

UDC

中华人民共和国国家标准

GB

P

GB 50014—2006

室外排水设计规范

Code for design of outdoor wastewater engineering

(2011 年版)

2011—XX—XX 发布

20XX—XX—XX 实施

中华人民共和国住房和城乡建设部

中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局

联合发布

修订说明

本次局部修订是根据住房和城乡建设部《关于印发〈2010年工程建设标准制订、修订计划〉的通知》（建标〔2010〕43号）的要求，由上海市政工程设计研究总院（集团）有限公司会同有关单位对《室外排水设计规范》GB50014-2006进行修订而成的。

修订的主要技术内容是：补充规定除降雨量少的干旱地区外，新建地区应采用分流制；补充规定现有合流制排水地区有条件应进行改造；补充规定应按照低影响开发（LID）理念进行雨水综合管理；补充规定采用数学模型法计算雨水设计流量；补充规定综合径流系数较高的地区应采用渗透、调蓄措施；补充规定塑料管使用的条件；补充规定雨水调蓄池的设置和计算；更正生物滤池的设计负荷等。

本规范中下划线为修改的内容；用黑体字表示的条文为强制性条文，必须严格执行。

本规范由住房和城乡建设部负责管理和对强制性条文的解释，上海市建设和交通委员会负责日常管理，由上海市政工程设计研究总院（集团）有限公司负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见或建议，请寄送至上海市政工程设计研究总院（集团）有限公司室外给水排水设计规范国家标准管理组（地址：上海市中山北二路901号，邮政编码：200092）。

本次局部修订的主编单位、参编单位、主要起草人和审查人：

主 编 单 位： 上海市政工程设计研究总院（集团）有限公司

参 编 单 位： 北京工业大学

上海市政交通设计研究院有限公司

杭州智慧给排水工程有限公司

广州市政设计研究院

主要起草人： 张 辰（以下按姓氏笔划为序）

支霞辉 石 红 朱广汉 陈 芸

陈 嫣 陈贻龙 肖 峻 邵尧明

周玉文

主要审查人： 李 艺 厉彦松 孔令勇 王秀朵

李树苑 罗万申

1 总 则

1.0.4 排水体制(分流制或合流制)的选择，应根据城镇的总体规划，结合当地的地形特点、水文条件、水体状况、气候特征、原有排水设施、污水处理程度和处理后出水利用等综合考虑后确定。同一城镇的不同地区可采用不同的排水体制。除降雨量少的干旱地区外，新建地区的排水系统应采用分流制。现有合流制排水系统，有条件的应按照城镇排水规划的要求，实施雨污分流改造；暂时不具备雨污分流条件的，应采取截流、调蓄和处理相结合的措施。

1.0.4A 雨水综合管理应按照低影响开发（LID）理念采用源头削减、过程控制、末端处理的方法进行，控制面源污染、防治内涝灾害、提高雨水利用程度。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.3 排水体制 sewerage system

在一个区域内收集、输送污水和雨水的方式，有合流制和分流制两种基本方式。

2.1.6A 合流制管道溢流 combined sewer overflow

合流制排水系统降雨时，超过截流能力的水排入水体的状况。

2.1.8A 面源污染 diffuse pollution

通过降雨和地表径流冲刷，将大气和地表中的污染物带入受纳水体，使受纳水体遭受污染的现象。

2.1.8B 低影响开发（LID） low impact development

强调城镇开发应减少对环境的冲击，其核心是基于源头控制和延缓冲击负荷的理念，构建与自然相适应的城镇排水系统，合理利用景观空间和采取相应措施对暴雨径流进行控制，减少城镇面源污染。

2.1.20A 内涝 local flooding

强降雨或连续性降雨超过城镇排水能力，导致城镇地面产生积水灾害的现象。

2.2 符号

2.2.1 设计流量

V ——调蓄池有效容积；

t_i ——调蓄池进水时间；

β ——调蓄池容积计算安全系数；

t_o ——调蓄池放空时间；

η ——调蓄池放空时的排放效率；

H_l ——堰高；

H_2 ——槽深；

H ——槽堰总高；

Q_i ——污水截流量；

d ——污水截流管管径；

k ——修正系数。

3 设计流量和设计水质

3.1 生活污水量和工业废水量

3.1.2 居民生活污水定额和综合生活污水定额应根据当地采用的用水定额，结合建筑内部给排水设施水平确定，可按当地相关用水定额的80%~90%采用。

3.1.2A 排水系统的设计规模，应根据排水系统的规划和普及程度合理确定。

3.2 雨水量

3.2.1 采用推理公式计算雨水设计流量，应按下列公式计算。有条件的地区，雨水设计流量也可采用数学模型法计算。

$$Q_s = q \psi F \quad (3.2.1)$$

式中： Q_s ——雨水设计流量（L/s）；

q ——设计暴雨强度[L/(s · hm²)];

ψ ——径流系数；

F ——汇水面积（hm²）。

注：当有允许排入雨水管道的生产废水排入雨水管道时，应将其水量计算在内。

3.2.2 应严格执行规划控制的综合径流系数，综合径流系数高于0.7的地区应采用渗透、调蓄措施。径流系数，可按本规范表3.2.2-1的规定取值，汇水面积的平均径流系数应按地面种类加权平均计算；综合径流系数，可按表3.2.2-2的规定取值，

3.2.3 设计暴雨强度，应按下列公式计算。在具有十年以上的自动雨量记录的地区，设计暴雨强度公式，宜采用年多个样法，有条件的地区可采用年最大值法。若采用年最大值法，应进行重现期修正，可按本规范附录 A 的有关规定编制。

$$q = \frac{167 A_1 (1 + C \lg P)}{(t + b)^n} \quad (3.2.3)$$

式中： q ——设计暴雨强度[L/(s · hm²)];

t —— 降雨历时 (min);

P ——设计重现期 (年);

A_1, C, b, n ——参数，根据统计方法进行计算确定。

3.2.3A 根据气候变化，宜对暴雨强度公式进行修订。

3.2.4 雨水管渠设计重现期，应根据汇水地区性质、地形特点和气候特征等因素确定。同一排水系统可采用同一重现期或不同重现期。重现期应采用 1 年~3 年，重要干道、重要地区或短期积水即能引起较严重后果的地区，应采用 3 年~5 年，并应与道路设计协调，经济条件较好或有特殊要求的地区宜采用规定的上限。特别重要地区可采用 10 年或以上。

3.2.4A 应采取必要的措施防止洪水对城镇排水系统的影响。

3.2.4B 应校核城镇排水系统排除地面积水的能力，根据城镇特点、积水影响程度和内河水位调控等因素经技术经济比较后确定。一般根据重现期校核排除地面积水的能力，重现期应采用 3 年~5 年，重要干道、重要地区或短期积水即能引起较严重后果的地区，应采用 5 年~10 年，经济条件较好或有特殊要求的地区宜采用规定的上限，

