

洪峰过程非稳定渗流管涌试验研究与理论分析

毛昶熙¹, 段祥宝¹, 蔡金榜¹, 茹建辉²

(1. 南京水利科学研究院 水工研究所, 江苏 南京 210029; 2. 广东省水利厅, 广东 广州 510150)

摘要: 进行了洪峰过程和潮汐变幅对堤防发生管涌影响的非稳定渗流模型试验。与固定洪峰水头下的稳定渗流管涌试验结果相比, 由于洪峰过程高水位历时较短, 管涌险情发展的可能性显著减小, 同时, 管涌险情的发生也与土层的结构、压缩性和透水性有关。结合北江大堤洪峰模拟过程, 讨论了砂模型试验的模型相似律和时间比尺的推算问题, 给出了管涌险情发展时间的参考值。最后, 通过可压缩非稳定渗流方程, 导出了正弦型洪峰、潮汐或波浪在堤基中的传播速度、迟后时间、洪峰水头和能量衰减规律的计算公式, 并得到试验资料的验证。

关键词: 管涌; 砂模型; 洪峰; 潮汐; 水头衰减; 计算公式

中图分类号: TV139.16 **文献标识码:** A

近海江河洪峰涨落时间较短, 少者只有3d左右, 有时堤内管涌发生后, 冲蚀发展还不到河边, 洪峰就已过去, 因此, 研究洪峰过程历时对管涌险情的发展更具有实际意义。本文在稳定洪水水位下的砂模型管涌试验研究^[1~5]的基础上, 再进行洪峰过程中的非稳定渗流管涌试验。这一试验涉及到模型律、试验设备、试验方法等问题, 且洪峰传播的速度迟后时间及其最高水头的衰减等与堤基土层结构、土质透水性 and 压缩性有关, 问题比较复杂, 迄今研究者尚少。作者只是作一尝试, 希望取得初步结果能与稳定渗流管涌试验结果相比较, 并在砂模型试验方法及其推算天然原型的模型律方面能取得一些经验和进展。

1 砂模型试验

试验在8m长、0.3m宽的玻璃水槽内进行, 即按照一般双层堤基的二元土层结构布局, 顶面是2cm厚的有机玻璃板, 代表黏性土覆盖层, 板上开孔代表管涌发生的位置, 下面是装填的砂, 代表堤基的强透水砂层。堤身不透水, 以有机玻璃闸板代之。上、下游各有竖井式溢流升降平水设备以调整水位。砂模型的顶面、底面、侧面都装有测压管。顶板以螺孔压杆压牢, 并在板的各边界用玻璃胶密封, 只留管涌孔出流。试验设备如图1所示。测验中测压管量测渗流水头分布, 色水测流线, 录像机录记管涌发展过程, 并测渗流量等。

因为采用长江和北江的原地砂进行有针对性典型堤段的试验, 故应按照砂模型规律推算到天然原型。砂模型比尺的推导与水工模型类同, 只要选定了长度比尺 $\lambda_L = L_N/L_M$, 其它量的比尺就可确定, 比尺 λ 的脚标是物理量, 各量的脚标M代表模型, N代表天然原型。即几何比尺 $\lambda_L = \lambda_h$ (水平与垂直), 流速比尺 $\lambda_v = v_N/v_M$, 流量比尺 $\lambda_Q = Q_N/Q_M$, 时间比尺 $\lambda_t = t_N/t_M$ 。

一般砂模型比尺推算, 多是基于渗流阻力控制的达西定律, 而实际上渗透变形的管涌通道水流已非达西流动, 多是紊流或处于过渡区流态。

收稿日期: 2004-07-21

作者简介: 毛昶熙, 教授级高级工程师, 主要从事水工和渗流方面的研究。E-mail: xbdun@nhri.cn

因此, 采用天然原型砂时 ($\lambda_k = k_N/k_M = 1$) 的试验结果, 按照达西流与非达西流的不同模型比尺关系推到天然

的时间、流速和流量都有较大的差别，文献[1]对此已有论述，不再重复。为此，下面的数据测量中，凡是几何量，如长、宽、深及水头等都是按几何比尺 λ_L 直接推到天然，以迎合习惯上堤防的概念，而流速、流量和时间的测定仍保留模型的数据，因为推到天然原型存在不确定性，尚待研究，下面讨论。

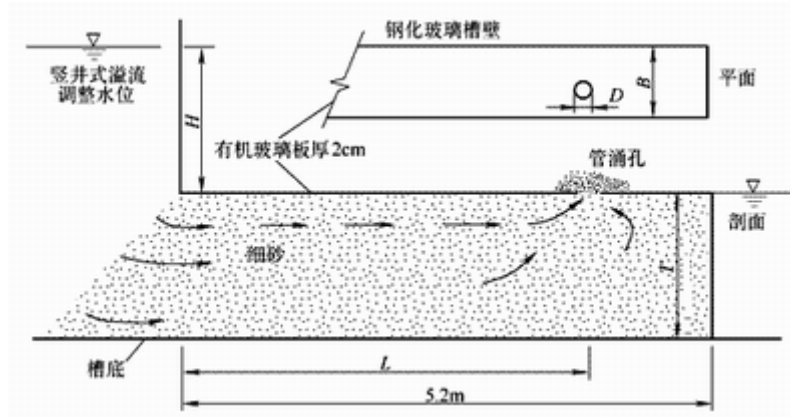


图1 管涌砂模型试验布置

试验时，利用槽端可升降的井式溢流堰按照洪峰过程线成比例地调整江水位，同时连续测记堤基砂层沿程的测压管水头及砂面冲蚀现象。因为洪峰过程的模型时间较长(几个小时)，读记测压管水头时间已可满足要求，故未装置自动记录设备。

试验以北江大堤为研究对象，根据1994年最大洪水年演算洪峰过程线的趋势有关各站基本相似，均接近正弦曲线。因此，按照正弦曲线调整水位进行试验

$$h = H \sin \frac{\pi t}{\tau} \quad (1)$$

式中： h 为江水位随时间 t 升降的水头； H 为洪峰过程 τ 时间中的江水位最高水头。

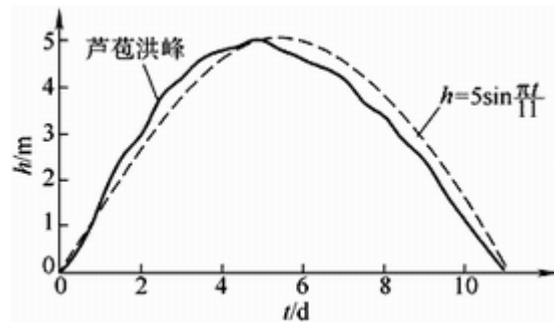


图2 芦苞站洪峰设计过程线

图2所示为芦苞站50年一遇的设计洪峰过程线。芦苞站由低水位7.44m涨至最高水位12.44m，再回落到低水位；这里已知 $H=5m$ ，经历总时间 $\tau=11d$ 。按此计算正弦曲线即图2中的虚线。同样，由洪峰过程线可查得石角站由9.8m涨至14.8m， $H=5m$ ， $\tau=10.5d$ ；西南站由4.36m涨至9.36m， $H=5m$ ， $\tau=11.5d$ 等。因此以正弦曲线模拟北江洪峰进行试验时，只要改变 H 与 τ 值就可适应各堤段的洪峰。

