

雨水管理模型

参考手册

第 II 卷 - 水力学



原著: Lewis Rossman

美国环境保护局国家风险管理实验室研究和开发办公室

俄亥俄州辛辛那提市, 45268

翻译: 李树平

同济大学环境科学与工程学院

上海市四平路 1239 号, 200092

2018 年 6 月

译者声明

本档翻译工作得到同济大学教学改革与研究项目资助。商标名称或者商业产品的引用不构成应用背书或推荐。

为了保证获得的结果正确性，尽管已经做出了很大努力，本手册描述的计算机程序是实验性的。因此译者和同济大学没有责任和义务对这些程序获得的结果及其应用，以及使用这些程序带来的任何损害或纠纷，做出任何承诺或保证。

李树平

2018年6月

原著声明

本文档信息总体或者部分由美国环境保护局（EPA）资助。它已经环保局的同事和管理人员的审查，并许可作为 EPA 文档出版。商标名称或者商业产品的引用不构成应用背书或推荐。

为了保证获得的结果正确性，尽管已经做出了很大努力，本手册描述的计算机程序是实验性的。因此作者和美国环境保护局没有责任和义务对这些程序获得的结果及其应用，以及使用这些程序带来的任何损害或纠纷，做出任何承诺或保证。

摘要

雨水管理模型 **SWMMH** 是美国环境保护局软件 **EPA SWMM** 的汉化版本，是一个动态降雨-径流模拟模型，主要用于城市区域的径流水量和水质的单一事件或者长期（连续）模拟。**SWMMH** 的径流部分在接受降水以及产生径流和污染物负荷的子汇水面积集合中运行。**SWMMH** 的演算部分通过管道、渠道、蓄水/处理设施、水泵和调节器的系统输送该径流。**SWMMH** 跟踪包含多个时间步长的模拟时段内，每一子汇水面积内产生的径流水量和水量，每一管渠的流量、水深和水质。本 **SWMMH** 丛书的参考手册包含三卷。第 I 卷描述 **SWMMH** 的水文模型，第 II 卷为它的水力模型，第 III 卷为它的水质和低影响开发模型。

原著致谢

本报告由俄亥俄州辛辛那提市美国环境保护局退休环境科学家 Lewis A. Rossman 编写。

因为本报告主要是在 SWMM 以前版本基础上编写的，作者感谢以下人员对 SWMM 以前版本作出的贡献：John Aldrich, Douglas Ammon, Cral W. Chen, Brett Cunningham, Robert Dickinson, James Heaney, Wayne Huber, Miguel Medina, Russell Mein, Charles Moore, Stephan Nix, Alan Peltz, Don Polmann, Larry Roesner, Charles Rowney 和 Robert Shubinsky。最后，感谢 Wayne Huber (Oregon 州立大学已退休), Thomas Barnwell (US EPA 已退休), Richard Field (US EPA 已退休), Harry Torno (US EPA 已退休) 和 William James (Guelph 大学)，感谢他们在过去数十年内对支持和维护该程序作出的持续努力。

目 录

译者声明.....	ii
原著声明.....	iii
摘要.....	iv
原著致谢.....	v
符号列表.....	ix
第 1 章 SWMM 概览.....	1
1.1 引言.....	1
1.2 SWMMH 的对象模型.....	2
1.3 SWMMH 过程模型.....	3
1.4 模拟过程概览.....	5
第 2 章 SWMM 水力模型.....	10
2.1 网络组件.....	10
2.1.1 汇接点.....	11
2.1.2 排放口节点.....	11
2.1.3 分流器节点.....	11
2.1.4 蓄水装置节点.....	12
2.1.5 管渠管段.....	12
2.1.6 水泵管段.....	13
2.1.7 流量调节管段.....	13
2.1.8 控制规则.....	14
2.2 分析方法.....	14
2.3 边界和初始条件.....	15
2.3.1 边界条件.....	15
2.3.2 初始条件.....	16
第 3 章 动态波分析.....	17
3.1 控制方程组.....	17
3.2 求解方法.....	19
3.3 计算细节.....	21
3.3.1 平均断面属性.....	21
3.3.2 表面积计算.....	23
3.3.3 惯性阻尼.....	25
3.3.4 流量约束.....	25
3.3.5 超载条件.....	25
3.3.6 洪水和积水.....	27
3.3.7 特殊条件总结.....	28
3.4 数值稳定性.....	29
第 4 章 运动波分析.....	32
4.1 控制方程组.....	32
4.2 求解方法.....	33
4.3 计算细节.....	35
4.3.1 网络遍历顺序.....	35
4.3.2 断面属性.....	35

4.3.3 分流节点.....	35
4.3.4 蓄水节点.....	36
4.3.5 节点水头.....	38
4.3.6 洪水和积水.....	38
4.4 数值稳定性.....	38
第 5 章 断面几何尺寸.....	40
5.1 标准管渠形状.....	40
5.1.1 明渠形状.....	40
5.1.2 封闭矩形.....	43
5.1.3 圆形.....	43
5.1.4 椭圆形和拱形.....	45
5.1.5 较老石砌排水管道形状.....	47
5.1.6 复合形状.....	48
5.1.7 最大流量时的面积.....	51
5.1.8 根据断面因子的面积.....	52
5.2 定制管渠形状.....	52
5.3 不规则自然渠道.....	53
5.4 蓄水装置几何尺寸.....	56
5.5 临界水深和正常水深.....	58
5.5.1 临界水深.....	58
5.5.2 正常水深.....	59
第 6 章 水泵和调节器.....	61
6.1 水泵.....	61
6.2 孔口.....	63
6.2.1 表示.....	63
6.2.2 淹没进口的流量.....	63
6.2.3 非淹没进口的流量.....	64
6.2.4 拍门水头损失调整.....	66
6.2.5 动态波考虑.....	66
6.2.6 孔口计算的总结.....	67
6.3 堰.....	68
6.3.1 表示.....	68
6.3.2 横断堰.....	69
6.3.3 矩形侧流堰.....	70
6.3.4 淹没堰流.....	71
6.3.5 超载堰流.....	72
6.3.6 拍门水头损失调整.....	73
6.3.7 动态波考虑.....	73
6.3.8 堰流计算总结.....	73
6.4 出水口.....	74
第 7 章 高级特征.....	76
7.1 蒸发和渗漏.....	76
7.1.1 管渠.....	76
7.1.2 蓄水装置.....	79

7.2 局部损失.....	82
7.3 压力管道.....	83
7.3.1 Hazen-Williams 压力管道.....	83
7.3.2 Darcy-Weisbach 压力管道.....	84
7.3.3 等价曼宁 n 值.....	85
7.4 涵洞.....	86
7.4.1 进口控制流量.....	86
7.4.2 非淹没进口控制曲线.....	87
7.4.3 淹没进口控制曲线.....	88
7.4.4 进口控制过渡区.....	89
7.4.5 流量导数.....	89
7.4.6 涵洞分析总结.....	89
7.5 道路堰.....	90
附录.....	92
A. 牛顿-拉夫森—二分求根方法.....	92
B. Ridder 求根方法.....	93
C. 圆形管道的断面属性.....	94
D. 椭圆形管道的断面属性.....	96
E. 拱管的断面属性.....	98
F. 砖砌排水管道的断面属性.....	102
G. 曼宁粗糙系数.....	114
H. 涵洞系数.....	119
参考文献.....	123

符号列表

- A ——管渠过流断面积 (ft^2);
- \bar{A} ——沿着管渠的平均过流断面积 (ft^2);
- $\bar{\bar{A}}$ ——一段时间内沿着管渠的平均过流断面积 (ft^2);
- A_{full} ——管渠的完整断面积 (ft^2);
- A_{max} ——管渠断面因子为最大值时的断面积 (ft^2);
- A_{O} ——孔口面积 (ft^2);
- A_{S} ——节点及其连接管段的表面积 (ft^2);
- A_{SL} ——管段内流体的表面积 (ft^2);
- $A_{\text{S}}^{\text{last}}$ ——最后没有超载时刻节点的表面积 (ft^2);
- A_{Smin} ——对应于节点的最小表面积 (ft^2);
- A_{SP} ——节点之上积水表面积 (ft^2);
- A_{SW} ——对应于蓄水节点的表面积 (ft^2);
- A_{W} ——堰开孔面积 (ft^2);
- b ——管渠断面的底宽或顶宽 (取决于形状);
- c ——波速 (ft/sec);
- c_i ——淹没涵洞的进口控制常数;
- c_{W} ——堰形分流器常数 ($\text{ft}^{1/2}/\text{sec}$);
- C_{d} ——孔口流量系数 (无量纲);
- C_{HW} ——Hazen-Williams C 因子系数 (无量纲);
- C_{O} ——超载堰的等价孔口常数 ($\text{ft}^{5/2}/\text{sec}$);
- C_{r} ——Courant 数 (无量纲);
- C_{w} ——堰系数 ($\text{ft}^{1/2}/\text{sec}$);
- D ——圆形管道直径 (ft);
- e_t ——时刻 t 的潜在蒸发速率 (ft/sec);
- E ——节点内底标高 (ft);
- E_{c} ——临界水深的比水头 (ft);
- f ——Darcy-Weisbach 摩擦因子 (无量纲);
- f_{c} ——每月气候调整因子 (无量纲);
- f_{E} ——蓄水节点蒸发因子 (无量纲);
- f_{S} ——堰淹没调整因子 (无量纲);
- F ——下渗水量的累积深度 (ft);
- Fr ——佛汝德数 (无量纲);
- g ——重力加速度 (ft/sec^2);
- h_{L} ——单位管渠长度的局部水头损失 (ft/ft);
- h_{W} ——堰型分流器节点的开孔高度 (ft);
- H ——水头 (ft);
- H_{crown} ——节点处最高管渠内顶标高 (ft);
- H_{e} ——孔口或堰看到的有效水头 (ft);

H_{IS} ——涵洞进口淹没处的最小水头 (ft);
 H_{IU} ——涵洞进口非淹没的最大水头 (ft);
 H_{max} ——积水出现之前节点处的最大水头 (ft);
 $H_{Outfall}$ ——排放口节点的水头 (ft);
 K ——过流断面输水性 (cfs) (等于 $nAR^{2/3}$);
 K_I ——非淹没涵洞的进口控制系数;
 K_m ——局部损失系数 (无量纲);
 K_S ——土壤饱和导水率 (ft/sec);
 L ——管渠长度或堰顶长度 (ft);
 L_e ——有效堰顶长度 (ft);
 M_I ——非淹没涵洞的进口控制指数;
 n ——曼宁粗糙系数 ($\text{sec}/\text{m}^{1/3}$);
 P ——管渠断面的湿周 (ft);
 q_E ——沿着渠道的均匀分布蒸发速率 (cfs/ft);
 q_L ——沿管渠的均匀分布总出流量 (cfs/ft);
 q_{MIN} ——激发分流器节点需要的最小流量 (cfs);
 q_S ——沿着管渠的均匀分布渗漏速率 (cfs/ft);
 q_{SN} ——蓄水节点的单位面积渗漏速率 (cfs/ft^2);
 Q ——管渠、水泵或调节器管段内的流量 (cfs);
 Q_{div} ——从分流器节点分到二级出流的流量 (cfs);
 Q_{EN} ——蓄水装置节点的蒸发损失速率 (cfs);
 Q_{full} ——满管渠的正常均匀流量 (cfs);
 Q_{IC} ——进口控制下的涵洞流量 (cfs);
 Q_{in} ——节点总进流量 (cfs);
 Q_{LN} ——蓄水装置节点的总损失速率 (cfs);
 Q_{norm} ——正常均匀流量 (cfs);
 Q_{out} ——离开节点的总出流量 (cfs);
 Q_{ovfl} ——节点溢流的过分流量 (cfs);
 \bar{Q}_{net} ——时间步长内平均净进流量减去出流量 (cfs);
 Q_{SN} ——蓄水节点的渗漏损失速率 (cfs);
 R ——管渠过流断面的水力半径 (ft);
 \bar{R} ——沿着管渠过流断面的平均水力半径 (ft);
 Re ——雷诺数 (无量纲);
 R_{full} ——满管时管渠断面的水力半径 (ft);
 s ——管渠单位面积的渗漏速率 (ft/sec);
 Scf ——涵洞坡度修正系数;
 S_f ——摩擦坡度 (ft/ft);
 S_0 ——管渠坡度 (ft/ft);
 t ——时间 (sec);
 U ——沿着管渠一点处的流速 (ft/sec);
 \bar{U} ——沿着管渠的平均流速 (ft/sec);

V ——节点总容积 (ft^3);
 V_p ——积水容积 (ft^3);
 V_N ——蓄水节点容积 (ft^3);
 $V_{N\text{full}}$ ——充满时蓄水节点的容积 (ft^3);
 W ——沿着管渠一点处的水面顶宽 (ft);
 \bar{W} ——沿着管渠水面的平均顶宽 (ft);
 W_{max} ——管渠断面的最大宽度 (ft);
 x ——水平距离 (ft);
 y ——竖向距离 (ft);
 y_t ——淹没涵洞的进口控制常数;
 Y ——管渠内水深或蓄水装置中水深 (ft);
 \bar{Y} ——沿着管渠平均水深 (ft);
 Y_c ——给定流量处管渠内临界深度 (ft);
 Y_{full} ——管渠的满流深度、孔口开孔或堰高 (ft);
 Y_N ——正常水深 (ft);
 Y^* ——管渠中临界和正常水深中的较小值 (ft);
 Z ——管渠内底标高 (ft);
 Z_0 ——孔口开孔底部标高 (ft);
 Z_w ——堰顶最低点处标高 (ft);
 α ——常用系数;
 β ——管渠坡度除以其粗糙度的平方根;
 Δt ——时间步长 (sec);
 ε ——收敛精度;
 ϵ ——Darcy-Weisbach 粗糙长度 (ft);
 γ ——幂法则断面形状指数;
 η ——曼宁粗糙系数 ($\text{sec}/\text{ft}^{1/3}$)(等于 $n/1.486$);
 σ ——惯性阻尼因子;
 θ ——时间权重因子、松弛因子或包角;
 ϕ ——距离权重因子;
 θ_d ——土壤湿度欠缺 (无量纲);
 μ ——运动粘度 (ft^2/sec);
 ω ——水泵转速设置或调节器开启角度;
 ψ_s ——土壤毛细吸水头 (ft);
 Ψ ——管渠断面因子 (等于 $AR^{2/3}$) ($\text{ft}^{8/3}$);
 Ψ_{full} ——整个长度上管渠的断面因子 ($\text{ft}^{8/3}$);
 Ψ_{max} ——管渠的最大断面因子 ($\text{ft}^{8/3}$)。

第 1 章 SWMM 概览

1.1 引言

城市径流水量和水质构成了历史和现状问题。长期假设城市具有控制雨水积水和处理污水点源（例如城市污水）的责任。自从 1960 年代，通过现场调查和联邦立法，已经认识到城市面源的严重污染潜在性，主要为合流制排水管道溢流和雨水排放。为了分析城市区域和其他地方的水量和水质污染问题，现代计算机的出现带来复杂、先进工具的开发（Singh, 1995）。EPA 雨水管理模型 SWMM，最初在 1969-71 年开发，是首批这样的模型之一。它受到持续维护和更新，可能是最著名和最广泛应用的城市径流水量/水质模型（Huber and Roesner, 2013）。

雨水管理模型 SWMMH 是美国环境保护局软件 EPA SWMM 的汉化版本，是一个动态降雨径流模拟模型，主要用于城市区域的径流水量和水质的单一事件或者长期（连续）模拟。SWMMH 的径流部分针对接受降水、产生径流和污染物负荷的子汇水面积集合操作。SWMMH 的演算部分通过管道、渠道、蓄水/处理设施、水泵和调节器的系统输送该径流。SWMMH 跟踪包含了多个时间步长的模拟时段中，每一子汇水面积内产生的径流水量和水质，每一管渠内的流量、水深和水质。

表 1-1 SWMM 开发历史

版本	年代	开发单位	备注
SWMM I	1971	Metcalf & Eddy, Inc. Water Resource Engineers University of Florida	SWMM 第一版；重点为 CSO 模拟；目前很少再使用其中的方法。
SWMM II	1975	University of Florida	第一次广泛发布的 SWMM 版本。
SWMM 3	1981	University of Florida Camp Dresser & McKee	添加了完整动态波流动例程、Green-Ampt 下渗、融雪和连续模拟。
SWMM 3.3	1983	US EPA	SWMM 的第一个 PC 版本。
SWMM 4	1988	Oregon State University Camp Dresser & McKee	添加了地下水、RDII、不规则渠道断面以及其他精炼，在 1990 年代进行了一系列更新。
SWMM 5	2005	US EPA CDM-Smith	采用 C 语言完全重写 SWMM 引擎；添加了图形用户界面；添加了改善的算法和新的特征（例如 LID 模拟）。

表 1-1 总结了 SWMM 的开发历史。当前版本为第 5 版，它是在原来版本基础上重新改写的。SWMMH 参考手册包含了三卷。第 I 卷描述了 SWMMH 的水文模型，第 II 卷为它的水力模型，第 III 卷为它的水质和低影响开发模型。这些手册是对 SWMM 5 用户手册（US EPA, 2010，它解释了怎样执行程序）和 SWMM 5 使用手册（US EPA, 2009，介绍了大量工作示例）的补充。本参考手册描述的过程是根据原来 SWMM 文档（Metcalf and Eddy et al., 1971a, 1971b, 1971c, 1971d）、中间报告（Huber et al., 1975; Heaney et al., 1975; Huber et al., 1981）中的描述，并加入了新的材料。该信息代替了第 4.0 版的文档（Huber and Dickinson, 1988; Roesner et al.,

1988), 包含了 1988 年之后一些较新过程的描述。关于当前文档的更多信息, 以及 EPA 雨水管理模型的总体状况、完整程序及其源代码, 见 EPA SWMM 网址: <http://www2.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm>。汉化版 SWMMH 的相关信息, 见网址: <http://sese.tongji.edu.cn>。

1.2 SWMMH 的对象模型

图 1-1 描述了包含在典型城市排水系统内的元素。SWMMH 将该系统概化为几个主要环境组件之间的一系列水流和物质流。这些组件包括:

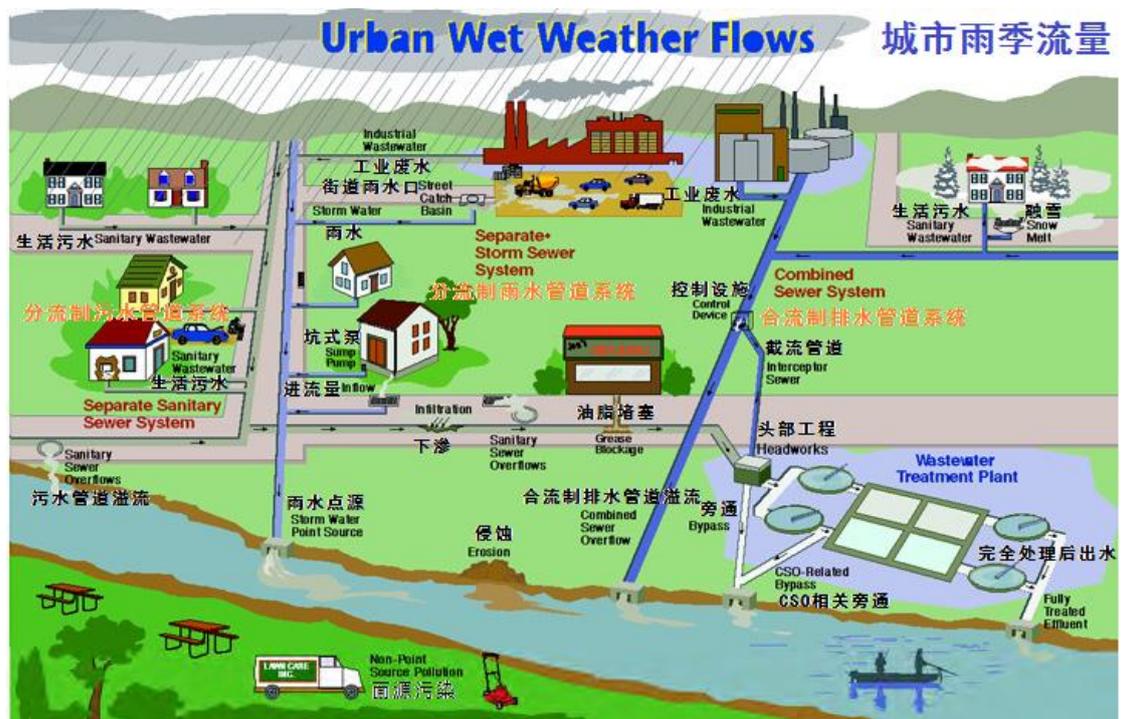


图 1-1 典型城市排水系统元素

- 大气组件, 产生了降水以及到达地表组件的沉降污染物。
- 地表组件, 接受来自大气组件雨或雪形式的降水。它输送出流量, 形式为 1) 蒸发返回到大气组件; 2) 下渗到地下组件; 3) 到达输送组件的地表径流和污染物负荷。
- 地下组件, 接受来自地表组件的下渗, 并将该部分进流量作为地下水壤中流转换到输送组件。
- 输送组件包含了由元素(渠道、管道、水泵和调节器)和蓄水/处理装置组成的网络, 为了输水到排放口或处理设施。该组件的进流量可来自地表径流、地下水壤中流、晴天污水流量或者用户定义的时间序列。

特定 SWMMH 模型中并非需要出现所有组件。例如, 一个模型可能利用事先定义的流量变化曲线和污染变化曲线作为输入, 仅仅模拟输送组件。如图 1-1 所示, SWMMH 可用于模拟雨水收集系统、分流制和合流制排水管道系统, 以及自然汇水面积和河渠系统的任意组合。

图 1-2 说明了 SWMMH 怎样结合模拟对象的标准集合, 将图 1-1 中描述的实际系统物理元

素概念化。用于模拟降雨/径流过程的主要对象为雨量计和子汇水面积。融雪利用放置在子汇水面积顶部的积雪对象模拟；含水层对象处于子汇水面积之下，用于模拟地下水流。排水系统的输送部分利用节点和管段的网络模拟。节点代表了简单交汇、分流、蓄水设施或者排放口。管段利用管渠、水泵或者流量调节器（孔口、堰或出水口）连接相邻节点。用地性质和污染物对象用于描述水质。最后，包括曲线、时间序列、时间模式和控制规则的一组数据对象，用于刻画 SWMMH 模型中各种物理对象的进流和运行特征。表 1-2 提供了 SWMMH 各种对象的总结。本手册内将更详细描述它们的属性和功能。

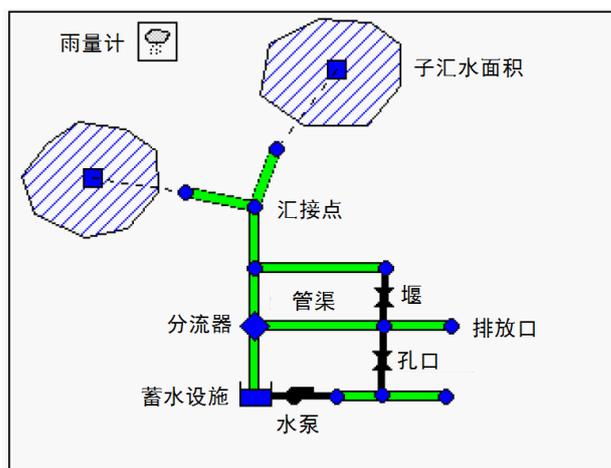


图 1-2 雨水排放系统的 SWMMH 概念模型

1.3 SWMMH 过程模型

图 1-3 说明了前述对象的 SWMMH 模拟过程，以及它们怎样相互连接。该图描述的水文过程包括：

- 时变降水；
- 雪量累积和融化；
- 来自坑洼存水的降雨截留（初始损失）；
- 静止地表水的蒸发；
- 降雨下渗到不饱和土壤层；
- 下渗水量穿透到地下水层；
- 地下水和排水系统之间的壤中流；
- 地表漫流的非线性水库演算；
- 通过低影响开发捕获的降雨/径流下渗和蒸发。

SWMMH 输送组件内水力过程包括：

- 地表径流、地下水壤中流、降雨致入渗/入流、晴天污水流量和用户定义的外部进流量；

- 通过明渠、管道和蓄水设施布局的非恒定非均匀流演算；
- 各种可能流态，例如壅水、超载、逆向流动和地表积水；
- 通过水泵、堰和孔口的流量调节，包括控制它们操作的时间和状态依赖的控制规则。

表 1-2 SWMMH 模拟对象

类型	对象类	描述
水文	雨量计	一个或者多个子汇水面积的降水数据源。
	子汇水面积	接受相应雨量计的降水，产生流向排水系统节点和另一子汇水面积的地块。
	含水层	接受其上子汇水面积的下渗，并与输送系统节点交换地下水流的地下区域。
	积雪	覆盖了子汇水面积的积雪。
	单位流量时变曲线	描述单位瞬时降雨随时间产生排水管道入流量/入渗量（RDII）的响应函数。
水力	汇接点	输送系统中的点（例如检查井、管道配件或河流交汇处），管渠在这里相互连接，且忽略了蓄水容积。
	排放口	输送系统中的末端点，水在这里排向接纳体（例如接纳河流或处理厂），结合已知的水面标高。
	分流器	输送系统中的点，根据已知关系，进流量在这里分流到两条出流管渠内。
	蓄水设施	提供蓄水功能的池塘、湖泊、围堰或者水池。
	管渠	从输送系统内一个节点输水到另一个的渠道或管道。
	水泵	使水头提高的装置。
	调节器	输送系统两个节点之间，用于引导和调整流量的堰、孔口或者出水口。
水质	污染物	可以在地表累积和冲刷，或者直接引入到输送系统的污染物。
	用地性质	用于描述污染物累积和冲刷函数的分类。
处理	LID 控制	低影响开发控制，例如生物停留网格、多孔路面或植草沟，通过增强下渗，减少地表径流。
	处理函数	用户定义的函数，描述了输送系统节点处污染物浓度怎样降低，作为特定变量的函数，例如浓度、流量、水深等。
数据对象	曲线	定义两个数量之间对应关系的函数（例如水泵的流量和水头，蓄水节点的表面积与深度等）。
	时间序列	描述数量怎样随时间变化的函数（例如降雨、排放口水面标高等）。
	时间模式	一定时段内重复的因子集（例如一日内每小时模式，一周内每日模式等）。
	控制规则	IF-THEN-ELSE 语句，确定了何时采取专门的控制行动（例如当给定节点处水深高于或者低于特定数值时，开启或者关闭水泵）。

考虑水质，针对任何数量用户定义的水质成分，可以模拟以下过程：

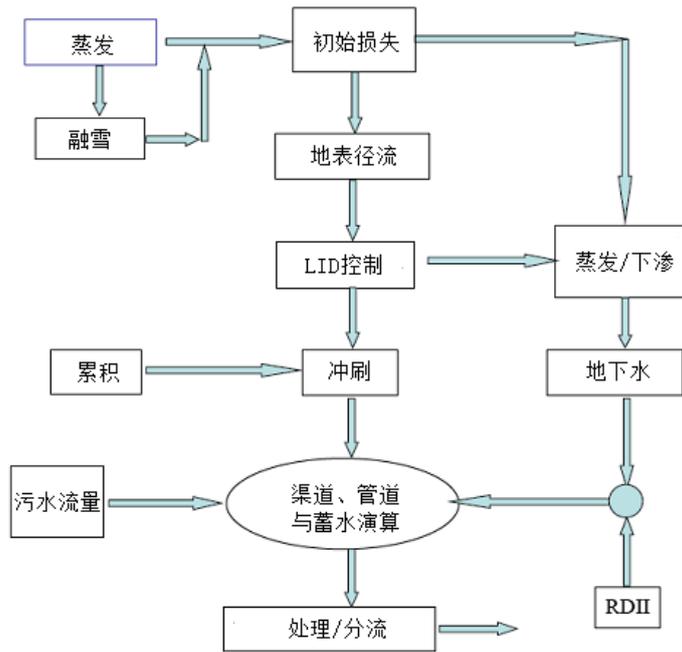


图 1-3 SWMMH 模拟的过程

- 不同土地利用下的旱季污染物累积；
- 暴雨事件中特定用地性质下的污染物冲刷；
- 降雨湿沉降的直接贡献；
- 由于街道清扫，使晴天累积中的下降；
- 由于 BMPs，使冲刷负荷下降；
- 排水系统任何点处晴天污水流量和用户指定外部进流量的输入；
- 水质成分通过排水系统的演算；
- 通过蓄水装置处理，或者通过管渠中的自然过程，使成分浓度降低。

在本卷随后章节，将详细讨论用于模拟以上水力过程的 SWMMH 数值过程。本手册的卷 I 和卷 III 分别描述了 SWMMH 的水文和水质过程。

1.4 模拟过程概览

SWMMH 为一个分布式离散时间模拟模型。它计算了时间序列内状态变量的新数值；其中每一时间步长，系统具有新的外部输入集。当更新状态变量时，计算并报告其他感兴趣的输出变量。利用以下一般数学方程组表示的过程，随着模拟的进行，在每一时间步长中求解：

$$X_t = f(X_{t-1}, I_t, P) \quad (1-1)$$

$$Y_t = g(X_t, P) \quad (1-2)$$

式中

- X_t ——时刻 t 的状态变量向量；
- Y_t ——时刻 t 的输出变量向量；
- I_t ——时刻 t 的输入向量；
- P ——不变参数向量；
- f ——向量赋值状态转换函数；
- g ——向量赋值的输出转换函数。

图 1-4 以方框图方式描述了模拟过程。

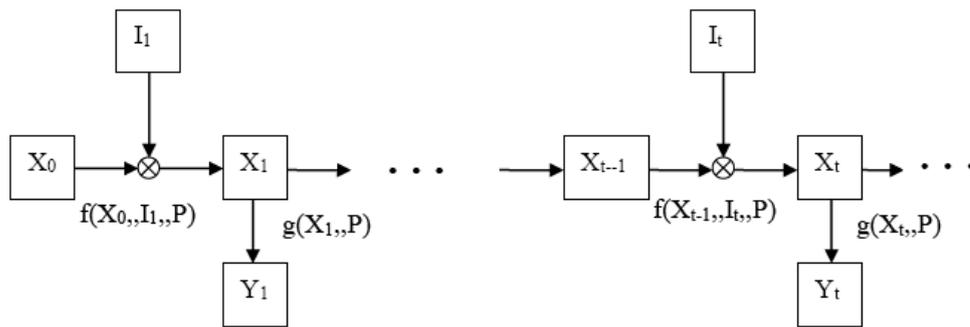


图 1-4 SWMMH 状态转换过程框图

构成状态向量 X_t 的变量见表 1-3。这是 SWMMH 广泛特征中很小的一部分。可以根据这些变量、外部输入和固定输入参数，计算所有其他量。一些较不明显的状态变量意义，例如用于融雪的那些，在本手册集的其他章节中讨论。

用户提供的输入变量 I_t ，引起这些状态变量变化的例子包括：

- 气象条件，例如降水、气温、蒸发速率和风速；
- 输送系统指定节点处外部进流量变化曲线和污染变化曲线；
- 输送系统特定节点的晴天污水进流量；
- 输送系统特定排放口的水面标高；
- 水泵和调节器的控制设置。

根据更新状态变量后，SWMMH 计算的输出向量 Y_t ，包含的可报告量例如：

- 每一子汇水面积的径流量和污染物浓度；
- 每一子汇水面积的雪量深度、下渗速率和蒸发损失；
- 每一子汇水面积的地下水位标高和边侧地下水出流量；
- 每一输送系统节点的总边侧进流量（来自径流、地下水流、晴天流量等）、水深和污染物浓度；
- 每一积水节点处的溢流量和积水容积；
- 每一输送系统管段的流量、流速、水深和污染物浓度。

表 1-3 SWMMH 使用的状态变量

过程	变量	描述	初值
径流	d	子汇水面积地表径流深度	0
下渗*	t_p	Horton 曲线中的当量时间	0
	F_e	累计过分下渗容积	0
	F_u	上层含水率	0
	T	下一次降雨事件之前经过的时间	0
	P	当前事件的累积降雨量	0
	S	剩余的土壤湿度蓄水能力	用户定义
地下水	θ_u	不饱和层含水率	用户定义
	d_L	饱和层深度	用户定义
融雪	w_{snow}	积雪深度	用户定义
	f_w	积雪自由水深度	用户定义
	ati	积雪表面温度	用户定义
	cc	积雪寒冷量	0
流量演算	H	节点水头	用户定义
	Q	管段流量	用户定义
	Q	管段过流面积	根据 Q 推断
水质	t_{sweep}	子汇水面积最后一次清扫后经过的时间	用户定义
	m_B	子汇水面积中污染物累积量	用户定义
	m_P	子汇水面积污染物堆积量	0
	c_N	节点处污染物浓度	用户定义
	c_L	管段中污染物浓度	用户定义

*取决于用户选择的下渗方法，仅仅使用这些变量中的子集。

考虑不变参数向量 P ，SWMMH 在它的过程模型集合中，包含了超过 150 种用户提供的不同常数和系数。多数为物理尺寸的（例如土地面积、管道直径、内底标高）或者可以从现场观测（例如不渗透性百分比覆盖）、实验室测试（例如各种土壤属性）或者从以前公布的数据表获得的量（例如管道材料的粗糙度）。少量剩余的可能需要一定程度的模型校核，为了确定它们的合适数值。当然对于每一项目，并非需要所有的参数（例如如果不模拟地下水情况，则不需要每一子汇水面积的 14 个地下水参数）。本手册的后续章节细心定义每一参数，并对其数值估计提出建议。

整个模拟过程的流程图见图 1-5。过程通过从输入文件读取每一对象及其参数的描述开始，输入文件的格式在 SWMMH 5 用户手册（US EPA, 2010）中描述。然后初始化所有状态变量的数值，并初始化当前模拟时刻（ T ）、运行时间（ T_{roff} ）和报告时间（ T_{rpt} ）。

程序然后进入循环，首先确定当前演算时间步长（ ΔT_{rou} ）末的时刻 $T1$ 。如果当前运行时刻 T_{roff} 小于 $T1$ ，那么重复执行新的径流计算并更新径流时间，直到它等于或超过时间 $T1$ 。每一径流计算集考虑了可能贡献流量和污染物到输送系统的任何降水、蒸发、融雪、下渗、地下水渗漏、地表漫流和污染物累积和冲刷。

一旦当前运行时间处于区间从 T 到 $T1$ ，将在整个输送系统内演算时刻 T 的所有进流量和污染物负荷。该过程更新了每一管渠的流量、水深和流速，每一节点的水面标高，每一水泵的提升速率，以及每一蓄水设施的水位和容积。此外，计算每一节点和每一管渠所有污染物浓

度的新数值。下一步执行检查，查看当前报告时间 T_{rpt} 是否落在区间 T 到 $T1$ 内。如果是这样，那么时刻 T_{rpt} 新的输出结果集将根据时刻 T 和 $T1$ 处的结果内插，并保存到输出文件。报告时间也前进一个报告步长 ΔT_{rpt} 。模拟时间 T 然后更新到 $T1$ ，过程继续，直到 T 达到期望的总历时。SWMMH 基于 Windows 的用户界面，为构建前述输入文件和显示计算结果提供了图形工具。

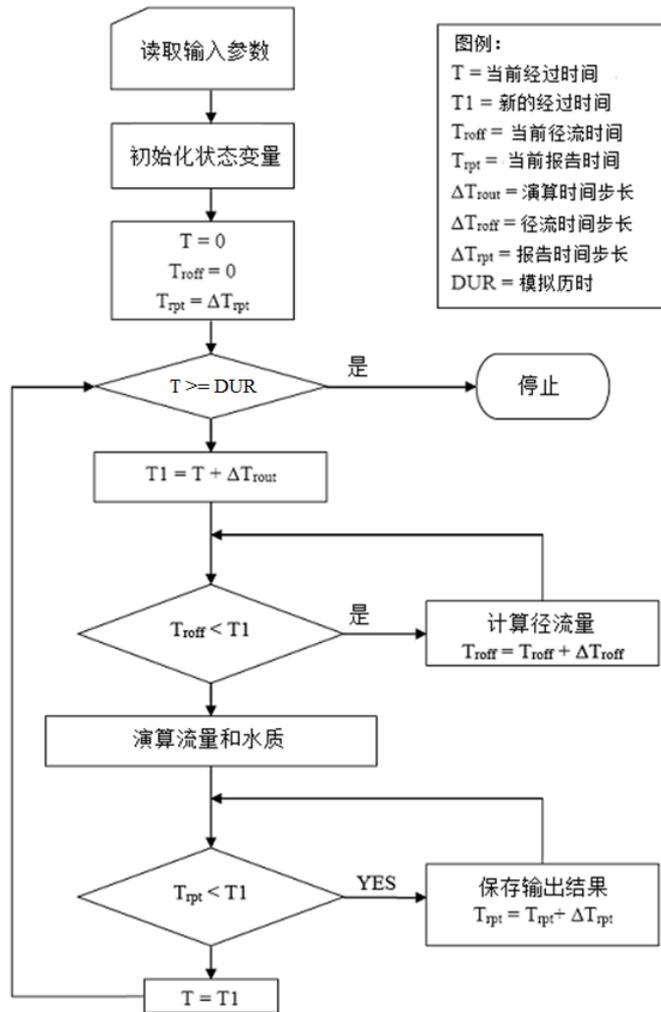


图 1-5 SWMM 模拟过程流程图

1.5 内插和计量单位

SWMMH 将线性内插用于获得落在记录输入时间序列时间和计算的输出结果时间之间时刻量的数值。概念解释见图 1-6，说明报告的流量数值怎样来自其两侧计算的流量数值，其中报告时间步长大于演算时间步长。该惯例的一个例外是针对降水和下渗速率。它们在径流事件步长内保持常数；当将这些数值用于 SWMMH 径流算法或者为了报告目的时，没有做出内插。换句话说，如果报告时间落在了径流时间步长范围内，报告的降雨强度是对应于径流时间步长开始时的数值。

用于表达 SWMMH 输入变量、参数和输出变量的计量单位，取决于用户选择的流量单位。如果将 SI 公制单位用于流量，那么所有其他量采用 SI 公制单位；如果流量表示为美制单位，那么所有其他单位也是如此。表 1-4 列出了与每一 SWMMH 主要变量和参数对应的公制和

美制计量单位。计算机代码内部的所有计算将英尺作为长度单位，秒作为时间单位，然后转换成用户选择的单位系统。

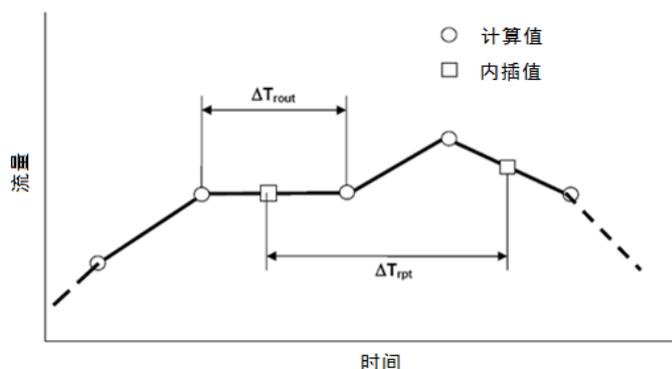


图 1-6 根据计算数值内插的报告数值

表 1-4 SWMMH 表达的计量单位

参数	公制	美制
面积（子汇水面积）	公顷	英亩
面积（蓄水设施）	平方米	平方英尺
坑洼存水	毫米	英寸
深度	米	英尺
标高	米	英尺
蒸发	毫米/日	英寸/日
流量	立方米/秒（cms） 升/秒（lps） 10 ⁶ 升/日（mld）	立方英尺/秒（cfs） 加仑/分（gpm） 10 ⁶ 加仑/日（mgd）
导水率	毫米/小时	英寸/小时
水头	米	英尺
下渗速率	毫米/小时	英寸/小时
长度	米	英尺
曼宁n值	秒/米 ^{1/3}	秒/米 ^{1/3}
污染物累积	质量/公顷	质量/英亩
污染物浓度	毫克/升(mg/L) 微克/升（μg/L） 数量/升	毫克/升(mg/L) 微克/升（μg/L） 数量/升
降雨强度	毫米/小时	英寸/小时
降雨容积	毫米	英寸
蓄水容积	立方米	立方英尺
温度	摄氏度	华氏度
速度	米/秒	英尺/秒
宽度	米	英尺
风速	千米/小时	英里/小时

第 2 章 SWMM 水力模型

正如第 1 章所述，SWMM 模拟了排水系统的输送部分，作为利用节点相连的管段网络。各个源头的外部流量在特定节点进入该网络，沿着管段输送，在内部节点相互汇合和分离，同时向蓄水节点注水和放水，在最终节点离开系统。图 2-1 说明了排水管线及其附件的物理系统，怎样抽象为不同类型节点和管段的网络（例子中的管道和泵站管段；汇接点、蓄水和排放口节点）。

