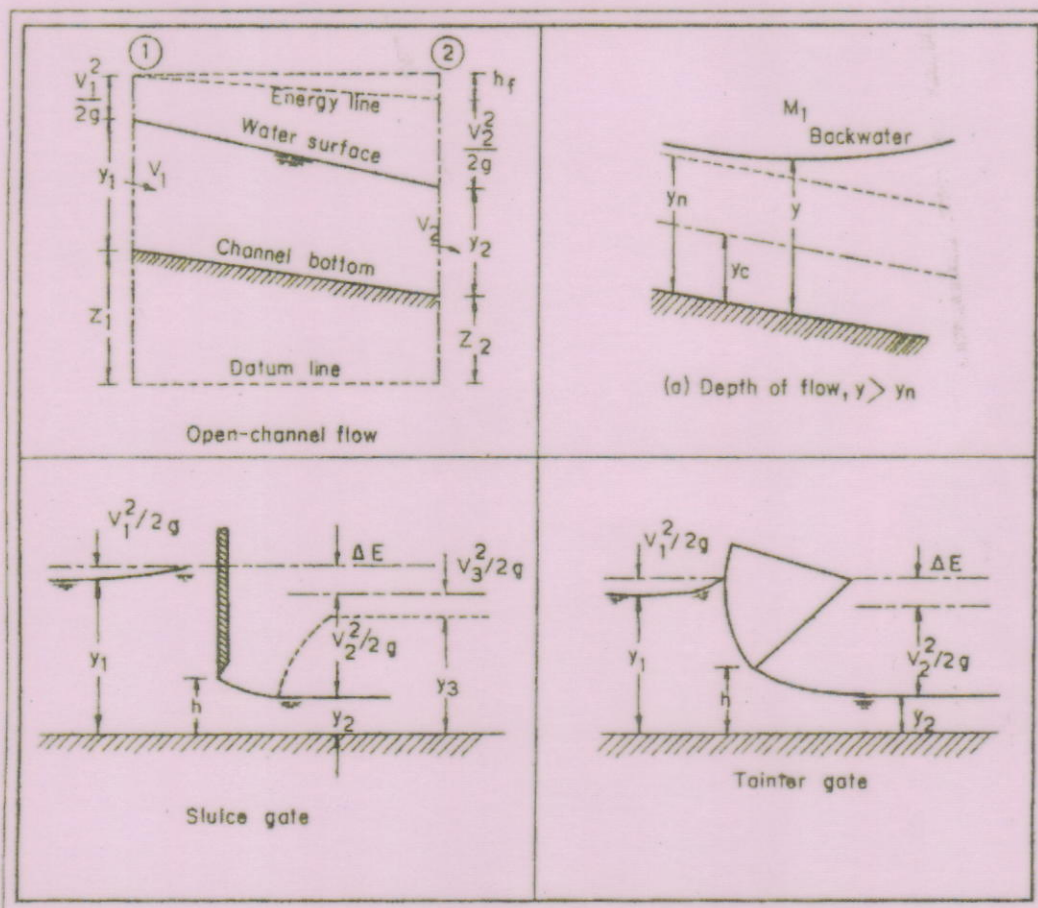


การไหลในทางน้ำเปิด

(Flow in Open Channel)



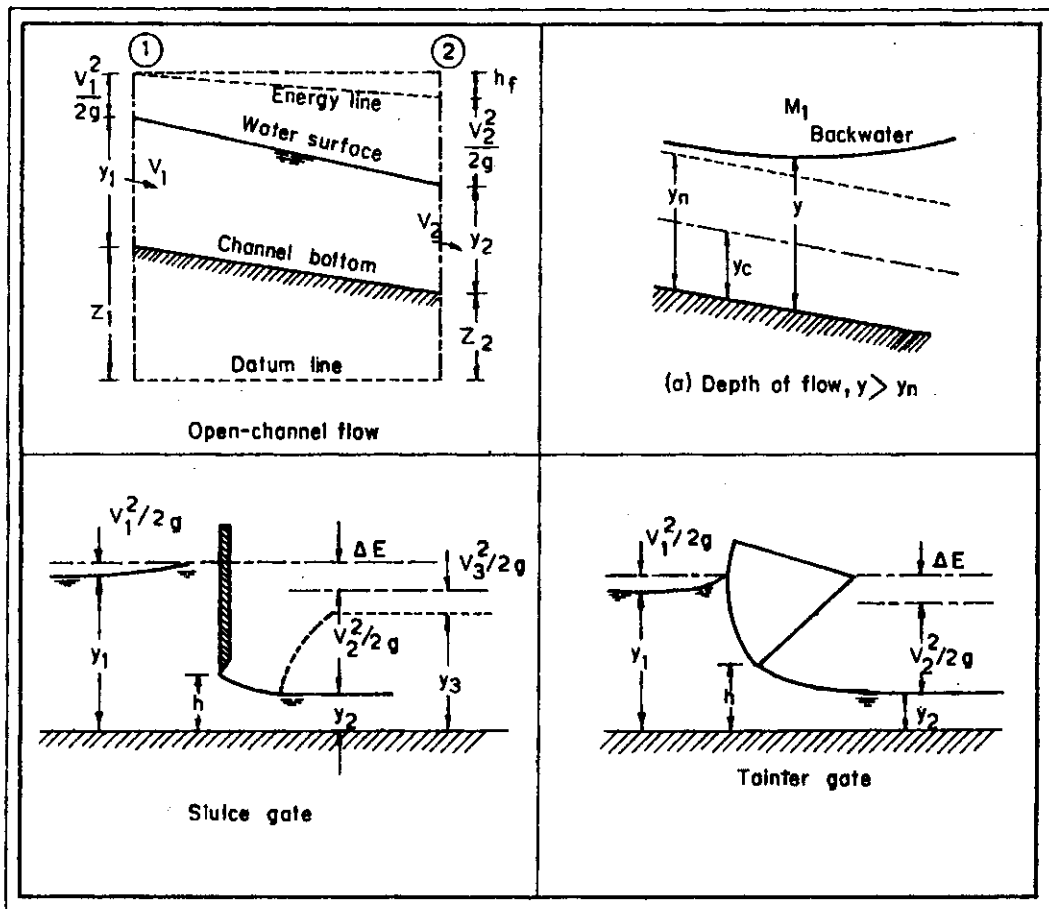
สันติ ทองพำนัก

ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

การไหลในทางน้ำเปิด

(Flow in Open Channel)



สันติ ทองพำนัก

ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

การไหลในทางน้ำเปิด

โดย

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สันติ ทองพำนัก

วศ.บ. (วิศวกรรมชลประทาน) เกียรตินิยม, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

M.Eng.(Water Resources Development), AIT.

ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน

คำนำ

วิชาการไหลในทางน้ำเปิด เป็นวิชาเฉพาะด้านบังคับตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตร์ สาขาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำและวิศวกรรมชลประทาน เนื้อหาที่สำคัญประกอบไปด้วย พลังงาน และโมเมนต์ในทางน้ำเปิด การไหลแบบวิกฤต การไหลแบบ Uniform การออกแบบทางน้ำเปิด การคำนวณหาโปรไฟล์ของผิวน้ำ ไฮดรอลิกจัมและอาคารสลายพลังงาน

เนื่องจากวิชานี้จัดว่าเป็นวิชาที่ยากวิชาหนึ่ง ผู้เขียนจึงได้เรียบเรียงเนื้อหาจากหนังสืออ้างอิงหลาย ๆ เล่ม และได้อธิบายขยายความให้ชัดเจนขึ้น เพื่อให้นิสิตหรือผู้อ่านสามารถทำความเข้าใจได้ง่ายขึ้น ตำราเล่มนี้ประกอบไปด้วยตัวอย่างมากกว่า 40 ตัวอย่าง พร้อมทั้งแบบฝึกหัดท้ายบทเพื่อให้นิสิตได้ลองแก้ปัญหาด้วยตัวเอง คำศัพท์บางคำที่ใช้ในตำราเล่มนี้อาจจะไม่เหมือนกับตำรา "การไหลในทางน้ำเปิด" ของผู้เขียนท่านอื่น ฉะนั้นเมื่อกล่าวถึงคำศัพท์เฉพาะในครั้งแรก ผู้เขียนจึงได้เขียนภาษาอังกฤษกำกับไว้ และในท้ายเล่มของตำรานี้ ผู้เขียนยังได้จัดทำตารางเปรียบเทียบคำศัพท์ไว้อีกด้วย

ผู้เขียนหวังว่าตำราเล่มนี้จะเป็นประโยชน์ต่อนิสิตนักศึกษาที่เรียนวิชาการไหลในทางน้ำเปิดในระดับปริญญาตรี และต่อวิศวกรที่มีส่วนเกี่ยวข้องกับงานด้านการพัฒนาแหล่งน้ำ การชลประทาน และการระบายน้ำ

สันติ ทองพำนัก

ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน

ตุลาคม 2534

สารบัญ

	หน้า
บทที่ 1	
พื้นฐานเบื้องต้นและคุณสมบัติที่เกี่ยวข้อง	1/1
1.1 คำนิยามและพจน์เฉพาะ	1/1
1.2 การจำแนกประเภทของการไหล	1/3
1.3 ชนิดของทางน้ำเปิด	1/3
1.4 การไหลของน้ำในทางน้ำเปิดและในท่อ	1/5
1.5 สมการพื้นฐาน	1/5
1.5.1 สมการความต่อเนื่อง	1/7
1.5.2 สมการพลังงาน.....	1/8
1.5.3 สมการโมเมนตัม	1/9
1.6 คุณสมบัติและรูปทรงทางเรขาคณิตของทางน้ำเปิด	1/12
1.7 การกระจายความเร็วและสัมประสิทธิ์การกระจาย.....	1/13
1.8 การกระจายความดัน	1/18
แบบฝึกหัด	1/24
บทที่ 2	
พลังงานในทางน้ำเปิดและการไหลแบบวิกฤต	2/1
2.1 พลังงานในทางน้ำเปิด	2/1
2.2 พลังงานจำเพาะ	2/1
2.2.1 กรณีอัตราการไหลคงที่	2/3
2.2.2 กรณีอัตราการไหลเปลี่ยนแปลง	2/5
2.3 การไหลวิกฤต	2/7
2.4 การไหลวิกฤตในทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า	2/8
2.5 การไหลวิกฤตในทางน้ำรูปสามเหลี่ยม	2/9
2.6 การไหลวิกฤตในทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมคางหมูและวงกลม	2/10
2.6.1 วิธีของเซนเตอร์ล้น.....	2/12
2.6.2 วิธีของเวนที่เชอร์	2/13
2.6.3 วิธีของลาวี	2/15

2.7	การวิเคราะห์การไหลเชิงคณิตศาสตร์และการเกิดการไหลวิกฤต.....	2/15
2.8	การวิเคราะห์ปัญหาโดยใช้กราฟ E-y	2/23
2.8.1	การไหลของน้ำเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงระดับพื้นทางน้ำ.....	2/23
2.8.2	การไหลของน้ำเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงความกว้าง.....	2/25
2.9	การเข้าถึงย่านการไหล	2/27
2.10	การเกิดโซค	2/27
2.11	ตัวอย่างการคำนวณ	2/29
	แบบฝึกหัด	2/39
บทที่ 3	หลักโมเมนต์กับการไหลในทางน้ำเปิด	3/1
3.1	โมเมนต์ในทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า	3/1
3.2	โมเมนต์ในทางน้ำเปิดที่มีหน้าตัดไม่ใช่สี่เหลี่ยมผืนผ้า	3/3
3.3	การวิเคราะห์ปัญหาโดยใช้พลังงานจำเพาะและแรงจำเพาะ	3/5
3.4	พลังงานที่สูญเสียไปในการเกิดจัม	3/8
	แบบฝึกหัด	3/20
บทที่ 4	การไหลแบบ Uniform และการคำนวณ	4/1
4.1	คุณสมบัติของการไหลแบบ Uniform	4/1
4.2	การไหลแบบ Uniform เกิดขึ้นได้อย่างไร	4/2
4.3	สูตรที่ใช้คำนวณหาความเร็วของการไหลแบบ Uniform	4/3
4.3.1	สูตรของเซซี	4/3
4.3.2	การประยุกต์สูตรของ Darcy-Weisbach	4/6
4.3.3	สูตรของ Manning.....	4/9
4.4	สิ่งที่มีอิทธิพลต่อค่าสัมประสิทธิ์ของความขรุขระ	4/13
4.5	ทางน้ำเปิดที่มีค่า n มากกว่าหนึ่งค่า	4/16
4.6	ทางน้ำเปิดที่หน้าตัดมีหลายส่วนประกอบกัน	4/17
4.7	การคำนวณหาอัตราการไหล ความเร็วและความลึก	4/19
4.8	ความลาดเทปกติและความลาดเทวิกฤต	4/26

	หน้า	
4.9	สรุปการแก้ปัญหาในกรณีต่าง ๆ เนื่องจาก การไหลแบบคงที่และสม่ำเสมอ	4/28
4.10	ลักษณะการไหลแบบการไหลในทางน้ำเปิดของท่อ	4/31
4.11	การคำนวณหาอัตราการไหลในท่อน้ำหลาก แบบฝีกัด	4/32 4/37
บทที่ 5	การออกแบบคลองสำหรับการไหลแบบ Uniform	
ก)	คลองที่เกิดการกัดเซาะได้ยากและคลองที่ไม่เกิดการกัดเซาะ	5/1
5.1	ความเร็วต่ำสุดที่ยอมรับได้	5/1
5.2	ความลาดเท	5/2
5.3	ความสูงฝื่อน	5/4
5.4	หน้าตัดการไหลที่ดีที่สุดทางชลศาสตร์	5/5
5.5	การหาขนาดคลอง	5/13
ข)	คลองที่ถูกกัดเซาะแต่ไม่ตกตะกอน	5/16
5.6	วิธีของเคนเนดี	5/16
5.7	วิธีของลาซี	5/17
5.8	วิธีที่ใช้หลักการของความเร็วสูงสุดที่ยอมรับได้	5/17
5.9	วิธีที่ใช้หลักการของแรงจุดลาก	5/22
5.9.1	อัตราส่วนของแรงจุดลาก	5/22
5.9.2	แรงจุดลากวิกฤต.....	5/26
ค)	ทางน้ำที่คาดด้วยพีชหรือหญ้า	5/32
5.10	ลักษณะชลศาสตร์ของทางน้ำที่ปกคลุมด้วยพีช	5/32
5.11	ความเร็วสูงสุดที่ยอมรับได้ในทางน้ำที่คาดด้วยพีชหรือหญ้า	5/36
	แบบฝีกัด	5/37
บทที่ 6	ประเภทของการไหลแบบ Non-Uniform	6/1
6.1	ประเภทของความลาดเทพื้นคลอง.....	6/1
6.2	สมการสำหรับวิเคราะห์หาโปรไฟล์	6/3

	หน้า
6.3 คุณสมบัติของโปรไฟล์การไหล	6/5
6.4 การจัดแบ่งโปรไฟล์ของการไหล	6/7
6.5 โปรไฟล์ของผิวน้ำบนความลาดเทน้อย	6/7
6.6 โปรไฟล์ของผิวน้ำบนความลาดเทมาก	6/10
6.7 โปรไฟล์ของผิวน้ำบนความลาดเทวิกฤต	6/12
6.8 โปรไฟล์ของผิวน้ำบนแนวราบ	6/12
6.9 โปรไฟล์ของผิวน้ำบนความลาดเทติดลบ	6/12
6.10 การวิเคราะห์โปรไฟล์การไหล	6/12
แบบฝึกหัด	6/20
บทที่ 7 การคำนวณหาโปรไฟล์ของการไหล	7/1
7.1 วิธีอินทิเกรตโดยตรง	7/1
7.1.1 การวิเคราะห์ของ Bress	7/3
7.1.2 การวิเคราะห์ของ Bankmeteff	7/17
7.1.3 การวิเคราะห์ของ เวนท์เชาว์	7/18
7.2 วิธี Direct Step	7/24
7.3 วิธี Standard Step	7/28
7.4 การหาโปรไฟล์ในทางน้ำเปิดที่แบ่งได้หลายส่วน.....	7/35
7.5 วิธีหาโปรไฟล์ M_1 โดยประมาณ	7/40
7.6 วิธีของรีลมาน	7/43
7.7 การไหลของน้ำจากอ่างเก็บน้ำหรือทะเลสาบ	7/46
แบบฝึกหัด	7/57
บทที่ 8 การควบคุมและการเปลี่ยนแปลงทางน้ำ	8/1
8.1 ฝ่ายสั้นคม	8/1
8.2 ทางน้ำสั้น	8/6
8.2.1 การหาอัตราการไหลผ่านทางน้ำสั้น.....	8/7
8.2.2 ความเร็วที่ต้นของทางน้ำสั้น	8/9

	หน้า
8.3 ประจําบรรยายหน้าชนิกหน้าไหลลอค	8/14
8.3.1 การไหลแบบอิสระ	8/14
8.3.2 การไหลแบบใต้ผิวน้ำ	8/19
8.4 อาคารลระดับ	8/26
8.5 ฝ่ายสั้นกว้าง	8/29
8.6 อาคารปรับการเปลี่ยนแปลง	8/34
แบบฝีกหัก	8/48
บทที่ 9 ไชครอลิกจ้มนและตัวสลายพลังงจน	9/1
9.1 การแบ่งประเภทของไชครอลิกจ้มน	9/1
9.2 คุณสมบัติเบื้องต้นของไชครอลิกจ้มน	9/4
9.2.1 การสูญเสียพลังงจน	9/4
9.2.2 ประสิทธิภาพ	9/4
9.2.3 ความสูงของไชครอลิกจ้มน	9/4
9.3 ความยาวของไชครอลิกจ้มน	9/6
9.4 การกำหนดตำแหน่งของจ้มน	9/6
9.5 การควบคุมไชครอลิกจ้มน	9/12
9.5.1 ผลของฝ่ายสั้นคมต่อไชครอลิกจ้มน	9/13
9.5.2 ผลของฝ่ายสั้นกว้างต่อไชครอลิกจ้มน	9/15
9.5.3 ผลของการยกระดับกระหันหันต่อไชครอลิกจ้มน	9/14
9.5.4 ผลของการลดระดับกระหันหันต่อไชครอลิกจ้มน	9/19
9.6 อ่างพักน้ำ	9/19
9.7 ไชครอลิกจ้มนในทางน้ำที่มีความลาดเท	9/32
แบบฝีกหัก	9/38

	หน้า
บทที่ 10 การไหลแบบ Unsteady ที่มีการเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็ว.....	10/1
10.1 คำนวณ	10/1
10.2 Elementary Surge	10/1
แบบฝึกหัด	10/12
A. เอกสารอ้างอิง	A-1
B. เปรียบเทียบคำศัพท์	B-1

บทที่ 1

พื้นฐานเบื้องต้นและคุณสมบัติที่เกี่ยวข้อง

1.1 คำนิยามและทฤษฎีเฉพาะ

Streamlines คือ เส้นที่สมมติขึ้นสำหรับการไหลของของไหล ไม่ว่าจะเมื่อใดก็ตาม จะสัมผัสกับทิศทางของความเร็วของอนุภาคของของไหลเสมอ ดังแสดงในรูปที่ 1.1

Streamtube คือ กลุ่มของ streamlines ที่มีคุณสมบัติเช่นเดียวกับ streamline

การไหลแบบ steady คือ การไหลที่มีคุณสมบัติต่าง ๆ ไม่ว่าจะที่ตำแหน่งใดก็ตาม ไม่เปลี่ยนแปลงไปตามเวลา เช่น ความเร็วในทิศทางของแกน x, y และ z, ความหนาแน่น, ความดัน, อุณหภูมิ ฯลฯ เราสามารถเขียนได้อย่างง่ายให้อยู่ในรูปสมการได้ดังนี้

$$\frac{\partial v_x}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial v_y}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial v_z}{\partial t} = 0$$

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial P}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial T}{\partial t} = 0$$

เมื่อ v_x, v_y และ v_z = ความเร็วในทิศทางของแกน x, y และ z

ρ = ความหนาแน่น

P = ความดัน

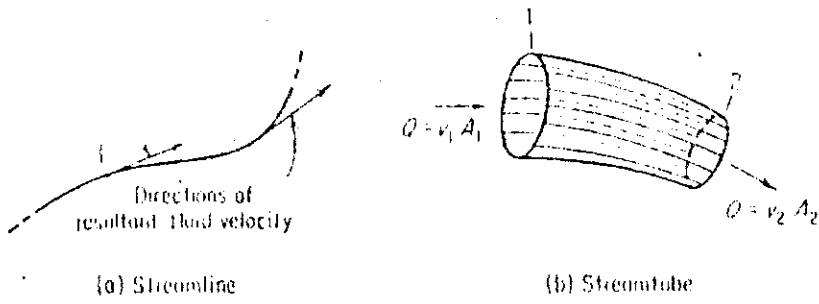
T = อุณหภูมิ

การไหลแบบ unsteady คือ การไหลของของไหลที่มีคุณสมบัติต่าง ๆ ไม่ว่าจะที่ตำแหน่งใด ๆ ก็ตาม เปลี่ยนแปลงตามเวลา เช่น ความเร็ว สามารถเขียนเป็นสมการได้ว่า

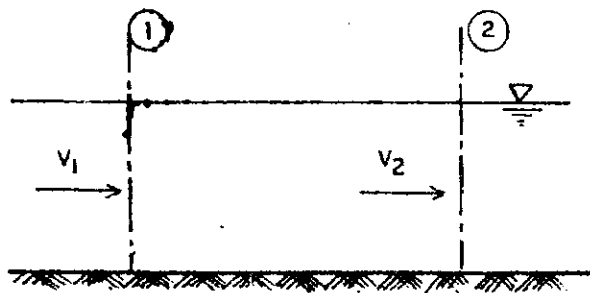
$$\frac{\partial v_x}{\partial t} \neq 0, \quad \frac{\partial v_y}{\partial t} \neq 0 \quad \text{และ} \quad \frac{\partial v_z}{\partial t} \neq 0$$

การไหลแบบ uniform คือการไหลที่มีขนาดและทิศทางของความเร็วเท่ากันทุก ๆ หน้าที่ตัดลวดความยาวของทางน้ำเปิดหรือความลึก ไม่มีการเปลี่ยนแปลงตลอดทิศทางของการไหลของของไหล สามารถเขียนให้อยู่ในรูปสมการได้ดังนี้

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0 \quad \text{และ} \quad \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$



รูปที่ 1.1 Streamlines และ Streamtube



$$v_1 = v_2 \text{ และ}$$

$$v_1(t) = v_1(t + \Delta t)$$

$$v_2(t) = v_2(t + \Delta t)$$

รูปที่ 1.2 การไหลแบบ Steady-Uniform

เมื่อ x , y และ z เป็นระยะทางตามทิศทางของแกน x , y และ z ตามลำดับ

การไหลแบบ Non-Uniform คือการไหลของของไหลในลักษณะที่ความเร็วเปลี่ยนแปลงจากหน้าตัดหนึ่งไปยังอีกหน้าตัดหนึ่ง เขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$\frac{\partial v}{\partial x} \neq 0, \quad \frac{\partial v}{\partial y} \neq 0 \quad \text{และ} \quad \frac{\partial v}{\partial z} \neq 0$$

1.2 การจำแนกประเภทของการไหล (Type of Flows)

จากคำนิยามที่กล่าวมาแล้ว นั้นก็คือการไหลแต่ละแบบ แต่ในทางปฏิบัติจะมีการไหลแต่ละแบบเกิดขึ้นพร้อม ๆ กัน ซึ่งสามารถแบ่งเป็นประเภทใหญ่ ๆ ได้ดังต่อไปนี้

1.2.1 การไหลแบบ Steady-Uniform การไหลของน้ำแบบนี้ส่วนมากเราจะใช้ในการศึกษาการไหลของน้ำในทางน้ำเปิด ตามปกติเราจะพบในห้องทดลองทางชลศาสตร์ การไหลชนิดนี้เป็นการไหลที่ความเร็วไม่เปลี่ยนแปลงตามเวลาและระยะทาง ดังแสดงในรูปที่ 1.2

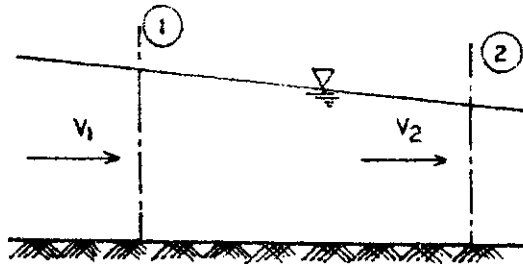
1.2.2 การไหลแบบ Steady - Non-uniform คือ การไหลที่ความเร็วที่ตำแหน่งใด ๆ ไม่เปลี่ยนแปลงตามเวลา แต่มีการเปลี่ยนแปลงตามระยะทางของการไหล การไหลแบบนี้มีทั้งแบบที่มีการเปลี่ยนแปลงของผิวน้ำที่ระนาบ และมีการเปลี่ยนแปลงระดับพื่น เช่น การสร้างเขื่อนหรือฝายขวางทางน้ำ ทำให้ระดับน้ำยกสูงขึ้น หรือการเปลี่ยนแปลงของผิวน้ำหน้าอาคารน้ำตก หรือการเปลี่ยนแปลงของผิวน้ำเมื่อเกิดจัม รูปที่ 1.3 แสดงลักษณะของการไหลแบบ Steady - Non-uniform

1.2.3 การไหลแบบ Unsteady-Uniform คือ การไหลที่ความเร็วเปลี่ยนแปลงตามเวลา แต่ไม่เปลี่ยนแปลงตามระยะทางของการไหลของน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 1.4

1.2.4 การไหลแบบ Unsteady-Non uniform คือ การไหลที่ความเร็วเปลี่ยนแปลงตามเวลาและระยะทางของการไหล ดังแสดงในรูปที่ 1.5 เช่น การเกิดปริมาณน้ำนองในแม่น้ำ

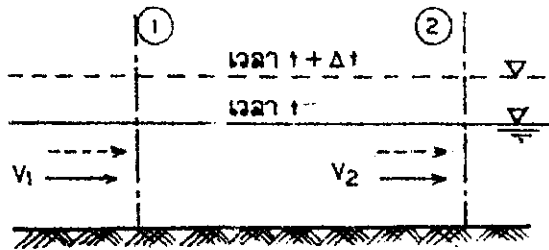
1.3 ชนิดของทางน้ำเปิด

ทางน้ำเปิดเป็นทางน้ำที่มีผิวน้ำอิสระสัมผัสกับอากาศ อาจจะเป็นทางน้ำที่เกิดขึ้นเองตามธรรมชาติ หรือที่มนุษย์สร้างขึ้นก็ได้ รูปร่างของพื้นที่หน้าตัดมีทั้งสี่เหลี่ยมผืนผ้า สี่เหลี่ยม



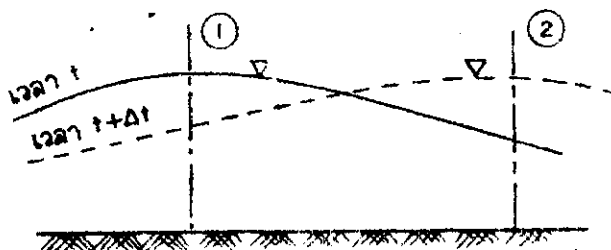
$v_1 \neq v_2$ และ
 $v_1(t) = v_1(t + \Delta t)$
 $v_2(t) = v_2(t + \Delta t)$

รูปที่ 1.3 การไหลแบบ Steady-Non uniform



$v_1(t) = v_2(t)$
 $v_1(t + \Delta t) = v_2(t + \Delta t)$
 แต่ $v_1(t) \neq v_1(t + \Delta t)$
 $v_2(t) \neq v_2(t + \Delta t)$

รูปที่ 1.4 การไหลแบบ Unsteady-Uniform



$v_1(t) \neq v_2(t)$
 $v_1(t + \Delta t) \neq v_2(t + \Delta t)$
 และ $v_1(t) \neq v_1(t + \Delta t)$
 $v_2(t) \neq v_2(t + \Delta t)$

รูปที่ 1.5 การไหลแบบ Unsteady-Nonuniform

คางหมู วงกลม ครึ่งวงกลม สามเหลี่ยม ฯลฯ หรือรูปตัดใด ๆ ก็ได้ โดยทั่วไปแบ่งเป็นประเภทใหญ่ ๆ ได้สองประเภท

1. ทางน้ำเปิดแบบพริซึม (Prismatic) ทางน้ำที่มีรูปร่างของรูปตัดขวาง ขนาด และความลาดเทของท้องคลองคงที่ ส่วนใหญ่จะเป็นทางน้ำที่มนุษย์สร้างขึ้น
2. ทางน้ำเปิดแบบไม่พริซึม คือทางน้ำเปิดที่มีรูปร่างของรูปตัดขวาง ขนาด และความลาดเทของท้องคลองไม่คงที่ ได้แก่ทางน้ำเปิดที่เกิดขึ้นเองตามธรรมชาติ

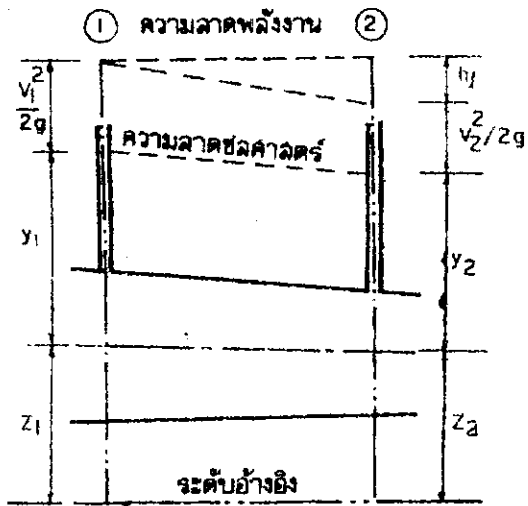
1.4 การไหลของน้ำในทางน้ำเปิดและในท่อ

การไหลของน้ำในทางน้ำเปิดต้องมีผิวน้ำสัมผัสกับอากาศ แต่การไหลของน้ำในท่อ (Pipe flow) น้ำต้องบรรจุเต็มพื้นที่หน้าตัดตลอดแนวท่อ ลักษณะการไหลในทางน้ำเปิดและในท่อ ให้นำแสดงไว้ในรูปที่ 1.6

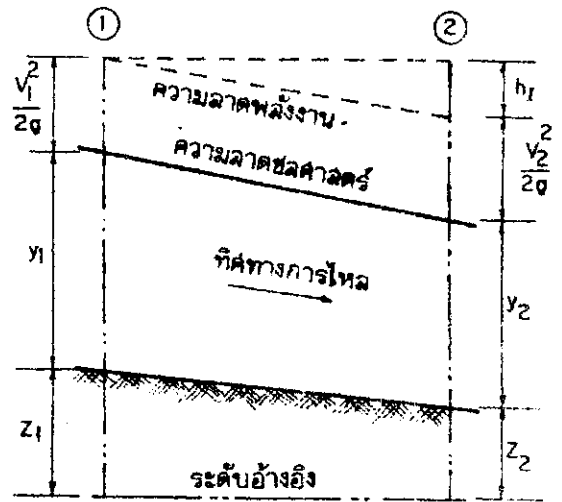
การไหลของน้ำแบบเต็มท่อ มีความสูงของน้ำ (y) เกิดจากแรงดันสถิตยศาสตร์ภายในท่อ ซึ่งวัดจากจุดศูนย์กลางของท่อ z เป็นความสูงจากศูนย์กลางท่อถึงระดับอ้างอิง (Datum line) ผลรวมของ y และ z เรียกว่าความสูงพิโซเมตริก (Piezometric height) เส้นที่ลากเชื่อมระหว่างผิวน้ำที่เกิดจากความสูงพิโซเมตริกตามทิศทางการไหลเรียกว่า ความลาดชันชลศาสตร์ (Hydraulic grade line) พลังงานรวมที่พื้นที่หน้าตัดใด ๆ เกิดจากผลรวมของความสูงพิโซเมตริก และความสูงที่เกิดจากความเร็วเฉลี่ยภายในท่อ (Velocity head, $\frac{v^2}{2g}$) เส้นที่ลากคือเชื่อมระหว่างความสูงพลังงานรวมตามจุดต่าง ๆ เรียกว่าความลาดชันพลังงาน (Energy grade line)

ส่วนการไหลของน้ำในทางน้ำเปิดจะมีความลาดชันของผิวน้ำอิสระ เป็นความลาดชันชลศาสตร์ โดยที่ y เป็นความลึกของน้ำ และ z วัดจากระดับอ้างอิงถึงกันทางน้ำเปิด ส่วนความลาดชันพลังงานเหมือนกับการไหลของน้ำในท่อ ถ้าการไหลของน้ำไม่เต็มท่อและมีผิวน้ำอิสระสัมผัสอากาศ การคำนวณและออกแบบก็สามารถใช้หลักการและสูตรของการไหลในทางน้ำเปิดได้

1.5 สมการพื้นฐาน จากกลศาสตร์ของของไหล จะพบว่าเมื่ออยู่สามสมการที่ใช้วิเคราะห์การไหลในทางน้ำเปิด คือ

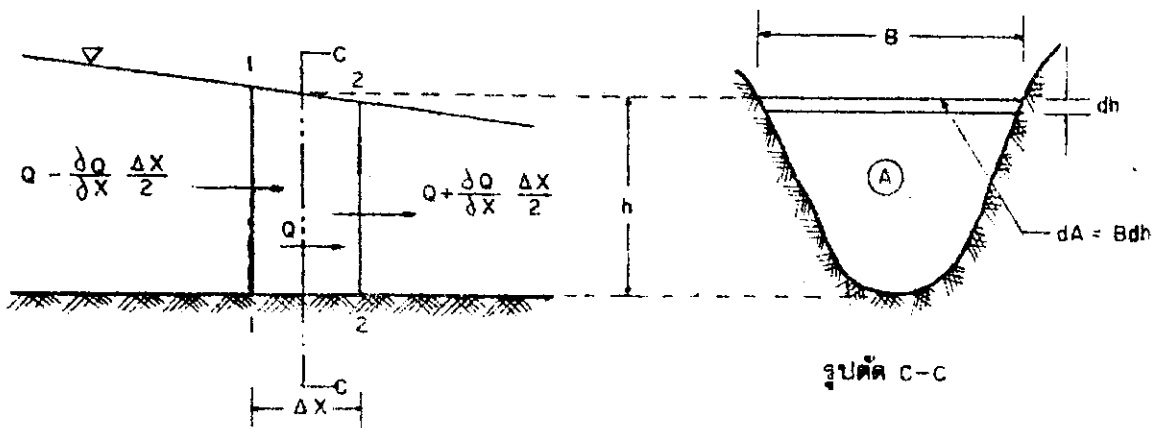


ก. การไหลแบบเต็มท่อ



ข. การไหลในทางน้ำเปิด

รูปที่ 1.6 การไหลของน้ำแบบเต็มท่อ และการไหลในทางน้ำเปิด



รูปที่ 1.7 การวิเคราะห์สมการความต่อเนื่อง

1. สมการความต่อเนื่อง พิจารณาอนุภาค 1-2-2-1 ซึ่งมีความยาว Δx ในทางน้ำเปิดที่แสดงในรูปที่ 1.7 Q และ h เป็นอัตราการไหลและความลึกตามลำดับ ที่ศูนย์กลางของอนุภาค cc ที่เวลาใด ๆ A และ B เป็นพื้นที่หน้าตัดและความกว้างของผิวน้ำที่รูปตัด cc เมื่อพิจารณาในช่วง Δt จะได้ว่า

$$\left[\left(Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \right) - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \right) \right] \Delta t = -\frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \Delta x \Delta t \dots\dots\dots 1.1$$

การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของอนุภาค 1-2-2-1 ในช่วงเวลา Δt เท่ากับ

$$\frac{\partial}{\partial t} (A \cdot \Delta x) \cdot \Delta t \dots\dots\dots 1.2$$

จากสมการที่ 1.1 และ 1.2 และหารด้วย $\Delta x \cdot \Delta t$ สมการความต่อเนื่องเขียนได้ใหม่เป็น

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots 1.3$$

แต่ $\frac{\partial A}{\partial h} = B \dots\dots\dots 1.4$

แทนค่า ∂A ลงในสมการที่ 1.3 จะได้

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots 1.5$$

สมการที่ 1.5 เป็นสมการความต่อเนื่องของการไหลแบบ unsteady ในทางน้ำเปิด ถ้าเป็นการไหลแบบ steady, $\frac{\partial h}{\partial t}$ เท่ากับศูนย์ จากสมการที่ 1.5 จะได้ว่า

$$Q = A_1 V_1 = A_2 V_2$$

เมื่อ A_1 และ A_2 = พื้นที่หน้าตัดของทางน้ำเปิดที่รูปตัด 1-1 และ 2-2

V_1 และ V_2 = ความเร็วเฉลี่ยของทางน้ำเปิดที่รูปตัด 1-1 และ 2-2

ในกรณีที่มีปริมาณน้ำไหลเข้ามาหรือไหลออกไปทางด้านข้างของทางน้ำเปิด ด้วยอัตรา

q_x ต่อความยาวหนึ่งหน่วย สมการที่ 1.3 จะถูกเขียนได้ใหม่ว่า

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = \pm q_x \dots\dots\dots 1.6$$

เครื่องหมายบวกหมายถึงมีปริมาณน้ำไหลเข้า ส่วนเครื่องหมายลบ หมายถึงมีปริมาณ

น้ำไหลออกทางด้านข้างของทางน้ำเปิด

2. สมการพลังงาน จากสมการของออยเลอร์ จะได้ว่า

$$\frac{\partial}{\partial s} (p + \gamma z) + \rho a_s = 0 \quad \dots\dots\dots 1.7$$

เมื่อ

p = แรงดัน

γ = ความหนาแน่นของน้ำหนักของของไหล

ρ = ความหนาแน่นของมวลของของไหล

a_s = ความเร่ง

s = ระยะทางตามทิศทางการไหล

z = ระยะที่วัดจากระดับอ้างอิงถึงห้องทางน้ำเปิด

พิจารณาในกรณีน้ำนิ่ง จะได้ว่า $a_s = 0$ สมการที่ 1.7 จะเป็น

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial s} (p + \gamma z) &= 0 \\ p + \gamma z &= \text{ค่าคงที่} \quad \dots\dots\dots 1.8 \end{aligned}$$

จากกฎของสถิตศาสตร์ของน้ำ การเปลี่ยนแปลงแรงดันสามารถเขียนให้อยู่ในสมการ
ได้ว่า

$$p = -\gamma z \quad \dots\dots\dots 1.9$$

สมการที่ 1.9 อธิบายการเปลี่ยนแปลงแรงดันที่อยู่ในแนวตั้ง โดย z วัดจากผิวน้ำอิสระลงมา
ตามแนวตั้ง

ถ้าพิจารณาในกรณีของการไหลแบบ steady และไม่มีแรงเสียดทาน สามารถเขียน
สมการที่ 1.7 ได้ใหม่ว่า

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial s} (p + \gamma z) + \rho v \frac{\partial v}{\partial s} &= 0 \\ \frac{\partial p}{\partial s} + \gamma \frac{\partial z}{\partial s} + \rho v \frac{\partial v}{\partial s} &= 0 \\ \partial p + \gamma \partial z + \rho v \partial v &= 0 \quad \dots\dots\dots 1.10 \end{aligned}$$

เมื่ออินทิเกรต (Integrate) สมการที่ 1.10 จะได้

$$p + \gamma z + \frac{1}{2} \rho v^2 = \text{ค่าคงที่}$$

$$\frac{p}{\gamma} + z + \frac{v^2}{2g} = \text{ค่าคงที่} \dots\dots\dots 1.11$$

สมการที่ 1.11 เป็นสมการพลังงานของแบร์นูลลี (Bernoulli equation) สำหรับการไหลแบบ steady และไม่มีแรงเสียดทาน มีหน่วยเป็นความสูง คือ มีหน่วยเป็นเมตร ในระบบ เอสไอ และมีหน่วยเป็นฟุตในระบบอังกฤษ ค่า p/γ ก็เป็นค่าเดียวกับความสูง y ในหัวข้อ 1.4

ถ้านำสมการที่ 1.11 ไปใช้กับการไหลที่มีแรงเสียดทานซึ่งทำให้เกิดการสูญเสีย h_1 พิจารณาระหว่างหน้าตัดที่ 1 ซึ่งอยู่ทางด้านเหนือน้ำและหน้าตัดที่ 2 ซึ่งอยู่ทางด้านท้ายน้ำ จะได้

$$\frac{p_1}{\gamma} + z_1 + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_1$$

หรือ

$$y_1 + z_1 + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + z_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_1 \dots\dots\dots 1.12$$

สมการที่ 1.12 เป็นสมการพลังงานที่จะนำไปใช้ประโยชน์ในการวิเคราะห์การไหลในทางน้ำเปิด

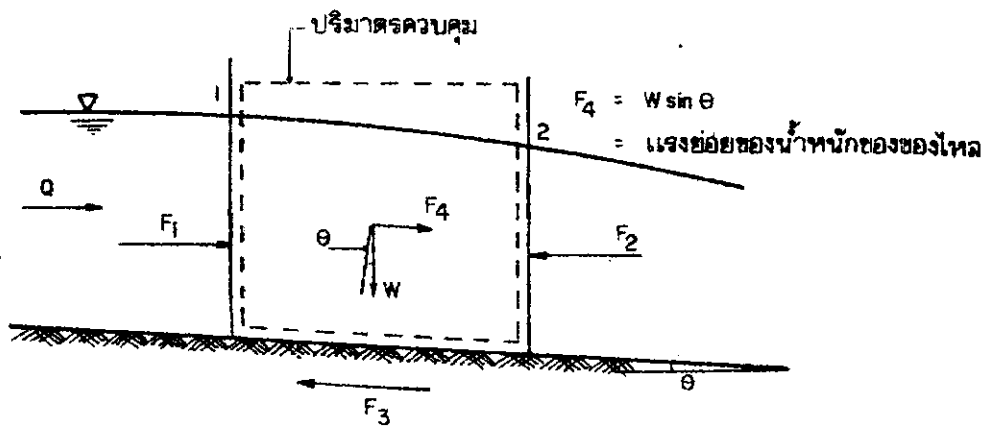
3. สมการโมเมนต์

สำหรับการไหลแบบ steady จะได้ว่า ผลรวมทางพีชคณิตของแรงภายนอกทั้งหมดที่กระทำต่อมวลของของไหลในทิศทางที่กำหนดให้ จะเท่ากับอัตราการเปลี่ยนแปลงของโมเมนต์ของมวลของของไหลในทิศทางนั้น ในรูปที่ 1.8 แสดงปริมาตรควบคุม (Control volume) แยกต่าง ๆ ที่กระทำต่อปริมาตรควบคุมในทิศทางตามแนวยาวมี F_1 และ F_2 เป็นแรงดัน F_3 เป็นแรงเนื่องจากแรงเสียดทานตามพื้นทางน้ำ และ F_4 เป็นแรงยกตามแนวยาวของทางน้ำที่เกิดจากน้ำหนักของของไหล สามารถเขียนเป็นสมการโดยทั่วไปได้ว่า

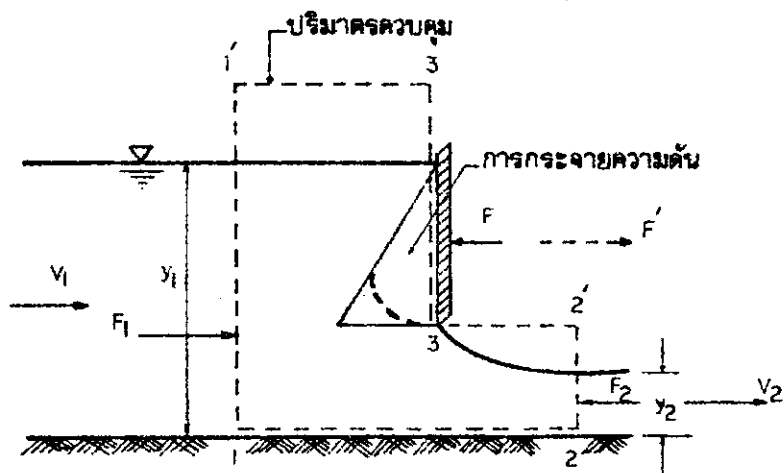
$$\Sigma F = F_1 - F_2 - F_3 + F_4 = \beta_2 \rho Q V_2 - \beta_1 \rho Q V_1 \dots\dots\dots 1.13$$

เมื่อ ρ เป็นความหนาแน่นของมวลของของไหล β_1 และ β_2 เป็นค่าสัมประสิทธิ์ของโมเมนต์ที่หน้าตัด 1 และ 2 ตามลำดับ

โดยทั่วไปมักจะใช้สมการพลังงาน และสมการโมเมนต์ในการวิเคราะห์ปัญหาการไหลในทางน้ำเปิด



รูปที่ 1.8 ตัวอย่างของการใช้หลักของโมเมนตัม



รูปที่ 1.9 การไหลของน้ำผ่านประตูระบาย

ตัวอย่างที่ 1.1 ขณะทำการวัดอัตราการไหลของลำธารสายหนึ่งพบว่า ความลึกของการไหลเพิ่มขึ้นด้วยอัตรา 0.10 เมตรต่อชั่วโมง ถ้าอัตราการไหลตรงหน้าตัดนั้นเท่ากับ 25 ลบ.ม./วินาที และความกว้างของผิวไว้เท่ากับ 20 เมตร ประมาณหาอัตราการไหลตรงหน้าตัดที่อยู่ทางด้านเหนือน้ำขึ้นไป 1 กิโลเมตร

ในกรณีนี้เป็นการไหลแบบ Unsteady สามารถใช้สมการที่ 1.5 ในการวิเคราะห์ได้

$$B \frac{dy}{dt} = \frac{20 \times 0.10}{60 \times 60} = 0.000556 \quad \text{ม}^2/\text{วินาที}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0$$

$$\frac{Q_2 - Q_1}{\Delta x} = \frac{\partial Q}{\partial x} = -B \frac{\partial y}{\partial t}$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= Q_2 + B \frac{\partial y}{\partial t} \Delta x \\ &= 25.0 + 0.000556 \times 1000 \\ &= 25.556 \quad \text{ลบ.ม./วินาที} \end{aligned}$$

ตัวอย่างที่ 1.2 ในรูปที่ 1.9 ประมาณค่าที่กระหนาบประตูประบายน้ำ

พิจารณาคู่หนึ่งหน่วยความกว้างของทางน้ำ และกำหนดปริมาตรควบคุม ดังแสดงในรูปที่ 1.9 ที่หน้าตัด 1-1 สามารถสมมติให้แรงดันเป็นแบบ hydrostatic แรงเสียดทานบนพื้นทางน้ำไม่นำมาวิเคราะห์ หน้าตัด 2-2 อยู่ที่วินาคอนแทรกตา (vena contracta) ซึ่ง stream lines จะขนานกับพื้นทางน้ำ สมมติให้ $\beta_1 = \beta_2 = 1.0$ จากสมการโมเมนต์

$$F_1 - F_2 - F = \rho q (V_2 - V_1) \quad \dots\dots\dots 1.14$$

เมื่อ q เป็นอัตราการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง ซึ่งเท่ากับ $v_1 y_1$ หรือ $v_2 y_2$ จัดสมการที่ 1.14 ให้อยู่ในรูปที่ง่าย จะได้ว่า

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \gamma y_1^2 - \frac{1}{2} \gamma y_2^2 - F &= \rho q (V_2 - V_1) \\ F &= \frac{1}{2} \gamma \frac{(y_1 - y_2)}{y_1 y_2} [y_1 y_2 (y_1 + y_2) - 2 \frac{q^2}{g}] \quad \dots\dots\dots 1.15 \end{aligned}$$

ถ้าไม่มีการสูญเสียพลังงานระหว่างหน้าตัด 1 และหน้าตัด 2 จะได้

$$y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} \dots\dots\dots 1.16$$

แทนค่า $v_1 = \frac{Q}{y_1}$ และ $v_2 = \frac{Q}{y_2}$ ลงในสมการที่ 1.16

$$\frac{Q^2}{2g} = \frac{y_1^2 y_2^2}{(y_1 + y_2)}$$

แทนค่าลงในสมการที่ 1.15 และจัดให้อยู่ในรูปที่ง่ายจะได้

$$F = \frac{1}{2} \gamma \frac{(y_1 - y_2)^3}{y_1 + y_2}$$

แรงที่กระทำบนประตูระบายน้ำ (F') เท่ากับแรง F แต่มีทิศตรงกันข้าม

1.6 คุณสมบัติและรูปทรงทางเรขาคณิตของทางน้ำเปิด

ทางน้ำตามธรรมชาติโดยทั่วไปสามารถกล่าวได้ว่า รูปทรงหน้าตัดของมันเปลี่ยนแปลงจากรูปพาราโบลา ไปจนถึงรูปทรงสี่เหลี่ยมคางหมู ทางน้ำที่มนุษย์สร้างขึ้นส่วนมากจะถูกออกแบบให้อยู่ในรูปทรงของเรขาคณิต เช่น รูปสี่เหลี่ยมคางหมู สี่เหลี่ยมคางหมู วงกลม สามเหลี่ยม ฯลฯ รูปทรงของทางน้ำที่สร้างขึ้นโดยมนุษย์นั้นจะขึ้นอยู่กับวัตถุประสงค์ของการนำไปใช้ประโยชน์ วัตถุประสงค์ที่ใช้สร้าง และความเหมาะสมอื่น ๆ อีกหลายประการ

คุณสมบัติของทางน้ำเปิดจะเกี่ยวกับขนาดของพื้นที่หน้าตัดและความลึกของน้ำ สิ่งเหล่านี้นำไปใช้คำนวณหาปริมาณการไหล ถ้าพื้นที่หน้าตัดที่มีความซับซ้อน และพื้นที่หน้าตัดของทางน้ำเปิดธรรมชาติ อาจจะลองจัดทำกราฟที่แสดงความสัมพันธ์ของขนาดของพื้นที่หน้าตัดและความลึกของน้ำ เพื่อให้สะดวกต่อการคำนวณทางด้านชลศาสตร์ ต่อไปนี้จะกล่าวถึงคุณสมบัติพื้นฐานที่ควรรู้พอเป็นสังเขป

ความลึกการไหล (Depth of flow) แทนด้วยสัญลักษณ์ y เป็นความลึกของการไหลที่วัดในแนวตั้งจากจุดที่ต่ำสุดหรือท้องทางน้ำถึงผิวน้ำอิสระ

stage เป็นระยะในแนวตั้งวัดจากกระบอกอ้างอิงมาตรฐานถึงผิวน้ำอิสระ ถ้าระดับอ้างอิงอยู่ที่เดียวกับจุดที่ต่ำสุดของทางน้ำแล้ว stage จะมีค่าเท่ากับความลึกของการไหล

ความกว้างของผิวน้ำ (Top width) แทนด้วยสัญลักษณ์ B เป็นความกว้างของพื้นที่หน้าตัดของการไหลที่ผิวน้ำอิสระ

เส้นรอบรูปเปียก (wetted perimeter) แทนด้วยสัญลักษณ์ P เป็นความยาวของเส้นรอบรูปของหน้าตัดทางน้ำที่สัมผัสกับน้ำ

พื้นที่หน้าตัดทางน้ำ (water area) แทนด้วยสัญลักษณ์ A เป็นพื้นที่หน้าตัดของทางน้ำที่ตั้งฉากกับทิศทางการไหลของน้ำ

รัศมีชลศาสตร์ (Hydraulic radius) แทนด้วยสัญลักษณ์ R เป็นอัตราส่วนของพื้นที่หน้าตัดทางน้ำกับเส้นรอบรูปเปียก

$$R = \frac{A}{P} \dots\dots\dots 1.17$$

ความลึกชลศาสตร์ (Hydraulic depth) แทนด้วยสัญลักษณ์ D'' เป็นอัตราส่วนของพื้นที่หน้าตัดทางน้ำกับความกว้างของผิวน้ำ

$$D'' = \frac{A}{B} \dots\dots\dots 1.18$$

แฟกเตอร์หน้าตัด (Section factor) สำหรับการไหลแบบวิฤตแทนด้วย Z ซึ่งเป็นผลคูณของพื้นที่หน้าตัดทางน้ำและรากที่สองของความลึกชลศาสตร์ หรือ

$$Z = A\sqrt{D''} = A\sqrt{A/B} \dots\dots\dots 1.19$$

แฟกเตอร์หน้าตัดสำหรับการไหลแบบ Uniform มีค่าเท่ากับ $AR^{2/3}$

ตารางที่ 1.1 เป็นตารางแสดงรูปทรงทางเรขาคณิตของทางน้ำเปิด และสูตรในการคำนวณ ตารางที่ 1.2 เป็นคุณสมบัติต่าง ๆ ของทางน้ำเปิดที่มีหน้าตัดวงกลม

1.7 การกระจายของความเร็วและสัมประสิทธิ์ของการกระจาย

ในทางปฏิบัติพบว่า การกระจายของความเร็วตลอดหน้าตัดเป็นไปอย่างไม่สม่ำเสมอ สาเหตุส่วนใหญ่มาจากแรงเสียดทานซึ่งขึ้นอยู่กับรูปร่างของพื้นที่หน้าตัด รูปที่ 1.10 แสดงการกระจายของความเร็วของหน้าตัดทางน้ำรูปต่าง ๆ

ถ้าพิจารณาความเร็วตามความลึกการไหล ความเร็วจะมีค่าน้อย หรือเป็นศูนย์ที่พื้นทางน้ำ และจะค่อย ๆ เพิ่มขึ้น ตามระยะทางจากพื้นทางน้ำ ตำแหน่งของความเร็วสูงสุด

จะอยู่ที่ผิวหน้าอิสระ ระยะจากผิวหน้าอิสระถึงจุดที่มีความเร็วสูงสุดขึ้นอยู่กับอัตราส่วนของความลึก การไหลและความกว้าง (y/α) ในทางน้ำที่ความลึกเท่ากัน แต่ความกว้างไม่เท่ากับ ทางน้ำ ที่แคบจะมีจุดที่มีความเร็วสูงสุดลึกกว่าในทางน้ำที่กว้าง

หน้าที่ที่ค่อนข้างมากรูปร่างของความเร็วที่กระจายตามความลึก ได้แสดงไว้ให้เห็นใน รูปที่ 1.11 โดยทั่วไปความเร็วเฉลี่ยของการไหลในแม่น้ำลำคลองจะมีค่าเท่ากับ ความเร็วที่ ระยะความลึก $0.6y$ จากผิวหน้าอิสระ หรืออาจจะได้ว่า

$$\text{ความเร็วเฉลี่ย, } v_{av} = \frac{1}{2} (v_{0.2} + v_{0.8}) \dots\dots\dots 1.20$$

เมื่อ $v_{0.2}$ = ความเร็วของการไหลที่ความลึก $0.2y$ จากผิวหน้า

$v_{0.8}$ = ความเร็วของการไหลที่ความลึก $0.8y$ จากผิวหน้า

ความเร็วของการไหลที่ผิวหน้าอิสระ (v_s) มีความสัมพันธ์กับความเร็ว (v_{av})

ดังสมการต่อไปนี้ -

$$v_{av} = k v_s \dots\dots\dots 1.21$$

เมื่อค่า k เป็นค่าของสัมประสิทธิ์ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง 0.8 และ 0.95 ค่าที่เหมาะสมของค่า k ขึ้นอยู่กับหน้าที่ของทางน้ำ

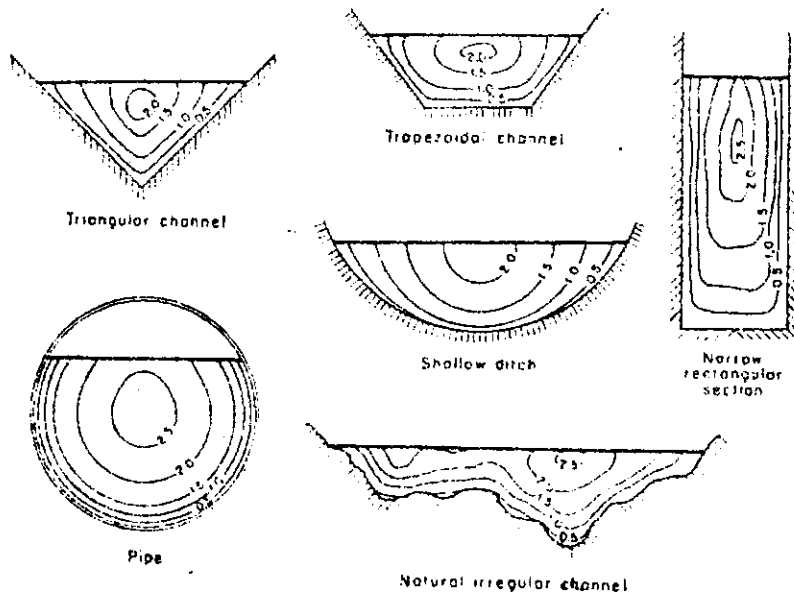
ในทางน้ำเปิดจะพบว่าค่าเฉลี่ยของ $\frac{v^2}{2g}$ ตลอดพื้นที่หน้าตัดไม่เท่ากับ $\frac{v^2}{2g}$ เมื่อ v เป็นความเร็วเฉลี่ยของหน้าตัดการไหล ฉะนั้นจะต้องปรับค่าทั้งสองให้เท่ากัน โดยการนำค่า สัมประสิทธิ์พลังงาน α (Energy coefficient) มาคูณกับค่า $\frac{v^2}{2g}$

พิจารณาอนุภาคเล็ก ๆ ของน้ำในทางน้ำเปิด มีพื้นที่หน้าตัดเท่ากับ dA จะได้ว่า

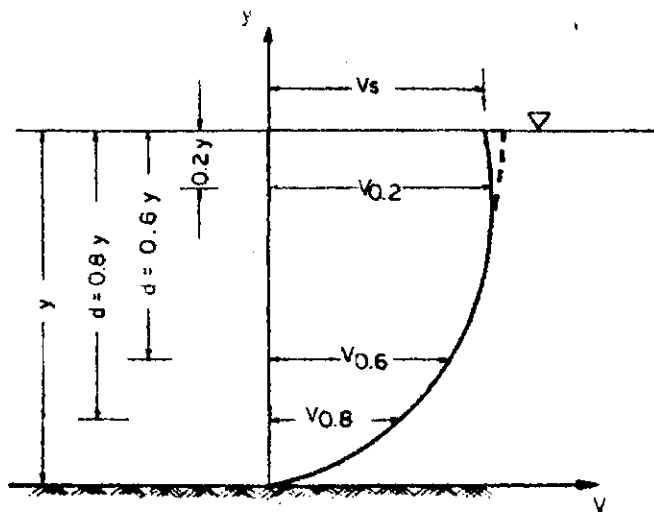
$$\begin{aligned} \text{พลังงานจลน์ต่อหน่วยเวลา} &= \frac{1}{2} m v^2 \\ &= (\rho v dA) \frac{v^2}{2} \\ &= \frac{1}{2} \rho v^3 dA^2 \end{aligned}$$

$$\text{พลังงานจลน์ตลอดพื้นที่หน้าตัด} = \int_A \frac{\rho}{2} v^3 dA \dots\dots\dots 1.22$$

$$\text{หรือ} = \alpha \frac{\rho}{2} v^3 A \dots\dots\dots 1.23$$



รูปที่ 1.10 ตัวอย่างการกระจายความเร็วในทางน้ำเปิด



รูปที่ 1.11 การกระจายของความเร็วตามความลึกของน้ำ

สมการที่ 1.22 เท่ากับสมการที่ 1.23 ฉะนั้นจะได้ว่า

$$\alpha = \frac{\int v^3 dA}{V^3 A} \dots\dots\dots 1.24$$

$$\text{หรือ } \alpha = \frac{\Sigma v^3 \Delta A}{V^3 A} \dots\dots\dots 1.25$$

ค่าพลังงานจลน์ต่อหนึ่งหน่วยน้ำหนักของของไหลมีค่าเท่ากับ $\alpha \frac{V^2}{2g}$

ในทำนองเดียวกันสามารถเขียนค่าของโมเมนต์มีที่อยู่ฝั่งซ้ายของความเร็วเฉลี่ย และสัมประสิทธิ์ของโมเมนต์มี (Momentum coefficient) ได้ พิจารณาอนุภาคเล็ก ๆ ของของไหลที่มีพื้นที่หน้าตัด dA จะได้

$$\begin{aligned} \text{โมเมนต์ต่อหนึ่งหน่วยเวลา} &= mv \\ &= (\rho v dA)v \\ &= \rho v^2 dA \end{aligned}$$

$$\text{โมเมนต์ตลอดพื้นที่หน้าตัด} = \int_A \rho v^2 dA \dots\dots\dots 1.26$$

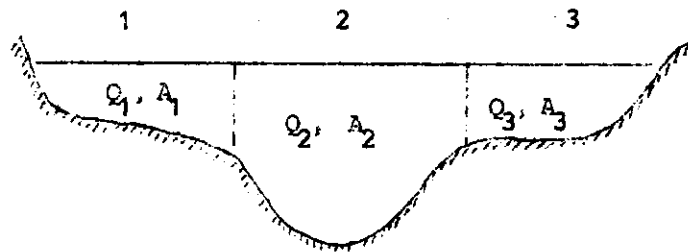
$$\text{หรือ} = \beta \rho V^2 A \dots\dots\dots 1.27$$

สมการที่ 1.26 เท่ากับสมการที่ 1.27 ฉะนั้นจะได้ว่า

$$\beta = \frac{\int v^2 dA}{V^2 A} \dots\dots\dots 1.28$$

$$\text{หรือ } \beta = \frac{\Sigma v^2 \Delta A}{V^2 A} \dots\dots\dots 1.29$$

ค่า α และ β จะเท่ากับหนึ่ง เมื่อความเร็วมีการกระจายอย่างสม่ำเสมอตลอดพื้นที่หน้าตัด นอกจากนั้น $\alpha > \beta > 1.0$ ทางน้ำเปิดที่มีขนาดกว้างและลึก พื้นที่หน้าตัดสม่ำเสมอ และเป็นแนวตรงพอสมควร จะมีค่า α และ β น้อย ทางน้ำเปิดขนาดเล็กที่มีพื้นที่หน้าตัดไม่สม่ำเสมอจะมีค่า α และ β มาก ทางน้ำเปิดแบบพริซึมที่มีแนวตรงจะมีค่า α และ β เท่ากับ 1.10 และ 1.05 ตามลำดับ สำหรับในารณ์ของทางน้ำธรรมชาติ ดังแสดงในรูปที่ 1.12 การคำนวณหาค่า α และ β จะแบ่งหน้าตัดออกเป็นส่วนย่อย ๆ และใช้สูตรต่อไปนี้



รูปที่ 1.12 ทางน้ำธรรมชาติ

$$\alpha = \frac{V_1^3 A_1 + V_2^3 A_2 + V_3^3 A_3}{V_m^3 (A_1 + A_2 + A_3)} \dots\dots\dots 1.30$$

$$\beta = \frac{V_1^2 A_1 + V_2^2 A_2 + V_3^2 A_3}{V_m^2 (A_1 + A_2 + A_3)} \dots\dots\dots 1.31$$

$$V_m = \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3}{A_1 + A_2 + A_3} \dots\dots\dots 1.32$$

เมื่อ

$$V_m = \text{ความเร็วเฉลี่ยของหน้าตัดการไหล}$$

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_1} = \text{ความเร็วเฉลี่ยในส่วนที่ 1}$$

$$V_2 = \frac{Q_2}{A_2} = \text{ความเร็วเฉลี่ยในส่วนที่ 2}$$

$$V_3 = \frac{Q_3}{A_3} = \text{ความเร็วเฉลี่ยในส่วนที่ 3}$$

สมการที่ 1.30 และ 1.31 เขียนเป็นสูตรทั่วไปได้ว่า

$$\alpha = \frac{\sum V_i^3 A_i (\sum A_i)^2}{(\sum V_i A_i)^3} \dots\dots\dots 1.33$$

$$\beta = \frac{\sum V_i^2 A_i (\sum A_i)}{(\sum V_i A_i)^2} \dots\dots\dots 1.34$$

1.8 การกระจายความดัน

จากสมการที่ 1.7

$$\frac{\partial}{\partial s} (p + \gamma z) + \rho a_s = 0 \dots\dots\dots 1.7$$

เมื่อ s เป็นทิศทางตามเส้นตรงของการไหล ถ้าเป็นการไหลแบบ steady ไม่มีการเปลี่ยนแปลงความเร็ว จะทำให้ $a_s = 0$ ทำให้การกระจายของความดันเป็นแบบ Hydrostatic ในทางตรงกันข้ามถ้าความเร็วมีการเปลี่ยนแปลงหรือมีความเร่งเกิดขึ้น จะทำให้ $a_s \neq 0$ เช่น ในกรณีของการไหลของน้ำแบบการไหลสถกอิสระ หรือการไหลรอบประตุนระบายน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 1.13 ทำให้การกระจายแรงดันไม่เป็นไปตามกฎสถิตศาสตร์

รูปที่ 1.14 แสดงการไหลแบบ Uniform ในทางน้ำเปิดที่มีความลาดต่องกสองชันมาก พิจารณาแท่งน้ำที่มีความยาว ΔL แรงดันที่ AA' จะเกิดจากน้ำหนักของแท่งน้ำ $A11'A$ กดทับในแนวตั้งฉาก

$$p_A \Delta L = \gamma d \Delta L \cos \theta$$

$$p_A / \gamma = d \cos \theta$$

จะเห็นว่าความดันจะเปลี่ยนแปลงตามความลึก ถ้า h เป็นความลึกของการไหลที่วัดในแนวตั้งฉากกับทิศทางการไหล และ y เป็นความลึกของการไหลที่วัดในแนวตั้ง พิจารณาที่จุด B จะได้

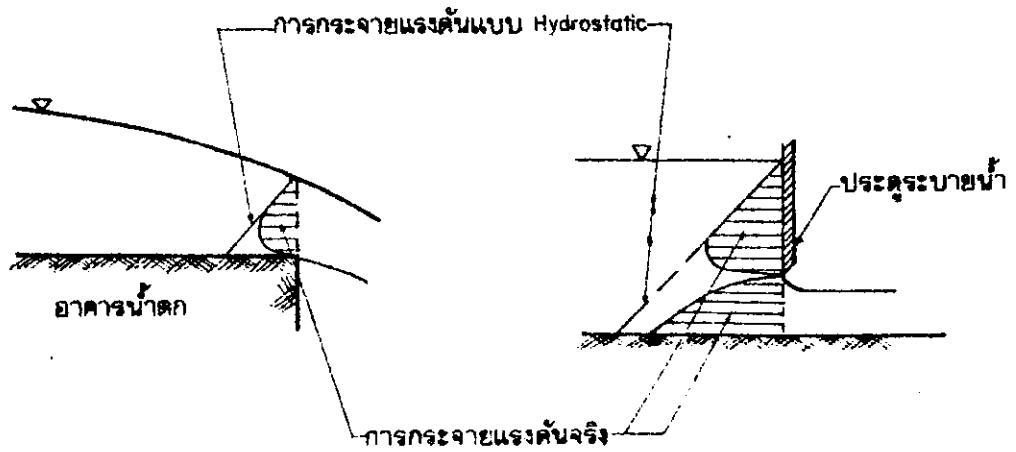
$$p_B = \gamma h \cos \theta \dots\dots\dots 1.35$$

และ $h = y \cos \theta \dots\dots\dots 1.36$

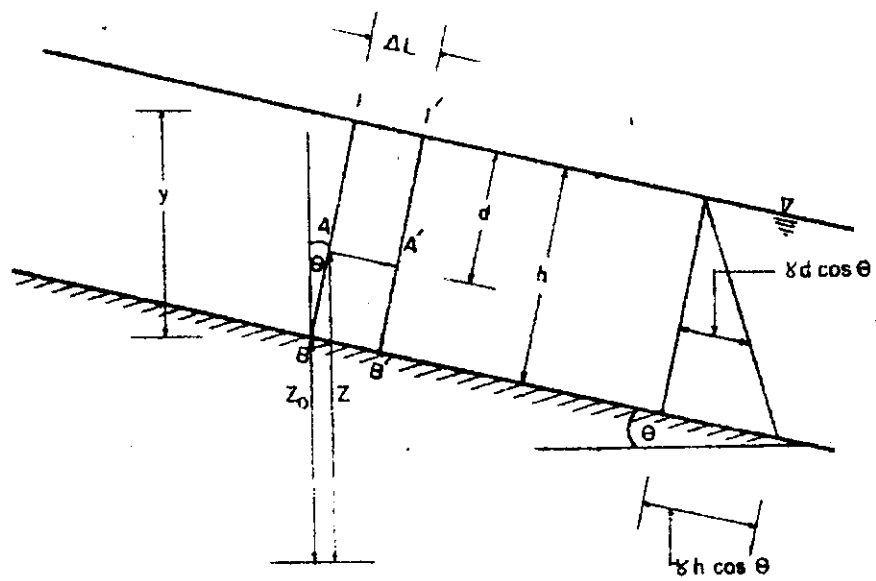
แทนค่า h ลงในสมการที่ 1.35

$$p_B / \gamma = y \cos^2 \theta \dots\dots\dots 1.37$$

ในกรณีทางน้ำที่มีความลาดต่องกสองชันมาก การกระจายความดันจะไม่เป็นไปตามกฎของสถิตศาสตร์ ความลาดชันชลศาสตร์จะไม่ใช้เส้นเดียวกับความลาดของผิวน้ำอิสระ ในทางปฏิบัติ ความลาดต่องกสองของแม่น้ำลำธารตามธรรมชาติจะมีค่าไม่มากนัก ถ้าความลาด ($\sin \theta$) มีค่าน้อยกว่า 1/100 ค่าของ $\cos \theta$ จะมีค่าเข้าใกล้หนึ่ง ทำให้ค่าของ y และ h มีค่าเข้าใกล้กันมากขึ้น ถือว่าความลึกทั้งสองมีค่าเท่ากัน


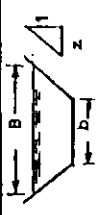


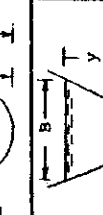




รูปที่ 1.13 ตัวอย่างของการกระจายแรงดัน



รูปที่ 1.14 การไหลบนทางน้ำเปิดที่มีความลาดชันมาก

ตารางที่ 1.1 คุณสมบัติทางกลศาสตร์ของหน้าเกิด

หน้ากักการไหล	พื้นที่ A	เส้นรอบรูปเปียก P	รัศมีไฮดรอลิก R	ความกว้างของหน้าน้ำ B	ความลึกชลศาสตร์ D
	by	b + 2y	$\frac{by}{b + 2y}$	b	y
	(b + zy)y	$b + 2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}}$	b + 2zy	$\frac{(b + zy)y}{b + 2zy}$
	zy ²	$2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1 + z^2}}$	2zy	$\frac{1}{2}y$
	$\frac{1}{8}(0 - \sin \theta) D^2$	$\frac{1}{2} D$	$\frac{1}{4}(1 - \sin \theta) D$	$(\sin 1/2 \theta) D$ HyD $2\sqrt{y(D - y)}$	$\frac{1}{8} \frac{(0 - \sin \theta) D}{\sin 1/2 \theta}$
	$\frac{2}{3} By$	$B + \frac{8}{3} y^2$	$\frac{2 B^2 y}{3B^2 + 8y^2}$	$\frac{3 A}{2 y}$	$\frac{2}{3} y$
	$(\frac{\pi}{2} - 2)r^2 + (b+2r)y$	$(\pi - 2)r + b + 2y$	$\frac{(\pi/2 - 2)r^2 + (b+2r)y}{(\pi - 2)r + b + 2y}$	b + 2r	$\frac{(\pi/2 - 2)r^2}{b + 2r} + y$
	$\frac{B^2 - z^2}{4z} (1 - z \cot^{-1} z)$	$\frac{B}{z} \sqrt{1 + z^2} - \frac{2r}{z}$ $(1 - z \cot^{-1} z)$	$\frac{A}{P}$	$2 \left(z(y-r) + r\sqrt{1 + z^2} \right)$	$\frac{A}{B}$

* การประมาณที่ใช้ในช่วงของ $0 < x \leq 1$, เมื่อ $x = 4y/B$. เมื่อ $x > 1$ ค่าที่ถูกต้องของ $P \approx \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{1 + x^2} + 1/x \ln(x + \sqrt{1 + x^2}) \right\}$

ตารางที่ 1.2 คุณสมบัติของทางน้ำเปิดที่มีรูปตัดเป็นวงกลม

D = เส้นผ่าศูนย์กลาง	R = รัศมีชลศาสตร์
y = ความลึกการไหล	B = ความกว้างของผิวน้ำอิสระ
A = พื้นที่หน้าตัด	D'' = ความลึกชลศาสตร์
P = เส้นรอบรูปเปียก	Z = $A\sqrt{D''}$ = แฟกเตอร์หน้าตัด ของการไหลแบบวิกฤต

$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{R}{D}$	$\frac{B}{D}$	$\frac{D''}{D}$	$\frac{Z}{D^{2.5}}$	$\frac{AR^{2/3}}{D^{8/3}}$
0.01	0.0013	0.2003	0.0066	0.1990	0.0066	0.0001	0.0000
0.02	0.0037	0.2838	0.0132	0.2800	0.0134	0.0004	0.0002
0.03	0.0069	0.3482	0.0197	0.3412	0.0202	0.0010	0.0005
0.04	0.0105	0.4027	0.0262	0.3919	0.0268	0.0017	0.0009
0.05	0.0147	0.4510	0.0326	0.4359	0.0336	0.0027	0.0015
0.06	0.0192	0.4949	0.0389	0.4750	0.0406	0.0039	0.0022
0.07	0.0242	0.5355	0.0451	0.5103	0.0474	0.0053	0.0031
0.08	0.0294	0.5735	0.0513	0.5426	0.0542	0.0069	0.0040
0.09	0.0350	0.6094	0.0574	0.5724	0.0612	0.0087	0.0052
0.10	0.0409	0.6435	0.0635	0.6000	0.0682	0.0107	0.0065
0.11	0.0470	0.6761	0.0695	0.6258	0.0752	0.0129	0.0079
0.12	0.0534	0.7075	0.0754	0.6499	0.0822	0.0153	0.0095
0.13	0.0600	0.7377	0.0813	0.6726	0.0892	0.0179	0.0113
0.14	0.0668	0.7670	0.0871	0.6940	0.0964	0.0217	0.0131
0.15	0.0739	0.7954	0.0929	0.7141	0.1034	0.0238	0.0152
0.16	0.0811	0.8230	0.0986	0.7332	0.1106	0.0270	0.0173
0.17	0.0885	0.8500	0.1042	0.7513	0.1178	0.0304	0.0196
0.18	0.0961	0.8763	0.1097	0.7684	0.1252	0.0339	0.0220
0.19	0.1039	0.9020	0.1152	0.7846	0.1324	0.0378	0.0247
0.20	0.1118	0.9273	0.1206	0.8000	0.1398	0.0418	0.0273
0.21	0.1199	0.9521	0.1259	0.8146	0.1472	0.0460	0.0301
0.22	0.1281	0.9764	0.1312	0.8285	0.1546	0.0503	0.0333
0.23	0.1365	1.0003	0.1364	0.8417	0.1622	0.0549	0.0359
0.24	0.1449	1.0239	0.1416	0.8542	0.1696	0.0597	0.0394
0.25	0.1535	1.0472	0.1466	0.8660	0.1774	0.0646	0.0427
0.26	0.1623	1.0701	0.1516	0.8773	0.1850	0.0697	0.0464
0.27	0.1711	1.0928	0.1566	0.8879	0.1926	0.0751	0.0497
0.28	0.1800	1.1152	0.1614	0.8980	0.2004	0.0805	0.0536
0.29	0.1890	1.1373	0.1662	0.9075	0.2084	0.0862	0.0571
0.30	0.1982	1.1593	0.1709	0.9165	0.2162	0.0921	0.0610

ตารางที่ 1.2 (ต่อ)