目前不具备条件的地区可分期达到标准。特别重要地区可采用 50 年或以上。

3.2.5 雨水管渠的降雨历时，应按下列公式计算：

$$t = t_1 + mt_2 \quad (3.2.5)$$

式中： t ——降雨历时（min）；

t_1 ——地面集水时间（min），视距离长短、地形坡度和地面铺装情况而定，一般采用 5~15 min；

m ——折减系数，管道折减系数 $m=2$ ，明渠折减系数 $m=1.2$ ，在陡坡地区，暗管折减系数 $m=1.2\sim 2$ ，经济条件较好、安全性要求较高地区的排水管渠 m 可取 1；

t_2 ——管渠内雨水流行时间（min）。

3.2.5A 应采取雨水渗透、调蓄等措施，从源头降低雨水径流产生量，延缓出流时间。

4 排水管渠和附属构筑物

4.1 一般规定

4.1.3A 排水管渠的断面形状，应符合下列要求：

- 1 排水管渠的断面形状应根据设计流量、埋设深度、工程环境条件，同时结合当地施工、制管技术水平和经济、养护管理要求综合确定，宜优先选用成品管；
- 2 大型和特大型管渠的断面应方便维修、养护和管理。

4.1.9 污水管道、合流污水管道和附属构筑物应保证其严密性，应进行闭水试验，防止污水外渗和地下水入渗。

4.1.11 雨水管道系统与合流管道系统之间不应设置连通管道，雨水管道系统之间或合流管道系统之间可根据需要设置连通管道，必要时可在连通管处设闸槽或闸门。连通管及附近闸门井应考虑维护管理的方便。

4.2 水力计算

4.2.2 恒定流条件下排水管渠的流速，应按下列公式计算：

$$v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad (4.2.2)$$

式中：v——流速（m/s）；

R——水力半径（m）；

I——水力坡降；

n ——粗糙系数。

4.2.5 排水管道的最大设计流速，宜符合下列规定。非金属管道最大设计流速经过试验验证可适当提高。

- 1 金属管道为 10.0 m/s。
- 2 非金属管道为 5.0 m/s。

4.3 管 道

4.3.2A 埋地塑料排水管可采用硬聚氯乙烯管、聚乙烯管和玻璃纤维增强塑料夹砂管。

4.3.2 B 埋地塑料排水管的使用，应符合下列要求：

- 1 根据工程条件、材料力学性能和回填材料压实度，按环刚度复核覆土深度；
- 2 设置在机动车道下的埋地塑料排水管道不应影响道路质量；
- 3 埋地塑料排水管不应采用刚性基础。

4.3.2 C 塑料管应直线敷设，当遇到特殊情况需折线敷设时，应采用柔性连接，其允许偏转角应满足要求。

4.3.4 管道接口应根据管道材质和地质条件确定，污水和合流污水管道应采用柔性接口。当管道穿过粉砂、细砂层并在最高地下水位以下，或在地震设防烈度为 7 度及以上设防区时，必须采用柔性接口。

4.3.4A 当矩形钢筋混凝土箱涵敷设在软土地基或不均匀地层上时，宜采用钢带橡胶止水圈结合上下企口式接口形式。

4.3.9 道路红线宽度超过 40m 的城镇干道，宜在道路两侧布置排水管

道。

4.3.10 重力流管道系统可设排气和排空装置，在倒虹管、长距离直线输送后变化段宜设置排气装置。设计压力管道时，应考虑水锤的影响，在管道的高点以及每隔一定距离处，应设排气装置；排气装置有排气井、排气阀等，排气井的建筑应与周边环境相协调。在管道的低点以及每隔一定距离处，应设排空装置。

4.4 检查井

4.4.1A 污水管、雨水管和合流污水管的检查井井盖应有标识。

4.4.1B 检查井宜采用成品井，污水和合流污水检查井应进行闭水试验。

4.4.6A 设置在主干道上检查井的井盖基座宜和井体分离。

4.4.10A 检查井和塑料管道应采用柔性连接。

4.4.13 高流速排水管道坡度突然变化的第一座检查井宜采用高流槽排水检查井，并采取增强井筒抗冲击和冲刷能力的措施，井盖宜采用排气井盖。

4.7 雨水口

4.7.1 雨水口的形式、数量和布置，应按汇水面积所产生的流量、雨水口的泄水能力和道路形式确定。雨水口宜设污物截留设施。

4.8 截流井

4.8.2A 当污水截流管管径为 300mm~600mm 时，堰式截流井内各类堰

（正堰、斜堰、曲线堰）的堰高，可按下列公式计算：

$$\underline{1 \ d = 300\text{mm}, \ H_1 = (0.233 + 0.013Q_j) \cdot d \cdot k} \quad \underline{(4.8.2A-1)}$$

$$\underline{2 \ d = 400\text{mm}, \ H_1 = (0.226 + 0.007Q_j) \cdot d \cdot k} \quad \underline{(4.8.2A-2)}$$

$$\underline{3 \ d = 500\text{mm}, \ H_1 = (0.219 + 0.004Q_j) \cdot d \cdot k} \quad \underline{(4.8.2A-3)}$$

$$\underline{4 \ d = 600\text{mm}, \ H_1 = (0.202 + 0.003Q_j) \cdot d \cdot k} \quad \underline{(4.8.2A-4)}$$

$$\underline{5 \ Q_j = (1 + n_0) \cdot Q_{dr}} \quad \underline{(4.8.2A-5)}$$

式中： H_1 ——堰高（mm）；

Q_j ——污水截流量（L/s）；

d ——污水截流管管径（mm）；

k ——修正系数， $k=1.1\sim1.3$ ；

n_0 ——截流倍数；

Q_{dr} ——截流井以前的早流污水量（L/s）。

4.8.2B 当污水截流管管径为 300mm~600mm 时，槽式截流井的槽深、槽宽，应按下列公式计算：

$$\underline{H_2 = 63.9 \cdot Q_j^{0.43} \cdot k} \quad \underline{(4.8.2B-1)}$$

式中： H_2 ——槽深（mm）；

Q_j ——污水截流量（L/s）；

k ——修正系数， $k=1.1\sim1.3$ 。

$$\underline{B = d} \quad \underline{(4.8.2B-2)}$$

式中： B ——槽宽（mm）；

d ——污水截流管管径（mm）。

4.8.2C 槽堰结合式截流井的槽深、堰高，应按下列公式计算：

- 1 根据地形条件和管道高程允许降落可能性，确定槽深 H_2 。
- 2 根据截流量，计算确定截流管管径 d 。
- 3 假设 H_1/H_2 比值,按表 4.8.2C 计算确定槽堰总高 H 。

表 4.8.2C 槽堰结合式井的槽堰总高计算表

D(mm)	$H_1/H_2 \leq 1.3$	$H_1/H_2 > 1.3$
300	$H = (4.22 Q_j + 94.3) \cdot k$	$H = (4.08 Q_j + 69.9) \cdot k$
400	$H = (3.43 Q_j + 96.4) \cdot k$	$H = (3.08 Q_j + 72.3) \cdot k$
500	$H = (2.22 Q_j + 136.4) \cdot k$	$H = (2.42 Q_j + 124.0) \cdot k$

