序

(一)

“中国灌溉排水技术开发培训中心”是由水利部申请并经国家科委正式批准的中日政府间专项技术合作项目。1993 年 2 月中日双方正式批准签署了实施协议，日方执行单位是国际协力事业团，合作自 1993 年 6 月起执行，为期五年。

通过项目的实施，将引进、消化、吸收日本的灌排新技术，开发我国的灌排技术，促进我国农田水利事业的技术进步。“中国灌溉排水技术开发培训中心”是一个承担灌溉排水实用技术开发、培训、推广和技术咨询任务的部属事业单位，旨在联络全国从事灌溉排水的科研单位、大专院校、生产单位，广泛采集技术信息，为农田水利事业发展提供技术服务。并通过培训传播技术，提高技术人员业务素质。

学习、消化日本灌溉、排水规划设计技术标准是中日双方议定技术合作的重要内容。为此，中日双方专家携手组织翻译了日本土地改良工程规划设计规范。可供我国灌溉排水技术规范的制定修改时借鉴。这对我国灌排技术的发展无疑是有益的。

本次翻译的日本土地改良工程规划设计规范—旱田灌溉、日本土地改良工程规划设计规范—管道工程设计、日本土地改良工程规划设计指南—滴灌和日本土地改良工程规划设计指南—大面积水田规划，除“中国灌溉排水技术开发培训中心”中、日专家付出了辛勤劳动外，承蒙北京市水利科学研究所、北京沃特水技术公司大力协助。借此一并表示诚挚的感谢。

中国灌溉排水技术开发培训中心

主任 乔玉成

1994 年 1 月

（二）

1993 年 6 月，中日两国政府合作进行的“中国灌溉排水技术开发培训中心”项目开始执行。与此同时我们日本专家组也开始了工作。

本项目的主要目的在于通过中日两国的技术交流，引进和消化日本的灌溉排水技术，促进新技术的开发普及，提高灌溉排水技术水平，并培养技术人员。合作的主要内容有五方面：

（1）灌溉排水技术开发；（2）水管理技术开发；（3）规划设计技术标准的整理；（4）系统开发；（5）以上四个领域的技术培训。

为了达到预期的目的，我们感到首先向中国介绍日本的最新技术文献和资料是有益的，为此中日双方进行了《日本土地改良工程各类规划设计规范》的翻译工作。

这部规划设计规范是由日本农林水产省制订的，并已在日本全国水利系统推广施行。我们把它介绍给大家，希望能为中国同行提供一些参考资料。

在本书的出版过程中得到了各有关单位的大力协助，在此我们表示忠心的感谢。

中国灌溉排水技术开发培训中心

日本国际协力事业团专家组

团长 [illegible]

1994 年 1 月

目　录

第一章　综述 …… (1)

1.1　规范的用途 …… (1)
1　本规范适用范围 …… (1)
2　管道系统的分类 …… (1)
3　农用管道系统的意义和任务 …… (1)
4　农用管道系统的特点 …… (2)
1.2　管理系统类型 …… (2)
1　按结构形成式分类 …… (2)
2　按水压力分类 …… (3)
3　按管网形式分类 …… (5)
4　按输配水方式分类 …… (5)
1.3　管道系统构成 …… (6)
1　通水设施 …… (6)
2　调节设施 …… (6)
3　调压设施 …… (6)
4　水泵设施 …… (6)
5　分水设施 …… (6)
6　量水设施 …… (6)
7　通气设施 …… (6)
8　保护设施 …… (7)
9　安全设施 …… (7)
10　管理设施 …… (7)
11　其他有关水利设施 …… (7)
1.4　设计原则 …… (7)
1　设计原则 …… (7)
2　设计步骤 …… (7)
1.5　施工原则 …… (11)
1.6　管体和接头等的选择 …… (11)
1.7　应遵守的有关法规 …… (23)

第二章　管道系统设计 …… (24)

2.1　一般事项 …… (24)
1　基本思路 …… (24)
2　水力单元的定义 …… (24)
3　水力单元结构组成 …… (23)

4 管道系统设计的基本注意事项 …… (27)
5 管道系统的设计 …… (30)
2.2 线路调查 …… (30)
2.3 水利用情况和水管理控制方式 …… (30)
2.4 设计流量和设计水压力 …… (32)
1 设计流量 …… (32)
2 设计水压力 …… (32)
2.5 线路选定及管道系统组成 …… (33)
1 线路选择 …… (33)
2 管道系统组成 …… (33)
2.6 设计流量下系统机能的保证 …… (37)
1 设计目的和步骤 …… (37)
2 水力单元内水头分配和过水断面计算 …… (38)
3 水力单元之间的衔接 …… (38)
4 按设计流量输水时系统设计机能研究 …… (38)
2.7 运行管理方面系统机能保证 …… (39)
1 设计目的和研究内容 …… (39)
2 对非设计流量状态的研究 …… (39)
3 水力单元之间协调工作性能研究 …… (39)
4 过渡现象研究 …… (40)
2.8 管道系统设计总结 …… (40)
1 总结的目的及所需资料 …… (40)
2 内容及有关注意事项 …… (41)

第三章 水力分析计算 …… (43)

3.1 稳定的水力现象分析 …… (43)
1 一般事项 …… (43)
2 允许设计流速 …… (43)
3 水力计算 …… (44)
4 压力调整和气蚀 …… (56)
5 等管径管道水力计算 …… (60)
6 变管径管道水力计算 …… (62)
7 树枝状管网水力计算 …… (62)
8 环状管网水力计算 …… (63)
9 多点注入式管道水力计算 …… (64)
3.2 不稳定水力现象分析 …… (64)
1 一般事项 …… (65)
2 水击压强计算 …… (65)

3 涌波计算 …… (73)
4 近似恒定流的水力计算 …… (76)

第四章 管道结构设计 …… (78)

4.1 一般事项 …… (78)
1 埋设深度 …… (78)
2 安全荷载分析 …… (79)
3 管道防渗容许内压 …… (79)
4.2 基础施工方法选择 …… (80)
1 埋设管道的基础条件 …… (80)
2 管体的基础施工法 …… (80)
3 基础及回填材料 …… (83)
4.3 荷载 …… (83)
1 土压力 …… (83)
2 路面荷载 …… (91)
3 轨道荷载 …… (97)
4 其他上置荷载 …… (101)
5 管体自重及管内水重 …… (102)
6 地基反力 …… (102)
7 内水压 …… (102)
8 其他荷载 …… (102)
4.4 管体的横断面设计 …… (103)
1 产生在横断面上的弯矩 …… (103)
2 设计支承角 …… (103)
3 刚性管的管种选定 …… (106)
4 柔性管的管种选定 …… (107)
4.5 管体的纵断设计 …… (115)
1 一般事项 …… (115)
2 产生在纵断方向上的弯矩 …… (115)
4.6 抗震设计 …… (122)
1 对地震的审定 …… (122)
2 关于地基液化的审定 …… (123)
4.7 管网的设计 …… (129)
1 管网布置的程序 …… (129)
2 接缝间隙 …… (130)
3 异形管 …… (130)
4 接头 …… (130)
5 管路的曲线布置 …… (131)

6 不同管种的连接 …… (132)
7 结构物与管体的连接 …… (132)
4.8 推力的审查 …… (133)
1 一般事项 …… (133)
2 审查的部位 …… (133)
3 管种与推力 …… (133)
4 推力的审查 …… (133)
4.9 保护工程的设计 …… (145)
4.10 交叉工程的设计 …… (145)
1 与公路交叉 …… (145)
2 与铁路交叉 …… (146)
3 与河川交叉 …… (146)
4.11 防腐措施 …… (146)
1 防腐措施 …… (146)
2 防电蚀措施 …… (147)

第五章 附属设施的设计 …… (149)

5.1 附属设施的设计 …… (149)
1 调节设施 …… (149)
2 调压设施 …… (150)
3 水泵设施 …… (153)
4 分水设施 …… (159)
5 量水设施 …… (165)
6 通气设施 …… (167)
7 保护设施 …… (172)
8 管理设施 …… (176)

第六章 施工 …… (183)

6.1 管路的埋设 …… (183)
1 施工计划上的注意点 …… (183)
2 绘制地质（土质）纵横断面图 …… (185)
3 临时设施计划 …… (185)
6.2 通水试验 …… (185)
1 通水试验的方法 …… (186)
2 漏水试验 …… (187)
3 水压试验 …… (187)
4 漏水部位的探测和修补 …… (187)

第七章　管理 …… (189)

7.1　一般事项…… (189)
7.2　水管理…… (189)
1　管路系统与水管理方式 …… (189)
2　水管理体制 …… (189)
3　水管理情报的收集和处理 …… (190)
7.3　设施管理…… (191)
1　设施管理方针的基本事项 …… (192)
2　设施管理计划 …… (192)
3　设施的管理运用 …… (192)
4　其它应该注意的地方 …… (194)
7.4　充水计划及泄水计划…… (194)
1　充水计划 …… (194)
2　泄水计划 …… (194)
附 1　哈森·威廉斯公式图表 …… (195)
附 2　管种选定图 …… (196)

第一章　综述

1.1　规范的用途

本规范为土地改良工程埋设的预制农用管道系统设计和施工中，所应遵循的一般规则。

〔说明〕

本规范是根据政府下达的有关国营土地改良工程设计和施工标准（1969年农林省训令第26号）为管道系统设计、施工而制定的。在管道系统设计和施工中，需根据其设计目的、地理位置、工程规模、社会和施工条件等灵活应用。

这里所涉及的有关管道系统都是指在压力作用下进行输配水的管网系统，由管道和各种附属设施构成。

1.本规范适用范围

①管道主要指埋设在地下的预制管。而对于露天使用的有关管道及附属建筑物则还需另做专门的分析研究。

②本规范适用于农用管道系统。

③对于直径大于2000mm的大口径管及静水头大于100m的高压管道，应根据地区实际情况对以下几个方面做特别考虑：接头部位的性能分析，检查其水力性能，计算柔性管壁厚，抗震设计，控制阀，进排气阀等型式选择等等。

④输配水流主要为可用于灌溉的清水。在末级田间管道需要输送家畜粪便、液肥和污水时，需对磨损、腐蚀、沉淀及粘附等各项指标进行分析。

2.管道系统的分类

管道系统根据其功能、水力特性、水管理方式等可分为输水管道系统和配水管道系统。

2.1　输水管道系统

输水管道系统是指从水源经干管、支管到调节、调压设施或引水工程之间的部分管网。它具有安全、准确、可靠的输水功能。

2.2　配水管道系统

配水管道系统是指从输水管道系统的调节、调压设施或引水工程经田间配水管到末端给水栓之间的部分管网。它具有安全、可靠、准确的配水功能。

3.农用管道系统的意义和任务

农用管道系统之所以被采用，是因为它与明渠系统相比，具有以下几方面的优点：一方面，它对农业经济、社会等环境变化的适应性较强，例如，它较易适应地形的变化，比较容易保证渠系用地，便于使用大型农业机械，能够防止水质污染及减少劳动力等；另一方面，它能够合理控制输配水，促进以水利用为中心的农业现代化的实现。也就是说，采用高效的输水管道系统，在供水时期，可以通过所需压力将水量安全可靠地输送到需水地点；同时也能促进实现农业生产体系中的水利用系统化。再一方面，它可以有效利用水资

源，减少输配水损失，提高输配水利用率。

但是，管道系统与明渠系统相比，具有如下缺点：工程投资费用高，输水能力受到设计流量的限制等等。因此，需要对管道系统的有关特性进行充分了解，对水源条件，土地、水利用状况及社会条件等进行综合研究分析。

4.农用管道系统的特点

在日本，农用管道系统最初应用于1958～1968年施工的爱知、丰川两用水系统中。但目前，大部分灌溉系统都采用农用管道系统。

上水道系统的设计、施工技术也可用于农业用水，但一般由于用水变化大及间歇时间较长，使得目前农用管道系统和上水道系统的使用条件在许多方面有所不同。因此，在设计时应注意以下事项。

①上水道系统一旦通水运行，除发生意外事故外，一般总是保持满流状态。而农用管道系统的流量根据实际需水量经常发生变化，是水力分析和影响结构设计的主要因素。在进行安全设施和管理设施规划设计时应进行专门研究分析。

②农业用水除用于特殊的场合外，均含有细砂、污物和悬浮质。这些如果在管内沉淀下来，则会影响管道正常输水或导致流量计、控制阀等发生故障。因此，需要根据实际情况有效地设置沉砂池或净化装置等有关去污设施。

③农业用水方面，多数情况下，从水源到田间完全依靠专业技术人员进行统一管理是比较困难的。因此，有必要对与管理水平相适应的有关工程设施进行充分研究。

1.2 管理系统类型

本规范根据管道的结构形式、水压、输配水方式将其进行分类。

1.按结构形式分：开敞式和封闭式系统

2.按水压力分：高压和低压管道系统

3.按管网形式分：树枝状管网和环状管网

4.按输配水方式分：自压式、配水槽式、水泵直送式和压力罐式。

〔说明〕

1.按结构形分类

按管道系统结构形式可将其分为开敞式和封闭式两大类。封闭式又可进一步分为完全封闭式（以下简称封闭式）和半封闭式（参照图-1.2-1-a-c）。

1.1 开敞式

所谓开敞式就是指在管道上下游高差不太大的一些重要位置设置有自由水面调节槽井的管道系统形式。调节槽井除具有调压作用外，一般还兼有分水式泄水功能。调节槽井之间根据需要可设置直接配水设施（给水栓），此时，当进行配水时，要调节配水设施下面调节槽井的水位以确保所需要的水头。在设有调节池的渠系干线或水田灌溉用水渠系中，这种形式多被采用，它根据明渠线路形式，通过线路中的闸门或阀门来调节流量，多余的水则全部放掉。因此，在水源紧张、需要节水的地区，要设置调节池以防止无效放水。

1.2 封闭式

所谓封闭式就是指水流在封闭的管道中从上游管端到管道末端连续流动，并能通过末端给水栓的开启获得所需要的水量及水压。当输水需要一定压力时，这种形式特别适用。

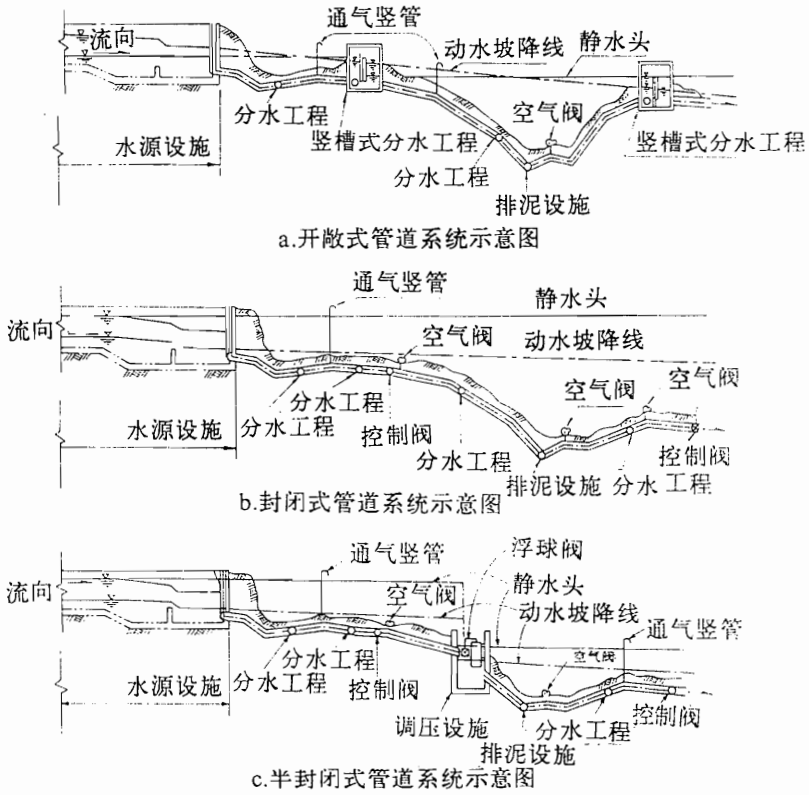


图-1.2-1　管道系统分类

1.3　半封闭式

所谓半封闭式就是指在输水过程中，使用浮球阀等来控制阀门启闭的一种输水形式。对于这种形式的管道系统，只要下游处阀闸不开启，就不会引起水的流动，因而不会象开敞式那样产生无效放水，在水田灌溉渠系中，它多数情况下用来代替开敞式。

以上三种形式管道系统的主要特点经整理，列于表-1.2-1。

2.按水压力分类

在按水压力进行分类时，输水管道系统和配水管道系统可分别划分为如下两种：

2.1　高压管道系统

输水管道系统中，当作用于管道上的最大静水头大于 100m 时，则称该管道为高压管道；配水管道系统中，当用于旱田灌溉管道末端的给水栓（或阀开关）所要求的工作压力大于 1.5kgf／cm^2 时，那么，这种管道也称为高压管道。

关于输水管道系统的高压管道，应对其管体和连接部位的耐压强度、不透水性等进行细致的分析研究。同时，要充分考虑到附属建筑物及各类机械设施的安全性、设计和运行管理的经济性。

表-1.2-1　各种类型管道系统的特点

设施＼形式	开敞式	封闭式	半封闭式
分水设施	调节槽井兼有分水作用，对调节槽井结构进行正确设计，将有利于水量的合理调配。	如果管道中一部分给水栓开启，则立即会影响同一管道其它给水栓分水。但若设置定量配水装置，其工程费用将增加。	如果在浮球阀调节槽井上设置分水设施，则在某种程度上可进行分水调节，在某些方面，比封闭式有一定优点。
管道	可以通过限制调节槽井之间高差来使用低压管道，但在调节槽井位置减压将意味着口径变大。	能有效利用水头，但必须使用高压管。能最大限度地利用地形高差，与开敞式相比，其口径较小，且可在地形较陡地区使用，一定情况下，管道投资较低。	通常，使用高压管的情况比开敞式多；且通过恰当地设置浮球阀，可转移为低压管使用。
调节槽井	在有一定坡度的地区沿坡度方向布置管道系统时，调节槽井间隔要短，因此，所需槽井个数较多。	不需要设置调节槽井，因此也没有这方面的费用。	在管体耐压范围内设置浮球阀较好，即使地形有一定坡度，所需调节槽井也比开敞式少。
泄水设施	在管径变化处（分水处）一定要设置泄水设施。	在管径变化处（分水处）不需要设置分水设施。	浮球阀应尽可能设置在泄水口位置。其最末端无需与河川连接起来，因此半封闭式的泄水设施所需费用比开敞式少
用水管理水量损失	用水管理中水量损失与明渠一样大；尤其是在非全日制（24 小时）旱田灌溉中，其水量损失比设计的还要小。	用水管理水量损失小。	用水管理水量损失小。

对于配水管道系统的高压管道，为确保其末端所需水压力，可以采用设置调压设施等措施。

2.2　低压管道系统

输水管道系统中，最大工作静水头在 100m 以下的管道为低压管道。

配水管道系统中，末端给水栓所需工作压力小于 1.5kgf／cm^2 的水田灌溉管道为低压管道。

3.按管网形式分类

管道系统管网有树枝状管网和环状管网两种类型（参照图-1.2-2）。

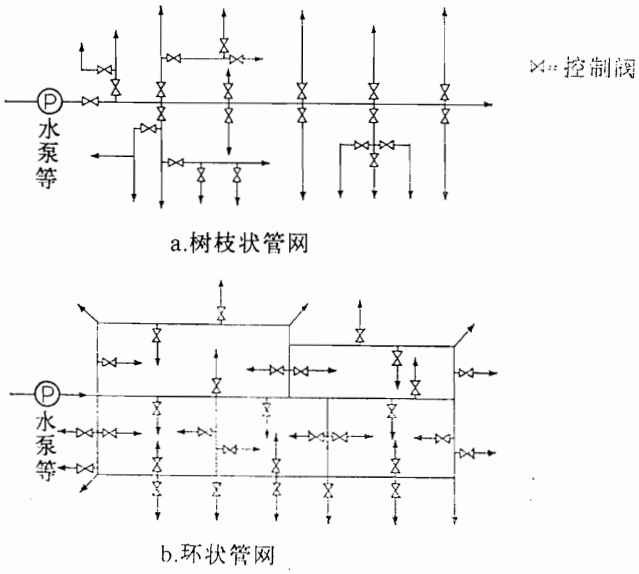


图-1.2-2　管网布置形式分类

3.1　树枝状管网

水流沿干管、支管、分支管的次序从上游流向末端，水流按一定方向流动。

3.2　环状管网

管道系统通过结点将各管道联接成闭合环状管网。根据给水栓位置和控制阀启闭情况，水流可作正逆方向流动。

4.按输配水方式分类

水源到灌区的输配水方式有：自压式（根据地形高差水流自然流动）、配水槽式、水泵直送式及压力罐式。其中配水槽式、水泵直送式和压力罐式合称为水泵压送式。

4.1　自压式

管道系统利用地形上的自然落差进行输配水。

4.2　配水槽式

在能获得所需水头的一定高度的地方设置配水槽，一旦通过水泵等将水抽送到配水槽后，即可通过自压方式进行输配水。

4.3　水泵直送式

当管道系统输水所需水头在地形方面不能自然得到或输水需要一定水压力时，可直接用水泵来压送。

4.4　压力罐式

水泵直送场合下，特别是为防止水击压强、避免管水倒流和频繁的间歇运转，在水泵出水口附近设置压力罐。

〔参考〕

设计时，应注意以下几点：

1.结构形式分类与管网类型

开敞式和半封闭式管道系统只适合用于树枝状管网形式布置，但不适合用于环状管网形式布置。

2.规划区形状

当规划区为宽阔地带时，可以充分利用环状管网的优势；但对于狭窄细长的规划区，环状管网的优势得不到发挥，而多数情况下应用树枝状管道系统反而经济有利。

3.规划区地形

当规划地形平坦或向一定方向缓慢倾斜时，布置环状管网可以收到很好效果；而当地形起伏剧烈或区域内落差较大时，管道连结不便，此时设计成树枝状管网系统或部分为树枝状管网、部分为环状管网比较合适。

4.地区范围的大小

对于面积较大的规划区，主要干线可规划设计为环状管网，而末端固定管道可设计为环状或树枝状管网形式。但由于对整个区域规划影响较大，有必要从经济性和水管理两方面对其进行研究分析。对于中小型规划区，从工程设施费用方面来看，树枝状管网系统一般较为有利；从水利用方面看，尤其是对于温室栽培等，尽管工程费用高一些，但环状管网更能适应作物需水的变化。

5.水源位置和控制面积

当地区内有 2 个以上水源，并按各水源供水能力将整个规划区划分为若干具有一定面积的规划小区时，各规划小区的管道系统规划与中小型地区相同。如果进一步将各规划小区管道系统在适当位置连接起来使整个规划区管道形成一个大的环状管网系统，那么在工程实际运行期间将有利于各小区间的水量调配，提高整个区域的经济效益。为此，有必要对各布置方案进行比较和分析研究。

1.3　管道系统构成

管道系统由下列各部分组成：通水设施、调节设施、调压设施、分水设施、量水设施、通气设施、保护设施、安全设施、管理设施及其他有关水利设施。

〔说明〕

管道系统由许多部分（设施）组成。因此要充分考虑将各部分（设施）合理地组合起来，使之成为一个有机整体而发挥其作用。

土地改良工程规划设计规范中〔渠系工程（之一）〕设计输水线路构成和该规范下的输水线路构成如表-1.3-1 所示。

表-1.3-1　各设施相互间关系

设施名	渠系工程（之二）管道	渠系工程（之一）
通水设施	输配水管道（管体、接口等）	明渠、隧洞、暗渠、渡槽、虹吸管、落差工程 陡坡工程
调节设施	调节池　田间蓄水池	水位流量调节设施、排水口、泄水建筑、调压设施
调压设施	调压设施	
水泵	水泵	
分水设施	分水建筑　给水栓	分水建筑
量水设施	量水设施	量水设施
通气设施	通气设施	
保护设施	水击缓冲装置、安全阀、排水口、排泥设施	交叉排水工程、进水建筑物、沉沙设施、护坡工程
安全设施	护栏、围栏等等	护栏、围栏等等
管理设施	净化设施、控制阀、检修孔、水管理设施	水管理设施　管理用道路、净化设施等等
其它设施	水源设施	水源设施、泵站有关设施、水可排入的江、河、湖、海
附属设施		桥梁、交叉工程

1.通水设施

通水设施是管道系统的主体，是由直管、异形管及接头组成的输配水管道。

2.调节设施

调节设施是为了便于用水分配调节和有效利用、在输水线路检修时确保用水而在管道系统适当位置设置的有关设施，它包括调节池、田间蓄水池等。

3.调压设施

调压设施分为两大类：一类是对分水工程及给水栓向田间供水的水压、水量进行调节的设施；另一类是减小或消除管道系统内剩余压力的设施。

4.水泵设施

当水源低于灌区或通过自压还不能满足输配水所需压力时，需要加设水泵装置。水泵有设于水源位置的，也有作为加压泵设置于管道中间的。

关于设于水源位置的水泵设施，请参考土地改良工程规划设计规范的“泵站”设计部分。

5.分水设施

分水设施有两种形式，一种是输水系统管道间水量调节或输水管向配水管调配水量；另一种是直接用于灌溉配水。前者称之为分水工程，后者则叫做给水栓。

6.量水设施

量水设施是指为用水地区进行合理的配水管理而设置的量水计及其附属设施。

7.通气设施

通气设施是为排除管内滞留空气或突然停水时便于向管内进气而设置的。具体有：通气竖管、通气孔、压缩通气竖管和空气阀。

8.保护设施

保护设施是为减小或消除管道内压力的异常变化或保护管道安全而设置的。具体有：水击缓冲装置、泄水口及排淤设施等。

9.安全设施

安全设施是为确保输水线路管理人员和其它人员的安全而设置的有关设施，有护栏、围栏、扶手、救护绳、梯子和标记等几种类型。

10.管理设施

管理设施是为了利于用水合理分配及各工程设施维护管理而设置的有关设施，具体有去污设施、闸阀、入口、检查孔、水管理设计及管理用道路等。

11.其他有关水利设施

管道系统规划设计的同时，还应进行水库、首部工程等水源设施和作为水源的河川、湖泊等有关设施的设计。

这些设施只有根据其使用目的、地形、灌溉方式、水源位置、输配水方式、管道系统型式及水管理控制方式等配置在适当的地方，才能发挥其作用。设施的大小、构造和型式根据其作用而有所不同。由于管道系统与明渠相比，其结构型式固定以后较难改变，所以需要通过预测将来的工程管理情况来确定各设施的规模、构造及其型式。有时还要考虑未来水利用的发展趋势，使之能适应一定的环境变化。

1.4 设计原则

管道系统设计的原则是：管道系统应针对其目的，在现有条件的基础上进行设计，以确保作为一有机整体发挥其应有的作用。同时还应满足管理安全合理、设施经济可行等条件。

〔说明〕

1.设计原则

管道系统设计时，应对其目的及现有条件进行充分了解，将管道系统各设施和其他有关水利设施连结起来，作为一个有机整体发挥其作用。

因此，设计时应将管道系统作为一个有机整体进行总体设计，使各设施相互协调，发挥其应有的作用。也即首先进行整体布置，确定整体框架，然后对管体及各种附属设施在水力学和结构方面进行设计，并使各设施经济安全。此时，应注意以下几点：①保证输配水能力；②确保分水及调节调压作用；③保证安全；④对水管理设施进行合理性管理；⑤工程建设和维护管理经济可行；⑥与周围环境相协调等等。

在管道系统中，尤其要满足用水要求和合理配水。为此，我们将能充分发挥各设施作用并在整体上取得一致的输水线路设计称为管道系统的设计。

管道系统设计可概化为图-1.4-1

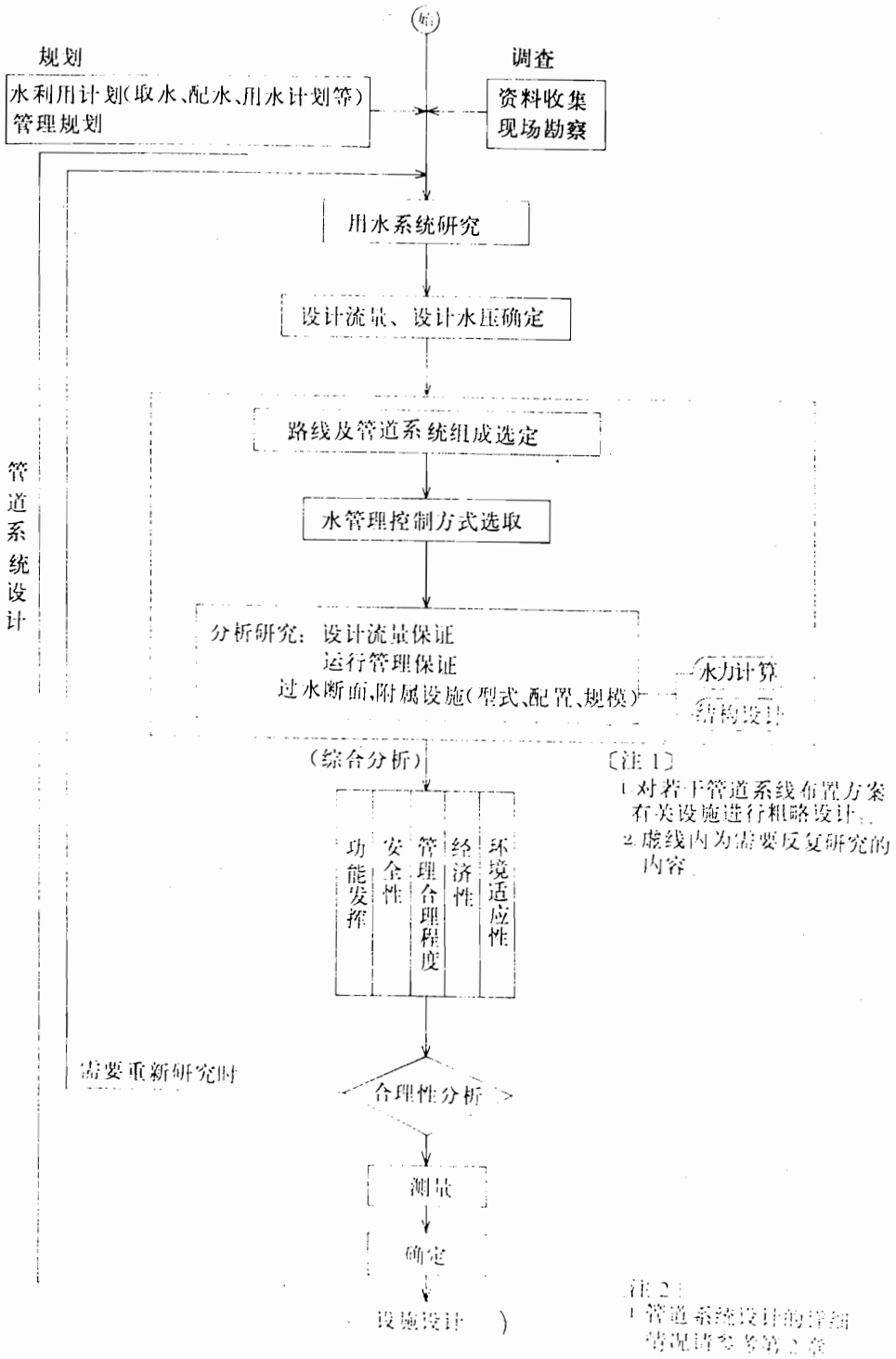


图-1.4-1　管道系统设计步骤简图

1.1　管道系统设计

在进行管道系统设计时，应注意如下有关事项：

①与用水计划一致，使用简便、灵活；实际用水计划与规划阶段假定情况一般有比较大差异，并且当用水面积较大时，流量的季节性变化也较大，为了更好地适应这一变化，调节设施在管道输配水过程中将发挥重要作用。

调节设施配置随管道系统设施规模和农业经营计划不同而不同。它数量越多、容量越大，对用水变化的适应能力也就越强，更有效地利用水量。因此，在用水计划所假定各种用水情况的基础上，研究分析调节设施的容量是很重要的。

②管道系统压力整体上应当平衡一致，不会因局部大量取水而产生极端低压。

管内压力协调主要与管网布置方式有关。一般环状管网管内压力容易保持均衡，但在采用这一布置方式时，需对其使用目的（如温室栽培等）及设施费用加以考虑。

③管道系统配置应满足水量及能量损失小，输配水效率高等要求。

管道系统设计时，应当考虑：根据各种管型的特性，使水能损失较小；针对系统内各部位所需压力，有效地进行管线布置和管材、管径选择，合理地分配水头。

将开敞式管道系统改为封闭式或半封闭式可以减少无效放水。但在开敞式系统内通过设置调节设施也可以防止无效放水。从这方面来讲，调节设施的设置有着重要意义。如果在开敞式管道系统中没有设置调节设施，则有必要通过用水管理方式来防止无效放水。

④用水管理简单，水利用效率高

完善的管道系统在一定水压力下应能将水量送到灌区内任一需水地点。尤其是需要进行工程设施自动化管理和节省用水管理劳动力时，更应该规划、设计、建立与之相匹配的管道系统。

⑤管理维护简便、设施总费用低

树枝状管道系统在发生中途管道破裂等事故时，将对整个下游产生一定影响；而环状管道系统当发生上述情况时可以通过其他替换线路来减少受害范围。有时在比较重要的线路上还需考虑设置相应的调节池或采用复线管道（双管道）以减轻管道破裂修复期间的下游损失。

环状管网与树枝状管网相比，其有管径小、管路长和管网结构复杂等特点，这些特点决定了环状管网对小直径阀门、异形管等的需求量较大。对于不同地形和形状的规划区，一般情况下，它将成为工程经济设计的不利因素。

⑥完善用水管理体制，有效运用管道系统

即使建立了完备的管道系统，如果不很好地利用它，也不能得到很高的经济效益。因此，需要完善用水管理体制，使有限的水量发挥更大的经济效益。

例如：旱田灌溉中的一个轮灌组的灌水管理制度、田间蓄水池等一个分建筑物管理制度、水源及输水管道系统管理制度，所有这些水管理、设施管理制度只有形成统一的管理体制并有效地得到实施，管道系统才能发挥其潜在的效益。

1.2　设施设计

设施设计是在管道系统设计的基础上，从安全、经济的角度出发，在水力学和结构特性方面对各设施的规模、构造进行设计。

2.设计步骤

管道系统各因子间关系复杂。因此，设计时应充分考虑他们之间的关系，按一定的步骤进行。

2.1　管道系统设计步骤

管道系统设计是在所给出条件的基础上，通过其作用原理、安全性、经济性等方面的分析，合理确定管道系统组成及水管理方式来进行的。

管道系统设计时，应首先根据管道作用区分它为输水系统还是配水系统，进而根据水源供水和用户需水配置调节池、调压水槽及分水设施等有关调节设施。其次对区分后的各管道系统，通过对地形条件、灌溉方式和用水形式研究分析，初步选定管体和各附属设施。但是，在实际工作中，应对做出的管道系统设计进行适当检查，有时甚至需要反复进行综合研究分析。

2.2　设施设计步骤

设施设计是指在管道系统设计的基础上，在水力学和结构特性方面对管道及各附属设施的设计。并基于此设计结果，重新回到管道系统设计，对整个系统的合理性进行全面检查。设施设计步骤如图-1.4-2 所示。

1.5　施工原则

管道系统施工应在现场条件下，在满足设计要求的基础上，按照合理、经济、安全的施工计划进行。

〔说明〕

施工应以“在设计基本方针的指导下，经济、合理地完成设计内容”为原则。因此，施工时必须充分考虑具体的施工计划和施工管理，根据工程进展情况，不断修改施工方案，使得施工更加合理、经济和安全。

1.6　管体和接头等的选择

管道系统设计时，所选择的管体和接头等应在水力、结构及施工方面满足输配水的要求。使所选择的管体和接头等充分发挥其作用。

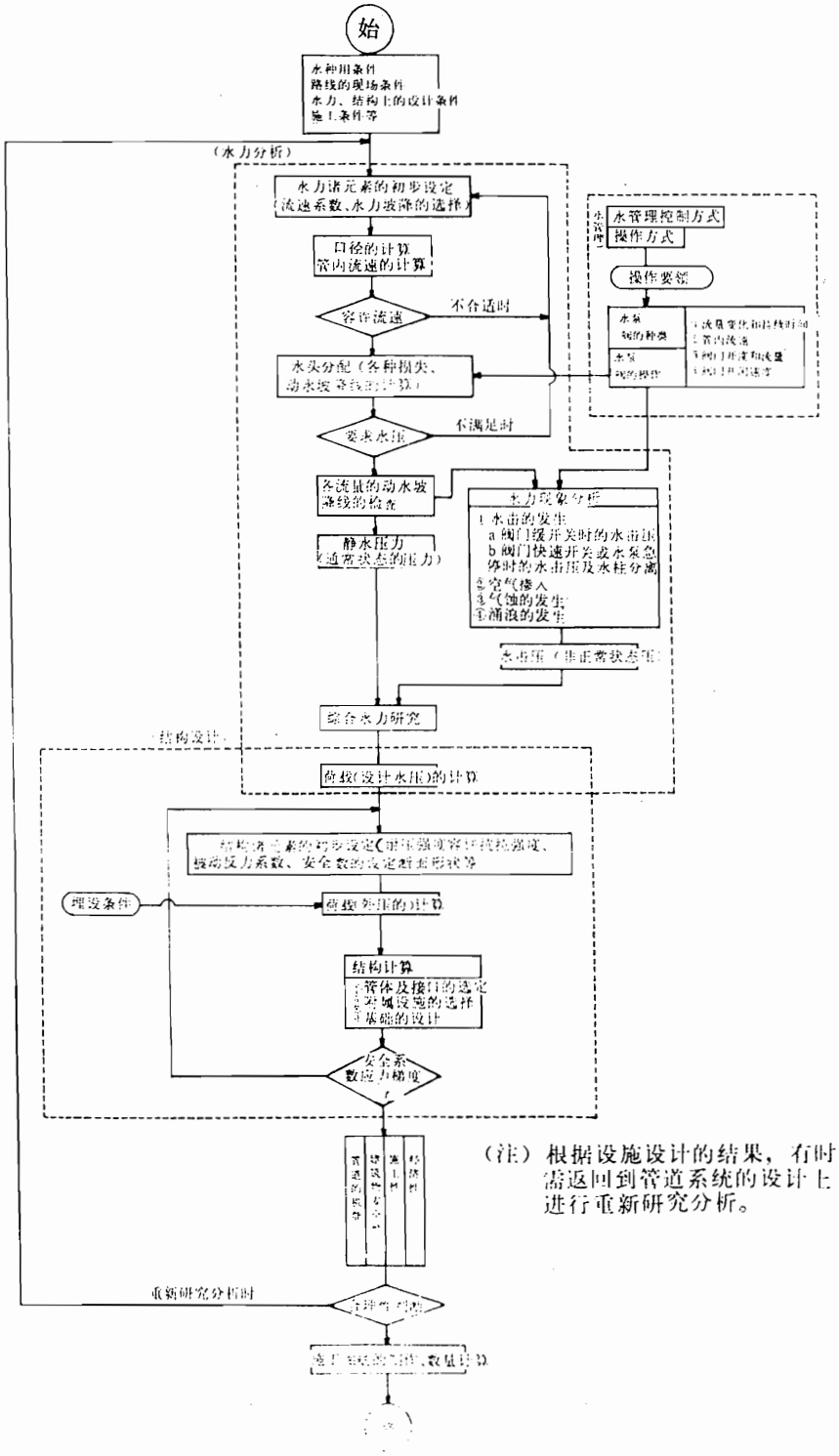
〔说明〕

按照日本工业标准或其他标准制造生产的管体和接头等部件种类较多，在系统设计中，一般根据水力、结构及施工等几方面的要求进行选择。

表-1.6-1 列出了一些主要农用预制管的规格和特性

在管道系统中，选择管体和接头时，应注意如下有关事项：

①要求管体有足够的强度、水流阻力小和良好的不透水性、耐久性、抗腐蚀性、施工方便及价格便宜等。如果使用市场上销售的管体和接头，在质量和经济方面也较容易得到保障。因此，许多场合下都使用市场上销售的管体和接头。但在较为特殊的设计条件下，定购所需管体和接头等较为方便。因此，设计时对其应进行分析研究。



（注）根据设施设计的结果，有时需返回到管道系统的设计上进行重新研究分析。

图-1.4-2　设施设计的顺序

表-1.6-1　预制管一览表

管道类型			规格	公称直径	特　点
刚性管	混凝土管	离心式钢筋混凝土管	JISA5030	150-3000mm	具有耐腐蚀性，耐久性，不发生电腐蚀，重量较重，内部糙率变化小等特点。即使是A形管，也可通过接口处理，使其具有一定挠曲性，B形和NC形管具有一定挠曲性，适用于低压管道系统。
		心模式预应力砼管	JISA5333	500～2000mm	耐腐蚀、耐久、不怕电腐蚀、重量较重，内部糙率变化小，接口具有一定挠曲性，特别DS接口（PCPA6）,其挠曲性较大。
		大口径预应力砼管	PCPA2	2100～2400mm	
		两端带插口预应力砼管	PCPA6	500～3000mm	
柔性管	球墨铸铁管	球墨铸铁管	JISG5526	75～2600mm	强度高、耐久，内部普通水泥砂浆衬砌所以可防止水垢，外涂覆层使用沥青和树脂，比沥青耐腐蚀性强，重量较重，不易电腐蚀，适用于内外压大的管路及软弱地基，有抗震性接口结构。
		球墨铸铁异形管	JISG5527	75～2600mm	
		农用球墨铸铁形管	JPPAG1027	75～2600mm	
	钢管	输水用涂覆层钢管	JISG3443	80～3000A	强度高、耐久、韧性延展性好，抗冲击性好，重量较轻，内部用焦油环氧树脂涂层，外部用沥青来防止腐蚀，在有电解作用的地方需要采取防护措施。接口止水性好，抗震性好，适合渡槽，内外压力大的管路和软弱地基使用，〔注〕管道用碳钢钢管和弧焊碳钢钢管及压力管道用碳钢钢管作为原管，在埋设时在内部或外部进行涂层。
		输水用涂覆层异形钢管	JISG3451	80A～3000A	
		水道用镀锌钢管	JISG3442	10A～300A	
		管道用碳钢钢管	JISG3452	6A～500A	
		管道用弧焊碳钢钢管	JISG3457	350A～2000A	
		压力管道用碳钢钢管	JISG3454	6A～650A	
		水道用硬聚氯乙烯覆盖钢管	JWWAK132	15A～100A	
		水道用聚氯乙烯覆盖钢管	JWWAK116	15A～150A	
	硬聚氯乙烯管	硬聚氯乙烯管	JISK6741	13～800mm	重量较轻、耐电腐蚀、内部糙率变化小，光滑。接口部有TS（粘接）和RR（橡胶环）安装方法，无论哪种施工都很简单，特别是从具有可伸宿性和挠曲性，适合于软弱地基中使用。
		水道用聚氯乙烯	JWWAK118	13～150mm	
		水道用聚氯乙烯管接口	JISK6743	13～150mm	
		水道用抗冲性硬聚氯乙烯管	JWWAK118	13～150mm	
		水道用腐胶环型硬聚氯乙烯管	JWWAK127	75～150mm	
		水道用像胶环型抗冲性硬聚氯乙烯管	JWWAK129	75～150mm	
		农用硬聚氯乙烯管	AS-24	13～700mm	
	聚乙烯管	普通聚乙烯管	JISK6761	10～3000mm	重量轻、抗冲击、耐腐蚀、不易电解内壁光滑、摩阻小，适合用于低压管道系统。
		水道用聚乙烯管	JISK6762	10～50mm	
	钢复环合玻管璃	玻璃钢复合管	JISA5350	200～300mm	重量轻、搬运施工容易、耐腐蚀、耐摩损、不易电解抗冲击，内壁光滑，接口具有一定挠曲性，适合用于软弱地基。
		玻璃钢复合管	FRPM1C117	1200～3000mm	

〔注〕JIS：日本工业标准　JWWA：标准水道协会标准　PCPA：PC管协会标准
JDPA：日本球墨铸铁管协会标准　AS：聚氯乙烯管·接口协会标准
WSP：日本水道钢管协会标准。　FRPM：玻璃钢复合管协会

②由于管道埋设于地下,在受到静水压力、水击压强等内部压力作用的同时,还受到土压力、路面荷载等外部压力作用。为了承受这些荷载,管道必须具有一定强度。此外,应对弯曲部位的不衡力,不均匀沉降及地震产生的荷载作用下管道的安全性进行分析论证。

③管体选择时，对于刚性管，原则上是以管体固有抗内、外压强为标准。而对于柔性管（管体容许挠度在 3%以上），一般不考虑其抗外压强度，只讨论根据管体固有材料强度进行应力和挠度计算。但是，无论选择哪一种管体和接头，都应满足设计条件。

④要求管体及接头使用寿命长。在酸性较强的地基中埋设管道时，要考虑混凝土管腐蚀和钢管、铸铁管生锈及电解腐蚀等问题。

〔说明 1.6 的有关参考〕

1.管体

（1）直管　预制管(参照表 1.6-1)的种类、试验水压及发生裂缝时的外压荷载如下：

a.离心式钢筋混凝土管（JIS　A5303）RC 管

离心式钢筋混凝土管分外压管和内压管，本规划仅适用于内压管。当装有柔性接头时，要对接口部位的强度及抗渗性能进行详细的分析研究。离心式钢筋混凝土管内压管种类见表 1.6-参 1。在选择管材时，内压（HC）采用表 1.6-参 1 中的试验水压值。产生裂缝时的荷载（宽 0.05mm 裂缝）（PC）采用表-1.6-参 2 中的值。表-1.6-2 还列出了一定规格管道的管壁厚度。

b.心模式预应力混凝土管（JIS　A5333，PCPA2，6）PC 管（内压管）

心模式预应力混凝土管通过滚压法或离心力浇制法制作。pc 管一般规格见表-1.6-参 3～参 5。心模式预应力混凝土管按其试验内水压力可分成不同种类。表-1.6-参 6 中内水压强比试验水压大 $2k_gf/cm^2$，是设计预应力为 θ 时的内水压力（JIS 及 PCPA 规格）。选择管材种类时所用内压（Hc）和外压荷载（Pc）分别采用表-1.6-参 6 及参 7 中的值。此外，表-1.6-参 7 还列出了一定规格管道的管壁厚度。

c.铸铁管（JIS　G5526　JDPA　G1027）

表-1.6-参 8 所示铸铁管试验水压为管道制作试验不发生漏水时的最大压力。铸铁管一般类型见表-1.6-参 9、参 10。允许水压根据表-1.6-参 11 确定。铸铁管设计方法是：对管材的固有强度，即铸铁管抗拉应力 $4200k_gf/cm^2$，考虑到铸铁管表面粗糙度和使用过程中的安全程度，我们将抗拉应力（$4200k_gf/cm^2$）乘以 90%所得应力值（$3780k_gf/cm^2$）作为最大容许拉应力。并在此基础上通过应力计算求得管壁厚度，因是柔性管，所以还要分析其设计挠度。这时，管壁的厚度为满足上述两种情况下的壁厚。标准管的管壁厚度如表-1.6-参 12 所示。

d.钢管（JIS　G3443　G3442）SP 管

对于钢管，有输水用涂覆层钢管 80A～3000A（JIS　G3443），水道用镀锌钢管 10A～300A（JIS　G3442）等几种类型。JIS 根据钢材和制造方法分别制作了不同类型的钢管。我们在设计时，要从中选择所需管型和涂覆层，其一般规格如表-1.6-参 13。涂覆层根据 JIS　G3491 及其他规程选定。选取管道类型时，应将管材固有强度即钢管的抗拉强度乘以安全系数后所得应力值作为钢管最大容许拉应力，并通过应力计算求得管壁厚度。表-1.6-参 13 中不同管材的最大容许拉应力采用下列数值。

- SGP・STW30：$3000k_gf/cm^2\times0.85$（焊接效率）÷2（安全系数）$=1270k_gf/cm^2$
- STPG38，STW38：$3800k_gf/cm^2\times0.85$（焊接效率）÷2（安全系数）$=1610k_gf/cm^2$
- STPG42：$4200k_gf/cm^2\times0.85$（焊接效率）÷2（安全系数）$=1780k_gf/cm^2$
- STPY41，STW41：$4100k_gf/cm^2\times0.85$（焊接效率）÷2（安全系数）$=1740k_gf/cm^2$

其他种类管材也可采用上述方法进行最大容许拉应力计算。

由于钢管为柔性管，因此，除研究管材容许拉应力外，还要对其设计挠度进行分析，使管壁满足应力和挠度两方面的要求。

标准管壁厚如表-1.6-参 14 所示。

c. 硬聚氯乙烯管（JIS K6741，JIS K6742，JWWA K118，AS-24，JWWA K127，JWWA K129）PVC 管

硬聚氯乙烯管类型见表-1.6-参 15。

JIS K6741 的 VP 和 JISK6742 的试验水压分别为 $25k_gf/cm^2$ 和 $40k_gf/cm^2$，但它们的材料却具有相同性质。

选定管材时，对硬聚氯乙烯管 $500k_gf/cm^2$ 抗拉应力，在考虑安全系数后作为最大容许拉应力，并进一步通过应力计算求得管壁厚度；因硬聚氯乙烯管为柔性管。所以设计时还应对其挠度进行分析研究，使管壁满足应力和挠度两方面的要求。标准管管壁厚度见表-1.6-参 16 及参 17。

f.聚乙烯管（JIS K6761，JIS K6762）

聚乙烯管有关规格见表-1.6-参 18、参 19。

该类型聚乙烯管为普通聚乙烯管的第 2 类。表-1.6-参 19 中试验水压为根据管材 $280k_gf/cm^2$ 抗拉应力求得的短时间破坏水压的 55%，在选定管材时，将普通聚乙烯管（第 2 种类）抗拉应力 $190k_gf/cm^2$ 考虑安全系数后作为容许拉应力，并通过应力计算求得管壁厚度。因聚乙烯管为挠性管，其壁厚也应满足挠度方面的要求。标准管壁厚见表-1.6-参 20、参 21。

g.玻璃钢复合管（JIS A5350）FRPM 管

玻璃钢复合管有如表 1.6-参 22 所示 5 种类型压力管。表-1.6-参 22 中管材试验内压为设计压力（静水压+水击压强）的 2 倍，为管道制作时不漏水试验压力值。在选定管材时，与刚性管一样，需在内、外压共同作用下，对管材应力进行分析研究。作为选取管材的依据，内压（Hc）宜采用表-1.6-参 22 所示外压荷载值，因是柔性管，其管壁厚度也应满足设计挠度的要求，标准管管壁厚度见表-1.6-参 23。对于Ⅰ类管和Ⅱ类管，尽管公称直径相同，但其外径却是不同。

表-1.6-参 1　离心式钢筋混凝土管（内压管）类型

种类		试验水压（k_gf/cm^2）	公称直径（mm）		
			A 形	B 形	NC 形
内压管	2K	2	150～2，000	150～1，350	1，500～3，000
	4K	4	150～2，000	150～1，350	1，500～3，000
	6K	6	150～800	150～800	-

表-1.6-参 2　离心式钢筋混凝土管（内压管）的外压荷载　（单位：kgf／cm²）

公称直径	裂缝荷载			破坏荷重			管厚（mm）	
	2K	4K	6K	2K	4K	6K	A 形,B 形	NC 形
150	1，700	1，800	2，000	3，400	3，600	4，000	26	–
200	1，700	2，000	2，200	3，400	4，000	4，400	27	–
250	1，700	2，100	2，400	3，400	4，200	4，800	28	–
300	1，800	2，200	2，600	3，600	4，400	5，200	30	–
350	2，000	2，400	2，800	4，400	4，800	5，600	32	–
400	2，200	2，600	3，000	4，400	5，200	6，000	35	–
450	2，400	2，800	3，200	4，800	5，600	6，400	38	–
500	2，600	3，000	3，400	5，200	6，000	6，800	42	–
600	3，000	3，300	3，700	6，000	6，600	7，400	50	–
700	3，300	3，700	4，100	6，600	7，400	8，200	58	–
800	3，600	4，000	4，500	7，200	8，000	9，000	66	–
900	3，900	4，800	–	7，800	9，600	–	75	–
1，000	4，200	5，200	–	8，400	10，400	–	82	–
1，100	4，400	5，400	–	8，800	10，800	–	88	–
1，200	4，600	5，600	–	9，200	11，200	–	95	–
1，300	4，800	6，000	–	9，600	12，000	–	103	–
1，500	5，100	6，400	–	10，200	12，800	–	112	140
1，650	5，400	6，800	–	10，800	13，600	–	120	150
1，800	5，700	7，200	–	11，400	14，400	–	127	160
2，000	6，000	7，700	–	12，000	15，400	–	145	175
2，200	6，300	8，200	–	12，600	16，400	–	–	190
2，400	6，600	8，700	–	13，200	17，400	–	–	205
2，600	6，900	9，200	–	12，800	18，400	–	–	220
2，800	7，200	9，700	–	14，400	19，400	–	–	235
3，000	7，500	10，200	–	15，000	20，400	–	–	250

表-1.6-参 3　心模式预应力混凝土管（内压管 S 形）的规格　（JIS A5333）

种类	试验内压（k_gf／cm²）	公称直径（mm）
1	18	500～1，650
2	14	500～2，000
3	10	500～2，000
4	6	500～2，000
5	4	500～2，000

表-1.6-参 4　大口径预应力混凝土管（内压管 S 形）的规格（PSPA2）

种类	试验内压（k_gf／cm²）	公称直径（mm）
2	14	2，100
3	10	2，100～2，400
4	6	2，100～2，400
5	4	2，100～2，400

表-1.6-参 5　承插式预应力混凝土管（内压管 DS 形）的规格（PCPA6）

种类	试验内压（k_gf／cm²）	公称直径（mm）
1	18	500～1，650
2	14	500～2，100
3	10	500～2，600
4	6	500～3，000
5	4	500～3，000

表-1.6-参 6　心模式预应力混凝土管的裂缝内压强度（k_gf/cm^2）

种类	1	2	3	4	5
裂缝内压	20	16	12	8	6

表-1.6-参 7　心模式预应力混凝土管的试验外压（k_gf/m）（JIS A 5333，PCPA2，6）

公称直径	种类					管厚（mm）			
						S 形		DS 形	
	1	2	3	4	5	Ⅰ	Ⅱ	1 类	2 类
500	11,200	9,700	8,000	6,400	5,600	42	40	40	与Ⅰ同值
600	11,000	9,500	7,800,	6,100	5,200	44	44	45	
700	11,300	9,600	7,900	6,100	5,200	46	46	50	
800	12,000	10,200	8,400	6,400	5,500	52	50	55	
900	13,000	11,000	8,800	6,700	5,600	59	55	60	
1,000	13,800	11,700	9,400	7,300	6,100	65	60	65	
1,100	14,400	12,100	10,000	7,600	6,100	71	65	70	
1,200	15,100	12,800	10,500	8,100	6,900	78	70	75	
1,350	15,700	13,300	10,800	8,200	6,900	87	75	85	
1,500	16,900	14,300	11,800	9,000	7,500	96	85	90	
1,650	18,000	15,500	12,700	9,700	8,000	105	95	100	
1,800		16,100	12,900	9,800	8,200	115	100	105	
2,000		16,500	13,700	10,300	8,500	125	110	115	
2,100		17,100	14,000	10,500	8,700	*	115	120	
2,200			14,300	10,800	8,900	*	120	125	
2,300			14,600	11,000	9,100	*	125	130	
2,400			14,900	11,200	9,300	*	120	135	
2,600			15,500	11,800	9,700			140	
2,800				12,300	10,100			150	
3,000				12,800	10,500			160	

〔注〕

①粗线框内值为 JIS　A5333、PCPA6 的值
②虚线框内为 PCPA2、6 的值
③粗线及虚线框外为 PCPA6 的值
④Ⅰ表示离心式；Ⅱ表示应用滚压法制造
⑤1 类表示离心式或滚压法制造管的尺寸；2 类表示离心式制造管的尺寸，只适宜北海道地区。
⑥ * 号表示不同厂家，其值也不同。
⑦管壁厚仅指心模厚

表-1.6-参 8　球墨铸铁管规格（JIS　G　5526，JDPA　G1027）

公称直径（mm）	试验水压（k_gf/cm^2）	公称直径（mm）	试验水压（k_gf/cm^2）
75～300	60	1，100～1，500	30
350～600	50	1，600～2，600	25
700～1，000	40		

表-1.6-参 9　球墨铸铁管（JIS G 5526）　（mm）

种类	T 形	K 形	A 形	U 形	KF 形	UF 形
D1	75～2,000	75～2,600	75～350	700～2,600	300～900	700～2,600
D1.5	1,600～2,000	1,600～2,600	–	1,600～2,600		
D2	400～2,000	400～2,600	–	700～2,600		
D2.5	1,600～2,000	1,600～2,600	–	1,600～2,600		
D3	75～2,000	75～2,600	75～350	700～2，600		
D3.5	1,600～2,000	1,600～2,600	–	1,600～2,600		
D4	600～2,000	600～2,600	–	700～2,600		
D4.5	1,600～2,000	1,600～2,600	–	1,600～2,600		

表-1.6-参 10　农用球墨铸铁管公称直径（JDPA G1027）（mm）

种类	T 形	K 形	A 形
D1	75～2，000	75～2，600	75～350
D1.5	600～2，000	600～2，600	–
D2	400～2，000	400～2，600	–
D2.5	600～2，000	600～2，600	–
D3	75～2，000	75～2，600	75～350
D3.5	700～2000	700～2，600	–
D4	600～2，000	600～2，600	–
D4.5	600～2，000	600～2，600	–
D5	600～2，000	600～2，600	–

表-1.6-参 11　直管容许水压力（JIS G5526,JDPA G1027）　（单位：k_gf/cm^2）

公称直径（mm）	种类								
	D1	D1.5	D2	D2.5	D3	D3.5	D4	D4.5	D5
75	100	–	–	–	100	–	–	–	–
100	100	–	–	–	100	–	–	–	–
150	100	–	–	–	100	–	–	–	–
200	100	–	–	–	100	–	–	–	–
250	100	–	–	–	100	–	–	–	–
300	100	–	–	–	100	–	–	–	–
350	100	–	–	–	88	–	–	–	–
400	100	–	91	–	84	–	–	–	–
450	100	–	87	–	81	–	–	–	–
500	95	–	84	–	78	–	–	–	–
600	93	89	84	81	75	–	70	65	61
700	87	84	80	76	72	68	64	60	56
800	86	80	76	73	70	67	63	60	56
900	85	79	74	71	68	65	62	59	53
1，000	84	79	74	69	66	64	61	59	53
1，100	83	76	72	67	65	62	60	55	51
1，200	83	76	72	68	64	60	57	53	49
1，350	81	74	70	66	62	59	57	53	47
1，500	80	75	70	64	61	57	56	53	47
1，600	80	75	70	65	60	58	56	52	46
1，650	79	74	69	65	60	57	56	51	46
1，800	79	74	68	64	59	57	55	51	46
2，000	78	73	67	64	59	56	53	50	46
2，100	78	73	67	63	59	56	53	50	45
2，200	77	72	67	63	59	56	53	50	45
2，400	77	72	67	62	58	55	53	49	45
2，600	77	71	67	62	58	55	53	49	45

〔注〕①容许水压为管道破坏水压的 70%，（最高只允许为 $100k_gf/cm^2$）。
②粗线框内为 JISG5526 的值。

表-1.6-参 12　球墨铸铁管管壁（JIS G5526，JDPA G1027）

公称直径（mm）	管壁厚（mm）									
	T									
D	D1	D1.5	D2	D2.5	D3	D3.5	D4	D4.5	D5	DPF*
75	7.5	–	–	–	6.0	–	–	–	–	–
100	7.5	–	–	–	6.0	–	–	–	–	–
150	7.5	–	–	–	6.0	–	–	–	–	–
200	7.5	–	–	–	6.0	–	–	–	–	–
250	7.5	–	–	–	6.0	–	–	–	–	–
300	7.5	–	–	–	6.5	–	–	–	–	9.5
350	7.5	–	–	–	6.5	–	–	–	–	9.5
400	8.5	–	7.5	–	7.0	–	–	–	–	10.0
450	9.0	–	8.0	–	7.5	–	–	–	–	10.5
500	9.5	–	8.5	–	8.0	–	–	–	–	12.0
600	11.0	10.5	10.0	9.5	9.0	–	8.5	8.0	7.5	13.0
700	12.0	11.5	11.0	10.5	10.0	9.5	9.0	8.5	8.0	14.0
800	13.5	12.5	12.0	11.5	11.0	10.5	10.0	9.5	9.0	15.0
900	15.0	14.0	13.0	12.5	12.0	11.5	11.0	10.5	9.5	16.0
1，000	16.5	15.5	14.5	13.5	13.0	12.5	12.0	11.5	10.5	18.0
1，100	18.0	16.5	15.5	14.5	14.0	13.5	13.0	12.0	11.0	19.0
1，200	19.5	18.0	17.0	16.0	15.0	14.0	13.5	12.5	11.5	20.0
1，350	21.5	19.5	18.5	17.5	16.5	15.5	15.0	14.0	12.5	21.5
1，500	23.5	22.0	20.5	19.0	18.0	17.0	16.5	15.5	14.0	24.0
1，600	25.0	23.5	22.0	20.5	19.0	18.0	17.5	16.0	14.5	25.0
1，650	25.5	24.0	22.5	21.0	19.5	18.5	18.0	16.5	15.0	25.5
1，800	28.0	26.0	24.0	22.5	21.0	20.0	19.5	18.0	16.0	28.0
2，000	30.5	28.5	26.5	25.0	23.5	22.0	21.0	19.5	18.0	30.5
2，100	32.0	30.0	28.0	26.0	24.5	23.0	22.0	20.5	18.5	31.5
2，200	33.5	31.0	29.0	27.0	25.5	24.0	23.0	21.5	19.5	32.5
2，400	36.5	34.0	31.5	29.5	27.5	26.0	25.0	23.0	21.0	34.5
2，600	39.0	36.5	34.0	31.5	29.5	28.0	27.0	25.0	23.0	36.5

〔注〕①粗线框内的值表示 JISG5526 的值　　② * 号表示插口处有槽的管（KF 形、VF 形）

表-1.6 参 13　钢管规格

规格	记号	公称直径 A (mm)	试验水压 (kgf／cm²)	抗拉应力 (kgf／mm²)	屈服点 (kgf／mm²)	延伸值（%） JIS Z 2201 的试件	
						11,12 号	5 号
JIS G 3443 (输水用涂覆盖层钢管)	STW30 STW38 STW41	80～300 80～300 350～3,000	25 以上 35 以上 25～20 以上	30 以上 38 以上 41 以上	– 22 以上 23 以上	30 以上 30 以上 –	25 以上 25 以上 18 以上
JIS G 3452 (管道用碳钢钢管)	SGP	6～500	25	30 以上	–	30 以上	25 以上
JIS G 3454 (压力管道用碳钢钢管)	STPG38 STPG42	6～650	40～180	38 以上 42 以上	22 以上 25 以上	30 以上 25 以上	25 以上 20 以上
JIS G 3457 (管道用弧焊碳钢钢管)	STPY41	350～2,000	25	41 以上	23 以上	–	18 以上

〔注〕JISG3443 中规格为原管规格

表-1.6 参 14　钢管标准壁厚　　(mm)

公称直径		350	400	450	500	600	700	800	900	1,000	1,100	1,200	1,350	1,500	1,600
标准管壁厚	A	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	7.0	8.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	14.0	15.0
	B	–	–	–	–	–	6.0	7.0	7.0	8.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0

公称直径		1650	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600	2700	2800	2900	3000
标准管壁厚	A	15.0	16.0	17.0	18.0	19.0	20.0	21.0	22.0	23.0	24.0	25.0	26.0	27.0	29.0
	B	12.0	13.0	14.0	15.0	16.0	16.0	17.0	18.0	18.0	19.0	20.0	21.0	21.0	22.0

〔注〕①表中标准管公称直径 350～3000 属于 JIS G 3443　②不使用标准管时，可依据 JIS 管壁厚度

表-1.6 参 15　硬聚氯乙烯管类型

管道类型	试验水压（k_gf/cm^2）	公称直径（mm）
JIS K 6741　VP	25.0	30～300
JIS K 6741　VU	15.0	40～800
JIS K 6742	40.0	13～150
JWWA K 118	40.0	13～150
AS-24　VP	25.0	13～300
AS-24　VM	20.0	350～500
AS-24　VU	15.0	40～700
JWWA K 127	40.0	75～150
JWWA K 129	40.0	75～150

表-1.6 参 16　硬聚氯乙烯管壁厚（JIS K 6741）　　(mm)

