

承压雨水管水力计算研究

梁小光

(福州城建设计研究院有限公司, 福建 福州 350001)

摘要: 传统雨水管道设计假定雨水管道流态为满管重力流,采用推理公式法和曼宁公式进行水力计算。当排放口处尾水水位高于管顶标高时,雨水管道处于承压状态,传统水力计算方法已不适用。针对传统水力计算方法的缺陷,采用美国联邦公路管理局的估算法进行雨水管道的初步设计。将美国联邦公路管理局的水面线计算方法应用到一个工程案例中,计算结果表明以水面线作为雨水管道设计依据是可行的。在案例分析过程中,发现检查井的局部水头损失较大,设计中不能忽视,并且雨水口淹没出流能充分利用水头差,减轻管道淤积。

关键词: 承压雨水管; 水力计算; 水面线; 局部水头损失

中图分类号: TU992 **文献标识码:** C **文章编号:** 1000-4602(2018)18-0058-08

Study on Hydraulic Calculation of Confined Storm Drainage Pipe

LIANG Xiao-guang

(Fuzhou City Construction Design & Research Institute Co. Ltd., Fuzhou 350001, China)

Abstract: In the process of traditional storm drainage pipe design, the pipe is assumed as full and the flow regime as gravity, and the rational method and Manning formula are used for hydraulic calculation. This traditional hydraulic calculation method is unavailable when the tail water of outfall is higher than the pipe crown because the storm drain is under pressure. The Federal Highway Administration's estimation method is used in the preliminary design of storm drainage pipe due to the defects of traditional hydraulic calculation method. The storm drainage pipe was calculated in a project case using the hydraulic grade line calculation method of the Federal Highway Administration. The calculation results showed that it was feasible to use the hydraulic grade line as the design basis of storm drain design. In the process of case analysis, it had been found that the local loss of manhole was so significant that it could not be ignored in the design, and submerged outfall could make full use of the head difference to reduce deposition in the storm drainage pipe.

Key words: storm drain under pressure; hydraulic calculation; hydraulic grade line; local loss

为了解决城市内涝问题,我国陆续新编和修编了一系列相关规范^[1~3],对排水防涝的设计标准和设计方法进行了较大程度的改进和完善。与早期规范相比,现行规范提高了设计暴雨标准,并将设计暴雨标准区分为雨水管渠设计重现期和内涝防治设计重现期两种。在雨水管渠设计重现期时,仍然沿用传统计算方法,假定雨水管道内水流状态为恒定均

匀流,采用曼宁公式计算。在内涝防治设计重现期或受纳水体水位较高时,雨水管道处于承压状态且流态为非恒定非均匀流,现行规范规定此时应按压力流校核雨水管道排水能力。

1 管道设计计算

1.1 传统计算方法

传统雨水管道设计中,雨水设计流量采用推理

公式法计算^[1]:

$$Q = q\Psi F \quad (1)$$

式中 Q ——雨水设计流量, L/s

q ——设计暴雨强度, L/(s · hm²)

Ψ ——综合径流系数

F ——汇水面积, hm²

假设雨水管道内水流为恒定均匀流, 其设计流速和设计流量可采用曼宁公式计算。当为满流圆管时, 计算公式如下^[4]:

$$V = \frac{0.397}{n} D^{0.67} S^{0.5} \quad (2)$$

$$Q = \frac{0.312}{n} D^{2.67} S^{0.5} \quad (3)$$

式中 V ——设计流速, m/s

n ——管壁粗糙系数

D ——圆管直径, m

S ——水力坡度, m/m

传统计算方法假设水力坡度等于管底坡度, 且所有管道均处于满管重力流状态。

1.2 FHWA 估算法

基于自由出流的传统计算方法存在以下两个理论缺陷: ①由于实际管道均为规格管径, 在设计流量时管道一般并未充满; ②只考虑了管道的沿程水头损失, 未考虑检查井处的局部水头损失。

当管内水流为非满管恒定均匀流时, 其水力计算方法较为复杂, 手工计算难度较大, 一般可将有关几何和水力要素制图以供设计人员查找使用, 如图 1 所示。图 1 给出了非满流圆管的水深、过水断面面积、湿周、水力半径、设计流速和设计流量与满流圆管之间的无量纲关系。

