

# พฤติกรรมทางชลศาสตร์และแนวทางการออกแบบเขื่อนกันตลิ่ง HYDRAULICS BEHAVIOR AND DESIGN CONCEPTUAL OF SPUR DIKE

สนิท วงษา<sup>1</sup>

<sup>1</sup>ผู้ช่วยศาสตราจารย์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

ปัจจุบันการก่อสร้างในแม่น้ำโดยวิธีการแบบดั้งเดิมนั้นอาจจะต้องถูกนำมาพิจารณาใหม่อีกครั้งทั้งนี้เนื่องจากปัจจัยทางด้านลักษณะสภาพภูมิประเทศ และจากมุมมองทางด้านนิเวศวิทยากับกับด้านสิ่งแวดล้อม ซึ่งงานเขื่อนกันตลิ่งก็เป็นหนึ่งในวิธีการก่อสร้างหลักนั้นด้วย อย่างไรก็ตาม คุณสมบัติทางด้านพฤติกรรมการไหลรอบๆ เขื่อนกันตลิ่งนั้นก็ยังไม่มีความชัดเจนมากนัก บทความนี้ได้นำเสนอแบบจำลองคณิตศาสตร์เพื่อศึกษาพฤติกรรมทางชลศาสตร์และการขนส่งของตะกอน สมการพื้นฐานที่นำมาใช้เป็นสมการการไหลแบบไม่คงที่ชนิดสองมิติประกอบด้วยสมการการไหลต่อเนื่องและสมการโมเมนตัมสำหรับคำนวณสภาพการไหลของน้ำและการขนส่งของตะกอน ได้ใช้กระบวนการไฟไนต์ดิฟเฟอเรนซ์ตามแบบ CIP สำหรับแก้สมการการไหล และกระบวนการคำนวณแบบทำซ้ำสำหรับแก้สมการการไหลต่อเนื่องของตะกอน ได้ประยุกต์ใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์นี้เพื่อศึกษาศึกษาพฤติกรรมทางชลศาสตร์และตะกอนบริเวณรอบๆ เขื่อนกันตลิ่ง ซึ่งจากผลการศึกษาโดยแบบจำลองคณิตศาสตร์พบว่าคุณลักษณะทางชลศาสตร์มีพฤติกรรมแตกต่างกันตามความยาวและระยะห่างของเขื่อนกันตลิ่ง

Recently, traditional river methods of construction are being reconsidered from the river landscape perspective, and some views points of ecological and environmental aspects. A spur dike is also one of these methods of construction. However, the characteristics of flow around spur dikes are still not clear. In this paper, the 2-Dimensional, unsteady flow fields of continuity and momentum equations are using to study hydraulics and sediment transport behavior. The Cubic Interpolation Pseudoparticle (CIP) method has been proposed for solving water flow. Some numerical experiments have been examined to study hydraulics and sediment behavior around spur dike. Our numerical experiments showed that the behavior of hydraulics characteristic differs according to length and distant of spur dike conditions.

## 1. บทนำ

การศึกษาเกี่ยวกับขั้นตอนและกระบวนการของการเปลี่ยนแปลงรูปแบบพื้นฐานท้องน้ำ และการกัดเซาะกันตลิ่งในแม่น้ำที่คดเคี้ยวและ/หรือคดเคี้ยวมากนั้นมีความสำคัญเป็นอย่างยิ่ง ทั้งนี้เพราะมีผลต่อการเปลี่ยนแปลงทางกายภาพของสภาพภูมิประเทศ การวางแผนบริหารจัดการลุ่มน้ำ และการป้องกันอุทกภัยน้ำท่วม เมื่อเกิดน้ำหลากในบริเวณช่วงที่แม่น้ำมีความคดโค้งมากก็มักจะพบว่าเกิดการลัด (Cutoffs) ของเส้นทางน้ำหลากจนเปลี่ยนแปลงเส้นทางการไหลของแม่น้ำและเกิดเป็นทางน้ำใหม่ได้ ในอดีตที่ผ่านมาได้มีผลงานวิจัยที่ศึกษาถึงการเปลี่ยนแปลงรูปแบบพื้นฐานท้องน้ำและการกัดเซาะตลิ่งในแม่น้ำที่คดเคี้ยวมากอยู่เป็นจำนวนมากแต่ส่วนใหญ่ก็จะจำกัดอยู่เฉพาะทางด้านทฤษฎีกับการทดลองเท่านั้น ส่วนงานวิจัยโดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์นั้นยังไม่ค่อยแพร่หลายมากนัก ทั้งนี้อาจสืบเนื่องมาจากพฤติกรรมการกัดเซาะและพังทลายของตลิ่งยังไม่มีหลักการทางทฤษฎีที่ชัดเจน อีกทั้งการคำนวณจนกระทั่งได้รูปแบบพื้นฐานท้องน้ำในสถานะสมดุลต้องใช้เวลาที่ค่อนข้างยาวนานมาก



รูปที่ 1 เชื้อกันตลิ่ง

งานวิจัยด้านทฤษฎีและการทดลองในห้องปฏิบัติการในอดีตเกี่ยวกับการกัดเซาะมีจำนวนมาก อาทิเช่น Colombini และคณะ (1985) ที่เป็นการวิเคราะห์ทางทฤษฎี Grade และคณะ (1961) Gill (1972) Meville ()1997 เพื่อทดลองหาความลึกกัดเซาะบริเวณกันตลิ่งและเสาดอม่อ ส่วนงานวิจัยโดยแบบจำลองคณิตศาสตร์ส่วนใหญ่ก็มักจำกัดอยู่ในวงแคบๆ เช่น ความลึกกัดเซาะในสถานะสมดุล (Equilibrium) เกือบทั้งสิ้น ทั้งนี้เพราะเป็นปรากฏการณ์ที่มีความสลับซับซ้อนทั้งพฤติกรรมทางชลศาสตร์และการขนส่งของตะกอนควบคู่กันไปด้วย

ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้ใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์ชนิดสองมิติเพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงรูปแบบสัณฐานของแม่น้ำและค้นกันดลิ่งแบบน้ำไม่ไหลท่วมข้ามสันคัน สมการพื้นฐานที่นำมาใช้เป็นสมการการไหลแบบไม่คงที่ชนิดสองมิติ ประกอบด้วยสมการการไหลต่อเนื่องและสมการโมเมนตัมสำหรับคำนวณสภาพการไหลของน้ำและการขนส่งตะกอน โดยใช้ระบบพิกัดเคลื่อนที่แบบปรับเปลี่ยนสภาพขอบเขต (Moving boundary-fitted co-ordinates) ได้ใช้กระบวนการไฟไนต์ดิฟเฟอเรนซ์ตามแบบวิธี CIP (Cubic interpolation pseudoparticle) เพื่อแก้สมการการไหลของน้ำ และกระบวนการคำนวณแบบทำซ้ำ (Iteration) สำหรับแก้สมการการไหลต่อเนื่องของตะกอนที่อ่างน้ำเพื่อกำหนดการเปลี่ยนแปลงรูปแบบสัณฐานที่อ่างน้ำของแม่น้ำที่คดโค้งมาก

## 2. สมการพื้นฐาน

### 2.1 สมการการไหลของน้ำ

สมการพื้นฐานที่ถูกนำมาใช้ในการศึกษานี้ประกอบด้วยสมการการไหลต่อเนื่องและสมการโมเมนตัม ซึ่งในระบบพิกัดแบบฉาก เขียนได้เป็น