公称直径	13	16	20	25	30	40	50	65	75	100	125	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
VP 厚度（最小尺寸）	2.2	2.7	2.7	3.1	3.1	3.6	4.1	4.1	5.5	6.6	7.0	8.9	10.3	12.7	15.1	–	–	–	–	–	–	–
VU 厚度（最小尺寸）	–	–	–	–	–	1.8	1.8	2.2	2.7	3.1	4.1	5.1	6.5	7.8	9.2	10.5	11.8	13.2	14.6	17.8	21.0	23.9

表-1.6-参 17　水道用硬聚氯乙烯管壁厚（JIS K 6742）

公称直径（mm）	13	20	25	30	40	5 0	75	100	150
管壁厚（mm）	2.5	3.0	3.5	3.5	4.0	4.5	5.9	7.1	9.6

表-1.6-参 18　普通聚乙烯管规格（JIS K6761）

公称直径（mm）	试验水压（kgf/cm^2）	
	情况 1	情况 2
10～20	19	30
25～30	14	22
40～75	10	16
100～150	6.5	13
200～300	4.5	10

表-1.6-参 19　普通聚乙烯管规格（JIS K6762）

公称直径（mm）	试验水压（k_gf/cm^2）	
	情况 1	情况 2
10～50	25	25

表-1.6-参 20　普通聚乙烯管壁厚（JIS K6761）　　（mm）

公称直径	10	13	20	25	30	40	50	65	75	100	125	150	200	250	300
管道壁厚①	2.0	2.7	3.0	3.0	3.5	3.5	4.0	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	8.0	9.0	10.0
管道壁厚②	2.0	2.4	2.4	2.6	2.8	3.0	3.5	4.0	5.0	5.5	6.5	7.0	8.0	9.0	10.0

表-1.6-参 21　水道用聚乙烯管壁厚（JIS K6742）

公称直径（mm）	10	13	20	25	30	40	50
管壁厚①（mm）	3.0	3.5	4.0	5.0	5.5	6.5	8.5
管壁厚②（mm）	2.5	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0

表-1.6-参 22　玻璃钢复合管种类（JIS 5350，FRPM K 111）

种类	试验内压（k_gf/cm^2）	公称直径（mm）			
		Ⅰ类			Ⅱ类
		C 形	T 形	B 形	D 形
1	27	20～500 (200～700)	600～3,000 (500～3,000)	–	500～2,000 (400～2,400)
2	21	(200～700)	(500～3,000)	–	(400～2,400)
3	14	(200～700)	–	600～3,000 (500～3,000)	(400～2,400)
4	10	(200～700)	–	(500～3,000)	(400～2,400)
5	5	(200～700)	–	(500～3,000)	(400～2,400)

〔注〕①Ⅰ类表示主要由细丝绕法成型
②Ⅱ类表示主要由离心绕制法成型
③(　)中的数由 FRPM K111 试验得出

表-1.6-参 23　玻璃钢复合管试验荷载（JIS A 5350，FRPM K 111）　（kgf/m）

公称直径（mm）	种类					管壁厚（mm）	
	1 类	2 类	3 类	4 类	5 类	Ⅰ类	Ⅱ类
200	4，760	4，660	4，170	3，570	3，370	7	–
250	4，400	4，300	3，850	3，300	3，110	7.5	–
300	4，440	4，360	3，920	3，400	3，220	8	–
350	4，310	4，230	3，800	3，300	3，130	8.5	–
400	4，480	4，400	3，990	3，490	3，320	9	(11)
450	4，450	4，360	3，950	3，460	3，290	9.5	(11.5)
500	4，770	4，690	4，280	3，780	3，620	10	12
600	5，720	5，620	5，130	4，540	4，340	12	14
700	6，680	6，560	5，990	5，290	5，060	14	16
800	7，630	7，500	6，840	6，050	5，790	16	18
900	8，580	8，440	7，700	6，810	6，510	18	20.5
1，000	9，540	9，370	8，550	7，560	7，230	20	23
1，100	10，500	10，300	9，410	8，320	7，960	22	25.5
1，200	11，400	11，200	10，300	9，080	8，680	24	28
1，350	12，900	12，700	11，500	10，200	9，770	27	31
1，500	14，300	14，100	12，800	11，300	10，900	30	34
1，650	15，700	15，500	14，100	12，500	11，900	33	37
1，800	17，200	16，900	15，400	13，600	13，000	36	41
2，000	19，100	18，700	17，100	15，100	14，500	40	45
2，200	21，000	20，600	18，800	16，600	15，900	44	(49)
2，400	22，900	22，500	20，500	18，200	17，400	48	(54)
2，600	24，800	24，400	22，200	19，700	18，800	52	–
2，800	26，700	26，200	23，900	21，200	20，300	56	–
3，000	28，600	28，100	25，700	22，700	21，700	60	–

〔注〕(　) 中管壁厚依据 FRPM K111 而定。

(2) 异形管

异形管与接口部件同样重要，它须具有耐久性和不透水性等特点。使用普通市场上出售的标准管（JIS 及厂家标准产品）一般都能保证其耐久性和不透水性，且较为经济。但当许多附属建筑物集中在一个地方时，一般情况下不使用普通规格的异形管，如果使用，则所需数量较大。在这种情况下有时使用钢板订做产品则较经济。为此，需要对此进行充分研究分析。在输配水管道中，异形管费用占有相当大的比例，且在连接时占用较多时间，这样，在工期方面受到一定程度的影响。因此，在管线选择、管道系统设计时，应尽量减少异形管使用数量。工程中使用的标准异形管类型及结构列举如下：

①十字形管：三通，带法兰盘

②T 字形管：三通，带法兰盘

③叉管（Y 形管）：二通，带法兰盘

④排泥 T 形管：二通、三通，带法兰盘

⑤弯管：90°、45°、22°1/2、11°1/4、5°5/8

⑥变径接头管：接插、承插、法兰盘

⑦乙形管（S 形管）

⑧控制阀旁通管

⑨短管、调节管：一侧承口另一侧带法兰盘的短管、短管、一侧带法兰盘短管

⑩连接套管

⑪内堵、外堵

⑫喇叭形管、钟形管

2.接头

管道接头应满足强度、不透水性、经济、不漏水各方面的设计要求。并且要求施工简便，运行可靠。

<1>接头种类

a.固定接头

①法兰盘接头：在主管两端加上法兰盘和橡胶垫，并用螺栓连接的接头方式。

②焊接接头：通过焊接管高温熔化来连接管道的接头方式。

③熔敷接头：主管和连接管高温熔化后，在熔解状态下进行连接。

④粘结接头：通过粘结材料粘结承插管的方式。

b.塑性接头：

①承插接头：主管一端为承口，另一端不插口并通过橡胶环来保证管道接头不透水和可塑性。

②套袖接头：通过套袖材料（混凝土、钢材、FRPM 等）将管道连接起来，并用橡胶环来保证其不透水性和可塑性。

③法兰盘螺栓接头：主管一端安装了法兰盘作为承口，另一个作为插口，使用橡胶环止水，并为了防止橡胶环脱落采用螺栓紧固。

c.特殊接头　特殊接头有波纹型（金属波纹、橡胶波纹）及滑动型。针对不同的使用场合，又可分为伸缩性接头和可塑性接头。

<2>接头应满足的条件

a.不透水性：接头在一定水压力作用下应充分保证其不漏水，其耐压（抗渗）性能应根据接头结构、接头部位口径偏差、和现场施工条件等确定。

b.满足耐久、施工方面的要求　由于长期通水使用，接头须具有一定的使用寿命，安装简便、运行可靠，且其强度和抗渗性能应不因施工技术不同而发生较大变化。

c.与主管组合搭配针对不同管材，应选择在伸缩性、柔韧性、强度等方面与之相适应的接头。

<3>经济性　接头为了在意外荷载和变形作用下仍能正常工作，必须具有一定的塑性和伸缩性。对接头要求较高，其费用也就越高。因此，应从管道系统经济、安全的角度出发，在适当部位设置这种具有伸缩性和可塑性的接头。

1.7　应遵守的有关法规

管道系统设计、施工时，应遵守有关法律和规章制度。

〔说明〕

管道系统设计、施工基本上都是遵循有关法规、标准和规范等来进行的。因此，在工程实施过程中，应严格遵守有关规定。

管道系统建设所应遵守的有关规定见《土地改良工程规划设计规范》中设计（渠系工程之1）部分。

第二章　管道系统设计

2.1　一般事项

管道系统设计时，应对系统功能、安全性、经济等各方面进行充分研究。

〔说明〕

1.基本思路：近来，对有效、合理利用水资源、实现水管理自动化等的呼声日益高涨。要求管道系统各设施功能灵活多样。但是，在管道地区，由于管道系统本身固有特点和用水管理复杂，往往发生管道系统运行故障，甚至出现管道系统破坏等重大事故。因此，在设计时，应对管道系统特性、用水规划所要求管道系统具备的功能及受益地区自然和社会条件等进行充分研究分析，以确保系统运行安全、管理合理。管道系统的功能和安全与费用有着密切的关系。为此，设计时，要在尽可能经济的情况下，确保整个系统功能和安全。

管道系统某一地点用水将会对其附近地区甚至整个规划区产生影响。因此，设计时应将相互影响的各有关设施作为一个整体看待。并称其为一个水力单元。水力单元是管道系统基本构成单位。

管道系统设计时，应首先将系统划分为若干水力单元，然后再分两阶段进行：第一阶段是对由各水力单元相互联结而成的整个系统设计；第二阶段是在总体设计基本框架的基础上，对各水力单元内部结构进行详细设计。这样，既保证了系统总体平衡，同时在各细部构造不破坏总体平衡的前提下，也保证了系统的功能和安全。

2.水力单元的定义

管道系统各设施，为了充分发挥其输配水作用，应能适应因农用管道系统用水特点而产生的流态、流量和运行管理方式的变化。

通常，管道系统设计时，应首先了解水流流态和流量等对系统各设施的影响范围。将这些影响范围划分为若干区域。即根据水源、调节设施、分水设施、调压设施等将其划分为若干区段。

在进行区段划分时，要根据设计目的、地形状况、灌区情况、用水管理方式，尤其是流量、水头、流速和水位等确定分界点。两相邻分界点之间的有关设施组成就称为一个水力单元。

在各水力单元内，通水设施和其他有关设施结构组成是由其上下游边界条件决定的。这就决定了其各自的流态和流量。水力单元内设施及线路等发生变化时，不会对上下游邻近水力单元产生很大影响。

3.水力单元结构组成

管道系统设计时，最重要的是将构成管道系统各有关线路作为一个整体来处理，并将其适当地划分为若干水力单元，同时明确各水力单元之间的关系。在划分水力单元时，应考虑水力及用水管理等条件。

图-2.1-1 为水力单元划分和系统构成概化图。

水力边界条件通常可分为：①水位（压力水头）边界条件；②流量边界条件；③水位（压力水头）流量边界条件。水位边界指象水槽那样可控制一定水位；流量边界指根据通水设施规模和流量控制阀等控制流量；水位流量边界指通过象水泵、闸阀、孔口等设施将水位和流量控制在已定数值。

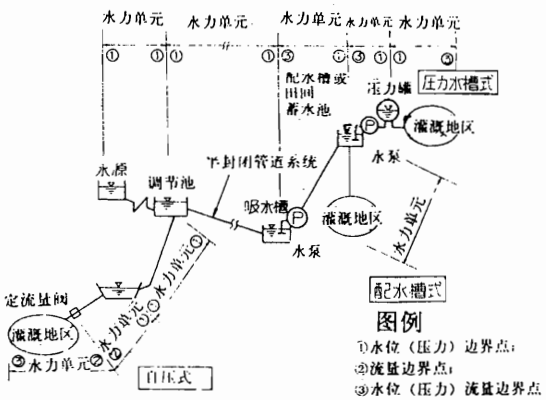


图-2.1-1　水力单元划分和系统构成示意图

管道系统设计时，在水力单元内，水力边界条件主要用来确定水流流态和流量。而对于相邻的两水力单元，则作为它们相互连接的一个条件。对于各水力单元内水流的流态和流量，则只需分析该单元内的水力条件即可确定；而对于相邻两水力单元之间的连接，其研究分析较为容易，只需其边界条件取得一致即可。如果进一步设定输配水条件、水管理条件，尤其是水管理水平，针对干线、支线、末级线路进行若干层次水力单元划分并分别进行研究，即可切实制定合理的水管理和设施管理计划。因此，水力单元是一个水力计算单元，同时也是一个水管理实施单位。也可以称之为系统构成和系统管理基本单位。

因此，通过对系统整体平衡和水力单元内部结构自由度分析，在各水力单元内部获得最大自由度且不破坏整体平衡的基础上，进行各层次水力单元划分和协调尤为重要。

但是，由于农业用水的特点，用水有时会发生变动，这时，如果对水流流态和流量进行分析，多数情况下，需要将原先划分的有关水力单元进行细分。如果系统管理运行上出现异常现象，则必须对系统各设施及其位置、功能变化情况进行审查，从而决定是否需要重新划分水力单元。

〔说明：有关 2.1 中 3 参考内容〕

1）水力单元构成实例

①干线系统水力单元构成　图 2.1-3-参 1a 为干线系统水力单元构成示意图。首先从泵站到配水槽，由泵站特性确定的水位流量边界值和由配水槽确定的水位边界值共同构成一个水力单元。其次从配水槽到各分水槽之间，由各水槽决定的水位边界值也同样构成一个水力单元。这些水力单元在管理上作为干线系统的水力单元处理。

②支线系统水力单元构成　图 2.1-3 参 1a 中 A 分水槽所控制管道系统水力单元构成如图 2.1-3-参 1b 所示。首先从 A 分水槽到 1 号减压水槽，由分水槽决定的水位边界值和减压水槽决定的水位（压力水头）边界值共同构成一个水力单元。其次，1 号减压槽作为上游边界点，2、3 号减压水槽水位流量边界点（各水槽中通过浮球阀来连接，因此可以根据浮球阀的 Q～H 特性确定其水位流量边界条件）则成为下游边界。为了适时满足灌区用水，应设置流量控制阀并作为一个边界点。这样，根据水位（压力水头）流量等分界点对管道系统进行划分，就构成若干水力单元。这些水力单元在水管理上作为支线系统的水力单元来对待。

③田间系统水力单元构成　图-2.1-3 参 1b 中定流量控制阀 B 所控制管道系统的水力单元构成如图-2.1-3-参 1C 所示。一般情况下，灌区田间系统水力单元由多个给水栓及与它们相连接的管道和分水闸阀组成。因此，有时还需要对田间系统的水力单元做更进一步的划分。

2）综合用水管道系统水力单元划分

①直接分水式　图-2.1-3-参 2a 为水田和旱田同时用水的综合用水管道系统，其分水方式为直接分水式。在设计时，将水源到田间蓄水池、调压水槽等一系列分界点组成的干线系统作为一个基本单元。

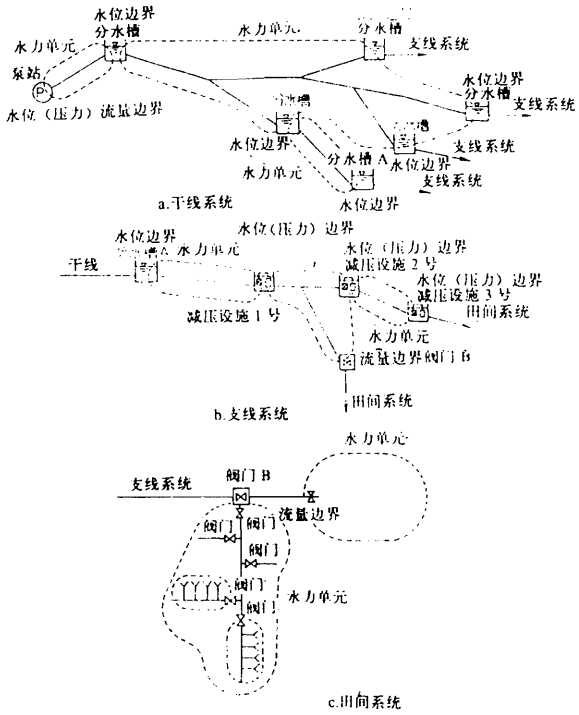


图-2.1-3-参 1　水力单元构成实例

②调节池的设置　对于综合用水管道系统，由于旱田和水田所要求的供水条件不一样，有可能使水流流态和流量发生变化，从而引起水管理上的困难。因此，需要在原来直接分水的地方设置调节池。这时，干线系统水力单元可按 a 水源～调节池；b 调节池～田间蓄水池；c 调节池～调节水槽等，进行阶段划分。具体见图-2.1-3-参 2。

4.管道系统设计的基本注意事项

4.1　管道系统基本特性

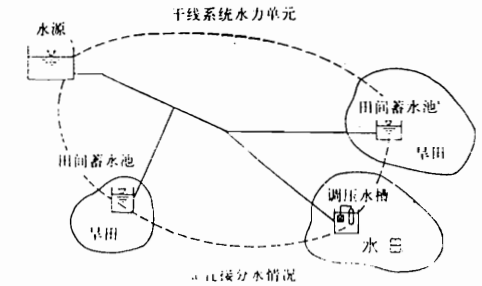
4.1.1　管道系统设计基本特点

①水流流态和流量在较大范围内可人工控制，在同一设计条件下可有若干设计方案。因此，选取设计方案的自由度较大。

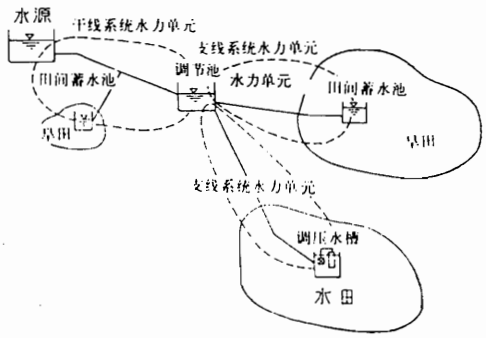
②线路选择不象明渠那样受地形条件影响。因此，其选择的自由度也明显增大。

③系统过水能力与工程费用有着密切关系。因此，如何在众多的方案中恰当地选择工程设计方案就显得非常重要。

④在对水流流态和流量进行人工控制和管理的同时，管理费用也随之增大。



a 无调节池设置的分水情况



b 有调节池设置的分水情况

图-2.1-3-参 2　混合用水管道系统的水力单元划分

在充分了解上述系统特性基础上，应初步按最大设计流量进行水头分配和管道过水断面设计。

4.1.2　系统运行管理基本特性

①某一位置闸阀启闭或水泵起动、停机等操作都会影响到整个管道系统，使水流的流态和流量发生变化。

②管道系统传播速度快，对它的操作可以在短时间内引起系统各部分反映。因而会伴随发生急剧的流态和流量变化，产生危险的过渡现象。

因此，设计时应对管道系统这些特性进行充分了解。

4.1.3　低压管道系统特性

水田灌溉中使用的低压管道的输配水量，在耕作期间和作物生长期间所需水量有较大

差异，因而在低压管道系统设计时应考虑灌溉用水情况。另一个值得注意的问题是：田间设置的给水栓与旱田相比，其利用效率较高且延续时间较长。

管道系统水流的流态和流量，在给水栓或喷头启闭时，会在很短的时间内发生变化。与此相反，在以明渠为主要干线的输水系统中，首先是根据水源状况确定取水量，然后将此水量输送到下游受益地区，通过分水设施和配水设施进行分水和配水。但对于距取水口较远的分水设施和配水设施，水流输送时间要远远长于管道系统。

当取水量大于实际用水量时，明渠是通过在途中设置泄水口放水调节水量，而管道系统则是在取水口处直接进行取水调节。也就是说，即使是输水干线设计，也要和田间配水区一样，根据下游实际情况进行。为了使个别给水栓启闭所产生的细微变化在取水量上反映出来，有必要考虑管道系统中途减压水槽阀门等的操作方法。因为在某些情况下要求这一时期的峰值用水量得以保证或避免个别给水栓给水偏差。如果设置了田间蓄水池或其它调节设施，则可根据河川、水库等水源设施水源状况，利用它们进行输配水调节。从压力调节这一角度出发，每 100ha 水田大约可以分为 4～5 个配水区，并在各配水区入口设置压力或流量调节阀。

管道系统设计时，应针对耕作期和作物生长期，研究能否有效地满足系统控制点（最不利点）对压力的要求。

4.1.4　高压管道系统特性

对于旱田灌溉所使用的高压管道系统，可以将工作时间和非工作时间明确地区分开。在一般用水管理计划中，管道系统每天工作 16～18 个小时，其余时间则为非工作时间。在非工作时间内，要保证喷灌之前管道充满水。在灌区内，根据轮灌计划，原则上只有正在灌水轮灌组的喷头工作。从整个灌区来看，喷头的工作效率偏低。但在以防治病虫害等为主要目的地区，喷头的工作时间一般都比较短。与低压管道系统相同，对于轮灌地区系统控制点（最不利点）的喷头，应满足其压力要求。

4.1.5　混合用管道系统特性

所谓混合用管道系统是指同时采用高压和低压两种灌溉方式的管道系统。在水、旱田兼有的地区，由于旱田灌溉要求在喷头保持高压，因此整个管道系统要保持高压。对水田灌溉则需采取减压措施。但是由于水田灌水持续时间长，且水量大，而旱田灌水水量小且断断续续，两者存在着很大差别。这就导致混合管道系统水管理困难。尤其是利用水泵提水时，要在充分考虑系统维护管理费后再决定所采用的输配水方式。当不得不采用高压管道输配水时，必须在水田的给水栓或岔管入口处设置具有良好减压性能的调压设施和流量控制阀。

4.2　注意事项

4.2.1　水管理方式

农业用水管理必须能够有效地、迅速地满足作物需水变化要求。特别是近年来，水、旱田混合，农业经营状况变化，更加显示出水管理的重要性。田间配水管道系统一般多采用能适应各给水栓操作的封闭式管道系统；而干线输水系统则主要采用根据需水量进行供水的水管理方式。通过设置对这两种体制进行调节的有关设施，可以将整个管道系统各种水管理方式有机地结合起来。

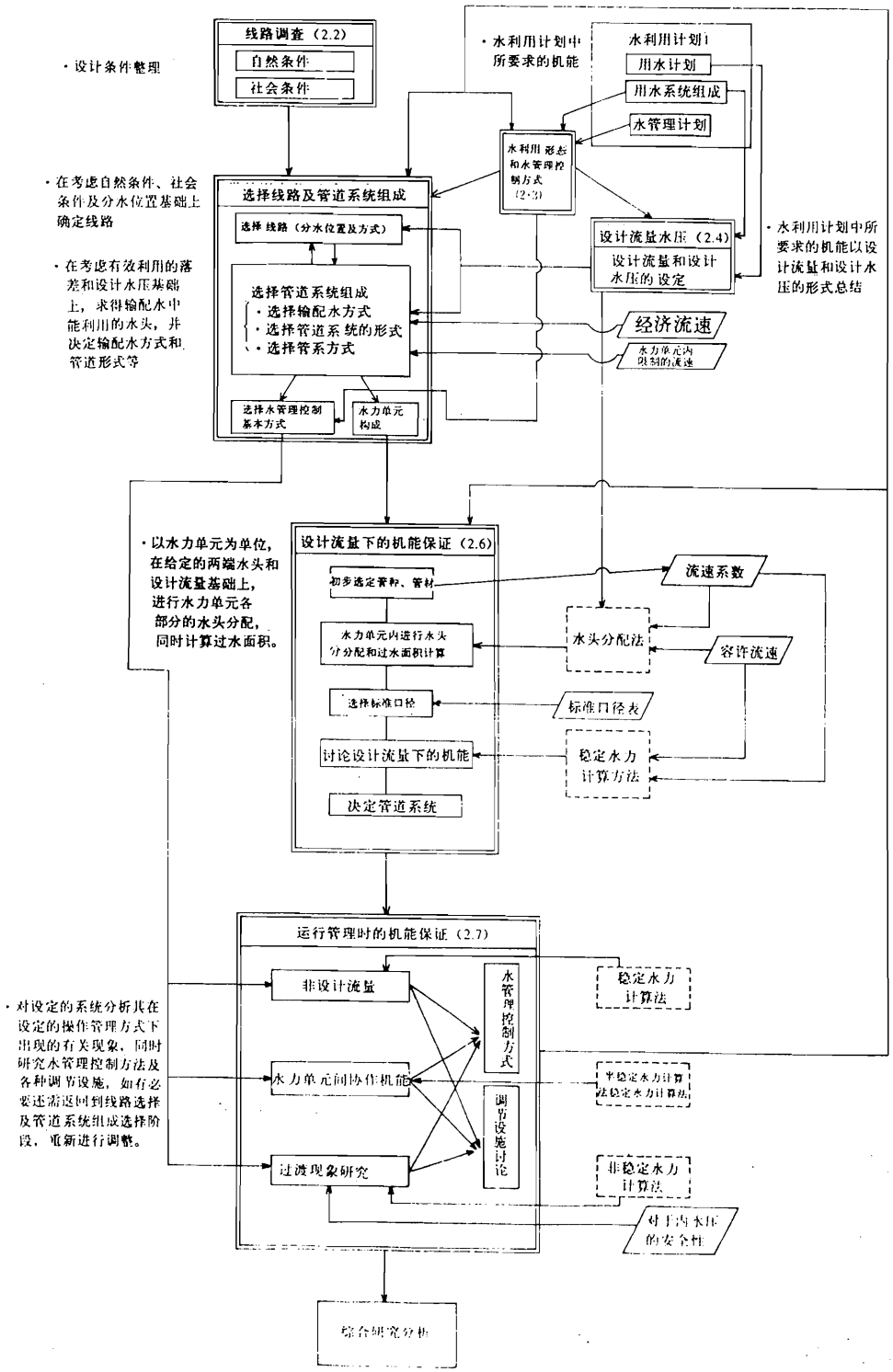


图-2.1-2　管道系统设计步骤及与本章各节的关系

4.2.2 调节功能

调节设施考虑的内容包括弥补供需水时间差的调节容量；调节供需不平衡的调节池容量；平衡因水管理而产生的水力单元间输水能力差别。通过设置这些调节设施，可以保证上游管道系统按最大设计流量连续放水，较为经济。

4.2.3 安全保护功能

安全设施配置是为了保护管道系统的安全。特别是在管道充水和停水时，进行流量调节操作频繁，要充分注意阀门等的启闭时间，如处理不当则有可能导致管道破坏。

此外，多数情况下通气及管理设施等也具有安全保护功能。因此，有必要对这些设施有关功能进行综合分析研究。

5.管道系统的设计

图-2.1-2 为管道系统设计步骤及与本章各节内容关系图。其中，虚线框内为第 3 章水力分析部分所讲述的内容。

2.2 线路调查

为了获得线路选定、设计、施工和管理所必需的有关基本资料，管道系统线路调查应通过周密计划，按照切实可行的调查方法依次进行。

〔说明〕

为了获得线路选定、设计、施工和管理所必需的有关基本资料，应根据各阶段调查目的和调查内容进行线路调查。如果调查内容按照调查阶段进行统一划分，则比较困难。为了便于线路调查，我们将调查分为：①规划调查；②总体设计调查；③工程施工调查；④补充调查四个阶段进行，将调查内容、资料整理和研究分析有机结合起来。

在工程设计进行之前，应在整理分析规划调查和设计调查结果基础上，对所需资料作进一步补充。

管道系统设计时，通过有关调查可以明确现场状况，并通过设计反映出来。因此，进行现场调查尤为重要。特别是在有滑坡或大规模破碎带地区进行线路设计时，必须对现场进行详细勘察。

管道系统设计所需基本数据，应根据设计线路、建筑物所在位置地形条件和已有资料，在满足一定精度条件下，采用与各调查阶段相应的方法得到。

有关调查事项可参考《土地改良工程规划设计规范》中“设计《渠系工程（之一）》”部分。

2.3 水利用情况和水管理控制方式

水管理控制方式是通过田间水利用情况、设施管理体制及经济等方面综合分析研究而确定的。

〔说明〕

水利用是指根据田间需水通过给水栓进行供水这一过程，它与作物种植管理体系相对应。由于田间需水量受作物种类、生长期和种植面积的影响较大，需水量变动幅度较大，为此，需要设置必要的水量调节设施，在满足需水要求的条件下简化用水管理。

近年来，一般将水管理方式分为以需求为主管理方式（简称需求主导型）和以供给为主管理方式（简称供给主导型）两种。需求主导型管理与上水道水管理方法相同，都是根据需水要求通过给水栓进行供水的。从结构上来讲，一般封闭式管道系统都采用这种管理方式；而供给主导型则多用于明渠系统，用户将所需水量（例如每 5 天的需水量等）事先上报给管理人员，管理人员对各上报数据进行统一调整后，制定水量分配表，通过操纵水源设施进行放水，根据用户需水量和需水时间供水，在这种管理方式中，管理人员（供给者）占有主导地位，掌握着主动权。

田间水利用状况和各个影响因素（设施规模、建设费、管理水平和体制等）不一样，其相应用水管理方式的难易程度和维护管理情况也不一样。因此，充分考虑现场条件基础，应尽可能采用水利用效率较高的水管理控制方式。此外，在水源紧缺取水受到限制和作物集中供水时，也要采用有效的水管理控制方式，充分利用取水。

在选择水管理控制方式时，要考虑各个时期需水量变化及其相应的配水方式，进而决定是采用需求主导型还是采用供给主导型。

因此，系统设计时，应将最大设计流量、一般设计流量（也称常时流量）、最小设计流量及停水时水头分布（水力坡降）、准备设置的各种闸阀和附属设施等标在系统设计纵断面图上，研究分析系统各部分作用，确定有关设施的位置、规模和操作频率（年操作次数、每天操作次数、甚至更短时间内的操作次数）等，为未来工程水管理提供有关资料。

通过工程模拟基本上可以了解其管理水平。一般根据监测控制情报网组成和质量上的差别进行分类。但具体分类时，应考虑是否有中央监视系统、控制装置是手动还是自动、控制方式是直接控制还是通过遥控进行控制等。表-2.3-1 根据上述条件将管理方式分成了 8 种类型。不同的管理水平，所使用的有关机械装置也不同。表-2.3-2 列出与不同管理水平相对应的有关机械装置。

表-2.3-1　管理水平

管理水平					方式说明
Ⅰ	直控	手动	中央监视	无	现场进行闸门、阀的开闭及水泵的运行停止的控制,在现场表示控制状态
Ⅱ				有	现场进行闸门、阀的开闭及水泵运行停止的控制，控制状态可由中央控制室等来显示
Ⅲ		自动	中央监视	无	根据水位、流量、压力、时间等进行现场自动控制，在现场表示控制状态
Ⅳ				有	根据水位、流量、压力、时间等进行现场自动控制，控制状态可由中央控制室等来显示
Ⅴ	遥控	手动	开关		借助传输线路，通过远距离操作开关来控制闸门、阀、水泵等。
Ⅵ		自动	A		通过手动来设定水位、压力、流量、开度等的值，为了与其保持一致，不采用中央处理装置
Ⅶ			B		通过简单的演算装置，根据外部条件来计算处理目标值
Ⅷ			C		综合收集情报，进行最适宜控制

表-2.3-2 管理水平和机器组成

管理水平 \ 机器					进线配电盘	直接操作盘(ON/OFF)	比较控制部分	操作盘	监视盘	记录装置	计划器	传输电路	遥测计	遥控装置	处理装置	处理装置电源	予备电源	空调	联系电话
Ⅰ	直控	手动	中央监视	无	△	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×
Ⅱ	直控	手动	中央监视	有	△	○	×	×	△	△	△	△	△	×	×	×	△	×	△
Ⅲ	直控	自动	中央监视	无	○	○	○	○	○	△	○	×	×	×	×	×	△	×	△
Ⅳ	直控	自动	中央监视	有	○	○	○	○	○	△	○	△	△	×	×	×	△	×	△
Ⅴ	遥控	手动	开关		○	○	×	○	○	△	○	○	○	○	×	×	△	△	△
Ⅵ	遥控	自动	A		○	○	○	○	○	△	○	○	○	○	×	×	△	△	△
Ⅶ	遥控	自动	B		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	△	△
Ⅷ	遥控	自动	C		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△

(注) ○: 必备 △: 据实情配备 ×: 不需要

当采用自动控制机械装置时，要对其调节机能加以比较，同时也要考虑管理体制等有关因素。

2.4 设计流量和设计水压力

管道系统设计流量是指用水期间系统通过的最大流量，而设计水压力则为系统内静水压力与水击压强之和。

〔说明〕

1.设计流量

管道系统设计流量包括最大流量、日常流量（也叫常时流量）和最小流量。在本设计规范中，我们将最大流量作为管道系统设计时所采用的流量，管道系统各设施规模（如管道直径、水槽大小等）一般都是根据最大设计流量确定的，但其断面和结构型式应根据需要用其它流量进行校核。因此，管道系统设计时也应考虑管道流量小于设计流量这一情况。当管道流量小于设计流量时，要设置有关分水设施或对上游控制阀进行调整，使管道流量满足设计流量要求。尤其是在配水区内，分析给水栓和调压设施是否适应设计流量以外流量。

2.设计水压力

在管道系统中，对停止输水时管道各处静水压力应进行充分了解，尤其是采用水泵向管道压送水时，应将水泵压送时所施压力作为静水压力。而设计水压力则为静水压力与水击压强两者之和。它是输水停止后产生的最大压力，是最危险的内压荷载。因此，对管道系统要进行安全方面的设计。农用管道系统除特殊情况外，一般都避免采用高压，通过设置减压设施，使静水压力保持在 10kgf／cm^2 以下。另一方面，在管道系统设计时，应根据设计流量求出其相应的水力坡降线，以确保管道系统水力单元边界点和田间有效水头。田间有效水头为灌溉所需水头加上施工和水管理所需水头余量。

2.5 线路选定及管道系统组成

在选定管道线路时，要充分考虑受益地区的自然条件、社会条件、设施状况和分水位置，以确保所选定管道线路能有效地利用地形自然落差，保证所需水头。在输配水方式、管道系统型式及管道安装方式等方面进行综合比较，确定管道系统组成。

〔说明〕

1.线路选择

选择线路时，应考虑规划区地形、地质等自然条件，工程施工条件、工程管理难易程度、维护管理费、土地利用状况、主要农作物等社会条件及分水设施的位置和型式。由于管线选择与征地、地区开发计划等有一定关系，因此应在地形图上对若干条线路进行分析比较，选择出最合适的管线。一般在线路选择时应注意以下几点：

①管线布置在水力坡降线以下时，其线路选择不象明渠那样受到地形条件制约。

但当地势起伏较大时，布置管线则需考虑设置通气设施和异形管等有关设施，这时所选择的线路未必经济，值得注意。

②管线应尽可能短。但当地势起伏较大时，布置在地面低凹地区的管道会产生局部高压，为了消除这种局部高压，我们需要延长管线，对此，需要进行经济方面的分析。

③管线布置应尽可能避开软弱地基和承压水分布区。

④当管线需要穿过道路和河流时，尽可能与它们垂直。

⑤为了方便工程施工和管理，管线一般应沿道路和耕地边界等布置。

⑥由于线路受到分水工程位置制约，在布置时应充分考虑与受益地区的衔接。

⑦线路选择与泄水建筑物、泄水口和调节设施等设施的位置和规模有很大关系，为此，应对有关河流、河谷的状况加以考虑。

⑧在用水泵压送水时，压力输水管道设计应考虑可能产生的水击压强和负压。

⑨对于大口径管道系统，在输水停止时应防止其出现负压，同时线路选择时，必须考虑相应的管理水平和管理体制。

⑩考虑到地面条件变化将对埋设的管道系统产生有害影响，管线选择时应注意系统有关设计条件能否在将来得到保证。

2.管道系统组成

2.1 输配水方式的选择

管道线路和分水工程位置一旦确定下来，根据管线地面坡降和水利用所需压力水头就可确定出输水压力和可利用水头（见图-2.5-1），在此基础上进一步选定输配水方式。

2.2 管道系统型式的选择

在考虑输配水可利用水头差，用水计划所需压力水头和假定水管理控制方式之后，管道系统的型式可按下述方法选定。

2.2.1 开敞式管道系统

开敞式管道系统可以看作是连续的倒虹吸管，它介于明渠和后面要讲的封闭式管道系统之间。其线路选择比明渠自由度大，但分水工程的位置受到地形条件较大限制。当调节槽高差较大时，下游调节槽要高出地面很多，这在管理和结构安全等方面都受到一定限制，因此，在地形落差较大的地区不宜采用这种型式。这种型式管道系统上下游调节槽高

差较小，管内流速小，两端水槽具有一定减压作用，在水管理方面无需设置特别设施，维护管理方便，经常用于在安全性方面要求较高的干线输水系统。

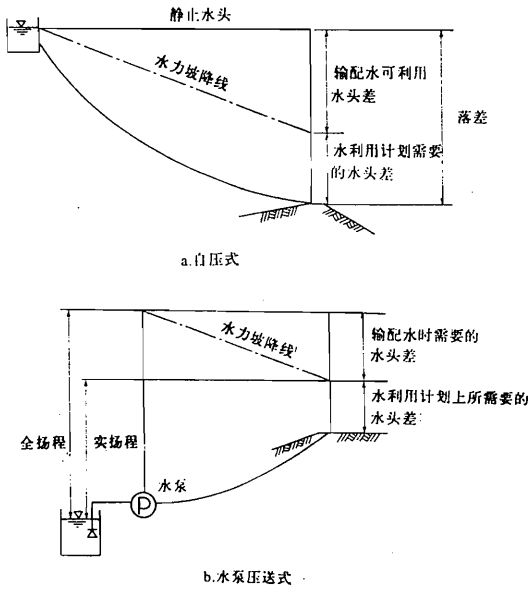


图-2.5-1　输配水方式

对于这种类型的管道系统，当水流流量发生变化或掺气时，管内水流会产生冲击波，对于这种现象，可通过在水槽顶部和水位之间设置一定的起高加以消除。在水槽设计时应注意这一点。(见图-2.5-2)。

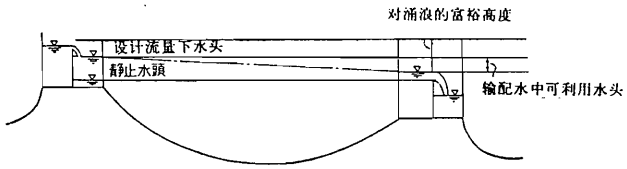


图-2.5-2　开敞式管道系统

2.2.2　封闭式管道系统

封闭式管道系统具有：能灵活利用地形落差、保证田间分水处所需压力、管内水流流速大、费用低，可通过关闭下游阀门完全切断水流、水管理方面无水量损失等特点。但是，管体要承受较大压力，甚至会发生水击现象，需要选取内压强度高的管材。封闭式管道系统设计的基本任务是，在保证水击不影响系统安全的条件下，选择具有一定强度且较为经济的管材。

水击压强基本上决定于水力单元内水流平均流速。一般情况下，水力单元水流平均流速控制在 2.0m／s 以下，如果水流平均流速超过 2.0m／s，则需另外采取减压措施调整水头差或对水击采取相应的防护措施。在将水流平均流速控制在 2.0m／s 以下的同时，应考虑如何充分利用现有水头。

半封闭式管道系统从水力学角度来讲与封闭式管道系统相同，它是根据下游水槽水位来控制阀门的，设计时采用与上述封闭式管道系统相同的设计方法。但在选择阀门时，要充分考虑它与水击的关系。(见图-2.5-3)。

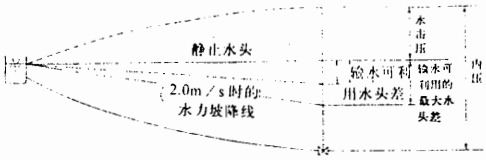


图-2.5-3　封闭式管道系统

〔注解〕

水击压强是管内初始流速、水力单元边界条件和水力单元各部分压力波传播速度综合作用下产生的压力上升值。作用于封闭式管道系统的水击压强可通过水力单元内部平均流速计算出来。2.0m／s 为水力单元平均流速的上限值，局部流速可以超过这一数值，但不能超过第三章《水力分析》中管道最大允许流速。

2.3　管网型式的选择

树枝状管网与环状管网相比，其总管长较短，但平均管径较大。当地势起伏较大或按原定用水计划进行灌溉时，能较好地满足经济和功能方面的要求。因此，旱田灌溉管道系统多采用这种布置型式。在地形平坦且对压力分布均匀性有特殊要求的地区，环状管网则是一种较为理想的布置型式，适用于随机用水或泡田等用水量较大的场合。因此，在地形平坦的水田地区，其管道系统多采用这种布置型式。

2.4　水泵压送输水方式基本组成

2.4.1　水泵压送输水方式

采用水泵压送输水的管道系统大多为封闭式管道系统。当水泵扬程大时，输水可利用的压力也大，管道费用较低。但水泵装机增大时，其能耗和设备费也随之增大。因此，要用经济流速对其进行综合分析。系统流量和水泵运行方式与管道系统组成有着密切关系，因此，需要对它们进行充分研究。此外，水泵起动、停止工作或突然停电，都有可能在管道内产生水击压强，为此，在管道系统设计时应充分考虑这种情况。水泵压送输水方式基本组成有如图-2.5-4，5 所示两种类型。

当所需水头不能得到满足时，可以如图-2.5-6 形式用水泵加压，这样，既缩小了管径，也满足了经济方面的要求。

2.4.2　多点注入式

为了统一利用分散水源或增大用水灵活性，有时需要在不同位置向管道系统注入水量。多点注入式管道系统设计复杂、难点多，如果不进行充分研究，有时将不能满足设计要求。因此，在这方面要特别加以注意。见图-2.5-7 所示。

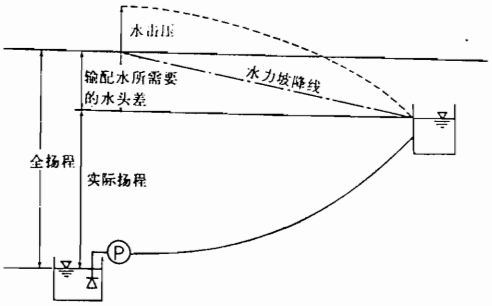


图-2.5-4　配水槽式

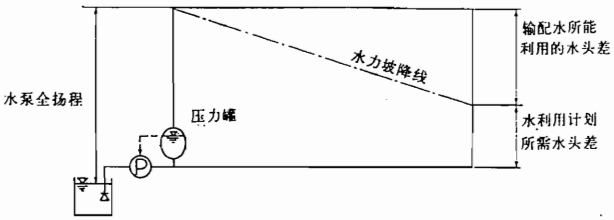


图-2.5-5　压力罐式

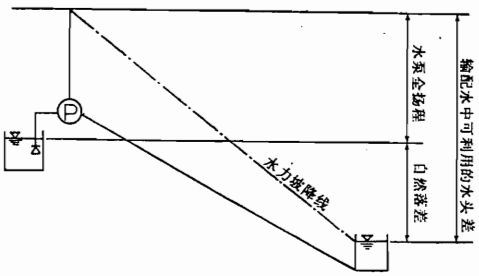


图-2.5-6　低落差输水线路方式

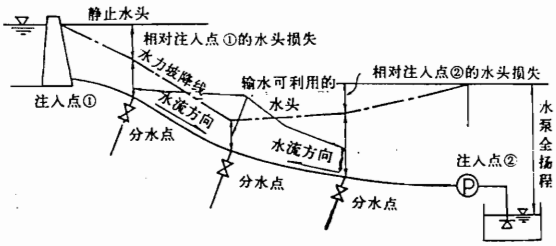


图-2.5-7　多点注入方式（2点注入）

2.5　水管理控制基本方式的选择

各水力单元通过蓄水设施连接为一个系统，设计流量条件下系统机能是通过平衡各水力单元间过水能力而确定的。这在第 5 章《附属设施的设计》和第 7 章《管理》中有详细论述。

另外，其它条件下系统机能发挥在本章第 7 节《运行管理中系统功能保证》中已进行了详细论述。在考虑取得输水量平衡的基础上进一步选择水管理控制基本方式。

2.6　设计流量下系统机能的保证

管道系统设计应满足设计流量和其他有关机能方面的要求。

〔说明〕

1.设计目的和步骤

本节主要内容是在设计流量条件下推求输配水管道经济过水断面，并在水力单元内部进行水头分配。

通常情况下，管道设计流速一旦确定，流量越大，其水头损失就越小。因此，越往上游，管道流量越大，水力坡降相应变小，水力坡降线呈上凸形状。另外，我们从经济的角度出发，要求最大限度利用水头和缩小过水断面，因而又希望水力坡降线呈下凸形状（这种水力坡降线又称最佳水头分配线）。图-2.6-1 中阴影部分水头为充分利用水头。但当管道中间有分岔口或分水工程时，水头分配将变得非常复杂，需要通过水力坡降计算法求出管道各部分可利用水头，使管道系统水头得以充分利用。

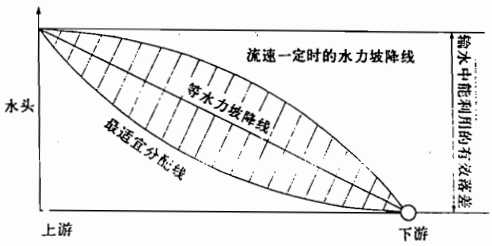


图-2.6-1　水力单元内水头分配示意图

通过上述水头分配和相应过水断面推求，可得到管道的计算管径，但在实际工程，我们从大于计算管径的标准管径中选取与计算管径最接近的标准管径作为设计管径。因而管道实际过水能力比设计值要大。即使在同样的流量条件进行设计，在选取标准管径时，其近似取舍方法不同，局部范围内水力单元之间也会发生过水能力不平衡现象。对此，要设法加以调整。水头分配是在作为水力单元边界条件的设计流量条件下通过计算得到的，但在实际操作中，则不一定按照设计流量输水。因此，在给定实际工程水位、流量边界条件和考虑流速系数变化范围基础上，需要对管道水流流态进行分析，以便研究能否确保系统设计机能。此时，应对负压发生可能性、允许流速范围和贮水容量等进行研究分析。

综上所述，为了确保系统设计机能，设计应按下述步骤进行。

①选定管材。

②进行水头分配、推求过水断面面积。

③选择标准管径。

④分析各水力单元之间衔接情况。

⑤研究按设计流量输水时的系统机能。

2.水力单元内水头分配和过水断面计算

首先根据水力单元两端给定的设计流量和水头初步选定管材，然后在考虑第3章《水力分析》所给出容许设计流速基础上，在水力单元内进行水头分配。能最大限度利用落差的管段，其水头分布线一般呈下凸形状。为了获得最佳水头分配，需要做大量计算工作。目前所采用的计算方法多为等水力坡降法。另外，本规范还提出了许多水头分配调节方面的有关理论，希望设计时能根据需要加以参考。

在有效利用落差前提下，经济水头分配理论计算方法有动态规划法和线性规划法两种。在应用这些方法时，需要确定费用函数，而对于不同年份和不同的管种、管材、施工条件，其相应的费用函数也不相同，很难统一。但单位费用一般为管径的1.5～1.8倍，且最佳水头分配值对这一数据不太敏感，为此，我们通常采用管径的2倍来推求最优解的近似解。这也就是说，只要将最小管径作为目标函数即可。

基于和明渠与隧洞、虹吸管等之间水头分配所使用的费用切线法(Cost tangential method)相同的考虑方法，我们提出了便于管道设计的费用势法(Cost potential)。如果对由等水力坡降法得到的水头分配进行修正，则很容易求得最佳水头分配。不同管材标准管径可根据管道计算管径（理论管径）进行选定。

参考文献

①三野徹：费用势(Cost potential)的定义和最佳适用条件的推导--根据费用势求得最佳落差分配和最优管径（Ⅰ），农田土木论文集，53（1974）。

②三野徹：费用势的数值计算法及其应用--利用费用势求得最佳落差分配和最优管径（Ⅱ），农田土木论文集，54（1974）。

3.水力单元之间的衔接

各水力单元原则上讲是通过流量、水位连接在一起的。其边界条件决定了各水力单元过水能力。与一般的田间蓄水池或调节池不一样，为了连接管道系统各水力单元，保证各水力单元协调工作，还需另外设置缓冲设施。在设定流速系数时一般应考虑其年际变化。为了在管道系统中使用预制管，设计时选择了与所需管径最接近、且不小于该管径的标准管径，这就使得理论过水能力与实际过水能力不符，此时，如果不在水力单元之间设置缓冲设施，管道系统就不能正常工作。特别是象水泵或阀门等使用ON-OFF开关进行操作时，要注意上下游设施之间过水能力的均衡程度。针对这种情况，应通过调查分析，设置具有一定调节容量的设施。该设施调节容量与水泵吸水槽或配水槽、分水槽的容量相当。

4.按设计流量输水时系统设计机能研究

通过水力单元内水头分配和过水断面计算，我们选定了管道种类和管径，针对给定的边界条件，在各水力单元内进行水力计算，检验其输水能力能否满足设计流量要求。特别是当同一水力单元内有多个分水点时，应在考虑各分水点出流状态的基础上，对管道过水能力进行分析。

按设计流量输水时要计算各管段水流速度，以检查其是否满足容许流速要求，同时求

出管路各部分压力分布，检验管路压力分布状况，对产生负压的可能性进行分析。

当选取标准管径时，由于理论管径（计算管径）与实际管径存在着一定差别，在输配水中可能会产生额外的压力水头。对此，有时需要通过缩小最上游管道直径进行调节。

2.7 运行管理方面系统机能保证

满足设计流量要求的各有关设施，在进行水管理和设施管理时，在任何条件下都应能保证所需机能。

〔说明〕

1.设计目的和研究内容

管道系统一般在设计流量情况下工作时间很少，大多是在小于设计流量的情况下工作。因此，有必要对满足设计流量要求的管道系统，在其他流量条件下所具有的特性和工作协调程度进行研究分析。

管道系统运行时，由于设施频繁操作，可能会出现一些较为复杂、不稳定的现象，有时甚至会发生致命的故障。特别是通水前管道充水、非正常输水停止和紧急放水等设计流量以外的通水情况下，在相应的运行管理条件下，应对系统能否保证其正常运行机制进行分析研究。详细内容请见第 7 章《管理》。

具体研究内容可归纳为以下几点：

①非设计流量状态

②水力单元之间协调程度

③水力单元内部过渡现象

基于以上研究结果，可根据实际需要对系统组成进行改变或对有关设施配备进行检查，有时甚至需要对系统组成和水管理控制方式重新认识，考虑是否需要增加新的附属设施。

2.对非设计流量状态的研究

在日常流量和最小流量相应运行管理条件（如水泵运行状况、阀门开启度等）下，应对流态、流量等水流特性进行分析，研究水流在这种条件下，其流态和流量是否稳定、流量是否平衡。尤其要研究因减压过多而引起的汽蚀及与水泵、阀门等控制范围有关的问题。

例如要考虑水泵机组组成和控制运行方式变化。阀门的选择与组合、具有特殊结构的阀门选择等。

3.水力单元之间协调工作性能研究

过水断面计算时所采用的流速系数是具有一定的安全度的。而且在管径选择时，其理论管径（计算管径）被与之最接近且不小于它的标准管径所代替。因此，各水力单元实际过水能力都比设计流量大，对其应进行综合评价，同时要检查非设计流量条件下水力单元内水流的连续性。对于设计流量条件下系统能否保证其相应机能，我们曾将协调工作状态下各水力单元作为一个整体研究过。为了保证水力单元内水流的连续性，应充分注意水力单元内部结构关系，同时检查是否具有足够的缓冲设施容量。当在水力单元中频繁使用水泵或阀门的 ON-OFF 开关进行控制或单元内流量变化幅度较大时，其实际过水能力应大大超过设定的系统容量。因此，为了协调系统机能，所需设置缓冲设施的容量就比较大。

4.过渡现象研究

管道系统主要作用是输水，其调蓄容量很小，因此常在很短的时间内出现流态不稳定现象，为了控制管道内水流流量和流态变化，就需改变其边界条件（如水泵的运行状况、阀门开启度等），此时管内水流速度也将随之变化。但水流达到一个新的水流状态之前，将会发生非常复杂的过渡现象，并以水击或波动等具体形式表现出来，同时它们也受管道系统本身特性和流量变动条件的约束。前者根据振动周期，后者根据操作时间（阀门启闭时间或水泵惯性矩作用下水流停止时间）基本上都可以判断出。在不同的条件下，过渡现象的表现形式也不一样。

在水流状态过渡期内将出现以下问题：产生最大压力管段和接头的安全性受到威胁、调节槽溢水；而最小压力发生则可能导致水柱分离、管体压屈和管内水流掺气。对于上述问题，我们应该进行深入研究。而过渡时间长短则主要与摩阻产生的能耗有关，有必要在相应方面对其进行研究分析。

2.8 管道系统设计总结

为了保证系统设计的连续性和整体协调性，有必要对管道系统设计成果进行审查。

〔说明〕

1.总结的目的及所需资料

我们总结的目的是为了在总体上掌握管道系统设计，从实际操作、管理等方面对其进行研究分析，使系统设计进一步得到完善，也即通过设计合理性判别、明确管理组织构成和管理形式，对设计进行必要的调整，最终确定设计成果。这一阶段所用资料主要为有关图表，因此也称作图上仿真或室内仿真。系统设计和设施设计不同阶段，所需资料也略有不同，但主要是从系统取水口到配水管道入口自由水面（旱田灌溉为田间蓄水池）之间干管部分水力纵断面图，当输水管道系统和配水管道系统由封闭式管道连接时，水力纵断面图应延长到田间给水栓。

在水力纵断面图上要记入以下内容，如果有可能，最好画在一起。

1.1 系统设计

以管轴纵断面为中心分别标上管道类型、管长、管径、厂房（机组台数、装机容量）、进水池、配水槽、减压槽、田间蓄水池、调节池大小、阀门控制范围。同时还应标上各种控制阀（分水阀、减压阀）等在实际管理中平常所使用的机器及其操作频率。最后在上述设施概况图上还要记入下述各水力因素，并画上压力水头线。

①设计流量条件下各管段流量、分水量和压力水头线。

②管道系统输水停止时压力水头线、在水泵直接输水方式下部分，水泵开启运行和停止运行时压力水头线。

③管道系统上下游每两个相邻自由水面区间内，高程最低处分水工程管轴高度水平线。

1.2 设施设计

在系统设计设施概况纵断面图中，标入排泥阀、空气阀和闸阀的位置及主要性能，同时在该图上还应记入以下有关内容。

①设计流量条件下压力水头线、非设计流量或不同取水地点条件下压力水头线。

②各闸阀之间管道内贮蓄水量。

此外还应考虑以下因素：

①非设计流量；②水源取水受限制时各分水工程处分水量；③某区域用水集中时的流量分配表和各分水工程处分水量；④设置有水泵的系统中，水泵起动所需时间、停止所需时间和水泵特性曲线等有关资料；⑤取水口闸门等的控制方式和水力特性，各种控制阀的开启度～流量关系曲线、分水阀的开启度～流量关系曲线。

2.内容及有关注意事项

2.1　管道系统设计要点

管道系统设计时，在从设计流量水流状态到输配水停止或与此相反的过程中，对系统内是否发生异常情况、能否通过所制定的有关体制加以处理及需要哪个位置哪些方面的信息资料等所有这些，应按下述方法、参考有关注意事项依次进行研究分析。

①对于需求主导型管道系统，水流从静止状态通过用户打开给水栓而开始流动。从给水栓到取水口这一流动状态传播过程可通过田间蓄水池或减压水槽水位变化在图上表示出来。这时阀门处流量在操作时间内，随时间按比例增大，压力波传播到上游水槽所需时间可由管路长除以管路中压力波传播速度可得到。在知道传播时间后，对于水源即可采用相应的操作方式。例如：在什么情况可以进行手工操作，什么情况下采用自动操作方式，什么情况下需要增加水槽蓄水量使压力波传播时间滞后等。在设置于管路中的减压水槽等水位计算过程中，流入水槽的水量是通过入口处阀门的开启度来控制的。

水流从设计流量输水状态到停止状态这一过程的考虑方法与上述相同。

②对于供给主导型管道系统，一般先对水源进行操作，然后再对各分水工程操作，其考虑内容和方法与①相同。但要注意把握以下几个方面：在分水工程处进行用水预测，期望供水方式、处理方法和所需调节时间，指令的传达及所需时间，对于开敞式管道系统，指令下达和实际操作有一个滞后时间（需要时间），为此，有必要对安全泄流泄水口进行研究分析。

③从①、②中可知管理者通过有关计算可以求得所需滞后时间，因而有必要对水槽容量或配水田块面积重新进行评估，通过改变上述各影响因素，针对①、②两方面重新进行研究，最终得到设计合理的有关设施。

④管道系统水力纵断面图上输配水停止时的压力水头线是在各分水工程阀门完全关闭条件下得到的。如果水源因事故（如水泵发生故障、停电等）停止输水，而这时系统最低处分水工程的阀门却没有关闭，则水力纵断面图上水平线以上的管道将变空。当系统再次运行时，必须首先对管道充水，这将需要很多劳力和时间。为此，在系统停止输水时，应使干线系统管道水分保持充盈状态。

2.2　设施设计的要点

在系统设计时，为了协调开始输水和输水停止时管内水流状态过渡所需时间，则需对水槽大小加以改变。这样，在设施设计阶段，要对管道流量小于设计流量和管道开始充水时管内水流状态及其变化进行研究。

①在管道充水之前，应对管内沉积泥沙和垃圾加以清除。清除工作需要使用排泥阀（排泥工程）。因此，要特别注意在排泥工程下游附近是否设有控制阀。根据水力纵断面图，对清污区间及所需清污水量进行分析。清污水量是由清污区间注水方法和排泥工程下

游排水方式等决定的。

②管道充水时充水区间由投入人数和水源供水能力等决定，同时要确定控制阀、空气阀、排泥阀检查、分水阀检查等所需时间和工作顺序。充水时间可根据管内容积进行确定。分水阀、排泥阀关闭时间要在与给水操作协调的基础上确定。最后还要选择空气阀的工作方式等。

③对于小于设计流量的管道流量，应根据水力断面决定阀门开启度。对于某些型式的阀门，从开启度和特性关系来看，1%的开启度差别将产生较大阻抗值差别，引起流量大幅度变化，因此，有必要提高阀门开启度方面的精度。如果提高阀门精度有一定困难，则需改变阀门型式。

④有时，一些分水工程型式不具有流量控制功能。例如在田间蓄水池入口处只设置浮球阀时，由于阀门开启度受田间蓄水池水位控制，因而不能对流量进行控制。基于这种情况，有时需要考虑水源对需水的满足程度。

⑤在取水受到限制情况下，不同时期由于管道水流流态变化，需要考虑减压阀和取水口闸门启闭频率，水源处水泵装置 ON-OFF 开关操作频率等。

2.3 设计总结

管道系统设计时，多数是按代表年分配管道系统各部分工作任务的。因此，需要用水力单元对管道系统进行划分，按各水力单元水力性能和基本任务进行管道系统结构设计。但应注意的是，水力单元划分不应与系统整体管理方式发生矛盾。

第三章　水力分析计算

3.1　稳定的水力现象分析

输配水管道系统稳定水力现象分析是通过考虑管道实际状况，选取适当的水力计算公式进行的，其目的是求得计划用水流量条件下，满足流速要求的管径和输水压力。

〔说明〕

1.一般事项

设计流量条件下管道直径可以通过稳定水力现象分析求得。设计的管径在通过所需流量时应满足适宜流速要求，所采用的水力计算公式要根据其适用条件加以选择。

2.允许设计流速

在管道流量设计时，所采用最大平均流速不应对管道内壁产生摩损。一般来说，最大平均流速随着管道内壁状况及接头抗渗性的不同而有所不同，混凝土管一般为 3m／s，其它类型管道一般为 5m／s。最大平均流速即使满足上述要求，当水力单元内平均流速较大时，由于阀门等有关设施启闭，有时也会引起较大的压力变动，应予以重视。而与管道系统没有直接关系的泄水口和溢流口等，其允许最大流速则不受这一限制。

为了防止水中悬浮泥沙等在管道内沉淀，在设计流量条件下，管内最小流速不应低于 0.3m／s。当配水管兼有病虫防治和施肥任务时，其最小流速不应低于 0.6m／s。对于输送泥浆的管道，其允许设计流速要另外考虑。

由于管内流速与水头损失有一定关系，直接影响到管道的经济性。所以在选定设计流速时，不能只考虑线路条件、使用管道类型、管径和输水线路形式等因素，原则上应根据输配水方式，按照下述方法确定。

2.1　自压式管道

如果能够充分利用地形落差进行输水，使管内流速尽可能大，那么所需管道直径就会更小，也最为经济。因此，对于自压式管道系统，其管道直径主要决定于各种水力条件，在设计时只需满足适宜流速要求即可。允许最大流速主要用来审核水力单元内局部区间流速。系统设计时，一般希望水力单元内最大平均流速不高于 2.0m／s。当采用较大流速时，应对管道倾斜部位水流惯性作用力和弯曲部位水流轴向推力进行分析。在进行下游阀门操作时，对水击压强要采取相应的防护措施。

2.2　水泵压送式管道

一般将水泵进水侧最低水位和出水侧最高水位之差作为水泵扬程。而管道内水流流速与水泵扬程之间组合则复杂多样。

与自压式管道相同，管道直径越小，管道费用就越低，管道直径变小，则输水阻力增大，水头损失也随之增大，所需水泵扬程也就越大，工程设备费和运行管理费越高；相反，管道直径越大，水泵方面的费用就越低，但管道方面费用就越大。因此设计时，应认真考虑它们之间的关系，在设计流量条件下，使管道和水泵两方面费用之和最小。管道设计时，一般可采用表-3.1-1 中所给流速值。

表-3.1-1　水泵压送式管道平均流速

管径（mm）	平均流速（m／s）
75～150	0.7～1.0
200～400	0.9～1.6
450～800	1.2～1.8
900～1500	1.3～2.0
1600～3000	1.4～2.5

3.水力计算

管道系统水头及有关水头损失可按下述公式计算。

3.1　沿程水头损失

沿程水头损失计算公式为：

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \qquad (3.1-1)$$

式中　h_f——管道沿程水头损失（m）；

g——重力加速度，$g=9.80m/s^2$；

D——管道直径（m）；

V——管道平均流速（m／s）；

f——管道摩阻系数；

L——管道长度（m）。

管道摩阻系数 f 一般与雷诺数 Re（Re＝VD／r，其中 r 为运动粘滞系数，m^2/s）和相对糙率 k／D 有关，这里，k 为管道内壁绝对糙率（也称糙率）。从理论上讲，应对由管材、管径、水流粘滞系数和流速所决定的 f 值进行较为精确的分析，但其分析方法比较复杂且在实际计算中应用不便。为此，人们在很久以前就进行了许多实验，根据实验资料提出了许多平均流速经验计算公式并在实践中加以应用。其中最常用的公式有曼宁（manning）公式和哈森·威廉斯（Hzen-Williams）公式。曼宁公式对于雷诺数大、相对糙率较大的粗糙区水流具有良好的计算精度；哈森·威廉斯公式则适用于粗糙和光滑过渡区水流，而多数情况下管道系统设计条件（管材、管径和设计流速）都属于这一区域。哈森·威廉斯公式是通过上、下水管道实验提出的，随后又积累了大量的实测资料，在输水管道系统中得到了广泛应用。

一般情况下，明确区分上述两公式适用范围比较困难。曼宁公式中糙率 n 和哈森·威廉斯公式中流速系数 C 的给定方法不一样，两者的适用范围也将不同。但无论使用哪一个公式，都存在着这样一个领域，使计算结果误差缩小到百分之几。

本设计规范在对上述问题研究分析的基础上，原则上使用适用范围较广的哈森·威廉斯公式。对于旧管等部分管种类型，从理论上讲曼宁公式较为适用，但从管道系统整体出发，在同一管道系统中根据不同管种类型使用不同公式进行水力计算是不合适的。因此，除特殊情况外，一般情况下，管道系统水力计算最好使用哈森·威廉斯公式。

对于明渠系统中渡槽，倒虹吸管等，由于它们在明渠系统中，其水力计算原则上应采用曼宁公式

3.1.1 哈森·威廉斯公式

$$V = 0.849C \cdot R^{0.63} \cdot I^{0.54} \qquad (3.1-2)$$

式中 V——平均流速（m／s）；

C——流速系数（根据《土地改良工程规划设计规范》"渠系工程"设计之一；参考表-3.1-3-参 1）；

R——水力半径（m）；

I——水力坡降。

表-3.1.3-参 1 流速系数 C 的值

管道（内壁状况）	流速系数（C）		
	最大值	最小值	标准值
铸铁管（没有涂漆）	150	80	100
钢管（没有涂漆）	150	90	100
煤沥青涂层管（铸铁）	145	80	100
焦油环氧树指涂层管（钢）*			
φ800 以上	–	–	130
φ700～600	–	–	120
φ500～350	–	–	110
φ300 以下	–	–	100
水泥砂浆涂层管（钢、铸铁）	150	120	130
离心式钢筋混凝土管	140	120	130
预应力混凝土管	140	120	130
硬聚氯乙烯管**	160	140	150
硬聚乙烯管**	170	130	150
玻璃钢复合管**	160	–	150