考虑到模型试验时间和已往的稳定水头试验，本文选取 $H=8m$ 及 $9m$ ，洪峰历时 $\tau=3d$ 及潮汐历时 $12.4h$ 进行试验。模型的几何比尺为 $\lambda_L=20$ 及 40 ，其相应时间比尺按照重力相似模型律 $\lambda_t = \sqrt{\lambda_L}$ 计算。

2 试验成果及分析

历时3d(72h)的正弦洪峰曲线 $h = 8\sin\frac{\pi t}{72}$ 的试验(参见图3中的小图)结果如图3所示, 其为均匀细砂层顶面测压管水头线。由图3可见在涨水过程(实线)中的最高一条水头线与8m水头的稳定渗流的试验结果^[1]基本一致; 待江水水位回落时, 水头线(虚线)有迟后现象而显著高于涨水时相同江水位, 由于冲淤变化, 迟后时间各测点不甚规律, 它与洪峰涨落速度、基砂的透水性和压缩性及测点位置有关。

同样对上细(厚度 $T_N=20m$)、下粗砂砾(厚度 $T_N=4m$)的基砂进行试验, 同时测记顶面和底部的测压管水头线。然后将比尺 $\lambda_L=40$ 改为 $\lambda_L=20$, 改装为上半细砂(厚度 $T_N=6m$)及下半中粗砂(厚度 $T_N=6m$)的基砂, 并升高洪峰水头 $H=9m$ 进行同样的试验, 结果如图4(a, b)所示。从图4水头降升的虚实线之间的间距可大致看出其迟后时间。一般是均匀细砂基迟后时间长; 上细下粗时, 下层透水性强, 其水头传播的迟后时间短, 而且影响上层细砂的水头变化迟后时间也较全部细砂基的稍短。

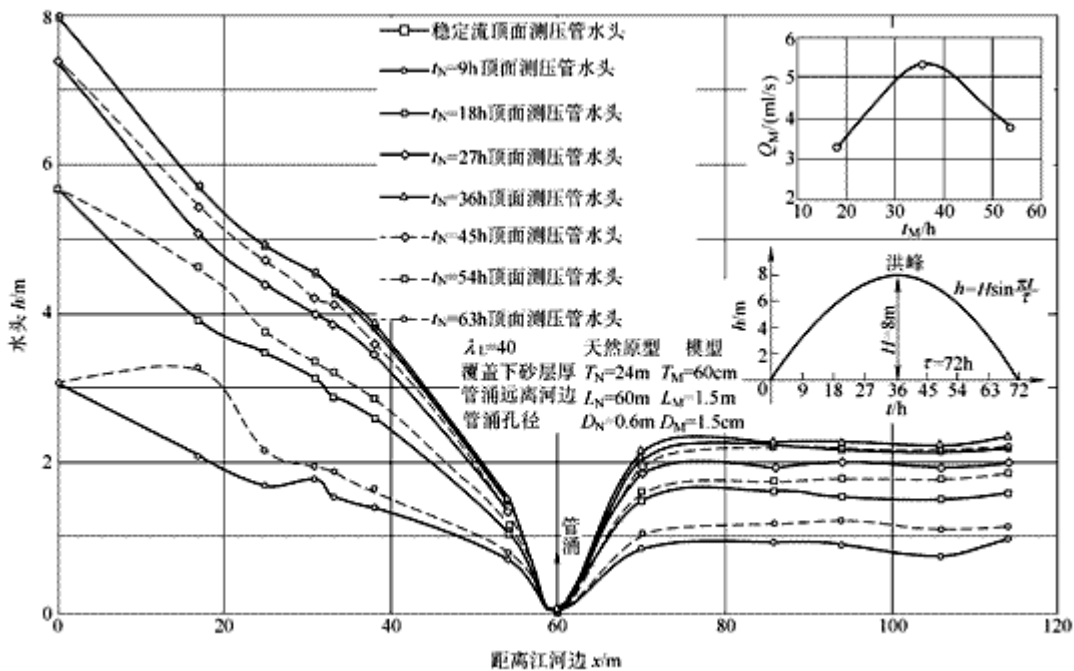


图3 北江大堤芦苞细砂基在正弦洪峰下顶面水头及流量变化

在文献[1, 3, 5]的固定洪峰水位稳定流管涌试验中, 模型比尺 $\lambda_L=40$ 时, 洪峰水位持续6h(按比尺40推算天然时间为38h)管涌冲蚀发展而堤破; 在模型比尺 $\lambda_L=20$ 时, 洪峰水位持续20h(按比尺20推算到天然原型为89h)管涌冲蚀发展而堤破。若按直接比尺 λ_L 推算原型则各为240h和400h。说明洪峰过程短时, 危险性也较小, 同时危险时刻也迟后于峰值水位。

最后, 考虑到临近海边的江海堤防外水的潮汐变化也是典型的正弦曲线, 因此又做了模拟潮汐洪峰试验。同时补做一组不发生管涌时的洪峰传播情况。正弦型洪峰水头的计算仍以堤内地面高程为零, 按照12.4h涨、落潮一次计算(如图5中的小图所示), 潮汐的最大潮差 $H=8m$, 其水头计算式为