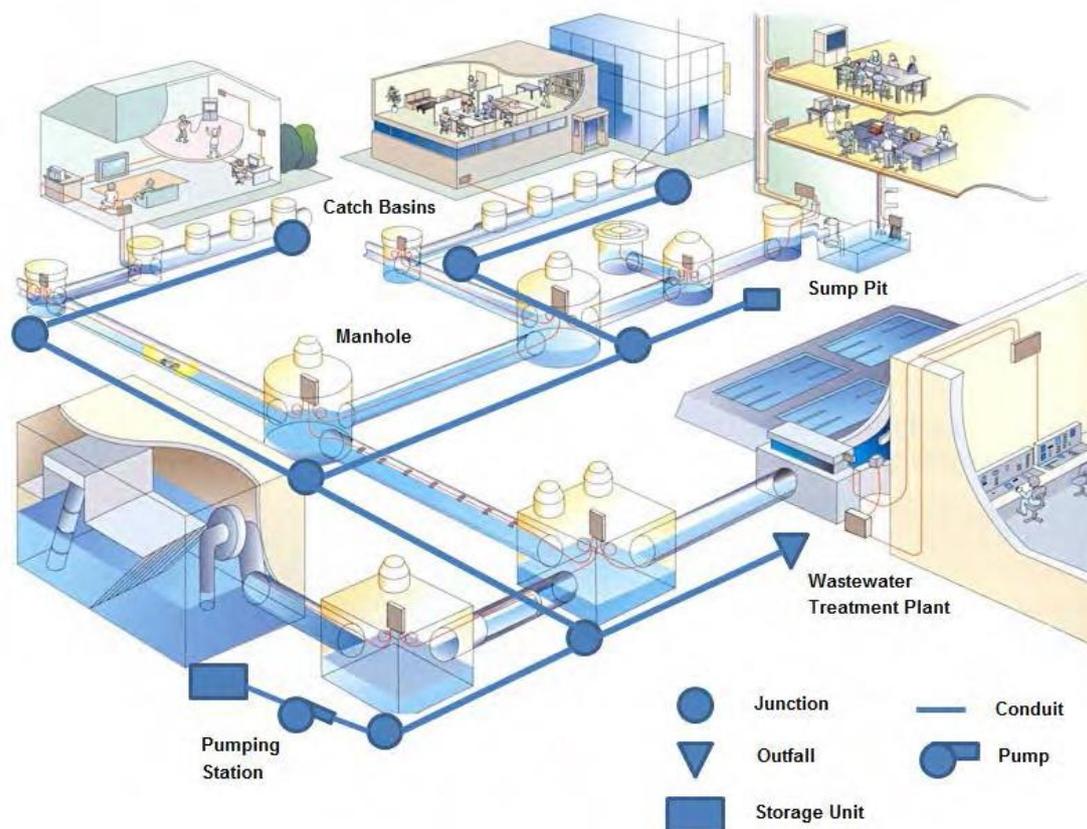


图 2-1 排水管道系统的节点-管段表示

（背景出处：<http://sewerhistory.org/photosgraphics/japan/>）

表 1-2 已经总结了可以出现在 SWMM 输送网络模型中的不同类型节点和管段对象。本章剩余部分提供了关于网络对象属性的更多细节，简要描述和比较了用于分析网络非恒定水力特性的两种主要方法，讨论计算网络水力学需要的边界和初始条件。

2.1 网络组件

SWMM 输送系统网络的两种主要组件为节点和管段。节点表示了输送管段的两个端点，形成两条或多条管段之间的连接。它们也是可以进入网络的外部进流点（径流、晴天流量等）；或者内部流量离开网络点。管段为输送元素，在节点之间输送流量。以下段落描述 SWMM 可以模拟的不同类型节点和管段。

2.1.1 汇接点

汇接点为排水系统内链接输送管段的点。物理上，它们可以表示自然地表渠道的交汇点、排水管道系统检查井或者管道连接配件。当连接管渠超载，汇接点处的过多水量可能变得部分有压，可能从系统中损失，或者允许在汇接点顶部积水，随后返回到汇接点内。

汇接点的主要输入参数为：

- 内底（渠道或检查井底部）标高；
- 内底和地面之间的高度；
- 积水出现之前可以接受的额外压力水头；
- 积水时的积水表面积。

2.1.2 排放口节点

排放口节点为排水系统的最终节点，用于定义最下游边界位置。排放口的边界条件可以通过以下水位关系之一描述：

- 连接管渠中的临界或正常水深；
- 固定水位标高；
- 潮汐高度与一日内小时关系表格中的潮汐水位；
- 水位与时间的用户定义时间序列。

排放口节点的主要输入参数为：

- 内底标高；
- 边界条件类型及其相应的水位数据；
- 是否存在防止排放口回流的拍门。

2.1.3 分流器节点

分流器节点以预定义方式将进流量分流到特定管段。分流器的出水侧可以有两条以上管渠管段。通过进流量分流定义了四类分流器：

- 分隔 分流超过某数值的进流量；
- 溢流 分流超过某非分流管渠过流能力的进流量；
- 表格 将分流量表示为总进流量函数的表格；
- 堰 利用堰流公式计算分流量。

分流器节点的主要输入参数有：

- 汇接点参数（见以上）；
- 接受分流量的管段名称；
- 用于计算分流量的方法。

2.1.4 蓄水装置节点

蓄水装置节点为提供蓄水容积并拥有表面积的特殊类型节点。物理上，它们表示了蓄水设施，小到雨水口，大到湖泊。蓄水装置的容积特性通过表面积与高度的函数或表格描述。除了接收进流量并排放出流量到排水网络的其他节点，蓄水节点也从表面蒸发和渗透到本地土壤，而损失水量。不像其他节点，蓄水节点不允许具有压力（即它们总是维持自由表面）。

蓄水装置的主要输入参数有：

- 内底标高；
- 最大深度；
- 深度-表面积数据；
- 蒸发潜力；
- 渗漏参数。

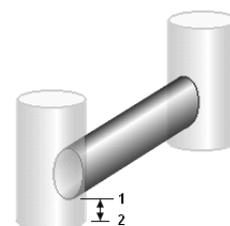
2.1.5 管渠管段

管渠管段为输送网络中从一个节点向另一个节点输水的管渠。可以从不同标准敞开和封闭几何尺寸中选择它们的断面形状。也可指定管道的常规封闭形状和明渠的不规则断面。第 5 章更详细讨论管渠的几何特征。

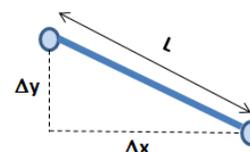
管渠管段需要的输入参数有：

- 进水和出水节点标识；
- 高于进口和出口节点内底的偏移高度或标高；
- 管渠长度；
- 曼宁粗糙系数；
- 断面形状和尺寸。

SWMM 允许管渠偏离连接两端节点内底一定距离，见右图。偏移可以指定为高于内底的距离（即图中点 1 和 2 之间的距离），或者作为管渠内底标高（即点 1 的标高）。在内部，偏移维护为标高。



SWMM 在水力计算中也使用管渠坡度。坡度不是直接作为输入变量，而是根据管段两端节点内底及其偏移量计算。令 L 为管渠长度， Δy 为标高差， Δx 为管渠两段之间的水平距离。于是根据右图：



$$\Delta x = \sqrt{L^2 - \Delta y^2} \quad (2-1)$$

管渠坡度 S_0 为：

$$S_0 = \Delta y / \Delta x \quad (2-2)$$

SWMM 不允许 0 坡度。因此它将最小数值 0.001 ft 赋给 Δy 。它也允许用户设置非零最小坡度值，它将重载任何较小的计算坡度。

SWMM 中曼宁公式用于将管渠流量与水深和渠底或摩擦坡度相关。因此它需要用户提供曼宁 n 系数，表示了管渠表面的粗糙特性。大量渠道类型和管道材料的系数数值见附录 G。

管渠也可以包括如下可选参数：

- 是否存在防止逆向流动的拍门；
- 进口/出口损失系数；
- 渗漏速率；
- 如果管渠作为涵洞，进口几何尺寸代码编号。

后三种属性由本手册第 7 章讨论的高级模拟特征使用。

2.1.6 水泵管段

水泵管段用于从进口节点提升水到较高标高的出口节点。水泵的主要输入参数包括：

- 进口和出口节点标识；
- 水泵曲线数据；
- 最初开/关状态；
- 开启和关闭深度。

水泵曲线描述了水泵流量和进水与出水节点处水头之间的关系。进水节点开启和关闭水深在模拟过程中被连续监视，为了允许水泵开/关状态的自动化控制。

水泵为单向装置，不允许逆向流动。第 6 章更详细描述它们的水力性能。

2.1.7 流量调节管段

流量调节管段模拟了输送系统中用于控制和分流流量的构筑物或装置。它们通常用于控制蓄水设施的释放、防止不可接受的超载，并转换流量到处理设施和截流干管。

SWMM 可以模拟以下类型的流量调节器：孔口、堰和出水口。孔口和堰的水力特征利用标准性能曲线模拟（用于调节器的水头和通过流量之间的非线性关系）。出水口利用用户提供的性能曲线模拟。

流量调节管段的主要输入参数包括：

- 进口和出口节点标识；
- 进口节点内底上的偏移；
- （孔口和堰的）开孔尺寸；
- 描述性能曲线的参数；
- 是否存在防止逆向流动的拍门。

第 6 章更详细描述调节管段的水力性能。

2.1.8 控制规则

每一水泵和流量调节器具有可以调整的设置属性：

- 水泵开/关状态；
- 水泵速度；
- 孔口开孔尺寸；
- 堰顶高度；
- 出水管段流量。

设置可以在模拟中通过控制规则修改。这些专门的条件（例如特定节点的水面标高、特定管段的流量和模拟时间）激发了管段设置中的特定变化。SWMM 的水力分析方法考虑了输送网络中每一水泵和流量调节器的当前设置。关于控制规则采用格式的更多细节见 SWMM 5 用户手册（US EPA, 2010）。

2.2 分析方法

SWMM 水力求解节点—管段网络的一维渐变非恒定流方程组，确定延时模拟内每一时间步长的每一节点水位，每一管段的流量和水深。沿着管渠的进流量变化曲线的流量演算，包括了波的弥散，波的衰减或增大，以及波的停滞或加速。这些波特征构成了流量演算的水力特征，显著受到管渠几何特性、源和/或汇特性，以及初始和边界条件的影响。

SWMM 内非恒定非均匀流的水力特性通过质量和动量守恒的偏微分方程组表示，称作圣维南方程组。同时针对每一管渠的这些方程组的求解，结合每一节点的容积守恒，提供了整个网络水位和流量的空间和时间变化信息。SWMM 为用户提供了求解这些方程组的两种主要方法—动态波或运动波分析。

动态波求解完整圣维南流动方程组，因此产生了理论上准确的结果。它可以考虑渠道蓄水、壅水效应、进口/出口损失、涵洞流量、逆向流动和压力流动。因为它耦合了节点水位和管渠流量的求解，它可用于许多常见网络布局，甚至包含了多个下游分流和环路的情况。它是针对显著壅水系统的选择方法，由于下游流量限制，以及结合了通过堰和孔口的流量调节。该通用性的代价是，将很小的时间步长用于维护数值稳定性。

运动波分析求解连续性方程，伴随着每一管渠中动量方程的简化形式。它没有考虑壅水效应、进口/出口损失、逆向流动或压力流动。它最适合于陡坡（例如 $>0.1\%$ ）的管渠，结合高速度的浅流。与动态波分析需要的相比，结合较大的时间步长，通常它可以维护数值稳定性。如果前述效应不期望很显著，那么该选项可能是准确有效的水力分析方法，尤其针对长期模拟。

因为运动波分析忽略了惯性和压力，在应用中具有限制：

1. 它仅仅分析直链网络（管渠沿着顺坡方向，不会在相同节点开始和结束）。
2. 汇接点最多有一条为管渠的出水管段。
3. 分流器节点具有必须为管渠的两条出水管段。
4. 蓄水节点具有任何类型的任何数量出水管段。
5. 除了蓄水节点，忽略管渠的上游偏移。

SWMM 也提供了恒定流分析选项，假设每一计算时间步长内的流动是均匀恒定流。它简单将管渠上游端的进流量变化曲线转化到下游端，没有滞后或形状变化。曼宁公式用于将流量与过流面积（或深度）相关。它受制于与运动波方法相同的局限性。因为它忽略了自由表面波传播的动态性，它仅仅适合于长期连续模拟的粗略初步分析。

表 2-1 比较了水力分析动态波和运动波方法的特征和局限性。当向下游演算，通过一系列管渠时，动态波求解趋向于减缓和弥散进流量变化曲线；同时运动波求解说明没有衰减，没有弥散，以及流量变化曲线形状的一些扭曲。该特征如图 2-2 所示（来自 Miller (1984)），说明在 100 英尺宽度的矩形渠道，1%坡度，曼宁 n 为 0.06，向下演算进流量变化曲线的结果。

表 2-1 动态波和运动波求解的特征和局限性

特征	动态波	运动波
网络拓扑	支状和环状	仅仅支状
分流	可	结合分流节点
逆坡	可	否
内底偏移	可	忽略
提升	可	仅仅来自蓄水节点
堰和孔口	可	仅仅来自蓄水节点
积水溢流	可	可
边侧渗漏	可	可
蒸发	可	可
局部损失	可	否
涵洞分析	可	否
流量变化曲线衰减	可	否
壅水效应	可	否
超载/压力流	可	否
逆向流动	可	否
潮汐效应	可	否

2.3 边界和初始条件

2.3.1 边界条件

SWMM 输送网络模型必须利用两类边界条件：

1. 网络内每一排放口节点处维护的水头；
2. 网络内特定节点接受的外部进流量。

这两类条件可随时间变化。只有动态波分析需要排放口节点水头。第 2.1.2 部分描述了指定它们数值的可用选项。外部进流量来自以下源头：

- 子汇水面积径流；
- 地下水排放；
- 降雨致入渗/入流（RDII）；
- 用户定义值。

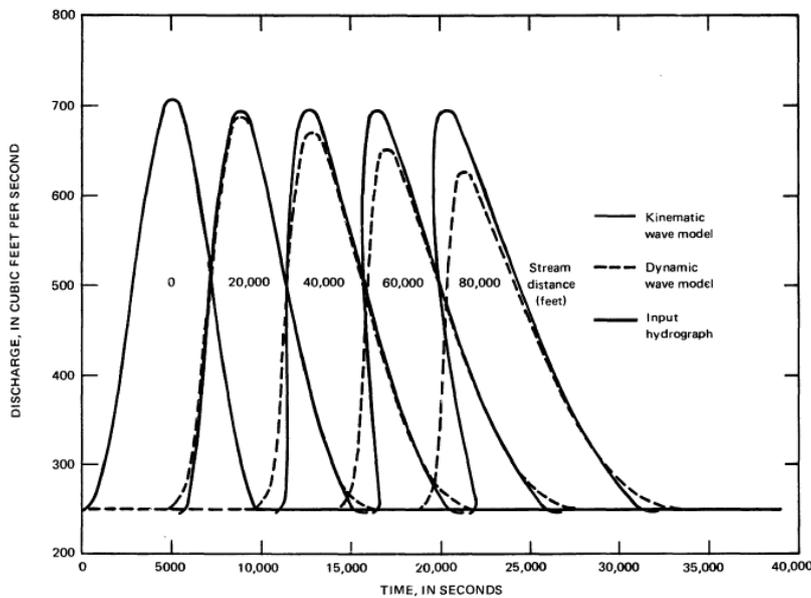


图 2-2 动态波和运动波求解的比较 (from Miller, 1984)

通常由 SWMM 水文模块提供与时间相关的径流、地下水和 RDII 进流量 (见第 I 卷)。它自动将这些源头在每一时间步长的每一计算流量, 连接到指定的接受节点。(产生径流的每一 SWMM 子汇水面积对象赋给接受该径流的输送系统节点。见图 1-2。)

用户定义的外部进流量可以联系到网络中的任意节点。它们通常用于描述污水管道系统中的晴天污水流量、自然河道中的基流量或者缺乏任何水文模拟中的进流量。它们表示格式如下:

$$\text{时刻 } t \text{ 的流量} = (\text{基准值}) \times (\text{基准模式因子}) + (\text{比例因子}) \times (\text{时刻 } t \text{ 的时间序列值})$$

基准值为特定常数值。基准模式为结合基准值的重复性小时、日和月乘子组合。时间序列值为时间变化值, 比例因子为用于每一时间序列值的常数乘子。时间序列值可以按照等分间隔时间指定, 结合用于获得中间时刻数值的内插方法。

2.3.2 初始条件

开始水力分析之前, 必须指定输送网络中所有节点水头和管段流量在时刻 0 的初始条件集。所有这些数值缺省设置为 0, 此外用户可以指定所选节点的初始水头和所选管渠管段的初始流量。

赋给管渠管段的任何初始流量, 假设代表了均匀恒定流条件。因此它的水深可以设置为通过曼宁公式确定的正常水深, 见第 5.5.2 部分的描述。由该水深可以求得管渠的初始过流断面面积, 它对于运动波分析是需要的。

对于动态波分析, 如果无蓄水非排放口节点没有赋以初始水头, 那么它的初始水头设置等于输送流量到它的管渠中初始水深的平均标高。

第 3 章 动态波分析

管渠输送系统内水的运动，通过渐变非恒定自由表面流的质量和动量守恒方程控制。动态波分析求解这些方程的完整形式，因此产生了理论上最准确的结果。它可以考虑渠道蓄水、壅水效应、进口/出口损失、逆向流动和压力流动。因为它耦合了节点水位和管渠流量的解，可用于各种网络布局，甚至包含多个下游分流和环路的那些。它是受制于显著壅水系统需要选择的方法，由于下游流动约束，以及通过堰和孔口的流量调整。该通用性具有代价，必须将很小的时间步长用于维护数值稳定性。

动态波模拟在 1983 年首次在 SWMM 第 3 版引入，作为单独的模块，称作 EXTRAN（拓展迁移）(Roesner et al., 1983)。它采用的节点-管段求解方法，最初见 Sacramento-San Joaquin Delta Model (Shubinski et al., 1965) 和 WRE Transport Model (Kibler et al., 1975)。尽管具有更强有力的求解技术（例如隐式有限差分方法 (Cunge et al., 1980) 和冲击捕获有限体积方法 (Toro, 2001)），SWMM 5 继续使用 EXTRAN 的节点-管段方法，结合增强稳定性方面的修改，因为它的简单性和多功能性。

3.1 控制方程组

通过管渠的非恒定自由表面流的质量和动量守恒，称作圣维南方程组，可表示为：

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{连续性} \quad (3-1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2 / A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad \text{动量} \quad (3-2)$$

式中

- x ——距离 (ft)；
- t ——时间 (sec)；
- A ——过流断面积 (ft²)；
- Q ——流量 (cfs)；
- H ——管渠中水头 ($Z+Y$) (ft)；
- Z ——管渠内底标高 (ft)；
- Y ——管渠水深 (ft)；
- S_f ——摩擦坡度 (单位长度水头损失)；
- g ——重力加速度 (ft/sec²)。

这些方程的推导见标准课本，例如 Henderson (1966), Cunge et al. (1980) 和 French (1985)。假设它们的根据是：

1. 一维流动；
2. 水静压力；
3. 渠床坡度倾角的余弦接近一；
4. 边界摩擦的表示方式与恒定流相同。

摩擦坡度 S_f 可根据模拟恒定均匀流的曼宁公式表示：

$$S_f = \left(\frac{n}{1.486} \right)^2 \frac{Q|U|}{AR^{4/3}} \quad (3-3)$$

式中

n ——曼宁粗糙系数 (sec/m^{1/3})；

R ——过流断面的水力半径 (ft)；

U ——流速，等于 Q/A (ft/sec)。

1.486 用于将 m^{1/3} 转变为 ft^{1/3}。速度项使用绝对值符号，使得 S_f 为单向数量（因为 Q 可以为正值或负值），保证摩擦力总是与流向相反。大范围渠道表面和管道材料的曼宁粗糙系数，见附录 G。

对于特定断面形状，过流面积 A 为水深 Y 的已知函数，水深 Y 由水头 H 确定。于是这些方程中的因变量为流量 Q 和水头 H ，它们是距离 x 和时间 t 的函数。为求解单条长度 L 管渠的这些方程，需要时刻 0 的 H 和 Q 的一组初始条件，以及所有时刻 t 在 $x = 0$ 和 $x = L$ 处的边界条件。

连续性方程 3-1 与动量方程 3-2 合并，产生了管渠的以下动量方程（细节见以下文本框）：

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = 2U \frac{\partial A}{\partial t} + U^2 \frac{\partial A}{\partial x} - gA \frac{\partial H}{\partial x} - gAS_f \quad (3-4)$$

连续性和动量方程的合并

动量方程 3-2 中的 $\partial(Q^2/A)/\partial x$ 项表达为：

$$\frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} = \frac{\partial(U^2A)}{\partial x} = 2AU \frac{\partial U}{\partial x} + U^2 \frac{\partial A}{\partial x} \quad (a)$$

由 $Q = UA$ ，连续性方程 3-1 写为：

$$\frac{\partial A}{\partial t} + A \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial A}{\partial x} = 0 \quad (b)$$

(b) 的两侧同乘以 U ，重新布置，得到：

$$AU \frac{\partial U}{\partial x} = -U \frac{\partial A}{\partial t} - U^2 \frac{\partial A}{\partial x} \quad (c)$$

将它代入 (a) 的右手侧，得到：

$$\frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} = -2U \frac{\partial A}{\partial t} - U^2 \frac{\partial A}{\partial x} \quad (d)$$

将 (d) 代入 3-2，重新布置，给出最后结果：

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = 2U \frac{\partial A}{\partial t} + U^2 \frac{\partial A}{\partial x} - gA \frac{\partial H}{\partial x} - gAS_f \quad (e)$$

该方程可计算管渠中流动时间轨迹的同时，另一关系式需要针对水头完成类似的工作。输送网络的 SWMM 节点-管段表示，见示意图 3-1，通过提供输送网络内链接管渠的汇接点连续性关系完成。如图所示，假设在节点以及进入和离开它的管渠的水面标高存在水面连续性。

可能有两类节点。非蓄水汇接点假设该点容积和表面积为零；蓄水节点（例如池塘和水箱）包含了容积和表面积。

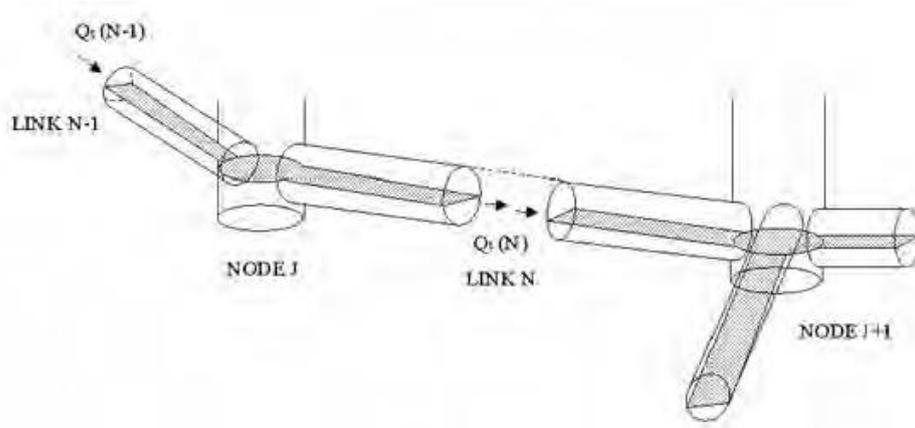


图 3-1 SWMM 中输送网络的节点-管段表示 (from Roesner et al, 1992)

每一“节点集合”包含了节点本身及其相连每一管段长度的一半。集合的流量守恒需要容积随时间的变化，等于进流量和出流量之差。公式形式为：

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V}{\partial H} \frac{\partial H}{\partial t} = A_s \frac{\partial H}{\partial t} = \sum Q \quad (3-5)$$

式中：

V ——节点集合容积 (ft^3)；

A_s ——节点集合表面积 (ft^2)；

$\sum Q$ ——节点组合的净流量 (进流量 - 出流量) (cfs)。

$\sum Q$ 项包括连接到节点的管渠流量，以及任何外部进流量，例如雨天径流或晴天污水流量。

每一节点集合的表面积包含了节点的蓄水表面积 A_{SN} (如果它是蓄水节点)，加上连接它的管段贡献的表面积 $\sum A_{SL}$ ，式中 A_{SL} 为连接管段贡献的表面积。于是节点连续性方程可写为：

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\sum Q}{A_{SN} + \sum A_{SL}} \quad (3-6)$$

连接节点的管渠末端水深，可以计算为节点水头与管渠内底标高之差。节点和管段表面积为各自水深的函数。

公式 3-4 和 3-6 提供了求解输送网络管渠中流量 Q 和节点水头 H 的偏微分方程耦合组。因为它们不能够解析求解，需要数值求解。

3.2 求解方法

以下材料用于仅包含了管渠的网络。流量控制设施（水泵、孔口和堰）和其他过程（渗漏、蒸发和局部损失）的包含，将在本手册随后章节中说明。

公式 3-4 和 3-6 中的空间和时间导数，可以利用以下有限差分近似替换：

$$\frac{\partial A}{\partial x} = \frac{(A_2 - A_1)}{L} \quad (3-7)$$

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{(H_2 - H_1)}{L} \quad (3-8)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{\Delta \bar{A}}{\Delta t} \quad (3-9)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{\Delta Q}{\Delta t} \quad (3-10)$$

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\Delta H}{\Delta t} \quad (3-11)$$

式中

A_1 ——管渠上游端过流面积 (ft²)；

A_2 ——管渠下游端过流面积 (ft²)；

H_1 ——管渠上游端水头 (ft)；

H_2 ——管渠下游端水头 (ft)；

L ——管渠长度 (ft)；

Δt ——时间步长 (sec)；

$\Delta \bar{A}$ ——时间步长 Δt 内平均过流面积变化 ($\bar{A}^{t+\Delta t} - \bar{A}^t$) (ft²)；

ΔQ ——时间步长 Δt 内平均过流面积变化 ($Q^{t+\Delta t} - Q^t$) (cfs)；

ΔH ——时间步长 Δt 内平均过流面积变化 ($H^{t+\Delta t} - H^t$) (ft)。

上标是指时段。

将这些有限差分近似代入管段动量方程 3-4，利用公式 3-3 替换 S_f ，并利用管渠长度上平均数值代替 A 、 U 和 R （通过分值说明），管段动量方程的有限差分形式写为：

$$\frac{\Delta Q}{\Delta t} = 2\bar{U} \frac{\Delta \bar{A}}{\Delta t} + \bar{U}^2 \frac{(A_2 - A_1)}{L} - g\bar{A} \frac{(H_2 - H_1)}{L} - g\eta^2 \frac{Q|\bar{U}|}{\bar{R}^{4/3}} \quad (3-12)$$

式中 $\eta = n/1.486$ 。 A 、 U 和 R 的平均值可用随后第 3.3.1 部分描述的水头 H_1 和 H_2 近似。

节点连续性方程 3-6 的有限差分形式为：

$$\frac{\Delta H}{\Delta t} = \frac{\sum Q}{A_{SN} + \sum A_{SL}} \quad (3-31)$$

为了求解公式 3-12，SWMM 的以前版本使用了显式前向欧拉方法（更精确地说，为两步修改欧拉方法）；其中时刻 t 的 Q 、 H 、 A 、 \bar{A} 、 \bar{U} 和 \bar{R} ，用于求解时刻 $t + \Delta t$ 的 Q 。然后利用新的管渠流量求解公式 3-13，求得时刻 $t + \Delta t$ 的新水头值 H 。

为了改善稳定性，SWMM 5 采用隐式欧拉方法（Ascher and Petzold, 1998）。该方法中，公式 3-12 改写为：

$$Q^{t+\Delta t} = \frac{Q^t + \Delta Q_{inertia} + \Delta Q_{pressure}}{1 + \Delta Q_{friction}} \quad (3-14)$$

式中

$$\Delta Q_{inertia} = 2\bar{U}(\bar{A}^{t+\Delta t} - \bar{A}^t) + \bar{U}^2 \frac{(A_2 - A_1)}{L} \Delta t \quad (\text{惯性项}) \quad (3-14a)$$

$$\Delta Q_{pressure} = -g\bar{A} \frac{(H_2 - H_1)}{L} \Delta t \quad (\text{压力项}) \quad (3-14b)$$

$$\Delta Q_{friction} = g\eta^2 \frac{|\bar{U}| \Delta t}{\bar{R}^{4/3}} \quad (\text{摩擦项}) \quad (3-14c)$$

以及 H 由它推导的量 A , \bar{A} , \bar{U} 和 \bar{R} ，均在新的时刻 $t + \Delta t$ 估计。节点连续性方程 3-12 的有限差分形式可表示为：

$$H^{t+\Delta t} = H^t + \frac{\Delta t (\sum Q^t + \sum Q^{t+\Delta t})}{(A_{SN} + \sum A_{SL})^{t+\Delta t}} \quad \text{针对非排放口节点} \quad (3-15a)$$

$$H^{t+\Delta t} = H_{Outfall} \quad \text{针对排放口节点} \quad (3-15b)$$

$H_{Outfall}$ 为用户提供的数值，设置了末端排放口节点的水头。它可以为常数值、由用户提供时间序列中提取的数值，或者连接管渠中临界或正常水深标高。对于后一选项，内部将临界或正常深度计算为管渠流量和几何尺寸的函数，将在第 5 章描述。

公式 3-14 和 3-15 可以利用函数迭代，在给定时间步长 Δt 上隐式求解（也称作连续近似或 Picard 方法）。该方法在文本框“动态波求解过程”中描述。因为流量和水头更新，一次一条管渠和节点，而不是同时的；为了管渠和管段评价，每一时间步长的结果在次序中是不变的。这允许求解过程的步骤 2 和 4 利用多处理器计算机中并行独立线程运行执行，显著缩短计算时间。

3.3 计算细节

3.3.1 平均断面属性

公式 3-14 的流量更新，需要待求管渠的平均面积（ \bar{A} ），水力半径（ \bar{R} ）和流速（ \bar{U} ）的数值。这些数值利用最近在管渠一端估计水头 H^{last} 的水头 H_1 和 H_2 计算。管渠上游端水深 Y_1 计算为：

$$Y_1 = \begin{cases} 0; & H_1 \leq Z_1 \\ H_1 - Z_1; & Z_1 < H_1 \leq Z_1 + Y_{full} \\ Y_{full} & H_1 > Z_1 + Y_{full} \end{cases} \quad (3-16)$$

式中 Z_1 为管渠上游端的内底标高； Y_{full} 为管渠的满流深度。使用 H_2 和 Z_2 的类似表达式计算管渠下游端的 Y_2 。

动态波求解过程

以下步骤用于更新给定时间步长从 t 到 $t + \Delta t$ 的管段流量和节点水头，针对动态波分析：

1. 最初令 Q^{last} 和 H^{last} 分别为时刻 t 每一管段中的流量和每一节点中的水头。时刻 0 处，这些数值为用户提供的初始条件。

2. 求解公式 3-14，产生每一管段时刻 $t + \Delta t$ 的新流量估计 Q^{new} ；根据 H^{last} 求 A ， \bar{A} ， \bar{U} 和 \bar{R} 的数值。

3. 利用松弛因子 θ 合并 Q^{new} 和 Q^{last} ，产生加权数值 Q^{new} ：

$$Q^{new} = (1 - \theta)Q^{last} - \theta Q^{new}$$

4. 由公式 3-15 计算每一节点处的 H^{new} 值，利用 $Q^{t+\Delta t}$ 的 Q^{new} 和水头 H^{last} 估计 $A_s^{t+\Delta t}$ 。

5. 正如流量计算，将松弛因子用于合并 H^{last} 和 H^{new} ：

$$H^{new} = (1 - \theta)H^{last} - \theta H^{new}$$

6. 对于每一节点，如果 H^{new} 充分接近 H^{last} ，那么过程中止，并将 Q^{new} 和 H^{new} 作为时刻 $t + \Delta t$ 的解。否则，设置 H^{last} 和 Q^{last} 分别等于 H^{new} 和 Q^{new} ，返回到步骤 2。

注意：

1. 松弛因子 θ 设置为 0.5。
2. 可以由用户设置收敛精度和最大试算次数。它们的缺省数值分别为 0.005 英尺和 8。
3. 对于一端节点水头已经收敛的管段，可以跳过步骤 2 和 3，并令 Q^{new} 等于 Q^{last} 。

由平均水深 $\bar{Y} = (Y_1 + Y_2)/2$ 处的管渠断面几何尺寸，计算 \bar{A} 和 \bar{R} 值。计算公式在本手册第 5 章描述。将当前的流量数值 Q^{last} 除以平均面积 \bar{A} ，求得平均流速 \bar{U} 。

此外，用于公式 3-14 中压力项和摩擦项的平均面积和水力半径，为上游加权的，为了反映管渠流量怎样接近急流。急流仅受上游条件影响（即，波的干扰仅仅在下游方向传播）。权重根据对应于 Q^{last} 的佛汝德数 Fr 推导：

$$Fr = \frac{|\bar{U}|}{\sqrt{g\bar{A}/\bar{W}}} \quad (3-17)$$

式中 \bar{W} 为平均深度 \bar{Y} 的顶部水面宽度。(满管封闭管渠下, Fr 设置为 0)。于是因子 σ 计算为:

$$\sigma = \begin{cases} 1; & Fr \leq 0.5 \\ 2(1 - Fr); & 0.5 < Fr < 1 \\ 0 & Fr \geq 1 \end{cases} \quad (3-18)$$

它用于修改公式 3-14b 中的平均面积和公式 3-14c 中平均水力半径, 如下:

$$\bar{A}' = A_1 + \sigma(\bar{A} - A_1) \quad (3-19)$$

$$\bar{R}' = R_1 + \sigma(\bar{R} - R_1) \quad (3-20)$$

式中 A_1 和 R_1 分别为根据上游水深 Y_1 确定的过流面积和水力半径。

3.3.2 表面积计算

正常条件下, 管渠贡献于上游节点的表面积 (A_{SL1}) 为管渠上游一半的平均水面顶宽乘以管渠长度的一半。公式形式为:

$$A_{SL1} = \left(\frac{W(Y_1) + W(\bar{Y})}{2} \right) \frac{L}{2} \quad (3-21)$$

式中 $W(Y)$ 为给定水深 Y 和 $\bar{Y} = (Y_1 + Y_2)/2$ 处的过流断面顶宽。类似的表达式用于计算下游表面积 A_{SL2} 。 $W(Y)$ 根据管渠断面几何尺寸计算, 见第 5 章描述。

因为排水管道系统经常结合检查井内底不连续性建设, 它们可能遇到自由跌落条件, 接受流量的节点水面标高低于管道内底标高或者临界水深。在注水或放水时段, 管渠也出现一端或另一端干燥情况。这些条件需要做出调整, 以水深赋值方式, 以及计算怎样的表面积。

图 3-2 说明了影响表面积计算的各种类型特殊流态:

1. 情况一为缓流的正常条件, 其中水深和表面积按照前面描述计算。
2. 情况二表示了下游临界条件。管渠具有下游偏移, 节点处水位低于临界水深。设置下游深度等于对应于当前流量的临界深度和正常深度较小值; 所有管渠表面积赋给上游节点。
3. 情况三为临界上游条件。具有逆向流动, 结合自由跌落排放到上游节点。等价于情况二的调整, 但是结合上游和下游逆向的定义。
4. 情况四说明了上游干燥条件。管渠上游端干燥, 下游端水位低于管渠上端内底。如果具有上游内底偏移, 那么没有表面积赋给上游节点。补充的规则集用于下游干燥条件的相反情况。

表 3-1 总结了各种水流条件, 以及对每一种做出的调整。给定流量和断面积和尺寸的临界深度和正常深度的计算过程, 见本手册的第 5 章。

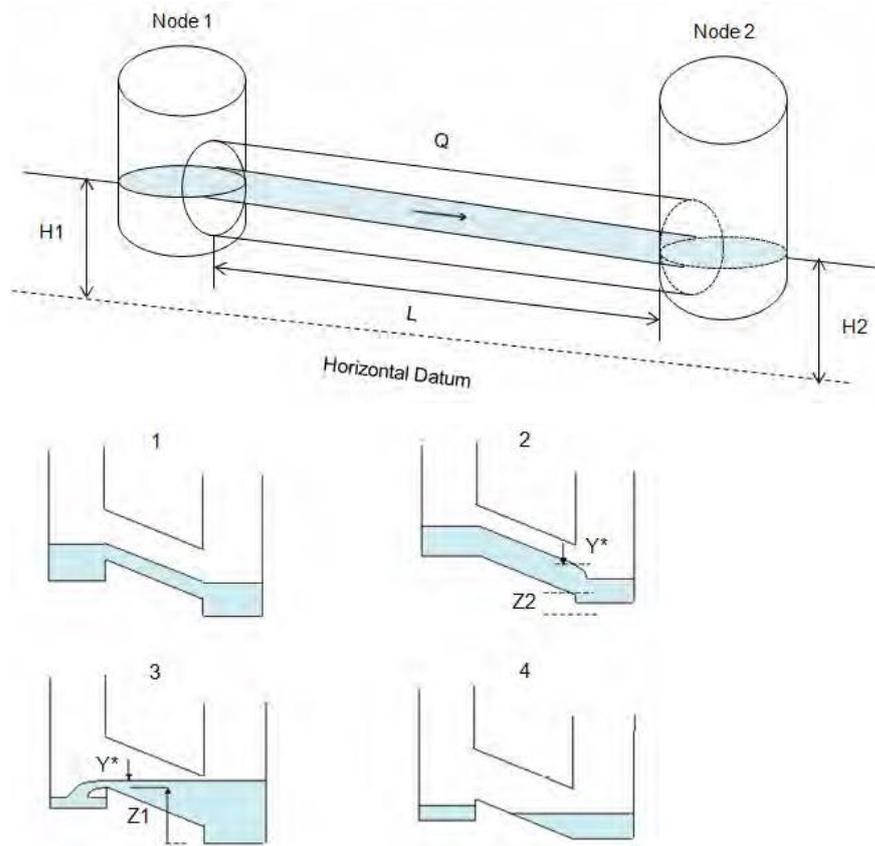


图 3-2 动态波分析的特殊流态

表 3-1 各种动态波流态的面积调整

条件	准则	调整
上游干燥	$Y_1 = 0$ $Z_1 > E_1$	如果 $H_2 \leq Z_1$, $A_{SL1} = 0$; 否则利用上游临界调整
下游干燥	$Y_2 = 0$ $Z_2 > E_2$	如果 $H_1 \leq Z_2$, $A_{SL2} = 0$ 否则利用下游临界调整
上游临界	$Q < 0$ $Z_1 > E_1$ $H_1 - Z_1 < Y^*$	$Y_1 = Y^*$ $H_1 = Y^* + Z_1$ $A_{SL1} = 0$ $A_{SL2} = L(\bar{W} + W_2) / 2$
下游临界	$Q > 0$ $Z_2 > E_2$ $H_2 - Z_2 < Y^*$	$Y_2 = Y^*$ $H_2 = Y^* + Z_2$ $A_{SL2} = 0$ $A_{SL1} = L(\bar{W} + W_1) / 2$
注:		
1. E_1 ——上游节点内底标高; E_2 ——下游节点内底标高。		
2. Z_1 ——上游管渠内底标高; Z_2 ——下游管渠内底标高。		
3. Y^* ——当前管渠流量下临界水深和正常水深的较小值。		
4. 调整后的 H 值仅用于流量更新公式 3-14, 不能够替换节点水头值。		

最后，为了防止节点水头变化公式 3-15 免于当表面积变得很小时没有限制；提出全局最小表面积 A_{Smin} 如下：

$$A_S = \max(A_{Smin}, A_{SN} + \sum A_{SL}) \quad (3-22)$$

它的缺省数值为 12.56 sq ft（即 4 ft 直径检查井的面积），这可通过用户重载。这是严格上一个计算装置，没有将容积添加到汇接点（其中 $A_{SN} = 0$ ），也没有将它改变为蓄水节点。

3.3.3 惯性阻尼

已经发现，当流量在缓流和激流状态之间转换，降低圣维南方程组中惯性项的贡献，改善了求解稳定性（见 Fread et al. (1996)，这称作当地部分惯性技术）。SWMM 5 提供了选项，为了将前述 σ 因子用于阻尼流量更新公式 3-14 中的惯性项 $\Delta Q_{inertia}$ 。正如由公式 3-18 看到的，当佛汝德数高达 0.5 时，因子为 1；佛汝德数处于 1 以上时，为 0；这两者之间为线性变化。阻尼因子 σ 在逐个管渠计算和使用。

SWMM 5 提供的另一选项是完全忽略惯性项。它对应于称作圣维南方程组的局部惯性形式（de Almeida and Bates, 2013）。它略去动能方程 3-2 的平移加速度项（ $\partial(Q^2/A)/\partial x$ ），得出在所有管渠中 $\Delta Q_{inertia}$ 为 0。（它与扩散波形式是不同的，它也省略了动能方程的当地加速度项（ $\partial Q/\partial t$ ）。）该选项也得到快速流量变化时段改善的稳定性。

3.3.4 流量约束

每一时刻对于上游水深和管渠坡度，利用公式 3-14 计算新的流量，检查它是否通过正常流动数值限制。以下准则用于该检查：

1. 计算流量为正值。
2. 管渠为非满流。
3. 管渠没有落在表 3-1 中所列的任何类型中（上游/下游干燥或上游/下游临界）。
4. 水面坡度小于管渠坡度，或者根据上游速度和水深的流体佛汝德数大于 1。

最后一个准则限于仅仅坡度，仅仅佛汝德数，或者坡度或佛汝德数作为程序选项。当满足所有这些准则时，流量限于不超过曼宁公式利用上游条件求得的（ Q_{norm} ）：

$$Q_{norm} = \frac{1.49}{n} A_1 R_1^{2/3} \sqrt{S_0} \quad (3-23)$$

式中 S_0 ——管渠坡度。也要检查其他两个流量限制条件。如果管渠赋以流量上限，那么流量不允许超过该数值。如果管渠包含了拍门，且计算流量为负值，那么流量设置为 0。

3.3.5 超载条件

当所有连接的管渠均为满流，或者节点水位超过了所连接最高管渠的内顶时，SWMM 定义该节点处于超载条件（见图 3-3）。应注意，超载（或压力）流动可能出现在两端节点没有

超载的封闭管渠中。例如，如果图 3-3 中节点水位高于管道 N + 1 的内底，但是低于它的内顶，那么管道 N 和 N - 1 将保持有压（假设它们在上游端为满流），而节点本身不再超载。