（注）*涂层方法按照 JWWA-115-1974，一般要求涂层厚在 0.5mm 以上，对公称直径小于 800 的焦油环氧树脂涂层管，在对现场焊接区不进行内面涂层时采用本表的值。但在对现场焊接区的内部深层进行充分管理的条件下，可采用值 C＝130。

**对公称直径小于 150 的管道，C 值取 140。

对于圆形管，可由式（3.1-2）推导出下列计算公式（初步计算可参考附图-1）；

$$V = 0.355C \cdot D^{0.63} \cdot I^{0.54} \qquad (3.1-3a)$$

$$Q = 0.279C \cdot D^{2.63} \cdot I^{0.54} \qquad (3.1-3b)$$

$$D = 1.626C^{-0.38} \cdot Q^{0.38} \cdot I^{-0.21} \qquad (3.1-3c)$$

$$I = h_f / L = 10.67C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85} \qquad (3.1-3d)$$

式中　D——管道直径（m）；

h_f——管道沿程水头损失(m)；

Q——流量（m^3/s）；

L——管道长度（m）。

由式（3.1-1）可得：

$$f = h_f / \left(\frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}\right) \qquad (3.1-4)$$

由式（3.1-4）和（3.1-3a）可得到哈森·威廉斯公式中摩阻损失系数 f：

$$f = \frac{133.7}{C^{1.85} \cdot D^{0.167} \cdot V^{0.148}} \qquad (3.1-5)$$

〔说明 3-3.1 参考内容〕

平均流速计算公式的特点和适用条件

当不能判别水流状况（指属于光滑区还是粗糙区等）或需要进行特别的分析研究时，可以通过其它途径进行。

1.摩阻损失系数 f 的理论计算公式

式（3.1-1）中摩阻损失系数 f 的大小随水流状态和内壁糙率不同而有所不同，表-3.1-3-参 2 列出了各种情况下 f 的理论计算公式。

表-3.1.3-参 2　摩阻损失系数的理论公式

水流	$Re = \frac{V \cdot D}{v}$	光滑管道	粗糙管道
层流	$Re < 2100$	$f = \frac{64}{Re}$	
紊流	$Re > 2100$	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.0\log_{10}(Re\sqrt{f}) - 0.8$	Ⓐ $\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.0\log_{10}\left(\frac{D}{2k}\right) + 1.74$
		Ⓑ 光滑与粗糙过渡区 $\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.74 - 2.0\log_{10}\left(\frac{2k}{D} + \frac{18.7}{Re\sqrt{f}}\right)$	

从表-3.1.3-参 2 中可以看出：①在层流区，f 只与雷诺数 Re 有关；②在紊流水力光滑区，f 与相对粗糙率 k／D 无关，而只与雷诺数 Re 有关；③当 Re 增大到紊流水力粗糙区时，f 与 Re 无关，而仅与 k／D 有关；④在水力光滑区与水力粗糙区之间，有一水力过渡区，在粗糙区边界处时，f 计算公式可表示为：

$$Re \cdot \sqrt{f}\frac{k}{D} = 200 \qquad (3.1.3-参1)$$

管道系统设计中，当水流流态属于③～④区域时，用表-3.1.3-参 2 中Ⓐ 或Ⓑ 公式便可求出 f 值。图-3.1.3-参 1 为包含这些计算公式的穆迪图。

2.层流底层及管壁特性

紊流的流速分布遵循普朗特尔——卡尔曼（prandtl-karman）对数分布规律。在紊流区和管壁之间存在一层极薄的层流，我们称之为层流底层。根据椿・荒木的理论，层流底层厚度 δ_L 由式 3.1.3-参 2 计算出

$$\delta_L = 11.6\gamma / \mu_* \qquad (3.1.3-参2)$$

式中 γ 为运动粘滞系数，μ_*为摩阻流速

管壁的水力学特性是由层流底层厚度和绝对粗糙度 k 的关系决定的。

①$k < \delta_L$ 时，管壁粗糙度被层流底层所覆盖，管道属于水力光滑管。

②$k >> \delta_L$ 时，管壁表面的层流底层完全被管壁粗糙度所破坏，水流的粘性不再起作用；这时的管道属于水力粗糙管。

③介于上述两者之间时，为 k 与 δ_L 都发生作用的光滑与粗糙过渡区。

参考文献

椿・荒木：水力学讲义上卷（森北出版）PP.121-122，(1985)

3.平均流速计算公式比较

对于哈森・威廉斯公式（3.1.5）中的摩阻损失系数 f，可用式（3.1.3-参 3）计算。

$$f = \frac{133.7}{C^{1.85} \cdot D^{0.167} \cdot \gamma^{0.148}}$$

$$= \frac{133.7}{C^{1.85} \cdot Re^{0.148} \cdot D^{0.019} \cdot \gamma^{0.148}}$$

$$\approx \frac{133.7}{C^{1.85} \cdot Re^{0.148} \cdot \gamma^{0.148}} \qquad (3.1.3-参3)$$

式中含有雷诺数，f 随流速和管径变化而变化。与穆迪图相对照，式（3.1.3-参 3）相当于图-3.1.3-参 1 的单点划线。从图中可知式（3.1.3-参 3）与Ⓑ 基本接近，且其流速系数 C 的适用范围上限可到 100。

对于曼宁公式 $V = 1/nR^{2/3} \cdot I^{1/2}$ 中的 f，由式（3.1.1）可得

$$f = \frac{8g \cdot n^2}{R^{1/3}} = \frac{124.5n^2}{D^{1/3}} = 124.5\,(n \cdot D^{-1/6})^2 \qquad (3.1.3-参4)$$

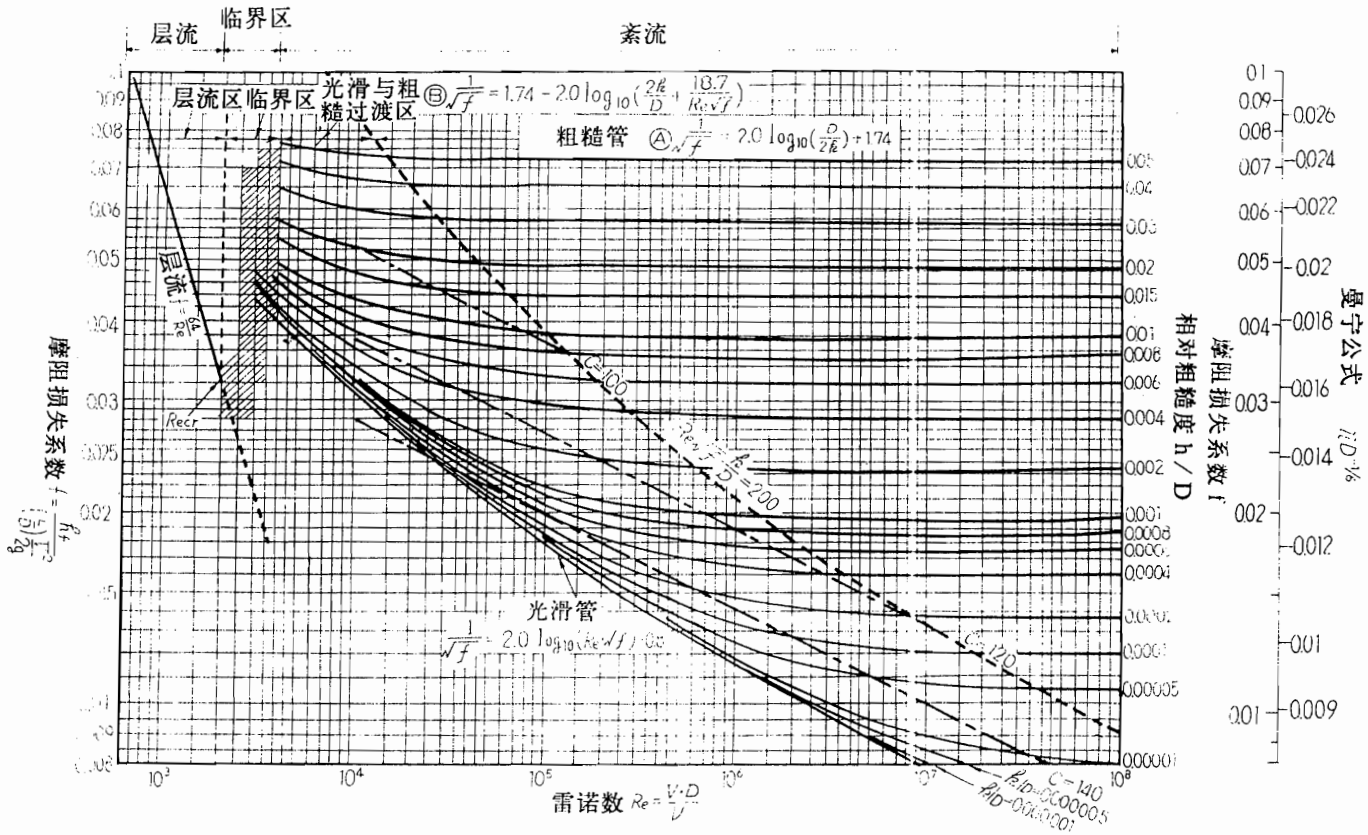

层流
临界区
紊流
层流区
临界区
光滑与粗糙过渡区
Ⓑ $\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.74 - 2.0\log_{10}\left(\frac{2k}{D} + \frac{18.7}{Re\sqrt{f}}\right)$
粗糙管 Ⓐ $\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.0\log_{10}\left(\frac{D}{2k}\right) + 1.74$
层流 $f = \frac{64}{Re}$
Re_{cr}
C=100
C=120
C=140
光滑管
$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.0\log_{10}(Re\sqrt{f}) - 0.8$
摩阻损失系数 $f = \frac{h_f}{\left(\frac{l}{d}\right)\frac{V^2}{2g}}$
雷诺数 $Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$
相对粗糙度 h / D
摩阻损失系数 f
曼宁公式 $f = D^{-1/6}$

图-3.1.3-参 1 穆迪图

其中糙率 n 与管内壁特性有关。当管内壁特性确定以后，糙率 η 也就确定了，从式（3.1.3-参 4）也可得出 f 与水流状态无关，是一个定值。与穆迪图相比较，它对应于图-3.1.3-参 1 中 $n \cdot D^{-1/6}$ 刻度尺。从图中可以看出 f 与雷诺数 Re 无关（f 线与横轴平行），具有与Ⓐ 式类似的特性。

上述平均流速计算公式中的 C 和 n，一般情况下，可根据内壁表面粗糙程度，在计算中作为定值使用，但这些系数并不象 k 那样表示内表面绝对粗糙度。在有一定精度要求的情况下，应根据流速等设计条件对它们加以修正。

从图-3.1.3-参 1 中可以明显看出，对于水流充分紊流状态的粗糙管，即Ⓐ 区域，如果 n 值选择合适，应用曼宁公式计算可以达到很高的计算精度。与此相反，如果此时应用哈森・威廉斯公式，则会产生较大的计算误差。

对适宜于Ⓑ 式的紊流过渡区（图-3.1.3-参 1 中Ⓑ 区域），由于曼宁公式与雷诺数变化无关，所以在这一区域不宜用曼宁公式计算；但哈森・威廉斯公式在这一区域却具有较高的计算精度。

图-3.1.3-参 2 为光滑与粗糙过渡区和粗糙紊流区的分界限图，所使用的代表性管材的绝对粗糙度 k，从中可以看出，除有明显水锈的钢管和铸铁管外，一般宜采用哈森・威廉斯公式，而不宜采用曼宁公式。

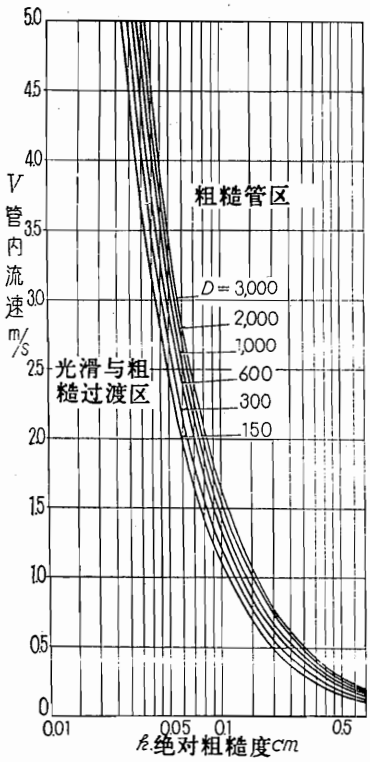


图-3.1.3-参 2　光滑与粗糙过渡区和粗糙管区边界

从完全紊流区到过渡区之间变化区域，有部分渐变段，在这一渐变段内，上述两个计算公式都不适用，对此需要进行较为细致的研究分析。对 n、C 及 k 由于目前还有直接测定方法，从应用角度讲，一

般使用根据实验资料得到的经验计算公式。

4.平均流速计算公式适用范围

在水力完全粗糙区边界上，式（3.1.3-参 1）比较适用，根据该式和表-3.1.3-参 2 中的公式Ⓐ 可以求得不同管径 D 和管内壁绝对粗糙度 k 组合情况下，满宁公式可应用于紊流完全粗糙区的最小流速（过渡区与完全粗糙的界限），其结果如图-3.1.3-参 2 所示。这时，水的运动粘滞系数采用 $1.0\times10^{-6}m^2/s$。

表-3.1.3-参 3　管道绝对绝糙度 k

管种 \ 管道状态	光滑	一般	粗糙
硬聚氯乙烯管	0.003	0.03	0.06
玻璃钢复合管	0	0.003	0.14
混凝土管（表面加工良好）	0.1	0.2	0.45
水泥砂浆涂层管	0.15	0.3	0.6
涂层钢管	0.03	0.06	0.15
焊接钢管（没有涂层）	0.4	1.5	3
沥青涂层铸铁管	0.1	0.13	0.2
铸铁管（没有涂层）	0.5	1.5	3

注：本表中 k 值为可列布洛克·怀特式中的值，并不表示管道内表面的凸凹性。

表-3.1.3-参 4　水的运动粘滞系数

温度（℃）	0	5	10	15	20
运动粘滞系数	1.78×10^{-6}	1.52×10^{-6}	1.31×10^{-6}	1.14×10^{-6}	1.01×10^{-6}

3.2　各种水头损失

管道系统水力设计过程中，除沿程水头损失外，还必须根据设计条件考虑下述各种水头损失：

有关入流、出流及过滤水头损失计算详见《土地改良工程规划设计规范》"渠系工程"设计（之一）。当管道较长时，前述局部水头损失与沿程水头损失比较，相对很小，可以忽略不计。

入流水头损失	弯曲及屈折水头损失
出流水头损失	分流水头损失
汇流水头损失	过滤水头损失
阀门水头损失	断面变化水头损失

3.2.1　弯曲及屈折水头损失

1.弯曲水头损失

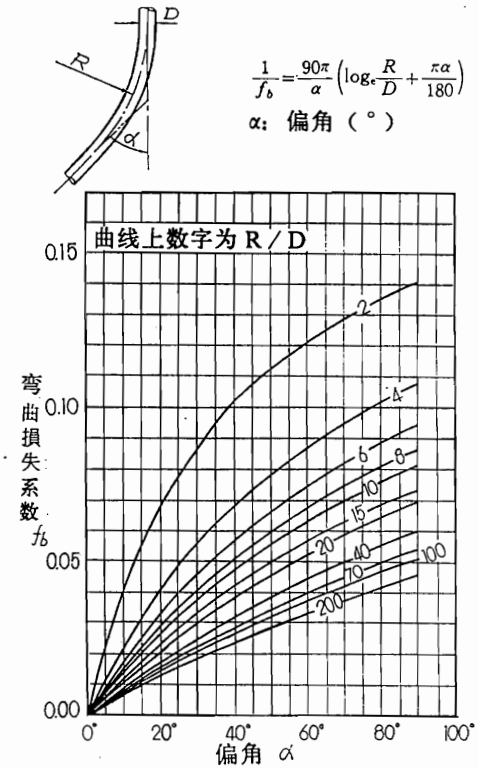
$$h_b = f_b \cdot V^2 / 2g \qquad (3.1-6)$$

式中：h_b 为弯曲水头损失；V 为管内流速（m／s）；f_b 为由 R／D（曲率半径与管径之比）和偏角（α°）所决定的损失系数，（参考图-3.1-1）。当图中没有 R／D 时，可取与之最接近的值。为了减小水头损失，原则上要求 R／D 的值在 4.0 以上。

2.屈折水头损失

$$h_{be} = f_{be} \cdot V^2 / 2g \qquad (3.1-7)$$

式中：h_{be} 为屈折水头损失；V 为管内流速；f_{be} 是由雷诺数和偏角（α）决定的水头损失系数（见图-3.1-2）。



(注) R／D 取最接近的值

图-3.1-1　由 R／D 和 α 决定的弯曲损失系数

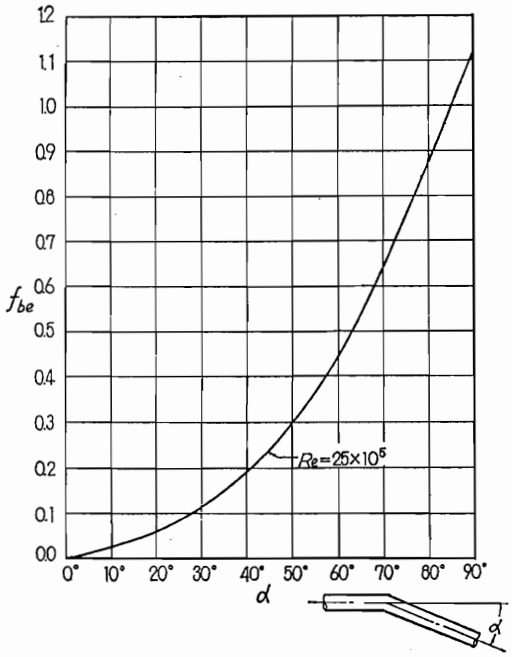
3.2.2　断面变化水头损失

1.渐扩水头损失

这种情况下水头损失计算公式为吉普逊（Gibson）式：

$$h_{ge} = f_{ge} \cdot \frac{(V_1 - V_1)^2}{2g} \qquad (3.1-8)$$

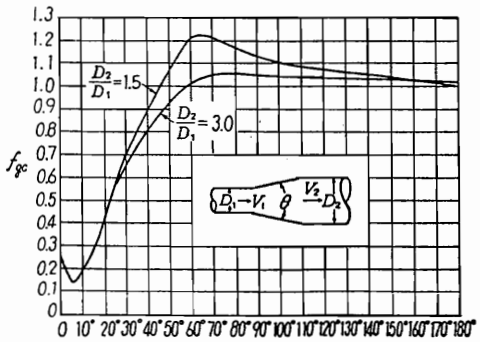
式中：h_{ge} 为渐扩水头损失；f_{ge} 为渐扩水头损失系数（参考图-3.1-3）（$\theta = 7.5° \sim 35°$ 时，可采用 $f_{ge} = 0.11\theta^{1.22}$）；$V_1$ 为渐扩段前流速（m／s）；V_2 为渐扩段后流速（m／s）。



（注）：以 $Re=25\times10^5$ 作为标准

图-3.1-2　屈折损失系数 f_{be}

f_{ge} 的大小由渐扩角 θ 决定。当 $\theta>8\sim10°$ 时，流线脱离周围管壁而形成涡流，f_{ge} 的值急剧增大。为此，一般情况下，应使 θ 值小于 8°。



（注）D_1，D_2 为渐扩前段前后口径

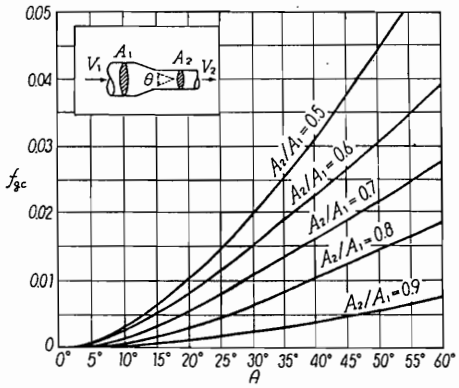
（D_2/D_1 在图中找不到时，取与之相近的小值）

图-3.1-3　渐扩损失系数 f_{ge}（吉普逊实验值）

2.渐缩段水头损失

$$h_{gc} = f_{gc} \cdot \frac{V_2^2}{2g} \qquad (3.1-9)$$

式中：h_{gc} 为管道渐缩段水头损失；V_2 为渐缩段后水流流速（m／s）；f_{gc} 为渐缩段水头损失系数（参考图-3.1-4）。



(注) A_1，A_2 为渐缩前后管道断面面积，

（当 A_1／A_2 在图中找不到时，取与之接近的小值）。

图-3.1-4　渐缩损失系数（来源于 Gardel）

3.2.3　直角分流水头损失

直角分流水头损失采用 Gardel 式计算：

$$\begin{cases} H_\alpha - H_\beta = f_\beta \cdot \dfrac{V_\alpha^2}{2g} \\ H_\alpha - H_\gamma = f_\gamma \cdot \dfrac{V_\alpha^2}{2g} \end{cases} \qquad (3.1-10)$$

式中：H_α——管 α 的动水位（位置水头+压力水头）（m）；

H_β——管 β 的动水位（位置水头+压力水头）（m）；

H_γ——管 γ 的动水位（位置水头+压力水头）（m）；

f_β——向管 β 分流的损失系数；

f_γ——向管 γ 分流的损失系数；

V_α——分流前管 α 内水流流速（m／s）。

损失系数 f_β 和 f_γ 由式（3.1-11）求得

$$
\begin{cases}
f_\beta = 0.95\ (1-q\beta)^2 + q_\beta^2\ (1.3\cot\frac{\theta}{2} - 0.3 + \frac{0.4-0.1\varphi}{\varphi^2})\ \ (1-0.9\sqrt{\rho/\varphi}) \\
+0.4\ (1+\frac{1}{\varphi})\cot\frac{\theta}{2}\ (1-q_\beta)\ q_\beta \\
f_\gamma = 0.58q_\beta^2 - 0.26q_\beta + 0.03
\end{cases}
\tag{3.1-11}
$$

式中：θ——原管与分支管的交角（°）；

φ——分支管与原管断面面积比（A_β / A_α）；

ρ——原管与支管连接部位倒角半径和原管管径之比（γ / D）；

q_β——支管与原管流量比（Q_β / Q_α），且 $q_\beta > 0$

一般管道系统分流采用 T 字形管直角分流。当 $\theta = 90°$、$\rho = 0.05$ 时，f_γ 和 f_β 有关数值可参考图-3.1-5 和表-3.1-2

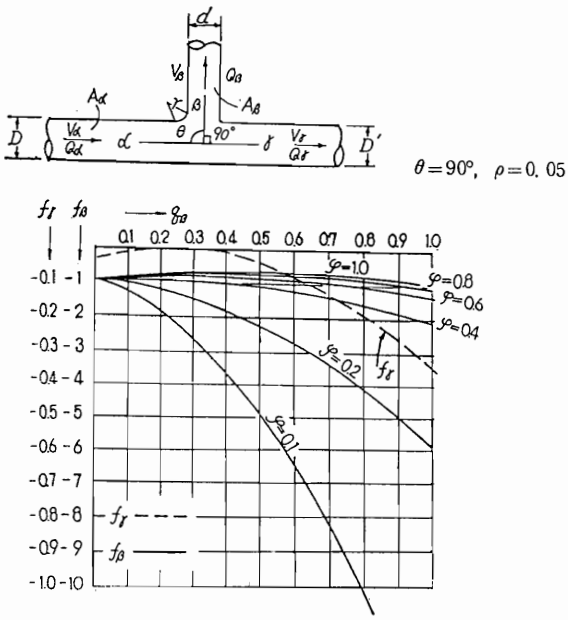


图-3.1-5　直角分水损失系数

表-3.1-2　f_γ、f_β 的值（$\theta = 90°$、$\rho = 0.05$）

f_γ 的值										
q_β	0	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
f_γ	−0.03	−0.01	−0.001	−0.004	−0.019	−0.045	−0.083	−0.132	−0.266	−0.350

f_β 的值											
φ \ q_β	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.1	−0.95	−1.31	−1.90	−2.70	−3.74	−4.99	−6.47	−8.17	−10.1	−12.2	−14.6
0.2	−0.95	−1.04	−1.22	−1.49	−1.84	−2.28	−2.81	−3.42	−4.12	−4.91	−5.78
0.4	−0.95	−0.918	−0.920	0.959	−1.03	−1.14	−1.28	−1.46	−1.67	−1.93	−2.21
0.6	−0.95	−0.880	−0.837	−0.821	−0.829	−0.866	−0.928	−1.02	−1.13	−1.28	−1.44
0.8	−0.95	−0.863	−0.798	−0.759	−0.774	−0.753	−0.786	−0.844	−0.925	−1.03	−1.16
1.0	−0.95	−0.852	0.778	−0.728	−0.701	−0.698	−0.718	−0.764	−0.832	−0.925	−1.04

（注）有的管种不设原管与支管的倒角，一般来说其分水损失比其他水头损失小，所以对所有管种采用 $\rho=0.05$ 计算即可，在不能忽视的情况下，要按别的方法计算。

3.2.4 汇流水头损失

汇流水头损失也可用 Gardel 式计算。

$$\begin{cases} H_\alpha - H_\gamma = f_\alpha \cdot \dfrac{V_\gamma^2}{2g} \\ H_\beta - H_\gamma = f_\beta \cdot \dfrac{V_\gamma^2}{2g} \end{cases} \tag{3.1-12}$$

其中

$$\begin{cases} f_\alpha = -q_\beta^2 \left\{2.59 + (1.62-\sqrt{\rho}) \left(\dfrac{\cos\theta}{\varphi} - 1\right) - 0.624\varphi\right\} + q_\beta (1.94-\varphi) + 0.03 \\ f_\beta = -q_\beta^2 \left\{ (1.2-\sqrt{\rho}) - \left(\dfrac{\cos\theta}{\varphi} - 1\right) + 0.8\left(1-\dfrac{1}{\varphi^2}\right) - (1-\varphi)\dfrac{\cos\theta}{\varphi}\right\} \\ \qquad - (1+q_\beta)\left\{0.92 + q_\beta (2.92-\varphi)\right\} \end{cases} \tag{3.1-13}$$

式中：V_γ——管 γ 平均流速（汇流后的流速）（m／s）；

g——重力加速度（m／s^2）；

θ——原管与支管的交角；

φ——支管与原管断面面积比（A_β / A_α）；

ρ——原管与支管连接部位倒角半径 r 与原管管径 D 之比（γ／D）；

q_β——支管与原管流量比（$\theta_\beta / \theta_\gamma$），且 $q_\beta<0$。

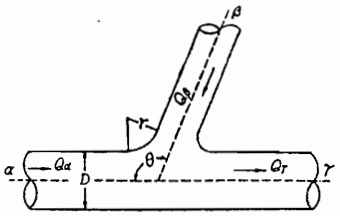


图-3.1-6 管路的汇流

3.2.5 阀门水头损失

在确定管道直径的水力计算中，原则上按阀门全开状态进行水头损失计算。这时，阀门的水头损失可按下式计算：

$$h_v = f_v \cdot \frac{V^2}{2g} \qquad (3.1-14)$$

式中：h_v 为阀门的水头损失（m）；f_v 为阀门损失系数（表-3.1-3）；V 为管内平均流速（m／s）。

表-3.1-3 阀门的损失系数

门阀，圆形管道（D＝610，762mm）								
S／D＝0.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
α／A＝0.95	0.10	0.23	0.36	0.48	0.60	0.71	0.81	0.89
f_v(D＝610mm)＝235	100	28	11	5.6	3.2	1.7	0.95	–
f_v(D＝762mm)＝333	111	23	9.4	5.2	3.1	1.9	1.13	0.60
（注）S：阀门开度　D：管径　α：开口面积　A：全开面积								

蝴蝶阀　（全开 θ＝0°，全闭 θ＝90°）												
θ°＝5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	60	70	90
α／A＝0.91	0.83	0.74	0.66	0.58	0.50	0.43	0.36	0.29	0.23	0.13	0.06	0.0
f_v(圆管)＝0.24	0.52	0.90	1.54	2.51	3.91	6.22	10.8	18.7	32.6	118	751	∞
（注）　α：开口面积，A：全开面积，θ：开度（°）												

（注）可以应用本表来研究阀门特性，但对蝴蝶阀当 θ＝0°及需要进行详细研究时，要参照厂家提供的有关特征值。

4.压力调整和气蚀

随着农业水利建设规模扩大，管道系统也逐渐向大口径、高水压方向发展。实际运行过程中，随满足流量要求外，许多情况下还要设置有关调压设施以满足压力方面的需要，为此，如何进行压力调整和防止气蚀成为一重要研究课题，这在初步设计水力计算阶段应加以注意。通常情况下一般采用阀门、孔口或喷嘴来进行压力调整。

这些装置进水侧口径急剧缩小，出水侧口径急剧扩大，通过扩大部分水流紊动来减小水流压力，此时，当水流通过这些装置时，调压装置局部流速增大，而当水流流出时，根据伯努利定理可知：水流压力将下降（图-3.1-7 所示）。但当压力降到水温相应汽化压力以下时，水就产生汽化现象并形成水汽空穴。我们称这一现象为气蚀现象。由汽化产生的气穴在由低压区向高压区移动时，低压气泡迅速溃灭，低压气泡周围水以很大的速度向气

泡内部冲击，产生巨大的冲击力，在这种冲击下，水流产生很大的响声和振动。当低压气泡在管壁上溃灭或靠近管壁溃灭时，将通过点蚀使管壁受到剥蚀，损伤管壁。

如上所述，气蚀严重威胁着管道安全，因此，在系统设计时，应充分加以重视。

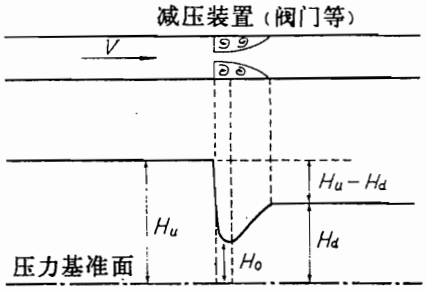


图-3.1-7　调压装置前后压力的分布

〔有关参考内容〕

1）气蚀指数

作为气蚀状态评价指标，目前使用的气蚀指数有多种。这些指数是以防止气蚀所需压力与产生气蚀所需压力差（或速度水头）之比来表示的，为无量纲数，通常使用的气蚀指数有以下几种定义：

$$\sigma=\frac{H_d-H_v}{H_u-H_d} \qquad (3.1.4-参1)$$

$$\sigma=\frac{H_d-H_v}{H_u+V^2/2g-H_d} \qquad (3.1.4-参2)$$

$$\sigma=\frac{H_d-H_v}{V_0^2/2g} \qquad (3.1.4-参3)$$

式中：H_u和H_d分别为入口压力水头和出口压力水头；H_v为相对大气压的水汽化压强（以水头表示）；g 为重力压速度；V 为管内平均流速；H_0为局部压力水头；V_0为局部水流流速。

气蚀发生是由局部压力条件决定的，所以在有关气蚀计算时多采用式（3.1.4-参 3）气蚀指数计算公式，但实际工作中，测定局部压力水头 H_0 及局部流速 V_0 较为困难，因此，对于阀门、孔口、喷嘴等局部损失较大的水流，其气蚀指数一般采用分母为压力水头减少量的公式（3.1.4-参-1）或式（3.1.4-参 2）。特别是当上述装置用了调节压力时，H_u-H_d 一般比动水压力 $V^2/2g$ 大得多，此时式（3.1.4 参 1）和式（3.1.4-参 2）的计算结果差别不大。因而，为了计算方更，目前人们已逐渐使用式（3.1.4-参 1）进行计算。在“Tullis”中可以找到计算实例。

2）气蚀按强度分类

Ball 和 Tullis 对在管道系统设置的压力调节装置（特别是象阀门、孔口或喷嘴等利用急剧扩大口径而产生水头损失的装置）中产生的气蚀，按强度大小进行分类。

按气蚀发出响声的不同，将气蚀分为：初生气蚀、临界气蚀和扼流气蚀。如图-3.1.4-参 1 所示。其中 σi、σc 和 σch 分别表示初生气蚀系数、临界气蚀系数和扼流气蚀系数。

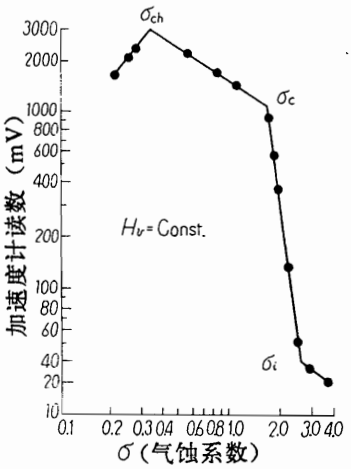


图-3.1.4-参 1　加速度计读数 σi、σc、σch 关系

（1）初生气蚀

初生气蚀为气蚀的初生状态，其响声为轻微且不连续的扑嗤声。通常将其作为气蚀设计的标准。特别是要绝对避免损伤和振动的重要设施，在设计时一般不希望初生气蚀发生。但是按照该标准进行设计时，很可能使设计结果过于保守。

（2）临界气蚀

临界气蚀声音低微而稳定连续，发出的声音象做荷包蛋时的声音，且周期较长。这时的气蚀不会发生任何损害且振动甚微。

（3）扼流气蚀（Choking　Cavitation）

当压力调节装置下游附近平均压力达到水的汽化压力，而上游压力不变时，此时，即使减小下游管内压力，其流量也不会增大。该状态即为扼流状态，当上游压力进一步增大或下游压力进一步减小时，气穴将进一步向下游移动，此状态也称作超气蚀状态。

气蚀强度在扼流状态时达到最大，并伴随有强烈的响声和振动，有可能对设施造成较大损伤。

当到达超气蚀状态时，气穴气泡将在下游管道部分溃灭，发出很大的响声，发生强烈振动损伤管道，为此，应对其加以重视。

3）设计时应注意的问题

①目前，有关管材和调压装置在初生气蚀状态受到损伤的资料还不多。为此，当设计要求绝对避免任何损伤时，应以不发生初生气蚀作为设计标准；但考虑到工程投资和效益时，一般以临界气蚀作为设计标准为有利。所有这些设计标准的选择一般根据设计者的判断而定。

②对于初生气蚀系数 σi 及临界气蚀系数 σc 存在着尺寸效应，也即某一管径（尺寸）下的实验数值不能用于其他管径（尺寸）上。

关于气蚀系数对孔口的尺寸效应，Tullis 及 Govindarajan 所著两文献中有详细论述。根据他们的观点，任意口径的 σi 或 σc 可以通过换算可得到。对于阀门，除口径的尺寸效应外，还压力（或流速）方

面的尺寸效应，根据 Tullis 理论，决定尺寸效应的参数随阀门的结构和型式的不同而不同，Tullis 针对阀门参数问题提出了若干种试行方案。

但是，阀门的结构、规格根据制造厂家不同而有所不同。为此，在对 σi 和 σc 进行换算时要慎重考虑。

当把考虑重点放在安全性方面时，目前一般希望对阀门等通过现场试验来确定 σi 和 σc。

4）气蚀的防治措施

为了防止气蚀，我们在选择所需阀门时，应根据气蚀系数来进行。当只有 1 个阀门且压力减小值不能满足要求，则应采取以下有效措施：

（1）阀门的多级配置

如图-3.1.4-参 2 所示，当阀门或孔口进行多级串联布置时，可通过多级减压将压力减小到所需压力值，进而避免气蚀发生。

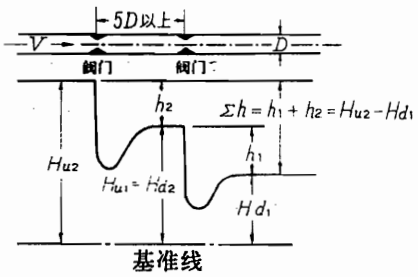


图-3.1.4-参 2　阀门的多级配置

（注）由于孔口不能适应流量变化，在用孔口代替上述阀门时，要进行充分研究。

在阀门串联布置时，其间隔应大于 5 倍管径，并且不能在前面阀门出流湍流处安装后面的阀门。在多级串联配置的阀门中，最多只允许配置一个自动控制阀门，且只能设置在最末端。如果引入多个自动控制阀门，则各自动阀门会互相干扰，发生危险。

（2）吸入空气

在气蚀部位吸入空气可是避免因气蚀而引起的损伤。当空气吸入量为流量的 20-30%（容各%）时，其效果较为显著。但该方法只适用于管道最末端开敞式田间管道。

（3）内壁涂覆盖层

对气蚀有较强抵抗能力的金属材料有：不锈钢、铝青铜等，高分子有机材料有：尼龙、酚醛树脂、橡胶等。因此，只要在受气蚀侵蚀的阀门内壁及阀门下游附近的管道内壁涂上这些材料，即可减轻气蚀破坏。但是这些材料与阀门及管道本身结合性能较差，容易剥落，所需维护费用高。

5）气蚀系数计算实例

对于孔口，当开启度 $\beta=0.4$，入口水头 $H_u=75.0$m，出口水头 Hd＝45.0m，水温为 20℃时，用公式（3.1.4-参 1）推求其气蚀系数，其中孔口初生气蚀系数 $\sigma_i=4.5\beta+0.5$，临界气蚀系数 $\sigma_c=3.3\beta$。

〔解〕

20℃时水的汽化压力绝对值为 0.0236kgf／cm²，换算成以大气压为标准的相对气压值为（0.0236-1.0336）kgf／cm²＝-1.010kgf／cm²。因此，20℃时水汽化压力水头为 $H_0=-10.10$m。

将已知的 H_u、H_d 及 Hv 代入式（3.1.4-参 1）得：

$$\sigma=\frac{H_d-H_v}{H_u-H_d}=\frac{45.0-(-0.10)}{75.0-45.0}=1.84 \qquad (3.1.4-参4)$$

也即管内孔口气蚀系数为 $\sigma=1.84$

根据已知条件可以求出初生气蚀系数 σ_i 和临界气蚀系数 σ_c：

$$\sigma_i=4.5\beta+0.5=4.5\times0.4+0.5=2.3 \qquad (3.1.4-参5)$$

$$\sigma_c=3.3\beta=3.3\times0.4=1.32 \qquad (3.1.4-参6)$$

通过式（3.1.4-参 4）、（3.1.4-参 5）和（3.1.4-参 6）可以看出 $\sigma_i>\sigma>\sigma_c$

因此，这一孔口将发生气蚀现象，且处于初生状态与临界状态之间，是一种声音低微且不连续的气蚀。

参考文献

①Tullis, J.P.,: Application of Cavitation Information for Design and Analysis of Closed Conduit Systems, Control of Flow in colsed Conduits Ed.By J.P. Tullis, Fort Collins., Colorado, pp. 417-449, (1971)

②Ball, J.W. J.P.Tullis and T.Stripling: Predictiong Cavitation in Sudden Enlargements, Jour. of Hydraulics Div., ASCE, Vol. 101, HY 7, pp. 857-870, (1975)

③Ball, J.W., and J.P.Tullis: Cavitation in Butterfly Valves, Jour. of Hydraulics Div., ASCE, Vol. 99. HY 9, pp. 1303-1318, (1973)

④Tullis, J.P., and R.Govindarajan: Cavitation and Size Scale Effects for Orifices, Jour. of Hydraulics Div., ASCE, Vol.99. HY 3, pp. 417-430, (1973)

⑤Tullis, J.P.: Cavitation Scale Effects for Valves, Jour of Hydraulics Div., ASCE, Vol. 99, HY 7, pp. 1109-1128, (1973)

5.等管径管道水力计算

图-3.1-8 为一包括弯曲管道和阀门的等管径（断面）管道系统。其上、下水面落差为 H，在水槽 A、B 之间伯努利定理可得：

$$Z_A+h_A+\frac{V_A^2}{2g}=Z_B+h_B+\frac{V_B^2}{2g}+（总水头损失）$$

因 V_A、V_B 与管内流速 V 相比较小，可以忽略不计，所以 $V_A^2/2g$、$V_B^2/2g$ 即可省略。如果 f_e 为入口损失系数，f_b 为弯曲段损失系数，f_v 为阀门水头损失系数，f_0 为出口处水头损失系数，f 为管道摩阻损失系数，L 为管道全长、D 为管道直径。那么有：

$$(Z_A+h_A)-(Z_B+h_B)=H$$

$$H=\left(f_e+\sum f_b+\sum f_v+f_0+f\cdot\frac{L}{D}\right)\frac{V^2}{2g} \qquad (3.1-15)$$

$$\theta=\frac{\pi}{4}D^2\cdot V \qquad (3.1-16)$$

根据式（3.1-15）和（3.1-16）可以得到管道系统有关计算公式。

当 $f_0=\alpha\approx1$ 时，有：

（流速）
$$V=\sqrt{\frac{2g\cdot H}{1+f_e+\sum f_b+\sum f_v+f\cdot\frac{L}{D}}} \qquad (3.1-17)$$

（流量）
$$Q=\frac{\pi}{4}D^2\cdot V=3.477D^2\sqrt{\frac{H}{1+f_e+\sum f_b+\sum f_v+f\cdot\frac{L}{D}}} \qquad (3.1-18)$$

（水头）
$$H=\frac{8}{\pi^2\cdot g}\left(1+f_e+\sum f_b+\sum f_v+f\cdot\frac{L}{D}\right)\frac{Q^2}{D^4}$$

$$=0.0827\left(1+f_e+\sum f_b+\sum f_v+f\cdot\frac{L}{D}\right)\frac{Q^2}{D^4} \qquad (3.1-19)$$

（管径）
$$D^5=\frac{8}{\pi^2\cdot g}\left[\left(1+f_e+\sum f_b+\sum f_v\right)D+f\cdot L\right]\frac{Q^2}{H}$$

$$D=0.6074\left\{\left[(1+f_e+\sum f_b+\sum f_v)D+f\cdot L\right]\frac{Q^2}{H}\right\}^{1/5} \qquad (3.1-20)$$

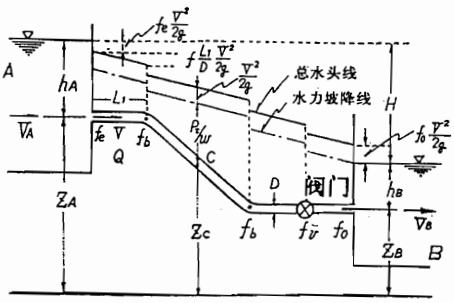


图-3.1-8　等断面管道

当下游末端无水槽而为自由出流时，H 则为上游水槽水面与管道末端出口处中心的高差。此时，若将出口速度水头考虑进去，将出口处水头损失变为$f_0 \cdot \frac{V^2}{2g}$，那么公式（3.1-17～20）同样成立。

6.变管径管道水力计算

图 3.1-19 为包含不同口径管道的变径管道系统。当断面扩大、缩小损失系数分别为 fw 和 fc 时，伯努利方程变为：

$$H=(f_e+f_1\cdot\frac{L_1}{D_1}+f_w)\frac{V_1^2}{2g}+f_2\cdot\frac{L_2}{D_2}\cdot\frac{V_2^2}{2g}$$

$$+(f_c+f_3\cdot\frac{L_3}{D_3}+f_0)\frac{V_3^2}{2g} \qquad (3.1-21)$$

$$Q=\frac{\pi}{4}D_1^2\cdot V_1=\frac{\pi}{4}D_2^2\cdot V_2=\frac{\pi}{4}D_3^2\cdot V_3$$

则有：

$$V_1=\sqrt{\frac{2gH}{(f_e+f_1\cdot\frac{L_1}{D_1}+f_w)+f_2\cdot\frac{L_2}{D_2}(\frac{D_1}{D_2})^4+(f_c+f_3\cdot\frac{L_3}{D_3}+f_0)(\frac{D_1}{D_3})^4}} \qquad (3.1-22)$$

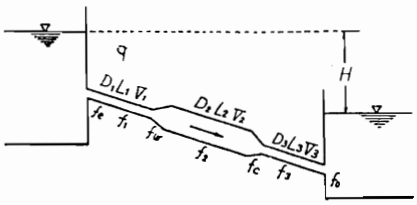


图-3.1-9 变径管道

而变径管道的平均流速可由式（3.1-23）求得：

$$V=\sum(A\cdot L\cdot V)/\sum(A\cdot L) \qquad (3.1-23)$$

式中：V 为管道平均流速（m／s）；L 为管道长度（m）；A 为管道断面面积（m^2）。

7.树枝状管网水力计算

树枝状管网水力计算的主要内容是：在给定的设计流量条件下，通过管道沿程水头损失和有关局部水头损失计算，来确定管道输水断面。但是对于配水管道系统由于分岔管、分水工程和给水栓等较多。所以可以通过对某一典型管段进行水力计算求出典型管道沿程水头和有关局部水头损失，并在此基础上进一步求得流速系数 C，然后根据流速系数 C 对整个配水管道系统进行水力计算。

在具有分岔点或分水工程较大的管道系统水力计算中，要特别注意流量分配情况。

8.环状管网水力计算

当输配水管道系统采用环状管网布置型式时，进行水力计算就不能象树状管道系统那样通过田间分水工程流量叠加来计算设计流量和管径。环状管网水力计算一般是先假定管径，然后计算流量，再求得满足管内流速、分水压力等条件的最小管道直径。因此，环状管网管径要经过多次试算才能确定，特别是当分水处的分水量或分水位置发生变化时，其管径要经过多次反复试算才能确定。

8.1　环状管网水力计算步骤及注意事项

在环状管网水力计算中应注意以下几点：

①划分节点时，对于输水管道可将其全部分水点作为节点；而对于配水管道，由于其分水点（给水栓）较多，此时，在不影响设计结果的条件下，可将几个分水点集中看作一个节点。各节点控制面积随管道系统规模等不同而有所不同，一般为 0.3～1.2ha。

②管网进水流量是根据用水计划确定的。输水管道控制面积较大时，其输水流量及各节点分水量最大值发生时间随灌溉作物不同而有所不同，在设计时应按各节点最大分水量进行试算。

③配水管道节点分水量随田间用水而发生很大变化。设计时，应针对水田耙田（整地）期和旱田各轮灌区，分别根据其所需水量和压力计算管道直径。

因环状管网管径要经过多次反复计算才能确定，计算工作量较大。所以在环状管网水力计算中，一般都使用计算机。

8.2　环状管网水力计算方法

环状管网水力计算方法大致可分为如下两种：

①流量法　在这种方法中，以哈迪-克罗斯（Hardy-Cross）法最为常用。

②水位法　上般都通过节点水头进行计算。

无论采用上述那一种计算方法，其计算结果都是一样的。所谓流量法，就是指通过水力平衡参数对流量加以修正，来达到系统压力平衡。流量法不能应于非环状管网管道水力计算。

水位法是先假定各节点压力，再推求管道流量的一种计算方法。该方法也同样适用于树枝状管道系统。因此，水位法是一种通用性强、应用范围广的计算方法。

8.2.1　哈迪——克罗斯（Hardy-Cross）法

哈迪——克罗斯法先假定环状管网各管道流量和流向，然后通过反复试算，求出各管道流量、流向及水头损失。

8.2.2　节点水头法

节点水头法先假定环状管网各管道交叉点（即节点）水头，然后将各节点间管道流量用节点动水头表示，在此基础上，根据管道流量应满足的节点条件，建立联立方程组，通

过对该方程组求解，得到管道流量、流向及节点水头。

9.多点注入式管道水力计算

对于多点注入式管道，由于有多个水源同时供水，为此在设计时应对如下各方面进行分析：

水源的水位（或有效水头）及供水量、分水点的位置及分水量、以及管径等相互影响，可产生完全不同的水力现象。具体表现为：水源水位下降、供给水量过剩、水流倒流、供给压力不足等。

9.1　水力分析中的注意事项

对于多点注入式管道，其水源类型不同，所研究的内容也不同。在设计时，一般应注意以下几点：

①从河流中自然取水　对于这种取水方式，主要研究因河流流量变化而引起的水位变化，和防止水流掺气、输水压力不足等。

②从蓄水池等进行定水位取水　为了使取水位保持一定，通常采用出水槽进行调节。这时要研究蓄水池水位不变时，其他水源供水的变化情况。由于在这种情况下可能会出现供水过剩现象，因此要防止水流流速过大（超过容许流速）和田间供水压力不足等现象发生。

③由水泵等进行压送输水　利用水泵进行多点供水时，要在考虑所需水泵装机和水泵特性的基础上，确定水泵的设计扬程和设计流量。

④从水泵提水式配水槽取水　对于这种情况，其取水量受到一定限制，研究内容与河流自然取水相同。

9.2　水力计算方法

多点注入式管道水力计算，无论是对于环状管网还是树枝状管网，当水源水位作为已知时，其供水量则为未知；相反，当供水量作为已知时，水位则为未知。因此，多点注入式管道水力计算边界条件选定较为困难，需要进行深入研究。

所使用的计算方法一般随管线布置型式的不同而不同。对于环状管网，采用本章第1节的《8. 环状管网水力计算》中的计算方法；而对于树枝状管网，为了方便，可将其分为三种：①水位固定方式，②水位差（水头）固定方式和③水位可变方式。其中水位固定方式是使一个或多个末级田间水位保持在一定数值。水位差固定方式是指使两个或两个以上配水位置的水位差保持不变，此方式在能充分发挥水源供水能力的条件下采用。与前两种方式相反，水位可变方式是指配水位置的水位可自由变化，在所需水量得以保证的条件下，确定各配水位置的水位。

如果计算得的水位值大于所需水位，则需要通过供水泵加压；相反，如果计算水位值小于所需水位，则需要利用减压阀减压。

3.2　不稳定水力现象分析

在进行输配水管道不稳定水力现象分析时，为了保证管道及各种附属设施结构设计方面的安全，和确保输配水、分水等作用，必须对伴随设施及有关机械操作所产生的过渡现象进行深入研究。

〔说明〕

1.一般事项

当管道中的阀门快速关闭或水泵突然起动、停止时，水的动量在短时间内发生变化，在管道内产生非常大的压力波，这种压力我们称之为水击压，而瞬间压力波所产生的作用则称为水击作用。另一方面，当管道内流量发生急剧变化时，水流在惯性作用下在管道中以一定速往复摆动，这种现象称为压力脉动。明确地区分压力脉动和水击作用较为困难。在产生水击现象时，当管道中途有自由水面，水面则会产生振动，这种现象称为涌浪。

上述情况将产生下列水力现象，并损伤管道、破坏管道机能。

①管内压力的上升和下降将对管体、阀门及水泵等产生损害。

②如果管内负压过大，则有可能使溶解于水中的空气分离出来（水柱分离），同时也有可能从气阀等掺入空气，所有这些都将引起气锤产生，损害管体及其机能。

③空气滞留将影响系统输水和分水作用。此外，管道系统再次起动需要排气和充水，使管道系统输配水停止。

④水面摆动将引起分水工程或田间蓄水池溢流。因此，不稳定水力现象分析的主要目的是为了确保管道系统输配水和分水作用，并获得管道系统结构设计的设计条件（管道中内压负荷载）。

水击及涌浪为管道系统中不稳定现象的两个极端，因而在其中间一定存在着一个具有两者特性的区域。

不论是水击现象还是涌浪现象，从理论上讲，它们都遵守物质不灭定律和牛顿力学定律，其差别只在于所假设的条件不同。在处理水击现象时，认为水的体积随压力变化，遵循“弹性力学理论”。而对涌浪现象，则不考虑水的压缩性，认为水和刚体一样，是不可压缩的，它遵循“刚体力理论”。在恒定流水力计算基础上，应用上述理论对不稳定水力现象进行模拟，在很大程度上可以从数值上对不稳定水力现象加以掌握。但是在对这些数值分析时，要对模拟时的水力边界条件或机械操作速度进行充分研究。因此，需要制作线路的水力纵断面图，并在图上标明分水阀、控制阀、水泵等设施位置和操作速度。同时要对管道系统发生较大水击压强的边界条件、管道系统内水槽是否会因涌浪而变空和是否会因水位不足而产生掺气现象等进行研究分析。在上述分析基础上，根据所考虑的条件对不稳定水力现象进行模拟。

2.水击压强计算

2.1　水击压强预测方法分类

水击压强预测方法大体上可分为经验法和计算法。计算法又可分为针对简单系统的理论计算法和针对复杂系统的数值法两种，（见图-3.2-1）。水击压强预测多采用经验法，因此，本规范原则上采用经验法，由于经验法需明确利用经验进行预测的途径，因此有时也使用计算法进行预测。有关水泵装置水击计算请参阅《土地改良工程规划设计规范》中“泵站设计”部分。

- 计算法
  - 理论计算法
    - 瞬间及紧急关闭——Joukowsky 式
    - 缓慢关闭——Allier 估算公式
  - 数值计算法
    - 不计沿程水头损失——特性曲线法
    - 考虑沿程水头损失——
      - 特性曲线法
      - 中心差分法
- 经验法

图-3.2-1　水击压强预测方法

2.2　压力波和传播速度

2.2.1　传播速度

压力波以一定速度在管道系统内往复传播时，这一速度被称为传播速度。其值可以根据水的压缩性（水的体积弹性模数）、管材弹性模数及管道支承状态等进行确定。在设计时，由于管道支承状态等不容易确定。为此压力波传播速可根据式（3.2-1）计算求得其近似值。

$$a=\frac{1}{\sqrt{\frac{w_0}{g}\left(\frac{1}{k}+\frac{D\cdot C_1}{E\cdot t}\right)}} \qquad (3.2.-1)$$

式中：a——水击波传播速度（m／s）；

g——重力加速度，$g=9.80m/s^2$；

D——管道直径（m）；

t——管壁厚度（m）；

E——管材弹性模数，见表-3.2-1；

K——水的体积弹性模数，$K=2.07\times108kgf/m^2$；

W_0——水的比重，$W_0=1000kgf/m^2$；

C_1——与管道埋设状况有关的系数，本规范采用 $C_1=.10$。

表-3.2-1　管材弹性模数表（E）　（×1010kgf／m^2）

管材	E	管材	E
钢管	2.1	硬聚氯乙烯管	0.03
球墨铸铁管	1.6	硬聚乙烯管	0.01
离心式钢筋混凝土管	0.20	玻璃钢复合管	0.15
心模式预应力混凝土管	0.40		

2.2.2　水击压力与阀门操作时间

阀门操作时间对一定传播速度下的水击压力会产生很大影响。例如在图-3.2-2 所示

由水槽～管道～阀门组成的简单系统中，水击波传播速度为 a，当阀门操作时间为 t_v、管长为 L 时，由管道末端阀门操作所引起压力波的压力分布。根据 t_v 与水击波在管内传播时间 2L／a 时的关系，分别呈现出图-3.2-2a～c 所示的形状，特别是当 $t_v<2L/a$ 时，阀门关闭称为紧急关闭，对于整个管道产生很大的冲击力，因此在操作中应尽量避免这种情况发生。与此相反，当 $t_v>2L/a$ 时，阀门关闭称为缓慢关闭，这时产生的水击压强较小，且分布也与上述情况不同。因此，在设计时，应选取较大的 t_v 值。

水击压强大小受阀门操作时间影响。当阀门开启度与流量呈线性关系时（均匀关闭），阀门关闭的时间即为操作时间；否则，关闭时间就不等于操作时间，对此应加以注意。一般情况下，阀门并不是均匀关闭的，因此需要下述方法来求得其等价关闭时间。

下面，我们举一例子来对其加以说明。假定有一管道系统，其管径 D＝0.5m，管长 L＝500m，水头差为 20m，阀门为蝴蝶阀。那么我们首先将某一阀门开启度下流量 Q 与阀门全开时流量 Q_0 之比 Q/Q_0 作为横坐标，以相应阀门开启度下开口面积 A 与阀门全开时开口面积 A_0 之比 A/A_0 作为纵坐标，然后针对不同的阀门开启度进行水力计算，最后可得到图-3.2-4 所示的阀门开启度——流量曲线。

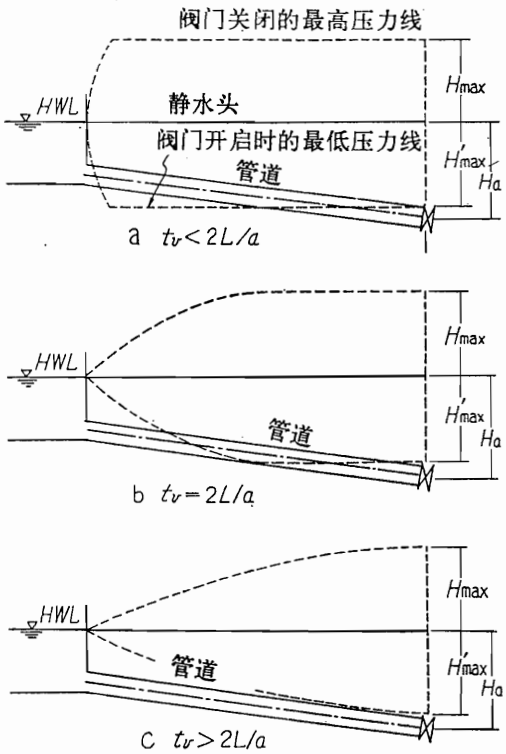


图-3.2-2 水击压强的概念

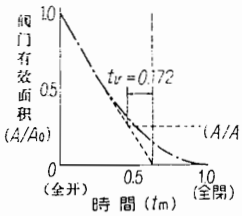


图-3.2-3 开启度～时间关系曲线

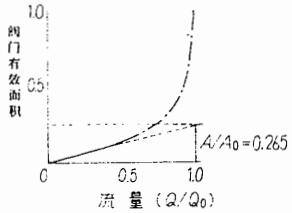


图 3.2-4 开启度～流量关系曲线

在进行水力计算时，我们将式（3.1-5）、（3.1-16）代入式（3.1-18），得到式（3.2-2）：

$$Q = 3.477D^2\sqrt{\frac{H}{f_0 + f_e + \sum f_b + \sum f_v + \frac{129.0L}{C^{1.85}\cdot D^{0.871}\cdot Q^{0.148}}}} \qquad (3.2-2)$$

式中：Q——管道流量（m^3/s）；

D——管道直径（m）；

H——上、下游水面水头差（m）；

L——管道全长（m），〔当断面变化时，可按式（3.2-11）求得其等价管长〕；

C——流速系数；

f_v——阀门的水头损失系数；

f_0、f_e、f_b——分别为出口水头损失系数、入口水头损失系数和弯曲水头损失系数。

在应用式（3.2-2）推求 Q 时，要先给 Q 一个适当的初值，然后再采用逼近法进行计算。

对于阀门开启度～流量关系曲线（图-3.2-4），在流量曲率最大的位置引切线，通过该切线与某一 Q/Q_0（通常 $Q/Q_0=1.0$）处垂线的交点，可以得到 A/A_0 的值。在本例中。当 $Q/Q_0=1.0$ 时，A/A_0 为 0.265。然后 A/A_0 为纵坐标，阀门关闭时间为横坐标，制作阀门开启度～时间关系曲线。（见图-3.2-3）。在该图中开启度变化最大处引切线，并与横轴相交，该交点与刚才求得的 A/A_0 与线切线交点之间的时间差即为操作时间 t_v。在本例中，t_v/t_m 为 0.172。由 t_v/t_m 及 t_m 我们可以求得 t_v。

图-3.2-3 及图-3.2-4 是在 D=0.5m、L=500m、水头差=20m、$f_0=f_e=f_b=0$、f=0.035、f_v 取试验数值（见表-3.1-3）的条件下，通过计算而得到的。

2.3 水击压强预测方法Ⅰ（经验法）

2.3.1 经验法的基本思路及注意事项

经验法是通过对过去工程设计和工程施工有关经验进行整理和总结而得到的。在实际工程应用中应注意以下几点：

①在设计时，当计算法所得数值小于经验值时，应采用经验值，这是因为计算法没有考虑到不确定因素和系统的安全性。当计算法所得结果大于经验值时，应通过降低阀门等

操作速度来减小计算值，使之小于经验值。若所得计算结果仍大于经验值，则最后要以计算结果为准。

②在考虑阀门特性、管理条件的基础上，应使阀门操作时间大于阀门缓慢关闭时间。此外，应注意选择有一定开启度操作的分水阀和使用频率较低的控制阀等，使这些阀门的特性符合经验数值要求。

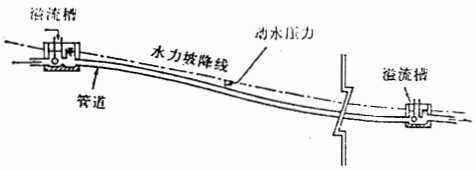
2.3.2　水击压强经验预测方法

水击压强随阀门特性及开启闭速度、管道长度、管内流速、静水压力、甚至管材等不同而不同。直接对其进行确定较为困难。在经验法中，水击压强是按下述方法确定的。如果在规定范围内选择阀门操作速度，则较为完全（见图-3.2-5）。以下所说的静水压力和动水压力是指水击可能发生处的水压。

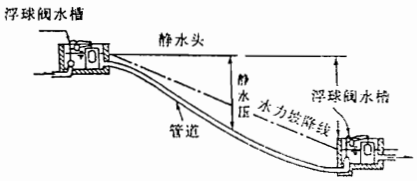
1.经验法在水槽～管道系统中的应用

<1>开敞式：水击压强为设计流量下水力坡降线所示水压的20%（见图-3.2-5a）；

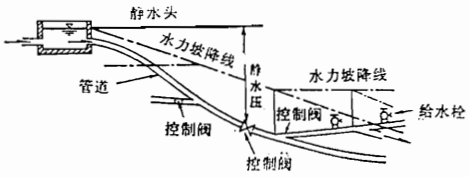
<2>封闭及半封闭式：当静水压力小于 $3.5k_gf/cm^2$ 时，可按静水压力的100%计算；当静水压力大于 $3.5k_gf/cm^2$ 时，水击压强则取为40%静水压力与 $3.5k_gf/cm^2$ 中的最大值（见图-3.2-5b、c）。



a 开敞式



b 半封闭式



c 封闭式

图-3.2-5　管道的静水压力与动水压力

2.4　水击压强预测方法Ⅱ（计算法）

2.4.1 弹性水柱理论基本方程及解法概述

在下列假定条件下，根据弹性水柱理论，我们建立了包括运动方程和连续性方程在内的管道非恒定流基本方程。即假定水具有可压缩性、水流为一元流（实际上，在这种情况下水流为三元流，即沿 X、Y、Z 方向流动，这里只考虑水沿 X 方向流动），且水流随时间而发生变化。

非恒定流基本方程有多种表达方式，其中以下述运动方程和连续性方程最为典型：

$$\begin{cases} \frac{1}{g}\frac{\partial V}{\partial t}+\frac{1}{g}\cdot V\frac{\partial V}{\partial x}+\frac{\partial H}{\partial x}+\frac{f\cdot|V|}{D}\cdot\frac{V}{2g}=0 \\ \frac{\partial H}{\partial t}+V\frac{\partial H}{\partial x}+V\mathrm{Sin}\alpha+\frac{\alpha^2}{g}\frac{\partial V}{\partial x}=0 \end{cases} \tag{3.2-3}$$

式中：V——管内流速（m／s）；

X——距离（m）；

t——时间（s）；

h——相对基准线的压力水头（m）；

f——Darcy-Weisbach 摩阻水头损失系数；

D——管道直径（m）；

a——水击波的传播速度（m／s）；

α——相对于管道基准线的倾角；

g——重力加速度（m/s^2）。

或者

$$\begin{cases} \frac{1}{g}\frac{\partial V}{\partial t}+\frac{1}{g}\cdot V\frac{\partial V}{\partial x}+\frac{\partial h}{\partial x}+i+\frac{6.82|V|V^{0.852}}{C^{1.85}\cdot D^{1.167}}=0 \\ \omega_0\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{K}{A}\frac{\partial Q}{\partial x}=0 \end{cases} \tag{3.2-4}$$

式中：h——相对基准线的压力水头（m）；

i——管道中心线坡降；

C——流速系数；

W_0——水的比重（tf/m^3）；

K——管道的等价体积弹性模数（tf/m^2）；

A——管道断面面积（m^2）；

Q——管道流量（m^3/s）。

如果能够对上述联立方程进行求解，则可以掌握管内水流状况。但是，由于要对以上非线性偏微分方程各项进行考虑，所以对上述联立方程我们不能获得其解析解。只有将运动方程中摩阻水头损失及连续性方程中较小项等忽略不计，变为波动方程进行求解，我们

才能得到其解析解。该方法仅适用于象水槽～单一管道～阀门这样的简单系统。但在选择阀门操作速度的初步计算中，或对设计方案进行初步研究时，也可以采用这种处理方法。

在考虑基本方程式中各项，尤其是运动方程中摩阻水头损失项时，可以采用计算机数值解法对基本方程进行求解。数值解法不仅能够对基本方程中各项进行分析，而且也可以对象树枝状管网、环状管网等这样复杂的管道进行分析。但是，由于压力波传播速度大，计算时就必须将计算时间划分较小的时间间隔，这样就大大增加了计算工作量。

2.4.2　水击压强的解析解

只有在图-3.2-2 所示水槽～单一管道～阀门这样简单的管道系统紧急或缓慢关闭阀门的情况下，才能根据波动方程求得水击压强的解析解。

波动方程有关假定及其求解如下：

在式（3.2-3）所示的运动方程中，由于$V\frac{\partial V}{\partial x} << \frac{\partial V}{\partial t}$，所以可以省略$V\frac{\partial V}{\partial x}$和$\frac{f|V|}{D}\cdot\frac{V}{2g}$两项。而在连续性方程中，$V\frac{\partial H}{\partial X}$和$V\sin\alpha$与$\frac{\partial H}{\partial t}$相比较小，也可以省略。根据上述假定，我们可以得到如下运动方程和连续性方程。

$$\begin{cases}\frac{\partial H}{\partial x} = -\frac{1}{g}\frac{\partial V}{\partial t}\\ \frac{\partial H}{\partial t} = -\frac{\alpha^2}{g}\frac{\partial V}{\partial x}\end{cases} \tag{3.2-5}$$

式（3.2-5）称为波动方程，可根据（3.2-6）对其进行求解。由于 $x=-x_1$，所以 $x_1=0$ 即表示阀门的位置。

$$\begin{cases}H-H_0 = F\left(t-\frac{x_1}{a}\right)+f\left(t+\frac{x_1}{a}\right)\\ V-V_0 = -\frac{g}{a}\left[+F\left(t-\frac{x_1}{a}\right)-f\left(t+\frac{x_1}{a}\right)\right]\end{cases} \tag{3.2-6}$$

式中：F 及 f 为 $t-\frac{x_1}{a}$、$t+\frac{x_1}{a}$的函数；H_0、V_0 分别为 $t=0$、$x_1=0$ 时的压头和流速。

1）阀门紧急关闭（$0<t_0<\frac{2L}{a}$）由于瞬间关闭下游末端阀门，式（3.2-6）中逆行波 $f\left(t+\frac{x_1}{a}\right)$可以认为是 0，根据式（3.2-6）可得到式（3.2-7）

$$H-H_0 = -\frac{a}{g}(V-V_0) \tag{3.2-7}$$

如果用$\triangle H=H-H_0$表示增加的压力部分，$\triangle V=V-V_0$表示流速变化量，则有：

$$\triangle H = -\frac{a}{g}\triangle V \qquad (3.2-8)$$

我们称式（3.2-8）为 Joukousky 公式。

2）阀门缓慢关闭（$t_v > \frac{2L}{a}$）阀门关闭时间t_v 大于$\frac{2L}{a}$时，可以采用 F、f 波函数逐次逼近进行求解，但比较烦锁。为此，通常采用 Allievi 近似式进行计算。Allievi 近似式推导方法有多种，其结果如式（3.2-9）所示。使用 Allievi 近似式时，应该注意：由于其前提条件是阀门均匀关闭，所以需要采用《2.2.1 水击压强和阀门操作时间》一节建议的阀门均匀操作速度。

$$\frac{H_{max}}{H_0} = \frac{K_1}{2} + \sqrt{K_1 + \frac{K_1^2}{4}} \qquad (3.2-9)$$

式中：H_{max}-由于关闭阀门而产生的水击压强（m）；

H_0-阀门处的静水头（m）；

$K_1 = (\frac{L \cdot V'}{g \cdot H_0 \cdot t_v})^2$

L——管道长度（m）；

V′——管内初始和最终稳定状态流速差（m／s）；

g——重力加速度（m／s^2）；

t_v——关闭阀门所需时间（s）。

同样，当均匀开启阀门时，其最小压力可根据（3.2-10）求得。

$$\frac{H_{max}}{H_0} = \frac{K_1}{2} - \sqrt{K_1 + \frac{K_1^2}{4}} \qquad (3.2-10)$$

一般情况下，只有当 $t_v > L/300$ 时，式（3.2-9）才成立。为此，要求阀门操作时间必须满足这一条件。

〔注解〕

①理论方法仅适用阀门能进行均匀操作这一情况。为此，设计时，应尽量选择能进行均匀操作的阀门。如果阀门不能均匀操作，则阀门关闭所需时间应采用前述等价关闭时间 tv.

