设计指针·同解说」 增加了防止落梁的构造措施 增加了地基液化判定法
宫城县冲 地震(1978 年)	支座的震害(落梁 1例)	1980「道路桥示方书·同解说 V.耐震设计 篇」 进一步明确了有关地基液化的设计法 改进了纵向钢筋切断部位的设计方法 规定了用于动力反应分析的地震输入波 增加了 RC 桥墩的变形性能的验算方法



续上表

地震名 年 代	代表性震害	抗震规范的改订要点
浦河冲地 震 (1982 年) 日本海中部地 震 (1983年)	主筋切断部破坏 液化引起的震害	1990「道路桥示方书·同解说 V.耐震设计 篇」 简化了地基液化的判定方法 简化了震度法 明确了动力反应分析验算方法 明确了 RC 桥墩的保有耐力验算法
兵库县南 部地 震 (1995年)	主筋切断部破坏 支座的破坏 桩基础的破坏 液化引起的地基 侧方流动的破坏	1996「道路桥示方书·同解说 V.耐震设计 篇」 重新确定了地震荷载 明确了震度法,保耐法,动力反应法的用 途 改良了桥墩变形能力的计算法 改良了地基液化判断法 明确了上部结构与基础的抗震强度关系 和统一设计方法 规定支座,梁的连接装置按主要结构构件 设计 增加了隔震设计方法



日本铁路桥设计规范变迁

表 C.3

制定·修改年	规 范 名 称
1914(大正 3)	钢筋混凝土桥梁设计心得
1961(昭和 36)	新干线构造物设计基准案(东海道新干线 东京~新大阪)
1966(昭和 41)	新干线建造物设计基准规定(案)(山阳新干线 新大阪~冈山)
1966(昭和 41)	新干线钢筋构造物设计要领(案)(山阳新干线 新大阪~冈山)
1972(昭和 47)	全国新干线网建造物设计标准(东北,上越新干线)
1979(昭和 54)	耐震设计指针(案)
1990(平成 2)	新干线建造物设计标准(案)(北陆新干线 高崎~轻井泽)
1992(平成 4)	铁道构造物等设计标准(极限状态设计法)
1996(平成 8 年)	关于目前铁道新建构造物的耐震设计参考资料
1998(平成 10)	铁道构造物等设计标准 同解说 耐震设计(案)

C.4 阪神地震后改订的日本新规范的主要内容

C.4.1 桥梁抗震规范改订的背景

阪神大地震发生后,做为应急措施,日本建设省于 1995 年 2 月 27 日制定了[兵库县南部地震被害道路桥的复旧标准(案)]^[12],日本运输省也于 1995 年 7 月制定了[有关新设铁道构造



物的耐震设计的临时措施]和[即存铁道构造物的耐震补强紧急措施]等^[13,14],做为震后的修复、加固和新建桥梁等的临时依据。日本国土厅于1995年7月公布了[确保构造物设施耐震性能的基本思想]^[15]做为政府的指导方针。日本土木学会也于1995年3月成立了“耐震基准等基本问题研究委员会”,1995年5月23日发表了[有关土木构造物的耐震基准等的提言](称为第1次提言)^[16],1996年1月10日发表了[有关土木构造物耐震补强的第2次提言]^[17],以做为学术界的见解。

新的公路桥、铁路桥的抗震设计规范改订,是在上述的政府部门、行政部门、学术界的有关方针和见解的指导下进行的。

C.4.2 公路桥梁抗震设计规范(1996年12月改订)^[6]

1996年12月制定的规范-[道路桥示方书 同解说、V.耐震设计篇](以下简称为[新道示])的主要改订内容如表2所示。其基本方针和改订要点介绍如下:

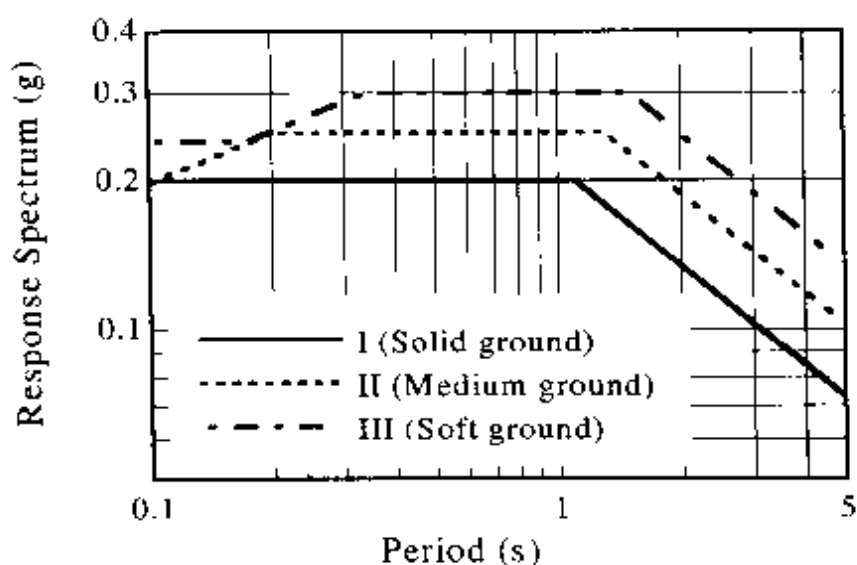
(1)基本方针^[18]

重要度与要求抗震性能 桥梁的抗震设计以确保针对桥梁的重要度而要求的抗震性能为目的。桥梁的重要度分A、B两类,如表C.4所示。A类为一般重要桥梁,B类为特别重要桥梁。在地震荷载作用下,因重要度不同而对桥梁提出不同程度的要求抗震性能。特别重要的B类桥的要求抗震性能要高于A类(表C.5)。

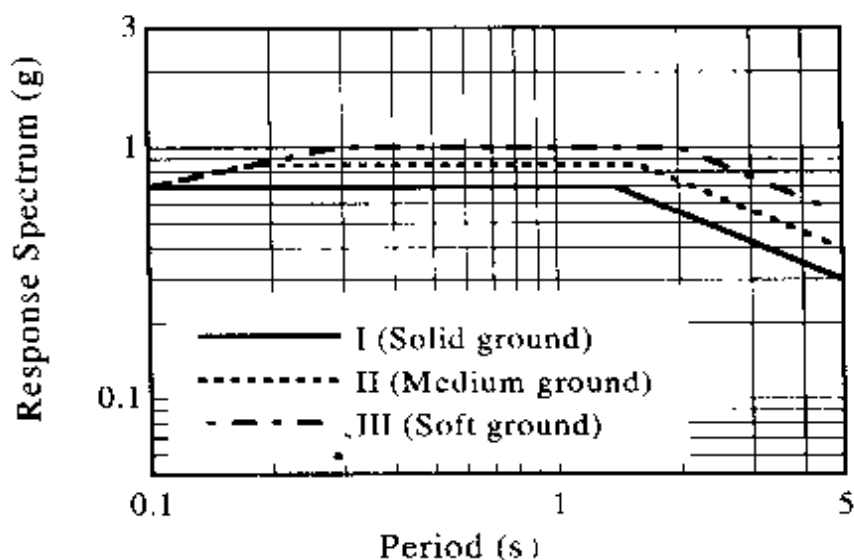
地震荷载 所考虑的地震荷载分2级3类(表C.6)。第一级(Level 1,仅一类)为桥梁使用寿命期间发生概率较大的地震,新规范规定最大水平反应加速度为 $0.3g$ (g 为重力加速度)(图C.1a)。第二级(Level 2)分为两类。第一类(Type 1)为发生于大陆板块边缘的地震(称为板块边界型地震,如1923年发生的关东大地震)。第二类(Type 2)为发生在板块内部断层的都市直下型地震(称为



