

摘 要

钢管混凝土作为一种新的组合材料,具有承载力高、塑性和韧性好、施工方便等特点,而钢管混凝土结构在桥梁上的应用,同时解决了拱桥高强度材料应用和施工两大难题。因而自 1990 年我国第一座钢管混凝土拱桥——四川旺苍大桥的建成,钢管混凝土拱桥在我国发展迅速,跨径不断突破,型式不断创新,表现出强大的生命力和发展前景。然而作为一种应用新材料的桥型,钢管混凝土拱桥的理论研究还相对滞后,特别是在钢管混凝土拱桥的动力性能和抗震性能研究方面更显薄弱。本文基于“钢管混凝土统一理论”提出钢管混凝土拱桥的地震响应分析方法,并且针对目前钢管混凝土拱桥的地震反应分析基本上是针对结构处于弹性状态进行的,编制了三维弹塑性地震反应分析程序,建立了钢管混凝土梁柱单元,可以对钢管混凝土拱桥进行弹塑性地震响应分析,全文内容主要分为四个部分:

1. 介绍钢管混凝土统一理论:钢管混凝土统一理论认为钢管混凝土构件性能随着物理参数、几何参数、应力状态和截面形式的改变而变化,变化是连续的、相关的和统一的。因此可以把钢管混凝土视为一种组合材料,根据理论分析得到的组合材料指标,按构件整体的集合特性,进行构件的相关力学计算。
2. 以一座净跨为 46 m、净矢跨比为 1/3 的钢管混凝土中承式肋拱为算例比较了双单元法、换算截面法和基于“统一理论”的分析方法在结构处于弹性状态的分析结果,发现三种方法分析结果差异不大。
3. 基于“统一理论”,编制了三维弹塑性地震反应分析程序,运用集中塑性铰模型建立了钢管混凝土梁柱单元。
4. 运用该程序对上述算例进行弹塑性地震反应分析,发现地震波加速度时程提高到足够大,结构进入塑性状态时首先发生屈服的不是拱脚,而是拱肋上的立柱单元,这是结构工程师在进行设计计算时应该注意的。

关键词: 钢管混凝土拱桥, 钢管混凝土统一理论, 集中塑性铰模型, 地震响应分析

Abstract

As a new kind of composite material, Concrete-Filled-Tube has many advantages, such as load bearing capacity, good plastic behavior and ductility, convenient construction. CFT arch bridges make application of high strength material in arch bridge doable and simplify construction. Since the first CFT bridge in China, Wangchang Bridge in Sichuan, was built in 1990, CFT bridges have developed very fast, and the breakthrough in spans and innovation in structures of CFT bridges show us strong life-force and prosperous vistas. For it is a kind of new material, theory research in CFT bridges is relatively behindhand, especially in dynamics property analysis and seismic response analysis. Based on "Concrete-Filled-Tube Unified Theory", the seismic response analysis method of CFT bridges is introduced in this research. Recent seismic response analysis of CFT bridges is always only for the structure in elastic state, so three dimensional elasto-plastic seismic response analysis computer program is developed in this research. The concrete-filled-tube beam-column element is introduced, so it is feasible for the elasto-plastic seismic response analysis of CFT bridges. The major work in this research is described as follows:

1. Introduction of Concrete-Filled-Tube Unified Theory: the property of the CFT member changes with physical parameter, geometric parameter, stress state and cross-section shape, and the changes are continuous, correlative and unified. So CFT could be regarded as a new kind of composite material. The mechanics property of structural members could be analyzed according to the property of this composite material.
2. Double-element method, effective section method and the unified theory method are used to analyze the elastic seismic response of a deck-through CFT bridge, which is 46m clear span, 1/3 clear ratio of rise to span. And minor difference is found.
3. Based on unified theory, a three dimensional elasto-plastic seismic response analysis computer program is introduced, which includes a concrete-filled-tube beam-column element.
4. The unified theory method is used to analyze the elasto-plastic seismic response of the same example, and it is found that when the acceleration increased enough, first yielding is not in arch springer, but in the column on the arch. And attention should be paid on this point.

Keywords: concrete-filled-tube arch bridge, concrete-filled-tube unified theory, concentrated plastic hinge model, seismic response analysis

致 谢

在论文结稿的此时，心中有一种难以言语的情感在流动，非常感激曾经在两年半学习生活过程中给予过我帮助和提携的人们，也正是你们的关心和爱护，让我一直积极努力地向自己的人生目标奋斗，而论文的顺利完成更是与你们的帮助分不开，在此向你们表示深深的谢意。

三年前导师胡世德教授将我领进了桥梁抗震研究领域，在学习和研究工作中，她的悉心指导和鼓励，使我能够勇敢积极地朝着目标努力。在生活中，导师的言传身教让我学到了许多做人的道理。在她身上我所学到的严谨、求实、创新的学术思想和积极向上的人生态度将一直指引着我在今后人生旅途上的奋斗。谨向我的导师表示衷心的感谢之情。

感谢王君杰教授在我做论文期间对我的指导和王志强老师在学习过程中对我的帮助。在向他们的求教过程中，我开阔了视野，明确了思路。论文的进展与他们的帮助是密不可分的，再次向他们致以诚挚的谢意。

在范立础院士领导下的桥梁抗震学科组是一个充满朝气和积极进取的集体，我有幸成为其中的一员，感受到李建中教授、袁万城研究员、魏红一副教授和叶爱君副教授的关心，在此表示感谢。

感谢李国平教授和福州大学的陈宝春教授给予本人的帮助。

在这一阶段的学习和生活中我还得到了许多同学和朋友的关心和帮助，他们是徐艳、聂利英、伍小平、毕桂平、周岑、阎兴飞、刘洪兵；张宁勇、杨澄宇、周羽中、张晨南、钱铨等，在此表示感谢。感谢胡晓红和马如进同学七年以来对我的帮助。

序言

近几十年来,随着钢管混凝土工程实际应用的增多,国内外对钢管混凝土理论的研究也日益深入。钢管混凝土是由混凝土填入薄壁圆钢管而形成的组合结构材料。其基本原理有两方面:一是借助内填混凝土增强钢管壁的稳定;二是借助钢管对混凝土的套箍约束作用,使核心混凝土处于三向受压状态,从而增强混凝土的抗压强度和变形能力。

拱桥的拱肋是轴心受压或小偏心受压构件,钢管内充填混凝土作为拱肋可充分发挥钢管混凝土构件的长处和特性。由于钢管混凝土拱桥具有以下优点:跨径适应能力强;承载能力大、施工快捷;地基适应能力强,可以设计成有推力的钢管混凝土拱桥,也可以设计成无推力的系杆拱;振动小,建设和养护费用低,适合中国的经济水平;因而钢管混凝土拱桥在我国公路和城市桥梁中,发展非常迅速,自80年代末开始到1999年,全国已建和在建的钢管混凝土拱桥已超过了100座(不完全统计),并且在我国的西南、华南等强震区分布也很广。

将钢管混凝土应用于拱桥,由于钢管混凝土发挥材料和施工作用的侧重点有所不同,因而产生两大方向。其中第一类为钢管内填混凝土,即钢管表皮外露,与核心混凝土共同作为结构的主要受力组成部分,同时也作为施工时的劲性骨架,设计以前者控制,称之为钢管混凝土拱桥。第二类是将钢管内填外包混凝土,钢管表皮不外露,钢管主要作为施工的劲性骨架,先内灌混凝土成钢管混凝土后再挂模板外包混凝土形成断面,钢管材料参与建成后的受力,但不是以使用阶段为控制,而是以施工荷载为控制,称之为钢管混凝土劲性骨架拱桥或钢筋混凝土拱桥^[1]。

一. 钢管混凝土拱桥的研究概况

目前钢管混凝土拱桥的研究工作主要是集中在以下几个方面:

1. 结构受力分析方面

主要集中在研究讨论温度效应、混凝土徐变收缩效应对截面应力重分布和结构内力重分布的影响。

武汉交通科技大学的何雄君基于结构理论,建立了钢管混凝土组合材料温度自应力及超静定结构温度位移、内力及应力的计算公式,为钢管混凝土拱桥的温度分析提供了理论依据,但文中未对温度荷载分布的具体形式作出定义^[2]。

福州大学的陈宝春教授通过试验与计算对钢管混凝土拱桥温度内力计算中温度变化取

序言

近几十年来,随着钢管混凝土工程实际应用的增多,国内外对钢管混凝土理论的研究也日益深入。钢管混凝土是由混凝土填入薄壁圆钢管而形成的组合结构材料。其基本原理有两方面:一是借助内填混凝土增强钢管壁的稳定;二是借助钢管对混凝土的套箍约束作用,使核心混凝土处于三向受压状态,从而增强混凝土的抗压强度和变形能力。

拱桥的拱肋是轴心受压或小偏心受压构件,钢管内充填混凝土作为拱肋可充分发挥钢管混凝土构件的长处和特性。由于钢管混凝土拱桥具有以下优点:跨径适应能力强;承载能力大、施工快捷;地基适应能力强,可以设计成有推力的钢管混凝土拱桥,也可以设计成无推力的系杆拱;振动小,建设和养护费用低,适合中国的经济水平;因而钢管混凝土拱桥在我国公路和城市桥梁中,发展非常迅速,自80年代末开始到1999年,全国已建和在建的钢管混凝土拱桥已超过了100座(不完全统计),并且在我国的西南、华南等强震区分布也很广。

将钢管混凝土应用于拱桥,由于钢管混凝土发挥材料和施工作用的侧重点有所不同,因而产生两大方向。其中第一类为钢管内填混凝土,即钢管表皮外露,与核心混凝土共同作为结构的主要受力组成部分,同时也作为施工时的劲性骨架,设计以前者控制,称之为钢管混凝土拱桥。第二类是将钢管内填外包混凝土,钢管表皮不外露,钢管主要作为施工的劲性骨架,先内灌混凝土成钢管混凝土后再挂模板外包混凝土形成断面,钢管材料参与建成后的受力,但不是以使用阶段为控制,而是以施工荷载为控制,称之为钢管混凝土劲性骨架拱桥或钢筋混凝土拱桥^[1]。

一. 钢管混凝土拱桥的研究概况

目前钢管混凝土拱桥的研究工作主要是集中在以下几个方面:

1. 结构受力分析方面

主要集中在研究讨论温度效应、混凝土徐变收缩效应对截面应力重分布和结构内力重分布的影响。

武汉交通科技大学的何雄君基于结构理论,建立了钢管混凝土组合材料温度自应力及超静定结构温度位移、内力及应力的计算公式,为钢管混凝土拱桥的温度分析提供了理论依据,但文中未对温度荷载分布的具体形式作出定义^[2]。

福州大学的陈宝春教授通过试验与计算对钢管混凝土拱桥温度内力计算中温度变化取

值的问题进行了分析，认为钢管混凝土拱桥不能以空钢管的合拢温度作为结构温度内力计算的基准温度，而应该采用考虑管径大小、水灰比、空钢管合拢温度等因素的计算合拢温度，而年温度取钢筋混凝土结构计算中采用的月平均温度偏小，取钢结构计算中采用的极值温度则太高，取日平均温度较为合适^[5]。

在亚鲁沙大桥（主跨为 76m+360m+76m 的三跨连续自锚中承式钢管混凝土拱桥）的计算中设计者们发现考虑钢管内混凝土收缩徐变的影响后截面内钢分担的内力增加，混凝土分担的内力减少，其中对弯矩的影响大于对轴力的影响^[4]。

广西大学的谢肖礼采用混凝土徐变理论及有限单元法，对南宁永和大桥（单跨为 338m 的下承式钢管混凝土拱桥）进行了研究，认为由徐变产生的截面应力重分布非常显著（混凝土松弛后其应力减小，钢管的应力显著增加），如与外荷载作用下的应力相叠加，则可能会恶化结构构件的工作性能^[5]。

同济大学的李国平教授对钢——混凝土组合桥梁的混凝土徐变收缩分析方法进行了讨论，并将其运用于钢管混凝土拱桥进行了计算。认为：从结构与构造方面来看，钢——混凝土组合桥梁混凝土徐变、收缩的影响，不仅与构件截面含钢量有关，而且与结构体系、施工方法等因素有关；作者根据算例得出结论，认为随着构件截面含钢量的增加，构件混凝土截面部分所承担内力卸载的百分比越高，但钢与混凝土组合截面所承担的内力的卸载减缓，钢与混凝土截面之间发生了内力重分布；对于一些轴向压力较高的混凝土拱肋，可以通过增加截面含钢量的方式，降低混凝土截面所承担的压力，从而减少拱肋徐变、收缩对结构整体受力与变形的影响^[6]。

目前钢管混凝土拱桥的设计计算中，因温度、混凝土徐变收缩产生的内力的计算方法采用与钢筋混凝土拱桥相同的计算方法，这是一个值得商榷的问题。

2. 钢管混凝土拱桥的极限承载力的讨论

针对钢管混凝土拱桥进行了相当多的成桥静载试验（福建闽清龙潭溪大桥的静载测试、福建安溪铭选大桥静载测试、福州解放大桥静载试验、福建群益大桥静载测试等）和一些室内模型试验（黑龙江依兰牡丹江大桥模型试验、万县长江大桥模型试验等），试验结果都表明钢管混凝土拱桥在使用阶段结构基本处于弹性阶段。

极限承载力指结构破坏时的承载力，对于压杆来说根据破坏性质可分为强度极限承载力和稳定承载力。目前进行受力全过程和极限承载力的试验还较少，福州大学开展了此方面的部分工作，但也仅限于单圆管拱肋。试验研究表明，钢管混凝土拱肋具有较好的弹塑性工作性能，与钢筋混凝土拱桥相比其弹性、塑性、延性均较好。同时还反应出钢管混凝土拱桥的受力性能更接近于钢拱桥的受力性能。认为钢管混凝土拱肋的极限承载力应该考虑材料非线性和几何非线性，是极值点失稳的极限承载力。因此研究的关键是极值点稳定问题的研究^[1]。

华南理工大学的颜全胜讨论了几何非线性对钢管混凝土系杆拱桥的各施工阶段的极限承载力的影响，但文中并没有考虑钢管对混凝土的约束效应对结果产生的影响^[7]。福州大

值的问题进行了分析,认为钢管混凝土拱桥不能以空钢管的合拢温度作为结构温度内力计算的基准温度,而应该采用考虑管径大小、水灰比、空钢管合拢温度等因素的计算合拢温度,而年温度取钢筋混凝土结构计算中采用的月平均温度偏小,取钢结构计算中采用的极值温度则太高,取日平均温度较为合适^[3]。

在亚髻沙大桥(主跨为76m+360m+76m的三跨连续自锚中承式钢管混凝土拱桥)的计算中设计者们发现考虑钢管内混凝土收缩徐变的影响后截面内钢分担的内力增加,混凝土分担的内力减少,其中对弯矩的影响大于对轴力的影响^[4]。

广西大学的谢肖礼采用混凝土徐变理论及有限单元法,对南宁永和大桥(单跨为338m的下承式钢管混凝土桁拱)进行了研究,认为由徐变产生的截面应力重分布非常显著(混凝土松弛后其应力减小,钢管的应力显著增加),如与外荷载作用下的应力相叠加,则可能会恶化结构构件的工作性能^[5]。

同济大学的李国平教授对钢——混凝土组合桥梁的混凝土徐变收缩分析方法进行了讨论,并将其运用于钢管混凝土拱桥进行了计算。认为:从结构与构造方面来看,钢——混凝土组合桥梁混凝土徐变、收缩的影响,不仅与构件截面含钢量有关,而且与结构体系、施工方法等因素有关;作者根据算例得出结论,认为随着构件截面含钢量的增加,构件混凝土截面部分所承担内力卸载的百分比越高,但钢与混凝土组合截面所承担的内力的卸载减缓,钢与混凝土截面之间发生了内力重分布;对于一些轴向压力较高的混凝土拱肋,可以通过增加截面含钢量的方式,降低混凝土截面所承担的压力,从而减少拱肋徐变、收缩对结构整体受力与变形的影响^[6]。

目前钢管混凝土拱桥的设计计算中,因温度、混凝土徐变收缩产生的内力的计算方法采用与钢筋混凝土拱桥相同的计算方法,这是一个值得商榷的问题。

2. 钢管混凝土拱桥的极限承载力的讨论

针对钢管混凝土拱桥进行了相当多的成桥静载试验(福建闽清石潭溪大桥的静载测试、福建安溪铭选大桥静载测试、福州解放大桥静载测试、福建群益大桥静载测试等)和一些室内模型试验(黑龙江依兰牡丹江大桥模型试验、万县长江大桥模型试验等),试验结果都表明钢管混凝土拱桥在使用阶段结构基本处于弹性阶段。

极限承载力指结构破坏时的承载力,对于压杆来说根据破坏性质可分为强度极限承载力和稳定承载力。目前进行受力全过程和极限承载力的试验还较少,福州大学开展了此方面的部分工作,但也仅限于单圆管拱肋。试验研究表明,钢管混凝土拱肋具有较好的弹塑性工作性能,与钢筋混凝土拱桥相比其弹性、塑性、延性均较好。同时还反应出钢管混凝土拱桥的受力性能更接近于钢拱桥的受力性能。认为钢管混凝土拱肋的极限承载力应该考虑材料非线性和几何非线性,是极值点失稳的极限承载力。因此研究的关键是极值点稳定问题的研究^[1]。

华南理工大学的颜全胜讨论了几何非线性对钢管混凝土系杆拱桥的各施工阶段的极限承载力的影响,但文中并没有考虑钢管对混凝土的约束效应对结果产生的影响^[7]。福州大

学的吴尚杰把钢管混凝土作为一种组合材料，将混凝土三向受力的特性直接反映在本构关系中，利用非线性几何方程和总势能驻值条件，导得空间梁单元刚度方程，得到稳定方程的特征方程，求得侧向稳定临界荷载^[8]。

重庆交通学院的涂凌针对目前钢管混凝土拱桥的迅速发展而其承载力计算方法却相对滞后的情况，对现行使用的三本钢管混凝土结构设计规程进行了分析比较，认为 1989 年建材工业局、1990 年建设部标准化协会和 1998 年电力部指定的针对钢管混凝土结构的设计规程中，前两种属承载力叠加法，即钢管和混凝土的承载力相叠加，并引入系数考虑钢管的紧箍效应，属半理论半经验公式；而电力部是采用钟善桐提出的“统一理论”，即把钢管混凝土视为一种组合材料，根据理论分析得到组合材料指标，按构件整体的集合特性，进行构件的承载力计算。这种组合指标设计法概念清晰、计算简便和结果准确。因此建议钢管混凝土拱桥依据组合指标设计法，引入公路桥梁结构的可靠度体系，进行承载力的计算^[9]。

3. 局部应力分析

目前钢管混凝土拱桥的局部应力分析主要集中在拱梁墩结合处的局部应力分析，如成都青龙场立交桥端结点的混凝土模型试验，深圳北站大桥拱墩固结点的光弹模型试验，浙江省乌市宾王大桥端结点的光弹性试验等。此外桁拱钢管节点的应力集中问题现也引起了有关学者的注意。

二. 本课题的意义

从以上的介绍中可以发现目前钢管混凝土拱桥静力方面的研究工作开展得比较广泛，并且也在不断深入，相对而言动力性能方面的研究就显得比较薄弱。特别是随着钢管混凝土拱桥的迅速发展，钢管混凝土拱桥在我国西南、西北、华南等强震区的分布也十分广泛，而目前钢管混凝土拱桥的地震响应分析基本上都是局限于结构处于弹性状态时进行的，且分析时一般都是套用钢筋混凝土构件的换算截面法，并没有针对地反映钢管混凝土构件本身的特点。至于结构进入塑性状态的地震响应分析几乎未曾见有关文献介绍。因此，进行钢管混凝土拱桥的抗震性能研究实属必要，对推动该结构的技术发展和工程应用是具有重要意义。本文将基于“钢管混凝土统一理论”提出钢管混凝土拱桥的地震响应分析方法，并编制了三维弹塑性地震反应分析程序，可以对钢管混凝土拱桥进行弹塑性地震响应分析，主要将分为以下六部分内容开展：

第一章、概述

第二章、钢管混凝土统一理论

第三章、钢管混凝土拱桥的地震响应分析方法的探讨

第四章、钢管混凝土拱桥的三维弹塑性地震反应分析程序

第五章、钢管混凝土拱桥非线性地震反应分析算例

学的吴尚杰把钢管混凝土作为一种组合材料，将混凝土三向受力的特性直接反映在本构关系中，利用非线性几何方程和总势能驻值条件，导得空间梁单元刚度方程，得到稳定方程的特征方程，求得侧向稳定临界荷载^[8]。

重庆交通学院的涂凌针对目前钢管混凝土拱桥的迅速发展而其承载力计算方法却相对滞后的情况，对现行使用的三本钢管混凝土结构设计规程进行了分析比较，认为 1989 年建材工业局、1990 年建设部标准化协会和 1998 年电力部指定的针对钢管混凝土结构的设计规程中，前两种属承载力叠加法，即钢管和混凝土的承载力相叠加，并引入系数考虑钢管的紧箍效应，属半理论半经验公式；而电力部是采用钟善桐提出的“统一理论”，即把钢管混凝土视为一种组合材料，根据理论分析得到组合材料指标，按构件整体的集合特性，进行构件的承载力计算。这种组合指标设计法概念清晰、计算简便和结果准确。因此建议钢管混凝土拱桥依据组合指标设计法，引入公路桥梁结构的可靠度体系，进行承载力的计算^[9]。

3. 局部应力分析

目前钢管混凝土拱桥的局部应力分析主要集中在拱梁墩结合处的局部应力分析，如成都青龙场立交桥端结点的混凝土模型试验，深圳北站大桥拱墩固结点的光弹模型试验，浙江省乌市宾王大桥端结点的光弹性试验等。此外桁拱钢管节点的应力集中问题现也引起了有关学者的注意。

二. 本课题的意义

从以上的介绍中可以发现目前钢管混凝土拱桥静力方面的研究工作开展得比较广泛，并且也在不断深入，相对而言动力性能方面的研究就显得比较薄弱。特别是随着钢管混凝土拱桥的迅速发展，钢管混凝土拱桥在我国西南、西北、华南等强震区的分布也十分广泛，而目前钢管混凝土拱桥的地震响应分析基本上都是局限于结构处于弹性状态时进行的，且分析时一般都是套用钢筋混凝土构件的换算截面法，并没有针对地反映钢管混凝土构件本身的特点。至于结构进入塑性状态的地震响应分析几乎未曾见有关文献介绍。因此，进行钢管混凝土拱桥的抗震性能研究实属必要，对推动该结构的技术发展和工程应用是具有重要意义。本文将基于“钢管混凝土统一理论”提出钢管混凝土拱桥的地震响应分析方法，并编制了三维弹塑性地震反应分析程序，可以对钢管混凝土拱桥进行弹塑性地震响应分析，主要将分为以下六部分内容开展：

第一章、概述

第二章、钢管混凝土统一理论

第三章、钢管混凝土拱桥的地震响应分析方法的探讨

第四章、钢管混凝土拱桥的三维弹塑性地震反应分析程序

第五章、钢管混凝土拱桥非线性地震反应分析算例

学的吴尚杰把钢管混凝土作为一种组合材料，将混凝土三向受力的特性直接反映在本构关系中，利用非线性几何方程和总势能驻值条件，求得空间梁单元刚度方程，得到稳定方程的特征方程，求得侧向稳定临界荷载^[8]。

重庆交通学院的涂凌针对目前钢管混凝土拱桥的迅速发展而其承载力计算方法却相对滞后的情况，对现行使用的三本钢管混凝土结构设计规程进行了分析比较，认为 1989 年建材工业局、1990 年建设部标准化协会和 1998 年电力部指定的针对钢管混凝土结构的设计规程中，前两种属承载力叠加法，即钢管和混凝土的承载力相叠加，并引入系数考虑钢管的紧箍效应，属半理论半经验公式；而电力部是采用钟善桐提出的“统一理论”，即把钢管混凝土视为一种组合材料，根据理论分析得到组合材料指标，按构件整体的集合特性，进行构件的承载力计算。这种组合指标设计法概念清晰、计算简便和结果准确。因此建议钢管混凝土拱桥依据组合指标设计法，引入公路桥梁结构的可靠度体系，进行承载力的计算^[9]。

3. 局部应力分析

目前钢管混凝土拱桥的局部应力分析主要集中在拱梁墩结合处的局部应力分析，如成都青龙场立交桥端结点的混凝土模型试验，深圳北站大桥拱墩固结点的光弹模型试验，浙江省乌市宾王大桥端结点的光弹性试验等。此外桁拱钢管节点的应力集中问题现也引起了有关学者的注意。

二. 本课题的意义

从以上的介绍中可以发现目前钢管混凝土拱桥静力方面的研究工作开展得比较广泛，并且也在不断深入，相对而言动力性能方面的研究就显得比较薄弱。特别是随着钢管混凝土拱桥的迅速发展，钢管混凝土拱桥在我国西南、西北、华南等强震区的分布也十分广泛，而目前钢管混凝土拱桥的地震响应分析基本上都是局限于结构处于弹性状态时进行的，且分析时一般都是套用钢筋混凝土构件的换算截面法，并没有针对地反映钢管混凝土构件本身的特点。至于结构进入塑性状态的地震响应分析几乎未曾见有关文献介绍。因此，进行钢管混凝土拱桥的抗震性能研究实属必要，对推动该结构的技术发展和工程应用是具有重要意义。本文将基于“钢管混凝土统一理论”提出钢管混凝土拱桥的地震响应分析方法，并编制了三维弹塑性地震反应分析程序，可以对钢管混凝土拱桥进行弹塑性地震响应分析，主要将分为以下六部分内容开展：

第一章、概述

第二章、钢管混凝土统一理论

第三章、钢管混凝土拱桥的地震响应分析方法的探讨

第四章、钢管混凝土拱桥的三维弹塑性地震反应分析程序

第五章、钢管混凝土拱桥非线性地震反应分析算例

第六章、总结

需要说明的是本文的分析对象是第一类钢管混凝土拱桥，因此在下文凡述及钢管混凝土拱桥若未作出特别说明均是指第一类钢管混凝土拱桥。

第一章 概述

1.1 钢管混凝土结构的发展

近百年来,混凝土技术领域内曾经历了二次重大的技术突破,即19世纪中叶出现了钢筋混凝土,以弥补混凝土抗拉强度及抗折强度低的缺陷;1887年提出了钢筋混凝土的计算方法;20世纪30年代左右又出现了预应力混凝土。这两次重大的技术突破使混凝土的应用范围不断扩大。近二、三十年,混凝土技术又有了新的发展和提高,主要反映在高强、超高强混凝土,以及各种化学外加剂(特别是混凝土减水剂)的开发与应用。但是到目前为止,在提高混凝土的抗压强度的同时,还不能同步地提高混凝土的弹性模量,一般来说,高强混凝土的脆性问题更为突出,而且在某些工程结构上还受到了刚度的控制。因此,高强混凝土往往由于其结构性能的原因,不能更广泛地应用于结构上。

经过几十年的实验研究,三向应力混凝土已被国内外土木建筑工程界认为是一种具有优异结构性能的建筑材料,其中钢管混凝土即是三向混凝土中的一种^[10]。

钢管混凝土结构是在劲性钢筋混凝土结构、螺旋配筋混凝土结构以及钢管结构的基础上演变和发展起来的。早在19世纪80年代就出现了。例如,1879年英国塞文(Severn)铁路桥的建造中采用了钢管桥墩,在管中灌注混凝土以防内部锈蚀。

此后在英国和欧洲陆续兴建了许多高层钢结构,当时出于防火要求,在钢梁和钢柱外面包上了混凝土形成组合梁、柱,并未考虑混凝土受力。这种外包混凝土柱是在型钢截面内和外面包上混凝土,属于劲性混凝土结构。它们的计算一般都沿用了钢筋混凝土结构的计算方法。

在钢管结构得到采用后,不久就出现了在钢管中充填混凝土用作受压构件的钢管混凝土结构,性能比外包混凝土柱优越得多。从此,内填混凝土的组合柱(即钢管混凝土柱)在世界各国逐渐得到了应用。

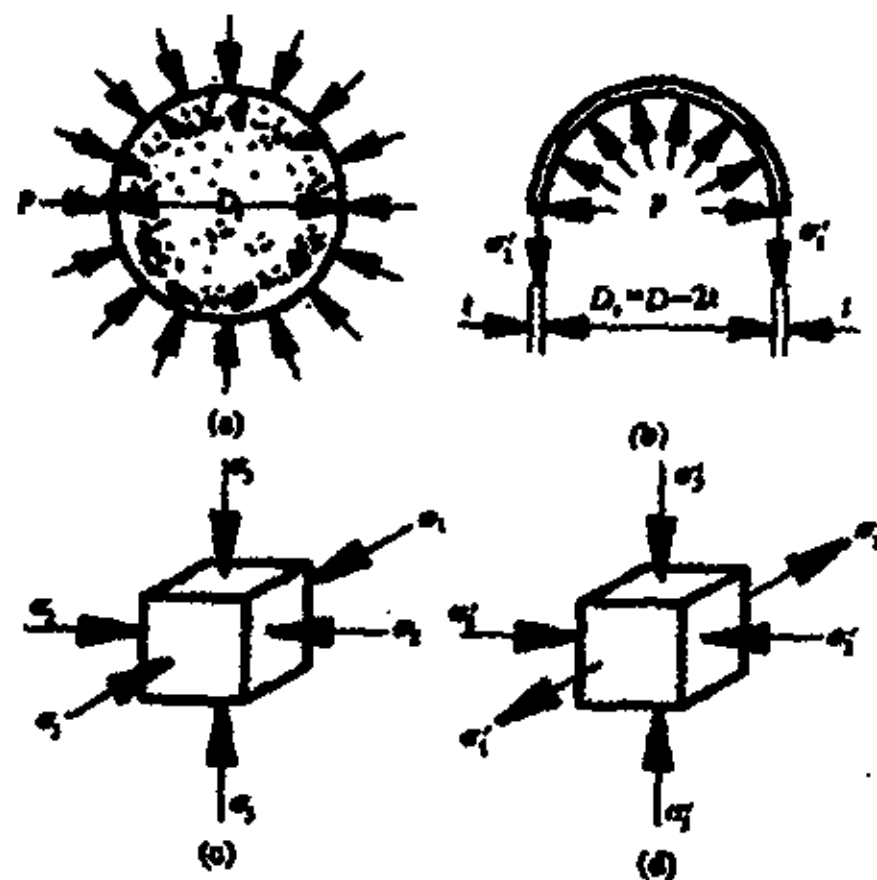


图 1-1: 钢管和混凝土受力状态示意

1.2 钢管混凝土结构的特点和研究概况

钢管混凝土是指在钢管中填充混凝土而形成的构件，通常不再配筋。根据截面形式的不同，有方钢管、圆钢管和多边形钢管混凝土之分。

由图 1-1 我们可以很直观地理解钢管混凝土轴心受压构件在设计荷载作用下，在钢管和混凝土之间存在着相互作用的紧箍力 p 。由于 p 的存在，混凝土处于三向受压状态，而钢管则处于三向异号应力场。

三向压应力的作用，使混凝土的工作性能发生了质的变化，不但提高了承载力，而且还增大了极限压缩应变。这是钢管混凝土结构区别于其它结构的基本原因，也正是如此使得钢管混凝土构件具有承载力高、塑性和韧性好、经济效果显著和施工简单等特点。

此外钢管混凝土结构在承受冲击和振动荷载时，具有很好的韧性，因而抗震性能好。哈尔滨建筑的钟善桐根据大量的实验结果，认为钢管混凝土构件的抗震性能胜过钢结构，因为后者常由稳定控制，而前者没有钢管局部失稳而引起破坏的可能。

1.2.1 钢管混凝土结构的研究概况

最早开始研究钢管混凝土柱始于 1969 年，英国聂基(Neogi P K)等人首先研究了钢管内的混凝土三向受压时强度的提高，及考虑钢管对混凝土的约束效应时钢管混凝土柱承载力的计算方法^[11]。

60 年代和 70 年代美国的费隆(Richard W Furlong)、克劳尔(Robert B Knowles)和派克(Robert Park)等人开展了钢管混凝土组合柱的大量研究和实验工作，取得了很多成果，并在工程中应用。

1967 年 Furlong 进行了 22 组圆形和 17 组方形钢管混凝土构件承受轴力和弯矩的试验。提出了极限轴压荷载的计算公式，并发现将钢管混凝土柱视为一混凝土柱，依 ACI 规范用 $1.0 f'_c$ 而不是 $0.85 f'_c$ 时， $P_u / P_0 - M_u / M_0$ 曲线接近于试验值^[12]。

1968 年 Furlong 又通过实验探讨了钢管混凝土构件的抗压刚度 EA_{comp} 和抗弯刚度 EI_{comp} ，认为可以用下列两式估算其刚度： $EA_{comp} = E_c A_c + E_s I_s$ ； $EI_{comp} = E_c I_c + E_s I_s$ 。Furlong 同时还利用管壁内是否涂抹油脂，探讨了钢管与混凝土的结合，发现钢管与混凝土间的结合力在很小外力下就破坏了；在单轴轴压或轴压和弯矩作用下，有无涂油脂并未造成明显的差异^[13]。

1968 年 Knowles 和 Park 探讨了不同长细比的充填混凝土或空心的钢管柱承受纯轴力或偏心轴力作用时的极限强度，提出以弹性切线模量分别计算钢管与混凝土的极限强度然后叠加来估算钢管混凝土柱的极限轴压荷载。轴力与弯矩相互作用时的极限强度可以用直线

1.2 钢管混凝土结构的特点和研究概况

钢管混凝土是指在钢管中填充混凝土而形成的构件，通常不再配筋。根据截面形式的不同，有方钢管、圆钢管和多边形钢管混凝土之分。

由图 1-1 我们可以很直观地理解钢管混凝土轴心受压构件在设计荷载作用下，在钢管和混凝土之间存在着相互作用的紧箍力 p 。由于 p 的存在，混凝土处于三向受压状态，而钢管则处于三向异号应力场。

三向压应力的作用，使混凝土的工作性能发生了质的变化，不但提高了承载力，而且还增大了极限压缩应变。这是钢管混凝土结构区别于其它结构的基本原因，也正是如此使得钢管混凝土构件具有承载力高、塑性和韧性好、经济效果显著和施工简单等特点。

此外钢管混凝土结构在承受冲击和振动荷载时，具有很好的韧性，因而抗震性能好。哈尔滨建筑的钟善桐根据大量的实验结果，认为钢管混凝土构件的抗震性能胜过钢结构，因为后者常由稳定控制，而前者没有钢管局部失稳而引起破坏的可能。

1.2.1 钢管混凝土结构的研究概况

最早开始研究钢管混凝土柱始于 1969 年，英国聂基(Neogi P K)等人首先研究了钢管内的混凝土三向受压时强度的提高，及考虑钢管对混凝土的约束效应时钢管混凝土柱承载力的计算方法^[11]。

60 年代和 70 年代美国的费隆(Richard W Furlong)、克劳尔(Robert B Knowles)和派克(Robert Park)等人开展了钢管混凝土组合柱的大量研究和实验工作，取得了很多成果，并在工程中应用。

1967 年 Furlong 进行了 22 组圆形和 17 组方形钢管混凝土构件承受轴力和弯矩的试验。提出了极限轴压荷载的计算公式，并发现将钢管混凝土柱视为一混凝土柱，依 ACI 规范用 $1.0 f'_c$ 而不是 $0.85 f'_c$ 时， $P_u / P_0 - M_u / M_0$ 曲线接近于试验值^[12]。

1968 年 Furlong 又通过实验探讨了钢管混凝土构件的抗压刚度 EA_{comp} 和抗弯刚度 EI_{comp} ，认为可以用下列两式估算其刚度： $EA_{comp} = E_c A_c + E_s I_s$ ； $EI_{comp} = E_c I_c + E_s I_s$ 。Furlong 同时还利用管壁内是否涂抹油脂，探讨了钢管与混凝土的结合，发现钢管与混凝土间的结合力在很小外力下就破坏了；在单轴轴压或轴压和弯矩作用下，有无涂油脂并未造成明显的差异^[13]。

1968 年 Knowles 和 Park 探讨了不同长细比的充填混凝土或空心的钢管柱承受纯轴力或偏心轴力作用时的极限强度，提出以弹性切线模量分别计算钢管与混凝土的极限强度然后叠加来估算钢管混凝土柱的极限轴压荷载。轴力与弯矩相互作用时的极限强度可以用直线

公式估算^[14]。

1988年 Liu 和 Geol 探讨了钢管混凝土斜撑在反复荷载作用下的行为。主要的研究参数：是否充填混凝土；混凝土强度；有效长细比；钢板的宽厚比^[15]。

1992年 Ge 和 Usami 进行了方形薄壁 CFT 短柱试验，研究了宽厚比、有否加劲条（横隔板）、混凝土性能对极限强度和破坏模式的影响，发现加劲条的使用将明显提高极限强度^[16]。

1993年 Shakir-Khalil 通过圆形、正方形、矩形钢管混凝土的构件试验，探讨了涂油脂和剪力钉对钢管和混凝土结合行为的影响。发现剪力钉是当钢管与混凝土的结合破坏后才发挥作用的，钢管内部涂油脂将使结合力非常明显地降低。圆形断面的钢管混凝土是由圆形周提供滑动的抵抗力，而方形断面是由角落处提供^[17]。

1994年 Usami 和 Ge 针对局部充填混凝土的薄壁箱型钢柱进行试验，发现由于充填的混凝土阻止柱壁向内产生局部弯曲，促使箱型钢柱的强度和韧性得到提高，其中充填混凝土高度为 0.5 倍柱高的效果最好。非加劲及加劲断面的行为没有明显的差异，长细比和宽厚比较高的韧性较差^[18]。

1995年 Boyd 根据 5 根构件试验探讨了径厚比、剪力钉、混凝土强度对圆形钢管混凝土柱的极限强度、位移延性、耗能能力的影响。通过试验作者得到下列结论：钢管混凝土构件具有很好的位移延性，位移延性至少为 6；径厚比较大者具较低的极限强度和耗能能力，但延性较好；有剪力钉的构件有较高的极限强度、耗能能力，且随水平反复荷载的提高所呈现的强度退化也不显著；有较高混凝土强度的构件极限强度有略微提高，但耗能能力较差，强度退化较显著^[19]。

1996年 Hanbin 和 Tsutomu 通过试验考察了内填的混凝土对柱子的强度、延性和耗能能力的影响。选择了宽厚比、长细比和内填的混凝土长度作为考虑的主要参数。另外，考察了混凝土中的横隔板对柱子的性能的影响，发现内填混凝土中的横隔板对提高柱子的强度、延性和耗能能力有效。最后作者认为在强震区钢管混凝土箱型柱可以有效地作为桥梁的下部结构^[20]。

1996年 Mitusunari 和 Saisho 由试验回归得到钢管混凝土中约束混凝土的强度公式 $\sigma_{cs} / \sigma_c = 0.69\xi + 0.81$ ，其中 $\xi = \sigma_s A_s / \sigma_c A_c$ ^[21]。

1996年 Ninakawa 和 Sakino 通过试验认为圆形钢管混凝土柱有较好的韧性，在轴力与反复弯矩联合作用下的性能受轴压比影响很大。轴压比越大，耗能能力越大^[22]。