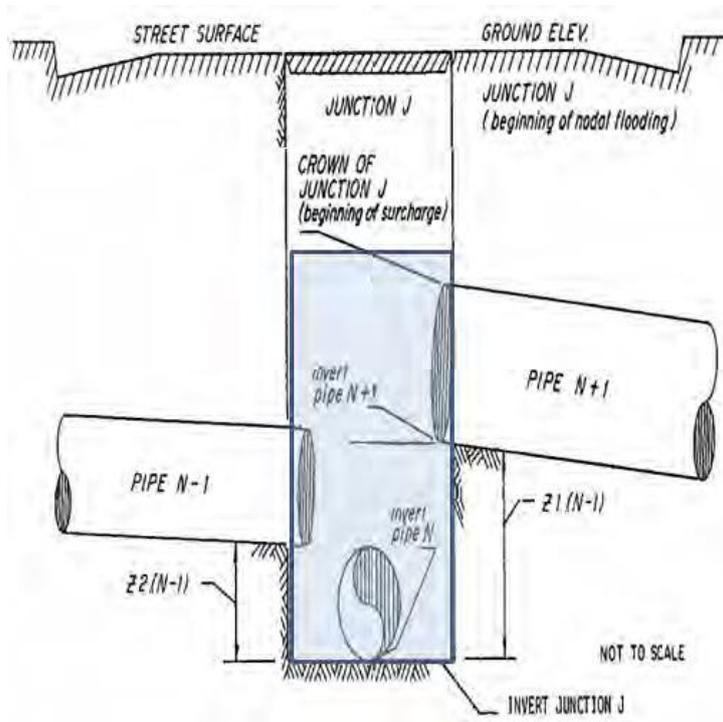


图 3-3 超载节点示意图

当节点超载时，管渠中没有更多容积，吸收节点处进流量和出流量之间的差值。于是流量连续性方程 3-5 中的 $\partial V / \partial t$ 为 0，超载节点连续性条件变为：

$$\sum Q = 0 \quad (3-24)$$

为了更新新时间步长的节点水头，该公式是不充分的，因为它仅仅包含了流量。此外，因为没有同时求解系统的流量和水头更新方程；不能够保证超载节点处保持达到流量解之后的条件。

为了强化超载流连续性条件，它可以表达为扰动方程：

$$\sum \left[Q + \frac{\partial Q}{\partial H} \Delta H \right] = 0 \quad (3-25)$$

式中 ΔH ——为了达到流量守恒，必须做出的节点水头调整值。为求解 ΔH ，得到：

$$\Delta H = \frac{-\sum Q}{\sum \partial Q / \partial H} \quad (3-26)$$

式中在所有连接到问题节点的管渠上求和。

管渠中流量关于两端节点处的水头梯度，可以通过微分流量更新公式 3-14 估计，得到：

$$\frac{\partial Q}{\partial H} = \frac{-g\bar{A}\Delta t / L}{1 + \Delta Q_{friction}} \quad (3-27)$$

$\partial Q / \partial H$ 的分子具有负号，因为当估计 ΣQ 时，离开节点的流量认为是负值，进入节点的流量为正值。同时对每一管段计算，管段流量在第 3.3 部分描述的迭代过程步骤 2 更新。超载公式 3-26 类似于压力配水网络 Hardy Cross 方法中使用的水头更新公式 (Bhave, 1991)。

为容纳节点超载，更新节点水头的迭代过程步骤 4，修改如下。首先检查节点，查看它是否处于超载，即，它不是蓄水或排放口节点，具有高于最高连接管渠顶部 H_{crow} 的 H^{last} 。如果没有超载，使用公式 3-15，正如更新水头之前的。否则公式 3-26 的以下修改形式，用于估计时刻 $t + \Delta t$ 的新水头 H^{new} ：

$$H^{\text{new}} = H^t + \frac{\alpha \sum Q^{\text{new}}}{(1 - \beta) \sum (\partial Q / \partial H)^{\text{last}} + \beta A_s^{\text{last}} / \Delta t} \quad (3-28)$$

式中

α ——参数，仅仅具有出流管线的上端节点，取 0.6；否则取 1.0。

$$\beta = \exp(-15.0 f_H)$$

$$f_H = (H^{\text{last}} - E) / (H_{\text{crown}} - E) - 1$$

H_{crown} ——节点最高连接管渠的内顶标高 (ft)；

E ——节点内底标高 (ft)；

A_s^{last} ——没有超载的最后时刻节点表面积 (ft²)。

α 因子用于降低上游终端节点处水头中的摆动，仅仅具有出流管段的 (Roesner et al., 1992)。 β 因子有助于减少水头扰动，当节点首先开始超载时 (Roesner et al., 1980)。低超载深度处，它使得水头更新公式中的分母，为纯超载公式 3-26 和表面积公式 3-15 的加权组合。当水位上升到高于最高管渠 25% 时，公式为 98% 的纯超载。

用于 ΣQ 的流量数值，为根据求解过程步骤 3 发现的新流量估计。 $\partial Q / \partial H$ 数值是步骤 2 最后评估的那些。最后，经验测试说明当处于松弛下，没有用于求解过程步骤 5 的 H^{new} 超载出现时，获得更牢靠的性能。

3.3.6 洪水和积水

每一非排放口节点由用户赋以最大允许水头 H_{max} ，它包括节点处可能存在的最大自由水面标高，加上可选“超载”深度（允许压力流）。例如，如果节点为检查井汇接点 H_{max} ，通常将为地面标高。如果它为蓄水设施，当装置满流时将为水面标高。对于自然渠道之间的交汇，它将为最高渠道的顶部。对于连接管段的配件，它将为最高管道顶部。后一种情况中，大的超载深度（例如数百英尺）应赋给配件汇接点，以便相连管道为压力流，如果需要。检查井交汇也可能赋给超载深度，如果它具有栓接盖子。

通常迭代求解过程步骤 5 中当计算节点处新的水头估计 H^{new} 超过 H_{max} 时，它设置为 H_{max} ，且节点变得积水。与该条件下相应的溢流量 Q_{ovfl} 为通过当前时间步长下节点看到的平均净

流量（进流量 - 出流量）：

$$Q_{\text{ovfl}} = 0.5(\sum Q^t + \sum Q^{t+\Delta t}) \quad (3-29)$$

于是该流量从系统中损失掉，与进入终端排放口节点的流量相同。

存在没有超载深度的汇接点选项（于是总是维护自由表面），为了过分洪水在节点顶部蓄积（见图 3-4）。该情况中，用户赋以节点一个“积水面积”参数 A_p ，创建了节点顶部虚拟的蓄水面积，且 H^{new} 不再局限于 H_{max} 。当 H^{new} 超过 H_{max} 时，积水节点处理为正常蓄水节点，其水头利用常规非超载公式 3-15 更新，结合 $A_{\text{SN}} = A_p$ 。它的唯一例外是，在时间步长内节点具有低于 H_{max} 的水头与高于 H_{max} 的积水水头之间转换。该情况中，更新的水头限于略微小于 H_{max} （或者在相反情况中低于它），为了避免转换中水头的宽翼。

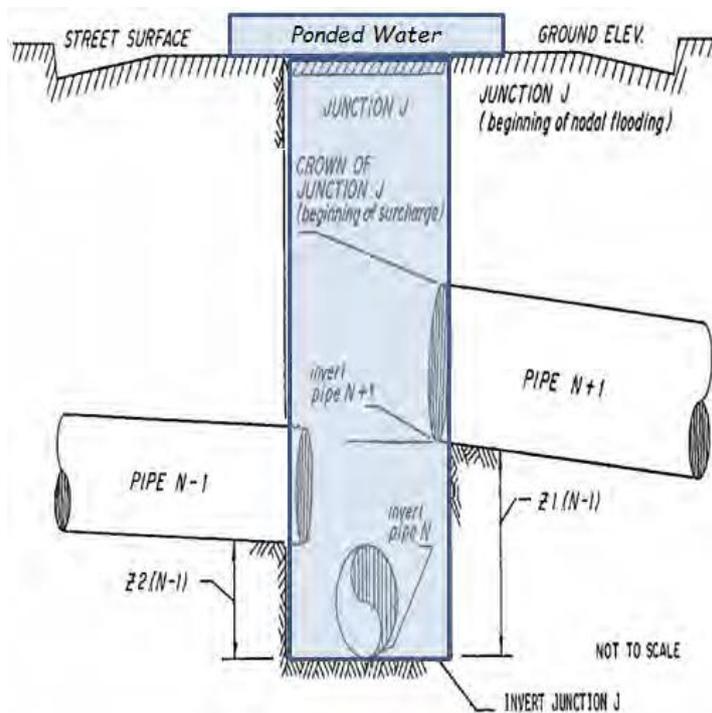


图 3-4 汇接点之上过量积水

当节点允许积水时，积水没有从系统损失。节点之上的积水深度，在过分流量时段（即进流量大于出流量）上升，并在流量缺乏时段下降。对于给定过量流量（或者缺乏），与具有很小积水面积的相比，具有大型积水面积的节点将看到积水深度的较小变化。哪些节点选择积水，以及赋以各自的积水面积，将取决于当地地形，通常沿着平坦段或排水系统洼地点出现。

3.3.7 特殊条件总结

前面第 3.2 部分描述的动力波分析，用于基本迭代求解过程的特殊条件总结如下：

1. 上游权重，根据当前水流的佛汝德数，用于压力项中的平均面积，以及用于流量更新公式 3-14 的摩擦项中平均水力半径（见第 3.3.1 部分）。
2. 可选惯性阻尼，再次根据佛汝德数，用于流量更新公式 3-14 的惯性项（见第 3.3.2 部分）。

3. 通过到达水头更新公式 3-15 中管渠的两端节点，当出现临界水深或干燥条件时，修改贡献的表面积（见第 3.3.3 部分）。

4. 通过水面坡度和/或佛汝德数准则保证，管渠更新流量仅限于曼宁正常流动（见第 3.3.4 部分）。

5. 当节点处于超载状态时，水头更新公式 3-15 替换为公式 3-28（见第 3.3.5 部分）。

6. 如果节点赋以积水面积时，那么结合公式 3-15，使用恒定表面积的虚拟蓄水装置；当它超过节点最大数值时，更新它的水头。否则节点水头不能够超过最大数值，以及它接受的任何过分进流量，将从系统中损失掉（见第 3.3.6 部分）。

3.4 数值稳定性

SWMM 动态波结果的数值稳定性，受到所选模拟时间步长的影响。数值不稳定性通过没有随着时间阻尼的流量和水面标高的摆动刻画。数值不稳定性的另一指标是节点，在每一时间步长它持续“放干”；尽管具有来自上游源头的恒定或者增加的进流量。

除了检查每一管渠和节点的结果，SWMM 5 在它的状态报告中提供了两种机制，有助于确定结果是否说明了不稳定。一个是系统的总体流量连续性误差。这是整个系统在模拟时段内进流量和出流量之差。如果该数值大于 5% 到 10%，那么其原因可能是数值不稳定性（尽管其他因素也可能影响了连续性误差）。

第二个机制为管段流量不稳定性指数（FII）。该指数计量管段中流量数值高于（或低于）原来和随后时段内流量的次数。指数关于这些“变换”期望次数的正规化，将在纯随机数值序列中出现，范围从 0 到 150。状态报告确定了具有最高五个 FII 的管段。不幸的是，因为 FII 没有考虑流量扰动的程度，它不可能确定不稳定性是否具有工程显著性。

圣维南方程组的稳定显式解，时间步长不能够大于动态波输送管渠长度需要的时间（Cunge et al., 1980）。这称作 Courant-Friedrichs-Lewy (CFL) 条件，可表示为：

$$\Delta t \leq \frac{L}{|U + c|} \quad (3-30)$$

式中 c ——波速，给出为：

$$c = \sqrt{gA/\bar{W}} \quad (3-31)$$

该条件的等价形式可写为：

$$\Delta t \leq \frac{L}{|U|} \left(\frac{Fr}{1+Fr} \right) Cr \quad (3-32)$$

式中 Fr 为流体佛汝德数（见公式 3-17）； Cr 为 Courant 数。后者服务为调整参数，确定希望在严格满足 CFL 条件（ $Cr=1$ ）中是保守性的（ $Cr < 1$ ）还是自由性的（ $Cr > 1$ ）。

尽管为了更新流量和水头，SWMM 5 求解方法使用了实际上的迭代隐式过程；它一次针对一条管渠和节点，而不是同时。元素之间没有空间耦合，不像无条件稳定隐式求解方法中那样。于是 CFL 条件仍旧使用，但不是很严格的（允许使用 Cr 数值大于 1）。

对于每一管渠可以利用管渠全满深度 Y_{full} 代替公式 3-31 中的 \bar{A}/\bar{W} 估计 Δt ，忽略公式 3-30 中的速度。于是求解的时间步长由最小数值 $L/\sqrt{gY_{full}}$ 的管渠确定。短的管渠导致小的时间步长和较长的计算时间。对于管渠长度在 200 到 400 英尺（通常为排水管道检查井之间的距离），以及满深度从 1 到 4 英尺，10 到 30 秒的时间步长应是充分的。

一个选项可用于人工增长短的管渠，以便满足给定用户提供的时间步长 Δt 的 CFL 条件。修改后的长度 L' 给出为

$$L' = \max\{L, \Delta t(\sqrt{gY_{full}} + Q_{full}/A_{full})\} \quad (3-33)$$

式中 Q_{full} 为满深度 Y_{full} 下估计的曼宁正常流动数值（公式 3-23）； A_{full} 为满深度的过流面积。使用该修改后的长度，替换第 3.4 部分介绍的公式中原始长度。为了做出人工延长管渠，具有等价于原来长度的过流阻力；调整它的坡度 S_0 和粗糙系数 n ；以便曼宁公式产生了相等的水头损失，对于原来的和延长的管渠，对于任何给定流量。延长管渠修改后的坡度 S'_0 为：

$$S'_0 = S_0\sqrt{L/L'} \quad (3-34)$$

修改后的粗糙度 n' 为：

$$n' = n\sqrt{L/L'} \quad (3-35)$$

管渠延长选项用于所有管渠，无论用户是否提供了非零数值，对于“延长”时间步长，用于公式 3-33 的。该时间步长不必与用于求解动态波方程的计算时间步长相同。

SWMM 5 可用的另一选项是，程序利用模拟中可以调整的变化计算时间步长。应满足用户提供的最小允许时间步长数值（ Δt_{min} ），最大允许时间步长（ Δt_{max} ），以及期望的 Courant 数（Cr）。任意时刻 t ，根据以下较小值计算下一时间步长：

1. 没有可忽略 Fr 的所有管渠中 $\frac{L}{|U|} \left(\frac{Fr}{1+Fr} \right) Cr$ 的最小值。
2. 没有超载的所有非排放节点中 $\frac{0.25(H_{crown} - E)}{\Delta H^t}$ 的最小值。

第二个条件防止了单一时间步长内的节点水头过分变化。这两个条件利用时刻 t 的流量和水头结果评价（ ΔH^t 为从前一时间步长求得的水头变化）。结果时间步长不允许小于 Δt_{min} ，也不允许大于 Δt_{max} 。时刻 0 使用的初始时间步长为 Δt_{min} 。

为了说明这些概念，考虑 2 ft×2 ft 矩形管渠，2,000 ft 长度，0.05% 的坡度，曼宁粗糙度为 0.015（见图 3-5）。当划分为 10 个等长度管段，每一个 200 ft，估计的稳定时间步长为 $200/\sqrt{32.2 \times 2} = 25$ 秒。当仅作为单一 2,000 ft 长度的管段时，它增加到 250 秒。

图 3-6 说明了这两种分析选项的出流量变化曲线，针对 1 小时的正弦进流量变化曲线，高峰流量 10 cfs（图中虚点线）。两种结果均是完全稳定的。结合较高空间分辨率的选项，产生了更加偏斜的流量变化曲线，高峰略低。

现在考虑当 10 段管渠结合固定时间步长 120 秒分析时会出现什么，与稳定的固定步长 25

秒相比，这是较大的。如图 3-7 所示，结果变得完全不稳定。当 120 秒作为可变时间步长的上限时，产生了稳定的结果。该情况中，SWMM 的状态报告说明，可变时间步长范围从 24 到 120 秒，平均为 42。

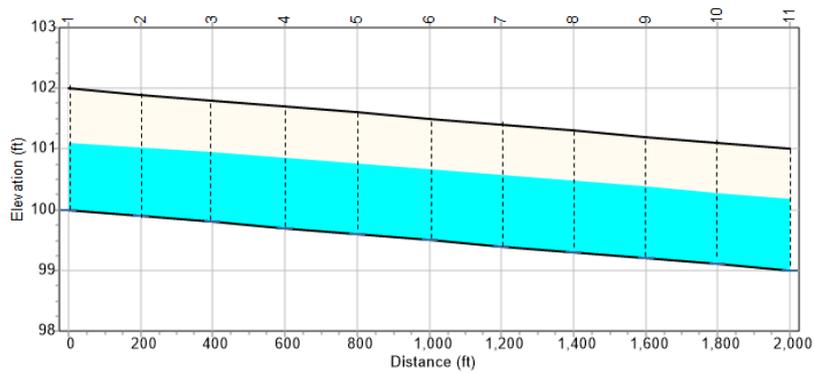


图 3-5 示例矩形管渠的剖面图（未按照比例）

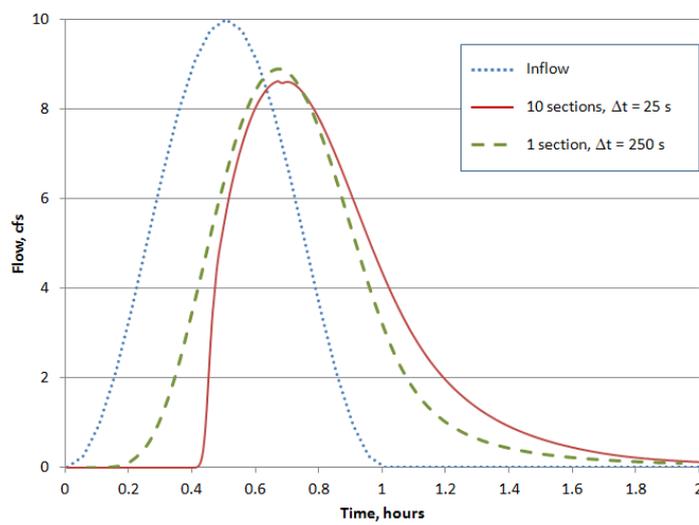


图 3-6 示例管渠 I 的出流量变化曲线

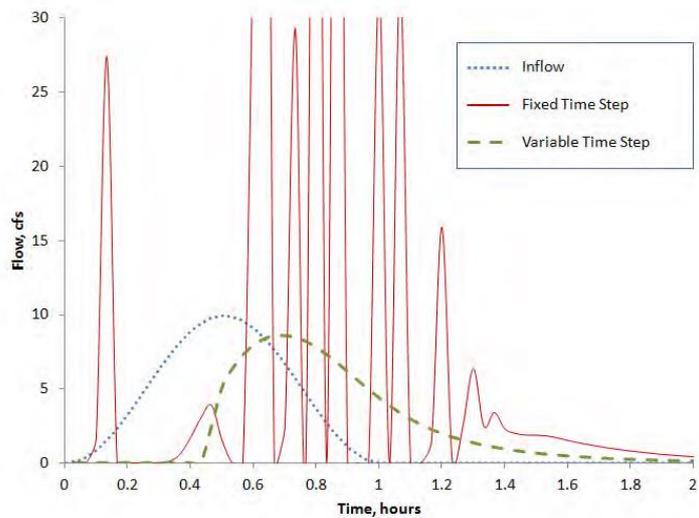


图 3-7 示例管渠 II 的出流量变化曲线

第 4 章 运动波分析

运动波模型由圣维南方程组的简化形式推导，它联合立了连续性方程和均匀流方程。它不能够模拟压力流、逆向流动或壅水效应。它最适合于陡坡管渠，受制于长历时的进流量变化曲线，产生了结合高速度的浅水流动（Ponce et al., 1978）。对于这些状况，它的结果将距离动态波分析的不远，可以更有效利用更大时间步长计算。

在完全动态波选项可用之前，运动波模拟包含在 1971 年的 SWMM 最初版本中。最初的方法包括一个增强，为了近似缓流的壅水效应。SWMM 5 省略了这种增强，为了支持经典运动波公式，因为代码现在包括了完整动态波选项（前一章描述的），可以严格模拟壅水效应。

4.1 控制方程组

管渠非恒定流的运动波模型，由质量和动量守恒的圣维南方程组推导，正如用于动态波分析的：

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{连续性} \quad (4-1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2 / A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad \text{动量} \quad (4-2)$$

式中所有变量为第 3 章中原来定义的。将水头 H 表示为 $Z + Y$ （内底标高加水深），并意识到 $\partial Z / \partial x = -S_0$ （管渠坡度），允许将动量方程写为：

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2 / A)}{\partial x} + gA \frac{\partial Y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) \quad (4-3)$$

如果假设可忽略公式 4-3 左手侧的项，留下关系：

$$S_0 = S_f \quad (4-4)$$

渠底坡度等于摩擦坡度，意味着由重力引起的流体运动，与阻止流体的摩擦平衡。将曼宁公式用于表示摩擦坡度、流量 Q 和过流面积 A 之间的关系，结合恒定均匀流的曼宁公式：

$$Q = \frac{AR^{2/3} \sqrt{S_0}}{\eta} \quad (4-5)$$

式中水力半径 R 为特定管渠断面形状的过流面积 A 隐函数。（ R 定义为湿周除以面积，后者可以根据水深确定，这可以来自过流面积 A 的推断。）

通过定义 $\beta = \sqrt{S_0} / \eta$ 和 $\Psi = AR^{2/3}$ ，曼宁公式可表示为：

$$Q = \beta\Psi(A) \quad (4-6)$$

Ψ 称作断面因子 (Chow, 1959), 它是过流面积和管渠几何形状的函数。对于一些封闭管渠形状, 例如圆管, 断面因子在小于满流面积时达到最大值 (见图 4-1), 导致最大流量大于管渠满流流量。

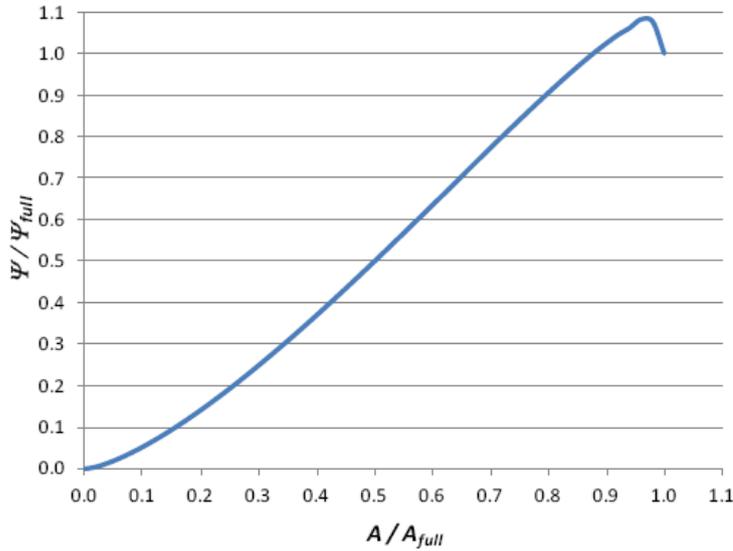


图 4-1 圆形的断面因子与面积关系

于是沿着单一管渠的运动波模拟控制方程组为连续性方程 4-1, 结合将流量与面积相关的“性能曲线”公式 4-6。这些方程中的因变量为流量 Q 和过流面积 A , 它们是距离 x 和时间 t 的函数。为了求解单一管渠长度 L 的这些方程, 需要一组针对时刻 0 的 Q 或 A 的初始条件; 以及针对所有时刻 t 在 $x=0$ 处变量的边界条件。

4.2 求解方法

以下材料用于仅仅包含了通过汇接点连接管渠的网络, 其中每一汇接点最多有一个出流管渠。包括流量控制装置 (水泵、孔口和堰) 和其他过程 (渗漏和蒸发), 将在本手册后面章节讨论。允许采用分流器节点和蓄水节点, 随后在本章的第 4.3 部分讨论。

连续性方程 4-1 沿着图 4-2 所示的空间-时间网格求解。加权 Wendroff 隐式有限差分方法 (Smith, 1978) 用于重新表达方程为:

$$\frac{(1-\theta)(A_1^{t+\Delta t} - A_1^t) + \theta(A_2^{t+\Delta t} - A_2^t)}{\Delta t} + \frac{(1-\phi)(Q_2^t - Q_1^t) + \phi(Q_2^{t+\Delta t} - Q_1^{t+\Delta t})}{L} = 0 \quad (4-7)$$

A 和 Q 中的下标 1 和 2 分别是指管渠的上游端和下游端。上标是指时段。 θ 和 ϕ 为选择的权重, 处于 0.5 和 1 之间。每一时间步长处, 该公式逐个管渠从最上游节点开始, 向下游进行。

未知量仅仅有 $A_2^{t+\Delta t}$ 和 $Q_2^{t+\Delta t}$ 。当仅有一条出流管渠连接到汇接点时, $Q_1^{t+\Delta t}$ 是已知的, 来自

流入待分析管渠的上游管渠已经计算的 $Q_2^{t+\Delta t}$ 数值之和；也包含了任何外部进流量，例如雨天径流或晴天污水流量。该流量对应面积 $A_1^{t+\Delta t}$ 由评估 $Q_1^{t+\Delta t} / \beta$ 数值处断面因子的倒数求解。

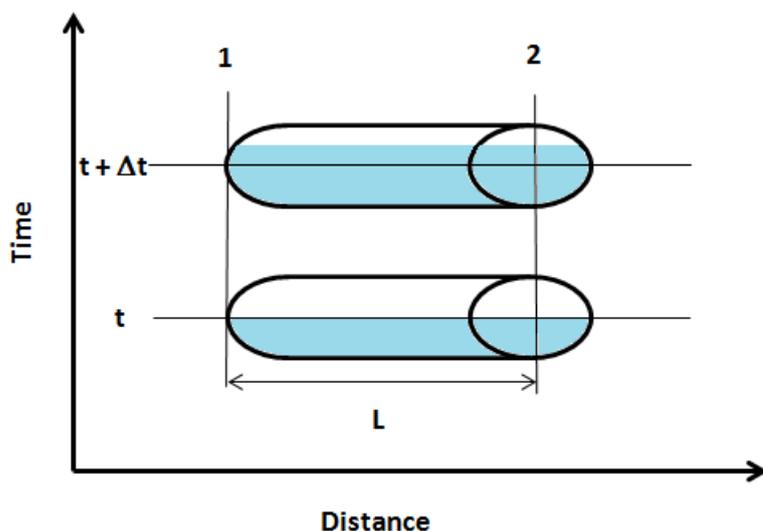


图 4-2 运动波分析的空间-时间网格

曼宁公式 4-6 可以代入公式 4-7，经变换后，得出结合单一未知量 $A_2^{t+\Delta t}$ 的非线性方程：

$$f(A_2^{t+\Delta t}) = \beta \Psi(A_2^{t+\Delta t}) + C1A_2^{t+\Delta t} + C2 = 0 \quad (4-8)$$

式中常数 $C1$ 和 $C2$ 分别为：

$$C1 = \frac{L\theta}{\Delta t\phi} \quad (4-9)$$

$$C2 = \frac{L}{\Delta t\phi} [(1-\theta)(A_1^{t+\Delta t} - A_1^t) - \theta A_2^t] + \frac{1-\phi}{\phi} (Q_2^t - Q_1^t) - Q_1^{t+\Delta t} \quad (4-10)$$

求解 4-8 中的 $A_2^{t+\Delta t}$ 后，于是公式 4-6 可用于求解相应的流量 $Q_2^{t+\Delta t}$ 。

公式 4-8 利用二分法和牛顿-拉夫森方法组合求解 (Press et al., 1992)，结合 θ 和 ϕ 均设置为 0.6。作为第一步，求解区间 $[A_{LOW}, A_{HIGH}]$ ，其中 $f(A_{LOW})$ 和 $f(A_{HIGH})$ 具有相反符号。对于断面因子在低于 A_{full} 具有最大值面积 A_{max} 的管渠形状（如图 4-1 的圆形管渠），首先尝试这两个面积。如果这些面积没有形成合理的区间，那么使用 0 到 A_{max} 。对于断面因子总是随着增加的面积而增加的形状，使用 0 到 A_{full} 。

如果求解合理的区间，那么附录 A 描述的过程，“牛顿-拉夫森-二分根求解方法”，用于求得 $A_2^{t+\Delta t}$ 。它的初始估计为 A_2^t ，并采用收敛精度 ϵ 为 A_{full} 的 0.1%。通过该方法推导需要的 $f(A)$

为 $f'(A) = \beta\Psi'(A) + C1$ ，式中 $\Psi'(A)$ 为断面因子关于面积 A 的导数。如果 $[A_{\text{LOW}}, A_{\text{HIGH}}]$ 没有形成合理的区间，那么如果 $f(A_{\text{LOW}})$ 和 $f(A_{\text{HIGH}})$ 均为正值， $A_2^{t+\Delta t}$ 设置为 0；如果均为负值，设置为 A_{full} 。

4.3 计算细节

4.3.1 网络遍历顺序

运动波方程求每一分析时段末每一管渠下游端新的流量、过流面积和水深。时刻 t 处，每一管渠在它的拓扑排序中检验，当将它更新到时刻 $t + \Delta t$ 时。这允许根据流进它的前面管渠计算的下游出流量 ($Q_2^{t+\Delta t}$)，确定 $t + \Delta t$ 处管渠的进流量 ($Q_1^{t+\Delta t}$)。

在时刻 0 之前，拓扑排序仅仅执行利用 Kahn 算法一次 (Cormen et al., 2009)，在所有管段已经导向正坡方向之后 (意味着与出流端相比，进流端处于较高标高)。超过单一出流管段的节点 (例如分流器和蓄水节点)，将为看上去在搜索列表中连续的那些管段。如果搜索算法检测到存在环路，那么程序结合报告的错误条件结束。

4.3.2 断面属性

运动波求解需要计算断面因子 ($AR^{2/3}$)、断面因子的导数和水深，它们均为管渠过流断面的函数。水深仅仅用于报告。对于不同管渠形状，第 5 章提供了这些量计算的细节。

也需要断面因子倒数一与特定断面因子相关的面积。它用于求给定上游流量的上游面积 (即， $\Psi = Q/\beta$ 下的 A)。该计算也在第 5 章第 5.1.8 部分描述。

4.3.3 分流节点

分流节点将进流量以设定方式分离到两条出水管渠。它仅仅针对运动波分析行动；并处理为动态波分析下的常规汇接点。

具有通过进流量分流方式定义的四类分流器：

- 分隔分离器： 用户提供的分流分隔数值 q_{MIN} 以上的进流量。
- 溢流分流器： 分流非分流管渠过流能力 $Q_{\text{full}} = \beta\Psi(A_{\text{full}})$ 的进流量。
- 表格分流器： 采用预定义的表格，将分流量表示为总进流量的函数。
- 堰式分流器： 当流量通过完全高度 h_w 的堰顶时，结合流量系数 C_w ，分流最小 q_{MIN} 以

上的进流量。

堰式分流器的分流量，结合进流量 Q_{in} ，计算为：

$$Q_{div} = \begin{cases} 0 & Q_{in} \leq q_{MIN} \\ q_{MAX} f^{1.5} & q_{MIN} < Q_{in} \leq q_{MAX} \\ q_{MAX} \sqrt{f} & Q_{in} > q_{MAX} \end{cases} \quad (4-11)$$

式中 $q_{MAX} = c_W h_W^{1.5}$ ， $f = (Q_{in} - q_{MIN}) / (q_{MAX} - q_{MIN})$ 。

当演算分析中选择了排序中下一管渠时，检查它的上游节点，查看它是否为分流节点。如果是，那么取决于它的类型，根据节点总进流量 Q_{in} 计算分流量 Q_{div} 。如果管渠为节点分流管段，那么它的进流量 $Q_1^{t+\Delta t}$ 设置等于 Q_{div} 。否则它的进流量设置为 $Q_{in} - Q_{div}$ 。

4.3.4 蓄水节点

运动波分析允许蓄水节点具有一条以上相连的任何类型出水管段。由蓄水节点释放到出流管段上端的流量，将是节点水位的函数。于是无论何时遇到蓄水节点，当管渠的拓扑排序列表被遍历时，在演算过程继续之前必须确定它的新水位。直到分析了所有管渠之后，更新作为终端节点的蓄水装置（没有出流管段的节点）。

利用以下质量守恒方程执行蓄水节点更新：

$$\frac{dV_N}{dt} = Q_{in} - Q_{out} \quad (4-12)$$

V_N 为节点中蓄水容积； Q_{in} 为节点的总进流量； Q_{out} 为节点的总出流量。利用有限差分等价代替 dV_N/dt ，并利用更新时间步长的平均流量，产生了针对 $V_N^{t+\Delta t}$ 的以下表达式：

$$V_N^{t+\Delta t} = V_N^t + 0.5(Q_{in}^t + Q_{in}^{t+\Delta t})\Delta t - 0.5(Q_{out}^t + Q_{out}^{t+\Delta t})\Delta t \quad (4-13)$$

一旦已知 $V_N^{t+\Delta t}$ ，可以根据蓄水节点内底标高以及用户提供的表面积和水深关系，求得水面标高 H 。更多细节见第 5 章。

结合分组的所有已知量和常数 C_N ，重写公式 4-13 如下：

$$V_N^{t+\Delta t} = C_N - 0.5Q_{out}^{t+\Delta t} \quad (4-14)$$

式中 C_N 为

$$C_N = V_N^t + 0.5(Q_{in}^t - Q_{out}^t + Q_{in}^{t+\Delta t})\Delta t \quad (4-15)$$

以及包含了来自时刻 t 的已知容积和流量，时刻 $t + \Delta t$ 处蓄水节点的已知进流量。

$Q_{out}^{t+\Delta t}$ 将为蓄水装置水面标高 H 的函数。对于管渠出流管段，贡献于 Q_{out} 的上游端流量将通过

过它的上游过流面积确定，由公式 4-6: $Q_1 = \beta\Psi(A_1)$ 。上游过流面积 A_1 通过管渠上游水深确定，其中它满足了蓄水节点。该深度 Y_1 给出为:

$$Y_1 = \begin{cases} 0 & H \leq Z_1 \\ H - Z_1 & Z_1 < H \leq Z_1 + Y_{full} \\ Y_{full} & H > Z_1 + Y_{full} \end{cases} \quad (4-16)$$

式中 Z_1 为管渠上游内底标高; Y_{full} 为管渠满深度。对于其他类型出流管段存在类似状况，例如水泵、孔口和堰，正如将要在第 6 章讨论的。作为例子，孔口的流量变化与通过它的水头平方根有关: $Q_1 = c\sqrt{H - Z_1}$ ，式中 c 为常数。

因为 $Q_{out}^{t+\Delta t}$ 和 $V_N^{t+\Delta t}$ 取决于 H ，必须在隐式形式中利用连续近似求解公式 4-14。文本框“更新蓄水节点”中给出了细节。

更新蓄水节点

1. 令 H^{last} 等于时刻 t 求得的蓄水节点水面标高。
2. 利用 H^{last} 计算进入每一节点出流管段的流量，将这些加和，确定 Q_{out} 。
3. 令 $V_N = C_N - 0.5Q_{out}\Delta t$ (式中 C_N 由式 4-16 给出)，不允许它小于零，或者大于充满的蓄水容积。
4. 根据节点的表面积与深度曲线，确定对应于容积 V_N 的水面标高 H 。
5. 令 $H^{new} = (1 - \theta)H^{last} + \theta H$ ，式中 θ 为 0.55。
6. 如果 $|H^{new} - H^{last}|$ 低于 0.005 ft，那么结合 H^{new} 为时刻 $t + \Delta t$ 处水面标高中止。
7. 令 $H^{last} = H^{new}$ ，返回步骤 2。

在求得尺寸为 Δt 的时间步长末处的所有管段流量之后，蓄水节点的水头再次更新。首先求得节点的新容积:

$$V_N^{t+\Delta t} = V_N^t + \bar{Q}_{net}\Delta t \quad (4-17)$$

\bar{Q}_{net} 为时刻 t 和 $t + \Delta t$ 之间节点平均净进流量:

$$\bar{Q}_{net} = 0.5(Q_{in}^t + Q_{in}^{t+\Delta t}) - 0.5(Q_{out}^t + Q_{out}^{t+\Delta t}) \quad (4-18)$$

式中 Q_{in} 为来自所有上游管段进入节点的总进流量加上任何外部源头的流量(例如径流量); Q_{out} 为离开节点的管段中总流量。于是根据节点表面积与深度曲线求得节点的新水头 $H^{t+\Delta t}$ ，正如第 5 章描述的。

4.3.5 节点水头

运动波分析不是取决于没有蓄水装置的节点处水头。为了做出它的报告输出与动态波分析提供相兼容，非蓄水节点处的水头设置等于连接其管段中的最高水面标高。对于进流管渠，管渠下游端的水面标高，正如由下游面积推导的，被考虑。对于出流管渠，它将为上游端处的水面标高。应注意到，运动波分析忽略了已经处于上游端的非蓄水节点出流管渠的任何偏移。动态波分析下，没有流量进入这样的管渠，直到节点处水位达到偏移标高。运动波模型也忽略了可能赋给的任何超载深度，因为没有管渠或节点允许压力流。

4.3.6 洪水和积水

通常运动波分析进入节点的任何过量进流量，其中出流管段可以处理的，将从系统中损失掉。对于非蓄水非终端节点，时刻 $t + \Delta t$ 的积水溢流速率将为：

$$Q_{ovfl}^{t+\Delta t} = \max(0, \bar{Q}_{net}) \quad (4-19)$$

式中 \bar{Q}_{net} 由式 4-18 给出。对于蓄水节点，它将为：

$$Q_{ovfl}^{t+\Delta t} = \max(0, \bar{Q}_{net} - (V_{Nfull} - V_N^t) / \Delta t) \quad (4-20)$$

式中 V_{Nfull} 为满流时蓄水节点的容积。当 Q_{ovfl} 非零时，设置节点处水头等于满深度处的标高，为了报告。

正如动态波分析，汇接点或分流节点存在选项，为了使时间步长内过量进流容积存储在节点；然后作为下一时间步长内外部进流量释放。节点的“积水面积”参数说明积水是允许的，如果它赋以非零数值（没有进行任何计算）。该情况中，节点积水容积 V_P 是跟踪，作为模拟非叠加的。它的初始数值为 0。时刻 $t + \Delta t$ 处，更新如下：

$$V_P^{t+\Delta t} = \max(0, V_P^t + \bar{Q}_{net} \Delta t) \quad (4-21)$$

该时段报告的溢流，给出为：

$$Q_{ovfl}^{t+\Delta t} = \max(0, (V_P^{t+\Delta t} - V_P^t) / \Delta t) \quad (4-22)$$

在下一时段开始添加到节点总进流量的流量为 $V_P^{t+\Delta t} / \Delta t$ 。为了报告，任何时刻 V_P 大于 0 时，节点水头设置等于满深度标高。

4.4 数值稳定性

SWMM 运动波例程原来版本的作者根据 O'Brien et al. (1951)，说明该方法对于均大于 0.5 的 θ 和 ϕ 的任何选择，是无条件稳定的 (Metcalf and Eddy et al., 1971a)。Smith (1978, p.188) 说明，利用中心偏差 ($\theta = \phi = 0.5$) 的 Wendroff 隐式方法，也是无条件稳定的。因为该方法稳定的，它没有利用动态波分析那样的变化时间步长选项。尽管它是稳定的，当 Courant 数不同于 1 时，它仍旧受制于数值弥散；且也由于离散的网格尺寸，受制于数值扩散（流量

变化衰减) (Ponce, 1991)。

为了说明 SWMM 运动波方法的稳定性, 前面第 3 章动态波分析中求解的例子, 现在将再次利用运动波模型求解。例子包含了 2,000 ft 长度, 2 ft×2 ft 矩形管渠, 坡度为 0.05%, 曼宁粗糙度为 0.015。当划分为 10 个同等子管渠, 每一个 200 ft, 为了产生稳定出流量变化曲线, 动态波求解需要 25 秒时间步长(见图 3-6)。在 120 秒时间步长, 求解高度不稳定(见图 3-7)。

如图 4-3 所示, 针对 120 秒的时间步长, 运动波 (KW) 能够产生稳定出流量变化曲线。稳定的动态波 (DW) 求解需要更小的时间步长 25 秒。KW 求解说明了与该流量演算近似方法相关的特性, 结合进流变化曲线高峰的适度减缓, 以及出流量变化过程的一些扭曲。DW 求解应认为是更准确的一个, 结合它的高峰流量更显著降低, 由于包含在动态波方法中的额外惯性和压力项提供的蓄水效应。