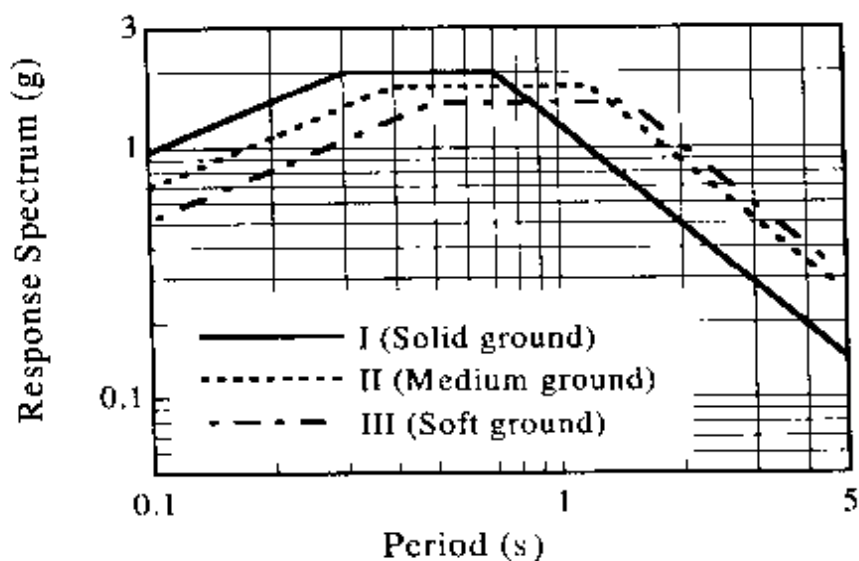
内陆直下型地震,如 1995 年的阪神大地震)。这两类地震的强度和频谱特性有所不同,新规范中前者最大 $1.0g$ (图 C.1b)),后者最大 $2.0g$ (图 C.1c))。



(a) Level 1



(b) Level 2 / Type 1



(c) Level 2 / Type 2

图 C.1 公路桥抗震设计反应谱($h = 5\%$)

公路桥梁的重要度

表 C.4

公路种类 \ 构造、机能	多断面、跨公路、跨铁路桥梁地区防灾重要道路桥	左记之外的桥梁
高速公路、城市区域内高速公路 本州四国连络道、国家级公路	特别重要 (B类)	特别重要 (B类)
都道府县道,市町村道(地方公路)	特别重要 (B类)	一般重要 (A类)

要求抗震性能

表 C.5

重要度	地震荷载	要求抗震性能	抗震设计原理
特别重要 (B类)	Type1: 如:关东大地震(1923)	微损	通过调整极限状态的安全系数和容许变形量来控制损伤程度
一般重要 (A类)	Type2: 如:兵库县南部地震(1995)	无致命损伤	



地震荷载

表 C.6

地震荷载		桥的抗震性能		设计验算法	
		一般(A类)	重要(B类)	静力方法	动力方法
Level 1 使用期间发生概率高的地震		无损		震度法	时程法 反应谱法
Level 2 使用期间发生概率小但强度很大的地震	Type 1 板块边界型(关东大地震) Type 2 内陆直下型(阪神大地震)	无致命性损伤	微损	地震时保有水平耐力法	

设计方法 用于抗震设计和验算的方法主要有3种。(1)震度法:为弹性静力计算法。将水平地震反应加速度乘以结构的相应有效质量,做为抗震设计的水平荷载。该方法用于第一级地震荷载下的弹性设计。(2)地震时保有水平耐力法(简称保耐法):亦为一种静力法。考虑结构的弹塑性变形能力,用能量一定准则折算出等效的弹性强度。地震荷载的考虑方式与震度法相同,但用于第二级地震荷载下的设计和验算。该方法多用于单墩桥等结构形式简单的桥梁的抗震设计。(3)动力反应分析法:以动态时程分析为主的动力方法。主要用于震度法和保耐法的设计结果的弹性和弹塑性验算。对于复杂结构也直接用于设计。