1997年 Lee 采用试验与数值分析相结合的方法定量定性探讨了钢管混凝土柱在轴力与扭矩作用下的钢管与混凝土的相互作用。钢管混凝土柱受轴压时，钢管受两向应力，混凝土因受约束而有较大强度与较大应变。受扭力作用时，混凝土并不直接承受扭力，而是提供钢板侧向支撑，使钢板可发展扭矩^[23]。

1997年 Roeder 探讨了 SRC 与 CFT 柱中钢与混凝土间的粘结应力。通过试验发现：方

形钢管混凝土柱的粘结强度较圆柱小；混凝土强度对粘结强度的影响不大；宽厚比越大，粘结强度越小，而宽度（直径）越大，粘结强度越小；收缩对粘结应力影响很大^[24]。

1998 年 Morino 以问卷的形式调查了日本工程项目对复合结构的应用情形，发现钢筋与钢筋混凝土材料所构成的复合结构在日本工程中的应用十分普遍，其中常见的 CFT 柱系统、RC 柱结合钢梁系统、SRC 结构等较为常见。其中 CFT 柱刚度与强度及梁柱接头的设计仍采用与 SRC 相同的叠加法。同时作者指出复合结构能否成功的应用的一个重要因素是应力能否平稳的传递，但目前尚缺乏此方面的理论根据，因此在实际工程中往往是通过实验来加以确认^[25]。

1998 年 Uy 讨论了钢管混凝土箱型短柱的构件性能，并对现行设计规范（Eurocode 4、ACI 318-83、Australian Standard AS3600&AS4100）的设计方法进行了比较，提出了设计建议^[26]。

1998 年 Kim 以试验讨论方形钢管混凝土柱(CFST)在固定轴力及弯矩联合作用下的试件长度和轴压比对滞回耗能能力、弯矩强度和变形特性的影响。通过试验结果显示无论轴压比如何，方形 CFST 柱均属 AIJ 地震设计规范中的一级元件（first grade member）^[27]。

1998 年 Tsuda 以试验方法研究钢管混凝土柱受固定垂直荷载与反复水平荷载时的构件强度、非弹性行为与容许变形能力等，探讨了钢管混凝土柱的可承受轴力的极限比值^[28]。

1999 年 Shams 对（圆形或方形）钢管混凝土柱在轴向荷载的非线性响应作了考察。建立了经过试验验证的钢管混凝土柱三维有限元模型。经过分析表明约束混凝土的应力—应变关系主要受到柱的几何构形和混凝土材料性质的影响。进行了广泛的参数研究来明确宽厚比（形状比）和混凝土的单轴抗压强度等参数的影响。建立了考虑钢管和混凝土相互作用的约束混凝土和钢管的本构关系表达式^[29]。

近年 Yoshihiro 提出了一种新型的结构构件，无约束的钢管混凝土构件(UTC)。Yoshihiro 通过实验及分析得到以下结论：UTC 构件有很高的抗压强度；通过抗压实验结果中得到的核心混凝土的应力—应变关系，可以计算偏压构件的强度；UTC 构件在大轴压比的情况下有很好的延性；通过对 UTC 构件钢管里的弯矩分布作的分析，认为核心混凝土的弯矩传递到钢管是通过核心混凝土与钢管之间的承压力；UTC 构件由于其很高的抗压强度和大变形能力适合于结构的柱构件，且允许细长柱的运用^[30]。

一般说来，目前钢管混凝土构件的力学性能实验研究，可以分为两类：一类是探讨钢管混凝土构件的静力力学性能，一类是探讨钢管混凝土构件的动力力学性能。其中第一类又可依照外加荷载的形式大致分为三类：轴压实验；偏压实验；扭矩实验；通过实验与计算分析，讨论了钢管混凝土柱在各种荷载形式下的承载力，并研究了钢管与混凝土间的相互作用机理。钢管混凝土柱的动力力学性能的研究主要集中在反复加载时的 $P-\Delta$ 模型与 $M-\phi$ 模型，讨论了钢管混凝土柱的延性及耗能能力。

钢管混凝土构件力学性能的研究方法主要是采用实验与数值分析相结合的方法进行的，其中截面形式主要集中在矩形或方形、圆形截面，也有少量对箱型钢管混凝土柱力学

性能的讨论。一般实验所考虑的参数主要有构件断面形状、宽厚比 (width-thickness ratio)、钢管及混凝土强度比、加劲与否、混凝土填注高度等。

我国钢管混凝土研究工作最早开展于原中国科学院哈尔滨土建研究所, 1963 年开始, 国家建材工业局苏州混凝土水泥制品研究院 (原建筑材料工业部建筑材料科学研究院水泥制品研究室) 和北京地下铁道工程局合作, 对钢管混凝土短柱进行了近百组的基本力学性能试验, 其中包括 1965 年在上海万吨水压机上进行的足尺实柱实验。提出了轴压短柱的设计公式。1966 年该成果在北京地铁主要车站柱得到了广泛的应用。

近二十年来, 国内从事钢管混凝土构件基本性能研究的单位逐渐增多。如苏州混凝土水泥制品研究院; 哈尔滨建筑工程学院; 中国建筑科学研究院建筑结构研究所; 水电部电力建设研究所和冶金建筑研究总院等, 多年来都做了大量的试验, 通过不同方法和技术途径, 从不同角度对钢管混凝土基本受力构件的工作机理进行研究, 在钢管混凝土结构的理论研究方面取得了重大的进展, 一批有代表性的专著相继出版, 如钟善桐的《钢管混凝土结构》、蔡绍怀的《钢管混凝土结构》和蒋家奋、汤关祚的《三向应力混凝土》等。到 1991 年底, 已先后由建设部、能源部和建材总局颁发了各自有关钢管混凝土结构的设计规程。

1.2.2 关于钢管混凝土构件的设计规范

美国以研究方钢管混凝土和圆钢管混凝土为主, 核心混凝土为素混凝土。美国 1965 年制定 ACI 规范 (ACI318-65) 中, 列入了轴心受压钢管混凝土柱的计算公式, 1971 年修订的规范 (ACI318-71) 则把钢管混凝土结构作为组合构件而单独分列包括轴心受压和受弯工作的计算。目前的设计规程主要有 ACI318-89 和 AISC-LRFD-1994 规范。

日本主要研究方钢管混凝土、圆钢管混凝土和矩形钢管混凝土结构, 核心混凝土为素混凝土或配筋混凝土。日本建筑学会在 1967 年年会上制订了“钢管混凝土构件设计规范”, 内容包括内填型、外包型和内填外包型等三种, 并在 1980 年作了修订。目前的设计规程主要有 AIJ (1980, 1997)。

在西欧一些国家如英国、德国和法国等, 主要研究方钢管混凝土、圆钢管混凝土和矩形钢管混凝土结构, 核心混凝土为素混凝土, 或在核心混凝土中配置钢筋或型钢。目前的设计规程主要有 EC4 (1996) 和德国的 DIN18800 (1997)。

我国主要研究在钢管中灌素混凝土的内填型钢管混凝土结构, 且主要是圆管混凝土结构。我国关于钢管混凝土结构的研究正日趋深入, 特别是近十几年来取得了令人瞩目的成就, 目前已先后由国家建材总局、建设部、国家经贸委和中国人民解放军总后勤部颁布发行了有关钢管混凝土结构的设计规程, 主要有 JCJ01-89: (1989)、CECS28: 90 (1992)、DL/T8085-1999 (1999) 和 GJB (1999)。

性能的讨论。一般实验所考虑的参数主要有构件断面形状、宽厚比 (width-thickness ratio)、钢管及混凝土强度比、加劲与否、混凝土填注高度等。

我国钢管混凝土研究工作最早开展于原中国科学院哈尔滨土建研究所, 1963 年开始, 国家建材工业局苏州混凝土水泥制品研究院 (原建筑材料工业部建筑材料科学研究院水泥制品研究室) 和北京地下铁道工程局合作, 对钢管混凝土短柱进行了近百组的基本力学性能试验, 其中包括 1965 年在上海万吨水压机上进行的足尺实柱实验。提出了轴压短柱的设计公式。1966 年该成果在北京地铁主要车站柱得到了广泛的应用。

近二十年来, 国内从事钢管混凝土构件基本性能研究的单位逐渐增多。如苏州混凝土水泥制品研究院; 哈尔滨建筑工程学院; 中国建筑科学研究院建筑结构研究所; 水电部电力建设研究所和冶金建筑研究总院等, 多年来都做了大量的试验, 通过不同方法和技术途径, 从不同角度对钢管混凝土基本受力构件的工作机理进行研究, 在钢管混凝土结构的理论研究方面取得了重大的进展, 一批有代表性的专著相继出版, 如钟善桐的《钢管混凝土结构》、蔡绍怀的《钢管混凝土结构》和蒋家奋、汤关祚的《三向应力混凝土》等。到 1991 年底, 已先后由建设部、能源部和建材总局颁发了各自有关钢管混凝土结构的设计规程。

1.2.2 关于钢管混凝土构件的设计规范

美国以研究方钢管混凝土和圆钢管混凝土为主, 核心混凝土为素混凝土。美国 1965 年制定 ACI 规范 (ACI318-65) 中, 列入了轴心受压钢管混凝土柱的计算公式, 1971 年修订的规范 (ACI318-71) 则把钢管混凝土结构作为组合构件而单独分列包括轴心受压和受弯工作的计算。目前的设计规程主要有 ACI318-89 和 AISC-LRFD-1994 规范。

日本主要研究方钢管混凝土、圆钢管混凝土和矩形钢管混凝土结构, 核心混凝土为素混凝土或配筋混凝土。日本建筑学会在 1967 年年会上制订了“钢管混凝土构件设计规范”, 内容包括内填型、外包型和内填外包型等三种, 并在 1980 年作了修订。目前的设计规程主要有 AIJ (1980, 1997)。

在西欧一些国家如英国、德国和法国等, 主要研究方钢管混凝土、圆钢管混凝土和矩形钢管混凝土结构, 核心混凝土为素混凝土, 或在核心混凝土中配置钢筋或型钢。目前的设计规程主要有 EC4 (1996) 和德国的 DIN18800 (1997)。

我国主要研究在钢管中灌素混凝土的内填型钢管混凝土结构, 且主要是圆管混凝土结构。我国关于钢管混凝土结构的研究正日趋深入, 特别是近十几年来取得了令人瞩目的成就, 目前已先后由国家建材总局、建设部、国家经贸委和中国人民解放军总后勤部颁布发行了有关钢管混凝土结构的设计规程, 主要有 JCJ01-89: (1989)、CECS28: 90 (1992)、DL/T8085-1999 (1999) 和 GJB (1999)。

1.3 钢管混凝土结构在拱桥上的应用与发展

随着经济建设的迅速发展,我国城市交通的桥梁建设亦进入迅速发展时期。建设安全、经济和轻盈美观的大跨桥梁成为桥梁建设的必然趋势。为此,必须改进桥梁设计计算的理论和方法,改进架桥的施工技术,发展高强轻质的新结构材料。钢管混凝土正是一种高强轻质且便于施工的高效结构材料。特别是将其运用于轴心受压或小偏心受压的拱桥拱肋可充分发挥钢管混凝土构件的力学特性。此外,钢管还可以作为安装架设阶段时的劲性骨架,灌注混凝土阶段的模板和钢筋,因此钢管混凝土拱桥具有用料省、安装重量轻、施工简便、承载能力大等优点,从而在拱桥的建设和发展中显示出其旺盛的生命力。

苏联从 1931-1958 年在中央建筑科学研究院和全苏运输建筑科学研究院等单位,先后进行了大量的有关钢管混凝土柱的实验工作,较多地应用于桥梁建筑以及一些公用和民用建筑。如 30 年代就建成了跨越列宁格勒涅瓦河的 101m 钢管混凝土拱梁组合体系桥和位于西伯利亚跨径达 140m 的钢管混凝土桁拱。

1976 年美国的林同炎(T.Y.Lin)设计了一座跨越公路的停车厂和旅馆建筑(共四层),采用了直径为 1830mm 的钢管混凝土柔性拱和预应力混凝土刚性梁结构。国外曾建造过一些单圆钢管拱桥,跨径较大,如法国凯泽莱尔桥,下承式,主跨 220m,无风撑,主跨拱肋为二根 $\phi 2.0m$ 的钢管组成的横向哑铃形断面;再如日本的松岛桥,为 126m 上承式管拱,管径 $\phi 1.8m$ 。

位于芝加哥市的桥长 94m 的达门大街钢管混凝土拱桥,在设计中引入了三项大的改进措施:拱肋采用大直径的结构钢管,壁厚 25mm;拱肋间不用横向支撑连接;在钢管拱肋内填充混凝土以实现钢管与混凝土的共同作用。

在我国,60 年代南昌有色冶金设计研究院在山西省中条山铜矿尾矿输线的 27m 跨的桁架桥中,应用了钢管混凝土材料,其桁架压杆为外径 140mm 的钢管混凝土,这是我国在桥梁上部结构中首次应用钢管混凝土材料。

1991 年我国建成了第一座钢管混凝土拱桥——四川旺苍东河大桥,将钢管混凝土结构运用在桥梁上成功地解决了拱桥高强度材料应用和施工两大难题。此后钢管混凝土拱桥在我国得到了迅猛的发展,至 1999 年底,不到 10 年的时间里,据不完全统计,已建和在建的钢管混凝土拱桥已超过 100 余座。文献[1]列出了近年来我国已建和在建的钢管混凝土拱桥详表。

1.4 钢管混凝土拱桥的主要类型

如序言所指出按照钢管在结构使用阶段和施工阶段中所起的作用可分为钢管混凝土拱桥和钢管混凝土劲性骨架拱桥。

钢管混凝土拱桥的主拱圈形式主要有肋式和桁式。肋式中又可分为单管、哑铃形,桁

1.3 钢管混凝土结构在拱桥上的应用与发展

随着经济建设的迅速发展,我国城市交通的桥梁建设亦进入迅速发展时期。建设安全、经济和轻盈美观的大跨桥梁成为桥梁建设的必然趋势。为此,必须改进桥梁设计计算的理论和方法,改进架桥的施工技术,发展高强轻质的新结构材料。钢管混凝土正是一种高强轻质且便于施工的高效结构材料。特别是将其运用于轴心受压或小偏心受压的拱桥拱肋可充分发挥钢管混凝土构件的力学特性。此外,钢管还可以作为安装架设阶段时的劲性骨架,灌注混凝土阶段的模板和钢筋,因此钢管混凝土拱桥具有用料省、安装重量轻、施工简便、承载能力大等优点,从而在拱桥的建设和发展中显示出其旺盛的生命力。

苏联从 1931-1958 年在中央建筑科学研究院和全苏运输建筑科学研究院等单位,先后进行了大量的有关钢管混凝土柱的实验工作,较多地应用于桥梁建筑以及一些公用和民用建筑。如 30 年代就建成了跨越列宁格勒涅瓦河的 101m 钢管混凝土拱梁组合体系桥和位于西伯利亚跨径达 140m 的钢管混凝土桁拱。

1976 年美国的林同炎(T.Y.Lin)设计了一座跨越公路的停车厂和旅馆建筑(共四层),采用了直径为 1830mm 的钢管混凝土柔性拱和预应力混凝土刚性梁结构。国外曾建造过一些单圆钢管拱桥,跨径较大,如法国凯泽莱尔桥,下承式,主跨 220m,无风撑,主跨拱肋为二根 $\phi 2.0m$ 的钢管组成的横向哑铃形断面;再如日本的松岛桥,为 126m 上承式管拱,管径 $\phi 1.8m$ 。

位于芝加哥市的桥长 94m 的达门大街钢管混凝土拱桥,在设计中引入了三项大的改进措施:拱肋采用大直径的结构钢管,壁厚 25mm;拱肋间不用横向支撑连接;在钢管拱肋内填充混凝土以实现钢管与混凝土的共同作用。

在我国,60 年代南昌有色冶金设计研究院在山西省中条山铜矿尾矿输线的 27m 跨的桁架桥中,应用了钢管混凝土材料,其桁架压杆为外径 140mm 的钢管混凝土,这是我国在桥梁上部结构中首次应用钢管混凝土材料。

1991 年我国建成了第一座钢管混凝土拱桥——四川旺苍东河大桥,将钢管混凝土结构运用在桥梁上成功地解决了拱桥高强度材料应用和施工两大难题。此后钢管混凝土拱桥在我国得到了迅猛的发展,至 1999 年底,不到 10 年的时间里,据不完全统计,已建和在建的钢管混凝土拱桥已超过 100 余座。文献[1]列出了近年来我国已建和在建的钢管混凝土拱桥详表。

1.4 钢管混凝土拱桥的主要类型

如序言所指出按照钢管在结构使用阶段和施工阶段中所起的作用可分为钢管混凝土拱桥和钢管混凝土劲性骨架拱桥。

钢管混凝土拱桥的主拱圈形式主要有肋式和桁式。肋式中又可分为单管、哑铃形,桁

式中又可分为横哑铃形桁式、多肢桁式、混合桁式以及集束式。

钢管混凝土拱桥，按车承形式，又可分上承式、中承式和下承式。由于钢管混凝土的应用，使吊装重量大大减轻，因而在钢管混凝土拱桥中，除极少数为上承式，绝大部分为中下承式。其中下承式拱一般带拉杆（系杆拱），为无推力或少推力结构，在平原地区地基条件较差的情况下运用广泛。

第二章 钢管混凝土统一理论^{[31][32]}

对钢管混凝土拱桥进行讨论前,我们首先需要了解钢管混凝土构件的力学性能。我国钢管混凝土结构的研究在近几十年取得了很多成就,特别是钟善桐、韩林海、蔡绍怀等人的专著就各自的研究成果对钢管混凝土构件的力学性能作了系统的介绍,反应了钢管混凝土结构的研究在我国的日趋完善和深入。特别是哈尔滨建筑工业大学的钟善桐提出了钢管混凝土构件的“统一理论”,将钢管混凝土构件的理论研究工作向前推进了一步。所谓统一理论:钢管混凝土构件性能随着物理参数、几何参数、应力状态和截面形式的改变而变化,变化是连续的、相关的和统一的。内容是采用钢材和核心混凝土准确的本构关系,分别计算出简单荷载及各种复杂荷载状态下各种构件的工作曲线全过程,确定了各种构件的极限状态准则后,找出各种荷载作用下承载力的相关关系,最后得到一个同时表达各种荷载情况(偏心受力构件、压扭构件、弯扭构件、压弯扭构件和压弯扭剪构件)的统一设计公式。本文将基于“钢管混凝土统一理论”提出钢管混凝土拱桥的地震响应分析方法,因此在本章将简单介绍“钢管混凝土统一理论”的各项成果,以便后文的参用。

2.1 钢材和混凝土的性能

目前最常采用的是 Q235 钢和 16Mn 钢,也可采用 15MnV 钢,有些钢管混凝土拱桥还采用 16Mnq 或 15Mnq,主要是 16Mnq。

《CECS28:90》规定,钢管混凝土构件的混凝土标号不宜低于 C30,《JCJ 01-89》、《DLGJ 99-91》规定混凝土等级不宜低于 C30,不高于 C50。但今年来的研究表明,采用高强混凝土的钢管混凝土构件,其基本力学性能同普通混凝土的钢管混凝土基本相近。

对于钢管混凝土构件中的钢管,由于存在紧箍力 p ,因而处于三向应力状态。当构件受压时,钢管纵向和径向受压而环向受拉。钢管中的核心混凝土由于存在着紧箍力 p 的作用,处于三向受压应力状态,因而延缓了裂缝的开展,提高了承载力,同时还增大了极限压缩应变。(下面如不特别说明,均指的是圆形钢管混凝土构件)

2.2 钢管混凝土构件的基本力学性能

2.2.1 钢管混凝土构件的静力性能

1. 钢管混凝土轴心受力构件的基本性能和组合指标的确定

钢管混凝土轴心受压时,表现出很好的弹性和塑性性能。可把全过程分为弹性、弹塑性和强化三个阶段,如图2-1。根据典型曲线确定各基本参数如下:

轴心受压组合强度标准值 f_{sc}^y : 提出以对应于纵向应变 $\varepsilon = 3000\mu\varepsilon$ 的平均应力为组合强度标准值 f_{sc}^y ;

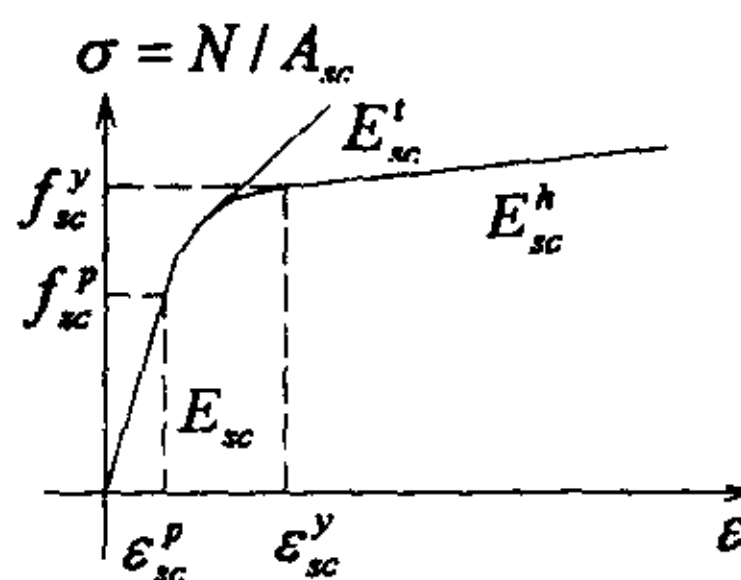


图 2-1: 轴心受压典型关系

$f_{sc}^y = (1.212 + B\xi + C\xi^2)f_{ck}$ (MPa); 其中: $B = 0.1759\left(\frac{f_y}{235}\right) + 0.974$, $C = -0.1038\left(\frac{f_{ck}}{20}\right) + 0.0309$, f_{ck}, f_y 均以 MPa 计, 分别是混凝土的抗压强度标准值和钢材的屈服强度;

轴心受压组合比例极限 f_{sc}^p : $f_{sc}^p = [0.192(f_y/235) + 0.488]f_{sc}^y$, $\varepsilon_{sc}^p = 0.67f_y/E_s$;

E_s 为钢材的弹性模量, 以 MPa 计。

抗压组合弹性模量 E_{sc} : $E_{sc} = f_{sc}^p / \varepsilon_{sc}^p$;

抗压组合强化模量 E_{sc}^h : $E_{sc}^h = 5000\alpha + 550$ (MPa), 其中 α 是含钢率 $= A_s/A_c$; A_s 、

A_c 分别是钢材和混凝土的面积。

钢管混凝土轴心受拉时的性能和钢管拉伸曲线基本相同, 其基本参数如下:

轴心受拉组合比例强度标准值 f_{sc}^y : $f_{sc}^y = \frac{1.1\alpha f_y}{1 + \alpha}$;

轴心受拉组合比例极限 f_{sc}^p : $f_{sc}^p = 0.75f_{sc}^y$; $\varepsilon_{sc}^p = 0.825f_y/E_s$;

抗拉组合弹性模量 E_{sc}^y : $E_{sc}^y = f_{sc}^p / \varepsilon_{sc}^p \approx E_s$;

2.2 钢管混凝土构件的基本力学性能

2.2.1 钢管混凝土构件的静力性能

1. 钢管混凝土轴心受力构件的基本性能和组合指标的确定

钢管混凝土轴心受压时,表现出很好的弹性和塑性性能。可把全过程分为弹性、弹塑性和强化三个阶段,如图2-1。根据典型曲线确定各基本参数如下:

轴心受压组合强度标准值 f_{sc}^y : 提出以对应于纵向应变 $\varepsilon = 3000\mu\varepsilon$ 的平均应力为组合强度标准值 f_{sc}^y ;

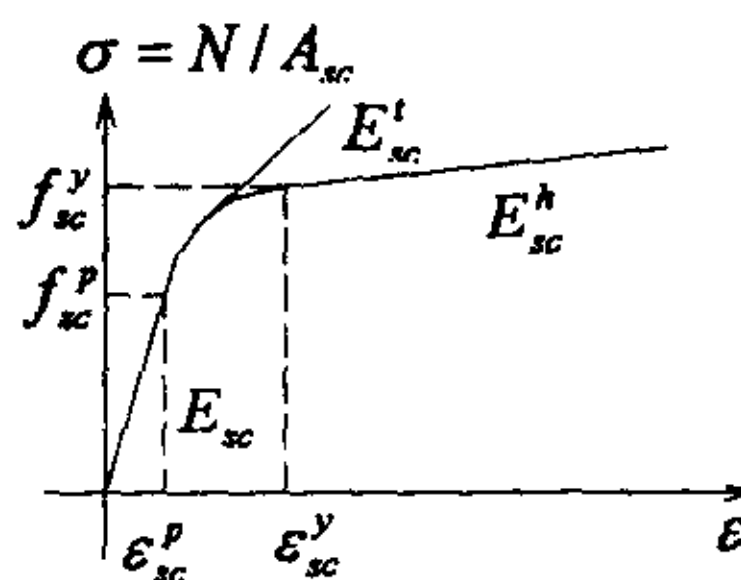


图 2-1: 轴心受压典型关系

$f_{sc}^y = (1.212 + B\xi + C\xi^2)f_{ck}$ (MPa); 其中: $B = 0.1759\left(\frac{f_y}{235}\right) + 0.974$, $C = -0.1038\left(\frac{f_{ck}}{20}\right) + 0.0309$, f_{ck}, f_y 均以 MPa 计, 分别是混凝土的抗压强度标准值和钢材的屈服强度;

轴心受压组合比例极限 f_{sc}^p : $f_{sc}^p = [0.192(f_y/235) + 0.488]f_{sc}^y$, $\varepsilon_{sc}^p = 0.67f_y/E_s$;

E_s 为钢材的弹性模量, 以 MPa 计。

抗压组合弹性模量 E_{sc} : $E_{sc} = f_{sc}^p / \varepsilon_{sc}^p$;

抗压组合强化模量 E_{sc}^h : $E_{sc}^h = 5000\alpha + 550$ (MPa), 其中 α 是含钢率 $= A_s/A_c$; A_s 、

A_c 分别是钢材和混凝土的面积。

钢管混凝土轴心受拉时的性能和钢管拉伸曲线基本相同, 其基本参数如下:

轴心受拉组合比例强度标准值 f_{sc}^y : $f_{sc}^y = \frac{1.1\alpha f_y}{1 + \alpha}$;

轴心受拉组合比例极限 f_{sc}^p : $f_{sc}^p = 0.75f_{sc}^y$; $\varepsilon_{sc}^p = 0.825f_y/E_s$;

抗拉组合弹性模量 E_{sc}^y : $E_{sc}^y = f_{sc}^p / \varepsilon_{sc}^p \approx E_s$;

2. 钢管混凝土纯弯构件的基本性能和组合指标的确定

根据钢管混凝土构件的特点,最适宜用于轴心受压构件,如用作受弯构件,则优点并不突出。钢管混凝土受弯构件的特点是:中和轴不在形心位置。因为受弯时,截面分为受压区和受拉区。受压区钢管与混凝土皆承压,而且在发展塑性后还会产生相互作用的紧箍力;不过此紧箍力沿受压区高度分布不均匀,主要在最大受压纤维附近。而受拉区混凝土开裂,只有钢管抗拉区,内部混凝土对钢管只提供横向约束。钢管混凝土受弯构件的 $M-\phi$ 关系曲线如图 2-2 所示包括弹性、弹塑性和塑性(或强化段)等三个阶段。

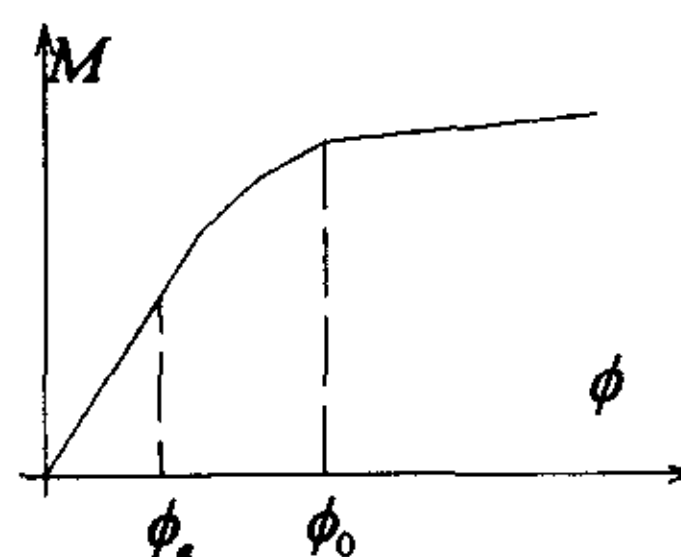


图 2-2: 弯矩—曲率关系

建议以钢管最大纤维应变达 $10000 \mu\epsilon$ 时的弯矩为构件的极限弯矩。钢管混凝土构件的抗弯承载力 $M_u = \gamma_m W_{scm} f_{sc}^y$, 其中 $\gamma_m = -0.4832\xi + 1.9264\sqrt{\xi}$, W_{scm} 为全截面抵抗矩,

$$W_{scm} = \pi D^3 / 32, \quad \xi = \frac{A_s f_y}{A_c f_{ck}}$$

$M-\phi$ 关系曲线的表达式如下:

$$M = \begin{cases} 0.266 M_u \phi / \phi_e & \phi \leq \phi_e \\ \left[1.8 \left(\frac{\phi}{\phi_0} \right) - 0.9 \left(\frac{\phi}{\phi_0} \right)^2 \right] M_u & \phi_e < \phi < \phi_0 \\ \left[0.8875 + 0.0125 \left(\frac{\phi}{\phi_0} \right) \right] M_u & \phi \geq \phi_0 \end{cases}$$

其中, $\phi_e = 0.674 f_y / (E_s D)$, $\phi_0 = 5.25 f_y / (E_s D)$;

抗弯刚度的简化计算公式如下:

弹性阶段抗弯刚度 $E_{scm} I_{scm} = 0.266 M_u / \phi_e$;

3. 钢管混凝土纯扭构件的基本性能和组合指标的确定

构件用钢管外包,由于内衬混凝土使钢管保持其几何形状稳定不变,因而抗扭能力很高。其基本参数如下:

剪切组合强度标准值为: $f_{sc}^{yv} = (0.422 + 0.311\alpha^{2.33})\xi^{0.134}f_{sc}^y$;

剪切组合比例极限:

$$f_{sc}^{pv} = \left\{ [0.149(f_y/235) + 0.322] - [0.842(f_y/235)^2 - 1.775(f_y/235) + 0.933]\alpha^{0.933} \right\} \cdot (20/f_{ck})^{0.032} f_{sc}^{yv};$$

剪切组合比例应变: $\gamma^p = 0.595f_y/E_s + 0.07(f_{ck} - 20)E_s$;

钢管混凝土的剪切模量: $G_{sc} = f_{sc}^{pv} / \gamma^p$;

4. 钢管混凝土偏压构件的基本性能和组合指标的确定

韩林海的《钢管混凝土结构》中给出了压弯构件承载力相关关系的表达式, 但其是包括中长柱的完全表达式, 而我们需要的是短柱的承载力相关关系, 因此我们可以进行简单的推导最终得到我们需要的短柱承载力相关关系如下:

$$\text{令 } \eta = \frac{N}{N_u}, \quad \xi = \frac{M}{M_u}, \quad \text{其中 } N_u$$

为钢管混凝土轴压强度承载力, M_u

为钢管混凝土抗弯承载力。如图 2-3 所示的典型的 $\eta-\xi$ 关系曲线, 可见曲线上存在平衡点, 令其坐标为

(η_0, ξ_0) 。

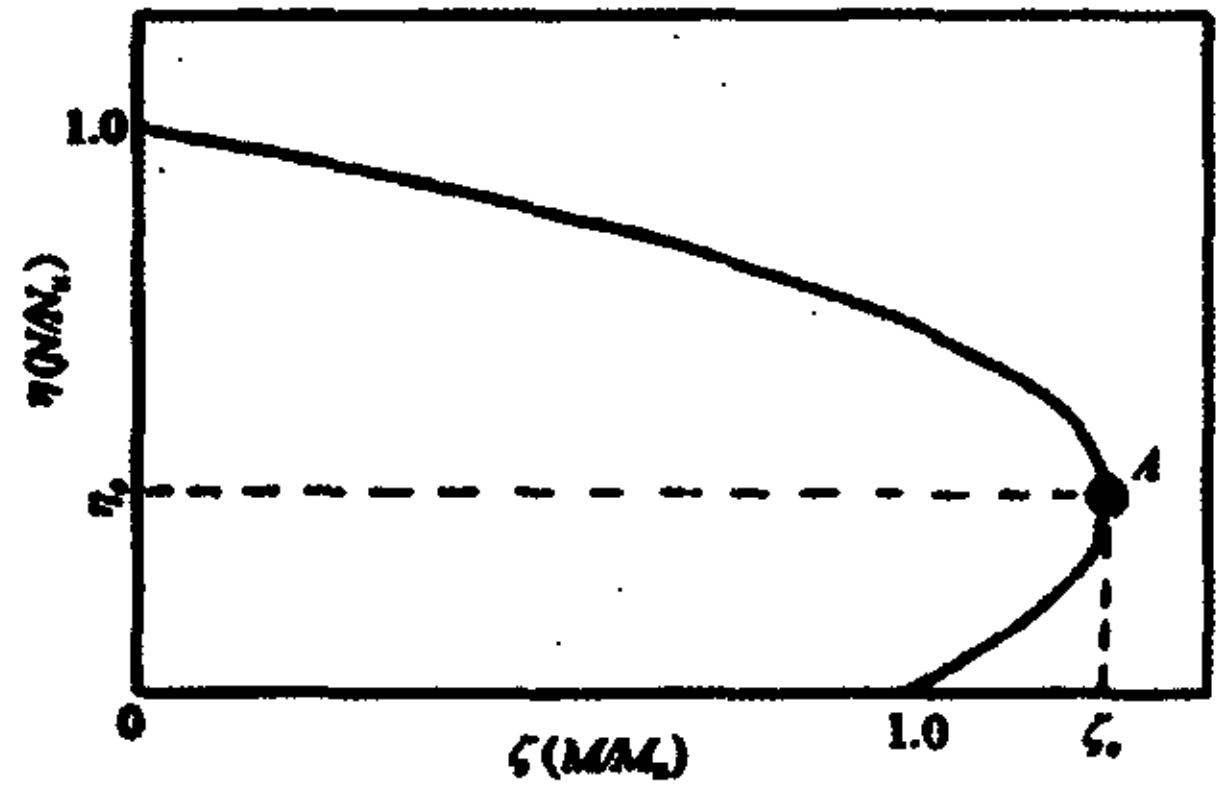


图 2-3: 圆钢管混凝土典型的 $\eta-\xi$ 关系曲线

经过计算结果的回归分析, 可求得 η_0 和 ξ_0 的表达式如下: $\eta_0 = \eta_{01}$; $\xi_0 = \xi_{01}\gamma$;

$$\eta_{01} = 1.516(f_y/235 - 1)(0.000325/\alpha^2 - 0.0087/\alpha - 0.015) - 0.000525/\alpha^2 + 0.0233/\alpha + 0.135$$

$$\xi_{01} = 1.516(1 - f_y/235)(0.000185/\alpha^2 + 0.00234/\alpha + 0.031) + 0.000448/\alpha^2 + 0.0116/\alpha + 0.974$$

$$\gamma = 1 - (1 + f_{ck}/67)(\gamma_1 - 1);$$

$$\gamma_1 = 1.516(1 - f_y / 235)(0.022 - 0.063\alpha) + 1.026 - 0.316\alpha;$$

式中, f_y 和 f_{yk} 以 MP_a 计; α 为钢管混凝土构件截面含钢率, $\alpha = \frac{A_s}{A_c}$ 。

根据图 2-3 所示 η - ξ 关系曲线的形状, 设该曲线可由如下函数表达式描述:

$\xi = a\eta^3 + b\eta^2 + c\eta + d$; 系数 a , b , c , d 可由以下条件确定:

$$\eta = 0, \xi = 1.0; \eta = \eta_0, \xi = \xi_0; \eta = \eta_0, d\xi/d\eta = 0; \eta = 1, \xi = 0;$$

由此可以求得 $a = \Delta_1 / \Delta$, $b = \Delta_2 / \Delta$, $c = \Delta_3 / \Delta$, $d = 1.0$;

$$\text{式中: } \begin{cases} \Delta = \eta_0^2(\eta_0 - 1)^2 \\ \Delta_1 = (\xi_0 - 1)(1 - 2\eta_0) - \eta_0^2 \\ \Delta_2 = 2\eta_0^3 + (3\eta_0^2 - 1.0)(\xi_0 - 1.0) \\ \Delta_3 = (2\eta_0 - 3\eta_0^2)(\xi_0 - 1.0) - \eta_0^4 \end{cases}, \text{最终可求得圆钢管混凝土压弯构件承载}$$

力相关公式如下:

$$\frac{M}{\gamma_m W_{scm} f_{sc}^y} = a \left(\frac{N}{A_{sc} f_{sc}^y} \right)^3 + b \left(\frac{N}{A_{sc} f_{sc}^y} \right)^2 + c \left(\frac{N}{A_{sc} f_{sc}^y} \right) + d;$$

其中 $\gamma_m W_{scm} f_{sc}^y$ 为圆钢管混凝土构件的抗弯承载力;

韩林海提供的轴力—弯矩相互作用曲线只包含了压力部分, 为了能使其运用于后文的钢管混凝土非线性分析模型中, 我们有必要对其进行相应的修改, 使其简单包含拉力部分。曲线仍由 $\xi = a\eta^3 + b\eta^2 + c\eta + d$ 形式的函数表达式描述, 系数 a , b , c , d 将由