- 4 堰高 H_1 ，可按下列公式计算：

$$H_1 = H - H_2 \quad (4.8.2C)$$

式中： H_1 ——堰高（mm）；

H ——槽堰总高（mm）；

H_2 ——槽深（mm）。

- 5 校核 H_1/H_2 是否符合本条第 3 款的假设条件，否则改用相应公式重复上述计算。

- 6 槽宽计算同公式（4.8.2B -2）。

4.14 雨水调蓄池

4.14.1 需要控制面源污染、削减排水管道峰值流量防治地面积水、提高雨水利用程度时，宜设置雨水调蓄池。

4.14.2 雨水调蓄池的设置应尽量利用现有设施。

4.14.3 雨水调蓄池的位置，应根据调蓄目的、排水体制、管网布置、溢流管下游水位高程和周围环境等综合考虑后确定。

4.14.4 用于控制面源污染时，雨水调蓄池的有效容积，可按下列公式计算：

$$V=3600 t_i (n-n_0) Q_{dr} \beta \quad (4.14.4)$$

式中： V ——调蓄池有效容积（ m^3 ）；

t_i ——调蓄池进水时间（h），宜采用 0.5h~1h，当合流制排水系统雨天溢流污水水质在单次降雨事件中无明显初期效应时，宜取上限；反之，可取下限；

n ——调蓄池运行期间的截流倍数，由要求的污染负荷目标削减率、当地截流倍数和截流量占降雨量比例之间的关系求得；

n_0 ——系统原截流倍数；

Q_{dr} ——截流井以前的旱流污水量（ m^3/s ）；

β ——安全系数，可取 1.1~1.5。

4.14.5 用于削减排水管道洪峰流量时，雨水调蓄池的有效容积，可按下列公式计算：

$$V=[-(\frac{0.65}{n^{1.2}}+\frac{b}{t} \frac{0.5}{n+0.2}+1.10)\lg(\alpha+0.3)+\frac{0.215}{n^{0.15}}]\cdot Qt \quad (4.14.5)$$

式中： V ——调蓄池有效容积（ m^3 ）；

α ——脱过系数，取值为调蓄池下游设计流量和上游设计流量之比；

Q ——调蓄池上游设计流量 $Q(m^3/min)$

$b、n$ ——暴雨强度公式参数；

t——降雨历时(min)，根据公式（3.2.5）计算。式中，m=1。

4.14.6 用于提高雨水利用程度时，雨水调蓄池的有效容积应根据降雨特征、用水需求和经济效益等确定。

4.14.7 雨水调蓄池的放空时间，可按下列公式计算：

$$t_o = \frac{V}{3600Q'\eta} \quad (4.14.7)$$

式中：t_o——放空时间（h）；

V——调蓄池有效容积（m³）；

Q' ——下游排水管道或设施的受纳能力（m³/s）；

η——排放效率，一般可取 0.3~0.9。

4.14.8 雨水调蓄池应设置清洗、排气和除臭等附属设施和检修通道。

4.15 雨水渗透设施

4.15.1 城镇基础设施建设应综合考虑雨水径流量的削减。人行道、停车场和广场等宜采用渗透性铺面；绿地标高宜低于周边路面标高，形成下凹式绿地。

4.15.2 在场地条件许可的情况下，可设置植草沟、渗透池等设施接纳地面径流。

6 污水处理

6.10 回流污泥和剩余污泥

6.10.3 剩余污泥量，可按下列公式计算：

1、按污泥泥龄计算

$$\Delta X = \frac{V \cdot X}{\theta_c} \quad (6.10.3-1)$$

2、按污泥产率系数、衰减系数及不可生物降解和惰性悬浮物计算

$$\Delta X = YQ(S_0 - S_e) - K_d V X_v + fQ(SS_0 - SS_e) \quad (6.10.3-2)$$

式中： ΔX —— 剩余污泥量 (kgSS/d)；

V —— 生物反应池的容积 (m³)；

X —— 生物反应池内混合液悬浮固体平均浓度 (gMLSS/L)；

θ_c —— 污泥泥龄 (d)；

Y —— 污泥产率系数 (kgVSS/kgBOD₅) 20℃时为 0.3~0.8；

Q —— 设计平均日污水量 (m³/d)；

S_0 —— 生物反应池进水五日生化需氧量 (kg/m³)；

S_e —— 生物反应池出水五日生化需氧量 (kg/m³)；

k_d —— 衰减系数(d⁻¹)；

X_v —— 生物反应池内混合液挥发性悬浮固体平均浓度 (gMLVSS/L)；

f —— SS 的污泥转换率，宜根据试验资料确定，无试验资料时可取 0.5~0.7 (gMLSS/gSS)；

SS_0 —— 生物反应池进水悬浮物浓度 (kg/m³)；

SS_e —— 生物反应池出水悬浮物浓度 (kg/m³)。

附录 A 暴雨强度公式的编制方法

I 年多个样法取样

A.0.1 本方法适用于具有 10 年以上自动雨量记录的地区。

A.0.2 计算降雨历时采用 5min、10min、15min、20min、30min、45min、60min、90min、120min 共九个历时。计算降雨重现期宜按 0.25 年、0.33 年、0.5 年、1 年、2 年、3 年、5 年、10 年统计。资料条件较好时(资料年数 ≥ 20 年、子样点的排列比较规律), 也可统计高于 10 年的重现期。

A.0.3 取样方法宜采用年多个样法, 每年每个历时选择 6~8 个最大值, 然后不论年次, 将每个历时子样按大小次序排列, 再从中选择资料年数的 3~4 倍的最大值, 作为统计的基础资料。

A.0.4 选取的各历时降雨资料, 应采用频率曲线加以调整。当精度要求不太高时, 可采用经验频率曲线; 当精度要求较高时, 可采用皮尔逊 III 型分布曲线或指数分布曲线等理论频率曲线。根据确定的频率曲线, 得出重现期、降雨强度和降雨历时三者的关系, 即 P 、 i 、 t 关系值。

A.0.5 根据 P 、 i 、 t 关系值求得 b 、 n 、 A_1 、 C 各个参数, 可用解析法、图解与计算结合法或图解法等方法进行。将求得的各参数代入

$$q = \frac{167A_1(1+C\lg p)}{(t+b)^n}, \text{ 即得当地的暴雨强度公式。}$$

A.0.6 计算抽样误差和暴雨公式均方差。宜按绝对均方差计算, 也可辅以相对均方差计算。计算重现期在 0.25 年~10 年时, 在一般强度

的地方，平均绝对方差不宜大于 0.05mm/min。在较大强度的地方平均方差不宜大于 5%。

II 年最大值法取样

A.0.6 本方法适用于具有 20 年以上自记雨量记录的地区，有条件的地区可用 30 年以上的雨量系列，暴雨样本选样方法可采用年最大值法。若在时段内任一时段超过历史最大值，宜进行复核修正。

A.0.7 计算降雨历时采用 5min、10min、15min、20min、30min、45min、60min、90min、120min 共九个历时，汇水面积较大或需要校核暴雨积水历时的地区计算降雨历时可增加 150min 和 180min，共十一个历时。计算降雨重现期宜按 2 年、3 年、5 年、10 年、20 年统计。当有需要或资料条件较好时(资料年数 ≥ 30 年、子样点的排列比较规律)，可增加 30 年、50 年、100 年统计，重点可采用 2 年~20 年统计。

A.0.8 选取的各历时降雨资料，应采用经验频率曲线或理论频率曲线加以调整，一般采用理论频率曲线，包括皮尔逊III型分布曲线、耿贝尔分布曲线和指数分布曲线。根据确定的频率曲线，得出重现期、降雨强度和降雨历时三者的关系，即 P 、 i 、 t 关系值。