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left[ v \frac{\partial(hu)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ v \frac{\partial(hu)}{\partial y} \right] \quad (2)$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial(hv^2)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left[ v \frac{\partial(hv)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ v \frac{\partial(hv)}{\partial y} \right] \quad (3)$$

โดยที่  $h$  เป็น ความลึก,  $u$ ,  $v$  เป็น ความเร็วเฉลี่ยในแนวตั้ง,  $\tau_b$  เป็น ความเค้นเฉือน,  $\rho$  เป็น ความหนาแน่นของน้ำ,  $H$  เป็น ค่าเสาระดับ ( $H=z_b+h$ ),  $z_b$  เป็น ระดับที่อ่างน้ำ,  $v$  เป็น ความหนืดจลน์,  $t$  เป็น เวลา และ  $x$ ,  $y$  เป็น แนวแกนของระบบพิกัดแบบฉากตามทิศทางการไหลกับทิศทางตั้งฉากตามลำดับ

พจน์ของความเค้นเฉือน  $\tau_{bx}$ ,  $\tau_{by}$  และความหนืดจลน์สามารถคำนวณได้จาก

$$\tau_{bx} = \rho C_f u \sqrt{u^2 + v^2} \quad (4)$$

$$\tau_{by} = \rho C_f v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (5)$$

$$v = \frac{\kappa}{6} u_* h \quad (6)$$

โดยที่  $C_f$  เป็น ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานของอ่างน้ำ,  $\kappa$  เป็น ค่าคงที่ของ Karman และ  $u_*$  เป็น ความเร็วเฉือน ซึ่งสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ของ

$$u_* = C_f \sqrt{u^2 + v^2} \quad (7)$$

## 2.2 สมการขนส่งตะกอน

ในการศึกษานี้ได้คัดเลือกสมการคำนวณปริมาณตะกอนที่น้ำที่ค้ำน้ำถึงอิทธิพลความลาดของตลิ่งด้วย คือ สมการของ Kovacs และ Parker (1994) ที่ได้ทำการพัฒนาเพิ่มเติมขึ้นมาจากสมการขนส่งปริมาณตะกอนที่น้ำของ Ashida และ Michiue (1972) เขียนได้เป็น

$$q_{bx} = \frac{17}{\cos \theta_b} \tau_*^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left[1 - \sqrt{\frac{2\tau_{*c} \cos \theta_b}{\tau_*}}\right] + 2 \left(\tan \theta_b - \frac{\partial z_b}{\partial s}\right) \sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) g d^3} \quad (8)$$

โดยที่  $\tau_*$  เป็น ความเค้นเฉือนไร้มิติ,  $\tau_c$  เป็น ความเค้นเฉือนวิกฤติ,  $\tau_{*c}$  เป็น ความเค้นเฉือนวิกฤติไร้มิติ,  $\tau_b$  เป็น ความลาดของตลิ่งตามทิศทางกรไหล และ  $\rho_s$  เป็น ความหนาแน่นของตะกอนที่น้ำ และปริมาณของตะกอนในทิศทางตั้งฉากกับการไหล ( $q_{by}$ ) สามารถคำนวณจากสมการของ Hasegawa (1984) ดังนี้ คือ

$$\frac{q_{by}}{\sqrt{s} g d^3} = q_{bx} \left( \frac{v}{u} - N_* \frac{h}{r_*} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{v_s v_k \tau_*}} \frac{\partial z_b}{\partial y} \right) \quad (9)$$

โดยที่  $N_*$  เป็น ค่าคงที่ของ Engelund และ  $r_*$  เป็น รัศมีโค้งตามเส้นการไหล ซึ่งรัศมีโค้งตามเส้นการไหล (Stream line) สามารถคำนวณได้จากความสัมพันธ์ของ

$$\frac{1}{r_*} = \frac{1}{(u^2 + v^2)^{3/2}} \left\{ u \left( u \frac{\partial v}{\partial x} - v \frac{\partial u}{\partial x} \right) + v \left( u \frac{\partial v}{\partial y} - v \frac{\partial u}{\partial y} \right) \right\} \quad (10)$$

และสมการต่อเนื่องของตะกอนที่น้ำเขียนได้เป็น

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left[ \frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} \right] = 0 \quad (11)$$

โดยที่  $\lambda$  เป็น สัดส่วนช่องว่างของเม็ดตะกอน

## 2.3 การแปลงระบบพิกัด

ในการศึกษานี้ได้ทำการแปลงระบบพิกัดจาก  $(x, y, t)$  ของสมการพื้นฐานข้างต้นให้เป็นระบบพิกัดเคลื่อนที่แบบปรับเปลี่ยนสภาพขอบเขต  $(\xi, \eta, \tau)$  โดยประยุกต์ใช้กฎลูกโซ่ (Chain rule) ซึ่งมีความสัมพันธ์ดังนี้ คือ

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial \tau} \\ \frac{\partial}{\partial \xi} \\ \frac{\partial}{\partial \eta} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \tau_x & \xi_x & \eta_x \\ \tau_y & \xi_y & \eta_y \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial \tau} \\ \frac{\partial}{\partial \xi} \\ \frac{\partial}{\partial \eta} \end{pmatrix} \quad (12)$$

และพจน์ส่วนประกอบของความเร็วเขียนได้เป็น

$$\begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} = \frac{1}{J} \begin{pmatrix} \eta_y & -\xi_y \\ -\eta_x & \xi_x \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u^\xi \\ v^\eta \end{pmatrix} \quad (13)$$

โดยที่  $u_\xi, v_\eta$  เป็น ส่วนประกอบความเร็วในทิศทาง  $\xi, \eta, \tau$  เป็น เวลา และ  $J$  เป็น ค่า Jacobian ซึ่งสามารถคำนวณได้จาก

$$J = \tau_x \xi_y \eta_z + \xi_x \eta_y \tau_z + \eta_x \tau_y \xi_z - \eta_x \xi_y \tau_z - \xi_x \tau_y \eta_z - \tau_x \eta_y \xi_z \quad (14)$$

เมื่อนำความสัมพันธ์ข้างต้นประยุกต์ใช้กับสมการพื้นฐานการไหลของน้ำและสมการขนส่งตะกอนจะได้ว่า

$$\frac{\partial}{\partial \tau} \left( \frac{h}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left[ (\xi_t + u^\xi) \frac{h}{J} \right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[ (\eta_t + u^\eta) \frac{h}{J} \right] = 0 \quad (13)$$

$$\frac{\partial u^\xi}{\partial \tau} + (\xi_t + u^\xi) \frac{\partial u^\xi}{\partial \xi} + (\eta_t + u^\eta) \frac{\partial u^\xi}{\partial \eta} + \alpha_1 u^\xi u^\xi + \alpha_2 u^\xi u^\eta + \alpha_3 u^\eta u^\eta - D_\xi \quad (13)$$