$$h = 4 + 4\sin\left(\frac{2\pi t}{12.4} - \frac{\pi}{2}\right) \quad (2)$$

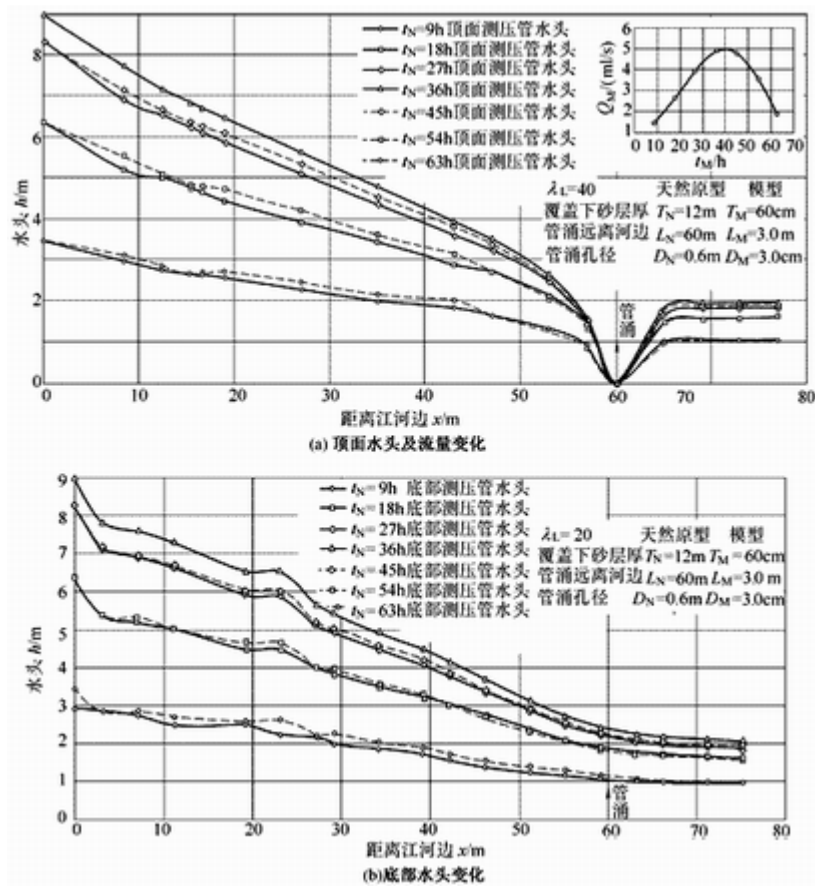


图4 北江大堤上半细砂下半中粗砂基在正弦洪峰下管涌试验结果

图5、图6为距河边 $L_N=60$ 及 80m 发生管涌时潮汐传播水头变化的试验结果，图7为不发生管涌时($L_N=\infty$)的水头变化。

为了分析洪峰过程在砂基中传播迟后时间和洪峰水头的衰减情况，选取中段测压管绘其测点的水头变化如图8所示。由图8可知，洪峰在砂基中传播的衰减峰型与江河洪峰完全相同。然后取水头峰顶过后下降的第一点与其对应上升水头点比较，统计迟后时间，因为洪峰左右对称，作为峰顶水头的传播迟后时间只

能取 Δt ，如图9所示。这样可分析影响传播速度 $c=x/\Delta t$ 的因素关系，列入表1。图10为洪峰传播速度与洪峰历时和堤基渗透性的关系。由表1所列数据及其图10，可初步分析得出：(1)洪峰在基砂中的传播速度正比于渗透系数，反比于洪峰历时，大致成半对数关系，即 $\log c \propto k/\tau$ ；(2)发生管涌地点距河边愈远，洪峰传播速度愈慢，没有管涌时最慢；(3)两种几何比尺 $\lambda_L=20$ 及 $\lambda_L=40$ 的砂模型试验，按照时间比尺 $\lambda_t=\lambda_L$ 推算天然时间和速度所绘如图10的下面一排点子，可以看出，模型 $\lambda_L=40$ 的点子居左， $\lambda_L=20$ 的点子居右。若按照时间比尺 $\lambda_t=\lambda_L$ 推算将更能看出点子规律，说明时间比尺关系应接近 $\lambda_t \approx \lambda_L$ 或在 λ_L 与 λ_L 之间，下面再作讨论。

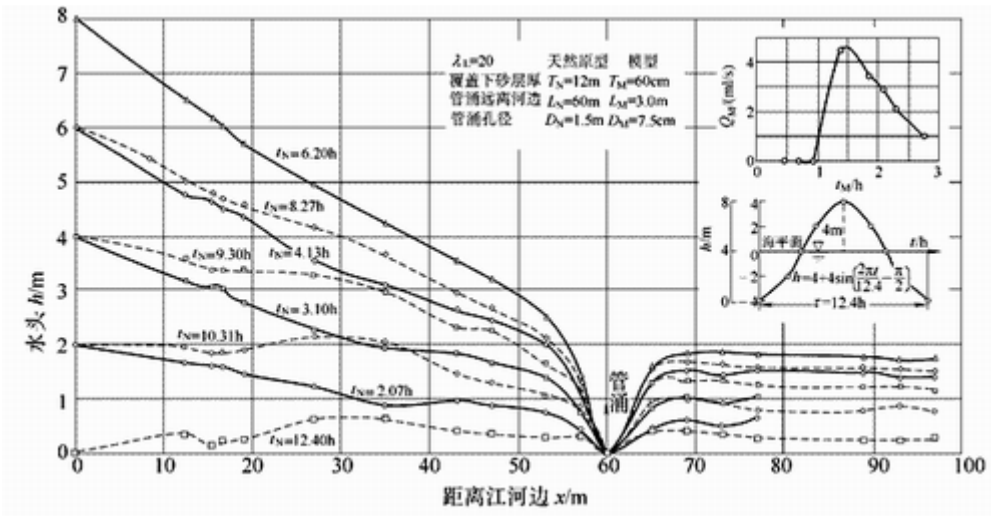


图5 潮汐水位变幅下堤基渗流管涌试验结果(顶面测压管水头变化, 管涌孔距河边 $L_N=60$ m)

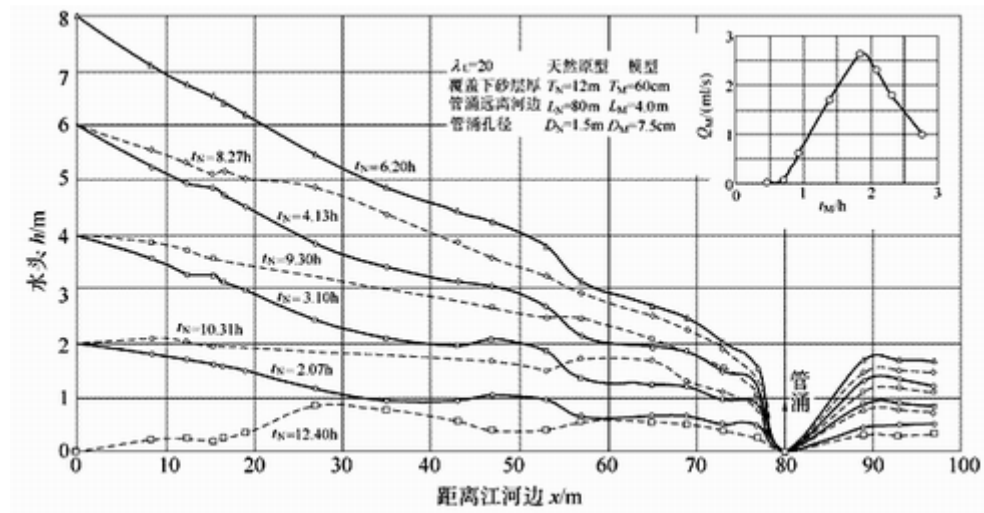


图6 潮汐水位变幅下堤基渗流管涌试验结果(顶面测压管水头变化, 管涌孔距河边 $L_N=80$ m)