$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{R}{D}$	$\frac{B}{D}$	$\frac{D^*}{D}$	$\frac{Z}{D^{2.5}}$	$\frac{AR^{2/3}}{D^{8/3}}$
0.31	0.2074	1.1810	0.1755	0.9250	0.2242	0.0981	0.0650
0.32	0.2167	1.2025	0.1801	0.9330	0.2322	0.1044	0.0690
0.33	0.2260	1.2239	0.1848	0.9404	0.2404	0.1107	0.0736
0.34	0.2355	1.2451	0.1891	0.9474	0.2486	0.1172	0.0776
0.35	0.2450	1.2661	0.1935	0.9539	0.2568	0.1241	0.0820
0.36	0.2546	1.2870	0.1978	0.9600	0.2652	0.1310	0.0864
0.37	0.2642	1.3078	0.2020	0.9656	0.2736	0.1381	0.0909
0.38	0.2739	1.3284	0.2061	0.9708	0.2822	0.1453	0.0955
0.39	0.2836	1.3490	0.2102	0.9755	0.2908	0.1528	0.1020
0.40	0.2934	1.3694	0.2142	0.9798	0.2994	0.1603	0.1050
0.41	0.3032	1.3898	0.2181	0.9837	0.3082	0.1682	0.1100
0.42	0.3132	1.4101	0.2220	0.9871	0.3172	0.1761	0.1147
0.43	0.3229	1.4303	0.2257	0.9902	0.3262	0.1844	0.1196
0.44	0.3328	1.4505	0.2294	0.9928	0.3352	0.1927	0.1245
0.45	0.3428	1.4706	0.2331	0.9950	0.3446	0.2011	0.1298
0.46	0.3527	1.4907	0.2366	0.9968	0.3538	0.2098	0.1348
0.47	0.3627	1.5108	0.2400	0.9982	0.3634	0.2186	0.1401
0.48	0.3727	1.5308	0.2434	0.9992	0.3730	0.2275	0.1452
0.49	0.3827	1.5508	0.2467	0.9998	0.3828	0.2366	0.1505
0.50	0.3927	1.5708	0.2500	1.0000	0.3928	0.2459	0.1558
0.51	0.4027	1.5908	0.2531	0.9998	0.4028	0.2553	0.1610
0.52	0.4127	1.6108	0.2561	0.9992	0.4130	0.2650	0.1664
0.53	0.4227	1.6308	0.2591	0.9982	0.4234	0.2748	0.1715
0.54	0.4327	1.6509	0.2620	0.9968	0.4340	0.2848	0.1772
0.55	0.4426	1.6710	0.2649	0.9950	0.4448	0.2949	0.1825
0.56	0.4526	1.6911	0.2676	0.9928	0.4558	0.3051	0.1878
0.57	0.4625	1.7113	0.2703	0.9902	0.4670	0.3158	0.1933
0.58	0.4723	1.7315	0.2728	0.9871	0.4786	0.3263	0.1987
0.59	0.4822	1.7518	0.2753	0.9837	0.4902	0.3373	0.2041
0.60	0.4920	1.7722	0.2776	0.9798	0.5022	0.3484	0.2092
0.61	0.5018	1.7926	0.2797	0.9755	0.5144	0.3560	0.2146
0.62	0.5115	1.8132	0.2818	0.9708	0.5270	0.3710	0.2199
0.63	0.5212	1.8338	0.2839	0.9656	0.5398	0.3830	0.2252
0.64	0.5308	1.8546	0.2860	0.9600	0.5530	0.3945	0.2302
0.65	0.5404	1.8755	0.2881	0.9539	0.5666	0.4066	0.2358

ตารางที่ 1.2 (ต่อ)

$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{R}{D}$	$\frac{B}{D}$	$\frac{D^*}{D}$	$\frac{Z}{D^{2.5}}$	$\frac{AR^{2/3}}{D^{8/3}}$
0.66	0.5499	1.8965	0.2899	0.9474	0.5804	0.4188	0.2407
0.67	0.5594	1.9177	0.2917	0.9404	0.5948	0.4309	0.2460
0.68	0.5687	1.9391	0.2935	0.9330	0.6096	0.4437	0.2510
0.69	0.5780	1.9606	0.2950	0.9250	0.6250	0.4566	0.2560
0.70	0.5872	1.9823	0.2962	0.9165	0.6408	0.4694	0.2608
0.71	0.5964	2.0042	0.2973	0.9075	0.6572	0.4831	0.2653
0.72	0.6054	2.0264	0.2984	0.8980	0.6742	0.4964	0.2702
0.73	0.6143	2.0488	0.2995	0.8879	0.6918	0.5100	0.2751
0.74	0.6231	2.0714	0.3006	0.8773	0.7104	0.5248	0.2794
0.75	0.6318	2.0944	0.3017	0.8660	0.7296	0.5392	0.2840
0.76	0.6404	2.1176	0.3025	0.8542	0.7498	0.5540	0.2888
0.77	0.6489	2.1412	0.3032	0.8417	0.7710	0.5695	0.2930
0.78	0.6573	2.1652	0.3037	0.8285	0.7934	0.5850	0.2969
0.79	0.6655	2.1895	0.3040	0.8146	0.8170	0.6011	0.3008
0.80	0.6736	2.2143	0.3042	0.8000	0.8420	0.6177	0.3045
0.81	0.6815	2.2395	0.3044	0.7846	0.8686	0.6347	0.3082
0.82	0.6893	2.2653	0.3043	0.7684	0.8970	0.6524	0.3118
0.83	0.6969	2.2916	0.3041	0.7513	0.9276	0.6707	0.3151
0.84	0.7043	2.3186	0.3038	0.7332	0.9606	0.6897	0.3182
0.85	0.7115	2.3462	0.3033	0.7141	0.9964	0.7098	0.3212
0.86	0.7186	2.3746	0.3026	0.6940	1.0354	0.7307	0.3240
0.87	0.7254	2.4038	0.3017	0.6726	1.0784	0.7528	0.3264
0.88	0.7320	2.4341	0.3008	0.6499	1.1264	0.7754	0.3286
0.89	0.7380	2.4655	0.2996	0.6258	1.1800	0.8016	0.3307
0.90	0.7445	2.4981	0.2980	0.6000	1.2408	0.8285	0.3324
0.91	0.7504	2.5322	0.2963	0.5724	1.3110	0.8586	0.3336
0.92	0.7560	2.5681	0.2944	0.5426	1.3932	0.8917	0.3345
0.93	0.7612	2.6061	0.2922	0.5103	1.4918	0.9292	0.3350
0.94	0.7662	2.6467	0.2896	0.4750	1.6130	0.9725	0.3353
0.95	0.7707	2.6906	0.2864	0.4359	1.7682	1.0242	0.3349
0.96	0.7749	2.7389	0.2830	0.3919	1.9770	1.0888	0.3340
0.97	0.7785	2.7934	0.2787	0.3412	2.2820	1.1752	0.3322
0.98	0.7816	2.8578	0.2735	0.2800	2.7916	1.3050	0.3291
0.99	0.7841	2.9412	0.2665	0.1990	3.9400	1.5554	0.3248
1.00	0.7854	3.1416	0.2500	0.0000	∞	∞	0.3117

บทที่ 2

พลังงานในทางน้ำเปิดและการไหลแบบวิกฤต

2.1 พลังงานในทางน้ำเปิด พลังงานรวมในทางน้ำเปิดเท่ากับผลรวมของความสูงพีโซเมตริกและความสูงที่เกิดจากความเร็ว จากรูปที่ 2.1 สมมติว่าเป็นการไหลในทางน้ำเปิดแบบพริซึม มีความลาดชัน s_f , s_w และ s_o เป็นความลาดชันพลังงาน ความลาดชันของผิวน้ำอิสระและความลาดชันของท้องทางน้ำ ตามลำดับ ค่าของ s_o มีค่าเท่ากับ $\sin\theta$

เมื่อพิจารณาที่ตำแหน่งที่ 1 และ 2 โดยใช้หลักของการอนุรักษ์พลังงาน จะได้ว่า

$$z_1 + d_1 \cos\theta + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + d_2 \cos\theta + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + h_1 \dots\dots\dots 2.1$$

สมการที่ 2.1 ใช้กับการไหลแบบ Uniform และการไหลแบบ Non-uniform ที่ผิวน้ำมีการเปลี่ยนแปลงที่ละน้อย ๆ

สำหรับทางน้ำเปิดที่มีความลาดชันน้อย ค่า $\sin\theta$ จะมีค่าน้อยด้วย ถือว่า $\cos\theta$ มีค่าเท่ากับหนึ่ง สมการที่ 2.1 จะเปลี่ยนเป็น

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + h_1 \dots\dots\dots 2.2$$

ถ้า $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$ และไม่มีการสูญเสียพลังงาน จะได้

$h_1 = 0$ ฉะนั้นสมการที่ 2.2 จะเปลี่ยนเป็น

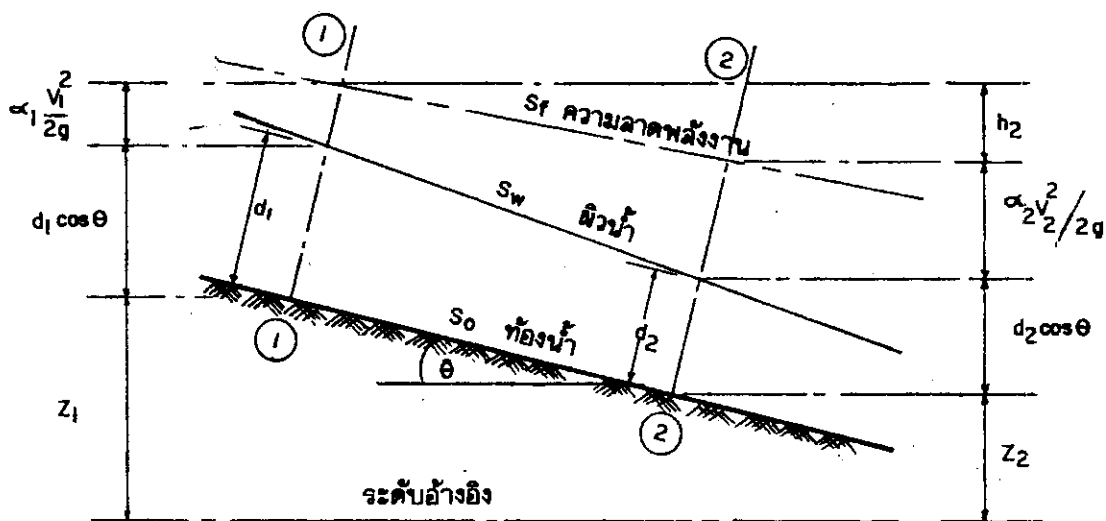
$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = \text{ค่าคงที่} \dots\dots\dots 2.3$$

2.2 พลังงานจำเพาะ (Specific Energy) เป็นพลังงานต่อหนึ่งหน่วยน้ำหนักของน้ำที่หน้าตัดใด ๆ ในทางน้ำเปิด โดยมีท้องทางน้ำเป็นระดับอ้างอิงหรือระดับเปรียบเทียบ และสามารถเขียนให้อยู่ในรูปสมการทั่วไปได้ดังต่อไปนี้

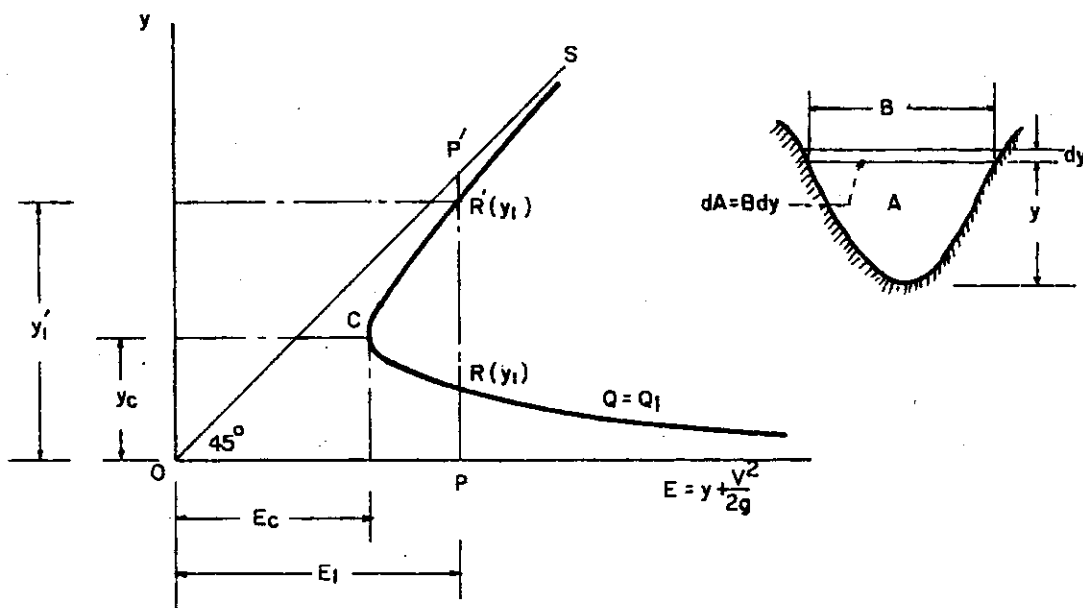
$$E = d \cos\theta + \alpha \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots 2.4$$

สำหรับทางน้ำที่มีความลาดชันน้อย และมีค่า $\alpha = 1$ จะได้

$$E = y + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots 2.5$$



รูปที่ 2.1 การวิเคราะห์พลังงานในทางน้ำเปิด



รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง \$E\$ และ \$y\$

แทนค่า $v = \frac{Q}{A}$ ลงในสมการที่ 2.5

$$E = y + \frac{Q^2}{2g A^2} \dots\dots\dots 2.6$$

สำหรับทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีความกว้างเท่ากับ b จะได้ว่า q (ค่าอัตราการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง) เท่ากับ $\frac{Q}{b}$ และ v เท่ากับ $\frac{q}{y}$ แทนค่าลงในสมการที่ 2.5 จะได้

$$(E - y) y^2 = \frac{q^2}{2g} \dots\dots\dots 2.7$$

2.2.1 กรณีสภาวะการไหลตื้น

ถ้ากำหนดให้ Q เป็นค่าคงที่ จากสมการที่ 2.6 จะพบว่าค่าของ E จะขึ้นอยู่กับค่าของ y เพียงตัวเดียว จะมีค่า y อยู่ 3 ค่าที่ให้ค่า E เท่ากัน แต่ y ตัวหนึ่งจะมีค่าติดลบ ซึ่งในการปฏิบัติเป็นไปไม่ได้ จึงไม่นำมาพิจารณาด้วย ฉะนั้นค่า E หนึ่งค่าจะให้ค่า y ที่เป็นไปได้ 2 ค่า เรียกค่า y ทั้งสองนี้ว่า ความลึกทดแทน (Alternate Depth)

รูปที่ 2.2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง E และ y เมื่อ Q มีค่าคงที่ ลักษณะของกราฟจะเป็นรูปพาราโบลา จากรูปที่ 2.2 เส้น PP' แทนการไหลที่มีพลังงานจำเพาะเท่ากับ E_1 ซึ่งแทนด้วยเส้น OP การไหลดังกล่าวทำให้เกิดความลึกที่เป็นไปได้สองค่า คือ $PR = y_1$ หรือ $PR' = y_1'$ เส้นตรง OS เป็นเส้นตรงที่มีสมการว่า $E = y$ (หรือ OS ทำมุม 45° กับแกน x) ฉะนั้นจะได้ว่า $P'R'$ หรือ $P'R$ แทนค่าของความสูงที่เกิดจากความเร็ว $(\frac{v^2}{2g})$ ถ้าความลึกเท่ากับ y_1 ซึ่งมีค่าน้อย ค่าของความสูงที่เกิดจากความเร็วมักจะมีค่ามาก ในทางตรงข้ามถ้าความลึกเท่ากับ y_1' ซึ่งมีค่ามาก ค่าของความสูงที่เกิดจากความเร็วมักจะมีค่าน้อย

ในกรณีที่ E เพิ่มขึ้น ค่าของ $(y_1' - y_1)$ ก็จะเพิ่มขึ้นด้วย ถ้า E ลดลง ค่าของ $(y_1' - y)$ ก็จะลดลงด้วย และค่า E จะมีค่าน้อยที่สุด ณ จุด C (ดูรูปที่ 2.2) ซึ่ง $E = E_C$ และ y มีเพียงค่าเดียว และเท่ากับ y_C การไหลที่มีค่าพลังงานเฉพาะน้อยที่สุด เมื่ออัตราการไหลมีค่าคงที่เรียกว่า การไหลวิกฤต (Critical Flow) และความลึกที่เกิดขึ้น (y_C) เรียกว่า ความลึกวิกฤต (Critical Depth)

จากสมการที่ 2.6 ทำการดิฟเฟอเรนเชียล (Differentiate) เทียบกับ y โดยให้ Q เป็นค่าคงที่ จะได้

$$\frac{dE}{dy} = 1 + \frac{Q^2}{2g} (-2A^{-3} \frac{dA}{dy}) \dots\dots\dots 2.8$$

แทนค่า $dA = Bdy$ ลงในสมการที่ 2.8

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{Q^2 B}{gA^3} \dots\dots\dots 2.9$$

ค่า E จะมีค่าน้อยที่สุด เมื่อ $\frac{dE}{dy} = 0$

$$0 = 1 - \frac{Q^2 B}{gA^3} \dots\dots\dots 2.10$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B} \dots\dots\dots 2.11$$

ถ้าสัมประสิทธิ์พลังงาน α ไม่เท่ากับหนึ่ง สมการที่ 2.11 เขียนใหม่ว่า

$$\alpha \frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B} \dots\dots\dots 2.12$$

ถ้าแทนค่า $Q = AV$ และ $\frac{A}{B} = D^n$ ลงในสมการที่ 2.11 จะให้

$$\boxed{\frac{v_c^2}{2g} = \frac{D^n}{2}} \quad (\text{ค่า } \alpha = 1) \dots\dots\dots 2.13$$

เมื่อ v_c เป็นความเร็ววิกฤต

$$\text{กรณีของการไหลวิกฤต} \quad Fr^2 = \frac{v_c^2 B}{gA} = 1 \dots\dots\dots 2.14$$

$$\text{หรือ} \quad Fr^2 = \frac{Q^2 B}{gA^3} = 1 \dots\dots\dots 2.15$$

เมื่อ Fr เป็นค่าของ Froude number ซึ่งมีค่าเท่ากับ $\frac{v}{\sqrt{g D^n}}$

พิจารณาสมการที่ 2.11 หรือ 2.12 จะพบว่า การไหลแบบวิกฤตจะขึ้นอยู่กับรูปทรงเรขาคณิตของหน้าตัดทางน้ำเปิดและอัตราการไหล สำหรับทางน้ำเปิดที่มีความลาดชันมาก และ $\alpha \neq 1$ จะให้

$$Fr^2 = \frac{\alpha v^2 B}{gA \cos\theta} \dots\dots\dots 2.16$$

รูปที่ 2.2 พิจารณาพลังงานจำเพาะนอกเหนือจากที่จุด c จะให้ว่าส่วนล่างของโค้ง E-y ซึ่ง y_1 มีค่าน้อยกว่า y_c ทำให้ $v_1 > v_c$ และ $Fr_1 > 1.0$ เรียกการไหลในย่านนี้ว่าการไหลสูงกว่าวิกฤต (supercritical flow) ตามส่วนบนของโค้ง E-y ซึ่ง y_1 มีค่ามากกว่า y_c ทำให้ $v_1 < v_c$ และ $Fr < 1.0$ เรียกการไหลในย่านนี้ว่าการไหลต่ำกว่าวิกฤต (subcritical flow)

2.2.2 กรณีอัตราการไหลเปลี่ยนแปลง

จากสมการที่ 2.6 ค่าของ Q หนึ่งค่า ซึ่งสมมติให้เป็นค่าคงที่ จะให้กราฟ E-y หนึ่งเส้น ถ้าใช้ค่า Q หลาย ๆ ค่าจะได้กลุ่มของกราฟ E-y ดังแสดงในรูปที่ 2.3 โดย $Q_1 < Q_2 < Q_3 < \dots\dots$ พิจารณาการไหลที่มีพลังงานจำเพาะเท่ากับ E_1 แทนด้วยเส้น PP' ในรูปที่ 2.3 เส้นตรง PP' ตัดกับกราฟ E-y หลายเส้น หมายถึงว่า ถ้ากำหนดพลังงานจำเพาะค่าหนึ่งขึ้นในทางน้ำเปิด จะมีอัตราการไหลซึ่งไหลผ่านทางน้ำเปิดนี้ให้หลายค่า บนเส้น PP' มีกราฟ E-y หนึ่งเส้นสัมผัสที่จุด c ซึ่งยังคงมีค่าพลังงานจำเพาะเท่ากับ E_1 ณ จุดนี้กราฟ E-y จะมีอัตราการไหลมากที่สุด และจะให้ความลึกเพียงค่าเดียว การไหลที่ให้อัตราการไหลสูงสุดเมื่อพลังงานจำเพาะคงที่ เรียกการไหลวิกฤต ฉะนั้นจุด c ในกรณีที่ 1 และ 2 ควรเป็นจุดวิกฤตเหมือนกัน ซึ่งจะพิสูจน์ให้เป็นจริงได้ดังต่อไปนี้

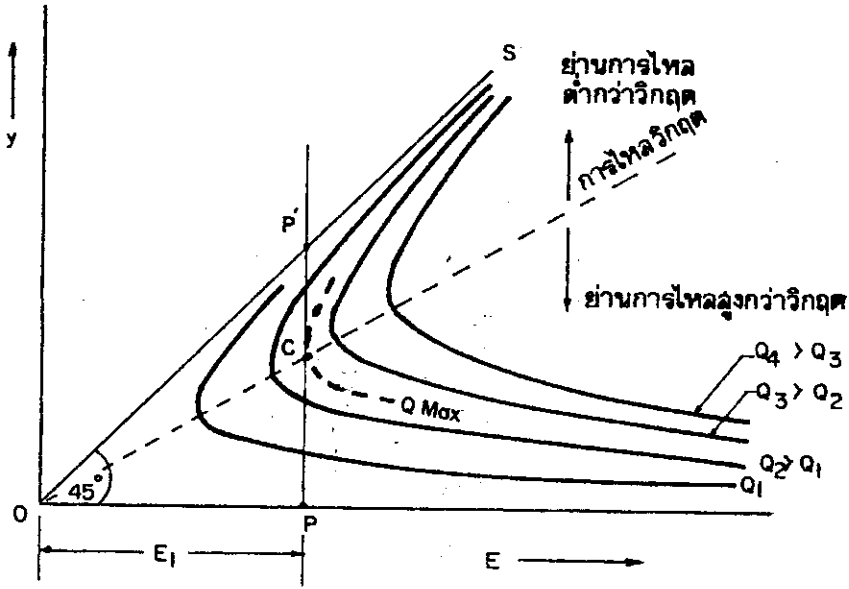
พิจารณาสมการที่ 2.6

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^2}$$

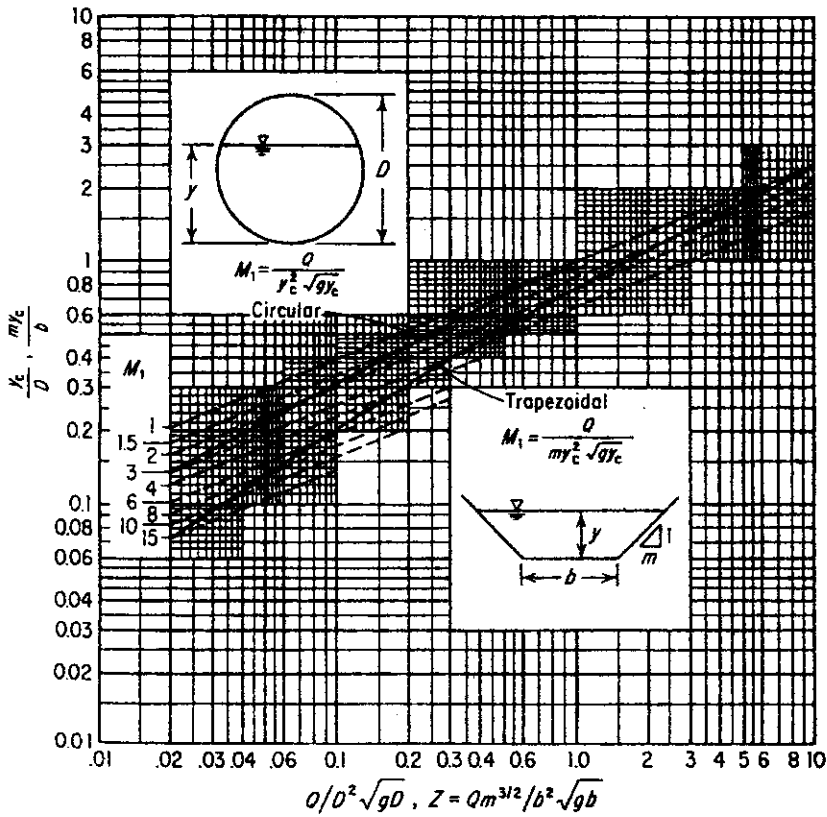
$$Q = A\sqrt{2g(E-y)} \dots\dots\dots 2.17$$

ทำการดิฟเฟอเรนเชียลสมการที่ 2.17 เทียบกับ y โดยให้ E = ค่าคงที่

$$\frac{dQ}{dy} = \sqrt{2g(E-y)} \frac{dA}{dy} - \frac{gA}{\sqrt{2g(E-y)}} \dots\dots\dots 2.18$$



รูปที่ 2.3 กลุ่มของกราฟ E-y ที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลงค่า Q



รูปที่ 2.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง y_c กับ Q ในรูปพจน์ไม่มีหน่วยของทางน้ำที่มีหน้าตัดเป็นรูปวงกลม และสี่เหลี่ยมคางหมู

ค่า Q จะมีค่ามากที่สุดเมื่อ $\frac{dQ}{dy} = 0$ ฉะนั้นจะได้

$$\frac{2g(E-y)}{gA} \frac{dA}{dy} = 0 \quad \dots\dots\dots 2.19$$

แทนค่า $\frac{dA}{dy} = B$ และ $\frac{Q}{A} = \sqrt{2g(E-y)}$ ลงในสมการที่ 2.19

$$\frac{Q^2 B}{gA^3} = 1 \quad \dots\dots\dots 2.20$$

หรือ $\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B} \quad \dots\dots\dots 2.21$

สมการที่ 2.11 และ 2.21 เป็นสมการเชิงเดียว ฉะนั้นจุด c ในกรณีที่ 1 และ 2 จึงเป็นจุดการไหลวิกฤตเหมือนกัน

2.3 การไหลวิกฤต ความหมายและคุณสมบัติของการไหลวิกฤต ใ้กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 2.2 แต่เนื่องจากคุณสมบัติของการไหลวิกฤตมีประโยชน์ในการหาอัตราการไหลผ่านอาคารควบคุม หรือ สิ่งกีดขวางในทางน้ำเปิด จึงได้นำมาสรุปไว้ในหัวข้อนี้อีกครั้งหนึ่ง

การไหลในทางน้ำเปิดสามารถแบ่งออกเป็น 3 สภาวะ โดยพิจารณาค่าของจำนวนฟรูด (Froude Number) เป็นหลัก ดังต่อไปนี้

1. การไหลสูงกว่าวิกฤต เป็นการไหลในทางน้ำเปิดที่มี $Fr > 1$
2. การไหลวิกฤต เป็นการไหลในทางน้ำเปิดที่มี $Fr = 1$
3. การไหลต่ำกว่าวิกฤต เป็นการไหลในทางน้ำเปิดที่มี $Fr < 1$

คุณสมบัติของการไหลวิกฤต สามารถสรุปได้ดังนี้

1. สำหรับอัตราการไหลที่กำหนดให้ ค่าพลังงานจำเพาะของการไหลวิกฤต (E_c) จะมีค่าน้อยที่สุด
2. สำหรับค่าพลังงานจำเพาะที่กำหนดให้ในทางน้ำเปิด อัตราการไหลของการไหลวิกฤต (Q_c) จะมีค่ามากที่สุด
3. สำหรับค่าอัตราการไหลที่กำหนดให้ แรงจำเพาะ (Specific force) ของการไหลวิกฤตจะมีค่าน้อยที่สุด คุณสมบัติข้อนี้จะกล่าวถึงในย่อหน้าต่อไป

4. ความสูงของพลังงานที่เกิดจากความเร็วน้ำมีค่าเท่ากับครึ่งหนึ่ง ของความลึกชลศาสตร์คูณด้วย $\cos \theta$

$$\alpha \frac{v_c^2}{2g} = \frac{D''}{2} \cos \theta$$

ถ้าเป็นกรณีทางน้ำเปิดที่มีความลาดชันน้อย จะได้ $\cos \theta = 1$ และสมมติ $\alpha = 1$

$$\frac{v_c^2}{2g} = \frac{D''}{2}$$

5. สำหรับทางน้ำเปิดที่มีหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ความเร็วของการไหลวิกฤตจะเท่ากับความเร็วของคลื่นแบบ surge ที่มี Amplitude ต่ำ และมีช่วงคลื่นยาว

$$v_c = c = \sqrt{g y_c}$$

เมื่อ c เป็นความเร็วของคลื่น

2.4 การไหลวิกฤตในทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า

สำหรับทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า $A = B y_c$ และ $D'' = \frac{A}{B} = y_c$ แทนค่าลงไป
ในสมการที่ 2.13 จะได้

$$\frac{v_c^2}{2g} = \frac{y_c}{2} \dots\dots\dots 2.22$$

จากสมการของพลังงานจำเพาะ

$$E_c = y_c + \frac{v_c^2}{2g}$$

แทนค่า $\frac{v_c^2}{2g}$,

$$E_c = y_c + y_c/2$$

$$E_c = \frac{3}{2} y_c \dots\dots\dots 2.23$$

แทนค่า $q = \frac{Q}{B}$ และ $\frac{A}{B} = y_c$ ลงในสมการที่ 2.21

$$\frac{q^2}{g} = y_c^3$$

$$y_c = (q^2/g)^{1/3} \dots\dots\dots 2.24$$

เมื่อตัวกำกับ c หมายถึงสภาวะวิกฤตของการไหล และ q เป็นค่าอัตราการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง ค่า Froude Number ในทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมคี่หน้าจะเขียนเป็นสมการใหม่ได้ว่า

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gy}} \dots\dots\dots 2.25$$

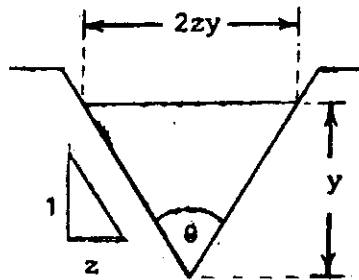
2.5 การไหลวิกฤตในทางน้ำเปิดรูปสามเหลี่ยม

สำหรับทางน้ำเปิดที่มีความลาดเท ด้านข้าง 1 : z จะมี $A = zy^2$ และ

$B = 2zy$

จากสมการที่ 2.11

$$\begin{aligned} \frac{Q^3}{g^2} &= \frac{A^3}{B} \\ \frac{Q^3}{g^2} &= \frac{z^3 y_c^6}{2zy_c} \\ y_c &= \left(\frac{2Q^2}{gz^2}\right)^{1/5} \dots\dots\dots 2.26 \end{aligned}$$



จากสมการที่ 2.13

$$\begin{aligned} \frac{v_c^2}{2g} &= \frac{D''}{2} = \frac{zy^2/2zy}{2} \\ \frac{v_c^2}{2g} &= \frac{y_c}{4} \dots\dots\dots 2.27 \end{aligned}$$

แทนค่าสมการที่ 2.27 ลงในสมการของพลังงานจำเพาะ

$$\begin{aligned} E_c &= y_c + \frac{v_c^2}{2g} = y_c + \frac{y_c}{4} \\ E_c &= \frac{5}{4} y_c \dots\dots\dots 2.28 \end{aligned}$$

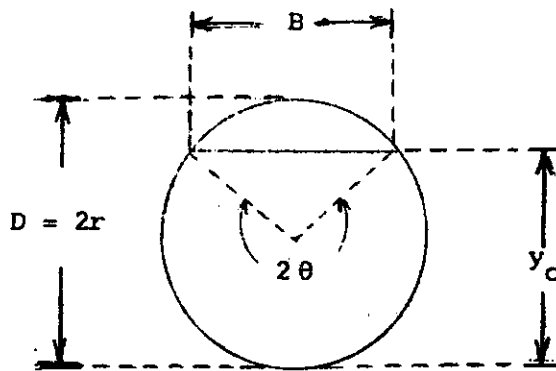
ค่า Froude Number ในทางน้ำเปิดรูปสามเหลี่ยม จะเขียนเป็นสมการใหม่ได้ว่า

$$Fr = \frac{v\sqrt{2}}{\sqrt{gy}} \dots\dots\dots 2.29$$

2.6 การไหลวิกฤตในทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมคางหมูและวงกลม

สำหรับวงกลมที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง และมีความไหลไม่เต็มท่อ สามารถหาพหุนามต่าง ๆ

ได้ดังนี้



$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{2}r^2 \cdot 2\theta + \frac{1}{2} \cdot 2r \sin(\pi - \theta) r \cos(\pi - \theta) \\
 &= \frac{1}{2}(r^2 \cdot 2\theta - r^2 \sin 2\theta) \\
 &= \frac{D^2}{8} (2\theta - \sin 2\theta) \dots\dots\dots 2.30
 \end{aligned}$$

$$B = D \sin \theta \dots\dots\dots 2.31$$

และ $\theta = \cos^{-1} \left(1 - \frac{2y}{D} \right) = f(y/D) \dots\dots\dots 2.32$

หรือ $\frac{y}{D} = \frac{(1 - \cos \theta)}{2} \dots\dots\dots 2.33$

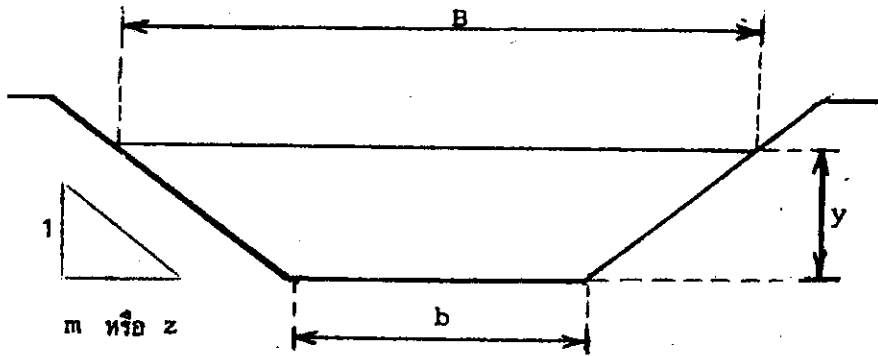
แทนค่าสมการที่ 2.30 และ 2.31 ลงในสมการที่ 2.11 ซึ่งเป็นกรณีของการไหลวิกฤต

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{D^6 (2\theta - \sin 2\theta)^3}{512 D \sin \theta}$$

$$\frac{Q^2}{g D^5} = \frac{0.0156 (\theta - \sin \theta \cos \theta)^3}{\sin \theta} \dots\dots\dots 2.34$$

$$\frac{Q}{\sqrt{g} D^{2.5}} = \frac{0.125 (\theta - \sin \theta \cos \theta)^{3/2}}{(\sin \theta)^{1/2}} \dots\dots\dots 2.35$$

สำหรับทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมคางหมูที่มี ความกว้างของก้นทางน้ำเท่ากับ b และ ความลาดเทข้างข้างเท่ากับ $1:m$ หรือ $1:z$



$$A = (b+my)y \text{ หรือ } (b+zy)y$$

$$\text{และ } B = (b+2my) \text{ หรือ } (b+2zy)$$

แทนค่า A และ B ลงในสมการที่ 2.11 ซึ่งเป็นกรณีการไหลวิกฤต

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B}$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{(b+my_c)^3 y_c^3}{(b+2my_c)} \dots\dots\dots 2.36$$

$$= \frac{b^3 (1 + \frac{my_c}{b})^3 y_c^3}{\frac{my_c}{b} (1 + 2 \frac{my_c}{b})}$$

$$= \frac{b^5 (1+U)^3 U^3}{m^3 (1+2U)} \text{ เมื่อ } U = \frac{my_c}{b}$$

$$\frac{Q^2 m^3}{g b^5} = \frac{(1+U)^3 U^3}{(1+2U)} \dots\dots\dots 2.37$$

$$z = \frac{Qm^{3/2}}{\sqrt{g} b^{2.5}} = \frac{(1+U)^{3/2} U^{3/2}}{(1+2U)^{1/2}} \dots\dots\dots 2.38$$

จากสมการที่ 2.35 และ 2.38 จะเห็นว่าการหาค่า y_c ของหน้าตัดวงกลม และ สี่เหลี่ยมคางหมูจะเกิดความยุ่งยากและเสียเวลา ด้วยเหตุนี้จึงมีผู้คิดหาวิธีคำนวณและสร้างกราฟ

แบบต่าง ๆ ขึ้น เพื่อช่วยในการหาค่า y_c ของสี่เหลี่ยมคางหมูและวงกลม ดังจะกล่าวต่อไปนี้

2.6.1 วิธีของเฮนเดอร์สัน (Henderson's method)

นายเฮนเดอร์สันใช้สมการที่ 2.32, 2.35 และ 2.38 สร้างกราฟที่ช่วยแก้ปัญหาของการไหลวิกฤต ให้แสดงในรูปที่ 2.4 กราฟดังกล่าวสามารถช่วยในการแก้ปัญหาการไหลวิกฤตในทางน้ำเปิดรูปวงกลมและสี่เหลี่ยมคางหมู ได้ 3 กรณี ดังต่อไปนี้

1) เมื่อกำหนดค่า y_c , m และ b หรือ y_c และ D ต้องการหาค่า Q ขั้นแรกต้องหาค่าของ $\frac{my_c}{b}$ หรือ $\frac{y_c}{D}$ จากค่า $\frac{my_c}{b}$ หรือ $\frac{y_c}{D}$ ในกราฟรูปที่ 2.4 ลากเส้นในแนวนอนไปตัดกับกราฟเส้นเดิมของวงกลมหรือสี่เหลี่ยมคางหมูแล้วแต่กรณี จากจุดที่ลากเส้นตั้งลงมาตัดแกนแนวราบ ก็จะได้ค่าของ $\frac{Q}{D^2\sqrt{gD}}$ หรือ $\frac{Qm^{3/2}}{b^2\sqrt{gb}}$ ซึ่งสามารถนำไปหาค่าของ Q_c ได้

2) เมื่อกำหนด Q , m และ b หรือ Q และ D ต้องการหาค่า y_c จากค่าที่กำหนดให้ก็จะคำนวณค่า $\frac{Qm^{3/2}}{b^2\sqrt{gb}}$ หรือ $\frac{Q}{D^2\sqrt{gD}}$ จากค่าของพจน์ดังกล่าวในกราฟรูปที่ 2.4 ลากเส้นในแนวตั้งขึ้นไปตัดกับกราฟเส้นเดิมของรูปวงกลมหรือสี่เหลี่ยมคางหมูแล้วแต่กรณี จากจุดที่ลากเส้นในแนวนอนไปตัดแกนแนวตั้ง ก็จะได้ค่าของ $\frac{my_c}{b}$ หรือ $\frac{y_c}{D}$ ซึ่งสามารถนำไปหาค่าของ y_c ได้

3) เมื่อกำหนดค่า y_c , Q และ m สำหรับรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ต้องการหาค่า b หรือ D ในกรณีนี้ไม่สามารถแก้ปัญหาได้โดยตรงเหมือน 2 กรณีแรก แต่นายเฮนเดอร์สันได้ใช้ความสัมพันธ์ดังต่อไปนี้

$$x_1 = M_1 y_1^{5/2} \dots\dots\dots 2.39$$

เมื่อ $y_1 = \frac{my_c}{b}$ หรือ y_c/D

$$x_1 = \frac{Qm^{3/2}}{b^2\sqrt{gb}} \text{ หรือ } \frac{Q}{D^2\sqrt{gD}}$$

และ $M_1 = \frac{Q}{my_c^2\sqrt{g}y_c}$ สำหรับสี่เหลี่ยมคางหมู

หรือ $= \frac{Q}{y_c^2\sqrt{g}y_c}$ สำหรับวงกลม

เมื่อรู้ Q , y_c และ m คำนวณหาค่า m_1 แล้วแทนค่าลงในสมการ 2.39 ทำการสมมติค่า b เพื่อนำไปหาค่า x_1 แทนค่า x_1 ลงในสมการ 2.39 จะได้ค่า x_1 ถ้าทำการสมมติค่า b หลาย ๆ ค่า จะได้ค่า x_1 หลายค่าด้วย นำค่า x_1 และ y_1 ไปสร้างเป็นกราฟ จะได้เส้นประดังแสดงในรูปที่ 2.4 ฉะนั้นจะเห็นว่าค่า m_1 หนึ่งค่าจะให้เส้นประ 1 เส้น จากสมการที่ 2.39 สามารถสร้างกลุ่มของกราฟซึ่งแสดงด้วยเส้นประในรูปที่ 2.4 ได้

การหาค่า b หรือ D ที่ต้องการ กระทำได้โดยหาค่า m_1 จากค่าที่กำหนดมาให้ กำหนดค่าดังกล่าวลงในสเกล m_1 ในกราฟ แล้วลากเส้นประจนไปตัดกับเส้นเค็มของรูปวงกลมหรือรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าแล้วแต่กรณี จากจุดตัดลากเส้นในแนวนอนไปตัดสเกลค้ำก็จะได้อ่านค่าของ $\frac{my_c}{b}$ หรือ $\frac{y_c}{D}$ ซึ่งสามารถนำไปหาค่าของ b หรือ D ได้ตามต้องการ

ในทำนองเดียวกัน เราสามารถสร้างกลุ่มของกราฟโดยใช้ค่า E_c แทนค่า y_c และใช้กราฟดังแสดงในรูปที่ 2.5 ฉะนั้นเมื่อกำหนดค่า E_c แทน y_c สามารถทำการวิเคราะห์ได้เหมือนสามกรณีข้างต้น โดยค่า m_2 สามารถหาได้จากสมการต่อไปนี้

$$m_2 = \frac{Q}{mE_c^2 \sqrt{gE_c}} \quad \text{สำหรับรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า}$$

และ
$$m_2 = \frac{Q}{E_c^2 \sqrt{gE_c}} \quad \text{สำหรับวงกลม}$$

สำหรับหน้าตัดวงกลมจะมีข้อจำกัดอยู่ว่า เมื่อ $\frac{y_c}{D}$ เข้าใกล้ 0.9 หรือ $\frac{E_c}{D}$ เข้าใกล้ 1.5 การไหลแบบวิกฤตไม่สามารถจะเกิดขึ้นได้ เนื่องจากคลื่นที่เกิดขึ้นจะทำให้มีอัตราการไหลสัมพันธ์ขอบบนของท่อ

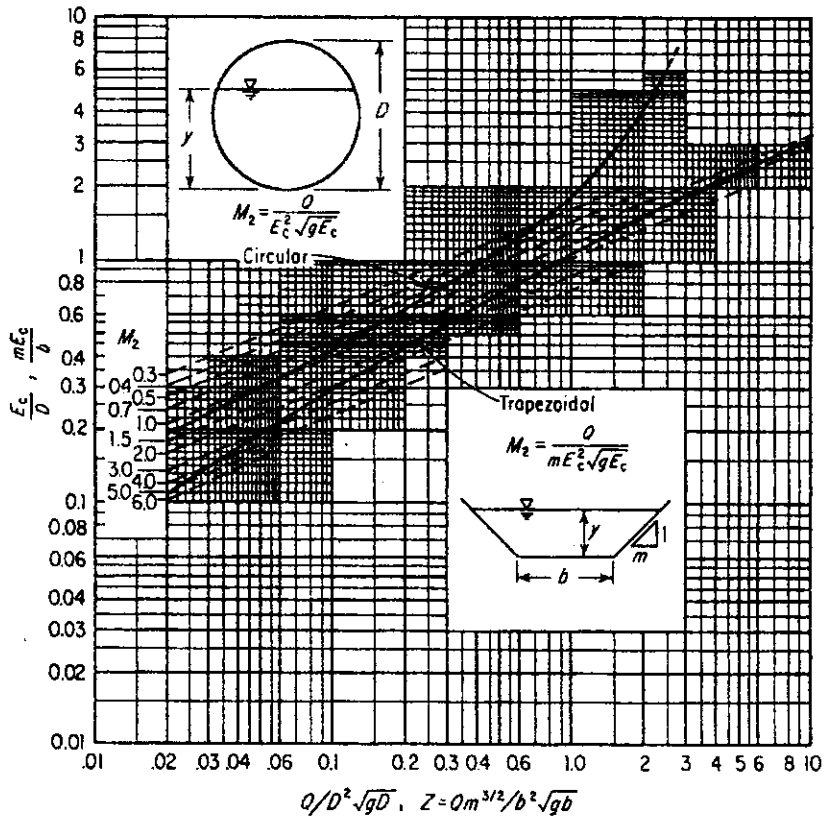
2.6.2 วิธีของเวนทีเชอว์ (Ven Te Chow's Method)

สำหรับการไหลวิกฤตของหน้าตัดใด ๆ จะได้ว่า

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B}$$

$$\frac{Q^2}{g} = A^2 D'' \quad (\because \frac{A}{B} = D'')$$

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = A\sqrt{D''} = Z \dots\dots\dots 2.40$$



รูปที่ 2.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง E_c กับ Q ในรูปพจน์ไม่มีหน่วยของทางน้ำที่มีหน้าตัดเป็นรูปวงกลม และสี่เหลี่ยมคางหมู

เมื่อ z เป็นแอมพลิจูดหน้าตัดของการไหลวิกฤต แทนค่า ลงในสมการที่ 2.35 จะให้

$$\frac{z}{D^{2.5}} = \frac{0.125(\theta - \sin\theta \cos\theta)^{3/2}}{(\sin\theta)^{1/2}} \dots\dots\dots 2.41$$

จากสมการที่ 2.32 สมมติค่า $\frac{y_c}{D}$ จะให้ θ นำไปแทนค่าลงในสมการ 2.41 ให้ค่า $\frac{z}{D^{2.5}}$ แล้วหาความสัมพันธ์ระหว่าง $\frac{y_c}{D}$ และ $\frac{z}{D^{2.5}}$ โดยการสร้างกราฟ ดังแสดงในรูปที่ 2.6

จากสมการที่ 2.38 แทนค่า z ลงไปจะให้

$$\frac{z m^{3/2}}{b^{2.5}} = \frac{(1+u)^{3/2} u^{3/2}}{(1+2u)^{1/2}} \dots\dots\dots 2.42$$

เมื่อ $u = \frac{m y_c}{b}$ นำสมการ 2.42 ไปสร้างกราฟหาความสัมพันธ์ระหว่าง $\frac{z}{b^{2.5}}$ และ $\frac{y_c}{b}$ จะให้กราฟดังแสดงในรูปที่ 2.6 ซึ่งใช้ z แทนค่า m หลักการวิเคราะห์ที่เหมือนกับสองกรณีแรก ของวิธีของเฮน เคอร์สัน

2.6.3 วิธีของลาวี (Lavy's Method) นายลาวีใช้สมการ 2.38 สร้างกราฟ

สำหรับหาลักษณะการไหลวิกฤตในทางน้ำเปิดคูสี่เหลี่ยมคางหมูได้ ดังแสดงในกราฟรูปที่ 2.7

2.7 การวิเคราะห์การไหลเชิงคณิตศาสตร์และการเกิดการไหลวิกฤต

จากการพิสูจน์ทางทฤษฎีพบว่าถ้าเกิดการไหลวิกฤตในทางน้ำเปิดสามารถจะหาอัตรา การไหลได้เมื่อทราบค่าความลึกการไหล หน้าตัดการไหลที่ทราบค่าความลึกการไหลจะหาอัตรา การไหลได้ทันที เรียกหน้าตัดการไหลนี้ว่าหน้าตัดบังคับ (Control section)

การจะพิจารณาว่าการไหลมีสภาวะใดเมื่อไหลผ่านทางน้ำที่มีการเปลี่ยนแปลงหรือใน ทัศนัยมีการไหลแบบวิกฤตหรือไม่ สามารถทำการวิเคราะห์เชิงคณิตศาสตร์ได้ดังต่อไปนี้

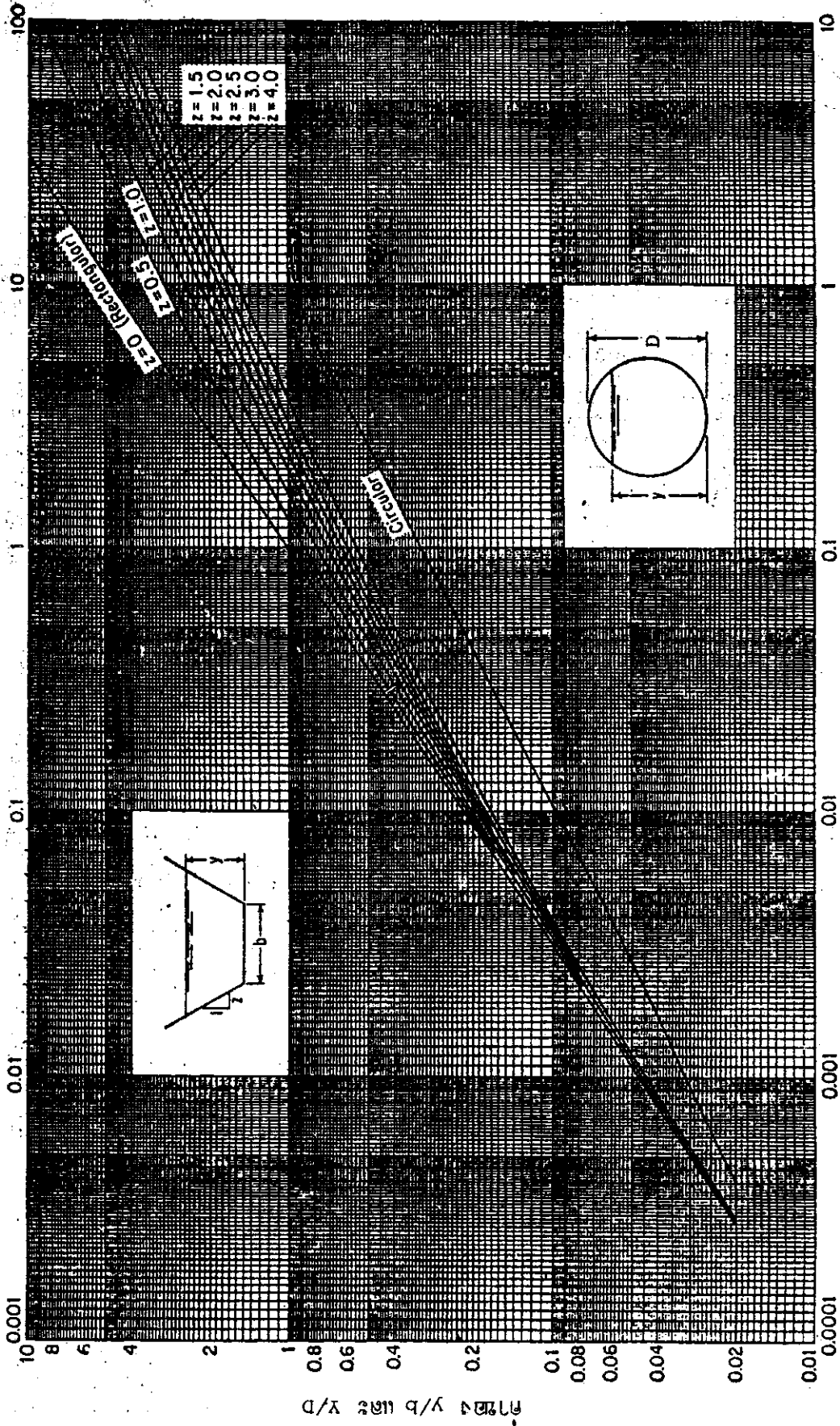
2.7.1 สมมติว่าทางน้ำไม่มีการเปลี่ยนแปลงความกว้าง และไม่มีการสูญเสียเกิดขึ้น จากสมการของแบร์นูลลี

$$H = \frac{v^2}{2g} + y + z = \text{ค่าคงที่} \dots\dots\dots 2.43$$

หรือ $H = E + z = \text{ค่าคงที่} \dots\dots\dots 2.44$

เมื่อ H เป็นพลังงานรวม และ z เป็นระยะจากระดับอ้างอิงถึงกันทางน้ำ

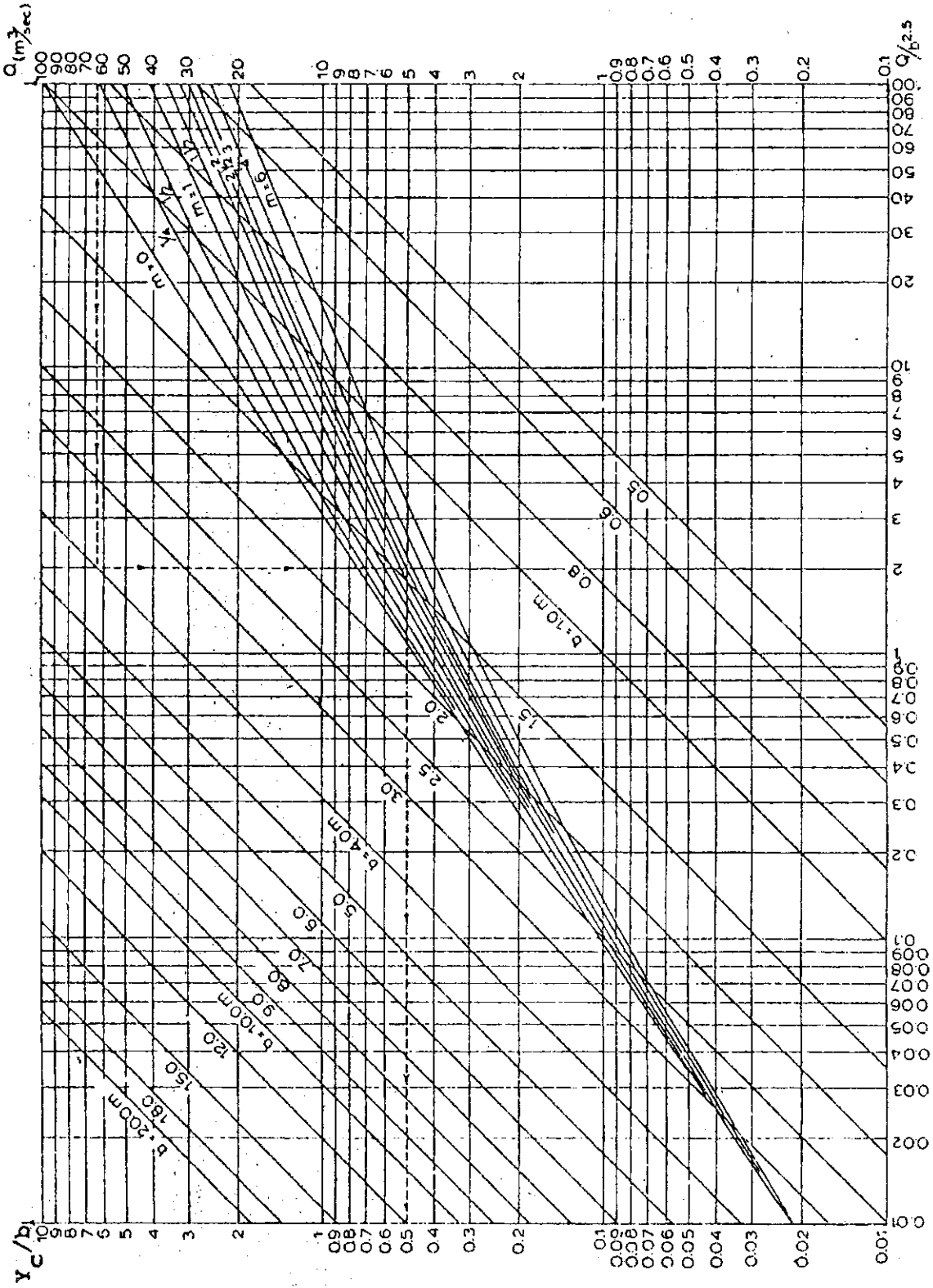
ค่าของ $z/b^{2.5}$ สำหรับทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมคางหมู



ค่าของ $z/D^2.5$ สำหรับทางน้ำเปิดรูปวงกลม

รูปที่ 2.6 กราฟของ Ven Te Chow ใช้หาค่าของ y_c

หมายเหตุ $m = z$



Lavy's method for determination of the critical depth in trapezoidal channel.

รูปที่ 2.7 กราฟของ LAVY ที่ใช้หาค่า y_c ของกฎสี่เหลี่ยมคี่ด้านและสี่เหลี่ยมคี่ด้าน

กำหนดให้ x เป็นระยะทางวัดไปตามทิศทางการไหล เพราะฉะนั้นเมื่อหาอนุพันธ์ H เทียบกับ x จะได้

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dE}{dx} + \frac{dz}{dx} \dots\dots\dots 2.45$$

$$0 = \frac{dE}{dy} \cdot \frac{dy}{dx} + \frac{dz}{dx} \dots\dots\dots 2.46$$

จากสมการที่ 2.9 และ 2.15 จะได้ว่า

$$\frac{dE}{dy} = 1 - Fr^2 \dots\dots\dots 2.47$$

แทนค่าสมการที่ 2.47 ลงในสมการที่ 2.46

$$0 = (1 - Fr^2) \frac{dy}{dx} + \frac{dz}{dx} \dots\dots\dots 2.48$$

สมการที่ 2.48 จะใช้เป็นเครื่องมือตรวจสอบสภาวะการไหลในทางน้ำเปิดดังต่อไปนี้

1) ถ้า $\frac{dz}{dx} = +$ คือในกรณีที่ยกพื้นทางน้ำขึ้น สมการที่ 2.48 จะเป็นศูนย์ เมื่อ

$$(1 - Fr^2) \frac{dy}{dx} = - \text{ซึ่งเป็นไปได้ 2 กรณีดังนี้}$$

ถ้าการไหลทางคานเหนือน้ำอยู่ในสภาวะต่ำกว่าวิกฤต $Fr < 1$ จะได้ $(1 - Fr^2)$ เป็น + เพราะฉะนั้น $\frac{dy}{dx}$ จะต้องเป็น - นั่นคือการไหลจะลดต่ำลงจากระดับเดิม รูปที่ 2.8 (ก)

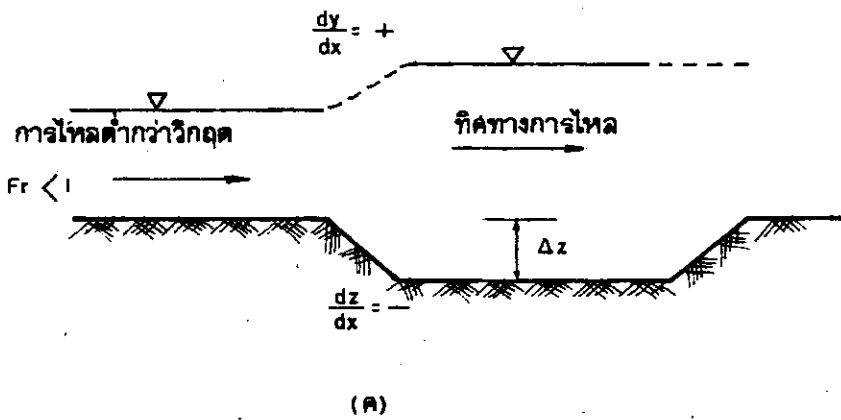
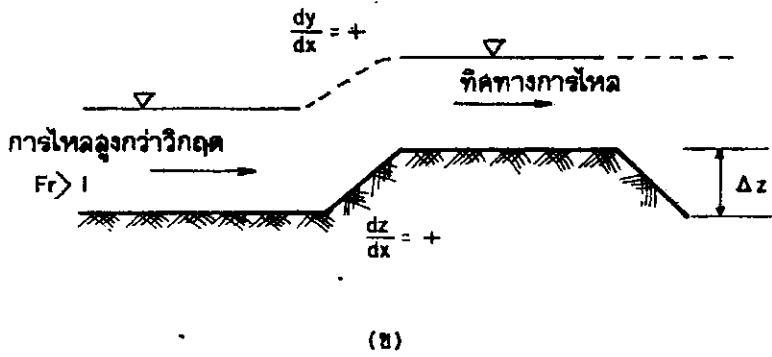
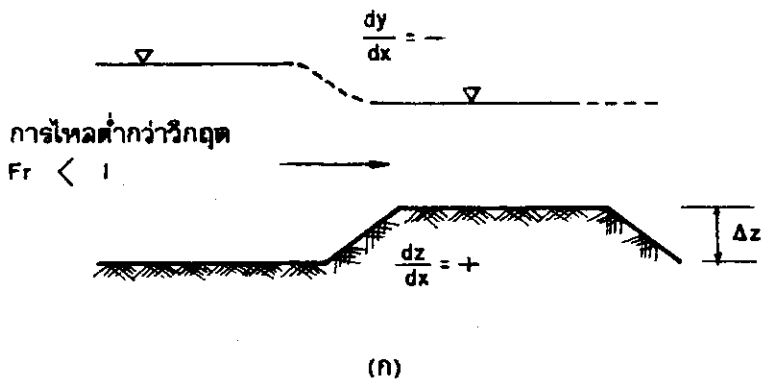
ถ้าการไหลทางคานเหนือน้ำอยู่ในสภาวะสูงกว่าวิกฤต $Fr > 1$ จะได้ $(1 - Fr^2)$ เป็น - เพราะฉะนั้น $\frac{dy}{dx}$ จะต้องเป็น + นั่นคือการไหลทางคานท้ายน้ำจะเพิ่มขึ้นจากระดับเดิม รูปที่ 2.8 (ข)

2) ถ้า $\frac{dz}{dx} = -$ คือในกรณีลดระดับพื้นทางน้ำลง สมการที่ 2.48 จะเป็นศูนย์ได้เมื่อ

$$(1 - Fr^2) \frac{dy}{dx} = + \text{ซึ่งเป็นไปได้ 2 กรณีดังนี้}$$

ถ้าการไหลทางคานเหนือน้ำอยู่ในสภาวะต่ำกว่าวิกฤต $Fr < 1$ จะได้ $(1 - Fr^2)$ เป็น + เพราะฉะนั้น $\frac{dy}{dx} = +$ นั่นคือการไหลทางคานท้ายน้ำจะเพิ่มขึ้นจากระดับเดิม รูปที่ 2.8 (ค)

ถ้าการไหลทางคานเหนือน้ำอยู่ในสภาวะสูงกว่าวิกฤต $Fr > 1$ จะได้ $(1 - Fr^2)$



รูปที่ 2.8 การวิเคราะห์การไหลเชิงคณิตศาสตร์เมื่อมีการยกพื้นทางน้ำ

เป็น - เพราะฉะนั้น $\frac{dy}{dx} = -$ นั่นคือ การไหลทางท้ายน้ำจะลดต่ำลงจากระดับเดิม รูปที่ 2.8 (ง)

3) ถ้า $\frac{dz}{dx} = 0$ นั่นคือ พื้นทางน้ำเปิดไม่มีการเปลี่ยนแปลงจากสมการที่ 2.48 จะได้ว่า

$$(1 - Fr^2) \frac{dy}{dx} = 0 \dots\dots\dots 2.49$$

สมการที่ 2.49 จะเป็นจริงได้เมื่อ

$$\frac{dy}{dx} = 0$$

หรือ $Fr = 1$

กรณี $\frac{dy}{dx} = 0$ หรือการไหลในทางน้ำที่มีผิวอิสระไม่เปลี่ยนแปลง เช่นการไหลของน้ำผ่านทางน้ำที่ค่อย ๆ มีการเปลี่ยนแปลง (Step-transition) ระดับน้ำจะเท่ากันตลอด

กรณี $\frac{dz}{dx} = 0$ และ $\frac{dy}{dx} \neq 0$ ฉะนั้น Fr จะต้องเท่ากับ 1 สามารถพบได้ในกรณีของน้ำไหลจากทะเลสาบหรืออ่างเก็บน้ำเข้าสู่ทางน้ำเปิดที่มีความลาดเทที่ชันมาก (steep slope) แรงต้านทานการไหลจากท้องคลองไม่ต้องนำมาพิจารณา ในรูปที่ 2.9 ที่จุด A มี $\frac{dz}{dx} = 0$ เนื่องจากการไหลของน้ำผ่านจุดนี้ จะเกิดความเร่ง ดังนั้น $\frac{dy}{dx} \neq 0$ จึงสรุปได้ว่า Fr จะต้องมีค่าเท่ากับหนึ่ง ซึ่งการไหลมีสภาพวิกฤต ที่จุด A

2.7.2 สมมติว่าทางน้ำมีการเปลี่ยนแปลงความกว้าง แต่ไม่มีการเปลี่ยนแปลงของระดับพื้นท้องน้ำ และไม่มีการสูญเสีย จะให้

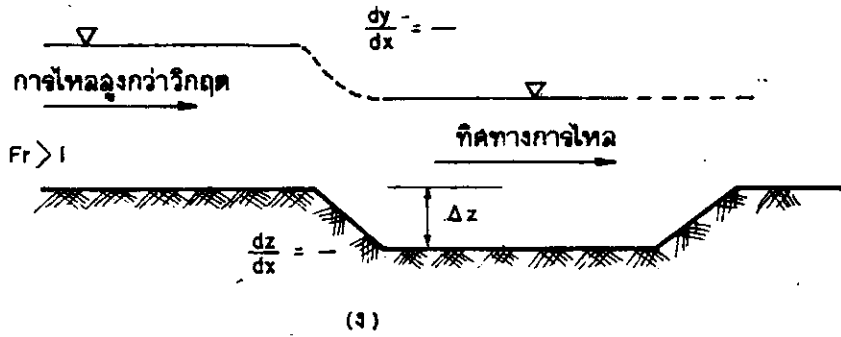
$$H = \frac{v^2}{2g} + y + z = \text{ค่าคงที่}$$

สำหรับหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีความกว้าง b จะให้อัตราการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง

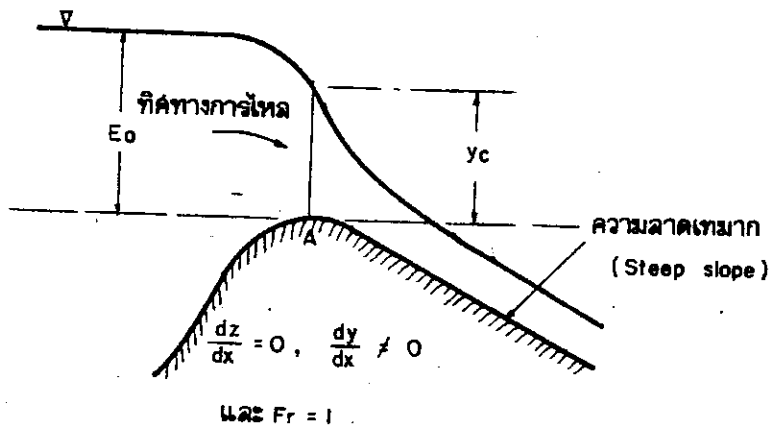
$q = vy$ ฉะนั้น $v = \frac{q}{y}$ นำไปแทนค่าสมการข้างบน จะได้ว่า

$$H = \frac{q^2}{2gy^2} + y + z \dots\dots\dots 2.50$$

ทำการดิฟเฟอเรนเชียลสมการที่ 2.50 เทียบกับ x จะให้



รูปที่ 2.8 (ต่อ)



รูปที่ 2.9 การไหลของน้ำจากทะเลสาบหรืออ่างเก็บน้ำเข้าสู่ทางน้ำที่มีความลาดชันมาก

$$\frac{dH}{dx} = 0 = \frac{q}{gy^2} \cdot \frac{dq}{dx} - \frac{q^2}{gy^3} \cdot \frac{dy}{dx} + \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots 2.51$$

แต่ $Q = qb =$ ค่าคงที่

ฉะนั้นจะได้ว่า $\frac{dQ}{dx} = 0 = q \frac{db}{dx} + b \frac{dq}{dx} \dots\dots\dots 2.52$

รวมสมการที่ 2.51 และ 2.52 เข้าด้วยกันและจัดรูปใหม่ จะได้

$$0 = -\frac{q^2}{bgy^2} \cdot \frac{db}{dx} + \frac{dy}{dx} \left(1 - \frac{q^2}{gy^3}\right) \dots\dots\dots 2.53$$

สำหรับรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า $Fr^2 = \frac{v^2}{gy}$
 $Fr^2 = \frac{q^2}{gy^3}$

แทนค่า Fr^2 ลงในสมการที่ 2.53 จะได้

$$\frac{dy}{dx} (1 - Fr^2) - Fr^2 \frac{y}{b} \frac{db}{dx} = 0 \dots\dots\dots 2.54$$

จากสมการที่ 2.54 สามารถนำไปวิเคราะห์เชิงคณิตศาสตร์เพื่อหาสภาวะของการไหลได้เช่นเดียวกับกรณีของการเพิ่มหรือลดระดับของท้องน้ำ และถ้า $\frac{db}{dx}$ ในสมการที่ 2.54 เท่ากับศูนย์หรือทางน้ำมีการบีบตัวมากที่สุด จะได้

$$\frac{dy}{dx} (1 - Fr^2) = 0 \dots\dots\dots 2.55$$

ซึ่งถ้า $\frac{dy}{dx} \neq 0$ แล้วค่าของ Fr ต้องเท่ากับหนึ่ง จะพบว่าเป็นกรณีของน้ำไหลจากทะเลสาบหรืออ่างเก็บน้ำเข้าสู่ทางน้ำเปิดที่มีความลาดเทท้องคลองมาก ซึ่งเหมือนกับกรณีที่เกิดจากการใช้สมการที่ 2.48 ทำการวิเคราะห์ ฉะนั้นจึงสรุปได้ว่า น้ำไหลจากทะเลสาบ หรืออ่างเก็บน้ำผ่านจุดไหลออกที่มีจุดยอดตลบเข้าสู่ทางน้ำเปิดที่มีความลาดเทท้องคลองมาก จะเกิดการไหลแบบวิกฤตตรงจุดออก

การไหลของน้ำบนทางน้ำเปิดที่มีความลาดเทท้องคลองมาก จะเป็นการไหลสูงกว่าวิกฤต ค่า $Fr > 1$ และค่าความลึกการไหลน้อยกว่า y_c หลักเกณฑ์ที่จะใช้แบ่งขนาดของจากความลาดเทท้องคลองจะได้กล่าวถึงในบทต่อไป

2.8 การวิเคราะห์ปัญหาโดยใช้กราฟ E-v

2.8.1 การไหลของน้ำเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงระดับพื้นทางน้ำ

พิจารณาทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า มีความกว้างเท่ากับ b ไม่มีแรงเสียดทาน และอัตราการไหลเท่ากับ Q

จากรูปที่ 2.10 (ก) สมมติให้การไหลทางด้านเหนือน้ำเป็นการไหลตื้นกว่าวิกฤต ทางด้านท้ายน้ำ พื้นทางน้ำถูกยกขึ้นเท่ากับ Δz เนื่องจากไม่มีการสูญเสียที่เกิดจากแรงเสียดทาน พลังงานจำเพาะที่หน้าตัด (2) จะลดลงเท่ากับ Δz โดย

$$E_1 = y_1 + \frac{v_1^2}{2g} \quad \text{และ} \quad E_2 = y_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

$$E_2 = E_1 - \Delta z \quad \dots\dots\dots 2.56$$

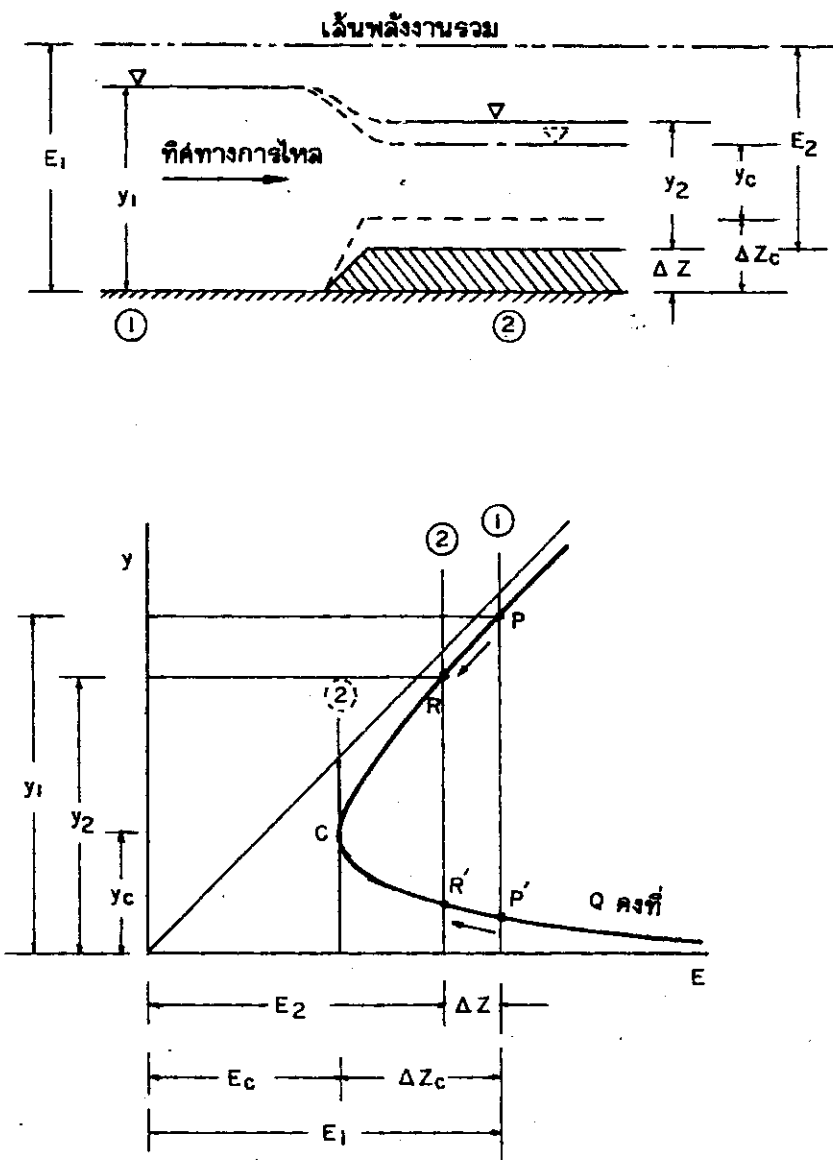
เนื่องจากเป็นการไหลตื้นกว่าวิกฤต ระดับน้ำจะลดลงเนื่องมาจากการลดลงของ พลังงานจำเพาะ ในรูปที่ 2.10 (ข) ความลึกการไหลที่จุด P ทางด้านเหนือน้ำ ซึ่งเป็นหน้า ตัด (1) จะลดลงไปสู่จุด R ซึ่งเป็นตัวแทนการไหลที่หน้าตัด (2) จะให้ y_2 น้อยกว่า y_1 สังเกตจากรูปที่ 2.10 (ข) พบว่า ถ้า Δz เพิ่มขึ้น y_2 จะลดลงไปอีก ความลึก y_2 จะมีค่า น้อยที่สุดเมื่อจุด R อยู่ที่เดียวกับจุด C ซึ่งมีการไหลวิกฤต และทำให้ Δz มีค่ามากที่สุด เท่ากับ $\Delta z_c, y_2 = y_c$ และ $E_2 = E_c$

$$E_1 = E_2 + \Delta z_c = E_c + \Delta z_c \quad \dots\dots\dots 2.57$$

$$E_1 - \Delta z_c = y_c + \frac{Q^2}{2gb^2y_c^2} \quad \dots\dots\dots 2.58$$

จากนี้จะมีคำถามเกิดขึ้นว่า "ถ้า $\Delta z > \Delta z_c$ จะเกิดอะไรขึ้น"

จากรูปที่ 2.10 (ข) จะพบว่าหน้าตัด (2) ไม่สามารถเคลื่อนต่อไปทางซ้ายได้ อีก ฉะนั้นความลึกการไหลที่หน้าตัด (2) จะไม่ลดลงต่อไปได้อีก แต่ความลึกด้านเหนือน้ำจะ เพิ่มขึ้นทำให้พลังงานจำเพาะที่หน้าตัด (1) เพิ่มขึ้น น้ำจึงสามารถไหลไปทางด้าน ท้ายน้ำได้ กำหนดให้ความลึก y_1 เพิ่มขึ้นเป็น y_1' จะให้



รูปที่ 2.10 การวิเคราะห์การไหลในทางน้ำเปิด เมื่อมีการยกพื้นทางน้ำโดยใช้กราฟ E-y

$$E_1' = y_1' + \frac{Q^2}{2g b^2 (y_1')^2} \quad \text{และ} \quad E_1' > E_1 \quad \dots\dots\dots 2.59$$

ที่หน้าตัด (2) การไหลยังคงเป็นแบบวิกฤต

$$E_1' - \Delta z = E_2 = E_c = y_c + \frac{Q^2}{2g b_c^2 y_c^2} \quad \text{และ} \quad \Delta z > \Delta z_c \quad \dots\dots 2.60$$

สามารถสรุปได้ว่า เมื่อ $0 < \Delta z \leq \Delta z_c$ ความลึกทางคานเหนือน้ำยังมีค่าเท่ากับ y_1 ขณะที่ความลึกทางคานท้ายน้ำที่หน้าตัด (2) ลดลง เมื่อ Δz เพิ่มขึ้น และจะมีค่าเท่ากับ y_c เมื่อ $\Delta z = \Delta z_c$ ถ้า Δz เพิ่มขึ้นต่อไปอีก ความลึกทางคานเหนือน้ำจะเพิ่มขึ้นในขณะที่ความลึกทางคานท้ายน้ำมีค่าเท่ากับ y_c

2.8.2 การไหลของน้ำเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงความกว้าง