整体抗震性能 对于场地条件或结构形式较为复杂的桥梁,新规范要求要特别考虑桥梁系统整体的抗震性能。支座、防止落梁装置也作为主要结构构件来设计。

(2)桥梁复杂程度与抗震设计、验算法的关系

以上介绍的三种设计验算方法因桥梁的复杂程度不同而选择使用(表 C.7)。对于结构形式较为简单的桥梁(如单墩高架桥等



可以简化为单自由度体系的桥梁)主要采用震度法和保耐法来分别针对第一级和第二级地震荷载进行设计。日本的大部分桥梁属于这一类。如桥梁形式较为复杂,但仍适用于静力法的假设,则抗震设计仍使用震度法和保耐法,但要求设计结果要用动力反应分析方法加以验算,如有问题再对设计加以修改。对于斜拉桥、吊桥、拱桥等结构形式较为复杂且已不适于静力方法假定条件的桥梁,[新道示]要求以动力反应分析法直接进行设计,在确定初期断面大小及配筋等时可以震度法和保耐法做为参考。

桥梁的复杂程度与设计、验算法 表 C.7

桥的动力反应特性 抗震设计法		简 单	复 杂	
			适用于静力法	不适用于静力法
静力 解析	震度法	○	○	△(断面设计)
	保有水平耐力法	○	○	△(断面设计)
动力分析		—	○(验算)	○(设计)
适用桥例		右记以外的桥	长周期、高桥墩桥、隔震桥	斜拉桥、吊桥上承式、中承式拱桥

△确定构架断面时做为参考方法使用。

(3)上部结构和基础的同步设计

改订前的规范只要求对上部结构(桥墩等)和基础单独进行设计,分别满足所要求的抗震性能即可。但[新道示]明确了桥墩和桩基础的抗震强度的关系,原则要求桥墩的抗震强度要低于桩基础,以保证大地震时上部结构先于桩基发生塑性破坏,减轻上部结构的惯性力对桩基带来的负荷。这一考虑主要基于阪神大地震的震灾经验。地震后对桥梁上部结构的修复和重建,无论从金钱上



和时间上都要小于基础。为确保满足以上设计要求,[新道示]要求要对上部结构和基础进行同步设计。据从事设计的工程人员反映,这一要求使实际设计的业务量增加不少。

(4) 隔震设计

[新道示]新增加了隔震桥梁的有关设计规定。但在规定上仍偏于保守。和普通桥梁相比,在设计隔震桥时,桥墩的变形性能将被减小一半,且因长周期化带来的地震荷载的递减不能低于 $0.4g$ (Level 2)。这样规定主要是考虑隔震桥梁因隔震支座产生较大的位移,如和一般桥梁一样也允许桥墩有较大的塑性变形的话,整个桥梁体系将不够稳定。因此,对桥墩的变形量给予了限制,并给地震荷载的递减定了下限。目前,按现行的规范进行隔震设计,往往得不到更经济的设计结果。反过来讲,只是相当于把桥梁的设计抗震性能提高了。这也是对[新道示]争论较大的问题之一。

C.4.3 日本的铁路桥梁抗震设计规范(1999年10月改订)^[7,19-21]

日本的新干线及一般铁路桥在阪神大地震时也遭到了很大的破坏。破坏原因主要是:(1)阪神地震的最大加速度大大超过了旧抗震规范的地震荷载。(2)桥墩的抗剪强度低于抗弯强度,发生了脆性的剪切破坏,而导致落梁。(3)场地条件的影响造成了上部结构的破坏。

铁路桥梁抗震规范[铁道构造物等设计标准 同解说,耐震设计]完成于1999年10月,比公路桥规范的改订大约晚了近3年,所以有更多的时间将一些问题考虑得更加细致。铁路桥规范在抗震设计思想上与公路桥规范相似,地震荷载分2级3类,第1级用于弹性设计,第2级用于弹塑性设计。但在一些具体方法上采用了更加明确直接的手法,使其设计思想得到了更直接的反映。