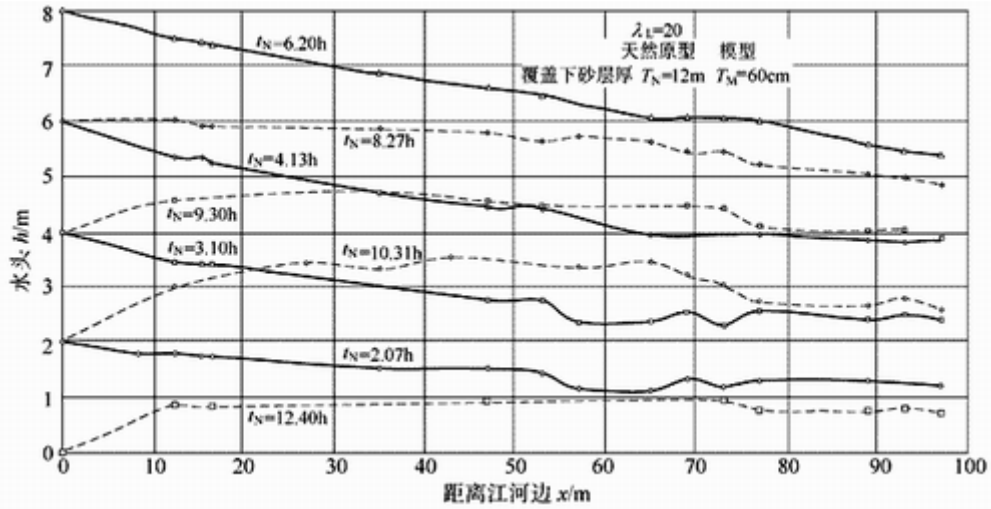


图7 潮汐水位变幅下堤基非稳定渗流试验(顶面测压管水头变化, 无管涌孔 $L_N=\infty$)

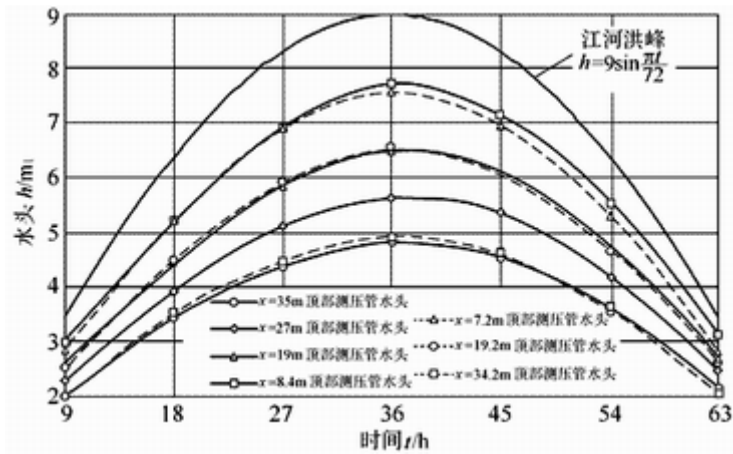


图8 堤基沿程测点水头的波幅衰减变化

表1 堤基砂层传播洪峰迟后时间及速度的试验分析

| 洪峰历时 τ /h | 测点距河边 x/m | 迟后时间 $2 \Delta t$ /h | 传播速度 $(x / \Delta t) / (m/h)$ | 渗透系数 $k \times 10^{-2} / (cm/s)$ | $(k / \tau) / (m/h^2)$ | 备注 |
|----------------|--------------|-------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|------------------------|-------------------------|
| 72.0 | 16.8 | 4.6 | 7.3 | 1.8 | 0.0090 | 图3 |
| | 24.8 | 4.0 | 12.4 | | | $L_N=60m, \lambda_L=40$ |
| | 16.8 | 5.3 | 6.3 | 1.8 | 0.0090 | $L_N=60m, \lambda_L=40$ |
| | 24.8 | 7.0 | 7.1 | | | |
| | 22.4* | 0.3 | 149.3 | 11.0 | 0.0550 | |
| | 8.4 | 1.8 | 9.3 | 1.8 | 0.0090 | 图4 |
| | 19.0 | 2.1 | 18.1 | | | $L_N=60m, \lambda_L=20$ |
| 19.2* | 1.1 | 34.9 | 2.9 | 0.0145 | | |
| 12.4 | 12.4 | 0.2 | 124.0 | 1.8 | 0.0523 | 图5 |

| | | | | | |
|-------|-----|-------|-----|--------|----------------------------|
| 43.0 | 7.0 | 122.9 | | 0.0523 | $L_N=60m, \lambda_L=20$ |
| 19.2* | 0.1 | 384.0 | 2.9 | 0.0842 | |
| 12.4 | 0.3 | 82.7 | | 0.0523 | 图6 |
| 65.0 | 1.4 | 92.9 | 1.8 | 0.0523 | $L_N=80m, \lambda_L=20$ |
| 34.2* | 0.2 | 342.0 | 2.9 | 0.0842 | |
| 35.0 | 1.2 | 58.3 | | 0.0523 | 图7 |
| 73.0 | 1.6 | 91.3 | 1.8 | 0.0523 | $L_N=\infty, \lambda_L=20$ |
| 75.2* | 0.7 | 214.8 | 2.9 | 0.0842 | |