下述条件决定: $\eta = 0, \xi = 1.0; \eta = \eta_0, \xi = \xi_0; \eta = 1, \xi = 0; \eta = -m, \xi = 0$; 其中

$$m = N_y / N_{sc} = f_{sc}^y A_{sc} / f_{sc}^y A_{sc};$$

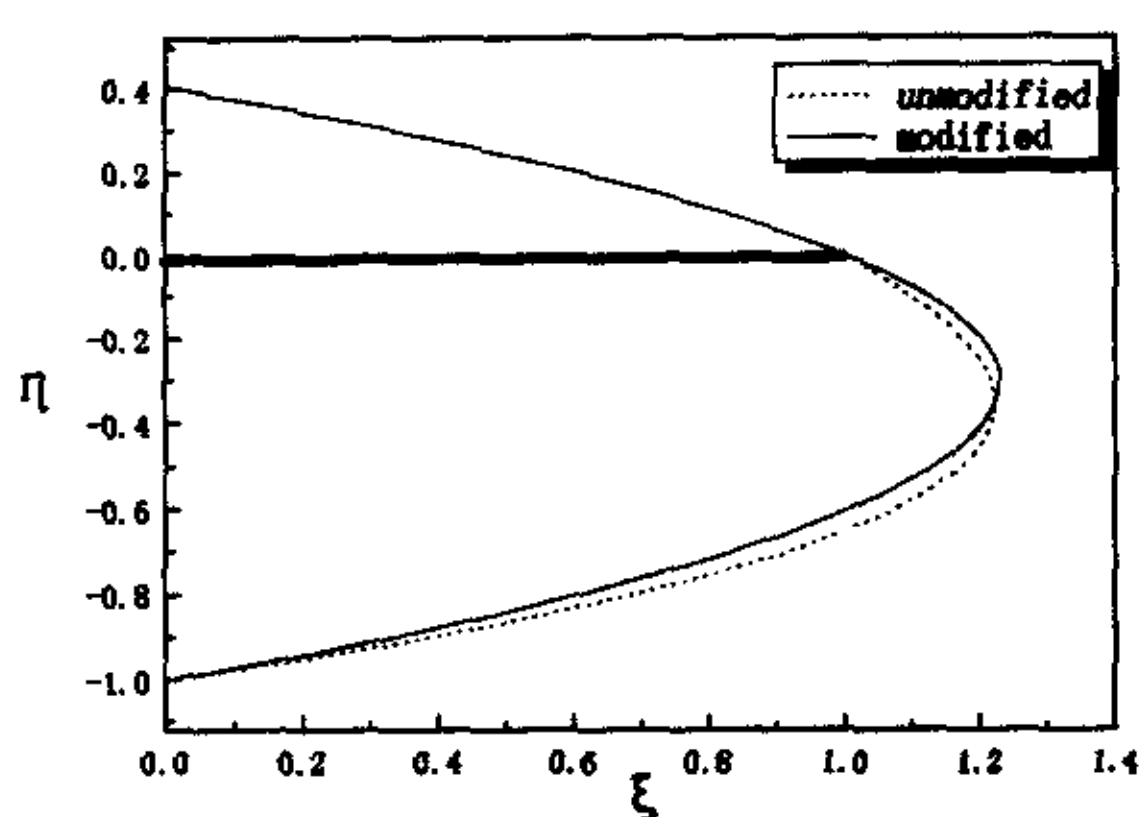
$$\text{由此可以求得 } a = \frac{m - m\eta_0 - \eta_0^2 + \eta_0 - \xi_0 m}{m\eta_0(1 - \eta_0)(m + \eta_0)};$$

$$b = \frac{(\eta_0^3 - \eta_0) + (1 - \xi_0 - \eta_0)(m^2 - m)}{m\eta_0(1 - \eta_0)(m + \eta_0)};$$

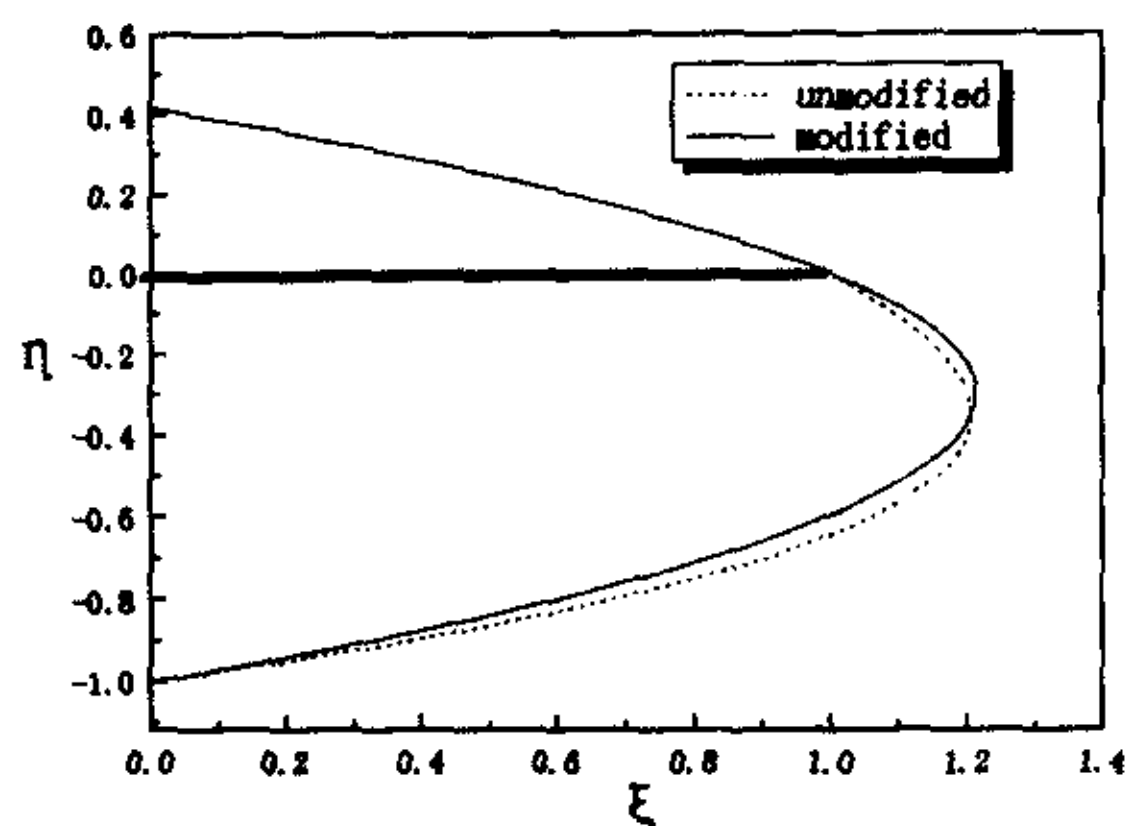
$$c = \frac{(\eta_0^3 - \eta_0^2)(m - 1) + m^2(\eta_0^2 + \xi_0 - 1)}{m\eta_0(1 - \eta_0)(m + \eta_0)};$$

$$d = 1.0;$$

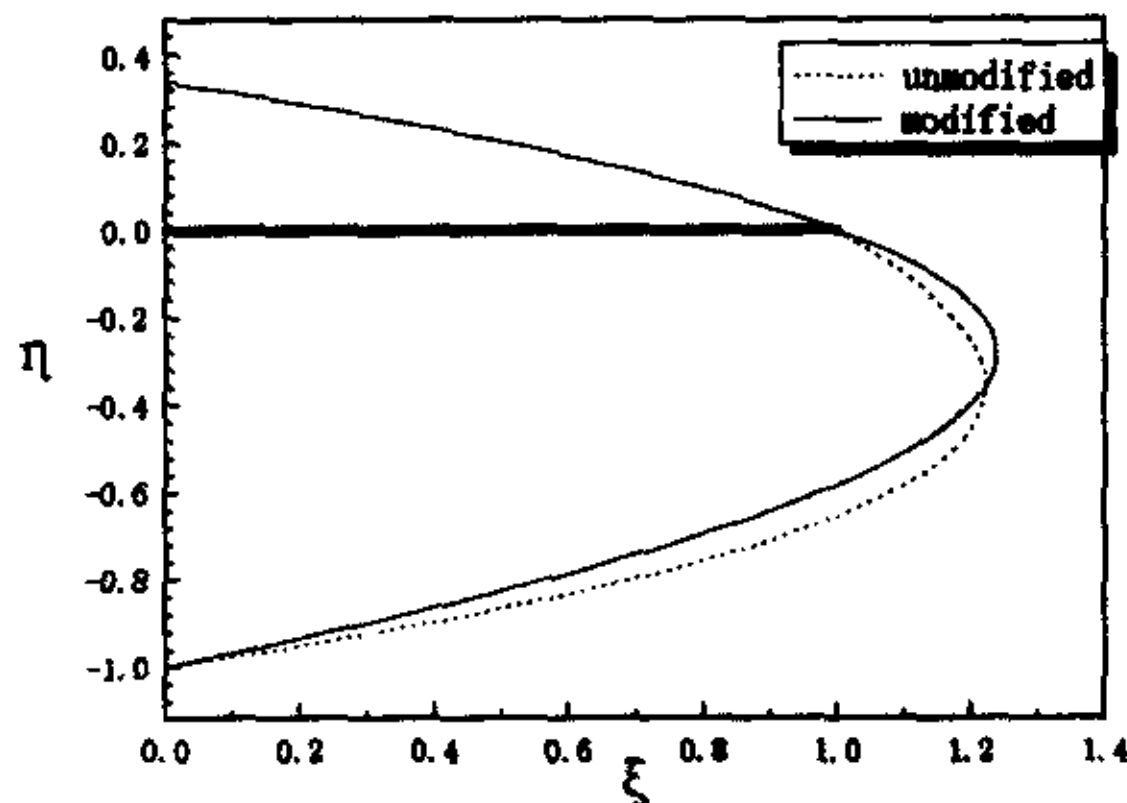
根据两套系数计算得到的 $\eta-\xi$ 曲线比较如下面两算例,如图2-4,可以发现在压力—弯矩相互作用部分相差不大,因此修改后得到的系数是可以接受的。



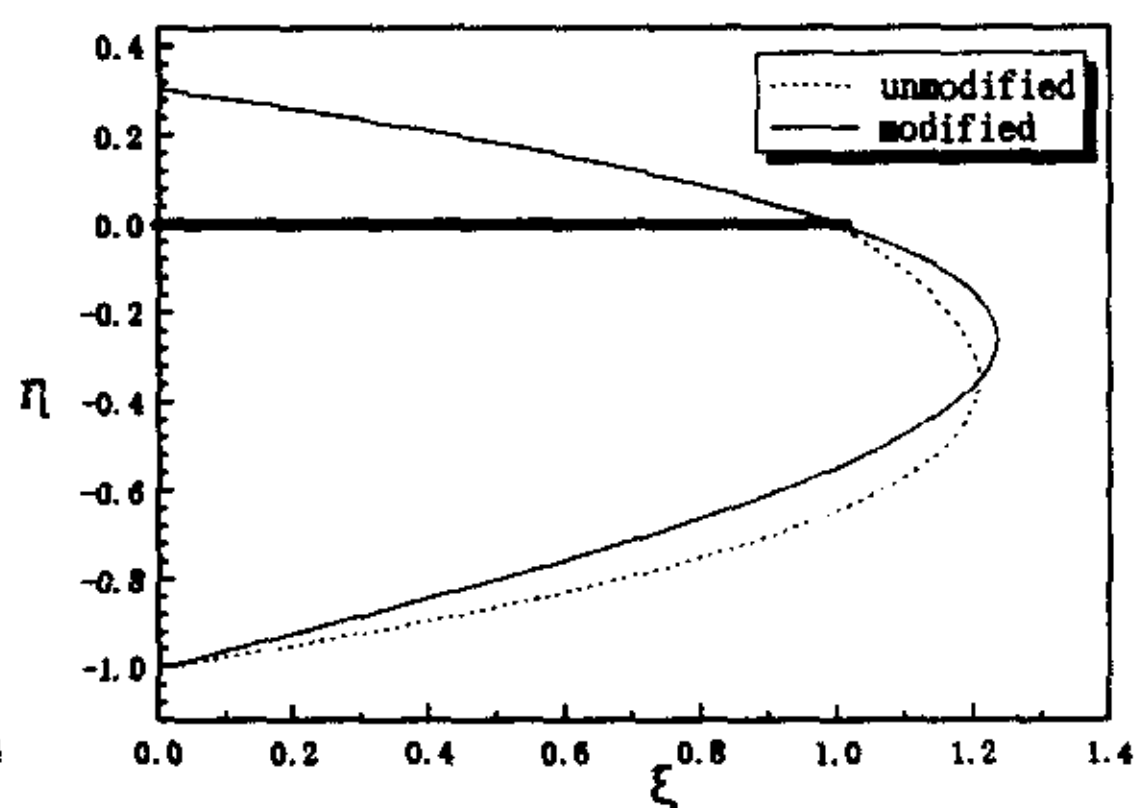
3号钢, R30 混凝土, 直径 600mm, 壁厚 10mm



3号钢, R30 混凝土, 直径 800mm, 壁厚 14mm



3号钢, R40 混凝土, 直径 600mm, 壁厚 10mm



3号钢, R50 混凝土, 直径 800mm, 壁厚 14mm

图 2-4: 两套系数计算的 $\eta-\xi$ 曲线比较

2.2.2 钢管混凝土构件的动力性能

1. 钢管混凝土的 $M-\phi$ 滞回性能

钢管混凝土压弯构件弯矩——曲率骨架曲线的特点是无显著的下降段，转角延性好，其形状与不发生局部失稳钢构件的性能类似。由于组成钢管混凝土的钢管和核心混凝土之间相互贡献、协同互补、共同工作，使其弯矩——曲率滞回曲线表现出良好的稳定性，基本上没有刚度退化和强度退化，曲线图形饱满，呈纺锤形，没有捏缩现象，吸能性能良好。

弯矩——曲率滞回模型的详细描述如下：

在工程实用范围内，即 $f_y = 200 \sim 500 MP_a$ ，

$f_{ck} = 15 \sim 56 MP_a$ ， $\alpha = 0.07 \sim 0.20$ ，可采用双线性

模型来描述，如图 2-5。

弹性阶段刚度 $K_e = E_{scm} I_{scm}$ ；

屈服弯矩定义为弯矩——曲率关系中弹性段延线与强化段延线交点处的弯矩值。 $M_y = 0.89 M_{yu}$ ，

纯弯构件时 M_{yu} 为纯弯构件抗弯承载力，压弯构件

时由压弯构件稳定承载力相关关系求得。

强化阶段刚度 $K_p = \alpha_p K_e$ ； $\alpha_p = 0.018 + 0.026n - 0.012n^2$ ， $n = N / (\phi A_{sc} f_{sc}^y)$ ；

2. 钢管混凝土的 $P-\Delta$ 滞回性能

在工程常用范围内，钢管混凝土 $P-\Delta$ 滞回关系曲线的骨架线无论有下降段与否，曲线形状饱满，捏缩现象不明显。圆钢管混凝土的 $P-\Delta$ 滞回模型应有双线性和三线性两种形式。

3. 钢管混凝土构件的位移延性系数和钢管混凝土构件的耗能比

位移延性系数 $\mu = \Delta_u / \Delta_y$ ， Δ_u 为极限位移，取为承载力下降到峰值承载力的 85% 时对应的位移； Δ_y 为屈服位移，取为 $P-\Delta$ 骨架曲线弹性段延线与过峰值点的切线交点处的位移。

如图 2-6 所示为一钢管混凝土构件典型的 $P-\Delta$ 滞回环，其中，面积 s_1 表示了构件在一个周期中所吸收的

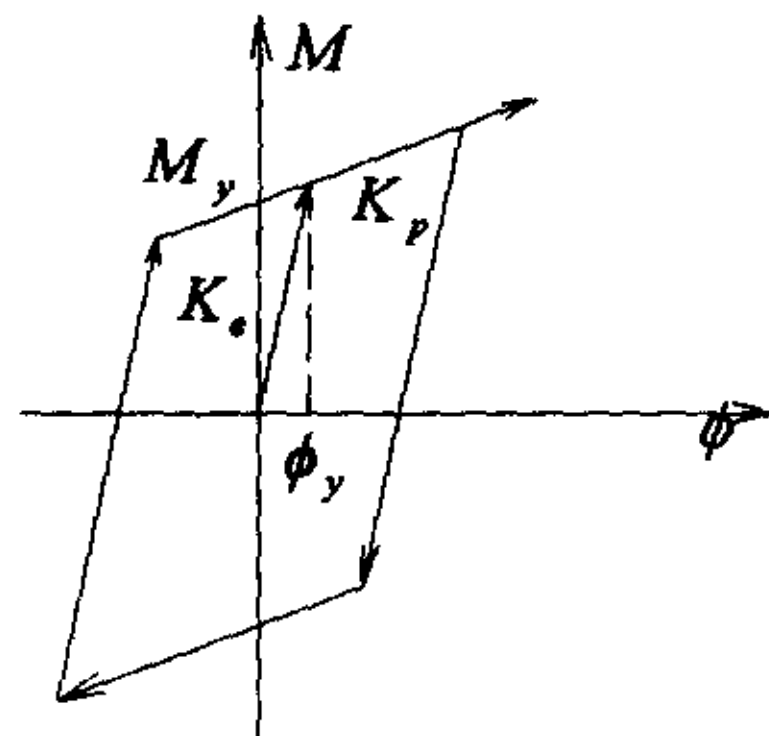


图 2-5: $M-\phi$ 恢复力模型

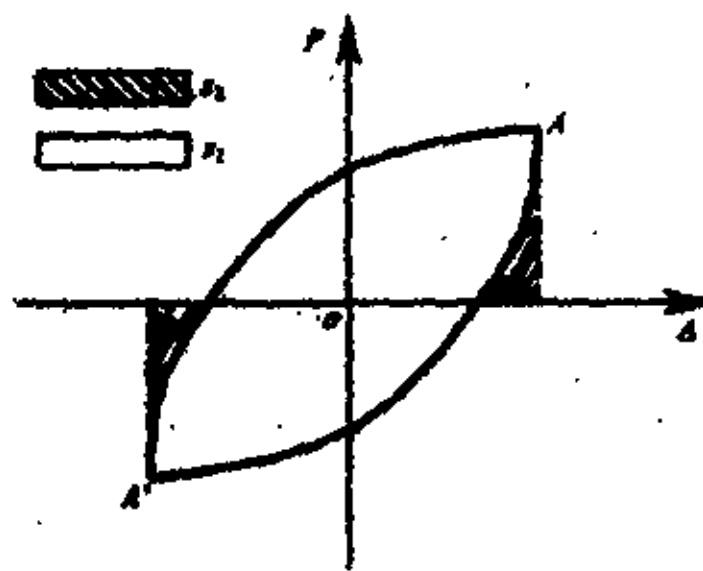


图 2-6: $P-\Delta$ 滞回环

能量（又称耗能），面积 s_2 表示构件在卸载过程中所放出的能量， $s=s_1+s_2$ 为水平荷载所做的功。钢管混凝土构件的耗能比 $\psi = \frac{s_1}{s}$ 。

把钢管混凝土视为一种组合材料的统一体，就可以根据上文的物理力学性能，应用全截面的几何物理量，进行相关的构件设计和结构分析。本文关于钢管混凝土拱桥抗震性能的分析也正是基于上述的物理力学性能开展的。

第三章 钢管混凝土拱桥的抗震分析方法的探讨

在对钢管混凝土拱桥进行抗震性能分析时,首先需要对钢管混凝土拱桥进行有限元离散。钢管混凝土主拱肋是由钢管混凝土和钢管组成的杆系结构。目前在计算时一般有两种方法来处理:一种方法是将钢管和混凝土作为两根杆件来计算,保证其节点坐标相同;另一种方法是将钢和混凝土换算成一种材料来计算。本文提出基于“钢管混凝土统一理论”,将钢管混凝土作为一种材料,根据其构件力学性能进行抗震性能分析的方法。本章将利用这三种方法对一钢管混凝土拱桥实例进行分析,并比较分析计算结果。

3.1 分析方法

目前常用的用来进行钢管混凝土拱桥抗震性能分析的方法有两种:第一种方法是双单元法,也就是将钢管和混凝土分别作为两根杆件,但保证其节点坐标相同;第二种方法是换算截面法,这种方法来源于钢筋混凝土构件的计算,也就是在计算单元截面特性时,将钢按照刚度等效换算成相当的混凝土截面。本文根据“钢管混凝土统一理论”,提出将钢管混凝土作为一种材料,利用“统一理论”得到的构件的力学性能对结构进行抗震性能分析,在下文中称为方法三。

其中,方法二将钢管混凝土截面中的钢材换算成相当混凝土截面的换算原则是:相当混凝土的截面面积 $A = A_c + nA_s$, 抗弯惯矩 $I = I_c + nI_s$, 抗扭惯矩 $I_p = I_{pc} + n'I_{ps}$; 其中:

$$n = \frac{E_s}{E_c}, \quad n' = \frac{G_s}{G_c}; \quad \text{下标 } s \text{ 表示钢材, 下标 } c \text{ 表示混凝土。}$$

3.2 分析模型

本算例为一净跨 46 m、净矢跨比 1/3 的钢管混凝土中承式肋拱。拱肋为二次抛物线,由 $\phi 800 \times 14$ 钢管内灌 C30 混凝土组成拱肋断面。桥台和拱肋上的立柱采用 $\phi 600 \times 10$ 的钢管混凝土断面。其中钢管均为 A3 钢,内填 C30 混凝土。桥面以下的下横撑和斜撑用 $\phi 600 \times 8$ 的空钢管,桥面上用 $\phi 700 \times 10$ 的空钢管将两拱肋连成整体。总体布置图见图 3-1。

按照前面所述的三种方法分别建立模型,如图 3-2 所示。考虑到拱脚与立柱均支撑在重力式桥台上,因此不考虑土与结构相互作用,拱脚与立柱均固定约束。

第三章 钢管混凝土拱桥的抗震分析方法的探讨

在对钢管混凝土拱桥进行抗震性能分析时,首先需要对钢管混凝土拱桥进行有限元离散。钢管混凝土主拱肋是由钢管混凝土和钢管组成的杆系结构。目前在计算时一般有两种方法来处理:一种方法是将钢管和混凝土作为两根杆件来计算,保证其节点坐标相同;另一种方法是将钢和混凝土换算成一种材料来计算。本文提出基于“钢管混凝土统一理论”,将钢管混凝土作为一种材料,根据其构件力学性能进行抗震性能分析的方法。本章将利用这三种方法对一钢管混凝土拱桥实例进行分析,并比较分析计算结果。

3.1 分析方法

目前常用的用来进行钢管混凝土拱桥抗震性能分析的方法有两种:第一种方法是双单元法,也就是将钢管和混凝土分别作为两根杆件,但保证其节点坐标相同;第二种方法是换算截面法,这种方法来源于钢筋混凝土构件的计算,也就是在计算单元截面特性时,将钢按照刚度等效换算成相当的混凝土截面。本文根据“钢管混凝土统一理论”,提出将钢管混凝土作为一种材料,利用“统一理论”得到的构件的力学性能对结构进行抗震性能分析,在下文中称为方法三。

其中,方法二将钢管混凝土截面中的钢材换算成相当混凝土截面的换算原则是:相当混凝土的截面面积 $A = A_c + nA_s$, 抗弯惯矩 $I = I_c + nI_s$, 抗扭惯矩 $I_p = I_{pc} + n'I_{ps}$; 其中:

$$n = \frac{E_s}{E_c}, \quad n' = \frac{G_s}{G_c}; \quad \text{下标 } s \text{ 表示钢材, 下标 } c \text{ 表示混凝土。}$$

3.2 分析模型

本算例为一净跨 46 m、净矢跨比 1/3 的钢管混凝土中承式肋拱。拱肋为二次抛物线,由 $\phi 800 \times 14$ 钢管内灌 C30 混凝土组成拱肋断面。桥台和拱肋上的立柱采用 $\phi 600 \times 10$ 的钢管混凝土断面。其中钢管均为 A3 钢,内填 C30 混凝土。桥面以下的下横撑和斜撑用 $\phi 600 \times 8$ 的空钢管,桥面上用 $\phi 700 \times 10$ 的空钢管将两拱肋连成整体。总体布置图见图 3-1。

按照前面所述的三种方法分别建立模型,如图 3-2 所示。考虑到拱脚与立柱均支撑在重力式桥台上,因此不考虑土与结构相互作用,拱脚与立柱均固定约束。

三种方法中拱肋单元截面特性见表 3-1。

表 3-1：拱肋单元截面特性

$\phi 800 * 14$		截面面积 (m^2)	抗弯惯矩 (m^4)	抗扭惯矩 (m^4)
方法一：双单元法	钢	0.0346	0.00267	0.005337
	砼	0.4678	0.01743	0.034850
方法二：换算截面法		0.6985	0.03523	0.06600
方法三：钢管混凝土单元法		0.5020	0.02010	0.04020

其中：方法一中的钢和混凝土的截面性质是根据各自实际的截面形状计算得到，方法二中的截面性质则是按照换算原则将钢换算成混凝土后得到的截面性质，方法三中的截面性质是根据全截面计算得到。

3.3 计算结果

3.3.1 动力特性分析

分别对三种方法建立的模型进行动力特性分析，发现三种方法得到的动力特性相差不大，特别是方法一和方法二的结果近乎一样。方法一（二）的振型图见图 3-3，振型序列分别见表 3-2 和表 3-3，方法三的振型图及序列见分别见图 3-4 和表 3-4。

三种方法中拱肋单元截面特性见表 3-1。

表 3-1：拱肋单元截面特性

$\phi 800 * 14$		截面面积(m^2)	抗弯惯矩(m^4)	抗扭惯矩(m^4)
方法一：双单元法	钢	0.0346	0.00267	0.005337
	砼	0.4678	0.01743	0.034850
方法二：换算截面法		0.6985	0.03523	0.06600
方法三：钢管混凝土单元法		0.5020	0.02010	0.04020

其中：方法一中的钢和混凝土的截面性质是根据各自实际的截面形状计算得到，方法二中的截面性质则是按照换算原则将钢换算成混凝土后得到的截面性质，方法三中的截面性质是根据全截面计算得到。

3.3 计算结果

3.3.1 动力特性分析

分别对三种方法建立的模型进行动力特性分析，发现三种方法得到的动力特性相差不大，特别是方法一和方法二的结果近乎一样。方法一（二）的振型图见图 3-3，振型序列分别见表 3-2 和表 3-3，方法三的振型图及序列见分别见图 3-4 和表 3-4。

三种方法中拱肋单元截面特性见表 3-1。

表 3-1：拱肋单元截面特性

$\phi 800 * 14$		截面面积(m^2)	抗弯惯矩(m^4)	抗扭惯矩(m^4)
方法一：双单元法	钢	0.0346	0.00267	0.005337
	砼	0.4678	0.01743	0.034850
方法二：换算截面法		0.6985	0.03523	0.06600
方法三：钢管混凝土单元法		0.5020	0.02010	0.04020

其中：方法一中的钢和混凝土的截面性质是根据各自实际的截面形状计算得到，方法二中的截面性质则是按照换算原则将钢换算成混凝土后得到的截面性质，方法三中的截面性质是根据全截面计算得到。

3.3 计算结果

3.3.1 动力特性分析

分别对三种方法建立的模型进行动力特性分析，发现三种方法得到的动力特性相差不大，特别是方法一和方法二的结果近乎一样。方法一（二）的振型图见图 3-3，振型序列分别见表 3-2 和表 3-3，方法三的振型图及序列见分别见图 3-4 和表 3-4。

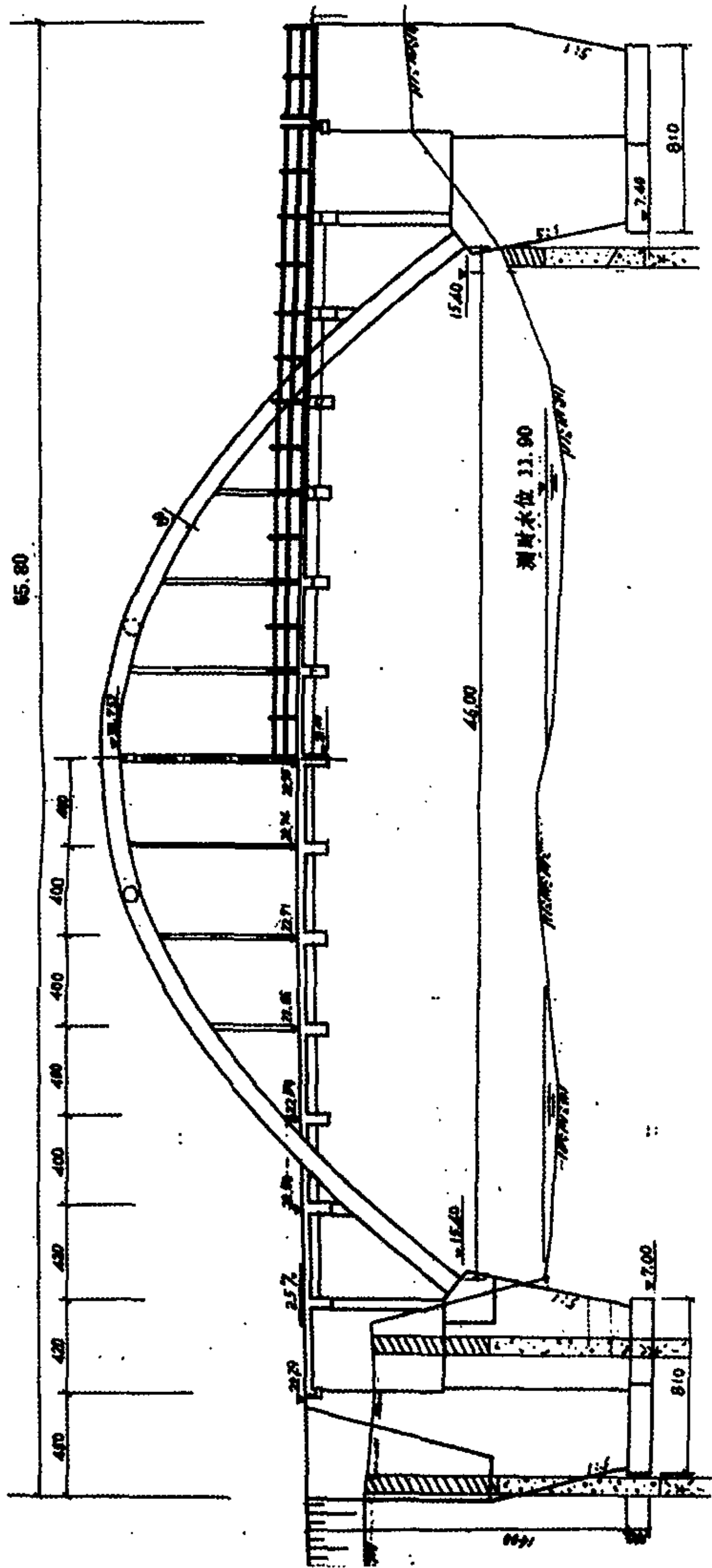


图 3-1: 总体布置图

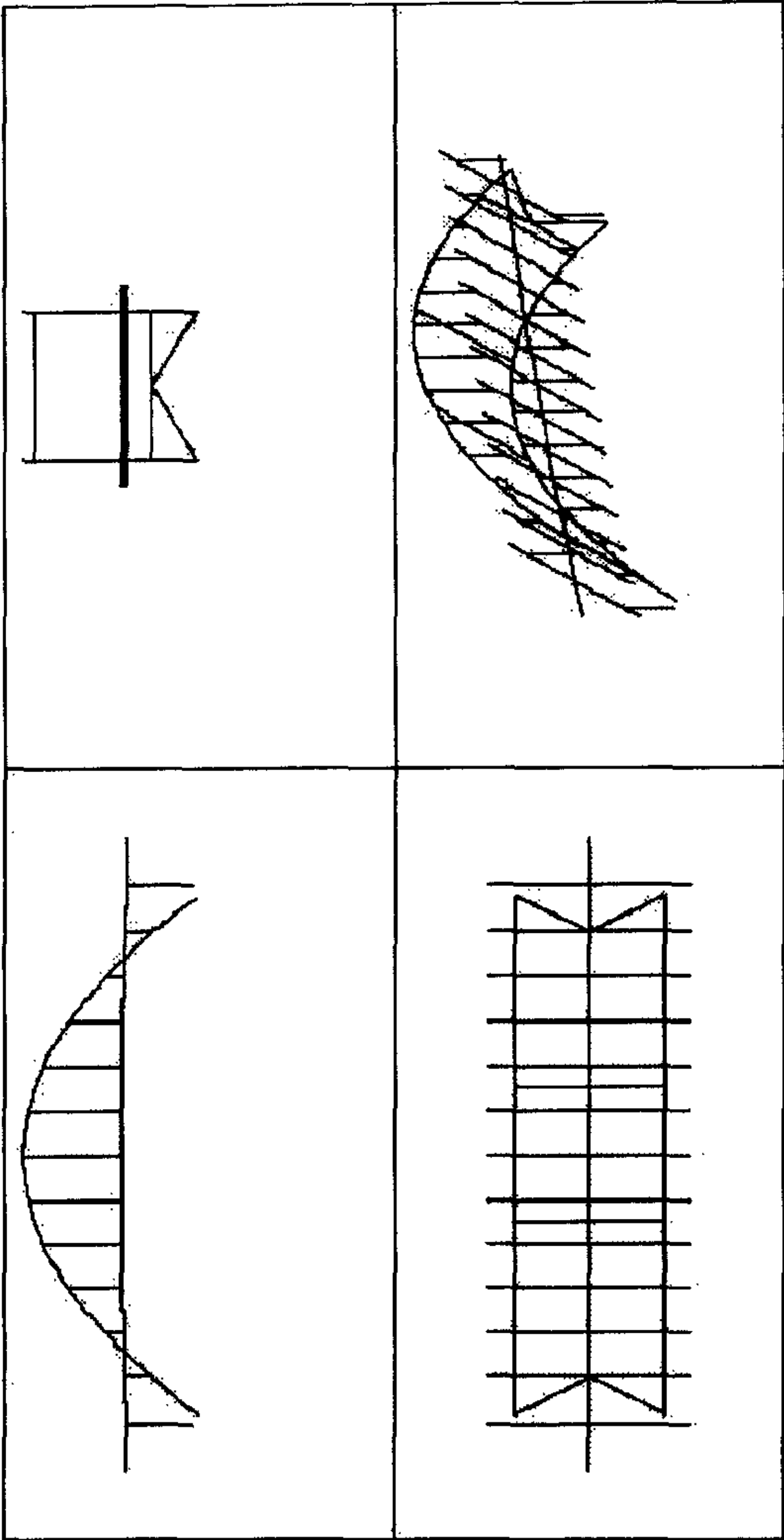


图 3-2: 结构模型图

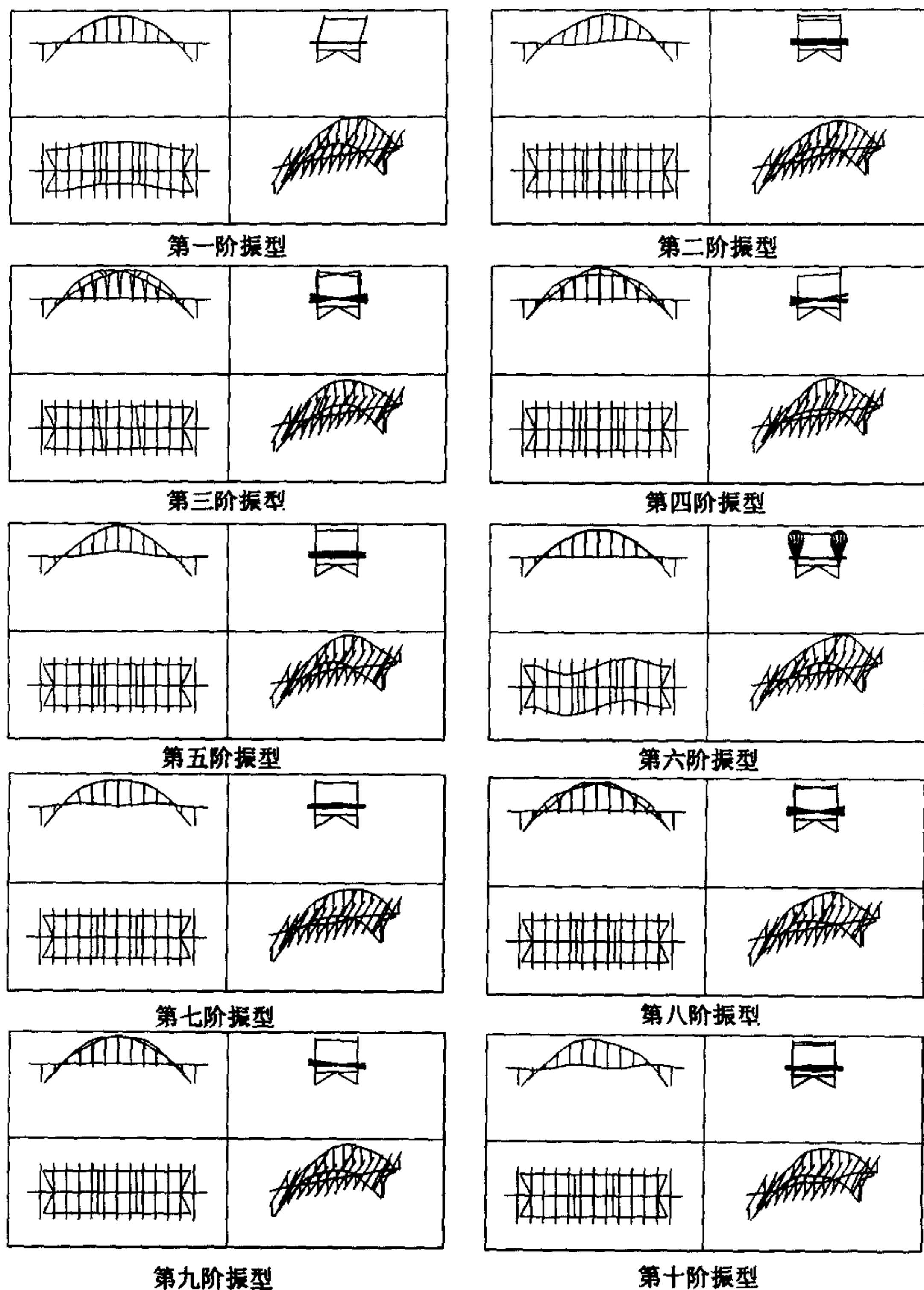


图 3-3: 方法一 (二) 的振型图

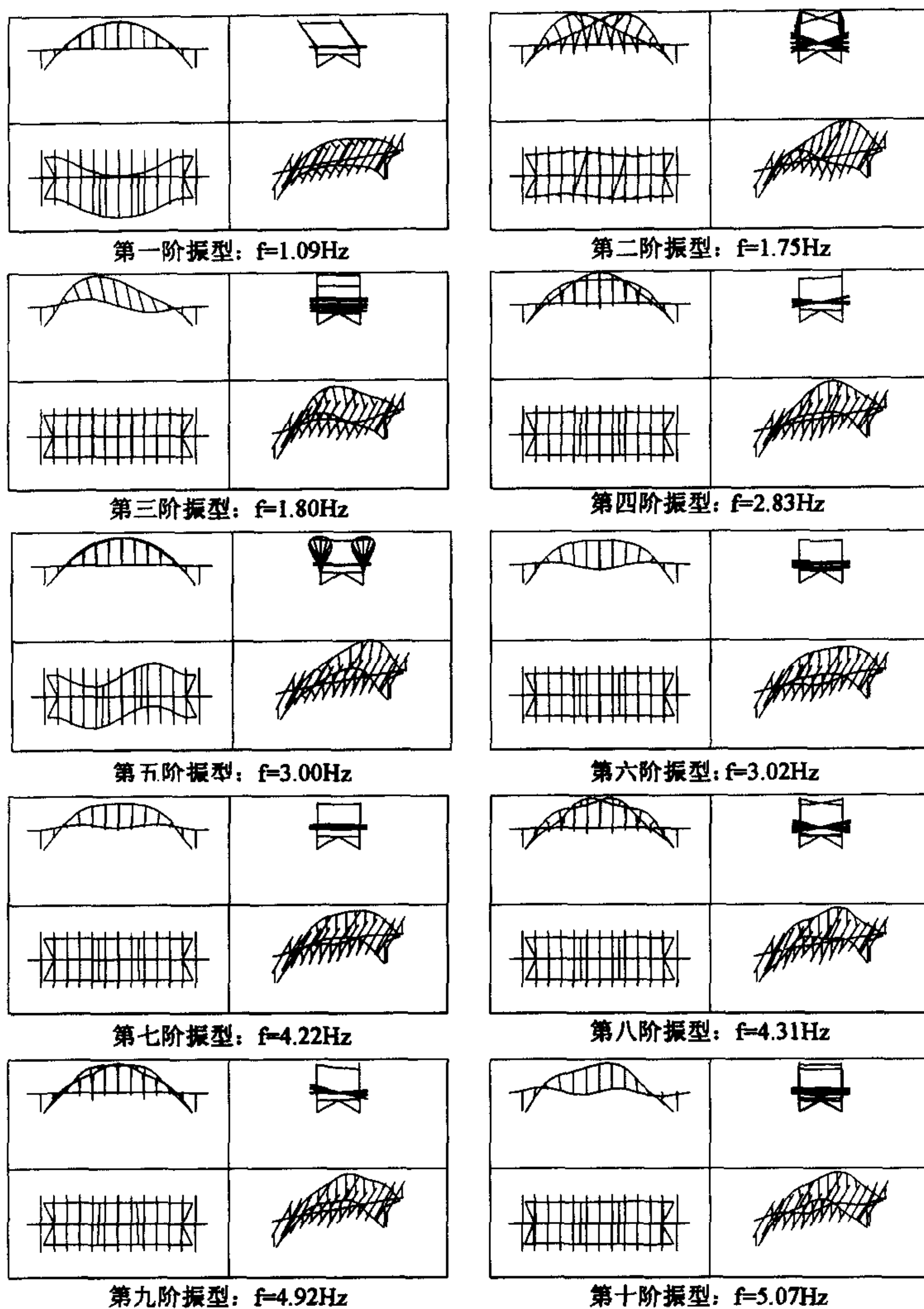


图 3-4: 方法三的振型图

表 3-2: 方法一的振型序列

振 型 阶数	频率 (Hz)	周期 (s)	振型图
1	1.2310E+00	8.1235E-01	拱的一阶对称侧弯
2	1.9240E+00	5.1975E-01	拱梁一阶反对称竖弯
3	1.9477E+00	5.1343E-01	梁的一阶反对称扭转
4	3.1030E+00	3.2227E-01	梁对称扭转
5	3.1664E+00	3.1581E-01	拱梁一阶对称竖弯
6	3.3868E+00	2.9526E-01	拱一阶反对称扭转
7	4.3318E+00	2.3085E-01	拱梁一阶对称竖弯
8	4.6551E+00	2.1482E-01	梁反对称扭转
9	5.0976E+00	1.9617E-01	梁对称扭转
10	5.3324E+00	1.8753E-01	拱梁反对称竖弯