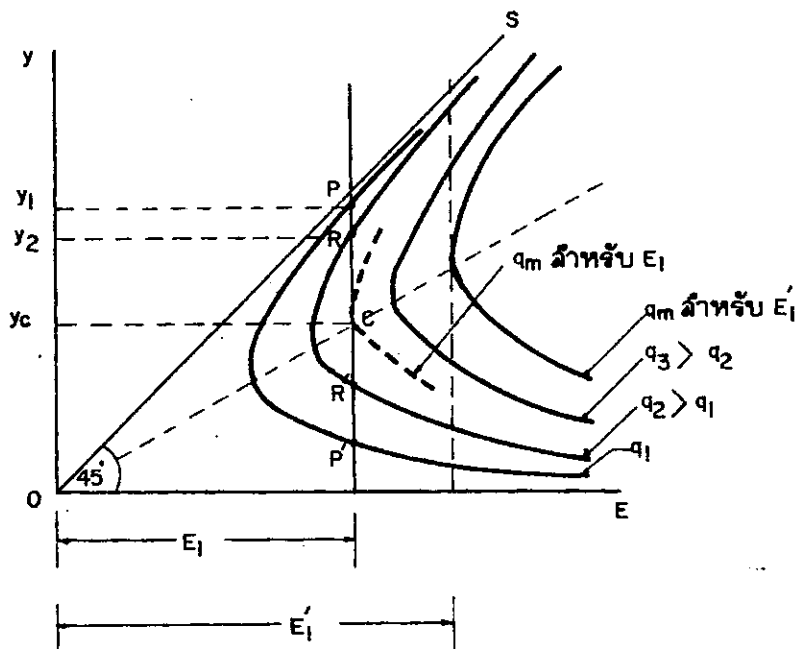
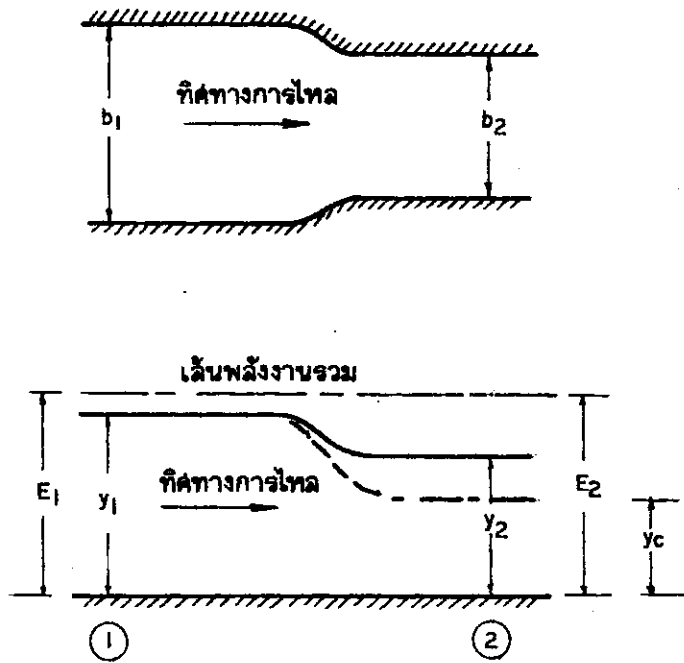
พิจารณาทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า มีอัตราการไหล Q ไม่มีแรงเสียดทาน และอยู่ในแนวราบ ดังแสดงในรูปที่ 2.11 (ก) ความกว้างของทางน้ำลดลงจาก b_1 เป็น b_2 โดยค่อย ๆ เปลี่ยนแปลง เพราะที่ไม่มีการสูญเสียพลังงานและพื้นที่ทางน้ำอยู่ในระดับเดียวกัน ค่าพลังงานจำเพาะที่หน้าตัด (1) และหน้าตัด (2) จะมีค่าเท่ากัน

$$E_1 = E_2$$

$$y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

$$y_1 + \frac{Q^2}{2g b_1^2 y_1^2} = y_2 + \frac{Q^2}{2g b_2^2 y_2^2} \quad \dots\dots\dots 2.61$$

เพื่อให้การพิจารณาง่ายขึ้น จะพิจารณาอัตราการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้างที่หน้าตัด (1) $q_1 = Q/b_1$ และที่หน้าตัด (2) $q_2 = Q/b_2$ เพราะว่า $b_2 < b_1$, $q_2 > q_1$ ในรูปที่ 2.11 (ข) จุด P บนโค้งของ q_1 มีความลึก y_1 และพลังงานจำเพาะ E_1 เมื่อทางน้ำมีการบีบตัว แต่ E_1 ยังคงเท่ากับ E_2 จากกราฟรูปที่ 2.11 (ข) จุด P ซึ่งเป็นตัวแทนการไหลของหน้าตัด (1) จะต้องเคลื่อนที่ลงตามแนวเส้น PP' เพื่อมาหาจุด R บนโค้ง q_2 ซึ่งจะเป็นตัวแทนการไหลของหน้าตัด (2) จะให้ $y_2 < y_1$ ถ้าลดความกว้างของ b_2 ลงไปอีก ค่าของ q_2 จะเพิ่มมากขึ้นอีก นั่นคือ กราฟ $E-y$ จะขยับขึ้น และสามารถจะขยับขึ้นได้จนกระทั่งถึงจุด C ตามการลดลงของ



รูปที่ 2.11 การวิเคราะห์การไหลในทางน้ำเปิด เมื่อมีการลดความกว้างของทางน้ำ โดยใช้กราฟ E-y

b_2 โดยที่ E_2 ยังคงมีค่าเท่ากับ E_1 พิจารณาที่จุด C, $b_2 = b_c$, $E_2 = E_c$ และ $q_2 = q_c$ แสดงว่าหน้าตัด (2) จะเกิดความลึกวิกฤต จะได้

$$E_1 = E_2 = E_c = y_c + \frac{Q^2}{2g b_c^2 y_c^2} \dots\dots\dots 2.62$$

ถ้า $b_2 < b_c$ จะได้ $q_2 > q_c$ พิจารณากราฟรูปที่ 2.11 (ข) กรณีนี้จะไม่สามารถเกิดขึ้นได้ ถ้าการไหลที่หน้าตัด (1) (จุด P) ยังคงมีพลังงานจำเพาะเท่ากับ E_1 ความลึกการไหลที่หน้าตัด (1) จะต้องเพิ่มขึ้นจาก y_1 เป็น y_1' จนได้พลังงานจำเพาะใหม่ E_1' ซึ่งสามารถทำให้การไหลที่หน้าตัด (2) เป็นการไหลวิกฤต และจะมีความลึกเท่ากับ y_c' ซึ่ง $y_c \neq y_c'$ จะเห็นว่าความลึกวิกฤตที่หน้าตัด (2) จะมีการเปลี่ยนแปลงตามพลังงานจำเพาะที่หน้าตัด (1) ซึ่งต่างกับกรณีกั้นทางน้ำ ค่าของความลึกวิกฤตจะไม่มีการเปลี่ยนแปลง กรณี

$b_2 < b_c$ จะได้ว่า

$$E_1' = E_2 = E_c' = y_c' + \frac{Q^2}{2g b_2^2 (y_c')^2} \dots\dots\dots 2.63$$

$$E_1' = y_1' + \frac{Q^2}{2g b_1^2 (y_1')^2} \dots\dots\dots 2.64$$

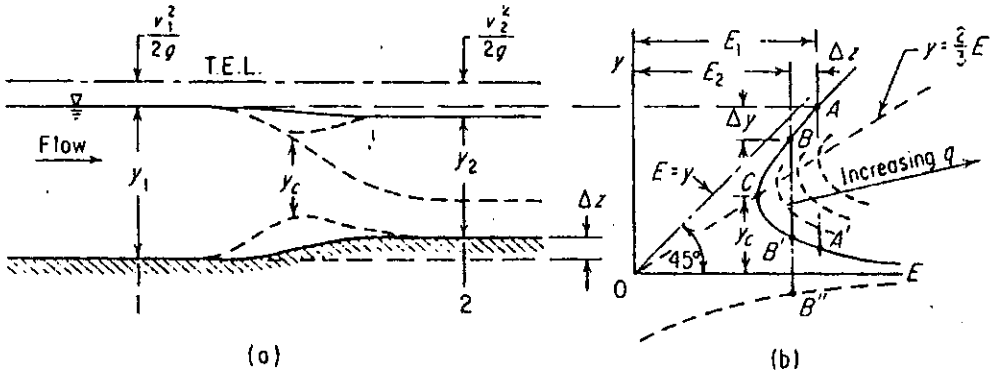
สำหรับกรณีของการไหลสูงกว่าวิกฤตทางกั้นเหนือน้ำ ไม่สามารถทำการวิเคราะห์ให้เด่นชัดโดยใช้กราฟ $E-y$ จะต้องอาศัยการพิจารณาสภาพทางน้ำทั้งหมดประกอบด้วย

2.9 การเข้าถึงย่านการไหล

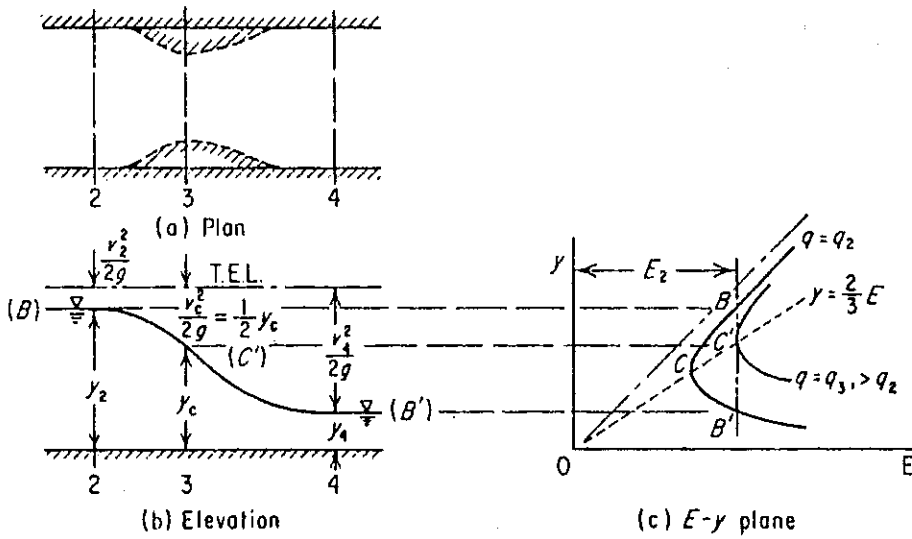
จากที่ทำการวิเคราะห์จะพบว่า การไหลทางกั้นเหนือน้ำและท้ายน้ำยังคงมีสภาพการไหลเดียวกัน คือถ้าทางกั้นเหนือน้ำเป็นการไหลตื้นกว่าวิกฤต การไหลทางกั้นท้ายน้ำจะเป็นการไหลตื้นกว่าวิกฤต ด้วย แต่การไหลอาจจะเปลี่ยนแปลงจากสภาวะการไหลแบบหนึ่งไปสู่สภาวะการไหลอีกแบบหนึ่งก็ได้ โดยผ่านการไหลวิกฤต กรณีดังกล่าวไว้แก่การเปลี่ยนแปลงชั่วคราวของพื้นที่ทางน้ำหรือความกว้างของทางน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 2.12 และ 2.13

2.10 การเกิดโซค (Choking effect)

จากการวิเคราะห์ในข้อ 2.8 การบีบทางน้ำเปิดให้แคบกว่าขีดจำกัดคือ Δz มากกว่า



รูปที่ 2.12 การเข้าถึงย่านการไหลเมื่อมีการยกพื้นคลอง



รูปที่ 2.13 การเข้าถึงย่านการไหลเมื่อน้ำมีการบีบตัว

Δz_c หรือ $b_2 < b_c$ น้ำจะเกิดการปรับสภาพการไหล การไหลแบบ Unsteady จะเกิดขึ้นชั่วขณะหนึ่ง และจึงค่อยปรับตัวเองสู่การไหลแบบ steady เหมือนเดิม ความลึกของการไหลทางด้านเหนือน้ำจะสูงขึ้นกว่าเดิม และค่าของ E จะเพิ่มขึ้นตามไปด้วย จึงทำให้น้ำไหลผ่านทางน้ำเปิดที่บีบแคบมากกว่าขีดจำกัดได้

การทราบข้อจำกัดในการบีบทางน้ำเป็นประโยชน์อย่างยิ่งในทางปฏิบัติ เช่น การสร้างสะพานข้ามคลองส่งน้ำหรืออาคารบังคับน้ำ ถ้าลดขนาดของคลองให้เล็กลงจนถึงขีดจำกัด จะลดขนาดของสะพานหรืออาคารบังคับน้ำลงได้ นอกจากนี้ในการสร้างท่อลอดผ่านถนน ตรงที่คลองส่งน้ำไปตัด มักนิยมสร้างเป็นท่อกลมหรือท่อสี่เหลี่ยมผืนผ้า โดยกำหนดว่าการไหลในท่อลอดเป็นการไหลวิกฤต

2.11 ตัวอย่างการคำนวณ

ตัวอย่างที่ 2.1 ทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 2.50 เมตร มีพลังงานจำเพาะ 1.50 เมตร เมื่ออัตราการไหลมีค่าเท่ากับ 6.48 ลบ.เมตร/วินาที จงหาค่าความลึกทดแทน และค่าของ

วิธีทำ

$$E = y + \frac{v^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2gb^2y^2}$$

$$1.5 = y + \frac{(6.48)^2}{2 \times 9.81 \times (2.5)^2 y^2}$$

$$1.5 = y + \frac{0.34243}{y^2}$$

โดยวิธีการสมมติ, $y = 1.296$ และ $y' = 0.625$

$$\begin{aligned} Fr &= \frac{v}{\sqrt{gy}} = \frac{6.48}{(2.5y) \sqrt{9.81y}} \\ &= \frac{0.82756}{y^{3/2}} \end{aligned}$$

แทนค่า y , จะได้ $Fr = 0.561$ และ $Fr' = 1.675$

เมื่อความลึกการไหลเท่ากับ 1.296 เมตร การไหลจะอยู่ในสภาวะต่ำกว่าวิกฤต และเมื่อความลึกการไหลเท่ากับ 0.625 เมตร การไหลจะอยู่ในสภาวะสูงกว่าวิกฤต

ตัวอย่างที่ 2.2 จงคำนวณความลึกของการไหลวิกฤตและพลังงานจำเพาะเมื่ออัตราการไหลเท่ากับ 5.0 ลบ.เมตร/วินาที ของทางน้ำเปิดต่อไปนี้

ก) ทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า $b = 2.0$ เมตร

ข) ทางน้ำเปิดรูปสามเหลี่ยม m หรือ $z = 0.5$

วิธีทำ ก) ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{5.0}{2.0} = 2.5 \quad \text{ม}^3/\text{วินาที}/\text{เมตร}$$

$$y_c = \left\{ \frac{q^2}{g} \right\}^{1/3} = \left\{ \frac{(2.5)^2}{9.81} \right\}^{1/3}$$

$$= 0.860 \quad \text{เมตร}$$

แต่ $E_c = \frac{3}{2} y_c = 1.5 \times 0.860$

$$= 1.290 \quad \text{เมตร}$$

ข) ทางน้ำรูปสามเหลี่ยม $z = 0.5$

$$y_c = \left\{ \frac{2Q^2}{gz^2} \right\}^{1.5}$$

$$= \left\{ \frac{2 \times (5)^2}{9.81 \times (0.5)^2} \right\}^{1.5} = 1.828 \quad \text{เมตร}$$

แต่ $E_c = \frac{5}{4} y_c = 1.25 y_c$

$$= 1.25 \times 1.828 = 2.284 \quad \text{เมตร}$$

ตัวอย่างที่ 2.3 โจทย์เหมือนตัวอย่างที่ 2.2 แต่ทางน้ำเปิดเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู $b = 2.0$ เมตร และ m หรือ $z = 1.5$

วิธีทำ 1) ใช้วิธีของเซนเตอร์สัน

$$z = \frac{Q_m^{3/2}}{b^2 \sqrt{gb}} = \frac{5.0 \times (1.5)^{3/2}}{(2.0)^2 \times \sqrt{9.81 \times 2.0}} = 0.5184$$

จากกราฟรูปที่ 2.4 เมื่อ $z = 0.5184$ จะได้

$$\frac{my_c}{b} = 0.54$$

$$y_c = \frac{0.54 \times 2.0}{1.5} = 0.72$$

$$\begin{aligned} A_c &= (b + my)y = (2.0 + 1.5 \times 0.72)0.72 \\ &= 2.22 \end{aligned}$$

ตร.เมตร

$$v_c = \frac{5.0}{2.22} = 2.27$$

ม./วินาที

$$\begin{aligned} E_c &= y_c + \frac{v_c^2}{2g} = 0.72 + \frac{(2.27)^2}{2 \times 9.81} \\ &= 0.983 \end{aligned}$$

เมตร

2) ใช้วิธีของเวนท์เซิร์ฟ

$$\begin{aligned} z &= \frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{5.0}{\sqrt{9.81}} \\ &= 1.596 \end{aligned}$$

$$\frac{z}{b^{2.5}} = \frac{1.596}{(2.0)^{2.5}} = 0.282$$

จากกราฟรูปที่ 2.6 เมื่อ $\frac{z}{b^{2.5}} = 0.282$ และ $z = 1.5$ จะได้

$$\frac{y}{b} = 0.36$$

$$y_c = 0.36 \times 0.20 = 0.72$$

และ

$$E_c = y_c + \frac{v_c^2}{2g} = 0.983$$

ตัวอย่างที่ 2.4 จงหาความกว้างของท้องทางน้ำ b เมื่อการไหลอยู่ในสภาวะวิกฤต ทำให้เกิดอัตราการไหลเท่ากับ $15.0 \text{ ม}^3/\text{วินาที}$ และความลึกเท่ากับ 1.20 เมตร

- ก) หน้าตัดของทางน้ำเปิดเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า
 ข) เป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู มีค่า m หรือ z เท่ากับ 1.5

วิธีทำ ก) รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า

$$y_c = \left\{ \frac{q^2}{g} \right\}^{1/3}$$

$$q = \sqrt{gy^3}$$

$$q = \sqrt{9.81(1.2)^3} = 4.117 \text{ ม}^3/\text{วินาที}/\text{เมตร}$$

$$b = \frac{15.0}{4.117} = 3.643 \text{ เมตร}$$

ข) รูปสี่เหลี่ยมคางหมู

$$\begin{aligned} A_c &= (b + my)y = (b + 1.5 \times 1.2)1.2 \\ &= (b + 1.8)1.2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_c &= b + 2my = (b + 2 \times 1.5 \times 1.2) \\ &= (b + 3.6) \end{aligned}$$

จากสมการที่ 2.11 ซึ่งเป็นกรณีของการไหลวิกฤต

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{B_c}$$

$$\frac{(b + 1.8)^3 \times (1.2)^3}{(b + 3.6)} = \frac{(15)^2}{9.81}$$

$$\frac{(b + 1.8)^3}{(b + 3.6)} = 13.273$$

โดยวิธีการสมมติ

$$b = 2.535$$

โดยวิธีของเฮนเดอร์สัน

$$M_1 = \frac{Q}{my_c^2 \sqrt{gy_c}}$$

$$\therefore \frac{15.0}{1.5 \times (1.2)^2 \sqrt{9.81 \times 1.2}} = 2.02$$

จากกราฟรูปที่ 2.4 เมื่อ $M_1 = 2.02$

$$\frac{my_c}{b} = 0.7$$

$$b = \frac{1.5 \times 1.2}{0.7} = 2.57$$

ตัวอย่างที่ 2.5 หางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 2.0 เมตร มีอัตราการไหล 4.80 ม³/วินาที และความลึกการไหล 1.6 เมตร หางด้านท้ายน้ำมีการยกระดับพื้นทางน้ำขึ้น 0.10 เมตร จงหาระดับน้ำทางด้านท้าย บนพื้นคลองดังกล่าว โดยไม่คิดการสูญเสียที่เกิดขึ้น

วิธีทำ เลขกำกับ 1 และ 2 แทนเงื่อนไขทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ ตามลำดับ ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.10 (ก)

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{4.80}{2.0} = 2.40 \quad \text{ม}^3/\text{วินาที}/\text{เมตร}$$

$$V_1 = \frac{2.40}{1.6} = 1.50 \quad \text{เมตร}/\text{วินาที}$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = 0.115 \quad \text{เมตร}$$

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} = 0.379$$

ดังนั้นจะเห็นว่า การไหลทางด้านเหนือน้ำอยู่ในสภาวะต่ำกว่าวิกฤต และพื้นทางน้ำที่ถูกยกขึ้นจะทำให้ความลึกของน้ำลดลง

$$E_1 = y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = 1.60 + 0.115$$

$$= 1.715$$

เมตร

พิจารณาทางด้านท้ายน้ำที่หน้าตัด (2)

$$E_2 = E_1 - \Delta z = 1.715 - 0.10$$

$$= 1.615$$

เมตร

$$y_c = \left\{ \frac{q^2}{g} \right\}^{1/3} = \left\{ \frac{(2.4)^2}{9.81} \right\}^{1/3}$$

$$= 0.837$$

เมตร

$$E_c = \frac{3}{2} y_c = 1.256$$

เมตร

พิจารณาจากรูปที่ 2.10 (ข) ประกอบ พลังงานจำเพาะที่น้อยที่สุด E_c มีค่าน้อยกว่า E_2 แสดงว่า y_2 ที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่า y_c และความลึก y_1 ทางด้านเหนือน้ำยังไม่มีเปลี่ยนแปลง จะได้ว่า

$$E_2 = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = 1.615$$

$$y_2 + \frac{(2.4)^2}{2 \times 9.81 \times y_2} = 1.615$$

$$y_2 + \frac{0.294}{y_2} = 1.615$$

โดยวิธีสมมติ, $y_2 = 1.481$ และ 0.518

จะได้ $Fr_2 = 0.425$ และ 2.055

เนื่องจากการไหลที่หน้าตัด (1) เป็นการไหลต่ำกว่าวิกฤต ดังนั้นการไหลที่หน้าตัด (2) จะเป็นการไหลต่ำกว่าวิกฤตด้วย พิจารณาจาก Fr_2 จะได้ว่า y_2 เท่ากับ

1.481 เมตร

การพิจารณาเลือก y_2 อาจจะทำให้การเปรียบเทียบกับ y_c ก็ได้การไหลต่ำกว่าวิกฤตจะมีค่า y_2 มากกว่า y_c

ตัวอย่างที่ 2.6 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 4.0 เมตร มีความเร็วของการไหลเท่ากับ 1.5 เมตร/วินาที และความลึกการไหลเท่ากับ 2.0 เมตร

ก) จงหาความกว้างที่ทำให้เกิดการไหลวิกฤตทางด้านท้ายน้ำ โดยความลึกการไหลทางด้านเหนือน้ำไม่มีการเปลี่ยนแปลง

ข) จงหาความลึกการไหลที่เปลี่ยนแปลงไปเมื่อส่วนของทางน้ำที่บีบตัว มีความกว้างเท่ากับ 2.00 เมตร

วิธีทำ พิจารณารูปที่ 2.11 ประกอบ จะได้

$$\begin{aligned} Fr_1 &= \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} = \frac{1.5}{\sqrt{9.81 \times 2}} \\ &= 0.339 \end{aligned}$$

แสดงว่าการไหลทางด้านเหนือน้ำเป็นการไหลต่ำกว่าวิกฤต ฉะนั้นเมื่อท้ายน้ำมีการเปลี่ยนแปลงความกว้าง จะทำให้ระดับผิวน้ำลดต่ำลง

$$\begin{aligned} \text{ก) } Q &= V_1 b_1 y_1 = 1.5 \times 4.0 \times 2.0 \\ &= 12.0 \quad \text{ลบ./เมตร/วินาที} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_1 &= y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 2.0 + \frac{(1.5)^2}{2 \times 9.81} \\ &= 2.115 \quad \text{เมตร} \end{aligned}$$

เมื่อการไหลทางด้านท้ายน้ำเป็นการไหลวิกฤต และความลึกทางด้านเหนือน้ำไม่มีการเปลี่ยนแปลงจะได้

$$\begin{aligned} E_1 &= E_2 = E_c \\ 2.115 &= y_c + \frac{V_c^2}{2g} = E_c \quad \dots\dots\dots(1) \end{aligned}$$

สำหรับทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า $E_c = \frac{3}{2} y_c$

$$\begin{aligned} \text{จะได้ } y_c &= \frac{2}{3} E_c \\ &= \frac{2}{3} \times 2.115 = 1.41 \quad \text{เมตร} \end{aligned}$$

แทนค่าลงในสมการ (1)

$$v_c = 3.719 \quad \text{เมตร/วินาที}$$

$$\text{แต่ } Q = v_2 b_2 y_2 = v_c b_c y_c$$

$$b_c = \frac{12.0}{3.719 \times 1.41} = 2.288 \quad \text{เมตร}$$

ข) $b_2 = 2.00$ เมตร ซึ่งน้อยกว่า b_c ฉะนั้นทางด้านเหนือน้ำจะต้องเกิดโซค และมีการเปลี่ยนแปลงความลึก

$$\begin{aligned} q_2 &= \frac{Q}{b_2} = \frac{12.0}{2.0} \\ &= 6.0 \quad \text{ลบ. เมตร/วินาที/เมตร} \end{aligned}$$

ทางด้านท้ายน้ำยังคงเกิดการไหลวิกฤต และสำหรับทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า

$$\begin{aligned} y_c' &= (q_2^2/g)^{1/3} \\ &= (36/9.81)^{1/3} = 1.54 \quad \text{เมตร} \end{aligned}$$

$$E_c' = \frac{3}{2} y_c' = 2.31 \quad \text{เมตร}$$

ในทางน้ำที่ไม่มีการสูญเสียพลังงาน

$$\begin{aligned} E_c' &= E_1' \\ 2.31 &= y_1' + \frac{(12)^2}{2 \times 9.81 \times (4.0 y_1')^2} \end{aligned}$$

$$2.31 = y_1' + \frac{0.459}{(y_1')^2}$$

โดยวิธีการสมมติ, $y_1' = 2.21$ และ 0.502 เมตร

แต่การไหลทางด้านเหนือน้ำเป็นการไหลต่ำกว่าวิกฤต ฉะนั้นได้ $y_1' = 2.21$ เมตร

ความลึกที่เปลี่ยนแปลงไปทางด้านเหนือน้ำ

$$= y_1' - y_1 = 2.21 - 2.0 = 0.21 \quad \text{เมตร}$$

ความลึกที่เปลี่ยนแปลงไปทางด้านท้ายน้ำ

$$= y_c' - y_c = 1.54 - 1.41 = 0.13 \quad \text{เมตร}$$

ตัวอย่างที่ 2.7 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 4.0 เมตร มีอัตราการไหล 16.0

ม³/วินาที และความลึกการไหล 2.0 เมตร หน้าตัดทางด้านท้ายน้ำมีความกว้าง 3.50

เมตร และระดับพื้นคลองยกขึ้น Δz จงวิเคราะห์ระดับผิวน้ำในช่วงที่มีการเปลี่ยนแปลง เมื่อ

ก) $\Delta z = 0.20$ เมตร ข) $\Delta z = 0.35$ เมตร

วิธีทำ กำหนดให้เลขกำกับ 1 และ 2 แทนเงื่อนไขทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ ตาม

ลำดับทางด้านเหนือน้ำ, $v_1 = \frac{16}{4 \times 2} = 2.0$ เมตร/วินาที

$$Fr_1 = \frac{2.0}{\sqrt{9.81 \times 2.0}} = 0.452$$

การไหลทางด้านเหนือน้ำเป็นการไหลต่ำกว่าวิกฤต และในทางน้ำช่วงเปลี่ยนแปลง (Transition) จะทำให้ระดับน้ำลดลง

$$\frac{v_1^2}{2g} = 0.204 \quad \text{เมตร}$$

$$E_1 = 2.0 + 0.204 = 2.204 \quad \text{เมตร}$$

ทางด้านท้ายน้ำ $q_2 = \frac{16.0}{3.5} = 4.571$ ม³/วินาที/ม.

$$y_{c2} = (q_2^2/g)^{1/3}$$

$$= \left\{ \frac{(4.571)^2}{9.81} \right\}^{1/3} = 1.287 \quad \text{เมตร}$$

$$E_{c2} = \frac{3}{2} y_{c2} = 1.930 \quad \text{เมตร}$$

ก) เมื่อ $\Delta z = 0.20$ เมตร ไม่คิดการสูญเสีย ฉะนั้นพลังงานจำเพาะจะลดลง
เนื่องมาจาก ^{or} การลดพื้นที่หน้าเพียงอย่างเดียว

$$\begin{aligned} E_2 &= E_1 - \Delta z \\ &= 2.204 - 0.20 = 2.004 \text{ เมตร} > E_{c2} \end{aligned}$$

ฉะนั้นความลึก $y_2 > y_{c2}$ และความลึกด้านเหนือน้ำยังคงไม่มีการเปลี่ยนแปลง

$$y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = E_1 - \Delta z$$

$$y_2 + \frac{1.065^2}{2y_2} = 2.004$$

โดยวิธีการสมมติ, $y_2 = 1.575$ และ 1.07 เมตร

แต่การไหลทางด้านเหนือน้ำเป็นการไหลต่ำกว่าวิกฤต ฉะนั้นการไหลในช่วงเปลี่ยนแปรต้องเป็น
การไหลต่ำกว่าวิกฤตด้วย จะได้ $y_2 = 1.575$ เมตร

ข) เมื่อ $\Delta z = 0.35$ เมตร

$$\begin{aligned} &= E_1 - \Delta z \\ &= 2.204 - 0.350 = 1.854 < E_{c2} \end{aligned}$$

ฉะนั้นในช่วงของทางน้ำที่มีการบีบตัวจะทำให้เกิดโซค ความลึกทางด้านเหนือน้ำต้องเพิ่มขึ้น
เพื่อทำให้พลังงานจำเพาะเพิ่มขึ้น จะได้ว่า การไหลทางด้านท้ายน้ำเป็นการไหลแบบวิกฤต

$$y_2 = y_{c2} = 1.287 \text{ เมตร}$$

$$E_1' = E_{c2} + \Delta z$$

$$y_1' + \frac{(16)^2}{2 \times 9.81 \times 4^2 \times (y_1')^2} = 1.930 + 0.350$$

$$y_1' + \frac{0.8155}{(y_1')^2} = 2.280$$

โดยวิธีการสมมติ, $y_1' = 2.094$ เมตร

ความลึกทางด้านเหนือน้ำจะเพิ่มขึ้น 0.094 เมตร เนื่องจากการเกิด "โซค"

แบบฝึกหัด

- 2.1 ในกรณีน้ำไหลล้นประตูน้ำบานตรง (Sluice gate) จงพิสูจน์ว่าการไหลทางด้านเหนือน้ำจะเป็นการไหลต่ำกว่าวิกฤตเสมอ และการไหลทางด้านท้ายน้ำจะเป็นการไหลสูงกว่าวิกฤตเสมอ โดยสมมติว่าไม่มีการสูญเสียพลังงาน
- 2.2 ในการหาสูตรอัตราการไหลของฝายสันคมที่มีความสูงของสันฝายมาก สมมติว่าเกิดความลึกวิกฤตบนสันฝายพอดี จงเปรียบเทียบการไหลกับค่าที่ได้จากสูตรมาตรฐาน

$$q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} H^{3/2}$$
 โดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์การไหล (C_d) เท่ากับ 0.611 และหาเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างระหว่างค่าทั้งสอง
- 2.3 ในทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า Fr_1 และ Fr_2 เป็นค่าฟรูดนัมเบอร์ของความลึกทดแทน y_1 และ y_2 ตามลำดับ จงแสดงว่า

$$(Fr_2/Fr_1)^{2/3} = \frac{2 + Fr_2^2}{2 + Fr_1^2}$$
- 2.4 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีอัตราการไหลวิกฤตไหลผ่าน จงพิสูจน์ว่าเส้นรอบรูปเปียก " $P = b + 2y$ " จะมีค่าน้อยที่สุดเมื่อความลึกการไหลมีค่าเท่ากับ $\frac{3}{4} b$
- 2.5 จงเติมข้อมูลที่หายไปของทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าในตารางต่อไปนี้ เมื่อการไหลเป็นแบบวิกฤต

กรณี	Q (ม ³ /วินาที)	b	y_c	E_c
(a)		3.0	0.50	
(b)	5.60		0.80	
(c)	7.50	2.5		
(d)		2.0		0.60

2.6 จงเติมข้อมูลที่หายไปของทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมคางหมูในตารางต่อไปนี้ เมื่อการไหลเป็นแบบวิกฤต

กรณี	m	b (ม.)	y_c (ม.)	Q (ม ³ /วินาที)	E_c (เมตร)
(a)	1.5	3.5		5.0	
(b)	2.0	2.0	0.30		
(c)	1.5		0.40	2.641	
(d)	2.0	4.0			1.111

2.7 จงหาความลึกวิกฤตสำหรับอัตราการไหล 5.0 ม³/วินาที เมื่อ

a) ทางน้ำเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู $b = 0.80$ เมตร และ $z = 1.5$

b) ทางน้ำเป็นรูปวงกลม มี $D = 1.50$ เมตร

2.8 น้ำไหลออกจากทะเลสาบเข้าสู่ทางน้ำที่มีความลาดเทมาก (Steep Slope) โดยระดับพื้นที่ปากทางน้ำอยู่ต่ำกว่าระดับผิวน้ำในทะเลสาบอยู่ 10 ฟุต จงหาอัตราการไหลจากทะเลสาบเมื่อ

a) ทางน้ำมีหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า $b = 10$ ฟุต

b) ทางน้ำมีหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู $b = 20$ ฟุตและ $z = 2$

2.9 ทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 20 ฟุต และลึก 2 ฟุต ความเร็วเฉลี่ยการไหล 0.5 ฟุต/วินาที จงหาพลังงานจำเพาะทั้งหมดที่เป็นไปได้ และหาความลึกวิกฤตโดยวิธีการคำนวณและวิธีของเวนทีเซิร์ฟ

2.10 ท่อลอดกลมขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 เมตร เมื่อเกิดการไหลแบบวิกฤต มีน้ำไหลครึ่งหนึ่งของอัตราการไหลเต็มท่อ จงหาอัตราการไหลวิกฤตโดยวิธีของเซนเดอร์สัน และวิธีของเวนทีเซิร์ฟ

- 2.11 ทางน้ำสี่เหลี่ยมคางหมูมี $b = 20$ ฟุต, $z = 2$ และอัตราการไหล 750 ฟุต³/วินาที
- จงหาความลึกการไหลที่ปากทางน้ำที่มีความลาดเทชันมาก
 - ถ้ามีช่วงทางน้ำเปลี่ยนแปร (Transition) ขนาดสั้น แต่ค่อย ๆ เปลี่ยนแปร เข้าสู่หน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 20 ฟุต ก่อนที่จะไหลลงทางน้ำที่มีความลาดเทชันมาก จงหาความลึกการไหลด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำของช่วงเปลี่ยนแปรนี้ สมมติว่า ไม่มีการสูญเสียพลังงาน
- 2.12 ทางน้ำสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 10 ฟุต ความเร็วการไหล 15 ฟุต/วินาที และความลึก 2 ฟุต จงหาความลึกที่เปลี่ยนแปลงไปเมื่อ
- เมื่อพื้นที่ทางน้ำค่อย ๆ ยกขึ้น 0.5 ฟุต และ
 - เมื่อพื้นที่ทางน้ำค่อย ๆ ลดต่ำลง 0.5 ฟุต
 - และจงหาว่าสามารถยกพื้นที่ทางน้ำได้สูงสุดเท่าไร การไหลด้านเหนือน้ำถึงจะไม่มี การเปลี่ยนแปลง
- 2.13 ทางน้ำสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 10 ฟุต ความเร็วการไหล 15 ฟุต/วินาที และความลึก 2 ฟุต จงหาความลึกที่เปลี่ยนแปลงไปเมื่อ
- ความกว้างค่อย ๆ ลดลงเป็น 8 ฟุต
 - ความกว้างค่อย ๆ ขยายตัวออกเป็น 12 ฟุต และ
 - จงหาว่า สามารถลดความกว้างลงได้เท่าไร การไหลด้านเหนือน้ำ ถึงจะไม่มี การเปลี่ยนแปลง
- 2.14 ทางน้ำสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 10 ฟุต มีความเร็วของกระแส น้ำ 10 ฟุต/วินาทีและความลึก 10 ฟุต พื้นที่ทางน้ำค่อย ๆ ยกตัวขึ้น 2 ฟุต จงหาว่า ความกว้างที่ต้องขยายไปพร้อมกับการยกพื้นคลอง ควรจะมีค่าเท่าไรถึงจะทำให้การไหลด้านเหนือน้ำ ไม่มีการเปลี่ยนแปลง
- 2.15 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 4.0 เมตร มีความเร็วการไหล 1.5 ม./วินาที และความลึกของน้ำ 2.0 เมตร ทางน้ำบีบตัวเข้าสู่ความกว้าง 2.0 เมตร และยกพื้นขึ้น 0.40 เมตร โดยกระทำไปพร้อม ๆ กัน จงหาความลึกที่เปลี่ยนแปลงไปทางด้านเหนือน้ำของช่วงเปลี่ยนแปรดังกล่าว

บทที่ 3

หลักโมเมนต์กับการไหลในทางน้ำเปิด

3.1 โมเมนต์ในทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ในทางปฏิบัติเมื่อเกิดจំจั่นในทางน้ำเปิด ในการวิเคราะห์มักจะใช้หลักการของโมเมนต์เสมอ ในรูปที่ 3.1 แสดงการไหลของน้ำผ่านสิ่งกีดขวาง เมื่อน้ำไหลผ่านสิ่งกีดขวาง สิ่งกีดขวางจะออกแรงต้านทานการไหลด้วยแรงจำนวนหนึ่ง ซึ่งมีทิศทางตรงข้ามกับทิศทางการไหล สมมติว่าโมเมนต์แรงเสียดทานที่เกิดจากผิวของทางน้ำ และสัมประสิทธิ์ของโมเมนต์ β มีค่าเท่ากับหนึ่ง จะได้ว่า

$$\begin{aligned}\Delta(Q\rho v) &= (Q\rho v)_2 - (Q\rho v)_1 \\ &= F_{H1} - F_{H2} - P_f \quad \dots\dots\dots 3.1\end{aligned}$$

ในกรณีทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า จะทำการวิเคราะห์โดยใช้อัตราการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง q แทน Q , $F_{H1} = \frac{\gamma y_1^2}{2}$ และ $F_{H2} = \frac{\gamma y_2^2}{2}$ แทนลงในสมการที่ 3.1 จะได้

$$\frac{\gamma y_1^2}{2} - \frac{\gamma y_2^2}{2} - P_f = \rho q v_2 - \rho q v_1 \quad \dots\dots\dots 3.2$$

เมื่อ P_f เป็นแรงต้านการไหลที่คิดต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง แทนค่า $v = q/y$ ลงในสมการ 3.2

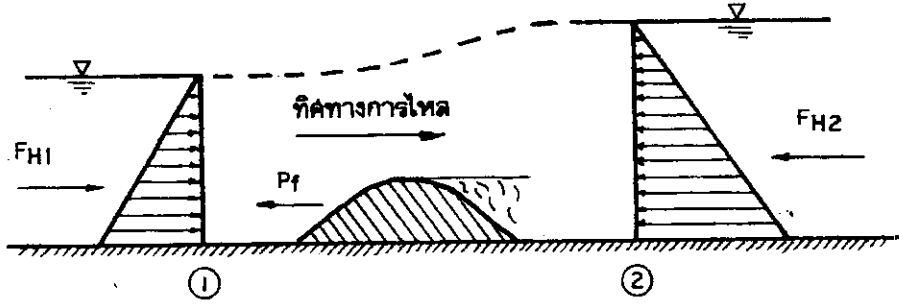
$$P_f = \left(\frac{\rho q^2}{y_1} + \frac{\gamma y_1^2}{2}\right) - \left(\frac{\rho q^2}{y_2} + \frac{\gamma y_2^2}{2}\right)$$

$$\frac{P_f}{\gamma} = \left(\frac{q^2}{g y_1} + \frac{y_1^2}{2}\right) - \left(\frac{q^2}{g y_2} + \frac{y_2^2}{2}\right) \quad \dots\dots\dots 3.3$$

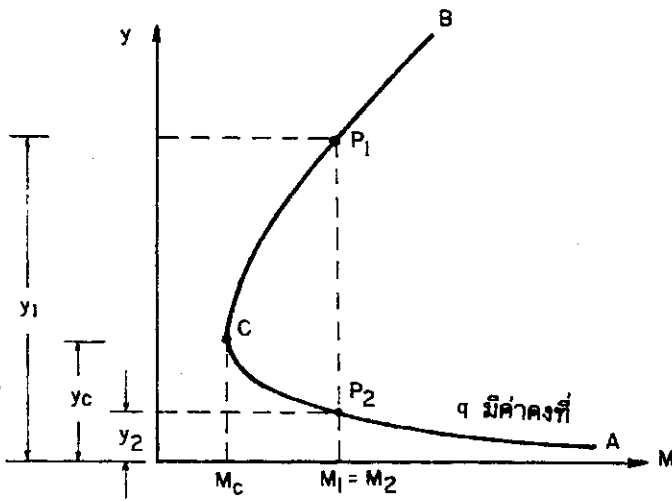
หรือ
$$\frac{P_f}{\gamma} = M_1 - M_2 \quad \dots\dots\dots 3.4$$

เมื่อ
$$M = \frac{q^2}{g y} + \frac{y^2}{2} \quad \dots\dots\dots 3.5$$

และเรียกค่า M นี้ว่าโมเมนต์ฟังก์ชันหรือแรงจำเพาะ (Momentum function or specific force)



รูปที่ 3.1 ไชครอลิกจุ่มในทางน้ำเปิดเมื่อมีสิ่งกีดขวาง



รูปที่ 3.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง M และ y

ทำการดิฟเฟอเรนเชียลสมการที่ 3.5 เทียบกับ y

$$\frac{dM}{dy} = \frac{-q^2}{gy^2} + y$$

หาค่า M ที่น้อยที่สุด โดยให้ $\frac{dM}{dy} = 0$ จะได้

$$\frac{q^2}{gy} = 1 \dots\dots\dots 3.6$$

แต่ในกรณีของการไหลในทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า $F_r^2 = \frac{q^2}{gy^3} = \frac{V^2}{gy}$
 ฉะนั้นจากสมการที่ 3.6 จะได้

$$F_r^2 = \frac{q^2}{gy^3} = 1 \dots\dots\dots 3.7$$

ดังนั้นสามารถสรุปได้ว่า สำหรับอัตราการไหลที่กำหนดให้ ค่าของแรงจำเพาะจะมีค่าน้อยที่สุด เมื่อความลึกการไหลมีค่าเท่ากับ ความลึกวิกฤต จากสมการที่ 3.5 เมื่อกำหนดให้ q มีค่าคงที่ ค่าของ M จะเปลี่ยนแปลงตามค่าของ y นำค่าของ M และ y ไปสร้างกราฟ จะได้ความสัมพันธ์ดังแสดงในกราฟรูปที่ 3.2 ซึ่งมีความคล้ายคลึงกับกราฟที่แสดงความสัมพันธ์ของ $E-y$ ที่จุด C มีค่าของ M น้อยที่สุด และ $y = y_c$ ซึ่งการไหลอยู่ในสภาวะวิกฤต ส่วนบนของโค้งจากจุด C ขึ้นไปเป็นย่านการไหลตื้นกว่าวิกฤต และส่วนล่างของโค้งจากจุด C ลงมาเป็นย่านการไหลสูงกว่าวิกฤต ถ้าค่าของแรงจำเพาะมากกว่าค่าของ M_c จะมีความลึกการไหลสองค่าคือ y_1 และ y_2 ซึ่งให้ค่าของแรงจำเพาะเท่ากัน สำหรับอัตราการไหลที่กำหนดให้ ความลึกทั้งสองค่านี้เรียกว่า ความลึก Conjugate หรือความลึก sequent

3.2 โมเมนต์ในทางน้ำเปิดที่มีหน้าตัดไม่ใช่สี่เหลี่ยมผืนผ้า

จากกลศาสตร์ของของไหล แรงดันแบบ Hydrostatic จะมีค่าเท่ากับผลคูณของพื้นที่หน้าตัดการไหลของทางน้ำเปิดและแรงดันที่จุดศูนย์กลางถ่วงของพื้นที่หน้าตัดนั้น ฉะนั้น ถ้ารูปที่ 3.1 เป็นทางน้ำเปิดที่มีหน้าตัดไม่ใช่สี่เหลี่ยมผืนผ้า จะสามารถเขียนสมการที่ 3.2 ได้ใหม่ว่า

$$\gamma \bar{y}_1 A_1 - \gamma \bar{y}_2 A_2 - P_f = \rho Q V_2 - \rho Q V_1 \dots\dots\dots 3.8$$

เมื่อ \bar{y} คือระยะจากผิวน้ำอิสระการไหลถึงจุดศูนย์กลางถ่วงของพื้นที่หน้าตัดการไหล ดังนั้น $A\bar{y}$ เป็นโมเมนต์ของพื้นที่หน้าตัดการไหลรอบผิวน้ำอิสระนั่นเอง

$$P_f = (\rho Q V_1 + \gamma \bar{y}_1 A_1) - (\rho Q V_2 + \gamma \bar{y}_2 A_2)$$

$$= \left(\rho \frac{Q^2}{A_1} + \gamma \bar{y}_1 A_1 \right) - \left(\rho \frac{Q^2}{A_2} + \gamma \bar{y}_2 A_2 \right) \dots\dots\dots 3.9$$

สมการที่ 3.9 ทารด้วย γ ตลอด

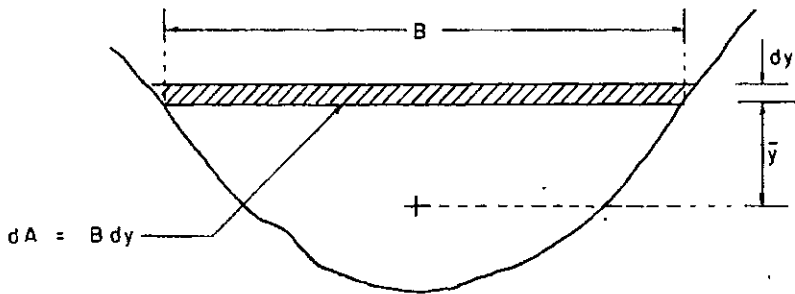
$$\frac{P_f}{\gamma} = \left(\frac{Q^2}{gA_1} + \bar{y}_1 A_1 \right) - \left(\frac{Q^2}{gA_2} + \bar{y}_2 A_2 \right)$$

$$\frac{P_f}{\gamma} = M_1 - M_2 \dots\dots\dots 3.10$$

เมื่อกำหนดให้ $M = \frac{Q^2}{gA} + \bar{y}A \dots\dots\dots 3.11$

ทำการดิฟเฟอเรนเชียลสมการที่ 3.11 เทียบกับ y โดยให้ $Q =$ ค่าคงที่

$$\frac{dM}{dy} = -\frac{Q^2}{gA^2} \frac{dA}{dy} + \frac{d\bar{y}A}{dy} \dots\dots\dots 3.12$$



จากรูปจะเห็นว่า $d\bar{y}A = A(\bar{y} + \frac{dy}{2}) + Bdy \frac{dy}{2} - \bar{y}A$ แต่ $\frac{B}{2}(dy)^2$ ถือว่ามีค่าน้อยมาก เมื่อเปรียบเทียบระหว่าง 2 เทอมที่เหลือ ฉะนั้นจึงสามารถตัดทิ้งได้ จะได้ว่า

$$d\bar{y}A = A dy \dots\dots\dots 3.13$$

แทนค่าสมการที่ 3.13 และ $dA = Bdy$ ลงในสมการที่ 3.12

$$\frac{dM}{dy} = -\frac{Q^2 B}{gA^2} + A$$

ทำการหาค่า M ที่มีค่าน้อยที่สุดโดยให้ $\frac{dM}{dy} = 0$ จะได้ว่า

ทำการดิฟเฟอเรนเชียลสมการที่ 3.5 เทียบกับ y

$$\frac{dM}{dy} = \frac{-q^2}{gy^2} + y$$

หาค่า M ที่น้อยที่สุด โดยให้ $\frac{dM}{dy} = 0$ จะได้

$$\frac{q^2}{gy} = 1 \dots\dots\dots 3.6$$

แต่ในกรณีของการไหลในทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า $F_r^2 = \frac{q^2}{gy^3} = \frac{V^2}{gy}$
 ฉะนั้นจากสมการที่ 3.6 จะได้

$$F_r^2 = \frac{q^2}{gy^3} = 1 \dots\dots\dots 3.7$$

ดังนั้นสามารถสรุปได้ว่า สำหรับอัตราการไหลที่กำหนดให้ ค่าของแรงจำเพาะจะมีค่าน้อยที่สุด เมื่อความลึกการไหลมีค่าเท่ากับ ความลึกวิกฤต จากสมการที่ 3.5 เมื่อกำหนดให้ q มีค่าคงที่ ค่าของ M จะเปลี่ยนแปลงตามค่าของ y นำค่าของ M และ y ไปสร้างกราฟ จะได้ความสัมพันธ์ดังแสดงในกราฟรูปที่ 3.2 ซึ่งมีความคล้ายคลึงกับกราฟที่แสดงความสัมพันธ์ของ $E-y$ ที่จุด C มีค่าของ M น้อยที่สุด และ $y = y_c$ ซึ่งการไหลอยู่ในสภาวะวิกฤต ส่วนบนของโค้งจากจุด C ขึ้นไปเป็นย่านการไหลตื้นกว่าวิกฤต และส่วนล่างของโค้งจากจุด C ลงมาเป็นย่านการไหลลึกกว่าวิกฤต ถ้าค่าของแรงจำเพาะมากกว่าค่าของ M_c จะมีความลึกการไหลสองค่าคือ y_1 และ y_2 ซึ่งให้ค่าของแรงจำเพาะเท่ากัน สำหรับอัตราการไหลที่กำหนดให้ ความลึกทั้งสองค่านี้เรียกว่า ความลึก Conjugate หรือความลึก Sequent

3.2 โมนเมนต์ในทางน้ำเปิดที่มีหน้าตัดไม่ใช่สี่เหลี่ยมผืนผ้า

จากกลศาสตร์ของของไหล แรงดันแบบ Hydrostatic จะมีค่าเท่ากับผลคูณของพื้นที่หน้าตัดการไหลของทางน้ำเปิดและแรงดันที่จุดศูนย์กลางของพื้นที่หน้าตัดนั้น ฉะนั้น ถ้ารูปที่ 3.1 เป็นทางน้ำเปิดที่มีหน้าตัดไม่ใช่สี่เหลี่ยมผืนผ้า จะสามารถเขียนสมการที่ 3.2 ได้ใหม่ว่า

$$\bar{y}_1 A_1 - \bar{y}_2 A_2 - P_f = \rho Q V_2 - \rho Q V_1 \dots\dots\dots 3.8$$

เมื่อ \bar{y} คือระยะจากผิวน้ำอิสระการไหลถึงจุดศูนย์กลางของพื้นที่หน้าตัดการไหล ดังนั้น $A\bar{y}$ เป็นโมเมนต์ของพื้นที่หน้าตัดการไหลรอบผิวน้ำอิสระนั่นเอง

$$P_f = (\rho Q V_1 + \bar{y}_1 A_1) - (\rho Q V_2 + \bar{y}_2 A_2)$$

$$= \left(\rho \frac{Q^2}{A_1} + \gamma \bar{y}_1 A_1 \right) - \left(\rho \frac{Q^2}{A_2} + \gamma \bar{y}_2 A_2 \right) \dots\dots\dots 3.9$$

สมการที่ 3.9 ทารด้วย γ ตลอด

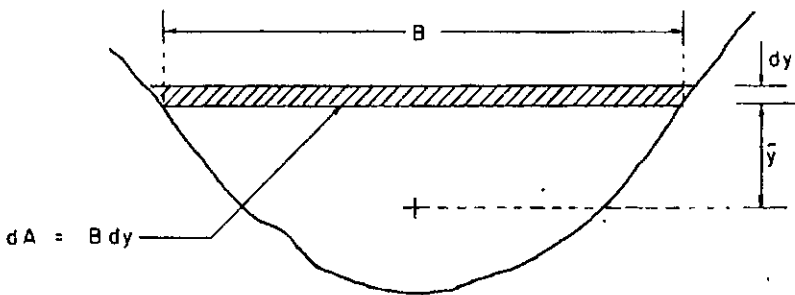
$$\frac{P_f}{\gamma} = \left(\frac{Q^2}{gA_1} + \bar{y}_1 A_1 \right) - \left(\frac{Q^2}{gA_2} + \bar{y}_2 A_2 \right)$$

$$\frac{P_f}{\gamma} = M_1 - M_2 \dots\dots\dots 3.10$$

เมื่อกำหนดให้ $M = \frac{Q^2}{gA} + \bar{y}A \dots\dots\dots 3.11$

ทำการดิฟเฟอเรนเชียลสมการที่ 3.11 เทียบกับ y โดยให้ $Q =$ ค่าคงที่

$$\frac{dM}{dy} = \Rightarrow \frac{Q^2}{gA^2} \frac{dA}{dy} + \frac{d\bar{y}A}{dy} \dots\dots\dots 3.12$$



จากรูปจะเห็นว่า $d\bar{y}A = A(\bar{y} + dy) + Bdy \frac{dy}{2} - \bar{y}A$ แต่ $\frac{B}{2}(dy)^2$ ถือว่ามีค่าน้อยมาก เมื่อเปรียบเทียบกับระหว่าง 2 เทอมที่เหลือ ฉะนั้นจึงสามารถตัดทิ้งได้ จะได้ว่า

$$d\bar{y}A = A dy \dots\dots\dots 3.13$$

แทนค่าสมการที่ 3.13 และ $dA = Bdy$ ลงในสมการที่ 3.12

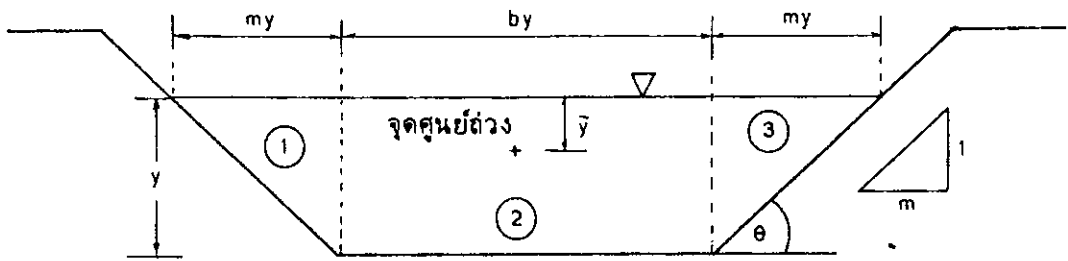
$$\frac{dM}{dy} = - \frac{Q^2 B}{gA^2} + A$$

ทำการหาค่า M ที่ค่าน้อยที่สุดโดยให้ $\frac{dM}{dy} = 0$ จะได้ว่า

$$\frac{Q^2 B}{g A^3} = 1 = F_r^2 \dots\dots\dots 3.14$$

จากสมการที่ 3.14 สามารถสรุปได้เช่นเดียวกับทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าว่า สำหรับ อัตราการไหลที่กำหนดให้ ค่าของแรงจำเพาะจะมีค่าน้อยที่สุด เมื่อความลึกการไหลมีค่าเท่ากับความลึกวิกฤต และกราฟ M-y มีลักษณะเช่นเดียวกับกราฟ M-y ของทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า

การหาค่า $A\bar{y}$ ของพื้นที่หน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมคางหมู



	①	②	③
A	$my^2/2$	by	$my^2/2$
\bar{y}	$y/3$	$y/2$	$y/3$
$A\bar{y}$	$my^3/6$	$by^2/2$	$my^3/6$

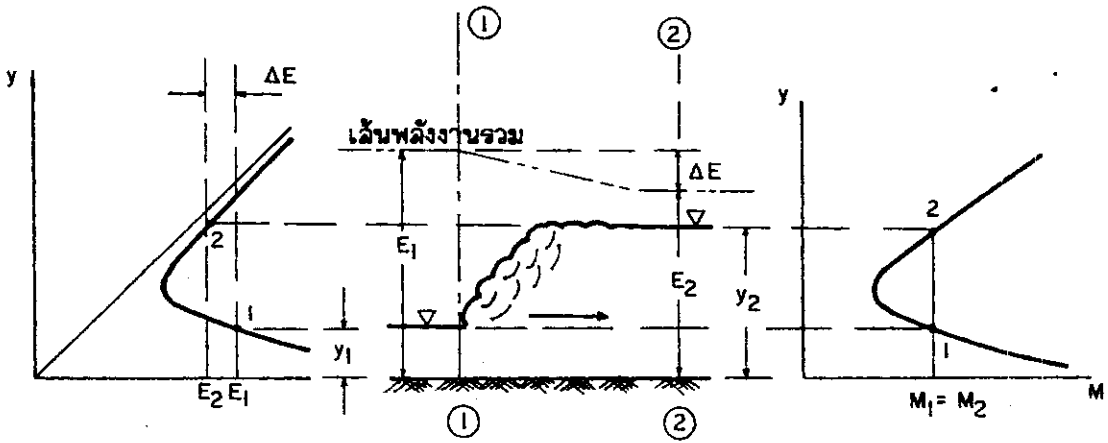
รวม $A\bar{y}$ เข้าด้วยกัน จะได้

$$A\bar{y} = (y^2/6)(2my + 3b)$$

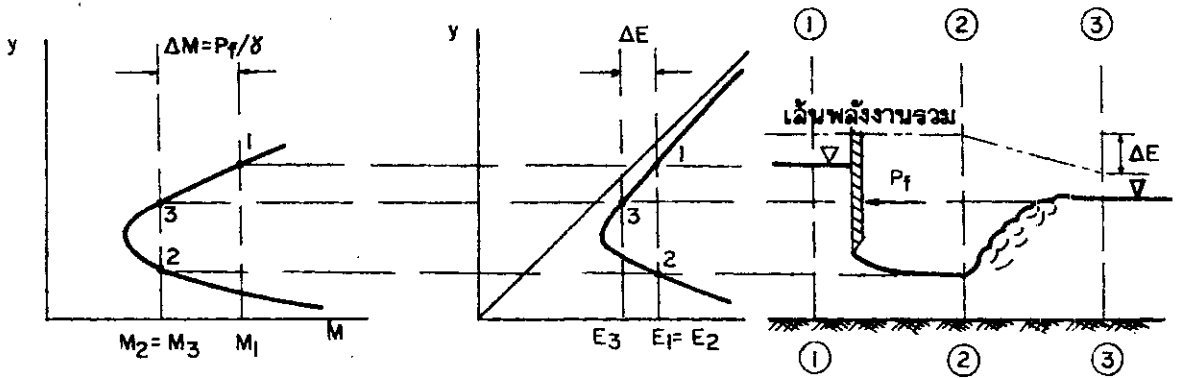
3.3 การวิเคราะห์ปัญหาโดยใช้พลังงานจำเพาะและแรงจำเพาะ

ปัญหาที่เห็นเด่นชัดคือ จมในทางน้ำเปิด ซึ่งเป็นปรากฏการณ์ของการเปลี่ยนแปลงความลึกอย่างทันทีทันใด จากความลึกที่มีขนาดต่ำไปสู่ความลึกที่มีขนาดสูง หรือจากการไหลสูงกว่าวิกฤตไปสู่การไหลต่ำกว่าวิกฤต ปรากฏการณ์นี้มักจะมีลักษณะน้อย ๆ เมื่อน้ำไหลผ่านประตูน้ำหรือการไหลของน้ำลงจาก Spillway หรือการไหลของน้ำจากทางน้ำที่มีความลาดชันมากไปสู่ทางน้ำที่มีความลาดชันน้อย สามารถแบ่งการวิเคราะห์ได้เป็น 3 กรณีดังต่อไปนี้

3.3.1 การเกิดจมแบบง่ายเช่นการไหลของน้ำลงจาก Spillway พิจารณารูปที่ 3.3 ประกอบ ซึ่งเป็นจมนบนพื้นราบ จะได้ว่า



รูปที่ 3.3 การวิเคราะห์ ไฮดรอลิกจัม โดยการใช้กราฟ E-y และกราฟ M-y



รูปที่ 3.4 การวิเคราะห์ไฮดรอลิกจัมเมื่อน้ำไหลผ่านประตูน้ำ

$$E_1 \neq E_2 \quad \text{แต่} \quad E_1 = E_2 + \Delta E$$

$$P_f = 0 \quad \text{และ} \quad M_1 = M_2$$

ถ้าเป็นทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า จากสมการที่ 3.3 จะได้ว่า

$$\frac{q^2}{g} \left(\frac{1}{y_1} - \frac{1}{y_2} \right) = \frac{1}{2} (y_2^2 - y_1^2)$$

$$\frac{q^2}{gy_1 y_2} = \frac{1}{2} (y_2 + y_1) \quad \dots\dots\dots 3.15$$

แทนค่า $q = v_1 y_1$ ลงในสมการที่ 3.15 จะได้ว่า

$$\frac{v_1^2}{g} = \frac{1}{2} \frac{y_2}{y_1} (y_2 + y_1) \quad \dots\dots\dots 3.16$$

$$Fr_1^2 = \frac{v_1^2}{gy_1} = \frac{1}{2} \frac{y_2}{y_1} \left(\frac{y_2}{y_1} + 1 \right) \quad \dots\dots\dots 3.17$$

$$\left[\frac{y_2}{y_1} \right]^2 + \frac{y_2}{y_1} - 2Fr_1^2 = 0$$

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{-1 \pm \sqrt{1 + 8 Fr_1^2}}{2}$$

พิจารณาเฉพาะค่าที่เป็นบวกจะได้ว่า

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1 \right) \quad \dots\dots\dots 3.18$$

ในทำนองเดียวกัน ถ้าแทนค่าด้วย $q = v_2 y_2$ ลงในสมการที่ 3.15 จะได้ว่า

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr_2^2} - 1 \right) \quad \dots\dots\dots 3.19$$

สมการที่ 3.18 และ 3.19 เป็นสมการหาคความลึก Conjugate ของจุ่มในทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เมื่อรู้ค่า v_1 และ y_1 สามารถหาค่า y_2 ซึ่งเป็นความลึก Conjugate ของ y_1 ได้ โดยใช้สมการ 3.19 และในทางตรงกันข้าม เมื่อทราบ

V_2 และ y_2 สามารถหา y_1 ซึ่งเป็นความลึก Conjugate ของ y_2 ได้ โดยใช้สมการที่ 3.19

3.3.2 การไหลของน้ำผ่านประตูน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 3.4 สมมติว่าน้ำไหลผ่านประตูน้ำไม่มีการสูญเสียเกิดขึ้น และพื้นที่หน้าตัดในแนวราบจะได้

$$E_1 = E_2 \quad \text{แต่} \quad M_1 \neq M_2$$

และ $E_2 \neq E_3 \quad \text{แต่} \quad M_2 = M_3$

3.3.3 กรณีของจัมที่ เกิดจากสิ่งกีดขวางที่พื้นที่หน้าตัดเหมือนกับกรณีแสดงในรูปที่ 3.1 จะได้ว่า $\Delta E \neq 0$ และ $P_f \neq 0$

3.4 พลังงานที่สูญเสียไปในการเกิดจัม พลังงานที่สูญเสียไปมีค่าเท่ากับผลต่างของพลังงานจำเพาะ ทางด้านเหนือน้ำและด้านท้ายน้ำของจัม

$$\begin{aligned} \Delta E &= E_1 - E_2 \\ &= \frac{V_1^2}{2g} + y_1 - \left(\frac{V_2^2}{2g} + y_2 \right) \dots\dots\dots 3.20 \end{aligned}$$

จากสมการที่ 3.16 จะได้ว่า

$$\frac{V_1^2}{2g} = \frac{1}{4} \frac{y_2}{y_1} (y_2 + y_1) \dots\dots\dots 3.21$$

และในทำนองเดียวกันกับสมการที่ 3.16 จะได้ว่า

$$\frac{V_2^2}{2g} = \frac{1}{4} \frac{y_1}{y_2} (y_2 + y_1) \dots\dots\dots 3.22$$

แทนค่าสมการที่ 3.21 และ 3.22 ลงในสมการที่ 3.20 และจัดให้อยู่ในรูปที่ง่าย จะได้ว่า

$$\Delta E = \frac{(y_2 - y_1)^3}{(4y_2y_1)} \dots\dots\dots 3.23$$

สมการที่ 3.23 เป็นสมการสำหรับคำนวณหาค่าพลังงานที่สูญเสียไปในการเกิดจัมบนทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าและไม่มีสิ่งกีดขวางบนพื้นที่หน้าตัดในช่วงที่เกิดจัม หรือ $P_f = 0$ รายละเอียดของจัมจะได้กล่าวถึงในบทที่ 9

ตัวอย่างที่ 3.1 ทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 12 เมตร มีอัตราการไหล 150 ลบ. เมตรต่อวินาที เมื่อน้ำไหลจากทางน้ำที่มีความลาดชันมากไปสู่ทางน้ำที่อยู่ในแนวราบ จะเกิดจ็อมโดยที่มีความลึกการไหลทางด้านท้ายน้ำเท่ากับ 3 เมตร จงหาความลึกการไหล และ Froude Number ทางด้านเหนือน้ำและพลังงานที่สูญเสียไปในการเกิดจ็อม

วิธีทำ จากสมการที่ 3.19

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr_2^2} - 1 \right) \dots\dots\dots 3.19$$

แต่ $v_2 = \frac{150}{12 \times 3} = 4.167$ เมตร/วินาที

$$Fr_2 = \frac{4.167}{\sqrt{9.81 \times 3}} = 0.768$$

$$Fr_2^2 = 0.59$$

แทนค่าลงในสมการที่ 3.19

$$\begin{aligned} y_1 &= \frac{3}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \times 0.59} - 1 \right) \\ &= 2.09 \quad \text{เมตร} \end{aligned}$$

$$v_1 = \frac{150}{12 \times 2.09} = 5.981 \quad \text{เมตร/วินาที}$$

$$Fr_1 = \frac{5.981}{\sqrt{9.81 \times 2.09}} = 1.32$$

$$\begin{aligned} \Delta E &= \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_2y_1} = \frac{(3 - 2.09)^3}{4 \times 3 \times 2.09} \\ &= 0.03 \quad \text{เมตร} \end{aligned}$$

ตัวอย่างที่ 3.2 อ่างสลายพลังงาน (stilling basin) ประกอบด้วยพันธระเซ้ 2 แถว (sluice blocks) เพื่อช่วยทำให้เกิดจ็อมในอ่าง ดังแสดงในรูปที่ 3.5 พันระเซ้ทำให้เกิดสัมประสิทธิ์แรงจุด (Drag coefficient) เท่ากับ 0.3 สมมติว่าแรงจุดขึ้นอยู่กับความเร็วด้านเหนือน้ำและพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของพันธระเซ้ ถ้าอัตราการไหลเท่ากับ 28.0 ลบ. เมตรต่อวินาที และความลึกทางด้านเหนือน้ำเท่ากับ 0.6 เมตร จงหาความลึกทาง

ด้านท้ายน้ำ ที่ก่อให้เกิดจัมและพลังงานที่สูญเสียไปในกรณี

- ก) ถ้ามีการสร้างฝันจะเข้าในอ่างสลายพลังงาน
ข) ถ้าไม่มีการสร้างฝันจะเข้าในอ่างสลายพลังงาน

วิธีทำ สำหรับทางน้ำรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า

$$\begin{aligned}v_1 &= \frac{Q}{b_1 y_1} = \frac{28.0}{0.6 \times 6} \\ &= 7.778 \quad \text{เมตร/วินาที} \\ q &= \frac{28.0}{6} = 4.667 \quad \text{ม}^3/\text{วินาที/ม.}\end{aligned}$$

จากสมการที่ 3.3

$$\text{ก) } \frac{P_f}{\gamma} = \left(\frac{q^2}{g y_1} + \frac{y_1^2}{2} \right) - \left(\frac{q^2}{g y_2} + \frac{y_2^2}{2} \right) \dots\dots\dots(i)$$

จากกลศาสตร์ของของไหลจะได้ว่า

$$P_f = \frac{1}{2} C_D \rho v_1^2 A \dots\dots\dots(ii)$$

- เมื่อ C_D = ค่าสัมประสิทธิ์แรงดุด
 A = พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของฝันจะเข้า
 ρ = ความหนาแน่นของมวลของของไหล

แทนค่าลงในสมการ (ii) จะได้ค่า P_f ต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง

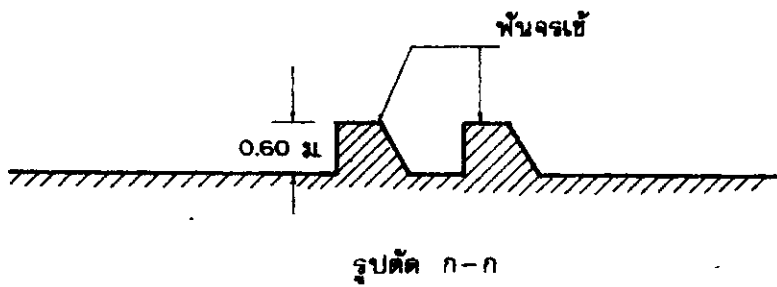
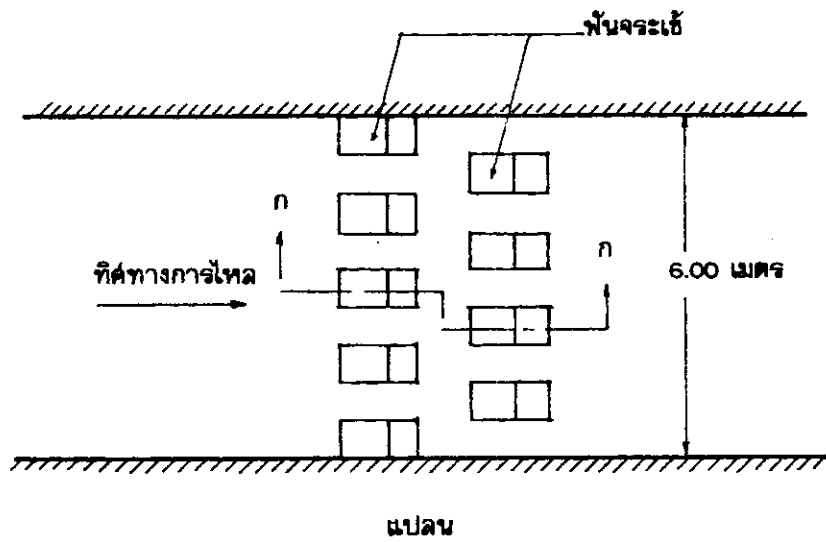
$$\begin{aligned}P_f &= \frac{1}{2} \times 0.3 \rho \times (7.778)^2 \times (0.6 \times 1.0) \\ P_f &= 5.444 \rho \quad \dots\dots\dots \text{ กก./เมตร}\end{aligned}$$

แทนค่าลงในสมการที่ (i)

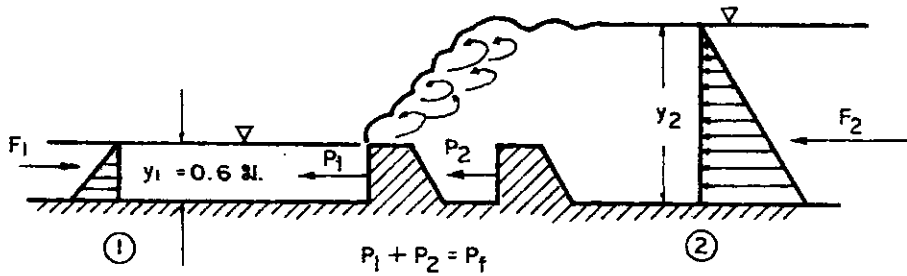
$$\frac{5.444 \rho}{\gamma} = \left[\frac{(4.667)^2}{0.6g} + \frac{(0.6)^2}{2} \right] - \left[\frac{(4.667)^2}{g y_2} + \frac{y_2^2}{2} \right] \dots\dots(iii)$$

แต่ $\gamma = \rho g$ ฉะนั้นคูณสมการที่ (iii) ด้วย g

$$5.444 = 36.301 + 1.766 - \frac{21.78}{y_2} - 4.905 y_2^2$$



รูปที่ 3.5 แสดงอ่างสลายพลังงานที่มีสันจระเข้



รูปที่ 3.6 การเกิดไฮดรอลิกจัมภายในอ่างสลายพลังงาน

$$4.905 y_2^2 + \frac{21.78}{y_2} = 32.623$$

$$y_2^2 + \frac{4.44}{y_2} = 6.651$$

$$y_2 = 2.14 \quad \text{และ} \quad 0.72 \quad \text{เมตร}$$

การไหลด้านท้ายน้ำของจัมจะต้องอยู่ในสภาวะต่ำกว่าวิกฤต ดังนั้น

$$y_2 = 2.14$$

$$v_2 = \frac{28.0}{2.14 \times 6} = 2.181 \quad \text{เมตร/วินาที}$$

$$\Delta E = E_1 + E_2$$

$$= y_1 + \frac{v_1^2}{2g} - \left(y_2 + \frac{v_2^2}{2g} \right)$$

$$= 0.6 + \frac{(7.778)^2}{2 \times 9.81} - 2.14 - \frac{(2.181)^2}{2 \times 9.81}$$

$$= 3.683 - 2.382$$

$$= 1.3 \quad \text{เมตร}$$

พลังงานที่สูญเสียไปในระหว่างเกิดจัม = 1.3 เมตร

ข) ในกรณีนี้ $P_f = 0$ ฉะนั้นสามารถใช้สมการที่ 3.18 หรือ 3.19 หาค่าความลึก Conjugate ได้

$$Fr_1 = \frac{v}{\sqrt{gy_1}}$$

$$= \frac{7.778}{\sqrt{9.81 \times 0.6}} = 3.206$$

$$Fr_1^2 = 10.278$$

จากสมการที่ 3.18

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1) \dots\dots\dots 3.18$$

$$= \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 \times 10.278} - 1)$$

$$= 4.061$$

$$y_2 = 4.061 \times 0.6 = 2.437 \text{ เมตร}$$

$$E = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_2y_1}$$

$$= \frac{(2.437 - 0.6)^3}{4 \times 2.437 \times 0.6} = 1.06 \text{ เมตร}$$

พลังงานที่สูญเสียไปในระหว่างเกิดจัม = 1.06 เมตร

ตัวอย่างที่ 3.3 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 8 ฟุต มีอัตราการไหล 100 ลบ.ฟุต/วินาที ความลึกของน้ำสูง 0.5 ฟุต ทางน้ำเปิดดังกล่าวมีการเปลี่ยนความกว้างจาก 8 ฟุตเป็น 10 ฟุต โดยใช้ช่วงเปลี่ยนแปรยาวทั้งหมด 50 ฟุต ดังแสดงในรูปที่ 3.7 ความลึกในทางน้ำที่กว้าง 10 ฟุต มีค่าเท่ากับ 4 ฟุต จงหารูปตัดตามยาวของผิวน้ำในช่วงเปลี่ยนแปร เมื่อไม่คิดการสูญเสียพลังงานเนื่องจากแรงเสียดทาน

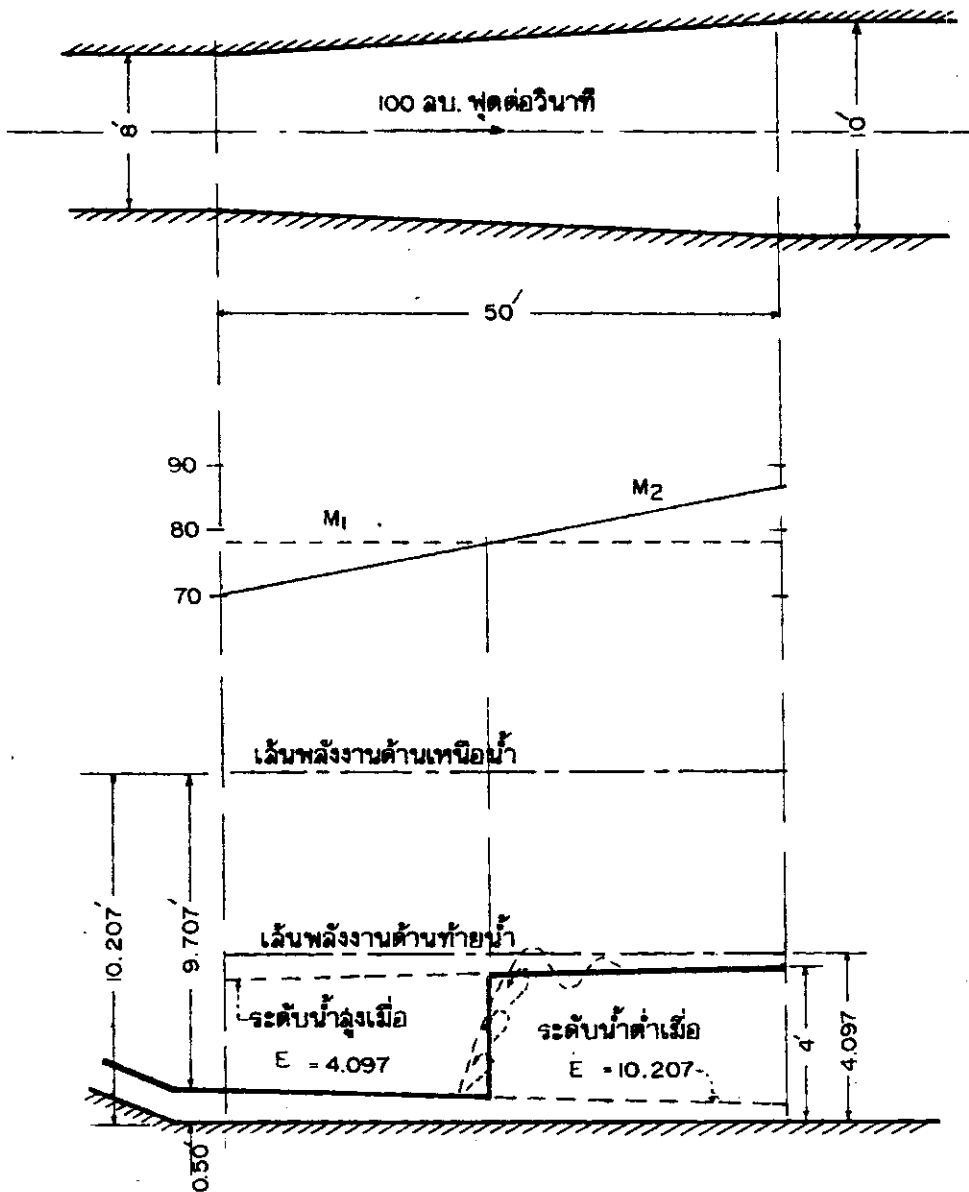
วิธีทำ จากข้อมูลที่กำหนดให้ หาพลังงานจำเพาะและ Froude Number ทางด้านเหนือ น้ำ และท้ายน้ำ

$$E_1 = y_1 + \frac{v_1^2}{2g}$$

$$= 0.5 + \frac{[100/(0.5 \times 8.0)]^2}{2 \times 32.2} = 10.207 \text{ ฟุต}$$

$$= \frac{v_1}{\sqrt{gy_1}} = \frac{100/(0.5 \times 8.0)}{\sqrt{32.2 \times 0.5}}$$

