越流破堤現象に対する平面二次元モデルの適用性の検討

Analysis on Dyke Breach Due to Overflow Using Two-dimensional Shallow Flow Model

北海道大学工学部国土政策学コース　○学生員　禅野浩貴　(Hiroki　ZENNO)
北海道大学大学院工学研究科北方圏環境政策工学専攻　学生員　岩崎理樹　(Toshiki IWASAKI)
北海道大学大学院工学研究科教授　正　員　清水康行　(Yasuyuki SHIMIZU)
北海道大学大学院工学研究科准教授　正　員　木村一郎　(Ichirou KIMURA)

1. はじめに

治水の発達した近年においても，台風などによる集中豪雨が原因となって，河川において破堤現象が見られることがある．破堤現象は堤内地において，甚大な被害をもたらしている．破堤現象は，破堤口の拡大過程や，破堤後の流れのメカニズムなど，未解明であることが多い．

本研究は，破堤現象の中でも，特に越流破堤について取り扱うものとする．これまで，日本国内では，越流破堤に関する実験は室内実験でしか行われていなかった．しかしながら，破堤は流れや土砂が関係する複雑な現象で，室内実験では相似則を満たすことが困難である．また，突発的に起こる現象であるため，実河川における観測データは非常に少ない．

一方で，十勝川千代田実験水路（以下，千代田実験水路）が 2007 年 4 月より運用を開始している．これは，人工洪水による実験を行うことができる日本初となる実物大河川実験水路である．この実物大実験では，実河川で観測できなかった現象や，観測困難であった現象の確認，解明が期待される．千代田実験水路では 2008 年 8 月に横断堤防の破堤実験，2009 年 4 月に縦断堤防の破堤実験が行われている．

そこで本研究は，前述した千代田実験水路で行われた実験を数値計算を用いて再現し，実測データと比較することにより，破堤シミュレーションの精度を検証する．本研究は，破堤地点近傍の災害予測や非難情報の提供，破堤を想定した災害教育のような防災に関する取り組みに貢献できると考えられる．

2. 数値計算の概要（2008 年 8 月横断堤防破堤実験）

2.1 水路と横断堤防の概要

千代田実験水路は，最大幅 40m の台形断面水路である．横断堤防は，天端距離 2m，堤防高 2.5m，表法面勾配，裏法面勾配はともに 1/2 で，中央部には，幅 5m，深さ 0.05m の切り欠きを設けている．また水路勾配は 1/500 である．

一方，数値計算では，幅 40m の矩形断面水路を仮定した．破堤は横断堤防の中央部で発生するため，矩形断面の水路と仮定しても，数値計算によって得られる結果に大きな影響は与えないと考えられるからである．他の条件は千代田実験水路と同じ条件である．

2.2 計算領域

計算領域は図-1 のように設定した．この計算領域は前述した水路において，上流端から長さ 600m の範囲を切り取ったものである．計算領域において，上流端から表法先までの距離は 555m である．千代田実験水路では中央に流れを集中させるために，天端の両端には土嚢が設けられている．数値計算においても，この影響を考慮するために天端の両端から，水が流れることがないように設定した．

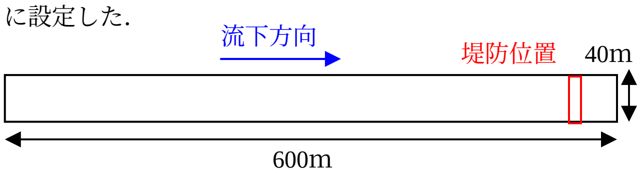

図-1　計算領域（平面全体図）

2.3 計算格子

計算格子は縦断方向に80分割，横断方向に114分割とした．図-2は堤防付近の拡大図である．表法尻から下流では0.5m×1mの直交格子である．表法尻より上流では，横断方向の大きさは0.5mで一定としたが，計算時間を短縮するため，そして，堤防の破堤過程を考察するため，縦断方向は上流端に向かうに従って，等比級数的に大きくするものとした．