A.0.9 根据 p 、 i 、 t 的关系值求得 A_1 、 b 、 C 、 n 各个参数。可采用图解法、解析法、图解与计算结合法等方法进行。为提高暴雨强度公式的精度，一般采用高斯—牛顿法。将求得的各个参数代入

$$q = \frac{167 A_1 (1 + C \lg p)}{(t + b)^n}, \quad \text{即得当地的暴雨强度公式。}$$

A.0.10 计算抽样误差和暴雨公式均方差。宜按绝对均方差计算，也可辅以相对均方差计算。计算重现期在 2 年~20 年时，在一般强度的

地方，平均绝对方差不宜大于 0.05mm/min。在较大强度的地方，平均相对方差不宜大于 5%。

中华人民共和国国家标准

室外排水设计规范

GB50014-2006

(2011 年版)

条文说明

1 总 则

1.0.4 规定排水体制选择的原则。

分流制指用不同管渠系统分别收集、输送污水和雨水的排水方式。合流制指用同一管渠系统收集、输送污水和雨水的排水方式。

分流制可根据当地规划的实施情况和经济情况，分期建设。污水由污水收集系统收集并输送到污水厂处理；雨水由雨水系统收集，并就近排入水体，可达到投资低，环境效益高的目的。因此规定除降雨量少的干旱地区外，新建地区应采用分流制，降雨量少一般指年均300mm 以下的地区。旧城区由于历史原因，一般已采用合流制，故规定同一城区可采用不同的排水体制，同时规定现有合流制排水系统应按照规定要求实现雨污分流改造，不仅可以控制初期雨水污染，而且能有效减少由于雨水量过大造成的溢流；暂时不具备雨污分流条件的地区，应采取截流、调蓄和处理相结合的措施减少合流污水污染。

本条中“对水体保护要求较高的地区，可对初期雨水进行截流、调蓄、渗透和处理”移至 1.0.4A 条、4.14 节和 4.15 节，进一步规定初期雨水的截流、调蓄和处理。本条中“在缺水地区，宜对雨水进行收集、处理和综合利用”移至 1.0.4A 条。

1.0.4A 关于采用低影响开发进行雨水综合管理的规定。

本次修订增加了按照低影响开发（LID）理念进行雨水综合管理的规定。低影响开发是指通过源头削减、过程控制、末端处理的方法，控制面源污染、防治内涝灾害、提高雨水利用程度。

面源污染是指通过降雨和地表径流冲刷，将大气和地表中的污染

物排入受纳水体，使受纳水体遭受污染的现象。城镇的商业区、居民区、工业区和街道等地表包括大量不透水地面，这些地表积累大量污染物，如油类、盐份、氮、磷、有毒物质和生活垃圾等，在降雨过程中雨水及其形成的地表径流冲刷地面污染物，通过排水管渠或直接进入地表水环境，造成地表水污染，所以应控制面源污染。

城镇化进程的不断推进，高强度开发，势必造成城镇下垫面不透水层的增加，导致降雨后径流量增大。城镇规划时，应采用渗透、调蓄等设施减少雨水径流量，减少进入分流制雨水管道和合流制管道的雨水量，减少合流制排水系统溢流次数和溢流量，不仅可有效防治内涝灾害，还可提高雨水利用程度。

雨水资源是陆地淡水资源的主要形式和来源，应提高雨水利用程度。具体措施包括屋顶绿化、雨水蓄渗、下凹式绿地、透水路面等。有条件的地区应设置雨水渗透设施，削减雨水径流量，雨水渗透涵养地下水也是雨水资源的利用。

3 设计流量和设计水质

3.1 生活污水量和工业废水量

3.1.2 规定居民生活污水定额和综合生活污水定额的确定原则。

按用水定额确定污水定额时，建筑内部给排水设施水平较高的地区，可按用水定额的 90%计，一般水平的可按用水定额的 80%计。

“和排水系统普及程度等因素”（这部分移至 3.1.2A 条）。

3.1.2A 关于排水系统规模确定的规定。

排水系统作为重要的市政基础设施，应按照一次规划、分期实施和先地下后地上的建设规律进行。地下管道应按远期规模设计，污水处理系统应根据排水系统的发展规划和普及程度合理确定近远期规模。

3.2 雨水量

3.2.1 规定雨水设计流量的计算公式。

我国目前采用恒定均匀流推理公式，即用式（3.2.1）计算雨量。恒定均匀流推理公式基于以下 3 个假设：在计算雨量过程中径流系数是常数，汇流面积不变，在汇水时间内降雨强度不变。而实际上这三者都是变化的，而且推理公式适用于较小规模排水系统的计算，随着技术的进步、管渠直径的放大、水泵能力的提高，排水系统汇水流域面积逐步扩大，应该修正推理公式的精确度。发达国家已采用数学模型模拟降雨过程，把排水管渠作为一个系统考虑，并用数学模型对管

网进行管理。因此，本次修订提出雨水设计流量的计算也可采用数学模型法。

数学模型法是一种基于流量过程线的设计方法，指设计流量的取值系根据设计暴雨条件下，经地表径流计算或管网汇流计算所得的流量过程线求得，同时根据最大洪峰流量计算求得管径。有条件的城镇可采用实测的流量过程线作为设计流量。

利用数学模型法设计流量过程线可按以下 5 个步骤计算：

1 设计暴雨

设计暴雨包括确定设计暴雨量和设计暴雨过程，设计暴雨量可按城市暴雨强度公式计算，设计暴雨过程可按以下 3 种方法确定：

1) 设计暴雨统计模型

结合编制城市暴雨强度公式的采样过程，收集降雨过程资料和雨峰位置，根据常用重现期部分的降雨资料，采用统计分析方法确定设计降雨过程。

2) 芝加哥降雨模型

根据自记雨量资料统计分析城市暴雨强度公式，同时采集雨峰位置系数，雨峰位置系数取值为降雨雨峰位置除以降雨总历时。

3) 当地水利部门推荐的降雨模型

采用当地水利部门的设计降雨雨型资料，必要时需作适当修正。

2 汇水流域面积

应根据雨水口布置划分汇水流域，计算汇水流域面积。

3 地表径流过程线

可采用瞬时单位线法、时间面积等流时线法、线性水库、非线性水库和运动波法计算地表径流过程线。

4 管网汇流过程

宜采用运动波法计算管网汇流过程；若考虑下游回水的影响，宜采用动力波法进行校核。

5 流量调节

在计算过程中应考虑径流调节的作用。

3.2.2 规定径流系数的确定原则。

本次修订新增内容，体现了低影响开发的理念。小区的高强度开发，不应由市政设施的一再扩建与之适应，而应在小区内进行源头削减，本条规定了应严格执行规划控制的综合径流系数，还提出了综合径流系数高于 0.7 的地区应采用渗透、调蓄措施。

表 3.2.2-1 列出按地面种类分列的综合径流系数 Ψ 值。表 3.2.2-2 列出按区域情况分列的综合径流系数 Ψ 值。国内一些地区采用的综合径流系数 Ψ 值，见表 1。日本指南推荐的综合径流系数见表 2。

表 1 国内一些地区现状综合径流系数

城市	综合径流系数	城市	综合径流系数
北京	0.5~0.7	扬州	0.5~0.8
上海	0.5~0.8	宜昌	0.65~0.8
天津	0.45~0.6	南宁	0.5~0.75
乌兰浩特	0.5	柳州	0.4~0.8
南京	0.5~0.7	深圳	旧城区:0.7~0.8 新城区:0.6~0.7
杭州	0.6~0.8		