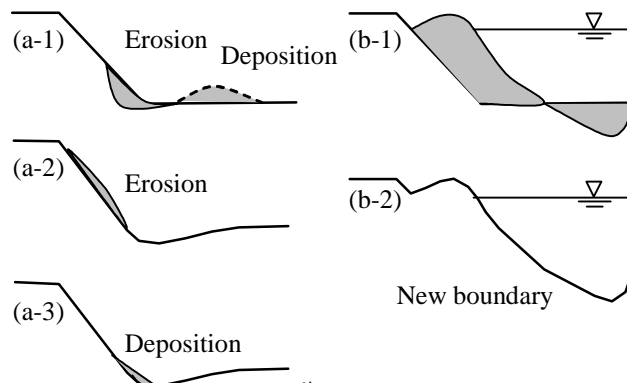
$$= -g \left[ (\xi_x^2 + \xi_y^2) \frac{\partial H}{\partial \xi} (\xi_x \eta_x + \xi_y \eta_y) \frac{\partial H}{\partial \eta} \right] - \frac{C_f u^\xi}{hJ} \sqrt{(\eta_y u^\xi + \xi_y u^\eta)^2 + (-\eta_x u^\xi - \xi_x u^\eta)^2}$$

$$\frac{\partial u^\eta}{\partial \tau} + (\xi_t + u^\xi) \frac{\partial u^\eta}{\partial \xi} + (\eta_t + u^\eta) \frac{\partial u^\eta}{\partial \eta} + \alpha_4 u^\xi u^\xi + \alpha_5 u^\xi u^\eta + \alpha_6 u^\eta u^\eta - D_\eta \quad (13)$$

$$= -g \left[ (\eta_x^2 + \eta_y^2) \frac{\partial H}{\partial \eta} (\xi_x \eta_x + \xi_y \eta_y) \frac{\partial H}{\partial \xi} \right] - \frac{C_f u^\eta}{hJ} \sqrt{(\eta_y u^\xi + \xi_y u^\eta)^2 + (-\eta_x u^\xi - \xi_x u^\eta)^2}$$

$$\frac{\partial}{\partial \tau} \left( \frac{z_b}{J} \right) + \frac{1}{1-\lambda} \left[ \frac{\partial}{\partial \xi} \left( \frac{q^\xi}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left( \frac{q^\eta}{J} \right) \right] = 0 \quad (13)$$

โดยที่  $\alpha_{1-6}$  เป็น ค่าสัมประสิทธิ์ของการแปลงระบบพิกัด และ  $q_\xi, q_\eta$  เป็น ปริมาณตะกอนที่ขนานน้ำตามทิศทางการไหลกับทิศทางตั้งฉากกับทิศทางการไหล ตามลำดับ รูปแบบของการพังทลายและ/หรือการทับถมของตะกอนดินบริเวณตลิ่งนั้นมีสองรูปแบบใหญ่ๆ ด้วยกัน กล่าวคือ เมื่อเกิดตลิ่งพังและมีการทับถมในส่วนที่อยู่ต่ำกว่าระดับผิวน้ำ (รูปที่ 2(a)) กับเกิดการทับถมขึ้นเป็นเนินหรือเกาะดินที่มีความสูงมากกว่าระดับผิวน้ำอิสระ (รูปที่ 2(b)) ในการคำนวณจะต้องทำการปรับเปลี่ยนตำแหน่งของพิกัดใหม่ทุกๆ ครั้ง โดยในการศึกษานี้ใช้วิธีการขยับแนวเส้นกลางของแม่น้ำ



รูปที่ 2 การเปลี่ยนแปลงรูปแบบของแม่น้ำ (a) การกัดเซาะของตลิ่งน้ำและตลิ่ง (b) การทับถมของตลิ่งน้ำและตลิ่ง

### 3. วิธีการคำนวณ

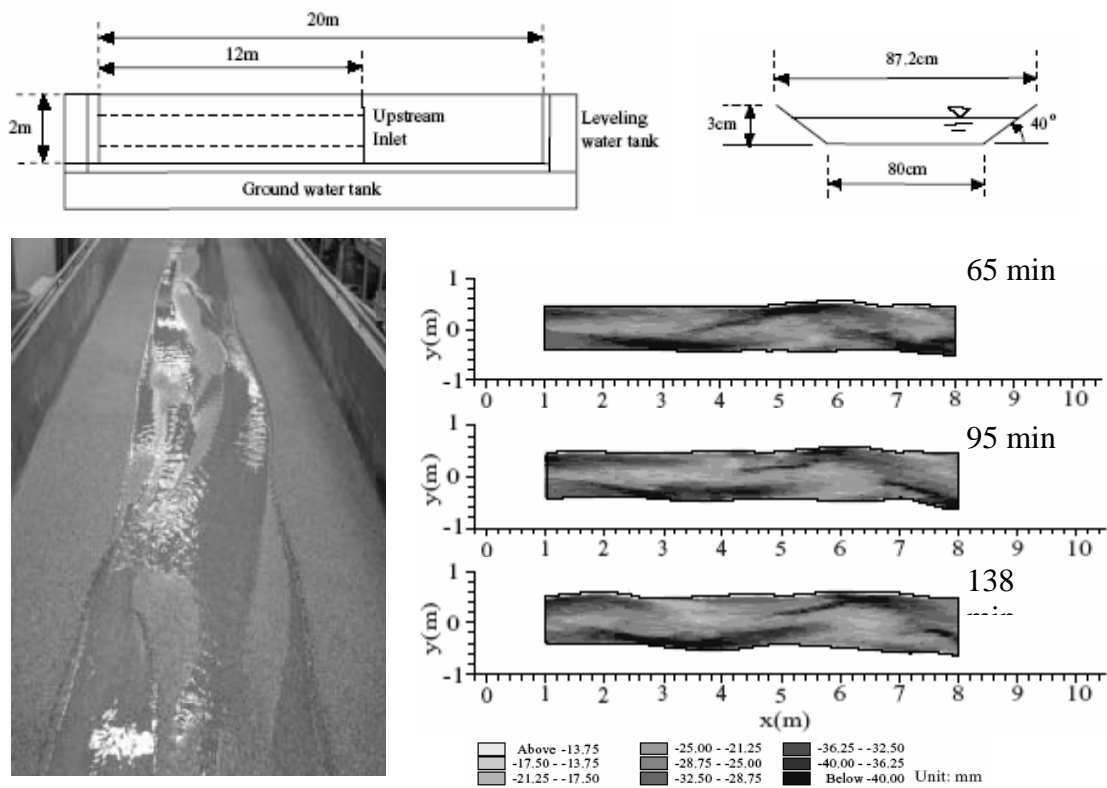
ในการศึกษานี้ได้นำเอากระบวนการไฟไนต์ดิฟเฟอเรนซ์ตามแบบวิธี CIP นำเสนอโดย Yabe และคณะ (1990) มาใช้ประยุกต์ในการแก้ระบบสมการพื้นฐานข้างต้น ซึ่งรายละเอียดของขั้นตอนการคำนวณโดยวิธี CIP มีคร่าวๆดังนี้ คือ จะทำการแยกสมการโมเมนต์ออกเป็นสองส่วน กล่าวคือ พจน์การพา (Advection terms) กับพจน์การกระจาย (Diffusion terms) โดยส่วนของพจน์แรกจะทำการคำนวณและแก้ระบบสมการเชิงจำนวนโดยใช้เทคนิคสอดแทรกสมการเชิงเส้นกำลังสาม และส่วนพจน์หลังจะแก้ระบบสมการเชิงจำนวนโดยวิธีการทำซ้ำ ก็จะได้ค่าผลเฉลยเชิงจำนวนของค่าความลึกและความเร็วของการไหลในเวลาใหม่ ในขั้นตอนถัดมาจะคำนวณหาปริมาณตะกอนที่องน้ำและการพังทลายของตลิ่งในเวลาใหม่โดยใช้ข้อมูลจากขั้นตอนแรก และในขั้นตอนสุดท้ายจะเป็นการปรับแก้ค่าทางชลศาสตร์สำหรับเวลาใหม่โดยใช้ค่าผลเฉลยที่คำนวณได้จากทั้งสองขั้นตอนที่กล่าวข้างต้น ทั้งนี้ก่อนจะเริ่มทำการคำนวณในเวลาใหม่ต่อไปใดๆ ก็จะต้องดำเนินการปรับแก้ระบบพิกัดใหม่ทุกๆ ครั้ง (Shimizu และคณะ 1996)