表 3-3: 方法二的振型序列

振 型 阶数	频率 (Hz)	周期 (s)	振型图
1	1.2309E+00	8.1244E-01	拱的一阶对称侧弯
2	1.9240E+00	5.1976E-01	拱梁一阶反对称竖弯
3	1.9476E+00	5.1345E-01	梁的一阶反对称扭转
4	3.1029E+00	3.2228E-01	梁对称扭转
5	3.1664E+00	3.1582E-01	拱梁一阶对称竖弯
6	3.3864E+00	2.9530E-01	拱一阶反对称扭转
7	4.3317E+00	2.3085E-01	拱梁一阶对称竖弯
8	4.6550E+00	2.1483E-01	梁反对称扭转
9	5.0976E+00	1.9617E-01	梁对称扭转
10	5.3323E+00	1.8754E-01	拱梁反对称竖弯

表 3-4：方法三的振型序列

振 型 阶数	频率 (Hz)	周期 (s)	振型图
1	1.0939E+00	9.1412E-01	拱的一阶对称侧弯
2	1.7485E+00	5.7193E-01	梁的一阶反对称扭转
3	1.8008E+00	5.5531E-01	拱梁一阶反对称竖弯
4	2.8287E+00	3.5352E-01	梁对称扭转
5	3.0007E+00	3.3326E-01	拱一阶反对称扭转
6	3.0176E+00	3.3138E-01	拱梁一阶对称竖弯
7	4.2186E+00	2.3704E-01	拱梁一阶对称竖弯
8	4.3118E+00	2.3192E-01	梁反对称扭转
9	4.9203E+00	2.0324E-01	梁对称扭转
10	5.0712E+00	1.9719E-01	拱梁反对称竖弯

3.3.2 地震输入

选用加速度峰值为 2.464 m/s^2 的地震波作为水平向地震输入,其加速度时程见图 3-5,相应的加速度反应谱见图 3-6。

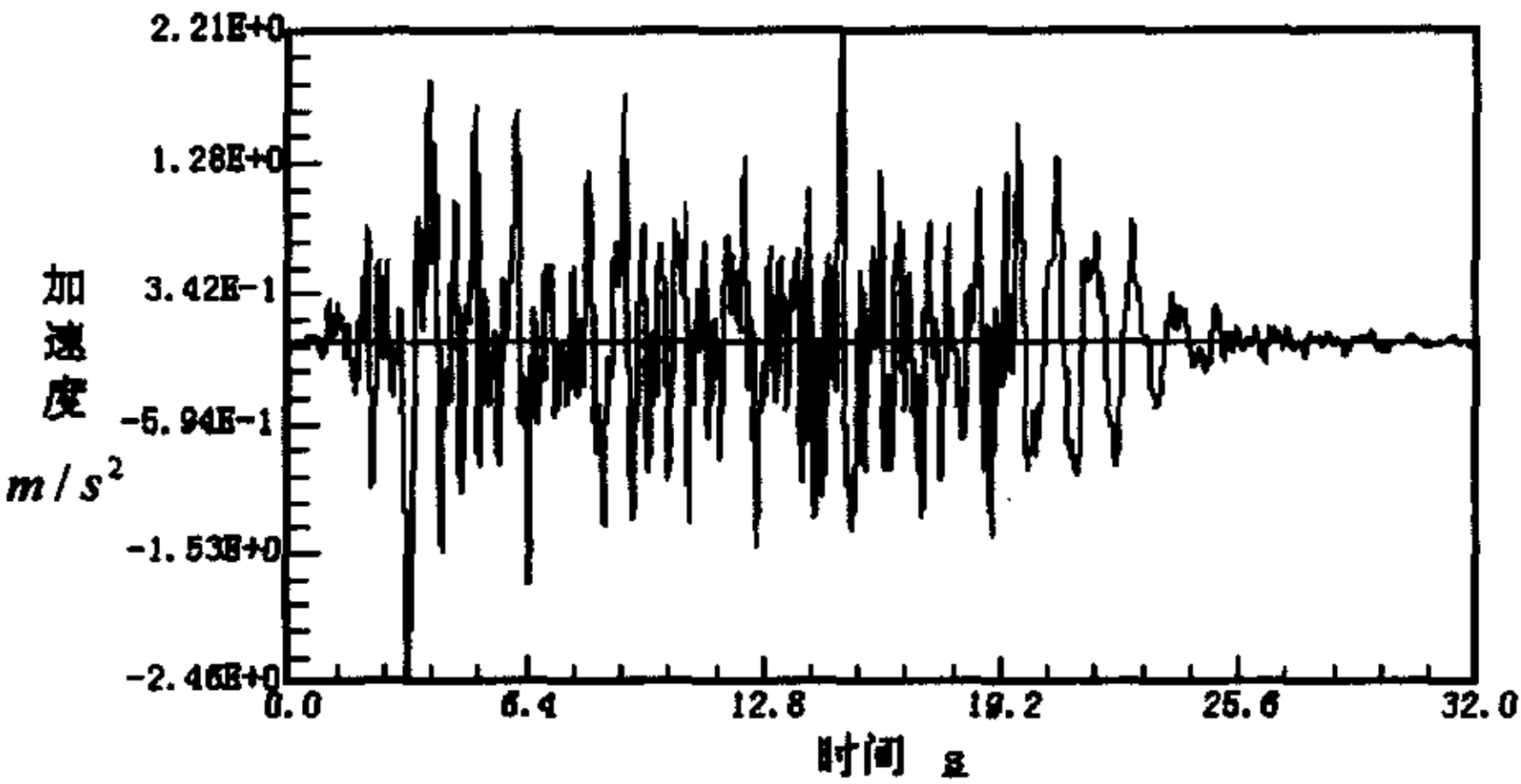


图 3-5：地震波加速度时程

表 3-4：方法三的振型序列

振 型 阶数	频率 (Hz)	周期 (s)	振型图
1	1.0939E+00	9.1412E-01	拱的一阶对称侧弯
2	1.7485E+00	5.7193E-01	梁的一阶反对称扭转
3	1.8008E+00	5.5531E-01	拱梁一阶反对称竖弯
4	2.8287E+00	3.5352E-01	梁对称扭转
5	3.0007E+00	3.3326E-01	拱一阶反对称扭转
6	3.0176E+00	3.3138E-01	拱梁一阶对称竖弯
7	4.2186E+00	2.3704E-01	拱梁一阶对称竖弯
8	4.3118E+00	2.3192E-01	梁反对称扭转
9	4.9203E+00	2.0324E-01	梁对称扭转
10	5.0712E+00	1.9719E-01	拱梁反对称竖弯

3.3.2 地震输入

选用加速度峰值为 2.464 m/s^2 的地震波作为水平向地震输入,其加速度时程见图 3-5,相应的加速度反应谱见图 3-6。

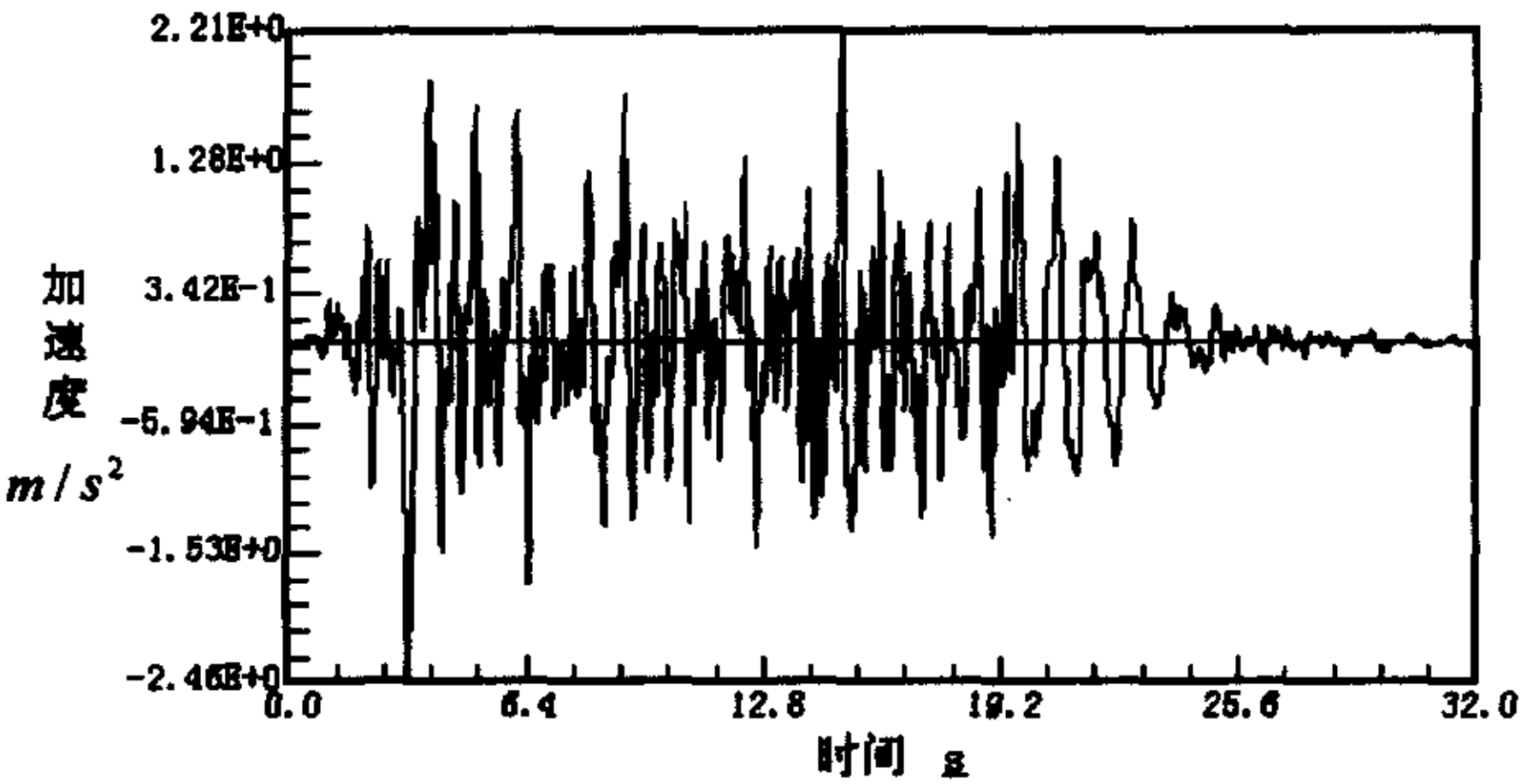
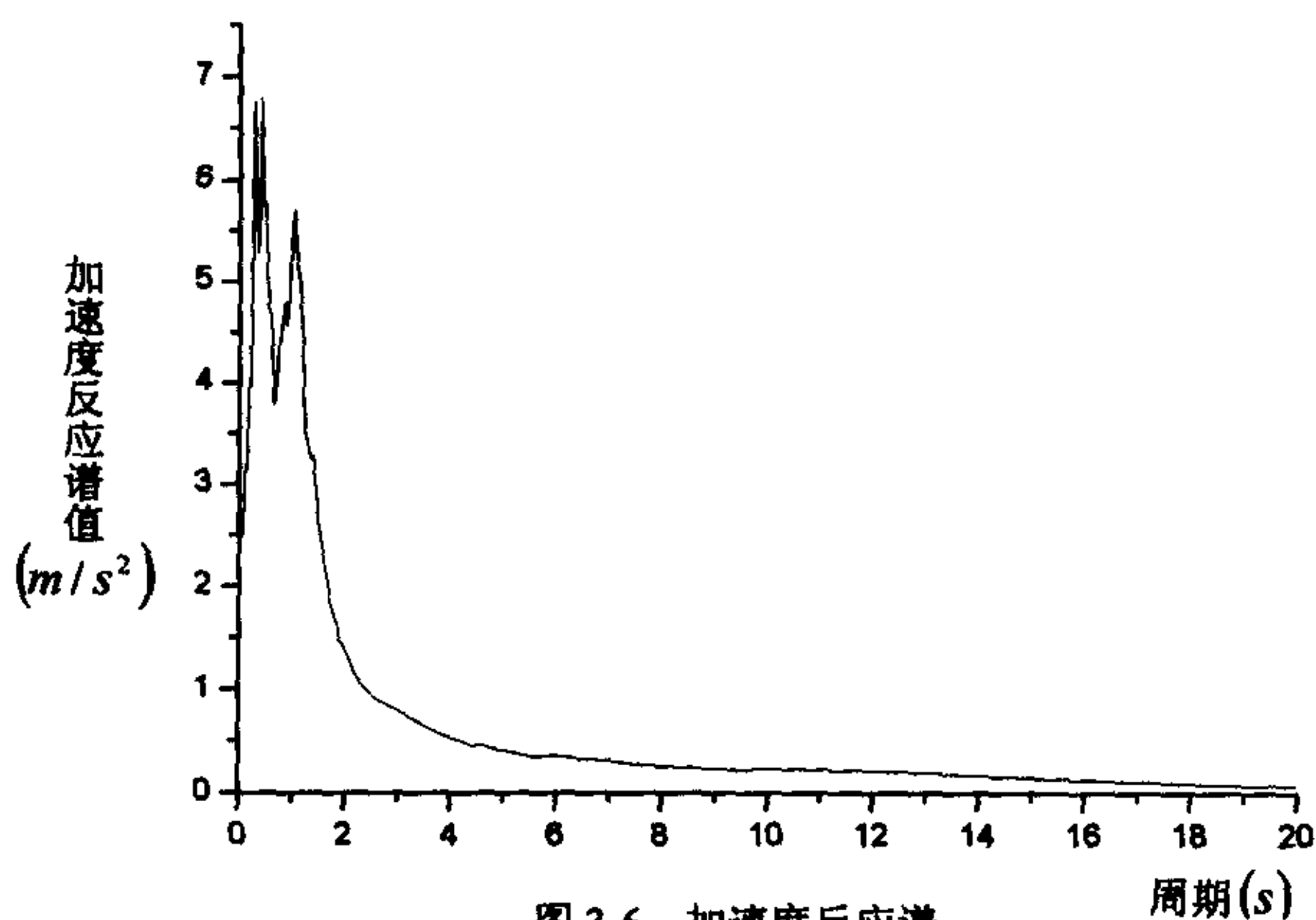


图 3-5：地震波加速度时程



3.3.3 时程分析计算结果

在图 3-7 中分别列出了三种方法计算所得的主拱在恒载和水平向地震荷载作用下的轴力、剪力、弯矩包络图。由图可知，第一种方法和第二种方法的计算结果是一致的，第三种方法的计算结果和前两种虽有些差异，但差异并不大，例如主拱弯矩第三种方法计算偏小，但最大相差也不超过 20%。从表 3-5 主拱截面刚度值的比较，可以发现导致差异出现的根本原因第一种方法和第二种方法的截面刚度值近乎一样，所以结果基本相同，而第三种方法的截面刚度值和前两种方法略有差异，从而导致了计算结果的差异。

表 3-5: 主拱截面刚度值

$\phi 800 \times 14$	$EA(KN)$	$EI(KN - m^2)$	$GI_p(KN - m^2)$
方法一: 双单元法 (钢+砼)	2.10E+07	1.06E+06	8.48E+05
方法二: 换算截面法	2.10E+07	1.06E+06	8.48E+05
方法三: 钢管混凝土单元法	1.86E+07	7.97E+05	4.84E+05

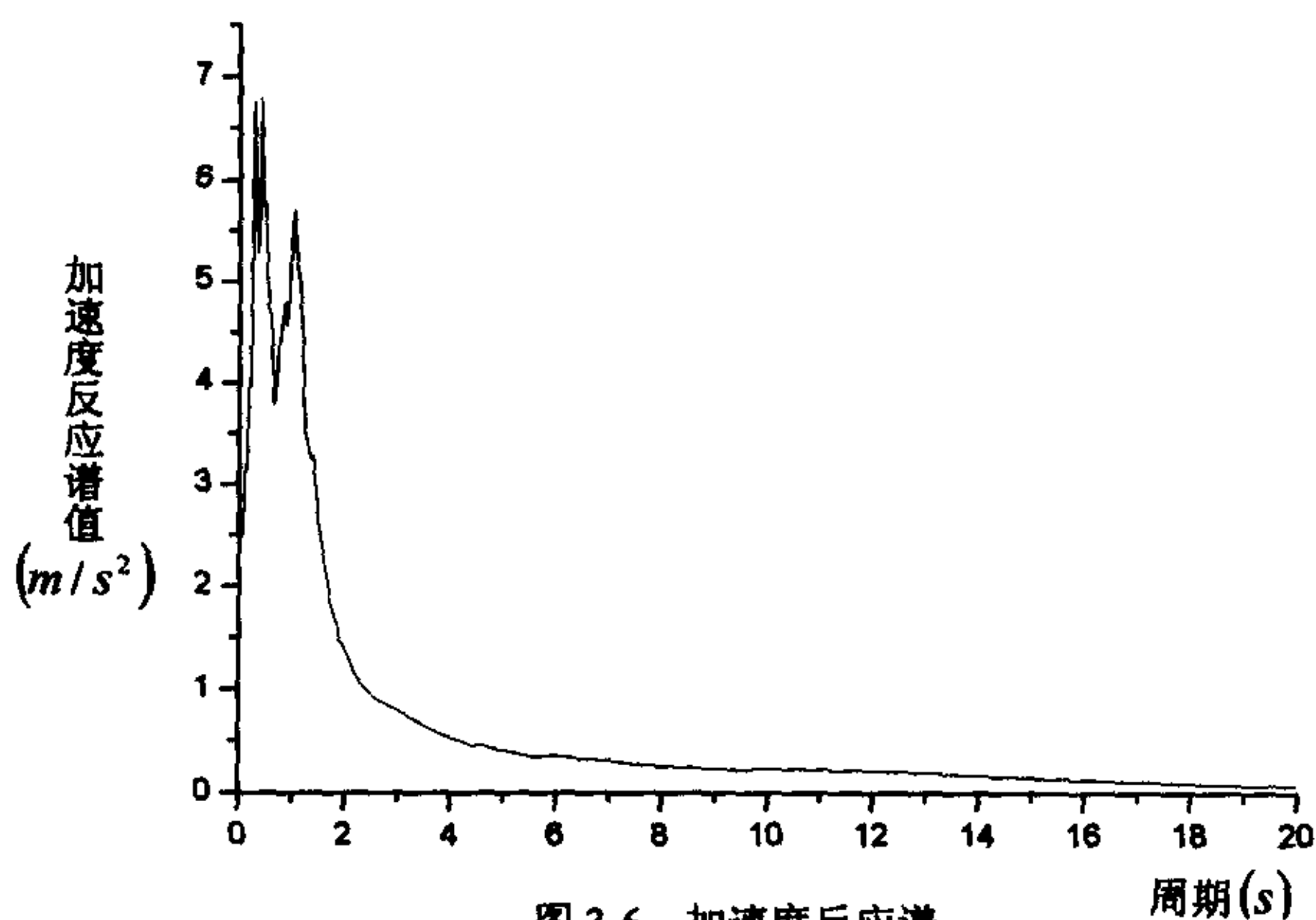


图 3-6: 加速度反应谱

3.3.3 时程分析计算结果

在图 3-7 中分别列出了三种方法计算所得的主拱在恒载和水平向地震荷载作用下的轴力、剪力、弯矩包络图。由图可知, 第一种方法和第二种方法的计算结果是一致的, 第三种方法的计算结果和前两种虽有些差异, 但差异并不大, 例如主拱弯矩第三种方法计算偏小, 但最大相差也不超过 20%。从表 3-5 主拱截面刚度值的比较, 可以发现导致差异出现的根本原因第一种方法和第二种方法的截面刚度值近乎一样, 所以结果基本相同, 而第三种方法的截面刚度值和前两种方法略有差异, 从而导致了计算结果的差异。

表 3-5: 主拱截面刚度值

$\phi 800 * 14$	$EA(KN)$	$EI(KN - m^2)$	$GI_p(KN - m^2)$
方法一: 双单元法 (钢+砼)	2.10E+07	1.06E+06	8.48E+05
方法二: 换算截面法	2.10E+07	1.06E+06	8.48E+05
方法三: 钢管混凝土单元法	1.86E+07	7.97E+05	4.84E+05

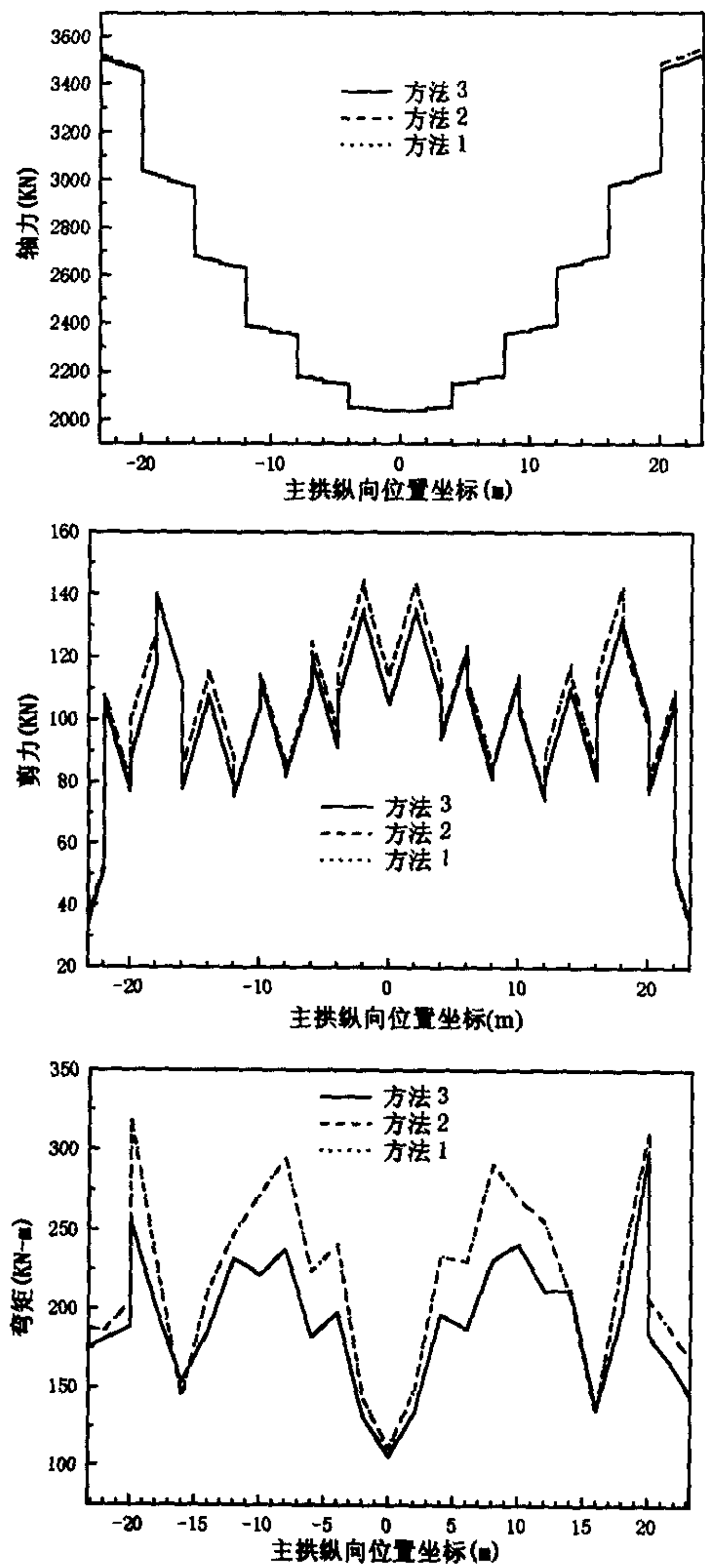


图 3-7: 主拱在恒载和水平地震荷载作用下的内力包络图

3.4 总结

从以上分析可以知道,基于“钢管混凝土统一理论”的抗震性能分析方法在计算结果上和双单元法、换算截面法存在一致性,且这种分析方法将钢管混凝土断面作为一种组合材料的统一体考虑,根据其物理力学性能,应用全截面的几何物理量进行分析,概念清楚,受力明确,具有很好的推广价值。

此外,双单元法和换算截面法都不能准确地考虑结构在地震作用下的非线性行为,而基于“钢管混凝土统一理论”的抗震性能分析方法充分利用了构件在弹塑性状态时的力学性能,能够比较明确地进行结构在地震作用下的非线性状态分析,下面第四章将主要介绍如何应用钢管混凝土统一理论编制钢管混凝土三维非线性地震反应分析程序。

第四章 钢管混凝土拱桥的三维弹塑性地震反应分析程序

4.1. 钢管混凝土构件的模拟分析方法

讨论钢管混凝土拱桥的抗震性能首先要合理有效地模拟钢管混凝土构件的本构关系,因此下面将先介绍目前国内外对于钢管混凝土构件的模拟分析方法。

目前对于钢管混凝土构件的模拟分析方法基本上有三种:有限元法,基于材料本构模型的纤维法(strip method or fiber method),基于构件恢复力模型的梁柱法。

对于有限元法(FEM),我们需要分别定义混凝土和钢材的力学模型及钢材和混凝土的接触方式来模拟钢管混凝土构件。Ge 和 Usami (1994)^[33]利用 FEM 方法分析方型—薄壁 CFT 短柱的力学行为。其中混凝土使用八节点的等参元,本构模型采用 Wu 和 Tanabe (1990)的弹塑性模型,可以模拟应变硬化和应变软化;钢板使用八节点的 Kirchhoff 薄壳单元,采用 von Mises 屈服准则但不考虑应变硬化;混凝土与钢板之间采用接触单元加以模拟。Inai (1997)^[34]用有限元法建立分析模拟钢管混凝土梁的静态轴力—应变和动态弯矩—曲率行为。其中圆形钢管混凝土梁柱的钢管行为用 Von-Mise 屈服准则描述,混凝土的应力应变则以考虑约束效应的 Sakino-Sun 模型描述;方型钢管混凝土梁考虑到钢管的局部屈曲行为和钢管对混凝土约束效应的不同,对钢管和混凝土的本构关系加以修正后使用。余勇和吕西林(1999)^[35]建立了一个三维非线性有限元计算模型,其中混凝土材料模型基于亚弹性正交异性理论,采用 Sargin 的非线性应力—应变方程表达式以及拉伸、压缩破坏面,钢单元采用等向强化的 Von Mises 弹塑性模型。

基于材料本构模型的纤维法,基于平截面假定,认为截面上的各点处于单向受力状态,需要分别定义混凝土和钢材的一维受力状态的本构关系。Hajjar 和 Gourley (1996)^[36]采用纤维单元法进行数值分析,建立了方型或矩形钢管混凝土短柱的三维断面强度的多项式($P-M_y-M_z$ 的曲面表达式)。Hajjar 和 Molodan (1997)^[36]利用纤维单元法模拟钢管混凝土梁柱系统。

基于构件恢复力模型的梁柱法目前模拟钢管混凝土构件的比较常用的是集中塑性铰梁柱法。考虑到在地震荷载作用下结构的塑性往往局限于一些小的范围,因此不妨可以假定梁柱单元的屈服及塑性变形的发生开展用梁柱单元端部的无长度的铰来模拟,这就是所谓的集中塑性铰梁柱模型。Hajjar 和 Gourley (1997)^[37]利用集中塑性铰梁柱模型来模拟钢

第四章 钢管混凝土拱桥的三维弹塑性地震反应分析程序

4.1. 钢管混凝土构件的模拟分析方法

讨论钢管混凝土拱桥的抗震性能首先要合理有效地模拟钢管混凝土构件的本构关系,因此下面将先介绍目前国内外对于钢管混凝土构件的模拟分析方法。

目前对于钢管混凝土构件的模拟分析方法基本上有三种:有限元法,基于材料本构模型的纤维法(strip method or fiber method),基于构件恢复力模型的梁柱法。

对于有限元法(FEM),我们需要分别定义混凝土和钢材的力学模型及钢材和混凝土的接触方式来模拟钢管混凝土构件。Ge 和 Usami (1994)^[33]利用 FEM 方法分析方型—薄壁 CFT 短柱的力学行为。其中混凝土使用八节点的等参元,本构模型采用 Wu 和 Tanabe (1990)的弹塑性模型,可以模拟应变硬化和应变软化;钢板使用八节点的 Kirchhoff 薄壳单元,采用 von Mises 屈服准则但不考虑应变硬化;混凝土与钢板之间采用接触单元加以模拟。Inai (1997)^[34]用有限元法建立分析模拟钢管混凝土梁的静态轴力—应变和动态弯矩—曲率行为。其中圆形钢管混凝土梁柱的钢管行为用 Von-Mise 屈服准则描述,混凝土的应力应变则以考虑约束效应的 Sakino-Sun 模型描述;方型钢管混凝土梁考虑到钢管的局部屈曲行为和钢管对混凝土约束效应的不同,对钢管和混凝土的本构关系加以修正后使用。余勇和吕西林(1999)^[35]建立了一个三维非线性有限元计算模型,其中混凝土材料模型基于亚弹性正交异性理论,采用 Sargin 的非线性应力—应变方程表达式以及拉伸、压缩破坏面,钢单元采用等向强化的 Von Mises 弹塑性模型。

基于材料本构模型的纤维法,基于平截面假定,认为截面上的各点处于单向受力状态,需要分别定义混凝土和钢材的一维受力状态的本构关系。Hajjar 和 Gourley (1996)^[36]采用纤维单元法进行数值分析,建立了方型或矩形钢管混凝土短柱的三维断面强度的多项式($P-M_y-M_z$ 的曲面表达式)。Hajjar 和 Molodan (1997)^[36]利用纤维单元法模拟钢管混凝土梁柱系统。

基于构件恢复力模型的梁柱法目前模拟钢管混凝土构件的比较常用的是集中塑性铰梁柱法。考虑到在地震荷载作用下结构的塑性往往局限于一些小的范围,因此不妨可以假定梁柱单元的屈服及塑性变形的发生开展用梁柱单元端部的无长度的铰来模拟,这就是所谓的集中塑性铰梁柱模型。Hajjar 和 Gourley (1997)^[37]利用集中塑性铰梁柱模型来模拟钢

管混凝土构件, 根据方型或矩形钢管混凝土短柱的三维断面强度的多项式在 $P-M_y-M_z$ 空间中建立加载面 (loading surface) 和边界面 (bounding surface) 来描述梁柱的塑性变形行为。

FEM 方法一般用来分析构件的行为, 分析结构系统的行为常用的还是纤维模型和集中塑性铰梁柱方法。在纤维模型中, 构件截面被划分为许多个小区域 (纤维)。每个区域假定为单向应力状态, 并分别遵循钢材和混凝土的本构关系 (应力—应变滞回特性)。通过这种类型的模型分析能够得到详细和精确的结果, 但是对于实际应用来说计算效率不高。另外, 对于钢管混凝土构件来说, 混凝土由于受到约束处于三向受力状态, 其本构关系不同于普通混凝土的本构关系, 且受到截面形状、径厚比 (width-thickness-ratio)、钢材强度和混凝土标号等因素的影响, 比较复杂。如何准确地定义混凝土的本构关系成为纤维模型正确模拟钢管混凝土构件行为性能的关键。因此在文献研究中使用纤维模型时, 基本上都要进行相关的构件试验研究来修正混凝土的本构关系从而达到准确描述钢管混凝土构件行为性能的目的。集中塑性铰梁柱模型认为非线性性能是针对构件的整体截面定义的, 并不是针对单个纤维而言。因而它直接利用试验研究得到的和截面尺寸及构件材料相关的恢复力模型来模拟钢管混凝土构件力学性能, 因而与纤维模型法相比集中塑性铰模型更直接地利用试验研究结果, 且对于大型结构体系, 其计算效率要远远高于纤维模型法。因此本文运用集中塑性铰方法, 在 Neabs-II 程序^[30]的基础上引入钢管混凝土弹塑性梁柱单元编制了钢管混凝土拱桥的弹塑性三维地震反应程序。

4.2. 非线性体系运动平衡方程

在结构有限元离散的基础上, 一个具有 N 个自由度的结构体系的运动方程:

$$\dot{Q}^I(t) + Q^D(t) + Q^S(t) = F(t) \quad (4-1)$$

其中: $F(t)$ — t 时刻的动力节点荷载向量;

$\dot{Q}^I(t)$ — t 时刻的惯性力向量;

$Q^D(t)$ — t 时刻的阻尼力向量;

$Q^S(t)$ — t 时刻的恢复力向量;

假定质量是与时间无关, 则惯性力可以表示: $\dot{Q}^I(t) = M\ddot{u}(t)$; 其中: M 是质量矩阵;

管混凝土构件, 根据方型或矩形钢管混凝土短柱的三维断面强度的多项式在 $P-M_y-M_z$ 空间中建立加载面 (loading surface) 和边界面 (bounding surface) 来描述梁柱的塑性变形行为。

FEM 方法一般用来分析构件的行为, 分析结构系统的行为常用的还是纤维模型和集中塑性铰梁柱方法。在纤维模型中, 构件截面被划分为许多个小区域 (纤维)。每个区域假定为单向应力状态, 并分别遵循钢材和混凝土的本构关系 (应力—应变滞回特性)。通过这种类型的模型分析能够得到详细和精确的结果, 但是对于实际应用来说计算效率不高。另外, 对于钢管混凝土构件来说, 混凝土由于受到约束处于三向受力状态, 其本构关系不同于普通混凝土的本构关系, 且受到截面形状、径厚比 (width-thickness-ratio)、钢材强度和混凝土标号等因素的影响, 比较复杂。如何准确地定义混凝土的本构关系成为纤维模型正确模拟钢管混凝土构件行为性能的关键。因此在文献研究中使用纤维模型时, 基本上都要进行相关的构件试验研究来修正混凝土的本构关系从而达到准确描述钢管混凝土构件行为性能的目的。集中塑性铰梁柱模型认为非线性性能是针对构件的整体截面定义的, 并不是针对单个纤维而言。因而它直接利用试验研究得到的和截面尺寸及构件材料相关的恢复力模型来模拟钢管混凝土构件力学性能, 因而与纤维模型法相比集中塑性铰模型更直接地利用试验研究结果, 且对于大型结构体系, 其计算效率要远远高于纤维模型法。因此本文运用集中塑性铰方法, 在 Neabs-II 程序^[30]的基础上引入钢管混凝土弹塑性梁柱单元编制了钢管混凝土拱桥的弹塑性三维地震反应程序。

4.2. 非线性体系运动平衡方程

在结构有限元离散的基础上, 一个具有 N 个自由度的结构体系的运动方程:

$$\dot{Q}^I(t) + Q^D(t) + Q^S(t) = F(t) \quad (4-1)$$

其中: $F(t)$ — t 时刻的动力节点荷载向量;

$\dot{Q}^I(t)$ — t 时刻的惯性力向量;

$Q^D(t)$ — t 时刻的阻尼力向量;

$Q^S(t)$ — t 时刻的恢复力向量;

假定质量是与时间无关, 则惯性力可以表示: $\dot{Q}^I(t) = M\ddot{u}(t)$; 其中: M 是质量矩阵;

$\ddot{u}'(t)$ 是绝对加速度向量。当外部激励为刚性支承激励时, 刚性支承激励由一包括三个平动分量的激励向量描述, 表示如下: $u_g(t) = (u_{gx}(t), u_{gy}(t), u_{gz}(t))^T$, 则惯性力向量可以表示为: $Q^I(t) = M\ddot{u}(t) + MB\ddot{u}_g(t)$ (4-2); 其中 B 是一个 $N \times 3$ 的影响系数矩阵, $B = [b_x \ b_y \ b_z]$, 向量 $b_i (i = x, y, z)$ 有 N 个分量, 当分量对应为 i 自由度时值为 1, 其余分量值则为 0。

一般在工程实际应用中采用 Rayleigh 阻尼模型, 即 $Q^D(t) = C\dot{u}(t)$ (4-3); 其中: C 是阻尼矩阵; $\dot{u}(t)$ 是相对速度向量。

恢复力向量 $Q^S(t)$ 可能是高次非线性, 并依赖于加载过程。如果加载过程是线弹性的, $Q^S(t)$ 可以表示: $Q^S(t) = Ku(t)$ (4-4); 其中 K 是常刚度矩阵, $u(t)$ 是相对位移。对于一般的非弹性、非线性恢复力特性, Q^S 由当前的变形状态决定, 可以表示为 $u(t)$ 的函数: $Q^S(t) = Q^S(u(t))$ (4-5)。

将 (4-2)、(4-3) 和 (4-4) 代入式 (4-1) 得到线弹性体系的运动方程:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -MB\ddot{u}_g(t) \quad (4-6)$$

将 (4-2)、(4-3) 和 (4-5) 代入式 (4-1) 得到非线性体系的运动方程:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Q^S(u(t)) = -MB\ddot{u}_g(t) \quad (4-7)$$