注：*为底面中粗砂层测点，其余为上层细砂顶面测点。

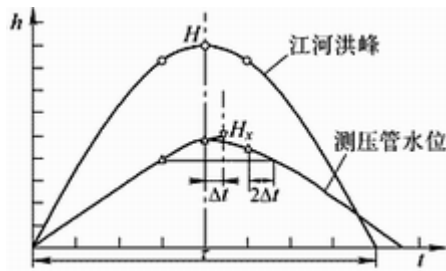


图9 波幅峰位迟后时间测定方法

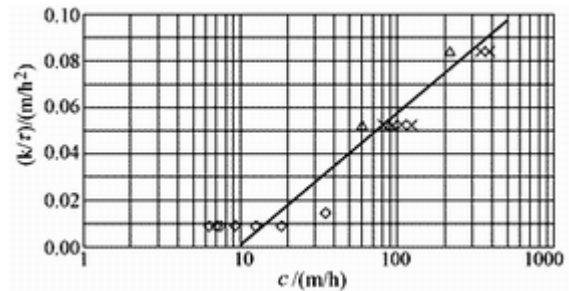


图10 洪峰传播速度与洪峰历时和堤基渗透性的关系

3 管涌试验模型律的讨论

上面对江河的洪峰模拟依照重力相似性取时间比尺 $\lambda_t = t_N / t_M = \sqrt{\lambda_L}$ 计算模型时间控制江河水位升降是合理的，但对于管涌冲蚀发展时间及水头和流量变化所依据的时间如何推算到原型却存在问题，因为此时要达到水力相似性，除受重力影响外，还有封闭水流的黏滞性影响和洪峰传播速度受水体气泡和土体压缩的弹性影响。按照水工模型律的推演，分别只考虑上述一种主控力的相似性时就是佛劳德、雷诺、柯启三氏的模型律，即流速 v 、流量 Q 及时间 t 的比尺与长度 L 比尺的关系在模型水砂与原型相同，且几何相似时如下^[6]：

$$\begin{cases} \text{佛氏律: } \lambda_v = \lambda_L^{1/2}, & \lambda_Q = \lambda_L^{5/2}, & \lambda_t = \lambda_L^{1/2} \\ \text{雷氏律: } \lambda_v = \lambda_L^{-1}, & \lambda_Q = \lambda_L^1, & \lambda_t = \lambda_L^2 \\ \text{柯氏律: } \lambda_v = \lambda_L^0, & \lambda_Q = \lambda_L^2, & \lambda_t = \lambda_L^1 \end{cases} \quad (3)$$

但是从略去惯性力的达西定律和非稳定渗流方程(包括土体可压缩的渗流方程)推导相似比尺关系应为^[7]

$$\text{渗流定律: } \lambda_v = \lambda_L^0; \quad \lambda_Q = \lambda_L^2, \quad \lambda_t = \lambda_L^1 \quad (4)$$

又因管涌冲蚀小沟挟砂流动与河道泥砂冲淤过程相同，则由输移砂量方程推导比尺关系为正态模型，原型砂时可得与佛氏模型律相同的比尺关系^[6, 8]。

分析以上各相似比尺，结合考虑主控力，采用既适合渗流定理又能适合压缩性的柯氏律比尺推算关系较好。在砂模管涌试验中，确实也观察到沿盖板下气泡移动显示出重要的冲蚀破坏因素。早年研究多瑙河管涌破坏机理的文献[9]已论证了沿覆盖土层下砂面水流中传送有20%~30%气泡在波动下挤压膨胀会发生爆炸引起管涌冲蚀。同时对比作者前两次管涌试验^[3, 5]，两种几何比尺 $\lambda_L=20$ 及 $\lambda_L=40$ 的砂模，也可从观测

的渗流量对比中说明比较靠近比尺 $\lambda_Q = \lambda_L^2$ 。至于时间比尺 $\lambda_t = \lambda_L^1$ 较 $\lambda_t = \lambda_L^{1/2}$ 为好,更是难以验证。但是时间比尺又是人们对管涌模型试验所关注的,希望推算到天然原型能对监测管涌危险性和防汛抢险预见性有所帮助。因此不妨根据管涌试验发展过程简要加以估计。

在模型试验中观测发生管涌现象历时最长有8天半,没有向上游发展而只是孔口不断翻砂流出清水,对大堤没有影响。一般试验时间1~2d导致大堤破坏,管涌发生后继续向上游发展,孔口涌出细砂有不断增加高漫溢现象,出流量有渐增趋势,或时增时减,出现浑水或有气泡;同时测压管水头线由出口低推向上游又转而升高到涌砂破坏的变化过程。管涌发展到串通河水阶段涌砂量和浑水量突然增加,历时多者15min,少者5min。由此模型按照时间比尺 $\lambda_t = \lambda_L^{1/2} \sim \lambda_L$ 考虑,推算到原型,则可大致区分管涌发展的时间如表2供参考。作为对比验证,也把文献[10]的土坝管涌破坏资料列入表中。

表2 管涌发展破坏持续时间

| 管涌发展 | 堤防试验推估 | 土坝调查资料 ^[10] | 管涌现象 |
|-------|---------|------------------------|----------|
| 慢性或无害 | 1月到半年以上 | 几星期到数月,甚至几年 | 清水,翻砂 |
| 中等发展 | 几天到1个月 | 几天或几个星期 | 浑水,细砂漫溢 |
| 较快发展 | 几小时到几天 | 半天到几天 | 浑水,涌砂量渐增 |
| 急速发展 | 1小时到几小时 | 3小时以内 | 浑水,涌砂量突增 |

4 洪峰作用下基砂渗流理论分析

4.1 理论公式推导 北江大堤在正弦型洪峰下水头h的变化如式(1)所示,设进入堤基砂层的波动传播速度为c,以同样波型传播距离至x时的峰顶水头迟后时间为 $\Delta t = x/c$,此处的承压水头,由式(1)应为

$$h = H_x \sin \frac{\pi}{\tau} \left(t - \frac{x}{c} \right) = H_x \sin \theta \quad (5)$$

式中: θ 为相角, $\theta = \frac{\pi}{\tau} \left(t - \frac{x}{c} \right)$ 。

代入可压缩非稳定渗流方程^[7]

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{S_s}{k} \frac{\partial h}{\partial t}, \quad \frac{\partial^2 (H_x \sin \theta)}{\partial x^2} = \frac{S_s}{k} \frac{\partial (H_x \sin \theta)}{\partial t} \quad (6)$$

经过整理可得

$$\left[\frac{\partial^2 H_x}{\partial x^2} - H_x \left(\frac{\pi}{\tau c} \right)^2 \right] \sin \theta - \left[2 \frac{\partial H_x}{\partial x} \left(\frac{\pi}{\tau c} \right) + \frac{S_s}{k} H_x \frac{\pi}{\tau} \right] \cos \theta = 0 \quad (7)$$

求解式(7),只有系数为零,故有联立方程下面二式

$$2 \frac{\partial H_x}{\partial x} \left(\frac{\pi}{\tau c} \right) + \frac{S_s}{k} H_x \frac{\pi}{\tau} = 0; \quad \frac{\partial^2 H_x}{\partial x^2} - H_x \left(\frac{\pi}{\tau c} \right)^2 = 0 \quad (8)$$