### 4. การสอบเทียบและการประยุกต์ใช้แบบจำลอง

#### 4.1 การสอบเทียบแบบจำลอง

ในขั้นตอนการสอบเทียบแบบจำลองได้นำผลการคำนวณของแบบจำลองที่พัฒนาขึ้นมาเปรียบเทียบกับผลการทดลองที่มีสภาพเริ่มต้นของรางน้ำทดลองแตกต่างกัน 2 แบบ คือ เริ่มจากรางน้ำที่เป็นเส้นตรงกับเริ่มต้นจากเป็นแม่น้ำที่คดโค้ง โดยที่แบบแรกเป็นการทดลองของ Jang และคณะ (2003) ซึ่งมีสภาพเริ่มต้นดังนี้ ความยาวของรางน้ำเปิดมีขนาดความยาว 12.0 เมตร x ความกว้าง 2.0 เมตร หน้าตัดเริ่มแรกเป็นสี่เหลี่ยมคางหมูมีความลาดของท้องน้ำ 1.0% ความลึกของน้ำเฉลี่ย 1.41 เซนติเมตร อัตราการไหลคงที่เท่ากับ 4.5 ลิตรต่อวินาที และขนาดของเม็ดตะกอนเฉลี่ยเท่ากับ 1.25 มิลลิเมตร (รูปที่ 3) รูปที่ 3 แสดงผลการทดลองพบว่าลักษณะพื้นฐานของท้องน้ำเป็นร่องน้ำลึกกับสันดอนทราย (Dune) สลับกันไปมา และแนวตลิ่งของลำน้ำเกิดการเปลี่ยนแปลงรูปแบบตลอดเวลา ทั้งนี้มีสาเหตุเนื่องจากเม็ดตะกอนที่อยู่ใกล้บริเวณท้องน้ำได้ถูกพัดพาให้เคลื่อนที่ขยับออกไปจากตำแหน่งเดิมโดยกระแสน้ำไหลเชี่ยวและ/หรือจะเกิดการทับถมเมื่อกระแสน้ำไหลเอื่อยลงซึ่งทำให้เกิดส่วนที่ลึกกับส่วนที่ตื้นสลับกันไปมา ใน

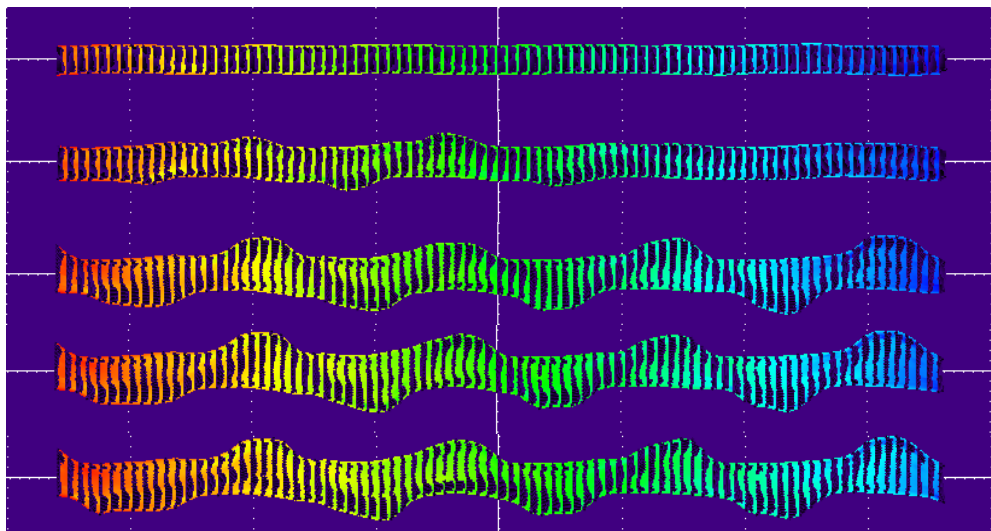
ขณะเดียวกันก็เกิดการพัดพาและการพังทลายบริเวณแนวตลิ่งไปพร้อมๆ กันไปด้วย จึงทำให้แม่น้ำเกิดความคดเคี้ยวและมีรูปตื้นฐานที่สลับซับซ้อนมากขึ้น ส่วนในรูปที่ 3 เป็นผลการทดลองที่แสดงการเปลี่ยนแปลงรูปแบบตื้นฐานของท้องน้ำกับความคดเคี้ยวของลำน้ำในช่วงเวลาต่าง (65 95 และ 138 นาที ตามลำดับ) จากลักษณะของสันดอนทรายที่เกิดขึ้น พบว่าเกิดเป็นรูปตื้นฐานของสันดอนทรายแบบสลับ (Alternated bars) กล่าวคือจะเกิดเป็นร่องน้ำลึกกับสันดอนทรายแบบสลับข้างกันไปมาตลอดความยาวของลำน้ำ ซึ่งลักษณะรูปแบบตื้นฐานนี้ก็จะเคลื่อนที่ไปทิศทางด้านท้ายน้ำด้วยความเร็วพัดพา (Migration speed) ขนาดหนึ่ง ซึ่งในปัจจุบันได้มีการศึกษากันอย่างกว้างขวาง



รูปที่ 3 ผลการทดลองการเปลี่ยนแปลงรูปแบบตื้นฐานของลำน้ำ

ในขั้นตอนการสอบเทียบความแม่นยำของแบบจำลองได้ทำการคำนวณเพื่อจำลองสถานการณ์การทดลองจริงข้างต้นอีกครั้งในการคำนวณนี้ได้กำหนดให้สภาพเริ่มต้นและสภาพขอบเขตของการคำนวณเหมือนกับสภาพการทดลอง และกำหนดค่าพารามิเตอร์การคำนวณไว้ดังนี้ คือ  $\Delta t=0.02$  วินาที ความลึกของน้ำเริ่มต้นเท่ากับ 1/10 ของความลึกเฉลี่ยของการทดลอง และรูปร่างตื้นฐานของท้องน้ำ ณ เวลาเริ่มต้นของการคำนวณกำหนดให้มีลักษณะแบนราบ