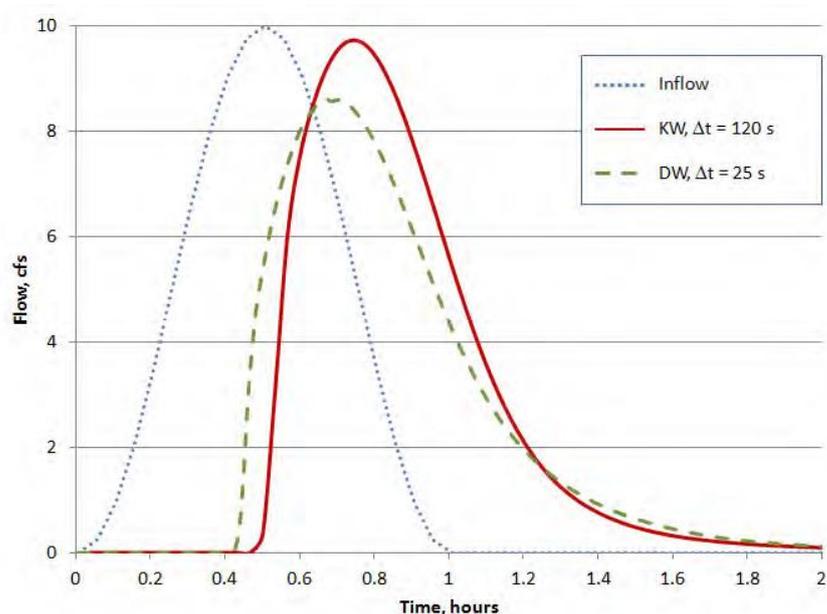


图 4-3 示例管渠的出流量变化曲线

第 5 章 断面几何尺寸

第 3 章和第 4 章描述的水力模拟过程，需要计算几类非满管渠断面几何属性。这些包括以下函数：

- $A(Y)$ ——过流面积 A ，为水深 Y 的函数；
- $W(Y)$ ——顶宽 W ，为水深 Y 的函数；
- $R(Y)$ ——水力半径 R ，为水深 Y 的函数；
- $Y(A)$ ——水深 Y ，为过流面积 A 的函数；
- $\Psi(A)$ ——断面因子 Ψ ，为过流面积 A 的函数；
- $\Psi'(A)$ ——断面因子 Ψ 的导数，为面积 A 相关；
- $A(\Psi)$ ——过流面积 A ，为断面因子 Ψ 的函数。

以及用于评价这些函数的以下常数：

- A_{full} ——满深度面积；
- W_{max} ——最大宽度；
- R_{full} ——满深度处水力半径；
- Ψ_{full} ——满深度处断面因子；
- Ψ_{max} ——最大断面因子；
- A_{max} ——对应于 Ψ_{max} 的面积；

对于包含在 SWMM 中大范围的管渠形状，标准的和不规则的，本章描述了怎样计算这些属性。此外，讨论用于动态波分析中正常和临界水深的过程。

5.1 标准管渠形状

SWMM 汇总了大量标准预定义管渠形状，包括五种明渠（矩形、梯形、三角形、抛物线和幂法则），四种常用封闭管道（圆型、矩形、椭圆形和拱形）；老的石砌排水管道中的七种封闭形状；以及四种封闭复合形状，为矩形、三角型和圆形断面的组合。

5.1.1 明渠形状

SWMM 可以分析以下标准明渠形状：

- 底宽为 b 的矩形；
- 底宽 b 和边坡（水平对竖向） s 的梯形；
- 边坡 s 的三角形；
- 满深度 Y_{full} 结合顶宽 b 的抛物线形。

表 5-1 列出了计算这些性状几何属性的公式，作为水深 Y 的函数： $A(Y)$ 、 $W(Y)$ 和 $R(Y)$ 。表 5-2 列出了用于计算过流面积 A 属性的公式： $Y(A)$ 、 $R(A)$ ，以及湿周导数 $P'(A)$ 。后一量用于计算以下描述的断面因子导数。

每一形状的断面因子 Ψ 给出为：

$$\Psi(A) = AR(A)^{2/3} \quad (5-1)$$

表 5-1 作为水深函数的明渠几何属性

形状	$A(Y)$	$W(Y)$	$R(Y)$
矩形	bY	b	$\frac{bY}{b+2Y}$
梯形	$(b+sY)Y$	$b+2sY$	$\frac{(b+zY)Y}{b+2Y\sqrt{1+s^2}}$
三角形	sY^2	$2sY$	$\frac{sY}{2\sqrt{1+s^2}}$
抛物线形 $c = b^2 / (4Y_{full})$	$\frac{4}{3}Y\sqrt{cY}$	$2\sqrt{cY}$	$\frac{2A(Y)}{c(xt + \ln(x+t))}$ $x = 2\sqrt{Y/c}$ $t = \sqrt{1+x^2}$

表 5-2 作为过流断面函数的明渠几何属性

形状	$Y(A)$	$R(A)$	$P'(A)$
矩形	$\frac{A}{b}$	$\frac{A}{b+2A/b}$	$\frac{2}{b}$
梯形	$\frac{\sqrt{b^2+4sA}}{2s}$	$\frac{A\sqrt{1+s^2}}{b+Y(A)}$	$\frac{2\sqrt{1+s^2}}{b^2+4sA}$
三角形	$\sqrt{A/s}$	$\frac{A}{2Y(A)\sqrt{1+s^2}}$	$\frac{\sqrt{1+s^2}}{sA}$
抛物线形 $c = b^2 / (4Y_{full})$	$\left(\frac{3A}{4\sqrt{c}}\right)^{2/3}$	$2c(xt + \ln(x+t))$ $x = 2\sqrt{Y(A)/c}$ $t = \sqrt{1+x^2}$	未用到

除了抛物线形状，对面积 A 的导数为：

$$\Psi'(A) = (5/3 - 2/3 * P' R) R^{2/3} \quad (5-2)$$

式中 P' 和 R 在 A 的期望值评价。对于抛物线渠道，利用微分公式计算断面因子导数：

$$\Psi'(A) = \frac{\Psi(A + \Delta A) - \Psi(A - \Delta A)}{2\Delta A} \quad (5-3)$$

式中 ΔA 为整个断面积的 0.1%。

除了刚才描述的四种敞开断面，SWMM 也可以分析由幂函数描述的边壁形状断面：

$$y = \alpha x^{1/\gamma} \quad (5-4)$$

式中 x ——到中心线的水平距离； y ——竖向距离； $1/\gamma$ ——指数； α ——常数。

为了使用该形状，用户提供 $1/\gamma$ 、完整深度 Y_{full} 和当完满流时顶宽 b 的数值（见图 5-1）。注意抛物线形状为该幂函数形状的特殊情况，其中 $1/\gamma$ 等于 2。

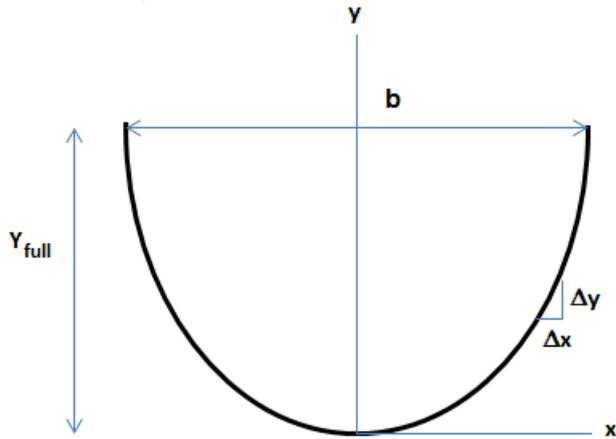


图 5-1 断面形状的幂法则

结合该形状，更方便的是结合水面宽度 W 作为水深 Y 的函数工作，重新表达公式 5-4 为：

$$W = cY^\gamma \quad (5-5)$$

式中 c ——另一常数。

因为在 $Y = Y_{full}$ 处 $W = b$ ，常数 c 等于 b/Y_{full}^γ 。完整面积 A_{full} 为 $bY_{full}/(\gamma + 1)$ 。表 5-3 列出了用于计算非满幂法则形状几何属性的表达式。湿周 P 通过形状曲线之一近似估计，通过 50 条线段的形状，其长度与高度 Y 一起增加。

表 5-3 幂法则形状的几何属性

属性	表达式
c	b/Y_{full}^γ
$A(Y)$	$cY^{\gamma+1}/(\gamma + 1)$
$W(Y)$	cY^γ
$P(Y)$	$2\sum_{i=1}^N \sqrt{\Delta x_i^2 + \Delta y^2}$ ，式中 $\Delta y = 0.02Y_{full}$ ， $N = Y/\Delta y$ ， $\Delta x_i = (c/2)\{(i\Delta y)^\gamma - ((i-1)\Delta y)^\gamma\}$
$R(Y)$	$A(Y)/P(Y)$
$Y(A)$	$[(\gamma+1)A/c]^{1/(\gamma+1)}$
$R(A)$	$A/P(Y(A))$
$\Psi(A)$	$AR(A)^{2/3}$
$\Psi'(A)$	$\frac{\Psi(A + \Delta A) - \Psi(A - \Delta A)}{2\Delta A}$ ，式中 $\Delta A = 0.001A_{full}$

5.1.2 封闭矩形

与相应敞开形式相比，封闭（或覆盖）矩形管渠具有相同的 $A(Y)$, $W(Y)$ 和 $Y(A)$ 函数。它的 $R(Y)$ 和 $\Psi(A)$ 函数也在达到管渠变得满流时是相同的，湿周然后包含了顶宽。这引入了 R 和 Y 之间以及在 Ψ 和 A 之间，关系的不连续性。为了避免它，最大断面因子注定出现在 97% 的充满度，之后它线性下降当完全满流时的断面因子。这两个断面因子给出为：

$$\Psi_{full} = A_{full}(A_{full} / P_{full})^{2/3} \quad (5-6)$$

$$\Psi_{max} = 0.97A_{full}(0.97A_{full} / P_{max})^{2/3} \quad (5-7)$$

式中 $A_{full} = bY_{full}$, $P_{full} = 2(b + Y_{full})$, $P_{max} = b + 2(0.97Y_{full})$ 。

当 Y 或 A 不超过满流数值的 97% 时，封闭矩形水力半径和断面因子，以与第 5.2.1 部分描述的敞开矩形相同方式计算。高于该点，给定深度 Y 的水力半径为：

$$R(Y) = A(Y) / P(Y) \quad (5-8)$$

式中

$$P(Y) = 2Y + b + b(Y / Y_{full} - 0.97) / 0.03 \quad (5-9)$$

以及给定过流面积 A 的断面因子及其导数，为：

$$\Psi(A) = \Psi_{max} - (\Psi_{max} - \Psi_{full})(A / A_{full} - 0.97) / 0.03 \quad (5-10)$$

$$\Psi'(A) = (\Psi_{full} - \Psi_{max}) / (0.03A_{full}) \quad (5-11)$$

5.1.3 圆形

尽管解析公式可用于非满圆形断面的属性（见 French, 1985），它们包含了三角函数，计算是耗时的。于是为了 SWMM 有效性，利用 Chow(1959) 公布的检查表集合。表格包含了以下：

A_{tbl} —— A/A_{full} ，为 Y/Y_{full} 的函数；

W_{tbl} —— W/W_{full} ，为 Y/Y_{full} 的函数；

R_{tbl} —— R/R_{full} ，为 Y/Y_{full} 的函数；

Y_{tbl} —— Y/Y_{full} ，为 A/A_{full} 的函数；

Ψ_{tbl} —— Ψ/Ψ_{full} ，为 A/A_{full} 的函数。

每一表格包含了 51 个处于 0 和 1 之间的 Y/Y_{full} 或 A/A_{full} 等间距数值。它们在图 5-2 和 5-3 中图形化，并列于附录 C。用于表格的正规化因子相对于满流条件（ $Y = Y_{full}$ ），其公式列在表 5-4 中。

为求给定 Y 的 A , W 或 R ，首先将 $i = (Y/Y_{full})(N - 1)$ 舍入到最近整数值，式中 $N = 51$ ，在索引 i 和 $i + 1$ 之间的数据利用合适表格线性内插；然后乘以合适的正规化因子（ A_{full} , Y_{full} 或 R_{full} ）。类似的过程用于评价 Y 或 Ψ ，通过 A_{full} 正规化，作为 A 的函数。断面因子导数直接从 Ψ_{tbl} 确定如下：

表 5-4 完整圆形断面的几何属性

属性	数值
深度	Y_{full}
面积	$A_{full} = 0.7854Y_{full}^2$
最大深度	$W_{max} = Y_{full}$
水力半径	$R_{full} = 0.25Y_{full}$
断面因子	$\Psi_{full} = A_{full}R_{full}^{2/3}$

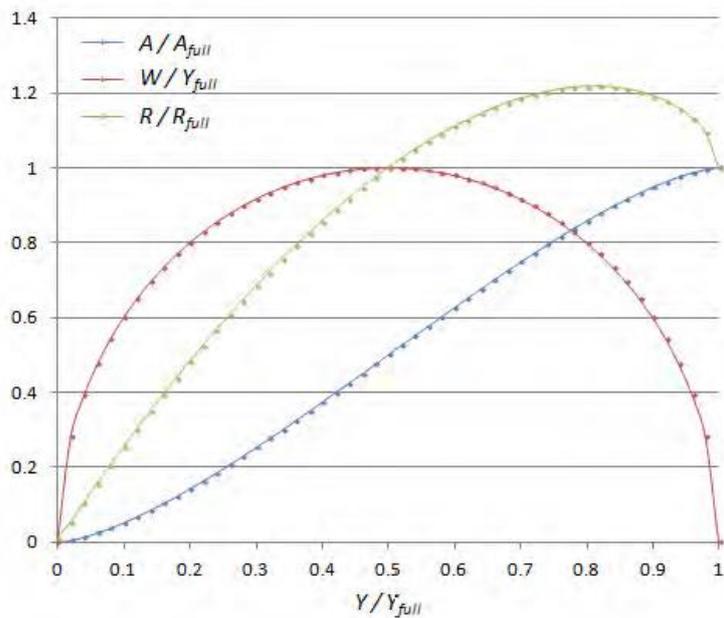


图 5-2 根据深度的非满圆管的几何属性

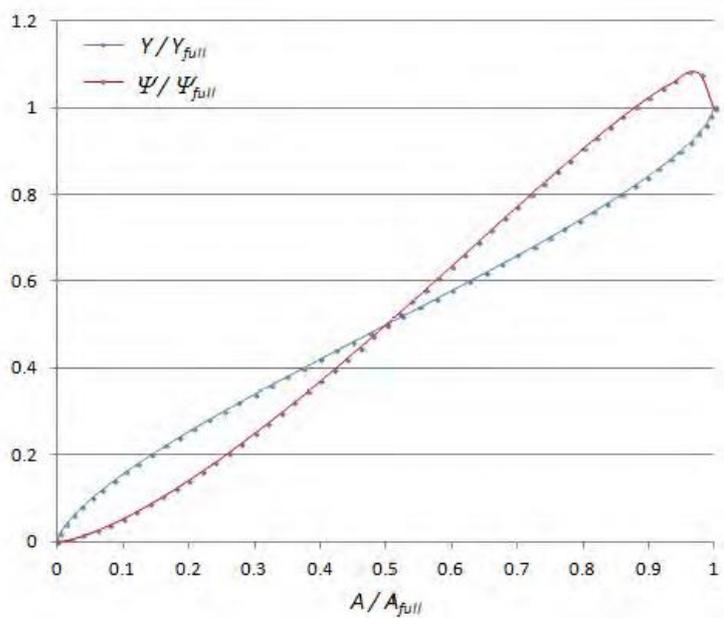


图 5-3 根据面积的非满圆管几何属性

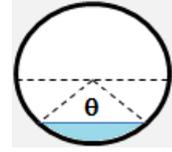
$$\Psi'(A) = (\Psi_{tbl}[i+1] - \Psi_{tbl}[i])(n-1)(\Psi_{full} / A_{full}) \quad (5-12)$$

式中 i 为 $(A/A_{full})(N-1)$ 的整数值，针对 $N=51$ 。为了增加准确性，对于 A_{full} 的 4% 以下的面积，将分析函数用于计算 Y, Ψ 和 Ψ' 。它们在文本框“圆形断面的解析函数”中描述。

圆形断面的解析函数

在管渠断面对水面中心角 θ (弧度) 和过流面积 A 之间保持以下关系 (见右图) (French, 1985) :

$$A = A_{full}(\theta - \sin \theta) / 2\pi$$



给定 A 数值，该表达式利用以下牛顿-拉夫森例程求解 θ ：

1. 令 $\theta = 0.031715 - 12.79384\alpha + 8.28479\sqrt{\alpha}$ ，式中 $\alpha = A/A_{full}$ 。
2. $\Delta\theta = 2\pi\alpha - (\theta - \sin \theta) / (1 - \cos \theta)$ 。
3. 令 $\theta = \theta + \Delta\theta$ 。
4. 如果 $|\Delta\theta| \leq 0.0001$ ，那么中止。否则返回步骤 2。

一旦已知 θ ，可以求得其他断面变量如下：

水深：
$$Y = Y_{full}(1 - \cos(\theta/2)) / 2$$

断面因子：
$$\Psi = \frac{\Psi_{full}(\theta - \sin \theta)^{5/3}}{2\pi\theta^{2/3}}$$

湿周：
$$P = \theta Y_{full} / 2$$

湿周导数：
$$P' = \frac{4}{Y_{full}(1 - \cos \theta)}$$

水力半径：
$$R = A / P$$

断面因子导数：
$$\Psi' = [(5/3) - (2/3)P'R]R^{2/3}$$

5.1.4 椭圆形和拱形

图 5-4 说明了标准椭圆形和拱形排水管道断面。对于新安装的排水管道和涵洞，除了圆形管道，这些为最常用的形状。每一形状通过它的“竖向”（满流深度 Y_{full} ）和“跨度”（最大宽度 W_{max} ）定义。竖向和水平椭圆具有相同的形状，但是旋转了 90 度（一种的跨度变成了另一种的竖向）。

SWMM 包含了来自美国混凝土管道协会和美国钢铁研究所设计手册的 23 种标准椭圆管道尺寸和 102 种标准拱形管道尺寸清单 (American Concrete Pipe Association, 2011; American Iron and Steel Institute, 1999)。标准椭圆形和拱形管道尺寸表分别见附录 D 和 E。每一尺寸通过它的竖向、跨度、满流面积和满流水力半径刻画。用户可以从这些标准尺寸之一选择，或者利用各自对应于竖向 Y_{full} 和跨度 W_{max} 的数值，均以英尺计。后一情况中，对应的满流面积 A_{full} 和水力半径 R_{full} 利用表 5-5 中的公式估计。

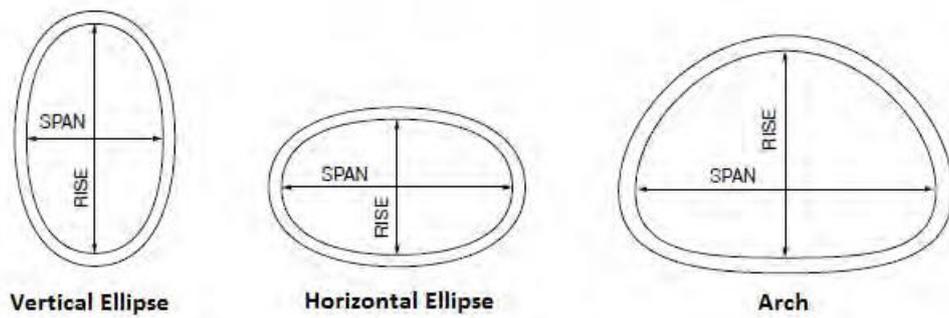


图 5-4 椭圆形和拱形断面

表 5-5 定制椭圆形和拱形管道断面的满流面积和水力半径

属性	椭圆形	拱形
满流面积 A_{full}	$1.2692Y_{full}^2$	$0.7879Y_{full}W_{max}$
满流水力半径 R_{full}	$0.3061Y_{full}$	$0.2991Y_{full}$

前述设计手册中的信息用于构建椭圆形和拱形的以下表格（对于两种椭圆形，仅仅需要一组表格，因为它们仅仅为相互之间的旋转版本）：

- A_{tbl} —— A/A_{full} ，为 Y/Y_{full} 的函数；
- W_{tbl} —— W/W_{full} ，为 Y/Y_{full} 的函数；
- R_{tbl} —— R/R_{full} ，为 Y/Y_{full} 的函数。

每一表格包含的数据域，对应于 $N = 26$ 个等间距的 Y/Y_{full} 的数值，处于 0 和 1 之间。椭圆形管道的表格见附录 D，拱形管道的见附录 E。为了求得给定 Y 的 A ， W 或 R ，首先确定 $(N - 1)(Y/Y_{full})$ 的整数部分，在它和下一较高索引之间内插合适的数据，然后乘以合适的正规化因子（ A_{full} ， W_{max} 或 R_{full} ）。

为了求得给定面积 $Y(A)$ 的深度，首先将二分（或中间划分）过程用于合适的（椭圆形或拱形）面积表格 A_{tbl} ，求得位置 i ，以便 $A_{tbl}[i] \leq A/A_{full} \leq A_{tbl}[i + 1]$ 。然后根据表格中该位置内插期望深度 Y （结合 $N = 26$ ）的以下表达式：

$$Y(A) = \frac{Y_{full}}{(N - 1)} \left(i + \frac{(A/A_{full} - A_{tbl}[i])}{(A_{tbl}[i + 1] - A_{tbl}[i])} \right) \quad (5-14)$$

以下步骤用于求与给定面积 $\Psi(A)$ 相应的断面因子：

1. 根据合适的 A_{tbl} ，将前述过程用于求对应于面积 A 的深度 Y 。
2. 将形状的水力半径表 R_{tbl} 用于求该深度的水力半径 R 。
3. 计算断面因子为： $\Psi(A) = AR^{2/3}$ 。

利用以下中心差分方程求得给定面积断面因子导数 $\Psi'(A)$ ：

$$\Psi'(A) = \frac{\Psi(A + \Delta A) - \Psi(A - \Delta A)}{2\Delta A}, \text{ 式中 } \Delta A = 0.001A_{full} \quad (5-15)$$

5.1.5 较老石砌排水管道形状

SWMM 包含了七种预定义封闭管渠形状，见图 5-5，主要用于一个世纪之前建造的较老石砌排水管道。它们的几何属性已经根据 Metcalf and Eddy (1914)和 Davis(1952)中发现的信息和图纸推导。这些属性利用前面针对圆形断面的检查表表示（见第 5.2.3 部分）。每一形状每一表格的数据量 N ，列于表 5-6。完整表格见附录 F。用于正规化每一形状表格中数据的 A_{full} 、 R_{full} 或 W_{max} 值，见表 5-7。用于正规化断面因子表格满流断面因子 Ψ_{full} ，计算为 $A_{full}R_{full}^{2/3}$ 。

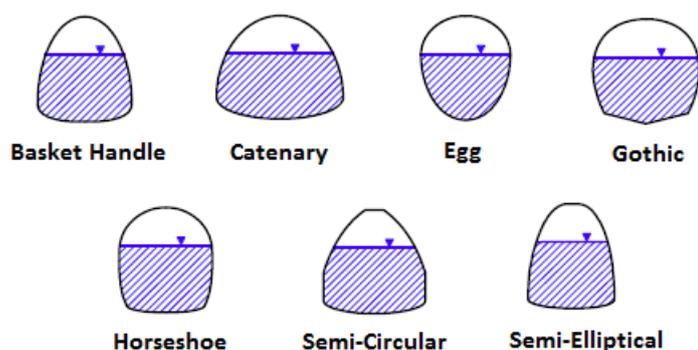


图 5-5 石砌排水管道形状

表 5-6 石砌排水管道形状几何属性表格中的数据量

形状	A_{tbl}	R_{tbl}	W_{tbl}	Y_{tbl}	Ψ_{tbl}
篮柄形	26	26	26	51	51
蛋形	26	26	26	51	51
马蹄形	26	26	26	51	51
悬链式			21	51	51
哥特式			21	51	51
半圆形			21	51	51
半椭圆形			21	51	51

表 5-7 石砌排水管道断面的几何参数

形状	A_{full}	R_{full}	W_{max}	Ψ_{max}
篮柄形	$0.7862Y_{full}^2$	$0.2464Y_{full}$	$0.944Y_{full}$	$1.06078\Psi_{full}$
蛋形	$0.5105Y_{full}^2$	$0.1931Y_{full}$	$0.667Y_{full}$	$1.065\Psi_{full}$
马蹄形	$0.8293Y_{full}^2$	$0.2538Y_{full}$	Y_{full}	$1.077\Psi_{full}$
悬链式	$0.70277Y_{full}^2$	$0.23172Y_{full}$	$0.9Y_{full}$	$1.05\Psi_{full}$
哥特式	$0.6554Y_{full}^2$	$0.2269Y_{full}$	$0.84Y_{full}$	$1.065\Psi_{full}$
半圆形	$1.2697Y_{full}^2$	$0.2946Y_{full}$	$1.64Y_{full}$	$1.06637\Psi_{full}$
半椭圆形	$0.785Y_{full}^2$	$0.242Y_{full}$	Y_{full}	$1.045\Psi_{full}$

表格与圆形的以相同方式使用，为了直接估计 $A(Y)$ 、 $W(Y)$ 、 $R(Y)$ 、 $Y(A)$ 、 $\Psi(A)$ 和 $\Psi'(A)$ 。对于没有 A_{tbl} 的形状， $A(Y)$ 利用反转检查表方法确定，关于第 5.2.4 部分对于椭圆型和拱形描述的 Y_{tbl} 。对于没有 R_{tbl} 的形状， $R(Y)$ 首先按照描述求得 $A(Y)$ ；然后求结果面积 A 的 $\Psi(A)$ ，最后估计 $(\Psi/A)^{3/2}$ 。公式 5-15 用于计算 $\Psi'(A)$ 。

5.1.6 复合形状

图 5-6 说明了四种断面形状，为圆型、矩形和三角形断面的组合。在以下段落介绍计算几何属性的公式。

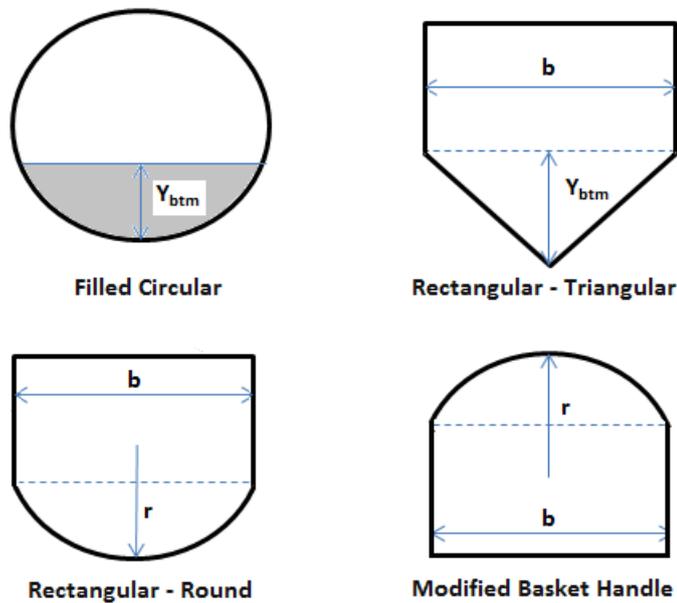


图 5-6 复合断面形状

沉积物填充圆形

这是部分由非运动沉积物填充到特定深度 Y_{btm} 的圆形断面（该填充深度保持常数 - SWMM 没有模拟沉积物迁移过程下，它怎样随时间变化。）可用水深为 $Y_{full} - Y_{btm}$ 。为了计算该形状的几何属性，首先利用圆型函数，在深度 Y_{btm} 处计算面积 A_{btm} 、顶宽 W_{btm} 和水力半径 R_{btm} ；对应于满流圆形，结合直径 Y_{full} 。该深度的湿周 P_{btm} 为 A_{btm}/R_{btm} 。然后表 5-8 中所列表达式，可用于求高于 Y_{btm} 的特定深度 Y ，或者大于 A_{btm} 的面积 A 的断面属性。

表 5-8 沉积物填充圆形断面的几何属性

属性	根据满流圆形管道函数的数值
$A(Y)$	$A(Y + Y_{btm}) - A_{btm}$
$W(Y)$	$W(Y + Y_{btm})$
$R(Y)$	$\frac{A(Y + Y_{btm}) - A_{btm}}{(A(Y + Y_{btm}) / R(Y + Y_{btm})) - P_{btm} + W_{btm}}$
$Y(A)$	$Y(A + A_{btm}) - Y_{btm}$
$\Psi(A)$	$AR(\Delta A)^{2/3}$ ，式中 $\Delta Y = Y(A + A_{btm}) - Y_{btm}$
$\Psi'(A)$	$\frac{\Psi(A + \Delta A) - \Psi(A - \Delta A)}{2\Delta A}$ ，式中 $\Delta A = 0.001(A_{full} - A_{btm})$

矩形-三角形

该形状包含了高度 Y_{btm} 的三角形连接到宽度 b 和高度 $Y_{full} - Y_{btm}$ 的封闭矩形顶部断面。三角形边壁的坡度 s 为 $b/2Y_{btm}$ 。对于 Y_{btm} 以下的深度（或者 $Y_{btm}b/2$ 以下的面积），以与第 5.2.1 部分敞开三角型的相同方式计算几何属性。在较高深度（或者区域），第 5.2.2 部分封闭矩形使用的方法结合一些调整使用，为了包含填充三角形断面。可用公式见表 5-9。

矩形-圆形

该组合形状包含了封闭矩形顶部和圆弧底部断面。它具有完整高度 Y_{full} ，顶宽 b 和底部曲率半径 r （见图 5-6）。表 5-10 列出了用于计算断面属性的参数，公式见表 5-11。

表 5-9 矩形-三角形的矩形断面属性

属性	表达式
s	$b/(2Y_{btm})$
A_{btm}	$bY_{btm}/2$
A_{full}	$b(Y_{full} - Y_{btm}/2)$
R_{full}	$A_{full}/(2Y_{btm}\sqrt{1+s^2} + 2(Y_{full} - Y_{btm}) + b)$
Ψ_{full}	$A_{full}R_{full}^{2/3}$
$A(Y)$	$A_{btm} + (Y - Y_{btm})b$
$Y(A)$	$Y_{btm} + (A - A_{btm})/b$
$W(Y)$	b
$P(Y)$	$2Y_{btm}\sqrt{1+s^2} + 2(Y - Y_{btm})$ 如果 $A(Y) > 0.98A_{full}$ ，添加到 $(A(Y) / A_{full} - 0.98)b / 0.02$
$R(Y)$	$A(Y) / P(Y)$
$R(A)$	$A / P(Y(A))$
Ψ_{max}	$0.98A_{full}R(0.98A_{full})^{2/3}$
$\Psi(A)$	对于 $A \leq 0.98A_{full}$ $AR(A)^{2/3}$ 对于 $A > 0.98A_{full}$ $\Psi_{max} + (\Psi_{full} - \Psi_{max})(A / A_{full} - 0.98) / 0.02$
$\Psi'(A)$	对于 $A \leq 0.98A_{full}$ $(5/3 - (2/3)(2/b)R(A)R(A)^{2/3})$ 对于 $A > 0.98A_{full}$ $(\Psi_{full} - \Psi_{max}) / 0.02A_{full}$

修正篮柄形

修正篮柄形为圆弧矩形的反转，顶部圆弧断面之下为底部矩形断面。它具有完整高度 Y_{full} ，底宽 b 和顶部断面曲率半径 r （见图 5-6）。圆弧顶部断面的中心角 θ 为：

$$\theta = 2 \sin^{-1}(b/2r) \quad (5-14)$$

底部矩形断面的深度 Y_{btm} 为：

$$Y_{btm} = Y_{full} - r(1 - \cos(\theta/2)) \quad (5-15)$$

及其面积 A_{btm} 为 bY_{btm} 。该形状的总面积 A_{full} 为：

$$A_{full} = A_{btm} + r^2 / \{2(\theta - \sin \theta)\} \quad (5-16)$$

对于达到 Y_{btm} 的深度和达到 A_{btm} 的面积，表 5-1 和 5-2 的敞开矩形函数，分别用于计算修正篮柄形断面属性。该函数之上的深度和面积，采用表 5-12 所列计算。

表 5-10 矩形圆弧形的几何属性

参数	数值
中心角 θ	$2 \sin^{-1}(b/2r)$
底部断面高度 Y_{btm}	$r(1 - \cos(\theta/2))$
底部断面积 A_{btm}	$(r^2/2)(\theta - \sin(\theta))$
满流面积 A_{full}	$b(Y_{full} - Y_{btm}) + A_{btm}$
满流水力半径 R_{full}	$A_{full} / \{r\theta + 2(Y_{full} - Y_{btm}) + b\}$
满流断面因子 Ψ_{full}	$A_{full} R_{full}^{2/3}$
最大水力半径 R_{max}	$0.98A_{full} / \{r\theta + 2(0.98A_{full} - A_{btm}) / b\}$
最大断面因子 Ψ_{max}	$0.98A_{full} R_{max}^{2/3}$

表 5-11 矩形-圆弧形的几何属性

属性	公式	使用范围
$A(Y)$	$0.5r^2(\phi - \sin(\phi))$ 式中 $\phi = 2 \cos^{-1}(1 - Y/r)$	$Y \leq Y_{btm}$
	$A_{btm} + (Y - Y_{btm})b$	$Y > Y_{btm}$
$W(Y)$	$2\sqrt{Y(2r - Y)}$	$Y \leq Y_{btm}$
	b	$Y > Y_{btm}$
$R(Y)$	$0.5r(1 - \sin(\phi)) / \phi$ 式中 $\phi = 2 \cos^{-1}(1 - Y/r)$	$Y \leq Y_{btm}$

	$R(A(Y))$ (见以下 $R(A)$ 函数)	$Y > Y_{btm}$
$Y(A)$	$Y(A)$, 对于圆形, 结合 $Y_{full} = 2r$	$A \leq A_{btm}$
	$Y_{btm} + (A - A_{btm})/b$	$A > A_{btm}$
$P(A)$	$2r \cos^{-1}(1 - Y(A)/r)$	$A \leq A_{btm}$
	$2r \sin^{-1}(b/2r) + 2(A - A_{btm})/b$	$A_{btm} < A \leq 0.98A_{full}$
	$2r \sin^{-1}(b/2r) + 2(A - A_{btm})/b + (A/A_{full} - 0.98)b/0.02$	$A > 0.98A_{full}$
$R(A)$	$A/P(A)$	
$\Psi(A)$	$\Psi(A)$, 对于圆形, 结合 $Y_{full} = 2r$	$A \leq A_{btm}$
	$AR(A)^{2/3}$	$A_{btm} < A \leq 0.98A_{full}$
	$\Psi_{max} + (\Psi_{full} - \Psi_{max})(A/A_{full} - 0.98)/0.02$	$A > 0.98A_{full}$
$\Psi'(A)$	$\{\Psi(A + \Delta A) - \Psi(A - \Delta A)\}/2\Delta A$	$A \leq A_{btm}$
	$(5/3 - (2/3)(2/b)R(A))R(A)^{2/3}$	$A_{btm} < A \leq 0.98A_{full}$
	$(\Psi_{full} - \Psi_{max})/(0.02A_{full})$	$A > 0.98A_{full}$

表 5-12 修正篮柄形圆弧顶部断面属性

属性	表达式
$A(Y)$	$A_{full} - (r^2/2)(\phi - \sin(\phi))$ 式中 $\phi = 2 \cos^{-1}(1 - (Y_{full} - Y)/r)$
$W(Y)$	$2\sqrt{(Y_{full} - Y)(2r - (Y_{full} - Y))}$
$R(Y)$	$R(A(Y))$ 利用以下 $R(A)$ 函数
$Y(A)$	$Y_{full} - Y(A_{full} - A)$, 对于圆形, 结合 $Y_{full} = 2r$, 采用 $Y(A)$
$P(A)$	$(\theta - \phi)r + 2(Y_{full} - Y(A)) + b$ 式中 $\phi = 2 \cos^{-1}(1 - (Y_{full} - Y(A))/r)$
$R(A)$	$A/P(A)$
$\Psi(A)$	$AR(A)^{2/3}$
$\Psi'(A)$	$\{\Psi(A + \Delta A) - \Psi(A - \Delta A)\}/2\Delta A$ 式中 $\Delta A = 0.001A_{full}$

5.1.7 最大流量时的面积

封闭管渠中运动波分析的求解方法, 需要知道当断面因子以及曼宁公式流量最大时, 对应于水深的断面面积是多少 (见第 4.2 部分和第 4.3.2 部分)。在该点之下, 断面因子为面积的递增函数, 之后它下降, 直到管渠到满流。表 5-13 列出了通过 SWMM 识别的标准封闭管渠形

状最大流量处面积（表示为 A_{\max} ）与满流面积（ A_{full} ）之比。对于敞开形状， A_{\max} 与 A_{full} 相同。

表 5-13 标准封闭断面形状的最大流量处面积与满流面积之比

形状	A_{\max}/A_{full}	形状	A_{\max}/A_{full}
矩形	0.97	圆形	0.9756
椭圆形	0.96	拱形	0.92
篮柄形	0.96	蛋形	0.96
马蹄形	0.96	悬链式	0.98
哥特式	0.96	半圆形	0.96
半椭圆形	0.98	矩形-三角形	0.98
矩形-圆弧形	0.98	修正篮柄形	0.96

5.1.8 根据断面因子的面积

根据相应的断面因子 Ψ ，运动波分析也需要知道对应于给定正常流量 Q 的面积 A ，其中 $\Psi = Q\sqrt{S_0}/\eta$ 。对于第 5.2.5 部分讨论的圆形和七种石砌排水管道形状，以下“逆向”查看方法，结合使用形状的 Ψ 与 A 表（ Ψ_{tbl} ），可确定给定 Ψ 值下的 A 。

令 Ψ^* 为所求面积的断面因子数值，并令 N 为 Ψ_{tbl} 中的数据点数。首先数据表中间距，定位 $\Psi^*/\Psi_{\text{full}}$ 。因为这些均为封闭形状，将具有表格数据索引 i_{\max} ，其后 Ψ/Ψ_{full} 数值开始下降。如果 $\Psi^*/\Psi_{\text{full}}$ 处于 $\Psi_{\text{tbl}}[i_{\max}]$ 和 $\Psi_{\text{tbl}}[N]$ 之间，那么检查该部分表格，为了求得索引 i^* ，以便 $\Psi^*/\Psi_{\text{full}}$ 处于 $\Psi_{\text{tbl}}[i^*]$ 和 $\Psi_{\text{tbl}}[i^* + 1]$ 之间。否则在索引 0 和 i_{\max} 之间使用二分法搜索，为了求得包括 $\Psi^*/\Psi_{\text{full}}$ 的 i^* 处开始间隔。于是对应于 Ψ^* 的面积 A^* ，计算为：

$$A^* = \frac{A_{\text{full}}}{(N-1)} \left(i^* + \frac{(\Psi^* - \Psi_{\text{tbl}}[i^*])}{(\Psi_{\text{tbl}}[i^* + 1] - \Psi_{\text{tbl}}[i^*])} \right) \quad (5-17)$$

对于其他形状，牛顿-拉夫森-二分法（见附录 A）用于求解

$$f(A) = \Psi(A) - \Psi^* = 0 \quad (5-18)$$

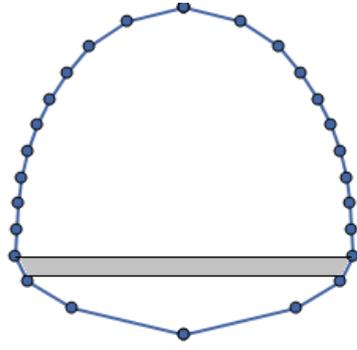
式中 Ψ^* 为所求面积的断面因子数值。该方法需要 $f(A)$ 的导数，为形状 $\Psi(A)$ 的函数。如果形状结合 $A_{\max} < A_{\text{full}}$ 封闭，且 Ψ^* 处于 Ψ_{full} 和 Ψ_{\max} 之间，于是搜索区间为 $[A_{\text{full}}, A_{\max}]$ 。否则它为 $[0, A_{\max}]$ 。收敛准则为 0.01% 的 A_{full} 。

5.2 定制管渠形状

除了标准预定义形状，SWMM 也利用用户提供形状曲线定义的封闭形状。该曲线指定了断面宽度怎样随高度变化，其中宽度和高度具有相对于断面满流高度的比例。这允许将相同的形状曲线用于不同尺寸的管渠。示例形状曲线，伴随着它的宽度与高度表格，见图 5-7。

定制形状的过流面积 A 、顶宽 W 和水力半径 R ，为在 51 个等间距竖向数值中实现计算的，沿着形状曲线处于 0 和 1 之间，并分别存储在表格 A_{tbl} ， W_{tbl} 和 R_{tbl} 中。表格通过分析尺寸

1/50 = 0.02 的每一深度段构建，从 1 开始，向上工作。如图 5-7 所示，每一深度段形成了断面内的梯形。该梯形面积添加到形状的总面积 A_{sum} ，将它的侧壁长度添加到总湿周 P_{sum} 。如果深度段横跨超过一种形状曲线段，那么在形状曲线定点处形成额外梯形，每一个贡献于 A_{sum} 和 P_{sum} 。片段的 A_{tbl} 数据设置为 A_{sum} ， R_{tbl} 数据设置为 A_{sum}/P_{sum} ，以及 W_{tbl} 数据设置为片段顶宽。



Y/Y_{full}	W/Y_{full}	Y/Y_{full}	W/Y_{full}
0.00	0.000	0.56	0.928
0.08	0.667	0.64	0.874
0.16	0.930	0.72	0.798
0.24	1.000	0.80	0.697
0.32	0.997	0.88	0.567
0.40	0.988	0.96	0.342
0.48	0.967	1.00	0.000

图 5-7 结合深度分段的形状曲线

当结合满流深度 Y_{full} 的管渠赋给一种断面的形状曲线，曲线几何尺寸表的使用与第 5.1.4 部分描述的椭圆形和拱形表格方式相同，为了评估 $A(Y)$, $W(Y)$, $R(Y)$, $Y(A)$, $\Psi(A)$ 和 $\Psi'(A)$ 。针对实际尺寸， A_{full} , R_{full} 和 W_{max} 的数值用于转换表格中的正规化数值，如下：

$$A_{full} = A_{tbl} [50] Y_{full}^2 \quad (5-19)$$

$$R_{full} = R_{tbl} [50] Y_{full} \quad (5-20)$$

$$W_{max} = \left\{ \max_{0 \leq i \leq 50} W_{tbl} [i] \right\} Y_{full} \quad (5-21)$$