②上述计算均是在管径不变情况下进行的。当管道直径分为不同等级（不同管径）时，可按下述方法求得其等价管长，这在实际计算中是方便的，也即，当管道由长 Ln、断面面积 An 的多个管段组成时，断面面积为 A1 的等价管道长度 L 可按下式求得。

$$L = L_1 + \frac{L_2 \cdot A_1}{A_2} + \frac{L_3 \cdot A_1}{A_3} + \cdot\cdot\cdot + \frac{Ln \cdot A_1}{An} \qquad (3 \cdot 2-11)$$

式中：L_1——断面面积为 A_1 的管道实际长度；

L_2——断面面积为 A_2 的管道实际长度；

余下相同。

③理论解的应用

阀门紧急关闭或缓慢关闭在末端阀门上游产生的水击压强大小可由 Joukousky 公式和 Allievi 公式近似求得。其各自在系统内的压力分布如图-3.2-2 所示。紧急关闭阀门时，由 Joukousky 公式计算得到的压力作用于整个区域。而由 Allievi 公式近似求得的压力，当阀门等价操作时间 $t_v > L/300$ 时，计算压力为阀门处压力，与游水面可用直线直接连结，而当 $t_v < L/300$ 时，则其计算处于 Allievi 近似式与 Joukousky 公式的中间领域，必须通过下述《2.4.3 水击压强的数值解法》对其进行分析。

2.4.3 水击压强的数值解法

水击压强理论求法和近似公式法仅适用于简单的水槽～管道～阀门系统。管道系统设计时，象这种简单的系统一般都很少，大部分是一些类似树枝状管网、环状管网或管线复杂且设有多个分水阀的系统。而且水击产生的原因不只限于末端分水阀操作，设置于上游的水泵或管道中间的加压泵（增压器）等操作也会引起水击产生，同时这些设施也均占有较为重要的位置。

对于上述复杂的管道系统，在进行水击压强计算时，一般都通过计算机应用数值解法（或数字模型模拟）对其求解。所谓数值解法，就是指使用适当的差分式对前述基本方程中的运动方程进行求解。差分式作为展开方法有特征线法和直接差分法等，一般情况下都使用特征线法。有关水泵、阀门等边界条件处理详细说明，请见参考文献。参考文献中有简单的计算实例，并列有相应的计算程序。

数值解法有关参考文献

1.特征曲线法有关参考文献

①V.L.Streeter, E.B.Wylie：流体过渡现象，日本工业报社，(1973) 竹中利夫他译

②横山重吉：水击入门，日新出版，(1979)

2.直接差分法有关参考文献

①白石英彦，岩崎和巳：基于数学模型的管道系统不稳定现象分析，农土试报第 11 号，(1973)

②岩崎和巳：管道的水力设计（之 12）——非恒定水力计算——农土志，Vol.50 (9)，(1982)

2.4.4 自压方式下水击压强有关对策

在自压方式下，通过选择合适的阀门和延长操作时间都可以减小水击压强，到达预期的目的。例如：

①当把阀门操作时间延长为管内压力波往复传播时间几倍以上时，就能减小对管道构成威胁的水击压强。

②对于人工操作阀门，很难按预定时间操作，所以为了避免产生异常压力，有时需要设置安全阀（减压阀）等。

③通过操作与主阀门并行设置的副阀门也可以有效地减小水击压强，对此要进行充分研究。

3.涌波计算

3.1 涌波及其分析模型

即使是农用管道系统，当设有调压水槽时，也要进行涌波方面的计算。特别是近年来，人们认识到了管道系统设计的重要性，从管道系统运行管理各方面来看，有必要对未来较长时间内管道系统可能发生的各种水力现象进行分析。这些水力现象主要指压力、流量等随时间而发生的变化，在进行水力现象分析时，多数情况下容许采用将水作为不可压缩流体的数学模型（刚性模型）。在刚性模型中，管道水运动方程为常微分方程。该常微分方程与前述偏微分方程表示的弹性模型相比，在应用计算机求解时，所需机时较少。特别是刚体水柱理论，在目前，不仅适用于象水电站那样高水池～管道～调压塔～阀门等由水槽连接而成的单一管道系统，而且对水槽之间设有分水岔管的典型农用管道系统也较为适用。这样就可以将设有田间蓄水池或调节池、配水槽等的整个系统作为一个整体来处理。

3.2　刚性模型的基本方程式

根据刚性原理建立的管道系统非恒定流基本方程由运动方程和连续性方程两部分组成，运动方程主要反映管道系统分岔点之间或分岔点与水槽（有自由水面的调节池或田间蓄水池等）之间单一管道中水流动能的变化情况。而连续性方程则反映分岔点或水槽等处流量的连续性。

根据刚性理论，对于图-3.2-6 所示单一管道中的水体，在流速为 V 时，建立如下运动方程：

$$\frac{1}{g}\cdot\frac{dV}{dt}=(h_0-h_1)-f\cdot\frac{1}{D}\cdot\frac{|V|\cdot V}{2g} \qquad (3.2-12)$$

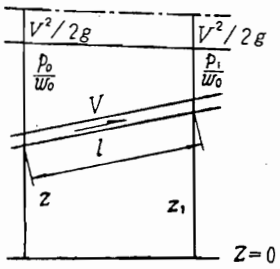


图-3.2-6　单一管道模式图

式中：g——重力加速度（m／s²）；

V——管内流速（m／s）；

L——管道长度（m）；

t——时间（s）；

f——管道沿程水头损失系数；

D——管道直径（m）；

h_0——上游总水头，$h_0=\frac{p_0}{w_0}+z_0+\frac{v_2}{2g}$（m）；

h_1——下游总水头，$h_1=\frac{p_1}{w_0}+z_1+\frac{v_2}{2g}$（m）；

p_0、p_1——压力强度（tf/m^2）；

w_0——水的比重（tf/m^3）；

z_0、z_1——相对上游基准（z=0）的管轴线高程(m)。

因管道断面面积，$a=\frac{\pi D^2}{4}$、流量 $q=a\cdot V$，所以可将式（3.2-12）变换为式（3.2-13）。在计算中，一般采用式（3.2-13）这样用流量表达的运动方程：

$$\frac{1}{ag}\frac{dq}{dt}=(h_0-h_1)-f\cdot\frac{1}{D}\cdot\frac{|q|\cdot q}{2g\cdot a2} \qquad (3.2-13)$$

连续性方程对于管道的分岔点来说，是表示该点流量的连续性；对水槽来说，则是反映水面的变化。分岔点连续性条件如式（3.2-14）所示：

$$\sum q_i=\sum q_j \qquad (3.2-14)$$

其中，等式左边为流入分岔点的总流量，右边为流出分岔点的总流量。如果用流速表示则有：

$$\sum_i a_i\cdot V_i=\sum_j a_j\cdot V_j \qquad (3.2-15)$$

水槽的连续性方程为：

$$A\frac{dh}{dt}=\sum_i q_i-\sum_j q_j$$

式中：A——水槽水面面积；

h——水槽水位；

t——时间；

$\sum_i q_i$——流入水槽的总流量；

$\sum_j q_j$——流出水槽的总流量。

在实际模型中，除以上基本方程外，有时还要将阀门特性加到运动方程的摩擦项中，或将孔口、堰等有关项根据需要加到方程中去。

3.3 刚性模型的解法及模拟结果的应用

刚性模型解法是通过联立管道运动方程、分岔点连续性方程及水槽水流连续性方程，导出可用 Euler 法或 Runge Kutta 法求解的常微分方程来进行的。

常微分方程数值分析与偏微分方程相比，计算时间间隔大且计量工作量小，所需计算时间较短。例如在计算田间蓄水池容量时，需要对 24 小时以上可能发生的情况进行分析。对弹性模型来说，所需计算时间将超过这一数字，而刚性模型则可以在 1 小时内完成计算。

如果将管道系统作为刚性模型对待，则可对整个系统水流状况进行分析，同时也可以较为经济地对系统水管理方式进行模拟。例如，对由配水槽水位决定的水泵运行方式进行模拟，判断田间蓄水池或输水线路中阀门等调压设施控制水位是否合适、调节水池等容量是否适当等等。

3.4 涌波的防止措施

防止涌浪引起水面波动的主要措施有：

①增大水槽水面面积；

②加高水槽槽壁；

③设置泄水口。

4.近似恒定流的水力计算

当管道两端为水槽且水槽水位变化很慢时，管内水流惯性就较小，此时，对于刚体水柱理论运动方程式（3.2-12），可以假定 dv＝dt＝0，从而得到：

$$h_0 - h_1 = f \cdot \frac{l}{D} \cdot \frac{|V| \cdot V}{2g} \qquad (3.2-17)$$

考虑到 $h_l = h_0 - h_1$，则该公式正是表示水头损失的 Darcy・Weisbach 公式。

另一方面，水槽中的水位虽然缓慢但仍有变化，此时，其连续性方程为前述公式（3.2-16）。式（3.2-17）为恒定流方程，而式（3.2-16）则为非恒定流方程。选取适当的时间间隔△t，即可按照下述方法对这两个方程进行求解：根据连续性方程可得到各管道两端的总水头，在△t 时间内，可认为管内水流为恒定流，各水槽的水位变化可根据式（3.2-16）计算获得，按此顺序进行反复计算即可得到管道系统内极为缓慢的水力过渡现象。

该近似计算方法忽略了运动方程中的惯性项，作管内水流作为恒定流对待，对于连续性方程，则采用常微方程加以处理。为此，我们称之为近似恒定流水力计算。该方法在计算上比弹性水柱模型和刚性水柱模型更简便，可进行手算，因而可以作为水力单元相互结合时的水力计算方法。

刚体模型有关参考文献

①鬼 塚宏太郎：状态空间分析中分岔管道涌浪衰减特性分析，土木论集，No.262，pp.79～89，(1977)

②鬼 塚宏太郎：管道的水力设计（之 7）——根据刚性模型的过渡现象分析，农土志，Vol.50 (3)，pp.67～76，(1982)

③内藤克美他：管道系统“级慢过渡水力现象”分析的通用程序开发，农土志，Vol.51（3），pp.23～35，（1983）

第四章　管道结构设计

4.1　一般事项

管道结构设计的目的是为了保证管道安全，设计时要选择符合现场条件的基本施工方法，准确确定作用荷载，对管体径向和轴向抗压强度、位移、变形、止水性能等进行综合研究。在考虑工程施工条件、经济性等的基础上，决定各设计要素和管道细部构造等。

〔说明〕

在考虑现场地形条件、土质条件、水力条件及施工条件等基础上，确定管体作用荷载，保证管体在这些荷载作用下，径向和轴向都有充分的安全性。管道安全性包括抗压强度、位移、变形及止水性能等方面的内容。

值得注意的是，对施工中产生的荷载也要进行研究分析，避免施工中临时荷载对管道产生的破坏。

在管道设计过程中，一般是先研究其径向有关指标，然后再对其轴向进行研究。对埋设于地面以下的管道，其管体荷载多为均匀分布，纵向弯矩很小，可不对其抗弯强度进行研究。但是在非均匀荷载作用情况下，如与道路、轨道等交叉处及构造上局部荷载较为集中的地方，必须研究其抗压强度。此外，当水流对管体作用力不均匀或管道在软弱地基处有抗震要求时，要对其径向位移进行研究。

1.埋设深度

埋设深度指从管顶到填土表面的土层厚度。在确定管道埋设深度时应考虑下列各因素：与耕耘作业的关系、与管道相交的道路等设施状况，地基情况、地表面利用情况、地下水埋深等。

①为保护管道，免受地面荷载破坏，管道埋深应大于 0.6m。但在公路、轨道或河流等下面埋设管道时，应与这些工程的管理人员进行磋商。一般情况下，公路下面管道埋深应大于 1.2m，田间农道或小路下面管道埋深应大于 1.0m。

②在比较寒冷的地区，管道应埋设在冻土层以下。冻土层厚度请参考《土地改良事业规划设计规范》设计农道（之一）铺设。

③当地下水位较高时，管道可能会受到地下水顶托。这时，其埋设深度应保证内空管道不发生上浮。在有承压地下水的地区，要结合排水措施研究其埋设深度。

〔4.1 中说明 1 有关参考内容〕

可采用式（4.1.1-参 1）对管体上浮进行研究分析：

$$H \geqslant \frac{\pi \cdot Dc}{4} \cdot \frac{S \cdot W_0 - \{1 - (\frac{D}{D_c})^2\} \cdot r_p}{W - W_0} \qquad (4.1.1-参1)$$

式中　H——防止管道上浮的最小土层厚度（m）；

D——管道径（m）；

D_C——管道外径（m）；

S——安全系数，取 S＝1.2；

r_p——管材比重（tf／m^3）（见表-4.4-7）；

W_0——水的比重（tf／m^3）；

W——填土的饱和容重（tf／m^3）。

式（4.1.1-参 1）仅适用于地下水位以上土层全部饱和的情况。当地下水位以上土层没有全部达到饱和时，要采用别的方法对其进行研究。

2.安全荷载分析

为了保证管道安全，作用在管体上的荷载或应力不得超过容许荷载或容许应力。当为挠性管时，其挠曲位移不得大于设计值。

2.1　容许荷载和容许应力

原则上讲，容许应力等于管材的破坏应力除以安全系数。如果用破坏荷载代替破坏应力，则容许荷载为破坏荷载除以安全系数。

在分析象推土机等施工中产生的临时荷载时，容许应力可适当提高。

2.2　容许挠曲位移量和设计挠曲位移量

对于挠性管挠曲位移量应有一个容许范围。否则，一旦挠性管挠曲位移量超过一定数值，管道接口就有可能漏水，或所需过水断面得不到保证，更严重的，会使管体压弯。因此，容许挠曲位移设定应从管道接口止水性能和管体安全性两方面加以考虑。在本规范中，为了将管体挠曲位移控制在容许范围内，定义了容许挠曲位移率（容许挠曲位移量／管道平均直径×100%）。

挠曲位移量除了受管体强度影响外，还受到填土夯实程度的影响。施工中填土夯实程度不一样，相应管体的挠曲位移量也不相同，所以设计时应事先将这一情况考虑进去。管壁设计时考虑了夯实程度影响的计算挠曲位移率称为设计挠曲位移率，见表-4.4-5。

3.管道防渗容许内压

管道抗渗性能包括管体抗渗性能和接头抗渗性能两部分。抗渗压力是指管道在内水压力作用下，不发生漏水和其他故障的最大内水压力。管道的管材和管径不同，其试验方法也不相同，因此要保证试验所得最大水压值满足管道设计挠曲位移量和弯曲角度等的要求。

管道抗渗压力与管体、接头构造、接头部分口径差、现场施工条件等有关。原则上采用式（4.1-1）进行计算：

$$H_{SC} \geqslant S \cdot H \qquad (4.1-1)$$

式中　H_{SC}——管体和接头抗渗压力中的最小值（kgf／cm^2）；

H——设计水压（静水压+水击压力）。（参考本章第 3 节 7 中的内水压力）；

S——安全系数（一般大于 2.0）。

〔注〕

在应用反映管体及接头抗渗性能的水压力值时，要采用 JIS 试验水压力或其他已公布的试验水压力，但应注意，这些值并不是在相同条件下求得的。当没有反映接头抗渗性能的水压力值时，要采用根

据接头结构和连接方式通过别的研究分析途径而得到的值。

对于使用配有橡胶环的标准承插型接头的离心式钢筋混凝土管及心模式预应力混凝土管，其最大静水压力应为

①离心式钢筋混凝土管　2.0kgf／cm^2

②心模式预应力混凝土管 4.0kgf／cm^2

4.2　基础施工方法选择

在选择管道施工基础时，要考虑地基的状况、荷载条件、所使用的管材和施工条件等。

〔说明〕

1.埋设管道的基础条件

埋设管道时，应在充分考虑地基状况、荷载条件及所用管材特性的基础上，选择施工简便、系统结构稳定的施工方法。在外力作用下管道所产生的应力随基础状况的不同而不同，对于同一铅直荷载，当只有一个支承点时，其产生的应力最大。支承面积越大，所产生的应力就越小。因此，为了使管体断面应力尽可能小，就有必要铅直荷载沿管体地基基础均匀分布。

一般来说，尽管管道系统接头结构不同，但在某种程度上大都能适应地基的沉降变化。如果仅仅为了防止沉降而采用桩基施工，则有可能在管体内出现应力集中现象，使管体受到损害。当预知有沉降发生时，应采用防止非均匀沉降的基础施工方法，在较为重要的位置配置柔性接头或伸缩性接头，以适应系统整体沉降。

当基础发生不均匀沉降时，管道系能可能会出现：接口破坏、管体径向弯矩太大、管体受到破坏等现象。为此，在软弱地基和地基应变较大的地方，应对其进行置换或设置特殊接头等。

2.管体的基础施工法

管体的基础施工法受管体设计条件、基础的土质、地下水状况、管材、管径、施工方法及经济性等因素影响。应在对现场情况充分了解的基础上对其进行选择。

2.1　岩基

管体铺设地基为坚固的岩基时，如果直接把管道铺设在它上面，则会因管体与岩基接触部分不平整而在管体内出现应力集中，引起管体折断或其它破坏等事故发生。为此，应对岩基进行开挖（见图-4.2-1），并在开挖岩基表面覆盖砂土或其他土质较好的土，然后夯实形成基床。

2.2　优质地基

当地基为砂砾、砂质土或压实状况的良好的粘性土时，可按图-4.2-2 所示的方法施工。基础材料原则上从施工的土砂中选择土质较好的材料。但有漂砾存在时，可能使管体内出现应力集中现象，对此要加以注意。

2.3　普通地基

在铺设管道后有可能产生不均匀沉降的地基。要覆盖砂或优质土层，经过夯实后形成基床。然后再在其上面铺设管体。

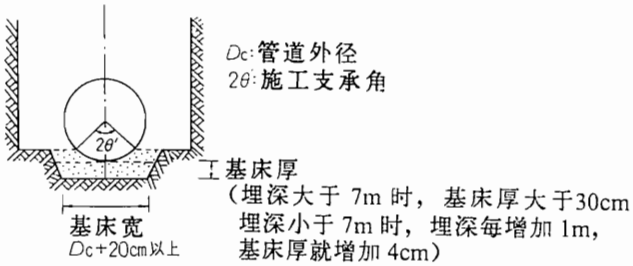


图-4.2-1　岩基情况下基础的处理

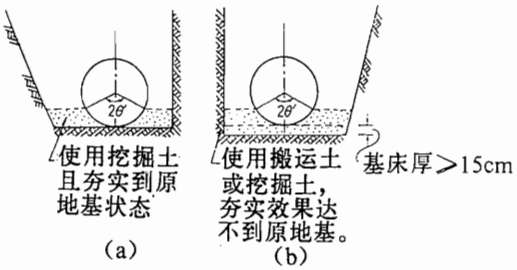


图-4.2-2　优质地基

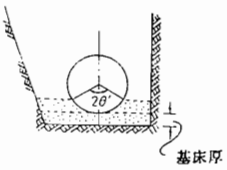


图-4.2-3　普通地基

表-4.2-1　普通地基基床厚

管径（mm）	基床厚（cm）
<200	>10
250～450	>15
500～900	>20
1，000～2，000	>30
>2，000	>0.2D_C

D_C：管道外径（cm）

2.4　软弱地基

对于软弱地基通常是通过填砂来加以处理。当软弱层较厚时，可采用图-4.2-4 所示基础施工方法。这种情况下为防止不均匀沉降发生，有时则使用梯形木排基础，但木排基础如果直接与管道接触，管体则会产生集中应力。为此，施工时，应在木排基础和管体之间填入砂、优质土等缓冲材料。当铺设柔性管时，其水平水压力，如“本章第 3 节的 1.水压”中所说，将受到基槽宽度的影响，因而也有必要从这方面对基础施工法进行研究。此外，对于软弱地基，需要从另一方面对其支承能力进行分析。

2.5　大荷载作用情况

非挠性管在较大荷载作用下或铺设倾角较大时，一般采用混凝土基础。若混凝土基础用钢筋加固，则更为稳固。而对于柔性管，在基础边缘的管体可能会产生应力集中，所以

应尽量避免使用混凝土基础。

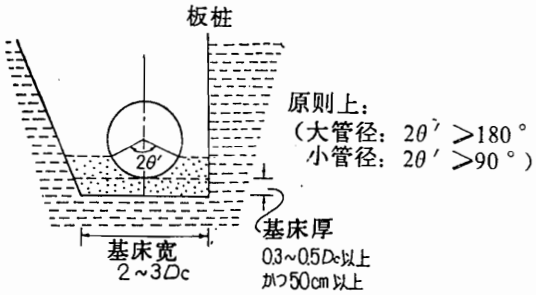


图-4.2-4　软弱地基

2.6　地基沿管线方向发生变化

地基沿管线方向发生变化时，对各段地基可分别采用 2.1～2.5 中所述方法设置基床。但是，基床变化太大可能会引起不均匀沉降，甚至导致管体折断。所以需要基床变化较大的地方设置缓冲区域。例如当地基的一部分为坑状软弱土层时，则采用图-4.2-5 所示的方式对其加以处理。

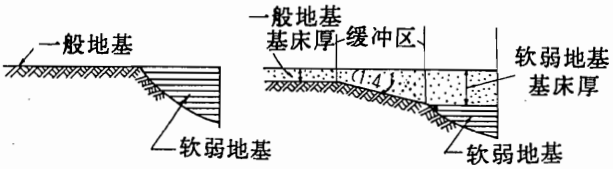


图-4.2-5　地基状况发生突变

2.7　与建筑物的连接

在管道系统与调节槽（分水、调压、通气等）、镇墩、控制阀、检修孔及检查座等连接时，要使用短管等特殊接头，同时用砂或砂砾筑成基础加以稳固。

2.8　沿斜坡铺设管体

管体沿斜坡布置时，为了防止管体下滑，需要在适当的位置设置镇墩。当基床采用砂或砂质土等透水性较高的材料时，为了使基床免受冲刷，需用不透水的粘性土设置防渗墙，但这时必须有相应的横向排水设施，以防止地下水位上升。详见图-4.2-6。

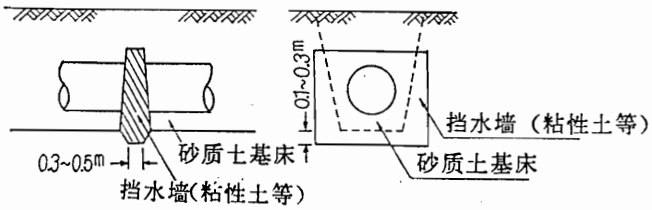


图-4.2-6　挡水墙应用实例

3.基础及回填材料

管体的基础及回填材料原则上应采用砂土或其他优质土料。根据土质统一分类法，我们将有关材料进行分类并列于表-4.2-2。

表-4.2-2 基础及回填材料

类型	管体基础材料*	回填材料**
良好	SW	GW GP SW SP
好	SM SC GW GP GM GC SP	GM GC SM SC CL ML ML-CL
一般	ML	粗粒低于25%的 CL ML ML-CL

〔注解〕① * 支持管体部分 参见表-4.4-3

* * 有关水平水压部分 参见表-4.4-9

②使用砾石时应避免砾石直接与管体接触。

③所采用的管体基础及回填材料不得对管体和接头产生任何不良影响。

4.3 荷载

在管道结构设计时一定要准确确定下述荷载：

土压力 路面荷载 轨道荷载 管体自重 管内水重 基础反力 内水压力 其他荷载

〔说明〕

作用于埋设管体上的荷载应根据地形、地基状况、基础构造、交叉设施状况、管道水力条件及使用条件、所使用的管材、管径、接头构造、施工方法等进行确定。

内水压力使整个管道断面产生张力，而其他荷载则使管道产生弯矩。为方便起见，本标准将内水压力以外的其他荷载统称为外压，这样，管内水体重量也属于外压。

1.土压力

1.1 铺设方式

作用于埋设管道上的土压力随管道铺设方式及管道类型（柔性管或刚性管）不同而不同，应分别运用土压力计算公式进行推求。管道铺设方式划分如图-4.3-1所示。

1.1.1 槽形

在不发生坍塌和扰动的原有地基上开挖沟槽，于沟槽内铺设管道的形式称为槽形布设（见图-4.3-2）。如果槽宽较大，则后面公式所表示的铅直土压力为槽宽的函数，并与槽宽成正比。理论上，槽形布设作用压力值小于埋设形。因此，槽形的铅直土压力上限为上埋设形土压力，超过这一限值则为上埋设形土压力。

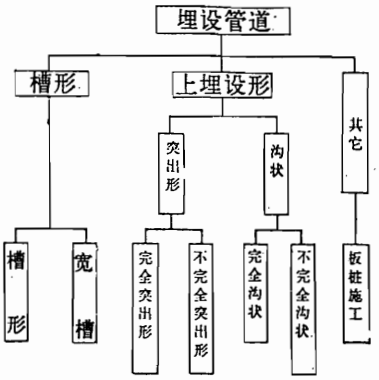


图-4.3-1　铺设状态分类

1.1.2　上埋设形

上埋设形是指在较浅的地基上布设管道，使管顶稍高于原有地基，并在其上面填土覆盖。有时，让管顶略低于原有地基并在其上面盖土（称之为逆上埋设形）。逆上埋设形铅直土压力一般大于槽形布设，但却小于上埋设形。逆上埋设形一般情况下较为少见，本标准将不予讨论。(见图-4.3-3)。

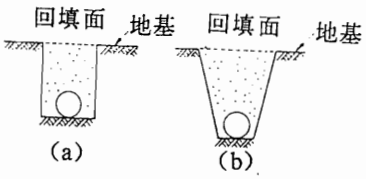


图-4.3-2　槽形埋设情况

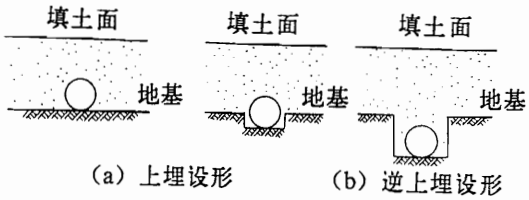


图-4.3-3　上埋设形情况

①突出形和沟状形　按上埋设形进行管道布设时，一般情况下，管顶上部填土与管体侧面填土的沉降状态是不同的。当管顶上部填土沉降量小于管体侧面填土沉降量时，称为突出形；当管顶上部填土沉降量大于管体侧面填土沉降量时，则称为沟状形（见图-4.3-4)。一般刚性管呈突出形、柔性管呈沟状形。

②完全突出形（完全沟状形）和不完全突出形（不完全沟状形）

均匀沉降面和填土面一致（或高于填土面）时，称为完全突出形（完全沟状形）；均匀沉降面低于填土面时称为不完全突出形（不完全沟状形）。

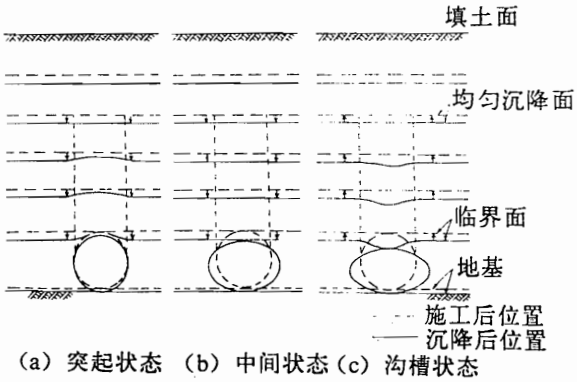


图-4.3-4 上埋设形的工作状态

1.1.3 板桩施工

板桩施工是在管体布设时先设置板桩，回填土后再拔去板桩的一种施工方法。它与槽形施工不同。为此，这里将板桩施工归到其他情况中去。

1.2 土压力的分布

土压力分布如图-4.3-5 所示。即假定土压力在管外径（D_C）的平面上均匀分布；产生的反力在基础支承角 2θ 的范围内均匀分布。至于侧向土压力，则假定刚性管侧向土压力为梯形分布，柔性管侧向土压力为抛物线分布。而当侧向土压力较小时，无论是刚性管还是柔性管都对其忽略不计。

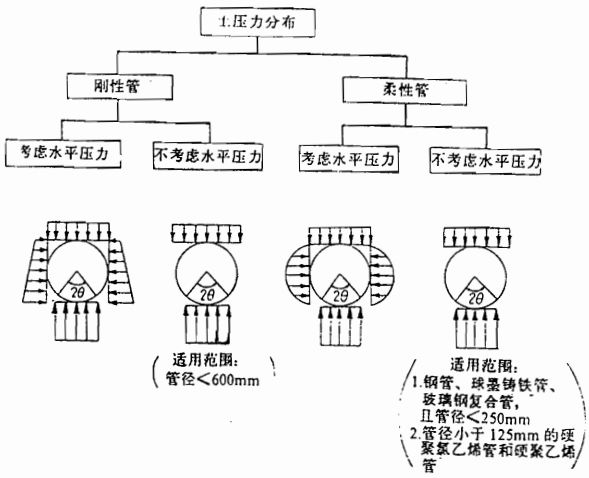


图-4.3-5 土压力分布图

1.3 刚性管土压力计算公式

正如前面 1.1 中所说，对于不同的管道布设方式，需用不同的公式来计算其土压力。在标准中，一般使用下列公式计算土压力（见图-4.3-6）。

铅直土压力　　槽形　$W_V = C_d \cdot W \cdot \frac{B^2}{D_c}$（*Marston*公式）　　(4.3－1)

上埋设形　$W_V = C_c \cdot W \cdot D_c$（*Marston*公式）　　(4.3－2)

板桩施工　$W_V = W \cdot H \cdot \frac{B_b}{D_c}$　　(4.3－3)

水平侧向压力　　$P_h = K \cdot W \cdot h$（Rankine公式）　　(4.3－4)

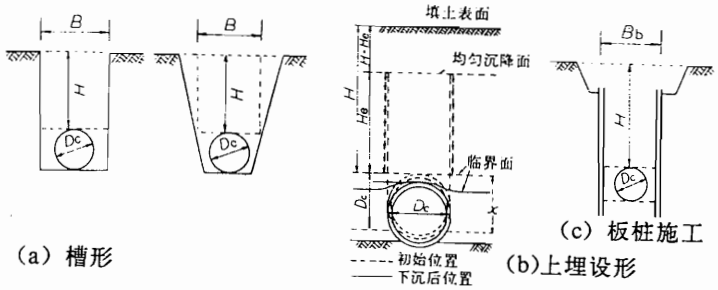
式中：W_V——由于回填土或填土而作用于管体上的铅直土压力（kgf／cm²）；

P_n——作用于距回填土面或填土面 h 距离处管体侧壁上的水平（侧向）土压力（kgf／cm²）；

B——管顶处槽宽（cm）。

B_b——板桩宽度（cm）；

D_c——管道外径（cm）；



（a）槽形　　（b）上埋设形　　（c）板桩施工

图-4.3-6　土压力计算中的各种情况

〔注解〕

①计算铅直土压力的公式除此之外还有 Janssen 公式和 Friihing 公式。

②使用 morston 公式进行土压力计算时，作用于管体上的铅直土压力如公式中所表明的那样，在同一埋设深度条件下，一般槽形情况较小，越接近上埋设形则越大。理论上，槽形铅直土压力不会超过上埋设形，因此，以槽形布设方式最为有利。但当槽形为宽槽时，上埋设形铅直土压力可能小于槽形，因此在选择管道布设方式时，要进行分析比较，使作用于管体上的铅直土压力最小。

③在沟槽开挖时，我们采用板桩作为挡土结构。在拔去板桩后，在地基与回填土之间会出现一条缝。所以它们之间没有摩擦力，这样，作用于管体上的铅直土压力就比较大。(图-4.3-6c)。

④管径不大于 600mm 的管道的水平（侧向）土压力可忽略不计。

W——回填土或填土的比重（kgf／cm³）；

C_d——槽形布设情况下土压系数（见图-4.3-7）；

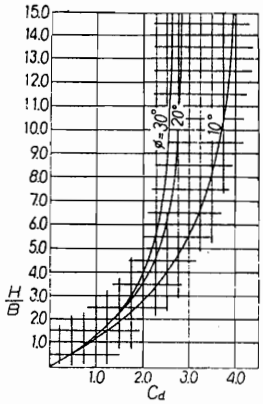


图-4.3-7 槽形情况下土压力系数

$$C_d = \frac{1 - e^{2k \cdot \mu' (H/B)}}{2k \cdot \mu'} \tag{4.3-5}$$

C_c——上埋设形情况下的土压系数（见图-4.3-8a～c）。

当 H<He 时（完全突出形）

$$C_c = \frac{e^{2k \cdot \mu' (H/Dc)} - 1}{2k \cdot \mu} \tag{4.3-6}$$

当 H>He 时（不完全突出形）

$$C_c = \frac{e^{2k \cdot \mu (He/Dc)} - 1}{2k \cdot \mu} + \left(\frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c}\right) e^{2k \cdot \mu (He/Dc)} \tag{4.3-7}$$

上式中 He 可由下式求得：

$$\frac{e^{2k \cdot \mu (He/Dc)} - 1}{2k \cdot \mu} \left\{\frac{1}{2k \cdot \mu} + \left(\frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c}\right) + \frac{\gamma_{sd} \cdot p}{3}\right\} + \frac{1}{2}\left(\frac{H_e}{D_c}\right)^2$$

$$+ \frac{\gamma_{sd} \cdot p}{3}\left(\frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c}\right) e^{2k \cdot \mu (He/Dc)}$$

$$- \frac{1}{2k \cdot \mu} \cdot \frac{H_e}{D_c} - \frac{H}{D_c} \cdot \frac{H_e}{D_c} = \gamma_{sd} \cdot p \cdot \frac{H}{D_c} \tag{4.3-8}$$

H——回填土面或填土面到管顶的距离（cm）；

H_e——均匀下沉面距管顶的距离（cm）；

K——Rankine主动土压力系数$\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$；

μ——回填土的内摩擦系数 $\tan\varphi$；

μ'——回填土与原状土之间的摩擦系数 $\tan\varphi'$（$\approx\mu$）；

φ——回填土的内摩擦角（°）；

φ'——回填土与槽壁间的摩擦角（°）；

h——回填土面或填方土面下某一深度值（cm）；

P——上埋的突出比$P=\frac{X}{D_c}$；

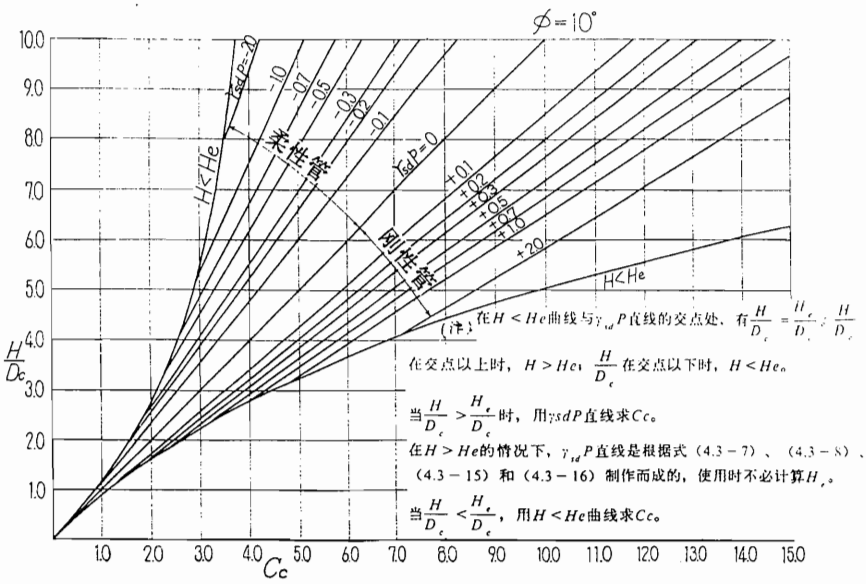
X——管顶到地基表面的距离（cm）；

γ_{sd}——下沉量比（见表-4.3-1）。

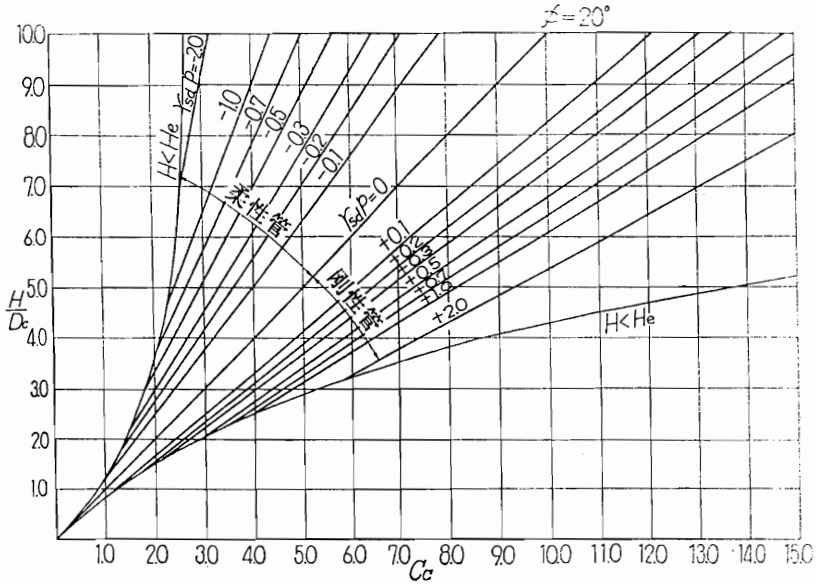
表-4.3-1　下沉量比标准值 γ_{sd}

管材	地基类型	上埋设形
刚性管	岩基	+1.0
	普通地基	+0.7
	软弱地基	+0.2
柔性管	没夯实的管体侧面填土	-0.2
	夯实Ⅰ的管体侧面填土	-0.1
	夯实Ⅱ的管体侧面填土	0

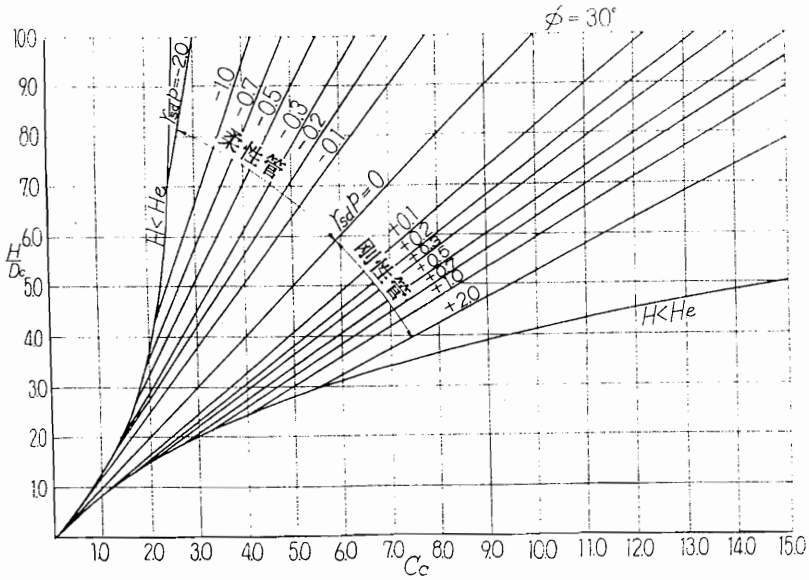
〔注释〕　有关夯实分类见表-4.4-9 中“注”部分。



（a）$\varphi=10°$ 时



(b) $\varphi = 20°$ 时



(c) $\varphi = 30°$ 时

图-4.3-8 上埋设情况下土压力系数

1.4 柔性管土压力计算公式

对于柔性管应采用下述公式计算其土压力（见图-4.3-9）

	H<2.0m		Wv=W·H （铅直土压力公式）	(4.3-9)
铅直土压力		槽形	Wv=Cd·W·B （marston 公式）	(4.3-10)
	H>2.0m	上埋设形	Wv=Cc·W·Dc（marston 公式）	(4.3-11)
		板桩施工	Wv=W·H	(4.3-12)

水平（侧向）压力 $Pv=\frac{1}{F}\cdot\frac{e'}{R}\cdot\frac{\triangle X_1}{2}$ （Spangler公式） (4.3－13a)

式中：Cc——上埋设形情况下土压力系数（见图-4.3-9a）；

当 H<He 时（完全沟状）有：

$$C_c=\frac{e^{-2k\cdot\mu(H/Dc)-1}}{-2k\cdot\mu} \tag{4.3-14}$$

当 H>He 时（不完全沟状）有：

$$C_c=\frac{e^{-2k\cdot\mu(He/Dc)-1}}{-2k\cdot\mu}+\left(\frac{H}{D_c}-\frac{H_e}{D_c}\right)e^{-2k\cdot\mu(He/Dc)} \tag{4.3-15}$$

上述公式中的 He 可由下式求得：

$$\frac{e^{-2k\cdot\mu(He/Dc)-1}}{-2k\cdot\mu}\left\{\frac{1}{2k\cdot\mu}-\left(\frac{H}{D_c}-\frac{H_e}{D_c}\right)-\frac{\gamma_{sd}\cdot p}{3}\right\}$$

$$-\frac{1}{2}\left(\frac{H_e}{D_c}\right)^2-\frac{\gamma_{sd}\cdot p}{3}\left(\frac{H}{D_c}-\frac{H_e}{D_c}\right)e^{-2k\cdot\mu(He/Dc)}$$

$$-\frac{1}{2k\cdot\mu}\cdot\frac{H_e}{D_c}+\frac{H}{D_c}\cdot\frac{H_e}{D_c}=\gamma_{sd}\cdot p\cdot\frac{H}{D_c} \tag{4.3-16}$$

Pv——作用于管径方向的水平（侧向）土压力（kgf/cm^2）（见图-4.3-9b）；

e′——回填土或填土的被动抵抗系数（kgf/cm^2）（e′随土质、施工方法、现场条件等而变化。在测定管道挠曲位移量或进行土质试验时，可以采用实测值。除管径较大管道，规模较大的工程及软弱粘性土等情况外，其设计均可参考表-4.4-9）；

F——变形滞后系数（通常为 1.0。但是当采用的 e′实测值由挠曲位移量的测定时期决定或由于土质及排水关系挠曲位移量发生时间滞后时，F 的限值可取 1.5。）；

R——管道平均半径（cm）；

$\triangle X_1$——水平挠曲量（cm）（式（4.4-8b）中由铅直土压力产生的挠曲位移量）。

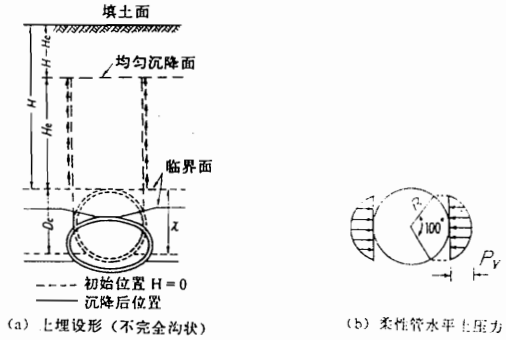


图-4.3-9　柔性管的土压力分布

〔注〕①管顶回填土深小于 2.0m 时，不论是槽形、上埋设形还是板桩施工，均应使用铅直土压力计算公式。

②当管顶回填土深大于 2.0m 时，对槽形和上埋设形，基本上采用 marston 公式。如果此时由 marston 公式求得的土压力比回填土深 H＝2.0m 由铅直土压力公式求得的土压力小时，则采用 H＝2.0m 时由铅直土压力公式得到的土压力（图-4.3-10），当槽宽度较大时，上埋设形铅直土压力要比槽形情况小。所以在选择管道布设方式时，应对上述两种情况加以比较，使作用于管体上的铅直压力达到最小。

③板桩施工时，板桩拔出可能会在地基和回填土之间留下一缝隙，与刚性管相同，柔性管管体也将产生挠曲变形，并对回填土的沉降产生一定影响。对于铅直土压力来说，这时只需考虑管道外径的大小。

④柔性管的水平（侧向）压力可采用公式（4.3-13a）进行计算。其分布为在管体侧面上以管轴为中心，100°范围内的抛物线分布。但是对于小管径管道（钢管、球墨铸铁管、玻璃复合管的管径小于 250mm；硬聚氯乙烯管、硬聚乙烯管的管径小于 125mm 时，均属于小管径管道），由回填土和填土产生的水平（侧向）土压力可以忽略不计。

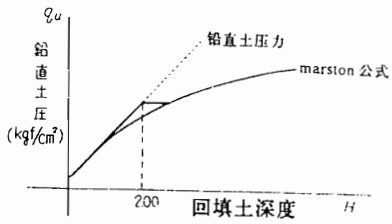


图-4.3-10　土压力计算公式适用范围

2.路面荷载

路面荷载主要考虑人群荷载和车辆荷载。这些路面荷载将使埋设的管道在水平和垂直方向产生相应的应力。但对于刚性管，一般不考虑其水平方面应力；对小管径柔性管（管径小于 250mm 的钢管、球墨铸铁管、玻璃钢复合管及管径小于 125mm 的硬聚氯乙烯

管、硬聚乙烯管），其水平方向应力也可以忽略不计。

2.1　人群产生的铅直荷载

作用于管道顶部的铅直人群荷载：

人群产生的铅直荷载 Wm 的设计标准为：

①路面有大型汽车通过时 $Wm = 0.05kgf/cm^2$；

②对没有大型汽车通过的机耕道路 $Wm = 0.03kgf/cm^2$；

③对于公路两侧的人行道 $Wm = 0.05kgf/cm^2$。

2.2　汽车产生的铅直荷载

2.2.1　一般事项

机动车辆一般有汽车、碾压机、推土机等几种类型。在设计时，应以卡车产生的铅直荷载作为设计标准。作用于路面的卡车荷载标准见《土地改良工程规划设计标准》中“设计　渠系工程（之一）”。在计算卡车产生的铅直荷载时，原则上采用布辛内斯克（Boussinesq）公式。

2.2.2　布辛内斯克计算公式

$$W_w = \alpha \cdot p\ (1 + i) \qquad (4.3-17)$$

式中　W_w——由卡车作用于管顶的铅直荷载（kg/cm^2）；

p——后轮所产生的荷载（kgf）；

i——冲击系数（见表-4.3-2）；

α——卡车的铅直荷载系数（cm^{-2}）（见图-4.3-11a，b）。

表-4.3-2　卡车荷载冲击系数 i 的标准值

覆盖层厚度（m） 道路状态	<1.5	1.5～2.5	<2.5
未铺装的道路	0.4	0.3	0.2
混凝土及沥青铺装的道路	0.3	0.2	0.1

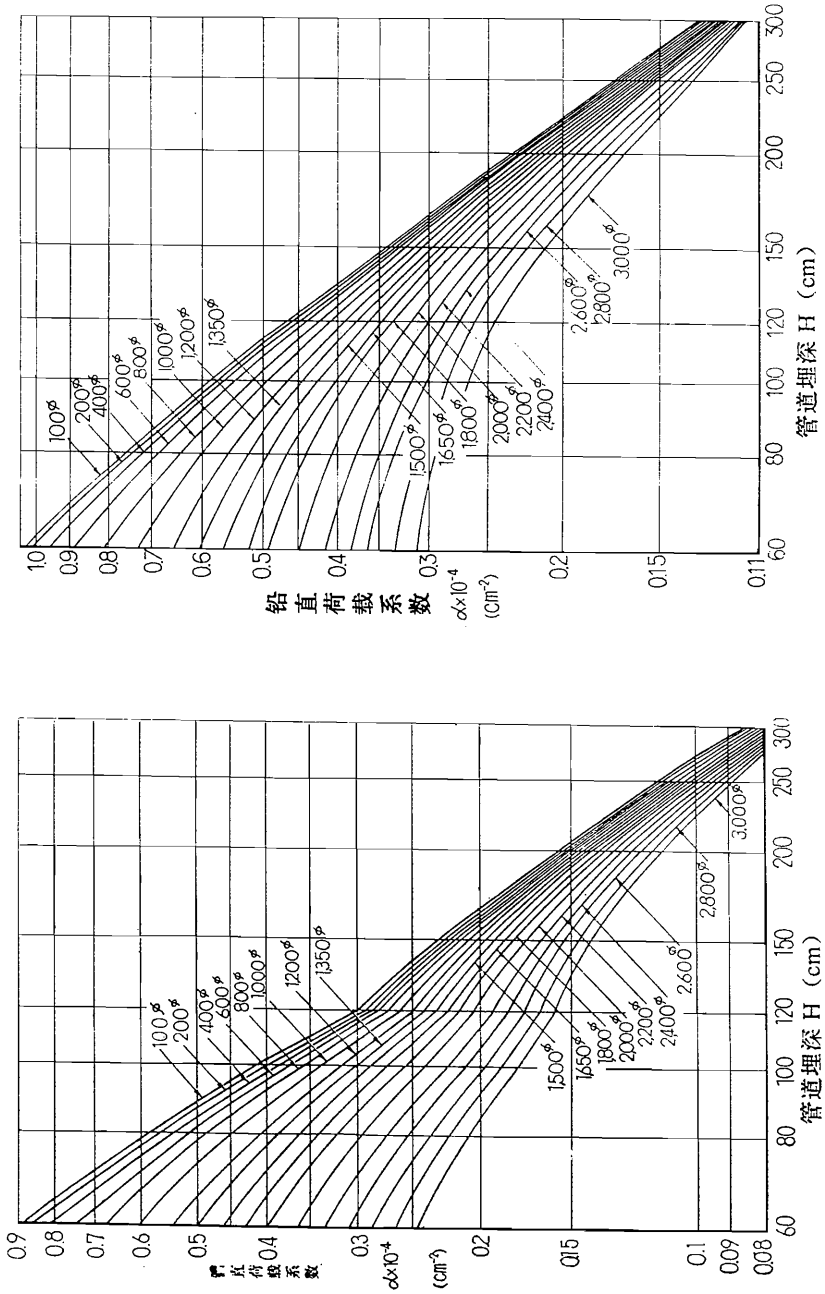


图-4.3-11 トラック荷重による鉛直荷重係数 α の値

图-4.3-11 卡车作用下的铅直荷载系数 α

〔说明　4.3 中 2 的有关参考内容〕

通过直接计算推求 α 值

当地表面作用有集中荷载 P 时，管体上侧受到的铅直作用荷载 Ww 可由式（4.3.2-参 1）表示：

$$W_w = \frac{C_i\ (1+i)\ \cdot p}{L \cdot D_c} \qquad (4.3.2-参1)$$

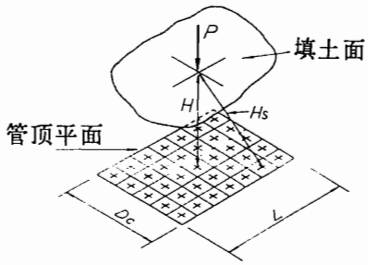


图-4.3.2-参 1　D.L.Holl 公式计算示意图

据此，式（4.3-17）中的 α 可表示为：

$$\alpha = \frac{C_i}{L \cdot Dc} \qquad (4.3.2-参2)$$

式中：Ci——用 Boussinesq 公式求得的 H 深处荷载分布面积上作用的铅直荷载之和；

H——埋设深度（cm）；

L——每一组荷载分布长度（cm）；

Dc——每一组荷载分布宽度，取 Dc 为管道外径（cm）。

Ci 的值可根据 D.L.Holl 公式（由积分方程得到）进行计算：

$$C_i = 1 - \frac{2}{\pi}\{\mathrm{Sin}^{-1}[\ H\sqrt{\frac{\frac{L^2}{4}+\frac{D_c^2}{4}+H^2}{(\frac{L^2}{4}+H^2)(\frac{D_c^2}{4}+H^2)}}\ ]$$

$$-\frac{\frac{L \cdot D_c \cdot H}{4}}{\sqrt{\frac{L^2}{4}+\frac{D_c^2}{4}+H^2}} \cdot (\frac{1}{\frac{L^2}{4}+H^2}+\frac{1}{\frac{D_c^2}{4}+H^2})\} \qquad (4.3.2-参3)$$

如图-4.3-2-参 1 所示，当集中荷载 P 位于荷载分布面积（L×Dc）的中央时，其应力分布左右对称。

因此，对于集中荷载正下方某一方位（长方形，面积为$\frac{L}{2}\times\frac{D_c}{2}$）铅直荷载之和$\sum\sigma_H$，可通过式（4.3.2－ 参 3）的变换进行求得：（其中$A=\frac{L}{2}$，$B=\frac{D_c}{2}$）：

$$\sum\sigma_H=0.25-\frac{1}{2\pi}\{\mathrm{Sin}^{-1}H\sqrt{\frac{A^2+B^2+H^2}{(A^2+H^2)\cdot(B^2+H^2)}}-$$

$$\frac{A\cdot B\cdot H}{\sqrt{A^2+B^2+H^2}}(\frac{1}{A^2+H^2}+\frac{1}{B^2+H^2})\}\qquad(4.3.2-参4)$$

有：

$$\alpha=4\sum\sigma_H/L\cdot Dc=\sum\sigma_H/A\cdot B$$

$\sum\sigma_H$ 是根据每组荷载作用状态，针对以下 3 种情况分别进行计算的。计算时应以图-4.3.2-参 a~c 所示阴影部分为计算对象。

在式（4.3.2-参 4）中，因$\sum\sigma_H$ 是 A、B、H 的函数，所以$\sum\sigma_H$ 可表示为：

$$\sum\sigma_H=F\ (A,\ B,\ H)\qquad(4-3.2-参5)$$

将下列 A、B 值分别代入上述公式，即可求解其相应的 α 值。

①只有一辆卡车，且 H＜120m（见图-4.3.2-参 2a）

在这种情况下，我们将后轮下方左右 50cm 范围即 L＝100cm 荷载分布面积作为计算对象，同时只考虑卡车一个后轮的作用。

P 产生的荷载为：

$$\sum\sigma_H=F\ (\frac{L}{2},\ \frac{d}{2},\ H)\qquad(4.3.2-参6)$$

$$\alpha=\sum\sigma_H/\ (\frac{L}{2}\times\frac{d}{2})$$

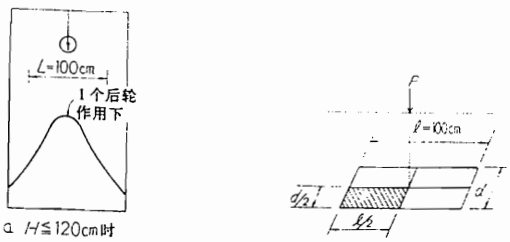


图-4.3.2-参 2a　1 辆卡车且 H＜120cm 时轮荷载分布

②只有一辆卡车，且 H>120m（见图-4.3.2-参 2b）

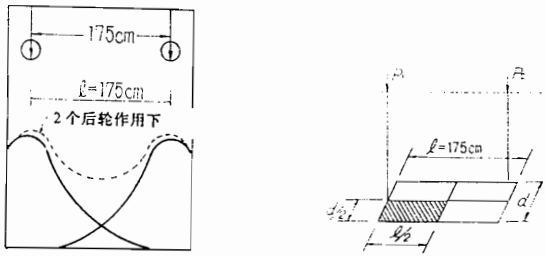


图-4.3.2-参 2b　1 辆卡车且 H>120cm 时轮荷载分布

如果考虑后轮之间荷载分布，则 L＝175cm，这时，卡车的两个后轮都起作用。

由P_1得到：$\sum\sigma_{H1}=F\left(\frac{L}{2},\ \frac{d}{2},\ H\right)$

由P_2得到：$\sum\sigma_{H2}=F\left(L,\ \frac{d}{2},\ H\right)-F\left(\frac{L}{2},\ \frac{d}{2},\ H\right)$

综合上述两式有：

$$\sum\sigma_{H}=\sum\sigma_{H1}+\sum\sigma_{H2}=F\left(L,\ \frac{d}{2},\ H\right) \qquad (4.3.2-参7)$$

$$\alpha=\sum\sigma_{H}\Big/\left(\frac{L}{2}\times\frac{d}{2}\right)$$

③有 2 辆卡车情况下（见图-4.3.2-参 2C）

当有 2 辆卡车并行通过时，L 取相互连结的两后轮之间的距离，并在计算时将 4 个后轮同时考虑进去。

P_1 产生的荷载为：

$$\sum\sigma_{H1}=F\left(1.75+\frac{L}{2},\ \frac{d}{2},\ H\right)-F\left(1.75,\ \frac{d}{2},\ H\right)$$

P_2产生的荷载为：

$$\sum\sigma_{H2}=F\left(\frac{L}{2},\ \frac{d}{2},\ H\right)$$

P_3产生的荷载为：

$$\sum\sigma_{H3}=F\left(L,\ \frac{d}{2},\ H\right)-F\left(\frac{L}{2},\ \frac{d}{2},\ H\right)$$

P_4产生的荷载为：

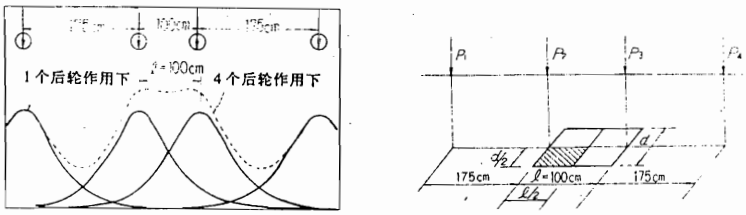
$$\sum\sigma_{H4}=F\left(1.75+L,\ \frac{d}{2},\ H\right)-F\left(1.75+\frac{L}{2},\ \frac{d}{2},\ H\right)$$

综合上述各式，得到：

$$\sum\sigma_{H}=\sum\sigma_{H1}+\sum\sigma_{H2}+\sum\sigma_{H3}+\sum\sigma_{H4}$$

$$=F\left(1.75+L,\ \frac{d}{2},\ H\right)+F\left(L,\ \frac{d}{2},\ H\right)-F\left(1.75,\ \frac{d}{2},\ H\right) \qquad (4.3.2-参8)$$

$$\alpha=\sum\sigma_{H}/\left(\frac{L}{2}+\frac{d}{2}\right)$$



c　2辆卡车作用情况

图-4.3.2-参2C　2辆卡车时轮荷载分布

2.3　路面荷载引起的水平荷载

水平荷载采用斯潘格拉的分析方法，其作用的分布是在管中心100°之间按抛物线分布。计算式为式（4.3-13b）。

另外这里不考虑刚性管。

$$Pw=\frac{e'}{R}\cdot\frac{\triangle X_2}{2} \qquad (4.3-13b)$$

Pw：路面荷载引起的水平荷载

$\triangle X_2$：水平挠曲量（cm）（是式（4.4-8C）中由路面荷载引起的挠曲量）

e′：被动阻力系数（并且取最终弯曲时的数值）。

3.轨道荷载

3.1　轨道荷载包括表-4.3-3 及 4 中不同线路的标准活荷载和铁道、枕木、道床等上置荷载。上置荷载的计算按照土地改良工程规划设计标准—设计［水路工程（之一）］中的计算方法。

轨道荷载引起的垂直荷载原则上用布辛内斯克公式计算。

表-4.3-3　不同线路的标准活荷载

线别	标准活荷载
1 级线	KS-16
2 级线	KS-16
3 级线	KS-16
4 级线	KS-14

表-4.3-4　K 荷载、S 荷载（单位：kgf）

K 荷载	单个驱动轴重	S 荷载	单个驱动轴重
K16	16000	S16	19500
K14	14000	S14	17100

（注）KS 荷载是国有铁路建设规程第 29 条中规定的荷载，K 荷载及 S 荷载中选用对结构物影响最大的，这时候荷载在构件上产生最大应力。

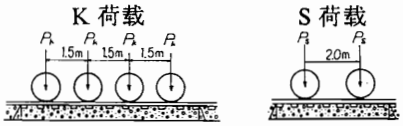


图-4.3-12　轨道荷载

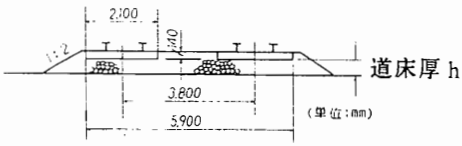


图-4.3-13　复线情况的轨道构造

$$W_{ks} = C_t \cdot p\ (1 + i) \qquad (4.3-18)$$

W_{ks}：由 K 荷载或 S 荷载引起的作用在管顶的垂直荷载（kgf/cm^2）

C_t：垂直荷载系数（管埋设深度 H 处影响系数 I 的总和）

P：由 K 荷载及 S 荷载所引起的荷载作用在枕木面积上时的均匀分布荷载（kgf/cm^2）

i：冲击系数（按照国铁的建筑物设计标准）

影响系数 I 是表示长方形均匀分布荷载影响到其拐角正下方 H 点的影响系数。用式

(4.3-19) 计算（参照图-4.3-14）。

$$I=\frac{q}{p}=\frac{1}{4\pi}\left(\frac{2m\cdot n\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+1+m^2\cdot n^2}\cdot\frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1}+\tan^{-1}\frac{2m\cdot n\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+1-m^2\cdot n^2}\right)$$