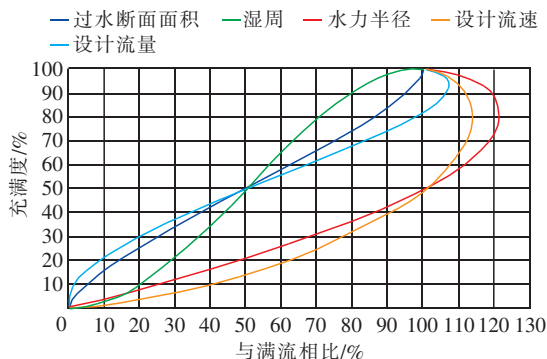


图 1 非满流圆管水力特性

Fig. 1 Hydraulic characteristics of non-full circular pipe

从图 1 可以看出, 当充满度(或设计流量与满

管流量之比)位于 50% ~ 100% 之间时, 实际流速均大于满管流速, 根据实际流速计算得到的管内流行时间和总集水时间会变小, 相应的设计暴雨强度和径流量均会比传统计算方法偏大。

对于检查井的局部水头损失, 美国联邦公路管理局(FHWA)2009 年出版的 *Urban Drainage Design Manual*(HEC-22) 提供了一个初步设计阶段的检查井局部水头损失的估算公式^[4]:

$$H_{ah} = K_{ah} \frac{v_a^2}{2g} \quad (4)$$

式中 H_{ah} ——检查井水头损失, m

v_a ——出水管设计流速, m/s

K_{ah} ——水头损失系数, 取值可参考表 1

表 1 检查井水头损失系数

Tab. 1 Manhole head loss coefficient

进出水管夹角 $\theta/(\circ)$	K_{ah}	示意图
90	1.00	
120	0.85	
135	0.75	
157.5	0.45	
180	min ~ 0.15	

FHWA 估算法仅适用于初步设计阶段(此时管内水深接近满管), 不能用于计算水面线。

2 水面线计算

Urban Drainage Design Manual(HEC-22) 提供了完整的求解雨水管道总水头线 EGL 和水面线 HGL 的方法^[4], 该方法将整个雨水管网分解成若干“管段-节点”单元, 每个“管段-节点”单元有 4 个特殊位置(见图 2), 分别为下游检查井内靠近进水管处①、管道内靠近下游检查井处②、管道内靠近上游检查井处③、上游检查井内靠近出水管处④。总水头线 EGL 和水面线 HGL 计算的实质为确定各个位置之间的水头损失。

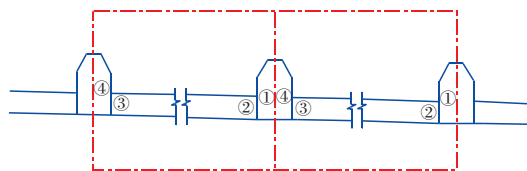


图 2 “管段-节点”单元示意图

Fig. 2 Schematic diagram of “pipe-manhole” unit

Urban Drainage Design Manual(HEC-22) 中管道水面线计算过程较为繁复, 每个“管段-节点”单元计算共需要 25 步才能完成。

通过分析和研究,可以精简合并为以下六个步骤。

步骤一:计算排放口处 EGL 和 HGL

雨水管道系统水面线计算的起点为排放口,当①处为排放口时:

$$\text{HGL}_a = \max(\text{TW}, \text{BOC}_o + \frac{D + d_c}{2}) \quad (5)$$

$$\text{EGL}_a = \text{HGL}_a + \frac{v^2}{2g} \quad (6)$$

式中 HGL_a ——排放口处水面线高程, m

TW ——容纳水体水位或尾水水位, m

D ——上游管道直径, m

d_c ——上游管道临界水深, m

BOC_o ——进水管末端或②处管底标高, m

EGL_a ——排放口处总水头, m

v ——排放口处水流速度, m/s

非满流圆管临界水深的计算较为复杂,一般可将管径、管道流量和临界水深的关系制图以供设计人员查找使用,详见参考文献[4]中附图 25A。

步骤二:计算②处 EGL 和 HGL

从①到②处的水面线计算分 2 种情况:满流和非满流。当①处为排放口时,①和②之间的出口损失 H_o 计算公式如下:

$$H_o = \frac{v_o^2}{2g} - \frac{v_d^2}{2g} \quad (7)$$

式中 v_o ——进水管末端流速, m/s

v_d ——容纳水体流速在进水管水流方向上的分量, m/s

当①处为检查井时,①和②之间的出口损失 H_o 计算公式如下:

$$H_o = 0.4 \frac{v_o^2}{2g} \quad (8)$$

满管流时管道流速 v_o 等于管道流量除以过水断面面积($\frac{\pi D^2}{4}$),非满流时管道流速 v_o 应通过图 1 查找(已知 Q/Q_f)。

a. 当 TW (①处为排放口)或 EGL_a (①处为检查井)大于 TOC_o (进水管末端或②处管顶标高)时,假定管道内为满管流,②处 EGL 和 HGL 计算方法如下:

$$\text{EGL}_o = \text{EGL}_a + H_o \quad (9)$$

$$\text{HGL}_o = \text{EGL}_o - \frac{v_o^2}{2g} \quad (10)$$

式中 EGL_o ——进水管末端或②处总水头, m

HGL_o ——进水管末端或②处水面线高程, m

EGL_a ——排放口或检查井处总水头, m

除此之外,其他情况下管道内均为非满管流。

b. 当 TW (①处为排放口)或 EGL_a (①处为检查井) $\leq (\text{BOC}_o + d_c)$ (进水管临界水深)时,此时检查井水位不影响上游管道水面线, $H_o = 0$ 。②处 EGL 和 HGL 计算方法如下:

$$\text{EGL}_o = \text{BOC}_o + d_n + \frac{v_o^2}{2g} \quad (11)$$

$$\text{HGL}_o = \text{EGL}_o - \frac{v_o^2}{2g} \quad (12)$$

式中 d_n ——正常水深,即恒定均匀流时水深, m

c. 当 TW (①处为排放口)大于 $(\text{BOC}_o + d_c)$ 且 $\leq (\text{BOC}_o + d_n)$ (正常水深)时,②处 EGL 和 HGL 计算方法如下:

$$\text{EGL}_o = \max(\text{TW} + H_o, \text{BOC}_o + d_n + \frac{v_o^2}{2g}) \quad (13)$$

$$\text{HGL}_o = \text{EGL}_o - \frac{v_o^2}{2g} \quad (14)$$

d. 当 EGL_a (①处为检查井)大于 $(\text{BOC}_o + d_c)$ (进水管临界水深)且 $\leq (\text{BOC}_o + d_n)$ 时,②处 EGL 和 HGL 计算方法如下:

$$\text{EGL}_o = \max(\text{EGL}_a + H_o, \text{BOC}_o + d_n + \frac{v_o^2}{2g}) \quad (15)$$

$$\text{HGL}_o = \text{EGL}_o - \frac{v_o^2}{2g} \quad (16)$$

e. 当 TW (①处为排放口)大于 $(\text{BOC}_o + d_n)$ 且 $\leq \text{TOC}_o$ 时,②处水深 $d_{\text{face}} = \text{TW} - \text{BOC}_o$,根据 d_{face}/D 查图 1 得到②处过水断面面积 A_{face} ,则②处水流速度 $v_{\text{face}} = Q/A_{\text{face}}$,将 v_{face} 代入式(7)计算出口损失 H_o 。②处 EGL 和 HGL 计算如下:

$$\text{EGL}_o = \text{TW} + \frac{v_{\text{face}}^2}{2g} + H_o \quad (17)$$

$$\text{HGL}_o = \text{EGL}_o - \frac{v_{\text{face}}^2}{2g} \quad (18)$$

f. 当 EGL_a (①处为检查井)大于 $(\text{BOC}_o + d_n)$ 且 $\leq \text{TOC}_o$ 时,②处水深 $d_{\text{face}} = \text{EGL}_a - \text{BOC}_o$,根据 d_{face}/D 查图 1 得到②处过水断面面积 A_{face} ,则②处水流速度 $v_{\text{face}} = Q/A_{\text{face}}$,将 v_{face} 代入式(8)计算出口损失 H_o 。

②处 EGL 和 HGL 计算如下:

$$\text{EGL}_0 = \text{EGL}_a + H_0 \quad (19)$$

$$\text{HGL}_0 = \text{EGL}_0 - \frac{v_{\text{face}}^2}{2g} \quad (20)$$

步骤三:当 $d_n \leq d_c$ 时,管道内水流为急流,管道沿程水头损失对上游水面线无影响。③处 EGL 和 HGL 计算如下:

$$\text{EGL}_i = \text{BOC}_i + d_n + \frac{v_o^2}{2g} \quad (21)$$

$$\text{HGL}_i = \text{EGL}_i - \frac{v_o^2}{2g} \quad (22)$$

转步骤五。

步骤四:当 $d_n > d_c$ 时,管道内水流为缓流。对于非满流,摩阻坡度 S_f 等于管底坡度;对于满流,管道摩阻坡度 S_f 计算方法如下:

$$S_f = \left(\frac{nQ}{0.312D^{2.67}} \right)^2 \quad (23)$$

③处 EGL 和 HGL 计算方法如下:

$$\text{EGL}_i = \text{EGL}_0 + LS_f \quad (24)$$

$$\text{HGL}_i = \text{EGL}_i - \frac{v_o^2}{2g} \quad (25)$$

式中 L ——管道长度, m

a. 当 $\text{HGL}_i \geq \text{TOC}_i$ 时,管内流态为满流;

b. 当 $(\text{BOC}_i + d_c) < \text{HGL}_i < \text{TOC}_i$ 且 $\text{HGL}_i > (\text{BOC}_i + d_n)$ 时,管内流态为非满管缓流, EGL_i 无需修正;

c. 当 $(\text{BOC}_i + d_c) < \text{HGL}_i < \text{TOC}_i$ 且 $\text{HGL}_i \leq (\text{BOC}_i + d_n)$ 时,管内流态为非满管缓流,当 $\text{EGL}_i < (\text{BOC}_i + d_n + \frac{v_o^2}{2g})$ 时, $\text{EGL}_i = \text{BOC}_i + d_n + \frac{v_o^2}{2g}$;

d. $\text{HGL}_i < (\text{BOC}_0 + d_c)$ 时,管内流态为急流,转步骤三。

步骤五:计算④处断面比能 E_{ai} 。

a. 计算③处断面比能 $E_i = \text{EGL}_i - \text{BOC}_i$ 。

b. 计算排放强度:

$$\text{DI} = \frac{Q_o}{A \sqrt{gD_o}} \quad (26)$$

式中 DI ——排放强度

Q_o ——管道流量, m^3/s

A ——满管流过水断面面积, m^2

D_o ——管道直径, m

c. ④到③的水头损失计算和管道入口水流状态有关。当为满流或非满管缓流时, $E_{ai0} = E_i + 0.2$

$\frac{v_o^2}{2g}$; 当为入口淹没急流时, $E_{ais} = D_o \text{DI}^2$; 当为入口非淹没急流, $E_{aiu} = 1.6 D_o \text{DI}^{0.67}$ 。经分析后发现,④处断面比能 E_{ai} 可免去判断水流流态过程而直接采用下式计算:

$$E_{ai} = \max(E_{ai0}, E_{ais}, E_{aiu}) \quad (27)$$

步骤六:计算前一“管段-节点”单元①处 EGL 和 HGL。

a. 当 $E_{ai} \leq E_i$ 时,①处 E_a 等于③处 E_i 。

b. 当 $E_{ai} > E_i$ 时,检查井直接水头损失为:

$$H_a = (C_B + C_\theta + C_P)(E_{ai} - E_i) \quad (28)$$

式中 C_B ——流槽损失系数

C_θ ——转向损失系数

C_P ——跌水损失系数

C_B 取值可参考表 2。

表 2 流槽损失系数 C_B

Tab. 2 Energy loss coefficient C_B for benching

流槽形式	流槽淹没	流槽非淹没
检查井落底, 无流槽	0	0
流槽高度等于管径一半	-0.05	-0.85
注: 当 $E_{ai}/D > 2.5$ 时, 流槽淹没; 当 $E_{ai}/D < 1.0$ 时, 流槽非淹没; 当介于两者之间时, 采用线性插值。		

C_θ 计算公式如下:

$$C_\theta = 4.5 \left(\sum Q_j / Q_o \right) \cos \left(\frac{\sum Q_j \theta_j}{2 \sum Q_j} \right) \quad (29)$$

式中 Q_j ——进水管流量, m^3/s

θ_j ——进水管与出水管夹角, ($^\circ$)

当进水管以跌水形式进入检查井时, 该进水管不参与计算 C_θ , 此时由于跌水造成的 C_P 计算公式如下:

$$C_P = \sum Q_k (Z_k - E_{ai}) / Q_o D_o \quad (30)$$

式中 Z_k ——进水管末端管底标高减去检查井井底标高, 最大为 $10D_o$, m

如果 $H_a < 0$, 则 $H_a = 0$ 。

c. ①处断面单位能量 $E_a = E_{ai} + H_a$ 。

d. ①处 $\text{EGL}_a = E_a + \text{BOC}_i$, 由于检查井内流态复杂, 假定 $\text{HGL}_a = \text{EGL}_a$ 。

重复步骤二至步骤六, 即可完成整个雨水管道系统的水面线计算。

3 计算案例

3.1 管道参数计算

某雨水管道系统平面图如图 3 所示, 节点 1 为

排放口,基础设计参数见表3。当地暴雨强度公式为 $q = \frac{2\,457.435(1+0.633\lg P)}{(t+11.951)^{0.724}}$,雨水管渠设计重现期为2年一遇,内涝防治设计重现期为30年一遇。管道长度统一取50 m,粗糙系数统一取0.013,地面集水时间统一取5 min。表3中地面标高=河道规划涝水位+该处到河道排水距离×0.001+安全超高0.5 m,排放口处规划涝水位为5.95 m。