= 6.23 เป็นการไหลสูงกว่าวิกฤต



รูปที่ 3.7 การประยุกต์ใช้หลักการของพลังงานและโมเมนต์ในทางน้ำเปิด
ที่มีการเปลี่ยนแปลงความกว้าง

$$E_2 = 4.0 + \frac{[100/(4 \times 10)]^2}{32.2 \times 2.0} = 4.097$$

$$\begin{aligned} Fr_2 &= \frac{100/(4.0 \times 10)}{\sqrt{32.2 \times 4.0}} \\ &= 0.22 \text{ เป็นการไหลต่ำกว่าวิกฤต} \end{aligned}$$

จากค่า ΔE ซึ่งเท่ากับ 6.110 เมตร สรุปได้ว่าพลังงานจะต้องสูญเสียไปในช่วงเปลี่ยนแปร เพราะไม่คิดการสูญเสียเนื่องจากแรงเสียดทาน และสภาวะการไหลเปลี่ยนแปลงจากการไหลต่ำกว่าวิกฤตเป็นการไหลสูงกว่าวิกฤต ฉะนั้นจึงควรจะเกิดขึ้นในช่วงเปลี่ยนแปร

ทำการวิเคราะห์หาค่าตำแหน่งที่เกิดจัมโดยอาศัยหลักการที่ว่า จัมจะเกิด ณ จุดที่ค่าแรงจำเพาะของระดับน้ำสูง และระดับน้ำต่ำมีค่าเท่ากัน และการคำนวณได้แสดงไว้ในตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 แสดงการคำนวณหา y และ M ในช่วงเปลี่ยนแปร

(1) ความกว้าง b ฟุต	(2) ระดับน้ำต่ำ, y_1 ฟุต สำหรับ $E = 10.207$	(3) M_1	(4) ระดับน้ำสูง, y_2 ฟุต สำหรับ $E = 4.097$	(5) M_2
8.00	0.500	78.6	3.940	71.9
8.50	0.470	78.7	3.960	75.9
9.00	0.443	78.8	3.979	79.9
9.50	0.419	78.8	3.987	83.6
10.00	0.398	78.8	4.000	87.8

จากตารางที่ 3.1 ใช้รูปตัด 5 แห่งในช่วงเปลี่ยนแปร คำนวณหาค่า y_1 ของแต่ละรูปตัดโดยอาศัยสมการพลังงานจำเพาะ

$$\frac{(100/by_1)^2}{2g} + y_1 = 10.207$$

เมื่อ b เป็นความกว้างของทางน้ำ และคำนวณหาค่า M_1 จากสมการแรงจำเพาะ

$$M_1 = \frac{(100)^2}{g(by_1)} + \frac{y_1}{2} (by_1)$$

ในทำนองเดียวกันค่า y_2 และ M_2 สามารถคำนวณได้จาก

$$\frac{(100/by_2)^2}{2g} + y_2 = 4.097$$

และ $M_2 = \frac{(100)^2}{g(by_2)} + \frac{y_2}{2} (by_2)$

พล็อตค่า M_1 และ M_2 ลงในสเกลเดียวกัน จุดตัดของ M_1 และ M_2 เป็นตำแหน่งที่เกิดจัม การเปลี่ยนแปลงความลึกทางด้านท้ายน้ำ จะทำให้ตำแหน่งของจัมเปลี่ยนแปลงไป ถ้าความลึกการไหลทางด้านท้ายน้ำเพิ่มขึ้นจัมจะเคลื่อนที่ไปทางด้านเหนือน้ำ ถ้าความลึกทางด้านท้ายน้ำลดลง จัมจะเคลื่อนที่ไปทางด้านท้ายน้ำ

ตัวอย่างที่ 3.4 ทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมคางหมู มีความกว้างของกันคลองเท่ากับ 3.0 เมตร ความลาดเทด้านข้าง 1:1 ความลึกและความเร็วการไหลเท่ากับ 0.5 เมตร และ 4 เมตร/วินาที ตามลำดับ จงหาความลึก Conjugate ของความลึก 0.5 เมตร

วิธีทำ

$$A = (b + my)y$$

$$= (3.0 + 1 \times 0.5)0.5 = 1.75 \quad \text{ตร.เมตร}$$

$$Q = AV$$

$$= 1.75 \times 4 = 7 \quad \text{ม}^3/\text{วินาที}$$

จากสมการที่ 3.11, $M = \frac{Q^2}{gA} + \bar{y} A \dots\dots\dots 3.11$

สำหรับทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมคางหมู

$$M = \frac{Q^2}{g(b + my)y} + \frac{y}{6} (2my + 3b) \dots\dots\dots (i)$$

แทนค่าลงในสมการ (i)

$$M = \frac{4.995}{(3 + y)y} + \frac{y}{6} (2y + 9) \dots\dots\dots (ii)$$

ถ้า $y_1 = 0.5$ ม. แทนค่าลงในสมการที่ (ii) จะได้ M_1

$$M_1 = 3.271 \quad \text{ม}^3$$

หาความลึก Conjugate ของ y_1 จากสมการต่อไปนี้.-

$$M_1 = M_2$$

$$3.271 = \frac{4.995}{(3 + y_2)y_2} + \frac{y_2^2}{6} (2y_2 + 9)$$

โดยวิธีสมมติ, $y_2 = 1.07$ เมตร

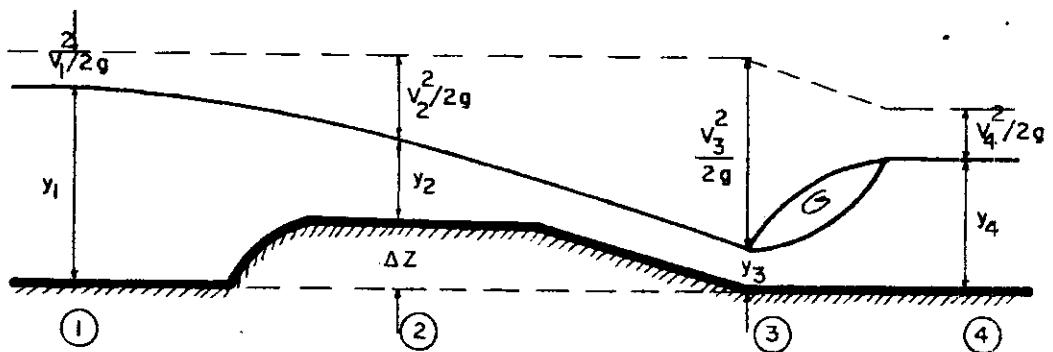
ความลึก Conjugate ของ 0.5 เมตร = 1.07 เมตร

ถ้าใช้สมการที่ (11) เขียนกราฟ $M - y$ จะได้กราฟมีลักษณะเหมือนรูปที่ 3.2 ซึ่งใช้หาค่าความลึก Conjugate ได้ เมื่อ $M = 3.271$ m^3 จะได้ $y = 1.07$ และ 0.5 เมตร โดยอ่านจากกราฟ

ตัวอย่างที่ 3.5 ฝ่ายัดน้ำแบบสันกว้าง (board-crested) ถูกสร้างอยู่ในทางน้ำเปิด รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีความลาดชันน้อย ความกว้างของทางน้ำ, b เท่ากับ 4.0 เมตร วัตต์อัตราการไหลตั้งแต่ 3.0 ลบ.เมตร/วินาที ถึง 20.0 ลบ.เมตร/วินาที ความสัมพันธ์ระหว่างความลึกและอัตราการไหล (การไหลแบบ Uniform) ของทางน้ำดังกล่าวในตาราง

Rating curve

ความลึก, เมตร	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
อัตราการไหล, $m^3/วินาที$	3.00	8.15	14.22	20.8	27.7



รูปที่ 3.8 การประยุกต์ใช้หลักการของพลังงานและโมเมนต์บนื่อน้ำไหลผ่านฝ่ายัดน้ำแบบสันกว้าง

จงหาความสูงที่เหมาะสมของสันฝายดังกล่าว (ดูรูปที่ 3.8)

วิธีทำ จากเงื่อนไขการออกแบบฝายวัดน้ำแบบสันกว้าง ไฮโดรลิกจัมควรจะเกิดขึ้นทางด้านท้ายน้ำของ sill และจากตารางของ Rating curve เมื่ออัตราการไหลเท่ากับ

20 ลบ. เมตรต่อวินาที จะให้ความลึกเท่ากับ 1.95 เมตร ทำการหาความลึก y_3 ซึ่งเป็นความลึก Conjugate ของ 1.95 (y_4) เมตร และเป็นความลึกก่อนเกิดจัม

$$\begin{aligned}\frac{y_3}{y_4} &= \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 Fr_4^2} - 1) \\ &= \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 \times 0.344} - 1) = 0.468\end{aligned}$$

$$y_3 = 0.913 \quad \text{เมตร}$$

$$\begin{aligned}E_3 &= 0.913 + \frac{[20/(4 \times 0.913)]^2}{2 \times 9.81} \\ &= 0.913 + 1.529 = 2.442 \quad \text{เมตร}\end{aligned}$$

ความลึกวิกฤตจะต้องเกิดขึ้นบนสันฝาย

$$\begin{aligned}y_2 = y_c &= [q^2/g]^{1/3} \\ &= (5^2/9.81)^{1/3} = 1.37 \quad \text{เมตร}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{v_2^2}{2g} = \frac{v_c^2}{2g} &= \frac{Q^2}{2gb^2 y_c} \\ &= 0.679 \quad \text{เมตร}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}E_2 = E_c &= y_c + \frac{v_c^2}{2g} \\ &= 1.37 + 0.679 = 2.049 \quad \text{เมตร}\end{aligned}$$

พิจารณาระหว่างหน้าตัด (2) และ (3) เพื่อหาความสูงของสันฝาย ไม่คิดการสูญเสียเนื่อง
จากแรงเสียดทาน

$$\begin{aligned}E_2 + \Delta z &= E_3 \\ \Delta z + 2.049 &= 2.442 \\ \Delta z &= 0.393 \quad (\text{ใช้ } 0.4 \text{ เมตร})\end{aligned}$$

หาความลึกที่หน้าตัด (1)

$$E_1 = E_2 + \Delta z = E_3$$

$$y_1 + \frac{Q^2}{2gb^2y_1^2} = 2.442$$

$$y_1 + \frac{1.274}{y_1^2} = 2.442$$

$$y_1 = 2.17 \quad \text{เมตร}$$

พิจารณาอัตราการไหลที่น้อยที่สุด 3.0 ลบ.เมตร/วินาที จะได้ความลึกของการไหลแบบ Uniform เท่ากับ 0.5 เมตร (y_4) เมื่อทำการคำนวณหาความลึก Conjugate ของ y_4 จะได้

$$y_3 = 0.29 \quad \text{เมตร}$$

ค่าพลังงานจำเพาะที่น้อยที่สุดบนสันฝาย ที่จะให้อัตราการไหล 3.0 ลบ.เมตร/วินาที ไหลผ่านฝายได้ คำนวณได้จากความลึกวิกฤตบนสันฝายนั่นเอง

$$y_c = \left\{ \frac{(3.0/4.0)^2}{9.81} \right\}^{1/3}$$

$$= 0.386 \quad \text{เมตร}$$

ฉะนั้นพลังงานทั้งหมดที่หน้าตัดที่ (2), $H_2 = E_2 + \Delta z$

$$H_2 = 0.386 + \frac{v_c^2}{2g} + 0.4$$

$$= 0.786 + \frac{[3.0/(4.0 \times 0.386)]^2}{2 \times 9.81}$$

$$= 0.786 + 0.193 = 0.979 \quad \text{เมตร}$$

ตรวจสอบว่าเกิดจัมพ์ทางด้านท้ายน้ำหรือไม่ โดยหา y_3 ที่เกิดจาก H_2

$$E_3 = 0.979$$

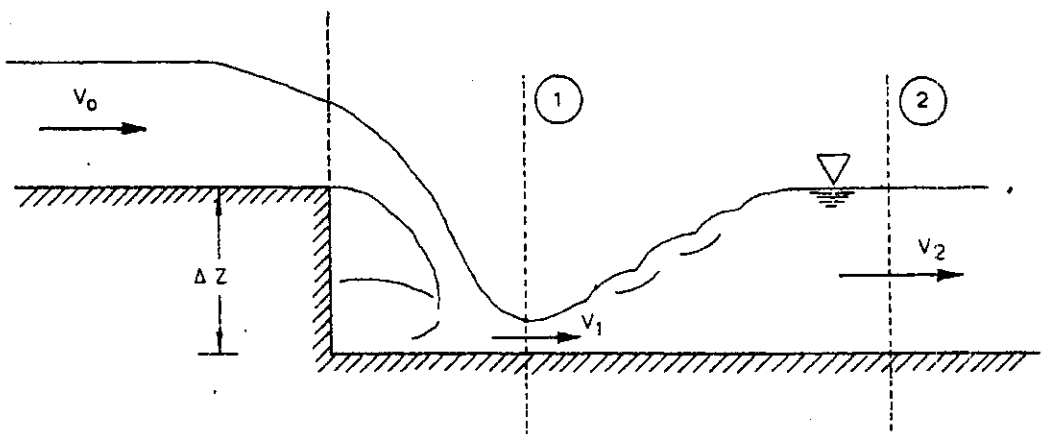
$$y_3 + \frac{Q^2}{2g(by_3)^2} = 0.979$$

$$y_3 = 0.225 \quad \text{เมตร}$$

เพราะว่า y_3 มีค่าน้อยกว่าความลึก Conjugate ของ y_4 (0.29 เมตร) ฉะนั้น จะเกิดไฮโดรลิกจัมพ์ขึ้นทางด้านท้ายน้ำของหน้าตัดที่ (3) แสดงว่าเมื่อสร้างสันฝายสูง 0.4 เมตร จะสามารถวัดน้ำในช่วง 3.0 - 20.0 ลบ.เมตร/วินาทีได้ถูกต้องแน่นอน

แบบฝึกหัด

- 3.1 ด้านหน้าของไฮดรอลิกจัมในทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า มีความเร็วการไหลเท่ากับ 8 ม./วินาที และความลึก 0.40 เมตร จงหาความลึก Conjugate ด้านท้ายน้ำ ฟรุตนัมเบอร์และพลังงานที่สูญเสียไป
- 3.2 บานระบายสร้างของทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า กว้าง 3.0 เมตร ที่ระยะห่างเพียงเล็กน้อยจากบานระบายไปทางด้านเหนือ น้ำในทางน้ำลึก 3.0 เมตร ความสูงของการเปิดบานระบายจากพื้นมีค่า 0.9 เมตร และสัมประสิทธิ์ความบีบตัว (C_c) เท่ากับ 0.61 จงหาแรงที่กระทำต่อบานระบายโดย a) วิธีที่ถูกต้อง b) วิธีที่สมมติว่าการกระจายแรงดันเป็นชลสถิต (Hydrostatic)
- 3.3 น้ำไหลด้วยความเร็ว 3 ม./วินาที และความลึก 3.0 เมตร ในทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า จงหาขนาดและทิศทางของแรงต่อหนึ่งหน่วยความกว้างที่กระทำต่อ a) พื้นทางน้ำที่ยกขึ้น 0.3 เมตร b) พื้นทางน้ำที่ลดต่ำลง 0.3 เมตร
- 3.4 โจทย์เหมือนข้อ 3.3 ถ้า Δz ของการยกพื้นมีค่าสูงสุดเท่าที่ยอมให้ได้ เป็นช่วงระยะสั้น และหลังจากนั้นพื้นก็ค่อย ๆ ลดลงสู่ระดับเดิม การไหลด้านท้ายน้ำเป็นการไหลเหนือวิกฤต จงหาแรงต่อหนึ่งหน่วยความกว้างที่กระทำต่อพื้นที่ยกขึ้น
- 3.5 ทางน้ำสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 4.0 เมตร มีอัตราการไหล 25 ม³./วินาที พื้นมีการลดระดับ และทำให้เกิดไฮดรอลิกจัมด้านท้ายน้ำ ความลึกหลังเกิดจัมมีค่าเท่ากับ 2.06 เมตร การลดระดับพื้นทำให้มีการสูญเสียพลังงาน $0.1 \frac{V_1^2}{2g}$ จงหาความสูงของพื้นที่ลดลง (Δz)



- 3.6 น้ำไหลด้วยอัตรา 28.0 ม³/วินาที ผ่านทางระบายน้ำสันซึ่งกว้าง 12.0 เมตร ลงสู่อ่างพักน้ำด้านท้ายที่มีความกว้างเท่ากัน ระดับน้ำในทะเลสาบด้านหน้าของทางน้ำสัน สูง 60.0 เมตรจากระดับเบี่ยงเทียบสมมติ ระดับน้ำในแ่งน้ำด้านท้ายอ่างพักน้ำ อยู่สูง 30.0 เมตร จากระดับเบี่ยงเทียบเดียวกัน สมมติว่าไม่มีการสูญเสียพลังงาน ในการไหลลงมาตามผิวหน้าทางน้ำสัน จงหาระดับพื้นของอ่างพักน้ำที่จะทำให้เกิด ไฮดรอลิกจัมป์ขึ้นภายในอ่างพักน้ำ
- 3.7 โจทย์เหมือนข้อ 3.6 แต่กำหนดว่าระดับอ่างพักน้ำจะอยู่ต่ำกว่าระดับ 22.5 เมตรจากระดับเบี่ยงเทียบไม่ได้ จงหาว่าอ่างพักน้ำจะต้องกว้างเท่าไร จึงจะทำให้ไฮดรอลิกจัมป์ เกิดขึ้นได้ภายในอ่างพักน้ำ

บทที่ 4

การไหลแบบ Uniform และการคำนวณ

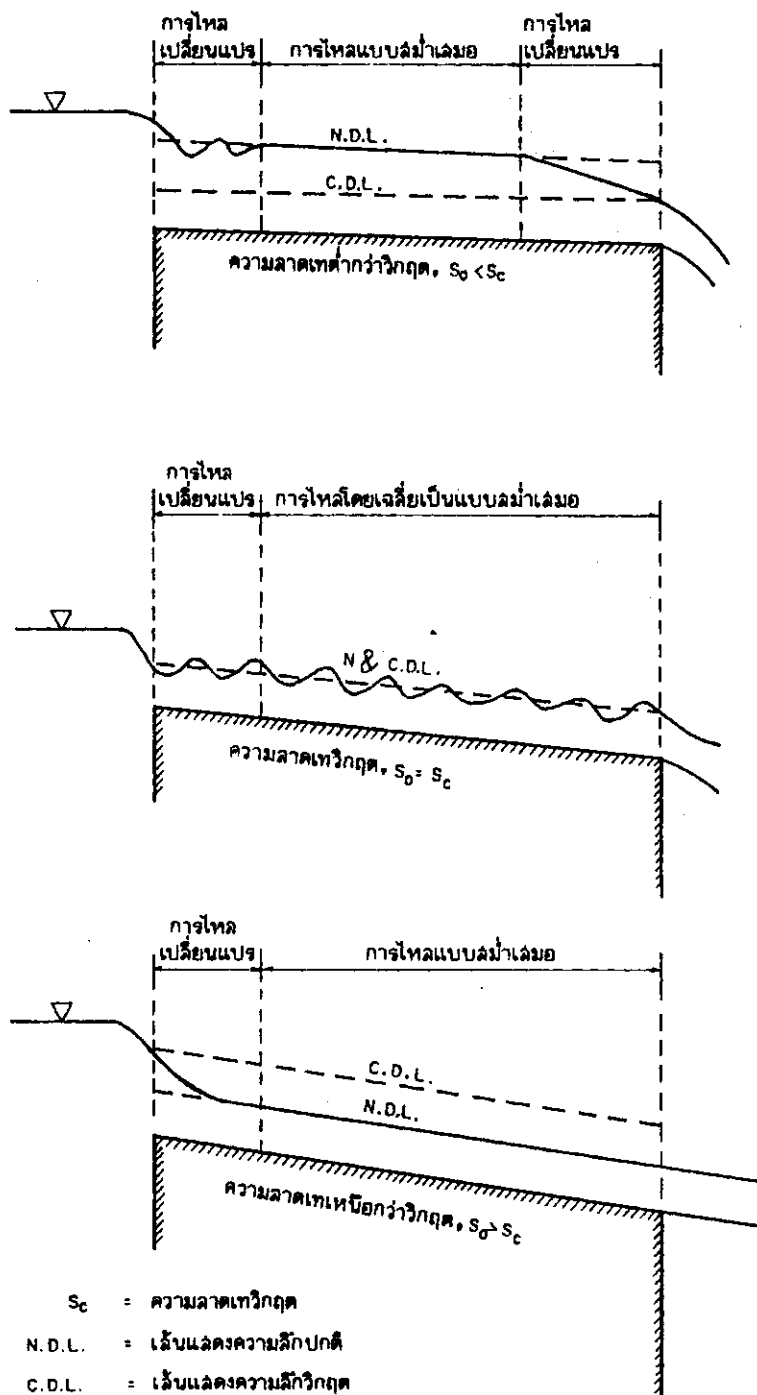
4.1 คุณสมบัติของการไหลแบบ Uniform คุณสมบัติที่สำคัญพอสรุปได้ดังนี้

- 1) ความลึก ความเร็ว พื้นที่หน้าตัด และปริมาณการไหลของน้ำที่ทุก ๆ จุดตลอดช่วงความยาวของทางน้ำมีค่าคงที่
- 2) ความลาดชันของเส้นพลังงานรวม ผิวน้ำและพื้นทางน้ำมีค่าเท่ากัน หรือเส้นของความลาดชันทั้งสามขนานกัน หรือ $s_f = s_w = s_o$

ในทางน้ำธรรมชาติ การไหลแบบ Steady และ Uniform จะเกิดขึ้นได้ยาก แต่ถึงกระนั้นในการคำนวณเรามักสมมติให้การไหลเป็นแบบ Steady-Uniform อยู่บ่อย ๆ และผลที่ได้รับก็มีความใกล้เคียงกับผลที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติ

4.2 การไหลแบบ Uniform เกิดขึ้นได้อย่างไร

ในขณะที่น้ำไหลในทางน้ำเปิดจะเกิดแรงต้านทานการไหลของน้ำ และจะถูกกระทำโดยแรงโน้มถ่วงของโลกด้วย การไหลแบบ Uniform สามารถเกิดขึ้นได้ก็ต่อเมื่อแรงต้านทานการไหลของน้ำอยู่ในสภาวะสมดุลกับแรงโน้มถ่วง ถ้าน้ำไหลอย่างช้า ๆ ความเร็วและแรงต้านทานจะมีค่าน้อย แรงโน้มถ่วงของโลกก็มีค่ามากกว่าแรงเสียดทาน เป็นผลทำให้เกิดความเร่งทางด้านเหนือน้ำ แรงต้านทานจะค่อย ๆ เพิ่มขึ้นจนมีค่าเท่ากับแรงโน้มถ่วงของโลก การไหลของน้ำจะกลายเป็นแบบ Uniform เมื่อพิจารณาทางด้านท้ายน้ำสุด แรงต้านทานมีค่ามากกว่าแรงโน้มถ่วงของโลก การไหลจะเปลี่ยนเป็นชนิด Non-Uniform อีกครั้งหนึ่ง ในรูป 4.1 แสดงการไหลของน้ำบนทางน้ำที่มีความลาดต่ำกว่าวิกฤต (Subcritical Slope) ความลาดเทวิกฤต (Critical Slope) และความลาดเทเหนือวิกฤต (Supercritical Slope) ซึ่งจะได้อธิบายถึงรายละเอียดในบทต่อไป บนความลาดต่ำกว่าวิกฤต การไหลของน้ำเป็นแบบ Uniform ในช่วงกลาง แต่ในช่วงเหนือสุดและท้ายสุด การไหลเป็นแบบ Non-Uniform บนความลาดเทวิกฤตจะเกิดคลื่นเล็ก ๆ บนผิวน้ำ แต่ความลึกเฉลี่ยมีค่าคงที่ การไหลของน้ำจึงจัดให้เป็นแบบ Uniform บนความลาดเทเหนือกว่าวิกฤต ลักษณะของการไหลเหมือนกรณีของความลาดเทวิกฤต แต่ผิวน้ำจะเรียบในช่วงของการไหลชนิด Uniform



รูปที่ 4.1 การเกิดการไหลแบบ Uniform ในทางน้ำเปิดที่มีช่วงยาว

ในรูปที่ 4.1 N.D.L แทนเส้นของความลึกปกติ (Normal Depth, y_n) ความลึกปกติเป็นความลึกการไหลที่เกิดจากการไหลแบบ Uniform บนความลาดเทที่กำหนดให้

C.D.L. แทนเส้นความลึกวิกฤต ความลึกวิกฤตเป็นความลึกที่เกิดจากการไหลวิกฤต ความลึกวิกฤตไม่ขึ้นอยู่กับความลาดเทและวิธีการหา y_c ใต้กล่าวไปแล้วในบทที่สอง ในกรณีของความลาดเทวิกฤตความลึกปกติจะเท่ากับความลึกวิกฤต ($y_n = y_c$)

4.3 สูตรที่ใช้คำนวณหาความเร็วของการไหลแบบ Uniform

ในทางปฏิบัติ ความเร็วเฉลี่ยของการไหลชนิด Uniform ในทางน้ำเปิดสามารถเขียนให้อยู่ในรูปของสมการทั่วไปได้ดังนี้

$$V = CR^x S^y \dots\dots\dots 4.1$$

- เมื่อ V = ความเร็วเฉลี่ยในทางน้ำเปิด
- R = รัศมีชลศาสตร์
- S = ความลาดชันของเส้นพลังงาน (Energy Line)
- C = สัมประสิทธิ์ของความเสียดทานของการไหล

เราสามารถสมมติให้การไหลของน้ำในทางน้ำเปิดธรรมชาติเป็นแบบ Uniform ได้ เมื่อไม่มีการไหลบ่าของน้ำ (Flood) หรือไม่มีการเปลี่ยนแปลงการไหลอย่างมาก เนื่องจากความไม่สม่ำเสมอของทางน้ำ แต่ผลที่ได้ เป็นเพียงการประมาณอย่างหยาบ ๆ เท่านั้น สูตรที่ใช้คำนวณหาความเร็วเฉลี่ยที่รู้จักกันดีและนิยมใช้กันอย่างแพร่หลายคือสูตรของ เชซี และสูตรของแมนนิง

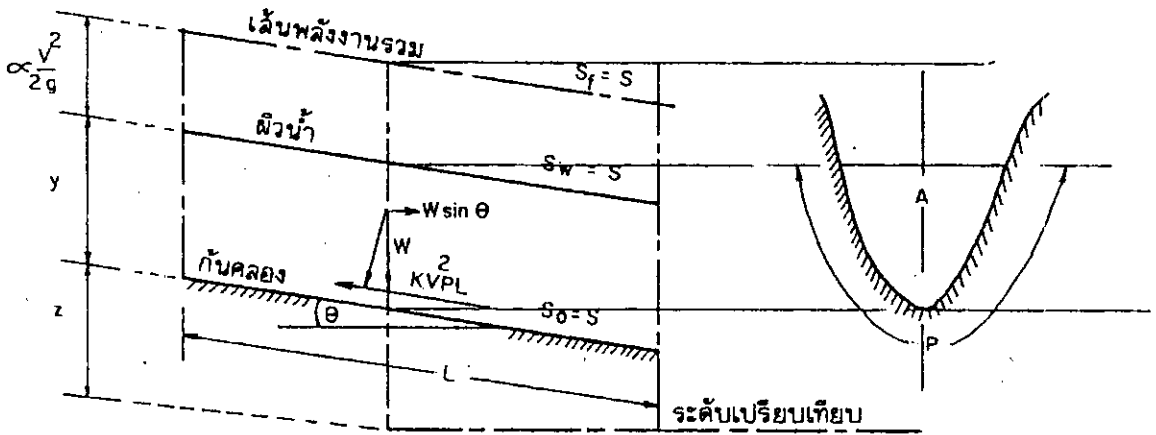
4.3.1 **สูตรของเชซี (Chezy Formula)** ในตอนต้นของ ค.ศ. 1769 วิศวกรชาวฝรั่งเศสชื่อ Antoine Chezy ได้พัฒนาสูตรที่ใช้คำนวณหาความเร็วเฉลี่ย ซึ่งสามารถเขียนให้อยู่ในรูปของสมการได้ดังนี้

$$V = C\sqrt{RS} \dots\dots\dots 4.2$$

- เมื่อ C = สัมประสิทธิ์ของความเสียดทานของการไหล
- = สัมประสิทธิ์ของเชซี

ข้อสมมติฐานของสคร

1. แรงต้านทานการไหล ของน้ำ คำนึงหน่วยพื้นที่ของผิวทางน้ำเป็นสัดส่วนกับความเร็วกำลังสอง (ดูรูปที่ 4.2)



รูปที่ 4.2 การวิเคราะห์หาสูตรของเซซี

$$\text{แรงต้านทานทั้งหมด} = KV^2 PL$$

2. แรงที่เกิดจากความโน้มถ่วงของโลกมีค่าเท่ากับแรงต้านทานทั้งหมด

$$\begin{aligned} \text{แรงที่เกิดจากความโน้มถ่วงของโลก} &= \gamma AL \sin \theta \\ &= \gamma ALS \quad \dots \dots \dots 4.3 \end{aligned}$$

จากสมการที่ 4.2 และ 4.3 จะได้ว่า

$$\gamma ALS = KV^2 PL \quad \dots \dots \dots 4.4$$

กำหนดให้ $R = A/P$

$$C = \sqrt{\gamma/K}$$

จากสมการ 4.4 จะได้ว่า

$$\begin{aligned} V^2 &= \frac{\gamma}{K} \frac{A}{P} S \\ V &= C \sqrt{RS} \quad \dots \dots \dots 4.5 \end{aligned}$$

ในปี ค.ศ. 1869 วิศวกรชาวสวิสชื่อ Ganguillet และ Kutter ได้ให้สูตรสำหรับคำนวณหาสัมประสิทธิ์ของเซซีไว้ดังนี้

ระบบอังกฤษ

$$C = \frac{41.65 + \frac{0.00281}{S} + \frac{1.811}{n}}{1 + (41.65 + \frac{0.00281}{S}) \frac{n}{\sqrt{R}}} \dots\dots\dots 4.6ก$$

ระบบเมตริก

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{S}}{1 + (23 + \frac{0.00155}{S}) \frac{n}{\sqrt{R}}} \dots\dots\dots 4.6ข$$

- เมื่อ
- S = ความลาดเทของเส้นพลังงาน
 - n = สัมประสิทธิ์ของความขรุขระ (Roughness Coefficient)
 - R = รัศมีชลศาสตร์

เมื่อปี ค.ศ. 1897 วิศวกรชาวฝรั่งเศสชื่อ H. Basin ได้เสนอสูตรคำนวณหาสัมประสิทธิ์ของเซซี (C) ซึ่งสามารถเขียนให้อยู่ในรูปสมการของ R ได้ดังนี้

ระบบอังกฤษ

$$C = \frac{157.6}{1 + m/\sqrt{R}} \dots\dots\dots 4.7ก$$

ระบบเมตริก

$$C = \frac{87}{1 + m/\sqrt{R}} \dots\dots\dots 4.7ข$$

- เมื่อ m = สัมประสิทธิ์ของความขรุขระของเบซิน

ค่า m ในสูตรของเบซินได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 สัมประสิทธิ์ความขรุขระของสมการเบซิน : "m" ของทางน้ำชนิดต่าง ๆ *

ชนิดของทางน้ำ	เงื่อนไข			
	ที่มาก	ดี	พอใช้	เลว
1. ทางน้ำที่สร้างขึ้น				
คลองดินที่สม่ำเสมอและตรง	0.50	0.70	0.88	1.05
คลองดินที่ปกคลุมด้วยหญ้าหรือหิน	1.05	1.38	1.75	2.10
คลองที่ขุดในหิน	1.38	1.75	2.05	2.30
2. ทางน้ำธรรมชาติ				
คลองที่มีการบำรุงรักษาอย่างดี	1.05	1.38	1.75	2.10
คลองที่ปกคลุมด้วยหญ้าหรือหิน	1.75	2.40	3.50	4.85
3. คลองคาค				
คลองคาคด้วยคอนกรีตผิวเรียบ	-	0.055	0.14	0.22
คลองคาคด้วยหินผิวเรียบ	0.055	0.22	0.275	0.33
คลองคาคด้วยหินเรียงยาแนว (ขรุขระ)	0.50	0.69	1.05	1.38
คลองคาคด้วยหินเรียงไม่ยาแนว (ขรุขระ)	1.05	1.38	1.60	1.75

* จาก "การไหลในทางน้ำเปิด" ของชูเกียรติ ทรัพย์ไพศาล และไตรรัตน์ ศรีวัฒนา

สูตรของเบซิน ได้มาจากข้อมูลซึ่งเก็บรวบรวมจากร่องน้ำขนาดเล็กเสียโดยมาก ในการใช้งานทั่วไปจึงไม่ค่อยได้ผลดีเหมือนสูตรของกัตเตอร์

4.3.2 การประยุกต์สูตรของ Darcy-Weisbach

การไหลแบบปั่นป่วน (Turbulent Flow) ของของไหลประเภท Incompressible ในท่อ ได้มีผู้ศึกษาและทำการวิจัยไว้มาก และรายละเอียดสามารถหาดูได้จากตำราเกี่ยวกับกลศาสตร์ของของไหล ในหัวข้อนี้จะขอกล่าวถึงในส่วนที่เกี่ยวข้องกับการไหลในทางน้ำเปิดเท่านั้น

การไหลภายในท่อ

ผิวท่อสามารถแบ่งเป็นลักษณะใหญ่ ๆ ได้ดังต่อไปนี้

$$\frac{K_s V_*}{\nu} < 4 \quad - \text{ ผิวเรียบทางชลศาสตร์}$$

$$4 < \frac{K_s V_*}{\nu} < 60 \quad - \text{ ช่วงเปลี่ยนแปร}$$

$$\frac{K_s V_*}{\nu} > 60 \quad - \text{ ผิวขรุขระ}$$

เมื่อ

$$K_s = \text{ ความขรุขระของเม็ดทราย หรือ } \epsilon$$

$$V_* = \sqrt{\tau_o / \rho} = \sqrt{gRS_o}$$

= ความเร็วแรงเฉือน (Shear Velocity)

$$\nu = \text{ ความหนืดจลศาสตร์ (Kinematic Velocity)}$$

สูตร Darcy-Weisbach สำหรับการไหลภายในท่อคือ

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots 4.8$$

เมื่อ

h_f = เศษของการสูญเสียเนื่องจากแรงเสียดทานภายในท่อ
ซึ่งมีเส้นผ่าศูนย์กลาง D และความยาว L

f = แฟคเตอร์ของแรงเสียดทาน

สำหรับท่อที่มีผิวเรียบ ค่าของ f จะขึ้นอยู่กับ Reynolds Number เพียง
อย่างเดียว ($Re = \frac{VD}{\nu}$) สำหรับการไหลแบบสับสนในท่อผิวขรุขระ ค่า f จะขึ้นอยู่กับ
ความขรุขระสัมพัทธ์ (K_s/D) และชนิดของความขรุขระ แต่ไม่ขึ้นกับค่าของ Reynolds
Number ในช่วงของการเปลี่ยนแปรค่าของ Re และ K_s/D จะมีอิทธิพลต่อค่าของ f
ขนาดของความขรุขระของท่อที่ซื้อขายกันอยู่ในปัจจุบันแสดงอยู่ในรูปของความขรุขระสมมูลของ
เม็ดทราย ค่าของ f สามารถหาได้จากสมการต่อไปนี้

1. สำหรับท่อผิวเรียบและ $Re < 10^5$

$$f = \frac{0.316}{Re^{1/6}} \quad \text{สูตรของ Blaisius} \dots\dots\dots 4.9$$

2. สำหรับท่อผิวเรียบและ $Re > 10^5$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.0 \log Re\sqrt{f} - 0.8 \quad \text{สูตรของ Karman - Prandtl}$$

..... 4.10

3. สำหรับท่อผิวขรุขระและ $Re > 10^5$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \frac{K_s}{D} + 1.14 \quad \text{สูตรของ Karman - Prandtl}$$

..... 4.11

4. สำหรับช่วงเปลี่ยนแปร

$$\frac{1}{\sqrt{f}} + 2 \log \frac{K_s}{D} = 1.14 - 2 \log \left(1 + 9.35 \frac{D/K_s}{Re\sqrt{f}} \right)$$

สูตรของ Colebrook - White 4.12

สำหรับหน้าตัดที่ไม่ใช่วงกลม ก็สามารถจะใช้สูตรของการไหลในท่อได้ เพราะฉะนั้นตัดวงกลมที่มีน้ำไหลเต็มหน้าตัด จะมี $R = D/4$ แทนค่า D ด้วย $4R$ ลงใน สมการที่ 4.8 ถึง 4.12

การไหลในทางน้ำเปิด

ค่าของ Reynold Number สามารถหาได้จาก

$$Re = \frac{4RV}{\nu}$$

และความขรุขระสัมพันธ์เท่ากับ $(K_s/4R)$ สมการ 4.8 สามารถเขียนได้

ใหม่ว่า

$$h_f = f \frac{L}{4R} \frac{V^2}{2g} \quad \text{..... 4.13}$$

$$V = \sqrt{\frac{8g}{f}} \sqrt{R} \sqrt{h_f/L} \quad \text{..... 4.14}$$

สำหรับการไหลแบบ Uniform ในทางน้ำเปิด $h_f =$ ความลาดชันของเส้นพลังงานรวม $= S_f = S_o$ เมื่อเปรียบเทียบสมการที่ 4.5 และสมการที่ 4.14 จะพบว่า

$$C = \sqrt{8g/f} \quad \text{..... 4.15}$$

ในการหาค่า f โดยใช้สมการ 4.10 และ 4.12 จะพบความยุ่งยากเพราะมี
 เทอมของ f อยู่ทั้งสองข้างของสมการ จึงได้มีผู้เสนอสมการ 2 สมการที่ให้ค่าใกล้เคียงกับ
 ค่าที่ได้จากสมการ 4.10 และ 4.12 ดังนี้

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.80 \log Re - 1.5146 \dots\dots\dots 4.10$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.14 - 2.0 \log \left(\frac{K_s}{4R} + \frac{21.25}{Re^{0.9}} \right) \dots\dots\dots 4.12$$

สมการที่ 4.10ก และ 4.12ก ใช้แทนสมการที่ 4.10 และ 4.12 ตามลำดับ

โดยทั่วไปความขรุขระในทางน้ำเปิดจะมีมาก จะทำให้การไหลเป็นแบบสันสน
 ค่าของ Re และ $\frac{K_s}{4R}$ จะมีค่ามาก ข้อมูลที่ได้จากในสนาม หรือจากการทดลองในการใช้หาค่า
 ค่าของ K_s ยังมีไม่เพียงพอ แต่อย่างไรก็ดี เราสามารถใช้ค่า K_s ในตารางที่ 4.2 สำหรับการ
 การไหลในทางน้ำเปิดได้

ตารางที่ 4.2 ค่าของ K_s สำหรับผิวทางน้ำเปิด

ลักษณะผิว	ค่าความขรุขระสมมูล K_s (มิลลิเมตร)
แก้ว	3×10^{-4}
ผิวคอนกรีตที่มีความเรียบมาก	0.15 - 0.30
ท่อระบายน้ำโสโครกผิวมัน	0.60
คอนกรีตผิวขรุขระ	0.30 - 4.50
คลองดินที่มีแนวตรงและหน้าตัดสม่ำเสมอ	3.0
Rubble Masonry	6.0

4.3.3 สูตรของ Manning ใน ค.ศ. 1889 วิศวกรชาวไอริช ชื่อนาย Robert
 Manning ได้เสนอสูตรซึ่งใช้หาความเร็วของการไหลแบบ Uniform ในทางน้ำเปิด และ
 สูตรนี้ได้ถูกปรับปรุงและแก้ไขต่อมาจนถึงรูปแบบซึ่งเป็นที่รู้จักกันดีในสมการที่ 4.16

ระบบอังกฤษ $V = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ 4.16 ก

ระบบเมตริก $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ 4.16 ข

เมื่อ $n =$ สัมประสิทธิ์ของความขรุขระ (Roughness Coefficient)

$S =$ ความลาดชันของเส้นพลังงาน

สูตรของแมนนิงมีกำเนิดมาจากสูตรต่าง ๆ ทั้งหมดรวม 7 สูตร และขึ้นอยู่กับข้อมูลซึ่งได้จากการทดลองของเบซิน และได้แสดงให้เห็นจริงโดยการสังเกตการณ์รวม 170 ครั้ง มีผู้นิยมใช้สูตรของแมนนิงในการคำนวณความเร็วเฉลี่ยในทางน้ำเปิด หรือคลองที่มีการไหลแบบ Uniform กันมาก เพราะผลที่ได้ใกล้เคียงความจริงมาก ทั้งคำนวณได้ง่ายและรวดเร็วกว่าสูตรอื่น ๆ อนึ่ง การคำนวณความเร็วในทางน้ำเปิดหรือคลองที่ไม่ใช่คลองตาด การกำหนดค่าของ n น่าจะมีอิทธิพลทำให้ผลของการคำนวณคลาดเคลื่อนจากความเป็นจริง ซึ่งจะมากหรือน้อยนั้นขึ้นอยู่กับทางเลือกใช้สูตรด้วย

ถ้าค่าของ n , R และ S ไม่มีการเปลี่ยนแปลง เราสามารถเปรียบเทียบความเร็วเฉลี่ย (V) ที่ได้จากสูตรของแมนนิงและกัตเตอร์ได้ดังนี้

ในกรณีที่ R มีค่ามากกว่า 1.00 จะได้ว่าความเร็วที่คำนวณได้จากสูตรของกัตเตอร์จะมีค่ามากกว่าความเร็วที่คำนวณได้จากสูตรของแมนนิง

ในกรณีที่ R มีค่าน้อยกว่า 1.00 จะได้ว่าความเร็วที่คำนวณได้จากสูตรของกัตเตอร์จะมีค่าน้อยกว่าความเร็วที่คำนวณได้จากสูตรของแมนนิง

ในกรณีที่ R มีค่าเท่ากับ 1.00 จะได้ว่าความเร็วที่คำนวณได้จากทั้งสองสูตรจะมีค่าเท่ากัน

จากสมการที่ 4.5 และ 4.16 เราสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่าง C และ n ได้ดังนี้ .-

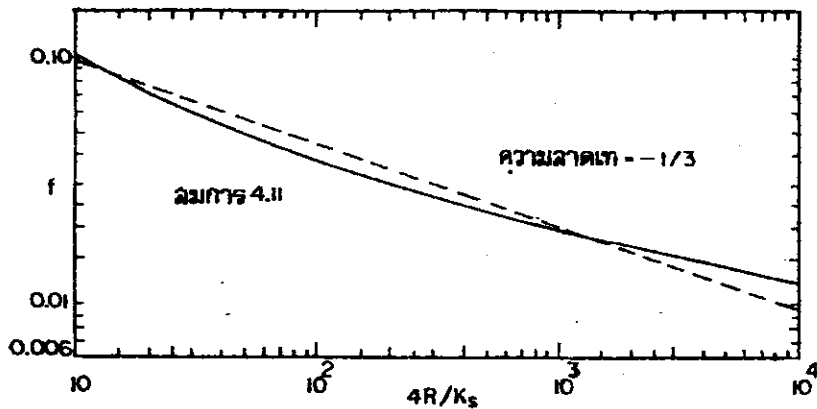
ระบบอังกฤษ $C = \frac{1.486}{n} R^{1/6}$ 4.17 ก

ระบบเมตริก $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ 4.17 ข

จากสมการที่ 4.17 และ 4.15 จะได้ว่า

$$f = \frac{n^2}{R^{1/3}} (8g) \dots\dots\dots 4.18$$

ถ้านำสมการที่ 4.11 ไปพล็อตหาความสัมพันธ์ระหว่าง f และ $\frac{4R}{K_s}$ ในกระดาษกราฟ log-log โดยให้ f อยู่ในแนวแกนตั้ง ทำการลากเส้นตรงโดยประมาณ จะให้ความลาดชันของเส้นตรงเท่ากับ $-\frac{1}{3}$ ดังแสดงในรูปที่ 4.3



รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง $4R/K_s$ และ f

ฉะนั้นเราสามารถเขียนสมการ 4.11 ได้ว่า

$$f \propto \left(\frac{4R}{K_s}\right)^{-1/3} \text{ หรือ } f \propto \left(\frac{K_s}{R}\right)^{1/3} \dots\dots\dots 4.19$$

และจากสมการที่ 4.18, $f \propto n^2/R^{1/3}$, เราสามารถสรุปได้ว่า $n \propto K_s^{1/6}$ สูตรของ Manning และสูตรของ Darcy-Weisbach สามารถใช้กับการไหลแบบสับสนในทางน้ำที่มีความขรุขระมากได้ ($\frac{K_s V_*}{\nu} > 60$)

ค่า n ในสูตรของแมนนิงและสูตรของกัตเตอร์มีค่าใกล้เคียงกันมาก ในช่วงของค่า s และ R ปกติ ในทางปฏิบัติ ค่า n ในทั้งสองสูตรจะมีค่าเดียวกัน เมื่อ s มีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 0.0001 และ R มีค่าอยู่ระหว่าง 1.0 และ 30 ฟุต ค่า n สำหรับสูตรของ Manning และสูตรของ Kutter กู้ได้จากตารางที่ 4.3

ตารางที่ 4.3 สัมประสิทธิ์ความขรุขระของสมการทางกิลเลต-คัตเตอร์ สมการแมนนิง

ชนิดของทางน้ำ	เงื่อนไข			
	คี่มาก	คี่	พอใช้	เลว
I ทางน้ำที่สร้างขึ้น				
1. คลองดินที่สม่ำเสมอและตรง	0.017	0.020	0.023	0.025
2. คลองดินที่ขุดโดยเรือขุด	0.023	0.028	0.030	0.040
3. คลองที่ขุดในหิน สม่ำเสมอและตรง	0.023	0.030	0.033	0.035
4. คลองที่ขุดในหิน ไม่สม่ำเสมอและคดเคี้ยว	0.035	0.040	0.045	--
5. คลองที่ได้จากการระเบิดหินมีหน้าชั้นปกคลุมลาดตลิ่ง	0.025	0.030	0.035	0.040
6. คลองดินที่เรียงหินลาดตลิ่ง	0.028	0.030	0.033	0.035
7. คลองที่คดเคี้ยวมีความเร็วการไหลต่ำ	0.020	0.025	0.028	0.030
II ทางน้ำธรรมชาติ				
1. เป็นคลองตรง สะอาด ไม่มีทากทราย ไม่มีหลุมบ่อ	0.025	0.028	0.030	0.033
2. เหมือน 1 แต่มีหญ้าและหินปกคลุมบ้าง	0.030	0.033	0.035	0.040
3. เป็นคลองคดเคี้ยว สะอาด มีทากทรายและหลุมบ่อ	0.033	0.035	0.040	0.045
4. เหมือน 3 แต่ไม่สม่ำเสมอและน้ำตื้น	0.040	0.045	0.050	0.055
5. เหมือน 3 แต่มีหญ้าและหินปกคลุมบ้าง	0.035	0.040	0.045	0.050
6. เหมือน 4 แต่มีบางหน้าตัดที่มีหินมาก	0.045	0.050	0.055	0.060
7. ช่วงการไหลช้า ๆ มีหญ้าปกคลุมมากและมีหลุมลึก ๆ	0.050	0.060	0.070	0.080
8. มีหญ้าปกคลุมหนาแน่นและสูงมาก	0.075	0.100	0.125	0.150
III คลองคาค				
1. คลองคาคด้วยหินเรียง ไม่ยาแนว	0.025	0.030	0.033	0.035
2. คลองคาคด้วยหินเรียงยาแนว	0.017	0.020	0.025	0.030
3. คลองคาคด้วยคอนกรีต ด้วยวิธีอัดอากาศ	0.014	0.016	0.019	0.021
4. คลองคาคด้วยคอนกรีตผิวเรียบ	0.010	0.011	0.012	0.013
5. คลองคาคด้วยคอนกรีตแบบธรรมดา	0.013	0.014	0.014	0.015

* จาก "การไหลในทางน้ำเปิด" ของ ชูเกียรติ ทรัพย์ไพศาล และ ไตรรัตน์ ศรีวัฒนา

4.4 สิ่งที่มีอิทธิพลต่อค่าของสัมประสิทธิ์ของความขรุขระ

โดยทั่ว ๆ ไป การที่จะเลือกใช้ค่า n ค่าใดค่าหนึ่งสำหรับทางน้ำแบบใดแบบหนึ่ง โดยเฉพาะเป็นการไม่ถูกต้องนัก โดยเฉพาะทางน้ำธรรมชาติซึ่งสภาพของทางน้ำจะมีการเปลี่ยนแปลงจากจุดหนึ่งไปยังอีกจุดหนึ่ง ซึ่งจะมีผลทำให้ค่าของ n มีการเปลี่ยนแปลงตลอดช่วงของลำน้ำ ดังนั้นเราควรจะต้องรู้ถึงสิ่งที่มีอิทธิพลต่อการเปลี่ยนแปลงของค่า n ซึ่งจะมีประโยชน์มากต่อการที่จะเลือกใช้ค่า n ให้ถูกต้องเหมาะสมยิ่งขึ้น

1. ความขรุขระของผิวทางน้ำ (Surface Roughness) เราจะพิจารณาถึงขนาดและรูปร่างของ Grain ของวัสดุบนผิวของทางน้ำหรือบนเส้นรอบรูปเปียก วัสดุดังกล่าวอาจได้แก่ ดินเหนียว ดินร่วน ดินทราย หิน หรือกรวด หรือสิ่งเหล่านี้ผสมกัน ฯลฯ วัสดุจำพวกที่มี Grain ละเอียด จะก่อให้เกิดการต้านทานการไหลของน้ำน้อยกว่าพวกที่มี Grain หยาบ หรือค่า n จะมีค่าน้อย ถ้าทางน้ำเกิดจากวัสดุที่มี Grain ละเอียด และค่า n จะมีค่ามากถ้าทางน้ำเกิดจากวัสดุที่มี Grain หยาบ

2. พืชที่ขึ้นอยู่ในทางน้ำ (Vegetation) ต้นไม้หรือพุ่มไม้ที่ขึ้นอยู่บนผิวของทางน้ำและตามตลิ่ง จะทำให้อัตราการไหลลดน้อยลงเพราะพืชเหล่านี้จะต้านทานการไหลของน้ำ นอกจากนี้พืชที่ลอยอยู่ในน้ำเช่น พืชสาหร่าย ผักตบชวา จอก แหน ฯลฯ ก็เป็นตัวการสำคัญที่ทำให้อัตราการไหลของน้ำลดลงหรือทำให้ค่า n เพิ่มขึ้น

อย่างไรก็ตาม อิทธิพลของพืชต่อค่า n จะขึ้นอยู่กับชนิด ความสูง ความหนาแน่น และการแผ่กระจายของพืช

3. ความไม่สม่ำเสมอของพื้นที่หน้าตัดตลอดทางน้ำ (Channel Irregularity) การเปลี่ยนแปลงขนาดและรูปร่างของหน้าตัดตลอดลำน้ำและสันทราย จะมีอิทธิพลต่อการเปลี่ยนแปลงของค่า n ตามปกติแล้วถ้าการเปลี่ยนแปลงเป็นไปอย่างช้า ๆ และสม่ำเสมอ จะไม่มีอิทธิพลต่อการเปลี่ยนแปลงของค่า n มากนัก แต่ถ้าการเปลี่ยนแปลงเป็นไปอย่างรวดเร็วจะมีผลทำให้ค่า n เพิ่มขึ้นมาก

4. แนวของทางน้ำ (Channel Alignment) ทางน้ำที่มีลักษณะคดเคี้ยวไปมามาก จะมีค่า n สูงกว่าทางน้ำที่มีลักษณะตรงหรือทางน้ำที่มีความคดเคี้ยวไปมาน้อย ความคด

เกี่ยว เราสามารถสังเกตได้จากรัศมีของความโค้ง ถ้ารัศมีความโค้งมีค่ามากแสดงว่า ทางน้ำนั้นมีความคดเคี้ยวน้อย

5. การตกตะกอนและการกัดเซาะ (Siltting and Scouring) การตกตะกอนจะทำให้พื้นที่หน้าตัดตลอดลำน้ำค่อนข้างสม่ำเสมอ เมื่อเปรียบเทียบกับ การกัดเซาะ ฉะนั้นจึงมีผลทำให้ค่า n ลดลง ส่วนการกัดเซาะจะเป็นขบวนการที่กลับกัน แต่อย่างไรก็ตาม การตกตะกอน และการกัดเซาะจะขึ้นอยู่กับชนิดของวัตถุในลำน้ำ และความเร็วของการไหลของน้ำ

6. สิ่งกีดขวางในลำน้ำ (Obstruction) เช่น ท่อของสะพาน จะทำให้ค่า n เพิ่มขึ้น อิทธิพลของสิ่งกีดขวางต่อค่า n จะขึ้นอยู่กับ ขนาด รูปร่าง และจำนวนของสิ่งกีดขวาง

7. ระดับน้ำและอัตราการไหล (Stage and Discharge) โดยทั่ว ๆ ไป ค่า n จะลดลงเมื่อระดับน้ำและอัตราการไหลเพิ่มขึ้น เพราะในขณะที่ระดับน้ำในทางน้ำธรรมชาติลดลงมาก ๆ อิทธิพลของความไม่สม่ำเสมอของท้องน้ำจะเพิ่มขึ้น แต่อย่างไรก็ตาม ค่า n อาจจะเพิ่มขึ้นที่ระดับน้ำสูง ๆ ก็ได้ ถ้าหากตามคลองของทางน้ำมีพืชขึ้นอยู่อย่างหนาแน่น

8. วัตถุแขวนลอยและวัตถุตามท้องน้ำ (Suspended Material and Bed Load) จะก่อให้เกิดการสูญเสียพลังงานในขณะที่น้ำไหล และมีผลทำให้ค่า n เพิ่มขึ้น

จากที่กล่าวมาแล้วข้างต้นพอสรุปได้ว่า เงื่อนไขใด ๆ ก็ตาม ที่มีแนวโน้มทำให้การไหลของน้ำเป็นแบบปั่นป่วน จะมีผลทำให้เกิดความต้านทานการไหลของน้ำเพิ่มขึ้น หรือจะทำให้ค่า n เพิ่มขึ้น ในทางตรงกันข้าม ถ้าลดความปั่นป่วนของการไหลและความต้านทานตามลำน้ำลง จะทำให้ค่า n ลดลง

ตัวอย่างที่ 4.1 ทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมคางหมู $b = 4$ เมตร z หรือ m เท่ากับ 4, $y = 2.0$ เมตร และ $s_o = 0.002$ จงหาค่า n เมื่อการไหลเป็นแบบสม่ำเสมอ และอัตราการไหลเท่ากับ 50 ฟุตต่อวินาที

วิธีทำ

$$A = (b + my) y$$

$$= (4 + 4 \times 2) 2 = 24 \quad \text{ตร. เมตร}$$

$$\begin{aligned}
 B &= b + 2my \\
 &= 4 + (2 \times 4 \times 2) = 20 && \text{เมตร} \\
 P &= b + 2y \sqrt{1 + m^2} \\
 &= 4 + 2 \times 2 \times \sqrt{1 + 16} = 20.49 && \text{เมตร} \\
 V &= \frac{Q}{A} = \frac{50}{24} = 2.08 && \text{เมตร/วินาที} \\
 R &= \frac{A}{P} = \frac{24}{20.49} = 1.17 && \text{เมตร}
 \end{aligned}$$

จากสมการของเชบี

$$\begin{aligned}
 V &= C \sqrt{RS} \\
 2.08 &= C \sqrt{1.17 \times 0.002} \\
 &= 43.00
 \end{aligned}$$

จากสมการที่ 4.17 ข.

$$\begin{aligned}
 C &= \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (\text{ระบบเมตริก}) \\
 n &= \frac{R^{1/6}}{C} = \frac{(1.17)^{1/6}}{43.00} \\
 &= 0.024 && \text{ตอบ}
 \end{aligned}$$

ตัวอย่างที่ 4.2 ทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมคางหมู มี $b = 20$ ฟุต z หรือ $m = 3$ อัตราไหลมีค่าเท่ากับ 400 ลบ.ฟุต/วินาที ที่สภาวะปกติ (Normal Condition) ความลึกของน้ำเท่ากับ 3.3 ฟุต และระดับของผิวน้ำทั้งทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำมีค่าเท่ากับ 786 ฟุต และ 680 ฟุต ตามลำดับ จงหาความยาวของช่วงทางน้ำดังกล่าว สมมติว่า $n = 0.025$

วิธีทำ

$$\begin{aligned}
 A &= (20 + 3 \times 3.3)3.3 = 98.67 && \text{ตร.ฟุต} \\
 P &= 20 + 2 \times 3.3 \sqrt{1 + 3^2} = 40.87 && \text{ฟุต} \\
 R &= \frac{A}{P} = \frac{98.67}{40.87} = 2.414 && \text{ฟุต}
 \end{aligned}$$

โดยการใช้สูตรของแมนนิง จากสมการที่ 4.16 ก

$$V = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$\frac{Q}{A} = \frac{1.49}{0.025} (2.414)^{2/3} \sqrt{S} = 107.26\sqrt{S}$$

$$\frac{400}{98.67} = 107.26\sqrt{S}$$

$$S = 0.00143$$

แต่
$$S = \frac{H_1 - H_2}{L}$$

เมื่อ $H_1, H_2 =$ ระดับของเส้นพลังงาน(Energy Line) ทางด้านเหนือน้ำ และท้ายน้ำ ตามลำดับ

$$L = \text{ความยาวของช่วงทางน้ำที่กำลังพิจารณา}$$

เนื่องจากการไหลอยู่ในสภาวะปกติ คือ ลักษณะการไหลเป็นแบบ Uniform ความลาดชันของเส้นพลังงาน ผิวน้ำ และกันคลองมีค่าเท่ากันหรือหึ่งสามเส้นขนานกัน ฉะนั้นจะได้ว่า

$$L = \frac{786 - 680}{0.00143} = 74125.87 \text{ ฟุต}$$

$$\text{ความยาวของช่วงทางน้ำ} = 74125.87 \text{ ฟุต}$$

ตอบ

4.5 ทางน้ำเปิดที่มีค่า n มากกว่าหนึ่งค่า

การหาความเร็วในทางน้ำเปิดโดยใช้สูตรของแมนนิง สำหรับทางน้ำที่มีค่า n แตกต่างกันตลอดเส้นรอบรูปเปียก จำเป็นที่จะต้องหาค่าสัมประสิทธิ์ของความขรุขระสมมูล (Equivalent Roughness Coefficient) ก่อน ทำการแบ่งหน้าตัดของทางน้ำออกเป็น n ส่วน แต่ละส่วนมีค่าเส้นรอบรูปเปียกเท่ากับ $P_1, P_2, P_3, \dots, P_N$ และสัมประสิทธิ์ของความขรุขระเท่ากับ $n_1, n_2, n_3, \dots, n_N$ นายฮอร์ตตัน (Horton) และนาเอินส์ไตน์ (Einstein) สมมติว่าแต่ละหน้าตัดย่อยมีความเร็วเฉลี่ยเท่ากัน และมีค่าเท่ากับความเร็วเฉลี่ยของหน้าตัดการไหลทั้งหมด จะได้ว่า

$$n = \left[\frac{\sum_{i=1}^N P_i n_i^{3/2}}{P} \right]^{2/3} \dots\dots\dots 4.20$$

เมื่อ $P =$ เส้นรอบรูปเปียกทั้งหมด

$$= P_1 + P_2 + P_3 + \dots + P_N \dots\dots\dots 4.21$$

นายพาพลอสกีและคณะได้ตั้งสมมติฐานว่า แรงต้านทานการไหลทั้งหมดตลอดพื้นที่หน้าตัดเท่ากับผลรวมของแรงต้านทานการไหลที่เกิดขึ้นในแต่ละหน้าตัดการไหลย่อย จะได้ว่า

$$n = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (P_i n_i^2) \right]^{1/2}}{P^{1/2}} \dots\dots\dots 4.22$$

นายลอร์ดอร์ได้ใช้สูตรของแมนนิงในแต่ละหน้าตัดการไหลย่อย โดยตั้งข้อสมมติฐานว่า อัตราการไหลทั้งหมดเท่ากับผลรวมของอัตราการไหลในแต่ละหน้าตัดการไหลย่อย จะได้ว่า

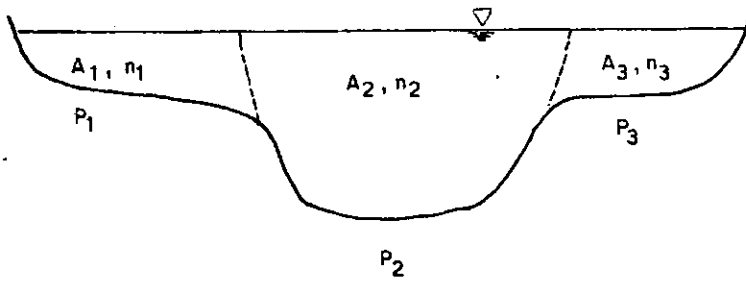
$$n = \frac{PR^{5/3}}{\sum_{i=1}^N \left[\frac{P_i R_i^{5/3}}{n_i} \right]} \dots\dots\dots 4.23$$

เมื่อ $R =$ รัศมีชลศาสตร์ของหน้าตัดการไหลทั้งหมด

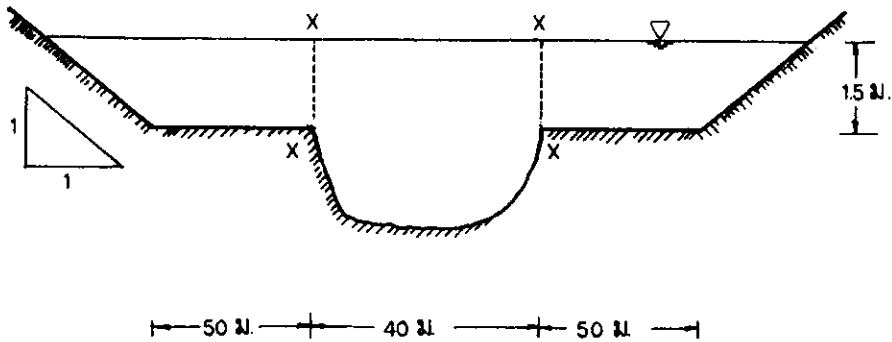
$$R_1, R_2, \dots, R_N = \text{รัศมีชลศาสตร์ของหน้าตัดการไหลย่อย}$$

4.6 ทางน้ำเปิดที่หน้าตัดมีหลายส่วนประกอบกัน (Channel Compound Section)

ตัวอย่างของทางน้ำดังกล่าวได้แก่ ทางน้ำที่มีน้ำไหลล้นฝั่งในฤดูน้ำหลาก ดังแสดงในรูปที่ 4.4 ค่าของ n ในทางน้ำย่อยด้านข้างจะไม่เท่ากับค่าของ n ในทางน้ำหลัก และมักจะมีค่ามากกว่าด้วย วิธีการวิเคราะห์ที่จะพิจารณาให้ว่า อัตราการไหลทั้งหมดเท่ากับผลรวมของอัตราการไหลในแต่ละส่วนของหน้าตัด ถ้าทางน้ำเปิดในรูปที่ 4.4 มีความลาดเทของท้องน้ำเท่ากันทั้งสามส่วน จะได้ว่า



รูปที่ 4.4 ทางน้ำธรรมชาติในฤดูแล้ง



รูปที่ 4.5 ทางน้ำเปิดที่มีหน้าตัดหลายส่วน

$$Q = \left(\frac{A_1}{n_1} R_1^{2/3} + \frac{A_2}{n_2} R_2^{2/3} + \frac{A_3}{n_3} R_3^{2/3} \right) S_o^{1/2} \dots\dots\dots 4.24$$

ตัวอย่างที่ 4.3 หน้าตัดการไหลของแม่น้ำแห่งหนึ่งในช่วงเกิดน้ำท่วม แสดงไว้ในรูปที่ 4.5 สมมติว่าค่า n ของทางน้ำย่อยด้านข้างและทางน้ำหลักเท่ากับ 0.04 และ 0.03 ตามลำดับ จงประมาณหาค่าอัตราการไหล

ความลาดเทท้องน้ำ	=	0.005	
พื้นที่หน้าตัดของทางน้ำหลัก เมื่อน้ำเต็มตลิ่ง	=	280	ตร. เมตร
เส้นรอบรูปเปียกของทางน้ำหลัก	=	54	เมตร
พื้นที่หน้าตัดของทางน้ำย่อยด้านข้างทั้งสอง	=	152.25	ตร. เมตร
P ของทางน้ำย่อยด้านข้างทั้งสอง	=	$100 + 2\sqrt{2(1.5)^2}$	
	=	104.24	เมตร

$$\begin{aligned} \text{พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของทางน้ำหลัก} &= 280 + 40 \times 1.5 \\ &= 340 \text{ ตร.เมตร} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= \frac{340}{0.03} \left(\frac{340}{54}\right)^{2/3} \sqrt{0.005} + \frac{152.25}{0.04} \left(\frac{152.25}{104.242}\right)^{2/3} \sqrt{0.005} \\ &= 3079 \text{ ลบ.เมตร/วินาที} \end{aligned}$$

จากการคำนวณโดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระสมมูลพบว่า n จากวิธีของ
 ชอร์ตันและวิธีของพาฟลอฟสกี ทำให้เกิดอัตราการไหลที่แตกต่างจากอัตราการไหลที่คำนวณได้
 ซ้ำกันมาก แต่อย่างไรก็ดี จากวิธีของลอคเตอร์จะทำให้เกิดอัตราการไหลที่มีค่าใกล้เคียง
 กับค่าดังกล่าวเพราะว่าใช้ข้อสมมติฐานที่เหมือนกัน แทนค่าลงไปในสูตรของลอคเตอร์ จะได้
 $n = 0.0241$ และ

$$\begin{aligned} Q &= \frac{492.25}{0.024} \left(\frac{492.25}{158.242}\right)^{2/3} \sqrt{0.005} \\ &= 3077 \text{ ลบ.เมตร/วินาที} \end{aligned}$$

4.7 การคำนวณหาอัตราการไหล ความเร็ว และความลึก

ตั้งได้กล่าวมาแล้ว สูตรของแมนนิงเป็นสูตรหนึ่งที่อยู่กันดีและนิยมใช้กันอย่าง
 แพร่หลาย ด้วยเหตุนี้จึงมีผู้คิดหาวิธีใช้สูตรของแมนนิงให้สะดวกและรวดเร็วยิ่งขึ้นในรูปแบบ
 ของกราฟไออะแกรม (Diagram) หรือโนโมกราฟ (Nomograph) ดังแสดงในรูปที่ 4.6
 และ 4.7

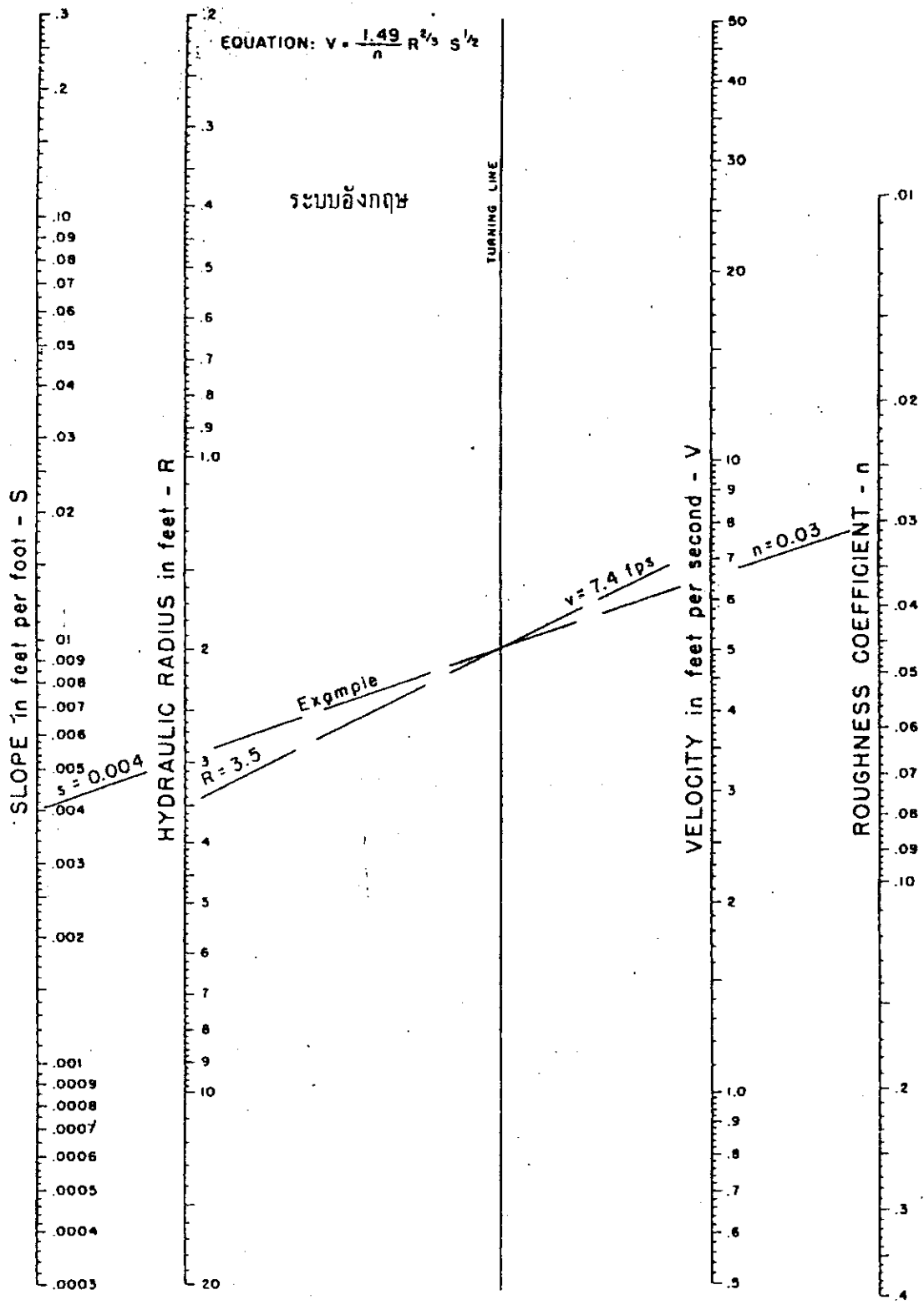
อัตราการไหลที่เกิดจากการไหลแบบ Uniform สามารถเขียนให้อยู่ในรูปของ
 สมการทั่ว ๆ ไปได้ดังนี้

$$Q = VA = CAR^x S^y = KS^y \dots\dots\dots 4.25$$

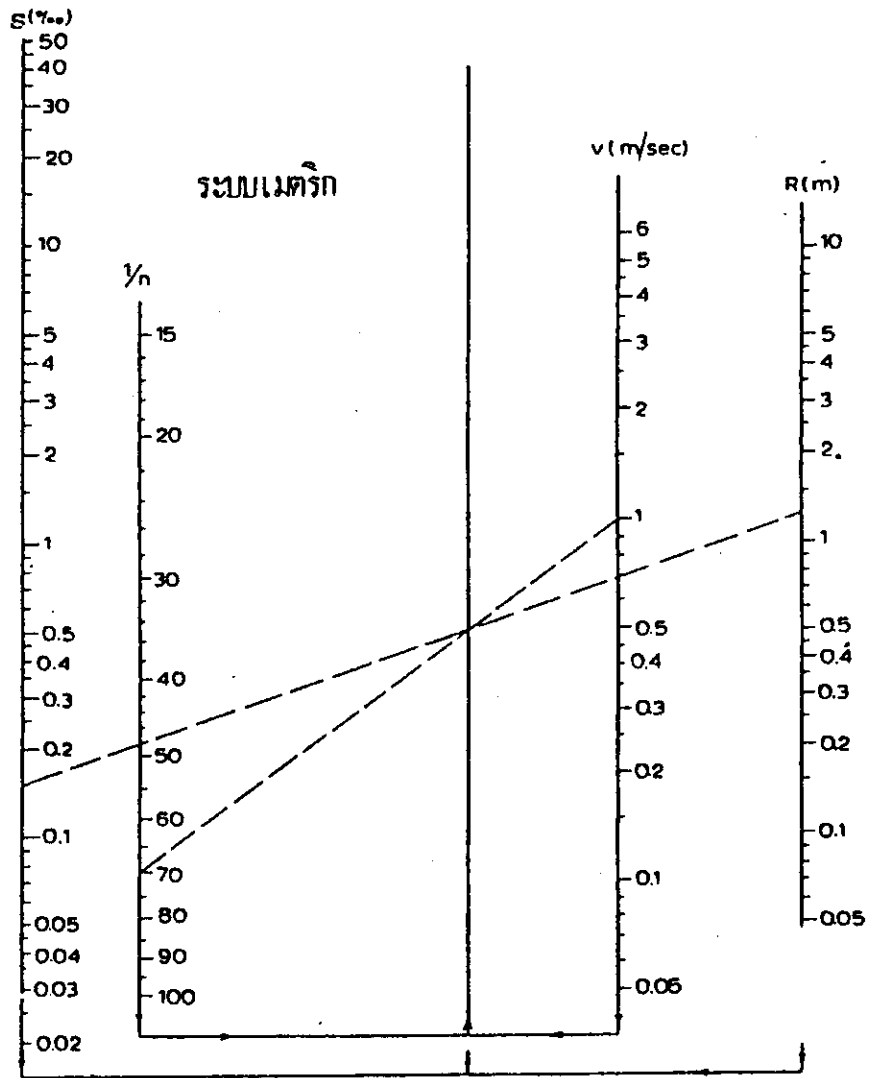
$$K = CAR^x \dots\dots\dots 4.26$$

เมื่อ K = ดัชนีความจุของหน้าตัดคลอง (Conveyance Factor)

เมื่อพิจารณาสูตรของเชซี หรือสูตรของแมนนิง เราจะพบว่าค่า y (ในสมการที่
 4.25) = $\frac{1}{2}$ ฉะนั้นจะได้ว่า



รูปที่ 4.6 โมนิกราฟของสมการแมนนิง



รูปที่ 4.7 โนโมกราฟของสัมประสิทธิ์แมนนิ่ง

$$Q = K\sqrt{S} \quad \dots\dots\dots 4.27$$

$$K = \frac{Q}{\sqrt{S}} \quad \dots\dots\dots 4.28$$

จากสูตรของเชซี, $Q = CA\sqrt{RS}$ แทนค่าลงในสมการ 4.28

$$K = CAR^{1/2} \quad \dots\dots\dots 4.29$$

จากสูตรของแมนนิง, $Q = \frac{1.49}{n} AR^{2/3} S^{1/2}$ แทนค่าลงในสมการ 4.28 จะได้ว่า

$$K = \frac{1.49}{n} AR^{2/3} \quad \dots\dots\dots 4.30$$

$$AR^{2/3} = \frac{nK}{1.49} \quad \dots\dots\dots 4.31$$

แทนค่า $K = Q/\sqrt{S}$ ลงในสมการที่ 4.31 จะได้ว่า

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{1.49\sqrt{S}}$$

เมื่อ $AR^{2/3} =$ แฟกเตอร์หน้าตัด (Section Factor) ของการไหลแบบ Uniform

ถ้าหน่วยเป็นระบบเมตริก สามารถเขียนสมการของ K และ $AR^{2/3}$

ใหม่ ได้ดังนี้

$$K = \frac{1}{n} AR^{2/3} \quad \dots\dots\dots 4.30 \text{ ก}$$

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}} \quad \dots\dots\dots 4.32 \text{ ก}$$