(4.3－19)

如

$$m=\frac{B}{H},\quad n=\frac{L}{H}$$

H：埋设深度（包括道床厚）

由式（4.3-19）求得的影响系数 I 值，请参照表-4.3-5。

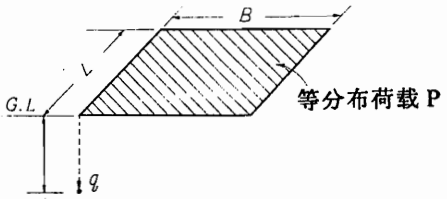


图-4.3-14　长方形均匀分布荷载产生的影响

长方形均匀分布荷载作用时，在荷载下方任意一点的荷载强度用长方形条分法来求得。

例如对于图-4.3-15 这样的荷载作用面来说，在它的下面脱离作用面的 O 点设有管路，求这一点的荷载强度时要考虑 OABC、OAFG 等长方形，然后求与这些长方形有关的 I 值，如果把这个值分作 I_{OB}、I_{OE}、I_{OF}、及 I_{OH}，式（4.3-18）中的 C_t 就变成式（4.3-20）的形式。

$$C_t=I_{OB}-I_{OE}-I_{OF}+I_{OH} \qquad (4.3-20)$$

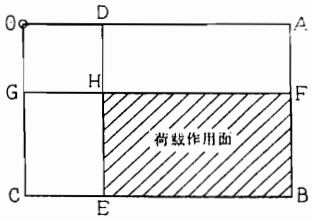


图-4.3-15　长方形条分法

表-4.3-5 影响系数 I 值

m	n											
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4
0.1	0.00470	0.09171	0.01323	0.01678	0.01978	0.02223	0.02420	0.02576	0.02698	0.02794	0.02926	0.03007
0.2	0.00917	0.01790	0.02585	0.03280	0.03866	0.04348	0.04735	0.05042	0.05283	0.05471	0.05733	0.05894
0.3	0.01323	0.02585	0.03735	0.04742	0.05593	0.06294	0.06858	0.07308	0.07661	0.07938	0.08323	0.08561
0.4	0.01678	0.03280	0.04742	0.060.24	0.07111	0.08009	0.08734	0.09314	0.09770	0.10129	0.10631	0.10941
0.5	0.01978	0.03866	0.05593	0.07111	0.08403	0.09473	0.10340	0.11035	0.11584	0.120.18	0.12626	0.130.03
0.6	0.02223	0.04346	0.06294	0.08009	0.09473	0.10688	0.11679	0.12474	0.13105	0.13605	0.14309	0.14749
0.7	0.02420	0.04735	0.06858	0.08734	0.10340	0.11679	0.12772	0.13653	0.14356	0.14914	0.15703	0.16199
0.8	0.02576	0.05042	0.07308	0.09314	0.11035	0.12474	0.13653	0.14607	0.15371	0.15978	0.16843	0.17389
0.9	0.02698	0.05283	0.07661	0.09770	0.11584	0.13105	0.14356	0.15371	0.16185	0.16835	0.17766	0.18357
1.0	00.02794	0.05471	0.07983	0.10.139	0.120.18	0.13605	0.14914	0.15978	0.16835	0.17522	0.18508	0.19139
1.2	0.02926	0.05733	0.08323	0.10631	0.12626	0.14309	0.15703	0.16843	0.17766	0.18508	0.19584	0.20278
1.4	0.03007	0.05894	0.08561	0.10941	0.13003	0.14749	0.16199	0.17389	0.18357	0.19139	0.20278	0.21020
1.6	0.03058	0.05994	0.08709	0.11135	0.13241	0.15028	0.16515	0.17739	0.18737	0.19546	0.20731	0.21510
1.8	0.03090	0.06058	0.08804	0.11260	0.13395	0.15207	0.16720	0.17967	0.18986	0.19814	0.21032	0.21836
2.0	0.03111	0.06100	0.08867	0.11342	0.13496	0.15326	0.16856	0.18119	0.19152	0.19994	0.21235	0.22058
2.5	0.03138	0.06155	0.08948	0.11450	0.13628	0.15483	0.17036	0.18321	0.19375	0.20236	0.21512	0.22364
3.0	0.03150	0.06178	0.08982	0.11495	0.13684	0.15550	0.17113	0.18407	0.19470	0.20341	0.21633	0.22499
4.0	0.03158	0.06194	0.09007	0.11527	0.13724	0.15598	0.17168	0.18469	0.19540	0.20417	0.21722	0.22600
5.0	0.03160	0.06199	0.09014	0.11537	0.13737	0.15612	0.17185	0.18488	0.19561	0.20440	0.21749	0.22632
6.0	0.03161	0.06201	0.09017	0.11541	0.13741	0.15617	0.17191	0.18496	0.19569	0.20449	0.21760	0.22644
8.0	0.03162	0.06202	0.09018	0.11543	0.13744	0.15621	0.17195	0.18500	0.19574	0.20455	0.21767	0.22652
10.0	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15622	0.17196	0.18502	0.19576	0.20457	0.21769	0.22654
∞	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15623	0.17197	0.18502	0.19577	0.20458	0.21770	0.22656

m	n										
	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	∞
0.1	0.03058	0.03090	0.03111	0.03138	0.03150	0.03158	0.03160	0.03161	0.03162	0.03162	
0.2	0.05949	0.06058	0.06100	0.06155	0.06178	0.06194	0.06199	0.06201	0.06202	0.06202	
0.3	0.08709	0.08804	0.08867	0.08948	0.08982	0.09007	0.09014	0.09017	0.09019	0.09019	
0.4	0.11135	0.11260	0.11342	0.11450	0.11495	0.11527	0.11537	0.11541	0.11544	0.11544	
0.5	0.13241	0.13395	0.13496	0.13628	0.13684	0.13724	0.13737	0.13741	0.13745	0.13745	
0.6	0.15028	0.15207	0.15326	0.15483	0.15550	0.15598	0.15612	0.15617	0.15622	0.15623	
0.7	0.16515	0.16720	0.16856	0.17036	0.17113	0.17168	0.17185	0.17191	0.17196	0.17197	
0.8	0.17739	0.17967	0.18119	0.18321	0.18407	0.18469	0.18488	0.18496	0.18502	0.18502	
0.9	0.18737	0.18986	0.19152	0.19375	0.19470	0.19540	0.19561	0.19569	0.19576	0.19557	
1.0	0.19546	0.19814	0.19994	0.20236	0.20431	0.20417	0.20440	0.20449	0.20457	0.20458	
1.2	0.20731	0.21032	0.21235	0.21512	0.21633	0.21722	0.21749	0.21760	0.21769	0.21770	
1.4	0.21510	0.21836	0.22058	0.22364	0.22499	0.22600	0.22632	0.22644	0.22654	0.22656	
1.6	0.22025	0.22372	0.22610	0.22940	0.23088	0.23200	0.23236	0.23249	0.23261	0.23263	
1.8	0.22372	0.22736	0.22986	0.23334	0.23495	0.23617	0.23656	0.23671	0.23684	0.23686	
2.0	0.22610	0.22986	0.23247	0.23614	0.23782	0.23912	0.23954	0.23970	0.23985	0.23987	
2.5	0.22940	0.23334	0.23614	0.24010	0.24196	0.24344	0.24392	0.24412	0.24429	0.24432	
3.0	0.23088	0.23495	0.23782	0.24196	0.24394	0.24554	0.24608	0.24630	0.24650	0.24654	
4.0	0.23200	0.23617	0.23912	0.24344	0.24554	0.24729	0.24791	0.24817	0.24842	0.24846	
5.0	0.23236	0.23656	0.23954	0.24392	0.24608	0.24791	0.24857	0.24885	0.24914	0.24919	
6.0	0.23249	0.23671	0.23970	0.24412	0.24630	0.24817	0.24885	0.24916	0.24946	0.24952	
8.0	0.23253	0.23681	0.23981	0.24425	0.24646	0.24836	0.24907	0.24939	0.24973	0.24980	
10.0	0.23261	0.23684	0.23985	0.24429	0.24650	0.24842	0.24914	0.24946	0.24981	0.24989	
∞	0.23263	0.23686	0.23987	0.24432	0.24654	0.24846	0.24919	0.24952	0.24989	0.250.00	

在有几个荷载作用面，并且荷载的大小又不相同的情况下，只需用相同的方法重复计算就可以了。

在长方形分布荷载作用的情况下，传播到管上的荷载也被适当地分散。因此象集中荷载那样在求作用在管上的平均荷载强度时，不需要特别考虑关于有效长度的问题，就是将由式（4.3-18）求出的值作为管顶上的垂直荷载。

3.2　轨道荷载引起的水平荷载

水平荷载按照与路面荷载引起的水平荷载同样的方法处理，计算式为式(4.3-13C)。另外，刚性管及小口径的柔性管，这里不进行考虑。

$$P_{ks}=\frac{e'}{R}\cdot\frac{\triangle X_2}{2} \qquad (4.3-13e)$$

P_{ks}：轨道荷载引起的水平荷载（kgf／cm^2）

$\triangle X_2$：水平挠曲量（cm）（是式（4.4-8c）中由轨道荷载产生的挠曲量）

e'：被动阻力系数。并且取最终弯曲时的数值。

4.其他上置荷载

4.1　上置荷载

作用在埋设管上的上置荷载要换算成单位垂直荷载用 Wv（kgf／cm^2）表示。

关于水平荷载，按与土压力同样的方法处理。

4.2　推土机荷载（参照图-4.3-16）

4.2.1　由推土机而产生的作用在埋设管上的垂直荷载按式（4.3-21）求。

$$W_B=(n\cdot q_B\ (1+i)\ \ (\frac{b}{b+2H\tan Q}) \qquad (4.3-21)$$

W_B：推土机引起的垂直荷载（kgf／cm^2）；

H：从回填面至管顶的深度（cm）；

i：冲击系数；

q_B：推土机的接触地面压力（kgf／cm^2）；

b：履带宽度（cm）；

Q：荷载在土中的扩散角度（°）。一般的土质为 45°。

n：只有一个履带作用时 n＝1；两个履带作用时 n＝2。

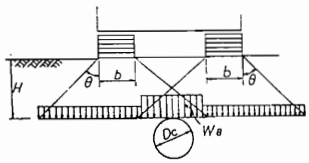


图-4.3-16　推土机荷载

4.2.2　水平荷载按照与路面荷载同样的方法处理。

5.管体自重及管内水重

在审查管体的强度时，必须考虑管体自重及管内水重。而在使用刚性管及玻璃钢复合管的选定图时，管体自重的要素已经被包含在内压及破坏荷载中就没有必要再计算了。

6.地基反力

推定产生在管体基础上的实际反力是很困难的，一般是假定为均匀分布在管体支承角内的基础面上。

另外，地基反力根据基础的支承状态而变化。采用斯潘格拉学说，如图-4.3-17 所示，认为地基反力仅仅均匀分布在某个范围（支承角）。

地基反力除基础是固定支承以外，不一定都是均匀分布的，另外柔性管由于弯曲，反力分布也会发生变化。这里是假定在任何情况下，地基反力都近似地均匀分布在支承角内的基础面上。

为了埋设管的安全，必须把基础的支承角做大一些，以保证均等的反力分布。在埋设管的设计及施工时这一点应特别加以注意。

各种基础状态的设计支承角标准在本章第四节（2.设计支承角）中介绍过。

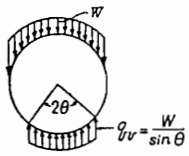


图-4.3-17　基础反力分布

7.内水压

作用在管体上的内水压力值为静水压力加上水锤压力。

7.1　静水压力

作用在管体上的静水压力根据管路的形式（参照图-3.2-5）而有所不同。一般开敞式管路是指由设计流量时的动力坡降线求得的动水压力，半封闭及封闭式管路是指由送配水停止时的静止水位求得的静水压力。送配水方式为压力罐时，要把水泵停止时压力罐内的最高给水压力（水泵 ON-OFF 控制的设定要使得水泵在该压力下停止运行）换算成水头，由换算后的静止水位求得的静水压就是作用在管体上的静水压力。

7.2　水锤压力

作用在管体上的水锤压力按第三章第二节中（2.水锤压的计算）方法计算。

8.其他荷载

其他荷载有地震力、水流引起的离心力、温度变化引起的荷载及浮力等等。但管路的断面设计时，除特殊情况外，地震力和温度变化引起的荷载一般不予考虑。

浮力除了审查管路放空时上浮的情况外，在断面设计上最好也不考虑。

4.4 管体的横断面设计

在进行管体横断面设计时，需要满足以下所给定的条件。

1.对于作用在管体内外的荷载要有足够的耐压强度。

2.管体为柔性管时，外压所引起的挠度量要控制在不破坏管路性能及安全性的范围以内。

〔说明〕

管体除受内水压力作用外，同时还受回填土的土压力和路面荷载等外压作用。

一般情况下，内压作用在管体上时整个横断面产生拉应力，而外压作用在管体上时，其产生的弯矩会使横断面产生弯曲拉应力和弯曲压应力。当内外压同时作用在管体时，由于复合作用，拉应力会加权作用在断面的某一部分，当管体强度不足时就会发生破坏。因此，在管体的横断面设计时要考虑同时作用在管体上内外压力的复合作用，设计上要保证足够的安全。

1.产生在横断面上的弯矩

就管体来说，一般最大弯矩产生在管底部。在各种荷载条件和基础支承条件下，产生在 1cm 长度管体的横断面上的最大弯矩（管底部）见表-4.4-1 及表-4.4-2。

确定了基础的支承角及同时作用的各种设计荷载以后，可以利用本表分别计算所产生的弯矩，其代数和就是产生在管体横断面的最大弯矩。

表中：

W：作用在管体单位面积上的垂直荷载（kgf/cm^2）

（W＝垂直土压力 Wv+路面荷载 Ww、WM，另外还有 KS 活荷载 Wk、Ws，推土机荷载 Ws 及上置荷载 W′v

W_0：水的单位体积重量（$0.001kgf/cm^3$）

W_d：管长为 1cm 的管体重量（kgf）

p_1：管顶部的水平荷载（kgf/cm^2）

p_2：管底部的水平荷载（kgf/cm^2）

（p_1、p_2 只考虑水平土压力）

R：至管厚中心的半径（cm）

P：作用在管体侧面中央的水平荷载（kgf/cm^2）（P＝水平土压力 Pv+管体自重 W 和管内水重 W_0+水平路面荷载，另外还有水平轨道荷载 P_{KS}，水平推土机荷载 P_B 及水平上置荷载 P'_V）

其他符号与刚性管相同。

2.设计支承角

用于弯矩计算的设计支承角与基础的状态有关，以下表示的是设计支承角的标准值。

①土基础设计支承角的标准值见表-4.4-3

②混凝土基础的设计支承角就是混凝土的包角。

表-4.4-1　产生在刚性管横断面上的最大弯矩（管底）（单位：kgf・cm／cm）

项目 / 对象荷载	设计支承角 (2θ°)	支承条件		荷载作用状态	
		自由支承	固定支承	自由支承	固定支承
铅直平均分布荷载	0	*0.587WR²	–		
	30	0.468WR²	–		
	60	0.377WR²	–		
	90	0.314WR²	0.303WR²		
	120	0.275WR²	0.243WR²		
	180	*0.250WR²	0.220WR²		
管内水重	0	*0.750W_0R^3	–		
	30	0.563W_0R^3	–		
	60	0.420W_0R^3	–		
	90	0.321W_0R^3	0.260W_0R^3		
	120	0.260W_0R^3	0.166W_0R^3		
	180	*0.220W_0R^3	0.055W_0R^3		
管体自重	0	*0.239W_dR	–		
	30	*0.179W_dR	–		
	60	*0.134W_dR	–		
	90	*0.102W_dR	*0.082W_dR		
	120	*0.083W_dR	*0.052W_dR		
	180	*0.070W_dR	*0.017W_dR		
侧面水平荷载	0～180	–(0.104p_1+0.146p_2)R^2	–(0.014p_1+0.146p_2)R^2		

（注）①固定支承条件下，垂直平均分布荷载下的弯矩式中的系数是根据建设省土木研究所模型实验等方面的结果，由日本下水道协会推荐的（参考 JISA 5303 的解说）。*号是作为参考。

表-4.4-2　产生在柔性管横断面上的最大弯矩（管底）（单位：kgf·cm／cm）

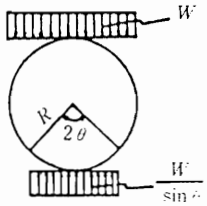
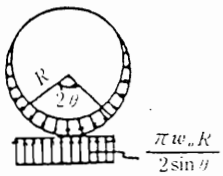
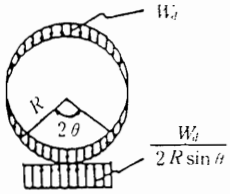
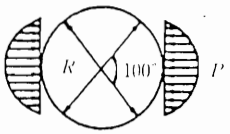
项目 对象荷载	设计支承角(2θ°)	支承条件(自由支承)	荷载作用状态
铅直平均分布荷载	0 30 60 90 120 180	*0.587WR^2 0.468WR^2 0.377WR^2 0.314WR^2 0.275WR^2 *0.250WR^2	
管内水重	0 30 60 90 120 180	*0.750W_0R^3 0.563W_0R^3 0.420W_0R^3 0.321W_0R^3 0.260W_0R^3 *0.220W_0R^3	
管体自重	0 30 60 90 120 180	*0.239W_dR 0.179W_dR 0.134W_dR 0.102W_dR 0.083W_dR *0.070W_dR	
侧面水平荷载	0～180	-0.166PR^2	

表-4.4-3　压实土基础的设计支承角（°）

管种 施工支承角（°） 土的分类		刚性管			柔性管		
		90以上	120以上	180以上	90以上	120以上	180以上
砾石	GW GP GM GC	–	90		–	90	
砂	SW	60*	90	120	60*	90	120
	SP	–	90		–	90	
砂质壤土	SM SC	–	60		–	60	
粉质壤土	ML	–	30		–	60	

（注）*只有在大口径的情况下才考虑。

3.刚性管的管种选定

3.1　一般事项

这里所提的刚性管指的是离心式钢筋混凝土管和心模式预应力混凝土管。

当内外压力同时作用在这样的刚性管上时，管材的初裂荷载与内外压之间符合式（4.4-1）的关系。

$$\left(\frac{P_H}{P_c/S}\right)^n + \left(\frac{H_P}{H_c/S}\right) = 1 \qquad (4.4-1)$$

P_c：内压为零时，开始发生破坏或开裂的外压（kgf／cm）

H_c：外压为零时，开始发生破坏或开裂的内压（kgf／cm^2）

P_H：内压为 Hp 时，开始发生破坏或开裂的（容许）外压（kgf／cm）

H_P：外压为 P_H 时，开始发生破坏或开裂的（容许）内压（kgf／cm^2）

S：安全系数。

n：由管材的种类和构造等决定的系数

上式中的 n 值是根据管体的材质而变化的，用心模式预应力混凝土管所做的实验得出 n 值的范围为 n＝1.5～3。本规范中规定离心式钢筋混凝土管和心模式预应力混凝土管都采用 n＝1.5。把各管材的 n 值代入式（4.4-1）时，初裂荷载和内外压的关系如图-4.4-1a，b 所示。

利用图-4.4-1a，b 就可以计算管材的耐压强度。

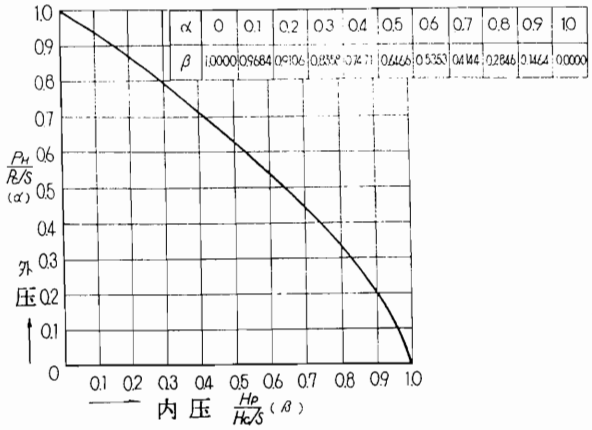


图-4.4-1a　离心式钢筋混凝土管及心模式预应力混凝土管开裂时内外压的关系（n＝1.5）

3.2　管种选定的步骤

在式（4.4-1）的基础上考虑安全系数，就可以进行管种选定。其选定的步骤如下。

①假定使用的管种，求 Pc 值。

Pc 值用外压线荷载（kgf／cm）表示，采用下面各值。

离心式钢筋混凝土管……使用 JIS 中的初裂荷载值。

心模式预应力混凝土管……用 JIS 及协会标准中的初裂荷载值。

②上面假定管种的 Hc 值用以下各值。

离心式钢筋混凝土管……使用 JISA5303 中的试验水压值。

心模式预应力混凝土管……用协会标准中的初裂内压值。

需要说明，初裂内压强度是预应力为零时的数值。

③根据假设管种的埋设条件，求外压线荷载 P_H 值。

根据管的埋设条件，计算发生在管体的最大弯矩（通过表-4.4-1，表-4.4-2 求得的值）M，然后把这个最大弯矩 M 用式（4.4-2）换算成线荷载就是 P_H。

$$P_H = \frac{\pi M}{R} = \frac{M}{0.318R} \qquad (4.4-2)$$

P_H：外压线荷载（kgf／cm）

M：外压作用下，发生在每 cm 管体上的最大弯短（kgf・cm／cm）

R：至管厚中心的半径（cm）

〔注〕计算最大弯矩时，管体的自重因素已经包含在 P_C 和 H_C 值中，不必重复计算。

④用式（4.4-3）求假定管种的容许内压 H_P 值。

$$\left(\frac{P_H}{Pc/S}\right)^n + \left(\frac{H_P}{Hc/S}\right) = 1 \qquad (4.4-3)$$

S：安全系数（1.5 以上）

实际计算时，可以就假定的管种求出 $\alpha = \frac{P_H}{Pc/S}$，然后从图-4.4-1a，b 中查出对应的 $\beta = \frac{H_P}{Hc/S}$ 值，根据 $Hp = \beta \cdot \frac{Hc}{S}$ 求 Hp 值。这个 Hp 就是假定管种的容许内压。

⑤判定假定的管种是否适宜　上面求出的 Hp 是假定管种的容许内压。如果从水力设计上求得的设计水压（静水压+水锤压）小于或等于 Hp，就满足设计条件，使用假定的管种是安全的。

如果不满足设计条件就要重新假定管种，重复上面的计算步骤，直到满足为止，这样就可以选出最适宜的管种。

3.3　管种选定图

管种选定图见书末附图-2。

4.柔性管的管种选定

4.1　一般事项

如前所述，柔性管具有弯曲至管厚中心直径的百分之几也不会发生实质性损伤的特性，但如果水平挠曲量（△X）过大会引起接头部位漏水，管内外的涂装保护开裂、不能确保必要的过水断面等情况。

为防止这种情况发生，柔性管要限制挠曲量，规定容许挠曲率。这个容许挠曲率用对应于管厚中心直径（2R）的比（$\delta=\triangle X/2R\times100(\%)$）表示。

允许挠曲率以 5%为标准，在此基础上再考虑施工误差就确定了设计挠曲率。设计挠曲率的标准为表-4.4-5 中的数值。这样设计挠曲量就是$\triangle X=\delta\times2R\div100$。

但是在特大口径管路时，仅用挠曲率判断时，有可能发生不能确保接头性能和必要的过水段面等不利情况，这时就需要进一步考虑挠曲量的限制。

由此可见，在柔性管的管种选定时，要同时求出由管材允许应力强度决定的管厚和由设计挠曲率决定的管厚，只有两方面都满足时，才能采用。

另外，球墨铸铁管和钢管在最终决定管厚时，要预留出腐蚀预备量和管厚公差余量，玻璃钢复合管要用与刚性管同样的方法审查在内外压作用下的安全性。

4.2　由内外压力求管厚的计算公式

4.2.1　球墨铸铁管及钢管

球墨铸铁管及钢管应力计算上所需的最小管厚可根据在内外压同时作用时，发生在管体的弯矩所引起的边缘应力控制在管材的允许应力强度以内的条件下导出的式（4.4-4）求得。

最终决定的管厚要在求得的必要管厚 t 的基础上再预留出腐蚀预备量及管厚公差余量。

$$t\geqslant\frac{0.5D\cdot H+\sqrt{(0.5D\cdot H)^2+24\alpha\cdot\sigma_a\cdot M}}{2\sigma_a}\qquad(4.4-4)$$

t：由应力计算求出的必要管厚（cm）

D：管内径（cm）

H：设计水压（kgf/cm^2），且 $H=H_1+H_2$

H_1：静水压（kgf/cm^2），H_2：水锤压（kgf/cm^2）

M：外压作用下，发生在每 cm 管体上的最大弯矩（kgfcm／cm）（参照表-4.4-2）

α：拉应力／弯曲应力（球墨铸铁管和钢管为 0.7）

σ_a：允许拉应力强度

〔注〕容许应力强度值如下。

①球墨铸铁管，安全系数为 2

$\sigma_a=3780\div2=1890kgf/cm^2$

②钢管，安全系数为 2

STPY41 时 $\sigma_a=3485\div2=1740kgf/cm^2$

SGP 时 $\sigma_a=2550\div2=1270kgf/cm^2$

另外，球墨铸铁管及钢管要根据其内外涂装的有无及涂装方法，考虑腐蚀预备量。

〔注〕最终管厚，在考虑预留腐蚀预备量及管厚公差余量的情况下，按式（4.4-5a～c）求。

球墨铸铁管　　当$t+1\geqslant10mm$时，$T=1.1(t+1)$　　（4.4－5a）

当$t+1<10mm$时，$T=t+2$ （4.4－5b）

钢管 $T=t+1$ （4.4－5c）

从满足上面求得的管厚（T）的标准管中选定最小管厚的管种。

4.2.2 硬质聚氯乙烯管及聚乙烯管

管厚由式（4.4-6）求。

$$t \geqslant \frac{D}{4}\left(\frac{H_1}{\sigma_{a1}}+\frac{H_2}{\sigma_{a2}}\right)+\sqrt{\frac{D^2}{16}\left(\frac{H_1}{\sigma_{a1}}+\frac{H_2}{\sigma_{a2}}\right)^2+6\alpha\left(\frac{M_1}{\sigma_{b1}}+\frac{M_2}{\sigma_{b2}}\right)} \quad (4.4-6)$$

t：管厚（cm）

D：管内径（cm）

H_1：静水压（kgf/cm^2）

H_2：水锤压（kgf/cm^2）

M_1：长期荷载（水压力、上置荷载等）作用下，发生在每 cm 管体上的最大弯矩（kgfcm／cm）

M_2：短期荷载（路面荷载、轨道荷载、推土机荷载）作用下，发生在每 cm 管体上的最大弯距（kgfcm／cm）

α：拉应力／弯曲应力（硬质聚氯乙烯管为 0.55，硬质聚乙烯管为 0.75）

σ：容许拉应力强度（kgf/cm^2）（参照表-4.4-4）

表-4.4-4 容许拉应力强度σ值

管种＼项目	内压		外压	
	静水压 σ_{a1}	水锤压 σ_{a2}	土压 σ_{b1}	轮荷载、轨道荷载 σ_{b2}
硬质聚氯乙烯管	170	250	170	250
硬质聚乙烯管	90	140	90	140

（注）本表的容许应力强度，是在硬质聚乙烯管为 280kgf／cm^2 硬质聚氯乙烯管为 500kgf／cm^2，安全系数采用 σ_{a1} 和 σ_{b1} 时为 3.0，σ_{a2} 和 σ_{b2} 时为 2.0 的条件下求出的。

4.2.3 玻璃钢复合管

玻璃钢复合管是复合材料制成的，所以不能用单一材料导出的应力计算式求管厚。

因此，与刚性管同样也使用内外压合成式，以将设计水压控制在管的容许内压以内为原则选定管种。

$$\left(\frac{P_H}{Pc/S}\right)^n+\left(\frac{H_P}{Hc/S}\right)=1 \quad (4.4-7)$$

Pc：内压为零时的外压（kgf／cm）

Hc：外压为零时的内压（kgf／cm）

P_H：内压为 H_P 时的（容许）外压（kgf／cm）

H_p：外压为 P_H 时的（容许）内压（kgf／cm）

S：安全系数（2.0 以上）

n：由管的种类和构造决定的系数。玻璃钢复合管为 2.0

〔注〕目前还没有关于玻璃钢复合管 n 值的试验结果，但就材质等方面与其他管种比较考虑 n 值应不小于 2.0 因此本标准定为 n＝2.0。

内外压的关系如图-4.4-1b 所示。

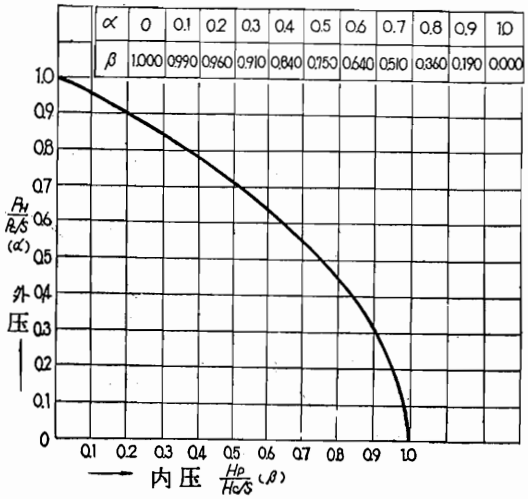


图-4.4-1b　玻璃钢复合管破坏时内外压的关系（n＝2）

管和的选定步骤及管种选定表的使用方法，可采用刚性管完全相同的方法。

4.3　由挠曲率求管厚的计算公式

在审查柔性管的挠度时，用把管内水重、管体自重及路面荷载等考虑进斯潘格拉（Spargler）修正式中进行修正后的式（4.4-8a）计算。

$$\triangle X = \triangle X_1 + \triangle X_2 \qquad (4.4-8a)$$

$$\triangle X_1 = F\frac{2\,(K \cdot Wv \cdot R^4 + K_0 \cdot W_0 \cdot R^5 + Kp \cdot Wp \cdot R^4)}{EI + 0.061e'} \qquad (4.4-8b)$$

$$\triangle X_2 = \frac{2 \cdot K \cdot Ww \cdot R^4}{EI + 0.061e'R_3} \qquad (4.4-8c)$$

水平挠曲量与管厚中心直径的比率（%），可把式（4.4-8b）和式（4.4-8c）代入整理后，用式（4.4-9）表示。

$$\frac{\triangle X}{2R}\times 100\ (\%)=\frac{F\ (K\cdot Wv+K_0\cdot W_0\cdot R+Kp\cdot W_p)\ +k\cdot Ww}{\frac{EI}{R^3}+0.061e'}\times 100\ (\%) \qquad (4.4-9)$$

$\triangle X$：水平挠曲量（cm）

$\triangle X_1$：长期荷载作用下的挠曲量

$\triangle X_2$：短期荷载作用下的挠曲量

R：管厚中心半径（cm）

Wv：由土压、上置荷载引起的垂直荷载（kgf/cm^2）

Ww：由路面荷载、轨道荷载及推土机荷载引起的垂直荷载（kgf/cm^2）

W_0：水的单位体积重量（$0.001kgf/cm^3$）

Wp：管体每单位面积的重量（从宽度为 1cm 的圆环上，沿圆周方向间隔为 1cm 切取的切片重量）（kgf/cm^2）（当管体的自重无法表示时，请用表-4.4-7 求管体每单位面积的重量）

K、K_0、K_P：由基础支承角决定的系数（参照表-4.4-6）

F：变形滞后系数（通常为 1.0，但是当采用实侧 e′值时就与挠曲量的测定时期有关，或当需要考虑因土质及排水条件挠曲发生时间滞后时，可以用 1.5 为限度）

E：管材的弹性模量（kgf/cm^2）（参照表-3.2-1）

I：以管轴方向为轴，管子每 cm 管壁断面的惯性矩（cm^4/cm）

e′：回填土或填方土的被动抵抗系数（kgf/cm^2）（e′因土质、施工方法、现场条件等而变化。可以通过实施挠曲量测定或土质试验等，用 e′的实侧值。但是除大口径管路、大规模工程及软弱的粘土等特殊土质以外，都可以参考表-4.4-9 的数值进行设计）

〔注〕在用挠曲量求 e′时，可用式（4.4-8b）的变形式（4.4-8b′）求。

$$e'=\frac{2F\ (K\cdot Wv\cdot R^4+K_0\cdot W_0\cdot R^5+Kp\cdot Wp\cdot R^4)\ -E\cdot I\cdot\triangle X_1}{0.061R^2\triangle X_1} \qquad (4.4-8b')$$

至此如果管的埋设条件确定，式（4.4-9）中的设计挠曲率$\frac{\triangle X}{2R}\times 100$（%）及其他各数值就都确定了，这时 I 值就可以求了。

$$I=\frac{R^3}{E}\cdot\left\{\frac{F\left(K\cdot Wv+K_0\cdot W_0\cdot R+Kp\cdot Wp\right)+K\cdot Ww}{\frac{\triangle X}{2R}}-0.061e'\right\}$$

（4.4－10）

接下来因断面的惯性矩是 $b\cdot t^3/12$，当 b＝1.0cm 时就可以通过式（4.4-11）求出管厚 t。

$$t\geqslant\sqrt[3]{12\cdot I}$$

（4.4－11）

在这个基础上再预留出腐蚀预备量及管厚公差余量就是最终管厚。关于腐蚀预备量和管厚公差请参照式（4.4-5a～c）。

选定即满足由式（4.4-11）求出的管厚又满足由内外压应力计算求出的管厚的管种。

另外在用挠曲量决定管厚的计算时，如本章第一节（一般事项）中叙述的要把管的挠曲量控制在设计挠曲率以内，因此还要考虑偏差的幅度。式（4.4-9）中的$\frac{\triangle X}{2R}\times100$（%）使用表-4.4-5 中设计弯曲率的数值。

表-4.4-5　设计挠曲率的标准　　（单位：%）

压实程度	无压实	压实Ⅰ	压实Ⅱ
容许挠曲率	5	5	5
挠曲率的偏差	±2	±2	±1
设计挠曲率	3	3	4

（注）压实程度请参照表-4.4-9 土的被动抵抗系数 e′的标准值中（注）部分。

表-4.4-6　k，k_0，kp 的标准值

基础的设计支承角	0°	30°	60°	90°	120°	180°
k	0.110	0.108	0.103	0.096	0.089	0.083
k_0	0.107	0.104	0.096	0.085	0.075	0.065
kp	0.215	0.208	0.191	0.169	0.149	0.131

表-4.4-7　管体的比重

管种	比重
离心式钢筋混凝土管	2.45
心模式预应力混凝土管	2.5
球墨铸铁管	7.15
钢管	7.85
硬质聚氯乙烯管	1.43
硬质聚乙烯管	0.96
玻璃钢复合管	2.0

（注）管体的自重也因管种而异。

另外因玻璃钢复合管是复合材料制成的，不能用这种方法求管厚。可以根据式（-4.4-9）求出 EI 值，然后从表-4.4-8 中查出与 EI 值相等或略大的符合管径要求的管体，这就是所要采用的管种。

表-4.4-8　玻璃钢复合管的 EI 值（$\times 10^3$kgf · cm^2／cm）

公称直径	1 种	2 种	3 种	4 种	5 种
200	5.288	4.716	3.859	3.480	3.287
250	6.504	5.801	4.746	4.219	4.043
300	8.320	7.467	6.187	5.547	5.333
350	9.980	8.956	7.421	6.653	6.397
400	12.45	11.23	9.416	8.505	8.201
450	14.64	13.21	11.07	10.00	9.645
500	18.33	16.66	14.16	12.91	12.50
600	31.68	28.80	24.48	22.32	21.60
700	50.30	45.73	38.87	35.44	34.30
800	75.09	68.26	58.02	52.90	51.20
900	106.9	97.20	82.62	75.33	72.90
1，000	146.6	133.3	113.3	103.3	100.0
1，100	195.2	177.4	150.8	137.5	133.1
1，200	253.4	230.4	195.8	178.5	172.8
1，350	306.8	328.0	278.1	254.2	246.0
1，500	495.0	450..0	382.5	348.7	337.5
1，650	658.8	598.9	509.1	464.1	449.2
1，800	855.3	777.6	660.9	602.6	582.2
2，000	1，173	1，066	906.6	826.6	800.0
2，200	1，561	1，419	1，206	1，100	1，064
2，400	2，027	1，843	1，566	1，428	1，382
2，600	2，577	2，343	1，991	1，816	1，757
2，800	3，219	2，926	2，487	2，268	2，195
3，000	3，960	3，600	3，060	2，790	2，700

表-4.4-9　土的被动抵抗系数 e′的标准值（单位：kgf／cm^2）

回填土的种类（统一土质分类法）＼压实程度		无压实	压实Ⅰ	压实Ⅱ
细粒土	液限为 50%以下，粗粒部分为 25%以下的 CL、ML、ML-CL	3.5	14	28
细粒土	液限为 50%以下，粗粒部分为 25%以上的 CL、ML、ML-CL	7	28	70
粗粒土	细粒部分为 12%以上的 GM、GC、SM、SC			
粗粒土	细粒部分为 12%以下的 GW、GP、SM、SC	14	70	140

（注 1）

①压实程度解释如下：

无压实……不必进行严密的施工管理（但也不是所谓的膨松状态）

压实Ⅰ……葡氏密度为 85%或相对密度在 40%左右。（按规定的技术要求进行管理的压实）

压实Ⅱ……葡氏密度为 85%以上或相对密度在 40%以上。（在严密的施工管理条件下进行的压实）

②液限是指土的液限在 50%以下。如果要求必须回填液限为 50%以下的土时，要用其他方法审查决

定 e′值。

③葡氏密度是指按 JISA1210 中的试验法-1 做出的最大干燥密度。

④相对密度对粗粒土来说是一种有效的管理方法，但关于试验方法在 JIS 等国内标准中还没有。①中所表示的值是按照美国的标准。

(注 2) e′的适用方法

①管体一侧（单侧）回填沟的宽度在 $2D_C$ 以上时采用本表的数值。

②管体一侧（单侧）回填沟的宽度在 $0.5D_C$ 以上，并且大于 50cm 而不足 $2D_C$ 时，按以下情况处理。

a 回填土的 e′小于现地基的 e′时，采用本表的数值。

b 回填土的 e′大于现地基的 e′时，使用本表的 1／2 值与现地基 e′值中大的一个。

③管体一侧（单侧）回填沟的宽度不足 $0.5D_C$ 时，以现地基的 e′为上限，适用本表的数值。

(注 3)

①当回填土的种类不在本表之内时，可以用类似土的 e′或取相近两栏的平均值。

②回填土种类在 2 种以上或因压实程度不同，回填土需要分层时，可以按各层的厚度者进行比例分配求 e′值。

(注 4) 求现地基及回填土的 e′有一个简便的方法，就是下面介绍的方法。

$$e' = \frac{Es}{2\ (1 - v^2)}$$

Es：是通过施加与管中心部位埋设深度的土压相当的侧压 σ_3 进行的三轴压缩试验得出的应力～应变曲线而求出的。

①三轴试验所用的试料要压实到与回填土相同的密度，在施加侧压 σ 的同时进行排水，待充分地透水之后进行压缩试验。

②用上式求得的 e′必须满足下面的条件才能用于设计。

ⓐ 管直径 $D = 2 \cdot R < 1.5m$ 时

$e' > 0.55 \cdot R$ (kgf／cm²)，$Es > 70kgf/cm^2$

ⓑ $D = 2 \cdot R > 1.5m$ 时

$Es \geqslant 70 + 14\ (\frac{D - 150}{30})$ (kgf／cm²)

V：泊松比（一般为 0.5）

本式是参考下面的资料作成的。

Meyerhof, G.G. and Fisher, C.L., Composite design of underground steel structures, Eng. Inst. Canada Eng. Jnl.(Sept. 1963)

(注 5)

本表是参考下面的资料作成的。

①Modulus of soil reaction (E′) values for buried flexible pipe: (Amster. K. Howard 1976)

②Recommended practice for underground thermosetting resin pipe and reinforced plastic mortar pipe: (1976)

4.5 管体的纵断设计

当预计在管体的纵断方向有很大的弯矩或不平衡力作用时，要对管体的纵断方向进行审查，其内容包括管体的弯曲强度及关于移动的安全性。

〔说明〕

1.一般事项

一般就埋设管来说，由回填土和填方引起的荷载与反力无论取管体纵断的哪一部分基本上都是均衡的。因此可以认为在这个方向没有弯矩的作用或非常小，纵断方向的强度通常情况下不进行审查。

但是在汽车荷载作用及管体上设置支墩其凸缘部分有可能成为支点等情况下，就不可忽视了。这时弯矩会作用在管体的纵断方向。这种情况下就要确定管体对于荷载是否安全耐久，如果有必要还要进一步考虑增加这部分纵断方向的强度、更换管种、选用合理的接头构造和位置及施工方法等措施。特别是小口径的管纵断方向的强度较低，需要特别加以注意。

2.产生在纵断方向上的弯矩

用式（4.5-1）检查管体纵断方向强度的安全性。

$$M_R \geqslant M \cdot S \qquad (4.5-1)$$

M：作用在管体纵断方向的弯矩（kgf·cm）

M_R：管体纵断方向的抵抗弯矩（kgf·cm）

S：安全系数（2.0以上）

离心式钢筋混凝土管及心模式预应力混凝土管对于初裂荷载安全系数应再增加1.5以上。

2.1 作用在管体纵断方向上的弯矩

就荷载而言，地表上的附加荷载当然应该考虑，而土压、管体的自重、管内水重也考虑在内。内水压力由于矢量不同就没必要考虑了。

2.1.1 管体设置在支墩上时

1.可挠性接头及特殊接头时，按简支梁求最大弯矩。

2.固定接头时，按连续梁求最大弯矩。

2.1.2 管体的一部分用混凝土固定时（参照图-4.5-1）

1.普通的土基础时按悬臂梁设计。

2.充分压实的砂性基础时，按弹性地基上的悬臂梁设计。

（1）集中荷载作用时（参照图-4.5-2a），最大弯矩发生在固定的部位，用式（4.5-2）求。

$$M_A = -\frac{P}{\lambda}\frac{R\sinh\lambda \cdot l\cos\lambda \cdot l + \cosh\lambda \cdot lR\sin\lambda \cdot l}{\cosh^2\lambda \cdot l + \cos^2\lambda \cdot l} \qquad (4.5-2)$$

λ：按式（4.5-8）求。

（2）均匀分布荷载作用时（参照图-4.5-2b）

$$M_A = -\frac{P}{2\lambda^2}\frac{\cosh^2\lambda\cdot l-\cos^2\lambda\cdot l}{\cosh^2\lambda\cdot l+\cos^2\lambda\cdot l} \qquad (4.5-3)$$

λ：按式（4.5-8）求。

（3）三角形分布荷载作用时（参照图-4.5-2c）

$$M_A = -\frac{q_0}{4\lambda^2\cdot l}\frac{\sin2\lambda\cdot l-\mathrm{Rinh}2\lambda\cdot l+2\lambda\cdot l\ (\mathrm{Rinh}^2\lambda\cdot l+\mathrm{Rin}^2\lambda\cdot l)}{\cosh^2\lambda\cdot l+\cos^2\lambda\cdot l} \qquad (4.5-4)$$

λ：按式（4.5-8）求。

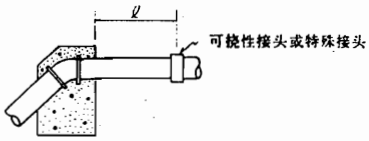
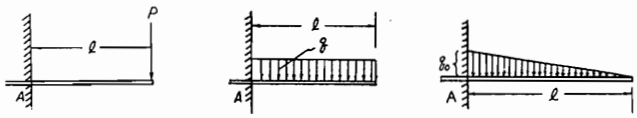


图-4.5-1　管体的一部分被混凝土固定



a 集中荷载作用　b 等分布荷载作用　c 三角形分布荷载作用

图-4.5-2　荷载作用形态

2.1.3　卡车荷载作用时

按照把埋设管认为是布设在弹性地基上的梁进行分析。

1. $\lambda l>\pi$ 时（按无限梁计算。参照图-4.5-3）如用布辛内斯克(Boussinesq)公式求汽车荷载在土中的分布，那么当后轮间距为 1.75M 时，由两个后轮产生的垂直荷载的分布重复的最小深度大约是 1.2M。另外，管道布设在路面以下时，埋设深度一般是 1.2～1.5M，所以只就一个后轮进行分析。

$$M_0 = M_{max} = 2\sum_{i=0}^{n}\frac{P_i}{4\lambda}e^{-\lambda x_i}\ (\cos\lambda x_i - \mathrm{Rin}\lambda x_i) \qquad (4.5-5)$$

$$P_i = \sigma_i \cdot Dc \cdot \triangle x \qquad (4.5-6)$$

$$\sigma_i = \frac{3}{2\pi} \frac{h^3}{(h^2 + x_i^2)^{5/2}} P\ (1+i) \qquad (4.5-7)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{k \cdot b}{4I \cdot E}} \quad (\lambda\text{用弧度表示}) \qquad (4.5-8)$$

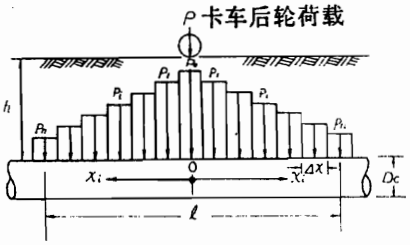


图-4.5-3 无限梁的情况

M_0：产生在弹性地基上面管体上的最大弯矩（kgf·cm）。这个最大弯矩产生在管中央 0 点。

P_i：沿纵断方向等间距分布的垂直荷载（kgf）。且 P_0 看成是用式（4.5-6）求出值的 1／2。

σ_i：作用在纵断方向各等区间中点的垂直荷载（kg），用布辛内斯克公式求。

K：地基系数（kgf／cm^3）。地基系数应通过荷载试验来求。但是这要耗费很多的人力和时间，另外在决定这一系数时还需要有丰富的经验和高度的技术水平。因此除了设置重要建筑物，基础又是软弱地基等情况之外，可以参考表-4.5-1 的数值进行设计。

I：管的断面惯性矩（cm^4）（注意这与管壁的断面惯性矩不同）

E：管材的弹性模量（kgf／cm^2）（参照表-3.2-1 管材的弹性模量）

b：管的支承宽度＝$D \cdot Rin\frac{\theta}{2}$（cm）

h：地表面至管顶的深度（cm）

X_i：从轮荷载的加载点到纵断方向等间距区段中点的距离（cm），也就是从 O 点到 P_i 作用点的距离。

Dc：管的外径（cm）

i：冲击系数

θ：基础的设计支承角（°）

表-4.5-1　地基系数（单位：kgf／cm³）

土质	地基系数
砂（坚固）	1.7～3.6
砂（松散）	0.7
天然土	2～3
砂砾	3～4

2. $\lambda l < \pi$ 时（按有限梁计算。参照图-4.5-4）把管接头部位（使用橡皮垫圈的接头）看成是自由支承，用下面叙述的方法求最大弯矩。汽车荷载作用在管上时的设计荷载与 1 相同。这时纵断方向的最大弯矩发生在后轮的正下方，其值用式（4.5-9）求。

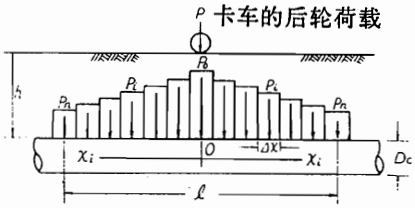


图-4.5-4　有限梁的情况

$$M_0 = M_{max} = \sum_{i=0}^{n} -\frac{P_i}{2\lambda} \frac{1}{\sinh\lambda \cdot l + \sin\lambda \cdot l} [\sinh\lambda \cdot x_i \{\sin\lambda \cdot x_i + \sin\lambda (l - x_i)\} + \sin\lambda x_i \{\sinh\lambda \cdot x_i + \sinh\lambda (L - x_i)\} + \cosh\lambda \cdot x_i \cos\lambda (l - x_i) - \cos\lambda x_i \cosh\lambda (L - x_i)] \quad (4.5-9)$$

M_0：发生在管上的最大弯矩（kgf・cm）发生在 0 点。

P_i：按式（4.5-6）求。且 P_0 看成是用式（4.5-6）求出值的 1／2。

λ：按式（4.5-8）求。

L：一根管的长度（cm）

其他符号与 1 相同。

2.2　管的抵抗弯矩

2.2.1　钢管、球墨铸铁管等（单一材料构成的管）

$$M_R = \sigma_b \cdot z \quad (4.5-10)$$

M_R：管的抵抗弯矩（kgf・cm）

σ_b：管的构成材料的抗弯强度（参照表-4.5-2）

Z：管的断面系数（cm³）

$$z = \frac{\pi}{32} \cdot \frac{D_c^4 - D^4}{Dc}$$

Dc：管的外径（cm）

D：管的内径（cm）

表-4.4-2　管材料的抗弯强度 σ_b 值（单位：kgf／cm²）

管种	σ_b
钢管　STPY　41	4100
钢管　SGP	3000
球墨铸铁管	4200
硬质聚氯乙烯管	500
硬质聚乙烯管	280

（注）σ_b 是拉伸强度值

2.2.2　离心式钢筋混凝土管（参照图-4.5-5）

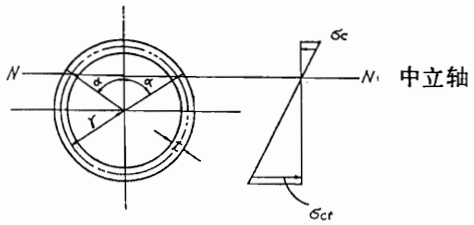


图-4.5-5

$$M_R = r \cdot \sigma_{ct} \left(2r \cdot t + \frac{As \cdot n'}{\pi}\right) \beta \qquad (4.5-11)$$

$$\beta = \frac{1}{1+\cos\alpha} \left[\frac{\{\sin\alpha + (\pi-\alpha)\cos\alpha\} \ \{\alpha\left(\frac{1}{2}+\cos^2\alpha\right) - \frac{3}{4}\sin 2\alpha\}}{\sin\alpha - \alpha\cos\alpha} \right.$$

$$\left. + \left\{(\pi-\alpha)\left(\frac{1}{2}+\cos^2\alpha\right) + \frac{3}{4}\sin 2\alpha\right\} \right] \qquad (4.5-12)$$

$$\frac{n'}{n} \cdot \frac{2\pi \cdot r \cdot t + As \cdot n}{2\pi \cdot r \cdot t + As \cdot n'} = \frac{\sin\alpha + (\pi-\alpha)\cos\alpha}{\sin\alpha - \alpha\cos\alpha} \qquad (4.5-13)$$

M_R：管的抵抗弯矩（kgf・cm）

t：管厚（cm）

α：与中立轴的铅直线形成的角度（°）

σ_{ct}：管厚中心混凝土的拉应力（kgf／cm）

As：纵向钢筋的断面积（cm²）

n：Es／Ecc＝7

n′：Es／Ect＝14

r：至管厚中心的半径（cm）

2.2.3　心模式预应力混凝土管

心模式预应力混凝土管通常要对 PC 钢丝盘卷时纵断方向的弯曲应力进行审查。

1.由于圆周方向盘卷时作用在纵断方向的弯矩在混凝土上而产生的边缘应力。

$$\sigma_{cp} = 0.16\sigma_{ct} \qquad (4.5-14)$$

σ_{cp}：圆周方向盘卷时作用在纵断方向的弯矩在心模混凝土上而产生的边缘应力（kgf/cm^2）

σ_{ct}：心模混凝土刚刚施加完预应力后的压缩应力（kgf/cm^2）$=\sigma_{cl}/\eta$

σ_{cl}：圆周方向心模混凝土稳定后的有效预应力（kgf/cm^2）

η：稳定后预应力的有效率

2.施加在纵断方向的有效预应力

$$\sigma_{cl} = \sigma_{cp} - f_c \qquad (4.5-15)$$

σ_{cl}：施加在纵断方向的有效应力

σ_{cp}：按式（4.5-14）求。

f_c：心模混凝土圆周方向施加预应力时的容许弯曲应力（kgf/cm^2）

f_c 也许应该取 $30kgf/cm^2$ 左右，但是为安全起见这里忽略不计。

3.PC 钢丝引起的平均预应力

（1）施加预应力后每根 PC 钢丝的拉力

$$F_{lt} = \frac{F_{li}}{1 + n'\frac{a \cdot N}{A}} \qquad (4.5-16)$$

F_{lt}：施加预应力后每根 PC 钢丝的拉力（kgf）

F_{li}：施加预应力以前每根 PC 钢丝的拉力（kgf）

n'：施加预应力时的弹性模量比 $Ep/Eci=6.7$

N：PC 钢丝使用的根数

Eci：施加预应力时心模混凝土的弹性模量

Ep：PC 钢丝的弹性模量

a：一根 PC 钢丝的断面积（cm^2）

A：心模混凝土的断面积$=\pi\{(R+T)^2-R^2)\}$（cm^2）

R：管内半径（cm）

T：心模混凝土的厚度（cm）

π：园周率

（2）施加预应力后混凝土的平均压缩应力

$$\sigma_{clt} = \frac{F_{lt} \cdot N}{A} \qquad (4.5-1)$$

σ_{clt}：施加预应力后混凝土的平均压缩应力（kgf／cm^2）

F_{lt}：施加预应力后每根 PC 钢丝的拉应力（kgf／cm^2）

N：PC 钢丝使用根数

A：心模混凝土的断面积（cm^2）

（3）心模混凝土内表面的边缘压应力

$$\sigma_c = X \cdot \sigma_{clt}$$

X：由心模混凝土断面上的 PC 钢丝位置决定的预应力分布系数

σ_{clt}：按式（4.5-17）求。

预应力混凝土管时，以上的计算结果应该满足 $\sigma_c > \sigma_{clt}$ 的要求。

2.3 玻璃钢复合管（由复合材料构成的管）的纵断方向审定

因玻璃钢复合管是由复合材料构成的，用式（4.5-19）审定其安全性：

$$\sigma_b \geqslant \sigma_l \cdot s \qquad (4.5-19)$$

σ_b：管轴方向的抗弯强度（kgf／cm^2）

σ_l：管轴方向的要求强度（kgf／cm^2）

S：安全系数

①按（2.1 作用在管体纵断方向上的弯矩）求弯矩的方法算出弯矩（M）。

②σ_l 按式（4.5-20）求。

$$\sigma_L = M / Z \qquad (4.5-20)$$

Z：管的断面系数（cm^3）

〔说明 4.5-2.3 的参考〕

表-4.5.2-参 1　玻璃钢复合管的抗弯强度 σ_b 值　（kgf／cm^2）

管种 / 口径（mm）	Ⅰ类		Ⅱ类			
	1，2 种	3,4,5 种	1 种	2 种	3 种	4，5 种
20θ	600	500	–	–	–	–
250～350	550	450	–	–	–	–
400～500	500	400	600	500	400	400
600	450	350	600	500	400	350
700	350	300	600	500	350	300
800～900	300	250	600	500	350	300
1，000	250	200	500	450	300	300
1，100～2，400	200	150	450	400	300	250
2，600～3，000	200	150	–	–	–	–

〔注〕Ⅰ类管长为 4M，Ⅱ类管长为 6M。

4.6 抗震设计

在管路的抗震设计时，要考虑管路的用途、规模、选址条件、及地基的震害经验等，还要审定社会、经济效益等，用与这些条件相适应的方法进行设计。

〔说明〕

1.对地震的审定

经过斜面和软弱地基地带的重要管路，要根据需要考虑地震的影响。

目前埋设于地下设施的抗震设计理论还不够系统，在这种情况下，为减轻地震带来的危害一般都是采取工程措施。

1.1 规划设计上的基本方针

象埋设管路这样即长大又要跨越多种地基，而且地震输入功率也因地而异的建筑物要保证整体抗震性均一是非常不容易的，所以要遵循以下方针进行设计。

①对于埋设管，地基的特性对管体有很大影响，所以在选定管线、决定附属设施的位置时，要进行土质调查、地基调查，尽量避开那些软弱地基、高挖方高填方及地形和地质突变的地区。

②设置伸缩接头，从结构上保证整体伸缩自如（柔性结构）。特别是调节池、调压槽、拦砂坑、止推支承（支墩）、止水阀及泵站等，在管体与这些固有周期不同的附属设施连接时，其接合部位在地震发生时会产生很大的变形和应力，因此要设置特殊（即可伸缩或可挠）接头等。

③在长管路上如果有曲管部分，地震时就容易产生应力集中，所以无论是水平还是垂直，曲管半径都要取大一些，尽量避免急转弯。

④关于送配水的危险分散、受灾后的保安措施（确定送水停止机构等）及工程修复等方面也应加以考虑。大口径管遇到地震破坏时，从外部检查作业量很大，所以为能从内部进行检查，要在适当的间隔设置检查孔。另外，不能从内部检查的小口径管，可以利用分水设施及设置异形管的地方设置止水阀，分段检查管路的漏水情况。

1.2 震害的原因

从过去埋设管的震害实例中分析，其震害原因大致可分为以下几点。

①由于地震波的传播

②由于地震波的液化或压缩沉陷

③由于斜面滑动及其他建筑物的影响

④由于断层

〔说明 4.6-1 的参考〕管路地震破坏的特征

新　地震、1978 年宫城县冲地震、1983 年日本海中部地震造成管路破坏的特征，虽然由于设计施工条件等不能一概而论，但基本上都具有以下特征。

①由于橡皮圈脱离，管体接头部位移动、拔出等使止水性能遭到破坏。

②管体移动、破损、折损、消失等破坏。

③附属设施的破坏。

④在检查孔、支墩等附属设施的联接部位发生不均匀沉陷、变形而破坏。特别是在弯曲部位比较明

显。

⑤在软弱地基、地形（也包括道路、挖方、填方等局部地形）地质变化的交界处，受害较多。

⑥由于基础地基的液化现象而破坏。

⑦由于基础材料中的砂或置换砂喷出、流动而破坏。

⑧施工年度新的区段受害相对来说比较多。

⑨由于接口脱离泥砂流入管内及管路坡度不均造成管路的机能障碍。

⑩由于斜面崩塌、地基隆起等而破坏。

⑪有些地方虽然管体没有破坏，但埋设管路部分的地表面发生沉陷或裂缝使农田和农作物遭到破坏。

⑫与柔性接头的联接部位发生破坏。

参考文献

①日本农业土木综合研究所：关于日本海中部地震措施的技术分析调查报告书（1983）

②土木学会新　震灾调查委员会编：1964 新　地震震害调查报告书（1966）

③农林水产省东北农政局：1978 宫城县冲地震——土地改良设施的灾害与恢复（1979）

2.关于地基液化的审定

2.1　一般事项

构成基础地基的土，在地震力的作用下产生过剩的孙隙水压力，使土粒间的剪切强度消失，这就叫做液化。关于液化的各要素列举如下。

①土质条件：土质、压实度

②静应力条件：地震前有效侧限压力的大小、异向性

③动应力条件：地震力（加速度的大小、持续时间、方向）

液化的机理目前还没有完全搞清楚。可以解释为砂质土在饱和而且松散状态下，遇到地震力作用体积将要收缩，这时孔隙水压力就会上升，在孔隙水排出前的一段时间里土粒处于一时漂浮在孔隙水中的状态土粒间的剪切强度消失。

由此看来，即使回填土是砂质土，如果用现代化的施工方法压得很密实基本上不会发生前面所讲的完全液化的情况。但是被埋设在松散的砂质地基上的时候，就需要就液化的可能性进行分析，采取必要的措施。在地基液化可能会给管路造成很大危害的情况下，特别是大口径断面且比较重要的干线要尽量避开这种地基。

2.2　液化的审定

地基的液化审定首先用简易方法（参照土地改良工程规划设计标准—设计「水路工程（之一）」进行分析。这需要通过地基的土质调查及试验掌握土的粒度、密度、支承力（N 值）、地下水位、相对密度等，除此之外还要通过地震调查等推定所在地区地表面的最大加速度。

当用简易法分析的结果不能明确判断液化的可能性时，根据需要再做更加详细的分析。

〔说明 4.6.2 的参考〕

表-4.6-参 1　液化可能性预法方法的分类*

根据地形、地基等概略的分析方法	使用 N 值，粒度试验结果等，简易分析方法	根据室内液化试验及地震响应解析等详细的分析方法	通过原位置试验或振动台试验的分析方法
（地形与液化发生的可能性） 容易发生液化的地形：冲积洼地、旧河道、填筑地 不容易发生液化的地形：冲积台地、丘陵地、扇形地 地震震级 M 与震中至液化发生地点距离的最大值 r 之间的关系 logr＝0.77-3.6（M76） （栗林、龙冈等）。	①用 N 值、粒径等直接推定的方法 ②使用重复剪切抵抗率 FL 的方法 方法②考虑了液化的机理，另外用的是重复剪切抵抗率这样的连续量表示液化的程度，这一点比方法①优越。现在日本的标准主要是用①、②两种方法分析液化问题。	L：用室内液化试验（通常为重复加荷三轴剪切试验）求重复强度应力比。 R：用地震响应分析求重复剪切应力。有全应力解析法和有效应力解析法。	原位置试验 ○爆破法 ○打振动桩法 振动台试验

* 日本农业土木综合研究所：圩堤研究业务报告书（1985）

〔说明 4.6 的参考〕

用响应变位法进行管路抗震计算

响应变位法认为线状建筑物而且是比周围地基轻或具有相同单位体积重量的地下建筑物在地震时的变形受周围地基变形的控制。另外这个方法用于设计建筑物时它的力学系统是把埋设在均一地基中的建筑物看成是被弹性地基支承在地基上的棒或梁来处理。把这个方法用于管路设计时先把管路从抗震特性上按表-4.6-参 2 分类然后进行抗震计算。

表-4.6-参 2　埋设管的分类（从抗震特性上的分类）

接头构造的管路	对于管体的应变是依靠接头的变位来适应，因此发生在管体的应力很小，主要内容是审定接头的伸缩量。
整体构造的管路	依靠管体自身的强度及拉伸特性来适应应变，因此主要内容是审定轴向应力强度

1.地震输入功率的算定

由地震引起的地基响应变位量按式（4.6-参 1）求。

$$U=\frac{2}{\pi^2}\cdot k_{hg}\cdot Sv\cdot Ts\cdot\cos\left(\frac{\pi\cdot h}{2H}\right) \qquad (4.6-参1)$$

U：管路埋设位置上水平方向的变位振幅（cm）

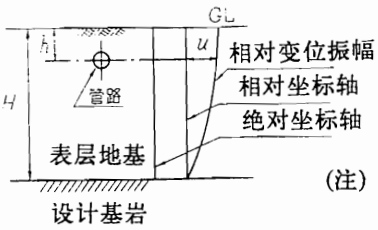
h：从地表面至管路中心的深度（cm）

H：从地表面至设计基岩的深度（cm）

K_{hg}：设计基岩面处的设计水平地震裂度

Sv：速度响应波谱的基准值（cm／s）

Ts：表层地基的基本固有周期（s）



（注）设计基岩的大致标准为 N 值 50 以上或剪切波速度 300m／s 以上。

图-4.6-参 1　对地基模型和基岩的相对变位

2.接头构造的管路设计

（1）地震时接头伸缩量的计算

地震时发生在接头的伸缩量（cm）用式（4.6-参 2）计算。

$$e = l \cdot \varepsilon \qquad (4.6-参2)$$

e：接头的伸缩量（cm）

l：管长（cm）

ε：地震时地基的伸缩变形，按式（4.6-参 3）求。认为这个地震变形原样传给管路。

在地表面附近的变形可用式（4.6-参 3）求。

$$\varepsilon = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{Ts \cdot A}{Vs} \qquad (4.6-参3)$$