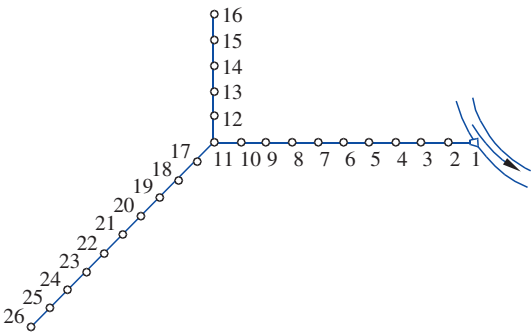


图3 雨水管道系统示意

Fig. 3 Schematic diagram of storm drainage system

表3 基础设计参数

Tab. 3 Basic design parameters

检查井编号	地面标高/m	对应汇水区面积/hm ²	综合径流系数	检查井编号	地面标高/m	对应汇水区面积/hm ²	综合径流系数
1	—	—	—	14	10.70	0.68	0.6
2	7.10	0.53	0.69	15	11.20	0.54	0.52
3	6.95	0.32	0.59	16	11.70	0.50	0.67
4	6.80	0.45	0.51	17	7.55	0.63	0.53
5	6.65	0.46	0.65	18	7.40	0.52	0.70
6	6.80	0.44	0.67	19	7.25	0.61	0.60
7	6.95	0.40	0.66	20	7.40	0.53	0.59
8	7.10	0.70	0.55	21	7.55	0.47	0.66
9	7.25	0.38	0.68	22	7.70	0.33	0.52
10	7.40	0.47	0.59	23	7.85	0.39	0.51
11	7.55	0.48	0.60	24	8.00	0.55	0.67
12	9.70	0.69	0.66	25	7.85	0.55	0.59
13	10.20	0.42	0.70	26	7.70	0.36	0.61

采用传统计算方法对图3所示雨水管道系统进行水力计算,结果见表4。当采用FHWA估算法进行水力计算时,设计流量将有少量增加(由于非满管时管内流速变大),但管道设计尺寸未发生任何变化。FHWA估算法由于考虑了检查井水头损失(体现在检查井进水管管底标高衔接上),排放口处管底标高变为3.535 m,比传统设计方法降低了0.265 m(所有检查井局部损失之和)。

表4 雨水管道水力计算结果

Tab. 4 Hydraulic calculation of storm drainage system

管道编号		设计管底坡度	设计管径/m	设计管底标高/m	
起点	终点			上游	下游
26	25	0.001	0.5	5.70	5.65
25	24	0.001	0.6	5.55	5.50
24	23	0.001	0.8	5.30	5.25
23	22	0.001	0.8	5.25	5.20
22	21	0.001	0.8	5.20	5.15
21	20	0.001	1.0	4.95	4.90
20	19	0.001	1.0	4.90	4.85
19	18	0.001	1.0	4.85	4.80
18	17	0.001	1.0	4.80	4.75
17	11	0.001	1.2	4.55	4.50
16	15	0.010	0.4	9.70	9.20
15	14	0.010	0.5	9.10	8.60
14	13	0.010	0.6	8.50	8.00
13	12	0.010	0.6	8.00	7.50
12	11	0.010	0.6	5.95	5.45
11	10	0.001	1.4	4.30	4.25
10	9	0.001	1.4	4.25	4.20
9	8	0.001	1.4	4.20	4.15
8	7	0.001	1.4	4.15	4.10
7	6	0.001	1.4	4.10	4.05
6	5	0.001	1.4	4.05	4.00
5	4	0.001	1.4	4.00	3.95
4	3	0.001	1.4	3.95	3.90
3	2	0.001	1.4	3.90	3.85
2	1	0.001	1.4	3.85	3.80

3.2 水面线计算

水面线计算的基础管网数据采用表4数据,计算方法采用FHWA法。与管道设计计算相比,水面线计算还需受纳水体(或尾水)的水位数据。

当设计暴雨重现期为2年一遇时,不同尾水水位时的水面线计算结果见表5。

表5 水面线计算结果(P=2 a)

Tab. 5 Calculation results of hydraulic grade line (P=2 a)