表 2 日本指南推荐的综合径流系数

区 域 情 况	ψ
空地非常少的商业区或类似的住宅区	0.80
有若干室外作业场等透水地面的工厂或有若干庭院的住宅区	0.65
房产公司住宅区之类的中等住宅区或单户住宅多的地区	0.5
庭院多的高级住宅区或夹有耕地的郊区	0.35

3.2.3 规定推理公式法设计暴雨强度的计算公式。

由于本次修订增加了非恒定流水力计算法，因此对式(3.2.3)作了限定，即推理公式法的计算公式。目前我国各地已积累了完整的自动雨量记录资料，可采用数理统计法计算确定暴雨强度公式。本条所列的计算公式为我国目前普遍采用的计算公式。

水文统计学的取样方法有年最大值法和非年最大值法 2 类，国际上的发展趋势是采用年最大值法。日本在具有 20 年以上雨量记录的地区采用年最大值法，在不足 20 年雨量记录的地区采用非年最大值法，年多个样法是非年最大值法中的一种。由于以前国内自记雨量资料不多，因此多采用年多个样法。现在我国许多地区已具有 40 年以上的自记雨量资料，具备采用年最大值法的条件。在使用年最大值法计算过程中，会出现大雨年的次大值虽大于小雨年的最大值而不入选的情况，该方法算得的暴雨强度小于年多个样法的计算值，因此采用年最大值法时需作重现期修正。

有条件的地区指既有 20 年以上的自记雨量资料，又有能力进行分析统计的地区。根据当地自记雨量资料推求暴雨强度公式时，应分析年多个样法重现期和年最大值法重现期的对应关系，经充分论证后可采用年最大值法确定暴雨强度公式。

3.2.3 A 关于暴雨强度公式修订的规定。

各地区水文特性随气候变化而变化，一般气候变化的周期为 10 年~12 年，考虑到近年来气候变化异常，5 年~10 年宜收集新的降雨资料，对暴雨强度公式进行修订，以应对气候变化。

3.2.4 规定雨水管渠设计重现期的选用范围。

雨水管渠设计重现期选用范围是根据我国各地目前实际采用的数据，经归纳综合规定。鉴于我国幅员广大，各地气候状况、地形条件、重要程度和排水设施各异，同时为防止或减少城镇积水现象，保证城镇的安全运行，本次修订将一般地区的重现期调整为 1 年~3 年；重要地区为 3 年~5 年，同时规定经济条件较好或有特殊要求的地区宜采用规定的上限，特别重要的地区可采用 10 年或以上。国内一些城市采用的设计重现期见表 3。

表 3 国内一些城市现状设计重现期

城市	设计重现期（年）	城市	设计重现期（年）
北京	1~2；特别重要地区 3~10	扬州	0.5~1
上海	1~3；特别重要地区 5	宜昌	1~5
天津	1	南宁	1~2
乌兰浩特	0.5~1	柳州	0.5~1
南京	0.5~1	深圳	一般地区 2；低洼易涝及重要地区 2；下沉广场、地下

			通道、排水困难地区 5~10
杭州	1; 重要地区 2~3; 特别重要地区 3~5	香港	10 年, 干管 200 年

美国、日本等国在防止城镇内涝的设施上投入较大, 城镇雨水管渠设计重现期一般采用 5 年~10 年。美国各州都将排水干管系统的设计重现期定为 100 年, 排水系统的其它设施分别具有不同的设计重现期。日本下水道设计指南中, 排水系统设计重现期标准可以提高到 30 年~50 年。

3.2.4A 关于防止洪水对城镇影响的规定。

由于全球气候变化, 特大暴雨发生频率越来越高, 引发洪水灾害频繁, 为保障城镇居民生活和工厂企业运行正常, 在城镇防洪体系中应采取措施防止洪水对城镇排水系统的影响而造成内涝。措施有设置泄洪通道, 城镇设置圩垸等。

3.2.4B 关于城镇排水系统校核排除地面积水能力的规定。

目前, 我国城镇排水系统对排除地面积水能力没有明确界定, 没有成熟的工程设计标准。美国采用区域开发洪涝分析, 当一个地区排水系统设计重现期采用 10 年时, 按照 100 年一遇房屋不能进水的要求进行校核。上海市道路积水的标准是: 道路积水深度超过 15cm, 积水时间超过 1 小时, 积水范围超过道路路线长 50m。因此需采用重现期对排水系统的排除积水能力进行校核, 通过模型计算, 按该排水系统内城镇道路的积水深度不超过 15cm 进行校核, 因为超过 15cm 小汽车将不能正常行驶, 影像城镇交通。如校核结果不符合要求, 则

应调整排水系统设计，包括放大管径、增设渗透措施、建设调蓄管段或调蓄池等。

城镇排除内涝标准和水利排涝标准应有所区别，水利排涝标准中一般采用 5 年~10 年，且根据作物耐淹水深和耐淹历时等条件，允许一定的受淹时间和受淹水深。而城镇不允许长时间积水，道路积水将影响城镇正常运行。因此，有条件的地区应规定城镇排涝系统的建设，确定排涝标准，保证城镇安全运行。欧盟室外排水系统排放标准（BS EN 752-4：1998）推荐暴雨设计重现期和内涝设计重现期见表 3A、3B。

表 3A 欧盟推荐设计暴雨重现期

地点	设计暴雨重现期	
	重现期（年）	超过 1 年一遇的概率
农村地区	1	100%
居民区	2	50%
城市中心/工业区/商业区	5	20%
地下铁路/地下通道	10	10%

表 3B 欧盟推荐设计内涝重现期

地点	设计内涝重现期	
	重现期（年）	超过 1 年一遇的概率
农村地区	10	10%
居民区	20	5%
城市中心/工业区/商业区	30	3%
地下铁路/地下通道	50	2%

3.2.5 规定雨水管渠降雨历时的计算公式。

降雨历时计算公式中的折减系数值，是根据我国对雨水空隙容量的理论研究成果提出的数据。根据国内外资料，地面集水时间采用的

数据，大多不经计算，按经验确定。在地面平坦、地面覆盖接近、降雨强度相差不大的情况下，地面集水距离是决定集水时间长短的主要因素；地面集水距离的合理范围是 50m~150m，采用的集水时间为 5min~15min。国外采用的地面集水时间见表 4。2010 年进入主汛期以来，我国许多地区发生严重内涝，给人民生活和生产造成了极不利影响。为防止或减少类似事件，有必要提高城镇排水系统设计标准，而采用降雨历时计算公式中的折减系数降低了设计标准，当时因考虑经济条件而设折减系数，发达国家一般不采用折减系数。为提高城镇排水的安全保证性，本次修订提出经济条件较好、安全性要求高的地区和没有折减的排水管渠 m 可取 1。

表 4 国外采用的地面集水时间

资料来源	工程情况	t_1 (min)
日本指南	人口密度大的地区	5
	人口密度小的地区	10
	平 均	7
	干 线	5
	支 线	7~10
美国土木学会	全部铺装，下水道完备的密集地区	5
	地面坡度较小的发展区	10~15
	平坦的住宅区	20~30