A：表层地基中的响应加速度（cm／s^2），A 可以按式（4.6-参 4）或其他方法推算。

$$A = \frac{4\pi^2}{Ts^2} \cdot u \qquad (4.6-参4)$$

Vs：在表层地基中传播的剪切弹性波的传播速度（cm／s）

Ts：表层地基的基本固有周期

u：按式（4.6-参 1）求。

（2）地震时轴向应力计算

接头构造的管路特性是地基的变形靠接头来吸收，发生在管体的应力非常小。因此，轴向应力的计算可以省略。

（3）地震时接头弯曲角度的计算

地震时产生在接头上的弯曲角度用式（4.6-参 5）计算。

$$\theta = \frac{L \cdot A}{V_s^2} \qquad (4.6-参5)$$

θ：接头的弯曲角度（弧度）

L：管长（cm）

A：表层地基中的响应加速度（cm／s^2）

Vs：在表层地基中传播的剪切弹性波的传播速度（cm／s）

3.整体结构管路的设计

（1）地震时轴向应力的计算

$$\left.\begin{aligned} \sigma &= \sqrt{3.12\sigma_1^2 + \sigma_b^2} \\ \sigma_1 &= \alpha_1 \cdot \frac{\pi u}{L} \cdot E \\ \sigma_b &= \alpha_2 \cdot \frac{2\pi^2 \cdot D \cdot u}{L^2} \cdot E \end{aligned}\right\} \qquad (4.6-参6)$$

σ_1、σ_b：由地基的轴向变形及弯曲而产生的管轴向应力（kgf／cm^2）

σ：发生在地下埋设管上的管轴向合成应力（kgf／cm^2）

n、L：地震引起表层地基振动的变位振幅（cm）及波长（cm）

D：管的外径（cm）

E：管材的弹性模量（kgf／cm^2）

α_1、α_2：管轴方向及管轴垂直方向变位振幅的修正系数，表示地基变形传给地下埋设管的比例，用式（4.6-参 7）求。

$$\left.\begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_1 \cdot L'}\right)^2} \\ \alpha_2 &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 \cdot L}\right)^4} \end{aligned}\right\} \qquad (4.6-参7)$$

$$\left.\begin{aligned} \lambda_1 &= \sqrt{\frac{K_2}{E \cdot A_0}} \quad (cm^{-1}) \\ \lambda_2 &= \sqrt[4]{\frac{K_2}{E \cdot I}} \quad (cm^{-1}) \end{aligned}\right\} \qquad (4.6-参8)$$

$$L' = \sqrt{2}L \qquad (4.6-参9)$$

A_0：埋设管的断面积（cm^2）

L：埋设管的断面惯性矩（cm^4）

L′：视在波长（cm）

K_1，K_2：与埋设管的管轴方向及管轴垂直方向变位有关的地基反力系数（kgf／cm^3）

（2）设置了柔性接头后，地震时轴向应力的计算

按前面 3.（1）计算的应力再加上正常应力值所得的应力强度超过容许应力强度时，也可以采取增加管厚的办法，但一般来说是不经济的。因此，当地震引起的轴向应力强度对容许应力强度起支配作用时，可以按以下方法插入柔性接头，这是减轻应力的有效方法。设置伸缩接头后，在（1）没有伸缩接头情况下的计算值基础上，根据有伸缩接头的条件进行应力的增减。

$$\left.\begin{aligned}\sigma' &= \sqrt{3.12\sigma_l'^2 + \sigma_b'^2}\\ \sigma_l' &= \zeta_1(x)\cdot\sigma_l\\ \sigma_b' &= \zeta_2(x)\cdot\sigma_b\end{aligned}\right\} \qquad (4.6-参10)$$

ζ_1（x），ζ_2（x）：距接头距离为 X（cm）点的管轴方向应力的修正系数，根据接头处的边界条件而定。当接头的伸缩和挠性有保障时，可按下列计算。

$$\left.\begin{aligned}\zeta_1(x) &= \sqrt{\varphi_1(x)^2 + \varphi_2(x)^2} \;/\; [\exp(\nu'\cdot\lambda_1\cdot L')\\ &\quad - \exp(-\nu'\cdot\lambda_1\cdot L')]\\ \zeta_2(x) &= \sqrt{\varphi_3(x)^2 + \varphi_4(x)^2}\end{aligned}\right\} \qquad (4.6-参11)$$

σ_L，σ_b 的值，按式（4.6-参 6）求出。

$\nu = 1/L$，$\nu' = 1/L'$

$$\left.\begin{aligned}\varphi_1(x) &= [\exp(-\nu'\cdot\lambda_1\cdot L') - \cos(2\pi\cdot\nu')]\exp(\mu'\cdot\lambda_1\cdot L)\\ &\quad - [\exp(\nu'\cdot\lambda_1\cdot L') - \cos(2\pi\cdot\nu')]\exp(-\mu'\cdot\lambda_1\cdot L)\\ &\quad + 2\sin(\nu'\cdot\lambda_1\cdot L')\cos(2\pi\cdot\mu')\\ \varphi_2(x) &= 2\sin(2\pi\cdot\nu')\sinh(\mu'\cdot\lambda_1\cdot L') - 2\sin(2\pi\cdot\mu')\sinh(\nu'\cdot\lambda_1\cdot L')\\ \varphi_3(x) &= f_3\cdot c_3 - f_1\cdot e_2 - f_4\cdot e_1 - \sin(2\pi\cdot\mu)\\ \varphi_4(x) &= e_4 + f_2\cdot e_3 - f_2\cdot e_2 - f_5\cdot e_1 - \cos(2\pi\cdot\mu)\end{aligned}\right\} \qquad (4.6-参12)$$

系数 f1～f5 及 e_1～e_4 见表-4.6-参 3。

e：接头间的管路长度（cm）

表-4.6-参 3　系数 $f_1 \sim f_5$，$e_1 \sim e_4$

f_1	$\frac{1}{\triangle}\left[\{C_1(C_4-C_1)-C_3(C_3+C_2)-C_1\cos(2\pi\cdot v)\}\frac{2\pi}{\beta\cdot L}+(C_3+C_2)\sin(2\pi\cdot v)\right]$
f_2	$\frac{1}{\triangle}\left[C_1(C_3-C_2)-C_4(C_3+C_2)+(C_3+C_2)\cos(2\pi\cdot v)+C_1\frac{2\pi}{\beta\cdot L}\sin(2\pi\cdot v)\right]$
f_3	$\frac{1}{\triangle}\left[\{C_1(C+C_1)-C_2(C_3+C_2)-C_1\cos(2\pi\cdot v)\}\frac{2\pi}{\beta\cdot L}+(C_3+C_2)\sin(2\pi\cdot v)\right]$
f_4	$\frac{1}{\triangle}\left[\{C_3(C_4+C_1)-C_2(C_4-C_1)-(C_2-C_3)\cos(2\pi\cdot v)\}\frac{2\pi}{\beta\cdot L}-2C_1\sin(2\pi\cdot v)\right]$
f_5	$\frac{1}{\triangle}\left[(C_3-C_2)^2+2C_1\cdot C_4-2C_1\cos(2\pi\cdot v)-(C_2-C_3)\frac{2\pi}{\beta\cdot L}\sin(2\pi\cdot v)\right]$
$\triangle$	$(C_3+C_2)\ (C_3-C_2)\ +2C_1^2$

C_1	$\sin(v\cdot\beta\cdot L)\sinh(v\cdot\beta\cdot L)$	C_2	$\sin(v\cdot\beta\cdot L)\cosh(v\cdot\beta\cdot L)$
C_3	$\cos(v\cdot\beta\cdot L)\sinh(v\cdot\beta\cdot L)$	C_4	$\cos(v\cdot\beta\cdot L)\cosh(v\cdot\beta\cdot L)$
e_1	$\sin(\mu\cdot\beta\cdot L)\sinh(\mu\cdot\beta\cdot L)$	e_2	$\sin(\mu\cdot\beta\cdot L)\cdot\cosh(\mu\cdot\beta\cdot L)$
e_3	$\cos(\mu\cdot\beta\cdot L)\sinh(\mu\cdot\beta\cdot L)$	e_4	$\cos(\mu\cdot\beta\cdot L)\cosh(\mu\cdot\beta\cdot L)$
γ	$1/L$	μ	X/L
β	$\sqrt[4]{\frac{K_2}{4E\cdot I}}$		

4.地震时管轴方向伸缩量的计算

为减轻应力而插入了伸缩接头时，接头的伸缩量用下式计算。

$$|U_j| = U_0 \cdot U_j \qquad (4.6-参13)$$

$|U_j|$：管轴方向的相对伸缩量（cm）

U_0：按无限连续梁处理时，梁的管轴方向相对变位量（cm）

$$\left.\begin{aligned}
\overline{U}_j &= \frac{2\gamma_1|\cosh\beta_1 - \cos\gamma_1|}{\beta_1\sinh\beta_1} \\
U_0 &= \alpha_1 \cdot U_\alpha \\
\alpha_1 &= \frac{1}{1+(\gamma_1/\beta_1)^2} \\
\beta_1 &= \lambda_1 l = \sqrt{\frac{K_1}{E\cdot A}}\cdot l \\
\gamma_1 &= \frac{2\pi l}{L'}
\end{aligned}\right\} \qquad (4.6-参14)$$

E：管材的弹性模量（kg/cm^2）

A：管体的断面积（cm^2）

l：接头间的长度（cm）

K_1：管轴方向每单位长度地基的刚性模量（kgf/cm^2）

L′：视在波长（$L'=\sqrt{2}L$）（cm）

l：地震波的波长（cm）

U_a：地基的管轴方向水平变位振幅（cm）

$$U_a = \frac{1}{\sqrt{2}}\cdot U \qquad (4.6-参15)$$

U：距地表面深度为 h（cm）处的地基水平变位振幅（cm），用式（4.6-参 1）中的 u 值。

（注）这里的 L 表示为了减轻应力而插入了伸缩接头时，接头间的长度。在伸缩量的计算时，是根据式（4.6-参 14）算出的 L′，把 L＝0.3L′代入进行计算（式 L＝0.3L′是用各种 L／L′和 φ 试算$|U_j|$得出的最大值）。

因为使用满足伸缩量最大值的接头应该说是比较安全的。例如在地震波的波长 L′＝270.0M 的条件下进行计算得 L＝50.0M，插入接头后对应力来说虽然是安全的，但计算$|U_j|$时用本式 L／L′／3＝90.0M。

4.7 管网的设计

在管网设计时，要把接头等适当地布置在直管及异形管上，以保证管路整体的强度和止水性能，做到既安全又经济。

〔说明〕

1.管网布置的程序

直管、异形管及接头等组合时（管网设计）的程序如图-4.7-1 所示。

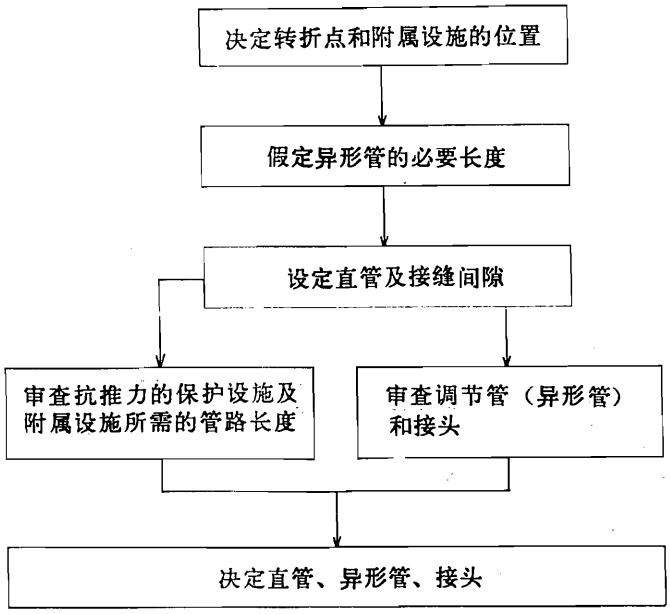


图-4.7-1　管网设计程序概要

2.接缝间隙

根据管体的特性，设计上必须留有接缝间隙。

3.异形管

异形管要与使用的管种相匹配，所选定的各管种如有标准产品原则上要尽可能地使用标准产品。

产品需要制作加工时必须考虑价格等因素，选择其中有利的。当使用钢板等材料制作异形管时，原则上要按 JISG3451 所规定的尺寸及制作方法制作。

另外使用 PC 管和 RC 管这样难以切割的管种时，一般是在工程的起点、管路布置方向改变的点以及工区的分界点等处作为调节管使用。

4.接头

根据需要管路上要设置接头。一般在挖方和填方的分界处及与附属设施的连接处，为了吸收不均匀沉陷使用柔性接头。在管的两端被固定的阀门井等处需要缓解和吸收由于温度变化而产生在管上的应力以及为了施工时器械的最终安装和维护管理对器械的拆卸等都需要留有一定的伸缩余量，在这种地方就要使用伸缩接头。

〔说明 4.7-4 的参考〕

1.温度变化引起管的伸缩量及接头的设置间隔

管的伸缩量及伸缩接头的设置间隔按式（4.7.4-参 1）求。

$$\left.\begin{aligned}\triangle l &= \alpha \cdot T \\ l_0 &= \triangle L / \triangle l\end{aligned}\right\} \qquad (4.7.4-参1)$$

△l：温度变化引起的伸缩量

α：线膨胀率　　钢管：1.2×10^{-5}／℃（焊接）

球墨铸铁管 1.15×10^{-5}／℃（仅用于防脱接头）

硬质聚氯乙烯管 7×10^{-5}／℃（粘接等）

硬质聚乙烯管 1.3×10^{-4}／℃（焊接等）

T：温度变化℃

l_0：接头的设置间隔（cm）

△L：每个接头容许的伸缩量（cm）

2.管的平衡长度及伸缩量

管子连成一体埋设时，温度变化引起的管子的伸缩量被管子表面的摩擦力所抵消。这种情况下的平衡长度用式（4.7.4-参 2）表示（参照图-4.7.4-参 1）。

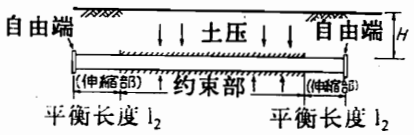


图-4.7.4-参 1　平衡长度

$$\left.\begin{aligned}l_2 &\geqslant P_t / \tau \\ P_t &= A_s \cdot E \cdot \alpha \cdot T \\ \tau &= f \cdot \omega \cdot H \cdot \pi \cdot D_c \\ \triangle l' &= l_2 \cdot \alpha \cdot T / 2\end{aligned}\right\} \qquad 式(4.7.4-参2)$$

l_2：平衡长度（cm）　　f：摩擦系数

P_t：伸缩力（kgf）　　W：土的单位体积重量（kgf／cm^3）

τ：约束力（kgf／cm）　　H：土的覆盖厚度（cm）

As：管子的有效断面积（cm^2）　　Dc：管外径（cm）

E：弹性模量（kgf／cm^2）（参照表 3.2-1）　　△l′：伸缩量（cm）

α、T：请参照式（4.7.4-参 1）

这时最好设置伸缩接头用来吸收自由端的△l。而在平衡长度区段（l_2）内不应设置结构物。另外这时约束部区段内的温度应力为 $\sigma_t = E \cdot \alpha \cdot T$（kgf／$cm^2$）。但是在管体的强度计算时可以忽略不计。

5.管路的曲线布置

弯曲和分支部位是管路的薄弱环节，漏水事故也多发生在这些地方。所以这些地方必

须使用满足条件的弯曲管和T字管等异形管。

另外，管路使用柔性接头曲线布置时，各接头的设计弯曲角度不得大于接头最大容许弯曲角度的1／2。还应充分审查所用接头的安全性。

6.不同管种的连接

在管网设计中，有时需要把不同管种的管子连接起来，这时要根据连接管的外径、厚度及特性使用特殊接头或异形管进行连接。另外还要注意有时候管子还需要进行堆焊加工和切割调整等。

7.结构物与管体的连接

阀门井、水槽、止推承座等混凝土结构物与管体的连接设计上必须保证在不均匀沉陷下或脱开拉力作用在管体上时也是安全的。

7.1　结构物与管体的连接

混凝土结构物与管体相连接时，结构物与管路之间最好用异形管（短管）、特殊接头及柔性接头进行连接。

7.2　结构物与管体的安装

把管体直接安装在阀门井和水槽等混凝土结构物上时，必须考虑在贯穿混凝土壁的管上设置加强板，防止管滑动（参照图-4.7-3）。

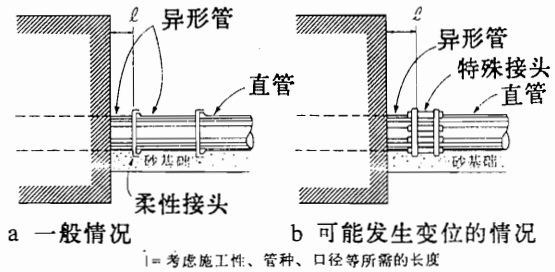


图-4.7-2　结构物与管体的连接

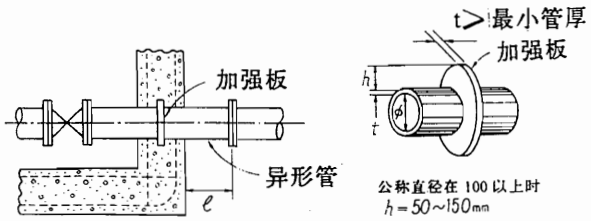


图-4.7-3　结构物与管体的安装

4.8 推力的审查

管路的弯曲部和止水阀等对于离心力和水压力等的推力必须是安全的。

〔说明〕

1.一般事项

管路的弯曲部和止水阀等由于水流引起的离心力和水压力的不均衡而产生的推力会造成管体振动、滑动和接头脱离，严重时还会造成管体破坏。

因此在这些有管体移动危险的地方必须设置抗推力的结构物。但是如果把弯曲部的角度分散到几处使曲线半径加大，选定这样的线路就可以省略掉结构物。

2.审查的部位

以下部位要进行推力审查。

①管路的弯曲部位

②管路的分支部位

③管路的末端部位

④管路上设置阀门的部位

⑤口径变化的部位

⑥其他有管体移动危险的部位

3.管种与推力

在低压管路有足够的横向地基支承力且仅靠管体的抵抗力就能支持的情况下可以省略掉结构物。

在使用焊接钢管、粘接接头的硬质聚氯乙烯管及焊接接头的硬质聚乙烯管的情况下，如果管体的有效长度满足管体外表面与周围土体之间的摩擦抵抗而产生的约束力要求，或球墨铸铁管使用防脱接头时也可以省略掉结构物。

在管体周围回填时，为了使地基的承载力得到充分满足必须压实。

4.推力的审查

管体因推力是否移动要经过以下审查进行判定。

4.1 弯曲部的推力（参照图-4.8-1，2）

4.1.1 管体水平方向弯曲时

1.对滑动的审查

$$R_h \geqslant SP' = SP_h \qquad (4.8-1)$$

R_h：水平方向的抵抗力（管底面的摩擦阻力 R_{h1}）+（管背面的被动土压力 R_{h2}）(tf)

P'：滑动力＝推力的水平分力＝P_h（tf）

S：安全系数（1.5 以上）

P'按（4.8-2）求。

$$P' = P_h = 2(H \cdot a_c + \frac{a \cdot w_0 \cdot v^2}{g})R\sin\frac{\theta}{2} \qquad (4.8-2)$$

a_c：管外径的断面积（m^2）

a：水流断面积（m^2）

H：设计水压（静水压+水锤压）（f_t/m^2）

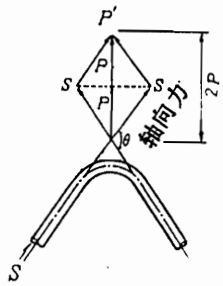
W_0：管内水的单位体积重量（$1.0f_t/m^3$）

V：管内平均流速（m／s）

g：重力加速度（m/s^2）

θ：曲管的弯曲角度（°）

（注）图-4.8-2 这种接头构造的管 ac 属于例外，用 a 代替。



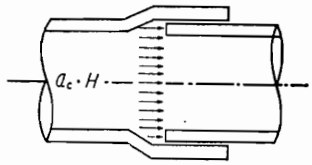


图-4.8-1 推力的考虑方法　　图-4.8-2 管接头部位水压力的作用范围

管底面的摩擦阻力按式（4.8-3）求。

$$R_{h1} = f \cdot W \qquad (4.8-3)$$

Rh_1：管底面的摩擦阻力（tf）

f：管底面与土体间的摩擦系数

W：施加在管底面的全荷载（tf），按式（4.8-5）求。管背面的被动土压力按式（4.8-4）求。

$$R_{h2} = \frac{1}{2}\omega \cdot B_b\ (H_2^2 - H_1^2)\ \tan^2\ (45° + \varphi/2) \qquad (4.8-4)$$

R_{h2}：管背面的被动土压力（tf）

ω：土的单位体积重量（tf/m^3）

B_b：管背面的宽度（m）（参照图-4.8-3）

H_2：至管底面的深度（m）

H_1：至管顶面的深度（m）

$\tan^2(45° + \varphi/2)$：被动土压力系数

φ：土的内摩擦角（°）

$$W = W_1 + W_2 \tag{4.8-5}$$

$$W_1 = \omega \cdot H_1 \cdot A \tag{4.8-6}$$

$$W_2 = W_f + \frac{\pi \cdot D^2}{4} l \cdot W_0$$

W_1：管上回填土引起的垂直土压力（tf）

W_2：曲管类的重量及管内水重（tf）

A：管底面积＝Dc・L（m^2）

H_1：至管顶的深度（m）

ω：土的单位体积重量（tf/m^3）

W_f：曲管类的重量（tf）

D：管内径（m）

Dc：管外径（m）

L：两接头间弯曲段的管长（m）（参照图-4.8-3）

π：圆周率

W_0：水的单位体积重量（$1.0tf/m^3$）

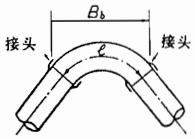


图-4.8-3

4.1.2　管体垂直方向弯曲时

1.对于滑动的审查

$$R_h \geqslant S \cdot P_h \tag{4.8-8}$$

2.对于漂浮的审查　考虑仅受向上推力的情况。

$$\left.\begin{array}{l} Rv + W \geqslant S \cdot Pv \text{（一般情况）} \\ Rv + W - F \geqslant S \cdot Pv \text{（地下水位在管顶以上考虑管体漂浮的情况）} \end{array}\right\} \tag{4.8-9}$$

3.对于沉陷的审查　考虑仅受向下推力的情况。

$$\sigma_{rv} \geqslant S \cdot \sigma_v \qquad (4.8-10)$$

R_h：水平方向的抵抗力＝（管底面的摩擦阻力 R_{h1}）＋（管背面的被动土压力 R_{h2}）(tf)

P_h：推力的水平分力（tf）

Rv：由管侧面的主动土压力产生的摩擦阻力（tf）

W：与式（4.8-5）相同。

Pv：推力的垂直分力（tf）

σ_{rv}：管底面地基的容许承载力（t_f/m^2）

σv：施加在管底面的荷载（t_f/m^2）

S：安全系数（1.5 以上）

F：管的浮力＝$\frac{\pi}{4}Dc \cdot W_0 \cdot L$（tf）

π：圆周率

L：两接头间弯曲段的管长（m）

Dc：管外径（m）

W_0：水的单位体积重量（$1.0t_f/m^3$）

P_h 及 Pv 按式（4.8-11 及 12）求

$$P_h = P' \cdot Rin\ (\frac{\theta}{2} \pm \beta) \qquad (4.8-11)$$

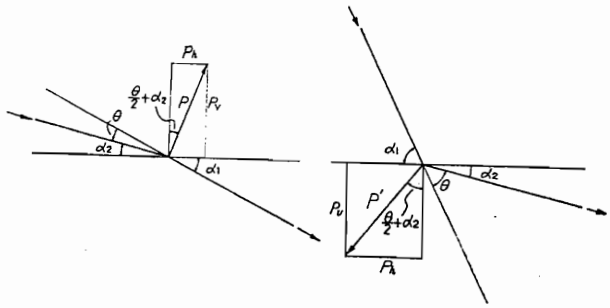
$$Pv = P' \cdot \cos\ (\frac{\theta}{2} \pm \beta) \qquad (4.8-12)$$

θ：曲管的弯曲角度（°）

β：曲折部与水平形成的夹角（°）

P′：与式（4.8-2）相同

式中的符号表示在图-4.8-4a，b 上。



当 $\alpha_2=\beta$ 时

$P_h = P' \cdot \sin\left(\frac{\theta}{2}+\beta\right)$

$P_v = P' \cdot \cos\left(\frac{\theta}{2}+\beta\right)$

图-4.8-4a　弯曲部上凸时

管底面的摩擦阻力按式（4.8-13）求。

$$R_{h1} = f \cdot w \qquad (4.8-13)$$

R_{h1}：管底面的摩擦阻力（tf）

f：管底面与土体间的摩擦系数

W：式（4.8-5）的计算值在倾斜面垂直方向的分力。管背面的被动土压力按式（4.8-14）求。

$$R_{h2} = \frac{1}{2}\omega \cdot B_b \ (H_2^2 - H_1^2) \ \tan^2 \ (45° + \varphi / 2) \qquad (4.8-14)$$

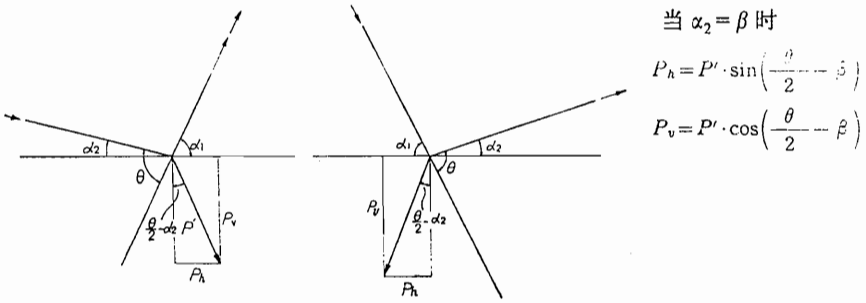


图-4.8-4b　弯曲部下凹时

R_{h2}：管背面的被动土压力（tf）

W：土的单位体积重量（tf／m^2）

B_b：管背面的宽度＝Dc（m）

H_2：至管底面的深度（m）

H_1：至管顶面的深度（m）

$\tan^2$（45°＋φ／2）：被动土压力系数

φ：土的内摩擦角（°）

Rv 值按式（4.8-15）求

$$Rv = \frac{1}{2}\omega \cdot U \cdot f \ (H_2^2 - H_1^2) \ \tan^2 \ (45° + \varphi / 2) \qquad (4.8-15)$$

U：管侧面受摩擦的长度＝2×l′（参照图-4.8-5）

f：管侧面与土体之间的摩擦系数

φ：土的内摩擦角（°）

H_1：至管顶面的深度（m）

H_2：至管底面的深度（m）

ω：土的单位体积重量（tf/m^3）

σ_v 值按式（4.8-16）求。

$$\sigma_v = \frac{W + Pv + Rv}{A} \tag{4.8-16}$$

W 与式（4.8-5）相同

Pv：按式（4.8-12）求。

Rv：按式（4.8-15）求。

A：管底面积＝Dc・l′（m^2）（参照图-4.8-5）

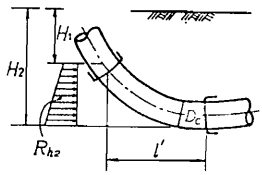


图-4.8-5

4.1.3　管体在水平方向和垂直方向同时弯曲时

管体水平方向和垂直方向在同一点弯曲时，水平方向和垂直方向要分别审查，必须同时满足两者的要求。这时水平方向的审查按 4.1.1；垂直方向按 4.1.2。

4.2　分支部的推力

如图-4.8-6 所示，求作用在分支管上推力的大小和方向。

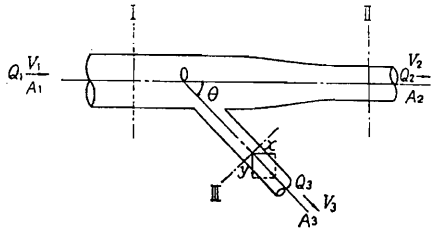


图-4.8-6　作用在分支管上的推力和方向。

把 I，II，II 作为临界面，建立 X，Y 方向的运动方程式

$$\left.\begin{aligned} &Fx = Mx + Gx \\ &\text{且} \\ &Mx = \frac{w_0 \cdot Q_1}{g} V_1 - \left(\frac{w_0 \cdot Q_2}{g} V_2 + \frac{w_0 \cdot Q_3}{g} V_3 \cdot \cos\theta\right) \\ &Gx = A_1 \cdot H - (A_2 \cdot H + A_3 \cdot H \cdot \cos\theta) \end{aligned}\right\} \tag{4.8-17}$$

所以

$$Fx=\frac{w_0}{g}\{Q_1\cdot V_1-(Q_2\cdot V_2+Q_3\cdot V_3\cdot\cos\theta)\}+H\{A_1-(A_2+A_3\cdot\cos\theta)\}$$

(4.8－18)

另外

$$\left.\begin{aligned}&Fy=My+Gv\\&\text{且}\\&My=\frac{-w_0\cdot Q_3}{g}V_3\sin\theta\\&Gy=-A_3\cdot H\sin\theta\end{aligned}\right\}\quad(4\cdot8-19)$$

所以

$$F_y=\frac{-\omega_0\cdot Q_3}{g}V_3\sin\theta-A_3\cdot H\cdot\sin\theta\qquad(4.8-20)$$

Fx、Fy：x、y方向的推力（tf）

H：内水压力（t_f/m^3）

ω_0：水的单位体积重量（t_f/m^3）

A_1，A_2，A_3：分别为Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ断面的过水断面积

4.3　止水阀、检修阀的推力

止水阀、检修阀要固定在能够抵抗推力的结构物上。推力用式（4·8-21）求。

$$P_h=H.a_c\qquad(4.8-21)$$

P_h：推力的水平分力

H：设计水压（tf/m^2）

a_c：管外径的断面积（m^2）

从管理方面考虑需要设阀门井时，通过增加构件厚度和增加摩擦抵抗等措施也可以起到抵抗推力的效果。

〔说明 4.8-4.3 的参考〕

为了固定阀门和抵抗推力是否需要设置结构物可以参考表-4.8.4-参 1 来决定。

表-4.8.4-参 1　阀门用支墩的设置标准

静水压（kgf/cm^2）	阀门需要固定的尺寸
7.0 以上	阀门全长
4.0～7.0	200mm 以上
4.0 以下	300mm 以上

4.4 防止推力的措施

当推力大于作用在管上的抵抗力时，要做混凝土垫衬（止推承座）、打桩或使用板桩等以保证管体不发生移动。

设置止推承座时，荷载为式（4.8-5）的 W 加上止推承座的荷载，并且使作用在管体上的摩擦阻力及被动土压力变成作用在止推承座上，按照这样的考虑进行计算。

这时还需要审查止推承座是否发生沉陷。

对于沉陷的审查

$$\sigma_{rv} \geqslant S \cdot \sigma'_v \tag{4.8-22}$$

σ_{rv}：止推承座底面的容许承载力（tf/cm^2）

σ'_v：施加在止推承座底面的全荷载（tf/cm^2）

S：安全系数（1.2 以上）

σ'_v 值按式（4.8-23）求。

$$\sigma'_v = \frac{W'}{A'} = \frac{W'_1 + W_2 + W_3}{A'} \tag{4.8-23}$$

$$W'_1 = \omega \cdot H'_1 \cdot A' \tag{4.8-24}$$

$$W_2 = W_f + \frac{\pi \cdot D^2}{4} L' W_0 \tag{4.8-25}$$

$$W_3 = W_b \cdot V \tag{4.8-26}$$

W'：施加在止推承座底面的全荷载（tf）

W'_1：止推承座上的回填土引起的垂直土压力（tf）

W_2：曲管类的重量及管内水重（tf）

W_3：止推承座的自重（tf）

A'：止推承座的底面积（m^2）

H'_1：至止推承座上面的深度（m）

ω：土的单位体积重量（tf/m^3）

ω_b：止推承座的单位体积重量（tf/m^3）

V：止推承座的体积（m^3）

w_f：曲管类的重量（tf）

W_0：管内水的单位体积重量（$1.0tf/m^3$）

D：管内径（m）

L′：嵌入止推承座的管长（m）

π：圆周率

〔说明 4.8-4.4 的参考〕

当不使用止推承座而使用桩基或板桩基时

桩基和板桩是在推力 P 的作用下在弯曲部的正中间沿半径方向只发生 δ（cm）变形。变形的结果引起管路在直段与弯曲部的联接点移动 $\delta_1=\delta \mathrm{Rin}\theta$（cm）。因此，有接头的管路在 δ_1 大于接头的容许变位量时，就会发生接头部位脱离。就是说当接头部的允许变位量为 δ_{pa} 时，弯曲部推力 P 引起的变位量 δ 必须满足下式的要求。

$$\delta_{pa} \geqslant \delta_1 = \delta \cdot \mathrm{Rin}\theta$$

$$\text{得} \qquad \delta \leqslant \frac{\delta_{pa}}{\mathrm{Rin}\theta} = \delta_a$$

（以下直接用 $\delta_{pa} / \mathrm{Rin}\theta = \delta_a$）

1.弯曲部变位量 δ 的计算

下图及下式中的符号意义如下:

l：桩或板桩的长度（cm）

D：桩的直径或板桩的宽度（cm）

I：桩或板桩的断面惯性矩（cm^4）

E：桩或板桩材料的弹性模量（kgf/cm^2）

Km：横向地基反力系数（kgf/cm^3） 与弯矩作用在短柱上而产生的转动有关。

Kp：横向地基反力系数（kgf/cm^3） 与横向力 P（kgf）作用在短柱的中部而产生的横向变位有关。

$$\beta = \sqrt{\frac{Es}{4EI}} \qquad (cm^{-1})$$

q_u：土的单轴压缩强度（kgf/cm^2）

Es：土的横向弹性模量（kgf/cm^2）

P：推力（kgf）

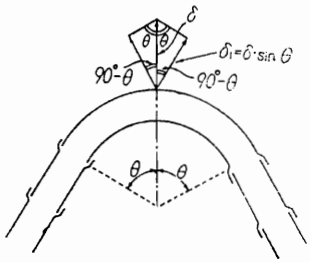
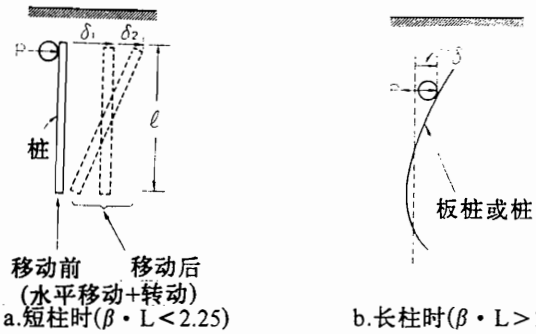


图-4.8.4-参 1 弯曲部的形状



a.短柱时($\beta \cdot L < 2.25$)　　b.长柱时($\beta \cdot L > 2.25$)

图-4.8.4-参 2 桩或板桩的变形

（1）短柱，即 $\beta \cdot 1 < 2.25$ 时（参照图-4.8.4-参 2a）

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 = \left(\frac{1}{Kp} + \frac{6.17}{Km}\right) \cdot \frac{P}{D \cdot L} \qquad (4.8.4-\text{参}1)$$

且

$$Kp = \frac{Es}{0.75m\sqrt{L \cdot D}} \quad ; \qquad Km = \frac{Es}{0.75m\sqrt{\frac{D \cdot L}{10}}}$$

（注）当 E 因深度不同而变化时，采用从桩或板桩顶部算起 0.25l 深度的数值。

另外，m 是随 L／D 值而变化的系数，可从图-4.8.4-参 3 中查出。

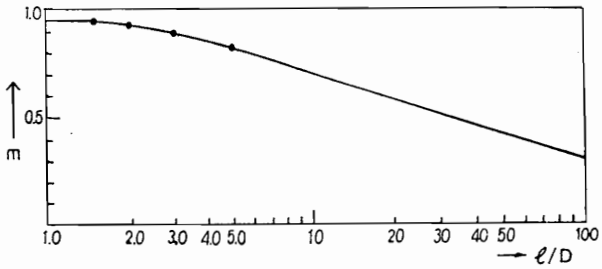


图-4.8.4-参 3　m 与 l／D 的关系

管路上覆盖的土具有抑制板桩（或桩）变形的作用，但是从安全的角度考虑忽略它的影响。

(2) 长柱，即 $\beta \cdot l < 2.25$ 时（参照图-4.8.4-参 2b）

$$\delta = \frac{2P \cdot \beta}{Es} \qquad (4.8.4-参2)$$

（注）当 E 因深度不同而变化时，采用从桩或板桩顶部算起 $0.4\beta \cdot l$ 点的数值。

式（4.8.4-参 1 及参 2）中的 Es 在粘性土的情况下也可以用以下的实验式计算。

$$Es \approx 32 \cdot q_u \approx 4N \ (kfg/cm^2)$$

太沙基（Terzaghi）也给出了如图-4.8.4-参 4 所示的粘性土和砂质土 Es 与 N 值的关系。

k_{h1}：对于粘性土宽度为 30cm 带状板的横向地基反力系数（kgf／cm^3）

$\bar{k}_{h1}$：对于粒性土为 30cm×30cm 正方形板的横向地基反力系数（kgf／cm^3）

k_h：土的横向地基反力系数（kgf／cm^3）

n_n：横向地基反力常数（kgf／cm^3）

2.推力 P 长期作用时的安全系数 Fs

①硬粘土（q_u＝1～2kgf／cm^2）～非常硬的粘土（q_u＝2～3kgf／cm^2）Fs＝2～4

②软粘土　Fs＝3～6

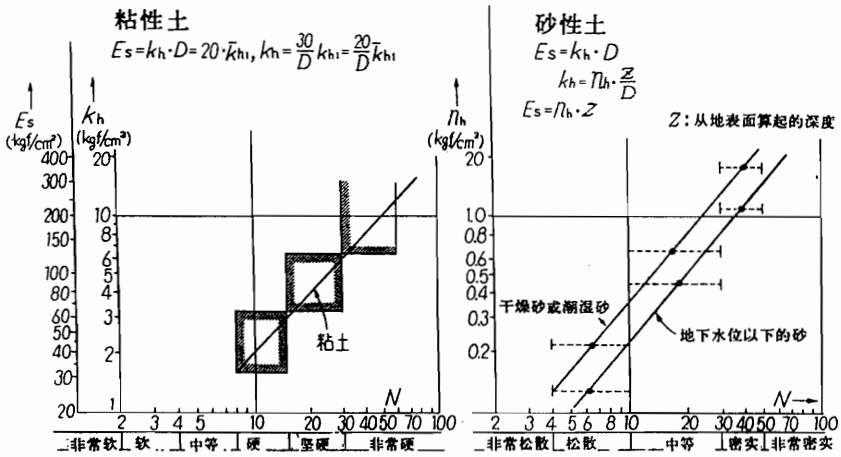


图-4.8.4-参 4　太沙基给出的 N 值与 Es 的关系

当管接头部的容许变位量为 δ_{pa} 时，所要设计的桩和板桩在管路弯曲部中心沿半径方向的变位 δ（参照图-4.8.4-参 1）必须满足式（4.8.4-参 1）的要求

$$\delta_1 = \frac{1}{Fs} \cdot \frac{\delta_{pa}}{Rin\theta} = \frac{\delta_a}{Fs}$$

表-4.8.4-参 2 地基的种类和设计常数

地基的种类		容许承载力 (tf/m²)	用于挡土墙底面抗滑稳定计算的滑动摩擦系数（注）	备注	
				q_u (tf/m³)	N 值
基岩	裂隙少、均一的硬岩 裂隙多的硬岩 软岩・泥岩	100	0.7	1000 以上	–
		60	0.7	1000 以上	–
		30	0.7	100 以上	–
砾层	密实	60	0.6	–	–
	不密实	30	0.6	–	–
砂质地基	密实	30	0.6	–	30～50
	中等密实	20	0.5	–	15～30
粘性土地基	非常硬	20	0.5	20～40	15～30
	硬	10	0.45	10～20	8～15
	中等	5	–	5～10	5～10

（注）来自现浇混凝土　q_u：单轴压缩强度

参考文献

① Broms B.B.: Lateral Resistance of piles in Cohesive Soils, Proc. A.S.C.E., SM2, March, pp. 27-63, (1964)

② Terzaghi K.: Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction, Geotechnique, Vol. V, pp. 297-326, (1955)

4.5 有效长度的计算

4.5.1 有效长度的计算

对于钢管、硬质聚氯乙烯管及硬质聚乙烯管——柔性管来说，当管体连接采用焊接、粘接、堆焊管连接方法时，存在一个有效长度问题即与抵消曲管部推力的地基约束力相平衡的长度。达到这个有效长度的地方就可以取消止推承座。

这个有效长度可按式（4.8-26）近似计算。

$$\left.\begin{aligned}
l_1 &= \frac{\pi}{\lambda} \\
l_2 &= \frac{P_2}{f \cdot \omega \cdot H \cdot \pi \cdot Dc} \\
P_1 &= \frac{P_h}{2\cos\theta} - P_2 \cdot \tan\theta \\
P_2 &= \frac{\alpha \cdot \lambda}{K} \cdot \tan^2\theta + \sqrt{\left(\frac{\alpha \cdot \lambda}{K} \cdot \tan^2\theta\right)^2 + \frac{\alpha \cdot \lambda \cdot P_h \cdot \tan\theta}{K \cdot \cos\theta}} \\
\alpha &= As \cdot E \cdot f \cdot W \cdot H \cdot \pi \\
\lambda &= \sqrt[4]{\frac{Dc \cdot K}{4E \cdot I}}
\end{aligned}\right\} \quad (4.8-26)$$

l_1：抵抗弯曲所需的直管部分的有效长度（cm）

l_2：抵抗轴向力所需的直管部分的有效长度（cm）

P_h：横向推力（kgf）（参照式（4.8-2）及图-4.8-7）

P_1：与 A 点轴向成直角的横向力（kgf）（参照图-4.8-7）

P_2：A 点的轴向力（kgf）（参照图-4.8-7）

As：管的断面积（cm^2）　$As=\frac{\pi}{4}\{D_c^2-(Dc-2t)^2\}$，t：管厚

E：管的弹性模量（参照表-3.2-1）

I：管的断面惯性矩（cm4）$I=\frac{\pi}{64}\{D_C^4-(Dc-2t)^4\}$

Dc：管的外径（cm）

2θ：弯曲角（°）

K：地基系数（kgf/cm^3）（参照表-4.5-1）

f：摩擦系数

ω：土的单位体积重量（kgf/m^3）

H：覆盖土厚（m）

π：圆周率

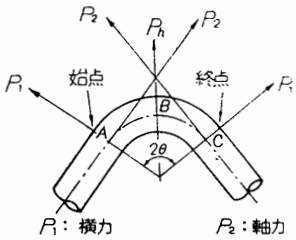


图 4.8–7　推力的考虑方法

4.5.2　连续埋设长度

钢管、硬质聚氯乙烯管及硬质氯乙烯管这样的柔性管采用焊接、粘接等连接方法时，可以不用抗推措施。这时从弯曲部始端或终端算起的连续埋设长度要大于式（4.8–26）求出的 l_1 或 l_2 中大者的有效长度再加上根据要求得出的管平衡长度。但要充分考虑硬质聚氯乙烯管和硬质聚乙烯管粘接或焊接部位的强度是否大于轴向力以及伸缩接头设置的位置。

4.9　保护工程的设计

保护工程是为了保护那些止水阀、流量计、空气阀等附属设施及连接管路免受荷载，同时考虑它们的管理而进行设计的。

在管路设计上要充分考虑与这些保护工程的关系。

〔说明〕

保护工程是在止水阀、流量计、空气阀等附属设施及交叉工程设置的地方保护这些附属设施及连接管路的安全。小规模设施的情况下多使用预制混凝土管，口径大（大约为400～500mm 以上）和设置在道路下面时，使用钢筋混凝土结构。

在审查管路的结构设计时必须考虑与这些保护工程的连接、荷载条件及管理方法等。

关于保护工程的详细介绍请见本章（4.10 交叉工程）及第 5 章（附属设施的设计）

4.10　交叉工程的设计

管路与已设构造物交叉时必须在充分考虑地形、地质等现场条件以及安全性、施工性和经济性等情况的基础上来决定交叉的位置、构造、施工方法等。还要与已设构造物的管理者充分协商达成协议以后才能进行设计。

〔说明〕

管路横穿公路、铁路及河川底部时，法令上常常规定要与已设设施的管理者协商。因此关于交叉部分的结构和布置方法必须考虑这些设施和管路的安全性和经济性等，同时还要与设施的管理者协商来决定。另外虽是交叉工程但不需要特别协商时，也要根据上面的原则合理进行交叉部分的设计和施工。

交叉施工的方法有明挖法、顶推法和盾构法。

1.与公路交叉

管路横穿公路时，要以管路不压坏，不折损为原则进行合理的结构设计。在纵断方向受路面荷载的范围与不受路面荷载的范围之间，荷载的差异是非常大的，这点在配管设计时要特别注意。

2.与铁路交叉

管路横穿铁路时，为了使轨道上的荷载和振动不直接传给管路一般都是采取设置保护工程的方法。

这时关于交叉的位置、构造及施工方法要与铁路管理部门协商取得他们的认可。

3.与河川交叉

管路横穿河川时，要通过比较和审查交叉地点的地形、地质、征地以及施工的难易程度和经济性等来决定施工方法。

4.11 防腐措施

在埋设管路的地基上土质和水质有强酸性或可能有泄漏电流发生时，要采取防锈蚀和防电化腐蚀的措施。

〔说明〕

1.防腐措施

用水泥（碱性）制造的管材（离心式混凝土管、心模式预应力混凝土管）与强酸性的土和地下水接触时，管材就会逐渐被腐蚀。所以必须用沥青材料等把管的外面全部涂装起来。

用于制造钢管和球墨铸铁管的铁，原来本是氧化物和硫化物等化学稳定后而自然存在的矿石，经过把这些矿石进行人工还原作为金属利用的。如果不采取任何措施由于在有水存在的环境中——被放置在空气中、土中、水中等外部环境和金属本身的各种因素就会逐渐地有时甚至很快被氧化而失去金属的性质，这种现象叫腐蚀。防止腐蚀的措施有以下几种：

1.1 金属管的内表面防腐

内表面防腐常用煤焦油环氧树脂涂料。另外还有使用煤焦油瓷漆等有机涂料以及灰浆衬里的防腐方法。各种主要规格如表-4.11-1 所示。

表-4.11-1 金属管内表面防腐的规格

规格	内容
JISA5314	球墨铸铁管灰浆衬里涂装方法
JISG3492	水道用钢管煤焦油瓷漆涂装方法
JISG3491	水道用钢管沥青涂装方法
JISG5528	球墨铸铁管内表面环氧树脂粉末涂装方法
JWWAK115	水道用煤焦油环氧树脂涂料涂装方法
JWWAA109	水道用钢管灰浆衬里涂装方法

1.2 金属管的外表面防腐

1.2.1　外表面防腐涂装的条件

环境本身就可以加速腐蚀，如在工厂附近的大气中含有亚硫酸气体时及在自然环境中土、水及大气的 PH 值较低的时候。除此之外金属管外表面出现腐蚀问题最多的是在土壤中。

埋设金属管的外面涂装一般应具有以下性能。

①吸水性、透水性小，电绝缘性大。

②有足够的机械强度，对于搬运中和埋设中的损伤具有抵抗性。

③对金属管有强烈的附着性，不易脱落。

④具有抗药品性。

⑤以上①～④的性能要有长时期的稳定性。

1.2.2　外面涂装的种类

球墨铸铁管一般只涂沥青类涂料。而钢管是把沥青和煤焦油瓷漆等涂料与维尼龙布和玻璃丝布等铺装材料混合使用。钢管的涂装方法有以下规格。

①JISG3491　水道用钢管沥青涂装方法

②JISG3492　水道用钢管煤焦油瓷漆涂装方法

③JISG3469　聚乙烯外包钢管

2.防电蚀措施

2.1　电蚀

金属管有电蚀问题。这是在有泄漏电流存在时，其中的一部分流入金属管路使管体局部遭到腐蚀，在电流的出口等处会出现小孔。原因一般是距铁路很近，或交叉或平行的情况发生的。但也有时是由于埋设部位的土质不同而造成的。

在有电蚀危险的地方最好使用具有抗电蚀性的管种（参照表-1.6-1）。在必须使用金属管时，要经过充分调查后采取必要的防电蚀措施。在与电气铁路交叉的部位如果有电蚀危险，要与专家（电气专家）一起进行详细调查采取有效的措施。防止电蚀的措施应该根据铺设后管路的对地电位、电流等的详细调查而确定，但在设计时要预先制定出对策。为此在与铁路交叉的部位、距变电所很近时与变电所两端平行的部位以及其他部位每隔 1KM 最好都要预先安装好调查用的端子。

2.2　防止电蚀的方法

防止电蚀有多种方法，以下列举的是有代表性的几种方法。

2.2.1　管体外包绝缘物

这是使用沥青类或煤焦油涂料把管的外围全部覆盖，防止泄漏电流流入的方法。用这种方法时，管路铺设后要认真检查外包物有无损伤，如有损伤要认真修复，然后细心地回填。

钢管的涂装要按照水道用钢管涂装方法 JISG3491、JISG3492 进行涂装。通常直管为 1 涂 1 包（双层包）厚度为 3.5mm 以上、异形管为 2 涂 1 包（双层包）厚度为 5mm 以上。然而就是用这样的外涂装管也不能保证完全防止电蚀。

〔说明 4.11-2.2.1 的参考〕

最近也有采取用绝缘薄板等把金属管包盖起来的方法。

2.2.2　绝缘接头法

这是沿横断插入接头、把管路分割成区段减少流入管体泄漏电流的方法。

2.2.3　直接排流法或选择排流法

在管体与轨道形成正电位的地方用低电阻的导线把变电所的负极、轨道和管体象电器一样连接进来，防止流经管体的电流直接流入大地，概括起来说就是电流归流轨道的方法。当电流有逆流时，可以在它们之间插入选择排流器阻止逆向电流保证只排除正方的电流。选择排流器有继电式排流器、整流型排流器、炭素排流器等种类。

2.2.4　外部电源法

这是在管体和阳极接地体之间设置电线，形成（电源→排流线→阳极接地体→大地→管体→排流线→电源）这样的电器回路，用流入电流消除管体流入电流来防止电蚀的方法。

2.2.5　低电位金属体的连接埋设法

这是直接或用导线把具有低标准单极电位的金属（亚铅、镁、铅等）与管体连接起来，利用两者间的固有电位差通过大地把电流从外部源源不断地供给管体的一种强制排流方法。

第五章　附属设施的设计

5.1　附属设施的设计

附属设施对管路的机能及安全性起支配作用，所以应在管路系统设计的基础上考虑下面所列举的各种附属设施与输水设施及附属设施相互之间的关系，满足各种设施的特性，做到即安全又经济。为此必须充分审查水利用条件、水力性能、结构上的设计条件、施工条件等，使设计趋于合理。

调节设施、调压设施、水泵设施、分水设施、量水设施、通气设施、保护设施、管理设施

〔说明〕

管路要根据其使用目的、选配水方式、管理方式及地形等条件，合理配置所需要的附属设施，充分发挥管路系统的机能，确保系统整体的安全性。

各设施的设置和规模是在管路系统的设计即①要有保证设计流量的机能②要有保证正常运行管理机能的基础上，对概定的附属设施的配置和规模等加以进一步的确定。

各设施在管路系统的设计时，常常是水力基本单元重要的临界点，所以在设计时要把这些问题进行综合考虑。

1.调节设施

1.1　一般事项

根据目的不同，调节设施可分为把取水量、输水量及需水量从一日到数日进行长期调节的调节池和调节一日内供水量与需水量时间差的田间蓄水池。

在管路系统的设计时，决定调节设施的设置位置和规模等是非常重要的，这时需要考虑水利用计划、送配水方式、水管理方式等，充分发挥管路的调节作用。

1.2　调节池

1.2.1　调节池的规模

调节池的规模在因送配水区域广、水利用形态多样造成需水量变动大的情况下，采用半日或一日需要的容量，当有在管路检查、修理中也需要送配水的地区时，就要根据所需要的天数来决定。

因此在干管的途中及受益地区附近设置众多的调节池是比较理想的，但是也有种种限制因素。所以必须通过合理选择调节池的位置，使调节池的规模能满足多样的需水要求，同时在供给上具有某种自由度。另外，对调节后的需水状况下如何进行水头分配也应预先给以考虑。

1.2.2　调节池的构造

调节池的构造中既有在大规模的灌溉计划中蓄水容量要求很大时，修建水库蓄水式的正规蓄水池，也有小规模的用橡胶、沥青、混凝土衬砌防渗或用钢筋混凝土建造的调节池。无论哪一种都要通过技术审查和考虑它们的经济性来确定其构造。

调节池上要设置适当的溢流排水设施，并要求能泄入河川或沟道内。另外构造上还要

满足泥沙及垃圾不流入管路。

1.3　田间蓄水池

1.3.1　田间蓄水池的容量

田间蓄水池的容量是指为了调节上游水路的通水时间与末端的灌溉时间的时间差所需的蓄水量。

田间蓄水池的决定方法请参照土地改良工程规划设计规范—规划（旱田灌溉）。

另外，用水泵直接向田间蓄水池送水时，送水量会受到限制，所以在这种情况下，要综合审查水泵的规模、送水时间、田间蓄水池的容量等。

田间蓄水池除了用于灌溉之外，最近还被多目的利用于喷洒药剂、施肥、预防霜害等，在这种情况下田间蓄水池的控制面积越小越容易利用。

但是必须考虑水利用计划、配水管方式及经济性等内容来决定。

由于最近农业经营方式的变化及取水条件的限制等，送水管理变得复杂化，另外连干管检查、修理等损失的天数也考虑在内的缓冲设施容量也要由田间蓄水池承担，这时田间蓄水池的容量要考虑在以上情况下也能保证末端用水的需要。

1.3.2　田间蓄水池的构造

田间蓄水池的构造要根据设计条件、现场地形条件、从防水片材、防水沥青、混凝土衬砌、钢筋混凝土结构等形式中选择。还要考虑防止泥沙和垃极等流入下游管路及防止风吹来杂物进入蓄水池所需的设施，当有可能发生藻类、贝类时，还要考虑从维护管理方面采用必要的措施。

2.调压设施

2.1　一般事项

调压设施是为了用水的合理分配和管路的安全管理而以调节水压为目的的设施。根据调压设施的机构可以分为水位调节型和减压型两类。

水位调节型是以用水的合理分配为目的，通过维护水压力来保证调压设施上游及下游的分水量。减压型是通过减少多余的压力为适当地保持调压设施下游的压力。在调压设施的设计时，要根据机理及水管理条件决定形式和构造。

2.2　调压设施的形式

调压设施根据其自身的结构可按表-5.1-1 的形式分类，但在实际的设施应用上，有兼用水位和水压两种机能的及只有单独机能的形式。

2.3　调压设施的位置和构造

2.3.1　水位调节型调压设施

1.溢流竖槽型调压设施　这是一种并设在溢流竖槽型分水设施上的中小规模的具有代表性的调压设施。用这种设施时，要有能消除溢流急剧变化而产生水位波动的有一定容量的水槽（参照图-5.1-1）。另外，为了减少隔墙的溢流量也有设置滑动式滞水阀门的形式。

表-5.1-1　调压设施的分类

类别	形　式		概　　要
水位调节型	竖工槽程分型水	闸门竖槽型（适用于开敞式管路）	通过设置在竖槽上的闸门（稳定上游水位的闸门）来调节上游水位。
		溢流竖槽型（适用于开敞式管路）	在竖槽的中间部位设置溢流隔墙，隔墙的底部安装滑动式提升闸门，通过闸门的开闭来调节水位和流量。
	阀门调节型（适用于封闭式管路）		在送配水管路途中设置阀门，通过阀门的开度来调节上游侧的水压力。
减压型	减压竖槽型（适用于开敞式管路）		通过设置在管路途中的竖槽来减压，附近没有分水工程。在管的耐压强度上或水力上需要减压时，使用这种形式。
	减压阀型（主要用于封闭式管路）		稳定下游水压的阀门。
	浮球阀型（适用于半封闭式管路）		稳定下游的浮球阀。

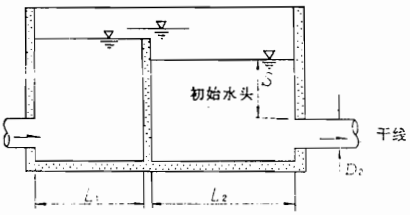


图-5.1-1　溢流竖槽型调压设施

〔解说 5.1.2.3.1-1 的参考〕

1.初始水头　$S>2D_2$

2.下游侧竖槽的长度　$L_2>4-5D_2$

为了防止空气混入，L_2（$L_2>4-5D_2$）应大于 L_1，但当竖槽下游设有排气设施时，不受这一限制。

2.阀门调节型调压设施　通过操作管路中途的阀门，调节上游的水位。使用这种调压设施需要审查阀门的开闭与气蚀的关系。另外在阀门的下游附近可能出现管内压力降低的情况，所以还要考虑设置通气设施。

这种设施适用于封闭式管路系统，所以要把设施坚固、耐久性和安全性优越、构造上易于维护管理与根据调压设施的重要程度决定采用手动、电动或远程监控等水管理条件一并加以考虑。

2.3.2　减压型调压设施

1.减压竖井型调压设施　在没有分水必要的管路上，要求管内压力要保持在使用管的耐压强度范围内时，这是一种典型的开敞式调压设施。（参照图-5.1-2）

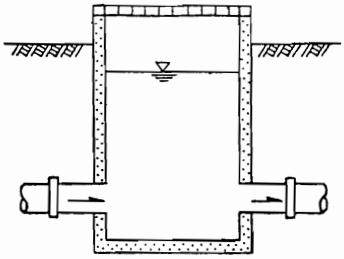


图-5.1-2　减压竖井

2.减压阀型调压设施　这是一种在管路途中设置自动减压阀，不论上游的压力变动如何，始终保持下游水压一定的减压设施。主要适用于封闭式管路系统。但是这种调压设施垃圾容易进入，一般都在上游设置滤网，所以必须防止因网眼堵塞而降低机能。

另外，比较重要的管路要在主阀的前后设置止水阀，并在止水阀的外侧设置旁通管（参照图-5.1-3）

在使用自动减压阀的情况下设计下游管路时，下游管路的静水压要按上游侧的静水压连续下来进行设计（参照图-5.1-4）

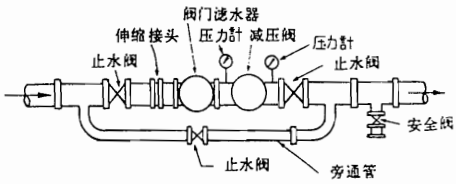


图-5.1-3　自动减压阀设置的实例

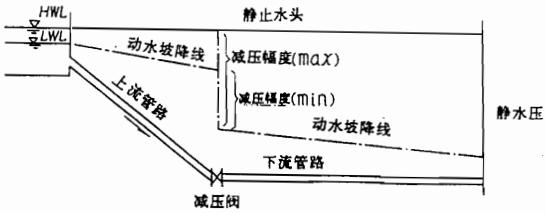


图-5.1-4　减压阀型调压设施的水压图

3.浮子控制阀型调压设施　是使用浮子控制阀保持竖槽水位一定，适用于半封闭式管路。另外，作为特殊情况也有通过电动阀与水位检测器组合自动控制下游水槽水位的形式。这种形式的标准设置见图-5.1-5a-c

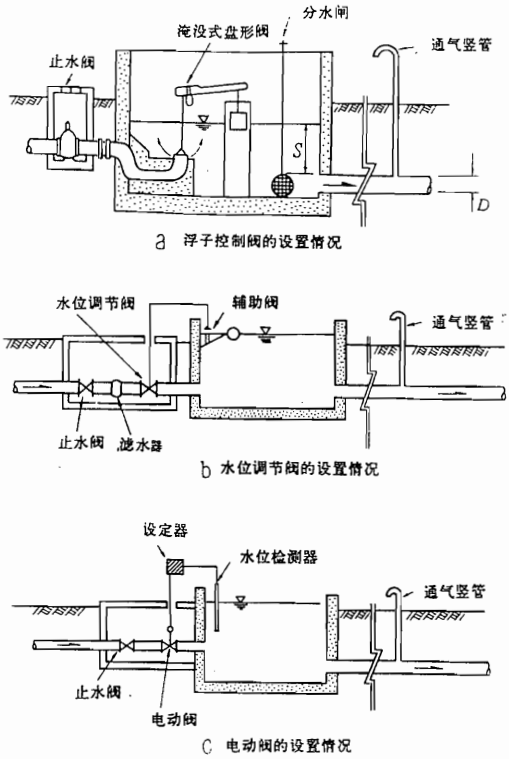


图-5.1-5 调压设施设置的实例

3.水泵设施

3.1 一般事项

在水源低于灌溉地区或采用加压方式供给灌溉用水时，水泵设施是非常必要的。

在水泵设施的设计时，可以参照《土地改良计划设计标准》（设计泵站）一书中制定的标准，本标准将介绍另外一些控制方法及加压泵（增压）。

3.2 通过水泵控制的方法

包括水泵和土木建筑物在内的水路系统的控制大体上可分为压力控制、流量控制、水位控制等。而以水泵为重点的控制方法主要有台数控制、转数控制，阀门的开启度控制及压力罐控制等。具体采用哪种方式，需要考虑故障少、维护管理费用低和良好的耐久性、操作简单以及管体强度和经济性等来决定。

3.2.1 水位控制

为把配水槽、高架水槽等保持在一定范围之内，采用控制水泵的运转，是一种最简单的控制方法，故障也少，因此被广泛地采用。采用这种方法时，水槽的容量由水泵的ON-OFF两水位间的容积决定。但考虑频繁的间歇运转会造成水泵及控制机器等发生故障。所以这个容积即使在计划最大扬水时期水泵的最小休止时间也应保持在20分钟以上，不得以的情况下也应保持在10分钟以上。另外，如果水泵的能力、用水量和用水量的变动范围等选择得不合理就会造成水泵的启动、停止过于频繁、机器的消耗加快。因此起动停止一个周期的界限应做到10KW以下的小型电动机5-10分钟不超过一次，

100KW 左右的电动机 20-30 分钟不超过一次，300KW 左右的大型电动机 30 分钟-1 小时不超过一次。

用水位控制的控制方式是事先设定配水槽的上下限水位（ON-OFF），然后用水位检测装置检测这个水位，控制水泵的启动和关闭。所以这是一种最简单又经济的方法。当各个水泵的水位调节范围都相同时，按图-5.1-6 所表示的那样进行数量上的划分，根据这个划分来增减水泵的运转台量，即台数控制的方法。

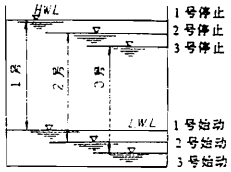


图-5.1-6　通过三台水泵进行水位控制的实例

3.2.2　压力水槽法（压力控制）

这是一种在水泵的出口一侧设置压力水槽，通过压力转换开关检测用水过程中压力的变动从而控制水泵起动关闭的方法。这种方法控制简单、故障也少，在中小规模的灌溉地区被广泛采用。在使用空气压缩机向压力水槽补给空气时，最好采用由压力水槽内的压力和设定水位双向控制进行自动补给。图-5.1-7 所表示的就是用压力水槽法时水泵自动运转的实例。

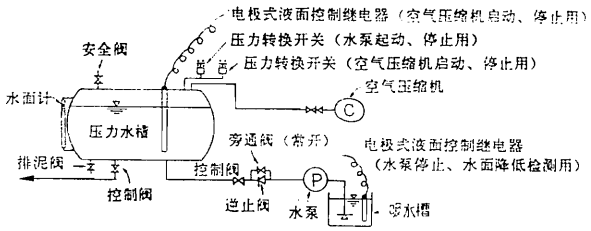


图-5.1-7　实施压力水槽的实例

3.2.3　流量控制

这是一种调节流量的必要性很特殊的情况，例如在管路多目的利用的情况下，要提高液体肥料或药剂混入比的精度时，除此之外很少遇到这种情况。有关液体施肥或病虫害防治的自动化控制本标准中不作介绍。

定流量控制及计划流量控制两种情况，一般都是对设定的流量用流量计检测，为了减少流量计检测值与流量设定值之间的误差，利用控制机构来调整水泵的转数及阀门的开启度。这种方法一般适用的例子很少。