检查井编号	地面标高	尾水水位									
		4.0	4.5	5.0	5.2	5.5	5.95	6.0	6.28	6.5	
		检查井水位									
1	—	4.85	4.85	5.10	5.26	5.56	6.01	6.00	6.34	6.50	
2	7.10	5.11	5.11	5.19	5.35	5.65	6.10	6.15	6.43	6.65	
3	6.95	5.21	5.21	5.29	5.42	5.72	6.17	6.22	6.50	6.72	
4	6.80	5.30	5.30	5.38	5.5	5.80	6.25	6.30	6.58	6.80	
5	6.65	5.40	5.40	5.45	5.57	5.87	6.32	6.37	6.65	6.87	
6	6.80	5.47	5.47	5.52	5.64	5.94	6.39	6.44	6.72	6.94	

续表5 (Continued)

检查井 编号	地面 标高	尾水水位								
		4.0	4.5	5.0	5.2	5.5	5.95	6.0	6.28	6.5
		检查井水位								
7	6.95	5.53	5.53	5.59	5.7	6.00	6.45	6.50	6.78	7.00
8	7.10	5.59	5.59	5.65	5.77	6.07	6.52	6.57	6.85	7.07
9	7.25	5.65	5.65	5.71	5.82	6.12	6.57	6.62	6.90	7.12
10	7.40	5.70	5.70	5.76	5.88	6.18	6.63	6.68	6.96	7.18
11	7.55	5.77	5.77	5.83	5.94	6.24	6.69	6.74	7.02	7.24
17	7.55	5.81	5.81	5.86	5.98	6.28	6.73	6.78	7.06	7.28
18	7.40	5.88	5.88	5.94	6.05	6.35	6.80	6.85	7.13	7.35
19	7.25	5.94	5.94	5.99	6.11	6.41	6.86	6.91	7.19	7.41
20	7.40	5.98	5.98	6.04	6.15	6.45	6.90	6.95	7.23	7.45
21	7.55	6.01	6.01	6.07	6.19	6.49	6.94	6.99	7.27	7.49
22	7.70	6.08	6.08	6.14	6.26	6.56	7.01	7.06	7.34	7.56
23	7.85	6.14	6.14	6.19	6.31	6.61	7.06	7.11	7.39	7.61
24	8.00	6.18	6.18	6.23	6.35	6.65	7.10	7.15	7.43	7.65
25	7.85	6.24	6.24	6.30	6.42	6.72	7.17	7.22	7.50	7.72
26	7.70	6.27	6.27	6.33	6.45	6.75	7.20	7.25	7.53	7.75
总水头损失		1.33	1.33	1.23	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
沿程水头损失		0.73	0.73	0.72	0.69	0.69	0.69	0.69	0.69	0.69
局部水头损失		0.60	0.60	0.51	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49
注： 由于高区未发生漫溢,故未列出高区检查井(12#~16#)水面线数据。										

分析表5数据可以得出以下结论:

① 当TW(尾水水位) \leq 临界水位4.49 m时,水面线不受尾水水位影响;当TW>临界水位4.49 m且 \leq 正常水位4.95(3.8+1.15) m时,水面线受尾水水位影响较小;当TW>正常水位4.95 m且 \leq 管顶标高5.2 m时,水面线受尾水水位影响较大,但水面线上升幅度较尾水水位上升幅度小(例如:当TW从5.0 m上升至5.2 m时,26#检查井水位从6.33 m上升至6.45 m);当TW大于管顶标高5.2 m时,水面线上升幅度与尾水水位上升幅度基本相同。

② 当TW等于规划涝水位5.95 m时,检查井内水面线均低于检查井处地面标高,未发生漫溢。可见,如果道路竖向按“地面标高=河道规划涝水位+该处到河道最短距离 \times 0.001+安全超高0.5 m”设计,传统计算方法设计的雨水管道能满足雨水管渠设计重现期遭遇河道规划涝水位时的雨水排放要求。

③ 当TW>6.28 m时,检查井开始出现漫溢。当TW=6.5 m时,5#、6#、7#、19#、20#和26#检查井发生漫溢。

④ 当TW \geq 5.2 m时,管道全部处于满管流状态,管道总水头损失、沿程水头损失和局部水头损失保持不变。这是由于计算基于归巢理论,未考虑雨水管道排放能力不足时,管道设计流量变小。

⑤ 检查井间距为50 m时,局部水头损失占总水头损失的比例为42%~45%,与沿程水头损失之比为71%~82%。可见,检查井局部水头损失在雨水管道设计中不能忽视。