เมื่อกำหนดค่า n , Q และ s ให้ จะมีความลึกอยู่เพียงค่าเดียวที่ทำให้การไหลของน้ำเป็นแบบ Uniform ถ้าความลึกเพิ่มขึ้นค่าของ $AR^{2/3}$ จะเพิ่มขึ้นตามไปด้วย เราเรียกความลึกที่กล่าวถึงนี้ว่า ความลึกปกติ (Normal Depth) ในทำนองเดียวกันเมื่อกำหนดค่า n , s และ Q ให้ จะมีอัตราการไหลของน้ำอยู่เพียงค่าเดียวเท่านั้นที่ทำให้การไหลยังคงรักษาสถานภาพแบบ Uniform เราเรียกอัตราการไหลนี้ว่า อัตราการไหลปกติ (Normal Discharge)

Ven Te Chow ได้สร้างกราฟแบบไม่มีหน่วย ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง y และ $AR^{2/3}$ เพื่อช่วยในการคำนวณหาความลึก ความเร็ว และอัตราการไหลของทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า สี่เหลี่ยมคางหมู และวงกลม เมื่อการไหลของน้ำเป็นแบบ Uniform ดังแสดงในรูป 4.8

สำหรับทางน้ำเปิดที่มีพื้นที่หน้าตัดซับซ้อน เช่น ทางน้ำธรรมชาติ การแก้ปัญหาโดยใช้กราฟเป็นวิธีที่สะดวกที่สุด โดยการเขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง y และ $AR^{2/3}$ ค่าของ $AR^{2/3}$ หาได้จากสมการที่ 4.32 เมื่อค่าของ n และ s คงที่

ตัวอย่างที่ 4.4 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมคางหมูมี $b = 20$ ฟุต, z หรือ $m = 2$, $s_o = 0.0016$ และ $n = 0.025$ อัตราการไหล 400 ลบ.ฟุต/วินาที จงหาความลึกปกติและความเร็ว

วิธีทำ

$$A = (20 + 2y_n) y_n$$

$$P = 20 + 2y_n \sqrt{1 + (2)^2}$$

$$= 20 + 2\sqrt{5} y_n$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{y_n(10 + y_n)}{10 + y_n \sqrt{5}}$$

จากสมการที่ 4.32,

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{1.49 \sqrt{s}}$$

$$= \frac{0.025 \times 400}{1.49 \sqrt{0.0016}}$$

$$AR^{2/3} = 167.78$$

ก) หา y_n โดยการ Trial และ Error

$$\text{สมมติ } y = 3.00, \quad A = (20 + 2 \times 3)3 = 78.0 \text{ ตร.ฟุต}$$

$$R = \frac{3(10 + 3)}{10 + 3\sqrt{5}} = 2.34 \text{ ฟุต}$$

$$AR^{2/3} = 137.4$$

ทำการสมมติค่า y จนกว่าจะได้ $AR^{2/3}$ มีค่าเท่ากับหรือใกล้เคียงกับ 167.78 ผลของการคำนวณได้แสดงไว้ในตารางข้างล่างนี้

y	A	R	$R^{2/3}$	$AR^{2/3}$	หมายเหตุ
3.00	78.0	2.34	1.762	137.4	ต้องเพิ่มค่าของ y
3.50	94.5	2.65	1.915	181.0	ต้องเพิ่มค่าของ y
3.30	87.7	2.53	1.852	162.6	
3.35	89.5	2.56	1.870	167.2	
3.36	89.8	2.56	1.870	168.0	ใกล้เคียงกับ 167.78

$$\text{ความลึกปกติ, } y_n = 3.36 \text{ ฟุต}$$

$$\text{ความเร็ว, } v_n = \frac{400}{89.8}$$

$$= 4.46 \text{ ฟุต/วินาที}$$

ตอบ

ข) หา y_n โดยใช้กราฟของ Ven Te Chow

$$AR^{2/3} = 167.78$$

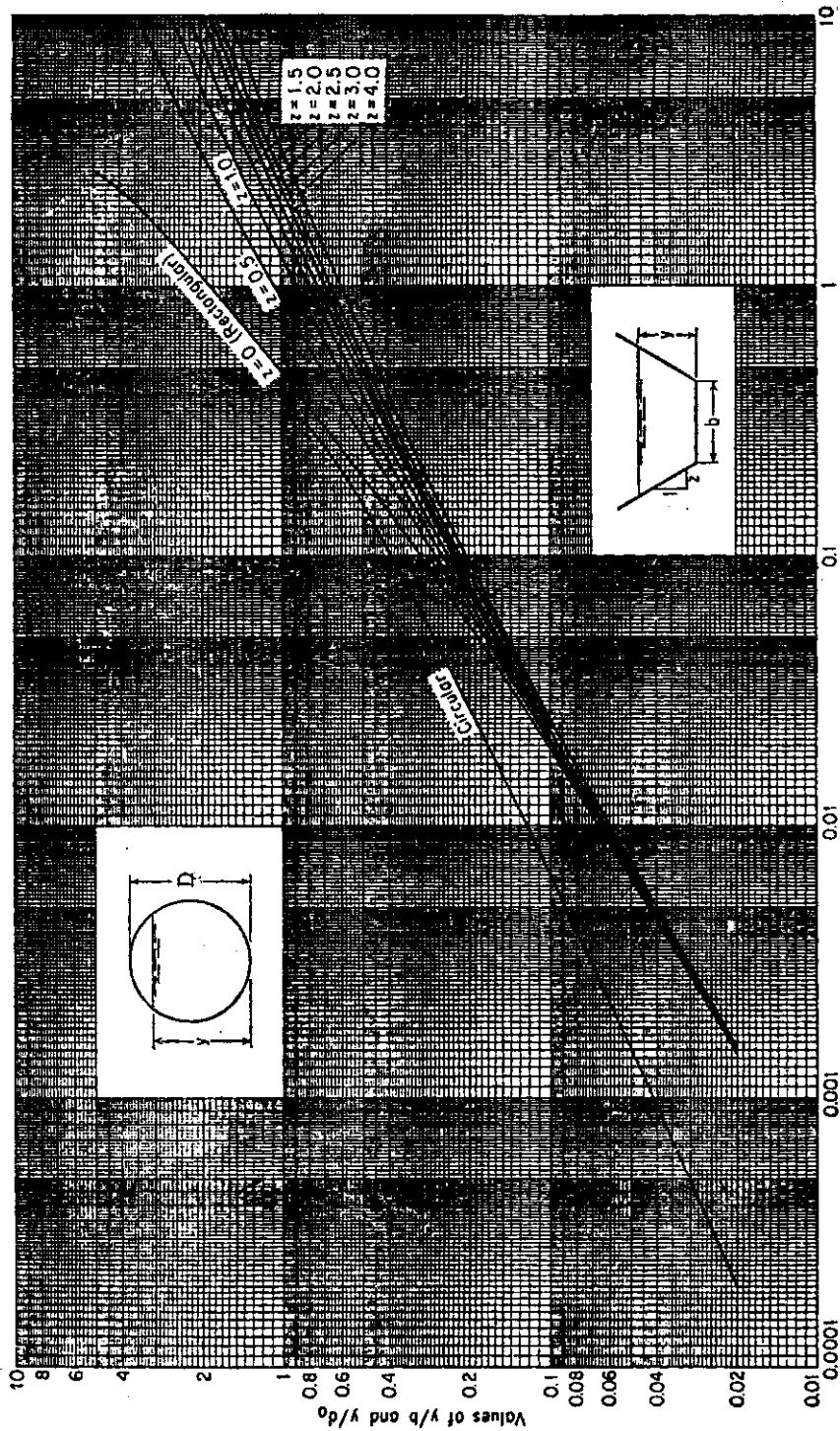
$$\frac{AR^{2/3}}{b^{8/3}} = \frac{167.78}{(20)^{8/3}} = 0.057$$

จากกราฟรูปที่ 4.8 เมื่อ $z = 2$ จะได้ $y/b = 0.168$

$$y_n = 0.168 \times 20$$

$$= 3.36 \text{ ฟุต}$$

ตอบ



Values of $AR^{2/3}/b^{8/3}$ and $AR^{2/3}/D^{8/3}$

รูปที่ 4.8 กราฟของเวทที่เซวี่ สำหรับหาค่าของความลึกปกติ

4.8 ความลาดเทปกติและความลาดเทวิกฤต (Normal and Critical Slopes)

จากสูตรของแมนนิง ถ้ากำหนดค่าของ Q , n , y_n ให้เราสามารถหาความลาดเทของทางน้ำที่ทำให้เกิดการไหลแบบ Uniform ได้ ความลาดเทนี้คือความลาดเทปกติ (Normal Slope), s_n เมื่อค่าของ Q และ n คงที่ ความลาดเทที่ทำให้การไหลของน้ำอยู่ในสภาวะวิกฤต หรือความลึกปกติมีค่าเท่ากับความลึกวิกฤต เราเรียกความลาดเทนี้ว่า ความลาดเทวิกฤต (Critical Slope), s_c

ตัวอย่างที่ 4.5 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมคางหมู มี $b = 20$ ฟุต ความลาดเทด้านข้างเท่ากับ $2 : 1$ ($z : 1$) และ $n = 0.025$

- หา s_n เมื่อ $y_n = 3.36$ ฟุต และ $Q = 400$ ลบ.ฟุต/วินาที
- หา s_c และความลึกของน้ำ เมื่อ $Q = 400$ ลบ.ฟุต/วินาที
- หา s_c และ Q_c เมื่อความลึกของน้ำมีค่าเท่ากับ 3.36 ฟุต

วิธีทำ

$$\begin{aligned} \text{ก) } R &= \frac{A}{P} = \frac{(b + 2y)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}} \\ &= \frac{(20 + 2 \times 3.36) 3.36}{20 + (2\sqrt{5} \times 3.36)} \\ &= \frac{89.78}{35.03} = 2.56 \text{ ฟุต} \end{aligned}$$

$$V = \frac{400}{89.78} = 4.46 \text{ ฟุต/วินาที}$$

แทนค่า R และ V ในสูตรของแมนนิง

$$4.46 = \frac{1.49}{0.025} (2.56)^{2/3} \sqrt{s_n}$$

$$s_n = \left(\frac{4.46}{111.54} \right)^2 = 0.0016$$

ตอบ

ข) ในกรณีนี้ความลึกที่เกิดขึ้นจะมีค่าเท่ากับความลึกวิกฤต ฉะนั้นเราสามารถ
ใช้เงื่อนไขของการไหลแบบวิกฤตในการคำนวณหา y_c ได้

$$z = \frac{Q}{\sqrt{g}} = \text{แฟกเตอร์หน้าตัดของธารไหลแบบวิกฤต}$$

$$= \frac{400}{\sqrt{32.2}} = 70.49$$

$$\frac{z}{b^{2/5}} = \frac{70.49}{(20)^{2.5}} = 0.0394$$

จากกราฟของ Ven Te Chow ที่ใช้สำหรับหาค่า y_c จะได้ว่า

$$\frac{y_c}{b} = 0.11$$

$$y_c = 0.11 \times 20 = 2.2 \text{ ฟุต} \quad \underline{\text{ตอบ}}$$

$$R = \frac{(20 + 2 \times 2.2) 2.2}{20 + (2\sqrt{5} \times 2.2)}$$

$$= \frac{53.68}{29.84} = 1.80 \text{ ฟุต}$$

$$V = \frac{400}{53.68} = 7.45 \text{ ฟุต/วินาที}$$

แทนค่าของ R และ V ในสูตรของแมนนิง

$$7.45 = \frac{1.49}{0.025} (1.80)^{2/3} \sqrt{S_c}$$

$$S_c = \left(\frac{7.45}{88.19}\right)^2 = 0.0071 \quad \underline{\text{ตอบ}}$$

ก) เมื่อ $y_n = 3.36 \text{ ฟุต}$

จะได้ $A = 89.78 \text{ ตร.ฟุต}$

$$R = 2.56 \text{ ฟุต}$$

$$D = \frac{A}{B}$$

$$= \frac{89.78}{20 + (2 \times 2 \times 3.36)} = 2.68 \text{ ฟุต}$$

เนื่องจากการไหลอยู่ในสภาวะวิกฤต จะได้ว่า

$$\begin{aligned} v_c &= \sqrt{gD''} \\ &= \sqrt{32.2 \times 2.68} = 9.3 \text{ ฟุต/วินาที} \end{aligned}$$

จากสูตรของ Manning

$$9.3 = \frac{1.49}{0.025} (2.56)^{2/3} \sqrt{s_c}$$

$$s_c = 0.0070$$

$$Q_c = 9.3 \times 89.78$$

$$= 835 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$$

ตอบ

4.9 สรุปการแก้ปัญหามหาในกรณีต่าง ๆ เนื่องจากการไหลแบบคงที่และสม่ำเสมอ

(Steady-Uniform flow)

- 1) เมื่อรู้ค่า s , n , y , b และ z :

ต้องการหาค่า Q และ v

วิธีทำ $A = f(z, b, y)$

$$P = f(z, b, y) \text{ และ } R = \frac{A}{P}$$

$$\text{จะได้ } v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \text{ และ } Q = VA$$

- 2) เมื่อรู้ค่า Q , n , y , b และ z

ต้องการหาค่า s และ v

วิธีทำ $A = f(z, b, y)$

$$\text{จะได้ } v = \frac{Q}{A} \text{ และ } s = \left[\frac{nQ}{AR^{2/3}} \right]^2$$

- 3) เมื่อรู้ค่า Q , s , n , b และ z

ต้องการหาค่า v และ y

$$\text{วิธีทำ } \frac{[(b+zy)y]^{5/3}}{[b+2y\sqrt{1+z^2}]^{2/3}} = \frac{nQ}{\sqrt{s}}$$

หาค่าของ y จากสมการข้างบนโดยวิธี Trial และ Error หรือโดยการใช้
กราฟรูปที่ 4.8 ของ Ven Te Chow

เมื่อรู้ค่า y ทำการหาค่า A จะได้

$$A = f(z, b, y)$$

และ $V = Q/A$

4) เมื่อรู้ค่า Q, S, n, y และ z ต้องการหาค่า V และ b วิธีทำ
เหมือนกับในกรณีที่สาม แต่หาค่าที่ไม่รู้ค่าเปลี่ยนจากค่า y เป็นค่า b

5) เมื่อรู้ค่า R, S, Q, n และ z ต้องการหาค่า y, b และ V
ในกรณีนี้เราสามารถหาค่า V ได้จากสมการของแมนนิงดังนี้

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \text{ หรือ } \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

ต่อจากนั้นทำการคำนวณหาค่า A และ P จากสมการต่อไปนี้

$$A = \frac{Q}{V} \text{ และ } P = \frac{A}{R}$$

จากค่าของ A และ P เราสามารถเขียนให้อยู่ในสมการของ y และ b ได้ดังนี้

$$A = (b + zy) y$$

และ $P = b + 2y \sqrt{1+z^2}$

ทำการแก้สมการทั้งสองเพื่อหาค่าของ b และ y เลือกค่า b และ y ที่เหมาะสมและเป็นไปได้
ได้ในบางครั้งเราไม่สามารถทำการแก้สมการเพื่อหาค่า b และ y ได้ ถ้าเกิดกรณีเช่นนี้ขึ้น
เราสามารถสรุปได้ว่าไม่มีหน้าตัดคลองที่จะทำให้เกิดคุณสมบัติตามโจทย์ต้องการ

ตัวอย่างที่ 4.6 คลองรูปสี่เหลี่ยมคางหมู มี $Q = 50.00$ ลบ.เมตร/วินาที $S = 0.0015$
 $R = 2.00$ เมตร $z = 2$ และ $n = 0.0025$ จงหาค่า y, b และ V

วิธีทำ จากสูตรของแมนนิง

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \\ &= \frac{1}{0.0025} (2.00)^{2/3} \sqrt{0.0015} = 2.46 \text{ เมตร/วินาที} \end{aligned}$$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{50.00}{2.46} = 20.33 \text{ ตร.เมตร}$$

$$P = \frac{A}{R} = \frac{20.33}{2.0} = 10.17 \text{ เมตร}$$

สร้างสมการของ A และ P ให้อยู่ใน y และ b

$$A = (b + 2y)y = 20.33 \dots\dots\dots (1)$$

และ

$$P = b + 2y\sqrt{1+4} = 10.17$$

$$b + 4.47y = 10.17 \dots\dots\dots (2)$$

$$b = 10.17 - 4.47y$$

แทนค่า b ลงในสมการที่ (1)

$$2.47y^2 - 10.17y + 20.33 = 0$$

$$y = \frac{10.17 \pm \sqrt{103.43 - 200.86}}{4.94}$$

ไม่สามารถแก้สมการหาค่า y ได้ จึงสรุปได้ว่า ไม่มีหน้าตัดคลองที่จะทำให้เกิดคุณสมบัติตาม
โจทย์ต้องการ

ตัวอย่างที่ 4.7 คลองรูปสี่เหลี่ยมคางหมู มี $Q = 50.00$ ลบ.เมตร/วินาที $s = 0.0015$,

$R = 1.33$ เมตร $z = 2$ และ $n = 0.025$ จงหาค่าของ y, b และ V

วิธีทำ จากสูตรของแมนนิง

$$V = \frac{1}{0.025} (1.33)^{2/3} \sqrt{0.0015} = 1.87 \text{ เมตร/วินาที}$$

$$A = \frac{50.00}{1.87} = 26.74 \text{ ตร.เมตร}$$

$$P = \frac{26.74}{1.33} = 20.11 \text{ เมตร}$$

สร้างสมการของ A และ P ให้อยู่ในรูปของ y และ b

$$A = (b + 2y)y = 26.74 \dots\dots\dots (1)$$

$$P = b + 4.47y = 20.11 \dots\dots\dots (2)$$

$$b = 20.11 - 4.47y \dots\dots\dots (3)$$

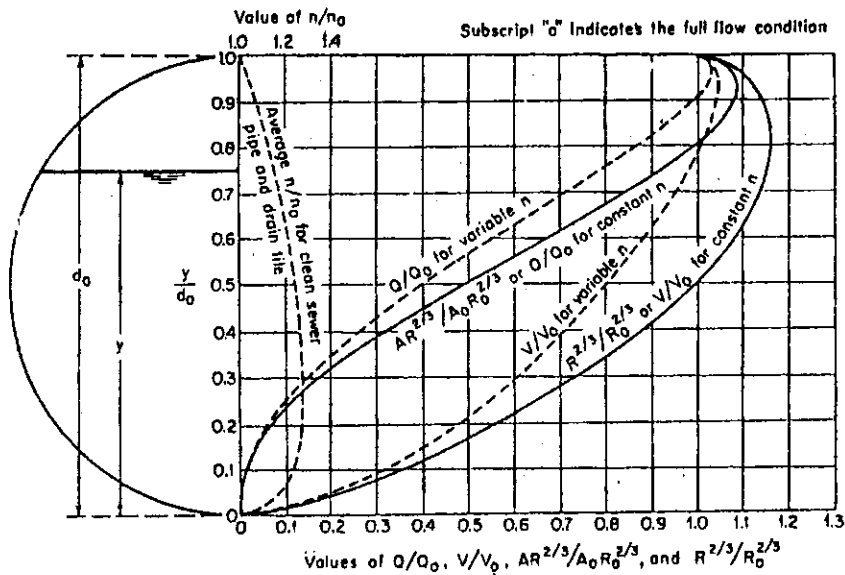
แทนค่า b ลงในสมการที่ 1

$$2.47y^2 - 20.11y + 26.74 = 0$$

$$y = \frac{20.11 \pm \sqrt{404.41 - 264.19}}{4.97}$$

$$y = 6.43 \text{ และ } 1.66$$

แทนค่า y ลงในสมการที่ 3 จะได้



รูปที่ 4.9 คุณสมบัติการไหลของน้ำในทางน้ำเปิดรูปตัดกลม

$b = - 8.63$ และ 12.69 เมตร

ตามคุณสมบัติของ คลองที่กำหนดให้ จะได้

$y = 1.66$ เมตร และ $b = 12.69$ เมตร

ตอบ

4.10 ลักษณะการไหลแบบการไหลในทางน้ำเปิดของท่อ

จะขออธิบายกรณีท่อที่มีหน้าตัดรูปวงกลมเป็นตัวอย่าง กราฟแบบไม่มีหน่วยสำหรับ $AR^{2/3}/A_oR_o^{2/3}$ และ $R^{2/3}/R_o^{2/3}$ เป็นกราฟเส้นเติมในรูปที่ 4.9 เลขกำกับ "ศูนย์" หมายถึงการไหลเมื่อน้ำเต็มท่อ ถ้าค่าของ n มีค่าคงที่หรือไม่มีการเปลี่ยนแปลงตามความลึกของน้ำ กราฟเส้นเติมของ $AR^{2/3}/A_oR_o^{2/3}$ จะแทนการเปลี่ยนแปลงของ Q/Q_o และ $R^{2/3}/R_o^{2/3}$ จะแทนการเปลี่ยนแปลงของ V/V_o ด้วย จากกราฟจะพบว่าค่าอัตราการไหล Q จะมากที่สุดเมื่อ y เท่ากับ $0.938 d_o$ และค่าความเร็ว จะมากที่สุดเมื่อ y เท่ากับ $0.81 d_o$ และจากกราฟเส้นเติมของ Q/Q_o เมื่อความลึกมากกว่า $0.82 d_o$ อัตราการไหลหนึ่งค่าจะทำให้เกิดความลึก y ที่เป็นไปได้ 2 ค่า ค่าหนึ่งมากกว่า $0.938 d_o$ และอีกค่าหนึ่งน้อยกว่า $0.938 d_o$ ในทำนองเดียวกัน เมื่อความลึกมากกว่า $0.5 d_o$ จะมีความลึก 2 ค่าที่ทำให้เกิดความเร็วเท่ากัน ความลึกค่าหนึ่งมากกว่า $0.81 d_o$ และอีกค่าหนึ่งน้อยกว่า $0.81 d_o$

การวิเคราะห์ข้างต้นตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ว่า n มีค่าคงที่ ถึงแม้ว่าความลึก y จะเปลี่ยนไป แต่ในทางปฏิบัติพบว่า n ของท่อคอนกรีตและท่อดินเผาจะมีค่าเพิ่มขึ้นถึง 28 % เมื่อ y มีค่าลดลงจาก $1.00 d_o$ ถึง $0.25 d_o$ ซึ่งที่ตำแหน่งนี้ค่า n จะมีค่าสูงสุด ผลของการเปลี่ยนแปลงค่า n ตามความลึก ทำให้อัตราการไหลสูงสุดและความเร็วสูงสุดเกิดขึ้นเมื่อค่าของความลึกประมาณ $0.97 d_o$ และ $0.94 d_o$ ตามลำดับ กราฟของ Q/Q_o และ v/v_o เมื่อ n มีการเปลี่ยนแปลง ได้แสดงไว้ด้วยเส้นประในรูปที่ 4.9 ในกรณีนี้ n มีค่าคงที่จะพบว่า เมื่อ $y = 0.5 d_o$ ความเร็วจะมีค่าเท่ากับความเร็วของน้ำเต็มท่อ ($v = v_o$) แต่ถ้า n มีค่าเปลี่ยนแปลงตามค่าความลึกของน้ำ จะพบว่า เมื่อ $y = 0.5 d_o$ ความเร็วจะมีค่าเท่ากับ 0.8 เท่าของความเร็วของน้ำไหลเต็มท่อ

หลักการวิเคราะห์การไหลในท่อที่มีหน้าตัดเป็นรูวงกลม สามารถนำไปใช้ได้กับท่อปึกที่มีส่วนบนค้อย ๆ โค้งเข้าหากัน ความลึกที่ทำให้เกิดอัตราการไหลสูงสุด และความเร็วสูงสุดจะขึ้นกับรูปร่างและความขรุขระภายในท่อปึก อัตราการไหลสูงสุดจะไม่เกิดขึ้น เมื่อน้ำไหลเต็มท่อ ซึ่งในกรณีดังกล่าวการไหลของน้ำต้องเป็นแบบสม่ำเสมอ (Uniform Flow) หรือไม่มีสิ่งกีดขวาง แต่ในทางปฏิบัติมัก จะสมมติว่าอัตราการไหลสูงสุดภายในท่อ จะเกิดขึ้น เมื่อน้ำไหลเต็มท่อ ทั้งนี้เพราะว่าความลึกการไหลที่ทำให้เกิดอัตราการไหลสูงสุดมีค่าเข้าใกล้ d_o มาก เมื่อมีการไหลท้นของน้ำสูงขึ้น (Backwater Effect) เนื่องจากสิ่งกีดขวาง และสภาพดังกล่าวอาจจะทำให้ความลึกการไหลมีค่าเท่ากับความลึก d_o ได้ในที่สุด

4.11 การคำนวณหาอัตราการไหลในอุทกน้ำหลาก (Computation of Flood Discharge)

เมื่อพิจารณาลักษณะการไหลแบบสม่ำเสมอตามทฤษฎี เราจะได้ว่า ความลาดชันพลังงาน s_f ความลาดชันผิวน้ำ s_w และความลาดชันท้องคลอง s_o มีค่าเท่ากัน แต่ในทางน้ำธรรมชาติ เส้นของความลาดชันทั้งสามดังกล่าวมัก ไม่ขนานกัน หรือมีค่าของความลาดชันไม่เท่ากัน เนื่องจากความไม่สม่ำเสมอของพื้นที่หน้าตัดการไหล ถ้าการเปลี่ยนแปลงความเร็วในช่วงลำน้ำที่พิจารณาเป็นไปแบบที่ละน้อย ๆ ถือได้ว่าค่าของ s_f , s_w และ s_o มีค่าเท่ากันโดยประมาณ แต่ในทางตรงข้าม ถ้าความเร็วมีการเปลี่ยนแปลงไปมากอย่างเห็นได้ชัด ค่า s_f ควรจะมีค่าเท่ากับผลต่างของพลังงานที่ปลายทั้งสองของช่วงลำน้ำ หากด้วยความยาวของส่วนลำน้ำนั้น

ในช่วงที่มีน้ำหลาก ความเร็วมีการเปลี่ยนแปลงมาก และการคำนวณหาค่าพลังงานต้องรวมค่าของ $v^2/2g$ เข้าไว้ด้วย ยิ่งไปกว่านั้นอัตราการไหลมีการผันแปรมาก และลักษณะการไหลเป็นแบบไม่คงที่ (Unsteady) การใช้สูตรของการไหลแบบสม่ำเสมอ (Uniform) คำนวณหาอัตราการไหล จะมีความถูกต้องหรือเป็นที่ยอมรับเมื่อการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำและอัตราการไหลในช่วงน้ำหลากเป็นไปอย่างทีละน้อย (Relatively Gradual)

วิธีการคำนวณหาอัตราการไหลของน้ำหลาก ซึ่งเป็นวิธีที่นิยมใช้กันมากมีอยู่ด้วยกัน 2 วิธีคือ วิธีความลาดชัน-พื้นที่ (Slope-Area Method) และวิธีช่องทางน้ำบีบตัว (Contracted-Opening Method) วิธีหลังได้นำหลักของพลังงานไปใช้กับช่องทางน้ำที่มีการบีบตัว ทั้งสองวิธีต้องการข้อมูลของระดับน้ำในระหว่างเกิดน้ำหลาก การเก็บข้อมูลอาจจะกระทำทั้งในทางน้ำหลักและในทางน้ำย่อย สำหรับวิธีความลาดชัน-พื้นที่ ทางน้ำควรจะสม่ำเสมอและมีแนวตรง เป็นระยะทางยาวพอสมควร

ข้อมูลที่จำเป็นสำหรับวิธีของความลาดชัน-พื้นที่ จะมีดังต่อไปนี้

- ก. หาความแตกต่างของระดับผิวน้ำอิสระที่ปลายทั้งสองของช่วงลำน้ำ
- ข. วัดพื้นที่หน้าตัดเฉลี่ยและความยาวของช่วงลำน้ำ
- ค. ประเมินหาค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระในช่วงลำน้ำ เพื่อใช้คำนวณหาการสูญเสียพลังงานเนื่องจากความเสียดทาน

ในการเลือกช่วงทางน้ำที่เหมาะสมได้มีผู้แนะนำไว้ดังนี้

1. สิ่งที่ควรพิจารณาเป็นอันดับแรกคือ เครื่องหมายหรือจุดที่ใช้สังเกตระดับน้ำที่มีค่าสูงในช่วงทางน้ำ เช่น ทางน้ำที่มีฝั่งเป็นหินชัน
2. ไม่ควรเลือกทางน้ำที่มีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างอย่างมาก เพราะมีความไม่แน่นอนในการหาการสูญเสียเขต ถ้าไม่มีช่วงทางน้ำที่มีหน้าตัดสม่ำเสมอ ก็ควรที่จะเลือกทางน้ำที่มีการบีบตัวดีกว่าเลือกทางน้ำที่มีการขยายตัว
3. วิธีของความลาดชัน-พื้นที่ สมมติว่าหน้าตัดการไหลทั้งหมดมีการกระจายการไหลที่ดี ฉะนั้นควรหลีกเลี่ยงสภาพเงื่อนไขที่จะทำให้เกิดการไหลที่มีการกระจายแบบไม่สมดุลยด้านเหนือน้ำหรือท้ายน้ำของช่วงทางน้ำ เช่น มีสะพาน หรือทางน้ำเป็นแนวโค้ง
4. ความยาวของช่วงทางน้ำมีผลต่อความแน่นอนของวิธีความลาดชัน-พื้นที่ ได้มี

ผู้แนะนำหลักเกณฑ์ที่ใช้เลือกขนาดความยาวของทางน้ำไว้ดังนี้

ก. ความยาวของช่วงทางน้ำควรมีค่าเท่ากับหรือมากกว่า 75 เท่าของความลึกเฉลี่ยของการไหล

ข. ความแตกต่างของระดับผิวน้ำที่ปลายทั้งสองของช่วงทางน้ำควรมีค่าเท่ากับหรือมากกว่าเขตความเร็ว หรือมากกว่า 0.50 ฟุต (0.15 เมตร)

จากข้อมูลดังกล่าวข้างต้น สามารถนำไปคำนวณหาอัตราการไหลได้โดยใช้สูตรของการไหลแบบสม่ำเสมอ เช่น สูตรของแมนนิง ขั้นตอนของการคำนวณมีดังต่อไปนี้

1. เมื่อทราบค่า A , R และ n คำนวณหาค่าดัชนีความจุของหน้าตัด (K_u และ K_d) ที่ปลายทั้งสองของช่วงลำน้ำ u หมายถึงด้านเหนือน้ำ และ d หมายถึงด้านตายน้ำ

2. หาค่าดัชนีความจุของหน้าตัดเฉลี่ย K , จากสูตรต่อไปนี้

$$K = \sqrt{K_u K_d} \dots\dots\dots 4.33$$

3. คำนวณหาค่าของความลาดชันพลังงาน โดยสมมติว่าค่า $v^2/2g$ เท่ากับศูนย์ ดังนั้น

$$S = \frac{F}{L} \dots\dots\dots 4.34$$

เมื่อ F = ความแตกต่างของระดับผิวน้ำอิสระที่ปลายทั้งสองของช่วงลำน้ำ

L = ความยาวของช่วงลำน้ำที่พิจารณา

ต่อจากนั้นคำนวณหาอัตราการไหลจากสมการต่อไปนี้

$$Q = K \sqrt{S} \dots\dots\dots 4.35$$

ค่าที่ได้เป็นอัตราการไหลโดยประมาณครั้งที่ 1

4. ใช้ค่าของ Q จากการประมาณครั้งที่ 1 หาค่าของ $v^2/2g$ ด้านเหนือน้ำ และท้ายน้ำ หรือ $\alpha_u v_u^2/2g$ และ $\alpha_d v_d^2/2g$ แล้วคำนวณหาค่าความลาดชันพลังงาน

$$S = h_f/L \dots\dots\dots 4.36$$

เมื่อ $h_f = F + k (\alpha_u v_u^2/2g - \alpha_d v_d^2/2g) \dots\dots\dots (3.47)$

ค่า k เป็นค่าแฟกเตอร์ซึ่งขึ้นอยู่กับทางน้ำ และมีค่าดังต่อไปนี้



เมื่อช่วงลำนํ้ามีการบีบตัว ($v_u < v_d$), $k = 1.0$

เมื่อช่วงลำนํ้ามีการผายออก ($v_u > v_d$), $k = 0.5$

คิ่งนั้ อัตราการไหลจะมีค่าเท่ากับ $k\sqrt{s}$, เมื่อ s เป็นค่าของความลาดชันพลังงานที่ได้จากสมการ 4.36 และถือว่าเป็นค่าอัตราการไหลโดยประมาณครั้งที่ 1

5. ทำซ้ำขั้นตอนที่ 4 จนกว่าจะได้อัตราการไหลที่ไม่เปลี่ยนแปลง

6. หาอัตราการไหลเฉลี่ยจากช่วงของลำนํ้าหลายช่วง โดยกำหนดว่าแต่ละ Q มีน้ำหนักเท่ากัน หรือกำหนดน้ำหนักของแต่ละ Q ตามเงื่อนไขที่มีอยู่ก็ได้

ตัวอย่างที่ 4.8 จงคำนวณหาอัตราการไหลของน้ำไหลผ่านช่วงลำนํ้าแห่งหนึ่ง ยาว 500 ฟุต ค่า F ของช่วงลำนํ้ามีค่าเท่ากับ 0.5 ฟุต และข้อมูลอื่น ๆ มีดังต่อไปนี้

$$A_u = 11,070 \text{ ตร.ฟุต} \quad K_u = 3.034 \times 10^6, \quad \alpha_u = 1.134$$

$$A_d = 10,990 \text{ ตร.ฟุต} \quad K_d = 3.103 \times 10^6, \quad \alpha_d = 1.177$$

วิธีทำ

$$k = \sqrt{K_u K_d} \\ = \sqrt{3.034 \times 10^6 \times 3.103 \times 10^6} = 3.070 \times 10^6$$

การหาอัตราการไหลโดยประมาณครั้งที่ 1

$$s = \frac{F}{L} \\ = \frac{0.50}{500} = 0.0010$$

$$Q = k\sqrt{s} \\ = 3.070 \times 10^6 \times \sqrt{0.0010} \\ = 3.070 \times 10^6 \times 0.0316 \\ = 97,000 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$$

การหาอัตราการไหลโดยประมาณครั้งที่ 2

จากขั้นตอนที่ 4 หาค่าของ $v^2/2g$

$$v_u = \frac{97,000}{11,070} = 8.762 \\ \alpha_u v_u^2/2g = \frac{1.134(8.76)^2}{2 \times 32.2} = 1.354$$

และ $v_d = \frac{97,000}{10,990} = 8.826$

$$\alpha_d v_d^2 / 2g = \frac{1.177 (8.826)^2}{2 \times 32.2} = 1.424$$

จะเห็นว่า $v_u < v_d$ เพราะฉะนั้นช่วงลำน้ำมีการบีบตัวจะให้ $k = 1.0$

$$h_f = 0.50 + 1.0 (1.354 - 1.424) = 0.43$$

$$s = h_f / L = \frac{0.43}{500} = 0.000860$$

$$Q = K \sqrt{s}$$

$$= 3.070 \times 10^6 \times \sqrt{0.00086} = 90,000 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$$

ทำการคำนวณซ้ำโดยใช้อัตราการไหลสมมติเท่ากับ 90,000 ลบ.ฟุต/วินาที และผลการคำนวณได้แสดงไว้ในตารางข้างล่างนี้

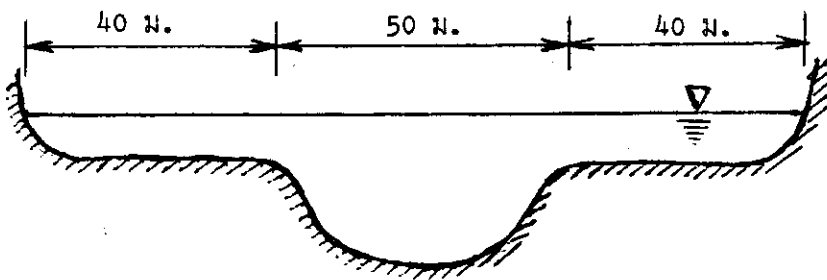
การประมาณครั้งที่	อัตราการไหลสมมติ Q	F	$\frac{\alpha_u v_u^2}{2g}$	$\frac{\alpha_d v_d^2}{2g}$	h_f	s	\sqrt{s}	อัตราการไหลที่คำนวณให้ Q
1	-	0.500	-	-	0.500	0.001	0.0316	97,000
2	97,000	0.500	1.354	1.424	0.430	0.00086	0.0293	90,000
3	90,000	0.500	1.165	1.225	0.440	0.00088	0.0297	91,200
4	91,200	0.500	1.195	1.258	0.437	0.000874	0.0296	91,000
5	91,000	0.500	1.190	1.253	0.437	0.000874	0.0296	91,000

ดังนั้นอัตราการไหลของแม่น้ำ = 91,000 ฟุต³/วินาที

ตอบ

แบบฝึกหัด

- 4.1 คลองรูปสี่เหลี่ยมคางหมูมีกันคลองกว้าง 3.0 เมตร ความลาดเทด้านข้าง 1 : 1.5 และความลาดเทท้องคลอง 0.005 ท้องคลองเป็นกรวดมีค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ $n = 0.025$ และด้านข้างเป็นคอนกรีตมี $n = 0.013$ จงหาอัตราการไหลแบบ Uniform เมื่อความลึกการไหลเท่ากับ 1.5 เมตร โดยใช้สมการ
- a) ของนายอินส์ไตน์ b) ของนายพาฟลอฟสกี และ
- c) ของนายลอตเตอร์
- 4.2 ในรูปแสดงหน้าตัดของแม่น้ำแห่งหนึ่ง ซึ่งไหลผ่านพื้นที่ราบน้ำท่วม ทางน้ำหลักเมื่อน้ำไหลเต็มฝั่งจะมีพื้นที่หน้าตัดเท่ากับ 300 ตร.เมตร ความกว้างผิวน้ำ (B) เท่ากับ 50 เมตร เส้นรอบรูปเปียก (P) เท่ากับ 65 เมตร และสัมประสิทธิ์ความขรุขระแมนนิ่ง (n) เท่ากับ 0.025 ในขณะที่พื้นที่ราบน้ำท่วมมี $n = 0.035$ ความลาดเทของทางน้ำหลักและพื้นที่ราบเท่ากับ 0.00125 จงหาความลึกของน้ำบนพื้นที่ราบน้ำท่วมเมื่อระหว่างเกิดน้ำท่วมมีอัตราการไหล 2470 ลบ.เมตร/วินาที



- 4.3 คลองรูปสี่เหลี่ยมคางหมูมี $b = 6.0$ เมตร ความลาดเทด้านข้าง 1 : 1 และ $n = 0.015$ เมื่ออัตราการไหล 10.2 ลบ.เมตร/วินาทีไหลผ่าน จะมีความลึกเท่ากับ 0.92 เมตร จงหา
- a) ความลาดเทปกติ
- b) ความลาดเทวิกฤตและความลึกวิกฤตเมื่อ $Q = 10.2$ ลบ.เมตร/วินาที
- c) ความลาดเทวิกฤตเมื่อความลึกปกติเท่ากับ 0.92 เมตร

- 4.4 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีความกว้าง 6.0 เมตร และมีค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ $n = 0.015$ จงหา
- ความลาดเทปกติที่ความลึก 0.37 เมตร เมื่ออัตราการไหลเท่ากับ 5.67 ลบ.เมตร/วินาที
 - ความลาดเทวิกฤตและความลึกปกติที่สอดคล้องกัน เมื่ออัตราการไหลเท่ากับ 5.67 ลบ.เมตร/วินาที
 - ความลาดเทวิกฤตที่ความลึกปกติเท่ากับ 0.37 เมตร และคำนวณหาอัตราการไหลที่สอดคล้องกัน
- 4.5 ท่อระบายน้ำโสโครกมีความลาดเท 0.0002 เมื่อการไหลเป็น 0.9 ของน้ำไหลเต็มท่อ อัตราการไหลเท่ากับ 2.36 ลบ.เมตร/วินาที ควรใช้ท่อขนาดเท่าไร ถ้า $n = 0.015$
- 4.6 ทางน้ำรูปวงกลมทำด้วยคอนกรีตมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2.5 เมตร, $n = 0.014$ และความลาดเท 1 : 200
- คำนวณหาอัตราการไหลถ้าความลึกปกติเท่ากับ 1.50 เมตร
 - คำนวณหาความลึกการไหลเมื่ออัตราการไหลเท่ากับ 15.0 ลบ.เมตร/วินาที
- 4.7 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมคางหมู $b = 3.0$ เมตร, $z = 1.5$ อัตราการไหลสูงสุดเท่ากับ 10.0 ลบ.เมตร/วินาที ที่ความลึก 1.50 เมตร อัตราการไหลจะเป็นเท่าไร เมื่อความลึกเท่ากับครึ่งหนึ่งของความลึกสูงสุด และความลึกจะเป็นเท่าไรเมื่ออัตราการไหลเท่ากับครึ่งหนึ่งของอัตราการไหลสูงสุด
- 4.8 คลองรูปสี่เหลี่ยมคางหมู $b = 3.0$ เมตร, $z = 1.5$, $n = 0.02$ จงหา
- ความลาดเทที่คลองสำหรับการไหลแบบ Uniform เมื่อฟรูดนัมเบอร์เท่ากับ 0.2 และความลึกการไหลเท่ากับ 2.5 เมตร
 - ความลาดเทวิกฤตเมื่อความลึกเท่ากับ 2.5 เมตร
 - ความลึกการไหลเมื่อความลาดเทเท่ากับ 0.0009 และฟรูดนัมเบอร์เท่ากับ 0.5
- 4.9 ทำการวัดน้ำที่หน้าตัด A และหน้าตัด B ของแม่น้ำสายหนึ่ง ซึ่งอยู่ห่างกัน 650 ฟุต โดยหน้าตัด A อยู่ทางคานเหนือหน้าของหน้าตัด B เมื่ออัตราการไหลเท่ากับ 17,000

ลบ.ฟุต เงื่อนไขการไหลของทั้งสองหน้าตัดจะเป็นดังนี้

หน้าตัด	ระดับน้ำ (Stage), ฟุต	พื้นที่หน้าตัด ตร.ฟุต	เส้นรอบรูป เปียก, ฟุต
A	143.57	2,220	470
B	142.34	2,880	520

เลือกวิธีที่เหมาะสมที่สุดที่จะใช้ในการหาคูสมมติเฉลี่ยของหน้าตัดทั้งสอง และ
คำนวณหาสัมประสิทธิ์ความขรุขระเฉลี่ย สมมติว่าไม่มีการสูญเสียพลังงาน

- 4.10 ช่วงการไหลหนึ่งของทางน้ำยาว 300 เมตร ความแตกต่างของระดับผิวน้ำที่ปลาย
ทั้งสองเท่ากับ 0.105 เมตร จงคำนวณหาอัตราการไหลในฤดูน้ำหลากโดยใช้ข้อมูล
ต่อไปนี้

หน้าตัด	A	P	n	α	β
	ตร.เมตร	เมตร			
<u>ด้านเหนือน้ำ</u>					
ร่องน้ำหลัก	382.5	63.0	0.038	1.10	1.04
ทางน้ำประกอบด้านข้าง	2305.8	615.0	0.038	1.20	1.08
<u>ด้านท้ายน้ำ</u>					
ร่องน้ำหลัก	518.4	96.0	0.042	1.10	1.04
ทางน้ำประกอบด้านข้าง	2304.9	571.5	0.038	1.18	1.06

- 4.11 จงประมาณหาอัตราการไหลในฤดูน้ำหลากของช่วงทางน้ำซึ่งยาว 1300 เมตร ถ้า
 $F = 2.20$ เมตร, $\alpha_u = \alpha_d = 1$, $n = 0.035$, $A_u = 110$ ตร.
เมตร, $P_u = 76$ เมตร, $A_d = 133$ ตร.เมตร และ $P_d = 91$ เมตร
- 4.12 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 12.2 เมตร มีอัตราการไหล 25.47 ลบ.เมตร/วินาที
ความลาดเทท้องทางน้ำ 0.00283 ที่หน้าตัด 1 มีความลึกการไหลเท่ากับ 1.37
เมตร และที่หน้าตัดที่ 2 ซึ่งอยู่ห่างจากหน้าตัดที่ 1 ไปทางด้านท้ายน้ำ 92 เมตร มี

ความลึกการไหล 1.52 เมตร จงหาสัมประสิทธิ์ความขรุขระเฉลี่ยของช่วงทางน้ำดังกล่าว

- 4.13 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 6.1 เมตร มีความลาดเท 1 : 1000 ความลึกที่หน้าตัดที่ 1 เท่ากับ 2.59 เมตร และที่หน้าตัดที่ 2 ซึ่งอยู่ห่างจากหน้าตัดที่ 1 ไปทางด้านท้ายน้ำ 610 เมตร มีความลึกการไหลเท่ากับ 3.13 เมตร ถ้าสมมติค่า $n = 0.011$ จงหาอัตราการไหลที่เป็นไปได้ในทางน้ำดังกล่าว

บทที่ 5

การออกแบบคลองสำหรับการไหลแบบ Uniform

ก) คลองที่เกิดการกัดเซาะได้ยากและคลองที่ไม่เกิดการกัดเซาะ

คลองตาดและคลองที่มนุษย์สร้างขึ้นเพื่อให้ทนต่อการกัดเซาะได้ดี เราจะจัดให้อยู่ในประเภท Non-erodible คลองดินส่วนใหญ่จะมีการกัดเซาะเกิดขึ้น ยกเว้นคลองที่ขุดลงในดินที่มีความมั่นคง เช่น หิน ในการออกแบบเรามักสมมติให้การไหลเป็นแบบ Uniform และสิ่งที่ย่ออกแบบจะต้องคำนึงถึง ก็มีชนิดของวัสดุที่ใช้ทำคลอง ซึ่งจะนำไปประกอบการพิจารณาเลือกค่าของ n , ความเร็วต่ำสุดที่ยอมให้เกิดขึ้นในคลองเพื่อหลีกเลี่ยงการตกตะกอน ความลาดเทด้านข้างของคลอง ความลาดเทตามแนวท้องคลองและความสูงเพื่อสัน

วัสดุที่นำมาสร้างผิวคลองเพื่อป้องกันการกัดเซาะ จะขึ้นอยู่กับวัสดุที่สามารถหาได้ง่ายในท้องถิ่น วิธีการก่อสร้าง และวัตถุประสงค์ของการใช้งาน วัสดุดังกล่าวได้แก่ คอนกรีต เหล็ก เหล็กหล่อ (Cast iron) ไม้ แก้ว พลาสติก เบนโทไนท์ (Bentonite) ดินผสมซีเมนต์ (Soil cement) ดินเหนียว และหินก่อ (Masonry) เป็นต้น

ตามปกติวัตถุประสงค์ของการตาดคลองมีอยู่ 2 ประการคือ

- 1) เพิ่มขีดความสามารถในการป้องกันการกัดเซาะ หรืออีกนัยหนึ่งคือ เพิ่มความเร็วของน้ำในคลอง
- 2) ป้องกันหรือลดการสูญเสียเนื่องจากน้ำซึมผ่านคลอง (Seepage loss) เมื่อพิจารณาวัตถุประสงค์ 2 ข้อดังกล่าว สามารถกำหนดขีดความสามารถของวัสดุที่ใช้ตาดคลองได้ ดังแสดงในตารางที่ 5.1

5.1 ความเร็วต่ำสุดที่ยอมให้ (Minimum permissible velocity) เป็นความเร็วน้อยที่สุดที่จะไม่ทำให้เกิดการตกตะกอน และไม่ทำให้วัชพืชและมอสมีการเจริญเติบโตได้ในคลอง โดยทั่วไป ถ้าน้ำที่ไหลผ่านมีตะกอนน้อย ความเร็วเฉลี่ยในการออกแบบจะอยู่ระหว่าง 0.6--0.9 เมตรต่อวินาที และความเร็วเฉลี่ยต้องไม่น้อยกว่า 0.75 เมตร/วินาที เพื่อป้องกันการเจริญเติบโตของวัชพืช และมอสในคลอง

ตารางที่ 5.1 แสดงขีดความสามารถของวัสดุที่ใช้ คาคคคลอง

ชนิดของวัสดุที่ใช้คาคคคลอง	เพิ่มความทนทาน ต่อการกัดเซาะ	ป้องกันการสูญเสีย เนื่องจากน้ำซึมผ่านคลอง
พืชหรือหญ้า	ได้	ไม่ได้
ชั้นของดินที่น้ำซึมผ่านได้ยาก	เล็กน้อย	ได้
หินเรียง	ได้	ไม่ได้
หินเรียงยาแนว	ได้	เล็กน้อย
ชั้นของยางมะตอย (Bituminous layer)	เล็กน้อย	ได้
คอนกรีต	ได้	ได้

วัสดุที่ใช้ในการคาคคคลองมีความสามารถในการทนต่อความเร็วสูงสุดได้ไม่เท่ากัน เพราะความเร็วของน้ำจะทำให้เกิดการกัดเซาะและการขุดลึกขึ้น ฉะนั้นในการออกแบบก็ควรจะต้องพิจารณาความเร็วสูงสุดที่ยอมให้เกิดขึ้นในคลองด้วย ความเร็วนี้จะมีค่าเท่ากับ 6.0 เมตร/วินาทีในคลองคอนกรีต 10 เมตร/วินาทีในทางน้ำที่ทำด้วยเหล็ก และ 4.0 เมตร/วินาทีในคลองที่คาคด้วยหินเรียงยาแนว

5.2 ความลาดเท ความลาดเทของคลองขึ้นอยู่กับสภาพภูมิประเทศและเขตของพลังงานที่ต้องการและบางทีอาจจะขึ้นอยู่กับวัตถุประสงค์ของการสร้างคลอง เช่น วัตถุประสงค์เพื่อการกระจายน้ำ อันได้แก่ การชลประทาน การสาธารณูปโภค การเหมืองแร่ และการไฟฟ้าพลังน้ำ ฉะนั้นคลองควรจะมีระดับน้ำอยู่สูงโดยเฉพาะตรงจุดที่ต้องการจะจ่ายน้ำ เราจึงต้องออกแบบคลองให้มีความลาดเทของคลองน้อย เพื่อให้เกิดการสูญเสียระดับน้ำน้อยที่สุด

ความลาดเทด้านข้างของคลองส่วนใหญ่ขึ้นอยู่กับวัสดุที่ใช้ทำคลอง สำหรับวัสดุที่ถูกกัดเซาะได้ง่าย ควรจะหาความลาดเทด้านข้างให้ถูกต้องยิ่งขึ้น โดยการใช้หลักการของความเร็วสูงสุดที่ยอมให้เกิดได้ในคลอง หรือหลักการของแรงฉุดลาก แพคเตอร์อื่น ๆ ที่มีอิทธิพลต่อความลาดเทด้านข้างได้แก่ วิธีการก่อสร้าง เงื่อนไขของการสูญเสียน้ำเนื่องจาก seepage การเปลี่ยนแปลงของสภาพอากาศและขนาดของคลอง เป็นต้น

โดยทั่วไป ความลาดเทควรมีค่ามากที่สุดเท่าที่จะทำได้ ในทางปฏิบัติและ ออกแบบให้มีประสิทธิภาพทางด้านชลศาสตร์สูงและความมั่นคงดี ความลาดเทด้านข้างมาตรฐาน ของคลองคาคที่ใช้กันโดยทั่วไปเท่ากับ 1:1.5 ซึ่งเป็นความลาดเทที่เหมาะสมกับวัสดุหลายชนิด ที่ใช้คาคคลองและวิธีการคาคคลอง

U.S. Bureau of Reclamation ได้เสนอแนะความลาดเทด้านข้างของคลอง ที่ทำจากดินชนิดต่าง ๆ ไว้ในตารางที่ 5.2

ตารางที่ 5.2 ความลาดเทด้านข้างของคลองที่ขุดลงในดินชนิดต่าง ๆ

ชนิดของดิน	ความลาดเทด้านข้าง	
	ความลึกของคลอง ไม่เกิน 1.20 เมตร	ความลึกของคลอง มากกว่า 1.20 เมตร
หญ้า	1:0	
หิน	1:0	1:0
ดินเหนียวที่แข็งตัว (hard clay)	1:0.5	1:1
ดินร่วนปนดินเหนียว (clay loam)	1:1	1:1.5
ดินร่วนปนดินตะกอน (silty loam)	1:1	1:1.5
ดินร่วนปนทราย (sandy loam)	1:1.5	1:2
ทราย	1:2	1:3

สำหรับคลองที่มีระดับน้ำเปลี่ยนแปลงมาก เช่น คลองระบายน้ำในภูมิภาคกึ่งแห้งแล้ง ได้เสนอแนะความลาดเทไว้ในตารางที่ 5.3

ตารางที่ 5.3 ความลาดเทด้านข้างในคลองดินที่ระดับน้ำมีการเปลี่ยนแปลงมาก

ชนิดของดิน	ความลาดเทด้านข้าง	
	ความลึกของคลอง ไม่เกิน 1.0 เมตร	ความลึกของคลอง มากกว่า 1.0 เมตร
หญ้า	1 : 0.25	1 : 0.5
หิน	1 : 0.25	1 : 0.5
ดินเหนียวที่แข็งตัว (hard clay)	1 : 1	1 : 1.5
ดินร่วนปนดินเหนียว (clay loam)	1 : 1.5	1 : 2
ดินร่วนปนดินตะกอน (silt loam)	1 : 1.5	1 : 2
ดินร่วนปนดินทราย (sandy loam)	1 : 2	1 : 3
ทราย	1 : 3	1 : 4

ตัวเลขในตารางทั้งสองได้จากการทดลองในคลองที่มีหน้าตัดสี่เหลี่ยมคางหมู สำหรับความลาดเทด้านข้างของคลองที่มีหน้าตัดรูปอื่นจำเป็นต้องทราบค่ามุมของการทรงตัวของดิน (angle of repose)

5.3 ความสูงเพื่อล้น (Free board) เป็นระยะในแนวดิ่งจากระดับของผิวน้ำถึงระดับของสันคลอง ระยะนี้ต้องสูงเพียงพอที่จะไม่ให้น้ำไหลข้ามสันคลองอันเนื่องมาจากคลื่นหรือเกิดพายุฝนอย่างหนัก หรือเกิดจากข้อผิดพลาดในการปฏิบัติงานของเจ้าหน้าที่

ไม่มีหลักเกณฑ์ที่แน่นอนในการกำหนดค่าความสูงเพื่อล้น เพราะคลื่นหรือการขึ้น ๆ ลง ๆ ของระดับน้ำเกิดจากสาเหตุที่ไม่สามารถควบคุมได้ ในทางน้ำที่มีความเร็วของกระแสที่สูงและมีความลาดเทห้องคลองมาก จะเกิดคลื่นและการขึ้น ๆ ลง ๆ ของน้ำได้ชัดเจนและมาก ในช่วงส่วนโค้งของแนวคลองหรือบริเวณที่แนวคลองมีการเปลี่ยนทิศทาง ระดับน้ำจะมีการยกตัวสูงขึ้น หรือในทางน้ำที่มีความเร็วเข้าสู่สภาวะวิกฤต (critical state) อาจจะมีไฮดรอลิกจัมป์ขึ้น คลองในสภาพดังกล่าวจะต้องได้รับการพิจารณาเป็นพิเศษในการออกแบบ

ค่าความสูงเพื่อสันในการออกแบบ มีค่าเปลี่ยนแปลงจากค่าที่น้อยกว่า 5 % จนถึงค่าที่มากกว่า 30 % ของความลึกการไหล สำหรับคลองที่ไม่ได้คาด ความสูงเพื่อสันขึ้นอยู่กับขนาดของคลอง สถานที่ตั้ง ปริมาณน้ำที่ไหลเข้าคลองเนื่องจากพายุฝน การขึ้น ๆ ลง ๆ ของระดับน้ำใต้ดิน กระแสลม ลักษณะของดิน ความต้องการถนนบนคันคลอง เป็นต้น U.S.B.R. ได้ทำการประมาณค่าความสูงเพื่อสันไว้ว่า มีค่า 1 ฟุต (0.30 เมตร) สำหรับคลองขนาดเล็กและมีน้ำตื้น และมีค่า 4 ฟุต (1.20 เมตร) สำหรับคลองที่มีความจุ 3,000 ลบ.ฟุต/วินาที (85 ลบ.เมตร/วินาที) หรือมากกว่า และ ความลึกของน้ำสูง U.S.B.R. ได้ให้สูตรสำหรับประมาณค่าของความสูงเพื่อสันของคลองที่อยู่ในสภาพเงื่อนไขปกติไว้ดังนี้

$$F = \sqrt{cy} \quad \dots\dots\dots 5.1$$

เมื่อ F เป็นความสูงเพื่อสัน มีหน่วยเป็นฟุต, y ความลึกของน้ำในคลอง มีหน่วยเป็นฟุต และ c เป็นค่าสัมประสิทธิ์ที่แปรผันจาก 1.5 สำหรับคลองที่มีความจุ 20 ลบ.ฟุต/วินาที (0.57 ลบ.เมตร/วินาที) ถึง 2.5 สำหรับคลองที่มีความจุ 3,000 ลบ.ฟุต/วินาที (85 ลบ.เมตร/วินาที) หรือมากกว่า สูตรดังกล่าวได้จากประสบการณ์ของ U.S.B.R. ดังนั้นจึงไม่สามารถใช้ได้กับทุกสภาพเงื่อนไข

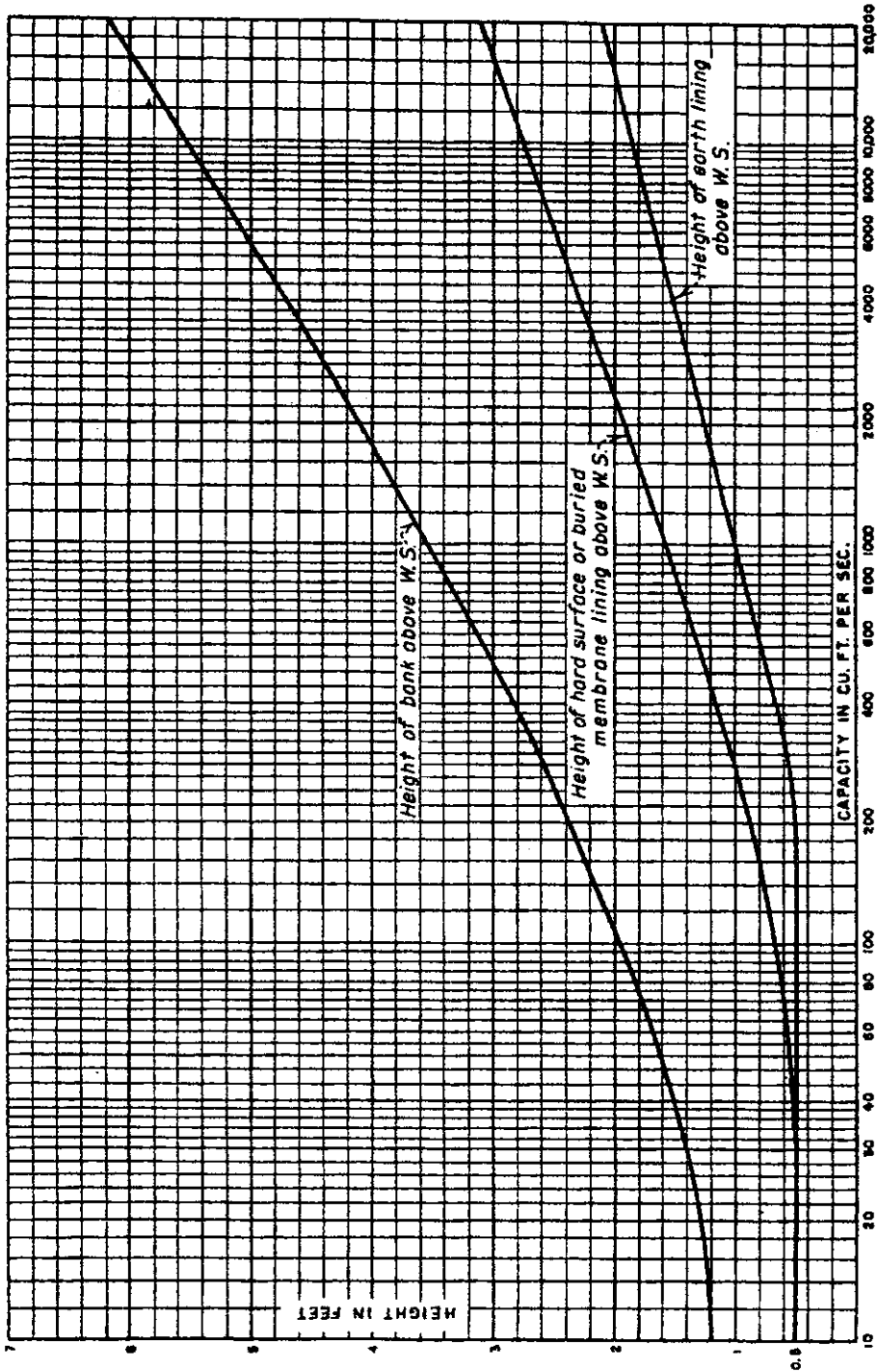
สำหรับคลองคาด, U.S.B.R. ได้เสนอกฎในรูปที่ 5.1 เพื่อใช้เป็นแนวทางในการออกแบบ ความสูงเพื่อสัน และความสูงของคันคลอง ซึ่งมีค่าเปลี่ยนแปลงตามความจุของคลอง และตารางที่ 5.4 เป็นความสูงเพื่อสันที่น้อยที่สุดที่ใช้เป็นมาตรฐานในประเทศอินเดีย

ตารางที่ 5.4 ความสูงเพื่อสันที่น้อยที่สุดที่ใช้ในประเทศอินเดีย

Q (ม. ³ /วินาที)	น้อยกว่า 0.15	0.15-0.75	0.75-1.50	1.50-9.00	มากกว่า 9.00
F (เมตร)	0.30	0.45	0.60	0.75	0.90

5.4 หน้าตัดการไหลที่ดีที่สุดทางชลศาสตร์ (Best hydraulic section)

ในการออกแบบคลองสิ่งทีวิศวกรต้องคำนึงถึงคือความประหยัด ฉะนั้นวิศวกรจึงพยายามออกแบบให้คลองมีพื้นที่หน้าตัดเล็กที่สุดตามขนาดของอัตราการไหลที่ต้องการ คลองที่มีขนาดเล็กอย่างเดียวกัน ไม่เป็นการเพียงพอ รูปร่างลักษณะของคลองก็เป็นสิ่งจำเป็นที่จะต้องพิจารณาประกอบกันไป เพราะ



รูปที่ 5.1 ความสูงเผื่อต้นและความสูงของพื้นที่รองรับคลองงทาด

คลองที่มีพื้นที่หน้าตัดค่าหนึ่งอาจจะมีรูปร่างลักษณะได้หลายอย่าง เช่น กว้างแต่ตื้น หรือแคบแต่ลึก ซึ่งรูปร่างลักษณะของคลองจะมีผลต่อค่าก่อสร้างอย่างมาก โดยเฉพาะถ้าเป็นคลองตาด การออกแบบจะต้องพยายามให้ประหยัดค่าตาดคลองมากที่สุดเท่าที่จะทำได้

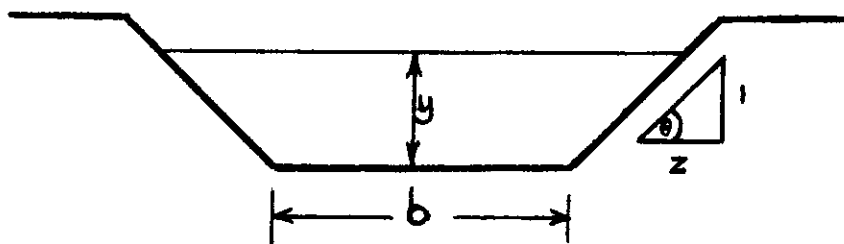
จากสมการของแมนนิง

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{ระบบเมตริก}) \quad \dots\dots\dots 5.2$$

ถ้าค่า n และ s คงที่ จะได้ว่า v จะมีค่าสูงสุดเมื่อ R มีค่าสูงสุด และ R จะมีค่าสูงสุดเมื่อ P มีค่าน้อยที่สุด เพราะ $R = \frac{A}{P}$

รูปตัดคลองที่จะให้ค่าของเส้นรอบรูปเปียก, P น้อยสุด เมื่อพื้นที่หน้าตัดมีค่าคงที่ คือ รูปครึ่งวงกลม แต่ในทางปฏิบัติการขุดคลองเป็นรูปครึ่งวงกลมทำได้ยาก โดยทั่ว ๆ ไปมักจะสร้างคลองเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู และบางครั้งอาจจะสร้างเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าหรือสามเหลี่ยม แต่ไม่ค่อยได้พบเห็นบ่อยนัก

สำหรับคลองหน้าตัดสี่เหลี่ยมคางหมู



$$A = (b + zy)y \quad \dots\dots\dots 5.3$$

$$b = \frac{A - zy^2}{y} \quad \dots\dots\dots 5.4$$

$$P = (b + 2y \sqrt{1 + z^2}) \quad \dots\dots\dots 5.5$$

เมื่อ A และ z มีค่าคงที่ ทำการดิฟเฟอเรนเชียล P เทียบกับ y จากสมการที่ 5.5

$$\begin{aligned} \frac{dP}{dy} &= \frac{d}{dy} (b + 2 \sqrt{1 + z^2} \cdot y) \\ &= \frac{d}{dy} \frac{(A - zy^2)}{y} + 2 \sqrt{1 + z^2} \end{aligned}$$

$$= -\frac{A}{y^2} - z + 2\sqrt{1+z^2} \dots\dots\dots 5.6$$

ทำการหา P ที่น้อยที่สุด เมื่อ $\frac{dP}{dy} = 0$ และแทนค่า A ด้วยสมการที่ 5.3

$$\begin{aligned} 0 &= -\frac{A}{y^2} - z + 2\sqrt{1+z^2} \\ &= \frac{-(b+zy)y}{y^2} - z + 2\sqrt{1+z^2} \\ b &= 2y(\sqrt{1+z^2} - z) \dots\dots\dots 5.7 \end{aligned}$$

เมื่อ A และ y มีค่าคงที่ ทำการดิฟเฟอเรนเชียล P เทียบกับ z จากสมการที่ 5.5

$$\begin{aligned} \frac{dP}{dz} &= \frac{d}{dz} (b + 2\sqrt{1+z^2} \cdot y) \\ \frac{dP}{dz} &= \frac{d}{dz} \frac{(A - zy^2)}{y} + \frac{d}{dz} (2y\sqrt{1+z^2}) \\ &= -y + 2y \frac{2z}{2\sqrt{1+z^2}} \\ &= -y + \frac{2zy}{\sqrt{1+z^2}} \dots\dots\dots 5.8 \end{aligned}$$

ทำการหา P ที่น้อยที่สุด เมื่อ $\frac{dP}{dz} = 0$ จะได้ว่า

$$\begin{aligned} 0 &= -y + \frac{2zy}{\sqrt{1+z^2}} \\ 2z &= \sqrt{1+z^2} \\ 4z^2 &= 1+z^2 \\ z &= \pm \frac{1}{\sqrt{3}} \dots\dots\dots 5.9 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tan \theta &= \frac{1}{z} = \pm \sqrt{3} \\ \theta &= 60^\circ \dots\dots\dots 5.10 \end{aligned}$$

แทนค่า z ลงในสมการที่ 5.7

$$b = 2y \left(\sqrt{1 + \frac{1}{3}} - \frac{1}{\sqrt{3}} \right)$$

$$b = \frac{2}{\sqrt{3}} y$$

$$\begin{aligned} R &= \frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1+z^2}} \\ &= \frac{\left(\frac{2}{\sqrt{3}} y + \frac{1}{\sqrt{3}} y\right)y}{\frac{2}{\sqrt{3}} y + (2 \times \frac{2}{\sqrt{3}} y)} \end{aligned}$$

$$R = \frac{y}{2} \dots\dots\dots 5.11$$

สำหรับคลองหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า จากสมการที่ 5.7, $z = 0$ จะได้ว่า

$$b = 2y \dots\dots\dots 5.12$$

$$\begin{aligned} R &= \frac{A}{P} \\ &= \frac{2y \times y}{2y + 2y} = \frac{y}{2} \dots\dots\dots 5.13 \end{aligned}$$

คุณสมบัติทางด้านชลศาสตร์ของคลองรูปต่าง ๆ ที่มีขนาดที่ตื้นที่สุดทางชลศาสตร์ ได้แสดงไว้ในตารางที่ 5.5 โดยปกติหลักการของหน้าตัดการไหลที่ตื้นที่สุดทางชลศาสตร์นำไปใช้ได้กับคลองประเภทไม่เกิดการกัดเซาะเท่านั้น ส่วนคลองประเภทเกิดการกัดเซาะต้องใช้หลักการของแรงดูดลาก (Tractive Force) ในการหาพื้นที่หน้าตัดที่เหมาะสม

ตารางที่ 5.5 หน้าตัดการไหลที่ค้ำที่สุดทางชลศาสตร์

หน้าตัดการไหล	พื้นที่หน้าตัด (A)	เส้นรอบ รูปเปียก (P)	รัศมี ชลศาสตร์ (R)	ความกว้าง ผิวอิสระ การไหล (B)	ความลึก ชลศาสตร์ (y^1)
รูปสี่เหลี่ยมคางหมูที่เกิดจาก ครึ่งหนึ่งของรูปหกเหลี่ยม	$1.73y^2$	$3.46y$	$\frac{y}{2}$	$2.31y$	$\frac{3}{4}y$
รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่เกิดจาก ครึ่งหนึ่งของรูปสี่เหลี่ยม จัตุรัส	$2y^2$	$4y$	$\frac{y}{2}$	$2y$	y
รูปสามเหลี่ยมที่เกิดจาก ครึ่งหนึ่งของรูปสี่เหลี่ยม จัตุรัส	y^2	$2.83y$	$0.354y$	$2y$	$\frac{1}{2}y$
ครึ่งวงกลม	$\frac{\pi y^2}{2}$	πy	$\frac{y}{2}$	$2y$	$\frac{\pi y}{4}$
พาราโบลา มี $B = 2\sqrt{2} y$	$1.89y^2$	$3.77y$	$\frac{y}{2}$	$2.83y$	$\frac{2y}{3}$

แต่อย่างไรก็ตามในบางครั้งอาจจะพบปัญหาที่จะออกแบบคลอง ให้มีหน้าตัดการไหลที่ดีที่สุดทางชลศาสตร์เหมือนดังที่ได้กล่าวมาแล้ว เนื่องจากปัญหาเรื่องความลาดเทด้านข้างของคลอง Kinori B.Z. (1970) ได้แนะนำหน้าตัดการไหลที่ดีที่สุดในทางปฏิบัติ (Optimum Cross-section) สำหรับสี่เหลี่ยมคางหมู ซึ่ง z มีค่าอยู่ระหว่าง 0 ถึง 6.0 ดังแสดงในตารางที่ 5.6

ตารางที่ 5.6 ความสัมพันธ์ต่าง ๆ ของคลองที่มีหน้าตัดสี่เหลี่ยมคางหมูที่ดีที่สุด ในทางปฏิบัติเมื่อกำหนดค่า z ให้

z	b/y^*	$\rho_y = \frac{y}{\sqrt{A}}$	$\rho_b = \frac{b}{\sqrt{A}}$	$\rho_B = \frac{B}{\sqrt{A}}$	$\rho_a = \frac{a}{\sqrt{A}}$	$\rho_P = \frac{P}{\sqrt{A}}$	$\rho_R = \frac{R}{\sqrt{A}}$
0.00	2.0000	0.7071	1.4142	1.4142	0.7071	2.8284	0.3536
0.50	1.2361	0.7590	0.9382	1.6972	0.8486	2.6352	0.3795
0.58	1.1521	0.7598	0.8754	1.7567	0.8784	2.6321	0.3799
1.00	0.8254	0.7396	0.6127	2.0919	1.0460	2.7044	0.3698
1.25	0.7016	0.7158	0.5022	2.2917	1.1459	2.7939	0.3579
1.50	0.6056	0.6891	0.4173	2.4846	1.2423	2.9021	0.3446
1.75	0.5309	0.6621	0.3515	2.6689	1.3345	3.0206	0.3311
2.00	0.4721	0.6361	0.3003	2.8444	1.4222	3.1446	0.3180
2.50	0.3852	0.5887	0.2268	3.1702	1.5851	3.3971	0.2944
3.00	0.3246	0.5487	0.1780	3.4690	1.7345	3.6467	0.2742
4.00	0.2462	0.4853	0.1195	4.0019	2.0010	4.1213	0.2426
5.00	0.1979	0.4386	0.0868	4.4728	2.2364	4.5597	0.2193
6.00	0.1654	0.4027	0.0666	4.8990	2.4495	4.9661	0.2013

หมายเหตุ

$$\frac{b}{Y} = 2[(1 + z^2)^{\frac{1}{2}} - z] \dots\dots\dots 5.14$$

$$\rho_Y = \frac{Y}{\sqrt{A}} = \frac{1}{[2\sqrt{1 + z^2} - z]^{\frac{1}{2}}} \dots\dots\dots 5.15$$

$$\rho_b = \frac{b}{\sqrt{A}} = \frac{2[\sqrt{1 + z^2} - z]}{[2\sqrt{1 + z^2} - z]^{\frac{1}{2}}} \dots\dots\dots 5.16$$

$$\rho_B = \frac{B}{\sqrt{A}} = \frac{2\sqrt{1 + z^2}}{[2\sqrt{1 + z^2} - z]^{\frac{1}{2}}} \dots\dots\dots 5.17$$

$$\rho_a = \frac{a}{\sqrt{A}} = \frac{\sqrt{1 + z^2}}{[2\sqrt{1 + z^2} - z]^{\frac{1}{2}}} = \frac{\rho_B}{2} \dots\dots\dots 5.18$$

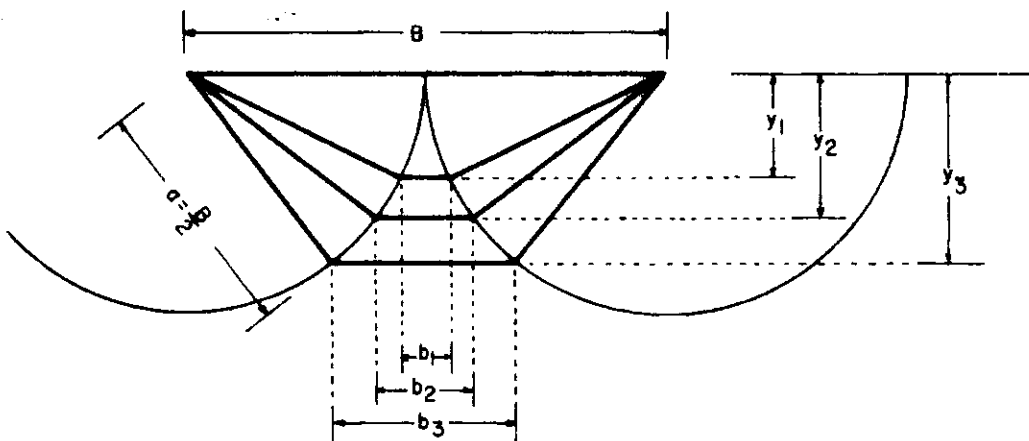
$$\rho_p = \frac{P}{\sqrt{A}} = 2[2\sqrt{1 + z^2} - z]^{\frac{1}{2}} = \frac{2}{\rho_Y} \dots\dots\dots 5.19$$

$$\rho_R = \frac{R}{\sqrt{A}} = \frac{1}{2[2\sqrt{1 + z^2} - z]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{\rho_p} \dots\dots\dots 5.20$$

$$= \frac{\rho_Y}{2}$$

ตารางที่ 5.6 สามารถเขียนเป็นรูปแสดงความสัมพันธ์ของขนาดคลอง ดังได้แสดงไว้

ข้างล่างนี้ และจะได้ว่า $R = \frac{Y}{2}$ และ $a = \frac{B}{2}$



5.5 การหาขนาดคลอง การหาขนาดของหน้าตัดคลองที่ไม่มีการกัดเซาะ สามารถสรุปขั้นตอนได้ดังต่อไปนี้

1) ทำการรวบรวมข้อมูล ประมาณค่าสัมประสิทธิ์ของความขรุขระ n และเลือกขนาดความลาดเทที่คลอง s

2) หาค่าแพคเตอร์หน้าตัดโดยใช้สมการ

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{1.49\sqrt{s}} \quad \dots \text{ระบบอังกฤษ} \dots \dots \dots 5.21ก$$

$$\text{หรือ} \quad AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{s}} \quad \dots \text{ระบบเมตริก} \dots \dots \dots 5.21ข$$