对于线弹性体系的动力分析, 可以利用直接积分法或振型叠加法进行求解; 对于非线性体系的动力分析, 最有效的方法是数值的逐步积分法。这种方法把反应的时程划分为短的、相等的或不等的时段, 对每一个时段, 按照线性体系来计算其反应。这个线性体系的特性是时段开始时刻限定的特性, 时段结束时的特性按照那时体系的变形和应力状态来修正。这样, 非线性体系就近似为一系列依次变化的线性体系的分析。因此对于 (4-7) 而言问题的关键是如何将 $Q^S(u(t + \Delta t))$ 线性化以利于数值积分。运用泰勒展开并略去高阶项得

$$\text{到: } Q^S(u_{n+1}) = Q^S(u_n) + K_T(u_n)\Delta u_{n+1} \quad (4-8); \text{ 其中: } u_{n+1} = u(t_{n+1}),$$

$\Delta u_{n+1} = u(t_{n+1}) - u(t_n)$, $K_T(u_n) = \frac{\partial Q^S}{\partial u} \Big|_{t=t_n}$ 定义为 $t = t_n$ 时刻的切线刚度矩阵。

为了便免数值计算中误差的积累, $Q^S(u_n)$ 的计算直接根据当前时刻的单元变形计算:

$$Q^S(u_n) = Q_n^{NS} + Ku_n \quad (4-9), \text{ 其中 } Q_n^{NS} = \sum_{j=1}^{NBL} q_{j,n}^{NS}, \quad q_{j,n}^{NS} \text{ 是单元 } j \text{ 在 } t_n \text{ 时刻的拟非线性恢复力向量。}$$

复力向量。

将 (4-9) 代入 (4-8) 得: $Q^S(u_{n+1}) = Q_n^{NS} + Ku_n + K_T(u_n)\Delta u_{n+1}$ (4-10); 将 (4-10)

代入 (4-7) 得到非线性体系在 t_{n+1} 时刻的运动平衡方程:

$$M\ddot{u}_{n+1}(t) + C\dot{u}_{n+1}(t) + K_T(u_n)\Delta u_{n+1} = -MB\ddot{u}_g(t) - Ku_n - Q_n^{NS} \quad (4-11)$$

4.3. 运动方程的数值解法

非线性体系的运动平衡方程 (4-11) 可以采用数值逐步积分法进行计算。数值积分的基本思想是把 (4-11) 形式的增量微分方程转换成代数方程式, 而后用代数运算方法求解。因此, 必须在 Δt 时间间隔内, 在位移、速度和加速度之间引入一个简单的合理的关系, 由此使得用三个未知增量表示的方程, 只保留一个未知增量, 从而可以用代数方程求解。在本文中用的是 Newmark 广义加速度法。Newmark 的广义加速度方法对节点的速度和加速度作了如下的假定:

$$\begin{aligned} \dot{u}_{n+1} &= \dot{u}_n + [(1-\delta)\ddot{u}_n + \delta\ddot{u}_{n+1}]\Delta t \\ u_{n+1} &= u_n + \dot{u}_n\Delta t + [(1/2-\sigma)\ddot{u}_n + \sigma\ddot{u}_{n+1}]\Delta t^2 \end{aligned} \quad (4-12)$$

其中 δ 和 σ 是可以根据积分稳定性和精度的要求进行选择的常数。当 $\delta=1/2$ 和 $\sigma=1/6$ 时, 即是线性加速度法; 当 $\delta=1/2$ 和 $\sigma=1/4$ 时, 即是常加速度法。

将 (4-12) 变换成用增量位移表示的形式:

$$\begin{aligned} \ddot{u}_{n+1} &= \ddot{u}_n + C_1\Delta u_{n+1} - C_2\dot{u}_n - C_3\ddot{u}_n \\ \dot{u}_{n+1} &= \dot{u}_n + C_4\Delta u_{n+1} - C_5\dot{u}_n - C_6\ddot{u}_n \end{aligned} \quad (4-13)$$

$\Delta u_{n+1} = u(t_{n+1}) - u(t_n)$, $K_T(u_n) = \frac{\partial Q^S}{\partial u} \Big|_{t=t_n}$ 定义为 $t = t_n$ 时刻的切线刚度矩阵。

为了便免数值计算中误差的积累, $Q^S(u_n)$ 的计算直接根据当前时刻的单元变形计算:

$Q^S(u_n) = Q_n^{NS} + Ku_n$ (4-9), 其中 $Q_n^{NS} = \sum_{j=1}^{NBL} q_{j,n}^{NS}$, $q_{j,n}^{NS}$ 是单元 j 在 t_n 时刻的拟非线性恢复力向量。

将 (4-9) 代入 (4-8) 得: $Q^S(u_{n+1}) = Q_n^{NS} + Ku_n + K_T(u_n)\Delta u_{n+1}$ (4-10); 将 (4-10)

代入 (4-7) 得到非线性体系在 t_{n+1} 时刻的运动平衡方程:

$$M\ddot{u}_{n+1}(t) + C\dot{u}_{n+1}(t) + K_T(u_n)\Delta u_{n+1} = -MB\ddot{u}_g(t) - Ku_n - Q_n^{NS} \quad (4-11)$$

4.3. 运动方程的数值解法

非线性体系的运动平衡方程 (4-11) 可以采用数值逐步积分法进行计算。数值积分的基本思想是把 (4-11) 形式的增量微分方程转换成代数方程式, 而后用代数运算方法求解。因此, 必须在 Δt 时间间隔内, 在位移、速度和加速度之间引入一个简单的合理的关系, 由此使得用三个未知增量表示的方程, 只保留一个未知增量, 从而可以用代数方程求解。在本文中使用的是 Newmark 广义加速度法。Newmark 的广义加速度方法对节点的速度和加速度作了如下的假定:

$$\begin{aligned} \dot{u}_{n+1} &= \dot{u}_n + [(1-\delta)\ddot{u}_n + \delta\ddot{u}_{n+1}]\Delta t \\ u_{n+1} &= u_n + \dot{u}_n\Delta t + [(1/2-\sigma)\ddot{u}_n + \sigma\ddot{u}_{n+1}]\Delta t^2 \end{aligned} \quad (4-12)$$

其中 δ 和 σ 是可以根据积分稳定性和精度的要求进行选择的常数。当 $\delta=1/2$ 和 $\sigma=1/6$ 时, 即是线性加速度法; 当 $\delta=1/2$ 和 $\sigma=1/4$ 时, 即是常加速度法。

将 (4-12) 变换成用增量位移表示的形式:

$$\begin{aligned} \ddot{u}_{n+1} &= \ddot{u}_n + C_1\Delta u_{n+1} - C_2\dot{u}_n - C_3\ddot{u}_n \\ \dot{u}_{n+1} &= \dot{u}_n + C_4\Delta u_{n+1} - C_5\dot{u}_n - C_6\ddot{u}_n \end{aligned} \quad (4-13)$$

$$\text{其中: } C_1 = \frac{1}{\sigma \Delta t^2}, C_2 = \frac{1}{\sigma \Delta t}, C_3 = \frac{1}{2\sigma}, C_4 = \frac{\delta}{\sigma \Delta t}, C_5 = \frac{\delta}{\sigma}, C_6 = \left(\frac{\delta}{2\sigma} - 1 \right) \Delta t$$

将 (4-13) 代入 (4-11):

$$[C_1 M + C_4 C + K_T] \Delta u_{n+1} = R_{n+1} - M \ddot{u}_n - C \dot{u}_n - K u_n - Q_n^{NS} + M [C_2 \dot{u}_n + C_3 \ddot{u}_n] + C [C_5 \dot{u}_n + C_6 \ddot{u}_n]$$

阻尼矩阵采用瑞利正交阻尼矩阵: $C = \alpha M + \beta K$, 代入上式, 并引入下列常数:

$$C_7 = C_1 + \alpha C_4, C_8 = \beta C_4, C_9 = C_2 + \alpha C_5 - \alpha, C_{10} = C_3 + \alpha C_6 - 1, C_{11} = \beta (C_5 - 1), C_{12} = \beta C_6$$

得到: $\bar{K}_T \Delta u_{n+1} = \bar{\Delta R}_{n+1}$ (4-14), 其中 $\bar{\Delta R}_{n+1} = R_{n+1} + M [C_{10} \ddot{u}_n + C_9 \dot{u}_n] + K [C_{11} \dot{u}_n + C_{12} \ddot{u}_n - u_n] - Q_n^{NS}$,

$$\bar{K}_T = K_T + C_7 M + C_8 K, ;$$

根据 (4-14) 求解出 Δu_{n+1} , $t_{n+1} = t_n + \Delta t$ 时刻的节点加速度, 速度和位移向量可以根据式 (4-13) 得到, 即

$$\ddot{u}_{n+1} = \ddot{u}_n + C_1 \Delta u_{n+1} - C_2 \dot{u}_n - C_3 \ddot{u}_n \quad (4-15)$$

$$\dot{u}_{n+1} = \dot{u}_n + C_4 \Delta u_{n+1} - C_5 \dot{u}_n - C_6 \ddot{u}_n$$

$$u_{n+1} = u_n + \Delta u_{n+1}$$

4.4. 解的精度

(4-14) 式是由力的增量和位移增量的瞬时线性刚度关系估计而得, 它是每一个时间步的真实运动方程的估计形式。因此随着方程的非线性程度和时间间隔 Δt 的增大, 增量线性化的方法有可能给整个求解带来不稳定。为了增加求解的稳定性和提高解的精度, 可以运用细分时间间隔和平衡迭代的方法。也就是说, 当解的精度不满足给定要求时, 即不满足 $\Delta_p \leq \Delta_{ps}$, 其中: Δ_{ps} 是一个由用户给定的容许精度值; Δ_p 是残余力 δR_{n+1} 的欧拉范数,

$$\Delta_p = \|\delta R_{n+1}\|, \delta R_{n+1} = R_{n+1} - M \ddot{u}_{n+1} - C \dot{u}_{n+1} - K u_{n+1} - Q_{n+1}^{NS} = R_{n+1} - M [\ddot{u}_{n+1} + \alpha \dot{u}_{n+1}] - K [\beta \dot{u}_{n+1} + u_{n+1}] - Q_{n+1}^{NS}$$

(4-16), 程序进行细分或平衡迭代计算。

$$\text{其中: } C_1 = \frac{1}{\sigma \Delta t^2}, C_2 = \frac{1}{\sigma \Delta t}, C_3 = \frac{1}{2\sigma}, C_4 = \frac{\delta}{\sigma \Delta t}, C_5 = \frac{\delta}{\sigma}, C_6 = \left(\frac{\delta}{2\sigma} - 1 \right) \Delta t$$

将 (4-13) 代入 (4-11):

$$[C_1 M + C_4 C + K_T] \Delta u_{n+1} = R_{n+1} - M \ddot{u}_n - C \dot{u}_n - K u_n - Q_n^{NS} + M [C_2 \dot{u}_n + C_3 \ddot{u}_n] + C [C_5 \dot{u}_n + C_6 \ddot{u}_n]$$

阻尼矩阵采用瑞利正交阻尼矩阵: $C = \alpha M + \beta K$, 代入上式, 并引入下列常数:

$$C_7 = C_1 + \alpha C_4, C_8 = \beta C_4, C_9 = C_2 + \alpha C_5 - \alpha, C_{10} = C_3 + \alpha C_6 - 1, C_{11} = \beta (C_5 - 1), C_{12} = \beta C_6$$

得到: $\bar{K}_T \Delta u_{n+1} = \bar{\Delta R}_{n+1}$ (4-14), 其中 $\bar{\Delta R}_{n+1} = R_{n+1} + M [C_{10} \ddot{u}_n + C_9 \dot{u}_n] + K [C_{11} \dot{u}_n + C_{12} \ddot{u}_n - u_n] - Q_n^{NS}$,

$$\bar{K}_T = K_T + C_7 M + C_8 K, ;$$

根据 (4-14) 求解出 Δu_{n+1} , $t_{n+1} = t_n + \Delta t$ 时刻的节点加速度, 速度和位移向量可以根据式 (4-13) 得到, 即

$$\ddot{u}_{n+1} = \ddot{u}_n + C_1 \Delta u_{n+1} - C_2 \dot{u}_n - C_3 \ddot{u}_n \quad (4-15)$$

$$\dot{u}_{n+1} = \dot{u}_n + C_4 \Delta u_{n+1} - C_5 \dot{u}_n - C_6 \ddot{u}_n$$

$$u_{n+1} = u_n + \Delta u_{n+1}$$

4.4. 解的精度

(4-14) 式是由力的增量和位移增量的瞬时线性刚度关系估计而得, 它是每一个时间步的真实运动方程的估计形式。因此随着方程的非线性程度和时间间隔 Δt 的增大, 增量线性化的方法有可能给整个求解带来不稳定。为了增加求解的稳定性和提高解的精度, 可以运用细分时间间隔和平衡迭代的方法。也就是说, 当解的精度不满足给定要求时, 即不满足 $\Delta_p \leq \Delta_{ps}$, 其中: Δ_{ps} 是一个由用户给定的容许精度值; Δ_p 是残余力 δR_{n+1} 的欧拉范数,

$$\Delta_p = \|\delta R_{n+1}\|, \delta R_{n+1} = R_{n+1} - M \ddot{u}_{n+1} - C \dot{u}_{n+1} - K u_{n+1} - Q_{n+1}^{NS} = R_{n+1} - M [\ddot{u}_{n+1} + \alpha \dot{u}_{n+1}] - K [\beta \dot{u}_{n+1} + u_{n+1}] - Q_{n+1}^{NS}$$

(4-16), 程序进行细分或平衡迭代计算。

4.4.1 细分计算

为了避免在整个计算过程中使用小时间间隔而带来的大计算量的问题, 可以设定一个容许的细分精度, 当 t_{n+1} 时刻的解不满足这个细分精度时, 程序就必须返回到 t_n 时刻重新计算, 在 t_n 和 t_{n+1} 间进行 n 步计算, 此时的时间间隔为 $(t_{n+1} - t_n)/n$, n 是细分步数。

此外, t_{n+1} 时刻的节点加速度, 速度和位移向量可以运用以下关系式返回到 t_n 时刻:

$$\begin{aligned}\ddot{u}_n &= C_{14}\Delta u_{n+1} - C_{15}\dot{u}_{n+1} - C_{16}\ddot{u}_{n+1} \\ \dot{u}_n &= C_{17}\Delta u_{n+1} - C_{18}\dot{u}_{n+1} - C_{19}\ddot{u}_{n+1} \quad (4-17) \\ u_n &= u_{n+1} - \Delta u_{n+1}\end{aligned}$$

其中:

$$\begin{aligned}C_{13} &= \frac{1}{\delta - \sigma - 1/2}, C_{14} = \frac{C_{13}}{\Delta t^2}, C_{15} = \frac{C_{13}}{\Delta t}, C_{16} = C_{13}(\sigma - \delta), \\ C_{17} &= C_{13} \frac{(\delta - 1)}{\Delta t}, C_{18} = C_{13}(\sigma - 1/2), C_{19} = C_{13} \left(\frac{\delta}{2} \right) - \sigma \Delta t\end{aligned}$$

4.4.2 平衡迭代计算

同样, 当 t_{n+1} 时刻的解不满足迭代精度时, 即不满足 $\Delta_p^i = \|\delta R_{n+1}^{(i)}\| \leq \Delta_{ps}^i$, 程序进行平衡迭代计算。如果收敛发生, 迭代将持续到动力平衡方程式满足给定的精度。平衡迭代收敛判断式:

$$\Delta_u^i = \frac{\|\delta u_{n+1}^{(i)}\|}{\|u_{n+1}^{(i)}\| + \|u_{n+1}^{(i+1)}\|} \leq \Delta_{us}^i$$

t_{n+1} 时刻的第 i 次平衡迭代的运动方程如下: $M\delta\ddot{u}_{n+1}^{(i)} + C\delta\dot{u}_{n+1}^{(i)} + K_T^{(i)}\delta u_{n+1}^{(i)} = \delta R_{n+1}^{(i)}$

(4-18), 其中 M 和 C 分别是质量矩阵和阻尼矩阵; $K_T^{(i)}$ 是 t_{n+1} 时刻的第 i 次迭代的切线刚度矩阵; $\delta\ddot{u}_{n+1}^{(i)}$ 、 $\delta\dot{u}_{n+1}^{(i)}$ 、 $\delta u_{n+1}^{(i)}$ 分别是第 i 次迭代的修正节点加速度、速度和位移向量, 定义如下:

义如下: $\delta\ddot{u}_{n+1}^{(i)} = \ddot{u}_{n+1}^{(i+1)} - \ddot{u}_{n+1}^{(i)}$, $\delta\dot{u}_{n+1}^{(i)} = \dot{u}_{n+1}^{(i+1)} - \dot{u}_{n+1}^{(i)}$, $\delta u_{n+1}^{(i)} = u_{n+1}^{(i+1)} - u_{n+1}^{(i)}$; $\delta R_{n+1}^{(i)}$ 是第 i 次迭

4.4.1 细分计算

为了避免在整个计算过程中使用小时间间隔而带来的大计算量的问题, 可以设定一个容许的细分精度, 当 t_{n+1} 时刻的解不满足这个细分精度时, 程序就必须返回到 t_n 时刻重新计算, 在 t_n 和 t_{n+1} 间进行 n 步计算, 此时的时间间隔为 $(t_{n+1} - t_n)/n$, n 是细分步数。

此外, t_{n+1} 时刻的节点加速度, 速度和位移向量可以运用以下关系式返回到 t_n 时刻:

$$\begin{aligned}\ddot{u}_n &= C_{14}\Delta u_{n+1} - C_{15}\dot{u}_{n+1} - C_{16}\ddot{u}_{n+1} \\ \dot{u}_n &= C_{17}\Delta u_{n+1} - C_{18}\dot{u}_{n+1} - C_{19}\ddot{u}_{n+1} \quad (4-17) \\ u_n &= u_{n+1} - \Delta u_{n+1}\end{aligned}$$

其中:

$$\begin{aligned}C_{13} &= \frac{1}{\delta - \sigma - 1/2}, C_{14} = \frac{C_{13}}{\Delta t^2}, C_{15} = \frac{C_{13}}{\Delta t}, C_{16} = C_{13}(\sigma - \delta), \\ C_{17} &= C_{13} \frac{(\delta - 1)}{\Delta t}, C_{18} = C_{13}(\sigma - 1/2), C_{19} = C_{13} \left(\frac{\delta}{2} \right) - \sigma \Delta t\end{aligned}$$

4.4.2 平衡迭代计算

同样, 当 t_{n+1} 时刻的解不满足迭代精度时, 即不满足 $\Delta_p^i = \|\delta R_{n+1}^{(i)}\| \leq \Delta_{ps}^i$, 程序进行平衡迭代计算。如果收敛发生, 迭代将持续到动力平衡方程式满足给定的精度。平衡迭代收敛判断式:

$$\Delta_u^i = \frac{\|\delta u_{n+1}^{(i)}\|}{\|u_{n+1}^{(i)}\| + \|u_{n+1}^{(i+1)}\|} \leq \Delta_{us}^i$$

t_{n+1} 时刻的第 i 次平衡迭代的运动方程如下: $M\delta\ddot{u}_{n+1}^{(i)} + C\delta\dot{u}_{n+1}^{(i)} + K_T^{(i)}\delta u_{n+1}^{(i)} = \delta R_{n+1}^{(i)}$

(4-18), 其中 M 和 C 分别是质量矩阵和阻尼矩阵; $K_T^{(i)}$ 是 t_{n+1} 时刻的第 i 次迭代的切线刚度矩阵; $\delta\ddot{u}_{n+1}^{(i)}$ 、 $\delta\dot{u}_{n+1}^{(i)}$ 、 $\delta u_{n+1}^{(i)}$ 分别是第 i 次迭代的修正节点加速度、速度和位移向量, 定义如下:

$\delta\ddot{u}_{n+1}^{(i)} = \ddot{u}_{n+1}^{(i+1)} - \ddot{u}_{n+1}^{(i)}$, $\delta\dot{u}_{n+1}^{(i)} = \dot{u}_{n+1}^{(i+1)} - \dot{u}_{n+1}^{(i)}$, $\delta u_{n+1}^{(i)} = u_{n+1}^{(i+1)} - u_{n+1}^{(i)}$; $\delta R_{n+1}^{(i)}$ 是第 i 次迭

代的节点残余力向量, $\delta \bar{R}_{n+1}^{(i)} = R_{n+1} - M\ddot{u}_{n+1}^{(i)} - C\dot{u}_{n+1}^{(i)} - Ku_{n+1}^{(i)} - Q_{n+1}^{NS(i)}$ (4-19)。

由式 (4-15) 并略去高阶项可知, $\delta \ddot{u}_{n+1}^{(i)} = C_1 \delta \dot{u}_{n+1}^{(i)}, \delta \dot{u}_{n+1}^{(i)} = C_4 \delta u_{n+1}^{(i)}$ (4-20),

将式 (4-19) 和式 (4-20) 分别代入式 (4-18) 可知: $\bar{K}_T^{(i)} \delta u_{n+1}^{(i)} = \delta \bar{R}_{n+1}^{(i)}$ (4-21), 其

中 $\bar{K}_T^{(i)} = K_T^{(i)} + C_7 M + C_8 K, \delta \bar{R}_{n+1}^{(i)} = R_{n+1} - M[\ddot{u}_{n+1}^{(i)} + \alpha \dot{u}_{n+1}^{(i)}] - K[u_{n+1}^{(i)} + \beta \dot{u}_{n+1}^{(i)}] - Q_{n+1}^{NS(i)}$;

根据式 (4-21) 求解出第 i 次迭代的修正位移 $\delta u_{n+1}^{(i)}$ 后, 可以利用下式得到经修正的节点加速度, 速度和位移向量:

$$\ddot{u}_{n+1}^{(i+1)} = \ddot{u}_{n+1}^{(i)} + C_1 \delta \dot{u}_{n+1}^{(i)}, \dot{u}_{n+1}^{(i+1)} = \dot{u}_{n+1}^{(i)} + C_4 \delta u_{n+1}^{(i)}, u_{n+1}^{(i+1)} = u_{n+1}^{(i)} + \delta u_{n+1}^{(i)}$$

4.5. 三维弹塑性地震反应分析程序

本程序是一个在静力分析的基础上对 (三维) 结构进行弹塑性地震反应分析的程序。程序运用 Chen (1982) 提出的广义塑性铰, 在钟善桐提出的钢管混凝土统一理论的基础上, 提出了钢管混凝土集中塑性铰梁柱单元, 使得程序能够对钢管混凝土拱桥进行比较详细准确的抗震性能分析。

建立桥梁计算模型时, 有两种单元可供选择: 普通梁柱单元和 (线性或非线性) 钢管混凝土梁柱单元, 其中线性钢筋混凝土梁柱单元可通过释放适当的固端力或截面刚度赋予适当的数值来模拟线性桁架单元。

程序是在 Fortran Power Station 4.0 的编译环境下编译、调试、运行。图 4-1 是程序的基本框图。

代的节点残余力向量, $\delta \bar{R}_{n+1}^{(i)} = R_{n+1} - M\ddot{u}_{n+1}^{(i)} - C\dot{u}_{n+1}^{(i)} - Ku_{n+1}^{(i)} - Q_{n+1}^{NS(i)}$ (4-19)。

由式 (4-15) 并略去高阶项可知, $\delta \ddot{u}_{n+1}^{(i)} = C_1 \delta \dot{u}_{n+1}^{(i)}, \delta \dot{u}_{n+1}^{(i)} = C_4 \delta u_{n+1}^{(i)}$ (4-20),

将式 (4-19) 和式 (4-20) 分别代入式 (4-18) 可知: $\bar{K}_T^{(i)} \delta u_{n+1}^{(i)} = \delta \bar{R}_{n+1}^{(i)}$ (4-21), 其

中 $\bar{K}_T^{(i)} = K_T^{(i)} + C_7 M + C_8 K, \delta \bar{R}_{n+1}^{(i)} = R_{n+1} - M[\ddot{u}_{n+1}^{(i)} + \alpha \dot{u}_{n+1}^{(i)}] - K[u_{n+1}^{(i)} + \beta \dot{u}_{n+1}^{(i)}] - Q_{n+1}^{NS(i)}$;

根据式 (4-21) 求解出第 i 次迭代的修正位移 $\delta u_{n+1}^{(i)}$ 后, 可以利用下式得到经修正的节点加速度, 速度和位移向量:

$$\ddot{u}_{n+1}^{(i+1)} = \ddot{u}_{n+1}^{(i)} + C_1 \delta \dot{u}_{n+1}^{(i)}, \dot{u}_{n+1}^{(i+1)} = \dot{u}_{n+1}^{(i)} + C_4 \delta u_{n+1}^{(i)}, u_{n+1}^{(i+1)} = u_{n+1}^{(i)} + \delta u_{n+1}^{(i)}$$

4.5. 三维弹塑性地震反应分析程序

本程序是一个在静力分析的基础上对 (三维) 结构进行弹塑性地震反应分析的程序。程序运用 Chen (1982) 提出的广义塑性铰, 在钟善桐提出的钢管混凝土统一理论的基础上, 提出了钢管混凝土集中塑性铰梁柱单元, 使得程序能够对钢管混凝土拱桥进行比较详细准确的抗震性能分析。

建立桥梁计算模型时, 有两种单元可供选择: 普通梁柱单元和 (线性或非线性) 钢管混凝土梁柱单元, 其中线性钢筋混凝土梁柱单元可通过释放适当的固端力或截面刚度赋予适当的数值来模拟线性桁架单元。

程序是在 Fortran Power Station 4.0 的编译环境下编译、调试、运行。图 4-1 是程序的基本框图。

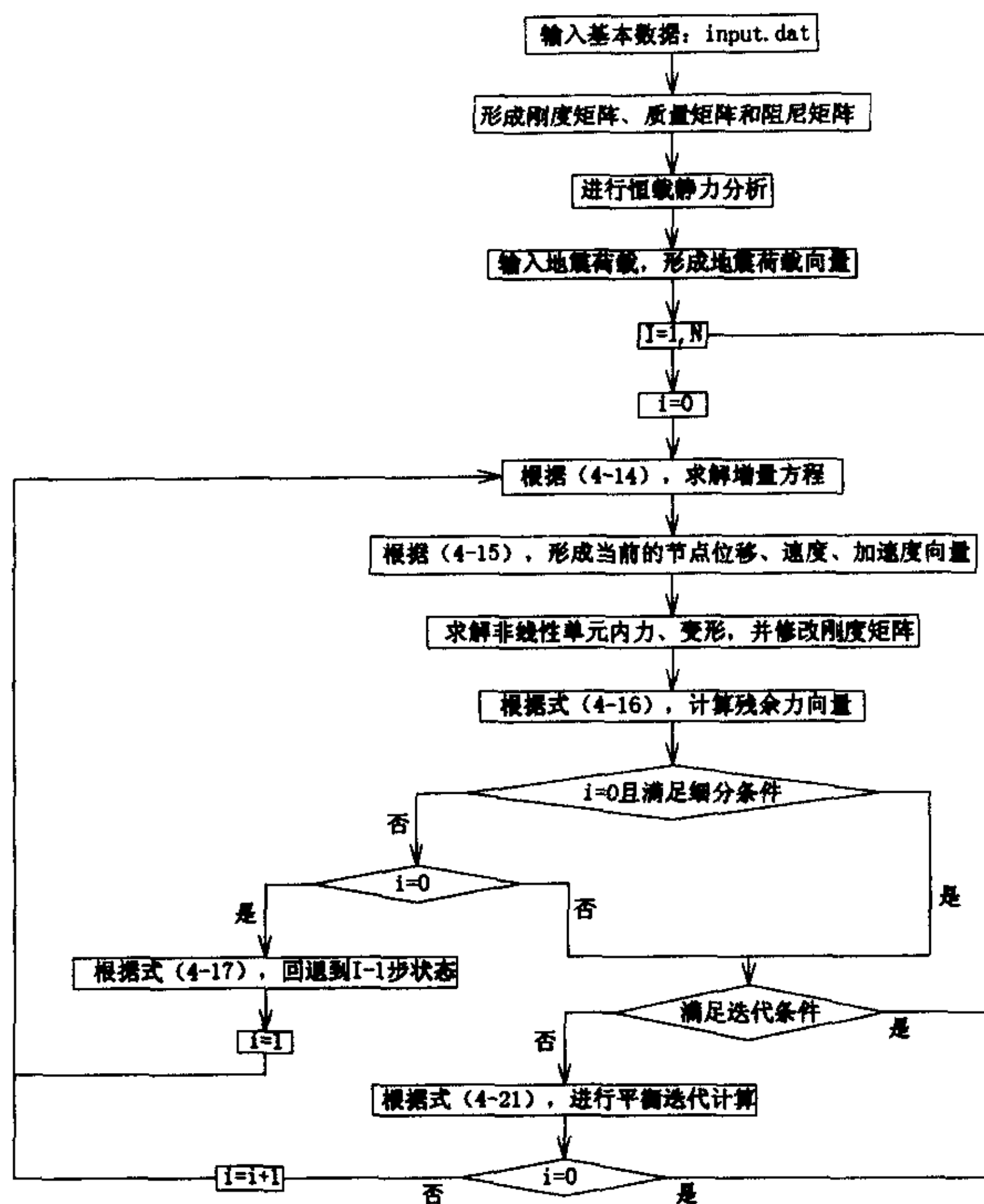


图 4-1: 程序流程结构图

4.6. 钢管混凝土弹塑性梁柱单元^[40]

钢管混凝土弹塑性梁柱单元主要是用来模拟钢管混凝土梁柱的非线性性能, 单元考虑了轴力-弯矩($P-M_y-M_z$)的相互作用。在建立钢管混凝土弹塑性梁柱单元时, 采用以下基本假定:

- (1) 假定单元的非线性性能局限在单元两端的零长度的塑性铰;

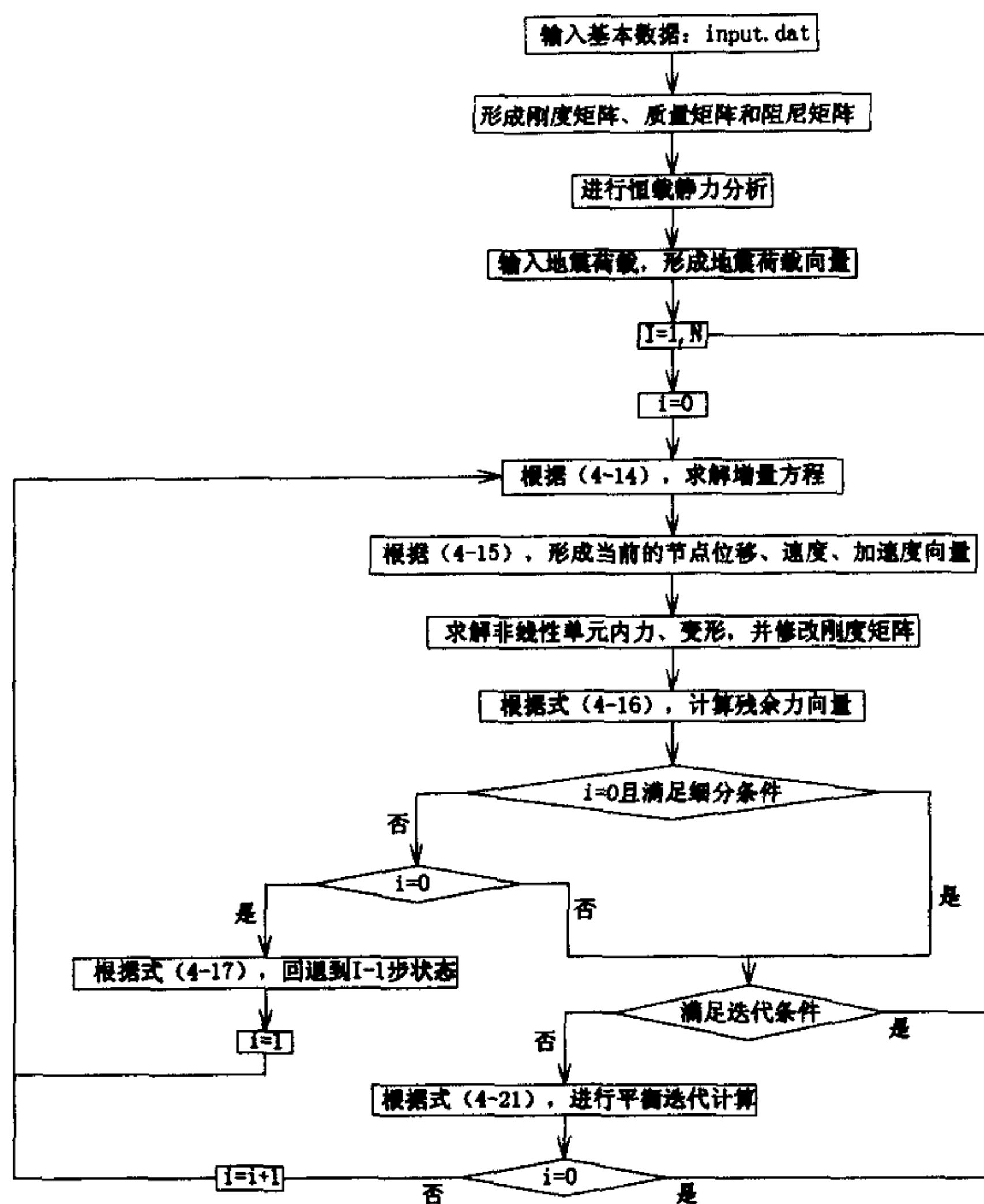


图 4-1: 程序流程结构图

4.6. 钢管混凝土弹塑性梁柱单元^[40]

钢管混凝土弹塑性梁柱单元主要是用来模拟钢管混凝土梁柱的非线性性能, 单元考虑了轴力-弯矩($P-M_y-M_z$)的相互作用。在建立钢管混凝土弹塑性梁柱单元时, 采用以下基本假定:

- (1) 假定单元的非线性性能局限在单元两端的零长度的塑性铰;

(2) 假定塑性铰具有刚塑性应变硬化性能;

(3) 轴力—弯矩的相互作用是通过 $P-M_y-M_z$ 空间的三维广义屈服面考虑;

4.6.1 单元的一般特性

三维钢管混凝土弹塑性梁柱单元主要用来模拟在反复荷载作用下钢管混凝土梁柱的滞回性能。单元的非线性性能是由轴力和双轴弯曲弯矩的相互作用控制的,而且屈服只能发生在单元两端的集中塑性铰处。单元是由一个线弹性梁单元和两端潜在的刚塑性铰单元构成,如图 4-2 所示。

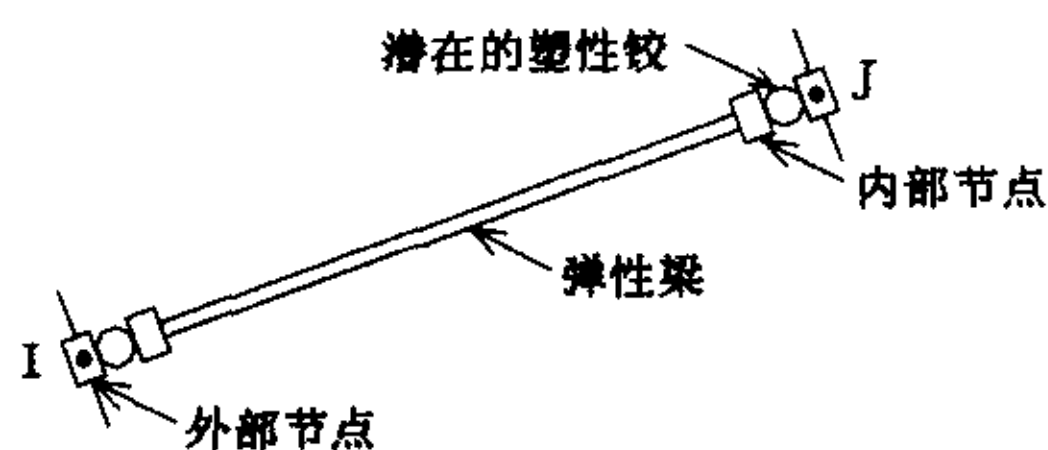


图 4-2: 单元的构成

梁端的铰可以分为一系列的刚塑性子铰,每个子铰的广义力—广义位移是双线性的函数关系,所有的子铰串联在一起构成的铰的广义力—广义位移就是多线性的函数关系,因此整个单元的广义力—广义位移关系可以是多线性的。考虑到钢管混凝土构件的相关的广义力—广义位移关系均可用双线性描述,因此在本文的钢管混凝土弹塑性梁柱模型中采用的是弹性梁单元两端分别串联一个塑性铰,且塑性铰的广义力与广义位移关系为双线性形式。

塑性铰的轴力—弯矩相互作用可以通过初始屈服和后继的屈服流动来考虑。广义力—广义位移的关系和相互作用关系是基于第二章中论述的钢管混凝土构件在单一力和多维力联合作用下的力学性能得到。

4.6.1.1 节点自由度

如图 4-2 所示,单元两端的零长度的塑性铰分别是由一个外部节点和一个内部节点连接,弹性梁是由两个内部节点连接。

每个外部节点有 6 个自由度,分别是在 XYZ 整体坐标系下的 3 个平动自由度和 3 个转动自由度。在 XYZ 整体坐标系下的单元的外部节点的位移向量如图 4-3a 所示,

$r^T = [r_1, r_2, r_3, r_4, r_5, r_6, r_7, r_8, r_9, r_{10}, r_{11}, r_{12}]$; 在 xyz 局部坐标系下的单元的外部节点的位移向

量如图 4-3b 所示, $\bar{v}^T = \begin{bmatrix} \bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{v}_3, \bar{v}_4, \bar{v}_5, \bar{v}_6, \bar{v}_7, \bar{v}_8, \bar{v}_9, \bar{v}_{10}, \bar{v}_{11}, \bar{v}_{12} \end{bmatrix}$ 。从 XYZ 整体坐标系到

xyz 局部坐标系的转换可以表示为: $\bar{v} = \bar{a}r$ (4-22), 其中 $\bar{a}$ 是 12×12 的转换矩阵,在一般的力学教材均能查阅到,不再详述。

(2) 假定塑性铰具有刚塑性应变硬化性能;

(3) 轴力—弯矩的相互作用是通过 $P-M_y-M_z$ 空间的三维广义屈服面考虑;

4.6.1 单元的一般特性

三维钢管混凝土弹塑性梁柱单元主要用来模拟在反复荷载作用下钢管混凝土梁柱的滞回性能。单元的非线性性能是由轴力和双轴弯曲弯矩的相互作用控制的,而且屈服只能发生在单元两端的集中塑性铰处。单元是由一个线弹性梁单元和两端潜在的刚塑性铰单元构成,如图 4-2 所示。