3.2.4　压力控制

用于保持给水槽的压力一定或控制在一定范围之内，主要有以下几种方法。

①台数控制②转数控制　③止水阀开启度控制　④压力罐控制　⑤　①、②合用控制

⑥ ①、③合用控制 ⑦ ①、②、③合用控制

应该根据水压和流量的变动范围、时间的变动状况、变动速度和输水条件稳度的重要程度等选定适宜的方法。在农业用水方面，预测分水设施和分水量及二者的组合、判断压力设定值是很不容易的，所以在采用时更要慎重考虑。

a 台数控制 这是一种把同一扬程的多台水泵并排布置，在出口侧进行流量（或压力）检测，随着末端使用条件的变动自动控制水泵的运转台数及水泵选择的方法。这种方法在使用流量变动大、流量变化缓慢的情况下，能够比较简单地控制水泵的运转。

b 转数控制 是通过检测末端压力或从出口压力和流量求出末端压力，根据这一压力来调节水泵驱动电机的转子电路串电阻值，控制水泵的转数，使末端的压力不论使用水量如何变动都能保持一定。

c 阀门的开启度控制 是通过调节出口阀门的开启度保持末端的压力一定，因此是控制方式中最简单的方法之一。但是由于阀门的阻力会造成压力损失，与转数控制相比运转效率较低。

d 在流量变动幅度大而又必须保持末端压力在一定范围内的情况下，也有采用把台数控制、转数控制及阀门开启度控制组合使用的方法。

3.3 靠加压泵加压的方式

靠加压泵加压的方式并不是用于从水源或吸水槽取水连续不断地送至所定的高度或某个压力，而是插入管路中，有效地利用变动的管内压力，增加不足部分的压力。

采用这种加压方式时，会出现当按设计流量供水时，需要加压泵，而设计流量以外时就不一定需要加压泵的情况。因此在做设备计划方面（设置旁通管及控制机器等）也有许多需要注意的事项要加以慎重考虑。

3.3.1 加压泵采用上的注意点

1.施加在水泵上的入口压力的审查

（1）入口压力对水泵特性的影响 加压泵能否正常运转主要取决于施加在水泵上的入口压力的状态。

入口压力的变化会造成水泵运动点的转移，所以在变化量大的时候要加以注意（参照图-5.1-8）

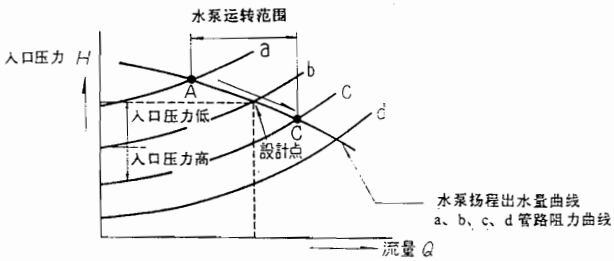


图-5.1-8 入口压力与水泵运转范围

入口压力高（图中 A 点方向的状态），水泵的运转点向大流量方向移动，水泵处于超

过运转范围工作的状况，这样将会产生振动、噪音、发生气蚀现象等，影响水泵的正常运转。相反，当实际的入口压力低于设计的入口压力时（图中 A 点方向的状态）就不能确保所定的流量。

因此设计时，调节入口压力和确定与之相适应的水泵运转范围是非常必要的。

（2）措施　防止入口压力降低的措施是在入口侧设置压力转换开关或压力传感器等压力检测器，一旦入口压力降低就停止水泵的运转。

〔说明 5.1-3.3.1-1-（1）的参考〕

在考虑了水泵的运转后，入口压力普通的潜水泵一般按 0.5-5.0kgf／cm^2 设计。另外，入口压力加全扬程不应大于 14kgf／cm^2。

2.水泵运转范围的审查　通过审查入口压力的变动幅度来设定水泵的运转范围。特别是压力低下时水泵起动停止（联锁装置）的审查是非常必要的。

3.水锤的审查　设置加压泵处的管路，考虑到与计划扬水量相适应的口径及与附属建筑物的关连等多采用复线计划。关于计划扬水量的变动，加压泵起动、停止时附属机器的反应等，需要就加压泵布置的各种形式进行综合考虑。

减轻水锤的方法一般都是采取①水泵上设置惯性轮②管路上设置压力水槽、涌波水箱及空气阀等。

4.控制方式的审查　加压泵起动时入口侧的管路会出现压力暂时突然下降的情况，因此，一般应采用速度控制方式。

〔解说 5.1-3.3.1-4 的参考〕

速度控制上采用可变周波转换装置时的特征

①因为是根据必要的出水量控制水泵的速度，所以是经济的。

②能有效利用入口的残余压力。

③具有软起动、软停止的机能，所以可以减轻对管道系统冲击。

④能控制必要的出口压力，所以可以减少漏水。

⑤能控制所有机种的速度。

3.3.2　加压泵的设置位置和用途方面的注意点

加压泵的用途可以考虑以下输水系统及配水系统的形式。（参照图-5.1-9）。

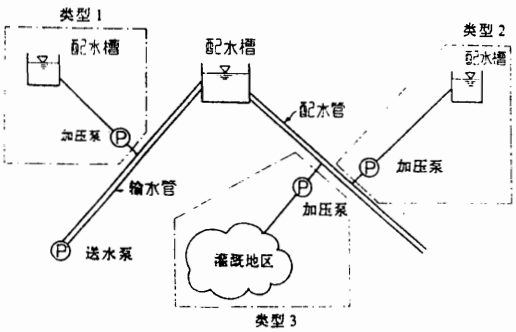


图-5.1-9　加压泵的类型说明图

①类型 1　从输水管途中向配水槽加压输水

②类型 2　从配水管途中向配水槽加压输水

③类型 3　从配水管途中向灌溉区直接加压

1.入口压力变化的主要原因

（1）类型 1 的情况

①两个以上地点分水，在输水管途中某个时候分水量的变化。

②输水水泵在两台以上时由水泵的运转台数引起的水量变化。

③在输水水泵起动、停止时压力的变动。

④由配水槽的控制水位变化幅度引起的输水水泵运转扬程的变化。

（2）类型 2 及类型 3 的情况

①灌溉地区用水量的变化

②两个以上地点分水，在配水管途中某个时候分水量的变化

③配水槽水位变化

2.措施

要求水泵的运转点随入口压力的变化而变化。要选择能够适应这一要求的水泵。具体采取如下的协调措施。

①为了在水泵的运转范围内补充大于设计流量的部分一般选用口径比较大的水泵。

②在入口侧设置稳压阀等，把施加在水泵入口的压力定压化。

③控制水泵的转数（速度），使运转点适应压力的变化。采取以上措施时要考虑以下几个问题。

A 在设计流量时，水泵的效率降低，输出功率提高。

B 稳压阀可靠性程度

C 设置费用提高。

3.运转方式

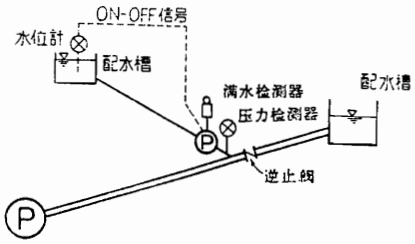
（1）类型 1 的情况

由配水槽水位进行水位控制（ON-OFF）的联锁条件

①水泵处于满水状态（满水检测器）。

②入口压力在规定值以上（压力检测器）。

③输水水泵正在运转中（电器的接点）。



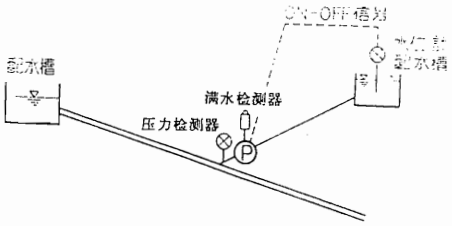
a 类型 1 的情况

(2) 类型 2 的情况

由配水槽水位进行水位控制（ON-OFF）的联锁条件

①水泵处于满水状态（满水检测器）。

②入口压力在规定值以上（压力检测器）。



b 类型 2 的情况

图-5.1-10 加压泵的说明图

(3) 类型 3 的情况

a.手动控制　配水时由人工操作控制运行及停止。

b.压力罐方式控制　在水泵的出口侧设置压力罐，通过压力检测控制 ON-OFF。

但压力罐的容量在加压时要能起到平衡入口压力的作用，当入口压力变化幅度大时，压力罐就会变得比正常时容量大。

c 速度控制方式　因为是采取控制水泵速度的方式控制出口压力，所以也能在相当广的范围内适应入口压力的变化。但是采取这种方式变成了连续运转，所以当要水泵停止时，需要和压力罐一起共同考虑。这时与 b 一样压力罐的容量比正常时的容量大。

d 联锁的条件

①水泵处于满水状态（满水检测器）。

②入口压力在规定值以上（压力检测器）。

根据以上的审查设计加压泵，但是在类型选定上要从出水量、扬程、入口的残余压力、运转条件及设置条件等方面综合分析决定。

3.4　配水槽

3.4.1　一般事项

配水槽对于调节或消除用水量与水泵扬水量之间的水量变动所起的作用是显而易见的，对于缓解用水量剧烈变化地区的水供给等也是很有效的。

设置配水槽时，要考虑地形、地质及最大用水量、用水量的时间变动等因素，设置在控制地区内的各给水末端所需要的水压、水量都能得到满足的位置上。由于配水槽具有一定的蓄水容量，一般来说可以在水的使用上增加某种程度的自由度，更加容易进行运行管理。另外设置在最高处的配水槽需要的扬程较高、扬水量较大或管路内水压力过高时，也可以考虑两级或两级以上的多级扬水。

3.4.2　配水槽的规模

从水泵的维护管理和方便灵活配水管理上考虑，配水槽的规模越大越有利，但还要受

设施费的制约。所以最好是考虑能与调节池和田间蓄水池兼用的大容量的配水槽。

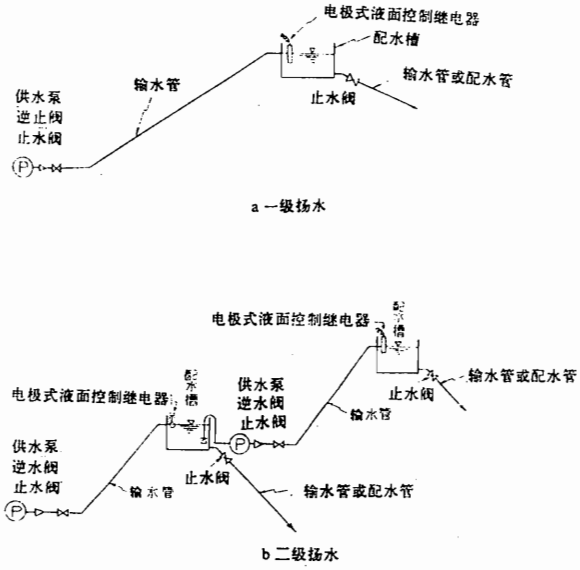


图-5.1-11　向配水槽扬水的方法

3.4.3　配水槽设计上需要注意的地方

①在决定配水槽的容量时，必须考虑最大流量时水泵的最低休止时间。

②配水槽的构造要求是没有不均匀沉陷和漏水等危险以及泥砂、落叶和垃圾等不会流入下游输水管路。

③有效蓄水深度最好是 1.0-3.0m 左右，因为浅一些可以保持给水压力不变。

④配水槽上应设置能把计划最大扬水量全部排放的泄水口。

⑤配水槽出口处（输水管或配水管入口处）应安装在输水管或配水管出现事故时能截断供水的应急止水阀。

4.分水设施

4.1　一般事项

必须在考虑分水、给水的目的和设置位置以及水力条件、分水、给水量等基础上来选择具有适宜机能的分水设施。

4.2　分水工程

在分水工程的设计时，应该注意以下事项

①分水工程应考虑选定在能满足必要的水头，具有良好的耐久性、以及设施费及维护管理费用低的位置，并且最好是设置在灌溉地区附近。

②具有自由水面的分水工程可以起到调压、排气、沉砂及泄水等作用，所以关于水头分配和兼用机能也应充分考虑，在此基础上，最后决定分水工程的规模、形式及构造。

③为保证合理的水分配和水的有效利用，分水工程要设量水计及止水阀等，关于流量

控制也应与管理方法的审查一起加以考虑。

④由于在分水工程上选择使用阀门等而发生的较大的水锤压力将会成为管体破坏的原因。所以关于阀门的开闭速度也应和构造形式一起加以慎重地考虑。

⑤在决定竖槽型分水工程时，必须考虑发生水面振动所需的安全超高和确保在输水及停止时各竖槽的初始水位。另外，关于分水工程的分水量在按计划分水量及其他分水量分水时，还应考虑阀门开启度设定的精度和有无气蚀现象，以保证阀门的合理操作。

⑥为了实现水管理的省力化及分水精度的均一化，管路系统内的分水工程形式应尽可能相同并且统一。

4.2.1 分水工程的类型和构造

分水工程一般按以下分类

分水工程	竖槽型分水工程	闸门竖槽型（开敞式）
		溢流竖槽型（开敞式）
		浮球阀竖槽型（半封闭式）
	封闭型分水工程（封闭式、半封闭式、开敞式）	

1.闸门竖槽型分水工程　用在开敞式分水上在竖槽下游的干管及分干管入口处设置滑动式提升闸门，通过操作闸门来调节分水工程上游侧的水压和保持分水分干管的必要水头一定。在干管及分干管的水位变动剧烈时要想随着水位变动来操作闸门是很困难的。因此在这种条件下使用是不理想的。另外还必须设溢流口进行调压。所以，使用这种分水工程的条件是附近要有河川、排水沟等可以排水的地方。

这种设施除了具有分水工程及调压的机能以外，还具有通气、沉砂等机能，最好是在闸门的下游根据需要配置通气孔及流量计等，作为多目的分水工程设置（参照图-5.1-12）。

但是用竖槽分水也有可能引起流入下游的流量发生变化并产生负压。因此必须审查下游管路的动水坡降线。

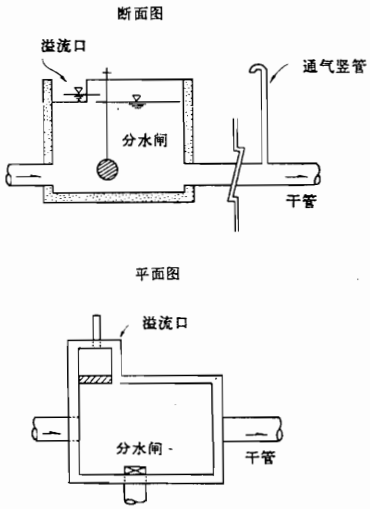


图-5.1-12　闸门竖槽型分水工程的实例

2.溢流竖槽型分水工程　被用在开敞式分水上。有从竖槽中央隔墙顶部的缺口溢流的形式、隔墙下部设置滑动式提升闸门的形式及两形式的复合形式。无论哪一种形式都应通过调节竖槽的水位，保证向下游侧分水的稳定性。

在分水口处设置分水闸来进行分水量调节。这与闸门竖槽型分水工程同样具有调压、通气、沉砂等机能，最好也能在闸门的下游侧配置通气孔、流量计等作为多目的分水工程设置（参照图-5.1-13）。

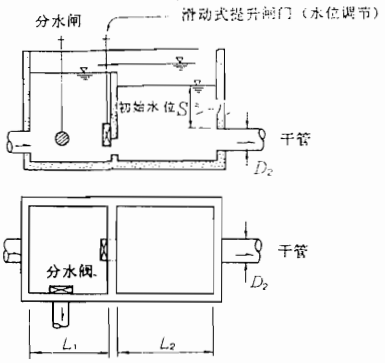


图-5.1-13　溢流竖槽型分水工程实例

〔解说 5.1-4.2.1-2 的参考〕

1.初始水位

流入管路的初始水位原则上是计划最低水位，初始水位按下面的规定考虑。

D_2>1000mm：0.5m 以上

D_2<1000mm：0.3m 以上

为防止涡流吸入还应保证初始水位 $S>2D_2$

2.隔墙顶部的溢流宽度

应确保全部计划流量都能以 0.1-0.5m 的溢流水深流下。

3.下游侧竖槽的长度

为防止空气混入 L_2 应大于 L_1（L_2>4-5D_2）。

但在竖槽的下游设置排除空气的设施时，不受这个限制。

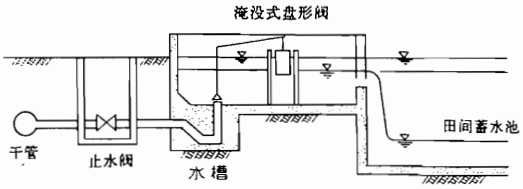
（注）本形式是溢流型与隔墙型上没有滑动式提升闸门的复合型分水工程。

3.浮球阀竖槽型分水工程　被用于半封闭式分水上。管内水压力大时，也被用在开敞式分水上。这种分水工程是利用浮球的浮力及重力来操作阀门的开闭。所以可以根据下游侧用水量的增减造成竖槽内水位的上升和下降来开闭阀门进行分水。另外如果把这种阀门安装在从干管上分支并通往分水竖槽的管路末端就可以保持竖槽内的水位基本不变，使计划分水变得很容易。

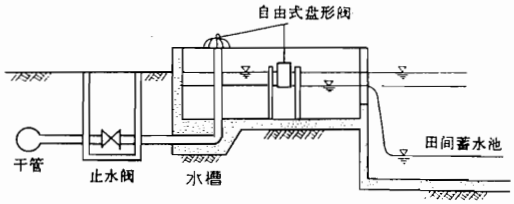
但是考虑阀门的故障等，最好设置溢流设施或紧急用自动控制设施。另外，浮球阀的正前方必须设置为了浮球阀出故障时止水用和流量调节用的止水阀。

〔参考〕浮球阀竖槽型分水工程的实例。

①盘形阀抗气蚀性很强，只是水锤压的对策上为防止阀门的突然闭塞需要一定的水槽面积。



a 淹没式盘形阀



b 自由式盘形阀

图-5.1-14　盘形阀分水工程的实例

②水位调节阀型分水工程是通过分水槽内导阀的开闭自动进行主阀的开闭操作，具有能够调节阀门的开闭时间的特征（参照图-5.1-15）

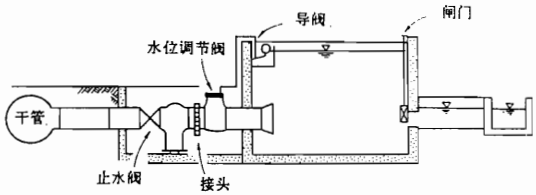


图-5.1-15　水位调节阀型分水工程的实例

③内藏式导阀可以调节阀门的开闭时间，所以在有必要防止水锤压力的情况下也可以使用（参照图-5.1-16）。

而浮球塞阀有发生突然闭塞的可能性，所以在有水锤压问题的地方最好避免使用。

4.封闭型分水工程　被用在封闭式分水上。当管内压力很高，有必要直接分水时也可以用在开敞式或半封闭式分水上。

这种分水工程需要在分水一侧设置一个止水阀或者（在分水比率很大而且是很重要的分水工程上，即使是干管下游因事故等无法工作也要确保分水的情况下）在分水工程一侧和在干管分支点的下游侧设置两个止水阀来进行分水量的调节。当分水量变化很大或有减压必要的时候就要考虑布置两条以上的分支管使控制更加容易或者是并设调压装置等（参照图-5.1-17）。

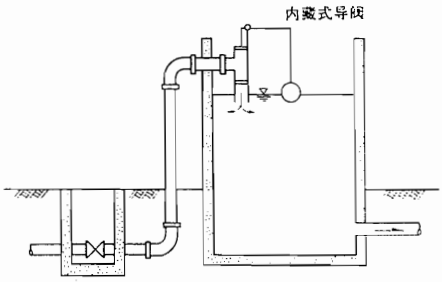


图-5.1-16　其他浮球阀型分水工程实例

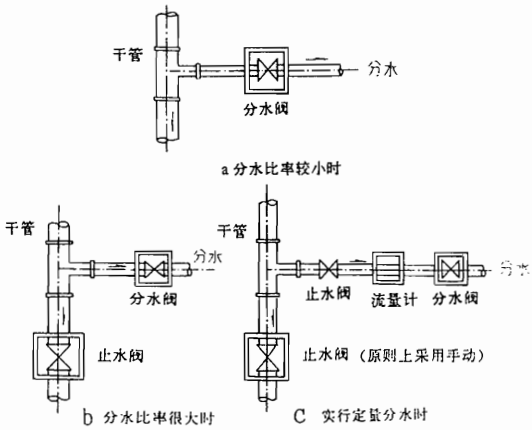


图-5.1-17　封闭型分水工程的实例

另外，有时会因为操作分水阀而产生压力降低影响到末端给水栓（喷水栓）的压力及流量，这一点应引起注意。

还有就是从规模较大的干管上分支出的重要的分水工程，当流态流量特性变动很大时，或者需要正确的定量分水时，就要考虑分水工程采用自动控制及远方遥控等方法。

4.3　给水栓

给水栓是在管路的最末端为受益地区喷水或给水的设施。在给水栓的选定上要注意以下事项。

①即使在给水点为最低动水头时，也有供给计划最大给水量的能力。

②为了对付管理误差等，在给水点要有足够的水头。特别是水田、旱田垄间的低压管路的给水栓需要有一定的水头余量。

③操作容易、设施费用低、耐久性能好。

④垃圾不会堵塞。防尘是必须要考虑的，但一般给水栓对于垃圾是不会有问题的。

⑤水锤压力小。

4.3.1 给水栓的种类和特征

作为农业用给水栓 一般所使用的种类和特征等如表-5.1-2 所示。

表-5.1-2 给水栓的种类和特征

种类	水田	旱田		材质		口径 (mm)	耐压 (kgf/cm²)	保护工程	特征
		低压	高压	金属	塑料				
伞形阀	○	○		○	○	50-100	10	设保护槽，大小为口径的 5-6 倍	流量（开度）特性良好，可以现场解体组装（参照图-5.1-18）
角阀		○	○	○	○	25-100	20		出口安装角度为 45°-90°，水平回转角度为 360°（参照图-5.1-19）
闸板阀	○	○	○	○	○	40-300	5-10		（参照图-5.1-20）
电磁阀			○	○	○	10-50	7-40	保护箱内要保持干燥	用于远程操作。近年来对水头损失、水锤、除尘等问题进行了改良。（参照图-5.1-21）
自水动栓给	○				○	50-75	7.5	为了水位设定和保护要设置框架	通过自动或半自动（只有止水用自动）进行水位控制

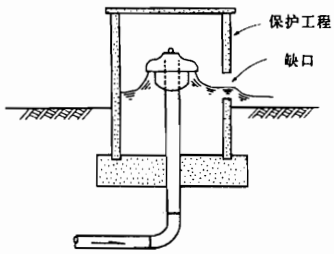


图-5.1-18 伞形阀式给水栓（向下）的实例

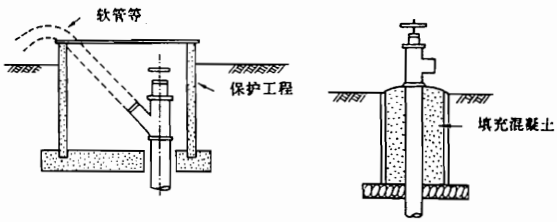


图-5.1-19 角阀型给水栓的实例

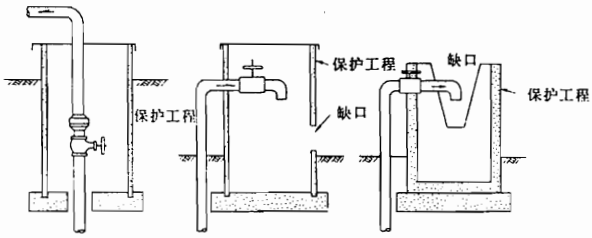


图-5.1-20　闸板阀型给水栓的实例

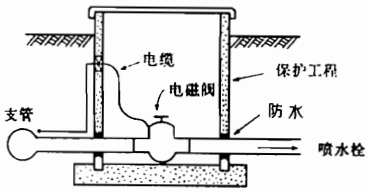


图-5.1-21　电磁阀给水栓

5.量水设施

5.1　一般事项

为了按照目标地区水的使用条件而进行相应的配水操作，量水设施要设置在分水工程及管路内适当的位置上。所以必须根据设置位置处的水压、使用目的，选定具有恰当结构及机能的量水设施。

5.2　量水计的设置条件

量水计的设置条件有如下几点。

①任何情况下，管内都要冲满水。

②按照流速及使用压力的指定范围来设置。

③量水计的上游侧及下游侧都要确保表-5.1-3 中所表示的直线部分的长度。另外，在这个直线部分要避免设置 T 字管、渐缩管及阀门类等。

5.2　量水计的种类和选择

一般的量水计的种类、特征、适用条件等见表-5.1-3。

在量水计的机种选定时，必须充分审查和掌握使用的目的、各机种的特征及现场条件等。

使用口径根据审查测定流量范围及容许水头损失来决定。另外流量计的流量测定范围和损失系数等即使是同一个机种也因厂家不同而有差异，这一点必须引起足够的重视。

表-5.1-3 量水计的种类和特征

项目	压差流量计 (文丘里管)	螺旋桨式流量计 (沃尔特曼型流量计)	电磁流量计	超声波流量计
测定原理	在管路途中装入固定压差计，通过液体流动时产生在压差计两端的压差来求流量。(压差计前后的运动能（流速）的增加等于压力能（压差）的减少)。	与涡流式计量器相同是根据与流速成比例的角速度转动的螺旋桨转数来求流量。	在已知尺寸、已知磁场的管路中测定被测流体流动时所发生的电动势，从而求出流速。	在液体中投射超声波后声波走向与流体流动方向相同和相反时，声波会出现差异。通过测定这个差值来演算平均流速，然后求出流量。
测定精度 (对于满刻度)	约±2-3%	约4%	±1-1.5%	±2%以内
测定范围的变更	需要变更压差交换器的量程或更换文丘里管	变更尺寸	量程在流速范围为0.3-10m／s时可以用刻度盘连续变更。	D-A变换时变更换算因数
响应速度	常时	常时	常时	2S左右
固形物、漂浮物混入的影响	有影响，对精度及维修有影响。	有影响，当异物混入多时，上游要设滤网。	完全没有影响	有直接影响，不能进行高精度测定。
压力损失	比较大	小	无	无
适应性	Φ50-2700mm	Φ75-700mm	Φ6-2400mm	Φ300-2700mm (再大口径的也可以)
所需直线部分的长度	上游5-10D 下游3-5D	开口管时上游为15D（有整流板时为9D以上)；封闭管时上游为15D，下游为2D（有整流板时上游为9D，下游为2D)。	上游5D 下游2D	上游10D 下游5D
保养	排气孔、压差计联接部和导压管需要清洗。	管路及流量计需要定期检查清扫。	没有特别的需要，但根据流体需要进行电极清扫。	需要进行温度修正。
费用（包括工程安装、调整费用)	口径越大铸件的价格就越高。	比较便宜。	与口径成比例，大口径时略高于文丘里管。	口径大也没什么变化，但有时需要调整费用。
备注	一般在20%-30%以上的测定范围内可以保证精度。耐久性稍差（由于管内摩损会产生误差)。	无论是在开口管上还是封闭管上用，安装都很简单，在非使用季节可以拆下来保存。耐久性稍差。	可以逆流方向测定、检测部位可以埋设在地下也可以淹没在水中。耐久性上必须是大电导度的液体才能测量。输出信号采用模拟（DC4-20，10-50MA)。	可以安装在已设管路上检测部位可以淹没在水中，耐久性好。输出信号用模拟或数字显示。

6.通气设施

6.1　一般事项

通气设施的目的是排除管内的空气和向管内供给空气。即在取水口处带进的空气及溶解在水中的空气发生游离，聚集在管中就会造成水流不规则，带来不正常的压力变动，使通水能力降低。所以要求必须把这些空气排除。另外因修复检查或其他原因要把管内的水排除时，由于管路的凸起部位产生负压有可能造成破坏。这时就必须使空气自动地吸入管内。

特别是农用的管路，造成管路空虚的机会很多。还有在复杂地形的情况下，容易存气的线路凸起部位及止水阀下游部位等局部低压部位很多。因此对于通气设施的配置及通气设施的机能都要加以认真地考虑。

6.2　通气设施的配置

配置通气设施时的基本考虑方法有如下几点。

①设置在配水槽或分水竖槽的下游侧。

②在从平缓的坡度突然变为下坡坡度的地点设置。

③在下坡的线路上设有止水阀时，设置在止水阀的正下方。

④在上坡的线路上设有止水阀时，设置在止水阀的正上方。

⑤在线路内的高位区设置

⑥虽然都是下坡坡度，但管路的坡度发生了变化，并且审查的结果又需要通气设施，这样的地点就要设置。

⑦在线路没有起伏的直线区段，当线路很长时最好也要每隔 400-500m 设置一处。

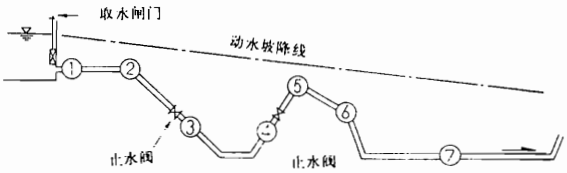


图-5.1-22　通气设施配置位置

6.3　通气设施的型式和构造

设置通气设施时，型式和构造上要考虑排气和进气都很容易。通气设施有以下几种型式。

- 通气设施
  - 通气孔
  - 通气竖管
    - 直管通气型竖管
    - 箱式通气型竖管
    - 压缩型通气竖管
  - 空气阀（单口通气阀、双口通气阀、水道用快速空气阀）
  - 给水栓（兼用）

6.3.1　通气孔

在管路入口的下游侧，由于空气混入及水流收缩，很容易产生局部压力降低，所以需要设置排除空气的设施。这种情况下一般使用通气孔。通气孔的口径一般在 Φ50-150mm 范围之内，多使用铁管和硬质聚氯乙烯管等。通气孔的位置如图-5.1-23 所示。

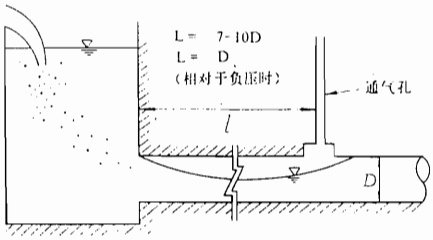


图-5.1-23　通气孔设置的实例

6.3.2　通气竖管

通气竖管有直管通气型及箱式通气型等。为了兼有缓和水锤压力的作用，需要大容量的吸排气能力时，采用这种通气竖管。另外有些还兼有压力调节、检查井等作用。为了防止分支部位因上部荷载及不均匀沉陷等而发生破损，要用混凝土进行保护。

1.直管通气型竖管　是把与管路同径的 T 字管安装在管路上，在 T 字管的上面再装上竖管。立管使用离心式钢筋混凝土管等。通常竖管离地面 1-5m，竖管内最高水面以上的超高采用 0.5-1.0m。（参照图-5.1-24a）。在竖管的高度较低时及为了保护设施，要采取一些必要的措施（如保护栅和防止危险的设施等）。

2.箱式通气竖管　是把钢筋混凝土箱式竖管设置在管路上。竖管的内尺寸大于或等于通水断面的尺寸。通常竖管高出地面 1-5m，竖管内最高水面线以上的超高采用 0.5-1.0m。（参照图-5.1-24b）。

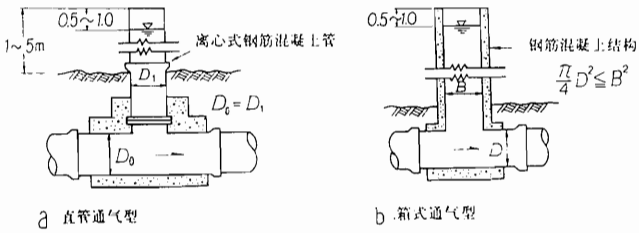


图-5.1-24　通气竖管设置的实例

3.压缩形通气竖管　在空气阀的动作及防止空气阀漏水的压力得不到满足的低压管路的情况下，当静水头或动水坡线降至地面的高度都在 5m 以下时，作为通气设施通常使用这种形式。但一般要根据周围地形状况来设置。这种竖管在通水开始时要排除管内的空气和水中溶解的空气等是完全可以满足的。这是一种最便宜的有代表性的通气设施。一般开

敞式管路上多采用这种形式。

立管口径的标准使用 Φ100-125mm 的煤气管。顶端安装图-5.1-25 所示的 180°的弯头等。另外要从结构上保证砾石等不能投入管内，同时竖管内最高水面线以上的超高通常要取 0.5-1.0m。

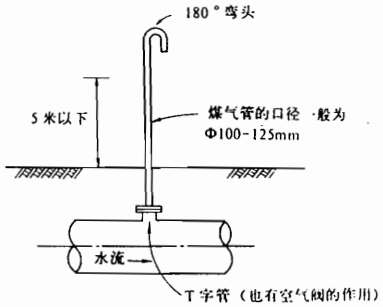


图-5.1-25　压缩形通气竖管设置的实例

6.3.3　空气阀

农用管路上一般使用的空气阀种类如表-5.1-5 所示。

表-5.1-5　空气阀的种类

种类	规格	公称直径	最高使用压力（kgf／cm²）
JISB2063	单口 双口	13、20、25 50、75、100、150	7.5
水道用快速空气阀 JWWA　B118		50、75、100、150、 200	16.0

空气阀设置的实例如图-5.1-26 所示。

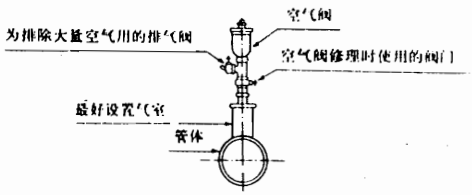


图-5.1-26　空气阀设置的实例

〔解说 5.1-6.3.3 的参考〕

1.通过计算来求空气阀口径的方法

(1) 从吸气量上求

$$A=\frac{Q}{C\sqrt{2g\cdot\frac{\triangle p}{\gamma_a}}} \qquad (5.1.6-参1)$$

A：最大流入断面积（m^2）

Q：最大管内流量（m^3/s）

△p：容许压力差（$2.0tf/m^2$）

γ_a：容许密度（$0.001226tf/m^3$）

g：重力加速度（$9.8m/s^2$）

c：流入系数（0.6）（大容量空气阀为 0.4）

（2）从排气量上求

$$D=D\times\sqrt{\frac{V_0}{C_a\cdot V_a}} \qquad (5.1.6-参2)$$

d：空气阀的口径（m）

D：供水管路的口径（m）

V_0：向供水管路内充水时的流速（m／s）

V_a：从空气阀中排出的空气流速（m／s）且 Va＜45m／s

C_a：常数（0.9）

2.在空气阀的口径选定方面需要注意的事项

在空气阀的口径选定时，审查空气阀的使用目的（吸气、排气、吸排兼用）和设置位置是非常重要的。例如用于排气时，空气阀的口径取得大，就可以大容量的排气，而另一方面又会增加因气锤造成立管破坏的危险。因此应该是初期充水时的排气利用排气阀，充水后的排气用空气阀，这样空气阀的口径就可以小一些。

1.空气阀工程的构造　为了浮球能圆滑地动作，空气阀的立管必须垂直安装，万不得已时立管的倾斜角也要控制在 2°以内。

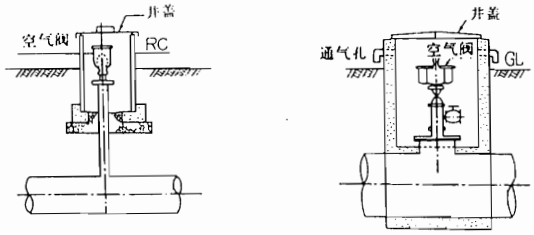
空气阀的构造虽然比较简单，但浮球的密封胶圈很容易破损。所以考虑修理时空气阀的下部要装上阀门。

另外，管路充水时，为了尽快排除管内大量的空气，管路与空气阀之间最好装上一段 T 型管，在 T 型管上再装一个排气阀，可以通过手动的方式进行排气。

空气阀如果是在象架管桥这样人接近不了的地方，外露也是可以的。但是安装在埋设管路上时，就要设置阀门井进行保护（参照图-5.1-27）。这时阀门井的构造要考虑到井内能够通气。

阀门井的构造可以采用钢筋混凝土结构或混凝土二次制品，大小要保证能够进行阀门的修理作业。另外构造上还应做到基础不直接压在管路上。

空气阀门井还要考虑防止雨水和地下水浸入以及排水的场所，这就需要从阀门井中引出排水管。



a 小口径管的情况　　b 大口径管的情况

图-5.1-27　空气阀门井的实例

另外，在寒冷地区，为防止空气阀冻结，阀门井盖最好做成双层结构，并且采取井内充填适当的防寒材料等防寒措施。

2.是否需要设置安全阀的审定　当下坡坡度按图-5.1-28 中的 B 点变化，且下游侧的坡度变得很大时，空气就不能随水运动，这时会产生气泡。

这时，空气随水流所必要的临界流速按肯特（J.C.kent）式（5.1-2）求。计算结果当管内流速小于临界流速时就要考虑设置空气阀门。

$$V_{min} = 1.4\sqrt{g \cdot D \cdot sin\theta}$$

V_{min}：空气随水流所必要的最小临界流速（m／s）。

D：管内径（也可以是公称直径）（m）

θ：管路的倾斜角（°）（参照图-5.1-28）

g：重力加速度（9.8m／s^2）

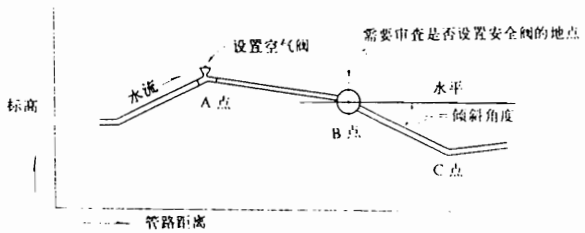


图-5.1-28　是否需要设置空气阀

6.3.4　给水栓等的兼用

在配水管路系统中存在有设置多处给水栓的区段时，给水栓可以兼备通气的机能，一般可以省略掉通气设施（参照图-5.1-29）。但是在这样的管路上也会有象图-5.1-22 所表示的的②、⑤、⑥各地点那样难以排气的地方，当由于给水栓的操作状况不能兼用通气机能时，就必须考虑设置通气设施。

另外，管路的口径远大于给水栓的口径时，就要考虑象图-5.1-30 那样配置管路。

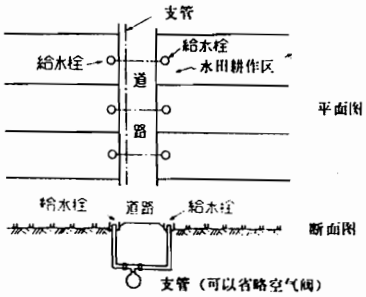


图-5.1-29　给水栓兼用空气阀

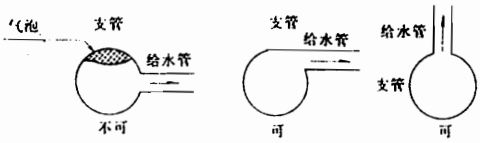


图-5.1-30　口径差异很大时配管的实例

7.保护措施

7.1　一般事项

保护设施包括缓冲因非正常的水力现象而产生的压力所需要的装置（调压塔、安全阀）和为了排除管内的水和泥所需要的设施（泄水口、排泥设施等）

在保护设施的设计时，所选择的保护设施的位置、种类及构造等要能确保操作管理上具有足够的安全性。

7.2　缓冲水锤压力的装置

7.2.1　调压塔

正在供水的水泵突然失去了驱动力时，由于水泵的转速降低而失去扬水能力，供水管内的压力就会急剧下降，当这个负压下降到接近绝对真空（约 10M）时，管内的水就会因此而蒸发产生空洞引起水柱分离，这时就有可能造成管路破坏。水柱分离后经过某段时间，上游侧的水和下游侧的水互相碰撞水柱重新结合，这时就会产生异常高的撞击压力，也可造成管路破坏。在自流方式中调压塔是为防止因下游侧阀门控制等关系而发生的水锤设置的。象图-5.1-31 这样的管路 A 点附近就是发生负压的地方，为了防止发生这样的负压就要设置调压塔。

这方面的详细介绍请参照土地改良工程规划设计标准设计泵站部分。

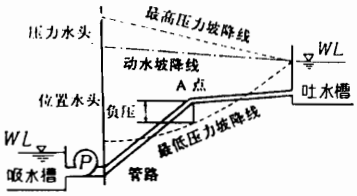


图-5.1-31

1.普通调压塔　普通调压塔如图-5.1-32a所示是设置在管路的凸起部位附近。采用这种形式时，一般应注意以下事项。

①断面积应保证对于水泵的起动和停止等所起的管内流量变动，塔内水面变动应尽可能小。

②为防止负压发生，调压塔应设置在可能发生负压的位置附近。

③要选择涌浪时不产生溢流的塔身高度或在调压塔上设溢流道。

④容量上应保证动作过程中调压塔不会变空和空气不进入管路中。

⑤对自流时的水锤也就有一定的效果。

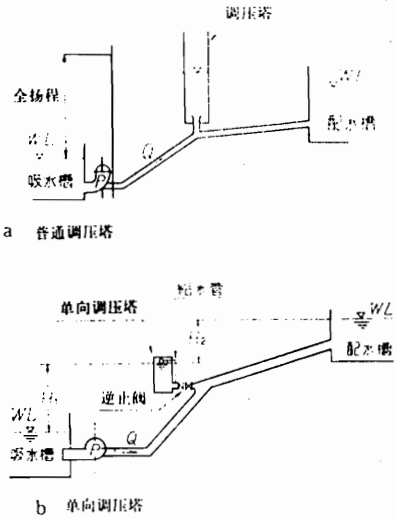


图-5.1-32　有调压塔的管路

2.单向调压塔　单向调压塔如图-5.1-32b所示是为了防止在水泵运转时管理上出现的逆流情况，在管路与调压塔之间的连接管上设置逆止阀。所以与普通调压塔相比塔身可以低一些，是比较经济的。但需要注意的是有时候对管路整体没有效果。向调压塔内补水是安装自动给水管，通过浮球阀等就可以维护塔内的水位。

采用单向调压塔时，应注意以下事项。

单向调压塔与管路用两根连接管连接时，设置在连接管上的逆止阀是非常重要器械，

所以注意以下两点

①用两根同径的连接管进行必要的补水，把两个逆止阀并列设置

②用一根连接管进行必要的补水，配置一个逆止阀。要进行经济比较后来决定采用哪一种形式。

7.2.2　压力罐

压力罐（气压罐）是水泵突然停止后压力下降时，通过内部的空气压力把压力罐内的水供给管路。不仅可以防止压力下降同时对防止压力上升也是有效的。因此在比较小规模的设备上利用压力罐控制水泵的自动运转时，就是要审查依靠压力罐来防止压力上升的效果（参照图-5.1-33）。另外，这种压力罐对于自流情况下的水锤也是有效果的。

作为压力罐上的附属设施需要有空气压缩机、排气电磁阀、水位检测器、水位计及安全阀等。

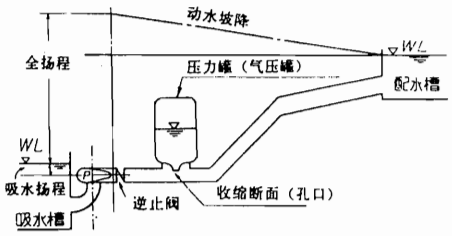


图-5.1-33　有压力水槽的管路

7.2.3　储气罐（空气缓冲罐）

是通过装填在金属容量中的橡胶密封垫的膨胀收缩来吸收配管内的压力变化。安装口径 13-300mm 左右。

这种吸收装置的设置位置随管材的弹性模量及密封垫吸收系数的相对结果有所不同，所以应设置在水锤压力的缓冲效果可以得到满足的地方。

7.2.4　安全阀

安全阀通常是关闭的，当止水阀等突然开闭、末端管路的用水量急剧增减、水泵突然起动和运转突然停止等而引起异常压力上升时，由于高压就要打开放水，同时给弹簧等施加一定的荷载，直到降到正常压力以下为止。水泵系统和管路系统都要在水泵出口附近设置安全阀。

但是，在管路短、压力变动周期也短的时候，安全阀的动作有滞后的情况，有些不太理想。安全阀放水方面还要按闸门的特性研究分析与放水量相协调的处理设施。

7.3　溢水口

管路有时由于竖槽分水工程及配水槽的构造和操作会出现溢水的情况，所以最好设置溢水口。

溢水口的构造是把竖槽侧壁的一部分降低，使水路内多余的水量溢流排掉。

7.3.1　位置

①开敞式管路是把溢水口设置在闸门竖槽、管路的最末端以及断面变化的地方。

②半封闭式管路要把溢水口与水压调节槽并设在一起。

③溢水口应设在靠近河川、排水沟，并且管理上又方便的地方。

7.3.2　规模

溢水口的规模原则上要有排放设计流量的能力。当有分水竖槽而不能排放设计流量时，其规模的大小至少也应该能排放竖槽内的分水流量。

7.3.3　排水设施等

排水设施的出口附近为了不侵蚀或破坏河床及堤防，根据需要应修筑护床和护岸。

排水设施为管路时，如果管路末端出口淹没于水中，有可能发生气蚀现象。这一点在设计时必须引起注意。

另外，要事先审查排水处的河川及排水沟的通水能力和水位等，同时还要与河川管理部门协商。

7.4　排泥设施

7.4.1　排泥设施的设置目的

附属在管路上的排泥设施的设置目的是为了①维护管理②在管路修理时排除管内的水和泥等。

7.4.2　排泥设施的配置及构造

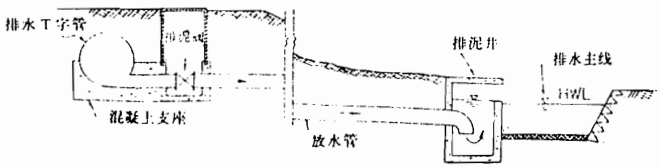
为了完全排除管路内的水和泥，排泥井应设在线路的低处，并且是靠近河川、排水沟的地方。这时也要与河川、排水沟的管理部门进行协商。

①排水 T 字管要设计成打开排泥阀时管内的水和泥等就能全部自压排除的形式（参照图-5.1-34a）

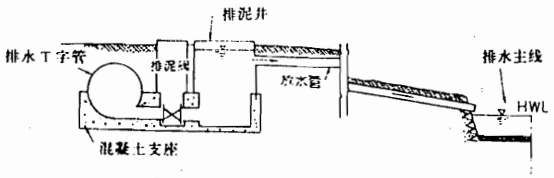
②当排水水面高于管底时，不能完全靠自压排水，这时就要设置排泥井，用水泵排水。构造上还要保证没有倒流的危险（参照图-5.1-34b）。

③排水地点处得不到满足时，也可以根据地质情况设置渗井，还可以考虑修正管路的纵断。

④排泥井的大小要保证人可以进去作业。



ⓐ 完全可以自压排水



ⓑ 一部分不能自压排水

图-5.1-34　排泥设施的实例

7.4.3　排水 T 字管及排泥阀

1.排水 T 字管　排水 T 字管的口径应根据 JIS　G3451 及 G5527 确定。但必须考虑管内冲洗所必要的流速。

在有充分满足排水要求的河川和排水沟时，排水 T 字管大一些比较有利。

2.排泥阀　在排水 T 字管附近的排泥阀按以下设置。

(1) 仅设置排泥阀时，是按图-5.1-35a 所表示的方式配置。适用于小口径管及管路的纵断坡度较大而且流入的泥砂大部分都能堆积在 T 字管附近的情况。

(2) 主管路上设置一个止水阀，止水阀的两侧设置两个排泥阀时是按图-5.1-35b 所表示的方式配置。适用于主管路的口径较大而纵断坡度较小的情况。

(3) 在主管路的单侧设置止水阀时，是按图-5.1-35a 在排泥管的单侧再设置一个止水阀的方式配置。选用于应排除的流入泥砂较少，排放量有限制的情况。

(4) 其他情况时按图-5.1-35b 的方式处理。

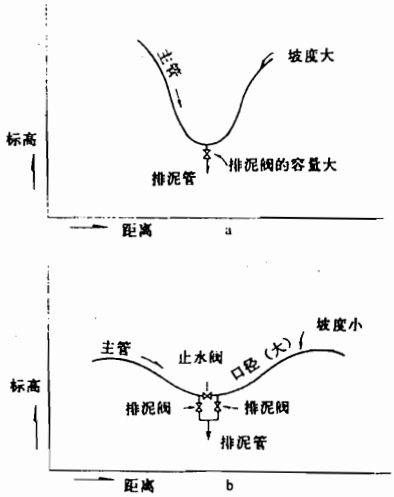


图-5.1-35　排泥阀配置的实例

8.管理设施

为了安全的维护管路的机能，合理配置以下一些设施是非常必要的。

8.1　净化设施

管路的附属设施中，电磁阀、喷灌设备、叶轮式流量计、水位调节阀、空气阀等这些附属设施本身以及控制部位都有几毫米以下的微小断面。用水中杂物的存在就成为这些器械发生故障最大的原因。另外末端小口径的管路上也有在弯曲部位等出现杂物堵塞通水不畅的例子。因此，在净化设施的设计时必须事先分析杂物的大小及质和量，根据分析结果决定净化的位置、设施的形式及容量。

作为净化的方法有利用网眼状及海绵状的小孔径进行分离的方法和利用使水流成涡流状所产生的离心力的方法。

除尘器的选定要以净化方法不影响通水、送配水压力和流量变化尽可能小为原则。

8.1.2　净化的目标

净化的目标在电磁阀、喷灌设备、叶轮式流量计、水位调节阀、空气阀等方面大致按12目（孔眼数／平方英寸）左右（即有效网眼宽为1.6mm左右）进行设计。

8.1.3　净化设施的设计

净化一般分为2-3个阶段，最初是除去大形的杂物，第二阶段以后是依次除去中小形的杂物。

设置位置与净化阶段的关系多数情况是在河川取水口处设置栅条间距为50-200mm的第一道格栅以拦住粗大的杂物，在水泵的吸水槽或管路入口处设置第二道格栅，在田间蓄水池的管路入口处设置第三道格栅。

另外也有在管路的途中设置串联型格栅或滤网进行净化的。

格栅的有效条间距要根据杂物等的质和量来决定。表-5.1-8中所表示的是设在水泵吸水槽处格栅的标准有效条间距。

格栅的构造为条状时，横向栅条的间隔一般为500-600mm。这种格栅有细长杂物和塑料纵向流入的危险，因此最好在管路的入口处设置纵横栅条间距相同的网状格栅。

表-5.1-8　设在水泵吸水槽处格栅的有效栅条间距

水泵口径 mm	有效栅条间距 mm	水泵口径 mm	有效栅条间距 mm	水泵口径 mm	有效栅条间距 mm	水泵口径 mm	有效栅条间距 mm
200	20	600	30	1，350	50	2，400	75
250	20	700	30	1，500	60	2，600	80
300	20	800	30	1，650	60	2，800	90
350	25	900	40	1，800	70	3，000	100
400	25	1，000	40	2，000	70		
500	25	1，200	50	2，200	75		

除去细微杂物的净化网为手动式时，采取2-3层，大致的网眼宽度为第一层是10mm×10mm、第二层是5mm×5mm、最后一层是1.6mm×1.6mm。

〔解说5.1-8的参考〕

见第31页表5.1-8参1

8.2　止水阀

止水阀是为了事故的修复、检查与新设管路的连接及冲洗排水（排泥）时，用于截断水流的，所以在选定时，构造上必须具有耐水压力强、操作容易、耐久性优良。

8.2.1　止水阀的配置

止水阀应配置在止水阀配置计划及设施管理上所要求的地点。原则上应设置在以下所讲的位置上。

①主要的分支点、水泵的出口侧、调节池的进出口。

②浮式阀门，水位调节阀等的上游。

③排泥设施设置的地方。

④在重要的倒虹吸管、横穿桥和铁路的地方以及横穿河川的地方一旦发生事故破坏所波及的范围比较广，并且修复上需要的时间比较长，在这些地方除了小口径管之外，原则

上前后都要设置止水阀。但是在自压供水方式时就只在上游部位设置。设置时也有必要与管理者进行协商。

⑤在即没有特殊地方也没有分支管区段时，考虑到检查和修理也要每隔 1-3KM 设置一个止水阀。

⑥在水头大于 40m 的管路上装有口径在 400mm 以上的止水阀时，最好用小口径的副管把止水阀的前后连接起来，再设置一个副止水阀。这样可以通过使用副止水阀来均衡两侧的压力，使主阀门开闭容易，同时还可以减轻水锤压力。另外在进行少量的水量调节和压力调节时也很便利。

⑦大口径的止水阀，包括保护工程在内设施费用比较高，因此应尽可能与其他设施并设。

8.2.2　止水阀的种类

作为截断水流用的止水阀多使用截流阀和蝶形阀在开闭频度少需要长期维护阀门的水密性时，使用截流阀，在同时兼有一些控制作用时使用蝶形阀，在高压配管上使用密封阀和其他特殊阀门。这里就最常用的截流阀和蝶形阀概述如下：

1.截流阀（闸板闸）截流阀的主要部分由阀壳（外壳、盖）和直接阻止水流的阀体以及使阀体上下运动的阀杆组成。

口径大，阀门开启和关闭时施加在阀体上的压力也就大，阀杆转动也就困难。所以口径在 600mm 以上时要配上减速齿轮。

截流阀的规格在水道用截流阀 JIS　B　2062 中有介绍，其种类表示在表-5.1-9 上。

截流阀在构造上不适于控制用，原则上用于止水（ON-OFF）。截流阀的特征是关闭时止水性好，长期使用可靠性高。但大口径情况下一般开闭上需要的时间长，操作费力，因此用手动操作比较困难。

2.蝶形阀　由阀门外壳和绕阀门轴旋转 90°的鱼腹形阀体组成。构造上可以很简单地在阀口口径范围内操作。具有小形轻量、大口径情况下比较经济、开闭容易等优点。不利的一面是阀门全开时阀体仍然在口径内，所以水头损失较大。

这种阀门与截流阀一样主要也是用于止水。金属板方式的蝶形阀全闭时有些漏水，而橡胶板方式的止水性能就比较好。

而在通常使用时金属板方式在耐久性上又有它优越的一面。

蝶形阀的规格在水道用蝶形阀 JIS　B　2064 中有介绍，请参照表-5.1-9。

8.2.3　阀门井

止水阀要位置明确、操作容易，同时还要考虑将来的修理，必须设置止水阀门井。

阀门井的构造概要如下。

①小口径的止水阀门井使用钢筋混凝土管等，上面加盖，这种构造制作起来很便宜（参照图-5.1-36a）。

②大口径管的止水阀门井原则上采用钢筋混凝土结构，大小要保证人可以进入内部进行阀门操作和修理作业（参照图-5.1-36b）。

表 5.1-8 参 1　净化器的种类和特征

类别	控制方式	种类		特征
外线型	平动方式	条状格栅		①在杂物量多的地方不适宜。 ②设施费用便宜，但投入的管理人员多。
		滤网		①投入的管理人员多。 ②更换时，杂物往往容易通过。 ③设施费用低。
		使用砂、砂砾等过滤的滤槽		①在小规模的、除去细微杂物时使用。 ②投入的管理人员多。
		在入口处连接透水性的管		①用于非常小的规模。 ②管子更换时，投入的管理人员多。
	自动方式	条状格栅型	耙齿打捞方式链条式（背面下降前面打捞式）	①适用于粗大杂物的打捞 ②抗砂堆积能力强。 ③适用于杂物量多的时候（耙齿转动）。
			耙齿打捞方式绳索式（行走式、固定式）	①适用于较小杂物的打捞。 ②对沉淀物的打捞效果不好。 ③单位时间打捞能力小（耙齿的往复运动）
		网状格栅		①多用于第二道格栅。 ②有效网眼宽一般 3-5mm，也可以做成 1mm 左右。 ③金属网安装部位的流速为 0.3m／s。
	手动方式	滤清器		①管口径小型时为 20-50mm 左右，大型时为 75-300mm 左右。 ②网眼小型时为 4-400 目，大型时为 4-150 目。 ③管口径小型时为 25-150mm ④用于防止灌水软管出水孔的堵塞。
		过滤器		①管口径为 50-1200mm 左右，孔眼有效宽有多种 ②投入的管理人员多。 ③大口径时重量大更换困难。 ④适用于杂物少的地方
	半自动方式	半自动排尘过滤器		①管口径为 40-250mm 左右 ②有效孔眼标准为 2mm。 ③杂物多时或处理到 1mm 左右的杂物时需要用网状格栅做前置处理。
	自动手动	自动排尘过滤器		①网口径为 80mm。 ②孔眼宽冲孔为 1-5mm，网孔为 4-80 目。 ③通过电动使挡板旋转，利用水压力把堆积在挡板处的杂物自动排出管外。
		滤清器		①管口径为 3-12mm。 ②网眼为 10-325 目。
		过滤器		①管口径为 150-400mm。 ②孔眼为 4-30 目。
		离心式尘埃分离式		80-400mm。 ①分离到 200 微米的杂物。 ②未经处理的水水沿圆筒内壁呈旋涡状流动，较重的杂物在旋转离心力的作用下分离，进入杂物集积部位。轻的杂物到达挡板的前面,在中心旋转流作用下在集积部位被分离。

表-5.1-9 截流蝶形阀的种类

规格	名称	口径	概要
JIS B 2062	水道用截流阀（立式）	50-1200mm	①最高使用压力 7.5kgf／cm^2 ②阀座漏水试验水压 7.5kgf／cm^2 ③50-500mm 用直动式、600-1200 多用齿轮式。 ④截流阀与管路连接形式如下：
	（卧式）	400-1500mm	法兰形（JISG5527 中与球墨铸铁管--法兰连接的形式）
	（立式机械接头形）	75-350mm	机械接头形（JISG5526 中与球墨铸铁管插口连接的形式）
	（立式堵塞形）	50-150mm	堵塞形（JISA5520 中水道用石棉水泥管的铸铁接头及铸铁异形管的 A 型）
	（立式筒形）	50-200mm	筒形（JISA5520 中 B 形的一种） ⑤作为止水阀用。 ⑥流量控制性不太好。 ⑦抗气蚀能力差。 ⑧在 JIS 以外还有大口径的截流阀及电动形、油压驱动形的截流阀。
JWWAB115	水道截流阀（立式）	50-500mm	①最高使用压力 10kgf／cm^2 ②阀座漏水试验水压 10kgf／cm^2
JIS B 2043	内螺杆式截流阀	50-300mm	①最高使用压力 10kgf／cm^2 ②阀座漏水试验水压 10kgf／cm^2
JIS B 2044	外螺杆式截流阀	50-300mm	①最高使用压力 10kgf／cm^2 ②阀座漏水试验水压 15kgf／cm^2
JIS B 2031	外螺杆式截流阀	50-250mm	①最高使用压力 5kgf／cm^2 ②阀座漏水试验水压 8kgf／cm^2
JIS B 2064	水道用蝶形阀	200-1500mm	①最高使用压力及阀座漏水试验第一种为 4.5kgf／cm^2 第二种为 7.5kgf／cm^2、第三种为 10kgf／cm^2 ②最高容许压力第一种为 10kgf／cm^2、第二种为 13kgf／cm^2、第三种为 14kgf／cm^2 ③常作为止水阀用。 ④法兰连接以水道用截流阀为准。 ⑤流量控制特征优于水道用截流阀。 ⑥设置空间小。

(注)①最高使用压力指的是在通常使用状态下的常用压力（静水压力）。

②最高容许压力指的是在常用压力（静水压力）加上水锤压力状态下不发生塑性变形的压力。另外，在没有标明最高容许压力的情况下一般使用最高使用压力（不足 10kgf／cm^2 时）加上水锤压力（5.5kgf／cm^2）作为最高容许压力。

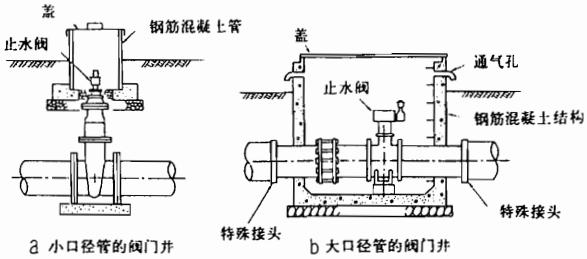


图-5.1-36　止水阀门井的实例

③道路下面埋设管上的止水阀门井小口径的管路上使用管结构，大口径的管路上使用钢筋混凝土结构。另外考虑到将来路面变更时，盖与钢筋混凝土之间要事先做成能够调节高度的构造（参照图-5.1-37）。

小口径的止水阀井在土质好地下水位低又不影响阀门开闭时的安全性条件下，可以采用只保护阀门上部的结构形式。另外，考虑到路面荷载的作用，阀门井的基础不要直接与管体接触。

④止水阀井在阀门关闭时就成了受单向水压力阀门的支承体，对大型阀门井来说，阀门与阀门井底板的结合要坚固，为防止因止水阀而造成不均匀沉陷，基础还需进行必要的处理。另外在有雨水和地下水浸入的情况下，结构上要保证能迅速排除。

考虑到止水阀的修理，阀门井内管体的接头方法要得当，同时为了处理阀门井与连接阀门井的上下游管路所产生的不均匀沉陷井外必须设置特殊接头。

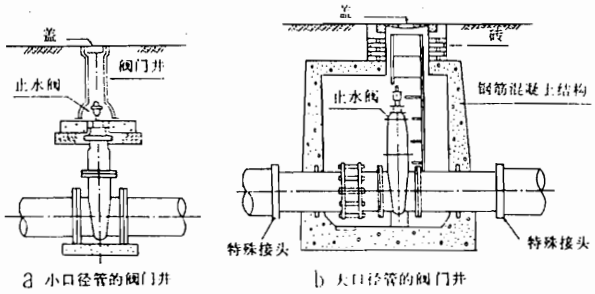


图-5.1-37　道路下埋设的止水阀井

8.3　进人孔和检查井

进人孔和检查井是为了管内检查、清扫及修理等的需要而设置的。

8.3.1　进人孔的位置和目的　进人孔主要用于封闭形及半封闭形管路，开敞式管路在设置位置处的最高水位高出地面 1.0m 以上时也可以使用。公称直径在 800mm 以上的管路原则上都要设置进人孔，进人孔的尺寸要能够满足作业人员的进出（一般直径 600mm。

设置位置大致如下

①进人孔设置在因地震或其他原因造成事故可能性大的架管桥、倒虹吸、止水阀设置的地方和地形地质变化的地方以及其他一些主要的场所。

②进人孔的设置位置从人的进出这一点来说设在管路的凸起部位比较好，但是为了检查还要排水。因此要与排泥设施的配置一起考虑决定。

③进人孔最好把与通气设施兼用考虑决定设置的位置。

④在符合以上条件的地方以外最好以 400-500m 左右为标准配置。

2.进人孔的构造　进人孔一般是朝上设置并安装排气用的空气阀或排气阀门。

在进人孔的正上方设置进人井，侧壁装上金属爬梯，上面加盖。为了人能够出入盖的内尺寸应在 600mm 左右。另外，构造上必须保证进人井的荷载不直接施加在管路上（参照图-5.1-38）

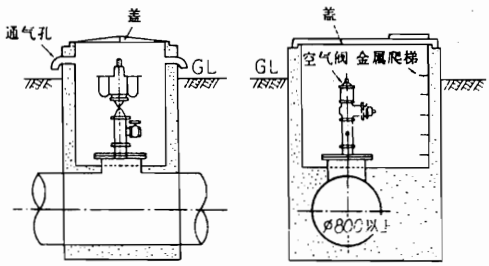


图-5.1-38　进人孔的实例（并设空气阀时）

8.3　检查井

检查井用于设置处的最高水位不高出地面 1.0M 的开敞式管路。

构造采用钢筋混凝土结构，大小要保证人可以出入。另外，检查井内最高水面以上要有 0.5m 左右的安全超高（参照图-5.1-39）

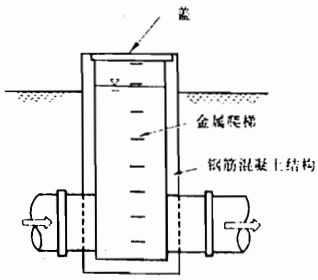


图-5.1-39　检查井的实例

第六章　施工

6.1　管路的埋设

管路埋设时要考虑土地利用的划分，回填土的土质及压实方法是否满足设计条件和施工条件等，先制定出施工计划，然后按照这个施工计划进行施工。

〔说明〕

管理埋设时，为了提高埋设的安全性，要根据考虑了设计条件和施工条件后制定的施工计划，认真细致地进行施工。

管路与一般的结构物不同，要通过提高土的抵抗力，才能便管路成为即安全又经济的结构物。所以施工上必须充分理解管体的力学特性，满足基础、回填材料的条件。特别是对回填材料，压实等进行精心管理是非常重要的。