3) ถ้าต้องการหน้าตัดการไหลที่ดีที่สุดทางชลศาสตร์ ก็นำพจน์ของ A และ R จากตาราง 5.5 แทนค่าลงในสมการ 5.21 และแก้สมการหาค่า y

4) ในกรณีที่กำหนดค่า z เพื่อให้เหมาะสมกับสภาพแวดล้อมและการปฏิบัติ และต้องการให้คลองมีหน้าตัดการไหลที่ดีที่สุดในทางปฏิบัติ ก็ให้นำพจน์ของ A และ R จากตาราง 5.6 แทนค่าลงในสมการ 5.21 และแก้สมการหาค่า y

5) นอกจากหน้าตัดการไหลที่ดีที่สุดทางชลศาสตร์ และหน้าตัดการไหลที่ดีที่สุดในทางปฏิบัติ ยังมี การออกแบบคลองชลประทานโดยการกำหนดอัตราส่วนของ b/y หรือใช้สูตรที่ได้จากประสบการณ์ เพื่อให้ได้การออกแบบสัดส่วนคลองที่เหมาะสมกับสิ่งแวดล้อมและวัตถุประสงค์ของแต่ละแห่ง สูตรที่ใช้ในการออกแบบคลองมีดังต่อไปนี้

$$y = 0.5 \sqrt{A} \quad \dots \dots \dots 5.22$$

สำหรับกรณีทางน้ำที่มีหน้าตัดสี่เหลี่ยมคางหมู จะได้ว่า

$$\frac{b}{y} = 4-z \quad \text{หรือ} \quad 4-m \quad \dots \dots \dots 5.23$$

ในประเทศอินเดียใช้ $y = 0.577\sqrt{A}$ หรือ $\frac{b}{y} = 3 - z$ สำหรับคลองหน้าตัดสี่เหลี่ยมคางหมู โดย y มีหน่วยเป็นฟุต และ A มีหน่วยเป็นตารางฟุต

U.S.B.R. (1967) ให้ข้อเสนอแนะว่า สำหรับคลองดินให้ เลือกคลองที่มีพื้นที่หน้าตัด ที่มีค่าของอัตราส่วน $\frac{b}{y}$ ตั้งแต่ 2:1 สำหรับคลองขนาดเล็กไปจนถึง 8:1 สำหรับคลองขนาดใหญ่ ซึ่งมีความจุคลอง 280 ลบ.เมตรต่อวินาที ส่วนคลองคาคีให้ เลือกคลองที่มีพื้นที่หน้าตัดซึ่งมีค่าของอัตราส่วน

$\frac{b}{y}$ ตั้งแต่ 1 สำหรับคลองขนาดเล็กไปจนถึง 2 หรือมากกว่า สำหรับคลองขนาดใหญ่

- 6) ตรวจสอบความเร็วต่ำสุดของน้ำซึ่งจะไม่ทำให้เกิดการตกตะกอน
- 7) บวกค่าความสูงเพื่อล้นเข้ากับความลึกของน้ำ

ตัวอย่างที่ 5.1 คลองสายหนึ่งคาดด้วยคอนกรีต มีอัตราการไหล 25.0 ลบ.เมตรต่อวินาที ความลาดเทของคลอง 0.0004 จงหาหน้าตัดคลองที่ดีที่สุดในทางชลศาสตร์

วิธีทำ จากตารางที่ 4.3 คลองคาดด้วยคอนกรีตแบบธรรมดาที่อยู่ในสภาพดี จะมีค่า $n = 0.014$

$$AR^{2/3} = \frac{0.014 \times 25}{\sqrt{0.0004}}$$

$$AR^{2/3} = 17.5 \quad \dots \dots \dots (i)$$

จากตารางที่ 5.5 $A = \sqrt{3} y^2$ และ $R = \frac{1}{2}y$ แทนค่าลงในสมการ (i)

$$1.09y^{8/3} = 17.5$$

$$y = 2.83 \quad \text{เมตร} \quad \underline{\text{ตอบ}}$$

$$z = \frac{1}{\sqrt{3}} = 0.577 \quad \underline{\text{ตอบ}}$$

$$b = \frac{2}{\sqrt{3}} y = 1.154 \times 2.83$$

$$= 3.267 \quad \underline{\text{ตอบ}}$$

ตัวอย่างที่ 5.2 คลองรูปสี่เหลี่ยมคางหมูมีอัตราการไหล 8.5 ลบ.เมตร/วินาที $z = 3$ และสัมประสิทธิ์ของความขรุขระ n เท่ากับ 0.030 และ $s_0 = 0.0009$ จงหาขนาดของหน้าตัดที่ดีที่สุดในทางปฏิบัติ

วิธีทำ จากตารางที่ 5.6 เมื่อ $z = 3$ จะได้

$$\frac{b}{y} = 0.3246$$

$$b = 0.3246y$$

$$A = (b + zy)y$$

$$= (0.3246y + 3y)y = 3.3246y^2$$

$$\text{และ } R = y/2$$

จากสมการของแมนนิง

$$Q = \frac{1}{0.030} \times 3.3249y^2 (y/2)^{2/3} \sqrt{0.0009}$$

$$y^{8/3} = 4.0585$$

$$y = 1.69 \quad \text{เมตร}$$

$$b = 0.3246 \times 1.69 = 0.55 \quad \text{เมตร}$$

ตอบ

ตัวอย่างที่ 5.3 คลองที่มีหน้าตัดสี่เหลี่ยมคางหมู อัตราการไหล 50 ลบ.เมตรต่อวินาที และความลาดเทมากที่สุดที่ท้องคลองเท่ากับ 0.004 คิมบริเวณที่ขุดคลองเป็นดินแข็ง จงออกแบบคลองคอนกรีตที่ไม่เกิดการตกตะกอน

วิธีทำ กำหนดความลาดเทด้านข้างเท่ากับ 1:1 ฉะนั้น $z = 1$, n ของคอนกรีต = 0.013

(จากตารางที่ 4.3) จากสมการที่ 5.23 หาอัตราส่วน $\frac{b}{y} = 4 - 1 = 3.0$

$$AR^{2/3} = \frac{50 \times 0.013}{\sqrt{0.004}} = 10.277 \quad \dots\dots\dots (i)$$

$$A = (b + zy)y = 4y^2$$

$$R = \frac{4y^2}{b + 2.828y} = 0.686y$$

$$R^{2/3} = 0.778y^{2/3}$$

แทนค่าลงในสมการที่ (i)

$$3.112 y^{8/3} = 10.277$$

$$y = 1.57 \quad \text{เมตร}$$

$$b = 4.70 \quad \text{เมตร}$$

$$v = \frac{1}{0.013} 0.778 \times 1.57^{2/3} \times \sqrt{0.004}$$

$$= 5.11 \quad \text{เมตร/วินาที}$$

ซึ่งมากกว่า 0.9 เมตร/วินาที ซึ่งเป็นความเร็วต่ำสุดที่ยอมรับเพื่อไม่ให้เกิดการตกตะกอน กำหนดให้

ความสูงแผ่ล้น	F	=	0.90	เมตร
ความกว้างของกันคลอง	b	=	4.70	เมตร
ความลึกการไหล	y	=	1.57	เมตร
ความลาดเทด้านข้าง			1 : 1	

ข) คลองที่ถูกกักเข้แต่ไม่ตกตะกอน การไหลในคลองดินขึ้นอยู่กับแฟคเตอร์ทางกายภาพหลายอย่าง ความรู้เกี่ยวกับการออกแบบคลองดินในปัจจุบันก็ยังไม่เป็นที่แน่นอน สูตรของการไหลแบบ Uniform ที่ใช้ออกแบบคลองที่มีความมั่นคงก็ไม่พอเพียงสำหรับใช้ออกแบบคลองดิน เพราะความมั่นคงของคลองดินขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ทำคลอง นอกเหนือจากค่าชลศาสตร์ของการไหลในทางน้ำ

วิธีที่ใช้ในการออกแบบคลองมีอยู่ด้วยกันหลายวิธี แต่วิธีที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในปัจจุบันมีอยู่ด้วยกัน 2 วิธีคือ วิธีที่ใช้หลักการของแรงจุดลาก และวิธีที่ใช้หลักการของความเร็วสูงสุดที่ยอมรับได้ วิธีหลังใช้กันอย่างกว้างขวางในสหรัฐอเมริกา และวิธีแรกมีใช้กันอยู่บ้างในทวีปยุโรปบางประเทศ และ U.S.B.R. ก็ได้ทำการศึกษาและวิจัยอยู่

5.6 วิธีของเคนเนดี (Kennedy's method) นายเคนเนดีได้พัฒนาสูตรหาความเร็วของน้ำในคลองดิน เพื่อมิให้เกิดการกัดเข้และตกตะกอนขึ้น ดังสมการต่อไปนี้

$$v_o = cy^m \dots\dots\dots 5.24$$

เมื่อ v_o = ความเร็วของน้ำที่ไม่ทำให้เกิดการกัดเข้และการตกตะกอน หรือเรียกว่า ความเร็ววิกฤตของเคนเนดี มีหน่วยเป็นฟุตต่อวินาที

y = ความลึกของน้ำ มีหน่วยเป็นฟุต

c = ค่าสัมประสิทธิ์ ซึ่งขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ทำคลอง

= 0.56 สำหรับดินที่มีความละเอียดมาก

= 0.84 สำหรับดินทรายที่มีเนื้อละเอียด (Fine light sand soils)

= 0.92 สำหรับดินทรายที่มีเนื้อหยาบ (Coarse light sand soils)

= 1.01 สำหรับดินตะกอนที่ปนดินร่วนและดินทราย (Sandy loamy soils)

= 1.09 สำหรับดินตะกอนเนื้อหยาบ

$$\begin{aligned}
 m &= \text{เลขยกกำลังเปลี่ยนแปลงตามลักษณะของน้ำในคลอง} \\
 &= 0.64 \text{ สำหรับน้ำที่มีดินตะกอนเนื้อละเอียดมากผสมอยู่} \\
 &= 0.50 \text{ สำหรับน้ำที่ใส}
 \end{aligned}$$

สมการของเคนเนดีได้จากการวิเคราะห์ข้อมูลที่เกิดขึ้นรวบรวมจากคลองชลประทานขนาดใหญ่ในแคว้นปัญจาบ อินเดีย ได้เคยมีการใช้สมการของเคนเนดีกันอย่างแพร่หลายในหลายประเทศ แต่ปัจจุบันความนิยมได้ลดลงเนื่องจากมีสมการที่ดีกว่ามาแทน

5.7 วิธีของลาซี (Lacy's method) สมการของลาซีมีดังต่อไปนี้

$$\begin{aligned}
 V &= 1.17 f^{1/2} R^{1/2} \\
 P &= 2.67 Q^{1/2} \\
 R &= 0.47 Q^{1/3} / f^{1/3} \\
 S &= 0.000547 f^{5/3} / Q^{1/6}
 \end{aligned}$$

เมื่อ f เป็นแฟคเตอร์ของการตกตะกอน ซึ่งเท่ากับ $1.76 \sqrt{a_m}$ โดย a_m เป็นเส้นผ่าศูนย์กลางมัธยฐานของดินท้องคลอง มีหน่วยเป็นมิลลิเมตร

V เป็นความเร็วเฉลี่ยของการไหล มีหน่วยเป็นฟุตต่อวินาที P เป็นเส้นรอบรูปเปียก มีหน่วยเป็นฟุต R เป็นรัศมีชลศาสตร์มีหน่วยเป็นฟุต Q เป็นอัตราการไหลมีหน่วยเป็น ลบ.ฟุตต่อวินาที และ S คือความลาดเทของท้องคลอง

5.8 วิธีที่ใช้หลักการของความเร็วยุติที่ยอมให้ (Method of maximum permissible velocity)

ความเร็วดังกล่าวเป็นความเร็วยุติที่มีค่ามากที่สุดซึ่งจะไม่ทำให้เกิดการกัดเซาะต่อต้านข้างคลองและท้องคลอง ความเร็วนี้อาจมีค่าไม่แน่นอน ซึ่งส่วนใหญ่จะขึ้นอยู่กับชนิดของดิน โดยทั่วไปทางน้ำเก่าจะทนต่อความเร็วได้สูงกว่าทางน้ำที่เพิ่งขุดขึ้นใหม่ เพราะท้องคลองของคลองเก่าจะมีความมั่นคงดีกว่า โดยเฉพาะเมื่อมีการตกตะกอนของวัสดุพวกคอลลอยด์ (Colloidal Matter) ในสภาพเงื่อนไขต่าง ๆ ที่เหมือนกัน ความเร็วยุติที่ยอมให้ในคลองลึกจะมีค่ามากกว่าความเร็วยุติที่ยอมให้ในคลองตื้น สำหรับการไหลที่ปั่นป่วน (Turbulent flow) สมการของการกระจายความเร็วชี้ให้เห็นว่าความเร็วที่ใกล้ท้องคลองในคลองตื้นจะมีค่ามากกว่าความเร็วดังกล่าวในคลองลึก เมื่อความเร็วยุติของทั้งหน้าตัดมีค่าเท่ากัน ซึ่งเป็นผลให้การกัดเซาะเริ่มแรกในคลองตื้นเกิดขึ้นได้ง่ายกว่า

ในปี ค.ศ. 1925 นายฟอร์เทียร์ (Fortier) และนายสโคเบย์ (Scobey) ได้หาค่าของความเร็วสูงสุดที่ยอมให้ในคลองที่สร้างด้วยดินชนิดต่าง ๆ ดังแสดงในตารางที่ 5.7 ค่าในตารางเป็นค่าของคลองที่มีความคงตัวดี ความลาดตื้นน้อย และความลึกไม่เกิน 1 เมตร

ตารางที่ 5.7 ความเร็วสูงสุดที่ยอมให้ของนายฟอร์เทียร์และนายสโคเบย์

ชนิดของดิน	ความเร็วสูงสุดที่ยอมให้ (ม./วินาที)	
	น้ำใส Clean Water	น้ำขุ่น Water Containing Collids
ดินทรายละเอียดมาก	0.45	0.75
ดินร่วนปนทราย (Sandy Loam)	0.55	0.75
ดินร่วนปนดินตะกอน (Silty Loam)	0.60	0.90
ดินตะกอนลุ่มแม่น้ำปราศจากโคลลอยด์ (Alluvial Silt)	0.60	1.00
ดินเหนียวที่แน่นตัว (Dense Clay)	0.75	1.00
ดินเหนียวที่แข็ง (Hard Clay)	1.10	1.50
ดินเหนียวที่แข็งมาก (Very hard clay)	1.80	1.80
กรวดละเอียด (Fine gravel)	0.75	1.50
กรวดหยาบและกรวดขนาดปานกลาง	1.20	1.80
หิน	1.50	1.80

สิ่งที่ควรทราบในการนำค่าในตารางที่ 5.7 ไปใช้คือ

- 1) ถ้าความลึกของน้ำมากกว่า 1 เมตร ค่าความเร็วในตารางอาจจะเพิ่มขึ้นอีก 0.15 เมตร/วินาที และถ้ามีตะกอนหยาบแขวนลอยมากับน้ำ ความเร็วในตารางควรจะลดลง 0.15 เมตร/วินาที
- 2) ในคลองที่มีอัตราการไหลมากแต่เกิดในระยะเวลาน้ำขึ้น และเกิดขึ้นไม่บ่อยนัก ความเร็วในตารางอาจเพิ่มได้อีก 30 %

ในปี พ.ศ. 1936 นักวิทยาศาสตร์รัสเซียได้หาความเร็วสูงสุดที่ยอมรับสำหรับดิน 2 กลุ่ม คือ ดินที่เกาะตัว (cohesive soil) และดินที่ไม่เกาะตัว (non-cohesive soil) สำหรับดินกลุ่มแรกความเร็วจะขึ้นอยู่กับความหนาแน่นและลักษณะเนื้อดิน สำหรับดินกลุ่มที่สองความเร็วจะขึ้นอยู่กับขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางมัธยฐานของอนุภาคดิน (d_{50}) ในตารางที่ 5.8 และ 5.9 แสดงความเร็วของน้ำสูงสุดที่ยอมรับสำหรับคลองที่ทำจากดินประเภทเกาะตัว และประเภทไม่เกาะตัวตามลำดับ และยังใช้สำหรับคลองที่มีแนวตรงและความลึกของน้ำเท่ากับ 1.00 เมตรเท่านั้น ในกรณีที่คลองมีความลึกของน้ำไม่เท่ากับหนึ่งเมตร ให้ใช้ค่าปรับแก้ซึ่งอยู่ในตารางที่ 5.10 ไปคูณค่าความเร็วในตารางที่ 5.8 หรือ 5.9 และในกรณีที่แนวคลองมีความคดเคี้ยวให้ใช้ค่าปรับแก้ในตารางที่ 5.11

ตารางที่ 5.8 ความเร็วสูงสุดที่ยอมรับในคลองที่ทำจากดินประเภทเกาะตัว (Cohesive soil), แนวคลองตรงและความลึกของน้ำเท่ากับ 1.00 เมตร

จำนวนเปอร์เซ็นต์ของ อนุภาคดิน			ความหนาแน่น (ตัน/ลบ.เมตร)			
น้อยกว่า 0.005 มิลลิเมตร	0.005-0.05 มิลลิเมตร		น้อยกว่า			
			1.2	1.2-1.7	1.7-2.0	2.0-2.15
30-50	70-50	Heavy sandy clay	0.40	0.85	1.20	1.70
20-30	80-70	Lean sandy clay	0.40	0.8	1.10	1.60
10-20	90-80	Well settled loess	-	0.70	1.00	1.30

ตารางที่ 5.9 ความเร็วสูงสุดที่ยอมให้ในคลองที่ทำด้วยดินประเภทไม่เกาะตัว (Non-cohesive soil)

ชนิดของดิน	ขนาดของอนุภาค (มม.)	ความเร็วการไหลสูงสุด (ม./วินาที)
ตะกอนทรายละเอียด (fine silt)	0.005	0.20
ตะกอนทรายหยาบ, ทรายละเอียด (coarse silt, fine sand)	0.05	0.30
ทรายละเอียด (fine sand)	0.25	0.45
ทรายขนาดปานกลาง (medium sand)	1.00	0.60
ทรายหยาบ (coarse sand)	2.50	0.75
ทรายหยาบ, กรวดละเอียด (coarse sand, fine gravel)	5.00	0.85
กรวด (gravel)	10.0	1.05
กรวด (gravel)	15.0	1.20
กรวด (gravel)	25.0	1.45
กรวด (gravel)	40.0	1.85
กรวดและหิน (gravel and stones)	75.0	2.40
หิน (stones)	100.0	2.80
หิน (stones)	150.0	3.35
หิน (stones)	200.0	3.80
หิน (stones)	300.0	4.35

ตารางที่ 5.10 ค่าปรับแก้ของความเร็วสูงสุดที่ยอมให้เมื่อความลึกของน้ำไม่เท่ากับ 1.00 เมตร

ความลึกการไหล (เมตร)	0.3	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
ค่าปรับแก้	0.8	0.9	0.95	1.0	1.1	1.15	1.2	1.25

ตารางที่ 5.11 ค่าปรับแก้ของความเร็วสูงสุดที่ยอมให้เมื่อแนวทางน้ำคเคี้ยว

ลักษณะทางน้ำ	ค่าปรับแก้
ตรง (straight)	1.00
โค้งน้อย (slightly curved)	0.95
โค้งปานกลาง (moderately curved)	0.87
โค้งมาก (highly curved)	0.78

ถ้าต้องการออกแบบคลองที่มีหน้าตัดสี่เหลี่ยมคางหมู โดยวิธีที่ใช้หลักการของความเร็วสูงสุดที่ยอมให้ ควรค่าเป็นตามขั้นตอนต่อไปนี้

- 1) วิเคราะห์หาชนิดของดินที่ใช้ทำคลอง
- 2) ประมาณหาค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ n และความลาดเทด้านข้าง z
- 3) หาค่าความเร็วสูงสุดที่ยอมให้จากตาราง 5.7 หรือ 5.8 หรือ 5.9
- 4) คำนวณหาค่า R จากสูตรของแมนนิง
- 5) คำนวณหาค่าพื้นที่หน้าตัดคลองจากอัตราการไหลที่กำหนดให้ และความเร็วสูงสุดที่ยอมให้

หรือ $A = Q/V$

- 6) คำนวณหาค่าของ P หรือ $P = A/R$
- 7) ใช้ค่าของ A และ P แก่สมการหาค่า b และ y
- 8) กำหนดค่าความสูงเพื่อสันของคลอง และทำการปรับขนาดของหน้าตัดคลองให้เหมาะสม

กับการก่อสร้าง

5.9 วิธีที่ใช้หลักการของแรงฉุดลาก (Method of tractive force)

ขณะที่น้ำไหลในทางน้ำเปิด จะเกิดมีแรงมากระทำต่ออนุภาคของดินตามทิศทางการไหลของน้ำ ถ้าแรงมีขนาดมากพอจะทำให้อนุภาคของดินทั้งบนความลาดเทด้านข้างและท้องคลองเคลื่อนที่ เรียกแรงดังกล่าวว่า แรงฉุดลาก (tractive force) สำหรับการไหลแบบ Uniform แรงฉุดลากมีค่าเท่ากับน้ำหนักของน้ำตามทิศทางการไหลหรือเท่ากับ $wALS$ โดย w (หรือ γ) เป็นความหนาแน่นของน้ำ, A เป็นพื้นที่หน้าตัดการไหล, L เป็นความยาวของช่วงทางน้ำ และ S เป็นความลาดเทท้องคลอง ดังนั้นค่าเฉลี่ยของแรงฉุดลากต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่ของผิวคลองที่สัมผัสน้ำ หรือเรียกว่าแรงฉุดลากหนึ่งหน่วย τ_o มีค่าเท่ากับ $wALS/PL = wRS$ โดย P เป็นเส้นรอบรูปเปียก และ R เป็นรัศมีชลศาสตร์

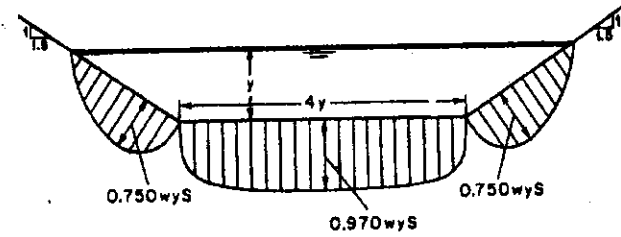
$$\tau_o = wRS \dots\dots\dots 5.25$$

ในทางน้ำเปิดที่มีขนาดกว้าง ค่าของ R มีค่าเท่ากับ y โดยประมาณ ฉะนั้นจะได้

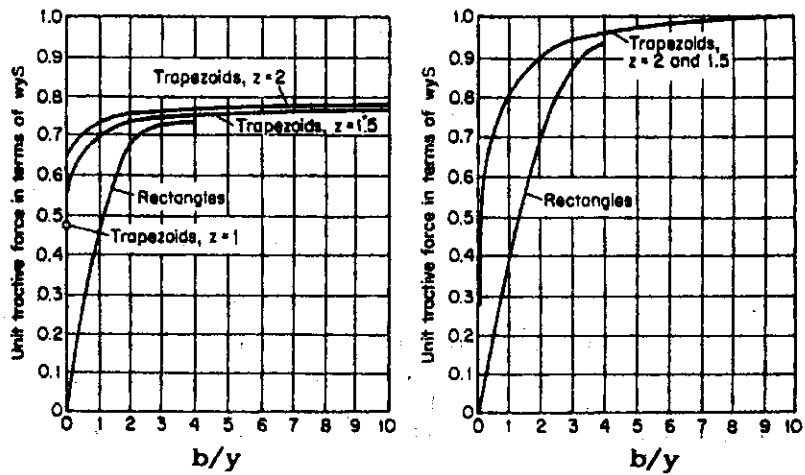
$$\tau_o = wys \dots\dots\dots 5.26$$

การกระจายของแรงฉุดลากหนึ่งหน่วยจะไม่สม่ำเสมอตลอดเส้นรอบรูปเปียกของหน้าตัด (ยกเว้นทางน้ำเปิดที่มีขนาดกว้าง) วิศวกรของ U.S.B.R. ได้ทำการวิจัยการกระจายของแรงฉุดลากในทางน้ำที่มีหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมคางหมู, สี่เหลี่ยมผืนผ้า และสามเหลี่ยม และการกระจายของแรงฉุดลากในทางน้ำหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมคางหมูได้แสดงไว้ให้เห็นในรูปที่ 5.2 การกระจายจะเปลี่ยนแปลงตามรูปร่างของหน้าตัด แต่จะไม่เปลี่ยนแปลงตามขนาด รูปที่ 5.3 แสดงแรงฉุดลากหนึ่งหน่วยสูงสุดที่เกิดขึ้นบนความลาดเทด้านข้างและท้องทางน้ำ สำหรับใช้ในการออกแบบคลอง โดยทั่วไปทางน้ำหน้าตัดสี่เหลี่ยมคางหมูจะมีค่า τ_o ของท้องทางน้ำใกล้เคียงกับค่าของ $0.97 wys$ และค่า τ_o ของความลาดเทด้านข้างใกล้เคียงกับค่าของ $0.76 wys$

5.9.1 อัตราส่วนของแรงฉุดลาก เมื่อพิจารณาอนุภาคของดินบนความลาดเทด้านข้าง (ในรูปที่ 5.4) ของคลอง ขณะที่น้ำไหล จะเห็นว่ามีแรงอยู่ 2 แรงที่พยายามจะทำให้ดินเคลื่อนที่คือ แรงฉุดลากที่เกิดจากการไหลของน้ำ $a\tau_s$ และแรงย่อยของแรงดึงดูดโลกที่กระทำต่ออนุภาคดิน $w_s \sin \theta$ โดย a เป็นพื้นที่ประสิทธิผลของอนุภาคดิน, τ_s เป็นแรงฉุดลากหนึ่งหน่วยบนความลาดเทด้านข้างคลอง, w_s เป็นน้ำหนักของอนุภาคดินในน้ำ และ θ เป็นมุมของความลาดเทด้านข้าง แรงลัพธ์ของแรง 2 แรงดังกล่าวคือ



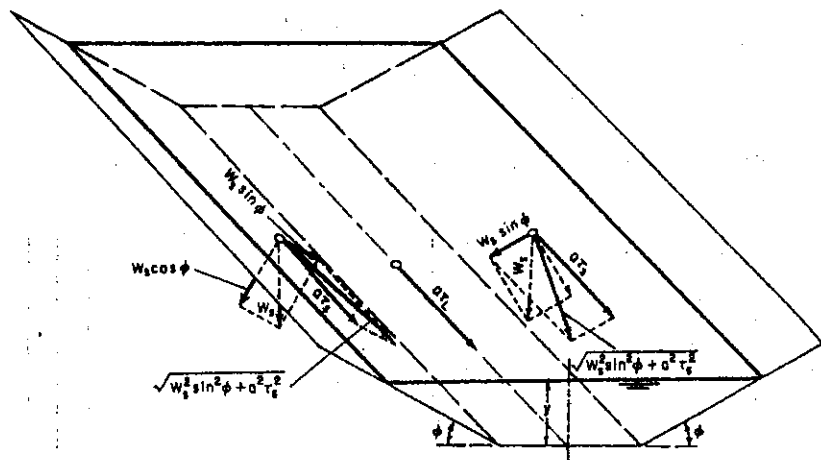
รูปที่ 5.2 การกระจายของแรงจุดลากในคลองที่มีหน้าตัดสี่เหลี่ยมคางหมู



ตามความลาดเทด้านข้าง

ตามท้องคลอง

รูปที่ 5.3 แรงจุดลากหนึ่งหน่วยสูงสุดในพจน์ของ ws



รูปที่ 5.4 การวิเคราะห์แรงที่กระทำต่ออนุภาคของดินตามผิวของทางน้ำ

$$\sqrt{w_s^2 \sin^2 \theta + a^2 \tau_s^2}$$

เมื่อแรงลัพธ์นี้มีค่ามาก อนุภาคของดินจะเคลื่อนที่

ตามหลักการของกลศาสตร์ เมื่ออนุภาคดินจะเริ่มเคลื่อนที่ แรงต้านทานการเคลื่อนที่ของอนุภาคดินจะมีค่าเท่ากับแรงที่พยายามจะทำให้อนุภาคดินเริ่มเคลื่อนที่ แรงต้านทานดังกล่าวมีค่าเท่ากับ $w_s \cos \theta$ คูณด้วยสัมประสิทธิ์ของแรงเสียดทานหรือ $\tan \theta$ โดย θ เป็นมุมของการทรงตัวของดิน ดังนั้นจะได้

$$w_s \cos \theta \tan \theta = \sqrt{w_s^2 \sin^2 \theta + a^2 \tau_s^2} \dots\dots\dots 5.27$$

ในทำนองเดียวกัน เมื่ออนุภาคดินบนท้องคลองเริ่มจะเคลื่อนที่ เนื่องจากแรง $a\tau_L$ จะได้

$$w_s \tan \theta = a\tau_L \dots\dots\dots 5.28$$

$$\tau_L = \frac{w_s}{a} \tan \theta \dots\dots\dots 5.29$$

จากสมการ 5.27
$$\tau_s = \frac{w_s}{a} \cos \theta \tan \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \theta}} \dots\dots\dots 5.30$$

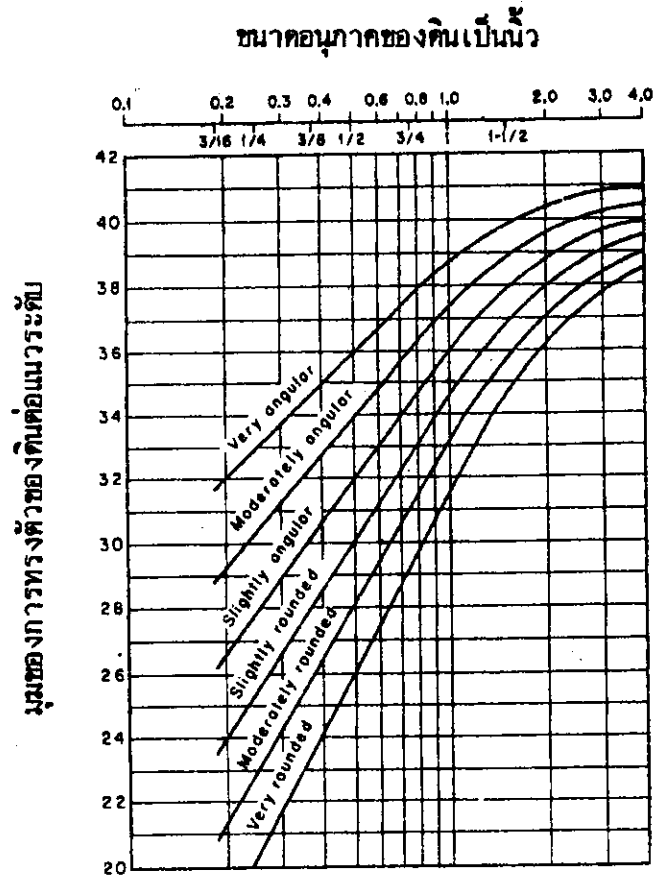
หารสมการที่ 5.30 ด้วยสมการที่ 5.29 จะได้

$$K = \frac{\tau_s}{\tau_L} = \cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \theta}} \dots\dots\dots 5.31$$

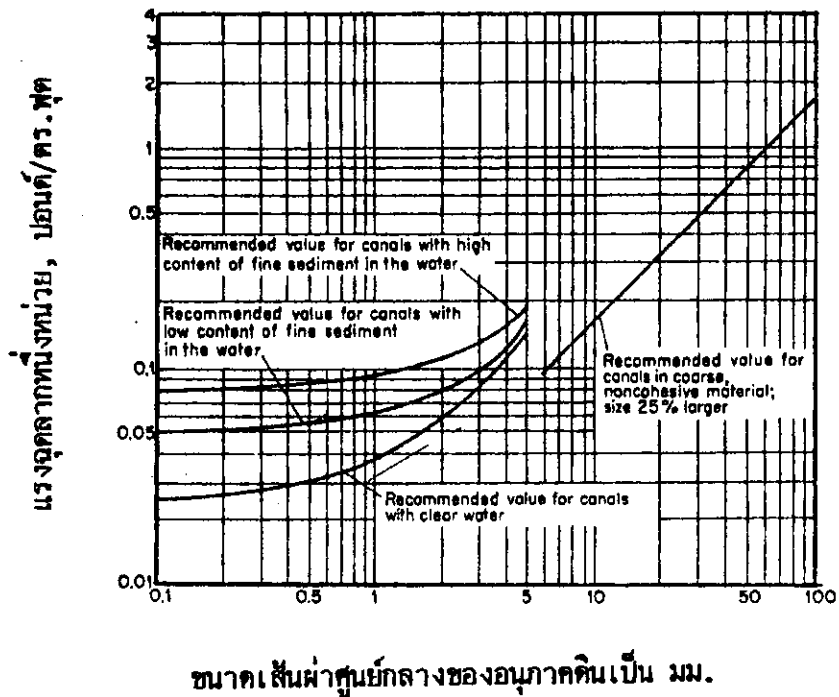
ทำสมการที่ 5.31 ให้อยู่ในรูปที่ง่าย จะได้

$$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \theta}} \dots\dots\dots 5.32$$

เราเรียกอัตราส่วนของ τ_s และ τ_L หรือ K ว่า อัตราส่วนของแรงฉุดลาก ซึ่งเป็นอัตราส่วนที่สำคัญที่ใช้ในการออกแบบ สำหรับดินที่เกาะตัวกันและดินที่ไม่เกาะตัวกันแต่มีเม็ดละเอียด แรงเกาะตัวกัน (Cohesive force) จะมีค่ามากกว่าแรงย่อยของแรงดึงดูดของโลก ดังนั้นในการวิเคราะห์เราไม่ต้องนำแรงย่อยของแรงดึงดูดของโลกมาเกี่ยวข้องได้ ด้วยเหตุผลดังกล่าว เราจะพิจารณามุมของการทรงตัวของดินที่ไม่เกาะตัวกันแต่มีเม็ดหยาบเท่านั้น ตามผลการวิจัยของ U.S.B.R มุมของการทรงตัวจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามขนาดและเหลี่ยม (angularity) ของเม็ดดิน รูปที่ 5.5 ซึ่ง



รูปที่ 5.5 มุมการทรงตัวของดินที่ไม่เกาะตัวกัน (U.S.B.R.)



รูปที่ 5.6 แรงดูดลากหนึ่งหน่วยสูงสุดที่ยอมรับได้เกิดขึ้นได้ในคลองที่เป็นดินประเภทไม่เกาะตัวกัน (U.S.B.R.)

ใช้ในการออกแบบคลอง แสดงค่ามุมของการทรงตัวของดินที่ไม่เกาะตัวกันที่มีขนาดตั้งแต่ 0.2 นิ้วขนาดตั้งกล่าวเป็นขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของอนุภาคดินที่เล็กกว่าขนาดของเม็ดดินที่มีน้ำหนักรวมกันเท่ากับ 25 % ของน้ำหนักทั้งหมด (d_{25})

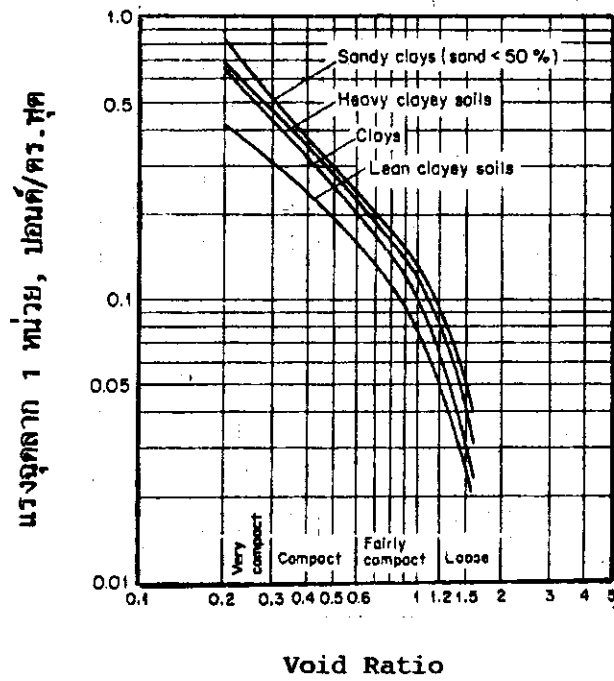
5.9.2 แรงฉุดลากวิกฤต (Critical tractive force หรือ Permissible unit tractive force) เป็นแรงฉุดลากหนึ่งหน่วยสูงสุดที่จะไม่ทำให้อนุภาคของดินที่ห้องคลองมีการเคลื่อนที่ ผลการทดลองชี้ให้เห็นว่าคลองที่ห่างจากดินเนื้อหยาบที่ไม่เกาะตัวกันจะทนต่อแรงฉุดลากวิกฤตได้มากกว่าค่าที่วัดได้ในห้องทดลอง ทั้งนี้เพราะว่าน้ำและดินในคลองที่อยู่ตามสภาพธรรมชาติ จะมีจำนวนของสารพวกโคลลอยด์และสารพวกอินทรีย์วัตถุอยู่เล็กน้อย ซึ่งทำให้เกิดพลังของการยึดเกาะได้ดีขึ้น และเหตุผลอีกอย่างหนึ่งก็คือการออกแบบที่ยอมให้อนุภาคดินเคลื่อนที่ได้เล็กน้อยโดยไม่เกิดอันตรายต่อความมั่นคงของคลอง บางครั้งแรงฉุดลากที่ใช้ในการออกแบบอาจจะมีค่าน้อยกว่าแรงฉุดลากวิกฤต

การหาแรงฉุดลากสูงสุดที่ยอมให้เกิดได้ในคลอง ได้พิจารณาขนาดของอนุภาคดินสำหรับดินที่ไม่เกาะตัวกัน และพิจารณาการอัดตัวแน่นหรืออัตราส่วนช่องว่าง (void ratio) สำหรับดินที่เกาะตัว ค่าแรงฉุดลากสูงสุดที่ยอมให้ถูกหาได้จากเงื่อนไขดังต่อไปนี้

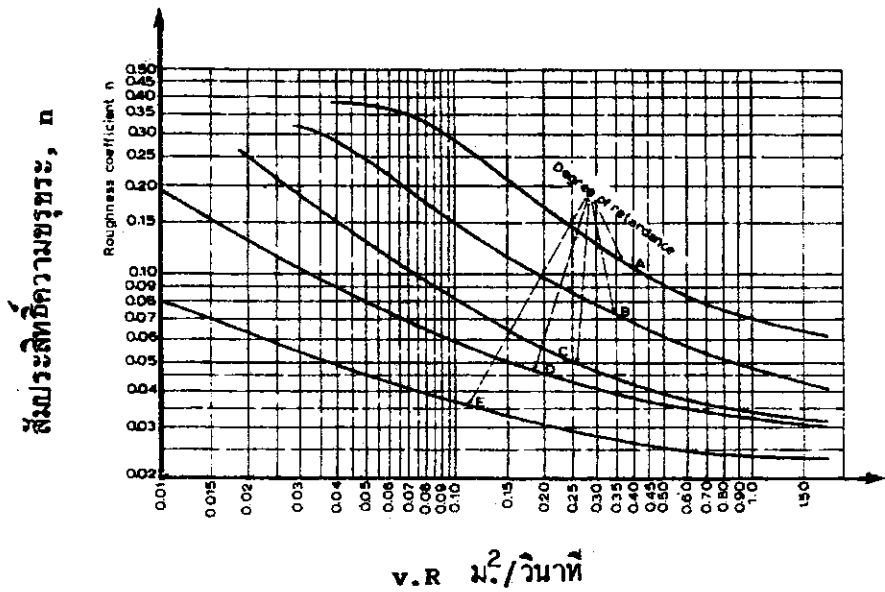
ดินเนื้อหยาบที่ไม่เกาะตัวกันแต่ใช้ค่าแฟกเตอร์ความปลอดภัย U.S.B.R ได้แนะนำค่าของแรงฉุดลากสูงสุดที่ยอมให้ (หน่วย ปอนด์ต่อตารางฟุต) ควรมีค่าเท่ากับ 0.4 เท่าของค่าเส้นผ่าศูนย์กลางของอนุภาคดิน ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางตั้งกล่าวจะต้องเป็นขนาดที่เล็กกว่าขนาดของดินที่มีน้ำหนักรวมกันเท่ากับ 25 % ของน้ำหนักทั้งหมด ค่าแนะนำจะแสดงด้วยกราฟเส้นตรงในรูปที่ 5.6

สำหรับดินเนื้อละเอียดที่ไม่เกาะตัวกัน ได้พิจารณาขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางที่ 50 % ของน้ำหนักทั้งหมด และกราฟทั้งสามเส้นในรูปที่ 5.6 ใช้สำหรับ (1) คลองที่มีตะกอนเนื้อละเอียดผสมอยู่ในน้ำเป็นจำนวนมาก (2) คลองที่มีตะกอนเนื้อละเอียดผสมอยู่ในน้ำเป็นจำนวนน้อย (3) คลองที่มีน้ำใส สำหรับดินที่เกาะตัวกัน, ค่าของแรงฉุดลากสูงสุดที่ยอมให้เกิดขึ้นได้ในคลองได้จากการเปลี่ยนค่าของความเร็วสูงสุดที่ยอมให้ และได้แสดงไว้ในรูปที่ 5.7

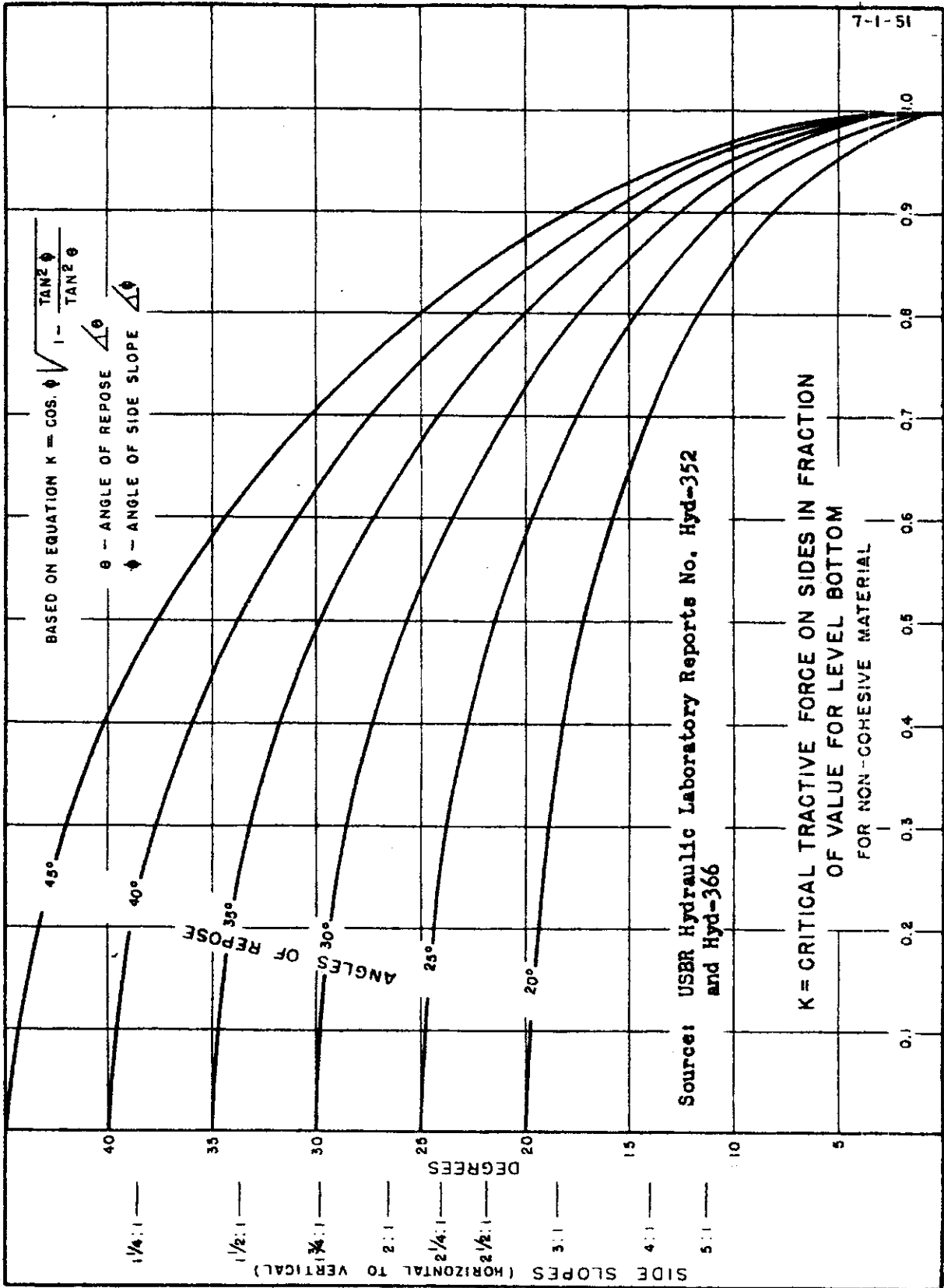
ค่าของแรงฉุดลากที่กล่าวข้างต้นเป็นของคลองที่มีแนวตรง ถ้าเป็นคลองที่มีแนวคดเคี้ยว ค่าแรงฉุดลากควรจะลดลงตามตารางที่ 5.12



รูปที่ 5.7 แรงจูงกลากหนึ่งหน่วยสูงสุดที่ยอมรับได้เกิดขึ้นได้ในคลองที่เป็นดินประเภทเกาะตัวกัน



รูปที่ 5.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง n และ vR ในคลองที่มีหินหรือหญ้าขึ้นปกคลุม



รูปที่ 5.8 ค่าอัตราส่วนของแรงอุตสาหกรรม, K, ของดินที่ไม่เกาะตัวกัน

ตารางที่ 5.12 เปอร์เซนต์ของแรงดุดลากวิกฤตที่ใช้กับแนวคลองที่คดเคี้ยว

ระดับของความคดเคี้ยว	เปอร์เซนต์ของแรงดุดลากเมื่อเปรียบเทียบกับ คลองที่มีแนวตรง
แนวคลองตรง	100
แนวคลองคดเคี้ยวเล็กน้อย	90
แนวคลองคดเคี้ยวปานกลาง	75
แนวคลองคดเคี้ยวมาก	60

ขั้นแรกของการออกแบบคลองที่ถูกกักเซาะได้โดยวิธีที่ใช้หลักการของแรงดุดลาก ประกอบด้วย การเลือกใช้น้ำขนาดของคลอง ซึ่งอาจจะได้จากประสบการณ์ หรือจากการเก็บตัวอย่างดินไปวิเคราะห์ในห้องทดลองเพื่อหาคุณสมบัติที่ต้องการ จากข้อมูลที่ให้ทำการตรวจสอบหน้าตัดคลองโดยวิธีของแรงดุดลาก สำหรับคลองที่ขุดลงในดินที่ไม่เกาะตัวกัน แรงที่จะทำให้อนุภาคดินกลิ้งลงมาจากความลาดเทด้านข้างควรจะได้รับพิจารณาเพิ่มเติมจากผลของการกระจายของแรงดุดลาก ส่วนในดินที่เกาะตัวกัน ไม่ต้องนำแรงดังกล่าวมาพิจารณา

ตัวอย่างที่ 5.4 จงออกแบบคลองดินที่มีหน้าตัดสี่เหลี่ยมคางหมู อัตราการไหลเท่ากับ 400 ลบ.ฟุต/วินาที และความลาดเทของคลอง 0.0016 คลองถูกขุดลงในดินที่ประกอบไปด้วยกรวดหยาบที่ไม่มีพวกคอลลอยด์ และ 25 % เป็นกรวดที่มีขนาด 1.25 นิ้วหรือมากกว่า ค่าสัมประสิทธิ์ของแมนนิงเท่ากับ 0.025

วิธีทำ สำหรับคลองที่มีหน้าตัดสี่เหลี่ยมคางหมู แรงดุดลากหนึ่งหน่วยสูงสุดที่ความลาดเทด้านข้างจะมีค่าน้อยกว่าแรงดังกล่าวที่ห้องคลอง ดังนั้นเราจึงใช้แรงดุดลากหนึ่งหน่วยสูงสุดที่ความลาดเทด้านข้างเป็นตัวกำหนดในการออกแบบ

ก. หาขนาดคลอง : สมมติความลาดเทด้านข้าง 1:2 หรือ $z = 2$ และอัตราส่วน $b/y = 5.0$ จากรูปที่ 5.3 จะได้แรงดุดลากหนึ่งหน่วยสูงสุดที่ความลาดเทด้านข้าง

$$\tau_{cs} = 0.775 \, w y S$$

$$= 0.775 \times 62.4 \times 0.0016 y = 0.078 y \text{ ปอนด์/ตร.ฟุต} \dots\dots (i)$$

จากรูปที่ 5.5, ขนาดของอนุภาคดิน 1.25 นิ้ว และดินมีลักษณะกลมมาก จะได้มุมของการทรงตัว $\phi = 33.5^\circ$ แทนค่า $\delta = 26.5^\circ$ (เมื่อ $z = 2$) และ $\phi = 33.5^\circ$ ลงในสมการที่ 5.32

$$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 26.5^\circ}{\sin^2 33.5^\circ}} = 0.587$$

จากรูปที่ 5.6 หรือจากการคำนวณเพื่อหาค่าแรงดุดลากมากที่สุดที่ยอมให้เกิดขึ้นได้ที่ห้องคลอง

$$\tau_L = 0.4 \times 1.25 = 0.50 \quad \text{ปอนด์/ตร.ฟุต}$$

$$\therefore \tau_s = K\tau_L = 0.587 \times 0.50 = 0.294 \quad \text{ปอนด์/ตร.ฟุต}$$

แทนค่า τ_s ลงในสมการที่ (i)

$$0.078y = 0.294$$

$$y = 3.77 \quad \text{ฟุต}$$

$$b = 3.77 \times 5 = 18.85 \quad \text{ฟุต}$$

$y = 3.77$ ฟุต และ $b = 18.85$ ฟุต จะได้ $A = 99.5$ ตร.ฟุต และ $R = 2.79$ ฟุต

$$Q = \frac{1.49}{0.025} (99.5)(2.79)^{2/3} \sqrt{0.0016} = 470 \quad \text{ลบ.ฟุต/วินาที}$$

ถ้าทำการสมมติอัตราส่วน $b/y = 4.1$ และทำการคำนวณใหม่ จะได้ $y = 3.82$ ฟุต $b = 15.66$ ฟุต และ $Q = 414$ ลบ.ฟุต/วินาที ซึ่งใกล้เคียงกับ 400 ลบ.ฟุต/วินาทีมากกว่า

ข. ตรวจสอบค่า τ_L ที่เกิดขึ้นจริง จากรูปที่ 5.3 เมื่อ $z = 2$ และ $b/y = 4.1$ จะได้

$$\begin{aligned} \tau_L &= 0.97 wyS = 0.97 \times 62.4 \times 3.82 \times 0.0016 \\ &= 0.370 \quad \text{ปอนด์/ตร.ฟุต} \end{aligned}$$

น้อยกว่า 0.50 ปอนด์/ตร.ฟุต

ตัวอย่างที่ 5.5 จงออกแบบคลองที่มีหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ถูกขุดลงในดินทรายบนดินตะกอน (silty sand) ซึ่งมีแรงฉุดลากวิกฤตที่ท้องคลองเท่ากับ 2.4 นิวตัน/ตร.ม. และมุมของแรงเสียดทานเท่ากับ 30° ความจุของคลองเท่ากับ 10 ลบ.เมตร/วินาที ความลาดเทท้องคลอง 1:10000 ความลาดเทด้านข้าง 1:2 และ $n = 0.02$

วิธีทำ

$$\begin{aligned}\tau_s &= K\tau_L \\ &= 2.4 \sqrt{1 - \frac{\sin^2(26.565^\circ)}{\sin^2(30^\circ)}}\end{aligned}$$

$$\tau_s = 1.073 \quad \text{นิวตัน/ตร.เมตร}$$

โดยทั่วไปเราอาจจะใช้แรงฉุดลากหนึ่งหน่วยสูงสุดที่ท้องคลอง และที่ความลาดเทด้านข้างเท่ากับ 0.97 w_ys และ 0.76 w_ys ตามลำดับ ฉะนั้นจะได้ว่า

$$0.76 w_{y_s} = 1.073$$

$$y = \frac{1.073}{0.76 \times 1000 \times 9.81 \times 0.0001}$$

$$y = 1.44 \quad \text{เมตร}$$

แทนค่าลงในสมการแมนนิง

$$10 = \frac{(b+2y)y}{n} \left[\frac{(b+2y)y}{b+2y \sqrt{5}} \right]^{2/3} s^{1/2}$$

$$10 = \frac{(b+2.88)1.44}{0.02} \left[\frac{(b+2.88)1.44}{b+6.44} \right]^{2/3} \sqrt{0.0001}$$

แก้สมการโดยวิธีการสมมติ

b (เมตร)	1	2	4	8	10	12
ขวามือของสมการ	2.31	3.11	4.78	8.27	10.05	11.84

นำค่าในตารางไปพล็อตกราฟ สามารถหา b ได้เท่ากับ 9.95 เมตร ทำการตรวจสอบค่าของแรงฉุดลากหนึ่งหน่วยสูงสุด จากรูปที่ 5.3 เมื่อ $b/y = 9.95/1.44 = 6.91$ จะได้ τ_s มากกว่า 0.76 w_ys และทำการตรวจสอบ $\tau_L = 0.97 \times 1000 \times 9.81 \times 1.44 \times 0.0001 = 1.37$ ซึ่งน้อยกว่า 2.4 นิวตัน/ตร.เมตร แสดงว่าขนาดของคลองที่คำนวณได้ถูกต้องและมีความปลอดภัยต่อการถูกกัดเซาะ

ก. ทางน้ำที่คาดด้วยพีชหรือหญ้า

พีชหรือหญ้าที่ขึ้นบนด้านข้างหรือพื้นคลอง ไม่ว่าจะเกิดขึ้นเองตามธรรมชาติหรือปลูกก็ตาม ย่อมก่อให้เกิดผลกระทบต่อทางน้ำและการไหลหลายประการดังนี้

- 1) ลดหน้าตัดการไหลลง
- 2) กีดขวางการเคลื่อนตัวของตะกอนที่มากับน้ำ ทำให้ตะกอนตกจมหรือติดอยู่ เป็นผล

ให้หน้าตัดการไหลลดลง

3) เปลี่ยนแปลงค่า n ของทางน้ำ ค่า n จะเพิ่มขึ้นหรือลดลงก็ขึ้นอยู่กับชนิดและความสูงของพีช

- 4) ป้องกันการกัดเซาะเนื่องจากรากพีชช่วยยึดดิน
- 5) ลดการปั่นป่วนของน้ำใกล้ผิวดิน จึงช่วยลดการกัดเซาะอีกเช่นกัน

5.10 ลักษณะชลศาสตร์ของทางน้ำที่ปกคลุมด้วยพีช

ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของแมนนิง เปลี่ยนแปลงตามชนิดและความสูงของพีช รูปร่างหน้าตัดและความลึกของน้ำ จากการทดลองได้พบความสัมพันธ์ดังต่อไปนี้

$$n = f(vR)$$

เมื่อ R เป็นรัศมีชลศาสตร์ของทางน้ำ และ v เป็นความเร็วเฉลี่ย ความสัมพันธ์ดังกล่าวเป็นลักษณะเฉพาะของพีชแต่ละชนิด และแทบจะไม่ขึ้นอยู่กับรูปร่างและความลาดเทของทางน้ำ ได้มีการแบ่งระดับของความต้านทานต่อการไหลของพีชออกเป็น 5 ระดับ ดังนี้

ระดับ	ความต้านทานการไหล
A	สูงมาก
B	สูง
C	ปานกลาง
D	ต่ำ
E	ต่ำมาก

ระดับของความต้านทานการไหลขึ้นอยู่กับความสูงของพีชและความหนาแน่นของพีช ตามตารางที่ 5.13

ตารางที่ 5.13 ระดับของความต้านทานการไหลของพีชตามความสูง
และความหนาแน่น

ระดับ	ความสูงเฉลี่ยของพีช (เซนติเมตร)	ความหนาแน่น
A	มากกว่า 75	ดี
B	25 - 60	ดี
C	15 - 25	ดี
D	5 - 15	ดี
E	น้อยกว่า 5	ดี
B	มากกว่า 75	ปานกลาง
C	25 - 60	ปานกลาง
D	15 - 25	ปานกลาง
D	5 - 15	ปานกลาง
E	น้อยกว่า 5	ปานกลาง

กราฟรูปที่ 5.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง n กับ v_R ของพีชที่มีความต้านทานการไหลในระดับต่าง ซึ่งได้จากการทดลองในสหรัฐอเมริกา ทางน้ำที่ใช้ในการทดลองเป็นทางน้ำขนาดเล็ก ค่า v_R น้อยกว่า 2.0 จากกราฟจะเห็นว่า n จะลดลงในขณะที่ v_R มีค่าเพิ่มขึ้น และ n จะมีค่าคงที่เมื่อ v_R มีค่ามาก ๆ กล่าวอีกนัยหนึ่งจะได้ว่า เมื่ออัตราการไหลน้อย พีชจะต้านทานการไหลมาก ในทางตรงข้ามเมื่ออัตราการไหลมาก พีชจะต้านทานการไหลได้น้อย

ตัวอย่าง 5.6 คลองสายหนึ่งมี $b = 1.00$ เมตร, $y = 0.80$ เมตร $m:4$ และ $S_0 = 0.002$ พีชที่ขนอยู่ในคลองมีความสูงเฉลี่ย 20 เซนติเมตร และมีความหนาแน่นที่ จงหาความเร็วและอัตราการไหล

วิธีทำ

- 1) $A = 3.36$ ตร.เมตร, $P = 7.60$ เมตร และ $R = 0.44$ เมตร
- 2) สมมติ $n = 0.04$
- 3) สำหรับพืชสูง 20 ซม. และความหนาแน่นดี จะมีความต้านทานการไหลอยู่ในระดับ C

4) จากกราฟรูปที่ 5.9 เมื่อ $n = 0.04$ จะได้ $vR = 0.43$ ตร.เมตร/วินาที

$$5) v = 0.43/0.44 = 0.977 \sim 1.00 \text{ เมตร/วินาที}$$

6) จากสมการแมนนิง

$$v = \frac{1}{0.04} (0.44)^{2/3} (0.002)^{1/2} = 0.65 \text{ เมตร/วินาที} < 1.0$$

เมตร/วินาที

ฉะนั้นต้องทำการสมมติค่า n ใหม่

7) สมมติ $n = 0.05$

8) จากกราฟรูปที่ 5.9, $vR = 0.24$ ตร.เมตร/วินาที

$$9) v = 0.24/0.44 = 0.545 \text{ เมตร/วินาที}$$

10) จากสมการแมนนิง, $v = 0.52$ เมตร/วินาที < 0.545

ฉะนั้นต้องทำการสมมติ n ใหม่อีก

11) เมื่อสมมติ $n = 0.052$ จะได้ $v = 0.5$ เมตร/วินาที จากทั้งสองวิธี

$$12) Q = 0.5 \times 3.36 = 1.68 \text{ ลบ.เมตร/วินาที} \quad \underline{\text{ตอบ}}$$

ตัวอย่าง 5.7 เหมือนตัวอย่างที่ 5.6 แต่พืชมีความสูงเพียง 10 เซนติเมตร จงหา v และ Q

วิธีทำ พืชที่สูงเฉลี่ย 10 ซม. และความหนาแน่นดี จะมีความต้านทานการไหลอยู่ในระดับ D

วิธีการคำนวณเหมือนในตัวอย่างที่ 5.6 จะได้ $n = 0.04$, $v = 0.65$ เมตร/วินาที และ

$$Q = 1.93 \text{ ลบ.เมตร/วินาที}$$

ตัวอย่างที่ 5.6 และตัวอย่างที่ 5.7 เป็นทางน้ำขนาดเล็ก และอัตราการไหลน้อยกว่า 2.0 ลบ.เมตร/วินาที

ตัวอย่างที่ 5.8 ต้องการสร้างคลองรูปสี่เหลี่ยมคางหมู $m = 2$, $Q = 51.0$ ลบ.เมตร/วินาที และ $v_{\max.} = 1.5$ เมตร/วินาที ในคลองปลูกพืชปกคลุมโดยให้ความต้านทานการไหลอยู่ในระดับ C จงหาขนาดของคลอง ($s_0 = 0.001$)

วิธีทำ จากรูปที่ 5.9 สมมติให้ค่า $n = 0.03$

$$A = (b + 2y)y = \frac{51.0}{1.5} = 34$$

$$by + 2y^2 = 34 \quad \dots\dots\dots (i)$$

และ
$$v_{\max.} = \frac{1}{0.03} R^{2/3} (0.001)^{1/2} = 1.5$$

$$R = 1.6975$$

และ
$$P = \frac{34}{1.6975}$$

$$b + 2y\sqrt{5} = 20.029 \quad \dots\dots\dots (ii)$$

จากสมการที่ (i) และ (ii) แก่สมการ จะได้ค่าที่เป็นไปได้คือ $b = 9.21$

เราเลือกใช้ให้ง่ายต่อการก่อสร้าง ฉะนั้นเปลี่ยนค่า b ใหม่เป็น 9.25 ม. และแทนค่าลงในสมการ

(ii) จะได้ค่า $y = 2.41$ เมตร

เพราะฉะนั้น $A = (9.25 + 2(2.41)) \times 2.41 = 33.91$ เมตร

$$R = 33.91 / 20.029 = 1.693$$
 เมตร

$$v = \frac{1}{0.03} \times (1.693)^{2/3} (0.001)^{1/2} = 1.497$$
 เมตร/วินาที

$$< 1.5$$
 เมตร/วินาที

$$Q = 33.91 \times 1.497 = 50.77$$
 ลบ.เมตร/วินาที

$$\sim 51$$
 ลบ.เมตร/วินาที

$$vR = 1.693 \times 1.492 = 2.534$$
 เมตร²/วินาที

จากกราฟรูปที่ 5.9 เมื่อคลองมีความต้านทานการไหลอยู่ในระดับ C และ $vR = 2.534$ เมตร² ต่อวินาที โดยวิธีการประมาณนอกช่วง จะได้ $n = 0.03$ ซึ่งเท่ากับค่าที่สมมติไว้

5.11 ความเร็วสูงสุดที่ยอมให้ในทางน้ำที่คาดด้วยพีชหรือหญ้า

จากการทดลองพบว่าความเร็วสูงสุดที่ยอมให้ขึ้นอยู่กับสิ่งต่อไปนี้ ก) ชนิดของดิน

ข) ชนิดของพีช ง) ความลาดเทตามแนวยาวของห้องทางน้ำ และความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วสูงสุดที่ยอมให้กับแพคเตอร์ทั้งสามได้แสดงไว้ในตารางที่ 5.14

ตารางที่ 5.14 ความเร็วสูงสุดที่ยอมให้ในทางน้ำที่คาดด้วยพีช

ชนิดพีช	ความลาดเทห้องน้ำ %	v_{max} (ม./วินาที)	
		ดินที่มีความมั่นคง	ดินที่ถูกกัดเซาะง่าย
หญ้า Bermuda	0 - 5	2.40	1.80
	5 - 10	2.10	1.50
	> 10	1.80	1.20
หญ้า Buffalo	0 - 5	2.10	1.50
	5 - 10	1.80	1.20
	> 10	1.50	0.90
หญ้าผสม	0 - 5	1.50	1.20
	5 - 10	1.20	0.90
	ไม่เหมาะสมสำหรับคลองที่มีความลาดเทมากกว่า 10 %		
อัลพัลฟา	0 - 5	1.10	0.80
	ไม่เหมาะสมสำหรับคลองที่มีความลาดเทมากกว่า 5 %		
หญ้าชูดานและหญ้าที่เกิดเองทุกปี	0 - 5	1.10	0.80
	ไม่เหมาะสมสำหรับคลองที่มีความลาดเทมากกว่า 5 %		

ค่าต่าง ๆ ในตารางที่ 5.14 ได้จากคลองที่มีพีชปกคลุมอยู่อย่างสม่ำเสมอ และหนาแน่น และได้รับการดูแลอย่างดี คลองที่ใช้ทดลองเป็นคลองขนาดเล็กและตื้น มีความลาดเทตามแนวยาวชัน โดยปกติความเร็วและแรงจุดลากสูงสุดที่ยอมให้ในคลองตื้นที่ปกคลุมด้วยพีชหรือหญ้า ไม่ควรเกิน 120-130 % ของค่าดังกล่าวในคลองดินที่ไม่มีสิ่งปกคลุม

แบบฝึกหัด

- 5.1 คลองรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า มีค่า $n = 0.014$ และความลาดเทของท้องคลองเท่ากับ 0.001 และมีอัตราการไหล $1,000$ ลบ.ฟุต/วินาที จงคำนวณหาพื้นที่หน้าตัดคลองที่ต้องการ เมื่ออัตราส่วน b/y เท่ากับ $1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5$ และเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างพื้นที่หน้าตัดและอัตราส่วน b/y
- 5.2 คลองในข้อที่ 5.1 คาคด้วยคอนกรีตหนา 6 นิ้ว ราคาของคอนกรีตต่อ 1 ลูกบาศก์หลา เป็น 100 เท่า ของค่าใช้จ่ายในการขุดดินหนึ่งลูกบาศก์หลา จงหาค่าอัตราส่วน b/y ที่ทำให้เสียค่าใช้จ่ายทั้งหมดน้อยที่สุด และจงเปรียบเทียบค่าใช้จ่ายดังกล่าวกับค่าที่ได้เมื่อ b/y เท่ากับ 0.75 และ 1.5 ตามลำดับ
- 5.3 ทางน้ำสายหนึ่งขุดผ่านชั้นของดินเหนียวแข็ง มีความลาดเท $1 : 2000$ จงเปรียบเทียบค่าใช้จ่ายระหว่างการออกแบบทางน้ำเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ที่คาคด้วยคอนกรีต และการออกแบบทางน้ำเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูที่ไม่ได้คาค โดยให้มีอัตราการไหล 60 ม³/วินาที ค่าใช้จ่ายในการคาคต่อหนึ่งตารางเมตร เป็นสองเท่าของค่าใช้จ่ายในการขุดดินต่อหนึ่งลูกบาศก์เมตร ค่า n ของคอนกรีตเท่ากับ 0.014 และค่า n ของดินเหนียวเท่ากับ 0.025 ความลาดเทด้านข้างที่มั่นคง มีค่าเท่ากับ $1 : 1.5$
- 5.4 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าคาคด้วยคอนกรีต สร้างขึ้นเพื่อนำน้ำไปสู่โรงผลิตกระแสไฟฟ้าพลังน้ำแห่งหนึ่ง ด้วยอัตราการไหลสูงสุดคงที่ 160 ม³/วินาที ความลาดเทเท่ากับ $1:5000$ และค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ 0.015 จงหาความกว้างของทางน้ำและความลึกการไหลสำหรับหน้าตัดที่ดีที่สุดในทางชลศาสตร์
- 5.5 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมคางหมูคาคด้วยคอนกรีต มีความลาดเทท้องคลองเท่ากับ $1 : 2000$ เมื่อมีการไหลแบบ Uniform อัตราการไหลสูงสุดเท่ากับ 75 ม³/วินาที ความลาดเทด้านข้างทำมุม 45 องศา และค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ n เท่ากับ 0.014 จงหาความกว้างของท้องทางน้ำ และความลึกการไหลของหน้าตัดที่ดีที่สุดในทางปฏิบัติ
- 5.6 จงออกแบบคลองรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ที่มีอัตราการไหลสูงสุด 1.7 ม³/วินาที ค่า $n = 0.015$ และความลาดเทท้องคลอง 0.002 ม./ม. ตามเงื่อนไขต่อไปนี้
- a) หน้าตัดการไหลที่ดีที่สุดในทางชลศาสตร์

b) หน้าตัดการไหลที่ตื้นที่สุดในทางปฏิบัติ เมื่อ $z = 2.0$

- 5.7 คลองรูปสี่เหลี่ยมคางหมูมี $b = 0.60$ ม., $z = 2.0$ ขุดผ่านสภาพภูมิประเทศที่เป็นดินร่วนปนดินตะกอน (Silty Loam) ซึ่งไม่มีพวกคอลลอยด์ (Noncolloids) จงหาอัตราการไหลสูงสุดที่เป็นไปได้ในคลองสายนี้ ถ้าคลองมีความลาดเทเท่ากับ 0.002 และน้ำในคลองมีความใส
- 5.8 ความลึกการไหลในคลองสายหนึ่งถูกจำกัดให้ไม่เกิน 1.5 เมตร ค่า $n = 0.015$ และ $z = 1.5$ และหน้าตัดการไหลมีประสิทธิภาพมากที่สุด จงหาความลาดเทห้องคลองเพื่อให้ได้การไหล 15 ม³/วินาที
- 5.9 จงออกแบบคลองรูปสี่เหลี่ยมคางหมูตามความลาดเท 0.0016 อัตราการไหล 400 ลบ.ฟุต/วินาที วัสดุที่เป็นตัวคลองประกอบด้วยอนุภาคดินที่ไม่เกาะตัวกันขนาดละเอียด (Fine noncohesive particles) โดยที่ 50% มีขนาดใหญ่กว่า 1 มม. และน้ำในคลองมีความใสค่า $n = 0.025$
- 5.10 ถ้าคลองในหัวข้อที่ 5.9 ขุดผ่านดินที่ประกอบไปด้วยพวก กรวดหยาบที่ไม่มีคอลลอยด์ (Non colloidal coarse gravels and pebbles) และ 25% มีขนาดเท่ากับหรือใหญ่กว่า 1.25 นิ้ว แนวคลองมีความคดเคี้ยวปานกลาง (Moderately sinuous) จงออกแบบขนาดคลองรูปสี่เหลี่ยมคางหมูดังกล่าว
- 5.11 จงออกแบบสัดส่วนที่เหมาะสมของคลองรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ที่มีอัตราการไหลสูงสุดเท่ากับ 400 ลบ.ฟุต/วินาที (11 ม³/วินาที) ทำการคาดด้วยคอนกรีตธรรมดา และความลาดเทห้องคลอง 0.0016
- 5.12 คลองสายหนึ่งมีอัตราการไหล 10 ม³/วินาที ตัดผ่านสภาพภูมิประเทศสันเนินปานกลาง ความลาดเท 0.0016 ตามแนวคลองเป็นดินทรายลุ่มแม่น้ำ มีเนื้อหยาบ (Coarse Alluvium) 25% ของอนุภาคดินมีขนาดเท่ากับหรือใหญ่กว่า 3 ซม. (1.2 นิ้ว) ลักษณะของอนุภาคดินตัวคลอง มีความกลมปานกลาง (Moderately Rounded) และแนวคลองมีความคดเคี้ยวปานกลาง จงออกแบบขนาดของคลองดินรูปสี่เหลี่ยมคางหมูสายนี้

บทที่ 6

ประเภทของการไหลแบบ Non-Uniform

ดังที่ได้อธิบายไปแล้วในบทที่ 1 การไหลแบบ Non-Uniform เป็นการไหลที่เวกเตอร์ (Vector) ไม่ว่าที่เวลาใด ๆ เปลี่ยนแปลงตามความยาวของทางน้ำเปิด การเปลี่ยนแปลงของความลึกการไหล (y) อาจจะมาจกสาเหตุต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

1. การเปลี่ยนแปลงรูปหน้าตัดของทางน้ำ
2. การเปลี่ยนแปลงอัตราการไหลตามความยาวของทางน้ำ
3. มีอาคารควบคุมอยู่ในทางน้ำ
4. การเปลี่ยนแปลงของท้องทางน้ำตามความยาว

ในการวิเคราะห์เรามักจะแบ่งการไหลแบบ Non-Uniform ออกเป็น 2 ประเภทใหญ่ ๆ คือ ประเภทที่มีการเปลี่ยนแปลงอย่างช้า ๆ (Gradually Varied Flow) และประเภทเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็ว (Rapidly Varied Flow)

ลักษณะการไหลของประเภทเปลี่ยนแปลงอย่างช้า ๆ คือ การเปลี่ยนแปลงของความลึกการไหลตามความยาวจะค่อยเป็นค่อยไป และความโค้งของ Streamline ไม่ต้องคำนึงถึง เช่น การกระจายแรงดันตามความลึกยังคงเป็นแบบสถิตยศาสตร์ (Hydrostatic)

ในการวิเคราะห์ให้ถือว่าไม่มีองค์ประกอบของความเร็วในแนวตั้ง ดังนั้นพลังงานจลน์ต่อหนึ่งหน่วยน้ำหนักจะเท่ากับ $v^2/2g$

ส่วนการไหลประเภทเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็วนั้น ในบางครั้งอาจจะทำการวิเคราะห์การกระจายแรงดันให้เป็นแบบสถิตยศาสตร์ได้ การสูญเสียพลังงานเนื่องจากแรงเสียดทานเกิดขึ้นเป็นส่วนน้อยของการสูญเสียพลังงานทั้งหมด ไฮดรอลิกจัมพ์ที่เกิดขึ้นในทางน้ำเปิดถือเป็นตัวอย่างของการไหลแบบ Non-Uniform ประเภทเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็วที่เห็นได้ชัด

6.1 ประเภทของความลาดเทพหุคลอง

เมื่อพิจารณาการไหลแบบ Uniform บนพหุคลอง ความลาดเทของพหุคลองสามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ประเภทตาม y_n และ y_c ที่เกิดขึ้นดังต่อไปนี้

1. ความลาดเทน้อย (Mild Slope) คือความลาดเทของพหุคลอง ซึ่งทำให้สภาวะการไหลของน้ำเป็นแบบต่ากว่าวิกฤต เมื่อการไหลเป็นแบบ Uniform

2. ความลาดเทมาก (Steep slope) คือความลาดเทของพื้นที่คลองซึ่งทำให้สภาวะการไหลของน้ำเป็นแบบสูงกว่ำวิกฤต เมื่อการไหลเป็นแบบ Uniform

3. ความลาดเทวิกฤต (Critical slope) คือความลาดเทของพื้นที่คลอง ซึ่งทำให้สภาวะการไหลของน้ำเป็นแบบวิกฤต เมื่อการไหลเป็นแบบ Uniform

จากประเภทของความลาดเทดังกล่าว กระแสน้ำจะต้องไหลไปตามทิศทางของความลาดเท แต่มีความลาดเทอยู่อีกประเภทหนึ่งซึ่งกระแสน้ำไหลสวนทางกับทิศทางความลาดเท เรียกว่า "ความลาดเทติดลบ" (Adverse slope) เราสามารถสรุปความลาดเทสามประเภทแรกได้ดังนี้

ความลาดเทน้อย จะให้ค่าของ y_n มากกว่า y_c

ความลาดเทมาก จะให้ค่าของ y_c มากกว่า y_n

ความลาดเทวิกฤต จะให้ค่าของ y_n และ y_c เท่ากัน

จากสมการของแมนนิง

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} s_o^{1/2} \dots\dots\dots 6.1$$

$$s_o^{1/2} = nv/R^{2/3} \dots\dots\dots 6.2$$

สำหรับคลองที่มีรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า และมีความกว้างมาก ๆ จะได้ว่า

$$R \approx y \text{ และ } v = \frac{q}{y} \text{ แทนค่าลงในสมการ 6.2}$$

$$\text{จะได้ } s_o^{1/2} = \frac{nq}{y^{5/3}} \dots\dots\dots 6.2 \text{ ก}$$

$$\text{ถ้าเป็นระบบอังกฤษ } s_o^{1/2} = \frac{nq}{1.49 y^{5/3}} \dots\dots\dots 6.2 \text{ ข}$$

ในกรณีการไหลที่อยู่ในสภาวะวิกฤต, $y = y_c = \{q^2/g\}^{1/3}$ แทนค่าลงในสมการที่ 6.2ก จะได้ว่า

$$s_o = s_c = 12.64 n^2 q^{-2/9} \dots\dots\dots 6.3 \text{ ก}$$

$$\text{ถ้าเป็นระบบอังกฤษ } s_o = s_c = 21.33 n^2 q^{-2/9} \dots\dots\dots 6.3 \text{ ข}$$

สมการที่ 6.3 ใช้ในการแบ่งประเภทของความลาดเทโดยประมาณ และจะให้ค่าถูกต้อง เมื่อทางน้ำเปิดมีรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าและมีความกว้างมาก ๆ คือ

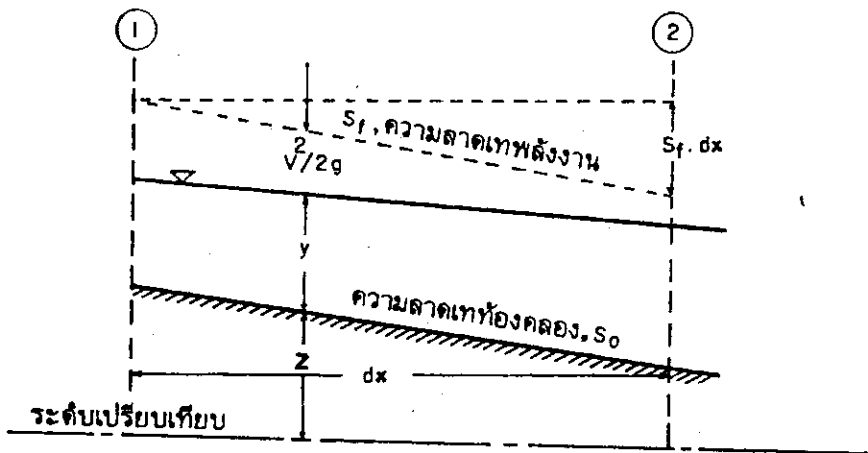
ถ้า s_0 น้อยกว่า $12.64 n^2 q^{-2/9}$ จะได้ว่า s_0 จัดอยู่ในประเภทความลาดเท
น้อย (Mild Slope)