รูปที่ 4 แสดงอนุกรมเวลาของการเปลี่ยนแปลงสัญญาณท้องน้ำที่ได้จากการคำนวณโดยใช้แบบจำลองที่ได้พัฒนาขึ้นในการศึกษานี้ พบว่ารูปแบบสัญญาณท้องน้ำที่ได้จากการคำนวณเป็นสันคอนทรายแบบสลับเช่นเดียวกันกับผลการทดลองโดย Jang และคณะ (2003) (ดังแสดงในรูปที่ 3) เมื่อนำรูปแบบของสัญญาณท้องน้ำกับความคดเคี้ยวของลำน้ำและเส้นแนวตลิ่งที่ได้จากการคำนวณโดยแบบจำลองมาเปรียบเทียบกับผลการทดลองก็จะพบว่ามีความคล้ายคลึงกัน ผลการประเมินอยู่ในระดับน่าพึงพอใจ แต่อย่างไรก็ตามความยาวของคลื่นสันคอนทรายตามทิศทางการไหลที่ได้จากการคำนวณมีความแตกต่างบ้างเล็กน้อยกับผลการทดลอง



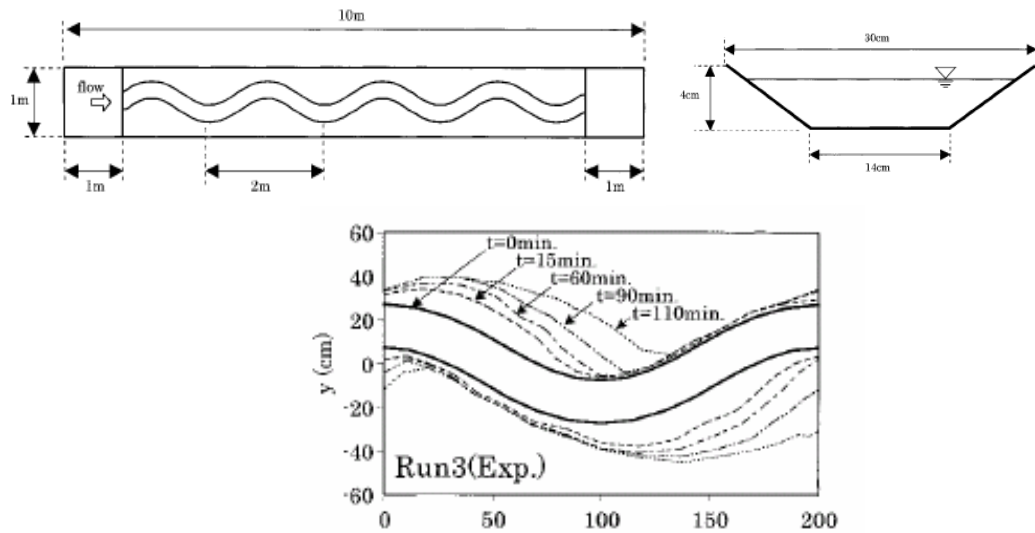
รูปที่ 4 ผลการคำนวณ โดยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

ส่วนแบบที่สองที่สภาพเริ่มต้นของแม่น้ำคดโค้งเป็นการทดลองของ Nagata และคณะ (2000) ได้ทำการทดลองในรางน้ำเปิดที่ปรับมุมลาดได้มีขนาดยาว 10 เมตร x กว้าง 1 เมตร หน้าตัดเริ่มแรกเป็นสี่เหลี่ยมคางหมูมีความกว้างที่ฐานด้านล่าง 14 เซนติเมตร x ความกว้างด้านบน 30 เซนติเมตร ซึ่งในการทดลอง Run3 สภาพเริ่มแรกปรับเปลี่ยนเป็นเส้นโค้ง 30° ความยาวช่วงคลื่น 2 เมตร ความลาดของท้องน้ำ 1.0% อัตราการไหลคงที่เท่ากับ 1.98 ลิตรต่อวินาที และขนาดของเม็ดตะกอนเฉลี่ยเท่ากับ 1.42 มิลลิเมตร (รูปที่ 5)

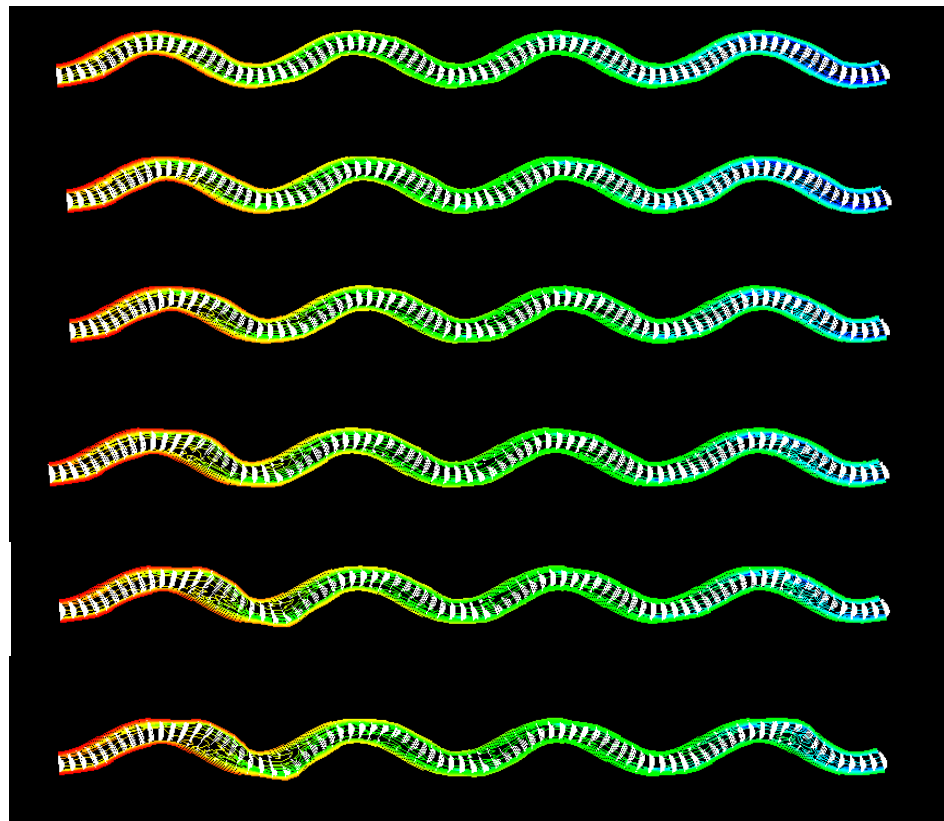
รูปที่ 6 แสดงอนุกรมเวลาของการเปลี่ยนแปลงสัญญาณท้องน้ำที่ได้จากการคำนวณโดยใช้แบบจำลองที่ได้พัฒนาขึ้นในการศึกษานี้ พบว่ารูปแบบสัญญาณท้องน้ำที่ได้จากการคำนวณเป็นสันคอนทรายแบบสลับเช่นเดียวกันกับผลการทดลองโดย Nagata และคณะ



(2000) เมื่อนำรูปแบบของสัญญาณท้องถิ่นกับความถี่ของลำน้ำและเส้นแนวตั้งที่ได้จากการคำนวณ โดยแบบจำลองมาเปรียบเทียบกับผลการทดลองก็จะพบว่ามีความคล้ายคลึงกัน ผลการประเมินอยู่ในระดับน่าพึงพอใจ แต่อย่างไรก็ตามความยาวของคลื่นต้นดอนทรายตามทิศทางกรไหลที่ได้จากการคำนวณมีความแตกต่างบ้างเล็กน้อยกับผลการทดลอง