断面因子为最大时水深所对应的 A_{max} 数值为：

$$A_{max} = \left\{ \max_{0 \leq i \leq 50} (A_{tbl} [i] R_{tbl} [i]^{2/3}) \right\} Y_{full}^2 \quad (5-22)$$

将第 5.1.8 部分描述的牛顿-拉夫森-二分方法用于估计 $A(\Psi)$ 。

5.3 不规则自然渠道

SWMM 也能够模拟不规则形状的自然渠道。断面形状通过横断面对象表示，从左侧渠岸顶部开始（向下游方向视图），横向延伸通过渠道，到达右侧渠岸顶部。相对于已知渠床标高（ y ）记录了横断面中测试站点（ x ）的序列（见图 5-8）。单一横断面用于表示渠道整个长度的断面。这可能需要较长的渠道结合变化的断面，划分为较小的更一致渠段。

如图 5-8 所示，横断面包含了两侧的超高区域。每一个是可选的，用于指定与主渠道不同的曼宁粗糙系数。每一超高边界位置必须与横断面测试站之一重合。

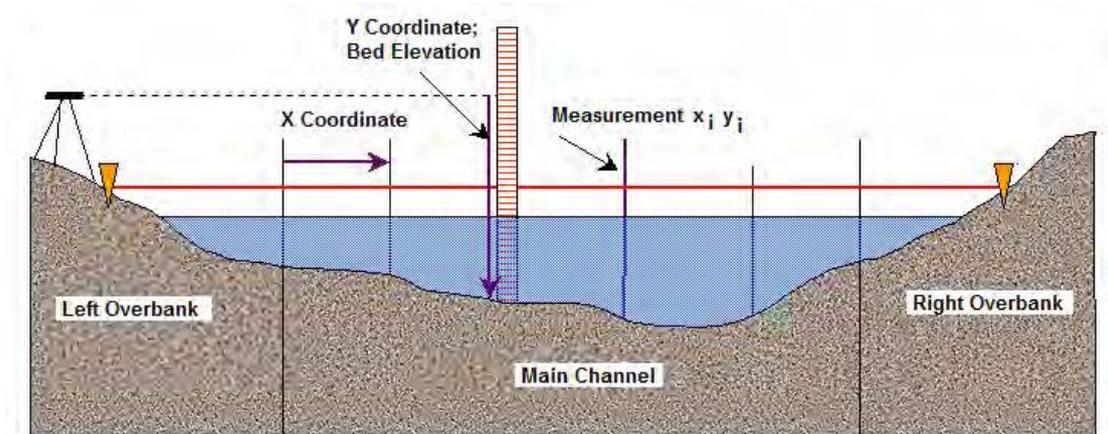


图 5-8 自然渠道横断面

横断面的过流面积 A 、顶宽 W 和水力半径 R 为事先计算的，在 51 个等间距水深数值相对于满流深度 (Y/Y_{full})，并分别保存到表格 A_{tbl} 、 W_{tbl} 和 R_{tbl} 。表格数值分别针对满流断面 A_{full} ，最大宽度 W_{max} 和满流断面水力半径 R_{full} 。这些表格按照与第 5.1.4 部分描述的椭圆形和拱形相同表格方式使用，为了评估 $A(Y)$ 、 $W(Y)$ 、 $R(Y)$ 、 $Y(A)$ 、 $\Psi(A)$ 和 $\Psi'(A)$ 。 $A(\Psi)$ 利用第 5.1.8 部分描述的牛顿-拉夫森一二分法求得。

构建横断面集合属性表的第一步是寻找最低和最高标高的测试站点。满流渠道深度 Y_{full} 设置等于这些数值之差。如果必要，在横断面两侧可添加新的站点，以便两侧处于最高标高。于是所有站点标高数值 y 转换为最低标高站点以上的高度。

下一表格数据的生成，针对一系列深度，从 0 开始（其表格数据设置为 0），将满流深度划分为 50 个相等增量。求每一表格数据的过程，对于第 k 个深度间隔，在文本框“*计算不规则断面几何表格数据*”中描述。它跨过断面，计算每一测试站点渠段的面积、宽度和湿周，布置高于当前深度增量。它也求得复合渠段的传递性（断面因子乘以粗糙系数），分离不同粗糙区域，或者出现在断面中的山谷。（图 5-9 说明了三种复合渠段的水深增量。）横断面末端达到复合传递之后，结合主区粗糙度使用，为了求当前深度增量的水力半径。

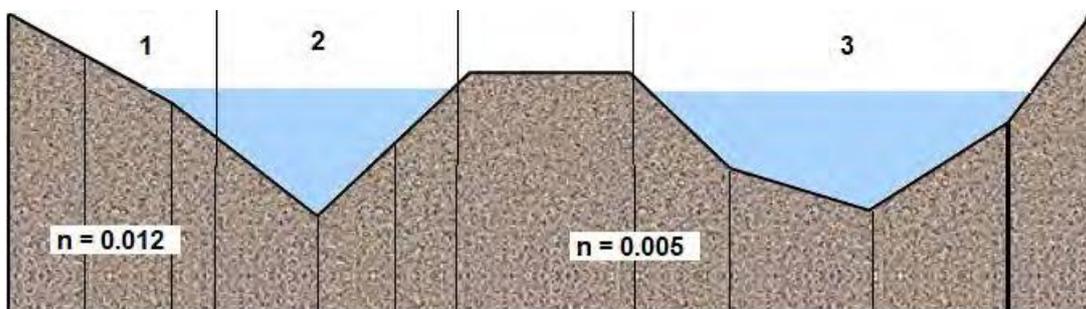


图 5-9 结合三个复合渠段的横断面深度增量

一旦产生了所有深度增量的表格数据，以下量被赋值，用于正规化各自表格中的数据： $A_{full} = A_{tbl}[50]$ ， $W_{max} = W_{tbl}[50]$ ， $R_{full} = R_{tbl}[50]$ 。另一个调整是为了设置 $W_{tbl}[0] = W_{tbl}[1]$ ，因为以上过程没有计算零深度处的宽度。

计算不规则断面的几何尺寸表格数据

1. 为了求不规则断面几何尺寸表格的第 k 个数据，首先初始化如下：

$$\begin{aligned} \text{水深:} & Y = kY_{\text{full}}/50 \\ \text{索引 } k \text{ 的表格数据:} & A_{\text{tbl}}[k] = 0, W_{\text{tbl}}[k] = 0, R_{\text{tbl}}[k] = 0 \\ \text{复合渠段面积:} & A_{\text{sum}} = 0 \\ \text{复合湿周:} & P_{\text{sum}} = 0 \\ \text{总流量传递:} & K = 0 \\ \text{横断面站点索引:} & i = 1 \end{aligned}$$

2. 选择横断面站点 x_{i-1} 和 x_i 之间的断面。

3. 如果水深低于渠道底部 ($Y < \min(y_{i-1}, y_i)$)，转向步骤 10。

4. 计算满流渠段的宽度 w 和湿周 p ：

$$\begin{aligned} w &= x_i - x_{i-1} \\ p &= \sqrt{w^2 + \Delta y^2} \quad \text{式中 } \Delta y = |y_i - y_{i-1}| \end{aligned}$$

5. 如果渠段完全淹没 ($Y > \max(y_{i-1}, y_i)$)，计算它的面积 a 为：

$$a = w(Y - (y_{i-1} + y_i)/2)$$

否则令 $\alpha = (Y - \min(y_{i-1}, y_i))/\Delta y$ ，并令 $a = \alpha^2 w \Delta y$ 。

6. 对部分淹没调整宽度和湿周：

$$w = \alpha w; p = \alpha p$$

7. 更新面积和顶宽的表格数据：

$$A_{\text{tbl}}[k] = A_{\text{tbl}}[k] + a; W_{\text{tbl}}[k] = W_{\text{tbl}}[k] + w$$

8. 更新当前复合渠段的面积和湿周：

$$A_{\text{sum}} = A_{\text{sum}} + a; P_{\text{sum}} = P_{\text{sum}} + p$$

9. 令 n_i 为站点 $i-1$ 和 i 之间的粗糙系数。如果站点 i 覆盖了复合渠段的末端 ($y_i > y$ 或 $n_i \neq n_{i+1}$)，那么更新总传递性：

$$K = K + (1.486/n_i)A_{\text{sum}}(A_{\text{sum}}/P_{\text{sum}})^{2/3}$$

通过令 A_{sum} 和 P_{sum} 为 0，开始新的复合渠段。

10. 如果保留过多的横断面站点，递增站点索引， $i = i + 1$ ，转到步骤 2。

11. 计算水力半径表格数据：

$$R_{\text{tbl}}[k] = \left(\frac{n_c K}{1.486 A_{\text{tbl}}[k]} \right)^{3/2}$$

式中 n_c 为主渠道粗糙度。

不规则自然渠道也可以赋以曲折修正。这是曲折主渠道长度与周围超高面积长度之比。整个渠道的用户提供长度为较长主渠道的同时，SWMM 将在计算中使用较短的超高长度。主渠道的曼宁 n 将增加曲折修正的平方根，为了提供减少主渠道长度的等价摩擦水头损失。

5.4 蓄水装置几何尺寸

SWMM 水力模拟过程需要，蓄水装置表面积 A 和容积 V 怎样随装置底部以上水面深度 Y 变化的知识。不必描述装置的实际形状（圆形、矩形等）。而是表面积或容积与深度之间的关系式，当可以根据另一个推导时（ $A = dV/dY$ 和 $V = \int AdY$ ）。SWMM 询问用户，是否需要利用蓄水曲线提供表面积和深度之间的关系式。可以使用两类曲线：函数和表格。

函数蓄水曲线的一般形式为：

$$A = c_0 + c_1 Y^{c_2} \quad (5-23)$$

式中 c_0 , c_1 和 c_2 为用户提供的常数。给定深度处的表面积直接由该公式求得。容积 V 和深度 Y 之间的关系（动态波分析需要的）为：

$$V = c_0 Y + \left(\frac{c_1}{c_2 + 1} \right) Y^{c_2 + 1} \quad (5-24)$$

为了求给定容积对应的深度（运动波分析需要的），求解以下非线性方程中的 Y 值：

$$f(Y) = V - \left(c_0 Y + \left(\frac{c_1}{c_2 + 1} \right) Y^{c_2 + 1} \right) = 0 \quad (5-25)$$

利用附录 A 描述的牛顿-拉夫森-二分方法在区间 $[0, Y_{full}]$ 求解，结合初始估计 $Y = V / (c_0 + c_1)$ 、收敛精度 0.001 ft 和公式 5-23 给出的导数 $f'(Y)$ 。

表格型蓄水曲线为用户提供的一系列数据对 Y_i, A_i ，定义了蓄水装置表面积与表面深度的响应线性曲线。该类曲线的一个例子见图 5-10。

为了求对应于给定蓄水深度的面积，在蓄水曲线中包含了深度数值的数据点之间内插。确定给定深度 Y 的蓄水容积 V ，等价于求蓄水曲线从深度 0 到 Y 的面积。这可以利用梯形法则完成（Atkinson, 1989），得到：

$$V = \frac{1}{2} \left\{ \sum_{i=1}^n (Y_i - Y_{i-1})(A_i + A_{i-1}) \right\} + \frac{1}{2} (Y - Y_n)(A + A_n) \quad (5-26)$$

式中 n 为结合 $Y_n \leq Y$ 的最大数据点索引； A 为对应于深度 Y 的表面积，根据蓄水曲线本身求得。图 5-11 中的矩形阴影说明了梯形法则怎样用于蓄水曲线，为了求得特定深度的蓄水容积。

对应于蓄水曲线特定容积的深度求解如下。利用梯形法则，求解通过每一曲线段贡献容积，从 0 开始，直到累计容积 V_{sum} 超过目标容积 V 。令该段起点处的数据点索引标为 i 。然后得出容积 V 的深度为：

$$Y = Y_i + \left[\sqrt{A_i^2 + 2\alpha(V - V_{sum})} - A_i \right] / \alpha \quad (5-27)$$

式中 $\alpha = (A_{i+1} - A_i) / (Y_{i+1} - Y_i)$ 。

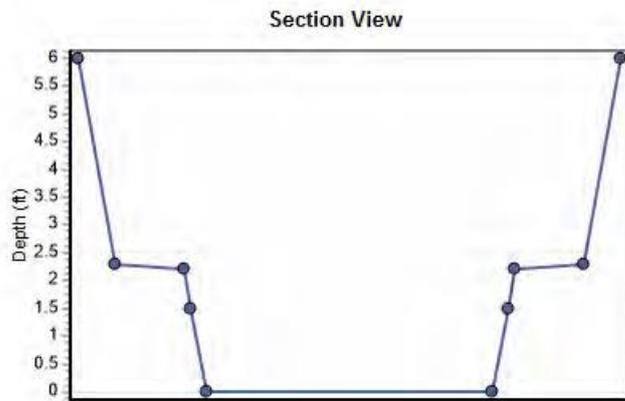
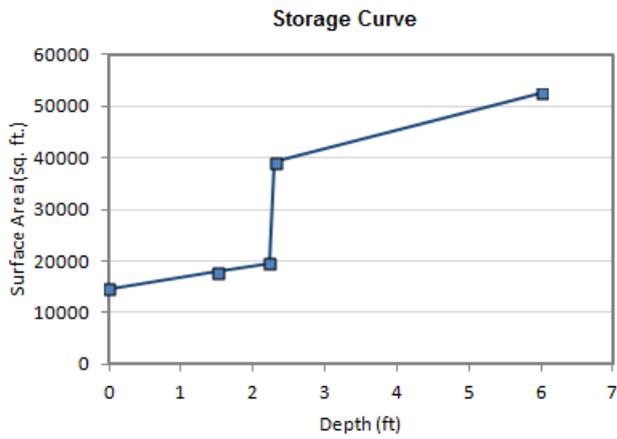


图 5-10 蓄水曲线及其剖面图示例

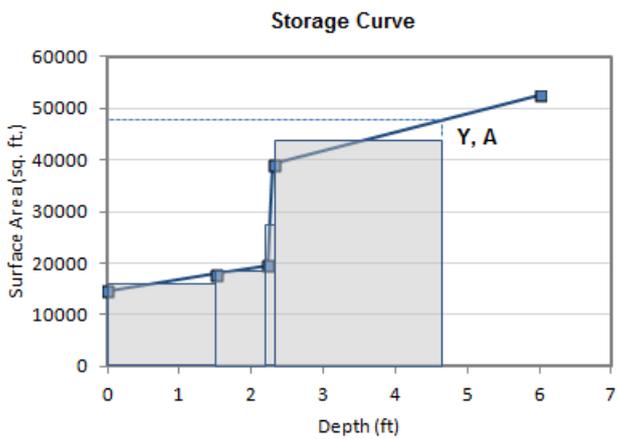


图 5-11 根据蓄水曲线求解给定深度下的容积

5.5 临界水深和正常水深

动态波分析中，SWMM 需要计算以下情况中管渠的临界水深和正常水深：

1. 管渠连接到自由排放节点。
2. 管渠及其连接节点水位之间存在不连续时（即存在自由跌落条件）。

这些深度为流量和断面形状函数。除了最简单形状，均需要迭代数值方法计算它们。

5.5.1 临界水深

临界水深定义为给定流量 Q 处比能为最小，且佛汝德数 Fr 等于 1 时的深度 Y (Chow, 1959)。由后一条件

$$Fr = U / \sqrt{gA/W} = 1 \quad (5-28)$$

式中 U 为流速； g 为重力加速度。因为 $U = Q/A$ ，面积和宽度均为水深函数，临界水深 Y_C 处保持以下关系：

$$A(Y_C)^3 / W(Y_C) = Q^2 / g \quad (5-29)$$

可以明确计算几种简单管渠形状的 Y_C 。公式见表 5-14。另一些形状需要迭代求根过程，用于公式 5-29 的以下形式：

$$f(Y) = A(Y)^3 / W(Y) - Q^2 / g = 0 \quad (5-30)$$

因为 $f(Y)$ 的解析导数不可用于多数形状，使用免导数方法代替牛顿-拉夫森方法。两种这样的方法为间隔枚举和 Ridder 方法 (Press et al., 1992)。Ridder 方法为错误位置方法的变种。用户提供一组包含了 Y_C 的深度 Y_1 和 Y_2 ，结合中止精度 ϵ 。完整算法在附录 B 描述。

表 5-14 简单断面形状的临界深度公式

形状	公式	备注
矩形 ¹	$Y_C = \left(\frac{Q^2}{gb^2} \right)^{1/3}$	b ——宽度
三角形 ¹	$Y_C = \left(\frac{2Q^2}{gs^2} \right)^{1/5}$	s ——边坡
抛物线性 ²	$Y_C = \left(\frac{27\alpha Q^2}{32g} \right)^{1/4}$	周长公式： $y = \alpha x^2$
幂法则 ²	$Y_C = \left(\frac{(1+\gamma)^3 \alpha^{2\gamma} Q^2}{4g} \right)^{1/(3+2\gamma)}$	周长公式： $y = \alpha x^{1/\gamma}$

¹French(1985)。

²Swamee(1993)。

结合间距枚举，断面的满流深度划分为 N 个等间距（SWMM 5 目前采用 $N = 25$ ）。给定流量及其临界深度的初始估计 Y_C ，将以下步骤用于计算它的实际数值：

1. 令 i 为 NY_C/Y_{full} 的整数部分，并令 $Y = iY_{full}/N$ 。
2. 求 $Q_0 = \sqrt{gA(Y)^3 / W(Y)}$ 。
3. 如果 $Q_0 < Q$:
 - a. 令 $i = i + 1$ ， $Y = iY_{full}/N$ ，且 $Q_C = \sqrt{gA(Y)^3 / W(Y)}$ 。
 - b. 如果 $Q_C \geq Q$ ，那么结合 $Y_C = [(Q - Q_0)/(Q_C - Q_0) + (i - 1)](Y_{full} / N)$ 中止。
 - c. 令 $Q_0 = Q_C$ ，转向步骤 a.
4. 否则:
 - a. 令 $i = i - 1$ ， $Y = iY_{full}/N$ ，且 $Q_C = \sqrt{gA(Y)^3 / W(Y)}$ 。
 - b. 如果 $Q_C < Q$ ，那么结合 $Y_C = [(Q - Q_0)/(Q_C - Q_0) + i](Y_{full} / N)$ 。
 - c. 令 $Q_0 = Q_C$ ，转向步骤 a.

经验测试说明，与 Ridder 方法相比，间距枚举方法采用了较少的迭代次数，当：

1. 断面满流面积与相同满流深度的圆形断面之比处于 0.5 和 2.0 之间时。
2. Y_C 的初始估计，根据圆形断面的以下近似计算为（French 1985）：

$$Y_C = 1.01 \frac{(Q^2 / g)^{0.25}}{Y_{full}^{0.26}} \quad (5-31)$$

因此当保持以上所列第一条条件时，使用间距枚举，结合第二个条件用于设置 Y_C 的初始估计。否则结合公式 5-30，采用 Ridder 方法作为函数，其根 Y_C 利用收敛精度 0.001 英尺求得。 Y_C 中的初始区间 $[Y_1, Y_2]$ 确定如下：

1. 令 $Y_{1/2} = 0.5Y_{full}$ ， Y_0 为以上公式 5-31 计算值。
2. 计算 $Q_0 = \sqrt{gA(Y_0)^3 / W(Y_0)}$ 和 $Q_{1/2} = \sqrt{gA(Y_{1/2})^3 / W(Y_{1/2})}$ 。
3. 如果 $Q_0 > Q$ ，那么:
 - a. 令 $Y_2 = Y_0$ 。
 - b. 如果 $Q_{1/2} < Q$ ，那么令 $Y_1 = Y_{1/2}$ ，否则令 $Y_1 = 0$ 。
4. 否则:
 - a. 令 $Y_1 = Y_0$ 。
 - b. 如果 $Q_{1/2} > Q$ ，那么令 $Y_2 = Y_{1/2}$ ，否则令 $Y_2 = 0.99Y_{full}$ 。

5.5.2 正常水深

正常水深定义为管渠给定均匀流下的水深。当将曼宁公式用于描述均匀流时，流量 Q 和正常深度 Y_N 之间的关系为：

$$A(Y_N)R(Y_N)^{2/3} = Q\eta / \sqrt{S_0} \quad (5-32)$$

式中 η 为曼宁粗糙度，表示为美制单位； S_0 为管渠坡度。由第 4 章引入的断面因子 Ψ 定义，公式 5-32 可写为：

$$\Psi = Q\eta / \sqrt{S_0} \quad (5-33)$$

为求对应于流量 Q 的 Y_N ，首先由公式 5-33 计算 Ψ ，然后利用第 5.1.8 部分描述的方法，求产生该 Ψ 数值的过流面积 A ；最后利用特定形状的 $Y(A)$ 函数，估计产生该面积的深度。公式项中：

$$Y_N = Y(A(\Psi = Q\eta / \sqrt{S_0})) \quad (5-34)$$

第 6 章 水泵和调节器

水泵用于雨水和污水收集系统，提升水到较高标高，以便维持合理流速下的重力流动。它们也用于产生压力管道中的压力流。调节器的作用正如限制管渠流量或在蓄水装置出口处的阀门。它们也作为分流器，分离输水系统不同分支之间的流量（例如，合流制排水管道系统的截流管道和溢流管道之间的溢流井）。调节器的类型包括孔口、堰或常规出水口，它在几何尺寸以及流量和水头之间的关系式中是不同的。本章描述如何计算通过水泵和调节器的流量，针对动态和运动波模型。

6.1 水泵

SWMM 将水泵处理为流量 Q 和水头 H 之间具有预定义关系的管段，或者一些合适的代理。该关系式通过用户提供的水泵曲线定义。表 6-1 说明了 SWMM 识别的四种类型水泵曲线。尽管不是需要的，水泵进口节点通常为蓄水节点，表示了泵站集水井。例外为动态波分析下位于压力管线内部的在线加压泵。第五类水泵称作理想水泵，没有利用水泵曲线，而是使它的流量等于进入进水节点的流量。它必须是进水节点来的唯一出流管段，主要用于初步设计。

Type1 或 Type2 曲线的单一点，通常表示了恒定流量活塞泵的工况点。额外数据点可能表示了不同水泵转速处的流量，或者额外恒定转速水泵并联运行的贡献。Type3 曲线表示了固定转速下离心泵运行的特征曲线，其中具有连续的流量范围，取决于需要的水泵。Type4 曲线为结合了连续转速控制的活塞泵；或者提升水到或多或少固定标高的离心泵，以便需要的水头仅仅取决于进水节点处的水位。

无论何时在动态波还是运动波方法中遇到水泵管段，直接根据水泵曲线求得新的流量，最后针对计算节点水头和容积。

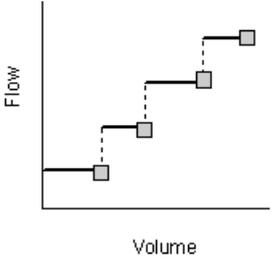
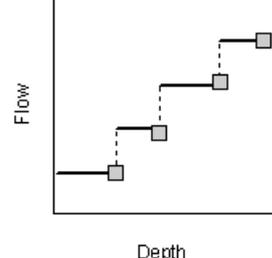
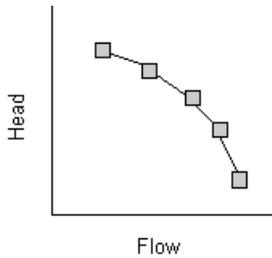
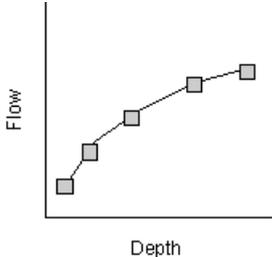
对于 Type1 和 Type2 曲线，曲线在逐步形式中针对第一点搜索，其容积或深度超过了水泵进水节点处的容积或深度。水泵流量为对应于该点的流量。对于 Type3 曲线，流量首先求得包含了水泵出水 and 进水节点之间水头差的临近数据点对，然后对于给定水头差，在这些点之间内插流量确定。类似的检查过程用于 Type4 曲线，除了使用水泵进水节点处的水位而不是水头差。水泵流量不允许出现在其水泵曲线定义的最小和最大数值之外，且不允许为负值。

由水泵曲线乘以目前运行下水泵的速度设置 ω ，求得流量数值。模拟中可利用控制规则改变转速设制。设置也可根据集水井水位控制水泵操作（例如当水位高于启动深度时，设置 $\omega = 1$ ；当低于关闭深度时，设置为 0）。应检查调整后的水泵流量，为了保证它不会引在当前时间步长内起进水节点水位降低到 0 以下。如果节点为蓄水节点，那么提升速率不可以超过 Q_{\max} ，其中

$$Q_{\max} = Q_{in} + V_N / \Delta t \quad (6-1)$$

式中 Q_{in} 为最近计算的节点总进流量； V_N 为时间步长开始的节点容积； Δt 为当前时间步长。如果进水节点不是蓄水节点，且做出了动态波分析，公式 3-15a 结合当前提升速率使用，为了估计时间步长末的进水节点水头。如果该水头低于节点内地 标高，那么提升速率设置等于节点当前进流量。

表 6-1 SWMM 识别的水泵曲线

<p>Type1 包括一系列恒定流量，用于水泵进水节点处相应序列容积区间。</p>	
<p>Type2 除了固定流量水位随水泵进水节点处一组深度区间变化，类似于 Type1 水泵。</p>	
<p>Type3 在对应直线形式中表示的一些名义叶轮转速处的离心水泵特性曲线。流量为进水和出水节点之间水头差的函数。</p>	
<p>Type4 流量随进水节点深度连续变化的变速在线水泵。</p>	

考虑水泵的一些额外计算机细节如下：

1. 如果 Type1（流量与容积）的进水节点不是蓄水节点，那么它赋以虚拟集水井，其容积随深度线性变化，在满流节点深度达到水泵曲线的最高容积。正常非蓄水节点方法用于更新节点水位，对应于节点水位的虚拟集水井容积，用于确定提升流量。公式 6-1 也用于将水泵流量限制到节点可以释放的最大流量。

2. 对于动态波模型：

a. 在进水和出水节点处水泵没有贡献任何表面积到节点-管段组合。

b. 对于 Type3 和 Type4 水泵曲线，用于估计出水节点的 $\partial Q / \partial H$ 项为负的线段坡度，其中提升流量位于的。对于其他水泵类型，它为零，因为它们的线段具有零坡度。

c. 低于松弛不能用于连续水泵流量，在第 3.2 部分描述的迭代方法的步骤 3 处。

3. SWMM 计算每一时间步长 Δt 内每台水泵消耗的能量，千瓦-时：

$$kWh = 0.7457(H_2 - H_1)Q(\Delta t/3600)/8.814 \quad (6-2)$$

式中水头 H_1 和 H_2 以英尺计，流量 Q 以 cfs 计，时间步长 Δt 以秒计。该计算中没有包

含水泵从线到水的效率。SWMM 提升总结报告中总计和报告每一水泵每一时段的能量消耗。报告的也有在线和在水泵下限或上限运行的百分比。

6.2 孔口

孔口常规为定型、淹没开孔，通过它，流量正比于通过开孔水头的平方根。孔口通常用于：

- 调整离开滞留塘和其他蓄水设施的流量；
- 以水闸形式调整通过渠道的流量；
- 从截流管道分流过流量到溢流构筑物；
- 模拟雨水口。

6.2.1 表示

SWMM 将孔口表示为两个节点之间的管段。对于边侧孔口，开孔可以在竖向面导向；或者对于底部孔口，为水平面（见图 6-1）；开孔高于进口节点内底一定距离。竖直管道或雨水口用作滞留塘的出水构筑物，可以模拟为具有竖向偏移的底部孔口。对于运动波分析，进口节点必须为蓄水节点，因为这是唯一为计算真实水头的节点类型。对于动态波分析，它可以为任何类型节点。

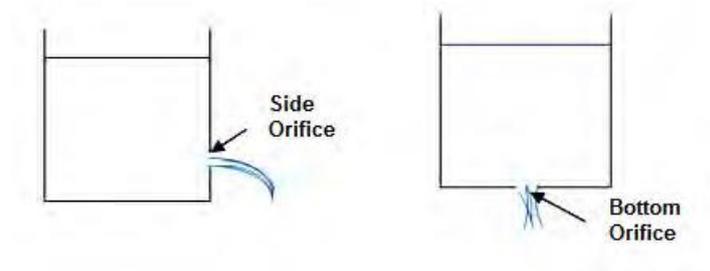


图 6-1 孔口方向

孔口管段的属性包括：

- 它在上游节点内底以上的开孔高度；
- 开孔形状可以为圆形或矩形；
- 它的开孔尺寸（圆形孔口的直径或者矩形孔口的高度和宽度）；
- 它的流量系数（以下更详细描述）；
- 它是否包含了防止逆向流动的拍门。

通过利用控制规则调整，可以在模拟过程中改变孔口开孔尺寸。孔口设置为保持开启的全高度率（例如降低或提升高侧面孔口之上水闸行动而出现的）。该情况中，额外可选参数为完全关闭一个完全开启的（或者完全开启一个完全关闭的）孔口所需时间。

6.2.2 淹没进口的流量

在动态波或运动波求解过程中无论何时遇到孔口管段，结合进口侧完全淹没；它的流量 $Q(\text{cfs})$

可利用 Torricelli 公式求得 (Brater et al., 1996):

$$Q = C_d A_0 \sqrt{2gH_e} \quad (6-3)$$

式中 C_d ——无量纲孔口流量系数; A_0 ——开孔面积 (ft^2); H_e ——孔口处看到的有效水头 (ft)。以下段落描述怎样评估这些参数。

流量系数 (C_d)

C_d 最常应用的数值为 0.6, 对于参差不齐的边缘孔口, 建议为 0.4 (Federal Highway Administration, 2009)。Brater et al. (1996)回顾了大量试验研究, 说明系数变化在 0.59 和 0.67 之间, 取决于孔口形状、尺寸和有效水头。

开孔面积 (A_0)

孔口开孔面积取决于它的设置是什么。令 ω 为前一演算时间步长末的孔口设置 (处于 0 和 1 之间), ω^* 为后一时间建立的目标设置, 涉及孔口的控制被激发时。如果关闭/开启孔口的时间 Δt_0 为 0, 那么对于当前时间步长, $\omega = \omega^*$ 。否则令 $\Delta\omega$ 为 $\omega^* - \omega$, ω 更新如下:

$$\omega = \begin{cases} \omega + \text{sgn}(\Delta\omega)\Delta t/\Delta t_0 & \text{如果 } \Delta t/\Delta t_0 < \Delta\omega \\ \omega^* & \text{其他} \end{cases} \quad (6-4)$$

式中 Δt 为当前时间步长长度。结合建立的设置, 利用第 5 章描述的方法确定孔口开启面积, 求得圆形或矩形断面的面积, 取决于在全高度率 ω 的孔口形状。

有效水头 (H_e)

通过孔口的有效水头取决于它的出流侧水位是否处于孔口开孔以下。令 H_1 为孔口名义上游节点处最近计算的水头, H_2 为名义下游节点处的。对于运动波分析, 因为上游节点必须为蓄水节点, H_1 为蓄水装置的水面标高; H_2 为下游节点的内底标高。如果 $H_1 < H_2$, 且孔口没有拍门, 那么水头数值逆转 (因此 H_1 具有较高数值), 计算的流量将与名义下游方向相反。结合建立的 H_1 和 H_2 , 以下规则用于确定通过孔口的有效水头, 其中 Z_0 为孔口开孔底部标高, Y_{full} 为全高度:

1. 对于侧面孔口:

$$H_e = \begin{cases} H_1 - (Z_0 + \omega Y_{full}/2) & \text{对于 } H_2 < Z_0 + \omega Y_{full}/s \\ H_1 - H_2 & \text{其他} \end{cases} \quad (6-5)$$

2. 对于底部孔口:

$$H_e = \begin{cases} H_1 - Z_0 & \text{对于 } H_2 < Z_0 \\ H_1 - H_2 & \text{其他} \end{cases} \quad (6-6)$$

图 6-2 说明了侧面孔口怎样估计 H_e 。

6.2.3 非淹没进口的流量

当侧面孔口进口处水位低于开孔顶部时, 孔口作为堰, 不再使用公式 6-3 (见图 6-3)。当底部孔口之上水头低于临界水平时, 出现类似的状况。对于这些情况, 当利用标准矩形堰公式计算孔口流量时, SWMM 确定了堰作用在什么样的临界水头, 以及等价堰系数是多少, 堰顶长度应是多少。侧面和底部孔口的细节不同, 描述如下。

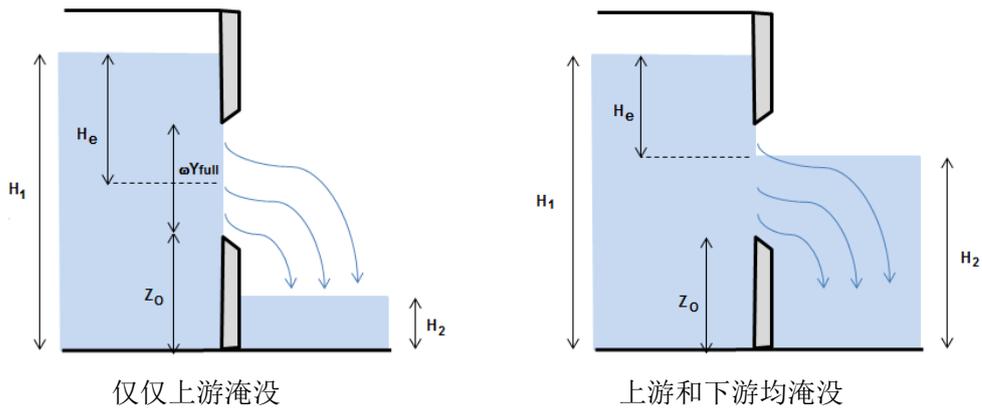


图 6-2 孔口有效水头的确定

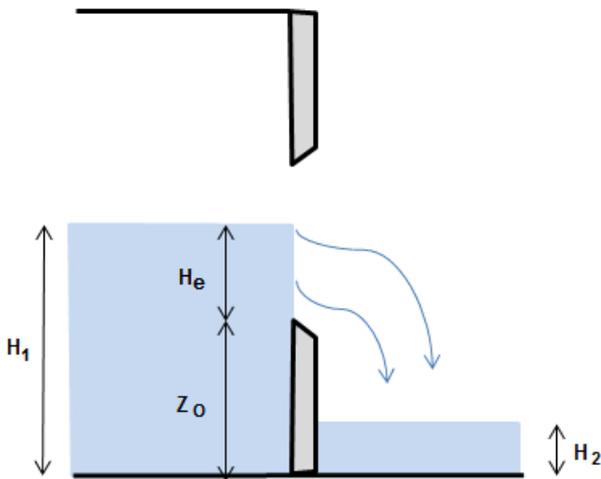


图 6-3 非淹没进口的孔口

侧面孔口

对于侧面孔口，当进口水位低于孔口开孔顶部时，出现堰流特性。于是临界水头 H^* 为：

$$H^* = Z_0 + \omega Y_{full} \quad (6-7)$$

当进口水头 H_1 低于该高度时，通过孔口的流量可利用一般堰流公式近似：

$$Q = C_w L (H_1 - Z_0)^{1.5} \quad (6-8)$$

式中 C_w 为堰流系数 ($\text{ft}^{1/2}/\text{sec}$)； L 为等价堰的顶部长度 (ft)。当 $H_1 = H^*$ 时，将该公式的流量与孔口公式 6-3 的相等，求解 $C_w L$ ，得到：

$$C_w L = \frac{C_d A_0 \sqrt{g}}{\omega Y_{full}} \quad (6-9)$$

于是无论何时当上游水头 H_1 低于 H^* 时，通过侧面孔口的流量可以利用堰流公式 6-8 求得，结合公式 6-9 给出的 $C_w L$ 。

底部孔口

对于底部孔口，假设堰流的临界进口水头 H^* ，将为利用孔口和一般堰流公式计算通过孔口

流量相同的点。公式中：

$$C_d A_0 \sqrt{2g} (H^* - Z_0)^{0.5} = C_w L (H_1 - Z_0)^{1.5} \quad (6-10)$$

求解 H^* ，得：

$$H^* = Z_0 + \frac{C_d A_0 \sqrt{2g}}{C_w L} \quad (6-11)$$

为了评估 H^* ，必须赋值 C_w 和 L 。 C_w 可设置为薄壁堰常采用的 $3.33 \text{ ft}^{0.5}/\text{sec}$ 数值 (Mays, 2001)。 L 可设置为开孔周长，如下：

$$L = \begin{cases} \pi \omega Y_{full} & \text{对于圆形开孔} \\ 2(b + \omega Y_{full}) & \text{对于矩形开孔} \end{cases} \quad (6-12)$$

式中 b 为矩形开孔的固定宽度。对于给定孔口系数和开孔尺寸，现在可以确定 H^* 。无论何时当上游水头 H_1 低于 H^* 时，通过底部孔口的流量可以利用一般堰流公式 6-8 求得，结合 $C_w = 3.33$ ，以及公式 6-12 给出的 L 。

尾水淹没修正

正如随后第 6.3 部分描述的，无论何时当下游水位高于堰顶时，Villemonte 公式用于考虑淹没效应 (Brater et al., 1996)。因此当将一般堰流公式 6-8 用于计算孔口流量，且下游水头 H_2 高于孔口开孔 Z_0 的底部时，以下淹没调整因子 f_s 用于计算流量数值：

$$f_s = [1 - (H_2 / H_1)^{1.5}]^{0.385} \quad (6-13)$$

6.2.4 拍门水头损失调整

当孔口具有拍门时，它增加了少量通过闸门流量的水头损失。该水头损失的经验公式，来自 Iowa State University 在 1930 年代执行的实验，并由 Armco (1978) 公布：

$$\Delta H = \frac{4U^2}{g} \exp(-1.15U / \sqrt{H_e}) \quad (6-14)$$

式中 ΔH 为拍门增加的水头损失 (ft)； U 为通过孔口的流速 (ft/sec)，它等于 Q/A_0 。首先计算没有该增加水头损失下孔口流量；利用公式 6-14 计算 ΔH ，并从 H_e 中减去它。然后利用调整后的有效水头计算流量。

6.2.5 动态波考虑

当不是淹没状态时，动态波模拟将节点所连管段的表面积用于更新节点水头 (见第 3 章)。因为孔口没有长度，它对节点表面积贡献应为零。可是在 SWMM 的较老版本中，孔口表示为贡献表面积到它的两端节点的等价管道，正如真实管渠所做的。为了与以往版本兼容，SWMM 5 计算孔口的表面积 A_{SL} 为

$$A_{SL} = \begin{cases} W(Y_0)L_0 & \text{对于边侧孔口} \\ A(\omega Y_{full}) & \text{对于底部孔口} \end{cases} \quad (6-15)$$

式中:

Y_0 ——通过孔口水深 (ft), 等于 $\min(H_1 - Z_0, \omega Y_{full})$;

L_0 ——孔口的等价管渠长度 (ft), 等于 $\max(2\Delta t_{max} \sqrt{gY_{full}}, 200)$;

Δt_{max} ——通过用户赋给模拟的最大时间步长 (sec);

$W(Y)$ ——水深 Y 处孔口开孔宽度 (ft);

$A(Y)$ ——水深 Y 处孔口开孔面积 (ft²)。

对于圆形或封闭矩形断面, 利用第 5 章的公式估计 $W(Y)$ 和 $A(Y)$ 。假设节点不是蓄水装置, 也没有低于孔口开孔的水头, A_{SL} 的一半赋给孔口两端节点。

当更新连接到管段的超载节点水头时, 动态波分析也需要管段流量关于水头的导数值 (dQ/dH) (见第 3.3.5 部分)。对于淹没头水孔口, 由计算流量 Q 的公式 6-3, 得到该导数为:

$$\frac{dQ}{dH} = 0.5Q / H_e \quad (6-16)$$

对于非淹没头水孔口, 由计算 Q 的公式 6-8, 得到:

$$\frac{dQ}{dH} = 1.5Q / (H_1 - Z_0) \quad (6-17)$$

6.2.6 孔口计算的总结

孔口管段流量的计算步骤总结如下。在时间步长的开始:

1. 如果孔口设置还没有达到它的目标数值, 或者已经通过控制规则改变了目标数值; 那么利用公式 6-4 更新设置。
2. 如果孔口设置已经改变, 那么计算它的开孔有效面积 A_0 。对于侧流堰, 利用公式 6-7 计算堰流特征的临界水头 H^* , 利用公式 6-9 计算它的等价堰常数 C_{WL} 。对于底部堰, 利用公式 6-12 求等价堰长 L , 公式 6-11 求临界水头 H^* , 并设置等价堰常数为 $3.33L$ 。

对于时间步长内的每一次迭代, 需要计算通过孔口的流量:

1. 令 H_1 表示孔口上游节点最近计算的水头, H_2 与下游节点处相同。(对于运动波分析, H_2 为下游节点的内底标高。)
2. 如果 $H_1 < H_2$, 逆转数值, 以便 H_1 作为较高水头, 并注意到将出现逆转流量。如果孔口具有拍门, 或者 H_1 处于孔口开孔以下, 那么设置它的流量为 0。
3. 如果孔口在它的上游侧没有淹没 ($H_1 < H^*$), 那么利用公式 6-8 求它的流量, 结合公式 6-13, 纠正任何尾水淹没。否则利用公式 6-5 (对于侧面孔口) 或者 6-6 (对于底部孔口) 求孔口处的有效水头 H_e , 然后利用公式 6-3 计算它的流量。
4. 如果孔口具有拍门, 那么将公式 6-14 用于减小它的有效水头, 并重复步骤 2 的流量计算。
5. 如果孔口具有逆向流动, 那么使计算流量为负值。
6. 动态波分析下, 将公式 6-15 用于将表面积赋给孔口, 并利用公式 6-16 (对于侧面孔口) 或 6-17 (对于底部孔口) 计算孔口的 dQ/dH 。