ถ้า s_0 มากกว่า $12.64 n^2 q^{-2/9}$ จะได้ว่า s_0 จัดอยู่ในประเภทความลาดเท
มาก (Steep Slope)

และถ้า s_0 เท่ากับ $12.64 n^2 q^{-2/9}$ จะได้ว่า s_0 จัดอยู่ในประเภทความลาดเทวิกฤต

6.2 สมการสำหรับวิเคราะห์หาโปรไฟล์

รูปที่ 6.1 แสดงทางน้ำเปิดแบบพริซึมยาว dx มีความลาดเทพื้นคลองคงที่ (s_0) การไหลของน้ำเป็นแบบ Non-uniform ประเภทเปลี่ยนแปลงอย่างช้า ๆ s_0 มีค่าน้อยจนทำให้ค่า y และ z มีค่าเข้าใกล้กัน การกระจายของแรงดันยังคงเป็นแบบชลสถิตย์ และค่า $\alpha = 1.0$ ฉะนั้นพลังงานทั้งหมด H เหนือระดับเปรียบเทียบสามารถเขียนได้ว่า



รูปที่ 6.1 การวิเคราะห์พลังงานในช่วงทางน้ำที่มีความยาว dx

$$H = z + y + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots 6.4$$

ทำการดิฟเฟอเรนเชียลสมการที่ 6.4 เทียบกับ x จะได้

$$\begin{aligned}
\frac{dH}{dx} &= \frac{dz}{dx} + \frac{dy}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{v^2}{2g} \right) \\
&= \frac{dz}{dx} + \frac{dy}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{Q^2}{2gA^2} \right) \\
&= \frac{dz}{dx} + \frac{dy}{dx} + \frac{d}{dy} \left(\frac{Q^2}{2gA^2} \right) \frac{dy}{dx} \\
&= \frac{dz}{dx} + \frac{dy}{dx} \left(1 - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dy} \right) \\
&= \frac{dz}{dx} + \frac{dy}{dx} \left(1 - \frac{Q^2_B}{gA^3} \right) \dots\dots\dots 6.5
\end{aligned}$$

แต่ในสมการที่ 6.5 ความหมายของพจน์ต่าง ๆ มีดังนี้

1. $\frac{dH}{dx}$ แทนความลาดเทของพลังงาน เพราะว่าพลังงานทั้งหมดมักจะลดลงเสมอตามทิศทาง การไหลของน้ำ ฉะนั้นสามารถเขียนเป็นสมการได้ว่า

$$\frac{dH}{dx} = -S_f \dots\dots\dots 6.6$$

2. $\frac{dz}{dx}$ เป็นความลาดเทพื้นคลองซึ่งระดับจะลดลงตามทิศทาง การไหลของน้ำ เราจะพิจารณาให้มีค่าเป็นบวก ฉะนั้นสามารถเขียนเป็นสมการได้ว่า

$$\frac{dz}{dx} = -S_o \dots\dots\dots 6.7$$

3. $\frac{dy}{dx}$ แทนความลาดเทของผิวน้ำอิสระซึ่งเปรียบเทียบกับพื้นคลอง

แทนค่าสมการ 6.6 และ 6.7 ลงในสมการ 6.5 จะได้

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f}{1 - \frac{Q^2_B}{gA^3}} \dots\dots\dots 6.8$$

สมการที่ 6.8 เป็นสมการดิฟเฟอเรนเชียลที่ใช้วิเคราะห์โปรไฟล์ของการไหล ถ้า $\frac{dy}{dx}$ เป็นบวก แสดงว่าความลึกของน้ำจะเพิ่มขึ้นไปตามทิศทาง การไหลของน้ำ เราเรียกโปรไฟล์ของผิวน้ำนั้นว่า

Backwater curve ถ้า $\frac{dy}{dx}$ เป็นลบแสดงว่าความลึกของน้ำจะลดลงตามทิศทาง การไหลของน้ำ

เรียกโปรไฟล์ของผิวน้ำนั้นว่า Drawdown curve และจะเห็นได้ชัดว่าการไหลจะเป็นแบบ Uniform

เมื่อ $\frac{dy}{dx} = 0$ หรือ $S_o = S_f$

จากสมการที่ 4.27 สำหรับการไหลแบบ Uniform เราจะได้ว่า

$$Q = K_n \sqrt{s_o} \dots\dots\dots 6.9$$

เมื่อ $K_n =$ คำนวณความจุของหน้าตัดคลองเมื่อการไหลเป็นแบบ Uniform หรือ เมื่อ $y = y_n$

$$= \frac{1}{n} A_n R_n^{2/3} \dots\dots\dots 6.10$$

จากสมการ 6.9, $s_o = Q^2/K_n^2 \dots\dots\dots 6.11$

เนื่องจากการไหลของน้ำมีการเปลี่ยนแปลงอย่างค่อยเป็นค่อยไป ฉะนั้นเราสามารถใช้อุทตรของแมนนิ่งหรืออุทตรของเชซีในการวิเคราะห์ให้โดยแทนค่า s_o ด้วย s_f ในทำนองเดียวกับกับสมการที่ 6.11 จะได้ว่า

$$s_f = Q^2/K^2 \dots\dots\dots 6.12$$

จากบทที่ 1 และบทที่ 2 เฟคเตอร์หน้าตัดของ y ใด ๆ และเมื่อ $y = y_c$

เขียนเป็นสมการได้ว่า

$$z^2 = A^3/B \dots\dots\dots 6.13$$

$$z_c^2 = \frac{A_c^3}{B_c} = \frac{Q^2}{g} \dots\dots\dots 6.14$$

แทนค่าสมการที่ 6.11, 6.12, 6.13 และ 6.14 ลงในสมการที่ 6.8 จะได้

$$\frac{dy}{dx} = s_o \frac{[1 - K_n^2/K^2]}{[1 - z_c^2/z^2]} \dots\dots\dots 6.15$$

6.3 คุณสมบัติของโปรไฟล์การไหล

ในสมการที่ 6.15, dy/dx จะมีค่าเป็นบวก เมื่อ

1) $(1 - K_n^2/K^2) > 0$ และ $(1 - z_c^2/z^2) > 0$ หรือ

2) $(1 - K_n^2/K^2) < 0$ และ $(1 - z_c^2/z^2) < 0$

เนื่องจากค่า K และค่า z แปรผันตามค่าของ y ถ้า y เพิ่มขึ้น ค่า K และ z จะมีค่าเพิ่มขึ้นด้วย และถ้า y ลดลงค่า K และ z จะมีค่าลดลงด้วย ฉะนั้นในกรณีที่ 1 จะให้ $y > y_n$ และ $y > y_c$ และในกรณีที่ 2 จะให้ $y < y_n$ และ $y < y_c$ โปรไฟล์ของ Backwater curve เป็นผลทำให้เกิด

การไหลต่ำกว่าวิกฤต ($Fr < 1.0$) บนความลาดเทน้อย หรือบนความลาดเทมาก และเกิดการไหลในสภาวะสูงกว่าวิกฤต ($Fr > 1.0$) บนความลาดเทน้อยหรือบนความลาดเทมาก

ในทำนองเดียวกัน, Drawdown curve (dy/dx มีค่าเป็นลบ) จะเกิดขึ้นเมื่อ

$$1) (1 - k_n^2/k^2) > 0 \text{ และ } (1 - z_c^2/z^2) < 0 \text{ หรือ}$$

$$2) (1 - k_n^2/k^2) < 0 \text{ และ } (1 - z_c^2/z^2) > 0$$

หรืออีกนัยหนึ่งจะได้ว่า กรณีที่หนึ่ง $y_n < y < y_c$ และกรณีที่สอง $y_n > y > y_c$ โปรไฟล์ของ

Drawdown curve จะทำให้เกิดการไหลในสภาวะสูงกว่าวิกฤต ($Fr > 1.0$) บนความลาดเทมาก หรือเกิดการไหลในสภาวะต่ำกว่าวิกฤต ($Fr < 1.0$) บนความลาดเทน้อย

ธรรมชาติของโปรไฟล์การไหล เมื่อ $y = 0, y = y_n, y = \infty$ และ $y = y_c$ สามารถทำการวิเคราะห์ได้โดยใช้สมการที่ 6.15 สมการที่ 6.15 แสดงว่า เมื่อ $y = 0$

จะทำให้ค่า $k = z = 0$ แทนค่าลงในสมการที่ 6.15 จะได้ $\frac{dy}{dx} = \infty/\infty$ อย่างไรก็ตาม

แสดงให้เห็นว่า โปรไฟล์ของผิวน้ำที่หรือใกล้ $y = 0$ ขึ้นอยู่กับชนิดของสมการการไหลแบบ Uniform ที่ใช้ สำหรับทางน้ำเปิดอย่างกว้าง ๆ ถ้าสมการของแมนนิงถูกนำมาใช้ จะได้ว่า $dy/dx = \infty$ เมื่อ $y = 0$ หมายความว่า จะเกิดส่วนโค้งโค้งที่ท้องคลอง ถ้าสมการเชซีถูกนำมาใช้จะได้

$dy/dx = s_0 (y_n/y_c)^3$ เมื่อ $y = 0$ ทั้งนี้จึงหมายความว่าส่วนโค้งจะหันมุมหนึ่งกับท้องคลอง

เมื่อ $y = y_n$ จะให้ $k = k_n$ แทนค่าลงในสมการ 6.15 ทำให้ $dy/dx = 0$ แสดงว่าความลาดเทผิวน้ำอิสระขนานกับความลาดเทที่ท้องคลอง ซึ่งหมายความว่า การไหลเป็นแบบ

Uniform

เมื่อ $y \rightarrow \infty$ คือ y มีค่ามากกว่า y_n มาก ๆ ในกรณีของความลาดเทน้อย หรือ y มีค่ามากกว่า y_c มาก ๆ ในกรณีของความลาดเทมาก จะทำให้ $k \rightarrow \infty$ และ $z \rightarrow \infty$ จะให้ $dy/dx \rightarrow s_0$ หมายถึงผิวน้ำอิสระจะพยายามปรับตัวเข้าสู่แนวราบ

เมื่อ $y = y_c$ จะทำให้ $z = z_c$ เป็นผลให้ $\frac{dy}{dx} = \infty$ ซึ่งหมายความว่าผิวน้ำอิสระจะโค้งตัวเป็นแนวโค้งเข้าหาความลึกวิกฤต คุณสมบัติข้อนี้แสดงให้เห็นแนวโน้มของโปรไฟล์ของผิวน้ำเท่านั้น ในสภาพธรรมชาติ โปรไฟล์ของผิวน้ำในช่วงนี้จะมีการเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็ว เมื่อผ่านเส้นของความลึกวิกฤต ดังนั้นความลาดเทที่แท้จริงของโปรไฟล์จะไม่สามารถทำนายได้โดยใช้ทฤษฎีของการไหลแบบ Uniform ประเภทเปลี่ยนแปลงอย่างช้า ๆ จึงแสดงโปรไฟล์ของผิวน้ำในช่วง

ตั้งกล่าวด้วยเส้นประเหมือนกรณีเมื่อ y เข้าใกล้หิ้นคลอง

6.4 การจัดแบ่งโปรไฟล์ของการไหล

ให้มีการจัดแบ่งโปรไฟล์ของผิวน้ำตามความลาดเทของหิ้นคลอง ซึ่งมีอยู่ด้วยกัน 5

ประเภทคือ

1. โปรไฟล์ M หมายถึง โปรไฟล์ของผิวน้ำที่เกิดในทางน้ำที่มีความลาดเทน้อย
2. โปรไฟล์ S หมายถึง โปรไฟล์ของผิวน้ำที่เกิดในทางน้ำที่มีความลาดเทมาก
3. โปรไฟล์ C หมายถึง โปรไฟล์ของผิวน้ำที่เกิดในทางน้ำที่มีความลาดเทวิกฤต
4. โปรไฟล์ H หมายถึง โปรไฟล์ของผิวน้ำที่เกิดในทางน้ำที่อยู่ในแนวราบ
5. โปรไฟล์ A หมายถึง โปรไฟล์ของผิวน้ำที่เกิดในทางน้ำที่มีความลาดเทติดลบ

เมื่อกำหนดอัตราการไหลและสภาพเงื่อนไขของทางน้ำให้ จะมีเส้นตรงอยู่ 3 เส้น

ที่จะใช้กำหนดโปรไฟล์ของผิวน้ำบนความลาดเทว่าเป็นแบบใด เส้นตรงทั้งสามคือ เส้นความลาดเทของหิ้นคลอง เส้นของความลึกปกติ และเส้นของความลึกวิกฤต ฉะนั้น สามารถแบ่งพื้นที่ในทางน้ำออกเป็น 3 เขต ดังต่อไปนี้

เขตที่ 1 คือ พื้นที่เหนือเส้นบนสุดขึ้นไปหรือเส้นที่ 1

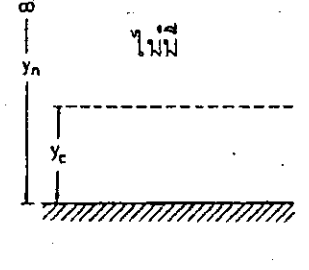
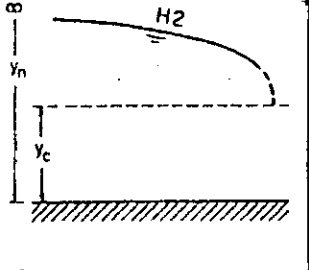
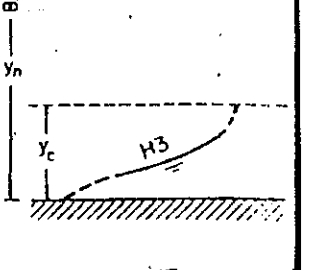
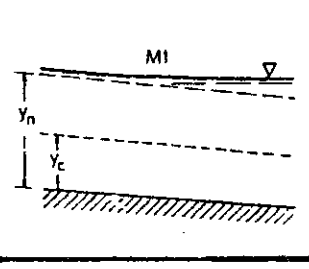
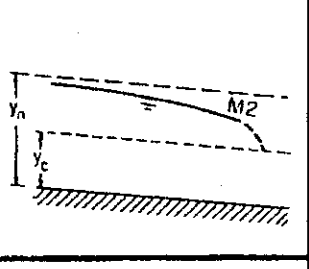
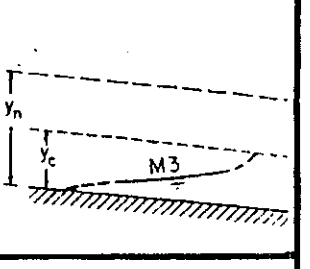
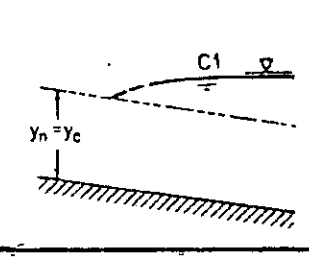
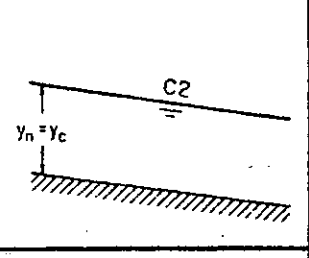
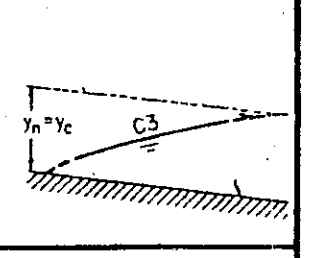
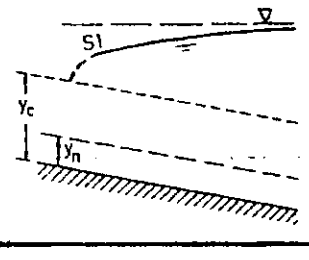
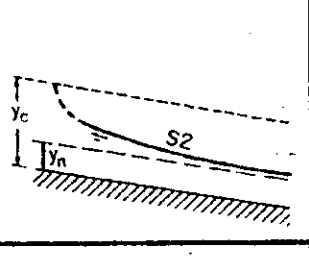
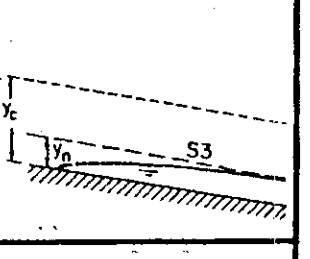
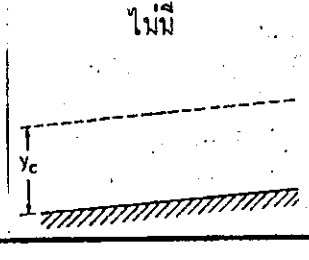
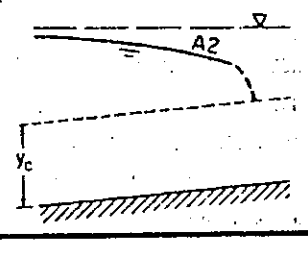
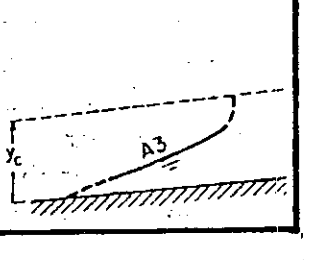
เขตที่ 2 คือ พื้นที่ระหว่างเส้นที่ 1 และเส้นที่ 2

เขตที่ 3 คือ พื้นที่ระหว่างเส้นที่ 2 และหิ้นคลอง

ขอยกตัวอย่างโปรไฟล์ M_1 หมายถึง โปรไฟล์ของผิวน้ำที่เกิดขึ้นในทางน้ำที่มีความลาดเทน้อย และเกิดขึ้นในเขตที่ 1 ตารางที่ 6.1 แสดงชนิดของโปรไฟล์บนความลาดเทประเภทต่าง ๆ ในทางน้ำแบบพรี่ซึม

6.5 โปรไฟล์ของผิวน้ำบนความลาดเทน้อย

โค้งของผิวน้ำสามารถเกิดขึ้นได้ในทั้งสามเขต ดังแสดงในรูปที่ 6.2 โปรไฟล์ M_1 จะเกิดขึ้นเมื่อทางด้านท้ายน้ำสุดของคลองเป็นอ่างเก็บน้ำซึ่งมีผิวน้ำอิสระสูงกว่าความลึกปกติของการไหลในคลอง หรือเกิดขึ้นเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงความลาดเทโดยความลาดเทด้านท้ายน้ำน้อยกว่าความลาดเทด้านเหนือน้ำ ในทั้งสองกรณีจะให้ $y > y_n > y_c$ ซึ่งเป็นไปตามเงื่อนไขของการเกิดโปรไฟล์ M_1 โดยทางทฤษฎีปลายสุดของโปรไฟล์ทางด้านเหนือน้ำจะไปพบกับเส้นความลึกปกติที่ระยะ

	โปรไฟล์เขต 1 $y > y_n; y > y_c$	โปรไฟล์เขต 2 $y_n \geq y \geq y_c$ $y_c \geq y \geq y_n$	โปรไฟล์เขต 3 $y < y_n; y < y_c$
แนวราบ $y_n > y_c$	ไม่มี 	H2 	H3 
ความลาดตื้นน้อย $y_n > y_c$	M1 	M2 	M3 
ความลาดเทวิกฤต $y_n = y_c$	C1 	C2 	C3 
ความลาดเทมาก $y_n < y_c$	S1 	S2 	S3 
ความลาดเทติดลบ (Adverse slop)	ไม่มี 	A2 	A3 

รูปที่ 6.2 การจัดประเภทโปรไฟล์ของการไหลที่การเปลี่ยนแปลงที่ละน้อย

ตารางที่ 6.1 ชนิดของโปรไฟล์การไหลในทางน้ำเปิดแบบพริซึม

ความลาดเท ท้องคลอง	การเรียกชื่อโปรไฟล์			ความสัมพันธ์ระหว่าง y , y_n และ y_c			ลักษณะของ โปรไฟล์	ชนิดของการ ไหล
	เขต 1	เขต 2	เขต 3	เขต 1	เขต 2	เขต 3		
แนวราบ $S_o = 0$	ไม่มี			$y > y_n > y_c$			ไม่มี	ไม่มี
		H2		$y_n > y > y_c$			Drawdown	ต่ำกว่าวิกฤต
			H3	$y_n > y_c > y$			Backwater	สูงกว่าวิกฤต
น้อย (Mild) $0 < S_o < S_c$	M1			$y > y_n > y_c$			Backwater	ต่ำกว่าวิกฤต
		M2		$y_n > y > y_c$			Drawdown	ต่ำกว่าวิกฤต
			M3	$y_n > y_c > y$			Backwater	สูงกว่าวิกฤต
วิกฤต (Critical) $S_c = S_c > 0$	C1			$y > y_c = y_n$			Backwater	ต่ำกว่าวิกฤต
		C2		$y_c = y = y_n$			ขนานกับ ท้องคลอง	สม่ำเสมอและ วิกฤต
			C3	$y_c = y_n > y$			Backwater	สูงกว่าวิกฤต
มาก (Steep) $S_o > S_c > 0$	S1			$y > y_c > y_n$			Backwater	ต่ำกว่าวิกฤต
		S2		$y_c > y > y_n$			Drawdown	สูงกว่าวิกฤต
			S3	$y_c > y_n > y$			Backwater	สูงกว่าวิกฤต
ติดลบ (Adverse) $S_o < 0$	ไม่มี			$y > (y_n)^* > y_c$			ไม่มี	ไม่มี
		A2		$(y_n)^* > y > y_c$			Drawdown	ต่ำกว่าวิกฤต
			A3	$(y_n)^* > y_c > y$			Backwater	สูงกว่าวิกฤต

* y_n ในวงเล็บสมมติให้ค่าเป็นบวก

อนันต์ จะเน้นในการคำนวณจะสิ้นสุดเมื่อความลึกเท่ากับ $1.01 y_n$ โปรไฟล์ของผิวน้ำทางคันหน้าของอาคารควบคุมจะเป็นแบบโปรไฟล์ m_1 อาคารควบคุมได้แก่ เขื่อน, ผาย ประตูระบายน้ำ ฯลฯ

โปรไฟล์แบบนี้เป็นลักษณะของ Backwater curve เพราะว่า dy/dx มีค่าเป็นบวก และทางคันท้ายน้ำสุด ผิวน้ำอิสระจะอยู่ในแนวราบ เพราะว่า $dy/dx = s_0$ เมื่อ $y = \infty$

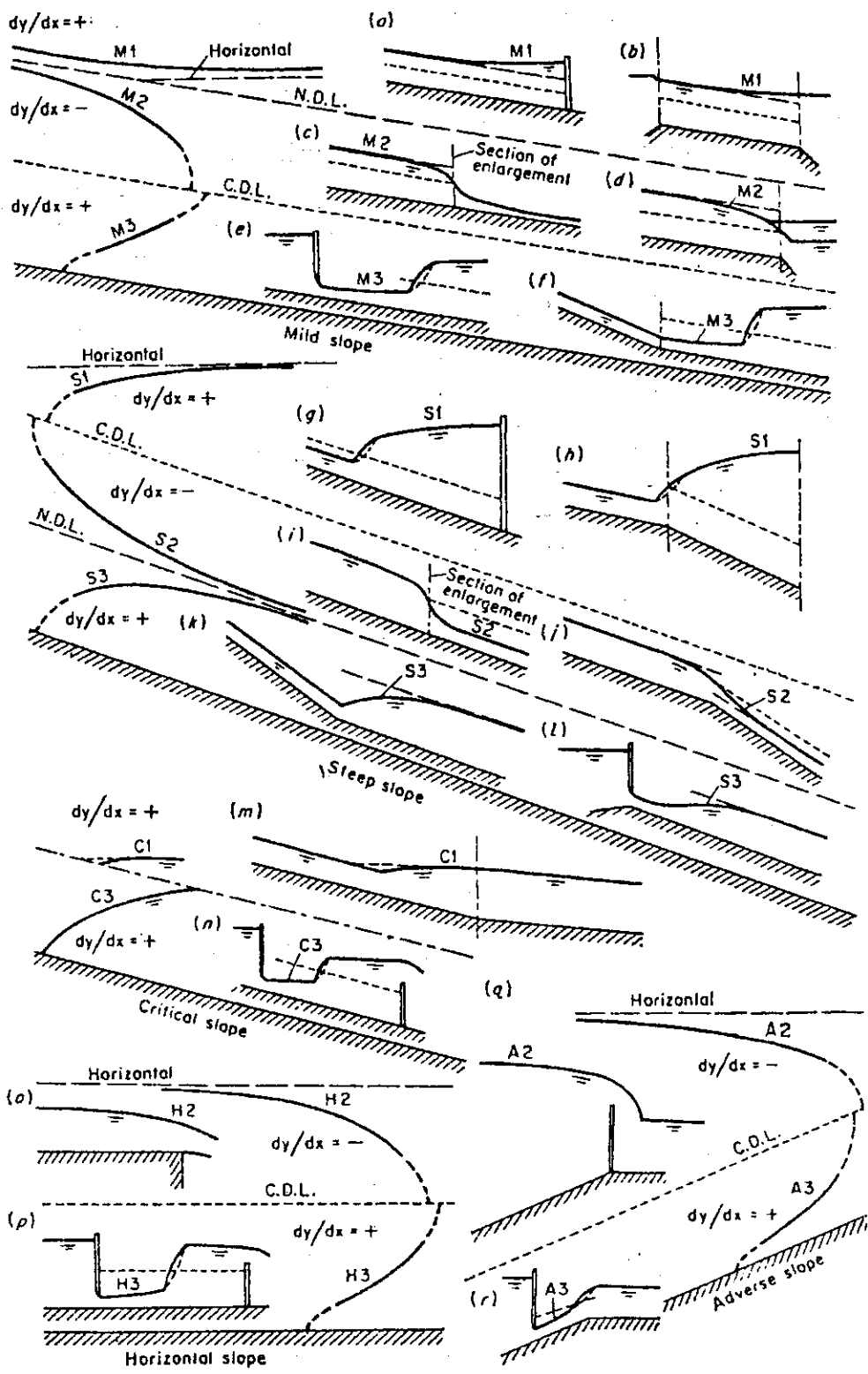
โปรไฟล์ m_2 เป็นลักษณะการโค้งตัวของผิวน้ำ อาจเกิดขึ้นเมื่อปลายสุดของคลองด้านท้ายน้ำ น้ำไหลตกอย่างอิสระ หรือท้ายน้ำสุดมีอ่างเก็บน้ำซึ่งมีผิวน้ำอิสระอยู่ต่ำกว่าความลึกปกติในคลอง ปลายสุดของโปรไฟล์ด้านเหนือน้ำจะสัมผัสกับเส้นของ y_n เพราะ $dy/dx = 0$ เมื่อ $y = y_n$ ถ้าผิวน้ำอิสระในอ่างอยู่ต่ำกว่าความลึกวิกฤตในคลอง ปลายสุดของโปรไฟล์ด้านท้ายน้ำจะสัมผัสกับเส้นตั้งที่ตำแหน่ง $y = y_c$ ตัวอย่างของ m_2 ได้แก่ โปรไฟล์ของผิวน้ำด้านเหนือน้ำของตำแหน่งที่คลองมีการขยายตัวอย่างทันทีทันใด ดังในรูปที่ 6.3

ในทางทฤษฎี โปรไฟล์ m_3 จะเริ่มจากพื้นคลองทางคันเหนือน้ำ โดยจะทำมุม 90° หรือมุมเตลุมกับพื้นก็ได้ แต่สูตรของการไหลแบบ Uniform ที่ใช้ และจะไปสิ้นสุดที่ตำแหน่งของการเกิดไฮดรอลิกจัมทางคันท้ายน้ำ โดยปกติมักจะเกิดขึ้นเมื่อมีการไหลสูงกว่าวิกฤตเข้าสู่คลองที่มีความลาดน้อย จุดเริ่มต้นของโปรไฟล์ไม่สามารถกำหนดค่าให้แน่นอนลงไปได้โดยทางทฤษฎี แต่จะขึ้นอยู่กับความเร็วของน้ำที่เข้ามา ถ้าความเร็วยิ่งมากโปรไฟล์ก็จะเริ่มเกิดไกลออกไปทางคันท้ายน้ำ ตามทฤษฎี ปลายสุดของผิวน้ำจะไปตัดกับพื้นคลอง (ที่ $y = 0$) ความเร็วจะมีค่าอนันต์ ปรากฏการณ์ดังกล่าวไม่สามารถเกิดขึ้นได้ในสภาพความเป็นจริง ตัวอย่างของ m_3 คือโปรไฟล์ของผิวน้ำที่ไหลล้นประตูระบาย และโปรไฟล์ในคลองที่มีการเปลี่ยนแปลงความลาดเทจากค่ามากไปค่าน้อย

6.6 โปรไฟล์ของผิวน้ำบนความลาดเทมาก

โปรไฟล์ s_1 มีลักษณะคล้ายกับ m_1 แต่เริ่มต้นโดยการเกิดจัมทางคันเหนือน้ำและผิวน้ำอิสระทางคันท้ายน้ำจะวางตัวอยู่ในแนวราบ ตัวอย่างของ s_1 ได้แก่ โปรไฟล์ทางคันเหนือน้ำของผายหรือเขื่อนซึ่งสร้างอยู่ในทางน้ำที่มีความลาดเทมาก

โปรไฟล์ s_2 เป็นลักษณะการโค้งตัวของผิวน้ำ โดยปกติจะมีช่วงสั้นมากและค่อนข้างจะเหมือนช่วงเปลี่ยนแปลงระหว่างการลดลงของผิวน้ำและการไหลแบบ Uniform เพราะโปรไฟล์ทางคันเหนือน้ำจะเริ่มโดยทำมุมฉากกับเส้นความลึกวิกฤต และทางคันท้ายน้ำจะสัมผัสกับเส้นความลึกปกติ ตัวอย่างของ s_2 ดังแสดงในรูปที่ 6.3



รูปที่ 6.3 ตัวอย่างของโปรไฟล์การไหล

โปรไฟล์ s_3 เป็นลักษณะของช่วงเปลี่ยนแปรเหมือนกัน เกิดขึ้นระหว่างการไหลสูงกว่าวิกฤต และเส้นความลึกปกติที่โปรไฟล์ไปสัมผัสทางด้านท้ายน้ำ ตัวอย่างของ s_3 ดังแสดงในรูปที่ 6.3

6.7 โปรไฟล์ของผิวน้ำบนความลาดเทวิกฤต

โปรไฟล์จะเป็นตัวแทนของสภาพการเปลี่ยนแปรระหว่าง โปรไฟล์ M และ S โปรไฟล์ c_1 และ c_3 จะเป็นส่วนโค้ง และโปรไฟล์ c_1 จะเข้าสัมผัสกับเส้นในแนวราบ ส่วนโปรไฟล์ c_2 เป็นการไหลแบบ Uniform ในสภาวะการไหลวิกฤต

6.8 โปรไฟล์ของผิวน้ำบนแนวราบ

จะเกิดขึ้นเมื่อ $s_0 = 0$ และ $y_n = \infty$ โปรไฟล์เหล่านี้จะเป็นกรณีจำกัดของโปรไฟล์ M เมื่อหันทางด้านอยู่ในแนวราบ โดยโปรไฟล์ h_2 และ m_3 จะสอดคล้องกับ m_2 และ m_3 ตามลำดับ แต่โปรไฟล์ h_1 จะไม่เกิดขึ้นจริง เพราะ $y_n = \infty$

6.9 โปรไฟล์ของผิวน้ำบนความลาดเทคดลบ

จะเกิดขึ้นเมื่อ $s_0 < 0$ โปรไฟล์ a_1 จะไม่มีทางเกิดขึ้นจริง เพราะค่าของ y_n มีค่าไม่จริง โปรไฟล์ a_2 และ a_3 คล้ายกับ h_2 และ h_3 ตามลำดับ โดยทั่วไปโปรไฟล์ A จะไม่เกิดขึ้นบ่อยนัก ตัวอย่างของโปรไฟล์ H และ A ดังแสดงในรูปที่ 6.3

6.10 การวิเคราะห์โปรไฟล์การไหล

การวิเคราะห์โปรไฟล์การไหลเป็นขบวนการหรือวิธีที่ใช้ทำนายรูปร่างทั่วไปของโปรไฟล์ในทางน้ำ เพราะจะช่วยให้วิศวกรสามารถเรียนรู้หรือทำนายได้ล่วงหน้าว่าโปรไฟล์ประเภทไหนจะเกิดขึ้นได้ในทางน้ำ วิธีการนี้เป็นตัวแทนส่วนที่สำคัญมากส่วนหนึ่งของปัญหาทั้งหมดที่เกิดขึ้นในการออกแบบทางน้ำที่มีการไหลแบบ Non-Uniform ประเภทเปลี่ยนแปลงที่ละเอียด

ก) ทางน้ำแบบพริซึมที่มีความลาดเทคงที่ ในการวิเคราะห์ให้ถือว่าทางน้ำมีความยาวมาก และความลาดเทของทางน้ำไม่มีการเปลี่ยนแปลง ตัวอย่างบางส่วนของโปรไฟล์ได้แสดงไว้ในรูปที่ 6.3

ข) ทางน้ำแบบพริซึมที่มีสองความลาดเท ทางน้ำประเภทนี้เป็นทางน้ำที่มีหน้าตัดเหมือนกันแต่มีความลาดเทของพื้นทางน้ำต่างกัน ในการวิเคราะห์ให้ถือว่าทางน้ำแต่ละส่วนมีความยาวมาก

ตัวอย่างของโปรไฟล์ได้แสดงไว้ในรูปที่ 6.4 โปรไฟล์ในทางน้ำประเภทนี้สามารถจะอธิบายได้ในตัวของมันเองอยู่แล้ว แต่อย่างไรก็ดี ต้องขอกล่าวถึงลักษณะพิเศษบางประการ

1) ไม่สามารถทำนายโปรไฟล์ใกล้หรือที่ความลึกวิกฤตได้อย่างถูกต้องโดยทฤษฎีการไหลประเภทเปลี่ยนแปลงทีละน้อย

2) ในกรณีที่โปรไฟล์ผ่านเส้นความลึกวิกฤต ตามทฤษฎีแล้ว โปรไฟล์ของผิวน้ำควรจะมีความลาดเทตั้ง แต่ตามสภาพที่เกิดขึ้นจริงเราไม่สามารถจะทำนายโปรไฟล์ในช่วงนี้ได้อย่างถูกต้อง เพราะการไหลมีการเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็ว

3) ในบางกรณี (รูปที่ 6.4 g และ 1) ไฮดรอลิกจัมป์อาจจะเกิดขึ้นทางด้านเหนือน้ำหรือทางด้านท้ายน้ำของจุดที่มีการเปลี่ยนแปลงความลาดเท ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับความลาดเทสัมพัทธ์ (Relative steepness) ของทางน้ำทั้งสอง ในรูปที่ 6.4 g ไฮดรอลิกจัมป์จะเกิดขึ้นในทางด้านท้ายน้ำ ถ้าค่า y_n ในทางน้ำนี้มีค่าน้อยกว่าความลึก Conjugate ของ y_n ในทางด้านเหนือน้ำ เมื่อความลาดเทของทางน้ำด้านท้ายน้ำลดลง จะทำให้ค่าของ y_n เพิ่มขึ้น ไฮดรอลิกจัมป์จะเคลื่อนขึ้นไปทางด้านเหนือน้ำ จนในที่สุดจะอยู่ในทางด้านเหนือน้ำ

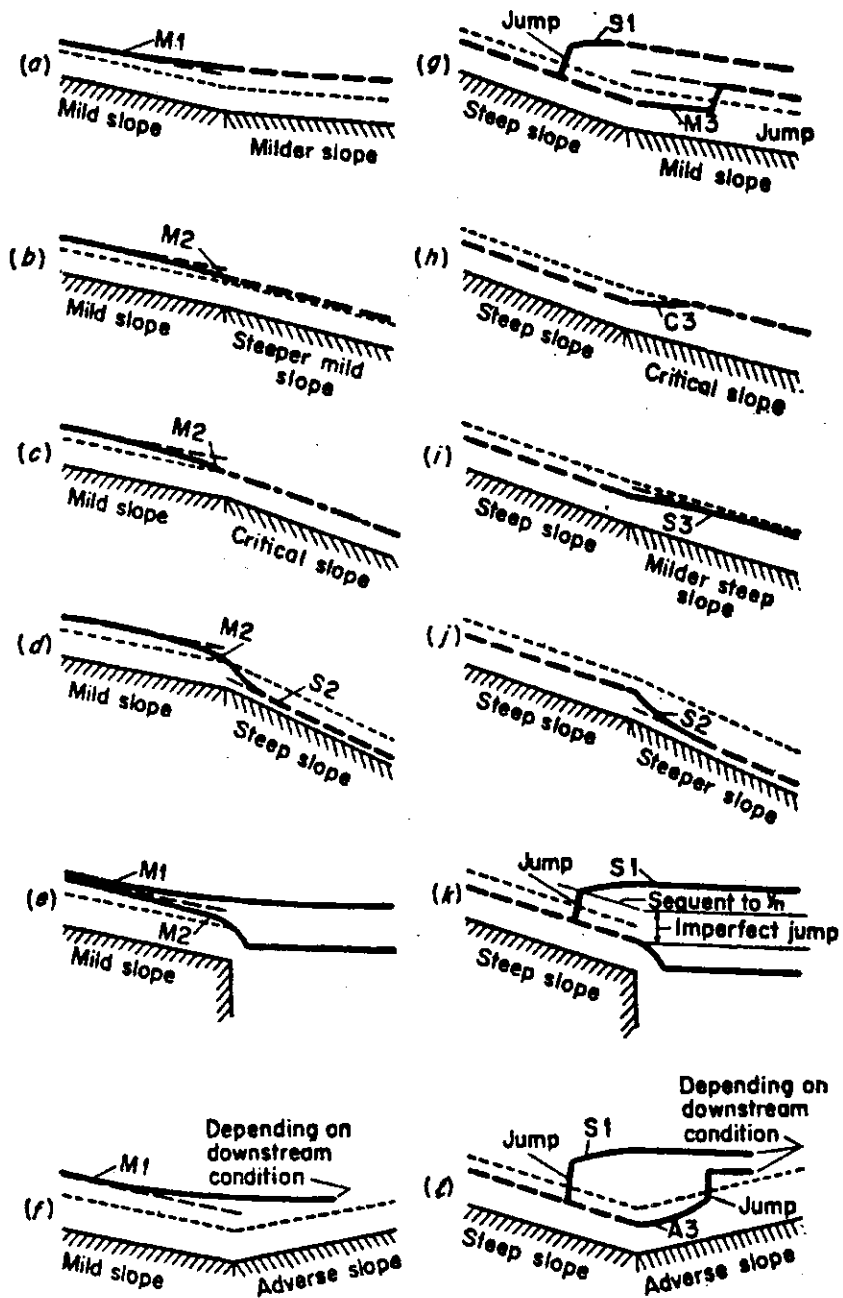
4) ถ้าทางด้านเหนือน้ำมีความลาดเทติดลบ (รูปที่ 6.4 q ถึง e) เงื่อนไขของทางด้านเหนือน้ำจะไม่ใช่เป็นตัวกำหนดอัตราการไหล แต่อัตราการไหลจะถูกกำหนดโดยระดับของผิวน้ำในอ่างทางด้านเหนือน้ำ ซึ่งเป็นระดับในแนวราบของโปรไฟล์ A_2 วิธีการวิเคราะห์ทำโดยการสมมติค่าอัตราการไหลและจึงทำการหาว่าโปรไฟล์ควรจะเหมือนกับในกรณีไหนเมื่อพิจารณาตั้งแต่รูปที่ 6.4 g ถึง 6.4 e แล้วจึงคำนวณหาโปรไฟล์ในทิศทางทางด้านเหนือน้ำและระดับน้ำในอ่าง ถ้าระดับน้ำในอ่างที่คำนวณได้ไม่ใกล้เคียงหรือไม่เท่ากับค่าที่กำหนดได้ ก็จะต้องทำการคำนวณซ้ำโดยการสมมติค่าอัตราการไหลใหม่จนกว่าจะได้ค่าที่คำนวณได้ใกล้เคียงหรือเท่ากับค่าที่กำหนดได้

5) ทางน้ำของโปรไฟล์ตัวอย่างในรูปที่ 6.4 สมมติให้เป็นทางน้ำที่มีความยาวมาก ดังนั้นการไหลแบบ uniform สามารถจะเกิดขึ้นได้ในด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำที่ไกลออกไป

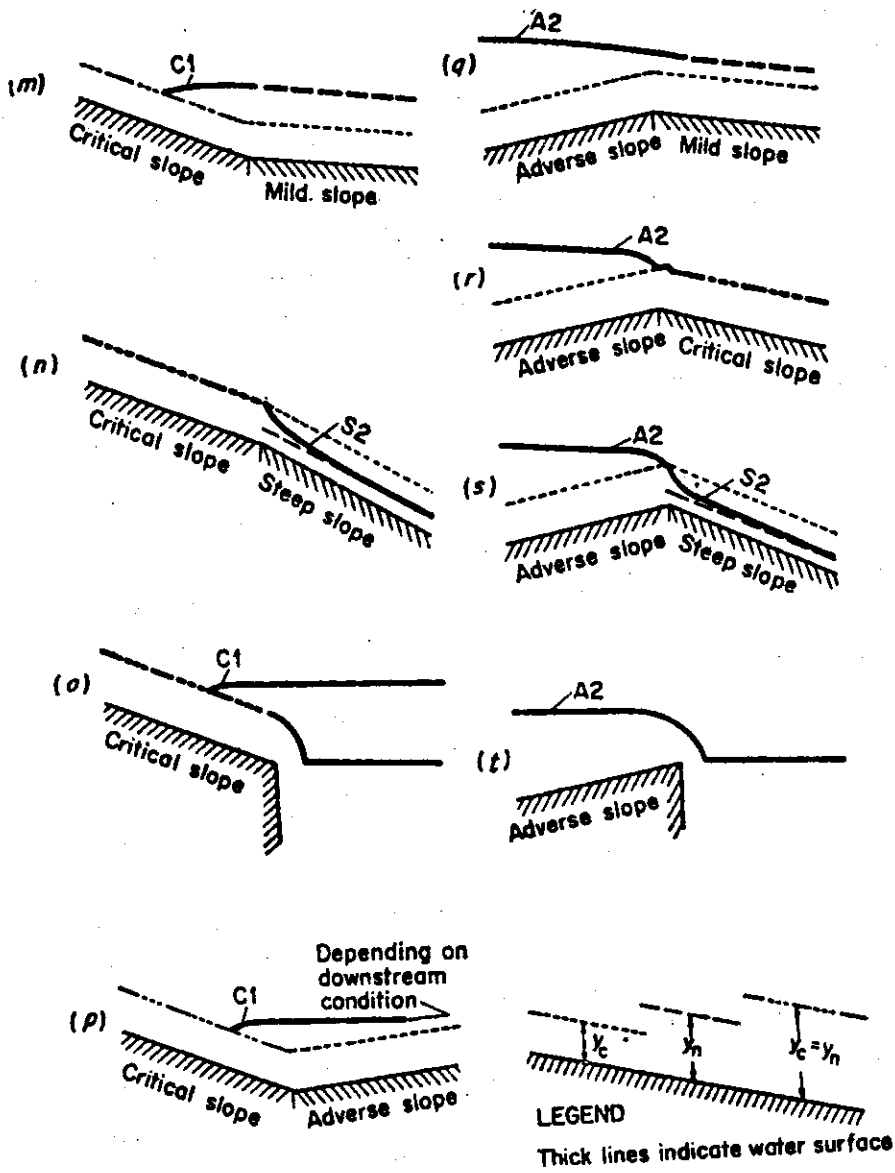
ทางน้ำแบบพริซึมที่มีการเปลี่ยนแปลงความลาดเทมากกว่าหนึ่งครั้ง สำหรับทางน้ำลักษณะดังกล่าว วิธีการวิเคราะห์โปรไฟล์ให้กระทำดังต่อไปนี้

1. พล็อตโปรไฟล์ของทางน้ำด้วยการขยายมาตราส่วนในแนวตั้ง
2. คำนวณหาค่า y_n ของแต่ละช่วงทางน้ำ แล้วเขียนเส้นแสดงความลึกปกติ y_n

ตลอดทางน้ำ



รูปที่ 6.4 โปรไฟล์ของการไหลในทางน้ำเปิดแบบพริซึม
ที่มีการเปลี่ยนแปลงความลาดเทของทางน้ำ



चित्र 6.4 (पि)

3. คำนวณค่า y_c ของแต่ละช่วงทางน้ำ แล้วเขียนเส้นแสดงความลึกวิกฤต y_c ตลอดทางน้ำ ความลึกวิกฤตจะไม่เปลี่ยนแปลงตามความลาดเท ฉะนั้นสำหรับค่าอัตราการไหลค่าหนึ่ง ทางน้ำที่มีหน้าตัดเดียวกันหรือเท่ากันจะมีค่าความลึกวิกฤตที่เท่ากัน

4. กำหนดตำแหน่งของหน้าตัดบังคับ (control section) ที่มีอยู่ทั้งหมด ที่หน้าตัดบังคับ การไหลต้องไหลผ่านความลึกบังคับซึ่งอาจจะเป็ความลึกวิกฤต ความลึกปกติ หรือเป็นความลึกอื่น ๆ ซึ่งเราสามารถทราบค่าได้ล่วงหน้า หน้าตัดบังคับมีอยู่ด้วยกันสามชนิดคือ

ก) หน้าตัดบังคับด้านเหนือน้ำ หน้าตัดนี้จะเกิดขึ้นที่ปลายคันเหนือน้ำของช่วงทางน้ำที่มีความลาดเทมาก ทั้งนี้เพราะว่าการไหลในทางน้ำที่มีความลาดเทมากต้องผ่านหน้าตัดการไหลวิกฤตที่ปลายคันเหนือน้ำเสียก่อน แล้วโปรไฟล์ที่เกิดขึ้นจะเป็นแบบ s_1 หรือ s_2 ฉะนั้นจะให้ความลึกวิกฤตเป็นความลึกบังคับ ถ้าผิวน้ำด้านท้ายน้ำสูงมากก็อาจจะทำให้ผิวน้ำระการไหลที่หน้าตัดบังคับยกตัวสูงขึ้น เมื่อมีช่วงทางน้ำที่มีความลาดเทมากหลายช่วงต่อเนื่องกัน หน้าตัดบังคับจะอยู่ที่ปลายคันเหนือน้ำของช่วงทางน้ำบนสุด หน้าตัดบังคับในทางน้ำช่วงยาวที่มีความลาดเทน้อยจะเกิดขึ้นทางคันเหนือน้ำเช่นกัน ทั้งนี้เพราะว่าที่ปลายคันเหนือน้ำของโปรไฟล์ M_1 และ M_2 จะมีความลึกเข้าใกล้ความลึกปกติ

ข) หน้าตัดบังคับด้านท้ายน้ำ หน้าตัดบังคับนี้จะเกิดที่ปลายคันท้ายน้ำของทางน้ำยาวที่มีความลาดเทมาก เพราะว่าการไหลที่ปลายคันท้ายน้ำจะมีความลึกเข้าใกล้ความลึกปกติ ถ้าปลายคันท้ายน้ำของทางน้ำที่มีความลาดเทน้อย มีการปล่อยให้น้ำไหลตกอย่างอิสระ จะสมมติให้หน้าตัดบังคับอยู่ที่ขอบของทางน้ำ (Brink) ซึ่งจะมีความลึกบังคับเท่ากับความลึกวิกฤต

ค) หน้าตัดบังคับที่มนุษย์สร้างขึ้น หน้าตัดประเภทนี้เป็นหน้าตัดบังคับที่เกิดจากอาคารควบคุมที่มนุษย์สร้างขึ้น เช่น ฝาย เขื่อน หรือประตูระบายน้ำ ซึ่งเราสามารถคำนวณหาความลึกบังคับได้หรือทราบค่าอยู่ก่อนแล้ว

5. เริ่มเขียนโปรไฟล์จากความลึกบังคับของหน้าตัดบังคับแต่ละแห่ง ตำแหน่งของโปรไฟล์แต่ละช่วงของทางน้ำจะต้องถูกกำหนดลงได้อย่างถูกต้อง โดยคำนึงถึงเส้นความลึกปกติและความลึกวิกฤตเป็นหลัก

6. เมื่อการไหลของน้ำด้านเหนือน้ำเป็นการไหลสูงกว่าวิกฤต แต่ทางคันท้ายน้ำเป็นการไหลต่ำกว่าวิกฤต การไหลของน้ำต้องผ่านตำแหน่งที่มีความลึกวิกฤต ในกรณีนี้จะเกิดไฮดรอลิซึ่มเพื่อยกระับน้ำจากต่ำไปสู่ระดับสูง

ตัวอย่างที่ 6.1 ในรูปที่ 6.5 แสดงเส้นความลึกปกติและความลึกวิกฤตของทางน้ำสายหนึ่ง จงเขียนรูปโปรไฟล์ของผิวน้ำที่น่าจะเป็นจริง

วิธีทำ สิ่งแรกคือหาหน้าตัดบังคับกับเกณฑ์มืออยู่ในทางน้ำ ในตัวอย่างนี้จะมีหน้าตัดบังคับอยู่สามแห่งคือ ที่จุด c โปรไฟล์ของผิวน้ำต้องไหลผ่านความลึกวิกฤต ที่จุด d ซึ่งเป็นตำแหน่งของประตูระบายน้ำ และแห่งสุดท้ายคือที่จุด A ซึ่งโปรไฟล์ของผิวน้ำต้องผ่านความลึกวิกฤต เพราะน้ำไหลตกจากทางน้ำที่มีความลาดเทน้อยได้อย่างอิสระ ต่อจากนั้นก็พิจารณาหาตำแหน่งของไฮดรอลิกจัม และประเภทของโปรไฟล์ตามความลาดเท เส้นความลึกปกติและเส้นความลึกวิกฤต โปรไฟล์ตลอดความยาวของทางน้ำได้แสดงไว้ในรูปที่ 6.5

ตัวอย่างที่ 6.2 ทางน้ำหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมคางหมูประกอบด้วยช่วงทางน้ำ AB, BC และ CD ดังแสดงในรูป 6.6 และมีคุณสมบัติดังต่อไปนี้-

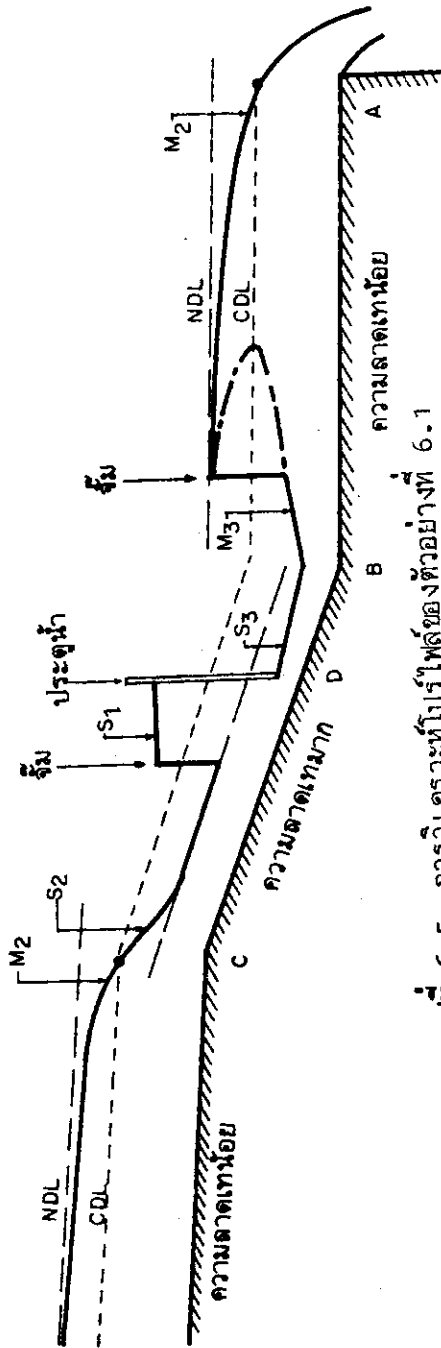
ช่วงลำน้ำ	ความกว้างที่นกลอง b, เมตร	ความลาดเทด้านข้าง m	ความลาดเทที่นกลอง S_o	n
AB	4.0	1.0	0.0004	0.015
BC	4.0	1.0	0.009	0.012
CD	4.0	1.0	0.004	0.015

ถ้าอัตราการไหลในทางน้ำ 22.5 ลบ.เมตรต่อวินาที จงเขียนโปรไฟล์ของผิวน้ำ สมมติว่าทางน้ำแต่ละช่วงมีความยาวเพียงพอจนสามารถทำให้การไหลที่มีการเปลี่ยนแปลงที่ละน้อยเกิดขึ้นได้อย่างสมบูรณ์

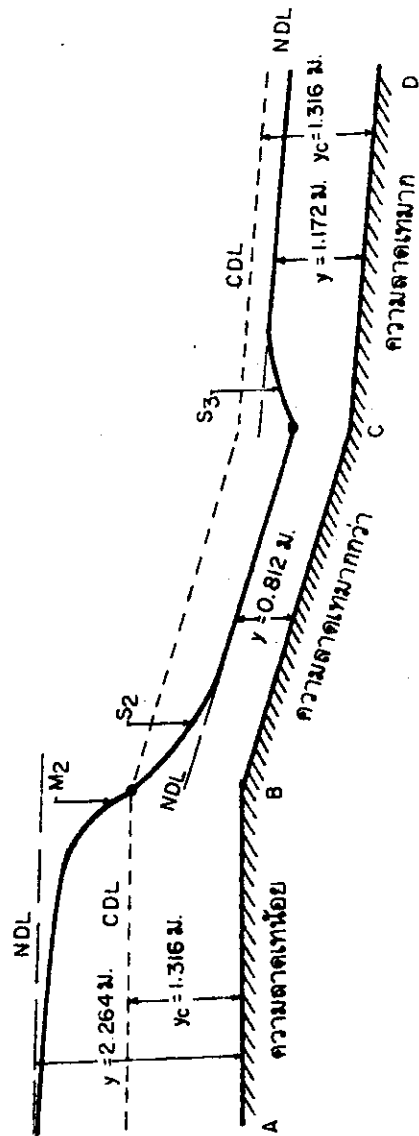
วิธีทำ ทำการคำนวณหาค่าของ y_n และ y_c ของทางน้ำทั้งสามช่วง ในตัวอย่างนี้ทำการหาค่าของ y_c โดยวิธีของเวนท์เชอร์ (รูปที่ 4.8) และหาค่าของ y_n โดยวิธีของเฮนเทอร์สัน (รูปที่ 2.4) ผลการคำนวณได้แสดงไว้ในตาราง

ช่วงลำน้ำ	$\frac{AR^{2/3}}{b^{8/3}} = \frac{nQ}{\sqrt{s_o} b^{8/3}}$	$\frac{y_n}{b}$	y_n เมตร	$\frac{Q_m^{1.5}}{\sqrt{g} b^{2.5}}$	$\frac{my_c}{b}$	y_c	ประเภทความลาดเท
AB	0.4186	0.566	2.264	0.2245	0.329	1.316	ความลาดเทน้อย
BC	0.0706	0.203	0.812	0.2245	0.329	1.316	ความลาดเทมาก
CD	0.1324	0.293	1.172	0.2245	0.329	1.316	ความลาดเทมาก

ช่วงทางน้ำ AB มีความลาดเทน้อยเพราะ $y_n > y_c$ และช่วงทางน้ำ BC และ CD ทางน้ำมีความลาดเทมากเพราะ $y_n < y_c$ ความลาดเทของช่วงทางน้ำ BC มากกว่า ความลาดเทของช่วงทางน้ำ CD ต่อไปทำการลากเส้นความลึกวิกฤตตลอดทางน้ำและลากเส้นความลึกปกติในแต่ละช่วงทางน้ำ หากน้ำคั่งค้างกับซึ่งในตัวอย่างนี้จะอยู่ที่จุด B และ C ทางด้านท้ายน้ำของช่วงทางน้ำ AB จะเกิดโปรไฟล์ M_2 และน้ำไหลผ่านความลึกวิกฤตที่จุด B เมื่อน้ำไหลเข้าสู่ช่วงทางน้ำ BC จะเกิดโปรไฟล์ S_2 และทางด้านเหนือน้ำของช่วงทางน้ำ CD น้ำจะยกตัวสูงขึ้นเพื่อเข้าสู่ความลึกปกติ จึงทำให้เกิดโปรไฟล์ S_3



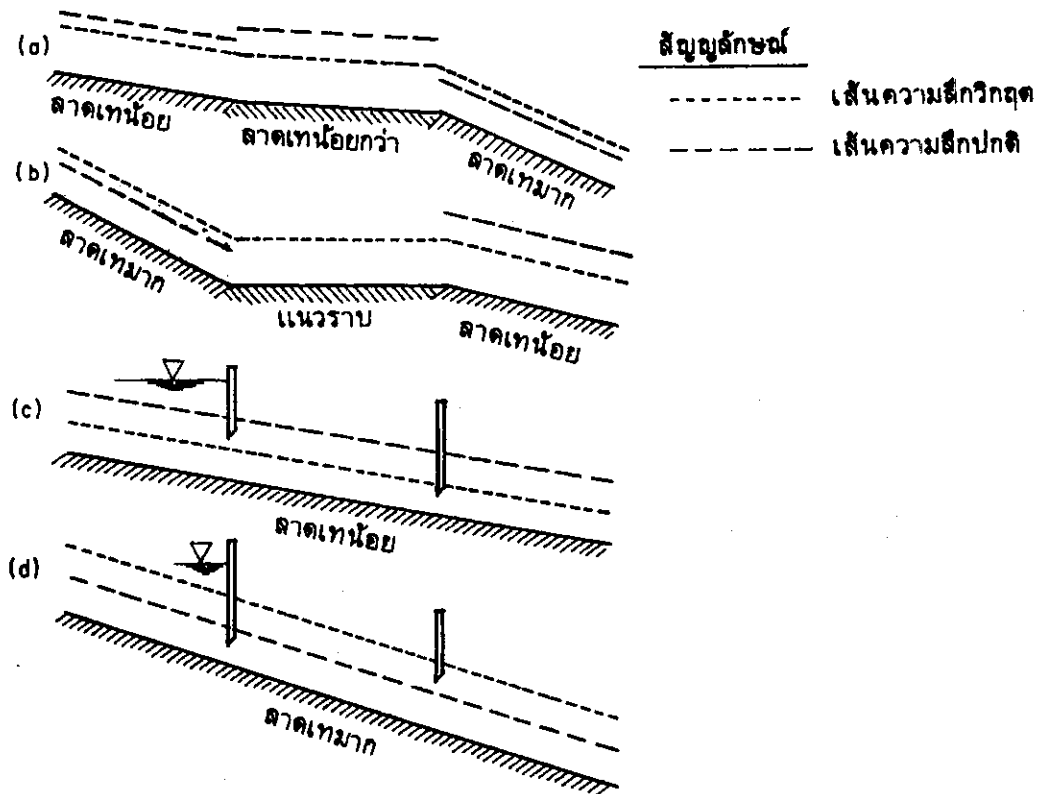
รูปที่ 6.5 การวิเคราะห์โปรไฟล์ของตัวอย่างที่ 6.1



รูปที่ 6.6 การวิเคราะห์โปรไฟล์ของตัวอย่างที่ 6.2

แบบฝึกหัด

6.1 จงเขียนโปรไฟล์การไหลในทางน้ำที่แสดงอยู่ในรูปที่ 6.7

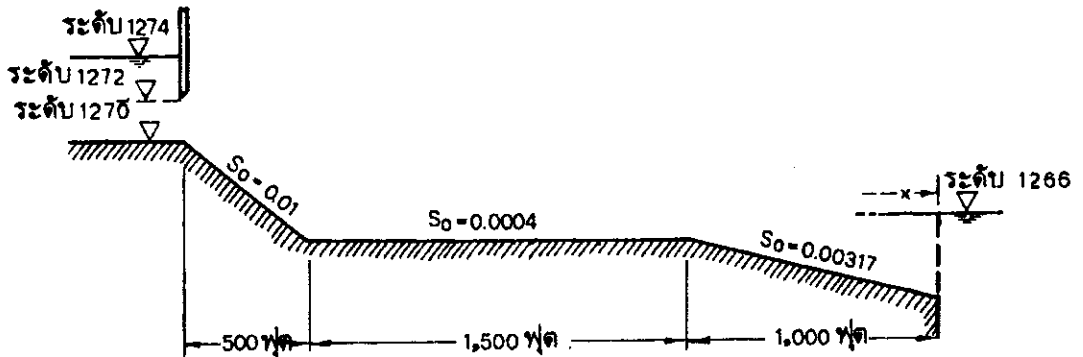


รูปที่ 6.7

6.2 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า (รูปที่ 6.8) มีความกว้าง 20 ฟุต ประกอบไปด้วยช่วงการไหลสามช่วงที่มีความลาดเทแตกต่างกัน สัมประสิทธิ์ความขรุขระ, $n = 0.015$ อัตราการไหล 500 ลบ.ฟุต/วินาที จงหา

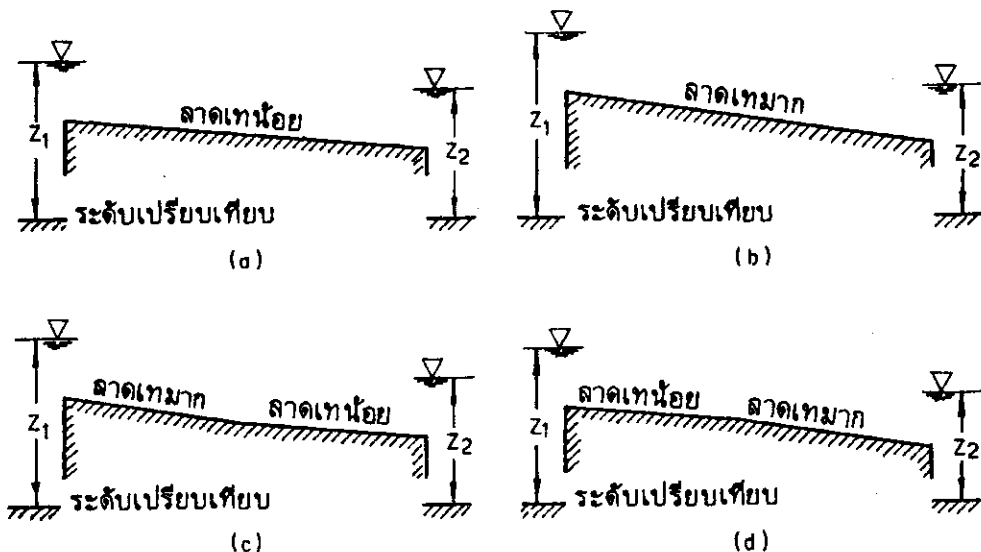
- a) ความลึกปกติและความลึกวิกฤตในทางน้ำแต่ละช่วง
- b) โปรไฟล์การไหลที่เป็นไปได้

- c) ระยะ x จากทางออกของทางน้ำไปถึงจุด ซึ่ง Backwater Curve สิ้นสุด โดยสมมติว่า Backwater Curve อยู่ในแนวราบ



รูปที่ 6.8

- 6.3 จงเขียนโปรไฟล์การไหลที่อาจเกิดขึ้นได้สำหรับค่าความสูง z_1 และ z_2 ที่เป็นไปได้ทั้งหมดในทางน้ำที่แสดงไว้ในรูปที่ 6.9



รูปที่ 6.9

- 6.4 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 4.0 เมตร มี $n = 0.025$ อัตราการไหลเท่ากับ 6.0 ลบ.เมตร/วินาที จงบอกชื่อโปรไฟล์ของการไหลที่สามารถเกิดขึ้นได้ในช่วงทางน้ำที่มีการเปลี่ยนแปลงความลาดเทดังนี้
- ความลาดเทเปลี่ยนจาก 0.0004 เป็น 0.015
 - ความลาดเทเปลี่ยนจาก 0.0004 เป็น 0.005
 - ความลาดเทเปลี่ยนจาก 0.015 เป็น 0.0004
 - ความลาดเทเปลี่ยนจาก 0.005 เป็น 0.0004
- 6.5 จงเขียนโปรไฟล์การไหลทั้งหมดที่อาจจะเกิดขึ้นได้ในกรณีต่อไปนี้
- การไหลจากทางน้ำที่มีความลาดเทน้อยไปสู่ทางน้ำที่มีความลาดเทมาก
 - การไหลจากทางน้ำที่มีความลาดเทมากไปสู่ทางน้ำที่มีความลาดเทน้อย
 - การไหลจากทางน้ำที่มีความลาดเทมากผ่านทางน้ำที่มีความลาดเทวิกฤตไปสู่ทางน้ำที่มีความลาดเทน้อย
 - การไหลจากประตูระบายน้ำบานตรงซึ่งติดตั้งอยู่ในทางน้ำแนวราบ ผ่านทางน้ำที่มีความลาดเทมาก ไปสู่ทางน้ำที่มีความลาดเทติดลบซึ่งสิ้นสุดด้วยการไหลตกอย่างอิสระ (Free Overfall)
- 6.6 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ายาวสายหนึ่ง มีความกว้าง 3.0 เมตร และมีอัตราการไหล 12 ลบ.เมตร/วินาที ไหลผ่าน ณ จุดหนึ่งในทางน้ำมีการเปลี่ยนแปลงความลาดเทอย่างกระทันหันจาก 0.0150 เป็น 0.0016 จงหาว่า ($n = 0.013$)
- จะเกิดไฮดรอลิกจัมป์ขึ้นหรือไม่
 - ถ้าเกิดจัมป์ ตำแหน่งของจัมป์จะอยู่บนความลาดเท 0.0150 หรือ 0.0016
 - พลังงานที่สูญเสียไปในระหว่างเกิดจัมป์
- 6.7 การระบายน้ำออกจากทะเลสาบขนาดใหญ่ กระทำได้โดยผ่านทางน้ำที่มีหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 6.0 เมตร ทางน้ำสายนี้คาดคิดด้วยคอนกรีตที่มีค่า $n = 0.014$ และมีความยาว 1200 เมตร โดยปลายสุดของทางน้ำ น้ำจะไหลตกอย่างอิสระ ระดับของพื้นทางน้ำจะต้องถูกกำหนดให้อยู่ที่ระดับไม่น้อยกว่า 15.00 เมตร เหนือระดับเปรียบเทียบ อัตราการไหลสูงสุดในทางน้ำเป็น 22.663 ลบ.เมตรต่อวินาที และกำหนดว่าระดับน้ำในทะเลสาบจะขึ้นสูงไม่เกินระดับ 18.00 เมตร เหนือระดับเปรียบเทียบ จงกำหนดความ

ลาดเทที่เหมาะสมของทางน้ำสายนี้

- 6.8 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมคางหมู $b = 20$ ฟุต, $z = 2$, $n = 0.022$, ความลาดเท 0.0007 และมีปริมาณน้ำ 750 ลบ.ฟุต/วินาที ไหลจากทางน้ำดังกล่าวผ่านรางเทคอนกรีตรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีความลาดเทมาก ไปลงสู่แม่น้ำสายหนึ่ง ระหว่างหน้าตัดสี่เหลี่ยมคางหมูและหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าตรงจุดเริ่มของรางเท มีช่วงต่อเชื่อมหรือช่วงเปลี่ยนแปรที่มีขนาดสั้นและราบเรียบ จงหาขนาดความกว้างของรางเทที่จะไม่ทำให้เกิดโปรไฟล์ M_1 และ M_2 ขึ้นทางด้านเหนือน้ำของทางเข้าช่วงต่อเชื่อมดังกล่าว

บทที่ 7

การคำนวณหาโปรไฟล์ของการไหล

ปัญหาที่สำคัญอย่างหนึ่งของการไหลของน้ำในทางน้ำเปิดคือ การคำนวณหาโปรไฟล์ ซึ่งจะทำให้เราสามารถวิเคราะห์ปัญหาได้อย่างมีประสิทธิภาพมากขึ้น เช่น ก) การหาผลกระทบของอาคารชลศาสตร์ที่มีต่อทางน้ำเปิด ข) การประมาณขนาดของพื้นที่ที่ถูกน้ำท่วม เมื่อมีการสร้างเขื่อนและฝาย การคำนวณหาโปรไฟล์ของผิวน้ำมีอยู่ด้วยกันหลายวิธี แต่จะขอกล่าวไว้ในบทนี้เพียงบางวิธีเท่านั้น

7.1 วิธีอินทิเกรตโดยตรง (Direct Integration Method) วิธีนี้ใช้ได้กับทางน้ำเปิดแบบพริซึม และทางน้ำเปิดที่มีขนาดกว้างมาก ๆ จากบทที่ 6 จะได้ว่า

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f}{1 - \frac{Q^2 B}{gA^3}} \dots\dots\dots 7.1$$

$$= \frac{S_o (1 - S_f/S_o)}{1 - Fr^2} \dots\dots\dots 7.2$$

จากสูตรของแมนนิ่งในหน่วยของระบบอังกฤษ หรือระบบเมตริก

$$Q = \frac{1.49}{n} AR^{2/3} S^{1/2} \quad \text{หรือ} \quad \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2}$$

$$= K \sqrt{S}$$

เมื่อ $K =$ คำนวณความจุของหน้าตัดคลอง

$$= \frac{1.49}{n} AR^{2/3} \quad \text{หรือ} \quad \frac{AR^{2/3}}{n} \dots\dots\dots 7.3$$

ถ้า Q มีค่าคงที่จะได้ว่า (ดูบทที่ 6)

$$\frac{S_f}{S_o} = \frac{K_n^2}{K^2}$$

เมื่อ $K_n =$ คำนวณความจุของหน้าตัดคลองเมื่อการไหลเป็นแบบ Uniform

$K =$ คำนวณความจุของหน้าตัดคลองเมื่อการไหลเป็นแบบ Non-Uniform

เมื่อกำหนดหน้าตัดของทางน้ำเปิดให้ค่าของ K ขึ้นอยู่กับค่าของ y เพียงอย่างเดียว เราสามารถเขียนสมการที่ 7.3 ใหม่ได้ว่า

$$K^2 = C_1 y^N \dots\dots\dots 7.4$$

เมื่อ $N =$ Hydraulic exponent ของการไหลแบบ Uniform

$C_1 =$ ค่าคงที่

ในทำนองเดียวกันกับสมการที่ 7.4 เราจะได้

$$K_n^2 = C_1 y_n^N \dots\dots\dots 7.5$$

สมการที่ 7.5 ทหารด้วยสมการที่ 7.4

$$\left(\frac{K_n}{K}\right)^2 = \left(\frac{y_n}{y}\right)^N \dots\dots\dots 7.6$$

จากสมการ ของจำนวนฟรูด (Froud Number)

$$Fr^2 = \frac{Q^2 B}{gA^3} \dots\dots\dots 7.7$$

แต่สำหรับการไหลแบบวิกฤต $Fr = 1$ จะได้

$$z_c^2 = \frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{B_c}$$

เมื่อ $z_c =$ แพคเตอร์หน้าตัดของการไหลวิกฤต

แทนค่าลงในสมการที่ 7.7

$$Fr^2 = \frac{A_c^3/B_c}{A^3/B} \dots\dots\dots 7.8$$

เมื่อกำหนดหน้าตัดของทางน้ำเปิดให้ ค่าของ z จะขึ้นอยู่กับค่าของ y เพียงอย่างเดียว ฉะนั้นเราสามารถเขียนสมการของ z สำหรับการไหลใด ๆ ได้ว่า

$$z^2 = C_2 y^M \dots\dots\dots 7.9$$

เมื่อ $M =$ Hydraulic Exponent ของการไหลวิกฤต

$C_2 =$ ค่าคงที่

ในทำนองเดียวกันกับสมการที่ 7.9 จะได้

$$z_c^2 = C_2 y_c^M \dots\dots\dots 7.10$$

สมการที่ 7.10 ทหารด้วยสมการ 7.9

$$(z_c/z)^2 = (y_c/y)^M \dots\dots\dots 7.11$$

เมื่อพิจารณาจากสมการที่ 7.8 และ 7.11 จะได้ว่า

$$Fr^2 = (y_c/y)^M \dots\dots\dots 7.12$$

จากสมการที่ 7.6 และ 7.12 เราสามารถเขียนสมการที่ 7.2 ได้ใหม่ว่า

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o [1 - (y_n/y)^N]}{1 - (y_c/y)^M} \dots\dots\dots 7.13$$

สำหรับทางน้ำเปิดที่มีความกว้างมาก ๆ, $A \approx By$ และ $R \approx y$

จากสูตรของแมนนิ่ง

$$\begin{aligned} K &= \frac{1.49}{n} A R^{2/3} \\ K^2 &= \frac{2.22}{n^2} A^2 R^{4/3} \\ &= \frac{2.22}{n^2} (By)^2 (y)^{4/3} \\ &= C_1 y^{10/3} \end{aligned}$$

ดังนั้นจะได้ $N = 10/3 = 3.33$

ในทำนองเดียวกันถ้าใช้สูตรของเชซีในการคำนวณ เราสามารถจะหาค่า M ได้เท่ากับ 3.0 แต่สำหรับค่าของ M ไม่ว่าจะใช้สูตรแมนนิ่งหรือสูตรเชซี จะให้ค่าเท่ากับ 3.0 ซึ่งสามารถพิสูจน์ให้เห็นจริงได้ดังนี้

$$\begin{aligned} z^2 &= A^3/B = (.By)^3/B \\ &= C_2 y^3 \end{aligned}$$

$\therefore M = 3.0$

7.1.1 การวิเคราะห์ของ Bress จากสมการที่ 7.3 สามารถอินทิเกรตได้เฉพาะเมื่อทางน้ำเปิดมีหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าและมีขนาดกว้างมาก ๆ เพราะจะได้ $M = 3.0$ และ $N = 3.0$

$$\begin{aligned}
 s_o \frac{dx}{dy} &= \frac{1 - (y_c/y)^3}{1 - (y_n/y)^3} \\
 &= \frac{(y/y_n)^3 - (y_c/y_n)^3}{(y/y_n)^3 - (y_n/y_n)^3} \\
 &= \frac{(y/y_n)^3 - 1 + 1 - (y_c/y_n)^3}{(y/y_n)^3 - 1} \\
 s_o \frac{dx}{dy} &= 1 - \frac{1 - (y_c/y_n)^3}{1 - (y/y_n)^3} \dots\dots\dots 7.14
 \end{aligned}$$

กำหนดให้

$$u = y/y_n$$

$$du = \frac{1}{y_n} dy, \quad \therefore dy = y_n du$$

จากสมการ 7.14 $dx = \frac{1}{s_o} \left[1 - \frac{1 - (y_c/y_n)^3}{1 - u^3} \right] y_n du$

จากการอินทิเกรต $x = \frac{y_n}{s_o} [u - (1 - y_c^3/y_n^3)F(u,3)] + \text{ค่าคงที่} \dots\dots\dots 7.15$

เมื่อ $F(u, 3) =$ ฟังก์ชันของ Bress

$$= \int_0^u \frac{du}{1 - u^3}$$

$$F(u, 3) = \frac{1}{6} \log \frac{u^2 + u + 1}{(u - 1)^2} - \frac{1}{\sqrt{3}} \tan^{-1} \frac{\sqrt{3}}{2u + 1} \dots\dots\dots 7.16$$

ค่าต่าง ๆ ของ $F(u, 3)$ หาได้จากตารางที่ 7.1 เมื่อ $N = 3$ สำหรับทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า

$$y_c = (q^2/g)^{1/3} \dots\dots\dots 7.17$$

ตารางที่ 7.1 ฟังก์ชันการไหล $F(u, N)$ สำหรับความลาดเทที่มีค่าเป็นบวก

N u	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.02	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020
0.04	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040
0.06	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060
0.08	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080
0.10	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100
0.12	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120
0.14	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140
0.16	0.161	0.161	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160
0.18	0.181	0.181	0.181	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180
0.20	0.202	0.201	0.201	0.201	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200
0.22	0.223	0.222	0.221	0.221	0.221	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220
0.24	0.244	0.243	0.242	0.241	0.241	0.241	0.240	0.240	0.240	0.240
0.26	0.265	0.263	0.262	0.262	0.261	0.261	0.261	0.260	0.260	0.260
0.28	0.286	0.284	0.283	0.282	0.282	0.281	0.281	0.281	0.280	0.280
0.30	0.307	0.305	0.304	0.303	0.302	0.302	0.301	0.301	0.301	0.300
0.32	0.329	0.326	0.325	0.324	0.323	0.322	0.322	0.321	0.321	0.321
0.34	0.351	0.348	0.346	0.344	0.343	0.343	0.342	0.342	0.341	0.341
0.36	0.372	0.369	0.367	0.366	0.364	0.363	0.363	0.362	0.362	0.361
0.38	0.395	0.392	0.389	0.387	0.385	0.384	0.383	0.383	0.382	0.382
0.40	0.418	0.414	0.411	0.408	0.407	0.405	0.404	0.403	0.403	0.402
0.42	0.442	0.437	0.433	0.430	0.428	0.426	0.425	0.424	0.423	0.423
0.44	0.465	0.460	0.456	0.452	0.450	0.448	0.446	0.445	0.444	0.443
0.46	0.489	0.483	0.479	0.475	0.472	0.470	0.468	0.466	0.465	0.464
0.48	0.514	0.507	0.502	0.497	0.494	0.492	0.489	0.488	0.486	0.485
0.50	0.539	0.531	0.525	0.521	0.517	0.514	0.511	0.509	0.508	0.506
0.52	0.565	0.557	0.550	0.544	0.540	0.536	0.534	0.531	0.529	0.528
0.54	0.592	0.582	0.574	0.568	0.563	0.559	0.556	0.554	0.551	0.550
0.56	0.619	0.608	0.599	0.593	0.587	0.583	0.579	0.576	0.574	0.572
0.58	0.648	0.635	0.626	0.618	0.612	0.607	0.603	0.599	0.596	0.594
0.60	0.676	0.663	0.653	0.644	0.637	0.631	0.627	0.623	0.620	0.617
0.61	0.691	0.678	0.667	0.657	0.650	0.644	0.639	0.635	0.631	0.628
0.62	0.706	0.692	0.680	0.671	0.663	0.657	0.651	0.647	0.643	0.640
0.63	0.722	0.707	0.694	0.684	0.676	0.669	0.664	0.659	0.655	0.652
0.64	0.738	0.722	0.709	0.698	0.690	0.683	0.677	0.672	0.667	0.664
0.65	0.754	0.737	0.724	0.712	0.703	0.696	0.689	0.684	0.680	0.676
0.66	0.771	0.753	0.738	0.727	0.717	0.709	0.703	0.697	0.692	0.688
0.67	0.787	0.769	0.754	0.742	0.731	0.723	0.716	0.710	0.705	0.701
0.68	0.804	0.785	0.769	0.757	0.746	0.737	0.729	0.723	0.718	0.713
0.69	0.822	0.804	0.785	0.772	0.761	0.751	0.743	0.737	0.731	0.726

* The table of the varied-flow function for positive slopes $F(u, N)$ is reproduced from Ven Te Chow, Integrating the equation of gradually varied flow, *Proceedings, American Society of Civil Engineers*, vol. 81, paper no. 838, pp. 1-32, November, 1955. The table of the varied-flow function for negative slopes $F(u, N)_{-s_0}$ is reproduced from the author's closing discussion of this paper in *Proceedings*, vol. 83, *Journal of Hydraulics Division*, no. HY1, paper no. 1177, pp. 9-22, February, 1957.