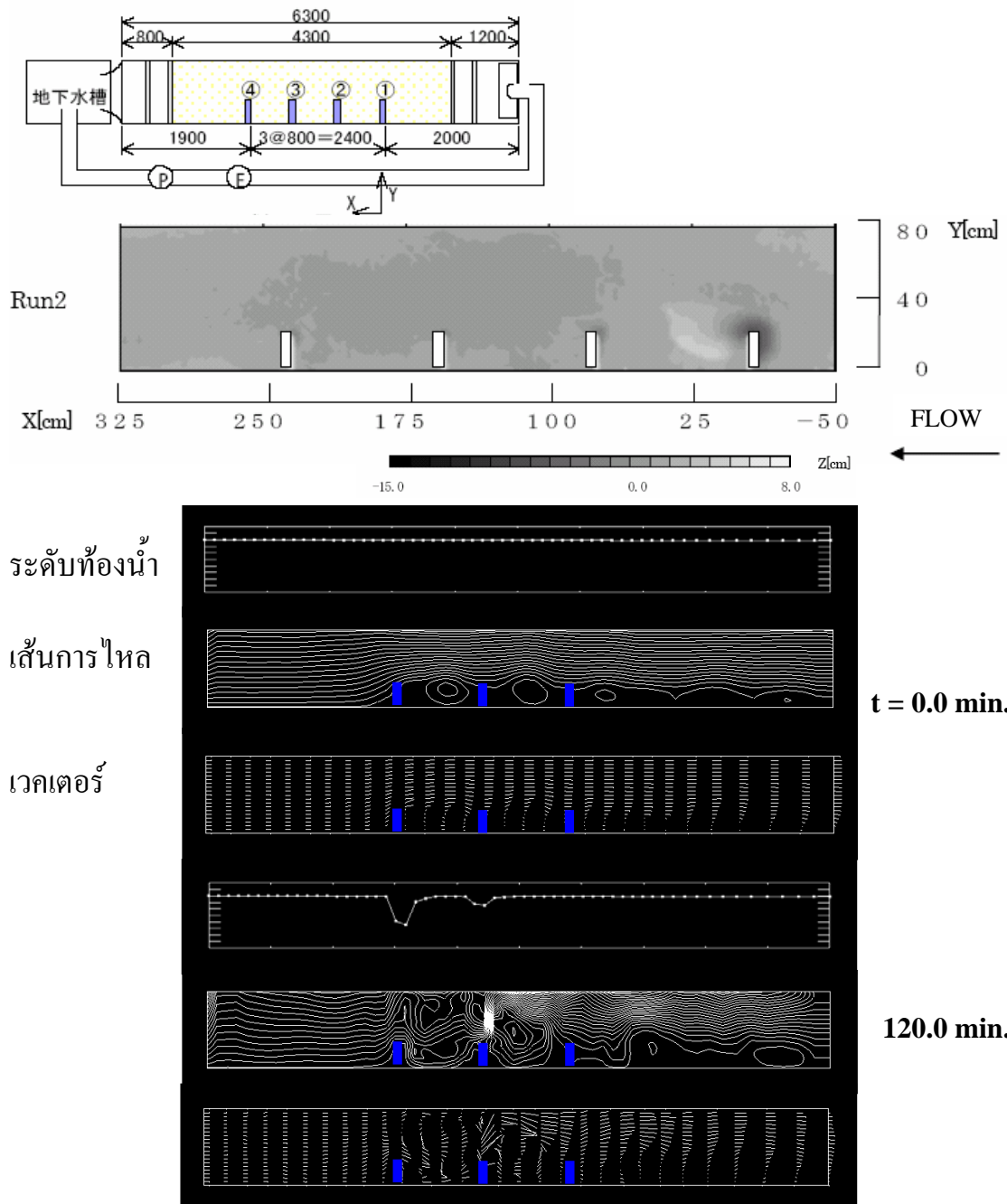


รูปที่ 5 รูปแปลน รูปตัดขวางน้ำ และผลการทดลองทดลองของ Nagata และคณะ (2000)



รูปที่ 6 ผลการคำนวณ โดยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

แบบที่สามมีสภาพเริ่มต้นของแม่น้ำตรงการทดลองของ Morita และคณะ (2005) ได้ทำการทดลองในรางน้ำเปิดที่ปรับมุมลาดได้มีขนาดยาว 6.3 เมตร x กว้าง 0.8 เมตร ซึ่งในการทดลอง Run2 สภาพเริ่มแรกรูปแปลนเป็นเส้นตรงมีเขื่อนกันตลิ่งขนาดกว้าง 0.18 เมตร x สูง 0.20 เมตร x หนา 0.05 เมตร โดยวางไว้ห่างกัน 0.80 เมตร จำนวน 4 อัน ความลาดของท้องน้ำ 1/2000 อัตราการไหลคงที่เท่ากับ 8.25 ลิตรต่อวินาที และขนาดของเม็ดตะกอนเฉลี่ยเท่ากับ 0.088 มิลลิเมตร (รูปที่ 7)



รูปที่ 7 รูปแปลน รูปตัดรางน้ำ และผลการทดลองของ Morita และคณะ (2005) กับผลการคำนวณ

รูปที่ 7 แสดงพฤติกรรมทางชลศาสตร์และการเปลี่ยนแปลงสัญญาณท้องน้ำเมื่อเวลาการทดลองผ่านไป 120 นาที จะพบว่าเกิดการกัดเซาะบริเวณปลายที่ยื่นออกไปของคันกันคลื่นอันแรกลึกมากกว่าลำดับถัดๆ ไป ทั้งนี้เพราะคันกันน้ำชะลอความเร็วของการไหล ทำหน้าที่ป้องกันการกัดเซาะ เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับผลการคำนวณโดยใช้แบบจำลองที่ได้พัฒนาขึ้นในการศึกษานี้ พบว่ารูปแบบสัญญาณท้องน้ำที่ได้กับผลการทดลองโดย Mori และคณะ (2005) พบว่ามีความคล้ายคลึงกัน ความลึกกัดเซาะสูงสุดบริเวณปลายเขื่อนกันน้ำได้ค่าใกล้เคียงกัน ผลการประเมินโดยรวมอยู่ในระดับน่าพึงพอใจ