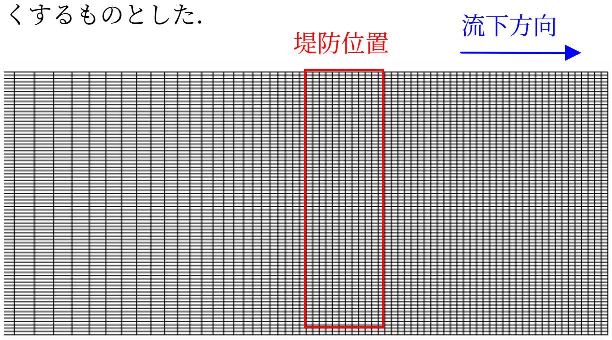

図-2　計算格子（堤防付近の拡大図）

2.4 ハイドログラフ

千代田実験水路の実験におけるハイドログラフを図-3，数値計算におけるハイドログラフを図-4に示す．図-3では，20m^3/sで堤防から上流側に貯水し，4m^3/sで越流する．図-4では，12m^3/sで堤防から上流側に貯水し，4m^3/sで越流する．千代田実験水路の実験におけるハイドログラフと異なるハイドログラフを数値計算実験に用いる理由は，数値計算実験で用いる水路に20m^3/sで貯水すると，波が発生し，なかなか減衰しないためである．よって，数値計算実験では，波が発生しない12m^3/sで，ゆっくりと貯水する．どちらの実験も4m^3/sで越流する

ため，貯水時の流量は破堤の拡大過程に与える影響はないものと考えられる．

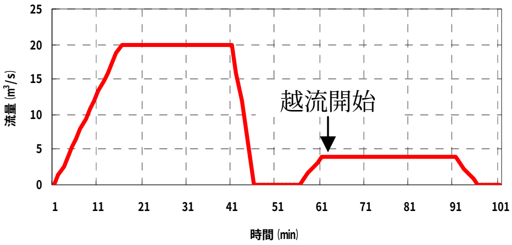

図-3　千代田実験水路の実験におけるハイドログラフ

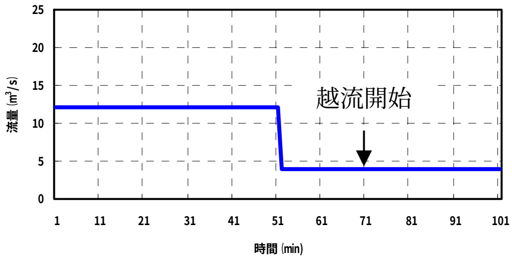

図-4　数値計算におけるハイドログラフ

2.5 その他計算条件

境界条件は，下流端水位は自由流出，上流端の流速は上流端の水深とハイドログラフの流量から計算するものとした．また初期水位は水深，流速ともに 0 とした．粒径は 0.5mm の均一粒径である．Manning の粗度係数は，0.03 とした．

本研究では，土粒子の水中安息角を考慮しない場合と，土粒子の水中安息角を考慮した場合の 2 つの場合について，数値計算を行った．土粒子の水中安息角を考慮した場合において，土粒子の水中安息角は45°である．

3. 支配方程式

3.1 流れの計算

流れの計算では，非定常項を含んだ平面二次元流れの一般座標系(ξ, η)における連続式および運動方程式を解いた．連続式および運動方程式は以下のように表される．

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{h}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{hu^{\xi}}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{hu^{\eta}}{J}\right)=0 \tag{1}$$

$$\frac{\partial u^{\xi}}{\partial t}+u^{\xi}\frac{\partial u^{\xi}}{\partial \xi}+u^{\eta}\frac{\partial u^{\xi}}{\partial \eta}+\alpha_1 u^{\xi}u^{\xi}+\alpha_2 u^{\xi}u^{\eta}+\alpha_3 u^{\eta}u^{\eta}$$
$$=-g\left[\left(\xi_x{}^2+\xi_y{}^2\right)\frac{\partial H}{\partial \xi}+\left(\xi_x\eta_x+\xi_y\eta_y\right)\frac{\partial H}{\partial \eta}\right] \tag{2}$$
$$-\frac{C_b u^{\xi}}{J}\sqrt{\left(\eta_y u^{\xi}-\xi_y u^{\eta}\right)^2+\left(-\eta_x u^{\xi}+\xi_x u^{\eta}\right)^2}+D^{\xi}$$