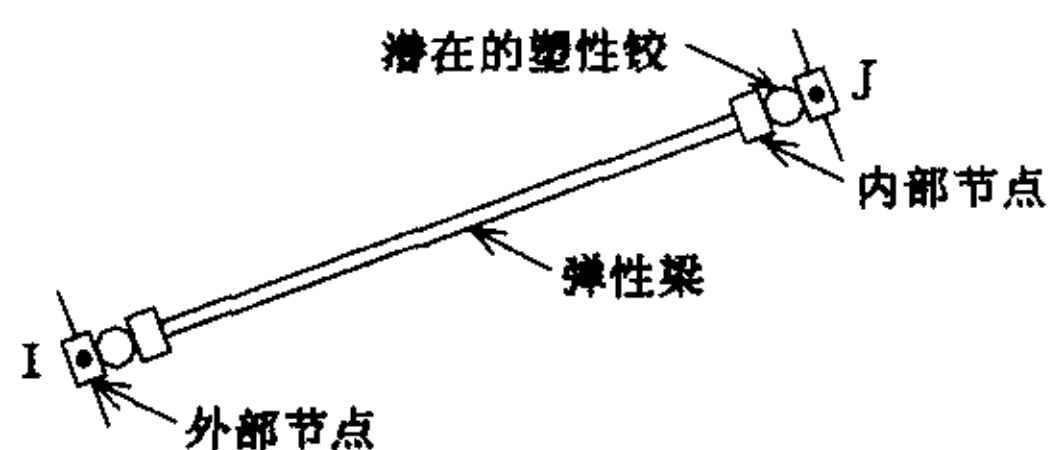


图 4-2: 单元的构成

梁端的铰可以分为一系列的刚塑性子铰,每个子铰的广义力—广义位移是双线性的函数关系,所有的子铰串联在一起构成的铰的广义力—广义位移就是多线性的函数关系,因此整个单元的广义力—广义位移关系可以是多线性的。考虑到钢管混凝土构件的相关的广义力—广义位移关系均可用双线性描述,因此在本文的钢管混凝土弹塑性梁柱模型中采用的是弹性梁单元两端分别串联一个塑性铰,且塑性铰的广义力与广义位移关系为双线性形式。

塑性铰的轴力—弯矩相互作用可以通过初始屈服和后继的屈服流动来考虑。广义力—广义位移的关系和相互作用关系是基于第二章中论述的钢管混凝土构件在单一力和多维力联合作用下的力学性能得到。

4.6.1.1 节点自由度

如图 4-2 所示,单元两端的零长度的塑性铰分别是由一个外部节点和一个内部节点连接,弹性梁是由两个内部节点连接。

每个外部节点有 6 个自由度,分别是在 XYZ 整体坐标系下的 3 个平动自由度和 3 个转动自由度。在 XYZ 整体坐标系下的单元的外部节点的位移向量如图 4-3a 所示,

$r^T = [r_1, r_2, r_3, r_4, r_5, r_6, r_7, r_8, r_9, r_{10}, r_{11}, r_{12}]$; 在 xyz 局部坐标系下的单元的外部节点的位移向

量如图 4-3b 所示, $\bar{v}^T = \begin{bmatrix} \bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{v}_3, \bar{v}_4, \bar{v}_5, \bar{v}_6, \bar{v}_7, \bar{v}_8, \bar{v}_9, \bar{v}_{10}, \bar{v}_{11}, \bar{v}_{12} \end{bmatrix}$ 。从 XYZ 整体坐标系到

xyz 局部坐标系的转换可以表示为: $\bar{v} = \bar{a}r$ (4-22), 其中 $\bar{a}$ 是 12×12 的转换矩阵,在一般的力学教材均能查阅到,不再详述。

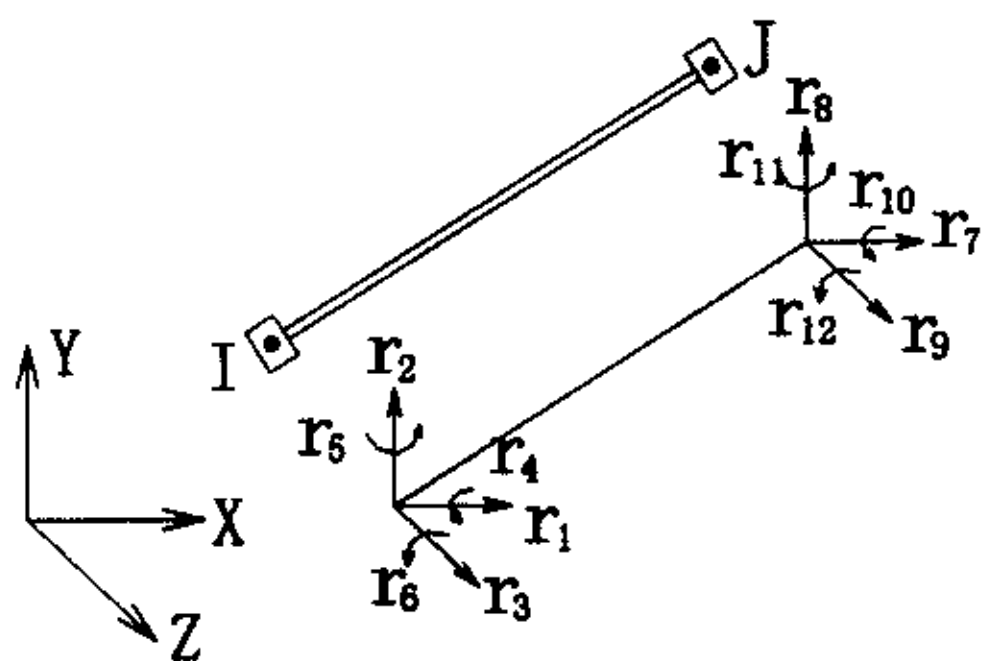


图 4-3a: 整体坐标系下单元自由度

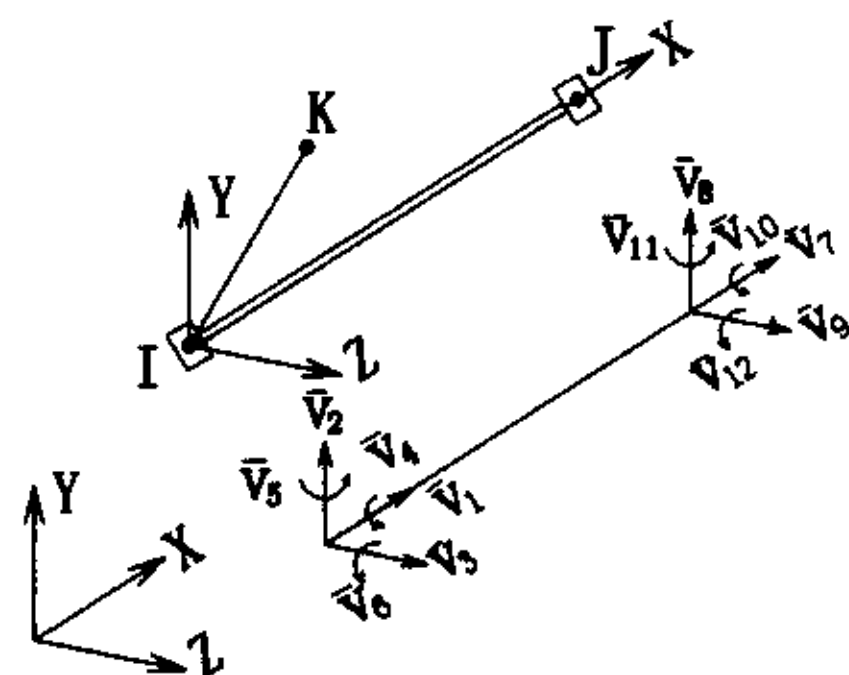


图 4-3b: 局部坐标系下单元自由度

在 xyz 局部坐标系下消去单元的六个刚体运动, 可以得到如图 4-3c 所示的单元的六个变形自由度, 定义为: $v^T = [v_1, v_2, v_3, v_4, v_5, v_6]$ 。从局部坐标系下的单元自由度到变形自由度的转换可以表示为: $v = a \bar{v}$ (4-23), 其中 a 是 6×12 的变形矩阵, 如下所示: 其中 L 是单元长度。

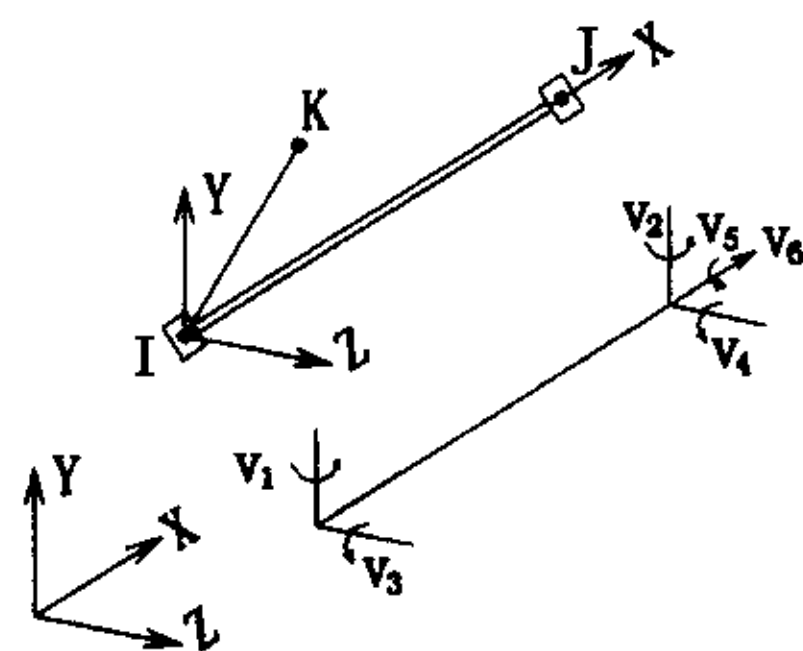


图 4-3c: 单元变形自由度

图 4-3: 单元的自由度

$$a = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 1 & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 1 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$\begin{aligned} v_1 &= \frac{1}{L} \left(\bar{v}_9 - \bar{v}_3 \right) + \bar{v}_5 \\ v_2 &= \frac{1}{L} \left(\bar{v}_9 - \bar{v}_3 \right) + \bar{v}_{11} \\ \text{即: } v_3 &= \frac{1}{L} \left(\bar{v}_2 - \bar{v}_8 \right) + \bar{v}_6 \\ v_4 &= \frac{1}{L} \left(\bar{v}_2 - \bar{v}_8 \right) + \bar{v}_{12} \\ v_5 &= \bar{v}_7 - \bar{v}_1 \\ v_6 &= \bar{v}_{10} - \bar{v}_4 \end{aligned}$$

由内部节点连接的梁单元为一弹性梁单元, 如图 4-4a 所示, 其变形自由度向量定义为: $w^T = [w_1, w_2, w_3, w_4, w_5, w_6]$ 。I 端和 J 端的铰的变形自由度如图 4-4b 所示分别定义如下:

$$w_{pl}^T = [(v_1 - w_1) \ (v_3 - w_3) \ (v_5 - w_5)' \ (v_6 - w_6)'], \quad w_{pl}^T = [(v_2 - w_2) \ (v_4 - w_4) \ (v_5 - w_5)' \ (v_6 - w_6)''];$$

其中: $v_i, i=1, 4$ 和 $w_i, i=1, 4$ 如图 4-3c 和 4-4a 所示, 且 $(v_5 - w_5)' + (v_5 - w_5)'' = v_5 - w_5$;

$$(v_6 - w_6)' + (v_6 - w_6)'' = v_6 - w_6;$$

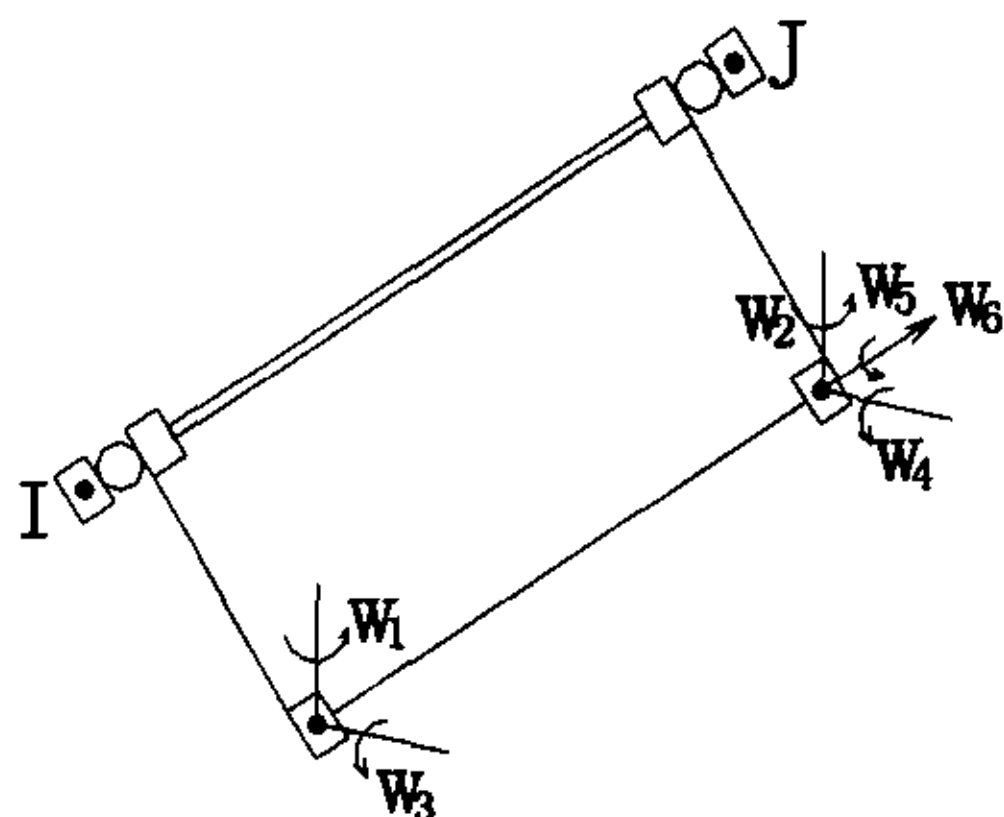


图 4-4a: 内部节点自由度

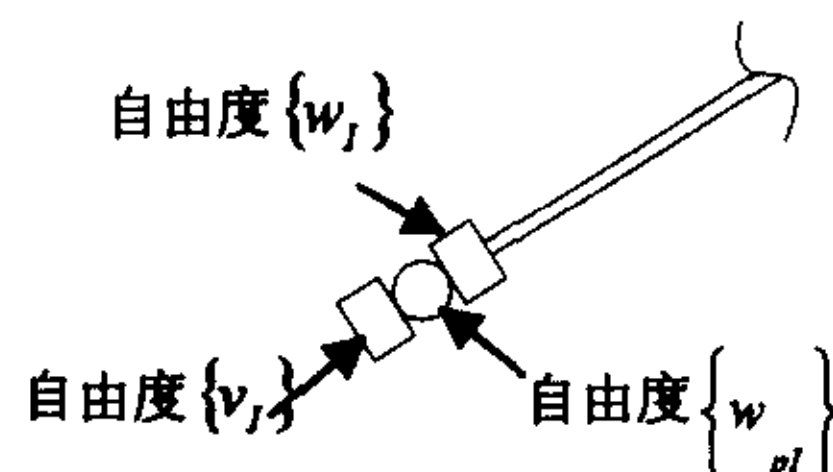


图 4-4b: I 端的铰

图 4-4: 变形自由度

4.6.1.2 单元刚度

连接内部节点的梁单元始终保持弹性状态, 铰的切线刚度矩阵是随着单元的非线性状态的发展而变化的。因此对于非线性单元的任意状态, 首先形成弹性梁部分的关于 w_1 到 w_6 自由度的 6×6 的柔度矩阵, 再分别加上单元两端的塑性铰的切线刚度矩阵, 则得到整个单元的关于自由度 v_1 到 v_6 的柔度矩阵。经矩阵求逆可得关于单元自由度 v_1 到 v_6 的 6×6 的单元刚度矩阵, 最后利用式 (4-22) 和 (4-23) 可得整体坐标系下的 12×12 的单元刚度矩阵。

4.6.2 梁的弹性柔度矩阵

如图 4-4a 所示的连接内部节点的梁单元为弹性单元, 其弹性柔度矩阵 f^e 可以用位移增量向量 dw 和力的增量向量 ds 表示如下: $dw = f^e ds$ (4-24), 即:

$$w_{pl}^T = [(v_1 - w_1) \ (v_3 - w_3) \ (v_5 - w_5)' \ (v_6 - w_6)'], \quad w_{pl}^T = [(v_2 - w_2) \ (v_4 - w_4) \ (v_5 - w_5)' \ (v_6 - w_6)'];$$

其中: $v_i, i=1, 4$ 和 $w_i, i=1, 4$ 如图 4-3c 和 4-4a 所示, 且 $(v_5 - w_5)' + (v_5 - w_5)'' = v_5 - w_5$;

$$(v_6 - w_6)' + (v_6 - w_6)'' = v_6 - w_6;$$

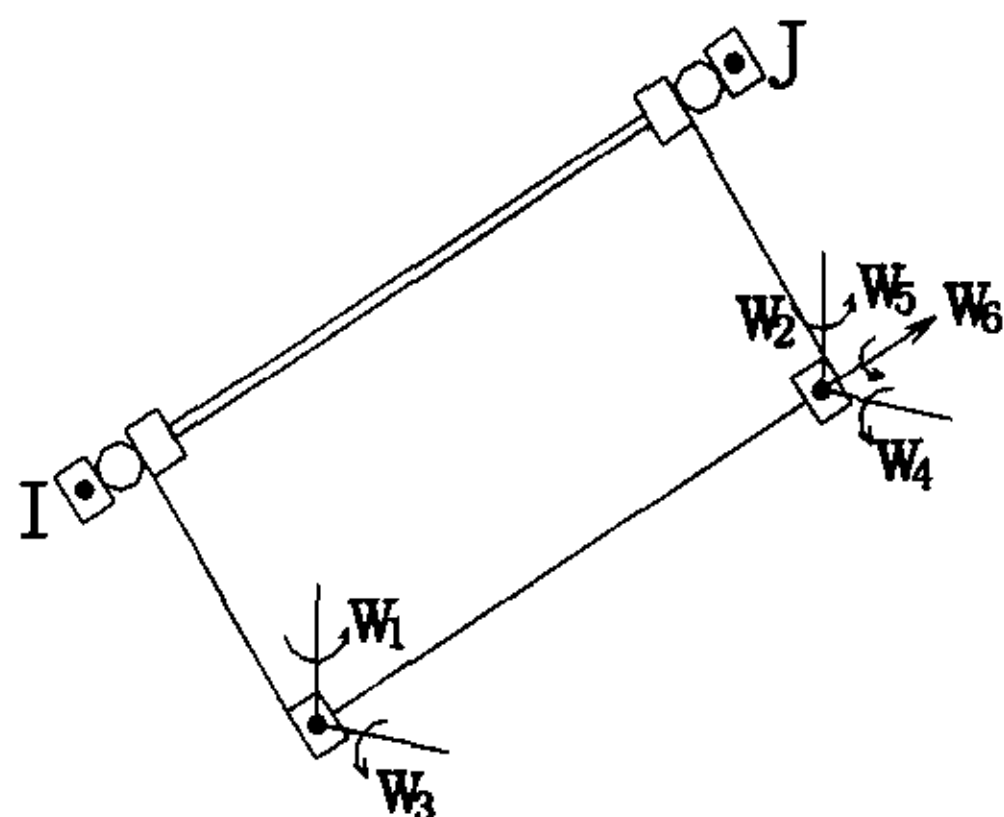


图 4-4a: 内部节点自由度

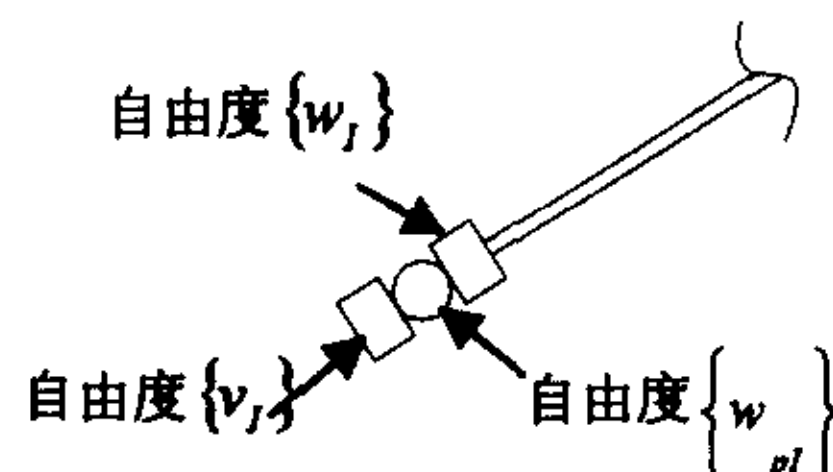


图 4-4b: I 端的铰

图 4-4: 变形自由度

4.6.1.2 单元刚度

连接内部节点的梁单元始终保持弹性状态, 铰的切线刚度矩阵是随着单元的非线性状态的发展而变化的。因此对于非线性单元的任意状态, 首先形成弹性梁部分的关于 w_1 到 w_6 自由度的 6×6 的柔度矩阵, 再分别加上单元两端的塑性铰的切线刚度矩阵, 则得到整个单元的关于自由度 v_1 到 v_6 的柔度矩阵。经矩阵求逆可得关于单元自由度 v_1 到 v_6 的 6×6 的单元刚度矩阵, 最后利用式 (4-22) 和 (4-23) 可得整体坐标系下的 12×12 的单元刚度矩阵。

4.6.2 梁的弹性柔度矩阵

如图 4-4a 所示的连接内部节点的梁单元为弹性单元, 其弹性柔度矩阵 f^* 可以用位移增量向量 dw 和力的增量向量 ds 表示如下: $dw = f^* ds$ (4-24), 即:

$$\begin{Bmatrix} dw_1 \\ dw_2 \\ dw_3 \\ dw_4 \\ dw_5 \\ dw_6 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{L}{3EI_y} + \frac{1}{GA_z L} & -\frac{L}{6EI_y} + \frac{1}{GA_z L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{L}{6EI_y} + \frac{1}{GA_z L} & \frac{L}{3EI_y} + \frac{1}{GA_z L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{L}{3EI_z} + \frac{1}{GA_y L} & -\frac{L}{6EI_z} + \frac{1}{GA_y L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{L}{6EI_z} + \frac{1}{GA_y L} & \frac{L}{3EI_z} + \frac{1}{GA_y L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{L}{EA} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{L}{GI_x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} ds_1 \\ ds_2 \\ ds_3 \\ ds_4 \\ ds_5 \\ ds_6 \end{Bmatrix}$$

EI_y, EI_z : 构件分别关于局部坐标系中 y 轴和 z 轴的弯曲刚度;

A_y, A_z : 构件分别在局部坐标系中 y 方向和 z 方向的有效剪切面积;

GI_x : 构件的有效抗扭刚度;

EA : 构件的有效抗拉(压)刚度;

4.6.3 铰的塑性柔度矩阵

在多维力空间中, 单元两端的铰都有一个关于其轴向变形、扭转变形、 y 轴弯曲变形和 z 轴弯曲变形的 4×4 的柔度矩阵。在建立钢管混凝土弹塑性梁柱单元的铰的塑性柔度矩阵时, 采用以下基本假定:

(1) 钢管混凝土梁柱单元的力—变形具有下述关系:

$P-\Delta$ 关系: 如图 4-5, 其中 $P_0 = f_y^y \cdot A_{sc}$, $K_{ps} = \frac{E_{sc} A_{sc}}{L}$, $K_{ph} = \frac{E_{sch} A_{sc}}{L}$; f_y^y ,

E_{sc} , E_{sch} 的具体表达式见第二章, L 为单元长度, $A_{sc} = A_s + A_c$;

$M-\theta$ 关系: 一般来说, $M-\theta$ 恢复力关系很难获得, 因此试图从 $M-\phi$ 恢复力关系获得 $M-\theta$ 恢复力关系, 可以证明等值弯矩的情况, $M-\theta$ 恢复力关系与 $M-\phi$ 恢复力关系存在简单的正比关系。 $M-\phi$ 如图 4-6, 由此可见 $M-\theta$ 的恢复力关系也为

双线性, 且其刚度分别为 $K_{Ms} = \frac{2K_{ps}}{L}$ 和 $K_{Mh} = \frac{2K_{ph}}{L}$ 。其中 $K_{ps} = 0.266M_u / \phi_s$,

$K_{ph} = 0.0125M_u / \phi_0$, $M_u = \gamma_m W_{scm} f_y^y$, $\phi_s = 0.674 f_y / (E_s D)$, $\phi_0 = 5.25 f_y / (E_s D)$,

$$\begin{Bmatrix} dw_1 \\ dw_2 \\ dw_3 \\ dw_4 \\ dw_5 \\ dw_6 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{L}{3EI_y} + \frac{1}{GA_z L} & -\frac{L}{6EI_y} + \frac{1}{GA_z L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{L}{6EI_y} + \frac{1}{GA_z L} & \frac{L}{3EI_y} + \frac{1}{GA_z L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{L}{3EI_z} + \frac{1}{GA_y L} & -\frac{L}{6EI_z} + \frac{1}{GA_y L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{L}{6EI_z} + \frac{1}{GA_y L} & \frac{L}{3EI_z} + \frac{1}{GA_y L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{L}{EA} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{L}{GI_x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} ds_1 \\ ds_2 \\ ds_3 \\ ds_4 \\ ds_5 \\ ds_6 \end{Bmatrix}$$

EI_y, EI_z : 构件分别关于局部坐标系中 y 轴和 z 轴的弯曲刚度;

A_y, A_z : 构件分别在局部坐标系中 y 方向和 z 方向的有效剪切面积;

GI_x : 构件的有效抗扭刚度;

EA : 构件的有效抗拉(压)刚度;

4.6.3 铰的塑性柔度矩阵

在多维力空间中, 单元两端的铰都有一个关于其轴向变形、扭转变形、 y 轴弯曲变形和 z 轴弯曲变形的 4×4 的柔度矩阵。在建立钢管混凝土弹塑性梁柱单元的铰的塑性柔度矩阵时, 采用以下基本假定:

(1) 钢管混凝土梁柱单元的力—变形具有下述关系:

$P-\Delta$ 关系: 如图 4-5, 其中 $P_0 = f_y^y \cdot A_{sc}$, $K_{Ps} = \frac{E_{sc} A_{sc}}{L}$, $K_{Ph} = \frac{E_{sch} A_{sc}}{L}$; f_y^y ,

E_{sc} , E_{sch} 的具体表达式见第二章, L 为单元长度, $A_{sc} = A_s + A_c$;

$M-\theta$ 关系: 一般来说, $M-\theta$ 恢复力关系很难获得, 因此试图从 $M-\phi$ 恢复力关系获得 $M-\theta$ 恢复力关系, 可以证明等值弯矩的情况, $M-\theta$ 恢复力关系与 $M-\phi$ 恢复力关系存在简单的正比关系。 $M-\phi$ 如图 4-6, 由此可见 $M-\theta$ 的恢复力关系也为

双线性, 且其刚度分别为 $K_{Ms} = \frac{2K_{\phi s}}{L}$ 和 $K_{Mh} = \frac{2K_{\phi h}}{L}$ 。其中 $K_{\phi s} = 0.266M_u / \phi_s$,

$K_{\phi h} = 0.0125M_u / \phi_0$, $M_u = \gamma_m W_{scm} f_y^y$, $\phi_s = 0.674 f_y / (E_s D)$, $\phi_0 = 5.25 f_y / (E_s D)$,

具体可参见第二章。

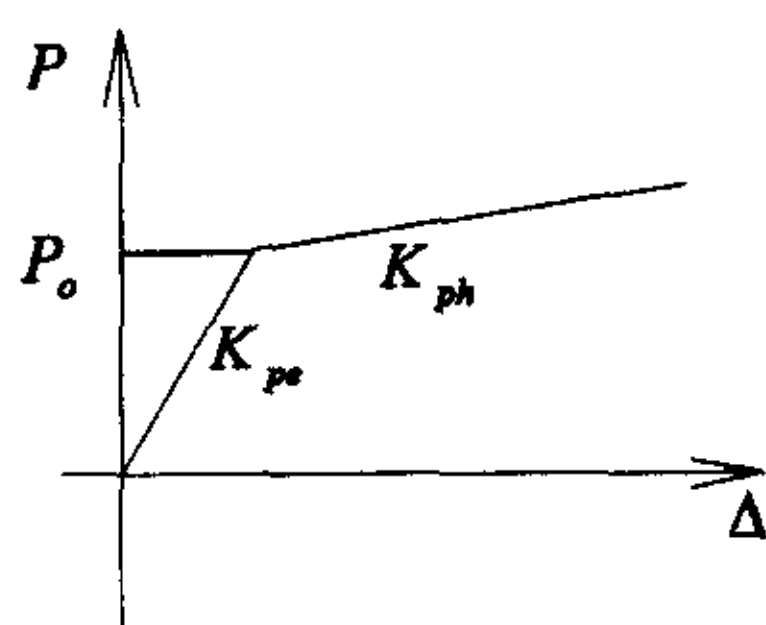


图 4-5: $P-\Delta$ 关系

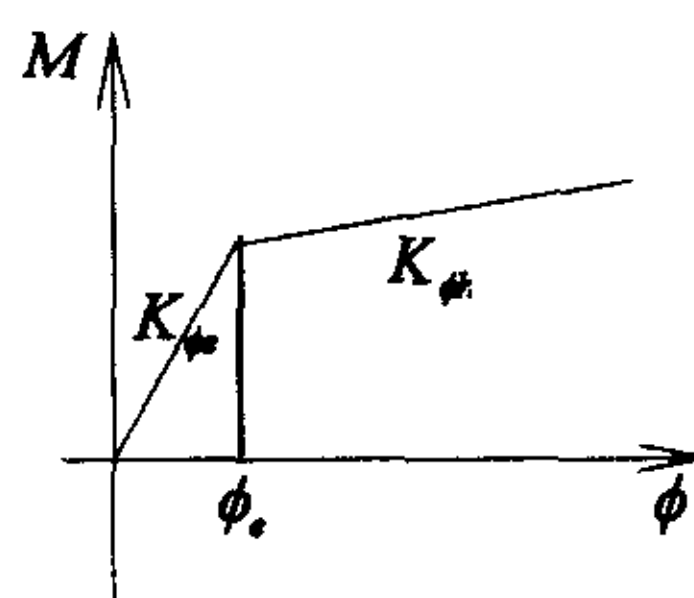


图 4-6: $M-\phi$ 关系

(2) 构件的极限剪切强度、极限扭转强度和产生的剪力、扭矩相比是足够大的。

(3) P_u 、 M_{yu} 和 M_{zu} 的相互作用可以用 P 、 M_y 和 M_z 空间的三维广义屈服面，参见

第二章知： $M_{yu}^2 + M_{zu}^2 = M_u^2$ ；其中 $M_u = \gamma_m W_{scm} f_{sc}^y$ ， P_u 和 M_{yu} 、 P_u 和 M_{zu} 的相互作用均可用下式表示：

$$\frac{M_{yu(zu)}}{\gamma_m W_{scm} f_{sc}^y} = a \left(\frac{P_u}{A_{sc} f_{sc}^y} \right)^3 + b \left(\frac{P_u}{A_{sc} f_{sc}^y} \right)^2 + c \left(\frac{P_u}{A_{sc} f_{sc}^y} \right) + d;$$

$$\text{其中 } a = \frac{m - m\eta_0 - \eta_0^2 + \eta_0 - \xi_0 m}{m\eta_0(1 - \eta_0)(m + \eta_0)};$$

$$b = \frac{(\eta_0^3 - \eta_0) + (1 - \xi_0 - \eta_0)(m^2 - m)}{m\eta_0(1 - \eta_0)(m + \eta_0)};$$

$$c = \frac{(\eta_0^3 - \eta_0^2)(m - 1) + m^2(\eta_0^2 + \xi_0 - 1)}{m\eta_0(1 - \eta_0)(m + \eta_0)};$$

$$d = 1.0;$$

因此 P 、 M_y 和 M_z 空间的三维广义屈服面可以表示为： $\phi(p, m_y, m_z) = 1$ ；即：

$$\left| \frac{m_{yu}}{1 + cp_u + bp_u^2 + ap_u^3} \right|^2 + \left| \frac{m_{zu}}{1 + cp_u + bp_u^2 + ap_u^3} \right|^2 = 1$$

其中: $p_u = \frac{P_u}{P_0}, m_{yu} = \frac{M_{yu}}{M_{y0}}, m_{zu} = \frac{M_{zu}}{M_{z0}}, P_0 = A_{sc} f_{sc}^y, M_{y0} = M_{z0} = \gamma_m W_{scm} f_{sc}^y$;

根据以上基本假定,可以得到铰的关于其轴向变形、 y 轴弯曲变形和 z 轴弯曲变形的 3×3 的柔度矩阵。

4.6.3.1 屈服函数

在一维应力空间,屈服应力决定了单元非线性性能的发生。但是当单元的应力不是一维应力状态而是多维应力状态时,决定单元非线性性能的发生是单元应力的某种特定组合。描述这种应力组合的较为方便的数学模型是相互作用函数(相互作用面),在本模型中表现为 P 、 M_y 和 M_z 空间的三维广义屈服面,当荷载点落在相互作用面内,单元是弹性的;

当荷载点落在屈服面上时,单元是弹塑性的;并且荷载点是不允许落在屈服面外的,但是屈服面可以按照某种特定的硬化法则随着加载点移动。

4.6.3.2 流动法则

由Drucker公设可以证明塑性应变增量的法向性,即塑性应变增量方向和屈服面外法线方向一致。再利用相关流动法则,知屈服函数即为势函数,屈服面即为等势面,则屈服面外法线方向和它的剃度方向一致,因此可得 $dw_p = dw_p^* \cdot n$ (4-25),其中 dw_p 是塑性应变增量矢量;

n 是屈服面单位外法线向量, $n = \frac{\phi_{,s}}{(\phi_{,s}^T \cdot \phi_{,s})^{1/2}}$, 其中

$\phi_{,s}^T = [\partial\phi/\partial P \quad \partial\phi/\partial M_y \quad \partial\phi/\partial M_z]$, 是屈服面的梯度方向; dw_p^* 是一个定义塑性变形大小的非负数。

屈服面单位外法线向量 n 的计算:屈服面函数表示为 $\phi(p, m_y, m_z) = 0$, 其中

$p = \frac{P - \alpha_p}{P_0}, m_y = \frac{M_y - \alpha_y}{M_{y0}}, m_z = \frac{M_z - \alpha_z}{M_{z0}}; S^T = \{P \quad M_y \quad M_z\}$ 是定义屈服面上荷载点的位置向量;

$\alpha^T = \{\alpha_p \quad \alpha_y \quad \alpha_z\}$ 是定义屈服面原点的向量,表示单元在发生

了一定程度的硬化后,屈服面平移到的新的位置;定义 $\bar{\xi}_p = \frac{\partial\phi}{\partial p} = \frac{\partial\phi}{\partial P} \cdot \frac{\partial P}{\partial p} = P_0 \cdot \frac{\partial\phi}{\partial P}$,

$$\bar{\xi}_y = \frac{\partial \phi}{\partial m_y} = \frac{\partial \phi}{\partial M_y} \cdot \frac{\partial M_y}{\partial m_y} = M_{yo} \cdot \frac{\partial \phi}{\partial M_y}, \quad \bar{\xi}_z = \frac{\partial \phi}{\partial m_z} = \frac{\partial \phi}{\partial M_z} \cdot \frac{\partial M_z}{\partial m_z} = M_{zo} \cdot \frac{\partial \phi}{\partial M_z}; \quad \text{则}$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial P} = \frac{\bar{\xi}_p}{P_o}, \quad \frac{\partial \phi}{\partial M_y} = \frac{\bar{\xi}_y}{M_{yo}}, \quad \frac{\partial \phi}{\partial M_z} = \frac{\bar{\xi}_z}{M_{zo}}, \quad \text{即 } \phi_s^T = \xi = \begin{Bmatrix} \xi_p \\ \xi_y \\ \xi_z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \partial \phi / \partial P \\ \partial \phi / \partial M_y \\ \partial \phi / \partial M_z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{\xi}_p / P_o \\ \bar{\xi}_y / M_{yo} \\ \bar{\xi}_z / M_{zo} \end{Bmatrix};$$

$$\text{将 } \phi_s^T \text{ 单位化后即可得屈服面单位外法线向量 } n = \frac{\phi_s}{(\phi_s^T \phi_s)^{1/2}} = \frac{1}{(\xi_p^2 + \xi_y^2 + \xi_z^2)^{1/2}} \begin{Bmatrix} \xi_p \\ \xi_y \\ \xi_z \end{Bmatrix} \quad (4-26)。$$

4.6.3.3 铰的塑性柔度矩阵

假定 dS_n 和 dw^p 通过下式相关: $dS_n = K^p dw^p$ (4-27); 其中 dS_n 是 dS 在 n 方向上的分量, $dS_n = n(n^T dS)$ (4-28); K^p 是由铰的 $P-\Delta$ 、 $M_y-\theta_y$ 、 $M_z-\theta_z$ 关系得到的

$$\text{塑性刚度形成的对角矩阵, 表示如下: } K^p = \begin{bmatrix} K_p^p & & \\ & K_{M_y}^p & \\ & & K_{M_z}^p \end{bmatrix};$$

式 (4-28) 两边同乘以 n^T : $n^T dS = n^T dS_n$, 将 (4-27) 代入上式:

$$n^T dS = n^T K^p dw^p = n^T K^p n dw^{p*}, \quad \text{得 } dw^{p*} = \frac{n^T dS}{n^T K^p n}, \quad \text{回代到 (4-25) 知 } dw^p = \frac{n(n^T dS)}{n^T K^p n},$$

则 $dw^p = f^p dS$, 其中 f^p 就是铰的塑性柔度, $f^p = \frac{nn^T}{n^T K^p n}$ 。

K^p 的计算:

1、 K_p^p 的计算: 如图 4-7a 所示构件的 $P-\Delta$ 关系, 具体表达形式见 4.6.3。由于单元是由弹性梁单元和刚塑性铰单元串联得到, 因此屈服前, 单元两端未形成塑性铰时, 单元的轴向刚度是弹性梁的轴向刚度 K_n ; 屈服后, 单元两端形成塑性铰时, 弹性梁的轴向变形和塑性铰的应变硬化轴向变形组合在一起构成了弹塑性单元屈服后性能。弹性梁和刚塑性