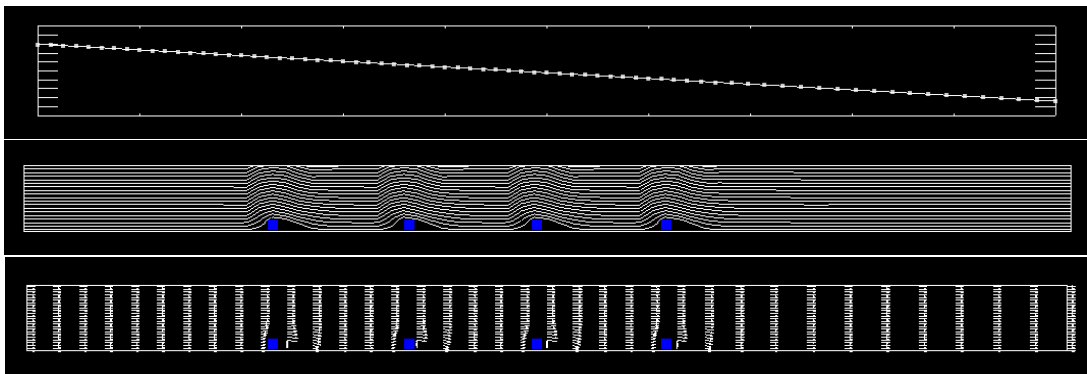
#### 4.2 การประยุกต์ใช้แบบจำลอง

ในการประยุกต์ใช้ได้นำเอาแบบจำลองที่พัฒนาศึกษารูปแบบสัญญาณของท้องน้ำของแม่น้ำที่คดโค้งมากที่มีสภาพเริ่มต้นของแม่น้ำแตกต่างกัน 2 แบบ คือ แม่น้ำที่เป็นเส้นตรงมีขนาดยาว 160.0 เมตร x กว้าง 10.0 เมตร มีเขื่อนกันคลื่นขนาดกว้าง 3 แบบ คือ 1.0, 1.5, 2.0 เมตร และหนา 0.3 เมตร โดยวางไว้ห่างกัน 20.0, 25.0, 30.0 เมตร จำนวน 4 อัน โดยที่ตำแหน่งที่วางอยู่ด้านเดียวกันกับสลับด้านกัน ความลาดของท้องน้ำ 1/1000 อัตราการไหลคงที่เท่ากับ 50.0 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที และขนาดของเม็ดตะกอนเฉลี่ยเท่ากับ 1.45 มิลลิเมตร

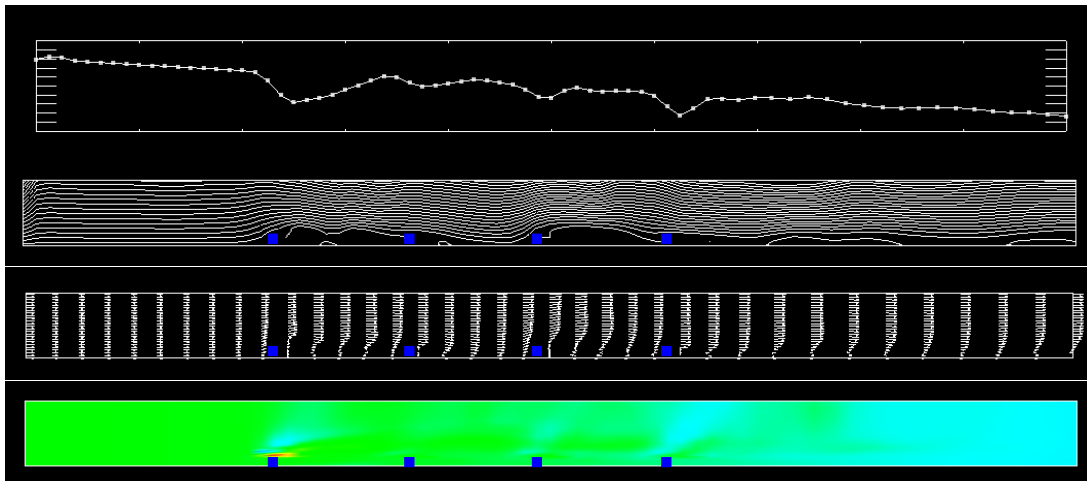
รูปที่ 8 แสดงพฤติกรรมทางชลศาสตร์และการเปลี่ยนแปลงสัญญาณท้องน้ำในสภาพเริ่มต้นและเมื่อเวลาการคำนวณผ่านไป 120 นาที ของแม่น้ำที่เป็นเส้นตรง กรณีมีเขื่อนกันคลื่นขนาดกว้าง 2.0 เมตร x หนา 0.3 เมตร โดยวางไว้ห่างเท่าๆ กัน 20.0 เมตร ของคลื่นด้านเดียวกัน ในที่นี้สภาพเริ่มต้นหมายถึงสภาวะการไหลของน้ำที่มีเขื่อนกันคลื่นที่ยังไม่รวมเอาการกัดเซาะท้องน้ำมาพิจารณาด้วย

จากรูปที่ 8 พบว่าเกิดการกัดเซาะบริเวณปลายคันของเขื่อนกันคลื่นอันแรกมากที่สุด ส่วนเขื่อนกันน้ำลำดับที่ 2 กับ 3 ที่อยู่ตรงกลางนั้นการไหลของน้ำจะเกิดกระแสน้ำวนเนื่องจากคันของเขื่อนกันน้ำเอง ความเร็วของกระแสน้ำด้านหน้าจะช้าลงทำให้มีตะกอนมาทับถม ส่วนด้านปลายคันก็เกิดการกัดเซาะเพียงเล็กน้อยเท่านั้น และยังพบอีกว่าเกิดตะกอนทับถมบริเวณถัดออกมาจากปลายคันที่ห่างออกไปตลอดจนถึงคลื่นฝั่งตรงกันข้ามอีกด้วย สำหรับบริเวณเขื่อนกันน้ำอันสุดท้ายพบว่าการกัดเซาะมากกว่าเขื่อนกันน้ำที่อยู่

ตรงกลางแต่ก็น้อยกว่าบริเวณปลายคั่นของเขื่อนกันตลิ่งอันแรก เมื่อเปลี่ยนความยาวและระยะห่างของเขื่อนกันตลิ่งพบว่ามึผลต่อความลึกกักเซาะ