$$\frac{\partial u^{\eta}}{\partial t}+u^{\xi}\frac{\partial u^{\eta}}{\partial \xi}+u^{\eta}\frac{\partial u^{\eta}}{\partial \eta}+\alpha_4 u^{\xi}u^{\xi}+\alpha_5 u^{\xi}u^{\eta}+\alpha_6 u^{\eta}u^{\eta}$$
$$=-g\left[\left(\eta_x\xi_x+\eta_y\xi_y\right)\frac{\partial H}{\partial \xi}+\left(\xi_x{}^2+\xi_y{}^2\right)\frac{\partial H}{\partial \eta}\right] \tag{3}$$
$$-\frac{C_b u^{\eta}}{J}\sqrt{\left(\eta_y u^{\xi}-\xi_y u^{\eta}\right)^2+\left(-\eta_x u^{\xi}+\xi_x u^{\eta}\right)^2}+D^{\eta}$$

ただし,

$$\alpha_1=\xi_x\frac{\partial^2 x}{\partial \xi^2}+\xi_y\frac{\partial^2 y}{\partial \xi^2} \tag{4}$$

$$\alpha_2=2\left(\xi_x\frac{\partial^2 x}{\partial \xi\partial \eta}+\xi_y\frac{\partial^2 y}{\partial \xi\partial \eta}\right) \tag{5}$$

$$\alpha_3=\xi_x\frac{\partial^2 x}{\partial \eta^2}+\xi_y\frac{\partial^2 y}{\partial \eta^2} \tag{6}$$

$$\alpha_4=\eta_x\frac{\partial^2 x}{\partial \xi^2}+\eta_y\frac{\partial^2 y}{\partial \xi^2} \tag{7}$$

$$\alpha_5=2\left(\eta_x\frac{\partial^2 x}{\partial \xi\partial \eta}+\eta_y\frac{\partial^2 y}{\partial \xi\partial \eta}\right) \tag{8}$$

$$\alpha_6=\eta_x\frac{\partial^2 x}{\partial \eta^2}+\eta_y\frac{\partial^2 y}{\partial \eta^2} \tag{9}$$

$$D^{\xi}=\frac{\partial}{\partial \xi}\left[\frac{\tau_{\xi\xi}}{\rho}\right]+\frac{\partial}{\partial \eta}\left[\frac{\tau_{\eta\xi}}{\rho}\right] \tag{10}$$

$$D^{\eta}=\frac{\partial}{\partial \xi}\left[\frac{\tau_{\xi\eta}}{\rho}\right]+\frac{\partial}{\partial \eta}\left[\frac{\tau_{\eta\eta}}{\rho}\right] \tag{11}$$

ここで，t：時間，h：水深，g：重力加速度，x，y：直交座標軸，ξ，η：一般座標軸，u^{ξ}，u^{η}：ξ，η方向流速の反変成分，J：座標変換のヤコビアン，H：水位，D^{ξ}，D^{η}：粘性項，ν_t：渦動粘性係数，ρ：水の密度である．反変成分，ヤコビアンの定義は以下の式に従う．

$$u^{\xi}=(\xi_x u+\xi_y v)/J,\quad u^{\eta}=(\eta_x u+\eta_y v)/J \tag{12}$$

$$J=\xi_x\eta_y-\xi_y\eta_x=\frac{1}{x_{\xi}y_{\eta}-x_{\eta}y_{\xi}} \tag{13}$$

また，C_bは河床摩擦係数で以下の式で与えられる．

$$C_b=\frac{gn^2}{h^{1/3}} \tag{14}$$

ここで，n：Manning の粗度係数，d：河床材料の粒径である．

3.2 河床変動計算

河床変動計算では，流れの解析の結果を用いて芦田・道上の平衡流砂量式から流砂量を算出，流砂の連続式を離散化して解いた．平面二次元一般座標系における河床変動の連続式を次式に示す．

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{Z}{J}\right)+\frac{1}{1-\lambda}\left[\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{q^{\xi}}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{q^{\eta}}{J}\right)\right]=0 \tag{15}$$