⑥ 水面线计算的排放口起始水位为 $\max(TW, BOD_0 + \frac{D+d_c}{2})$ 。当河道水位较高时,起始水位为TW,和排放管末端管底标高 BOC_0 无关;当河道水位较低时,起始水位为 $BOC_0 + \frac{D+d_c}{2}$, BOC_0 越小,起始水位越低。因此,雨水管道系统排放口应尽量采用淹没出流(减小 BOC_0),以增大系统首末端水位差,增加排水能力。《城市排水工程规划规范》^[2]要求“排水管渠出水口内顶高程宜高于受纳水体的多年平均水位,有条件时宜高于设计防洪(潮)水位”,将导致管道排水能力降低(由于非淹没出流相比淹没出流管道底坡更小,淤积的可能性也更大),是不合理的。

设计暴雨重现期为30年一遇(内涝防治设计重现期),TW=4.0 m时水面线(低区)计算结果见表6。从表6可知,第18#~26#检查井水位均高出地面,发生漫溢。这表明,即使在自由出流情况下,按传统计算方法设计的雨水管道也不能满足内涝防治设计重现期下的排水要求,必须依靠路面行泄通道^[5]辅助排水。

表6 水面线计算结果(TW=4.0 m, P=30 a)

Tab.6 Calculation results of hydraulic grade line(TW=4.0 m, P=30 a)

检查井 编号	地面标高	检查井 水位	检查井 编号	地面标高	检查井 水位
1	—	5.20	17	7.55	7.26
2	7.10	5.58	18	7.40	7.45
3	6.95	5.79	19	7.25	7.61
4	6.80	5.98	20	7.40	7.72
5	6.65	6.17	21	7.55	7.81
6	6.80	6.36	22	7.70	7.99
7	6.95	6.53	23	7.85	8.13
8	7.10	6.69	24	8.00	8.24
9	7.25	6.84	25	7.85	8.41
10	7.40	6.99	26	7.70	8.49
11	7.55	7.16			

假如规定“在内涝防治设计重现期遭遇尾水水位 5.5 m 时,检查井水面线允许高出地面 0.15 m”,采用 FHWA 法重新计算(需要反复试算)的管道尺寸见表 7。

表 7 FHWA 计算雨水管径(TW = 5.5 m, P = 30 a)

Tab. 7 Calculation diameter using FHWA methods(TW = 5.5 m, P = 30 a) m

检查井 编号	地面 标高	传统方法	FHWA		
		管径	管径	检查井水位	漫溢高度
1	—	1.4	1.6	5.50	—
2	7.10			5.71	-1.39
3	6.95	1.4	1.6	5.82	-1.13
4	6.80	1.4	1.6	5.93	-0.87
5	6.65	1.4	1.4	6.12	-0.53
6	6.80	1.4	1.4	6.30	-0.50
7	6.95	1.4	1.4	6.47	-0.48
8	7.10	1.4	1.4	6.64	-0.46
9	7.25	1.4	1.4	6.79	-0.46
10	7.40	1.4	1.4	6.93	-0.47
11	7.55	1.4	1.4	7.10	-0.45
17	7.55	1.2	1.2	7.20	-0.35
18	7.40	1.0	1.2	7.28	-0.12
19	7.25	1.0	1.2	7.35	0.10
20	7.40	1.0	1.0	7.46	0.06
21	7.55	1.0	1.0	7.55	0.00
22	7.70	0.8	1.0	7.61	-0.09
23	7.85	0.8	1.0	7.66	-0.19
24	8.00	0.8	1.0	7.69	-0.31
25	7.85	0.6	0.8	7.73	-0.12
26	7.70	0.5	0.6	7.77	0.07

注: 19#、20#、26#检查井发生了漫溢,但漫溢高度小于 0.15 m,满足规定。

从表 7 中的数据可以看出,相比于传统计算方法,采用 FHWA 法计算且满足“在内涝防治设计重

现期遭遇尾水水位 5.5 m 时,检查井水面线允许高出地面 0.15 m”规定时的设计管径普遍增大了 1 级。

4 结论与建议

雨水管道传统计算方法假定管内流态为满管重力流,且不受尾水水位影响,对管道在承压时的运行状态考虑甚少。

由于承压雨水管道水力计算方法的缺失,相关的规范要求雨水管道设计时为非淹没出流甚至是自由出流,以满足传统计算方法中尾水水位不影响管道排水能力的假设。

采用美国联邦公路管理局的雨水管道水面线计算方法,对一个工程案例进行了计算,通过分析案例计算过程和计算结果,得出了如下的主要结论和建议:

① 当尾水水位 ≤ 临界水位时,水面线不受尾水水位影响;当尾水水位大于临界水位且 ≤ 正常水位时,水面线受尾水水位影响较小;当尾水水位大于正常水位且 ≤ 管顶标高时,水面线受尾水水位影响较大,但水面线上升幅度较尾水水位上升幅度小;当尾水水位大于管顶标高时,水面线上升幅度与尾水水位上升幅度基本相同。