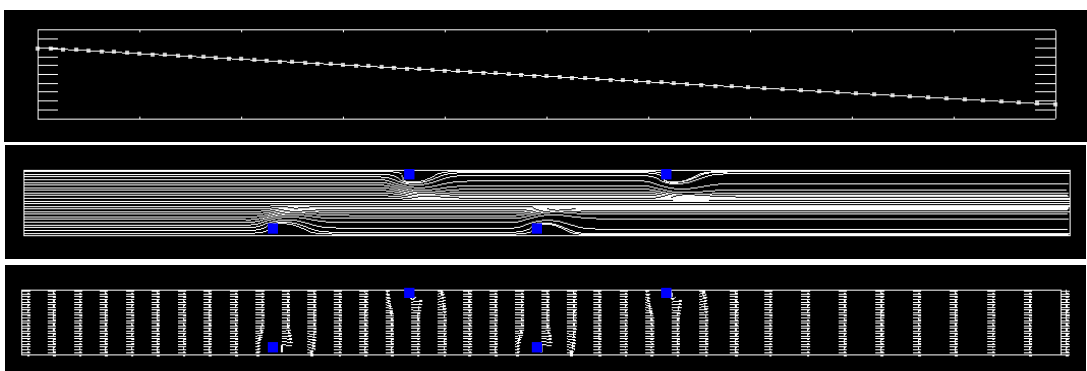


(ก) ระดับท้องน้ำ เส้นการไหล และเวกเตอร์ความเร็วในสภาพเริ่มต้น

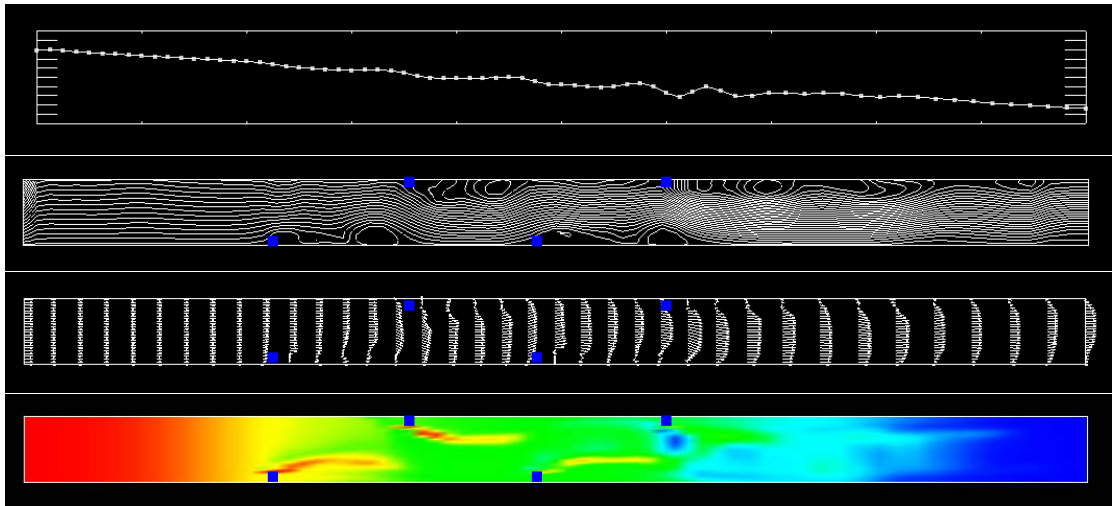


(ข) ระดับท้องน้ำ เส้นการไหล เวกเตอร์ความเร็ว และเส้นชั้นความสูงของท้องน้ำในสภาพสมดุล

รูปที่ 8 ผลการคำนวณกรณีมีเขื่อนกันตลิ่งวางด้านเดียวกันขนาดกว้าง 2.0 เมตร x หนา 0.3 เมตร



(ก) ระดับท้องน้ำ เส้นการไหล และเวกเตอร์ความเร็วในสภาพเริ่มต้น



(ข) ระดับท้องน้ำ เส้นการไหล เวกเตอร์ความเร็ว และเส้นชั้นความสูงของท้องน้ำในสภาพสมดุล

**รูปที่ 9** ผลการคำนวณกรณีมีเขื่อนกั้นตลิ่งวางสลับด้านกันขนาดกว้าง 2.0 เมตร x หนา 0.3 เมตร

ในรูปที่ 9 ได้วางตำแหน่งของเขื่อนกั้นตลิ่งเหมือนกับในรูปที่ 8 แต่วางสลับด้านกับ จะพบว่าการไหลวนของน้ำด้านหลังของเขื่อนกั้นตลิ่ง มีการกัดเซาะมากบริเวณปลายคันของเขื่อนกั้นตลิ่งอันที่ 1 2 และ 4 ส่วนอันที่ 3 กัดเซาะเพียงเล็กน้อย บริเวณกลางแม่น้ำมีตะกอนมาทับถมเป็นบางช่วงแต่ด้านท้ายของเขื่อนกั้นตลิ่งอันสุดท้ายจะเกิดการกัดเซาะเมื่อเปลี่ยนความยาวและระยะห่างของเขื่อนกั้นตลิ่งพบว่าผลต่อความลึกกัดเซาะกล่าวคือ ถ้าความยาวของเขื่อนกั้นตลิ่งที่ยื่นออกไปยาวมากขึ้นความลึกกัดเซาะก็จะเพิ่มขึ้นด้วย

## 5. สรุป

งานวิจัยนี้ได้พัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เพื่อศึกษาพฤติกรรมทางชลศาสตร์และการเปลี่ยนแปลงลักษณะท้องน้ำบริเวณเขื่อนกั้นตลิ่งโดยใช้กระบวนการไฟไนต์ดิฟเฟอเรนซ์ตามแบบวิธี CIP พบว่าผลการคำนวณในขั้นตอนการสอบเทียบกับผลการทดลองในรางน้ำเปิดพบว่าได้ผลที่ใกล้เคียงกันทั้งพฤติกรรมการไหลและการกัดเซาะตลิ่งกับท้องน้ำ เมื่อนำไปประยุกต์กับแม่น้ำเพื่อดูพฤติกรรมทางชลศาสตร์และการเปลี่ยนแปลงลักษณะท้องน้ำบริเวณเขื่อนกั้นตลิ่งก็พบว่าได้ผลตามที่คาดไว้ โดยในอนาคตจะนำไป

ประยุกต์ใช้กับแม่น้ำธรรมชาติเพื่อศึกษาพฤติกรรมทางชลศาสตร์และการกัดเซาะบริเวณรอบๆ เขื่อนกันตลิ่ง และจะนำเสนอผลงานในโอกาสต่อไป

## 6. เอกสารอ้างอิง

1. สนิท วงษา, 2549, การเปลี่ยนแปลงรูปแบบท้องน้ำในแม่น้ำที่คดเคี้ยวโดยใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์, รายงานการประชุมทางวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 11, WRE011, หน้า 1-6.
2. Ashida, K., and Michiue, M., 1972, "Study on hydraulic resistance and bedload transport rate in alluvial streams.", Proc. JSCE, Vol.201, pp.59-69 : (in Japanese).
3. Hasekawa, K., 1984, "Hydraulic research on planimetric forms, bed topographies and flow in alluvial rivers.", PhD Dissertation, Hokkaido University, Sapporo, Japan : (in Japanese).
4. Colombini, M., Seminara, G., and Tubino, M., 1986, "Equilibrium amplitude of alternate bars." Proc., 3rd Int. Symp. on River Sedimentation, pp.675-684.
5. Garde, R. J., Subramanya, K., and Nambudripad, K. D., 1961, "Study of scour around spur dikes." J. Hydraul. Div., Am. Soc. Civ. Eng., Vol.87, pp.23-37.
6. Gill, M. K., 1972, "Erosion of sand beds around spur dikes." J. Hydraul. Div., Am. Soc. Civ. Eng., Vol.98(9), pp.1587-1602.
7. Hasekawa, K. and Yamaoka, I., 1984, "Phase shifts of pools and their depths in meander bends.", Proc. River'83, edited by C.M., Elliot, ASCE, pp.885-895.
8. Jang, C.L. and Shimizu, Y. and Mizuzaki, T., 2003, "Vegetation effects in braided river with erodible banks.", Annu. J. Hydraulic Engineering (JSCE), Vol.47, pp.985-990.
9. Kovacs, A. and Parker, G., 1994, "A new vectorial bedload formulation and its application to the time evolution of straight river channels", J. Fluid Mechanics (JFM), Vol.268, pp.153-183.
10. Melville, B. W., 1992, "Local scour at bridge abutments." J. Hydraul. Eng., Vol.118(4), pp.615-631
11. Shimizu, Y., Hirano, N. and Watanabe, Y., 1996, "Numerical calculation of bank erosion and free meandering", Annu. J. Hydraulics Engineering (JSCE), Vol.40, pp.921-926 : (in Japanese).
13. Wongsu, S., and Shimizu, Y., 2006, "Numerical simulation of bed deformation in meandering and braiding Channels.", Proc. Veitnam-Japan Workshop, Vol.2, pp.35-45.
14. Yabe, T., Ishikawa, T., Kadota, Y. and Ikeda, F., 1990. "A numerical cubic-interpolated pseudoparticle (CIP) method without time splitting technique for hyperbolic equations", J. Physics Society, Vol.59(7), pp.2301-2304.
15. Yamaoka, I. and Hasekawa, K., 1984, "Effects of bends and alternate bars on meander evolution.", Proc. River'83, edited by C.M., Elliot, ASCE, pp.783-793.