6.3 堰

横断面堰为一种垂直于流向断面的障碍。侧流堰为一种沿着平行于流向的管渠边壁障碍。通过堰的流量正比于堰顶以上水位高度大于一的幂。堰用于与孔口相同的原因：调节蓄水设施出流量，调整通过渠道的流量，以及将合流管道过流量分流到溢流构筑物。孔口通常结合淹没的进水侧运行，而堰通常高于它们的自由表面。

6.3.1 表示

SWMM 将堰表示为两个节点之间的管段。对于运动波分析，进水节点必须为蓄水节点，因为这是真实水头被计算的唯一类型节点。对于动态波分析，它可以为任何类型节点。

堰管段的属性包括：

- 高于其上游节点内底的堰顶高度；
- 它的方向（横断或侧流）；
- 开孔形状和尺寸；
- 末端收缩数量；
- 有效堰系数；
- 是否包含防止逆向流动的拍门。

图 6-4 说明了通过 SWMM 模拟的不同形状横断堰。侧流堰允许的唯一形状为矩形。

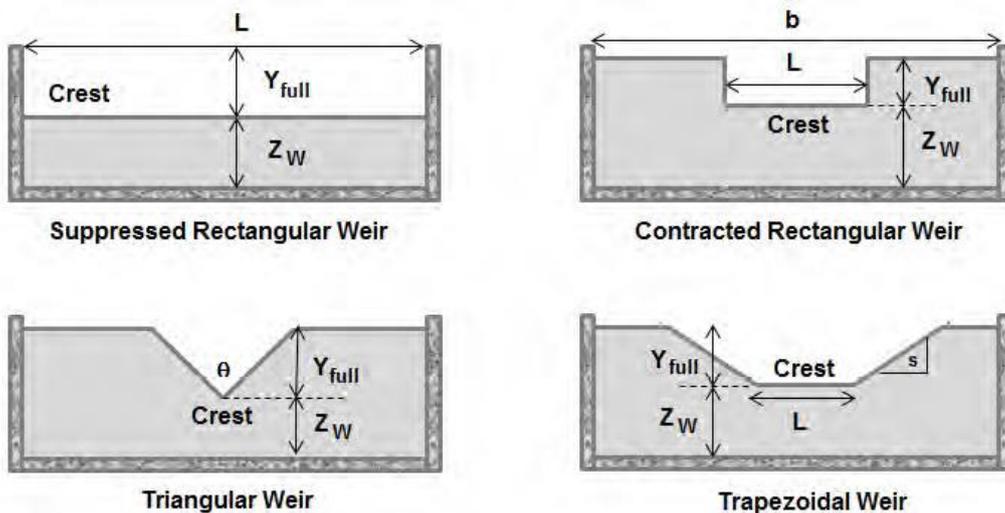


图 6-4 横断堰形状

压缩矩形堰具有穿过整个渠道的开孔，而收缩堰不是。堰也分类为薄壁堰或宽顶堰。薄壁堰具有较薄的顶部厚度，以至于当水流过堰时弹出堰顶。宽顶堰的顶部很厚，溢流保持与堰顶表面接触。

通过利用控制规则调整它的设置，模拟过程中可以改变堰顶的标高。堰设置 ω 为全深度的比值，在堰顶上下移动之后，保持开启的，当结合向下开启堰闸或膨胀坝出现时。设置为 1

时，堰顶位置处于它的最低可能数值，它的开启全高度可用于过流。在数值 0 处，堰已经上升，以至于没有开孔高度，且没有流量通过堰。在中间设置处，顶部标高等于它的最低可能数值加上 $1 - \omega$ 倍的完整开孔高度。

6.3.2 横断堰

通用公式

自由流动通过横断矩形堰的通用公式为 (Brater et al., 1996):

$$Q = C_W L_e H_e^{3/2} \quad (6-18)$$

对于三角形堰为 (Brater et al., 1996):

$$Q = C_W \tan(\theta/2) H_e^{5/2} \quad (6-19)$$

这些公式中， Q 为流量 (cfs); L_e 为有效堰长度 (ft); θ 为三角堰槽角度; H_e 为堰的进流侧有效水头 (ft); C_W 为堰流系数 ($\text{ft}^{1/2}/\text{sec}$)。梯形堰可处理为矩形堰和两个半三角堰的组合 (Featherstone and Nalluri, 1982)，得出公式:

$$Q = Q_R + Q_T \quad (6-20a)$$

$$Q_R = C_{WR} L_e H_e^{3/2} \quad (6-20b)$$

$$Q_T = C_{WT} s H_e^{5/2} \quad (6-20c)$$

式中 s 为梯形边壁坡度 (水平/竖向); C_{WR} 和 C_{WT} 分别为用于堰的矩形和三角形部分系数。

有效水头 (H_e)

考虑堰的当前设置有效水头，为:

$$H_e = H_1 - (Z_W + (1 - \omega)Y_{full}) \quad (6-21)$$

式中 H_1 为堰两端节点中水头较大值; Z_W 为满孔时 (即当 $\omega = 1$ 时) 堰顶标高; Y_{full} 为堰开孔的满流高度。如果 H_1 对应于堰的下游节点，那么出现逆向流动通过堰，除非存在拍门; 该情况中流量为 0。如果 $H_e \leq 0$ ，流量也将为 0。

有效堰顶长度 (L_e)

矩形堰的有效顶部长度，通过两端收缩个数降低，如下 (Mays, 2001):

$$L_e = L - 0.1nH_e \quad (6-22)$$

式中 L 为实际堰顶长度; 如果远离一侧壁面， $n = 1$; 如果远离两侧壁面， $n = 2$; 如果它占据了整个管渠宽度， $n = 0$ (见图 6-4)。

当三角堰的设置 ω 小于 1 时，它的开孔取梯形堰形状。该情况中，使用梯形堰公式 6-18，结合 C_{WR} 和 C_{WT} 设置等于堰的最初系数; 边壁坡度 s 设置等于 $\tan(\theta/2)$ ，有效长度变为:

$$L_e = 2s(1 - \omega)Y_{full} \quad (6-23)$$

该公式也用于设置小于 1 时的梯形堰。

堰流系数 (C_w)

薄壁矩形堰的标准堰流系数 C_w 为 $3.33 \text{ ft}^{1/2}/\text{sec}$ (Mays, 2001)。对于 $H_w/L > 1/3$, 发现系数随着有效水头以及堰的尺寸和布局变化 (Bureau of Reclamation, 2001)。Kindsvater-Carter 方法 (Bureau of Reclamation, 2001) 利用以下公式表示该依赖性:

$$C_w = c_1(H_w / Z_w) + c_2 \quad (6-24)$$

式中常数 c_1 和 c_2 随着堰顶长度 L 与堰所在断面的满宽度 b 之比变化, 见表 6-2。

表 6-2 矩形堰系数的 Kindsvater-Carter 常数

L/b	$c_1(\text{ft}^{1/2}/\text{sec})$	$c_2(\text{ft}^{1/2}/\text{sec})$
0.2	-0.0087	3.152
0.4	0.0317	3.164
0.5	0.0612	3.173
0.6	0.0995	3.178
0.7	0.1602	3.182
0.8	0.2376	3.189
0.9	0.3447	3.205
1.0	0.4000	3.220

当高于堰顶的水位与堰顶厚度之比超过特定限制时, 认为会出现宽顶堰特征。1 到 2 的限制已经通过 Brater et al. (1996) 提出, 15 通过 French (1985), 2 到 20 通过 Bureau of Reclamation (2001)。表 6-3 为通过 Brater and King (1976) 综合的宽顶堰系数, 根据几项不同的实验研究。它说明系数对堰顶水头和宽度的依赖。高于大约 2 的比值, 堰特征为薄壁堰, 结合系数 3.32。对于低于 0.5 的比值, 系数接近 2.63。

三角堰系数 C_w 的标准数值为 $2.5 \text{ ft}^{1/2}/\text{sec}$ (Mays, 2001)。图 6-5 说明了 $C_w(\text{ft}^{1/2}/\text{sec})$ 随堰上水头 H_w (英尺) 的变化, 它是由 Brater and King (1976) 提出。系数范围相当小, 从 2.5 到 2.8。

6.3.3 矩形侧流堰

通过矩形侧流堰的流量为沿着堰的距离, 空间变化流的情况, 具有下降的流量和变化的水深。Mays (2001) 引用了大量不同的研究, 建立了侧流堰的公式, 其中水头和堰流系数均为空间变化的。不幸的是, 这些方法太复杂, 以至于不能够在 SWMM 这样的程序中执行。而是使用经验 Engels 公式 (Metcalf & Eddy, Inc. 1972):

$$Q = C_w L_e^{0.83} H_e^{1.67} \quad (6-25)$$

式中流量 Q 以 cfs 计; 长度 L_e 和水头 H_e 以英尺计; C_w 以 $\text{ft}^{1/2}/\text{sec}$ 计。(应注意 SWMM 的早期版本使用了该公式的不正确形式, 其中 L_e 的指数等于 1.0)

公式 6-25 用于通过堰的正值流量。对于逆向流动, 采用标准矩形堰公式 6-18。 C_w 在原来 Engels 公式中赋以数值 3.32。Brunner (2014) 注意到侧流堰系数应低于横断面堰使用的典型值, 建议模拟沿着自然渠道的堤坝或道路的堰, 数值范围为 1.5 到 2.6。

表 6-3 矩形宽顶堰系数 ($\text{ft}^{1/2}/\text{sec}$)

水头 (ft)	堰顶宽度 (ft)										
	0.5	0.75	1.00	1.5	2.0	2.5	3.00	4.00	5.00	10.00	15.00
0.2	2.80	2.75	2.69	2.62	2.54	2.48	2.44	2.38	2.34	2.49	2.68
0.4	2.92	2.80	2.72	2.64	2.61	2.60	2.58	2.54	2.50	2.56	2.70
0.6	3.08	2.89	2.75	2.64	2.61	2.60	2.68	2.69	2.70	2.70	2.70
0.8	3.30	3.04	2.85	2.68	2.60	2.60	2.67	2.68	2.68	2.69	2.64
1.0	3.32	3.14	2.98	2.75	2.66	2.64	2.65	2.67	2.68	2.68	2.63
1.2	3.32	3.20	3.08	2.86	2.70	2.65	2.64	2.67	2.66	2.69	2.64
1.4	3.32	3.26	3.20	2.92	2.77	2.68	2.64	2.65	2.65	2.67	2.64
1.6	3.32	3.29	3.28	3.07	2.89	2.75	2.68	2.66	2.65	2.64	2.63
1.8	3.32	3.31	3.31	3.07	2.88	2.74	2.68	2.66	2.65	2.64	2.63
2.0	3.32	3.30	3.30	3.03	2.85	2.76	2.72	2.68	2.65	2.64	2.63
2.5	3.32	3.31	3.31	3.28	3.07	2.89	2.81	2.72	2.67	2.64	2.63
3.0	3.32	3.32	3.32	3.32	3.20	3.05	2.92	2.73	2.66	2.64	2.63
3.5	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.19	2.97	2.76	2.68	2.64	2.63
4.0	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.07	2.79	2.70	2.64	2.63
4.5	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	2.88	2.74	2.64	2.63
5.0	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.07	2.79	2.64	2.63
5.5	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	2.88	2.64	2.63

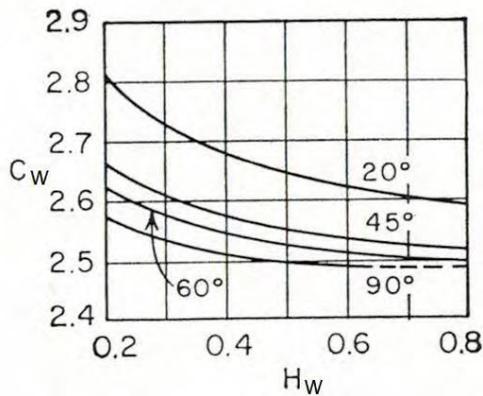


图 6-5 三角堰系数 (from Brater and King, 1976)

6.3.4 淹没堰流

如图 6-6 所示, 当堰的下游侧水位 (H_2) 高于堰顶标高 (Z_w) 时, 出现淹没堰流。该条件下, 堰流不仅与堰的上游侧水头 (H_1) 相关, 而且与 H_2 和 Z_w 均相关 (Brater et al., 1996)。通过将 Villemonte (1947) 建立的调整因子 f_s , 用于采用自由流动公式计算的流量, 这些效应可以考虑:

$$f_s = [1 - (H_2 / H_1)^n]^{0.385} \quad (6-26)$$

式中 n 为用于堰流公式水头中的指数; 水头 H_1 和 H_2 均以英尺计。对于横断矩形堰 (公式

6-18)，它为 3/2；对于侧流堰（公式 6-25），它为 1.67；对于三角堰（公式 6-19），它为 5/2。对于梯形堰，分离淹没因子分别针对矩形流量部分（公式 6-20b 中的 Q_R ，结合 $n = 3/2$ ）和三角形流量部分（公式 6-20c 中 Q_T ，结合 $n = 5/2$ ）计算。

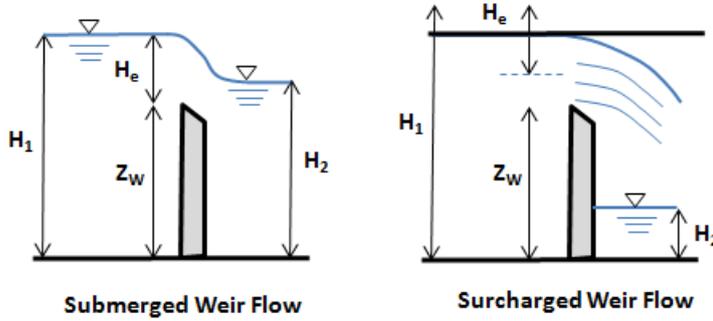


图 6-6 淹没和超载堰流的定义

6.3.5 超载堰流

如图 6-4 所示，SWMM 模拟的堰假设过流开孔顶部延伸到堰的构筑物顶部。如果该构筑物为明渠，那么堰可以看到的最高水头为 ωY_{full} ，式中 ω 反映了堰的当前设置。如果构筑物从上面包围了堰，例如在排水管道中，那么堰的上游侧水头可以超过构筑物的顶部标高，使堰变得超载（见图 6-6）。该情况中堰作为孔口，其流量应利用公式 6-3 的等价形式估计：

$$Q = C_d A_0 \sqrt{2gH_e} = C_0 \sqrt{H_e} \quad (6-27)$$

式中 C_0 为等价孔口常数，单位为 $\text{ft}^{5/2}/\text{sec}$ 。

C_0 可以通过令公式 6-27 等于合适的堰流公式（6-18，6-19，6-20 或 6-25，取决于堰的类型）

估计，堰水头 $H_e = \omega Y_{full}$ 相应的孔口水头将为 $\omega Y_{full} / 2$ 。结果为：

$$C_0 = Q_w(\omega Y_{full}) / \sqrt{\omega Y_{full} / 2} \quad (6-28)$$

式中 $Q_w(\omega Y_{full})$ 为相关堰流公式计算的流量，cfs；水头 ωY_{full} 以英尺计。每一堰的设置改变时，需要重新估计常数 C_0 。

于是如果用户说明堰允许超载，那么无论何时当上游水头 H_1 高于 $Z_W + Y_{full}$ 时，将利用公式 6-27 计算流量。用于该公式的水头 H_e 计算如下。令 H^* 为对应于堰开孔高度一半处标高的水头，即：

$$H^* = Z_W + (1 - \omega)Y_{full} + \omega Y_{full} / 2 \quad (6-29)$$

于是

$$H_e = \begin{cases} H_1 - H^* & \text{对于 } H_2 < H^* \\ H_1 - H_2 & \text{其他} \end{cases} \quad (6-30)$$

此外，不用堰淹没的修正。

6.3.6 拍门水头损失调整

当堰具有拍门时，它增加了少量水头损失到通过闸门的流量。用于孔口的 Armco 公式同样用于计算堰的水头损失：

$$\Delta H = \frac{4U^2}{g} \exp(-1.15U / \sqrt{H_e}) \quad (6-31)$$

式中 ΔH 为由闸门添加的水头损失 (ft)； U 为通过堰的流速 (ft/sec)。为了估计该公式中的流速项，需要已知堰流的有效面积 A_e 。该面积等于

$$A_e = \begin{cases} A(H_w + y_c) - A(y_c) & \text{对于常规堰流} \\ A(Y_{full}) - A(y_c) & \text{对于淹没堰流} \end{cases} \quad (6-32)$$

式中 Y_{full} 为堰开孔满流高度； y_c 为当前设置（等于 $(1 - \omega)Y_{full}$ ）下堰顶已经抬高的距离； $A(y)$ 为水深 y 处堰开孔面积。后一量利用第 5 章描述的几何函数求得，针对矩形、三角形或梯形。已知 A_e ， $U = Q/A_e$ ，式中流量 Q 利用前一章节描述的方法确定。

首先在没有该额外水头损失下计算孔口流量之后，结合公式 6-31 计算 ΔH ，并从 H_e 减去它。然后利用调整后的有效水头数值，重新计算流量。

6.3.7 动态波考虑

在动态波模拟下，堰没有贡献任何表面积到它的末端节点。当更新超载端节点的水头时（见第 3.3.5 部分），流量关于水头的导数 (dQ/dH) 利用表 6-4 中的公式更新。

表 6-4 各类堰的流量导数公式

堰的类型	流量导数 (dQ/dH)
横断矩形堰	$1.5 Q /H_e$
侧流矩形堰：	
a. $Q \geq 0$	$1.67 Q /H_e$
b. $Q < 0$	$1.5 Q /H_e$
横断三角堰：	
a. 全开孔 ($\omega = 1$)	$2.5 Q /H_e$
b. 部分开孔 ($\omega < 1$)	$1.5 Q_R /H_e + 2.5 Q_T /H_e$
横断梯形堰	$1.5 Q_R /H_e + 2.5 Q_T /H_e$

注：对于梯形开孔， Q_R 为通过中心矩形部分的流量； Q_T 为通过三角形端部分的流量（见公式 6-20）。

6.3.8 堰流计算总结

通过堰流管段的计算步骤，总结如下。如果堰允许超载，且它的设置 ω 在时间步长开始改变，然后利用公式 6-28 计算超载条件下使用的等效孔口系数 C_0 。需要时间步长内的每一迭代中计算堰流：

1. 令 H_1 表示堰上游节点计算的水头, H_2 为下游节点的。(对于运动波分析, H_2 为下游节点的内底标高。)

2. 如果 $H_1 < H_2$, 数值颠倒, 以便 H_1 作为较高水头, 并注意到将出现逆向流动。如果堰具有拍门, 或者 H_1 处于堰顶以下, 那么设置它的流量为 0。

3. 如果水头 H_1 处于堰孔顶部以上, 堰允许超载, 那么利用等效孔口公式 6-27 求得它的流量, 利用公式 6-29 和 6-30 求得有效水头。

4. 否则利用公式 6-21 求堰中有效水头; 并利用公式 6-18, 6-19, 6-20 或 6-25 求它的流量, 取决于堰的类型。

5. 如果堰具有拍门, 那么利用公式 6-31 调整它的有效水头, 重复步骤 3 和 4 的流量计算。

6. 如果堰不是超载的, 利用公式 6-26 纠正任何尾水淹没的流量。

7. 如果堰具有逆向流动, 那么将计算的流量改为负值。

8. 动态波分析中, 利用表 6-4 中的公式计算堰的 dQ/dH 。

6.4 出水口

SWMM 的出水管段为一般类型的流量调节器, 结合用户定义的性能曲线, 将流量与有效水头相关。它可用于不是采用孔口或堰流管段水头-流量关系的情况。一些例子将为:

- 利用 Smith and Coleman 堰流公式的边侧孔口, 其中流量随着水头的 1.645 次幂变化 (Metcalf & Eddy, Inc., 1972)。
- 结合顶部具有闸门的穿孔直立管, 用作滞留塘出水构筑物。
- 涡流类型流量调节器 (Hydro International, 2009; Faram et al., 2010), 与标准孔口相比, 提供更精确的流量控制 (见图 6-7)。

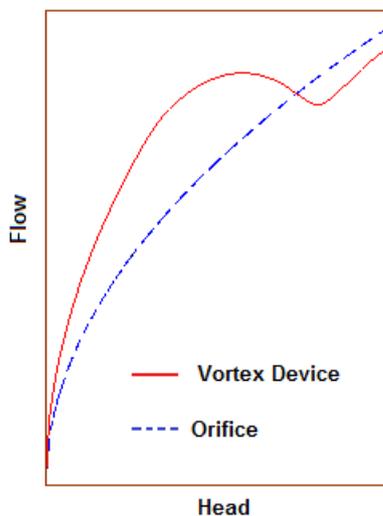


图 6-7 涡流装置与孔口相比的性能曲线

对于运动波分析, 出水口上游节点必须为蓄水节点, 因为这是唯一的节点类型, 为此计算真实水头。对于动态波分析, 可以为任何类型节点。

出水口管段的属性包括:

- 它的上游节点内底之上偏移高度;

- 定义水头和流量之间关系式的性能曲线；
- 通过管段上游节点处水位定义的，或者通过上游和下游节点之间水头差定义的水头；
- 它是否包含防止逆向流动的拍门。

出水管段也具有在 0 和 1 之间的流量设置，可以通过控制规则修改。设置服务为一个乘子，用于根据出水口性能曲线确定流量。

性能曲线可以定义为解析幂法则函数，或者曲线中列点表格。解析幂函数形式为：

$$Q = aH_e^b \quad (6-33)$$

式中 Q 为流量 (cfs)； H_e 为有效水头 (ft)； a 和 b 为用户提供的常数。用户选择的包含列点中水头 (H_e) 和流量 (Q) 的数据对的表格性能曲线，表示了出水口性能曲线的形状。

当必须计算通过出水管段的流量时，使用以下步骤：

1. 令 H_1 表示出水口上游节点处计算的水头， H_2 为下游节点的。（对于运动波分析， H_2 为下游节点内底标高。）

2. 如果 $H_1 < H_2$ ，数值反转；以便 H_1 具有较高水头，并注意到将出现逆向流动。如果出水口具有拍门，或者 H_1 位于出水口偏移标高以下，那么设置它的流量为 0。

3. 对于动态波模拟，如果出水口性能曲线是根据水头差，那么计算出水口中的有效水头为 $H_e = H_1 - \max(H_2, Z_0)$ ，式中 Z_0 为出水口偏移标高。否则 $H_e = H_1 - Z_0$ 。

4. 对于解析性能曲线，利用公式 6-33 计算出水口流量 Q 。对于表格性能曲线，求表格中包含 H_e 的临近水头数值，利用线性内插求得相应的流量 Q 。（如果 H_e 位于表格第一个数据以下，那么使用第一个数据的流量值。如果它位于最后数据以上，那么使用最后数据的流量值。）

5. 将 Q 乘以当前有效的出水口设置；如果出现逆向流量，改变它的符号。

第 7 章 高级特征

7.1 蒸发和渗漏

7.1.1 管渠

SWMM 可以模拟管渠的蒸发和渗漏损失，作为沿着管渠长度均匀分配的边侧出流量。以下段落解释了单位面积用户提供的蒸发和渗漏速率，怎样转化为单位管渠长度的分布损失，以及对于动态波和运动波模拟，该损失速率怎样因子化成控制方程组的解。

均匀分布蒸发速率

SWMM 可以利用来自几种不同类型外部源头的时变蒸发数据。这些包括来自国家气象局的历史每日数值，来自每日温度历史记录的计算数值，用户提供的平均数值或者用户提供的每小时时间序列。细节见本参考手册的第 I 卷（水文学）。这些数据将整个研究面积内的潜在蒸发速率表示为单位时间单位面积的容积损失，SWMM 转化为内部单位 cfs/ft²。以下表达式将 t 到 $t + \Delta t$ 时段单位面积速率转化为单位长度渠道的速率（仅仅明渠可以蒸发）：

$$q_E = e_t W(\bar{Y}) \quad (7-1)$$

式中

q_E ——沿着渠道的均匀分配蒸发速率（cfs/ft）；

e_t ——当前时段内单位面积的潜在蒸发速率（cfs/ft²）；

\bar{Y} ——当前时间步长内渠道中的平均水深（ft）；

$W(Y)$ ——水深 Y 处的水面宽度（ft）。

程序自动从蒸发数据源提取当前分析时段合适的速率 e_t 。对于特定渠道断面形状，利用第 5 章描述的过程，计算水面宽度 W 。

渠道中平均水深的计算是不同的，取决于使用的水力模拟过程。对于运动波模拟，

$$\bar{Y} = (Y(A_1^t) + Y(A_2^t)) / 2 \quad (7-2)$$

式中 A_1^t 为原时刻 t 计算的渠道上游端过流面积； A_2^t 为渠道下游端的； $Y(A)$ 为过流面积相应的水深。前一函数利用第 5 章描述的过程评估。

对于动态波模拟，平均渠道深度计算为：

$$\bar{Y} = (\bar{Y}^t + \bar{Y}^{t+\Delta t}) / 2 \quad (7-3)$$

式中 $\bar{Y} = (Y_1 + Y_2) / 2$ 。 $\bar{Y}^{t+\Delta t}$ 的 Y_1 和 Y_2 数值利用公式 3-16 估计，迭代过程中最近计算的节点水头解 H^{last} 用于求解动态波方程。于是当动态波迭代在时间步长内没有重叠时，可以改变 \bar{Y} 和 q_E 。

均匀分布渗漏速率

来自管渠的渗漏损失可能是因为下渗到器下的土壤或者自然渠道，或者来自渗漏的或穿孔管道。理论上，速率取决于因素例如管渠中的水深，环境土壤的导水率，该土壤含水量的变化，以及到地下水的深度。除了尝试严格模拟渗漏管渠以下土壤下渗的动态性，SWMM 利用了用户提供的单位面积恒定渗漏速率，对于每一管渠可能是不同的。在任何给定时段，该速率转化为单位长度管渠的均匀分布速率，如下：

$$q_s = sf_c \bar{Y} \quad (7-4)$$

式中

- q_s ——单位长度管渠的均匀分配渗漏速率 (cfs/ft)；
- s ——用户提供的单位面积管渠的渗漏速率 (cfs/ft²)；
- f_c ——当前时间步长的每月气候调整因子 (无量纲)；
- \bar{Y} ——当前时段管渠中的平均水深 (ft)。

每月气候调整因子为用户提供的 12 个常数，用于整个研究面积。它们允许基于下渗过程的强度随季节的变化。利用公式 7-2 或 7-3 计算平均水深，取决于选择的流量演算方法。

公式 7-4 假设渗漏仅仅出现在竖直方向，以便它占据的面积受到过流断面最大水平程度的限制。于是平均水深 \bar{Y} 受到断面宽度为最大的深度限制。对于 SWMM 可以识别的几种不同断面形状，表 7-1 列出了最大宽度处的深度，作为满管渠深度率。对于没有列出的其他形状，最大宽度处的深度如下：

- 对于修改篮柄形，它是形状的底部矩形部分高度 (见公式 5-15)。
- 对于不规则渠道和定制管渠形状，它是宽度与深度表中在宽度开始随着深度减小之前的数据。(如果宽度总是随着深度增加，那么它是满流深度。)
- 对于所有其他形状，它是满流深度。

表 7-1 所选断面形状最大宽度处的相对深度

形状	相对深度	形状	相对深度
圆形	0.50	马蹄形	0.50
椭圆形	0.48	悬链式	0.25
拱形	0.28	哥特式	0.45
篮柄形	0.20	半圆形	0.15
蛋形	0.64	半椭圆形	0.15

总均匀损失速率

沿着管渠的总均匀损失速率 q_L 为蒸发和渗漏损率之和：

$$q_L = q_E + q_s \quad (7-5)$$

任何给定时间步长 Δt 中，该出流量的总容积损失不能够超过管渠中包含的平均容积：

$$q_L L \Delta t \leq \bar{A} L \quad (7-6)$$

式中 \bar{A} 为时间步长内的平均过流面积； L 为管渠长度。于是

$$q_L = \min(q_L, \bar{A} / \Delta t) \quad (7-7)$$

运动波分析中，从 t 到 $t + \Delta t$ 的时间步长内平均过流面积为：

$$\bar{A} = (A_1^t + A_2^t) / 2 \quad (7-8)$$

式中 A_1^t 为时刻 t 计算的管渠上端过流面积； A_2^t 为管渠下端的。动态波分析中：

$$\bar{A} = (\bar{A}^t + \bar{A}^{t+\Delta t}) / 2$$

式中 $\bar{A}^t = (A(Y_1) + A(Y_2)) / 2$ ，对应于时刻 t 计算的 Y_1 和 Y_2 ，类似的表达式用于 $\bar{A}^{t+\Delta t}$ 。当迭代动态波求解没有重叠时，后一情况中水深 Y 利用最近计算的节点水头计算(见公式 3-16)。

关于 q_L 的额外约束，运动波分析下它不得大于管渠的进流量 $Q_1^{t+\Delta t}$ ；或者动态波分析下不可大于最后计算的流量 Q^{last} 。

动态波修正

动态波分析中均匀损失速率将额外项 $\Delta Q_{\text{lateral}}$ 添加到公式 3-14，用于更新时间步长内的管渠流量。修改后的公式为：

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{Q_t + \Delta Q_{\text{inertia}} + \Delta Q_{\text{pressure}} + \Delta Q_{\text{lateral}}}{1 + \Delta Q_{\text{friction}}} \quad (7-10)$$

式中 $\Delta Q_{\text{lateral}} = 2.5\bar{U}q_L$ ；以及所有其他 ΔQ 项正如前面第 3.2 部分的定义。该修正公式的推导见以下文本框“结合均匀损失速率的圣维南方程组”。

当包含了均匀损失速率时，需要另一修正，为了添加 $q_L L$ （管渠长度上的总流量损失）到管渠上游节点来的总出流量，结合正的流量；或者将它添加到管渠下游节点的总进流量，结合负的流量。这修改了公式 3-15a 中的 $\sum Q^{t+\Delta t}$ 项（净进流量减去节点的出流量），它用于更新节点水头。

运动波修正

运动波分析中添加均匀损失项，修改原来连续性方程 4-1 如下：

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} + q_L = 0 \quad (7-11)$$

将 q_L 项放入到该方程的最初有限差分形式中（公式 4-7），得到：

$$\begin{aligned} & \frac{(1-\theta)(A_1^{t+\Delta t} - A_1^t) + \theta(A_2^{t+\Delta t} - A_2^t)}{\Delta t} \\ & + \frac{(1-\phi)(Q_2^t - Q_1^t) + \phi(Q_2^{t+\Delta t} - Q_1^{t+\Delta t})}{L} + q_L = 0 \end{aligned} \quad (7-12)$$

结合均匀损失速率的圣维南方程组

第 3.1 部分沿着管渠的动态波分析中质量和动量守恒方程组的控制，为了包括分布式边侧损失速率 q_L ，修改如下（Strelkoff, 1969）：

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} + q_L = 0 \quad \text{连续性} \quad (\text{a})$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f - Uq_L/2 = 0 \quad \text{动量} \quad (\text{b})$$

式中所有变量定义见前面第 3.1 部分。正如第 3.1 部分，连续性方程用于重新表达动量方程的 $\partial(Q^2/A)/\partial x$ 为：

$$\frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} = -2U \frac{\partial A}{\partial t} - U^2 \frac{\partial A}{\partial x} - 2Uq_L \quad (\text{c})$$

将 (c) 代入 (b)，重新布置各项，得：

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = 2U \frac{\partial A}{\partial t} + U^2 \frac{\partial A}{\partial x} - gA \frac{\partial H}{\partial x} - gAS_f + 2.5Uq_L$$

该公式的有限差分形式为：

$$\frac{\Delta Q}{\Delta t} = 2\bar{U} \frac{\Delta \bar{A}}{\Delta t} + \bar{U}^2 \frac{(A_2 - A_1)}{L} - g\bar{A} \frac{(H_2 - H_1)}{L} - g\eta^2 \frac{Q|\bar{U}|}{\bar{R}^{4/3}} + 2.5\bar{U}q_L$$

式中所有符号与第 3.2 部分使用的相同。重新布置之后，为了更新时间步长内的管渠流量 Q ，结果为：

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{Q_t + \Delta Q_{inertia} + \Delta Q_{pressure} + \Delta Q_{lateral}}{1 + \Delta Q_{friction}}$$

结合 $\Delta Q_{lateral} = 2.5\bar{U}q_L$ ，以及在前面第 3.2 部分定义的所有其他 ΔQ 项。

式中所有符号为前面第 4.2 部分定义的。将曼宁公式 $Q = \beta\Psi(A)$ 代入该表达式，与前面针

对 $A_2^{t+\Delta t}$ 相同的非线性方程，结果为（公式 4-8）：

$$\beta\Psi(A_2^{t+\Delta t}) + C1A_2^{t+\Delta t} + C2 = 0 \quad (7-13)$$

式中 $C1$ 通过公式 4-9 给出； $C2$ 通过公式 4-10 给出；但是结合了加入到它的额外项 $q_L L/\phi$ 。

7.1.2 蓄水装置

敞开蓄水装置可以从它的顶面蒸发；如果无衬，可以具有渗漏损失，由于水下渗到它的底部和边坡下面的土壤中。SWMM 将这些损失表示为单位暴露表面积流量。暴露表面积（针对蒸发的顶部，针对渗漏的底部和侧面）根据在每一计算步长开始处的蓄水装置水深计算。

然后从蓄水设施净进流量中减去来自两个过程的综合总损失速率 (cfs)，计算时间步长末它的新水深。

蒸发损失

一个时段内来自蓄水设施表面的蒸发损失速率，根据时段开始设施中的表面积，利用以下公式：

$$Q_{EN} = e_t f_E A_{SN}(Y^t) \quad (7-14)$$

式中

- Q_{EN} ——蓄水设施节点的蒸发损失速率 (cfs)；
- t ——当前计算时段开始的时刻 (sec)；
- e_t ——时刻 t 单位面积的潜在蒸发速率 (cfs/ft²)；
- f_E ——现实的蒸发速率；
- Y^t ——时刻 t 的蓄水深度 (ft)；
- $A_{SN}(Y)$ ——水深 Y 处的蓄水设施表面积 (ft²)。

潜在蒸发速率 e_t 与前面管渠蒸发章节讨论的量相同，当模拟随着时间没有重叠时，自动从研究面积蒸发数据源检索。现实的该速率 f_E ，为每一蓄水设施用户提供的数值，允许对于特定当地条件调整该速率。通常应为 1.0；但是如果蓄水设施上有屋顶，可以为 0。蓄水深度 Y^t 为时刻 t 水面标高 H^t 与蓄水设施内底标高 E 之差。 $A(Y)$ 函数表示了表面积与深度的用户提供曲线，正如第 5.4 部分描述的。

渗漏损失

蓄水装置的渗漏损失模拟为进入设施以下本地土壤的积水下渗。Green-Ampt 土壤下渗方法用于计算单位面积随时间的下渗速率。它的基本公式为：

$$q_{SN} = K_S f_C \left[1 + \frac{(\psi_S + d)\theta_d}{F} \right] \quad (7-15)$$

式中

- q_{SN} ——蓄水设施节点的单位面积下渗速率 (cfs/ft²)；
- K_S ——土壤饱和导水率 (ft/sec)；
- f_C ——当前时间步长的月气候调整因子 (无量纲)；
- d ——承受渗漏的面积以上蓄水深度 (ft)；
- ψ_S ——土壤毛细吸水头 (ft)；
- θ_d ——土壤湿度欠缺量 (无量纲)；
- F ——下渗水量的累积深度 (ft)。

月下渗调整因子与前面公式 (7-4) 描述的管渠渗漏用户提供乘子集合相同。 K_S 、 ψ_S 和初始 θ_d 数值，均为与 Green-Ampt 模型相应的参数。 θ_d 和 F 均随着时间通过模型修改。公式 7-15 使得渗漏速率取决于蓄水深度与累积下渗深度的比值，这两个均随时间变化。

SWMM 执行 Green-Ampt 下渗模型的细节，见本手册第 I 卷（水文学）第 4 章。当将它用于蓄水设施的唯一差别是，原公式中的量 ψ_S 利用 $\psi_S + d$ 替换。第 I 卷也提供了根据土壤类型选择 K_S 、 ψ_S 和初始 θ_d 数值的指南。如果 ψ_S 或 θ_d 为 0，那么 SWMM 假设一个等于 K_S 的恒

定渗漏速率，它独立于蓄水深度。如果 K_S 为 0，那么不出现渗漏。

用于 Green-Ampt 公式的水深将在蓄水设施顶部面积上变化，如果它具有如图 7-1 所示的坡面两侧。SWMM 考虑了它，通过将 Green-Ampt 下渗方法用于两个独立渗漏区域——一个针对与设施平坦底部接触的水量，第二个针对与坡度侧面接触的水量。总的渗漏损失速率 Q_{SN} (cfs) 可以表示为：

$$Q_{SN} = q_{btm}(d_{btm})A_{btm} + q_{side}(d_{side})A_{side} \quad (7-16)$$

式中：

d_{btm} ——设施底部之上蓄水深度 (ft)；

q_{btm} ——Green-Ampt 下渗速率，根据 $d = d_{btm}$ (cfs/ft²)；

A_{btm} ——底部出现渗漏的表面积 (ft²)；

d_{side} ——设置坡面以上蓄水平均深度 (ft)；

q_{side} ——Green-Ampt 下渗速率，根据 $d = d_{side}$ (cfs/ft²)；

A_{side} ——渗漏发生以上坡面的表面积 (ft²)。

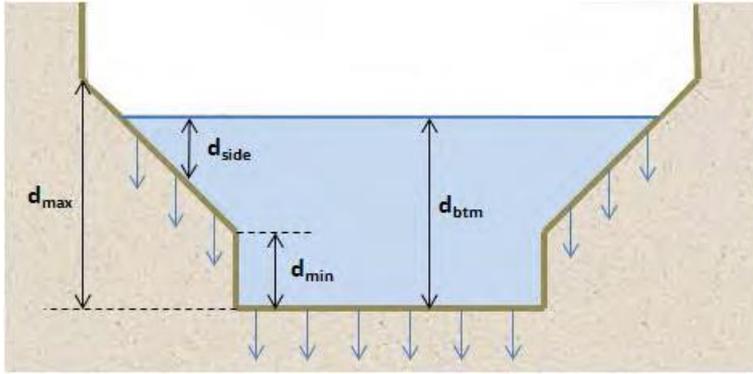


图 7-1 计算蓄水设施渗漏使用的深度

如前所述，蓄水设施底面之上的深度 (d_{btm}) 为 $Y^t = H^t - E$ 。在深度为 0 处根据设施蓄水曲线求得底部表面积（蓄水曲线的讨论见第 5.4 部分）。坡面之上平均深度计算为：

$$d_{side} = \begin{cases} 0 & \text{对于 } Y^t < d_{min} \\ (Y^t - d_{min}/2) & \text{对于 } d_{min} \leq Y^t \leq d_{max} \\ Y^t - (d_{max} - d_{min})/2 & \text{对于 } Y^t > d_{max} \end{cases} \quad (7-17)$$

式中 d_{min} 为边坡开始的蓄水深度； d_{max} 为它结束时的深度（见图 7-1）。这些深度均根据蓄水设施的蓄水曲线求得。边坡竖向渗漏的有效面积计算为：

$$A_{side} = \min\{A(Y^t), A(d_{max})\} - A_{btm} \quad (7-18)$$

总蓄水损失

在给定时间步长内，蓄水装置节点的总损失速率 Q_{LN} (cfs) 为

$$Q_{LN} = Q_{EN} + Q_{SN} \quad (7-19)$$

Q_{LN} 不允许超过当前时间步长开始的蓄水容积：

$$Q_{LN} = \min\{Q_{LN}, V_N(Y^t) / \Delta t\} \quad (7-20)$$

式中 $V_N(Y)$ 为深度 Y 处蓄水设施容积（计算见第 5.4 部分）； Δt 为当前时间步长尺寸。

对于给定蓄水节点，在当前时间步长开始，根据已知的蓄水位计算 Q_{LN} 。动态波分析中，当每一次在第 3.2 部分描述的求解过程步骤 4 处更新节点水头时，它从公式 3-15a 的 $\sum Q^{t+\Delta t}$ 中减去（即处理为节点出流量）。运动波分析中，求得所有管段流量之后， Q_{LN} 添加到时间步长末的节点总出流量（见公式 4-18），用于更新节点容积以及随后的水头（见第 4.3.5 部分）。

7.2 局部损失

通过流速的程度或方向的快速变化引起的能量损失，称作局部损失。它们出现在管渠的弯头、收缩或扩张处，也与从较大水体进入管渠的流量，或者离开管渠到较大水体的流量相关。表 7-2 列出了雨水输送网络中考虑的最常见局部损失类型。

表 7-2 排水系统局部损失类型 (From Frost, 2006)

损失类型	经常模拟	偶尔模拟	很少模拟
管道（满管或非满管）			
进口		x	
出口		x	
扩张和缩小		x	
分支中的进口			x
曲线或弯曲		x	
排放口		x	
汇接点（满流或非满流）			
通过汇接点的流量	x		
汇接点内的弯头	x		
具有边侧流的汇接点	x		
结合进水的汇接点			x
渠道		x	
扩张和收缩		x	
曲线或弯曲	x		
涵洞进口	x		
涵洞出口	x		
排放口		x	