3.2.5A 关于延缓出流时间的规定。

采用就地渗透、调蓄、延缓径流出流时间等措施，延缓出流时间，降低暴雨径流量。渗透措施包括采用透水地面、下凹式绿地、生态水池、调蓄池等，延缓径流出流时间措施如屋面绿化和屋面雨水就地综合利用等。

4 排水管渠和附属构筑物

4.1 一般规定

4.1.3A 关于排水管渠断面形状的规定。

排水管渠断面形状应综合考虑下列因素后确定：1) 受力稳定性好；2) 断面过水流量大，在不淤流速下不发生沉淀；3) 工程综合造价经济；4) 便于冲洗和疏通。

排水工程常用管渠的断面形状有圆形、矩形、梯形和卵形等。圆形断面有较好的水力性能，结构强度高，使用材料经济，便于预制，因此是最常用的一种断面形式。

矩形断面可以就地浇筑或砌筑，并可按需要调节深度，以增大排水量。排水管道工程中采用箱涵的主要因素有：受当地制管技术、施工环境条件和施工设备等限制，超出其能力的即用现浇箱涵；在地势较为平坦地区，采用矩形断面箱涵敷设，可减少埋深。

梯形断面适用于明渠。

卵形断面适用于流量变化大的场合，合流制排水系统可采用卵形断面。

4.1.9 规定污水管道、合流污水管道和附属构筑物应保证其严密性的要求。

为用词确切，本次修订增加了“合流污水管道”，同时将“密实性”改为“严密性”。污水管道设计为保证其严密性，应进行闭水试验，防止污水外泄污染环境，并防止地下水通过管道、接口和附属构筑物入渗，同时也可防止雨水管渠的渗漏造成道路沉陷。

4.1.11 关于连通管的规定。

在分流制和合流制排水系统并存的地区,为防止系统之间的雨污混接,本次修订增加了“雨水管道系统与合流管道系统之间不应设置连通管道”的规定。

由于各个雨水管道系统或各个合流管道系统的汇水面积、集水时间均不相同,高峰流量不会同时发生,如在两个雨水管道系统或两个合流管道系统之间适当位置设置连通管,可相互调剂水量,改善地区排水情况。

为了便于控制和防止管道检修时污水或雨水从连通管倒流,可设置闸槽或闸门并应考虑检修和养护的方便。

4.2 水力计算

4.2.2 规定排水管渠流速的水力计算公式。

排水管渠的水力计算根据流态可以分为恒定流和非恒定流 2 种,规定了恒定流条件下的流速计算公式,非恒定流计算条件下的排水管渠流速计算应根据具体数学模型确定。

4.2.5 规定排水管道的最大设计流速。

非金属管种类繁多,耐冲刷等性能各异。我国幅员辽阔,各地地形差异较大。山城重庆有些管渠的埋设坡度达到 10%以上,甚至达到 20%,实践证明,在污水计算流速达到最大设计流速 3 倍或以上的情况下,部分钢筋混凝土管和硬聚氯乙烯管等非金属管道仍可正常工作。南宁市某排水系统,采用钢筋混凝土管,管径为 1800mm,最

高流速为 7.2 m/s，投入运行后无破损，管道和接口无渗水，管内基本无淤泥沉积，使用效果良好。根据塑料管道试验结果，分别采用含 7%和 14%石英砂、流速为 7.0m/s 的水对聚乙烯管和钢管进行试验对比，结果显示聚乙烯管的耐磨性优于钢管。根据以上情况，规定通过试验验证，可适当提高非金属管道最大设计流速。

4.3 管 道

4.3.2A 关于采用埋地塑料排水管道种类的规定。

近些年，我国排水工程中采用较多的埋地塑料排水管道品种主要有硬聚氯乙烯管、聚乙烯管和玻璃纤维增强塑料夹砂管等。

根据工程使用情况，管材类型、范围和接口形式如下：

- 1.硬聚氯乙烯管(UPVC)，管径主要使用范围为 225mm~400mm，承插式橡胶圈接口；
2. 聚乙烯管（PE 管，包括高密度聚乙烯 HDPE 管），管径主要使用范围为 500mm~1000mm，承插式橡胶圈接口；
3. 玻璃纤维增强塑料夹砂管（RAM 管），管径主要使用范围为 600mm~2000mm，承插式橡胶圈接口。

随着技术经济的发展，还可以采用符合质量要求的其他塑料管道。

4.3.2 B 关于埋地塑料排水管的使用规定。

埋地塑料排水管道是柔性管道，依据 “管土共同作用” 理论，如采用刚性基础会破坏回填土的连续性，引起管壁应力变化，并可能

超出管材的极限抗拉强度导致管道破坏。

4.3.2 C 关于敷设塑料管的有关规定。

试验表明：柔性连接时，加筋管的接口转角 5° 时无渗漏；双壁波纹管的接口转角 $7\sim 9^{\circ}$ 时无渗漏。由于不同管材采用的密封橡胶圈形式各异，密封效果差异很大，故允许偏转角应满足不渗漏的要求。

4.3.4 关于管道接口的规定。

本次修订取消了可采用刚性接口的规定，将污水和合流污水管的接口从“宜采用柔性接口”改为“应采用柔性接口”，防止污水外渗污染地下水。同时将“地震设防烈度为 8 度设防区时，应采用柔性接口”调整为“地震设防烈度为 7 度及以上设防区时，必须采用柔性接口”，以提高管道接口标准。

4.3.4A 关于矩形箱涵接口的有关规定。

钢筋混凝土箱涵一般采用平接口的形式，其抗地基不均匀沉降能力较差，在顶部覆土和附加荷载的作用下，易引起箱涵接口上下严重错位和翘曲变形，造成箱涵接口止水带的变形，形成箱涵混凝土与橡胶接口止水带之间的空隙，严重的会使止水带拉裂，最终导致漏水。钢带橡胶止水圈采用复合型止水带，突破了原橡胶止水带的单一材料结构形式，具有较好的抗渗漏性能。箱涵接口采用上下企口抗错位的新结构形式，能限制接口上下错位和翘曲变形。

上海污水治理二期工程敷设的 41km 的矩形箱涵，采用钢带橡胶止水圈，经过二十多年的运行，除外环线施工时堆土较大，超出设计值造成漏水外，其余均未发现接口渗漏现象。

4.3.9 关于城镇干道两侧布置排水管道的规定。

本规范 4.7.2 条规定：“雨水口连接管长度不宜超过 25m”，为与之协调，本次修订将“道路红线宽度超过 50m 的城镇干道”调整为“道路红线宽度超过 40m 的城镇干道”。道路红线宽度超过 40m 的城镇干道，宜在道路两侧布置排水管道，减少横穿管，降低管道埋深。

4.3.10 关于管道应设防止水锤、排气和排空装置的规定。

重力流管道在倒虹管、长距离直线输送后变化段，会产生气体的逸出，为防止产生气阻现象，可设置排气装置。

当压力管道内流速较大或管路很长时必须要有消除水锤的措施。为使压力管道内空气流通、压力稳定，防止污水中产生的气体逸出后在高点堵塞管道，需设排气装置。上海合流污水工程的直线压力管道约 1km~2km 设 1 座透气井，透气管面积约为管道断面的 1/8~1/10，实际运行中取得较好的效果。