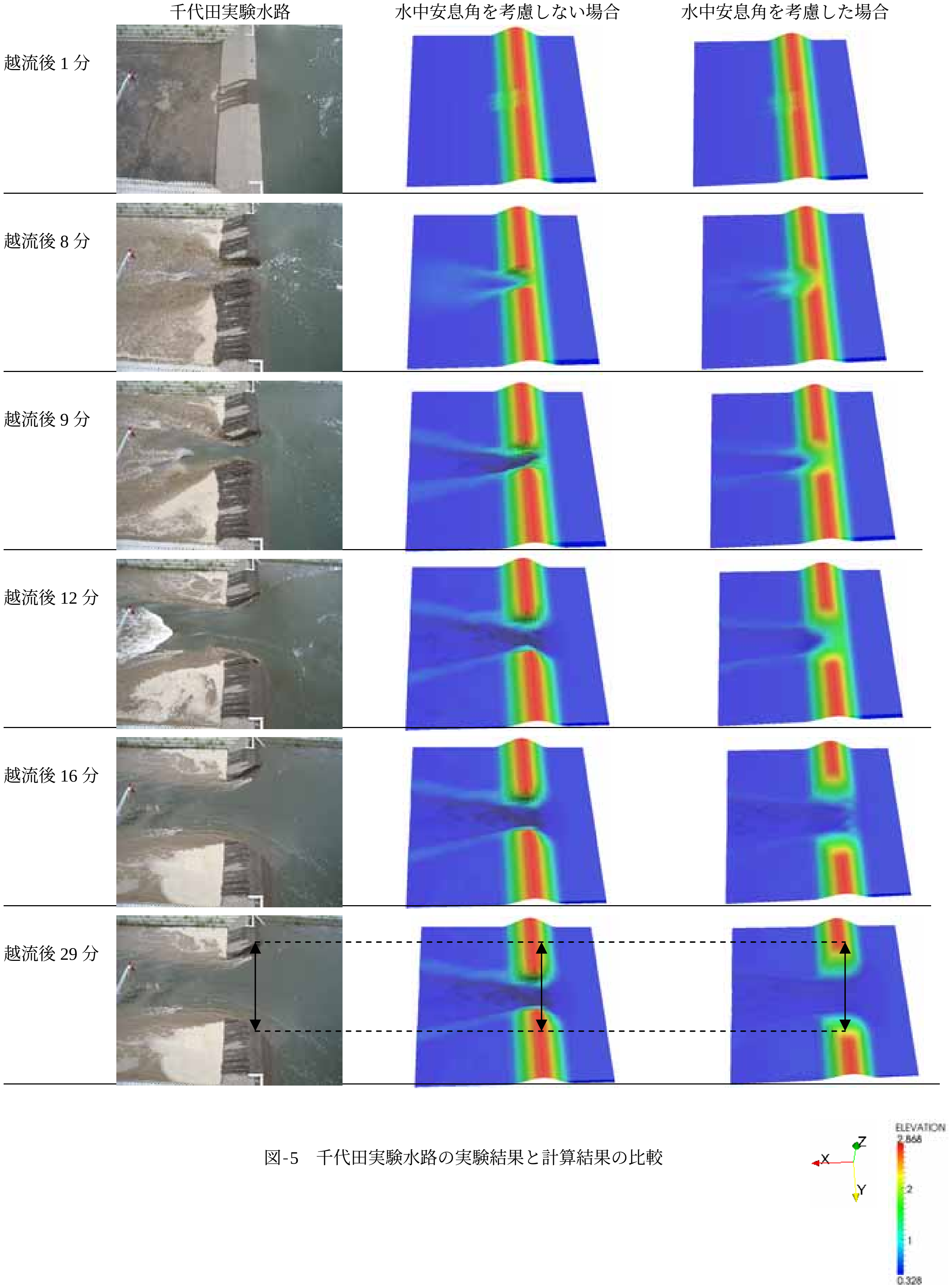

図-5　千代田実験水路の実験結果と計算結果の比較

ここで，Zは河床高，λは空隙率，q^{ξ}，q^{η}はξ，η方向の単位幅掃流砂量である．ξ，η方向の単位幅掃流砂量q^{ξ}，q^{η}は次式で与えられる．

$$q^{\xi} = q_b \left[\frac{u_b^{\xi}}{V_b} - \gamma \left(\frac{\partial Z}{\partial \xi} + \cos\theta \frac{\partial Z}{\partial \eta} \right) \right] \tag{16}$$

$$q^{\eta} = q_b \left[\frac{u_b^{\eta}}{V_b} - \gamma \left(\frac{\partial Z}{\partial \eta} + \cos\theta \frac{\partial Z}{\partial \xi} \right) \right] \tag{17}$$