左式分离变数积分可得峰值水头 $H_x = e^{-\frac{S_s c}{k} x}$ ，再代入式(8)右面一式求解即得波动传播速度，为

$$c = x / \Delta t = \sqrt{\frac{\pi k}{\tau S_s}} \quad (9)$$

迟后时间为

$$\Delta t = \sqrt{\frac{\tau S_s}{\pi k}} \cdot x \quad (10)$$

距离x处的水头峰值为

$$H_x = e^{-\sqrt{\frac{\pi S_s}{\tau k}} x} = \exp\left(-\sqrt{\frac{\pi S_s}{\tau k}} \cdot x\right) \quad (11)$$

距离x=0处，即砂层进口的江河水头 $H = \exp\left(-\sqrt{\frac{\pi S_s}{\tau k}} \times 0\right) = 1$ ，则可将砂层中传播峰值水头写为

$$H_x = H \exp\left(-\sqrt{\frac{\pi S_s}{\tau k}} \cdot x\right) \quad (12)$$

再以式(12)代入式(5)，则可求得任意距离x在洪峰过程中任何时刻t (< τ) 的承压水头

$$h_x = H \exp\left(-\sqrt{\frac{\pi S_s}{\tau k}} \cdot x\right) \sin \frac{\pi}{\tau} \left(t - \frac{x}{c}\right) \quad (13)$$

在砂层进口处x=0，以洪水峰值时刻 $t = \frac{\tau}{2}$ 代入上式即得 $h_x = H$ 。

洪峰进入砂层的衰减过程除用上面的水头表示外，还可由代表能量的渗流坡降J值推算水头的衰减率，例如以式(12)代入计算峰值的衰减率为

$$J = -\frac{\partial H_x}{\partial x} = H \sqrt{\frac{\pi S_s}{\tau k}} \exp\left(-\sqrt{\frac{\pi S_s}{\tau k}} \cdot x\right) \quad (14)$$

以式(13)代入可得洪峰过程任意时刻砂层中水头的衰减率为

$$J = -\frac{\partial h_x}{\partial x} = H \left(\sqrt{\frac{\pi S_s}{\tau k}} \sin \theta + \frac{\pi}{\tau c} \cos \theta \right) \exp \left(-\sqrt{\frac{\pi S_s}{\tau k}} \cdot x \right) \quad (15)$$

式中：相角 $\theta = \frac{\pi}{\tau} \left(t - \frac{x}{c} \right)$ 。

4.2 公式验证 为验证以上各式，特别对高低潮差 $H=8\text{m}$ 的潮汐涨落一次历经 12.4h 的正弦型洪峰水头变化，即式(2)，以砂模型比尺 $\lambda_L=20$ 在玻璃水槽中进行模拟试验，测定不发生管涌情况下各时刻沿程各处测压管水头，即表1中 $L=\infty$ 的试验成果及图7的沿程水头变化。下面以此资料进行验证。

由于砂模型时间比尺 $\lambda_t = \sqrt{\lambda_L}$ 推算天然原型所存在的问题，因此需要把原型时间数据再转换为模型

的真实时间和速度，然后去验证理论公式。把表1中最下一组试验的细砂层顶面测点洪峰传播速度平均值 $(58.3+91.3)/2=74.8\text{m/h}$ 转换为模型真实速度 $c=x/\Delta t=74.8/20=16.73\text{m/h}$ ；洪峰历时转换为模型 $\tau=12.4/20=2.77\text{h}$ ；细砂渗透系数 $1.8 \times 10^{-2}\text{cm/s}=0.648\text{m/h}$ ；代入式(9)可得 $S_s=2.63 \times 10^{-3}\text{m}^{-1}$ 。同样，换算表1中最下一行数据的中粗砂层底面测点洪峰传播速度，转变为： $c=48.03\text{m/h}$ ； $\tau=2.77\text{h}$ ； $k=2.9 \times 10^{-2}=1.044\text{m/h}$ ；代入式(9)可得 $S_s=5.13 \times 10^{-4}\text{m}^{-1}$ 。

由试验资料代入式(9)计算的细砂层单位贮存量或贮存率 $S_s=2.63 \times 10^{-3}\text{m}^{-1}$ 和中粗砂层 $S_s=5.13 \times 10^{-4}\text{m}^{-1}$ 与斗门尼可(Domenico, 1965)对松砂试验所确定的 $S_s=1 \times 10^{-3} \sim 4.9 \times 10^{-4}\text{m}^{-1}$ 基本一致而稍大，稍大的原因估计是水中填砂试验，其密度为 1.4g/cm^3 ，属于最松状态之故。为此，多组试验结束后再次测定细砂的渗透系数 $k=6.54 \times 10^{-3}\text{cm/s}$ ，若以此值取代开始试验的 $k=1.8 \times 10^{-2}\text{cm/s}$ 代入式(9)可算得 $S_s=0.96 \times 10^{-3}\text{m}^{-1}$ ，与前人的松砂试验结果完全一致，说明式(9)是可靠的，同时也为非稳定渗流中的重要参数 S_s 提供了一个简易测定法，即测记任意两点间的水头变幅的传播迟后时间便可算得各种 k 值土层的贮存率 S_s 。

其次，再以不发生管涌时图7试验资料检验细砂层中传播洪水峰值水头公式(12)。即以砂模型的实有距离 x ，洪峰历时 $\tau=2.77\text{h}$ ， $S_s=2.63 \times 10^{-3}\text{m}^{-1}$ ， $k=0.648\text{m/h}$ ，代入式(12)计算 H_x/H ，计算结果与试验结果比较如表3。

表3 堤基细砂层中洪峰水头衰减比较(无管涌孔，封闭砂层)

| 测点距河边 x/m | 0.62 | 1.35 | 1.75 | 3.45 | 3.65 | 4.45 |
|--------------------|------|------|------|------|------|------|
| 公式计算比值 H_x/H | 0.96 | 0.91 | 0.89 | 0.79 | 0.78 | 0.74 |
| 试验结果比值 H_x/H | 0.95 | 0.84 | 0.86 | 0.79 | 0.78 | 0.70 |

对于已经发生管涌的渗流情况，因为受管涌出口的低水头作用，上游洪峰波在砂层中沿程衰减后的水头将比无管涌出口时的封闭砂层中为低。此时应修正公式中的距离 x 为 βx ，即式(12)可写为更一般的形式

$$H_x = H \exp \left(-\sqrt{\frac{\pi S_s}{\tau k}} \cdot \beta x \right) \quad (16)$$