如果无视设计条件，回填上使用不良的回填土和没有充分压实等，就可能成为管路压坏及不均匀沉陷这些意想不到的事故隐患。

另外，根据文物保护法关于埋藏在地下的文物在计划阶段就要极力避开那些文物埋藏地区，实在没有办法必须通过时，要事先与有关部分进行充分协商和调解。一般情况下是委托教育委员会在工程开工以前对文物埋藏地实施发掘调查，调查完了的地区在施工上也要倍加注意。在文物埋藏地数目比较多的散在地区，施工时要经常注意地层和出土物。在施工中如发现了埋藏的文物要停止施工，立即与县和市街村的有关人员进行协商采取必要的措施。

1.施工计划上的注意点

1.1　埋设沟的开挖

1.1.1　接头坑

有接头的管在垂直荷载的作用下接头就会成为支点，发生较大的弯曲应力使管子遭到破坏，所以必须挖接头坑。没有接头的管子为了便于安装和涂装也要根据作业条件和土质条件挖接头坑。

1.1.2　板桩施工

板桩施工时，板桩的宽度要满足设计条件和施工上不受影响

1.2　回填材料

回填材料的好坏不仅影响压实施工的难易而且对管体的承载力也有很大的影响，必须使用压缩性小的良质土。回填土不能使用含有对管体有损伤的砾石和岩片的土，或含有容易引起不均匀沉陷的粘土块，雪冰块及草木和桔杆等有机质的土。

在现场没有满足设计条件的土时，可以采取其他地方设立取土场等办法获取所需要的良质材料。

1.3　回填的施工方法

1.3.1　管底附近的回填

管底附近的回填土如果不充分压实，在自由支承时所需要的支承角就得不到满足，管

体的安全也就没有保障。因此必须充分压实。

1.3.2　管侧附近的回填

管侧附近回填土的压实程度对管的变形有很大的影响。因此回填时要进行严格的施工管理保证压实的质量，同时还要注意把管体两侧尽可能回填均匀，不要对管体有过大的冲击不要使管子漂浮和横向偏移等。

1.3.3　管顶附近的回填

管顶附近回填时，从管顶算起至少 60cm 的厚度要按照管侧部分回填的施工管理方法用人工细心回填，然后进行碾压。

回填和压实至少必须是在管顶以上 60cm 的情况下才能使用碾压机、推土机等大型机械。

1.3.4　结构物附近的回填

象图-6.1-1 所示在河谷处设置排砂闸这种情况，回填时如果采取施加偏压的施工方法，就有可能出现排砂闸倾斜造成与管体的接合部位损坏。另外结构物两侧的回填如果不充分也会因发生不均匀沉陷引起管路破坏。所以必须注意结构物附近一定要均匀回填。

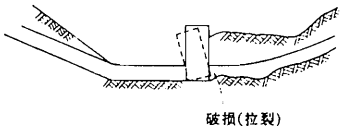
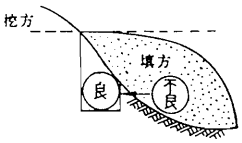


图-6.1-1　结构物附近破损的例子

1.3.5　管路有受偏压危险时的回填

在没有办法只能把管路设置在受很大偏压的位置时，施工上必须用确实有效的方法来处理。例如图-6.1-2 这种情况，为了使管路能够埋设最好改变埋设位置把现有的坡面挖成槽型。而象图-6.1-3 这种情况，管路的位置设在填土的坡脚处就不如把位置移到中间好。

在用改变位置的办法处理时，要按图-6.1-4 所表示的采取在管的外侧进行坡脚填土来避免偏压或把地基挖成槽型来设置管路等处理办法。



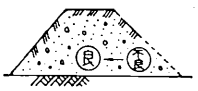


图-6.1-2　挖去现有坡面埋设管路的情况　　图-6.1-3 设置在填土坡脚的情况

1.3.6　其他

1.倾斜地带及岩锥地带管路的布设　管路沿斜坡布设时或没有办法只能布设在岩锥地带和扇形地带时，考虑到基础中的砂可能会随着地下水沿管路的纵横断方向流动引起管路

下沉造成漏水，在施工时就要充分掌握土质、地下水位、地下水量及流动方向等，采取适当的对策。

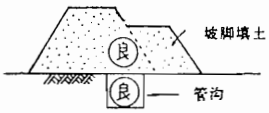


图-6.1-4　坡脚填土或开槽的情况

2.螺栓连接头的紧固　使用螺栓连接头时必须确认全部的螺杆和螺母是否达到了规定的扭矩值。

3.防止管路的上浮　在管路布设时及布设途中管路有可能因地下水位的上升和雨水的流入等而发生上浮的情况，这一点必须引起注意。

2.绘制地质(土质)纵横断面图

施工时最好要根据实际的开挖进展状况绘制地质(土质)纵横断面图，然后与设计时使用的地质图相比较并掌握土质、地下水位、涌水量等，用作审查基础处理方法和回填的依据。

3.临时设施计划

①当计划工程施工的进入道路和施工当中所需要的道路是利用一般道路(国、县、市街村等)或与一般道路交叉时，必须考虑不要影响正常的交通。

②在施工之前要测量出施工用地的上面需要恢复原形的范围内建筑物的位置、构造及边界等，并绘制成地形图。

③关于其他的临时设施计划请参照土地改良工程规划设计规范　设计[水路工程（之一）]。

6.2　通水试验

为了确认管路的水密性和安全性要进行通水试验。另外还必须通过送配水试验确认管路的机能等。

〔说明〕

1.通水试验的方法

通水试验的方法如图-6.2-1。其中漏水试验是必须要做的。另外为了通过送水试验来确认管路在水力性能和构造上是否安全，进行的通水试验请参照土地改良工程规划设计规范　设计[水路工程(之一)中的 5.4 试验通水]部分。

通水试验———漏水试验———接头试验

—水压试验　　—静水压试验

图-6.2-1　通水试验的方法

2.漏水试验

漏水试验一般是以有接头的管为对象进行的。象钢管这样焊接头的情况可以用非破坏性试验来代替。

2.1　接头试验

接头试验是检查管路布设后接头的水密性，可以使用分段试验的方法。原则上口径在900mm以上的柔性接头及特殊接头要逐个进行检查。

试验水压用管路的静水压力，要求加压后放置5分钟后水压力不低于试验水压的80%。

另外当判断由于试验条件的原因加压至静水压力有危险时，就要审查各个不同的试验水压力。

2.2　静水压试验

静水压试验是为了发现漏水的地方和确定水量减少是否在容许限度之内，管路埋设后在静水压试验可能的区段进行充水的试验。

这个试验一般是在某个区段完成到某种程度以后实施。因此在预计工程完工后要经过相当一段时间的时候，要实施巡视、检查等努力保证设施的安全。

试验水压最好使用静水压力

水的容许减少量根据管种、口径、接头构造、内水压力及附属设施的状况有所不同，表-6.2-1是口径为1cm每延长1km容许减少量的标准值。

表-6.2-1　水的标准容许减少量(单位:L／d.cm.km)

管种	水的容许减少量
混凝土管类	100～150
球墨铸铁管，FRPM管，硬质聚氯乙烯管	50-100
钢管，硬质聚氯乙烯管，硬质聚乙烯管	无

在静水压方面需要注意以下事项:

①向管内注水以前要确认混凝土等确实具有足够的强度，埋设上确实没有问题。

②注水前要检查阀门及空气阀等。

③注水前要把空气阀和给水栓等全部打开以便随着注水就进行充分地排气。

④注水速度要随着管内的排气速度而增加。如果注水过急就有可能因空气压力引起意想不到的事故，所以要特别注意容易存气部分的排气状态。

⑤要求在短时间内就要把大量的空气排除，所以还要打开设在空气阀上的排气阀门。

⑥止水阀要从上游开始慢慢地打开。

⑦大口径的管要打开副管通水。开度主管大致为阀门开启度的1／10，副管为阀门开启度的1／5。

⑧加压的过程中要检查管路有无异常，防止出现事故，争取万无一失。

静水试验的方法表示如下

Ⓐ 为了排除管子吸水和残留空气的影响，加压后至少要经过24小时才能进行静水压

试验。

Ⓑ 把一定的试验水压保持 24 小时，测定这段时间的水量(补给水量)。

Ⓒ 试验水压最好使用静水压，当没有办法只能使用比静水压低的试验水压时要按式(6.2-1)进行修正。

$$Q = Q' \cdot \sqrt{\frac{H}{H'}} \qquad (6.2-1)$$

Q——修正减少量(l)

Q′——测定减少量(l)

H——静水头（m）（参照图-6. 2-2）

H′——试验水头（m）（参照图-6. 2-2）

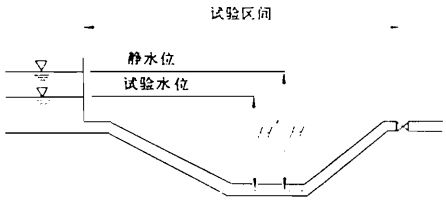


图-6. 2-2　试验水头的取法

3.水压试验

水压试验是为了确认管路承受设计水压(静水压+水锤压)的能力而进行的试验。用静水压进行静水压试验就可以得到某种程度的预测效果，所以常常省略掉水压试验。但是对于特别重要的管路最好进行水压试验。

水压试验的方法如下:

①用止水阀把试验区段完全隔开。

②水压试验是用手压泵等通过管路向试验区段内加压直至达到设计水压，然后检查管路有无异常情况。

另外，特别要注意管内的空气要在加压前完全排除掉。

4.漏水部位的探测和修补

4.1　探测

漏水，对于在水压试验中水的减少量大于容许减少量时就不必说了，即使是小于容许量时也应探测有无漏水部位。

探测方法如下:

①通过目测检查水渗出地面的情况。

②渗不出地面的漏水部位的探测方法之一是把怀疑有漏水部位上面的土挖开直至管顶

附近检查有无渗水情况。

③把装有听筒的听诊棒插入土中听水流喷出的声音。

④使用漏水探测器。

4.2 修补

通水试验中的各个试验测出的数值即使在规范的容许限度之内也应对集中漏水的部位和发现有异常的部位采取一些适当的止水措施。

第七章　管理

7.1　一般事项

为保证管路管理时每个建成的设施都能正常维持系统的机能，使水管理即安全又经济，在设计时要制定出合理的水管理计划及设施管理计划等，并努力使这些计划得以正确地运用。

〔说明〕

为满足系统的机能，构成管路的各个设施必须经常处于良好的状态，并且在管理上通过准确地操作减少故障的发生。因此设计时必须进行周密地考虑，制定包括管理组织在内的水管理计划及设施的操作、保养、维修等规程，并努力使这些计划、规程得以正确地运用。在管路系统的设计时要充分理解本章的内容，否则即使建成的设施再好也会因对管路系统的机能考虑不周而在管理阶段中发生不合理的情况。

本章中把对这些设施的情报收集、处理、操作等所需要的设施叫作水管理设施。

另外，设施管理及水管理的定义请见《土地改良工程规划设计规范　设计[水路工程(之一)]》。

7.2　水管理

水管理时要依据管路系统的流态流量特征和合理的水管理方式来提高水的运用效率，满足受益地区的需水要求。

〔说明〕

1.管路系统与水管理方式

具有自由水面的水槽及阀门类不仅是管路的附属设施还可以通过这些设施的配置和操作方式引起管路系统的流态流量发生变化，这一点首先应该引起注意。

水管理上需要注意以下几个问题:

①除了因事故或人为放空以外，管路应处于满水有压状态。因此对于管路系统的水管理来说，在任何的送配水过程中管内都不要混入空气，保证使用水的需要与供给相匹配，这一点是非常重要的。

②管内出现的水力现象的传播速度与开水路系统相比有很大的差异，它的影响时间短，波及的范围广。因此决定要设计的管路应该采用哪一种水管理方式是最为重要的。特别是大规模的管路，根据水利用状况可以分割成几个水力单元，当各水力单元间采用不同的水管理方式时，必须审查它们的接合部位是否有足够的调节机能。

2.水管理体制

在管路系统的设计时最重要的因素是各个设施、水管理方式和管理体制的配合性。这当中需要特别提出的是管理体制的配合程度，就是说没有管理团体的组织体制作保障，水管理方式的选择和实施是不可能的。所以必须就管理组织问题事先充分交换意见。

从我们以前实施的事业来看，管理体制分别由水源干管供水系统、末端配水区域等管

理范围构成并按阶梯方式分割。范围的分割不仅仅是按干管或支管来区分，还要用具有足够调节能力的水力单元来区分。另外，还有一点也非常重要就是检查关于下面管理向上面管理范围或相反方向传递情报的机能。

管理体制要考虑分成正常情况和非正常情况。正常情况和非正常情况按照所投入的人力来划分。仅仅依靠管理团体和受益单位的代表就可以应付的日常管理叫作正常情况。而所谓的非正常情况是靠正常的工作体制不能够应付，必须动员受益单位或借助专家的力量才能应付的水管理。以下的几种情况都属于非正常情况。

①初期的充水作业。

②处理管路漏水事故的作业。

③处理水位和水压调节阀以及其他机器故障的作业。

④水泵、电器设备及水管理控制机器的保养、检查及修理。

无论是正常情况的管理体制还是非正常情况的管理体制都要考虑关于管理组织的义务分担和情报联络体制及需要的时间等，根据情况一年中最好进行几次训练。

3.水管理情报的收集和处理

3.1　情报的种类和作用

为水管理而收集的情报大致可分为各种机器操作状况的情报、水力情报、水源处的供给情报和受益地区的需水情报。操作状况情报包括水泵的运转状况和重要阀门的开启度等。实际上应该作为重点的是各种机器的操作状况和正在发生的水力现象方面的情报收集，还应包括掌握和处理来自末端范围的需水情报。

配备有情报处理机器情况下的水管理一般要以降低维护管理费用为目标进行管理，首先要通过对管路系统水源处的供给状况和使用状况的预测或过去的水管理记录及传递来的情报资料制成程序表，然后在这个基础上进行水管理系统的设计。

水管理记录的核心内容包括主要分水工程的流量、取水量、水泵运转情况的记录等。这些内容反映当年水管理的结果，通过与降雨时的气象记录对比可以分析水是不是被有效利用了、维护管理费是否降低了等等，对今后的管理起到借鉴资料的作用。另外维护管理上所需要的各次分担一般是按照受益面积的比例划分的。但是当出现包括水泵扬水在内的旱田耕作或引进园艺设施造成用水量不均的状况时，就要考虑把用水计量制用于维护管理费的分担上。在这种情况下要把从干管向末端管理范围的供水量(分水量)作为算定费用的基础记录下来，并反映到来年的管理计划中。

3.2　情报收集方式的审定方法

提起水管理设施人们很容易就把注意力集中到通过远方遥控及电子计算机进行自动化管理的机器构成上，但是在采用这些设施之前应该先考虑最小管理单位对某种操作反应非常快，并且影响涉及到整个区域这样的特性，所以必须掌握过渡现象是如何发生的。

因此需要确认从供水停止时向最大流量时的过渡或相反方向过渡情况下如何判别和施行各种机器的操作，然后记录下来。

步骤是按照管理组织的业务分担推定操作上必要的时间，同时依次把管理设施编入，最终找出与管理类型相符的方式。

这个作业上如果需要了解更详细的现象也可以用电子计算机实施数理模型模拟做出过渡现象的数值评价。但是如果与管路系统设计时的分析内容相差不大就没有特别的必要

了。

以上提到的计算机模拟是很重要的，在水管理的分析时一般应考虑的重要项目和流程见图-7.2-1。

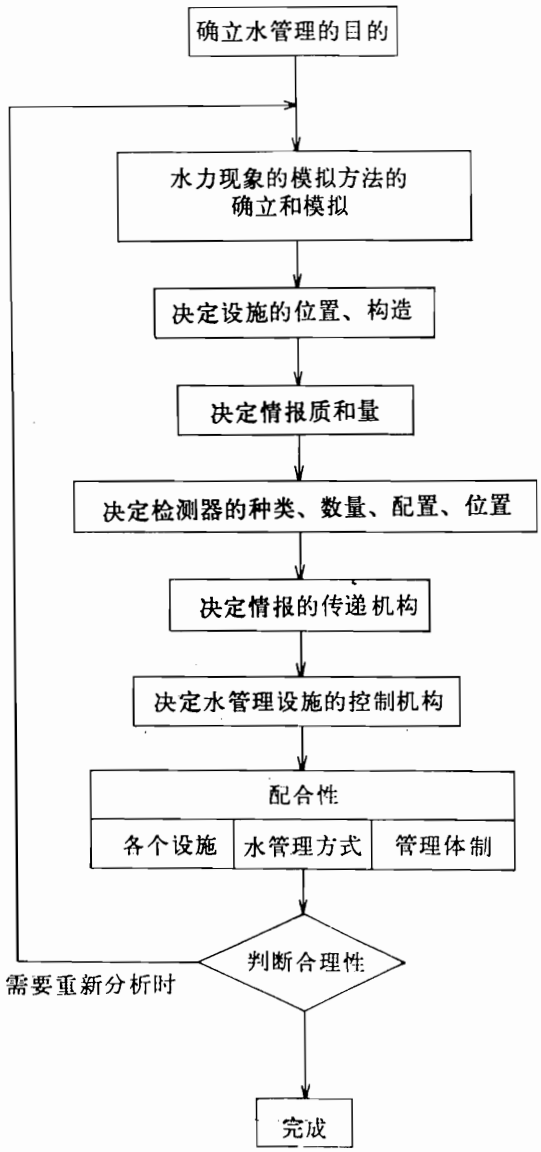


图-7.2-1　水管理分析概念图

7.3　设施管理

为了保持已建设施本身的使用目的，防止出现问题，已建设施需要认真保养、检查和维修，保证经常处于良好的状态。

〔说明〕

1.设施管理方针的基本事项

为了进行设施的维护保养预先制定出基本的条款和事项。例如，被管理的设施、管理体制、管理内容、管理方法等等，其中包括与这些内容有关的规则和操作程序等。

1.1　设施的操作标准

对于各个设施要事先制定出设施及机器的操作方法和明确操作时间及记录格式的标准。另外还要确定负责操作的人员。

1.2　设施保养和维修的标准

为保证骨干设施及管理设施的机能要预先制定出每年所必要的维护（包括除草和垃圾处理等）、保养工作计划及设施操作程序的标准。

1.3　维护管理上所需要的费用

要事先明确人员费、电力燃料费、修理费及其他维护管理上所需费用的分担方法。

2.设施管理计划

管理计划一般由以下提到的年、季度、日三个阶段的管理计划构成。为了保证这些计划制定后维护管理费用最低，管理部门要随着时间的推移进行适当的修正。

2.1　年管理计划

年计划是通过分析上一年的管理、运营情况及实际成果，由管理部门包括受益单位的代表在灌溉期开始之前制定。水田时要考虑秧田、耙田用水、生长过程中的用水及晒田等，包括有旱田时还要根据旱田的作物种植情况预测灌水量，果树等还要包括防灾用水，根据以上各种情况制定当年的用水分配计划。另外关于灌溉开始前设施的修补、改修及水管理的人员配置等也要纳入到计划当中。这时还要考虑制作一些年管理计划的灌溉指南之类的资料。

2.2　季度管理计划

是在土地改良区由管理部门在前一季度制定下季度管理计划。制定这个计划时有关作物的生成状况、配水状况、气象及水源方面的情报是非常重要的。要根据这些情报及受益单位的要求来制定季度计划并传达给受益单位的代表，同时还包括在水路设施需要修理时配水的保障和要求受益单位协助等内容。

2.3　日管理计划

根据最新情报确定和修改季度管理计划上当天的预计取水量、设定取水量、分水量的目标值。

实际的管理作业是按照上面制定的计划来监视和操作管路。关于处理降雨和突发事故方面的计划也必须加以考虑。

3.设施的管理运用

供水系统管路是承担向配水地区供水的干支管部分的重要管路，特别是在运用时要正确掌握它的动作状态，并进行经常及定期检查。另外为供今后管理运用要把设施及机器的维护管理记录保存起来。

3.1　设施的管理方法

在设施的管理方面应注意以下事项。

3.1.1　水管理设施的保养

确保水管理设施运用的可靠性和安全性是非常重要的。特别是对于电器计量器的保养

要听取专家的意见，提前掌握控制机器和测量机器的等级、运转状况、存在的问题及管理方法的特异性等内容不仅重要还应作为解决问题的资料记录保存起来。

3.1.2　水管理系统的检查和修复

为了使水管理设施得以正常运用需要定期进行检查。另外还要考虑在发生部分机能降低时应采取的应急措施和修复方法。

1.预备机器　在价格低、装置同一或型式同一、数量较多时（小型阀门类、电器零配件）最好准备一些预备机器。

2.对于故障部分的处理　具有自动装置的设施要预先备好带有手动处理机能的应急装置。骨干设施本身的故障往往都是致命的。但是对于情报机器控制程序等方面的故障，为了使管理人员在任何时候都能处理要考虑带有通用性的处理方法。

3.部分机能降低的恢复　要预先编好控制机器的诊断程序，争取尽快发现故障的所在。对于那些简单的障碍和故障如果能根据记有各种机器检查方式流程的说明书进行试验，常常通过电话联系就可以解决。

3.1.3　送配水设施管理运用的保养

送配水设施是管路的骨干设施，一旦发生事故就会给某些地区及农作物带来危害，所以为了防止事故发生也需要合理操作和检查保养。设施的检查保养包括①日常检查②定期检查③分部拆卸检查④临时检查。对于这些检查要按照所定的要领和规程进行实施。管理记录分为①管理日记②不同机器的检查保养记录③运转操作记录，这些记录是为了分析管理的内容和掌握检查时的变化。另外为了使事务处理合理化还要考虑引进事务处理机器。

3.2　泥砂、垃圾等的排除

泥砂、垃圾等的排除应该有效地利用排泥、除尘设施，从管理上保证管路的通水不受阻碍。田间蓄水池一般不具有沉泥的机能，但也有沉淀物堆积的情况，因此排除沉淀物的方法也应该考虑。另外去除垃圾应该首先在取水口处采取措施。即使没有人为抛弃的垃圾也会由于风等常常有落叶掉入水面，所以必要时田间蓄水池、取水水槽等上面应采取加盖措施。还有就是水草等在自由水面发生的可能性也是很大的，特别是对于管路来说在末端的喷头等处常常会由于水草和藻类等引起堵塞，因此不仅在取水口而且在田间蓄水池中都有必要设置孔眼很细的滤网。

3.3　事故与应急措施

管路的事故大致可分为由管体和接头或附属结构物等破坏引起的事故与漏水事故。应急措施所讲的主要是漏水事故，对于破坏来讲应急措施往往比较困难。

〔解说 7.3-3.3 的参考〕漏水事故与应急处理

1.管体的情况

(1) 事故的例子

①采用橡胶圈、橡胶盘根等接合方式，由于接缝的移动引起橡胶圈脱离。

②压缩率的变化引起的漏水

③荷载条件的变化引起的漏水

(2) 应急处理

①设置内箍及外箍

②接缝填充

③加内套管

④加外套管

2.附属结构物

考虑到地下水浸入分水工程及排泥井内会给机器造成影响，所以需要进行防水处理。

4.其他应该注意的地方

①进人孔、空气阀等处的橡胶盘根一旦卸下就不能再用，因此要常备一些备件。

②停止或开始送配水时，对于附属机器的操作要慎重，防止发生不合理的操作。

7.4 充水计划及泄水计划

在管理上遇到特殊情况要进行充水或泄水时，要考虑对于周围的影响和各设施的性能以后制定切实可行的计划，实施上必须采用确定安全的方法。

〔说明〕

充水及泄水在管理上，例如在除去管内泥砂、设施的补修及改修、防止事故及灾害等方面是非常必要的。泄水必须掌握对导流河川及水路等的影响；充水要考虑空气阀等的性能，缓慢进行，防止设计流量在短时间内充入管内。

1.充水计划

充水时确认空气阀的性能及位置以后，为子防止因气锤引起的破坏事故等，排气上要花费一定的时间，需要制定有关充水区段、充水量、充水时间、监视人员的配置及联络体制等内容的计划，全部考虑周到后才能实施。

2.泄水计划

为了保证遇到事故等非正常情况的时候也能够处理，需要预先制定泄水计划。这时必须充分考虑阀门等安全设施及管理设施的位置和水压、操作顺序和时间等设计条件。

特别是高压及大口径管路的泄水，如果机器的操作顺序、泄水场所等方面的对策在泄水计划中没有落实，不仅会损坏附属设施，发生二次灾害，甚至会影响到管路系统的机能，所以必须慎重加以考虑。

附图 1　哈森·威廉斯公式图表

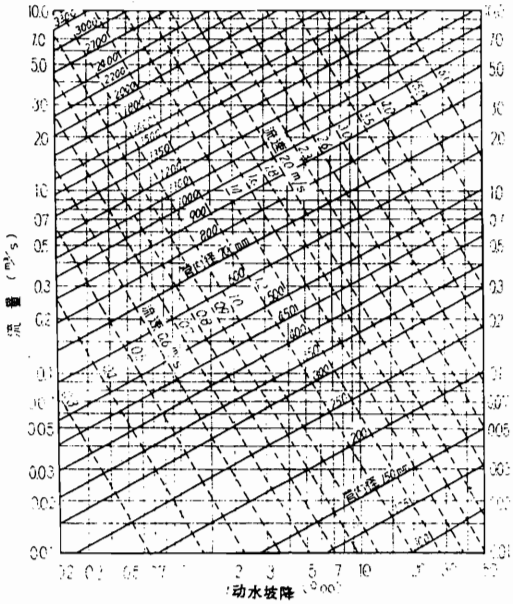


图-1　$C=120$

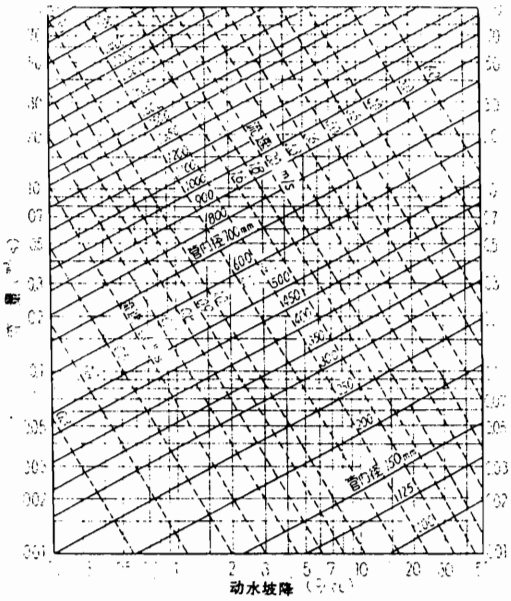


图-2　$C=130$

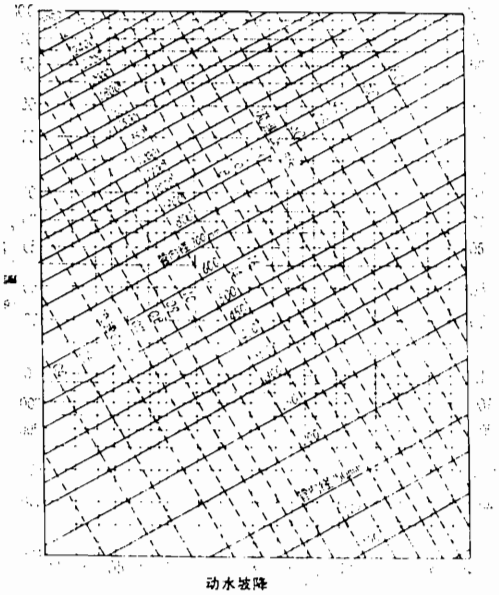


图-3　$C=140$

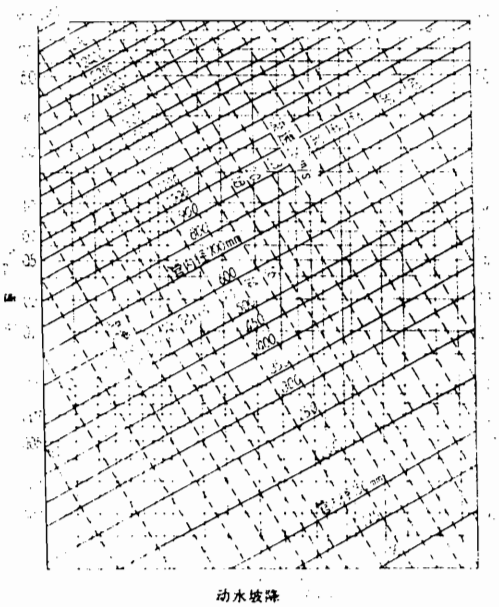


图-4　$C=150$

附图 2　管种选定图

说明

1.管种选定图的制作方法

离心式钢筋混凝土管的管种选定图（图-1）、心模式预应力混凝土的管种选定图（图-2）、玻璃钢复合管的管种选定图（图-3）分别按以下顺序制成。

①用第四章第四节中 3.2-①的方法决定各管种的 Pc。

②用第四章第四节中 3.2-②的方法决定各管种的 Hc。

③当混凝土管类的安全系数等于 1.5、玻璃钢复合管的安全系数等于 2.0 时，用这个 Hc、Pc 值，根据式（4.4.3）及图（4.4-1a、b）的关系求对应于外压线荷载 P_H 的设计内压 H_P，然后绘制成管种选定图。

当采用上面的安全系数时，使用本图表可以非常简单地选定管种。

2.管种选定图的使用方法

管种选定图的使用步骤如下：

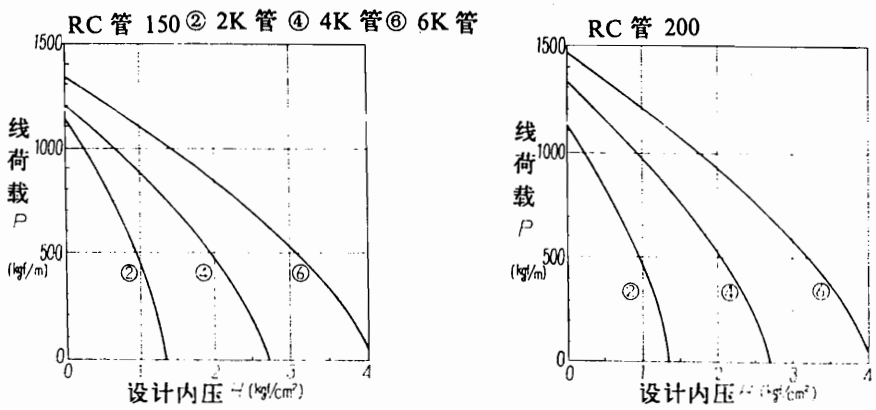
①根据假设管子的埋设条件计算外压作用下产生在单位长度管体上的最大弯矩 M（不包含安全系数），再按式（4.4-2）求出外压线荷载 P_H。

②在图的纵轴上读取这个 P_H 值，再从这一定引一条与纵轴垂直相交的直线，分别找出与各管种曲线的交点。

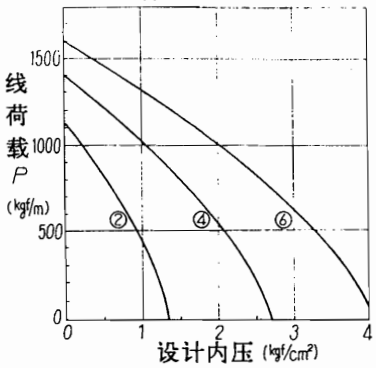
③从这个交点向横轴引垂线，与横轴交点的数值就是各个管种可以使用的容许内水压（包含安全系数）。

④如果根据设计条件求得的内水压力（静水压+水锤压）小于上面求出的假定管种的容许内压，使用这样的管种就能满足设计条件。

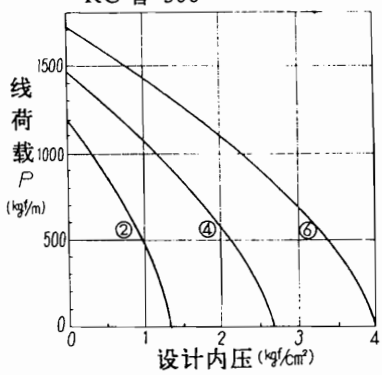
图-1　离心式钢筋混凝土管



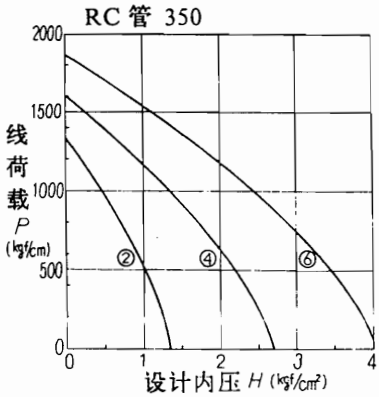
RC 管 250



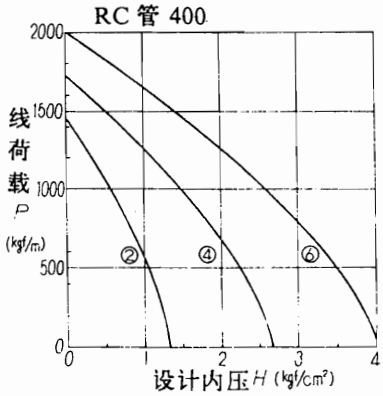
RC 管 300



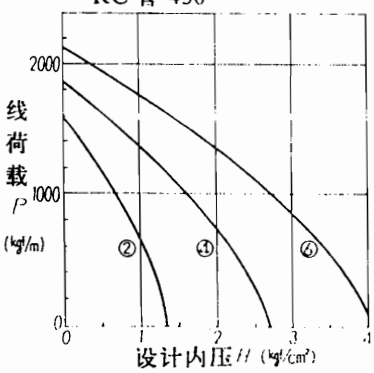
RC 管 350



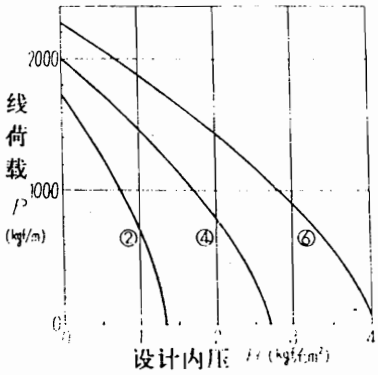
RC 管 400



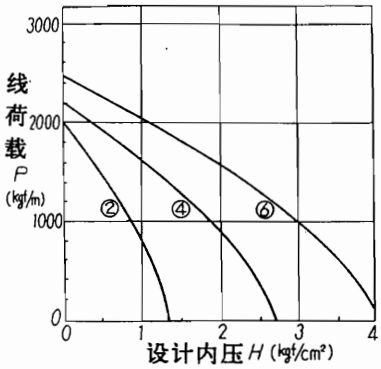
RC 管 450



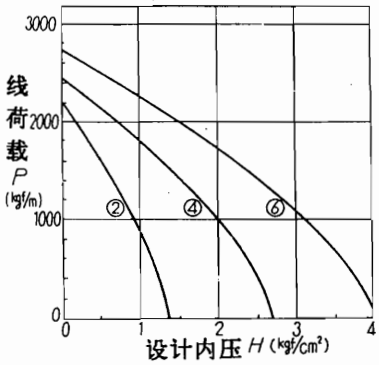
RC 管 500



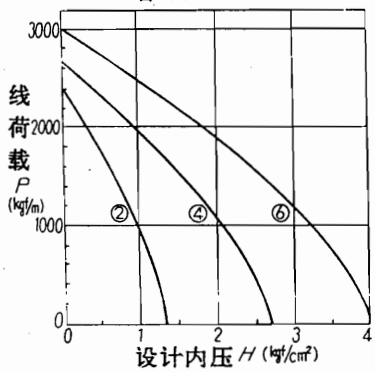
RC 管 600



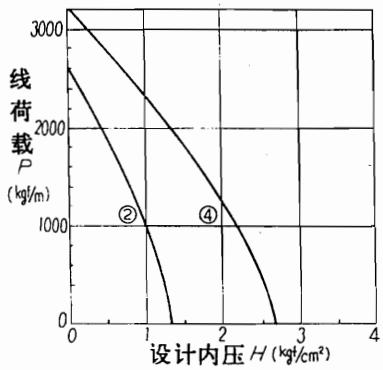
RC 管 700



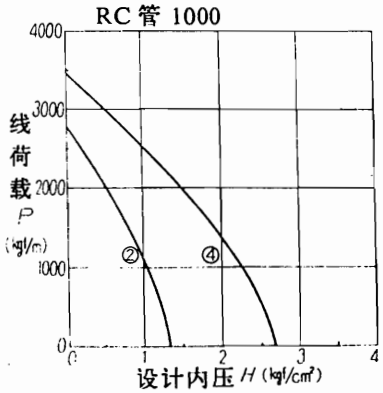
RC 管 800



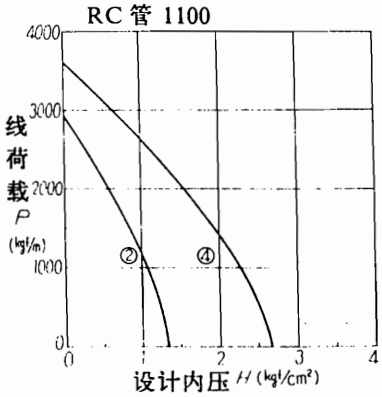
RC 管 900



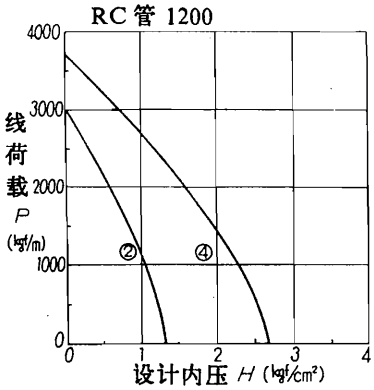
RC 管 1000



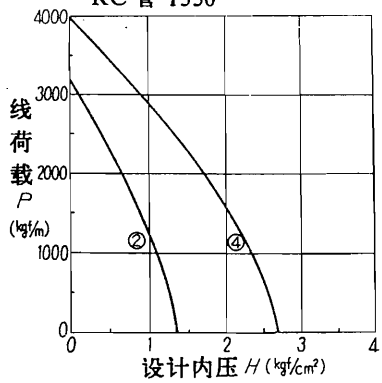
RC 管 1100



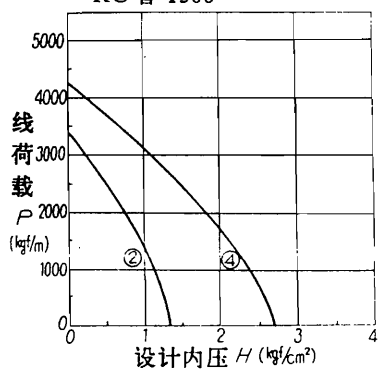
RC 管 1200



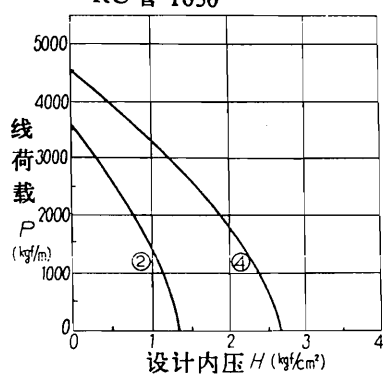
RC 管 1350



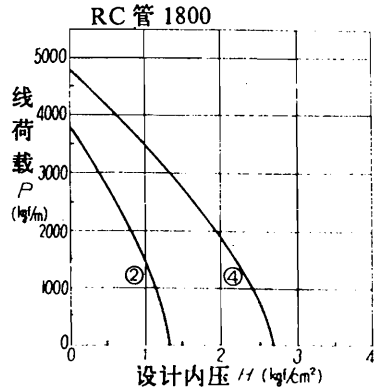
RC 管 1500



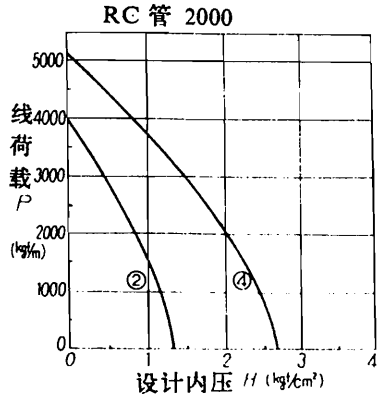
RC 管 1650



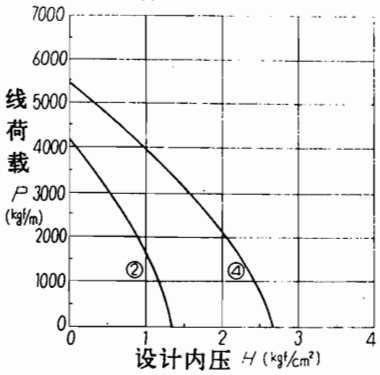
RC 管 1800



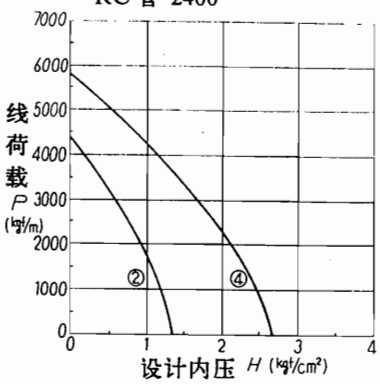
RC 管 2000



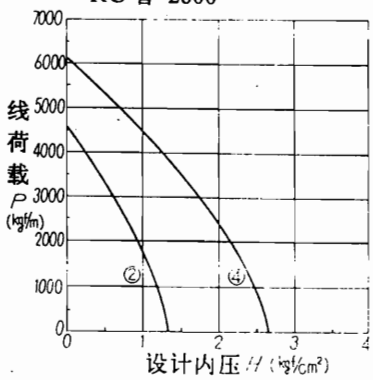
RC 管 2200



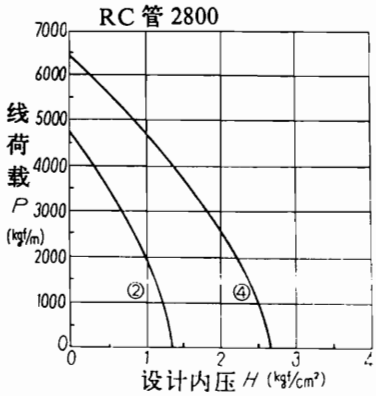
RC 管 2400



RC 管 2600



RC 管 2800



RC 管 3000

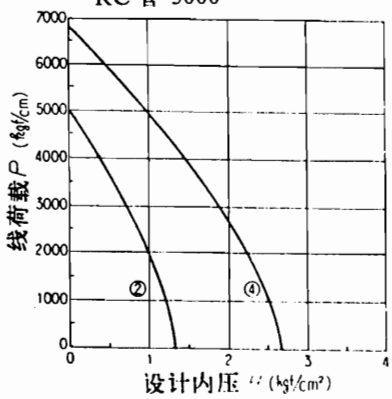
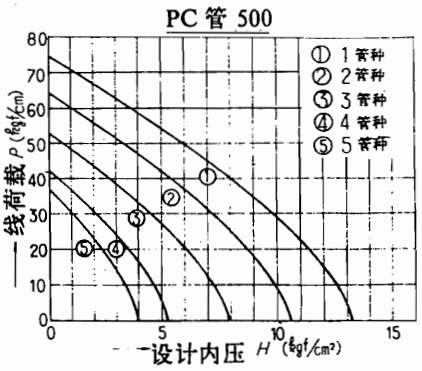
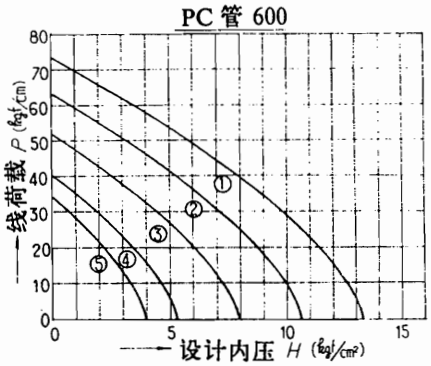
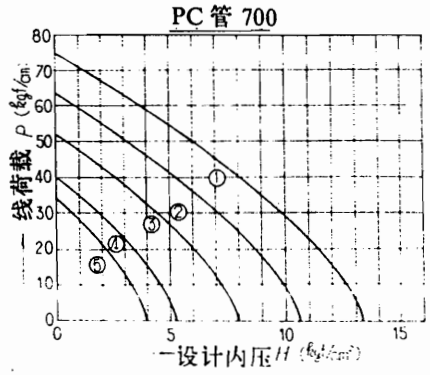
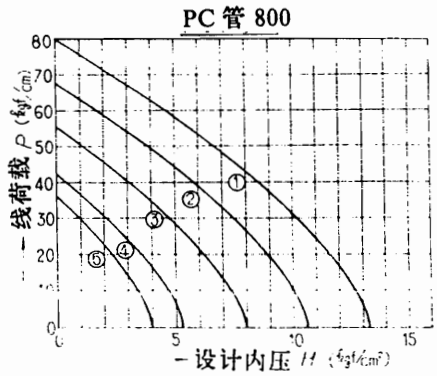


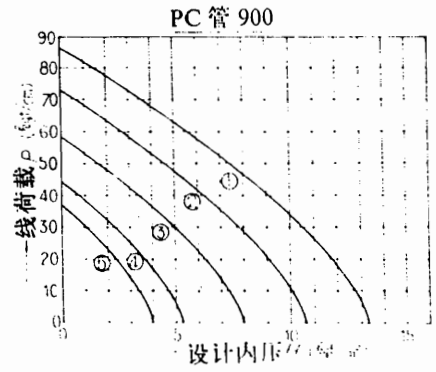
图-2　心模式预应力混凝土管

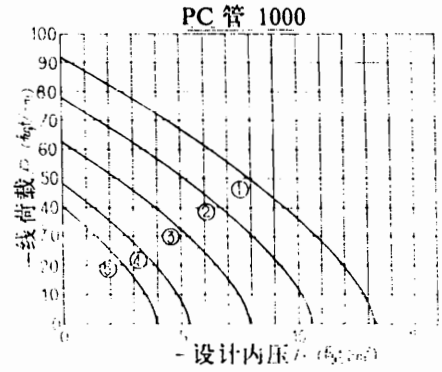




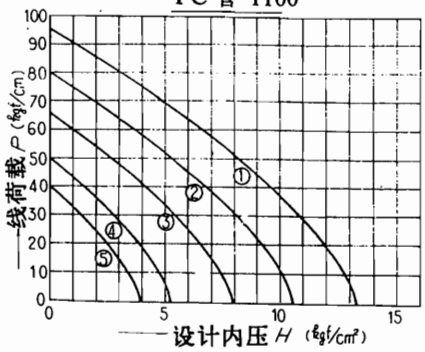




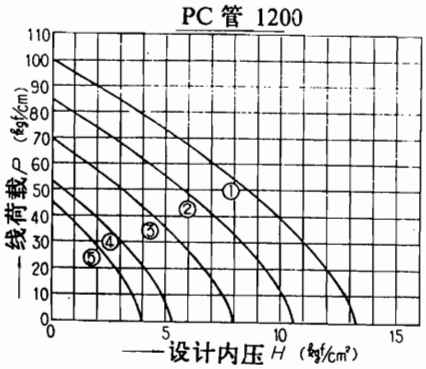




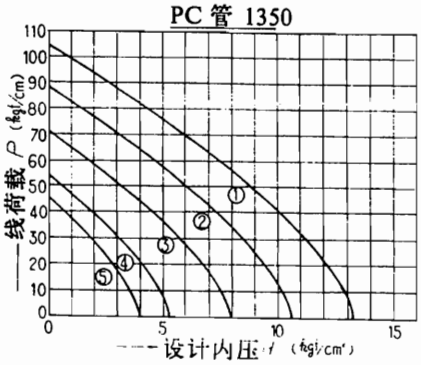
PC 管 1100



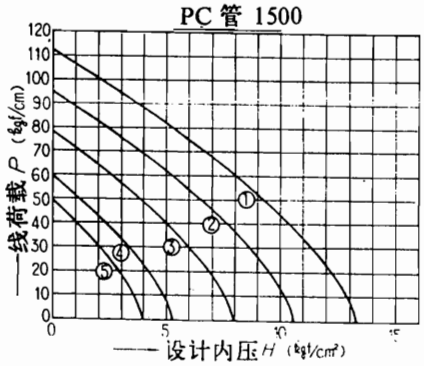
PC 管 1200



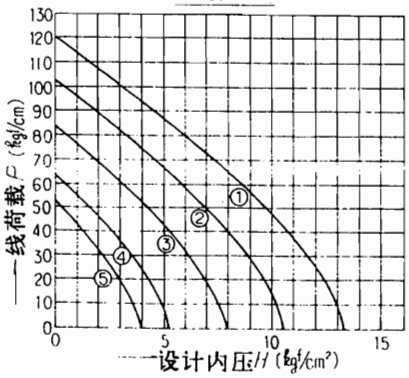
PC 管 1350



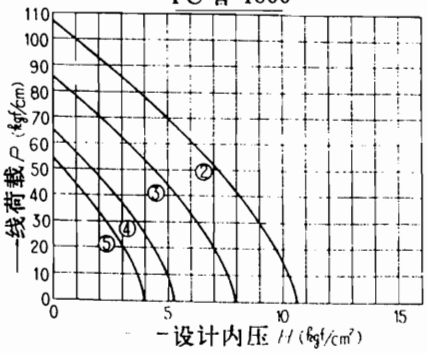
PC 管 1500



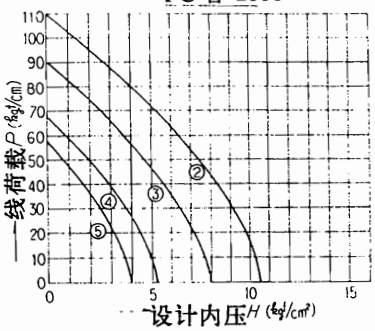
PC 管 1650



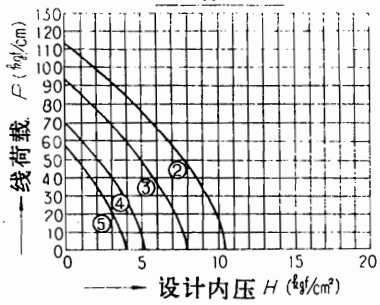
PC 管 1800



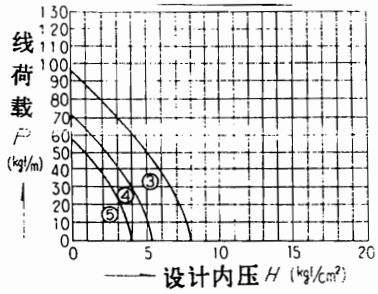
PC 管 2000



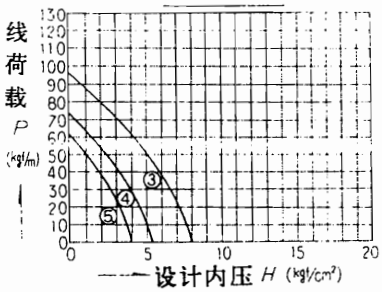
PC 管 2100



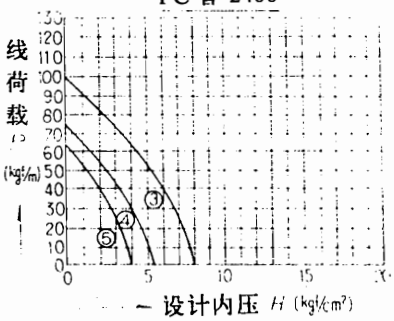
PC 管 2200



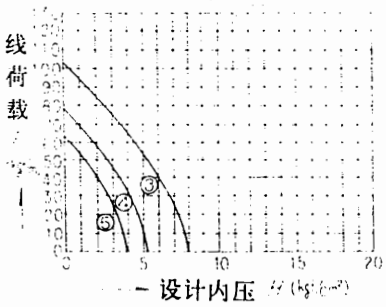
PC 管 2300



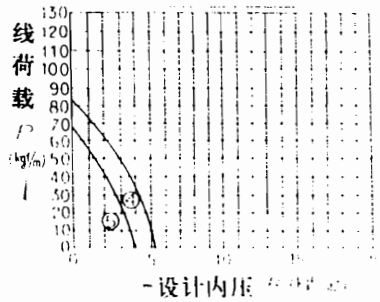
PC 管 2400



PC 管 2600



PC 管 2800



PC 管 3000

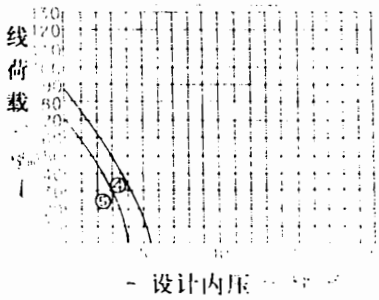
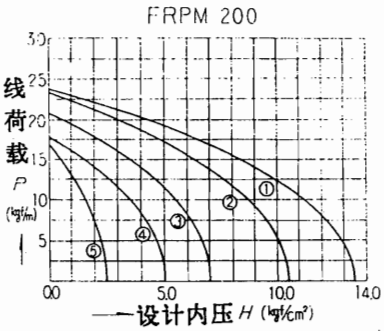
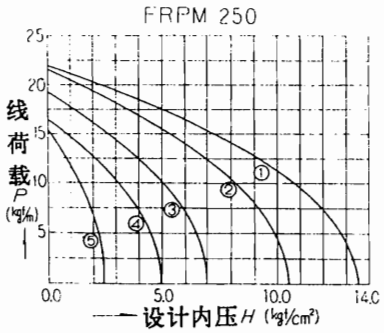
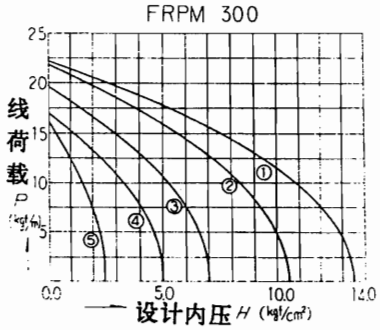
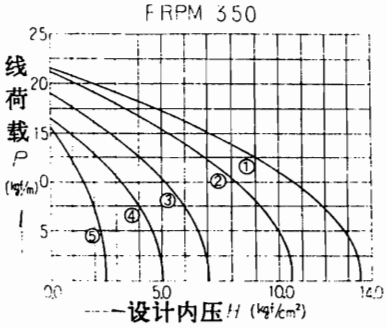


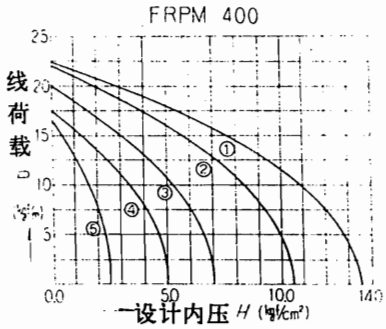
图-3 玻璃钢复合管

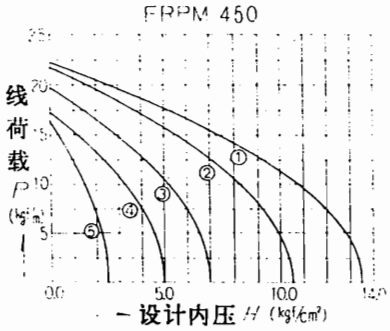

FRPM 200
线荷载 P (kgf/m)
设计内压 H (kgf/cm²)

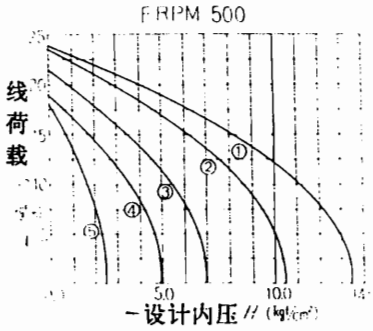

FRPM 250
线荷载 P (kgf/m)
设计内压 H (kgf/cm²)

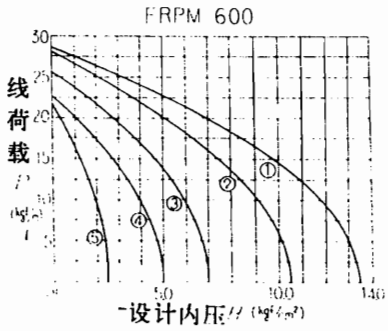

FRPM 300
线荷载 P (kgf/m)
设计内压 H (kgf/cm²)

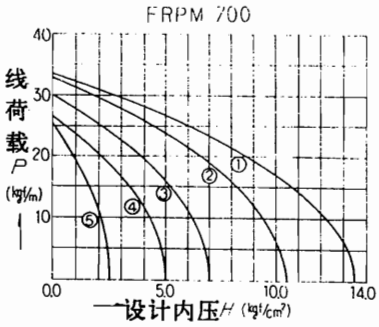

FRPM 350
线荷载 P (kgf/m)
设计内压 H (kgf/cm²)

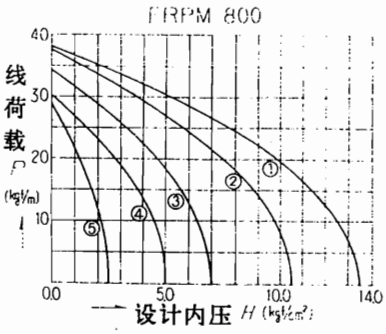

FRPM 400
线荷载 P (kgf/m)
设计内压 H (kgf/cm²)

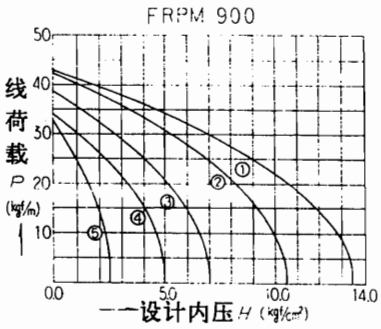

FRPM 450
线荷载 P (kgf/m)
设计内压 H (kgf/cm²)

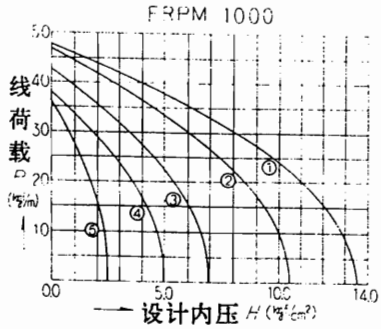

FRPM 500
线荷载
设计内压 H (kgf/cm²)

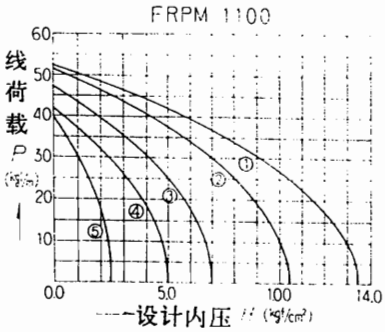

FRPM 600
线荷载
设计内压 H (kgf/cm²)

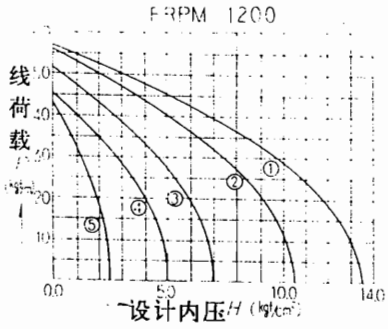

FRPM 700
线荷载 P (kgf/m)
40
30
20
10
0.0
5.0
10.0
14.0
①
②
③
④
⑤
设计内压 H (kgf/cm²)

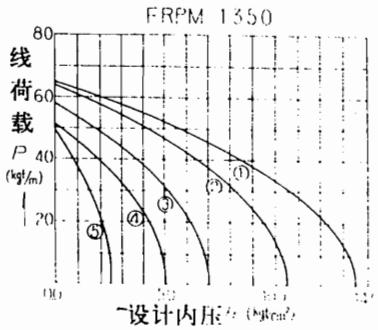

FRPM 800
线荷载 P (kgf/m)
40
30
20
10
0.0
5.0
10.0
14.0
①
②
③
④
⑤
设计内压 H (kgf/cm²)

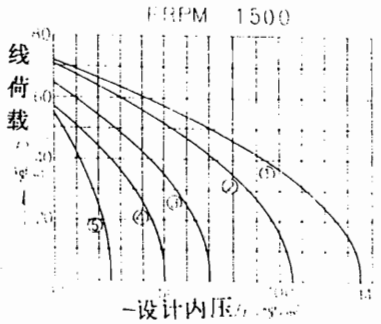

FRPM 900
线荷载 P (kgf/m)
50
40
30
20
10
0.0
5.0
10.0
14.0
①
②
③
④
⑤
设计内压 H (kgf/cm²)

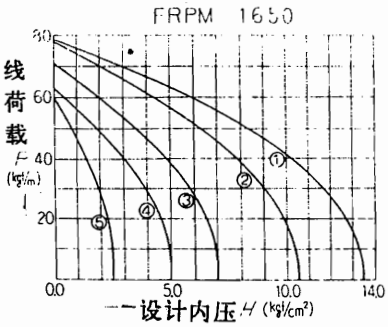

FRPM 1000
线荷载 P (kgf/m)
40
30
20
10
0.0
5.0
10.0
14.0
①
②
③
④
⑤
设计内压 H (kgf/cm²)

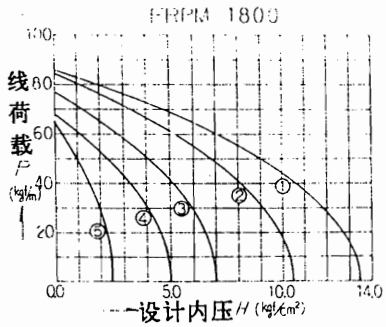

FRPM 1100
线荷载 P
60
50
40
30
20
10
0.0
5.0
100
14.0
①
②
③
④
⑤
设计内压 H (kgf/cm²)

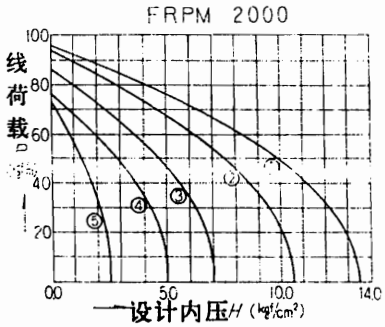

FRPM 1200
线荷载
0.0
5.0
10.0
14.0
①
②
③
④
⑤
设计内压 H (kgf/cm²)

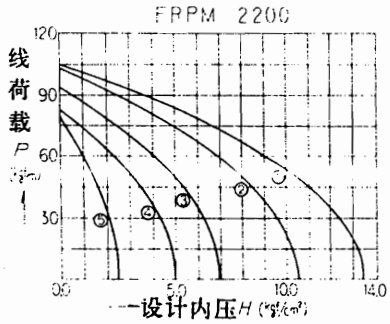

FRPM 1350
线荷载 P (kgf/m)
80
60
40
20
①
②
③
④
⑤
设计内压 H (kgf/cm²)

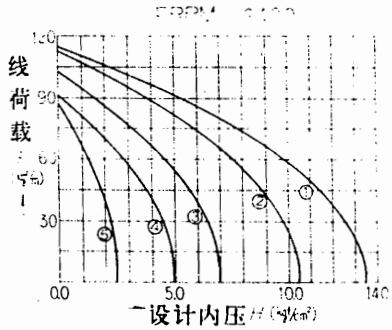

FRPM 1500
线荷载
①
②
③
④
⑤
设计内压 H (kgf/cm²)

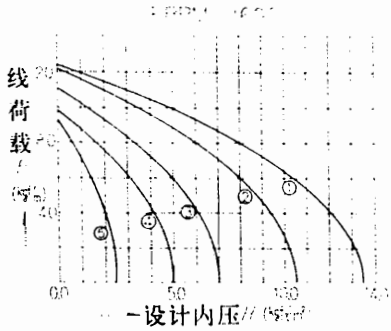

FRPM 1650
线荷载 P (kgf/m)
设计内压 H (kgf/cm²)

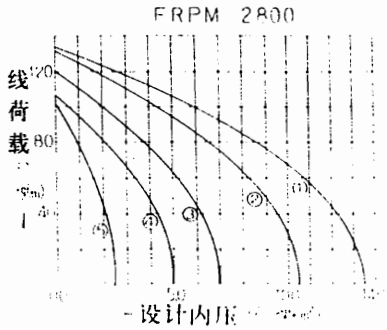

FRPM 1800
线荷载 P (kgf/m)
设计内压 H (kgf/cm²)

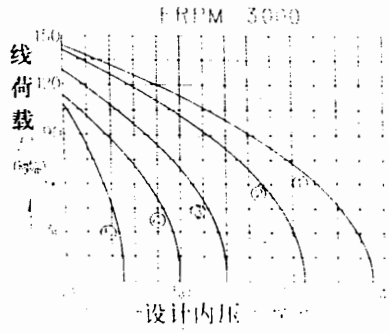

FRPM 2000
线荷载 P (kgf/m)
设计内压 H (kgf/cm²)


FRPM 2200
线荷载 P (kgf/m)
设计内压 H (kgf/cm²)


线荷载
设计内压 H (kgf/cm²)


线荷载
设计内压 H (kgf/cm²)


FRPM 2800
线荷载
设计内压


线荷载
设计内压