为考虑检修，故需在管道低点设排空装置。

4.4 检查井

4.4.1A 关于井盖标识的规定。

一般建筑物和小区均采用分流制排水系统。为防止接出管道误接，产生雨污混接现象，应在井盖上分别标识“雨”和“污”，合流污水管应标识“污”。

4.4.1B 关于检查井采用成品井和闭水试验的规定。

为防止渗漏、提高工程质量、加快建设进度，作此规定。条件许

可时，检查井宜采用钢筋混凝土成品井或塑料成品井，不应使用实心黏土砖砌检查井。污水和合流污水检查井应进行闭水试验，防止污水外渗。

4.4.6A 关于检查井井盖基座的规定。

采用井盖基座和井体分离的检查井，可避免不均匀沉降时对交通的影响。

4.4.10A 关于检查井和塑料管连接的有关规定。

为适应检查井和管道间的不均匀沉降和变形要求作此规定。

4.4.13 关于管道坡度变化时检查井的设施规定。

检查井内采用高流槽，可使急速下泄的水流在流槽内顺利通过，避免使用普通低流槽产生的水流溢出产生冲刷井壁的现象。

管道坡度变化较大处，水流速度发生突变，流速差产生的冲击力，会对检查井产生较大的推动力，宜采取增强井筒抗冲击和冲刷能力的措施。

水在流动时会挟带管内气体一起流动，呈气水两相流，气水冲刷和上升气泡的振动反复冲刷管道内壁，使管道内壁易破碎、脱落、积气。在流速突变处，急速的气水两相撞击井壁，气水迅速分离，气体上升冲击井盖，产生较大的上升顶力。某机场排水管道坡度突变处的检查井井盖曾被气体顶起，造成井盖变形和损坏。

4.7 雨水口

4.7.1 规定雨水口设计应考虑的因素。

雨水口的型式，主要有平篦式和立篦式两类。平篦式水流通畅，但暴雨时易被树枝等杂物堵塞，影响收水能力。立篦式不易堵塞，边沟需保持一定水深，但有的城镇因逐年维修道路，路面加高，使立篦断面减小，影响收水能力。各地可根据具体情况和经验确定。

雨水口布置应根据地形和汇水面积确定，有的地区不经计算，完全按道路长度均匀布置，不仅浪费投资，且不能收到预期的效益。

本次修订增加“雨水口宜设污物截留设施”，目的是减少由地表径流产生的非溶解性污染物进入受纳水体。

4.8 截流井

4.8.2A 关于堰式截流井堰高计算公式的规定。

本规定采用《合流制系统污水截流井设计规程》（CECS91:97，北京建筑工程学院主编）中“堰式截流井”的设计规定。

4.8.2B 关于槽式截流井槽深、槽宽计算公式的规定。

本规定采用《合流制系统污水截流井设计规程》（CECS91:97，北京建筑工程学院主编）中“槽式截流井”的设计规定。

4.8.2C 关于槽堰结合式截流井计算公式的规定。

本规定采用《合流制系统污水截流井设计规程》（CECS91:97，北京建筑工程学院主编）中“槽堰结合式截流井”的设计规定。

4.10 立体交叉道路排水

4.10.3 规定立体交叉地道排水的出水口必须可靠。

立体地道排水的可靠程度取决于排水系统出水口的畅通无阻，故立体地道排水应设独立系统，尽量不要利用其他排水管渠排出。

4.14 雨水调蓄池

4.14.1 关于雨水调蓄池设置的规定。

雨水调蓄池的设置有 3 种目的，即控制面源污染、防治内涝灾害和提高雨水利用程度。

有些城镇地区合流制排水系统溢流污染物或分流制排水系统排放的初期雨水已成为内河的主要污染源，在排水系统雨水排放口附近设置雨水调蓄池，可将污染物浓度较高的溢流污染或初期雨水暂时储存在调蓄池中，待降雨结束后，再将储存的雨污水通过污水管道输送至污水处理厂，达到控制面源污染、保护水体水质的目的。

随着城镇化的发展，雨水径流量增大，将雨水径流的高峰流量暂时储存在调蓄池中，待流量下降后，再从调蓄池中将水排出，以削减洪峰流量，降低下游雨水干管的管径，提高区域的排水标准和防涝能力，减少内涝灾害。

雨水利用工程中，为满足雨水利用的要求而设置调蓄池储存雨水，储存的雨水净化后可综合利用。

4.14.2 关于利用已有设施建设雨水调蓄池的规定。

充分利用现有河道、池塘、人工湖、景观水池等设施建设雨水调蓄池，可降低建设费用，取得良好的社会效益。

4.14.3 关于雨水调蓄池位置的规定。

根据调蓄池在排水系统中的位置，可分为末端调蓄池和中间调蓄池。末端调蓄池位于排水系统的末端，主要用于城镇面源污染控制，如上海市合流污水治理一期工程成都北路调蓄池。中间调蓄池位于一个排水系统的起端或中间位置，可用于削减洪峰流量和提高雨水利用程度。当用于削减洪峰流量时，调蓄池一般设置于系统干管之前，以减少排水系统达标改造工程量；当用于雨水利用储存时，调蓄池应靠近用水量较大的地方，以减少雨水利用管渠的工程量。

4.14.4 关于雨水调蓄池用于控制面源污染时有效容积计算的规定。

雨水调蓄池用于控制面源污染时，有效容积应根据气候特征、排水体制、汇水面积、服务人口和接纳水体的水质要求、水体的流量、稀释自净能力等确定。本方法为截流倍数算法。可将当地旱流污水量转化为当量降雨强度，从而使系统截流倍数和降雨强度相对应，溢流量即为大于该降雨强度的降雨量。根据当地降雨特性参数的统计分析，拟合当地截流倍数和截流量占降雨量比例之间的关系。

上海市合流污水治理一期工程成都北路调蓄池，拟合的关系式为： $y = -0.014[\ln(n)]^3 + 0.04[\ln(n)]^2 + 0.211\ln(n) + 0.342 (n \neq 0)$ ，式中 n 为截流倍数， y 为截流量占降雨量的比例。若原截流倍数的截流量占降雨量 50%，要求再削减 50% 的污染物，即截流量需占降雨量的 75%，将 $y=75\%$ 代入上式，可求得截流倍数。截流倍数算法是一种简化计算方法，该方法建立在降雨事件为均匀降雨的基础上，且假设调蓄池的运行时间不小于发生溢流的降雨历时，以及调蓄池的放空时间小于两场降雨的间隔，而实际情况下，很难满足上述 2 种假设。因此，以

截流倍数算法得到的调蓄池容积偏小，计算得到的调蓄池容积在实际运行过程中发挥的效益小于设定的调蓄效益，在设计中应乘以安全系数 β 。

德国、日本、美国、澳大利亚等国家均将雨水调蓄池作为合流制排水系统溢流污染控制的主要措施。德国设计规范 ATV A128《合流污水箱涵暴雨削减装置指针》中以合流制排水系统排入水体负荷不大于分流制排水系统为目标，根据降雨量、地面径流污染负荷、旱流污水浓度等参数确定雨水调蓄池容积。日本合流制排水系统溢流污染控制目标和德国相同，区域单位面积截流雨水量设为 1mm/h ，区域单位面积调蓄量设为 $2\text{mm}\sim 4\text{mm}$ 。