式中系数 β 应与管涌距上游河边 L 和与封闭砂层中波峰影响距离 L' 两者之间的比值有关，此影响距离

L' 在工程问题可设洪水峰值相对衰减到 $H_x/H=1\%$ 即可忽略, 则以0.01代入式(12)算出 x 值就可作为影响距离或有效距离 L' 。经过分析, 除去管涌孔附近急变区欠规律外, 可得出系数 β 及影响距离 L' 如下

$$\beta = \sqrt{L'/L}; \quad L' = 4.6 \sqrt{\frac{\tau k}{\pi S_s}} \quad (17)$$

砂层封闭时 $L=L'$, $\beta=1$; 发生管涌时 $\beta>1$ 。

举例。管涌出口距河边 $L_N=80\text{m}$ 的一组试验(图6)改用实际模型数据为 $L=4\text{m}$, 洪峰历时 $\tau=2.77\text{h}$, $k=0.648\text{m/h}$, $S_s=2.63 \times 10^{-3}\text{m}^{-1}$, 代入式(17)得: $L'=67.8\text{m}$, $\beta=4.12$ 。测点 $x=2.35\text{m}$, 代入式(16)算得 $H_x/H=0.52$ 。与试验值是0.53甚为一致。

下面对没有发生冲蚀变形的 $L_N=80\text{m}$ 和 $L_N=60\text{m}$ 两组开孔管涌试验资料(图6、图5)进行分析, 计算结果列入表4、表5。连同表3中的数据均为模型实际数据都绘入图11, 通过比较说明本文理论计算公式与试验结果基本一致。模型试验细砂层下面有一层中砂层, 渗透系数比值仅1.6倍, 认为对细砂层顶面测点水头变化没有显著影响。

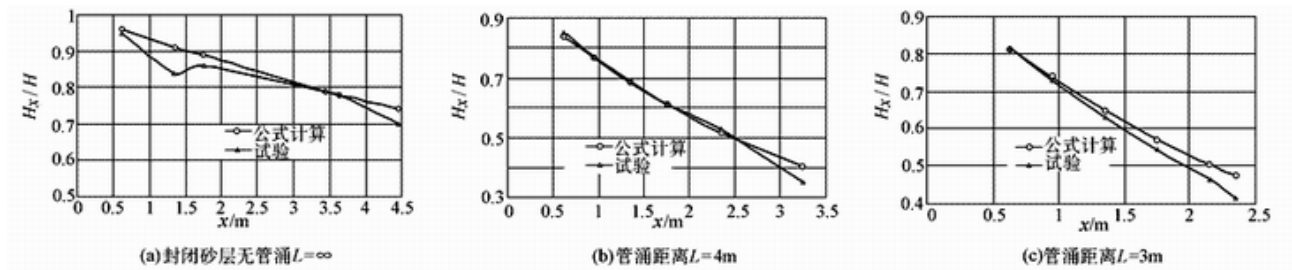


图11 堤基中洪峰水头衰减试验与公式计算的比较

在发生管涌的情况下, 以渗流坡降表示的能量衰减率, 由式(16)可得

$$J = -\frac{\partial H_x}{\partial x} = H \sqrt{\frac{\pi S_s}{\tau k}} \beta \exp\left(-\sqrt{\frac{\pi S_s}{\tau k}} \cdot \beta x\right) \quad (18)$$

表4 堤基细砂层中洪峰水头衰减比较(管涌孔距河边 $L=4\text{m}$)

| | | | | | | |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 测点距河边 x/m | 0.62 | 0.95 | 1.35 | 1.75 | 2.35 | 3.25 |
| 公式计算 H_x/H | 0.841 | 0.767 | 0.686 | 0.613 | 0.519 | 0.403 |
| 试验结果 H_x/H | 0.85 | 0.77 | 0.69 | 0.61 | 0.53 | 0.35 |

表5 堤基细砂层中洪峰水头衰减比较(管涌孔距河边 $L=3\text{m}$)

| | | | | | | |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 测点距河边 x/m | 0.62 | 0.95 | 1.35 | 1.75 | 2.15 | 2.35 |
| 公式计算 H_x/H | 0.819 | 0.736 | 0.647 | 0.569 | 0.500 | 0.471 |
| 试验结果 H_x/H | 0.82 | 0.73 | 0.63 | 0.54 | 0.46 | 0.41 |

4.3 公式应用讨论 上节推导的理论公式，限于运动学方面，在运用时只需要长度及时间的单位一致即可。关于传播速度式(9)或迟后时间式(10)的应用，可以简易测定参数 S_s ，或者由已知参数求得各土层中测点水头的迟后时间。具体方法为：装土于一端封闭的长管，在开口管端升降水头测记1m远处的峰值水头和迟后时间，代入公式计算 S_s 即可。此项简易测法要比泰斯(Theis, 1935)抽水试验法简易得多，而且比土力学压缩性试验时只考虑土、忽略流体、间接推导的近似计算公式更为合理^[7]，作为填补室内直接测定参数贮存率 S_s 或贮存系数 S 的方法，值得进一步研究。

洪峰过程水头传播衰减式(12)，可以用来计算堤基砂层任意远处的洪峰过程中最大承压水头，从而可核算堤内覆盖土层是否被承压水头顶穿发生管涌险情。例如北江大堤砂基 $k=6.45 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ ， $S_s=0.96 \times 10^{-3} \text{m}^{-1}$ ，洪峰历时 $\tau=3\text{d}$ ，代入式(12)，计算距离 $x=10、20、40、100\text{m}$ 处的水头衰减依次为0.875、0.766、0.584、0.263；可以推知较短洪峰历时，由于水头衰减很快，堤后稍远地面不会发生管涌险情。只有当洪峰历时较长，例如 $\tau=30\text{d}$ ，堤后坡脚($x=40\text{m}$)处衰减后的承压水头上升为0.844，才可能发生管涌。若管涌已经发生或堤内坑塘底部冒砂，例如管涌冒砂处距河边 $L=80\text{m}$ ，引用式(16)计算堤背坡脚处($x=40\text{m} \approx 5H$)在洪峰历时 $\tau=3\text{d}$ 时，水头衰减为0.703，说明堤内发生管涌后，沿程各处都将比无管涌时的承压水头减小，从而更可减轻堤内再发生管涌险情^[11, 12]。

表示能量衰减率的渗流坡降式(14)和式(18)可以用来计算沿程各处渗流坡降，从而了解管涌向上游发展的快慢和可能性。例如仍引用上述的基砂参数 k 及 S_s 值，并设 $H=80\text{m}$ ，公式计算的洪峰历时为3d及30d的沿程 x 处渗流坡降 J 值的衰减变化趋势如图12所示，说明洪峰历时短，渗流坡降衰减快；洪峰历时长，渗流坡降衰减慢，而趋于平均。有管涌发生，而且距河边愈近，坡降向上游增加更快；故可推知管涌向上游冲蚀(超过临界坡降时)发展是加速度的。