沿着管渠的特定位置 i ，局部损失表示为损失系数与局部速度水头的乘积，：

$$\Delta H_L = K_{m,i} \frac{U_i^2}{2g} \quad (7-21)$$

式中 ΔH_L 为局部水头损失 (ft)； $K_{m,i}$ 为损失系数； U_i 为流速 (ft/sec)。对于进口损失，位置索引 i 为 1，根据管渠上游速度；根据下游速度，2 针对出口损失；根据它的平均速度，3 针对平均损失。

对于管渠，局部损失可以包含在圣维南动量方程中，通过将它们处理为单位长度的损失 h_L ，以与摩擦坡度 S_f 的相同方式处理。动量方程的修改版本（最初公式 3-2 结合均匀边侧出流量 q_L ），为：

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f - Uq_L/2 + gAh_L = 0 \quad (7-22)$$

式中 $h_L = \sum_{i=1}^3 K_{m,i} U_i^2 / (2gL)$ ； L 为管渠长度。

动态波水力中，公式 7-22 的有限差分形式可以通过以下与前面第 3.2 部分的相同导数求得。这带来：

$$\begin{aligned} \frac{\Delta Q}{\Delta t} = 2\bar{U} \frac{\Delta \bar{A}}{\Delta t} + \bar{U}^2 \frac{(A_2 - A_1)}{L} - g\bar{A} \frac{(H_2 - H_1)}{L} - g\eta^2 \frac{Q|\bar{U}|}{\bar{R}^{4/3}} + 2.5\bar{U}q_L \\ - \frac{Q \sum_{i=1}^3 K_{m,i} |U_i|}{2L} \end{aligned} \quad (7-23)$$

重新布置各项后，流量更新方程 3-14 的以下修正形式，用于第 3.2 部分动态波求解过程的步骤 2，为：

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{Q_t + \Delta Q_{inertia} + \Delta Q_{pressure} + \Delta Q_{lateral}}{1 + \Delta Q_{friction} + \Delta Q_{loss}} \quad (7-24)$$

式中

$$\Delta Q_{loss} = \frac{\Delta t}{2L} \sum_{i=1}^3 K_{m,i} |U_i| \quad (7-25)$$

所有其他 ΔQ 项正如前面第 3.2 部分和 7.1.1 部分定义。运动波分析中没有计算局部损失；因为它利用了动量方程的简化版本，仅仅考虑了重力和摩擦力。Frost (2006) 提供了局部损失 K_m 选择数值的指南。

7.3 压力管道

动态波模拟中，SWMM 允许用户将特定圆形管道定义为压力管道。当出现压力条件时，为了计算摩擦损失，这些管道将使用 Hazen-Williams 或 Darcy-Weisbach 公式。对于自由表面流，继续使用曼宁公式。

7.3.1 Hazen-Williams 压力管道

美制单位中 Hazen-Williams 公式的标准形式为 (Clark et al., 1977)：

$$U = 1.318 C_{HW} R_{full}^{0.63} S_f^{0.54} \quad (7-26)$$

式中 U 为速度 (ft/sec)； R_{full} 为满管水力半径 (ft)； S_f 为摩擦坡度 (单位长度水头损失) (ft/ft)； C_{HW} 为用户提供的 Hazen-Williams C 因子系数。 C 因子的典型数值见表 7-3。

求解公式 7-26 中的 S_f ，以类似于 Manning 公式的形式 (见公式 3-3)，给出：

$$S_f = \frac{0.6 |U|^{0.852} Q}{C_{HW}^{1.852} A_{full} R_{full}^{1.667}} \quad (7-27)$$

表 7-3 不同管材的 Hazen-Williams C 因子

管道材料	C 因子	管道材料	C 因子
石棉水泥	140	波纹钢	60
砖砌排水管道	100	球墨铸铁	140
铸铁:		镀锌铁管	120
无衬	130	塑料 PVC	130
沥青涂层	100	聚乙烯	140
水泥内衬	140	陶土	110
混凝土	120	焊接钢管	100

当压力干管满流时，该表达式替换了曼宁公式的 S_f 。因此，公式摩擦项用于更新迭代动态波求解过程中的管渠流量（公式 3-14），变为：

$$\Delta Q_{friction} = 0.6g \frac{|\bar{U}|^{0.852} \Delta t}{C_{HW}^{1.852} R_{full}^{1.667}} \quad (7-28)$$

式中 $\bar{U} = Q^{last} / A_{full}$ 。

7.3.2 Darcy-Weisbach 压力管道

Darcy-Weisbach 水头损失公式的标准形式为 (Clark et al., 1977):

$$S_f = \frac{fU^2}{2gD} \quad (7-29)$$

式中 S_f 为摩擦坡度（单位长度的水头损失）(ft/ft)； U 为流速 (ft/sec)； D 为管道直径 (ft)； f 为无量纲摩擦因子。注意对于圆形管道， $D = 4R_{full}$ ，可表示为类似于曼宁公式形式：

$$S_f = \frac{f |U| Q}{8gA_{full} R_{full}} \quad (7-30)$$

因此，用于更新迭代动态波求解过程中，压力管道流量方程（公式 3-14）的摩擦项变为：

$$\Delta Q_{friction} = \frac{f |\bar{U}| \Delta t}{8R_{full}} \quad (7-31)$$

摩擦因子 f 可以根据莫迪图确定，作为水流雷诺数 (Re) 和管道相对粗糙度的函数 (Bhave, 1991)。对于层流 ($Re \leq 2000$)，摩擦因子为：

$$f = \frac{64}{Re} \quad (7-32)$$

式中 $Re = D|\bar{U}|/\mu$; μ 为水的运动粘度, 取值为 $1.1 \times 10^{-5} \text{ ft}^2/\text{sec}$ 。对于过渡区和紊流粗糙区 ($Re \geq 4000$), 使用 Colebrook-White 公式的 Swamee and Jain 近似 (Bhave, 1991):

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (7-33)$$

式中 ε 为由用户提供的管壁当量表面粗糙高度 (ft)。该粗糙高度服务为与曼宁粗糙系数或 Hazen-Williams 因子相同的目的。不同管道材料的典型数值见表 7-4。当 Re 处于 2000 和 4000 之间时, 采用线性内插, 摩擦因子在 $Re = 2000$ (等于 0.032) 和 $Re = 4000$ (它也取决于 ε/D) 之间。

表 7-4 不同管材的 Darcy-Weisbach 粗糙高度

材料	ε (英寸)	材料	ε (英寸)
混凝土	0.012-0.12	沥青铸铁管	0.0048
铸铁	0.010	焊接钢管	0.0018
镀锌铁管	0.006	PVC	0.00006

7.3.3 等价曼宁 n 值

压力管道情况中, 将指定 C 因子或粗糙高度而不是曼宁粗糙系数。因为曼宁公式仍旧用于分析自由表面流, 当管道仅仅部分充满时, 一种方法需要确定曼宁 n 值, 将与管道粗糙度的其他形式一致。在完全紊流条件计算中, SWMM 将曼宁满管流量等于 Hazen-Williams 或 Darcy-Weisbach 流量, 对应于摩擦坡度等于管道内底坡度。

当曼宁满管正常流量等于 Hazen-Williams 公式流量时, 结果为:

$$\left(\frac{1.486}{n} \right)^2 R_{full}^{4/3} S_0 = (1.318 C_{HW} R_{full}^{0.63} S_0^{0.54})^2 \quad (7-34)$$

式中 S_0 为管道底坡 (ft/ft); R_{full} 以英尺计; n 具有单位 $\text{sec}/\text{in}^{1/3}$ 。 R_{full} 表示为 $D/4$, 求解 n , 给出:

$$n = \frac{1.067(D/S_0)^{0.04}}{C_{HW}} \quad (7-35)$$

针对 Darcy-Weisbach 公式采用相同方式, 得到:

$$\left(\frac{1.486}{n} \right)^2 R_{full}^{4/3} S_0 = \frac{2gDS_0}{f(\varepsilon, \infty)} \quad (7-36)$$

式中

$$f(\varepsilon, \infty) = 0.25 / \left[\log \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} \right) \right]^2 \quad (7-37)$$

将 R_{full} 表示为 $D/4$, 求解 n , 给出:

$$n = \sqrt{\frac{f(\varepsilon, \infty)}{185}} D^{1/6} \quad (7-38)$$

总之，当动态波分析满流时，指定为压力管道，利用公式 7-28（针对 Hazen-Willimas）或 7-31（针对 Darcy-Weisbach），替换公式 3-14c，估计在迭代流量更新公式 3-14 中的 $\Delta Q_{\text{friction}}$ 。对于自由表面流，它使用 $\Delta Q_{\text{friction}}$ 的曼宁形式（公式 3-14c），结合公式 7-35（针对 Hazen-Williams）或 7-38（针对 Darcy-Weisbach）给出的 n 值。

7.4 涵洞

涵洞为封闭管渠，允许水从敞开河流或渠道流动，在道路、铁路、trail 或类似障碍下从一侧到另一侧（见图 7-2）。涵洞及其水力性能的完整描述，见联邦公路管理局，在它们的公路涵洞水力设计手册（FHWA, 2012）。SWMM 模拟涵洞使用的公式，取自该出版物。



图 7-2 混凝土箱涵（from FHWA, 2012）

涵洞流量可以通过进口或者出口控制。当涵孔的输送能力高于进口可接受的，出现进口控制。否则出现出口控制，水流可能受到壅水效应的限制。涵洞通常在恒定设计流量条件下分析，为了确定结果进口水深是否可接受。可是 SWMM 的非恒定动态波分析，需要求得对应于已知进口和出口深度的流量。（运动波分析中没有涵洞分析。）

任何 SWMM 管渠管段可指定为涵洞，通过赋以它一个与附录 H 中表 H-1 所列特定形状、材料和进口布局相应的代码编号。由表中作出的选择应与管渠指定的形状一致（圆形、矩形、椭圆形或拱形）。任何给定模拟时间步长，首先利用 SWMM 的常用动态波过程确定通过涵洞的流量。该流量表示了出口控制条件。然后计算受到进口控制的流量，为了查看它是否变成受限制的流量。

7.4.1 进口控制流量

进口控制下，性能曲线建立了涵洞流量和进口水头之间的关系。曲线形状的变化，取决于涵洞形状、材料和进口开孔的几何尺寸。图 7-3 说明了正规化形式中的典型进口控制性能曲线，

其中进口头水深度 (Y_1) 通过完整涵孔深度 (Y_{full}) 正规化, 以及流量通过 $A_{full}\sqrt{Y_{full}}$ 正规化, 其中 A_{full} 为满孔断面积。当进口淹没时, 它作为孔口; 当非淹没时, 它作为堰。

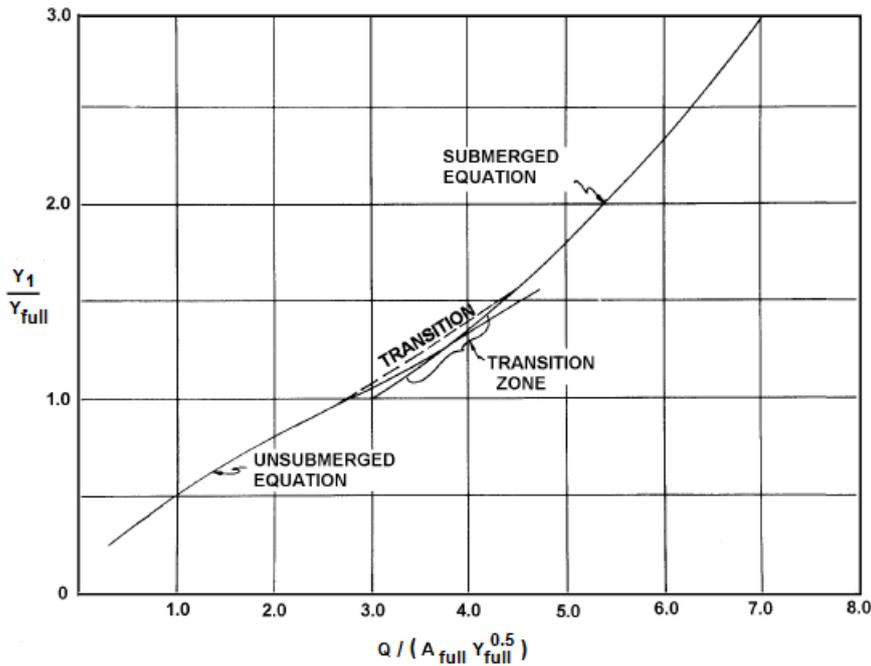


图 7-3 涵洞性能曲线示例 (from FHWA, 2012)

根据国家标准局广泛的实验测试, FHWA 建立了各种不同涵洞类型及其进口布局的进口性能曲线。曲线已经拟合到解析函数, 描述了它们的淹没和非淹没部分。附录 H 中的表 H-1 列出了不同类型的涵洞, 为此建立了参数化的性能曲线。表 H-2 列出了用于每一曲线的非淹没和淹没部分的参数值。

7.4.2 非淹没进口控制曲线

FHWA 过程确定了两类非淹没曲线, 用于计算涵洞的进口控制。形式 1 公式为:

$$\frac{H_1 - Z_1}{Y_{full}} = \frac{E_C}{Y_{full}} + K_1 \left[\frac{Q_{1C}}{A_{full}\sqrt{Y_{full}}} \right]^{M_1} + ScfS_0 \quad (7-39)$$

形式 2 公式为:

$$\frac{H_1 - Z_1}{Y_{full}} = K_1 \left[\frac{Q_{1C}}{A_{full}\sqrt{Y_{full}}} \right]^{M_1} \quad (7-40)$$

以下定义用于这些公式:

- H_1 ——涵洞管段的进口节点水头 (ft);
- Z_1 ——进口端涵洞内底标高 (ft);
- Q_{1C} ——进口控制下通过涵洞的流量 (cfs);

E_C ——流量 Q_{1C} 的临界深度处比水头 (ft);
 Y_{full} ——涵孔的满流深度 (ft);
 A_{full} ——涵孔断面的满流面积 (ft²);
 S_0 ——涵孔坡度 (ft/ft);
 Scf ——坡度修正因子 (斜接进口为 0.7, 其他的为-0.5);
 K_1, M_1 ——表 H-1 中对应涵洞类型, 来自表 H-2 的常数。

表 H-2 也指定每一类涵洞使用哪个公式。应注意到 K_1 包含有因子 $g^{-M_1/2}$, 以便公式 7-39 和 7-40 量纲一致。

为了确定给定进口水头 H_1 的 Q_{1C} , 可以直接求解形式 2 公式:

$$Q_{1C} = A_{full} \sqrt{Y_{full}} \left(\frac{H_1 - Z_1}{K_1 Y_{full}} \right)^{1/M_1} \quad (7-41)$$

对于形式 1 公式, 临界深度的特征水头定义为:

$$E_C = Y_C + \frac{U_C^2}{2g} \quad (7-42)$$

式中 Y_C 为对应于 Q_{1C} 的临界深度; U_C 为该深度的流速。根据第 5.5.1 部分公式 5-28 给出的临界深度定义:

$$U_C^2 = gA(Y_C)/W(Y_C) \quad (7-43)$$

并由公式 5-29:

$$Q_{1C} = A(Y_C) \sqrt{gA(Y_C)/W(Y_C)} \quad (7-44)$$

这些公式中的面积 A 和顶宽 W , 在水深 Y_C , 利用第 5 章描述的方法估计, 取决于涵洞形状和尺寸。

将这些关系代入形式 1 公式 7-39, 得到单一未知量 Y_C 的以下非线性方程:

$$\frac{Y_C}{Y_{full}} = \frac{H_1 - Z_1 - Y_{HC}/2}{Y_{full}} - K_1 \left[\frac{A(Y_C)}{A_{full}} \sqrt{gY_{HC}/Y_{full}} \right]^{M_1} - ScfS_0 \quad (7-45)$$

式中 Y_{HC} 为临界水深, 定义为 $A(Y_C)/W(Y_C)$ 。该公式利用 Ridder 根方法求解 (见附录 B), 结合 Y_C 处于初始区间 10 到 100% 的 $H_1 - Z_1$, 以及终止精度为 0.001 ft。求得 Y_C 后, 可利用公式 7-44 计算相应的进口控制流量 Q_{1C} 。

7.4.3 淹没进口控制曲线

进口淹没时, 涵洞进口控制的 FHWA 公式为:

$$\frac{H_1 - Z_1}{Y_{full}} = C_1 \left[\frac{Q_{1C}}{A_{full} \sqrt{Y_{full}}} \right]^2 + y_1 + ScfS_0 \quad (7-46)$$

式中 C_1 和 y_1 为常数, 来自表 H-1 中特定涵洞类型的表 H-2。 c_1 常数包含有因子 $1/g$; 以便公

式 7-46 为量纲一致。求解该方程的 Q_{1C} ，得到：

$$Q_{1C} = \left[\left(\frac{1}{c_1} \right) \left(\frac{H_1 - Z_1}{Y_{full}} - y_1 - ScfS_0 \right) \right]^{1/2} A_{full} \sqrt{Y_{full}} \quad (7-47)$$

7.4.4 进口控制过渡区

FHWA 过程说明，淹没进口控制公式应用于 $Q_{1C} / (A_{full} \sqrt{Y_{full}})$ 大于 4.0 时。将它转换到关于 H_1 的条件，得出：

$$H_1 > H_{1S} = Z_1 + Y_{full}(16c_1 + y_1 + ScfS_0) \quad (7-48)$$

当满足该条件时，SWMM 将进口控制曲线的淹没部分用于计算进口控制流量 Q_{1C} 。

FHWA 说明，非淹没进口控制公式用于 $Q_{1C} / (A_{full} \sqrt{Y_{full}})$ 数值低于 3.5 时。转化为关于 H_1 的限制是很困难的，因为形式 1 非淹没公式中的 E_C 项。因此 SWMM 利用任意准则

$$H_1 < H_{1U} = Z_1 + 0.95Y_{full} \quad (7-49)$$

为了确定是否应使用非淹没进口控制公式。

当 H_1 处于 H_{1U} 和 H_{1S} 之间时，将线性内插用于计算 Q_{1C} ，如下：

$$Q_{1C} = Q_{1C}(H_{1U}) + (Q_{1C}(H_{1S}) - Q_{1C}(H_{1U})) \frac{(H_1 - H_{1U})}{(H_{1S} - H_{1U})} \quad (7-50)$$

式中 $Q_{1C}(H_{1U})$ 为来自非淹没公式的流量，针对 H_{1U} 水头； $Q_{1C}(H_{1S})$ 为来自淹没公式的流量，针对水头 H_{1S} 。

7.4.5 流量导数

SWMM 的动态波过程需要估计管渠流量关于水头的导数 (dQ/dH)，为了更新超载端节点水头时使用（见第 3.3.5 部分）。计算进口控制流量限制各种方法的导数如下：

$$\frac{dQ_{1C}}{dH_1} = \begin{cases} \frac{Q_{1C}}{M_1 H_1} & \text{非淹没} \\ \frac{0.5A_{full}^2}{c_1 Q_{1C}} & \text{淹没} \\ \frac{Q_{1C}(H_{1S}) - Q_{1C}(H_{1U})}{H_{1S} - H_{1U}} & \text{过渡} \end{cases} \quad (7-51)$$

7.4.6 涵洞分析总结

以下步骤总结了在每一次计算新的流量时，涵洞管渠怎样针对进口控制检查，为此在动态波分析下：

1. 公式 3-14 通常用于计算第一次流量估计 Q 。这表示出口控制条件。
2. 如果管渠在两端不是满流，计算由于进口控制的流量限制 Q_{IC} 。如果涵洞进口节点处的水头 H_1 低于 H_{1U} ，使用公式 7-41 或 7-45；如果 H_1 高于 H_{1S} ，使用公式 7-47；如果 H_1 处于这些限值之间，使用公式 7-50。
3. 如果 Q_{IC} 小于 Q ，那么它替换为 Q_{IC} ；利用公式 7-48 计算管渠流量关于水头的导数。

7.5 道路堰

当头水上升到道路标高时，涵洞将会越顶（见图 7-4）。SWMM 表示了通过道路的流量，结合特殊类型的堰管段，指定为道路堰。类似于标准 SWMM 横断矩形堰，但是具有自己专门的方法，为了根据道路特征计算堰流系数和淹没因子。图 7-5 说明道路堰怎样配置，结合 SWMM 节点—管段布局中的一个堰。

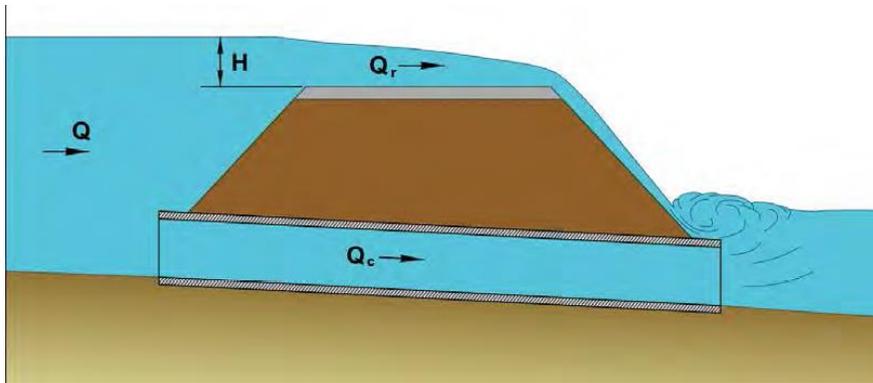


图 7-4 道路越顶 (from FHWA, 2012)

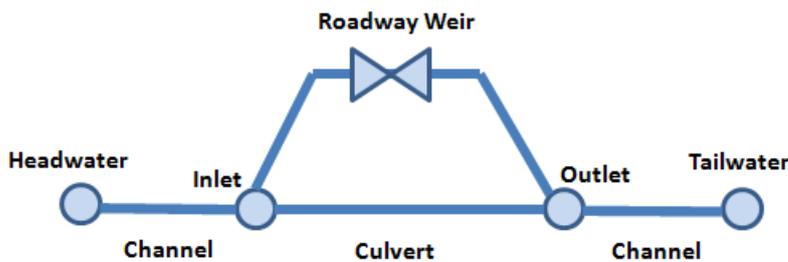


图 7-5 结合道路堰的涵洞 SWMM 节点—管段表示

标准横断矩形堰公式用于计算通过道路堰的流量，如下：(FHWA, 2012)：

$$Q = f_s C_w L H^{3/2} \quad (7-52)$$

式中 Q 为越顶流量(cfs)； H 为上游水面在道路顶部以上的高度(ft)； L 为道路堰的长度(ft)； C_w 为自由流动堰流量系数 (ft^{1/2}/sec)； f_s 为淹没调整因子。

流量系数 C_w 和 f_s 的数值已经通过 FHWA 发布，作为头水深度 (H)、尾水深度 (h_t)、道路宽度 (L_r) 和路面材料的函数。这些函数以图 7-6 中的图形方式说明。

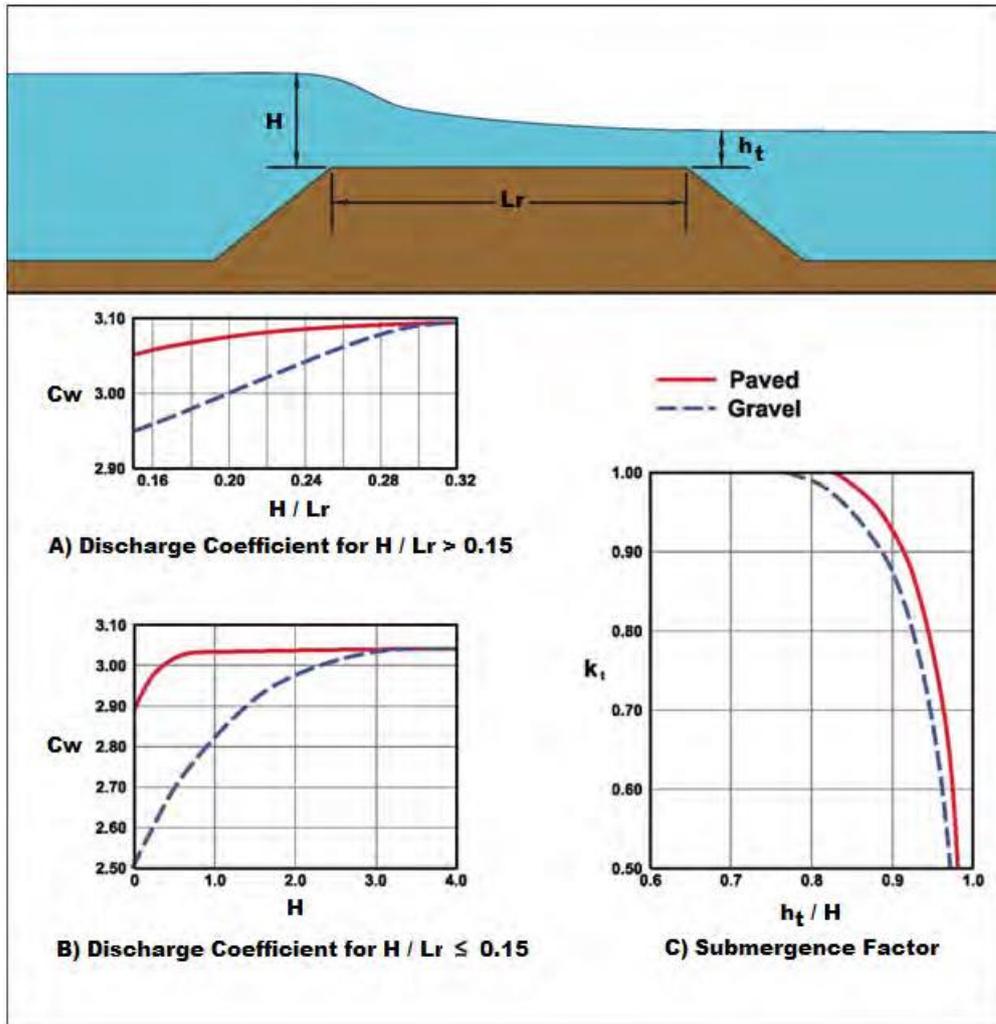


图 7-6 道路堰的流量系数 (from FHWA, 2012)

总之，SWMM 包括了额外堰类型——道路堰——用于模拟通过道路顶部的流量，它位于涵洞之上，或者可能为路堤。它的属性包括以下：

- 顶部标高（通常为路面标高）；
- 顶部长度（通过渠道的顶部宽度确定）；
- 道路宽度（垂直于顶部长度）；
- 路面为铺砌还是砾石。

不像第 6 章讨论的其他堰，道路堰没有控制设置，也没有拍门。它的流量与水头关系通过公式 7-52 给出，其中水头 H 为它的进口节点处水头和它的顶部标高之差；尾水水头 h_t 为它的出口节点水头与其顶部标高之差；以及它的流量系数根据图 7-6 中的曲线确定。

附录

A. 牛顿-拉夫森—二分求根方法

以下采用的牛顿-拉夫森过程来自 Press et al. (1992), 用于在已知包含解的区间 $[x_{\text{LOW}}, x_{\text{HIGH}}]$, 这是, 结合初始估计 x 和收敛精度 ε , 求解方程 $f(x) = 0$:

1. 执行以下初始步骤:
 - a. 如果 $f(x_{\text{LOW}}) > f(x_{\text{HIGH}})$, 那么互换 x_{LOW} 和 x_{HIGH} 。
 - b. 如果 x 在 $[x_{\text{LOW}}, x_{\text{HIGH}}]$ 的外侧, 那么令 $x = (x_{\text{LOW}} + x_{\text{HIGH}})/2$ 。
 - c. 令 $\Delta x = |x_{\text{HIGH}} - x_{\text{LOW}}|$ 。
 - d. 估计 $f(x)$ 及其导数 $f'(x)$ 。
2. 如果 $[(x - x_{\text{HIGH}})f'(x) - f(x)][(x - x_{\text{LOW}})f'(x) - f(x)] \geq 0$ 或者 $|2f(x)| > |\Delta x f'(x)|$, 那么更新 x 如下:
$$\Delta x = 0.5(x_{\text{HIGH}} - x_{\text{LOW}})$$
$$x = x_{\text{LOW}} + \Delta x$$
3. 否则采取牛顿步骤:
$$\Delta x = f(x) / f'(x)$$
$$x = x - \Delta x$$
4. 如果 $|\Delta x|$ 低于精度 ε , 那么结合 x 当前值作为解而中止。
5. 估计 $f(x)$ 和 $f'(x)$ 。如果 $f(x) < 0$, 那么 $x_{\text{LOW}} = x$ 。否则令 $x_{\text{HIGH}} = x$ 。
6. 返回步骤 2。

B. Ridder 求根方法

Ridder 方法利用 Press et al. (1992)采用的以下迭代过程, 为了在包含解的区间 $[x_1, x_2]$ 内, 结合收敛精度 ε , 求解方程 $f(x) = 0$:

1. 令
$$f_1 = f(x_1)$$
$$f_2 = f(x_2)$$
$$x_3 = (x_1 + x_2)/2$$
2. 令
$$f_3 = f(x_3)$$
$$x_4 = x_3 + \frac{(x_3 - x_1) \operatorname{sgn}(f_1 - f_2) f_3}{\sqrt{f_3^2 - f_1 f_2}}$$
3. 如果 $|x_4 - x_3| < \varepsilon$, 那么结合解 x_3 中止。
4. 令 $f_4 = f(x_4)$ 。
5. 如果 $\operatorname{sgn}(f_3) \neq \operatorname{sgn}(f_4)$, 那么令
$$x_1 = x_3$$
$$f_1 = f_3$$
$$x_2 = x_4$$
$$f_2 = f_4$$
6. 否则如果 $\operatorname{sgn}(f_1) \neq \operatorname{sgn}(f_4)$, 那么令
$$x_2 = x_4$$
$$f_2 = f_4$$
7. 否则如果 $\operatorname{sgn}(f_2) \neq \operatorname{sgn}(f_4)$, 那么令
$$x_1 = x_4$$
$$f_1 = f_4$$
8. 令 $x_3 = (x_1 + x_2)/2$ 。
9. 如果 $|x_2 - x_1| \leq \varepsilon$, 结合解 x_3 中止。
10. 返回步骤 2。

C. 圆形管道的断面属性

表 C-1 作为深度函数的圆形断面属性

Y/Y_{full}	A/A_{full}	W/W_{full}	R/R_{full}	Y/Y_{full}	A/A_{full}	W/W_{full}	R/R_{full}
0.00	0.00000	0.00000	0.01000	0.52	0.52550	0.99920	1.02400
0.02	0.00471	0.28000	0.05280	0.54	0.55093	0.99680	1.04800
0.04	0.01340	0.39190	0.10480	0.56	0.57630	0.99280	1.07000
0.06	0.02446	0.47500	0.15560	0.58	0.60135	0.98710	1.09120
0.08	0.03740	0.54260	0.20520	0.60	0.62640	0.97980	1.11000
0.10	0.05208	0.60000	0.25400	0.62	0.65126	0.97080	1.12720
0.12	0.06800	0.64990	0.30160	0.64	0.67580	0.96000	1.14400
0.14	0.08505	0.69400	0.34840	0.66	0.70015	0.94740	1.15960
0.16	0.10330	0.73320	0.39440	0.68	0.72410	0.93300	1.17400
0.18	0.12236	0.76840	0.43880	0.70	0.74764	0.91650	1.18480
0.20	0.14230	0.80000	0.48240	0.72	0.77080	0.89800	1.19400
0.22	0.16310	0.82850	0.52480	0.74	0.79335	0.87730	1.20240
0.24	0.18450	0.85420	0.56640	0.76	0.81540	0.85420	1.21000
0.26	0.20665	0.87730	0.60640	0.78	0.83690	0.82850	1.21480
0.28	0.22920	0.89800	0.64560	0.80	0.85760	0.80000	1.21700
0.30	0.25236	0.91650	0.68360	0.82	0.87764	0.76840	1.21720
0.32	0.27590	0.93300	0.72040	0.84	0.89670	0.73320	1.21500
0.34	0.29985	0.94740	0.75640	0.86	0.91495	0.69400	1.21040
0.36	0.32420	0.96000	0.79120	0.88	0.93200	0.64990	1.20300
0.38	0.34874	0.97080	0.82440	0.90	0.94792	0.60000	1.19200
0.40	0.37360	0.97980	0.85680	0.92	0.96260	0.54260	1.17800
0.42	0.39878	0.98710	0.88800	0.94	0.97555	0.47500	1.15840
0.44	0.42370	0.99280	0.91760	0.96	0.98660	0.39190	1.13200
0.46	0.44907	0.99680	0.94640	0.98	0.99516	0.28000	1.09400
0.48	0.47450	0.99920	0.97360	1.00	1.00000	0.00000	1.00000
0.50	0.50000	1.00000	1.00000				

表 C-2 作为面积函数的圆形断面属性

A/A_{full}	Y/Y_{full}	Ψ/Ψ_{full}	A/A_{full}	Y/Y_{full}	Ψ/Ψ_{full}
0.00	0.0000	0.00000	0.52	0.51572	0.52658
0.02	0.05236	0.00529	0.54	0.53146	0.55354
0.04	0.08369	0.01432	0.56	0.54723	0.58064
0.06	0.11025	0.02559	0.58	0.56305	0.60777
0.08	0.13423	0.03859	0.60	0.57892	0.63499
0.10	0.15643	0.05304	0.62	0.59487	0.66232
0.12	0.17755	0.06877	0.64	0.61093	0.68995
0.14	0.19772	0.08551	0.66	0.62710	0.71770
0.16	0.21704	0.10326	0.68	0.64342	0.74538
0.18	0.23581	0.12195	0.70	0.65991	0.77275
0.20	0.25412	0.14144	0.72	0.67659	0.79979
0.22	0.27194	0.16162	0.74	0.69350	0.82658
0.24	0.28948	0.18251	0.76	0.71068	0.85320
0.26	0.30653	0.20410	0.78	0.72816	0.87954
0.28	0.32349	0.22636	0.80	0.74602	0.90546
0.30	0.34017	0.24918	0.82	0.76424	0.93095
0.32	0.35666	0.27246	0.84	0.78297	0.95577
0.34	0.37298	0.29614	0.86	0.80235	0.97976
0.36	0.38915	0.32027	0.88	0.82240	1.00291
0.38	0.40521	0.34485	0.90	0.84353	1.02443
0.40	0.42117	0.36989	0.92	0.86563	1.04465
0.42	0.43704	0.39531	0.94	0.88970	1.06135
0.44	0.45284	0.42105	0.96	0.91444	1.08208
0.46	0.46858	0.44704	0.98	0.94749	1.07662
0.48	0.48430	0.47329	1.00	1.00000	1.00000
0.50	0.50000	0.49980			

D. 椭圆形管道的断面属性

表 D-1 标准椭圆形管道尺寸

代码	短轴 (in)	长轴 (in)	$A_{full}(ft^2)$	$R_{full}(ft)$
1	14	23	1.80	0.367
2	19	30	3.30	0.490
3	22	34	4.10	0.546
4	24	38	5.10	0.613
5	27	42	6.30	0.686
6	29	45	7.40	0.736
7	32	49	8.80	0.812
8	34	53	10.20	0.875
9	38	60	12.90	0.969
10	43	68	16.60	1.106
11	48	76	20.50	1.229
12	53	83	24.80	1.352
13	58	91	29.50	1.475
14	63	98	34.60	1.598
15	68	106	40.10	1.721
16	72	113	46.10	1.845
17	77	121	52.40	1.967
18	82	128	59.20	2.091
19	87	136	66.40	2.215
20	92	143	74.00	2.340
21	97	151	82.00	2.461
22	106	166	99.20	2.707
23	116	180	118.60	2.968

注：短轴为竖向椭圆的最大宽度或水平椭圆的满流深度；长轴为水平椭圆的最大宽度或竖向椭圆的满流深度。

出处：American Concrete Pipe Association (2011).

表 D-2 作为深度函数的椭圆断面属性

Y/Y_{full}	水平椭圆			竖向椭圆		
	A/A_{full}	W/W_{max}	R/R_{full}	A/A_{full}	W/W_{max}	R/R_{full}
0.00	0.000	0.0000	0.0100	0.000	0.0000	0.0100
0.04	0.015	0.3919	0.0764	0.010	0.3919	0.1250
0.08	0.040	0.5426	0.1726	0.040	0.5426	0.2436
0.12	0.650	0.6499	0.2389	0.070	0.6499	0.3536
0.16	0.950	0.7332	0.3274	0.100	0.7332	0.4474
0.20	0.130	0.8000	0.4191	0.140	0.8000	0.5484
0.24	0.165	0.8542	0.5120	0.185	0.8542	0.6366
0.28	0.205	0.8980	0.5983	0.230	0.8980	0.7155
0.32	0.250	0.9330	0.6757	0.280	0.9330	0.7768
0.36	0.300	0.9600	0.7630	0.330	0.9600	0.8396
0.40	0.355	0.9798	0.8326	0.380	0.9798	0.8969
0.44	0.415	0.9928	0.9114	0.430	0.9928	0.9480
0.48	0.480	0.9992	0.9702	0.480	0.9992	0.9925
0.52	0.520	0.9992	1.030	0.520	0.9992	1.023
0.56	0.585	0.9928	1.091	0.570	0.9928	1.053
0.60	0.645	0.9798	1.146	0.620	0.9798	1.084
0.64	0.700	0.9600	1.185	0.670	0.9600	1.107
0.68	0.750	0.9330	1.225	0.720	0.9330	1.130
0.72	0.795	0.8980	1.257	0.770	0.8980	1.154
0.76	0.835	0.8542	1.274	0.815	0.8542	1.170
0.80	0.870	0.8000	1.290	0.860	0.8000	1.177
0.84	0.905	0.7332	1.282	0.900	0.7332	1.177
0.88	0.935	0.6499	1.274	0.930	0.6499	1.170
0.92	0.960	0.5426	1.257	0.960	0.5429	1.162
0.96	0.985	0.3919	1.185	0.990	0.3919	1.122
1.00	1.000	0.0000	1.000	1.000	0.0000	1.000

E. 拱管的断面属性

表 E-1 标准拱形管道尺寸

代码	高度(Y_{full})(in)	跨度(W_{max})(in)	A_{full} (in ²)	R_{full} (in)
混凝土				
1	11	18	1.1	0.25
2	13.5	22	1.65	0.30
3	15.5	26	2.2	0.36
4	18	28.5	2.8	0.45
5	22.5	36.25	4.4	0.56
6	26.625	43.75	6.4	0.68
7	31.3125	51.125	8.8	0.80
8	36	58.5	11.4	0.90
9	40	65	14.3	1.01
10	45	73	17.7	1.13
11	54	88	25.6	1.35
12	62	102	34.6	1.57
13	72	115	44.5	1.77
14	77.5	122	51.7	1.92
15	87.125	138	66.0	2.17
16	96.875	154	81.8	2.42
17	106.5	168.75	99.1	2.65
波纹钢拱, 2-2/3×1/2"波纹				
18	13	17	1.1	0.324
19	15	21	1.6	0.374
20	18	24	2.2	0.449
21	20	28	2.9	0.499
22	24	35	4.5	0.598
23	29	42	6.5	0.723
24	33	49	8.9	0.823
25	38	57	11.6	0.947
26	43	64	14.7	1.072
27	47	71	18.1	1.171
28	52	77	21.9	1.296
29	57	83	26.0	1.421
波纹钢拱, 3×1"波纹				
30	31	40	7.0	0.773
31	36	46	9.4	0.773
32	41	53	12.3	1.022
33	46	60	15.6	1.147
34	51	66	19.3	1.271
35	55	73	23.2	1.371

36	59	81	27.4	1.471
37	63	87	32.1	1.570
38	67	95	37.0	1.670
39	71	103	42.4	1.770
40	75	112	48.0	1.869
41	79	117	54.2	1.969
42	83	128	60.5	2.069
43	87	137	67.4	2.168
44	91	142	74.5	2.268
结构板, 18" 转角半径				
45	55	73	22	1.371
46	57	76	24	1.421
47	59	81	26	1.471
48	61	84	28	1.520
49	63	87	31	1.570
50	65	92	33	1.620
51	67	95	35	1.670
52	69	98	38	1.720
53	71	103	40	1.770
54	73	106	43	1.820
55	75	112	46	1.869
56	77	114	49	1.919
57	79	117	52	1.969
58	81	123	55	2.019
59	83	128	58	2.069
60	85	131	61	2.119
61	87	137	64	2.218
62	89	139	67	2.218
63	91	142	71	2.268
64	93	148	74	2.318
65	95	150	78	2.368
66	97	152	81	2.418
67	100	154	85	2.493
68	101	161	89	2.517
69	103	167	93	2.567
70	105	169	97	2.617
71	107	171	101	2.667
72	109	178	105	2.717
73	111	184	109	2.767
74	113	186	113	2.817
75	115	188	118	2.866
76	118	190	122	2.941
77	119	197	126	2.966

78	121	199	131	3.016
结构板, 31"转角半径				
79	112	159	97	2.792
80	114	162	102	2.841
81	116	168	105	2.891
82	118	170	109	2.941
83	120	173	114	2.991
84	122	179	118	3.041
85	124	184	123	3.091
86	126	187	127	3.141
87	128	190	132	3.190
88	130	195	137	3.240
89	132	198	142	3.290
90	134	204	146	3.340
91	136	206	151	3.390
92	138	209	157	3.440
93	140	215	161	3.490
94	142	217	167	3.539
95	144	223	172	3.589
96	146	225	177	3.639
97	148	231	182	3.689
98	150	234	188	3.739
99	152	236	194	3.789
100	154	239	200	3.838
101	156	245	205	3.888
102	158	247	211	3.938

出处: American Iron and Steel Institute (1999).