4.14.5 关于雨水调蓄池用于削减峰值流量时容积计算的规定。

雨水调蓄池用于削减峰值流量时，有效容积应根据排水标准和下游雨水管道负荷确定。本方法为脱过流量法，适用于高峰流量入池调蓄，低流量时脱过。式（4.14.5-2）可用于 $q=A/(t+b)^n$ 、 $q=A/t^n$ 、 $q=A/(t+b)$ 3 种降雨强度公式。

4.14.6 关于雨水调蓄池用于收集利用雨水时容积计算的规定。

雨水调蓄池容积可通过数学模型，根据流量过程线计算。为简化计算，用于雨水收集储存的调蓄池，也可根据当地气候资料，按一定设计重现期降雨量（如 24h 最大降雨量）计算。合理确定雨水调蓄池容积是一个十分重要且复杂的问题，除了调蓄目的外，还需要根据投资效益等综合考虑。

4.14.7 关于雨水调蓄池最小放空时间的规定。

调蓄池的放空方式包括重力放空和水泵压力放空 2 种。有条件时，应采用重力放空。对于地下封闭式调蓄池，可采用重力放空和水泵压力放空相结合的方式，以降低能耗。

设计中应合理确定放空水泵启动的设计水位，避免在重力放空的后半段放空流速过小，影响调蓄池的放空时间。

雨水调蓄池的放空时间，直接影响调蓄池的使用效率，是调蓄池设计中必须考虑的一个重要参数。调蓄池的放空时间和放空方式密切相关，同时取决于下游管道的排水能力和雨水利用设施的流量。考虑降低能耗、排水安全等方面的因素，公式（4.14.7）引入排放效率 η ， η 可取 0.3~0.9。算得调蓄池放空时间后，应对调蓄池的使用效率进行复核，如不能满足要求，应重新考虑放空方式，缩短放空时间。

4.14.8 关于雨水调蓄池附属设施和检修通道的规定。

雨水调蓄池使用一定时间后，特别是当调蓄池用于面源污染控制或削减排水管道峰值流量时，易沉淀积泥。因此雨水调蓄池应设置清洗设施。清洗方式可分为人工清洗和水力清洗，人工清洗危险性大且费力，一般采用水力清洗系统，人工清洗为辅助手段。对于矩形池，可采用水力冲洗翻斗或水力自清洗装置；对于圆形池，可通过入水口和底部构造设计，形成进水自冲洗，或采用径向水力清洗装置。

对全地下调蓄池来说，为防止有害气体在调蓄池内积聚，应提供有效的通风排气装置。经验表明，每小时 4~6 次的空气交换量可以实现良好的通风排气效果。若需采用除臭设备时，设备选型应考虑调蓄池间歇运行，长时间空置的情况，除臭设备的运行应能和调蓄池工

况相匹配。

所有顶部封闭的大型地下调蓄池都需要设置维修人员和设备进出的检修孔，并在调蓄池内部设置单独的检查通道。检查通道一般设在调蓄池最高水位以上。

4.15 雨水渗透设施

4.15.1 关于城镇基础设施雨水径流量削减的规定。

多孔渗透性铺面有整体浇注多孔沥青或混凝土，也有组件式混凝土砌块。有关资料表明，组件式混凝土砌块铺面的效果较长久，堵塞时只需简单清理并将铺面砌块中间的沙土换掉，处理效率就可恢复。整体浇注多孔沥青或混凝土在开始使用时效果较好，1~2 年后会堵塞，且难以修复。

绿地标高宜低于周围地面适当深度，形成下凹式绿地，可削减绿地本身的径流，同时周围地面的径流能流入绿地下渗。下凹式绿地结构设计的关键是调整好绿地与周边道路和雨水口的高程关系，即路面标高高于绿地标高，雨水口设在绿地中或绿地和道路交界处，雨水口标高高于绿地标高而低于路面标高。如果道路坡度适合时可以直接利用路面作为溢流坎，使非绿地铺装表面产生的径流雨水汇入下凹式绿地入渗，待绿地蓄满水后再流入雨水口。

4.15.2 关于接纳雨水径流的渗透设施设置的规定。

雨水渗透设施特别是地面下的入渗增加了深层土壤的含水量，使土壤的受力性能改变，可能会影响道路、建筑物或构筑物的基础。因

此，建设雨水渗透设施时，需对场地的土壤条件进行调查研究，以便正确设置雨水渗透设施，避免影响城镇基础设施、建筑物和构筑物的正常使用。

植草沟是指植被覆盖的开放式排水系统，一般呈梯形或浅碟形布置，深度较浅。植被一般指草皮。该系统能够收集一定的径流量，具有输送功能。雨水径流进入植草沟后首先下渗而不是直接排入下游管道或受纳水体，是一种生态型的雨水收集、输送和净化系统。渗透池可设置于广场、绿化物地下，或利用天然洼地，通过管渠接纳服务范围内的地面径流，使雨水滞留并渗入地下，超过渗透池滞留能力的雨水通过溢流管排入市政雨水管道，可削减服务范围内的径流量和径流峰值。

6 污水处理

6.10 回流污泥和剩余污泥

6.10.3 关于剩余污泥计算公式的规定。

式(6.10.3-1)中, 剩余污泥量与泥龄成反比关系。

式(6.10.3-2)中的 Y 值为污泥产率系数。理论上污泥产率系数是指单位五日生化需氧量降解后产生的微生物量。

由于微生物在内源呼吸时要自我分解一部分, 其值随内源衰减系数(泥龄、温度等因素的函数)和泥龄变化而变化, 不是一个常数。

污泥产率系数 Y , 采用活性污泥法去除碳源污染物时为 $0.4\sim 0.8$; 采用 A_{NO} 法时为 $0.3\sim 0.6$; 采用 A_{PO} 法时为 $0.4\sim 0.8$; 采用 A_{AO} 法时为 $0.3\sim 0.6$, 范围为 $0.3\sim 0.8$ 。本次修订将取值下限调整为 0.3 。

由于原污水中有相当量的惰性悬浮固体, 它们原封不动地沉积到污泥中, 在许多不设初次沉淀池的处理工艺中其值更甚。计算剩余污泥量必须考虑原水中惰性悬浮固体的含量, 否则计算所得的剩余污泥量往往偏小。由于水质差异很大, 因此悬浮固体的污泥转换率相差也很大。德国废水工程协会(ATV)推荐取 0.6 。日本指南推荐取 $0.9\sim 1.0$ 。

2003 年 11 月, 北京市市政工程设计研究总院和北京城市排水集团有限责任公司, 以高碑店污水处理厂为研究对象, 进行了污泥处理系统的分析与研究, 污水厂的剩余污泥平均产率为 $1.21\sim 1.52\text{kgMLSS/kgBOD}_5$ 。建议设计参数可选择 $1\sim 1.5\text{kgMLSS/kgBOD}_5$,

经过核算悬浮固体的污泥转换率大于 0.7。

悬浮固体的污泥转换率，有条件时可根据试验确定，或参照相似水质污水处理厂的实测数据。当无试验条件时可取 $0.5 \sim 0.7 \text{gMLSS/gSS}$ 。

活性污泥中，自养菌所占比例极小，故可忽略不计。出水中的悬浮物，没有单独计入。若出水的悬浮物含量过高时，可自斟计入。