水头衰减公式式(12)、式(16)等可以适用于任意短时间历时的类似波动，包括风浪对堤防的冲击，而且式(16)也基本上与深水中波浪振幅衰减规律的指数公式类同。例如应用于风吹等的短时间波浪，其周期很短，设较长周期 $\tau=8\text{s}$ ，代入式(17)求影响距离 $L'=0.9\text{m}$ ，与潮汐周期 $\tau=12.4\text{h}$ 所求得的 $L=67.8\text{m}$ 相比甚小，故可推知一般波浪影响堤基渗流可以忽略，除非是粗砂砾石极度透水的堤基。同时可知，像长周期的潮汐涨落的洪峰波动，在堤基渗流或者闸坝地基渗流中则应予考虑。

由式(9)推算可知，波动传播速度远大于渗流速度，渗流不会影响波幅的传播，因此可在渗流水力坡线上迭加波动振幅水头作为堤基或闸基的最大瞬时扬压力水头，如图13所示的水力坡线BC与波动振幅外包线AC。

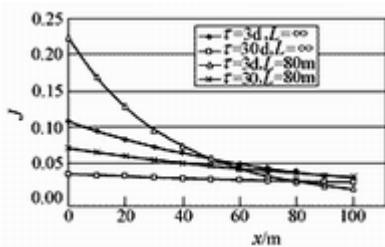


图12 洪峰过程基砂沿程渗透坡降

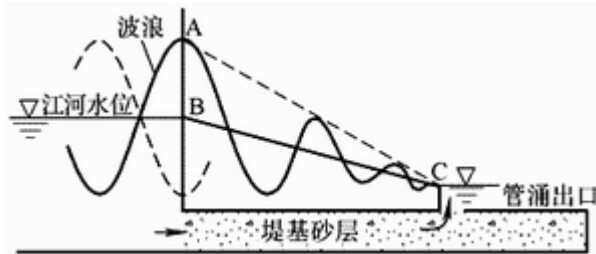


图13 波峰沿程衰减计算方法

考虑到周期性波浪或潮汐的长期作用，由于波动的传播时间逐次迟后和阻尼效应，必然使正负波幅渐趋于平均，特别是渗透性小、可压缩性的黏性土基，其渗流水头将是接近平均的稳定值。

5 结论

在稳定渗流管涌试验的基础上,进行了非稳定渗流管涌试验,按照正弦型洪峰和潮汐水位变幅的试验和理论分析,取得以下的认识:(1)洪峰过程在堤基中传播的波型与波源相同而有时间上的迟后,水头上升回落都慢,历时3d以上的洪峰,在堤基砂层中达到峰值水头的高度基本与稳定渗流相同;但洪峰持续时间短,造成管涌冲蚀发展的时间也短,洪峰传播危险性次于稳定渗流,而发生危险时刻也迟后于峰值水位。迟后时间与距离远近和洪峰历时长短成正比,与堤基的透水性成反比。传播速度则与渗透性成正比,与洪峰历时成反比。(2)时间比尺 λ_t 应在几何比尺 $\lambda_L^{1/2}$ 与 λ_L 之间而靠近后者。由开始到破坏的经过时间,结合浑水涌砂现象的变化,可分为快慢4级,由几小时到半年以上。(3)理论分析给出了正弦型洪峰、潮汐或波浪在堤基砂层中的传播速度、迟后时间、洪峰波幅水头衰减规律等计算公式,并由试验资料加以验证。可由水头衰减公式推知洪峰历时较短时(3d以内),堤后距离稍远,水头即衰减大半,将不致发生管涌险情,且风浪影响堤基渗流可以忽略。由洪峰传播迟后公式可在室内直接测定非稳定渗流中的重要参数贮存率 S_s 。对于长期的潮汐周期性波动,正负波幅渐趋于不变的平均值。

参考文献:

- [1] 毛昶熙,段祥宝,蔡金榜,茹建辉.堤基渗流无害管涌试验研究[J].水利学报,2004,(11):45-53.
- [2] 毛昶熙,段祥宝,蔡金榜,茹建辉.堤基渗流管涌发展的理论分析[J].水利学报,2004,(12):46-50.
- [3] 毛昶熙,段祥宝,蔡金榜,茹建辉.悬挂式防渗墙控制管涌发展的试验研究[J].水利学报,2005,36(1):42-50.
- [4] 毛昶熙,段祥宝,蔡金榜,羽海英.悬挂式防渗墙控制管涌发展的理论分析[J].水利学报,2005,36(2):174-178.
- [5] 毛昶熙,段祥宝,蔡金榜,羽海英.北江大堤典型堤段管涌试验研究与分析[J].水利学报,2005,36(7):818-824.
- [6] 毛昶熙,周名德,柴恭纯.闸坝工程水力学与设计管理[M].北京:水利电力出版社,1995.
- [7] 毛昶熙主编.渗流计算分析与控制[M].北京:水利水电出版社,再版,2003.
- [8] 李光敦,刘奕良.泥砂运动试验之模型比尺[J].台湾水利,2002,(1):60-68.
- [9] Domjan J. Piping of soils near dams[C].Proc.5th Intern.Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,Paris,1961.581-584.
- [10] Robin Fell, et al. Time for development of internal erosion and piping in embankment dams[J]. J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE, 2003, 129(4): 307-314.
- [11] 毛昶熙.管涌与滑坡的渗流计算问题[J].中国科学技术大学学报,2004,34(增刊):269-279.
- [12] 毛昶熙.管涌与滤层的研究[J].岩土力学,2005,26(2):209-215.

Piping experimental study and theoretical analysis of unsteady seepage flow during flood peak

MAO Chang-xi¹,DUAN Xiang-bao¹,CAI Jin-bang¹,RU Jian-hui²

(1. Nanjing Hydraulic Research Institute,Nanjing 210029, China;

2. Bureau of Water Resources,Guangdong Province,Guangzhou 510150,China)

Abstract: The effect of water level variation in the advance of flood and tide wave on unsteady seepage flow in levee is studied experimentally in laboratory. Since the duration of high water stage in the process of flood is short ,comparing with the constant water level, the risk of piping development is remarkably reduced. The similartiy

law and time scale of flood process duration for modeling are investigated in the sand model test for levee of Beijiang River, Guangdong Province, and a method for estimating the development duration of piping in levee is deduced. The formulas for calculating propagation velocity, time delay and energy attenuation of unsteady seepage flow under levee in case of the flood peak duration following a sine curve are further analyzed theoretically.

Key words: sand model; unsteady seepage flow; piping; levee; variation of stage; flood peak; tide; similarity; formulas

(责任编辑: 王冰伟)