表 E-4 作为深度函数的拱管断面属性

Y/Y_{full}	A/A_{full}	W/W_{max}	R/R_{full}
0.00	0.000	0.0000	0.0100
0.04	0.020	0.6272	0.0983
0.08	0.060	0.8521	0.1965
0.12	0.100	0.9243	0.2948
0.16	0.140	0.9645	0.3940
0.20	0.190	0.9846	0.4962
0.24	0.240	0.9964	0.5911
0.28	0.290	0.9988	0.6796
0.32	0.340	0.9917	0.7615
0.36	0.390	0.9811	0.8364
0.40	0.440	0.9680	0.9044
0.44	0.490	0.9515	0.9640
0.48	0.540	0.9314	1.018
0.52	0.590	0.9101	1.065
0.56	0.640	0.8864	1.106
0.60	0.690	0.8592	1.142
0.64	0.735	0.8284	1.170
0.68	0.780	0.7917	1.192
0.72	0.820	0.7527	1.208
0.76	0.860	0.7065	1.217
0.80	0.895	0.6544	1.220
0.84	0.930	0.5953	1.213
0.88	0.960	0.5231	1.196
0.92	0.985	0.4355	1.168
0.96	0.995	0.3195	1.112
1.00	1.000	0.000	1.000

F. 砖砌排水管道的断面属性

表 F-1 作为深度函数的砖砌排水管道面积

Y/Y_{full}	A/A_{full}		
	篮柄形	蛋形	马蹄形
0.00	0.0000	0.000	0.0000
0.04	0.0173	0.015	0.0181
0.08	0.0457	0.040	0.0508
0.12	0.0828	0.055	0.0908
0.16	0.1271	0.085	0.1326
0.20	0.1765	0.120	0.1757
0.24	0.2270	0.155	0.2201
0.28	0.2775	0.190	0.2655
0.32	0.3280	0.225	0.3118
0.36	0.3780	0.275	0.3587
0.40	0.4270	0.320	0.4064
0.44	0.4765	0.370	0.4542
0.48	0.5260	0.420	0.5023
0.52	0.5740	0.470	0.5506
0.56	0.6220	0.515	0.5987
0.60	0.6690	0.570	0.6462
0.64	0.7160	0.620	0.6931
0.68	0.7610	0.680	0.7387
0.72	0.8030	0.730	0.7829
0.76	0.8390	0.780	0.8253
0.80	0.8770	0.835	0.8652
0.84	0.9110	0.885	0.9022
0.88	0.9410	0.925	0.9356
0.92	0.9680	0.955	0.9645
0.96	0.9880	0.980	0.9873
1.00	1.0000	1.000	1.0000

表 F-2 作为深度函数的砖砌排水管道宽度 - I

Y/Y_{full}	W/W_{full}		
	篮柄形	蛋形	马蹄形
0.00	0.0000	0.000	0.0000
0.04	0.490	0.298	0.5878
0.08	0.667	0.433	0.8772
0.12	0.820	0.508	0.8900
0.16	0.930	0.582	0.9028
0.20	1.000	0.642	0.9156
0.24	1.000	0.696	0.9284
0.28	1.000	0.746	0.9412
0.32	0.997	0.791	0.9540
0.36	0.994	0.836	0.9668
0.40	0.988	0.866	0.9798
0.44	0.982	0.896	0.9928
0.48	0.967	0.926	0.9992
0.52	0.948	0.956	0.9992
0.56	0.928	0.970	0.9928
0.60	0.904	0.985	0.9798
0.64	0.874	1.000	0.9600
0.68	0.842	0.985	0.9330
0.72	0.798	0.970	0.8980
0.76	0.750	0.940	0.8542
0.80	0.697	0.896	0.8000
0.84	0.637	0.836	0.7332
0.88	0.567	0.764	0.6499
0.92	0.467	0.642	0.5426
0.96	0.342	0.310	0.3919
1.00	0.000	0.000	0.0000

表 F-3 作为深度函数的砖砌排水管道宽度 - II

Y/Y_{full}	W/W_{max}			
	哥特式	悬链式	半椭圆形	半圆形
0	0.000	0.0000	0.00	0.0000
0.05	0.286	0.6667	0.70	0.5488
0.10	0.643	0.8222	0.98	0.8537
0.15	0.762	0.9111	1.00	1.0000
0.20	0.833	0.9778	1.00	1.0000
0.25	0.905	1.0000	1.00	0.9939
0.30	0.952	1.0000	0.99	0.9878
0.35	0.976	0.9889	0.98	0.9756
0.40	0.976	0.9778	0.96	0.9634
0.45	1.000	0.9556	0.94	0.9451
0.50	1.000	0.9333	0.91	0.9207
0.55	0.976	0.8889	0.88	0.8902
0.60	0.976	0.8444	0.84	0.8537
0.65	0.952	0.8000	0.80	0.8171
0.70	0.905	0.7556	0.75	0.7683
0.75	0.833	0.7000	0.70	0.7073
0.80	0.762	0.6333	0.64	0.6463
0.85	0.667	0.5556	0.56	0.5732
0.90	0.524	0.4444	0.46	0.4756
0.95	0.357	0.3333	0.34	0.3354
1.00	0.000	0.0000	0.00	0.0000

表 F-4 作为深度函数的砖砌排水管道水力半径

Y/Y_{full}	R/R_{full}		
	篮柄形	蛋形	马蹄形
0.00	0.010	0.010	0.0100
0.04	0.0952	0.097	0.1040
0.08	0.189	0.216	0.2065
0.12	0.273	0.302	0.3243
0.16	0.369	0.386	0.4322
0.20	0.463	0.465	0.5284
0.24	0.560	0.536	0.6147
0.28	0.653	0.611	0.6927
0.32	0.743	0.676	0.7636
0.36	0.822	0.735	0.8268
0.40	0.883	0.791	0.8873
0.44	0.949	0.854	0.9417
0.48	0.999	0.904	0.9905
0.52	1.055	0.941	1.036
0.56	1.095	1.008	1.077
0.60	1.141	1.045	1.113
0.64	1.161	1.076	1.143
0.68	1.188	1.115	1.169
0.72	1.206	1.146	1.189
0.76	1.206	1.162	1.202
0.80	1.206	1.186	1.208
0.84	1.205	1.193	1.206
0.88	1.196	1.186	1.195
0.92	1.168	1.162	1.170
0.96	1.127	1.107	1.126
1.00	1.000	1.000	1.000

表 F-5 作为面积函数的砖砌排水管道深度 - I

A/A_{full}	Y/Y_{full}		
	篮柄形	蛋形	马蹄形
0.00	0.00000	0.00000	0.00000
0.02	0.04112	0.04912	0.04146
0.04	0.07380	0.08101	0.07033
0.06	0.10000	0.11128	0.09098
0.08	0.12236	0.14161	0.10962
0.10	0.14141	0.16622	0.12921
0.12	0.15847	0.18811	0.14813
0.14	0.17462	0.21356	0.16701
0.16	0.18946	0.23742	0.18565
0.18	0.20315	0.25742	0.20401
0.20	0.2157	0.27742	0.22211
0.22	0.22833	0.29741	0.23998
0.24	0.24230	0.31742	0.25769
0.26	0.25945	0.33742	0.27524
0.28	0.27936	0.35747	0.29265
0.30	0.30000	0.37364	0.30990
0.32	0.32040	0.40000	0.32704
0.34	0.34034	0.41697	0.34406
0.36	0.35892	0.43372	0.36101
0.38	0.37595	0.45000	0.37790
0.40	0.39214	0.46374	0.39471
0.42	0.40802	0.47747	0.41147
0.44	0.42372	0.49209	0.42818
0.46	0.43894	0.50989	0.44484
0.48	0.45315	0.53015	0.46147
0.50	0.46557	0.55000	0.47807
0.52	0.47833	0.56429	0.49468
0.54	0.49230	0.57675	0.51134
0.56	0.50945	0.58834	0.52803
0.58	0.52936	0.60000	0.54474
0.60	0.55000	0.61441	0.56138
0.62	0.57000	0.62967	0.57804
0.64	0.59000	0.64582	0.59478
0.66	0.61023	0.66368	0.61171
0.68	0.63045	0.68209	0.62881
0.70	0.65000	0.70000	0.64609
0.72	0.66756	0.71463	0.66350
0.74	0.68413	0.72807	0.68111
0.76	0.70000	0.74074	0.69901
0.78	0.71481	0.75296	0.71722

0.80	0.72984	0.76500	0.73583
0.82	0.74579	0.77784	0.75490
0.84	0.76417	0.79212	0.77447
0.86	0.78422	0.80945	0.79471
0.88	0.80477	0.82936	0.81564
0.90	0.82532	0.85000	0.83759
0.92	0.85000	0.86731	0.86067
0.94	0.88277	0.88769	0.88557
0.96	0.91500	0.91400	0.91159
0.98	0.95000	0.95000	0.94520
1.00	1.00000	1.00000	1.00000

表 F-6 作为面积函数的砖砌排水管道深度 - II

A/A_{full}	Y/Y_{full}			
	悬链式	哥特式	半圆形	半椭圆形
0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.02	0.02974	0.04522	0.04102	0.03075
0.04	0.06439	0.07825	0.07407	0.05137
0.06	0.08433	0.10646	0.10000	0.07032
0.08	0.10549	0.12645	0.11769	0.09000
0.10	0.12064	0.14645	0.13037	0.11323
0.12	0.13952	0.16787	0.14036	0.13037
0.14	0.15560	0.18641	0.15000	0.14519
0.16	0.17032	0.20129	0.16546	0.15948
0.18	0.18512	0.22425	0.18213	0.18459
0.20	0.20057	0.24129	0.20000	0.19531
0.22	0.21995	0.25624	0.22018	0.21354
0.24	0.24011	0.27344	0.24030	0.22694
0.26	0.25892	0.29097	0.25788	0.23947
0.28	0.27595	0.30529	0.27216	0.25296
0.30	0.29214	0.32607	0.28500	0.26500
0.32	0.30802	0.33755	0.29704	0.27784
0.34	0.32372	0.35073	0.30892	0.29212
0.36	0.33894	0.36447	0.32128	0.30970
0.38	0.35315	0.37558	0.33476	0.32982
0.40	0.36557	0.40000	0.35000	0.35000
0.42	0.37833	0.41810	0.36927	0.36738
0.44	0.39230	0.43648	0.38963	0.38390
0.46	0.40970	0.45374	0.41023	0.40000
0.48	0.42982	0.46805	0.43045	0.41667
0.50	0.45000	0.48195	0.45000	0.43333
0.52	0.46769	0.49626	0.46769	0.45000
0.54	0.48431	0.51352	0.48431	0.46697
0.56	0.50000	0.54190	0.50000	0.48372
0.58	0.51466	0.55000	0.51443	0.50000
0.60	0.52886	0.56416	0.52851	0.51374
0.62	0.54292	0.57787	0.54271	0.52747
0.64	0.55729	0.59224	0.55774	0.54209
0.66	0.57223	0.60950	0.57388	0.55950
0.68	0.58780	0.62941	0.59101	0.57941
0.70	0.60428	0.65000	0.60989	0.60000
0.72	0.62197	0.67064	0.63005	0.62000
0.74	0.64047	0.69055	0.65000	0.64000
0.76	0.65980	0.70721	0.66682	0.66000
0.78	0.67976	0.72031	0.68318	0.68000

0.80	0.70000	0.73286	0.70000	0.70000
0.82	0.71731	0.74632	0.71675	0.71843
0.84	0.73769	0.76432	0.73744	0.73865
0.86	0.76651	0.78448	0.76651	0.76365
0.88	0.80000	0.80421	0.80000	0.79260
0.90	0.82090	0.82199	0.82090	0.82088
0.92	0.84311	0.84363	0.84311	0.85000
0.94	0.87978	0.87423	0.87978	0.88341
0.96	0.91576	0.90617	0.91576	0.90998
0.98	0.95000	0.93827	0.95000	0.93871
1.00	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000

表 F-7 作为面积函数的砖砌排水管道的断面因子 - I

A/A_{full}	Ψ/Ψ_{full}		
	篮柄形	蛋形	马蹄形
0.00	0.00000	0.00000	0.00000
0.02	0.00758	0.00295	0.00467
0.04	0.01812	0.01331	0.01237
0.06	0.03000	0.02629	0.02268
0.08	0.03966	0.04000	0.03515
0.10	0.04957	0.05657	0.04943
0.12	0.06230	0.07500	0.06525
0.14	0.07849	0.09432	0.08212
0.16	0.09618	0.11473	0.10005
0.18	0.11416	0.13657	0.11891
0.20	0.13094	0.15894	0.13856
0.22	0.14808	0.18030	0.15896
0.24	0.16583	0.20036	0.18004
0.26	0.18381	0.22000	0.20172
0.28	0.20294	0.23919	0.22397
0.30	0.22500	0.25896	0.24677
0.32	0.25470	0.28000	0.27006
0.34	0.28532	0.30504	0.29380
0.36	0.31006	0.33082	0.31790
0.38	0.32804	0.35551	0.34237
0.40	0.34555	0.37692	0.36720
0.42	0.36944	0.39809	0.39239
0.44	0.40032	0.42000	0.41792
0.46	0.43203	0.44625	0.44374
0.48	0.46004	0.47321	0.46984
0.50	0.47849	0.50000	0.49619
0.52	0.49591	0.52255	0.52276
0.54	0.51454	0.54481	0.54950
0.56	0.53810	0.56785	0.57640
0.58	0.56711	0.59466	0.60345
0.60	0.60000	0.62485	0.63065
0.62	0.64092	0.65518	0.65795
0.64	0.68136	0.68181	0.68531
0.66	0.71259	0.70415	0.71271
0.68	0.73438	0.72585	0.74009
0.70	0.75500	0.74819	0.76738
0.72	0.78625	0.77482	0.79451
0.74	0.81880	0.80515	0.82144
0.76	0.85000	0.83534	0.84814
0.78	0.86790	0.86193	0.87450

0.80	0.88483	0.88465	0.90057
0.82	0.90431	0.90690	0.92652
0.84	0.93690	0.93000	0.95244
0.86	0.97388	0.95866	0.97724
0.88	1.00747	0.98673	0.99988
0.90	1.03300	1.01238	1.02048
0.92	1.05000	1.03396	1.03989
0.94	1.05464	1.05000	1.05698
0.96	1.06078	1.06517	1.07694
0.98	1.05500	1.05380	1.07562
1.00	1.00000	1.00000	1.00000

表 F-8 作为面积函数的砖砌排水管道断面因子 - II

A/A_{full}	Ψ/Ψ_{full}			
	悬链式	哥特式	半圆形	半椭圆形
0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.02	0.00605	0.00500	0.00757	0.00438
0.04	0.01455	0.01740	0.01815	0.01227
0.06	0.02540	0.03098	0.03000	0.02312
0.08	0.03863	0.04272	0.03580	0.03638
0.10	0.05430	0.05500	0.04037	0.05145
0.12	0.07127	0.06980	0.04601	0.06783
0.14	0.08778	0.08620	0.05500	0.08500
0.16	0.10372	0.10461	0.07475	0.10093
0.18	0.12081	0.12463	0.09834	0.11752
0.20	0.14082	0.14500	0.12500	0.13530
0.22	0.16375	0.16309	0.15570	0.15626
0.24	0.18779	0.18118	0.18588	0.17917
0.26	0.21157	0.20000	0.20883	0.20296
0.28	0.23478	0.22181	0.22300	0.22654
0.30	0.25818	0.24487	0.23472	0.24962
0.32	0.28244	0.26888	0.24667	0.27269
0.34	0.30741	0.29380	0.26758	0.29568
0.36	0.33204	0.31901	0.29346	0.31848
0.38	0.35505	0.34389	0.32124	0.34152
0.40	0.37465	0.36564	0.35000	0.36500
0.42	0.39404	0.38612	0.37720	0.38941
0.44	0.41426	0.40720	0.40540	0.41442
0.46	0.43804	0.43000	0.43541	0.44000
0.48	0.46531	0.45868	0.46722	0.46636
0.50	0.49357	0.48895	0.50000	0.49309
0.52	0.52187	0.52000	0.53532	0.52000
0.54	0.54925	0.55032	0.56935	0.54628
0.56	0.57647	0.58040	0.60000	0.57285
0.58	0.60321	0.61000	0.61544	0.60000
0.60	0.62964	0.63762	0.62811	0.62949
0.62	0.65639	0.66505	0.64170	0.65877
0.64	0.68472	0.69290	0.66598	0.68624
0.66	0.71425	0.72342	0.70010	0.71017
0.68	0.74303	0.75467	0.73413	0.73304
0.70	0.76827	0.78500	0.76068	0.75578
0.72	0.79168	0.81165	0.78027	0.77925
0.74	0.81500	0.83654	0.80000	0.80368
0.76	0.84094	0.86000	0.82891	0.83114
0.78	0.86707	0.88253	0.85964	0.85950

0.80	0.89213	0.90414	0.89000	0.88592
0.82	0.91607	0.92500	0.91270	0.90848
0.84	0.94000	0.94486	0.93664	0.93000
0.86	0.96604	0.96475	0.96677	0.95292
0.88	0.99000	0.98567	1.00000	0.97481
0.90	1.00714	1.00833	1.02661	0.99374
0.92	1.02158	1.03000	1.04631	1.01084
0.94	1.03814	1.05360	1.05726	1.02858
0.96	1.05000	1.06500	1.06637	1.04543
0.98	1.05000	1.05500	1.06000	1.05000
1.00	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000

G. 曼宁粗糙系数

表 G-1 明渠的曼宁粗糙系数 n

渠道类型与描述	最小值	一般值	最大值
1. 自然河流 - 小型河流（洪水期的水面宽度 < 100 ft）			
a. 清洁、顺直、无浅滩深潭	0.025	0.030	0.033
b. 同上，但石块多、杂草多	0.030	0.035	0.040
c. 清洁、弯曲、有浅滩深潭	0.033	0.040	0.045
d. 同上，但有石块杂草	0.035	0.045	0.050
e. 同上，水深较浅、河底坡度多变，平面上回流区较多	0.040	0.048	0.055
f. 与“d”相同，但石块多	0.045	0.050	0.060
g. 多杂草、有深潭、流动缓慢的河段	0.050	0.070	0.080
h. 多杂草的河段、深潭多或林木滩地上的过洪	0.075	0.100	0.150
2. 山区河流（河槽无草树、河岸较陡，岸坡树丛过洪水淹没）			
a. 河底为砾石、卵石、间有孤石	0.030	0.040	0.050
b. 河底为乱石和大孤石	0.040	0.050	0.070
3. 洪水时期滩地漫流			
a. 草地、无树丛			
1. 短草	0.025	0.030	0.035
2. 长草	0.030	0.035	0.050
b. 耕地			
1. 未熟庄稼	0.020	0.030	0.040
2. 已熟成行庄稼	0.025	0.035	0.045
3. 已熟密植庄稼	0.030	0.040	0.050
c. 矮树丛			
1. 稀疏、多杂草	0.035	0.050	0.070
2. 不密、冬季情况	0.035	0.050	0.060
3. 不密、夏季情况	0.040	0.060	0.080
4. 茂密、冬季情况	0.045	0.070	0.110
5. 茂密、夏季情况	0.070	0.100	0.160
d. 树木			
1. 茂密柳树，夏天，笔直	0.110	0.150	0.200
2. 平整田地、干树无枝	0.030	0.040	0.050
3. 同上，干树多新枝	0.050	0.060	0.080
4. 密林、树下植物少，洪水位在枝下	0.080	0.100	0.120
5. 同 4，洪水淹没树枝	0.100	0.120	0.160
4. 开挖或疏浚后的渠道			
a. 土壤，笔直且均匀			
1. 清洁，最近完成的	0.016	0.018	0.020

2. 清洁, 风化之后	0.018	0.022	0.025
3. 砾石, 均匀断面, 清洁	0.022	0.025	0.030
4. 长有矮草, 很少的杂草	0.022	0.027	0.033
b. 土壤缠绕和缓慢			
1. 没有植被	0.023	0.025	0.030
2. 草, 一些杂草	0.025	0.030	0.033
3. 深渠内密集杂草或者水生植物	0.030	0.035	0.040
4. 土壤底部和瓦砾侧部	0.028	0.030	0.035
5. 石砌底部和杂草渠岸	0.025	0.035	0.040
6. 卵石底部和清洁侧部	0.030	0.040	0.050
c. 拖拉挖掘或疏浚的			
1. 没有植被	0.025	0.028	0.033
2. 渠岸中的稀疏灌木	0.035	0.050	0.060
d. 岩石切割			
1. 光滑均匀	0.025	0.035	0.040
2. 锯齿状且不规则	0.035	0.040	0.050
e. 没有维护的渠道, 没有割除的杂草和灌木			
1. 密集杂草, 高到水深	0.050	0.080	0.120
2. 干净底部, 边侧中灌木	0.040	0.050	0.080
3. 同上, 最高水位	0.045	0.070	0.110
4. 密集灌木, 高水位	0.080	0.100	0.140
5. 内衬或建造的渠道			
a. 水泥			
1. 整洁的表面	0.010	0.011	0.013
2. 砂浆	0.011	0.013	0.015
b. 木制			
1. 平面的, 未经处理的	0.010	0.012	0.014
2. 平面的, 新月形的	0.011	0.012	0.015
3. 不平的	0.011	0.013	0.015
4. 板条	0.012	0.015	0.018
5. 内衬屋面纸	0.010	0.014	0.017
c. 混凝土			
1. 抹光漆	0.011	0.013	0.015
2. 漂浮完成	0.013	0.015	0.016
3. 已完成, 结合底部的砾石	0.015	0.017	0.020
4. 未完成	0.014	0.017	0.020
5. 喷浆, 良好段	0.016	0.019	0.023
6. 喷浆, 波浪段	0.018	0.022	0.025
7. 良好开挖的岩石中	0.017	0.020	
8. 不规则开挖的岩石中	0.022	0.027	
d. 混凝土底部漂浮挖成, 结合两侧:			

1. 砂浆里包着石头	0.015	0.017	0.020
2. 砂浆里的随机石头	0.017	0.020	0.024
3. 水泥瓦砾石, 抹灰	0.016	0.020	0.024
4. 水泥瓦砾石	0.020	0.025	0.030
5. 干瓦砾或碎石	0.020	0.030	0.035
e. 砾石底部, 结合两侧:			
1. 成型的混凝土	0.017	0.020	0.025
2. 随机石砌砂浆	0.020	0.023	0.026
3. 干瓦砾或碎石	0.023	0.023	0.036
f. 砖块			
1. 光滑的	0.011	0.013	0.015
2. 水泥砂浆	0.012	0.015	0.018
g. 石砌			
1. 水泥瓦砾	0.017	0.025	0.030
2. 干瓦砾	0.023	0.032	0.035
h. 石头铺砌	0.013	0.015	0.017
i. 沥青			
1. 光滑	0.013	0.013	
2. 粗糙	0.016	0.016	
j. 植物内衬	0.030		0.500

出处: Chow, 1959.

表 G-2 封闭管渠的曼宁粗糙系数 n

管渠类型和描述	最小值	常用值	最大值
1. 黄铜, 光滑:	0.009	0.010	0.013
2. 钢:			
锁杆和焊接	0.010	0.012	0.014
斜接和螺旋	0.013	0.016	0.017
3. 铸铁:			
涂层	0.010	0.013	0.014
无涂层	0.011	0.014	0.016
4. 锻铁:			
黑色	0.012	0.014	0.015
镀锌	0.013	0.016	0.017
5. 波纹金属:			
暗渠	0.017	0.019	0.021
雨水管渠	0.021	0.024	0.030
6. 水泥:			
清洁表面	0.010	0.011	0.013
砂浆	0.011	0.013	0.015
7. 混凝土:			
涵洞, 笔直且无垃圾	0.010	0.011	0.013
具有弯头、交叉和一些垃圾的涵洞	0.011	0.013	0.014
抛光	0.011	0.012	0.014
结合检查井、雨水口等的排水管道, 笔直	0.013	0.015	0.017
未抛光, 钢制	0.012	0.013	0.014
未抛光, 光滑木制	0.012	0.014	0.016
未抛光, 粗糙木制	0.015	0.017	0.020
8. 树木:			
压扁的	0.010	0.012	0.014
粘合板, 经过处理的	0.015	0.017	0.020
9. 粘土:			
常见排水瓦片	0.011	0.013	0.017
陶土排水管道	0.011	0.014	0.017
结合检查井、雨水口等的陶土排水管道	0.013	0.015	0.017
结合开放连接的陶土暗渠	0.014	0.016	0.018
10. 砖砌工程:			
上釉的	0.011	0.013	0.015
水泥砂浆内衬	0.012	0.015	0.017
污水生物膜涂层排水管道, 结合弯头和交叉	0.012	0.013	0.016
铺砌内底、排水管道、光滑底部	0.016	0.019	0.020
碎石砌, 加水泥的	0.018	0.025	0.030

出处: Chow, 1959.

表 G-3 波纹钢管的曼宁粗糙系数 n

管道类型、直径和波纹尺寸	n
1. 环向 2.67×1/2 英寸 (所有直径)	0.024
2. 螺线 1.50×1/4 英寸	
8"直径	0.012
10"直径	0.014
3. 螺线 2.67×1/2 英寸	
12"直径	0.011
18"直径	0.014
24"直径	0.016
36"直径	0.019
48"直径	0.020
60"直径	0.021
4. 环向 3×1 英寸 (所有直径)	0.027
5. 螺线 3×1 英寸	
48"直径	0.023
54"直径	0.023
60"直径	0.024
66"直径	0.025
72"直径	0.026
78"直径以上	0.027
6. 波纹 6×2 英寸	
60"直径	0.033
72"直径	0.032
120"直径	0.030
180"直径	0.028

出处：美国钢铁研究所，1999.

H. 涵洞系数

表 H-1 涵洞代码

涵洞形状和材料	进口布置	代码
混凝土圆管	结合顶墙的方边	1
	结合顶墙的承口端	2
	承口端突出	3
波纹金属圆管	顶墙	4
	斜接到坡面	5
	突出	6
圆形管道, 斜接环进口	45 度斜边	7
	33.7 度斜边	8
矩形箱涵; 外展翼墙	30-75 度翼展	9
	90 或 15 度翼展	10
	0 度翼展 (笔直侧)	11
矩形箱涵; 外展翼墙且顶边斜接	45 度翼展; 0.43D 顶边斜接	12
	18-33.7 度翼展; 0.083D 顶边斜接	13
矩形箱涵, 90 度顶墙, 斜面/斜接进口边	3/4 in. 斜面	14
	斜接 1/2 in/ft, 在 45 度 (1:1)	15
	斜接 1 in/ft, 在 33.7 度 (1:1.5)	16
矩形箱涵, 倾斜顶墙, 斜面/斜接进口边	3/4" 斜面, 45 度斜顶墙	17
	3/4" 斜面, 30 度斜顶墙	18
	3/4" 斜面, 15 度斜顶墙	19
	45 度斜边, 10-45 度斜顶墙	20
矩形箱涵, 无偏移翼墙展, 进口顶部的 3/4" 倒棱	45 度 (1:1) 翼墙展	21
	33.7 度 (3:1) 翼墙展	22
	18.4 度 (3:1) 翼墙展, 30 度进口偏斜	23
矩形箱涵, 偏移翼墙展, 进口顶部斜接边	45 度 (1:1) 展开, 0.042D 顶边斜接	24
	33.7 度 (1.5:1) 展开, 0.083D 顶边斜接	25
	18.4 度 (3:1) 展开, 0.083D 顶边斜接	26
波纹金属箱涵	90 度顶墙	27
	厚壁突出	28
	薄壁突出	29
水平椭圆混凝土	具有顶墙的方边	30
	具有顶墙的槽端	31
	槽端突出	32
竖向椭圆混凝土	结合顶墙的方边	33
	结合顶墙的槽端	34
	槽端突出	35
管拱, 18" 转角半径, 波纹金属	90 度顶墙	36
	斜接坡面	37
	突出	38

管拱, 18"转角半径, 波纹金属	突出	39
	无斜接	40
	33.7 度斜接	41
管拱, 31"转角半径, 波纹金属	突出	42
	无斜接	43
	33.7 度斜接	44
拱形, 波纹金属	90 度顶墙	45
	斜接坡面	46
	薄壁突出	47
圆涵	光滑衔接进水喉部	48
	粗糙衔接进水喉部	49
椭圆进水面	衔接进口, 斜接边	50
	衔接进口, 方边	51
	衔接进口, 薄边突出	52
矩形	衔接进口喉部	53
矩形混凝土	两侧衔接, 较不欢迎边	54
	两侧衔接, 较欢迎边	55
	坡面衔接, 较不欢迎边	56
	破面衔接, 较欢迎边	57

表 H-2 涵洞系数

涵洞代码	公式形式	非淹没 K	非淹没 M	淹没 c	淹没 y
1	1	0.0098	2.00	0.0398	0.67
2	1	0.0018	2.00	0.0292	0.74
3	1	0.0045	2.00	0.0317	0.69
4	1	0.0078	2.00	0.0379	0.69
5	1	0.0210	1.33	0.0463	0.75
6	1	0.0340	1.50	0.0553	0.54
7	1	0.0018	2.50	0.0300	0.74
8	1	0.0018	2.50	0.0243	0.83
9	1	0.026	1.0	0.0347	0.81
10	1	0.061	0.75	0.0400	0.80
11	1	0.061	0.75	0.0423	0.82
12	2	0.510	0.667	0.0309	0.80
13	2	0.486	0.667	0.0249	0.83
14	2	0.515	0.667	0.0375	0.79
15	2	0.495	0.667	0.0314	0.82
16	2	0.486	0.667	0.0252	0.865
17	2	0.545	0.667	0.04505	0.73
18	2	0.533	0.667	0.0425	0.705
19	2	0.522	0.667	0.0402	0.68
20	2	0.498	0.667	0.0327	0.75
21	2	0.497	0.667	0.0339	0.803
22	2	0.493	0.667	0.0361	0.806
23	2	0.495	0.667	0.0386	0.71
24	2	0.497	0.667	0.0302	0.835
25	2	0.495	0.667	0.0252	0.881
26	2	0.493	0.667	0.0227	0.887
27	1	0.0083	2.00	0.0379	0.69
28	1	0.0145	1.75	0.0419	0.64
29	1	0.0340	1.50	0.0496	0.57
30	1	0.0100	2.00	0.0398	0.67
31	1	0.0018	2.50	0.0292	0.74
32	1	0.0045	2.00	0.0317	0.69
33	1	0.0100	2.00	0.0398	0.67
34	1	0.0018	2.50	0.0292	0.74
35	1	0.0095	2.00	0.0317	0.69
36	1	0.0083	2.00	0.0379	0.69
37	1	0.0300	1.00	0.0463	0.75
38	1	0.0088	1.50	0.0496	0.57
39	1	0.0030	1.50	0.0496	0.57
40	1	0.0300	2.00	0.0368	0.68
41	1	0.0088	2.00	0.0269	0.77

42	1	0.0030	1.50	0.0496	0.57
43	1	0.0083	2.00	0.0368	0.68
44	1	0.0300	2.00	0.0269	0.77
45	1	0.0340	2.00	0.0379	0.69
46	1	0.534	1.00	0.0473	0.75
47	1	0.519	1.50	0.0496	0.57
48	2	0.536	0.555	0.0196	0.90
49	2	0.5035	0.640	0.0210	0.90
50	2	0.536	0.622	0.0368	0.83
51	2	0.5035	0.719	0.0478	0.80
52	2	0.547	0.800	0.0598	0.75
53	2	0.475	0.667	0.0179	0.97
54	2	0.560	0.667	0.0446	0.85
55	2	0.560	0.667	0.0378	0.87
56	2	0.500	0.667	0.0446	0.65
57	2	0.500	0.667	0.0378	0.71

参考文献

American Concrete Pipe Association, *Concrete Pipe Design Manual*, American Concrete Pipe Association, <http://www.concrete-pipe.org>, 2011.

American Iron and Steel Institute, *Modern Sewer Design*, American Iron and Steel Institute, 1999.

Armco, *Handbook of Drainage and Construction Products*, Armco Drainage & Metal Products, Inc. 1978. (Out of print; see http://www.hydrogate.com/sites/hydrogate.com/files/Flap_Gates_Brochure.pdf instead.)

Ascher, U.M. and Petzold, L.R., *Computer Methods for Ordinary Differential Equations and Differential-Algebraic Equations*, SIAM, Philadelphia, 1998.

Atkinson, K.E., *An Introduction to Numerical Analysis* (2nd ed.), John Wiley & Sons, New York 1989.

Bhave, P.R., *Analysis of Flow in Water Distribution Networks*, Technomic Publishing, Lancaster, PA, 1991.

Brater, E.F. and King, H.W., *Handbook of Hydraulics*, (6th edition), McGraw Hill Book Company, New York, NY, 1976.

Brater, E.F., King, H.W., Lindel, J.E., and Wei, C.Y., *Handbook of Hydraulics* (7th edition), McGraw-Hill, New York, NY, 1996.

Brunner, G.W., “Combined 1D and 2D Modeling with HEC-RAS”. U.S. Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center, October, 2014. http://www.hec.usace.army.mil/misc/files/ras/Combined_1D_and_2D_Modeling_with_HECRAS.pdf

Bureau of Reclamation, *Water Measurement Manual*, U.S. Department of the Interior, Washington, DC, 2001.

Chow, V.T., *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, NY, 1959.

Cormen, T.H., Leiserson, C.E., Rivest, R.L. and Stein, C. *Introduction to Algorithms* (3rd edition), MIT Press and McGraw-Hill, 2009.

Cunge, J.A., Holly, F.M. Jr., and Verwey, A., *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*, Pitman, London, 1980.

Davis, C.V., *Handbook of Applied Hydraulics*, Second Edition, McGraw-Hill, New York, 1952.

de Almeida, G.A.M. and Bates, P., “Applicability of the local inertial approximation of the shallow water equations to flood modeling”, *Water Resour. Res.*, 49, 4833–4844,

2013.

Faram, M.G., Stephenson, A.G. and Andoh, R.Y.G., “Vortex flow controls: state of the art review and application (from the catchbasin to the dam)”, *Proceedings of the 7th International Conference on Sustainable Techniques and Strategies in Urban Water Management* (Novatech 2010), Lyon, France, 27 June – 1 July, 2010.

Featherstone, R.E. and Nalluri, C., *Civil Engineering Hydraulics*, Granada Publishing, Bungay, Great Britain, 1982.

Federal Highway Administration (FHWA), *Urban Drainage Design Manual*, Third Edition, Hydraulic Engineering Circular No. 22, FHWA-NHI-10-009, U.S. Department of Transportation, 2009.

Federal Highway Administration (FHWA), *Hydraulic Design of Culverts*, Third Edition, Hydraulic Design Series Number 5, FHWA-HIF-12-026, U.S. Department of Transportation, April, 2012.

Fread, D.L., Jin, M. and Lewis, J.M., “An LPI numerical solution for unsteady mixed flow simulation”, *Proceedings North American Water and Environment Congress '96*, American Society of Civil Engineers, Anaheim, California, 1996.

French, R.H., *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, NY, 1985.

Frost, W.H., “Minor Loss Coefficients for Storm Drain Modeling with SWMM”, *Journal of Water Management Modeling*, R225-23, doi: 10.14796/JWMM.R225-23, 2006. (<http://www.chijournal.org>)

Heaney, J.P., Huber, W.C., Sheikv, H., Medina, M.A., Doyle, J.R., Peltz, W.A., and Darling, J.E., “Urban Stormwater Management Modeling and Decision Making”, EPA-670/2-75-022 (NTIS PB-242290), U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH, 1975.

Henderson, F.M., *Open Channel Flow*, MacMillan Publishing, NY, 1966.

Huber, W.C., J.P. Heaney, M.A. Medina, W.A. Peltz, H. Sheikh, and G.F. Smith, “Storm Water Management Model User’s Manual - Version II,” EPA-670/2-75-01 · (NTIS PB-257809), U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH, March 1975.

Huber, W.C., Heaney, J.P., Nix, S.J., Dickinson, R.E. and Polmann, D.J., “Storm Water Management Model User’s Manual, Version III,” EPA-600/2-84-109a (NTIS PB84-198423),

U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH, November 1981.

Huber, W.C., and Dickinson, R.E., “Storm Water Management Model, Version 4, User’s Manual”, EPA/600/3-88/001a (NTIS PB88-236641/AS), U.S. Environmental Protection Agency, Athens, GA, 1988.

Huber, W.C. and Roesner, L., "The History and Evolution of the EPA SWMM" in Fifty Years of Watershed Modeling -Past, Present And Future, A.S. Donigian and R. Field, eds., ECI Symposium Series, Volume P20, 2013. <http://dc.engconfintl.org/watershed/29>

Hydro International, "Reg-U-Flo[®] Vortex Valves Modeling in SWMM 5.0", June, 2009. <http://www.hydrointernational.biz>

Kibler, D.F., Monser, J.R. and Roesner, L.A., "San Francisco Stormwater Model, User's Manual and Program Documentation", prepared for the Division of Sanitary Engineering City and County of San Francisco, Water Resources Engineers, Walnut Creek, CA, 1975.

Mays, L.W., "Storm and Combined Sewer Overflow: Flow Regulation and Control", Chapter 18 in *Stormwater Collection Systems Design Handbook*, L.W. Mays editor, McGraw-Hill, NY, 2001.

Metcalf, L. and Eddy, H.P., *American Sewerage Practice, Design of Sewers*, Volume 1, McGraw-Hill, New York, 1914.

Metcalf & Eddy, Inc. *Wastewater Engineering*, McGraw-Hill, New York, NY, 1972.

Metcalf and Eddy, Inc., University of Florida, and Water Resources Engineers, Inc., "Storm Water Management Model, Volume I -Final Report," EPA Report 11024 DOC 07/71 (NTIS PB203289), U.S. Environmental Protection Agency, Washington, DC, July 1971a.

Metcalf and Eddy, Inc., University of Florida, and Water Resources Engineers, Inc., "Storm Water Management Model, Volume II - Verification and Testing," EPA Report 11024 DOC 08/71 (NTIS PB-203290), U.S. Environmental Protection Agency, Washington, DC, August 1971b.

Metcalf and Eddy, Inc., University of Florida, and Water Resources Engineers, Inc., "Storm Water Management Model, Volume III -User's Manual," EPA-11024 DOC 09/71 (NTIS PB203291), U.S. Environmental Protection Agency, Washington, DC, September 1971c.

Metcalf and Eddy, Inc., University of Florida, and Water Resources Engineers, Inc., "Storm Water Management Model, Volume IV - Program Listing," EPA Report 11024 DOC 10/71 (NTIS PB-203292), U.S. Environmental Protection Agency, Washington, DC, October 1971d.

Miller, J.E., "Basic Concepts of Kinematic-Wave Models", U.S. Geological Survey Professional Paper 1302, U.S. Geological Survey, Department of the Interior, Alexandria, VA, 1984.

O'Brien, G.G., Hyman, M.A., and Kaplan, S. "A Study of the Numerical Solution of Partial Differential Equations", *Journal Math. and Physics*, No. 29, pp. 223-251, 1951.

Ponce, V.M., "The Kinematic Wave Controversy", *Journal of Hydraulic Engineering*,

Vol. 117, No. 4, April, 1991.

Ponce, V. M., Li, R.M. and Simons, D.B., "Applicability of Kinematic and Diffusion Models." *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol. 104, No. HY3, March, pp. 353-360, 1978.

Press, W.H., Teukolsky, S.A., Vetterling, W.T., and Flannery, B.P., *Numerical Recipes in C*, Second Edition, Cambridge University Press, 1992.

Roesner, L.A., Kassem, A.M., and Wisner, P.E., "Improvements in EXTRAN", *Proceedings Stormwater Management Model (SWMM) Users Group Meeting 10 – 11 January 1980*, EPA600/9-80-017, U.S. Environmental Protection Agency, Washington, DC, March 1980.

Roesner, L.A., Shubinski, R.P. and Aldrich, J.A., "Stormwater Management Model User's Manual Version III, Addendum I EXTRAN", EPA-600/2-84-109b, Municipal Environmental Research Laboratory, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH, 1983.

Roesner, L.A., Aldrich, J.A. and Dickinson, R.E., "Storm Water Management Model, Version 4, User's Manual: Extran Addendum", EPA/600/3-88/001b (NTIS PB88-236658/AS), Environmental Protection Agency, Athens, GA, 1992.

Shubinski, R.P., McCarty, J.C., and Lindorf, M.R., "Computer Simulation of Estuarial Networks", *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, vol. 91, HY5, September 1965.

Singh, V.P., ed., *Computer Models of Watershed Hydrology*, Water Resources Publications, Highlands Ranch, CO, 1995.

Smith, G.D., *Numerical Solution of Partial Differential Equations: Finite Difference Methods*, Second Edition, Clarendon Press, Oxford, 1978.

Strelkoff, T. "One-Dimensional Equations of Open-Channel Flow", *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol. 95, No. HY3, May, 1969.

Swamee, P.K., "Critical depth equations for irrigation canals", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 119, No. 2, pp. 400–409, 1993.

Toro, E.F., *Shock-Capturing Methods for Free-Surface Shallow Flows*, John Wiley, Chichester, U.K., 2001.

U.S. Environmental Protection Agency (US EPA), "SWMM 5 Applications Manual", EPA/600/R-09/000, National Risk Management Research Laboratory, Office of Research and Development, Cincinnati, OH, 2009.

U.S. Environmental Protection Agency(著), 同济大学(译) "SWMMH 5使用手册", 上海: 同济大学环境科学与工程学院, 2010.

U.S. Environmental Protection Agency (US EPA), "SWMM 5 User's Manual",

EPA/600/R05/040, National Risk Management Research Laboratory, Office of Research and Development, Cincinnati, OH, 2010.

U.S. Environmental Protection Agency(著), 同济大学(译)“SWMMH 5用户手册”, 上海: 同济大学环境科学与工程学院, 2010.

Villemonte, J.R., “Submerged-weir Discharge Studies”, *Engineering News Record*, p. 866, Dec 25, 1947.