铁路桥抗震设计时所考虑的结构单元包括了上部结构、基础和场地,地震荷载也直接考虑作用于覆盖层下的岩盘的地震输入波,对结构和基础进行统一的设计。设计和验算手法原则上要求采用弹性或弹塑性的动力反应时程方法。对于形式比较简单的结构,提出了弹塑性反应谱的简化方法。在评价结构的抗震性能时,借鉴了极限状态设计法的概念。先对结构的构件的损伤状态(共分为4级)和基础安定状态(共分为3级)进行评价,再由各构件的损伤程度和整体的安定程度评估结构整体的抗震性能(分为3级),检验其是否满足要求。

以上方法以前在论证一些重要结构的抗震性能时有所采用,但因对有关理论和分析程序等要求较高,在一般设计中采用还比较困难。新的铁路桥抗震规范将有关理论和方法作了进一步的明确、整理和简化,使之成为一般桥梁抗震设计工作者也容易掌握。在推出了新规范的同时,相应的教育普及工作和辅助的计算程序的编制也在进行之中。

参考文献

[1] 中国交通部.公路工程抗震设计规范(JTI004-89).北京:人民交通出版社,1990年。

[2] 中国铁道部.铁路工程抗震设计规范(GBJ111-87).北京:中国计划出版社,1989年。

[3] 范立础.桥梁抗震.上海:同济大学出版社,1997年。

[4] 日本土木学会土木技术推进机构.科学技术振兴调整费[关于构造物破坏过程的解明及提高生活基盘的抗震防灾性能的研究],地震防灾与破坏机理 Newsletter, No. 1, 1999. 10. (日文)

[5] Housner, G. W., et. Al.: Structural Control: Past, Present,



and Future, ASCE J of Eng. Mech., Vol.123, No.9, 1997.

[6] 日本道路协会.道路桥示方书 同解说, V 耐震设计篇, 1996.(日文)

[7] 日本铁道技术综合研究所.铁道构造物等设计标准 同解说,耐震设计(案),1998.(日文)

[8] TANABE, T., Comparative Performances of Seismic Design Codes for Concrete Structures, 1999, Elsevier.

[9] JSCE, Report on The 1999 Kocaeli Earthquake, Turkey, 1999.

[10] JSCE, Report on The 1999 Jiji Earthquake, Taiwan, 1999.

[11] 日本土木学会混凝土委员会,平成8年(1996年)混凝土标准示方书(耐震设计篇)改订资料,1996.(日文)

[12] 日本建设省兵库县南部地震道路桥震灾对策委员会.兵库县南部地震被害道路桥的复旧标准(案),1995.

[13] 日本运输省铁道设施耐震构造研究委员会.有关新设铁道构造物的耐震设计的临时措施、既存铁道构造物的耐震补强紧急措施,1995.(日文)

[14] 日本铁道技术综合研究所:关于目前新建铁道构造物的耐震设计参考资料,1996.3.(日文)

[15] 日本中央防灾会议:确保构造物设施耐震性能的基本思想,1995.(日文)

[16] 日本土木学会耐震基准等基本问题研究委员会有关土木构造物的耐震基准等的提言(第1次提言),1995.(日文)

[17] 日本土木学会耐震基准等基本问题研究委员会.有关土木构造物耐震补强的第2次提言,1996.(日文)

[18] 日本建设省土木研究所.[平成8年(1996年)道路桥示方书 V 耐震设计篇]改订概要,1996.(日文)

[19] 王海波.新耐震设计法的地震动, Railway Research Re-



view, No.6, 1999 年, 日本铁道综合技术研究所.(日文)

[20] 西村昭彦.新耐震设计法的制定背景, Railway Research Review, No.6, 1999 年, 日本铁道综合技术研究所.(日文)

[21] 西村昭彦、村田清满/新耐震设计法的概要, Railway Research Review, No.6, 1999 年, 日本铁道综合技术研究所.(日文)



view, No.6, 1999 年, 日本铁道综合技术研究所.(日文)

[20] 西村昭彦.新耐震设计法的制定背景, Railway Research Review, No.6, 1999 年, 日本铁道综合技术研究所.(日文)

[21] 西村昭彦、村田清满/新耐震设计法的概要, Railway Research Review, No.6, 1999 年, 日本铁道综合技术研究所.(日文)