ただし，u_b^{ξ}，u_b^{η}はξ，η方向の河床近傍の流速，V_bは河床近傍の合成流速，q_bは全掃流砂量，θはξ軸とη軸のなす角度である．また，γは斜面勾配による流砂の補正係数であり，次式で与えられる．

$$\gamma = \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \tag{18}$$

ここに，μ_s，μ_kは河床材料の静止摩擦係数および動摩擦係数である．全掃流砂量q_bは芦田・道上の式で求める．

$$\frac{q_b}{\sqrt{s_g g d^3}} = 17\,\tau_*^{3/2}\left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right)\left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*}\right) \tag{19}$$

$$\tau_* = \frac{hI}{s_g d} = \frac{C_f V^2}{s_g g d} = \frac{n^2 V^2}{s_g d h^{1/3}} \tag{20}$$

$$V = \sqrt{u^2 + v^2} \tag{21}$$

ここに，s_gは砂粒子の水中比重，τ_*は無次元掃流力，τ_{*c}は無次元限界掃流力，u_*は摩擦速度，u_{*c}は限界摩擦速度である．このとき，無次元限界掃流力は岩垣式を用いて算出した．

土粒子の水中安息角を考慮する場合は，Shimizu[4]らによって提案された方法を用いるものとする．

4. 計算結果

4.1 計算結果の概要

図-5 は千代田実験水路の実験結果の写真と，土粒子の水中安息角を考慮しない場合の計算結果のコンター図と，土粒子の水中安息角を考慮した場合の計算結果のコンター図を比較したものである．比較する時間については，変化の顕著な時間についてのみ比較を行うものとする．

4.2 土粒子の水中安息角を考慮しない場合の計算結果との比較

越流後 9 分までは計算結果が，千代田実験水路の実験結果をよく再現できている．しかしながら，越流後 12 分以降は，計算結果が千代田実験水路の実験結果とあまり一致していないことは明らかである．すなわち，越流後 12 分以降は，計算結果において破堤口が拡大していないことがわかる．

4.3 土粒子の水中安息角を考慮した場合の計算結果との比較

越流直後から，越流後 29 分に至るまで，千代田実験水路の結果と非常によく一致している．土粒子の水中安息角を考慮しない場合の計算結果と比較すると，横断方向に堤防が崩れる様子が適切に再現されていることがわかる．

4.4 考察

土粒子の水中安息角を考慮しない場合については，土粒子の水中安息角を考慮していないため，破堤口が拡大せず，堤防より上流に貯められた水が狭い破堤口から集中的に流出するため，鉛直方向の洗掘力が大きくなる．そのため，狭い開口部の河床ばかりが掘れ過ぎてしまう．これにより，堤防より上流に貯められた水が，鉛直方向に大きく洗掘された破堤口から流出して，堤防の横断方向に対する洗掘力が小さくなる．このような実際とは異なる現象が，破堤口の拡大を妨げる要因であると考えられる．

一方で，土粒子の水中安息角を考慮した場合では，粒子の水中安息角を考慮しているため，堤防が横断方向に崩れやすくなっている．このため，堤防の鉛直方向の洗掘力が小さくなり，河床が掘れすぎることを防いでいる．

5. 終わりに

本研究では，横断堤防における越流破堤について，平面二次元モデルの適用性を検証したものである．安息角による崩壊を考慮することにより，破堤現象を良好に再現できることが示された．ただし，今回の考察は定性的な比較にとどまっており，今後は，破堤進行速度や破堤幅，越流流速などの定量的特性の比較を行って，さらに詳細な部分まで比較，検討を進めたい．

さらに今後は，千代田実験水路で，2009 年 4 月に行われた，より現実の破堤現象に近い，縦断堤防の破堤実験について数値計算を進めていきたいと考えている．

参考文献

1）千代田実験水路調査観測業務　業務報告書，打ち合わせ簿業務成果概要　第 2 回破堤予備実験 pp1.1-15.6，2008.

2）島田友典，渡邊康玄，横山洋，石川伸，吉柳岳志，武田淳史，大島省吾：十勝川千代田実験水路の基礎的な土砂挙動特性，応用力学論文集 Vol.11，pp.699-707，2008.

3）島田友典，渡邊康玄，横山洋，辻珠希：寒地土木研究所月報，No.670 2009，2009.

4）Y. Shimizu： Method for Simultaneous Computations of Bed and Bank Deformation of a River，River Flow，2002.