铰的轴向变形分别见图 4-7b, 图 4-7c。根据串联公式: $\frac{1}{K_{ph}} = \frac{1}{K_{pe}} + \frac{1}{K_p^P}$; 可得:

$$K_p^P = \frac{K_{pe} K_{ph}}{K_{pe} - K_{ph}}.$$

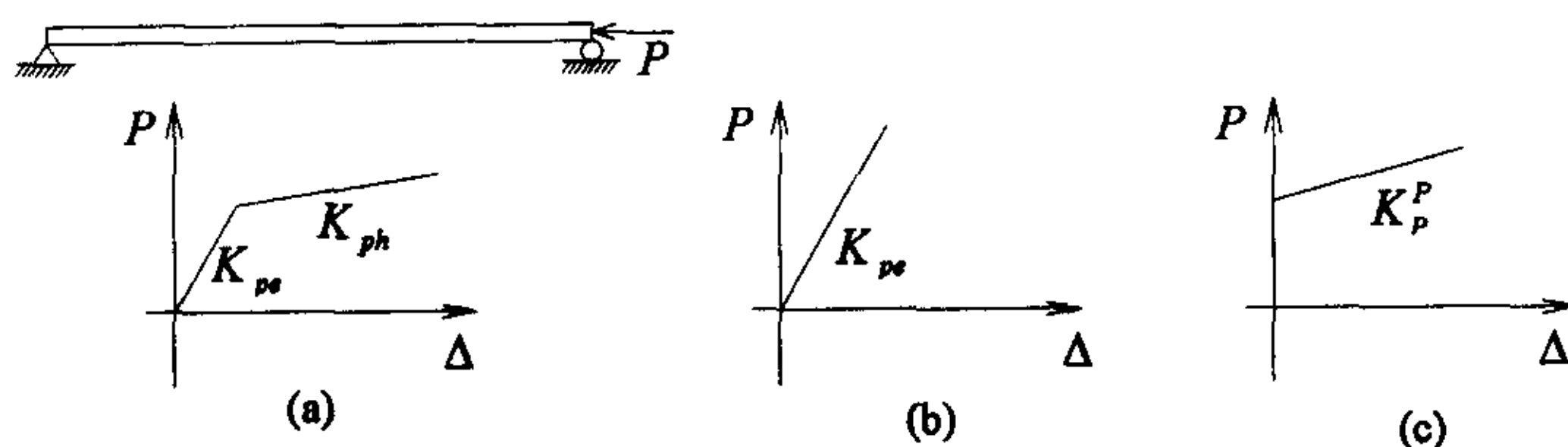


图 4-7: K_p^P 的计算

2、 K_{My}^P 的计算和 K_{Mz}^P 的计算: 对于圆形钢管混凝土截面而言, K_{My}^P 和 K_{Mz}^P 相同, 令为 K_M^P ; 如图 4-8a 所示构件的 $M-\theta$ 关系, 具体表达形式见 4.6.3。同理可得:

$$K_M^P = \frac{K_{Me} K_{Mh}}{K_{Me} - K_{Mh}}.$$

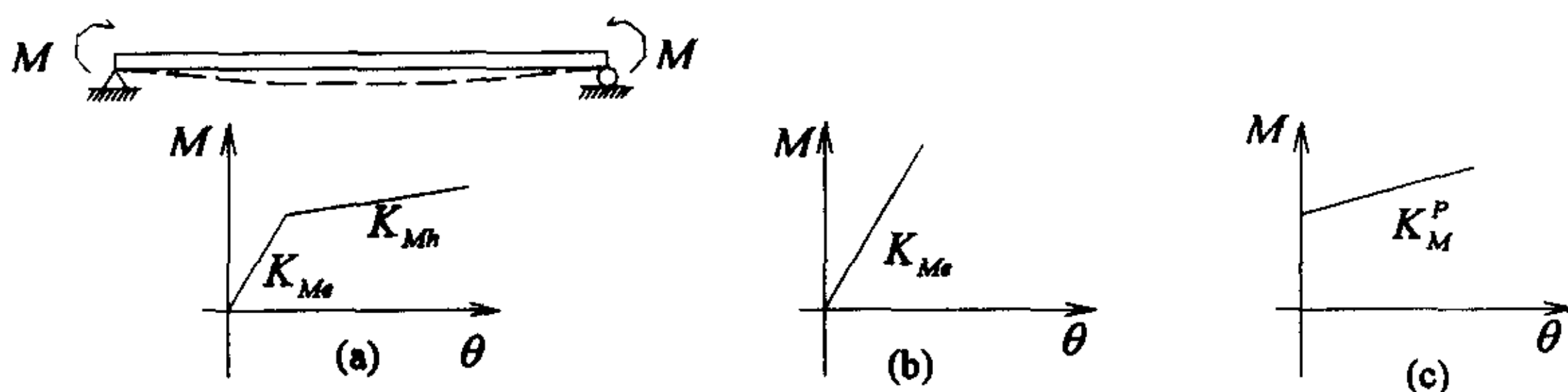


图 4-8: K_M^P 的计算

运用集中塑性铰概念不能自动考虑弯矩沿构件的变化, 在本文中, 预先给定构件单元的弯矩呈等值分布。

4.6.3.4 硬化法则

本模型中采用了 Ziegler 硬化法则：

$$d\alpha = (S - \alpha)d\alpha^* \quad (4-29),$$

如图 4-9 所示。其中 $d\alpha^*$ 是定义屈服面平移大小的标量；

α 是定义屈服面原点的向

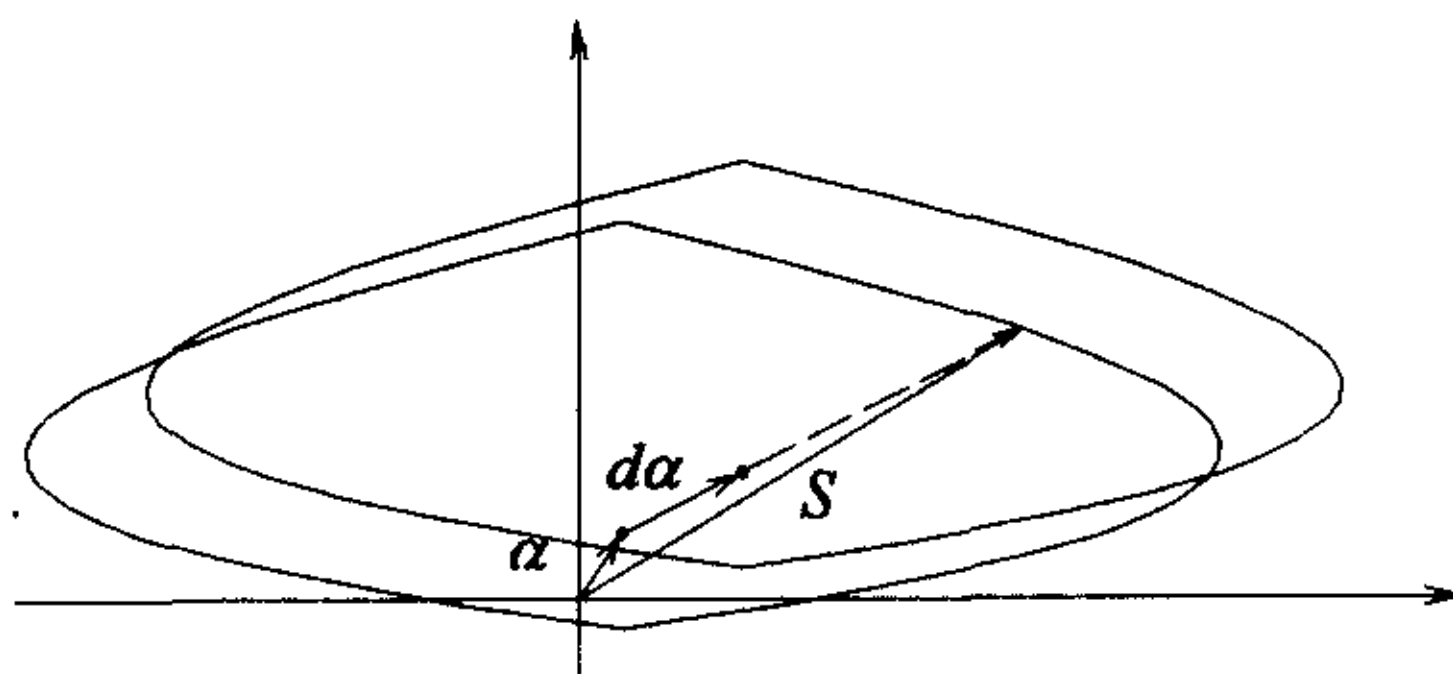


图 4-9: 硬化法则示意

量； $d\alpha$ 是定义屈服面平移的向量； S

是荷载作用点向量， $S^T = \{P \quad M_y \quad M_z\}$ 。

当单元为非线性状态时，荷载作用点必须始终保持在屈服面上：即 $d\phi = 0$ ；据此可得

$$d\alpha = \frac{(S - \alpha)\phi^T \cdot dS}{\phi^T (S - \alpha)}, \quad \phi_{,s} \text{ 表示对 } S^T = \{P \quad M_y \quad M_z\} \text{ 求导。}$$

推导如下：

屈服面函数表示为 $\phi(p, m_y, m_z) = 0$ ，其中 $p = \frac{P - \alpha_p}{P_0}$ ， $m_y = \frac{M_y - \alpha_y}{M_{y0}}$ ，

$$m_z = \frac{M_z - \alpha_z}{M_{z0}};$$

$$d\phi = \frac{\partial \phi}{\partial p} dp + \frac{\partial \phi}{\partial m_y} dm_y + \frac{\partial \phi}{\partial m_z} dm_z = \frac{\bar{\xi}_p}{P_0} (dP - d\alpha_p) + \frac{\bar{\xi}_y}{M_{y0}} (dM_y - d\alpha_y) + \frac{\bar{\xi}_z}{M_{z0}} (dM_z - d\alpha_z)$$

$$= \phi^T dS - \phi^T d\alpha = 0; \text{ 将 (4-29) 代入上式可得: } d\alpha^* = \frac{\phi^T \cdot dS}{\phi^T (S - \alpha)}; \text{ 将上式代入 (4-29)}$$

$$\text{可得: } d\alpha = \frac{(S-\alpha)\phi^T \cdot dS}{\phi^T (S-\alpha)} \quad (4-30)。$$

4.6.4 弹塑性切线刚度矩阵

定义 f_i^p 、 f_j^p 分别为单元两端铰的塑性柔度, 则 $dw_i^p = f_i^p dS_i$, $dw_j^p = f_j^p dS_j$ 。

将 f_i^p 和 f_j^p 按如下方式叠加到单元变形坐标系下弹性梁的柔度矩阵可得单元的弹塑性切线柔度矩阵 F_i^{EP} , 其中 $I(i, j), J(i, j) (i, j = 1, 2, 3)$ 分别表示 f_i^p 和 f_j^p 的矩阵元素, f^* 是梁的弹性柔度矩阵:

$$F_i^{EP} = f^* + f^p = f^* + \begin{bmatrix} I(2,2) & I(2,3) & I(2,1) \\ J(2,2) & J(2,3) & J(2,1) \\ I(3,2) & I(3,3) & I(3,1) \\ J(3,2) & J(3,3) & J(3,1) \\ I(1,2) & J(1,2) & I(1,3) & J(1,3) & I(1,1) + J(1,1) \end{bmatrix} \quad (4-31)$$

将 F_i^{EP} 求逆可得 6×6 的单元切线刚度矩阵 K_i^{EP} , 表示成如下形式:

$ds = K_i^{EP} dv$ (4-32), 利用 (4-22) 和 (4-23), 可得到整体坐标系下的 12×12 的单元切线刚

$$\text{度矩阵 } K_i^E = \begin{pmatrix} - \\ a \end{pmatrix}^T \cdot a^T \cdot K_i^{EP} \cdot a \cdot \bar{a}。$$

4.6.5 塑性变形

$dv = F_i^{EP} ds = f^* ds + dv^p$, 其中 f^* 是梁的弹性柔度矩阵, dv^p 是单元两端铰的塑性

变形之和, $dv^p = f^p ds$ 。上式两边同乘以 $f^p k^*$, k^* 是梁的弹性刚度矩阵, 有 $f^* \cdot k^* = 1$,

得 $f^p k^* dv = f^p k^* f^* ds + f^p k^* dv^p = f^p ds + f^p k^* dv^p = (I + f^p k^*) dv^p$ (4-33)。(4-33)

给出了单元塑性变形的计算公式。

$$\text{可得: } d\alpha = \frac{(S-\alpha)\phi^T \cdot dS}{\phi^T (S-\alpha)} \quad (4-30)。$$

4.6.4 弹塑性切线刚度矩阵

定义 f_i^p 、 f_j^p 分别为单元两端铰的塑性柔度, 则 $dw_i^p = f_i^p dS_i$, $dw_j^p = f_j^p dS_j$ 。

将 f_i^p 和 f_j^p 按如下方式叠加到单元变形坐标系下弹性梁的柔度矩阵可得单元的弹塑性切线柔度矩阵 F_i^{EP} , 其中 $I(i, j), J(i, j) (i, j = 1, 2, 3)$ 分别表示 f_i^p 和 f_j^p 的矩阵元素, f^* 是梁的弹性柔度矩阵:

$$F_i^{EP} = f^* + f^p = f^* + \begin{bmatrix} I(2,2) & I(2,3) & I(2,1) \\ J(2,2) & J(2,3) & J(2,1) \\ I(3,2) & I(3,3) & I(3,1) \\ J(3,2) & J(3,3) & J(3,1) \\ I(1,2) & J(1,2) & I(1,3) & J(1,3) & I(1,1) + J(1,1) \end{bmatrix} \quad (4-31)$$

将 F_i^{EP} 求逆可得 6×6 的单元切线刚度矩阵 K_i^{EP} , 表示成如下形式:

$ds = K_i^{EP} dv$ (4-32), 利用 (4-22) 和 (4-23), 可得到整体坐标系下的 12×12 的单元切线刚

$$\text{度矩阵 } K_i^E = \begin{pmatrix} - \\ a \end{pmatrix}^T \cdot a^T \cdot K_i^{EP} \cdot a \cdot \bar{a}。$$

4.6.5 塑性变形

$dv = F_i^{EP} ds = f^* ds + dv^p$, 其中 f^* 是梁的弹性柔度矩阵, dv^p 是单元两端铰的塑性

变形之和, $dv^p = f^p ds$ 。上式两边同乘以 $f^p k^*$, k^* 是梁的弹性刚度矩阵, 有 $f^* \cdot k^* = 1$,

得 $f^p k^* dv = f^p k^* f^* ds + f^p k^* dv^p = f^p ds + f^p k^* dv^p = (I + f^p k^*) dv^p$ (4-33)。(4-33)

给出了单元塑性变形的计算公式。

4.6.6 加/卸载准则

假定塑性铰卸载一个无穷小量, 则此时单元是弹性的, 荷载作用点状态是位于屈服面内; 计算弹性作用力 ds_e , 若此时荷载作用点状态在屈服面外, 则假定的卸载状态是不对的, 表明单元处于加载状态, 继续产生塑性流; 若荷载作用点在屈服面内, 则这个假设是正确的, 单元处于弹性卸载状态。

4.7. 单元状态决定的方法

单元状态决定的方法如下:

(1) 计算单元作用力增量 $\Delta F = K^* \Delta \bar{v}$, 其中 ΔF 是单元作用力增量向量, K^* 是梁单元 12×12 的弹性刚度矩阵, $\Delta \bar{v}$ 是局部坐标系下的单元位移增量向量。

(2) 针对增量 ΔF 计算事件系数 $FACM$, 根据 $\phi(F + \Delta F)$ 的值分为四种情况:

(a) $\phi_I < 1.0$ 且 $\phi_J < 1.0$, 则对于给定的位移增量 $\Delta \bar{v}$ 单元的状态为弹性状态或为弹性卸载, $FACM = 1.0$;

(b) $\phi_I \geq 1.0$ 且 $\phi_J < 1.0$, 则对于给定的位移增量 $\Delta \bar{v}$ 单元 I 端将要出现或继续保持塑性铰。计算 I 端达到屈服面所需的变形增量 $k \Delta \bar{v}$ ($0 \leq k \leq 1.0$), 则 $FACM = k$ 。

(c) $\phi_I < 1.0$ 且 $\phi_J \geq 1.0$, 则对于给定的位移增量 $\Delta \bar{v}$ 单元 J 端将要出现或继续保持塑性铰。计算 J 端达到屈服面所需的变形增量 $k \Delta \bar{v}$ ($0 \leq k \leq 1.0$), 则 $FACM = k$ 。

(d) $\phi_I \geq 1.0$ 且 $\phi_J \geq 1.0$, 则对于给定的位移增量 $\Delta \bar{v}$ 单元 I 端和 J 端将要出现或继续保持塑性铰。分别计算 I 端和 J 端分别达到屈服面所需的变形增量 $k_I \Delta \bar{v}$ 和 $k_J \Delta \bar{v}$ ($0 \leq k_I, k_J \leq 1.0$), 取 $FACM = \min(k_I, k_J)$ 。

(3) $F = F + FACM \cdot \Delta F$, 对于(2)的情况(a)至此结束。其余情况继续至(4)。

4.6.6 加/卸载准则

假定塑性铰卸载一个无穷小量, 则此时单元是弹性的, 荷载作用点状态是位于屈服面内; 计算弹性作用力 ds_e , 若此时荷载作用点状态在屈服面外, 则假定的卸载状态是不对的, 表明单元处于加载状态, 继续产生塑性流; 若荷载作用点在屈服面内, 则这个假设是正确的, 单元处于弹性卸载状态。

4.7. 单元状态决定的方法

单元状态决定的方法如下:

(1) 计算单元作用力增量 $\Delta F = K^* \Delta \bar{v}$, 其中 ΔF 是单元作用力增量向量, K^* 是梁单元 12×12 的弹性刚度矩阵, $\Delta \bar{v}$ 是局部坐标系下的单元位移增量向量。

(2) 针对增量 ΔF 计算事件系数 $FACM$, 根据 $\phi(F + \Delta F)$ 的值分为四种情况:

(a) $\phi_I < 1.0$ 且 $\phi_J < 1.0$, 则对于给定的位移增量 $\Delta \bar{v}$ 单元的状态为弹性状态或为弹性卸载, $FACM = 1.0$;

(b) $\phi_I \geq 1.0$ 且 $\phi_J < 1.0$, 则对于给定的位移增量 $\Delta \bar{v}$ 单元 I 端将要出现或继续保持塑性铰。计算 I 端达到屈服面所需的变形增量 $k \Delta \bar{v}$ ($0 \leq k \leq 1.0$), 则 $FACM = k$ 。

(c) $\phi_I < 1.0$ 且 $\phi_J \geq 1.0$, 则对于给定的位移增量 $\Delta \bar{v}$ 单元 J 端将要出现或继续保持塑性铰。计算 J 端达到屈服面所需的变形增量 $k \Delta \bar{v}$ ($0 \leq k \leq 1.0$), 则 $FACM = k$ 。

(d) $\phi_I \geq 1.0$ 且 $\phi_J \geq 1.0$, 则对于给定的位移增量 $\Delta \bar{v}$ 单元 I 端和 J 端将要出现或继续保持塑性铰。分别计算 I 端和 J 端分别达到屈服面所需的变形增量 $k_I \Delta \bar{v}$ 和 $k_J \Delta \bar{v}$ ($0 \leq k_I, k_J \leq 1.0$), 取 $FACM = \min(k_I, k_J)$ 。

(3) $F = F + FACM \cdot \Delta F$, 对于(2)的情况(a)至此结束。其余情况继续至(4)。

(4) 分两种情况:

对于(2)中的(b)和(c): 计算弹塑性切线刚度矩阵 K_t^E , 对于 $(1 - FACM) \cdot \Delta \bar{v}$ 计算

$$\Delta F = K_t^E \cdot (1 - FACM) \cdot \Delta \bar{v}, \Delta \alpha, \Delta v^p.$$

对于(2)中的(d): 计算弹塑性切线刚度矩阵 K_t^E , 对于 $|k_I - k_J| \cdot \Delta \bar{v}$ 计算

$$\Delta F = K_t^E \cdot |k_I - k_J| \cdot \Delta \bar{v}, \Delta \alpha, \Delta v^p. \text{ 再次计算弹塑性切线刚度矩阵 } K_t^E, \text{ 对于}$$

$$(1 - FACM - |k_I - k_J|) \cdot \Delta \bar{v} \text{ 计算 } \Delta F = K_t^E \cdot (1 - FACM - |k_I - k_J|) \cdot \Delta \bar{v}, \Delta \alpha, \Delta v^p.$$

(5) $F = F + \Delta F$

(6) 检验此时荷载作用点是否位于屈服面上, 理论上不允许荷载作用点位于屈服面外的情况发生, 考虑到计算误差, 允许荷载作用点超出屈服面在一个给定的范围内, 本程序中设置 $TOL = 1.0 \times 10^{-4}$ 。如果荷载点超出屈服面在给定的误差范围外时, 程序计算将荷载作用点径向收缩回到屈服面上。

第五章 钢管混凝土拱桥分析实例

为了验证本文所开发程序的可靠性,本章首先利用 Drain-2d 和本程序分别对一单拱模型进行了计算,并对计算结果进行了分析比较。在此基础上,利用本文所开发的程序分析了一座钢管混凝土拱桥实例。

5.1 程序的验证

5.1.1 DRAIN-2D 程序的简单介绍^[41]

计算程序 DRAIN-2D(Dynamic Response Analysis of Inelastic 2-Dimensional Structures)是在 1973 年由 California 大学 Berkerley 分校研制开发的,由于其的简单和有效性自问世以来得到广泛的应用。本文使用 DRAIN-2D 的 1.10 版(1993 年 11 月)作为考核作者开发程序的考核程序。

在本文中将利用 DRAIN-2D 中的 2 号单元:集中塑性铰单元校核钢管混凝土弹塑性梁柱单元。因此下面将对 DRAIN-2D 中的集中塑性铰单元作一简单介绍。

单元的构成如图 5.1。单元采用双分量并联模型,分别是一个弹性梁单元和一个带有理想塑性铰的梁单元。屈服仅仅发生在带有理想塑性铰梁单元两端的集中塑性铰处,轴力对弯曲强度的影响也是通过 $P-M$ 空间的轴力—弯矩相互作用曲面来考虑。然而在该模型中假定屈服只能发生在弯曲变形,模型不会产生轴向方向的塑性变形。这意味着塑性流的方向是沿着 M 轴发生的,也即在流动法则中塑性变形增量的方向并不是采用正交法则。

如图 5-2,弯曲方向的应变硬化是通过平行的两单元来模拟的。当发生屈服时,非线性单元的两端的集中铰发生屈服,非线性单元两端的弯矩值保持不变。弹性单元的弯矩值可继续增加模拟应变硬化。

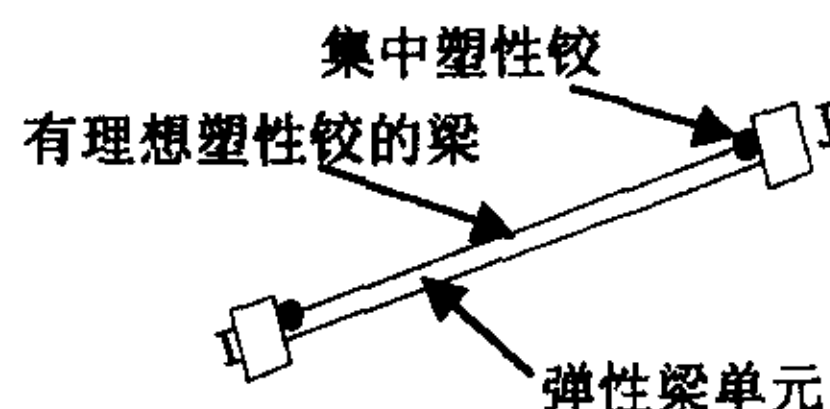


图 5-1: DRAIN-2D 集中塑性铰梁单元的构成

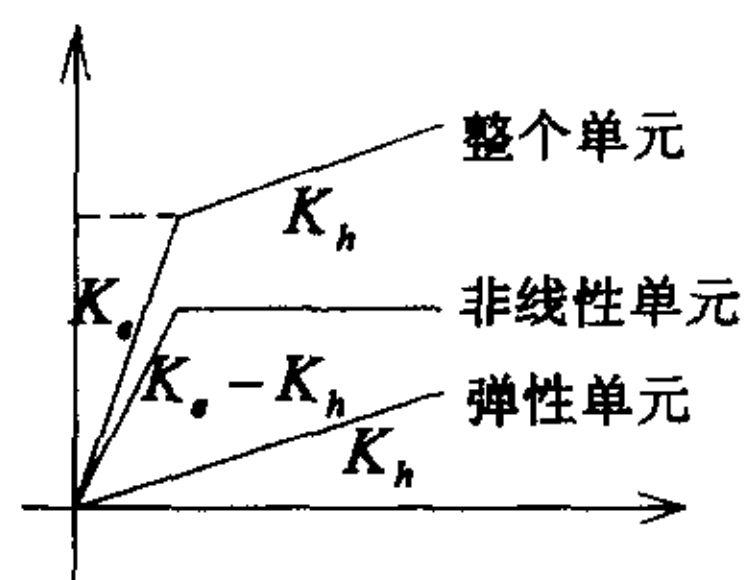


图 5-2: 单元应变硬化的模拟

5.1.2 单拱模型的建立

考虑到 DRAIN-2D 是一个平面分析程序，因此选取了一个简单的单拱模型进行分析来校核程序。在第三章中建立了一个钢管混凝土拱桥的三维模型讨论钢管混凝土拱桥抗震性能的分析方法，所以在此处根据第三章建立的三维模型选取了其单根拱肋结构进行分析，如图 5-3，并施加集中荷载模拟其恒载效应。

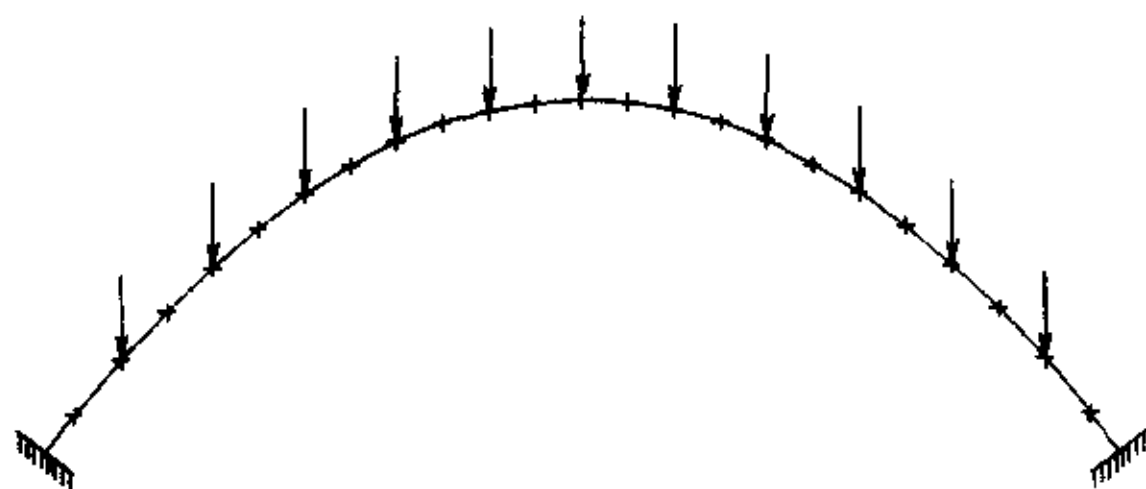


图 5-3：单拱模型

共有 25 个节点，24 个梁单元，拱肋截面为圆形钢管混凝土截面，钢管采用 3 号钢，混凝土采用 30 号混凝土，管径为 80cm，壁厚 14mm。根据“钢管混凝土统一理论”计算得到的截面性质可参见第三章。

5.1.3 计算结果比较

输入与第三章相同的水平向地震动时，结构保持在弹性状态，为了考核程序的非线性计算功能，因此将加速度时程值提高 7 倍，地震波的加速度峰值为 $17.248 m/s^2$ 时拱脚出现塑性。DRAIN-2D 和本程序（用 NERA 代指）的计算结果比较如图 5-4、图 5-5 所示，其中节点 8、20 分别为拱左右四分点，节点 14 为拱顶节点。

5.1.2 单拱模型的建立

考虑到 DRAIN-2D 是一个平面分析程序，因此选取了一个简单的单拱模型进行分析来校核程序。在第三章中建立了一个钢管混凝土拱桥的三维模型讨论钢管混凝土拱桥抗震性能的分析方法，所以在此处根据第三章建立的三维模型选取了其单根拱肋结构进行分析，如图 5-3，并施加集中荷载模拟其恒载效应。

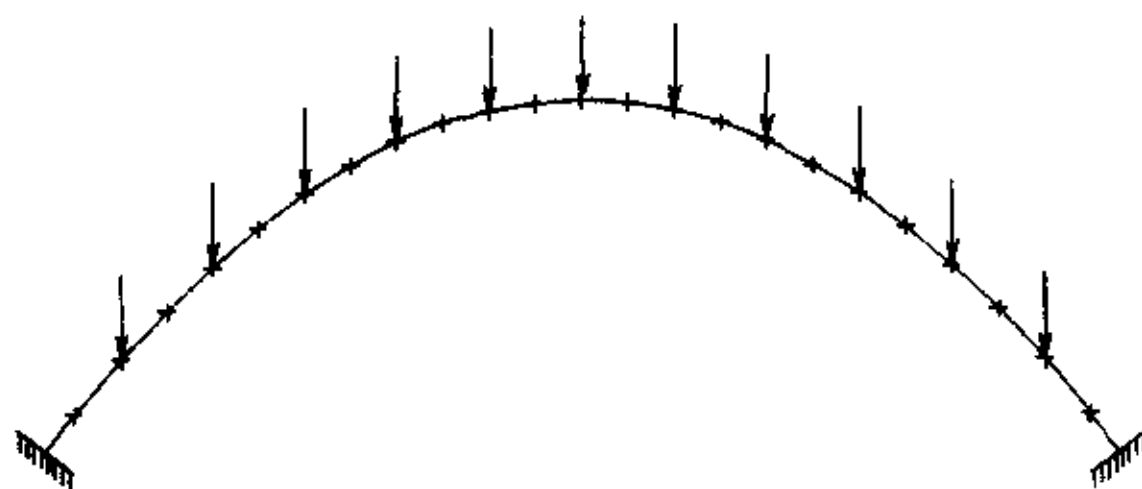


图 5-3：单拱模型

共有 25 个节点，24 个梁单元，拱肋截面为圆形钢管混凝土截面，钢管采用 3 号钢，混凝土采用 30 号混凝土，管径为 80cm，壁厚 14mm。根据“钢管混凝土统一理论”计算得到的截面性质可参见第三章。

5.1.3 计算结果比较

输入与第三章相同的水平向地震动时，结构保持在弹性状态，为了考核程序的非线性计算功能，因此将加速度时程值提高 7 倍，地震波的加速度峰值为 $17.248 m/s^2$ 时拱脚出现塑性。DRAIN-2D 和本程序（用 NERA 代指）的计算结果比较如图 5-4、图 5-5 所示，其中节点 8、20 分别为拱左右四分点，节点 14 为拱顶节点。

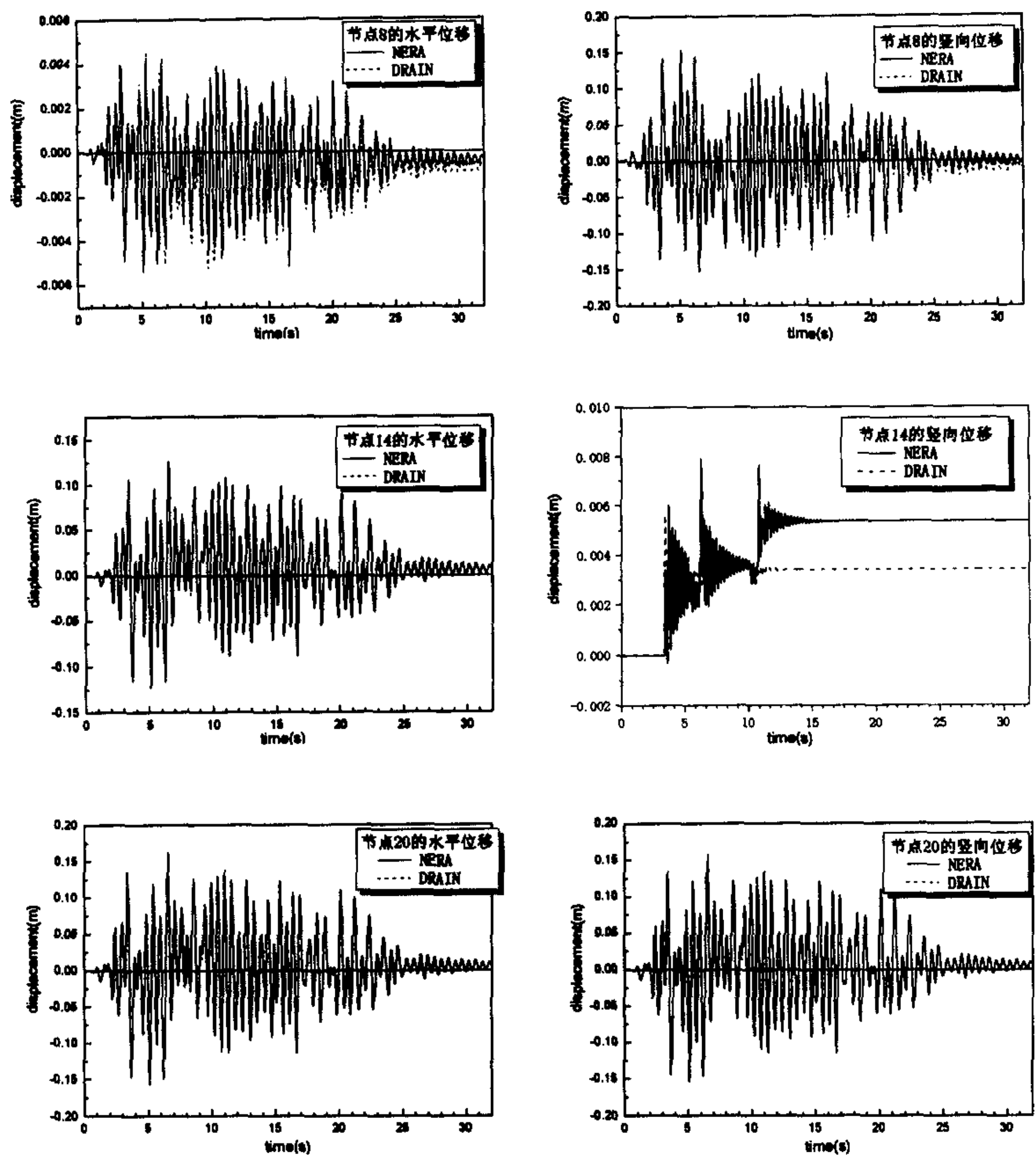


图 5-4: 地震荷载作用下的动节点位移

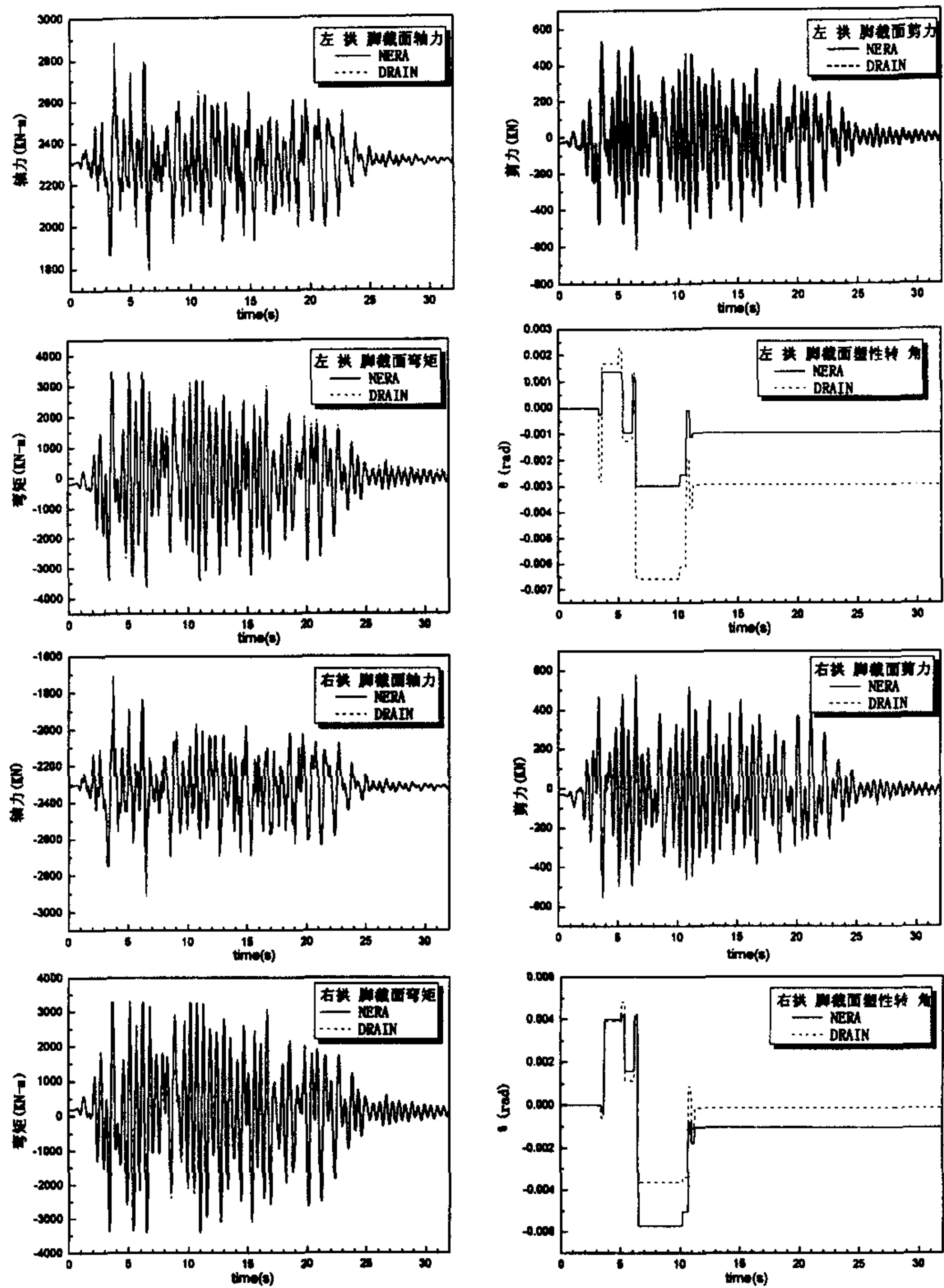


图 5-5：恒载+地震荷载作用下的单元内力

从图 5-4 可知结果基本上都与 DRAIN-2D 复核得较好, 拱顶节点竖向位移偏差稍大。对称拱肋在水平地震波作用下弹性状态时拱顶竖向位移理论上应该为零值, 但有限元离散误差一般会使该值不为零值, 而为一小值, 并且结构在进入非线性后结构产生不对称性, 因而拱顶产生少许竖向位移。至于两个程序在拱顶竖向位移的计算值略有偏差应该主要是由于数值计算累计误差导致的。

从图 5-5 可见单元内力结果复核得都比较好, 拱脚塑性转角在趋势上是一致的, 在数值上存在一定偏差, 最大达到 51.3%, 这主要是由于两个程序在处理塑性流的方向不同导致的, DRAIN-2D 假定轴向不产生塑性变形, 塑性流方向只能沿着 M 轴, 本文模型中采用的是正交流动法则, 也就是允许轴向产生塑性变形。两个程序的处理方法不同使得塑性转角数值存在一定偏差。总体上, 本程序与 DRAIN-2D 结果复核得比较好, 计算结果是具有可信度的。

5.2 钢管混凝土拱桥非线性分析实例

5.2.1 分析模型和地震动输入

以第三章建立的钢管混凝土中承式肋拱的有限元模型为算例, 拱肋截面采用 $\phi 800 \times 14$ 的钢管混凝土截面, 立柱截面为 $\phi 600 \times 10$ 的钢管混凝土截面。截面的 $P-M$ 相互作用曲线如图 5-6, 抗压强度、抗拉强度和抗弯强度见表 5-1。