② “地面标高 = 河道规划涝水位 + 该处到河道排水距离 × 0.001 + 安全超高 0.5 m”是一种合理的城市道路竖向设计方法,应予以推广。

③ 雨水管道系统内由检查井带来的局部水头损失不能忽视,设计时应予以考虑。

④ 排放口管底标高越小,系统可用的水位差越大,越有利于排水,并且不容易淤积。因此,雨水管道系统排放口应优先采用淹没出流形式。

⑤ 在内涝防治设计重现期时,按传统计算方法设计的雨水管道无法单独满足排水要求,应通过精心设计的路面行泄通道辅助排水。

⑥ 应考虑制定内涝防治设计重现期时对应的尾水水位,以规范有关的设计校核工作。

参考文献:

- [1] GB 50014—2006, 室外排水设计规范(2016 年版)[S]. 北京:中国计划出版社,2016.
GB 50014 - 2006, Code for Design of Outdoor Wastewater Engineering(2016 ed)[S]. Beijing: China Planning Press, 2016(in Chinese).

- [2] GB 50318—2017,城市排水工程规划规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2017.
GB 50318 - 2017, Code for Urban Wastewater and Stormwater Engineering Planning[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017 (in Chinese).
- [3] GB 51222—2017,城镇内涝防治技术规范[S]. 北京:中国计划出版社,2017.
GB 51222 - 2017, Technical Code for Urban Flooding Prevention and Control [S]. Beijing: China Planning Press, 2017 (in Chinese).
- [4] Brown S A, Schall J D, Morris J L, *et al.* Urban Drainage Design Manual[M]. Arlington: National Highway Institute, 2009.
- [5] 梁小光,程松青. 道路坡度对路面排水的影响研究[J]. 给水排水, 2018, 44(3): 9 - 15.
Liang Xiaoguang, Cheng Songqing. Research of roadway slope's influence on pavement drainage[J]. Water & Wastewater Engineering, 2018, 44(3): 9 - 15 (in Chinese).



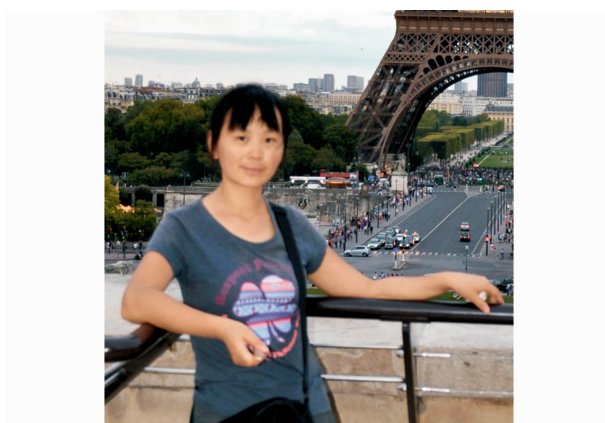
作者简介:梁小光(1985 -), 男, 江西抚州人, 硕士, 武汉大学海绵城市研究中心学术委员会委员, 主要从事城市水系统规划和理论研究。

E-mail: liangxiaoguang07@163.com

收稿日期: 2018 - 01 - 16

(上接第57页)

- 中国建筑工业出版社, 2006.
Che Wu, Li Junqi. Urban Rainwater Utilization Technology and Management[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2006 (in Chinese).
- [7] Qualls R G, Heyvaert A C. Accretion of nutrients and sediment by a constructed stormwater treatment wetland in the Lake Tahoe Basin[J]. J Am Water Resour Assoc, 2017, 53(6): 1495 - 1512.
- [8] Lucas R, Babatunde A O. Influence of key design and operating variables on dynamics of pollutant removal in experimental stormwater constructed wetlands[J]. J Environ Eng, 2017, 143(7): 04017015.
- [9] 罗雅,董文艺,孙飞云,等. 初期雨水调蓄设施的优化设计——以龙岗河干流综合治理工程为例[J]. 水利水电技术, 2012, 43(8): 15 - 19.
Luo Ya, Dong Wenyi, Sun Feiyun, *et al.* Optimal design for initial rainwater storage facilities—a case of comprehensive improvement project of main-stream of Longganghe River[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2012, 43(8): 15 - 19 (in Chinese).



作者简介:肖海文(1976 -), 女, 四川名山人, 博士, 副教授, 从事雨水、废水的处理和资源化利用以及人工湿地废水处理技术研究。

E-mail: xiaohaiwen99@163.com

收稿日期: 2018 - 01 - 09