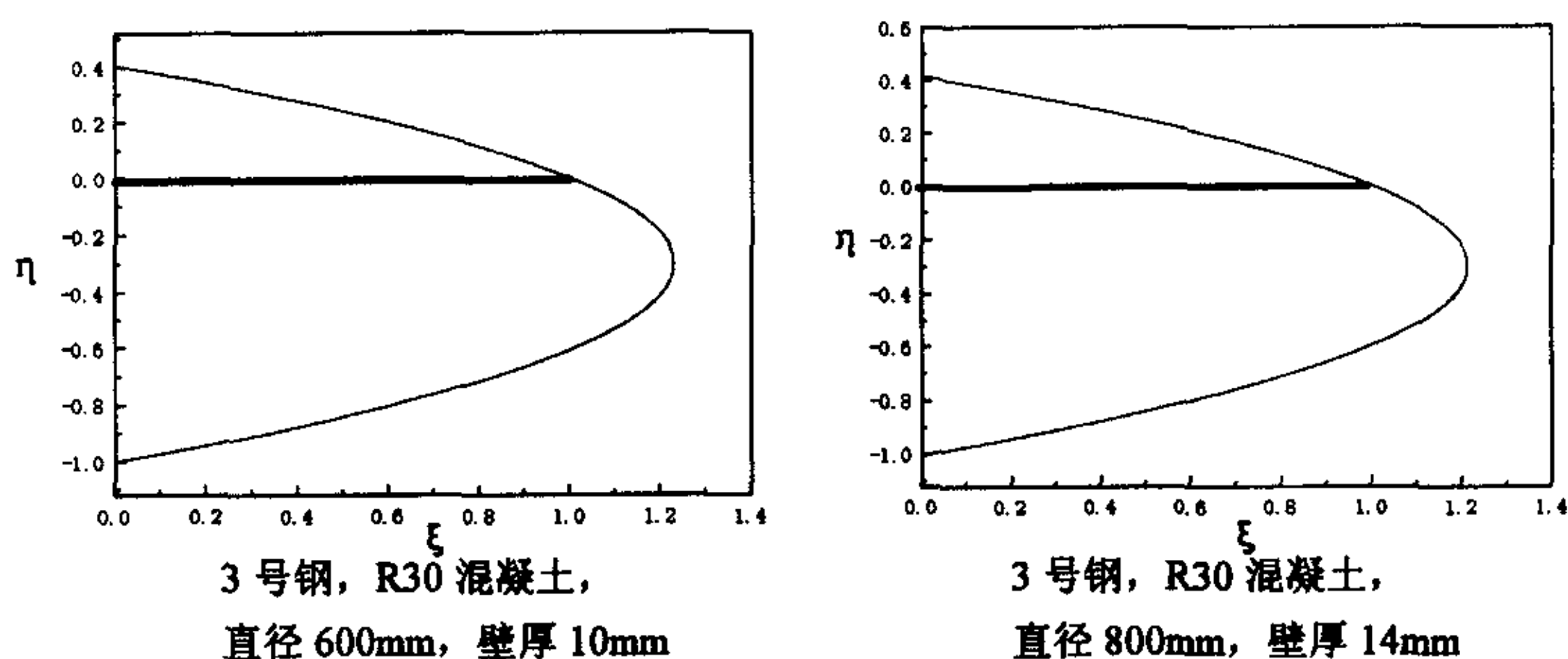


图 5-6: 截面的 $P-M$ 相互作用曲线

表 5-1: 截面抗压强度、抗拉强度和抗弯强度值

截面	$P_c (KN)$	$M (KN-m)$	$P_t (KN)$
$\phi 600 \times 10$	12000.0	1230.0	499.38
$\phi 800 \times 14$	21900.0	3030.0	1263.51

从图 5-4 可知结果基本上都与 DRAIN-2D 复核得较好, 拱顶节点竖向位移偏差稍大。对称拱肋在水平地震波作用下弹性状态时拱顶竖向位移理论上应该为零值, 但有限元离散误差一般会使该值不为零值, 而为一小值, 并且结构在进入非线性后结构产生不对称性, 因而拱顶产生少许竖向位移。至于两个程序在拱顶竖向位移的计算值略有偏差应该主要是由于数值计算累计误差导致的。

从图 5-5 可见单元内力结果复核得都比较好, 拱脚塑性转角在趋势上是一致的, 在数值上存在一定偏差, 最大达到 51.3%, 这主要是由于两个程序在处理塑性流的方向不同导致的, DRAIN-2D 假定轴向不产生塑性变形, 塑性流方向只能沿着 M 轴, 本文模型中采用的是正交流动法则, 也就是允许轴向产生塑性变形。两个程序的处理方法不同使得塑性转角数值存在一定偏差。总体上, 本程序与 DRAIN-2D 结果复核得比较好, 计算结果是具有可信度的。

5.2 钢管混凝土拱桥非线性分析实例

5.2.1 分析模型和地震动输入

以第三章建立的钢管混凝土中承式肋拱的有限元模型为算例, 拱肋截面采用 $\phi 800 \times 14$ 的钢管混凝土截面, 立柱截面为 $\phi 600 \times 10$ 的钢管混凝土截面。截面的 $P-M$ 相互作用曲线如图 5-6, 抗压强度、抗拉强度和抗弯强度见表 5-1。

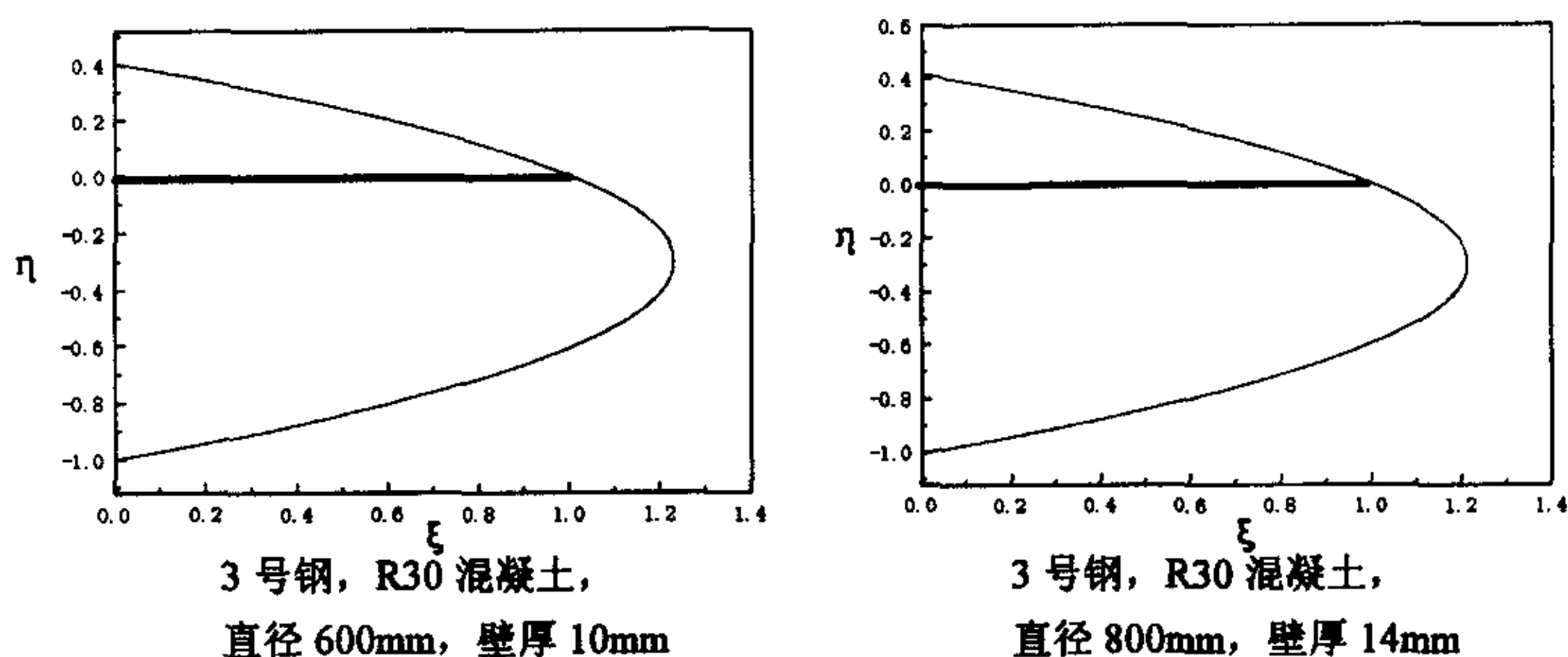


图 5-6: 截面的 $P-M$ 相互作用曲线

表 5-1: 截面抗压强度、抗拉强度和抗弯强度值

截面	$P_c(KN)$	$M(KN-m)$	$P_t(KN)$
$\phi 600 \times 10$	12000.0	1230.0	499.38
$\phi 800 \times 14$	21900.0	3030.0	1263.51

从图 5-4 可知结果基本上都与 DRAIN-2D 复核得较好, 拱顶节点竖向位移偏差稍大。对称拱肋在水平地震波作用下弹性状态时拱顶竖向位移理论上应该为零值, 但有限元离散误差一般会使该值不为零值, 而为一小值, 并且结构在进入非线性后结构产生不对称性, 因而拱顶产生少许竖向位移。至于两个程序在拱顶竖向位移的计算值略有偏差应该主要是由于数值计算累计误差导致的。

从图 5-5 可见单元内力结果复核得都比较好, 拱脚塑性转角在趋势上是一致的, 在数值上存在一定偏差, 最大达到 51.3%, 这主要是由于两个程序在处理塑性流的方向不同导致的, DRAIN-2D 假定轴向不产生塑性变形, 塑性流方向只能沿着 M 轴, 本文模型中采用的是正交流动法则, 也就是允许轴向产生塑性变形。两个程序的处理方法不同使得塑性转角数值存在一定偏差。总体上, 本程序与 DRAIN-2D 结果复核得比较好, 计算结果是具有可信度的。

5.2 钢管混凝土拱桥非线性分析实例

5.2.1 分析模型和地震动输入

以第三章建立的钢管混凝土中承式肋拱的有限元模型为算例, 拱肋截面采用 $\phi 800 \times 14$ 的钢管混凝土截面, 立柱截面为 $\phi 600 \times 10$ 的钢管混凝土截面。截面的 $P-M$ 相互作用曲线如图 5-6, 抗压强度、抗拉强度和抗弯强度见表 5-1。

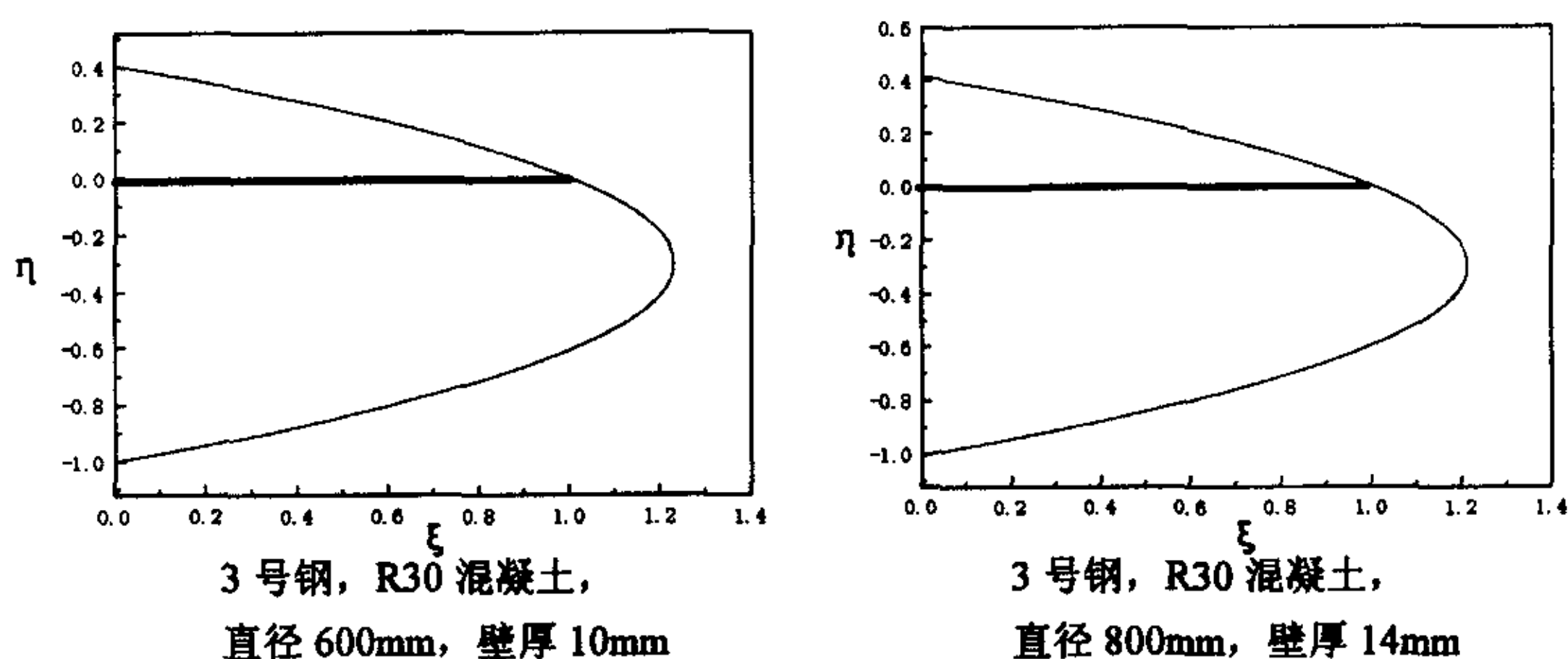


图 5-6: 截面的 $P-M$ 相互作用曲线

表 5-1: 截面抗压强度、抗拉强度和抗弯强度值

截面	$P_c(KN)$	$M(KN-m)$	$P_t(KN)$
$\phi 600 \times 10$	12000.0	1230.0	499.38
$\phi 800 \times 14$	21900.0	3030.0	1263.51

水平向地震动输入采用与第三章相同的地震动, 竖向地震动采用水平地震动的 $1/3$ 。此时的地震动输入下, 结构保持弹性, 因此将加速度时程值提高, 发现提高到 6 倍, 地震波加速度峰值为 14.784 m/s^2 时右边拱肋上的立柱首先出现塑性铰, 进入塑性。当加速度时程提高到 8 倍, 地震波加速度峰值为 19.712 m/s^2 时左边拱肋上的立柱也出现塑性铰, 进入塑性。

5.2.2 分析结果

以下将列出当加速度时程提高到 8 倍, 地震波加速度峰值为 19.712 m/s^2 时的分析结果。图 5-7 分别是拱顶节点水平位移和竖向位移时程曲线。结构进入塑性后, 地震动输入结束时拱顶节点水平向有 1.986 mm 的残余位移, 竖向有 2.184 mm 的残余位移。

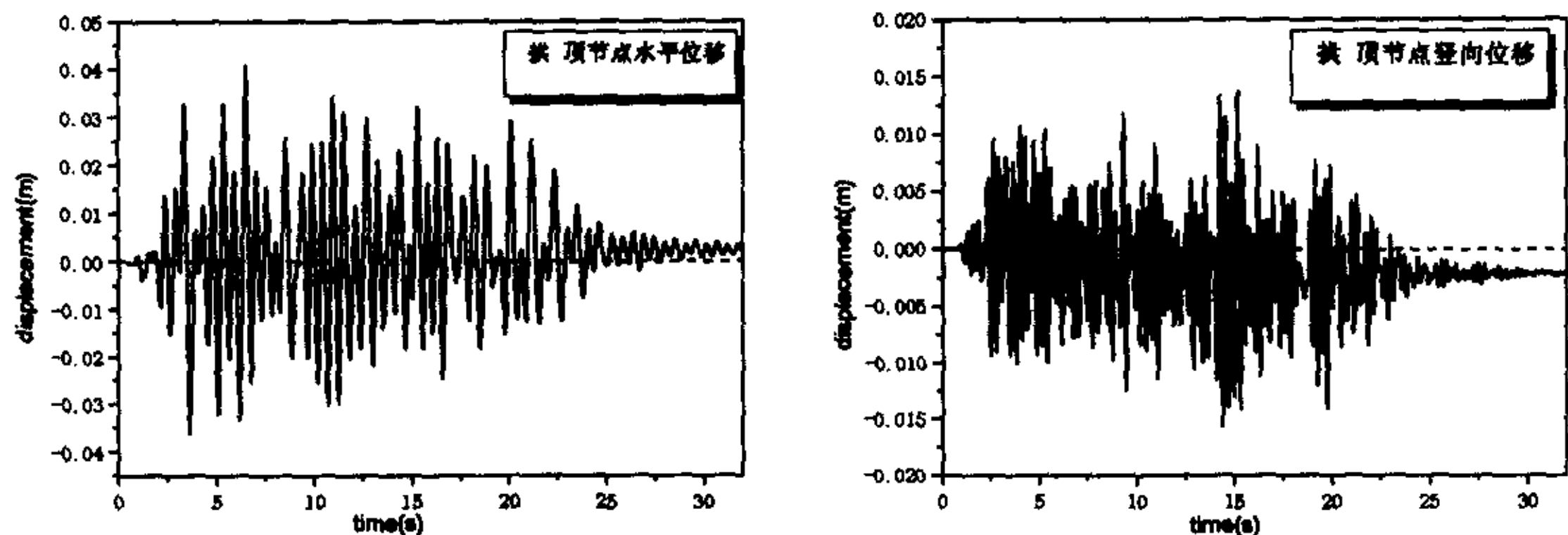


图 5-7: 拱顶节点动位移时程

表 5-2: 立柱柱底单元的内力最大值

	轴力 (KN)	剪力 (KN)	弯矩 (KN-m)
(左) 大立柱	5.326E+02	4.959E+01	8.963E+01
(左) 拱肋上立柱	7.942E+02 (2.667E-04)	8.413E+02	1.500E+03 (1.672E-03)
(右) 拱肋上立柱	9.503E+02 (2.054E-03)	1.002E+03	2.086E+03 (1.168E-02)
(右) 大立柱	6.033E+02	4.280E+01	7.838E+01

水平向地震动输入采用与第三章相同的地震动, 竖向地震动采用水平地震动的 $1/3$ 。此时的地震动输入下, 结构保持弹性, 因此将加速度时程值提高, 发现提高到 6 倍, 地震波加速度峰值为 14.784 m/s^2 时右边拱肋上的立柱首先出现塑性铰, 进入塑性。当加速度时程提高到 8 倍, 地震波加速度峰值为 19.712 m/s^2 时左边拱肋上的立柱也出现塑性铰, 进入塑性。

5.2.2 分析结果

以下将列出当加速度时程提高到 8 倍, 地震波加速度峰值为 19.712 m/s^2 时的分析结果。图 5-7 分别是拱顶节点水平位移和竖向位移时程曲线。结构进入塑性后, 地震动输入结束时拱顶节点水平向有 1.986 mm 的残余位移, 竖向有 2.184 mm 的残余位移。

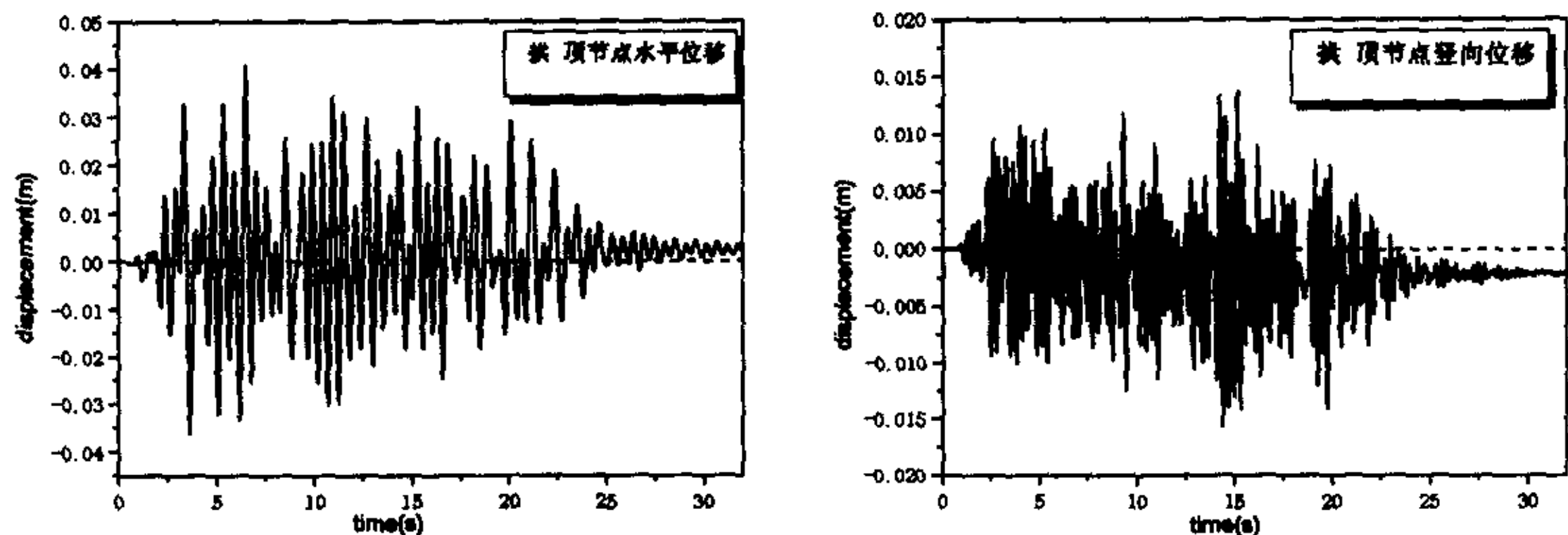


图 5-7: 拱顶节点动位移时程

表 5-2: 立柱柱底单元的内力最大值

	轴力 (KN)	剪力 (KN)	弯矩 (KN-m)
(左) 大立柱	5.326E+02	4.959E+01	8.963E+01
(左) 拱肋上立柱	7.942E+02 (2.667E-04)	8.413E+02	1.500E+03 (1.672E-03)
(右) 拱肋上立柱	9.503E+02 (2.054E-03)	1.002E+03	2.086E+03 (1.168E-02)
(右) 大立柱	6.033E+02	4.280E+01	7.838E+01

表 5-2 列出了立柱柱底单元的内力最大值。其中拱肋上的立柱进入塑性，轴力、弯矩栏中的括弧项是相应的轴向和弯曲塑性变形。

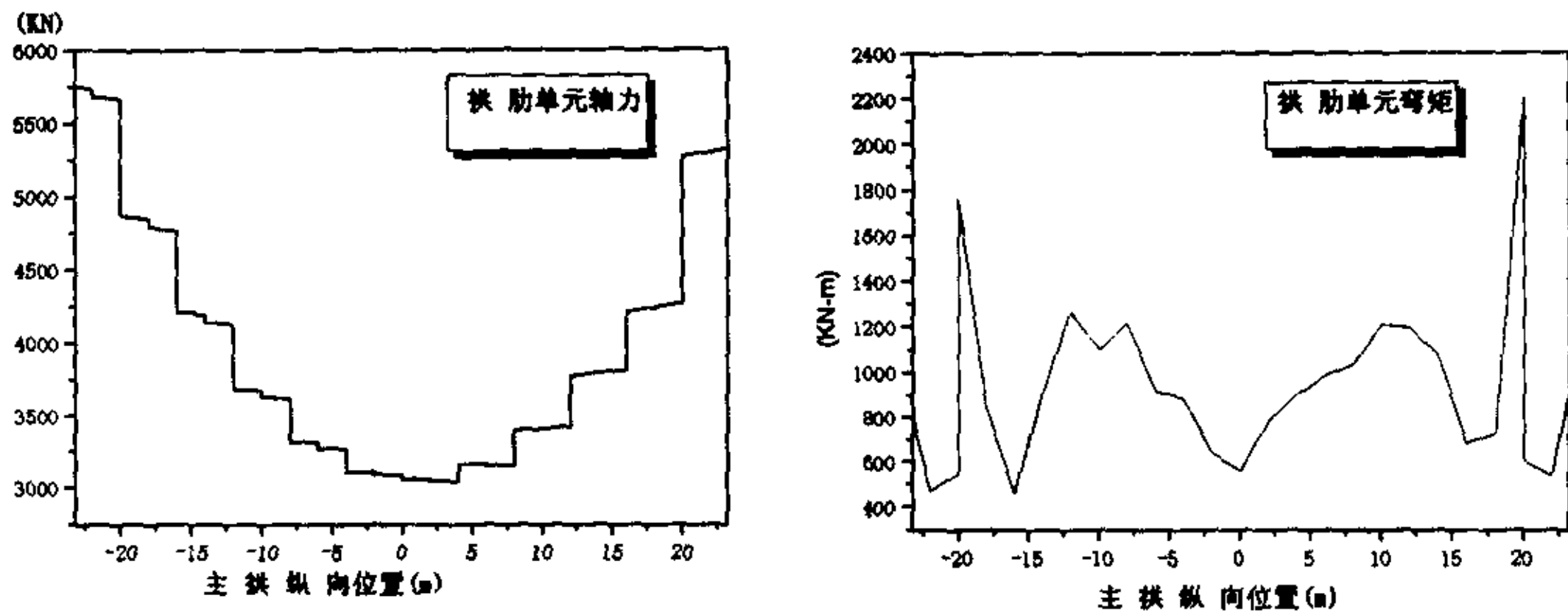


图 5-8: 主拱单元内力包络图

图 5-8 为拱肋单元内力包络图。从图 5-8 可见，拱肋单元内力中左拱脚轴力最大，拱肋单元弯矩最大值发生在拱肋与小立柱连接处。

5.3 小结

在本章首先利用 DRAIN-2D 和本文开发的程序计算了一单拱，对程序的正确性作了验证。在此基础上，利用该程序对一钢管混凝土中承式肋拱桥进行了计算，发现当地震波加速度时程提高到足够大时，首先发生屈服的不是拱脚，而是拱肋上的立柱单元，这是结构工程师在进行设计计算时应该注意的。

表 5-2 列出了立柱柱底单元的内力最大值。其中拱肋上的立柱进入塑性，轴力、弯矩栏中的括弧项是相应的轴向和弯曲塑性变形。

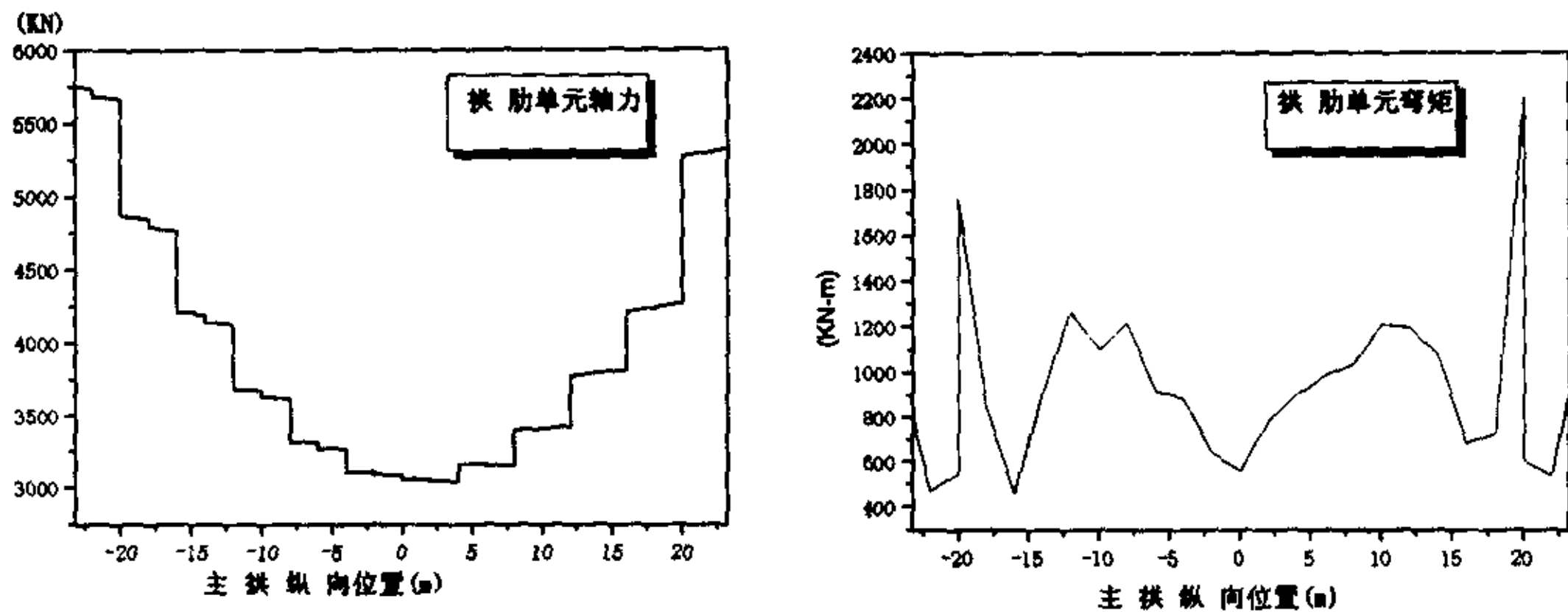


图 5-8: 主拱单元内力包络图

图 5-8 为拱肋单元内力包络图。从图 5-8 可见，拱肋单元内力中左拱脚轴力最大，拱肋单元弯矩最大值发生在拱肋与小立柱连接处。

5.3 小结

在本章首先利用 DRAIN-2D 和本文开发的程序计算了一单拱，对程序的正确性作了验证。在此基础上，利用该程序对一钢管混凝土中承式肋拱桥进行了计算，发现当地震波加速度时程提高到足够大时，首先发生屈服的不是拱脚，而是拱肋上的立柱单元，这是结构工程师在进行设计计算时应该注意的。

第六章 总结

钢管混凝土作为一种新的组合材料，具有承载力高、塑性和韧性好、施工方便等特点，而钢管混凝土结构在桥梁上的应用，同时解决了拱桥高强度材料应用和施工两大难题。因而自 1990 年我国第一座钢管混凝土拱桥——四川旺苍大桥的建成，钢管混凝土拱桥在我国发展迅速，跨径不断突破，型式不断创新，表现出强大的生命力和发展前景。然而作为一种应用新材料的桥型，钢管混凝土拱桥的理论研究还相对滞后，特别是在钢管混凝土拱桥的动力性能和抗震性能研究方面更显薄弱。本文基于“钢管混凝土统一理论”提出钢管混凝土拱桥的地震响应分析方法，并且针对目前钢管混凝土拱桥的地震反应分析基本上是针对结构处于弹性状态进行的，编制了三维弹塑性地震反应分析程序，建立了钢管混凝土梁柱单元，可以对钢管混凝土拱桥进行弹塑性地震响应分析，全文内容主要分为四个部分：

1. 介绍钢管混凝土统一理论：钢管混凝土统一理论认为钢管混凝土构件性能随着物理参数、几何参数、应力状态和截面形式的改变而变化，变化是连续的、相关的和统一的。因此可以把钢管混凝土视为一种组合材料，根据理论分析得到的组合材料指标，按构件整体的集合特性，进行构件的相关力学计算。
2. 以一座净跨为 46 m、净矢跨比为 1/3 的钢管混凝土中承式肋拱为算例比较了双单元法、换算截面法和基于“统一理论”的分析方法在结构处于弹性状态的分析结果，发现三种方法分析结果差异不大。第一阶振型均为拱的对称侧弯，第三种方法分析得到的第一阶振型周期略微偏大。时程分析结果表明第三种方法计算的主拱弯矩与前两种相比偏小，但最大相差也不超过 20%。
3. 基于“统一理论”，编制了三维弹塑性地震反应分析程序，运用集中塑性铰模型建立了钢管混凝土梁柱单元。
4. 运用该程序对上述算例进行弹塑性地震反应分析，发现输入加速度峰值为 $2.464 m/s^2$ 的水平地震波和加速度为水平地震动 1/3 的竖向地震动时结构保持弹性，并且直至地震波加速度时程提高到 6 倍时，结构才进入塑性状态。并且首先发生屈服的不是拱脚，而是拱肋上的立柱单元，这是结构工程师在进行设计计算时应该注意的。

由于作者水平有限，时间仓促，文中必定存在不足，恳请各位专家学者批评指正！

参考文献

- 1 陈宝春. 钢管混凝土拱桥设计与施工. 北京: 人民交通出版社, 1999.
- 2 何雄君, 文武松, 胡志坚. 钢管混凝土拱桥温度荷载分析. 桥梁建设, 2000 年第 1 期: 17-19.
- 3 陈宝春, 徐爱民, 孙潮. 钢管混凝土拱桥温度内力计算时温差取值分析. 中国公路学报, 第 13 卷第 2 期, 2000.4: 52-56.
- 4 徐升桥. Y 髻沙大桥主桥设计研究. 铁道标准设计, 第 21 卷第 6 期, 2001.6: 2-7.
- 5 谢肖礼, 秦荣, 谢开仲. 徐变对钢管混凝土拱桥拱肋截面应力重分布的影响. 广西科学, 第 8 卷第 1 期, 2001.2: 22-25.
- 6 李国平, 张哲元. 钢——混凝土组合桥混凝土徐变收缩分析. 结构工程师, 1999 (1): 12-27.
- 7 颜全胜, 韩大建, 骆宁安. 无风撑钢管混凝土系杆拱的非线性稳定分析. 中国土木工程学会桥梁与结构工程学会第十二届学术会议论文集, 1996 年: 491-495.
- 8 吴尚杰, 郑振飞. 大跨径钢管混凝土肋拱桥侧向稳定的有限元分析. 华东公路, 第 6 期, 1996.12: 29-35.
- 9 涂凌. 钢管混凝土拱桥承载力计算. 重庆交通学院学报, 第 18 卷第 2 期, 1999.6: 8-12.
- 10 蒋家奋, 汤关祚. 三向应力混凝土. 北京: 中国铁道出版社, 1988.
- 11 Neogi P K, Sen H K, Chapman J C. Concrete-Filled Tubular Steel Columns under Eccentric Loading. The Structural Engineer, 1969, 47.
- 12 Furlong, R. W. (1967). Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 93, ST5, pp. 113-124.
- 13 Furlong, R. W. (1968). Design of Steel-Encased Concrete Beam-Columns. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, ST1, pp. 267-281.
- 14 Knowles, R. B. and Park, R. (1969). Strength of Concrete Filled Steel Tubular Columns. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 95, ST2, pp. 2565-2587.
- 15 Liu, Z. and Goel, S. C. (1988). Cyclic Load Behavior of Concrete-Filled Tubular Braces. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 7, pp. 1488-1506.
- 16 Ge, H. B. and Usami, T. (1992) Strength of Concrete-Filled Thin-Walled Steel Box Columns: Experiment. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 11, pp. 3036-3054.
- 17 Shakir-Khalil, H. (1993). Pushout Strength of Concrete-Filled Steel Hollow Sections. The Structural Engineer, Vol. 71, No. 13, pp. 230-233.
- 18 Usami, T. and Ge, H. (1994). Ductility of Concrete-Filled Steel Box Columns under Cyclic Loading. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 7, pp. 2021-2040.
- 19 Boyd, P.F., Cofer, W.F., and Mclean, D.I. (1995). Seismic Performance of Steel-Encased Concrete Columns under Flexural Loading. ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 3, pp. 355-364.
- 20 Hanbin Ge, and Tsutomu Usami. (1996). Cyclic Tests of Concrete-Filled Steel Box Columns,

Journal of Structural Engineering, 1996.10. 1169-1177.

- 21 Mitusunari, K. and Saisho, M.(1996). Ultimate Strength and Plastic Deformation Capacity of CFT Beam-column Subjected to Dynamic Load. Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper no.414.
- 22 Ninakawa, T. and Sakino, K. (1996). Inelastic Behavior of Concrete Filled Circular Steel Tubular Columns Subjected to Uniform Cyclic Bending Moment. Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper No. 1385.
- 23 Lee, G. C.(1997). Aseismic Behavior of Concrete-Filled Steel Tubular Columns. U.S.-Japan Cooperative Earthquake Research Program: Composite and Hybrid Structures, 4th JTCC.
- 24 Roeder, C. W. (1997). Stress Transfer Between Steel and Concrete in Composite and Hybrid Construction. U.S.-Japan Cooperative Earthquake Research Program: Composite and Hybrid Structures, 4th JTCC.
- 25 Morino,S. (1998). Recent Developments in Hybrid Structures in Japan-Research, Design and Construction. Engineering Structures, Vol. 20, No. 4-6, pp. 336-346.
- 26 Uy,B. (1998). Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 1, No. 2, pp. 150-158.
- 27 Kim, C. H., Park, J. Y., Lee, B.S., and Jeong, H. (1998). Load Carrying Capacity of Concrete Filled Steel Square Tube Column. Proceedings of the Sixth Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Taipei, Taiwan, Vol. 1, pp. 695-700.
- 28 Tsuda, K., Matsui, C., Yamaji, Y., and Fujinaga, T. (1998). Limiting Axial Compressive Force and Structural Performance of Concrete Filled Steel Square Tubular Beam-Columns. Proceedings of the Sixth Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Taipei, Taiwan, Vol. 1, pp. 677-682.
- 29 M. Shams and M. A. Saadeghvaziri, Nonlinear Response of Concrete-Filled Steel Tubular Columns. ACI Structural Journal, 96, 6, Nov.-Dec. 1999, pages 1009-1017.
- 30 Yoshihiro Orito, Takanori Sato, Nobuyuki Tanaka, Yasushi Watanabe, Study on the Unbonded Steel Tube Concrete Structure.
- 31 钟善桐. 钢管混凝土结构. 哈尔滨: 黑龙江科学技术出版社, 1994.
- 32 韩林海. 钢管混凝土结构. 北京: 科学出版社, 2000.
- 33 H.B.Ge, T.Usami (1994). Strength Analysis of Concrete-Filled Thin-Walled Steel Box Columns. Journal of Construction and Steel Research, Vol. 30, pp. 259-281.
- 34 E.Inai, Analytical Model for Flexural Behavior of CFT Beam Column, U.S.-Japan Cooperative Research Project on Composite and Hybrid Structures, 4th JTCC.
- 35 J.F.Hajjar, B.C.Gourley(1996). Representation of Concrete-Filled Steel Tube Cross-section Strength. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 11, pp. 1327-1336.
- 36 J.F.Hajjar, A.Molodan(1997). A Distributed Plasticity Model for Cyclic Analysis of Concrete -Filled Steel Tube Beam-columns and Composite Frames.

- 37 J.F.Hajjar, B.C.Gourley(1997). A Cyclic Nonlinear Model For Concrete-Filled Tubes:I:Formulation & II: Verification. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 6, pp. 736-754.
- 38 余勇, 吕西林(1999). 方钢管混凝土柱的三维非线性分析. *地震工程与工程振动*, 19 卷 1 期, 58-64 页.
- 39 Chen, P. F. and Powell, G. H., "Generalized plastic hinge concepts for 3D beam-column elements", UCB/EERC-82/20, Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California, Nov. 1982, 274 pages.
- 40 Mbsen, R. A. and Penzien, J., "Evaluation of energy absorption characteristics of highway bridges under seismic conditions, Volumes I and II", UCB/EERC-84/17, Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1984, 2 vols.
- 41 Prakash, V., Powell G.H. and Campbell S, "Drain-2dx base program description and user guide", 1993.11.