ตารางที่ 7.1 ฟังก์ชันการไหล $F(u, N)$ สำหรับความลาดเทที่มีค่าเป็นบวก

$\frac{N}{u}$	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0
0.70	0.840	0.819	0.802	0.787	0.776	0.766	0.757	0.750	0.744	0.739
0.71	0.858	0.836	0.819	0.804	0.791	0.781	0.772	0.764	0.758	0.752
0.72	0.878	0.855	0.836	0.820	0.807	0.796	0.786	0.779	0.772	0.766
0.73	0.898	0.874	0.854	0.837	0.823	0.811	0.802	0.793	0.786	0.780
0.74	0.918	0.892	0.868	0.854	0.840	0.827	0.817	0.808	0.800	0.794
0.75	0.940	0.913	0.890	0.872	0.857	0.844	0.833	0.823	0.815	0.808
0.76	0.961	0.933	0.909	0.890	0.874	0.861	0.849	0.839	0.830	0.823
0.77	0.985	0.954	0.930	0.909	0.892	0.878	0.866	0.855	0.846	0.838
0.78	1.007	0.976	0.950	0.929	0.911	0.896	0.883	0.872	0.862	0.854
0.79	1.031	0.998	0.971	0.949	0.930	0.914	0.901	0.889	0.879	0.870
0.80	1.056	1.022	0.994	0.970	0.950	0.934	0.919	0.907	0.896	0.887
0.81	1.083	1.046	1.017	0.992	0.971	0.954	0.938	0.925	0.914	0.904
0.82	1.110	1.072	1.041	1.015	0.993	0.974	0.958	0.945	0.932	0.922
0.83	1.139	1.099	1.067	1.039	1.016	0.996	0.979	0.965	0.952	0.940
0.84	1.171	1.129	1.094	1.064	1.040	1.019	1.001	0.985	0.972	0.960
0.85	1.201	1.157	1.121	1.091	1.065	1.043	1.024	1.007	0.993	0.980
0.86	1.238	1.192	1.153	1.119	1.092	1.068	1.048	1.031	1.015	1.002
0.87	1.272	1.223	1.182	1.149	1.120	1.095	1.074	1.055	1.039	1.025
0.88	1.314	1.262	1.228	1.181	1.151	1.124	1.101	1.081	1.064	1.049
0.89	1.357	1.302	1.255	1.216	1.183	1.155	1.131	1.110	1.091	1.075
0.90	1.401	1.343	1.294	1.253	1.218	1.189	1.163	1.140	1.120	1.103
0.91	1.452	1.389	1.338	1.294	1.257	1.225	1.197	1.173	1.152	1.133
0.92	1.505	1.438	1.351	1.340	1.300	1.266	1.236	1.210	1.187	1.166
0.93	1.564	1.493	1.435	1.391	1.348	1.311	1.279	1.251	1.226	1.204
0.94	1.645	1.568	1.504	1.449	1.403	1.363	1.328	1.297	1.270	1.246
0.950	1.737	1.652	1.582	1.518	1.467	1.423	1.385	1.352	1.322	1.296
0.960	1.833	1.741	1.665	1.601	1.545	1.497	1.454	1.417	1.385	1.355
0.970	1.969	1.866	1.780	1.707	1.644	1.590	1.543	1.501	1.464	1.431
0.975	2.055	1.945	1.853	1.773	1.707	1.649	1.598	1.554	1.514	1.479
0.980	2.164	2.045	1.946	1.855	1.783	1.720	1.666	1.617	1.575	1.536
0.985	2.294	2.165	2.056	1.959	1.880	1.812	1.752	1.699	1.652	1.610
0.990	2.477	2.333	2.212	2.106	2.017	1.940	1.873	1.814	1.761	1.714
0.995	2.792	2.621	2.478	2.355	2.250	2.159	2.079	2.008	1.945	1.889
0.999	3.523	3.292	3.097	2.931	2.788	2.663	2.554	2.457	2.370	2.293
1.000	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
1.001	3.317	2.931	2.640	2.399	2.184	2.008	1.856	1.725	1.610	1.508
1.005	2.587	2.266	2.022	1.818	1.649	1.506	1.384	1.279	1.188	1.107
1.010	2.273	1.977	1.757	1.572	1.419	1.291	1.182	1.089	1.007	0.936
1.015	2.090	1.807	1.602	1.428	1.286	1.166	1.065	0.978	0.902	0.836
1.020	1.961	1.711	1.493	1.327	1.191	1.078	0.982	0.900	0.828	0.766
1.03	1.779	1.531	1.340	1.186	1.060	0.955	0.866	0.790	0.725	0.668
1.04	1.651	1.410	1.232	1.086	0.967	0.868	0.785	0.714	0.653	0.600
1.05	1.552	1.334	1.150	1.010	0.896	0.802	0.723	0.656	0.598	0.548
1.06	1.472	1.250	1.082	0.948	0.838	0.748	0.672	0.608	0.553	0.506
1.07	1.404	1.195	1.026	0.896	0.790	0.703	0.630	0.569	0.516	0.471
1.08	1.346	1.139	0.978	0.851	0.749	0.665	0.595	0.535	0.485	0.441
1.09	1.295	1.089	0.935	0.812	0.713	0.631	0.563	0.506	0.457	0.415
1.10	1.250	1.050	0.897	0.777	0.681	0.601	0.536	0.480	0.433	0.392
1.11	1.209	1.014	0.864	0.746	0.652	0.575	0.511	0.457	0.411	0.372
1.12	1.172	0.981	0.833	0.718	0.626	0.551	0.488	0.436	0.392	0.354

ตารางที่ 7.1 ฟังก์ชันการไหล $F(u, N)$ สำหรับความลาดเทที่มีค่าเป็นบวก

$\frac{N}{u}$	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0
1.13	1.138	0.950	0.805	0.692	0.602	0.529	0.468	0.417	0.374	0.337
1.14	1.107	0.921	0.780	0.669	0.581	0.509	0.450	0.400	0.358	0.322
1.15	1.078	0.892	0.756	0.647	0.561	0.490	0.432	0.384	0.343	0.308
1.16	1.052	0.870	0.734	0.627	0.542	0.473	0.417	0.369	0.329	0.295
1.17	1.027	0.850	0.713	0.608	0.525	0.458	0.402	0.356	0.317	0.283
1.18	1.003	0.825	0.694	0.591	0.509	0.443	0.388	0.343	0.305	0.272
1.19	0.981	0.810	0.676	0.574	0.494	0.429	0.375	0.331	0.294	0.262
1.20	0.960	0.787	0.659	0.559	0.480	0.416	0.363	0.320	0.283	0.252
1.22	0.922	0.755	0.628	0.531	0.454	0.392	0.341	0.299	0.264	0.235
1.24	0.887	0.725	0.600	0.505	0.431	0.371	0.322	0.281	0.248	0.219
1.26	0.855	0.692	0.574	0.482	0.410	0.351	0.304	0.265	0.233	0.205
1.28	0.827	0.666	0.551	0.461	0.391	0.334	0.288	0.250	0.219	0.193
1.30	0.800	0.644	0.530	0.442	0.373	0.318	0.274	0.237	0.207	0.181
1.32	0.775	0.625	0.510	0.424	0.357	0.304	0.260	0.225	0.196	0.171
1.34	0.752	0.605	0.492	0.408	0.342	0.290	0.248	0.214	0.185	0.162
1.36	0.731	0.588	0.475	0.393	0.329	0.278	0.237	0.204	0.176	0.153
1.38	0.711	0.567	0.459	0.378	0.316	0.266	0.226	0.194	0.167	0.145
1.40	0.692	0.548	0.444	0.365	0.304	0.256	0.217	0.185	0.159	0.138
1.42	0.674	0.533	0.431	0.353	0.293	0.246	0.208	0.177	0.152	0.131
1.44	0.658	0.517	0.417	0.341	0.282	0.236	0.199	0.169	0.145	0.125
1.46	0.642	0.505	0.405	0.330	0.273	0.227	0.191	0.162	0.139	0.119
1.48	0.627	0.493	0.394	0.320	0.263	0.219	0.184	0.156	0.133	0.113
1.50	0.613	0.480	0.383	0.310	0.255	0.211	0.177	0.149	0.127	0.108
1.55	0.580	0.451	0.358	0.288	0.235	0.194	0.161	0.135	0.114	0.097
1.60	0.551	0.425	0.335	0.269	0.218	0.179	0.148	0.123	0.103	0.087
1.65	0.525	0.402	0.316	0.251	0.203	0.165	0.136	0.113	0.094	0.079
1.70	0.501	0.381	0.298	0.236	0.189	0.153	0.125	0.103	0.086	0.072
1.75	0.480	0.362	0.282	0.222	0.177	0.143	0.116	0.095	0.079	0.065
1.80	0.460	0.349	0.267	0.209	0.166	0.133	0.108	0.088	0.072	0.060
1.85	0.442	0.332	0.254	0.198	0.156	0.125	0.100	0.082	0.067	0.055
1.90	0.425	0.315	0.242	0.188	0.147	0.117	0.094	0.076	0.062	0.050
1.95	0.409	0.304	0.231	0.178	0.139	0.110	0.088	0.070	0.057	0.046
2.00	0.395	0.292	0.221	0.169	0.132	0.104	0.082	0.066	0.053	0.043
2.10	0.369	0.273	0.202	0.154	0.119	0.092	0.073	0.058	0.046	0.037
2.20	0.346	0.253	0.186	0.141	0.107	0.083	0.065	0.051	0.040	0.032
2.3	0.326	0.235	0.173	0.129	0.098	0.075	0.058	0.045	0.035	0.028
2.4	0.308	0.220	0.160	0.119	0.089	0.068	0.052	0.040	0.031	0.024
2.5	0.292	0.207	0.150	0.110	0.082	0.062	0.047	0.036	0.028	0.022
2.6	0.277	0.197	0.140	0.102	0.076	0.057	0.043	0.033	0.025	0.019
2.7	0.264	0.188	0.131	0.095	0.070	0.052	0.039	0.029	0.022	0.017
2.8	0.252	0.176	0.124	0.089	0.065	0.048	0.036	0.027	0.020	0.015
2.9	0.241	0.166	0.117	0.083	0.060	0.044	0.033	0.024	0.018	0.014
3.0	0.230	0.159	0.110	0.078	0.056	0.041	0.030	0.022	0.017	0.012
3.5	0.190	0.126	0.085	0.059	0.041	0.029	0.021	0.015	0.011	0.008
4.0	0.161	0.104	0.069	0.046	0.031	0.022	0.015	0.010	0.007	0.005
4.5	0.139	0.087	0.057	0.037	0.025	0.017	0.011	0.008	0.005	0.004
5.0	0.122	0.076	0.048	0.031	0.020	0.013	0.009	0.006	0.004	0.003
6.0	0.098	0.060	0.036	0.022	0.014	0.009	0.006	0.004	0.002	0.002
7.0	0.081	0.048	0.028	0.017	0.010	0.006	0.004	0.002	0.002	0.001
8.0	0.069	0.040	0.022	0.013	0.008	0.005	0.003	0.002	0.001	0.001
9.0	0.060	0.034	0.019	0.011	0.006	0.004	0.002	0.001	0.001	0.000
10.0	0.053	0.028	0.016	0.009	0.005	0.003	0.002	0.001	0.001	0.000
20.0	0.023	0.018	0.011	0.006	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000

ตารางที่ 7.1 ฟังก์ชันการไหล $F(u, N)$ สำหรับความลาดเทที่มีค่าเป็นบวก

$N \backslash u$	4.2	4.6	5.0	5.4	5.8	6.2	6.6	7.0	7.4	7.8
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.02	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020
0.04	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040
0.06	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060
0.08	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080
0.10	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100
0.12	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120
0.14	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140
0.16	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160
0.18	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180
0.20	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200
0.22	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220
0.24	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240
0.26	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260
0.28	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280
0.30	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300
0.32	0.321	0.320	0.320	0.320	0.320	0.320	0.320	0.320	0.320	0.320
0.34	0.341	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340
0.36	0.361	0.361	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360
0.38	0.381	0.381	0.381	0.380	0.380	0.380	0.380	0.380	0.380	0.380
0.40	0.402	0.401	0.401	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400
0.42	0.422	0.421	0.421	0.421	0.420	0.420	0.420	0.420	0.420	0.420
0.44	0.443	0.442	0.441	0.441	0.441	0.441	0.440	0.440	0.440	0.440
0.46	0.463	0.462	0.462	0.461	0.461	0.461	0.460	0.460	0.460	0.460
0.48	0.484	0.483	0.482	0.481	0.481	0.481	0.480	0.480	0.480	0.480
0.50	0.505	0.504	0.503	0.502	0.501	0.501	0.501	0.500	0.500	0.500
0.52	0.527	0.525	0.523	0.522	0.522	0.521	0.521	0.521	0.520	0.520
0.54	0.548	0.546	0.544	0.543	0.542	0.542	0.541	0.541	0.541	0.541
0.56	0.570	0.567	0.565	0.564	0.563	0.562	0.562	0.561	0.561	0.561
0.58	0.592	0.589	0.587	0.585	0.583	0.583	0.582	0.582	0.581	0.581
0.60	0.614	0.611	0.608	0.606	0.605	0.604	0.603	0.602	0.602	0.601
0.61	0.626	0.622	0.619	0.617	0.615	0.614	0.613	0.612	0.612	0.611
0.62	0.637	0.633	0.630	0.628	0.626	0.625	0.624	0.623	0.622	0.622
0.63	0.649	0.644	0.641	0.638	0.636	0.635	0.634	0.633	0.632	0.632
0.64	0.661	0.656	0.652	0.649	0.647	0.646	0.645	0.644	0.643	0.642
0.65	0.673	0.667	0.663	0.660	0.658	0.656	0.655	0.654	0.653	0.653
0.66	0.685	0.679	0.675	0.672	0.669	0.667	0.666	0.665	0.664	0.663
0.67	0.697	0.691	0.686	0.683	0.680	0.678	0.676	0.675	0.674	0.673
0.68	0.709	0.703	0.698	0.694	0.691	0.689	0.687	0.686	0.685	0.684
0.69	0.722	0.715	0.710	0.706	0.703	0.700	0.698	0.696	0.695	0.694
0.70	0.735	0.727	0.722	0.717	0.714	0.712	0.710	0.708	0.706	0.705
0.71	0.748	0.740	0.734	0.729	0.726	0.723	0.721	0.719	0.717	0.716
0.72	0.761	0.752	0.746	0.741	0.737	0.734	0.732	0.730	0.728	0.727
0.73	0.774	0.765	0.759	0.753	0.749	0.746	0.743	0.741	0.739	0.737
0.74	0.788	0.779	0.771	0.766	0.761	0.757	0.754	0.752	0.750	0.748
0.75	0.802	0.792	0.784	0.778	0.773	0.769	0.766	0.763	0.761	0.759
0.76	0.817	0.806	0.798	0.791	0.786	0.782	0.778	0.775	0.773	0.771
0.77	0.831	0.820	0.811	0.804	0.798	0.794	0.790	0.787	0.784	0.782
0.78	0.847	0.834	0.825	0.817	0.811	0.806	0.802	0.799	0.796	0.794
0.79	0.862	0.849	0.839	0.831	0.824	0.819	0.815	0.811	0.808	0.805

ตารางที่ 7.1 ฟังก์ชันการไหล $F(u, N)$ สำหรับความลาดเทที่มีค่าเป็นบวก

$\frac{N}{u}$	4.2	4.6	5.0	5.4	5.8	6.2	6.6	7.0	7.4	7.8
0.80	0.878	0.865	0.854	0.845	0.838	0.832	0.828	0.823	0.820	0.818
0.81	0.895	0.881	0.869	0.860	0.852	0.846	0.841	0.836	0.833	0.830
0.82	0.913	0.897	0.885	0.875	0.866	0.860	0.854	0.850	0.846	0.842
0.83	0.931	0.914	0.901	0.890	0.881	0.874	0.868	0.863	0.859	0.855
0.84	0.949	0.932	0.918	0.906	0.897	0.889	0.882	0.877	0.872	0.868
0.85	0.969	0.950	0.935	0.923	0.912	0.905	0.898	0.891	0.887	0.882
0.86	0.990	0.970	0.954	0.940	0.930	0.921	0.913	0.906	0.901	0.896
0.87	1.012	0.990	0.973	0.959	0.947	0.937	0.929	0.922	0.916	0.911
0.88	1.035	1.012	0.994	0.978	0.966	0.955	0.946	0.938	0.932	0.927
0.89	1.060	1.035	1.015	0.999	0.986	0.974	0.964	0.956	0.949	0.943
0.90	1.087	1.060	1.039	1.021	1.007	0.994	0.984	0.974	0.967	0.960
0.91	1.116	1.088	1.064	1.045	1.029	1.016	1.003	0.995	0.986	0.979
0.92	1.148	1.117	1.092	1.072	1.054	1.039	1.027	1.016	1.006	0.999
0.93	1.184	1.151	1.123	1.101	1.081	1.065	1.050	1.040	1.029	1.021
0.94	1.225	1.188	1.158	1.134	1.113	1.095	1.080	1.066	1.054	1.044
0.950	1.272	1.232	1.199	1.172	1.148	1.128	1.111	1.097	1.084	1.073
0.960	1.329	1.285	1.248	1.217	1.188	1.167	1.149	1.133	1.119	1.106
0.970	1.402	1.351	1.310	1.275	1.246	1.319	1.197	1.179	1.162	1.148
0.975	1.447	1.393	1.348	1.311	1.280	1.250	1.227	1.207	1.190	1.173
0.980	1.502	1.443	1.395	1.354	1.339	1.288	1.262	1.241	1.221	1.204
0.985	1.573	1.508	1.454	1.409	1.372	1.337	1.309	1.284	1.263	1.243
0.990	1.671	1.598	1.537	1.487	1.444	1.404	1.373	1.344	1.319	1.297
0.995	1.838	1.751	1.678	1.617	1.565	1.519	1.479	1.451	1.416	1.388
0.999	2.223	2.102	2.002	1.917	1.845	1.780	1.725	1.678	1.635	1.596
1.000	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
1.001	1.417	1.264	1.138	1.033	0.951	0.870	0.803	0.746	0.697	0.651
1.005	1.036	0.915	0.817	0.737	0.669	0.612	0.553	0.526	0.481	0.447
1.010	0.873	0.766	0.681	0.610	0.551	0.502	0.459	0.422	0.389	0.360
1.015	0.778	0.680	0.602	0.537	0.483	0.440	0.399	0.366	0.336	0.310
1.02	0.711	0.620	0.546	0.486	0.436	0.394	0.358	0.327	0.300	0.276
1.03	0.618	0.535	0.469	0.415	0.370	0.333	0.300	0.272	0.249	0.228
1.04	0.554	0.477	0.415	0.365	0.324	0.290	0.262	0.236	0.214	0.195
1.05	0.504	0.432	0.374	0.328	0.289	0.259	0.231	0.208	0.189	0.174
1.06	0.464	0.396	0.342	0.298	0.262	0.233	0.209	0.187	0.170	0.154
1.07	0.431	0.366	0.315	0.273	0.239	0.212	0.191	0.168	0.151	0.136
1.08	0.403	0.341	0.292	0.252	0.220	0.194	0.172	0.153	0.137	0.123
1.09	0.379	0.319	0.272	0.234	0.204	0.179	0.158	0.140	0.125	0.112
1.10	0.357	0.299	0.254	0.218	0.189	0.165	0.146	0.129	0.114	0.102
1.11	0.338	0.282	0.239	0.204	0.176	0.154	0.135	0.119	0.105	0.094
1.12	0.321	0.267	0.225	0.192	0.165	0.143	0.125	0.110	0.097	0.086
1.13	0.305	0.253	0.212	0.181	0.155	0.135	0.117	0.102	0.090	0.080
1.14	0.291	0.240	0.201	0.170	0.146	0.126	0.109	0.095	0.084	0.074
1.15	0.278	0.229	0.191	0.161	0.137	0.118	0.102	0.089	0.078	0.068
1.16	0.266	0.218	0.181	0.153	0.130	0.111	0.096	0.084	0.072	0.064
1.17	0.255	0.208	0.173	0.145	0.123	0.105	0.090	0.078	0.068	0.060
1.18	0.244	0.199	0.165	0.138	0.116	0.099	0.085	0.073	0.063	0.055
1.19	0.235	0.191	0.157	0.131	0.110	0.094	0.080	0.068	0.059	0.051
1.20	0.226	0.183	0.150	0.125	0.105	0.088	0.076	0.064	0.056	0.048
1.22	0.209	0.168	0.138	0.114	0.095	0.080	0.068	0.057	0.049	0.042
1.24	0.195	0.156	0.127	0.104	0.086	0.072	0.060	0.051	0.044	0.038

ตารางที่ 7.1 ฟังก์ชันการไหล $F(u, N)$ สำหรับความลาดเทที่มีค่าเป็นบวก

$N \backslash u$	8.2	8.6	9.0	9.4	9.8
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.02	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020
0.04	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040
0.06	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060
0.08	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080
0.10	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100
0.12	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120
0.14	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140
0.16	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160
0.18	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180
0.20	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200
0.22	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220
0.24	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240
0.26	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260
0.28	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280
0.30	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300
0.32	0.320	0.320	0.320	0.320	0.320
0.34	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340
0.36	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360
0.38	0.380	0.380	0.380	0.380	0.380
0.40	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400
0.42	0.420	0.420	0.420	0.420	0.420
0.44	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440
0.46	0.460	0.460	0.460	0.460	0.460
0.48	0.480	0.480	0.480	0.480	0.480
0.50	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
0.52	0.520	0.520	0.520	0.520	0.520
0.54	0.540	0.540	0.540	0.540	0.540
0.56	0.561	0.560	0.560	0.560	0.560
0.58	0.581	0.581	0.580	0.580	0.580
0.60	0.601	0.601	0.601	0.600	0.600
0.61	0.611	0.611	0.611	0.611	0.610
0.62	0.621	0.621	0.621	0.621	0.621
0.63	0.632	0.631	0.631	0.631	0.631
0.64	0.642	0.641	0.641	0.641	0.641
0.65	0.652	0.652	0.651	0.651	0.651
0.66	0.662	0.662	0.662	0.661	0.661
0.67	0.673	0.672	0.672	0.672	0.671
0.68	0.683	0.683	0.682	0.682	0.681
0.69	0.694	0.693	0.692	0.692	0.692
0.70	0.704	0.704	0.703	0.702	0.702
0.71	0.715	0.714	0.713	0.713	0.712
0.72	0.726	0.725	0.724	0.723	0.723
0.73	0.736	0.735	0.734	0.734	0.733
0.74	0.747	0.746	0.745	0.744	0.744
0.75	0.758	0.757	0.756	0.755	0.754
0.76	0.769	0.768	0.767	0.766	0.765
0.77	0.780	0.779	0.778	0.777	0.776
0.78	0.792	0.790	0.789	0.788	0.787
0.79	0.804	0.802	0.800	0.799	0.798

ตารางที่ 7.1 ฟังก์ชันการไหล $F(u, N)$ สำหรับความลาดเทที่มีค่าเป็นบวก

$\frac{N}{u}$	8.2	8.6	9.0	9.4	9.8
0.80	0.815	0.813	0.811	0.810	0.809
0.81	0.827	0.825	0.823	0.822	0.820
0.82	0.839	0.837	0.835	0.833	0.831
0.83	0.852	0.849	0.847	0.845	0.844
0.84	0.865	0.862	0.860	0.858	0.856
0.85	0.878	0.875	0.873	0.870	0.868
0.86	0.892	0.889	0.886	0.883	0.881
0.87	0.907	0.903	0.900	0.897	0.894
0.88	0.921	0.918	0.914	0.911	0.908
0.89	0.937	0.933	0.929	0.925	0.922
0.90	0.954	0.949	0.944	0.940	0.937
0.91	0.972	0.967	0.961	0.957	0.953
0.92	0.991	0.986	0.980	0.975	0.970
0.93	1.012	1.006	0.999	0.994	0.989
0.94	1.036	1.029	1.022	1.016	1.010
0.950	1.062	1.055	1.047	1.040	1.033
0.960	1.097	1.085	1.074	1.063	1.053
0.970	1.136	1.124	1.112	1.100	1.087
0.975	1.157	1.147	1.134	1.122	1.108
0.980	1.187	1.175	1.160	1.150	1.132
0.985	1.224	1.210	1.196	1.183	1.165
0.990	1.275	1.260	1.243	1.228	1.208
0.995	1.363	1.342	1.320	1.302	1.280
0.999	1.560	1.530	1.500	1.476	1.447
1.000	∞	∞	∞	∞	∞
1.001	0.614	0.577	0.546	0.519	0.494
1.005	0.420	0.391	0.368	0.350	0.331
1.010	0.337	0.313	0.294	0.278	0.262
1.015	0.289	0.269	0.255	0.237	0.223
1.020	0.257	0.237	0.221	0.209	0.196
1.03	0.212	0.195	0.181	0.170	0.159
1.04	0.173	0.165	0.152	0.143	0.134
1.05	0.158	0.143	0.132	0.124	0.115
1.06	0.140	0.127	0.116	0.106	0.098
1.07	0.123	0.112	0.102	0.094	0.086
1.08	0.111	0.101	0.092	0.084	0.077
1.09	0.101	0.091	0.082	0.075	0.069
1.10	0.092	0.083	0.074	0.067	0.062
1.11	0.084	0.075	0.067	0.060	0.055
1.12	0.077	0.069	0.062	0.055	0.050
1.13	0.071	0.063	0.056	0.050	0.045
1.14	0.065	0.058	0.052	0.046	0.041
1.15	0.061	0.054	0.048	0.043	0.038
1.16	0.056	0.050	0.045	0.040	0.035
1.17	0.052	0.046	0.041	0.036	0.032
1.18	0.048	0.042	0.037	0.033	0.029
1.19	0.045	0.039	0.034	0.030	0.027
1.20	0.043	0.037	0.032	0.028	0.025
1.22	0.037	0.032	0.028	0.024	0.021
1.24	0.032	0.028	0.024	0.021	0.018

ตารางที่ 7.1 ฟังก์ชันการไหล $F(u, N)$ สำหรับความลาดเทที่มีค่าเป็นบวก

$N \backslash u$	8.2	8.6	9.0	9.4	9.8
1.26	0.028	0.024	0.021	0.018	0.016
1.28	0.025	0.021	0.018	0.016	0.014
1.30	0.022	0.019	0.016	0.014	0.012
1.32	0.020	0.017	0.014	0.012	0.010
1.34	0.018	0.015	0.012	0.010	0.009
1.36	0.016	0.013	0.011	0.009	0.008
1.38	0.014	0.012	0.010	0.008	0.007
1.40	0.013	0.011	0.009	0.007	0.006
1.42	0.011	0.009	0.008	0.006	0.005
1.44	0.010	0.008	0.007	0.006	0.005
1.46	0.009	0.008	0.006	0.005	0.004
1.48	0.009	0.007	0.005	0.004	0.004
1.50	0.008	0.006	0.005	0.004	0.003
1.55	0.006	0.005	0.004	0.003	0.003
1.60	0.005	0.004	0.003	0.002	0.002
1.65	0.004	0.003	0.002	0.002	0.001
1.70	0.003	0.002	0.002	0.001	0.001
1.75	0.002	0.002	0.002	0.001	0.001
1.80	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001
1.85	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001
1.90	0.001	0.001	0.001	0.001	0.000
1.95	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000
2.00	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000
2.10	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
2.20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3.5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4.5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

จากสมการของเซยี

$$V = C \sqrt{RS}$$

$$\frac{q}{y_n} = C \sqrt{y_n S_0}$$

$$\frac{q^2}{y_n^2} = C^2 y_n S_0$$

$$y_n = (q^2 / C^2 S_0)^{1/3} = y_c (g / C^2 S_0)^{1/3} \dots\dots 7.18$$

จากสมการที่ 7.17 และสมการที่ 7.18

$$(y_c / y_n)^3 = C^2 S_0 / g \dots\dots\dots 7.19$$

แทนค่า $(y_c / y_n)^3$ ลงในสมการที่ 7.15 จะได้

$$x = \frac{y_n}{S_0} \left[u - \left(1 - C^2 \frac{S_0}{g} \right) F(u, 3) \right] + \text{ค่าคงที่}$$

ถ้า $y_n / S_0 = A_1$ และ $1 - C^2 \frac{S_0}{g} = A_2$ จะได้

$$x = A_1 [u - A_2 F(u, 3)] + \text{ค่าคงที่} \dots\dots\dots 7.20$$

ตัวอย่างที่ 7.1 คลองรูปสี่เหลี่ยมคางหมูมีพื้นคลองกว้าง 20 ฟุต ความลาดเทด้านข้าง (m:1) = 1.5 : 1 ความลาดเทท้องคลอง 0.001 และอัตราการไหล 1,000 ลบ.ฟุต/วินาที ปลายคลองด้านท้ายน้ำน้ำไหลตกอย่างอิสระ จงหาโปรไฟล์ Drawdown ของผิวน้ำจากปลายคลองด้านที่น้ำไหลตกอย่างอิสระ จนถึงตำแหน่งที่ความเร็วมากกว่าความเร็วของการไหลแบบ Uniform 10 % กำหนดให้ $n = 0.025$

วิธีทำ

$$A = (20 + 1.5 y) y$$

$$P = 20 + 3.60 y$$

$$B = 20 + 3 y$$

คำนวณหา y_n จากสูตรของแมนนิง

$$Q = \frac{1.49}{n} AR^{2/3} \sqrt{S_o}$$

$$1,000 = \frac{1.49}{0.025} \sqrt{0.001} (20 + 1.5 y) \left[\frac{(20 + 1.5 y) y}{20 + 3.6 y} \right]^{2/3}$$

โดยวิธี Trial และ Error จะได้

$$y_n = 6.55 \text{ ฟุต}$$

$$v_n = \frac{1,000}{(20 + 1.5 \times 6.55) 6.55} = 5.12 \text{ ฟุต/วินาที}$$

ความเร็วที่มากกว่า v_n อยู่ 10 % = $1.1 \times 5.12 = 5.63$ ฟุต/วินาที ณ จุดนี้
ความลึกของการไหล, จะลดลง 10 % (โดยประมาณ) ฉะนั้นจะได้ค่า y เท่ากับ
6.00 ฟุต

คำนวณหาค่า y_c เพื่อทำการตรวจสอบว่าการไหลของน้ำที่ปลายสุดผ่านความลึกวิกฤตหรือไม่
จากเงื่อนไขของการไหลวิกฤต

$$Q^2/g = A^3/B$$

$$(1,000)^2/32.2 = y^3(20 + 1.5 y)^3/(20 + 3y)$$

$$y^3(20 + 1.5y)^3/(20 + 3y) = 31,050$$

โดยวิธี Trial และ Error จะได้

$$y_c = 3.85 \text{ ฟุต ซึ่งน้อยกว่า } y_n$$

แสดงว่าความลาดเทมีค่าน้อย (mild) และการไหลของน้ำที่ปลายคลองด้านท้ายน้ำผ่าน y_c
ค่า y ที่จะใช้หารูปตัดตามยาวของผิวน้ำมีค่าอยู่ระหว่าง 3.85 และ 6.00 ฟุต

ค่า y เฉลี่ยที่จะนำไปคำนวณหาค่า c ของสูตรเชซี

$$= \frac{3.85 + 6.00}{2} = 4.925 \quad \text{ฟุต}$$

จากความสัมพันธ์ระหว่างสูตรของเชซีและสูตรของแมนนิง

$$c = \frac{1.49}{n} R^{1/6} \quad \dots\dots\dots (i)$$

สมมติว่าเป็นคลองที่มีขนาดกว้างมาก จะได้ $R \approx y$ แทนค่าลงในสมการที่ (i)

$$c = \frac{1.49(4.925)^{1/6}}{0.025} = 77.74$$

จากสมการที่ 7.20 ไม่คิดค่าคงที่

$$x = A_1 [u - A_2 F(u, 3)]$$

$$A_1 = \frac{y_n}{S_o}$$

$$= \frac{6.55}{0.001} = 6.550$$

$$A_2 = 1 - \frac{c^2}{g} S_o = 1 - \frac{(77.74)^2 \cdot 0.001}{32.2} = 0.81$$

$$x = 6.550 [u - 0.81 F(u, 3)] \quad \dots\dots\dots (ii)$$

จากสมการที่ (ii) เราสามารถคำนวณหาโปรไฟล์ได้ดังต่อไปนี้.-

y (ฟุต)	$u = y/y_n$	$F(u, 3)$	x (ฟุต)	L (ฟุต)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
3.85	0.588	0.622	551.4	0
4.25	0.649	0.702	526.5	24.9
4.95	0.756	0.867	351.9	199.5
5.50	0.840	1.040	- 15.7	567.1
6.00	0.916	1.283	- 807.2	1,358.6

ค่าของ y ในช่องที่ 1 ได้จากการสมมติยกเว้น $y = 3.85$ และ 6.00 ค่า F ($u, 3$) ในช่องที่ 3 ได้จากรตารางที่ 7.1 ค่า x ในช่องที่ 4 ได้จากการแทนค่า x และ F ($u, 3$) ลงในสมการ (ii) และค่า L ในช่องที่ 5 ได้จากช่องที่ 4 เช่น $24.9 = 551.4 - 526.5$ นำค่า y และ L ไปเขียนโปรไฟล์

เนื่องจากการวิเคราะห์ของ Bress ได้มาจากสมมติฐานที่ว่า ทางน้ำเปิดมีหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าและมีขนาดกว้างมาก จะเห็นเมื่อนำมาใช้กับทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ค่าที่ได้จะเป็นค่าโดยประมาณ

7.1.2 การวิเคราะห์ของ Bankmeteff จากสมการที่ 7.2 สามารถเขียนได้ใหม่ว่า

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o (1 - S_f/S_o)}{1 - \beta S_f/S_o} \dots\dots\dots 7.21$$

เมื่อกำหนดค่าให้ $\beta = Fr^2 S_o/S_f$

แต่ $S_f/S_o = K_n^2/K^2 = (y_n/y)^N$

แทนค่าลงในสมการ 7.21

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o [1 - (y_n/y)^N]}{1 - \beta (y_n/y)^N}$$

$$S_o \cdot dx = \frac{1 - \beta u^{-N}}{1 - u^{-N}} dy \dots\dots\dots 7.22$$

เมื่อกำหนดค่าให้ $u = y/y_n$

จากสมการ 7.22

$$S_o \cdot dx = \frac{u^N - \beta}{u^N - 1} dy$$

$$= \left[1 - \frac{1 - \beta}{1 - u^N} \right] y_n \cdot dx$$

$$x = \frac{y_n}{S_o} \left[u - \int_0^u \frac{1 - \beta}{1 - u^N} du \right] + \text{ค่าคงที่} \dots\dots\dots 7.23$$

สำหรับทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าหรือทางน้ำเปิดที่มีความกว้างมาก

$R = \frac{A}{B}$ (โดยประมาณ)

และ $S_f = \frac{v_n^2}{2.22 R^{4/3}}$

$\therefore Fr^2 = v^2/gR$

แทนค่าลงในสมการของ β จะได้

$\beta = 2.22 \frac{v^2}{gR} \frac{S_o R^{4/3}}{v_n^2} = \frac{2.22 S_o R^{1/3}}{gn^2}$ (ระบบอังกฤษ)

และ $\beta = \frac{S_o R^{1/3}}{gn^2}$ (ระบบเมตริก)

ในทางน้ำเปิดที่กำหนดให้ (รูปร่างของ S_o และ n) ค่าของ β จะเปลี่ยนแปลงตามความลึกน้อยมาก ฉะนั้นใช้ในการคำนวณหาโปรไฟล์ในทางน้ำเปิดที่มีช่วงยาวได้ ถ้าแบ่งทางน้ำเปิดออกเป็นช่วงสั้น ๆ หลาย ๆ ช่วง ก็จะทำให้ค่าของ β คงที่หรือเกือบคงที่ เราสามารถเขียนสมการที่ 7.23 ให้ใหม่ว่า

$x = \frac{y_n}{S_o} [u - (1 - \beta)F(u, N)] + \text{ค่าคงที่}$

เมื่อ $F(u, N) = \int_0^u \frac{du}{1-u^N}$ ซึ่งหาได้จากตารางที่ 7.1

7.1.3 การวิเคราะห์ของเวนที่เชอร์ เวนที่เชอร์ (1959) ได้พัฒนาวิธีการคำนวณหาโปรไฟล์ของผิวน้ำในกรณีที่มี $M \neq N$ จากสมการที่ 7.13 ดังต่อไปนี้

$$\begin{aligned} dx &= \frac{1}{S_o} \left[\frac{1 - (y_c/y)^M}{1 - (y_n/y)^N} \right] dy \\ &= \frac{1}{S_o} \left[\frac{y^M - y_c^M}{y^N - y_n^N} \right] y^{N-M} dy \\ &= \frac{1}{S_o} \left[\frac{(y/y_n)^M - (y_c/y_n)^M}{(y/y_n)^N - 1} \frac{y^{N-M}}{y_n^{N-M}} \right] dy \\ &= \frac{1}{S_o} \left[1 + \frac{1}{(y/y_n)^N - 1} - \frac{(y_c/y_n)^M (y/y_n)^{N-M}}{(y/y_n)^N - 1} \right] dy \end{aligned}$$

กำหนดให้

$$u = y/y_n$$

$$dy = y_n du \quad \text{แทนค่าลงในสมการข้างบนจะได้ว่า}$$

$$dx = \frac{y_n}{S_0} \left[1 - \frac{1}{1-u^N} + \left(\frac{y_c}{y_n} \right)^M \frac{u^{N-M}}{1-u^N} \right] du. \quad \dots\dots\dots 7.24$$

และถ้ากำหนดให้ $v = u^{N/J}$ และ $J = N/(N-M+1)$ จะได้ว่า

$$\int_0^u \frac{u^{N-M}}{1-u^N} du = \frac{J}{N} \int_0^v \frac{dv}{1-v^J} = \frac{J}{N} F(v, J) \quad \dots\dots\dots 7.25$$

$$\text{และ} \quad \int_0^u \frac{du}{1-u^N} = F(u, N) \quad \dots\dots\dots 7.26$$

ทำการอินทิเกรตสมการ 7.24 และแทนค่าด้วยสมการ 7.25 และ 7.26

$$x = \frac{y_n}{S_0} \left[u - F(u, N) + \left(\frac{y_c}{y_n} \right)^M \frac{J}{N} F(v, J) \right] + \text{ค่าคงที่} \quad \dots\dots\dots 7.27$$

การคำนวณหาค่า M และ N สำหรับทางน้ำเปิดชนิดใด ๆ

เพราะว่าแพคเตอร์หน้าตัด (z) อยู่ในฟังก์ชันของ y ฉะนั้นเราสามารถได้ว่า

$$z^2 = C_2 y^M \quad \dots\dots\dots 7.20$$

เมื่อ $M =$ Hydraulic exponent ของการไหลที่อยู่ในสภาวะวิกฤต

$$C_2 = \text{ค่าคงที่}$$

หาค่า logarithms ของสมการที่ 7.20 และทำการดิฟเฟอเรนเชียลเทียบกับ y จะได้

$$\frac{d}{dy} (\ln z) = \frac{M}{2y} \quad \dots\dots\dots 7.29$$

จากบทต้นเราได้เรียนมาแล้วว่า แพคเตอร์หน้าตัดของการไหลที่อยู่ในสภาวะวิกฤตสามารถเขียนให้อยู่ในรูปของสมการได้ว่า

$$z = \frac{Q}{\sqrt{g}} = A\sqrt{D} = A\sqrt{\frac{A}{B}} = A^{3/2}/B^{1/2} \quad \dots\dots 7.30$$

หาค่า logarithms ของสมการที่ 7.30 และทำการดิฟเฟอเรนเชียลเทียบกับ y จะได้

$$\frac{d}{dy} (\ln z) = \frac{d}{dy} \left[\frac{3}{2} \ln A - \frac{1}{2} \ln B \right]$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{3}{2A} \frac{dA}{dy} - \frac{1}{2B} \frac{dB}{dy} \\
 &= \frac{3}{2} \frac{B}{A} - \frac{1}{2B} \frac{dB}{dy} \dots\dots\dots 7.31
 \end{aligned}$$

จากสมการที่ 7.29 และ 7.31 จะได้

$$M = \frac{y}{A} \left(3B - \frac{A}{B} \frac{dB}{dy} \right) \dots\dots\dots 7.32$$

สำหรับทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมคางหมู

$$M = \frac{3(1+2y')^2 - 2y'(1+y')}{(1+2y')(1+y')} \dots\dots\dots 7.33$$

เมื่อกำหนดค่าให้

$$y' = zy/b$$

$$1:z = \text{ความลาดเทด้านข้างของทางน้ำเปิดหน้าตัดสี่เหลี่ยมคางหมู}$$

เพราะดัชนีความจุของหน้าตัดคลอง (K) อยู่ในฟังก์ชันของ y ฉะนั้นเราสามารถ

สมมติได้ว่า

$$K^2 = C_1 y^N \dots\dots\dots 7.34$$

และ

$$K = \frac{1.49}{n} AR^{2/3} \dots\dots\dots 7.35$$

ในทำนองเดียวกับการหาค่า M จากสมการที่ 7.34 และ 7.36 เราสามารถหาค่าของ N ได้ ดังแสดงในสมการที่ 7.36

$$N = \frac{2y}{3A} \left(5B - 2R \frac{dP}{dy} \right) \dots\dots\dots 7.36$$

สำหรับทางน้ำเปิดที่มีหน้าตัดสี่เหลี่ยมคางหมู

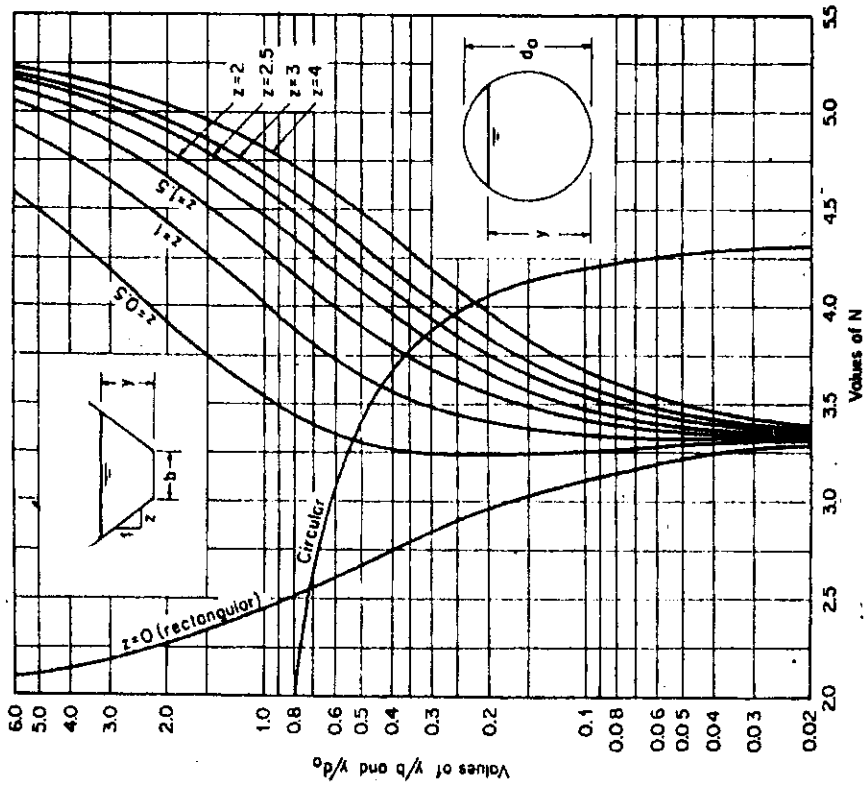
$$N = \frac{10}{3} \left[\frac{1+2y'}{1+y'} \right] - \frac{8}{3} \frac{\sqrt{1+z^2}(y/b)}{1+2(y/b)\sqrt{1+z^2}} \dots\dots\dots 7.37$$

เมื่อ

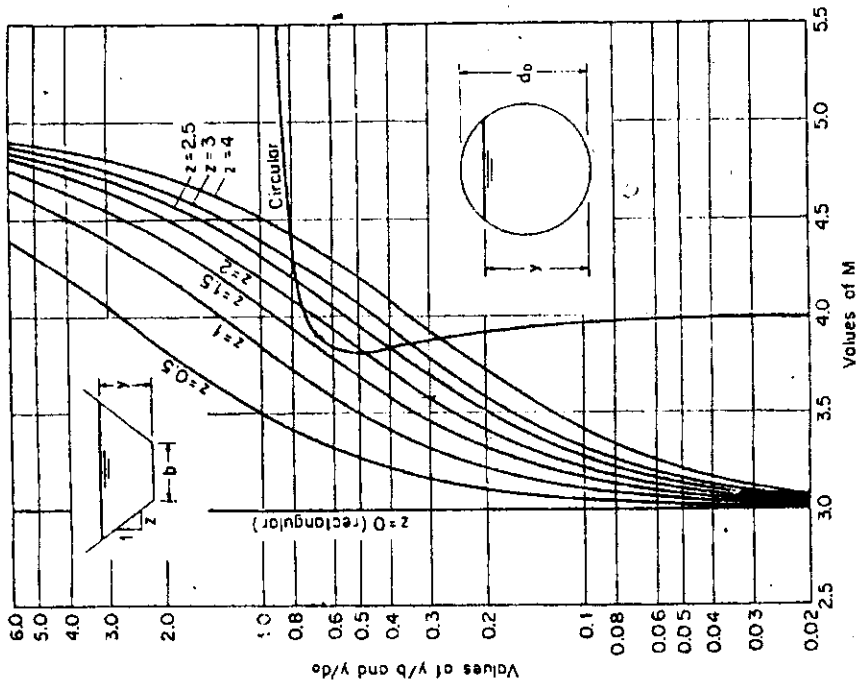
$$y' = zy/b$$

จากสมการที่ 7.32 และ 7.36 นายเวทที่เซอร์ ให้สร้างกราฟเพื่อใช้สำหรับหาค่าของ M และ N ของทางน้ำเปิดที่มีรูปหน้าตัดสี่เหลี่ยมคางหมู สี่เหลี่ยมผืนผ้าและวงกลม ดังแสดงในรูปที่

7.1 และ 7.2



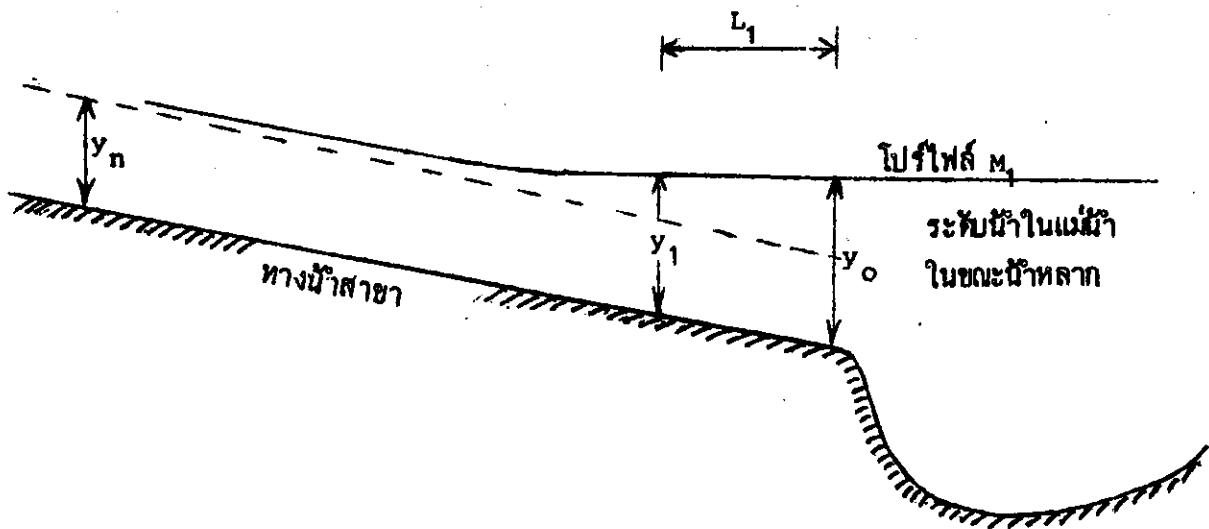
รูปที่ 7.2 กราฟสำหรับหาค่า N



รูปที่ 7.1 กราฟสำหรับหาค่า M

ตัวอย่างที่ 7.2 ทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 30 ฟุต มีอัตราการไหล 450 ลบ.ฟุต/วินาที ความลาดเทของท้องทางน้ำเท่ากับ 0.0017, $n = 0.022$ ทางน้ำนี้เป็นสาขาของแม่น้ำสายหนึ่งซึ่งกำลังมีน้ำไหลสูง 12 ฟุต เหนือระดับความลึกปกติของทางน้ำเปิดสายนี้ จงคำนวณหาโปรไฟล์ในทางน้ำเปิดสายนี้

วิธีทำ จากโจทย์ $Q = 450$ ลบ.ฟุต/วินาที
 $S = 0.0017$
 $n = 0.022$
 $b = 30$ ฟุต



รูปที่ 7.3

สำหรับทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีขนาดกว้าง ค่าของ R จะมีค่าเท่ากับ y และทำการหาค่าของ y_n โดยให้ $A = by_n$ จากสูตรของแมนนิง

$$Q = \frac{1.49}{n} A y_n^{2/3} S^{1/2}$$

$$450 = \frac{1.49}{0.022} 30 y_n^{5/3} \sqrt{0.0017}$$

$$y_n = 2.74 \text{ ฟุต}$$

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{450}{30} = 15 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที/ฟุต}$$

ทำการหาค่าของความลึกวิกฤต

$$y_c = [q^2/g]^{1/3} = \left(\frac{15^2}{32.2}\right)^{1/3} = 1.91 \text{ ฟุต}$$

เนื่องจาก y_n มีค่ามากกว่า y_c ฉะนั้นทางน้ำเปิดสายนี้มีความลาดเทที่ตื้นลงน้อย (mild) จากจุด y_0 ที่ปากทางน้ำมีค่ามากกว่า y_n เท่ากับ 12 ฟุต ดังนั้นโปรไฟล์ที่เกิดขึ้นในทางน้ำสายนี้ต้องเป็นโปรไฟล์ M_1 โดยทั่วไปการคำนวณหาโปรไฟล์จะสิ้นสุดลงเมื่อ $y = 1.01 y_n$ หรือ $1.05 y_n$ สำหรับกรณีของโปรไฟล์ M_1 และจะสิ้นสุดลงเมื่อ $y = 0.99 y_n$ หรือ $0.95 y_n$ สำหรับกรณีของโปรไฟล์ M_2

สำหรับในโจทย์ข้อนี้ เราจะทำการแบ่งการคำนวณโปรไฟล์ออกเป็น 4 ช่วง โดยเริ่มจาก y_0 ที่ปากทางน้ำจนถึง y_4 ซึ่งมีค่าเท่ากับ $1.05 y_n$

$$y_4 = 1.05 y_n = 2.88 \text{ ฟุต}$$

$$y_0 = y_n + 12 = 14.74 \text{ ฟุต}$$

ทำการหาค่าของ M และ N โดยใช้ y เฉลี่ย ระหว่าง y_0 และ y_4

$$y_{ave} = \frac{14.74 + 2.88}{2} = 8.81$$

$$y/b = 8.81/30 = 0.29$$

จากกราฟรูปที่ 7.1 และ 7.2 เมื่อ $y/b = 0.29$ จะได้ $M = 3.0$ และ $N = 2.8$

$$J = \frac{N}{N - M + 1} = \frac{2.8}{2.8 - 3 + 1} = 3.5$$

$$N/J = 2.8/3.5 = 0.8$$

$$\frac{J}{N} \left(\frac{y_c}{y_n}\right)^M = \frac{3.5}{2.8} \left(\frac{1.91}{2.74}\right)^3 = 0.42$$

แทนค่า

$$y_n, S_0, J \text{ และ } N \text{ ลงในสมการที่ 7.27}$$

$$X = 1612 [u - F(u, 2.8) + 0.42F(v, 3.5)] + \text{ค่าคงที่}$$

ทำการหาค่าโปรไฟล์ M_1 ระหว่างความลึก 2.88 และ 14.74 ฟุต และจะใช้ความลึกที่ต่อไปนี้

$$y_0 = 14.74 \text{ ฟุต}$$

$$y_1 = 12.00 \text{ ฟุต}$$

$$y_2 = 8.00 \text{ ฟุต}$$

$$y_3 = 4.00 \text{ ฟุต}$$

$$y_4 = 2.88 \text{ ฟุต}$$

เมื่อ $y = 12.00$ ฟุต, $u = y/y_n = 12.00/2.74$

$$= 4.38$$

$$v = u^{N/J} = 4.38^{2.8/3.5}$$

$$= 3.26$$

จากตารางที่ 7.1 $F(4.38, 2.8) = 0.040 = F(u, N)$

$$F(3.26, 3.5) = 0.022 = F(v, J)$$

$$X = 1612[4.38 - 0.040 + 0.42(0.022)] + \text{ค่าคงที่}$$

$$= 7012 \text{ ฟุต (ไม่รวมค่าคงที่)}$$

เมื่อ $Y = 8.0$, จะให้ $x = 4594$ ฟุต

$$\therefore L = 8608 - 4594 = 4014 \text{ ฟุต}$$

ตารางข้างล่างนี้แสดงการคำนวณหารูปตัดตามยาวของฝู่วิธีจากความสัมพันธ์ 5 จุด

y ฟุต	$u = y/y_n$	$v = u^{N/J}$	$F(u, N)$	$F(v, J)$	$0.42F(v, J)$	X ฟุต	L ฟุต
14.74	5.37	3.84	0.028	0.013	0.0054	8608	0
12.0	4.38	3.26	0.040	0.022	0.0092	7012	1596
8.0	2.92	2.35	0.081	0.048	0.020	4594	4014
4.0	1.46	1.35	0.330	0.225	0.095	1966	6642
2.88	1.06	1.04	0.948	0.750	0.315	677	7931

7.2 วิธี Direct Step วิธีนี้ใช้ได้กับทางน้ำแบบหริขิมที่ความลาดเทไม่มีการเปลี่ยนแปลง และหน้าตัดสม่ำเสมอ

พิจารณาช่วงสั้น ๆ ของทางน้ำเปิดยาว Δx ซึ่งมีความลาดเทเฉลี่ยของเส้นพลังงานเท่ากับ \bar{S}_f ในรูปที่ 7.4 ระหว่างหน้าตัด 1 และหน้าตัด 2

$$S_0 \Delta x + y_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + \bar{S}_f \Delta x \dots\dots\dots 7.38$$

แก้สมการหาค่า Δx จะได้

$$\Delta x = \frac{(y_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g}) - (y_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g})}{S_o - \bar{S}_f} \dots\dots\dots 7.39$$

ถ้ากำหนดให้ $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$ และเพราะว่า $E = y + \alpha \frac{v^2}{2g}$

แทนค่าลงในสมการที่ 7.39 จะได้

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_o - \bar{S}_f} = \frac{\Delta E}{S_o - \bar{S}_f} \dots\dots\dots 7.40$$

หรือ $\bar{S}_f = (S_{f1} + S_{f2})/2$

$$S_{f1} = V_1^2 n^2 / R_1^{4/3} \dots\dots\dots 7.41$$

$$S_{f2} = V_2^2 n^2 / R_2^{4/3} \dots\dots\dots 7.42$$

ถ้าเป็นระบบอังกฤษ $S_f = n^2 v^2 / 2.22 R^{4/3}$

วิธีนี้จะแบ่งความยาวทั้งหมดของทางน้ำเปิดที่กำลังพิจารณาออกเป็นช่วงสั้น ๆ หลาย ๆ ช่วง แต่ละช่วงจะใช้ \bar{S}_f ในการคำนวณหาความสูญเสียของเฮด (h_f) โดยถือว่า S_f ที่ปลายทั้งสองของแต่ละช่วงจะแตกต่างกันไม่มาก สมมติฐานนี้จะเป็นจริงมาก ถ้า Δx มีค่าน้อย

ตัวอย่างที่ 7.3 จงหาโปรไฟล์ของผิวน้ำจากโจทย์ของตัวอย่างที่ 7.1 โดยใช้วิธี Direct Step

วิธีทำ จากตัวอย่างที่ 7.1 $y_n = 6.55$ ฟุต และ $y_c = 3.85$ ฟุต ซึ่งทำให้เราสามารถทำนายได้ว่าโปรไฟล์ M_2 เกิดขึ้นในทางน้ำและการไหลที่ปลายคลองด้านท้ายน้ำผ่านความลึกวิกฤต การคำนวณหาโปรไฟล์จะสิ้นสุดลงเมื่อ y มีค่าประมาณ 6.0 ฟุต

ในตารางที่ 7.2 แสดงการคำนวณหาโปรไฟล์ M_2 โดยสมมติว่า $\alpha_1 = \alpha_2 = 1.0$ ช่องที่ 1 ได้จากการสมมติยกเว้นที่ $y = 3.85$ ซึ่งเป็นจุดเริ่มต้นในการคำนวณ เมื่อสมมติ $y = 4.30$ ฟุต จะได้

ตารางที่ 7.2 แสดงการคำนวณหาปริมาณการเคลื่อนที่ในตัวอย่างที่ 7.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Y ฟุต	A ตร.ฟุต	P ฟุต	R ฟุต	V ฟุต/วินาที	$v^2/2g$ ฟุต	E ฟุต	S_f	\bar{S}_f	$S_o - \bar{S}_f$	ΔE ฟุต	ΔX ฟุต	$X = \Delta X$ ฟุต
3.85	99.5	33.9	2.93	10.05	1.570	5.420	0.00683	0.00572	-0.00472	-0.080	+17	0
4.30	113.9	35.5	3.21	8.78	1.200	5.500	0.00450	0.00412	-0.00312	-0.115	+37	+17
4.60	123.8	36.6	3.38	8.08	1.015	5.615	0.00364	0.00327	-0.00227	-0.151	+66	+54
4.90	134.0	37.6	3.56	7.46	0.866	5.766	0.00290	0.00262	-0.00162	-0.178	+110	+120
5.20	144.5	38.7	3.74	6.92	0.744	5.944	0.00234	0.00213	-0.00113	-0.200	+177	+230
5.50	155.4	39.8	3.90	6.44	0.644	6.144	0.00191	0.00177	-0.00077	-0.180	+234	+407
5.75	164.5	40.7	4.04	6.08	0.574	6.324	0.00163	0.00151	-0.00051	-0.189	+370	+641
6.00	174.0	41.6	4.18	5.75	0.513	6.513	0.00139	0.00134	-0.000340	-0.075	+220	+1,011
6.10	177.8	41.95	4.25	5.60	0.488	6.588	0.00129					+1,231

$$\begin{aligned}
 \text{ช่องที่ 2, } A &= (20 + 1.5 \times 4.30) 4.30 = 113.9 && \text{ตร.ฟุต} \\
 \text{ช่องที่ 3, } P &= 20 + 3.60 \times 4.30 = 35.5 && \text{ฟุต} \\
 \text{ช่องที่ 4, } R &= 113.9/35.5 = 3.21 && \text{ฟุต} \\
 \text{ช่องที่ 5, } V &= Q/A = 1,000/113.9 = 8.78 && \text{ฟุต/วินาที} \\
 \text{ช่องที่ 7, } E &= 4.30 + 1.20 = 5.50 && \text{ฟุต} \\
 \text{ช่องที่ 8, } s_f &= n^2 V^2 / 2.22 R^{4/3} \\
 &= (0.025 \times 8.78)^2 / 2.22 (3.21)^{4/3} \\
 &= 0.0046 \\
 \text{ช่องที่ 9, } \bar{s}_f &= (s_{f1} + s_{f2})/2 \\
 &= (0.00683 + 0.00460)/2 \\
 &= 0.00572 \\
 \text{ช่องที่ 10, } s_o - \bar{s}_f &= 0.001 - 0.00572 = -0.00472 \\
 \text{ช่องที่ 12, } \Delta x &= \frac{\Delta E}{s_o - \bar{s}_f} \\
 &= \frac{5.420 - 5,500}{-0.00472} = +17
 \end{aligned}$$

ข้อสังเกต

1) $\Delta E = E_2 - E_1$ จะต้องใช้จุดศกนียมอย่างน้อยสามตำแหน่ง หรือสามารถคำนวณได้อีกวิธีหนึ่งจากสมการ $\Delta E = \Delta y (1 - Fr^2)$ โดยใช้ค่า Fr เฉลี่ย ซึ่งจะให้ผลถูกต้องแม่นยำดีกว่าวิธีแรก

2) เมื่อ y เข้าใกล้ y_n จะได้ s_f มีค่าเข้าใกล้ s_o ซึ่งจะทำให้ $(s_o - \bar{s}_f)$ มีค่าเข้าใกล้ศูนย์ แสดงว่าเราไม่สามารถหารระยะทาง เมื่อ $y = y_n$ ได้โดยวิธีนี้

3) ช่องที่ 10 ถึงช่องที่ 13 จะต้องระวังเครื่องหมายให้ดี ถ้า

$$y < y_n \quad \text{จะได้} \quad s_f > s_o$$

$$y > y_n \quad \text{จะได้} \quad s_f < s_o$$

$$y = y_n \quad \text{จะได้} \quad s_f = s_o$$

$$\text{และ} \quad \Delta E = (E \text{ ด้านท้ายน้ำ}) - (E \text{ ด้านเหนือน้ำ})$$

7.3 วิธี Standard Step

วิธีการหาค่าความยาวของผิวน้ำข้างต้นส่วนมากใช้ให้ทิศทางน้ำเปิดที่มีรูปตัดสม่ำเสมอและทางน้ำเปิดแบบพริซึม ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงการหาความยาวของผิวน้ำในทางน้ำเปิดที่มีรูปตัดไม่สม่ำเสมอเช่น ลำน้ำธรรมชาติ คุณสมบัติของทางน้ำเช่น A, P, R เราสามารถจะรู้ได้โดยการสำรวจทางภาคสนาม ด้วยเหตุนี้เราจะรู้คุณสมบัติของทางน้ำได้เฉพาะรูปตัดที่เราทำการสำรวจไว้ล่วงหน้าเท่านั้น ในการคำนวณจึงต้องใช้วิธีสมมติค่า y ของแต่ละรูปตัดที่รู้คุณสมบัติต่าง ๆ แล้วทำการตรวจสอบดูว่าค่า y ที่สมมติถูกต้องหรือไม่

โดยปกติในลำน้ำธรรมชาติจะมีลักษณะคดเคี้ยวไปมาและจะมีการเปลี่ยนแปลงพื้นที่หน้าตัดอยู่เสมอ การสร้างอาคารในทางน้ำเช่น สะพาน ทำให้พื้นที่หน้าตัดลดลง การสูญเสียพลังงานในการไหลอาจแยกเป็น 2 อย่างคือ

1. การสูญเสียพลังงานเนื่องจากความฝืด
2. การสูญเสียพลังงานเนื่องจากกระแสนวน (eddy loss) การสูญเสียพลังงานแบบนี้เกิดขึ้นจากความคดเคี้ยวไปมาและการเปลี่ยนแปลงพื้นที่หน้าตัดของทางน้ำเปิดโดยทั่วไปจะกำหนดให้มี

ค่าเท่ากับ $C_L(\bar{v})^2/2g$ เมื่อ C_L เป็นค่าสัมประสิทธิ์ซึ่งมีค่าดังนี้

เมื่อช่วงการไหลตื้น ๆ แคบเข้า $C_L = 0.0$ ถึง 0.1

เมื่อช่วงการไหลตื้น ๆ ขยายออก $C_L = 0.0$ ถึง 0.2

เมื่อช่วงการไหลแคบเข้าหรือขยายออกอย่างฉับพลัน $C_L \approx 0.5$

สำหรับทางน้ำแบบพริซึมและสม่ำเสมอ $C_L = 0.0$

สมมติว่าทราบคุณสมบัติของหน้าตัดที่ 1 ทางด้านเหนือน้ำ และเราต้องการหาค่า y_2 ที่หน้าตัดที่ 2 ทางด้านท้ายน้ำซึ่งอยู่ห่างออกไปเป็นระยะทาง Δx จากหน้าตัดที่ 1 ขั้นตอนในการคำนวณอาจสรุปได้ดังนี้

1. ต้องรู้ค่า $Q, \Delta x$ และ y_1 ที่หน้าตัดที่ 1
2. ประมาณหาค่า n ของทางน้ำเปิด
3. คำนวณหาค่า v_1, H_1 และ S_{f1} ที่หน้าตัดที่ 1 โดย

$$v_1 = Q/A_1$$

$$H_1 = z_1 + y_1 + v_1^2/2g$$

และ $S_{f1} = v_1^2 n^2 / R_1^{4/3}$ (ระบบเมตริก)

หรือ $= v_1^2 n^2 / 2.22 R_1^{4/3}$ (ระบบอังกฤษ)

4. สมมติค่าความลึกการไหลที่ (y_2) ที่หน้าตัดที่ 2
5. หา A_2 และ R_2 เมื่อระดับน้ำอยู่ที่ y_2
6. หา v_2 ซึ่งเท่ากับ Q/A_2
7. หาค่าความสูงของพลังงานที่หน้าตัด 2

$$H_2 = y_2 + v_2^2/2g + z_2 \dots\dots\dots (\text{โดยสมมติว่า } \alpha = 1.0)$$

8. หา S_{f2} ซึ่งเท่ากับ $v_2^2 n^2/R_2^{4/3}$ (ในระบบเมตริก)
9. หา $\bar{S}_f = (S_{f1} + S_{f2})/2$
10. หา $h_f = \bar{S}_f \Delta x$ เมื่อ h_f เป็นการสูญเสียเขตกเนื่องจากความฝืด
11. หา $h_e = C_L \frac{(\bar{v})^2}{2g}$ เมื่อ h_e เป็นการสูญเสียเขตกเนื่องจากกระแสสวน
12. หาค่าความสูงของพลังงานที่หน้าตัด 2

$$H_2' = H_1 - h_f - h_e$$

13. ถ้า $H_2' = H_2$ แสดงว่า $(y_2 + z_2)$ ที่สมมติขึ้นถูกต้อง
 แต่ถ้า $H_2' \neq H_2$ แสดงว่าต้องทำการสมมติค่า y_2 ใหม่ จนกว่าจะได้ $H_2' = H_2$

กรณีที่จะกล่าวถึงต่อไปนี้เป็น การหาโปรไฟล์ของผิวน้ำจากหน้าตัดที่ 1 ซึ่งอยู่ทางท้ายน้ำไปหาหน้าตัดที่ 2 ซึ่งอยู่ทางคานเหนือ น้ำ จากรูปที่ 7.6 พิจารณาที่หน้าตัดที่ 1 และหน้าตัดที่ 2 จะได้ว่า

$$H_2 = H_1 + \bar{S}_f \Delta x \dots\dots\dots 7.43$$

$$v_2^2/2g + y_2 + z_2 = v_1^2/2g + y_1 + z_1 + \frac{1}{2}(S_{f1} + S_{f2}) \Delta x \dots\dots 7.44$$

เมื่อรู้เงื่อนไขและคุณสมบัติรวมทั้งความลึกที่หน้าตัดที่ 1 สามารถหาค่า y_2 ได้โดยวิธีการดังต่อไปนี้.-

- 1) สมมติค่า y_2 และคำนวณหาค่า H_2 จากสมการต่อไปนี้

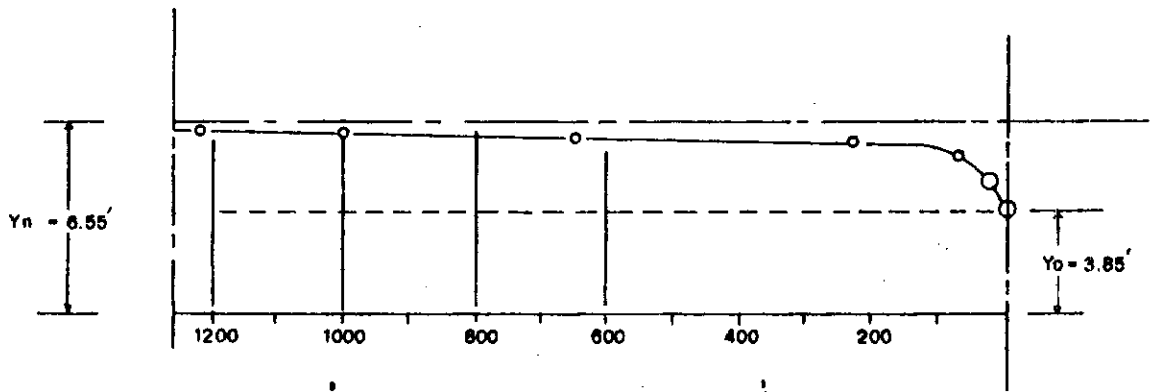
$$H_2 = y_2 + z_2 + v_2^2/2g \dots\dots\dots 7.45$$

- 2) หาค่าของ H_2' จากสมการต่อไปนี้

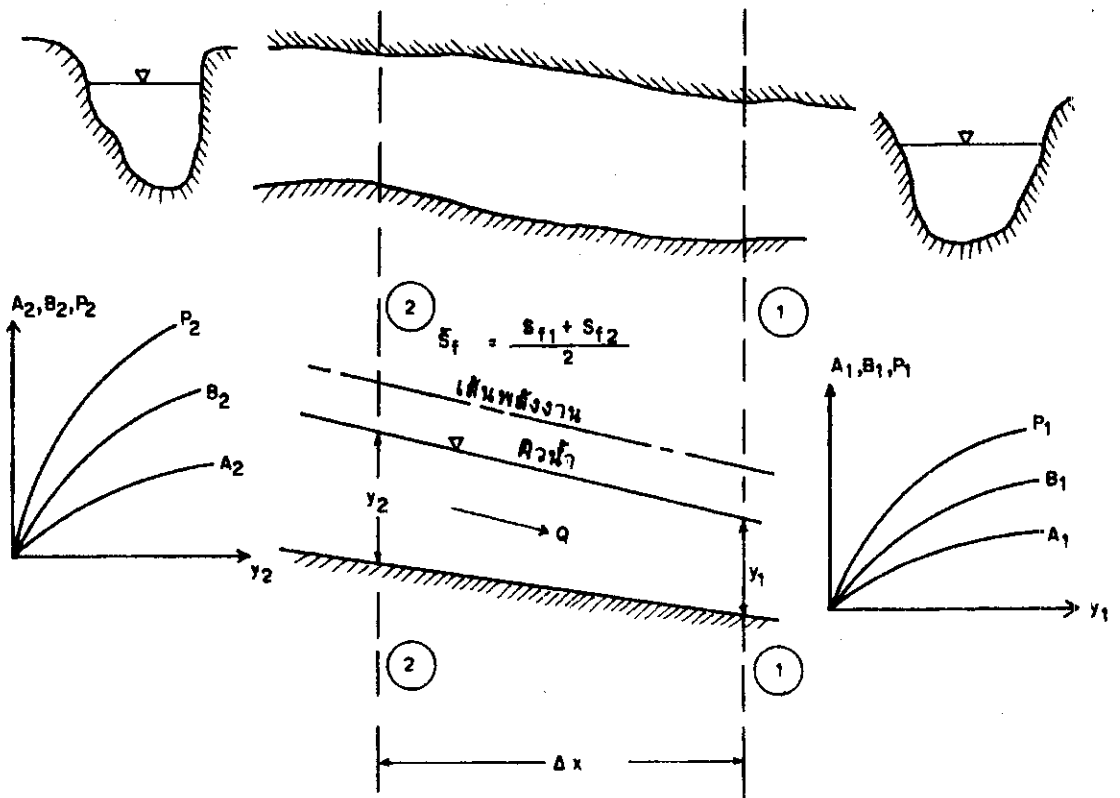
$$\begin{aligned} H_2' &= H_1 + \frac{1}{2} \Delta x (S_{f1} + S_{f2}) \\ &= y_1 + z_1 + v_1^2/2g + \frac{1}{2} \Delta x (S_{f1} + S_{f2}) \dots\dots\dots 7.46 \end{aligned}$$

- 3) ทำการตรวจสอบค่าของ H_2' และ H_2

ถ้า $H_2' = H_2$ แสดงว่า y_2 ถูกต้อง



รูปที่ 7.5 โมเมนต์ M_2 ของตัวอย่างที่ 7.3



รูปที่ 7.6 ทางน้ำธรรมชาติที่มีการสำรวจหาคุณสมบัติที่หน้าตัดที่ 1 และหน้าตัด 2

ถ้า $H'_2 \neq H_2$ แสดงว่าต้องสมมติค่า y_2 ใหม่โดยใช้สูตรที่จะพิสูจน์ให้เห็นจริง
 ดังต่อไปนี้.-

$$H_E = H_2 - H'_2$$

$$\frac{dH_E}{dy_2} = \frac{d}{dy_2} (y_2 + v_2^2/2g - \frac{1}{2} \Delta x S_{f2})$$

$$= \frac{dE_2}{dy_2} - \frac{1}{2} \Delta x \frac{dS_{f2}}{dy_2} \dots\dots\dots 7.47$$

สำหรับทางน้ำเปิดที่มีหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าและมีขนาดกว้างมาก, $R = y$ และ $\frac{Q}{b} = q = vy$
 จะได้

$$\frac{dS_f}{dy} = \frac{d}{dy} \left(\frac{n^2 q^2}{y^{10/3}} \right) = -3.33 S_f/y$$

$$\frac{d}{dy} S_{f2} = -3.33 \frac{S_{f2}}{y_2} \approx -3.0 \frac{S_{f2}}{R_2} \dots\dots\dots 7.48$$

แทนค่า $\frac{dE_2}{dy_2} = 1 - Fr_2^2$ และสมการที่ 7.48 ลงในสมการที่ 7.47

$$\frac{dH_E}{dy_2} = 1 - Fr_2^2 + 3.0 \frac{S_{f2} \Delta x}{2R_2}$$

$$\frac{\Delta H_E}{\Delta y_2} = 1 - Fr_2^2 + \frac{3S_{f2} \Delta x}{2R_2} \dots\dots\dots 7.49$$

$$y_2 - y'_2 = \frac{H_E - H'_E}{1 - Fr_2^2 + \frac{3}{2} (S_{f2}/R_2) \Delta x} \dots\dots\dots 7.50$$

เมื่อ $y_2 =$ ความลึกการไหลที่หน้าตัดที่ 2 ซึ่งได้จากการสมมติครั้งแรก
 $y'_2 =$ ความลึกการไหลที่หน้าตัดที่ 2 ซึ่งได้จากการสมมติครั้งที่สอง
 $H_E = H_2 - H'_2$ สำหรับค่าของ y_2
 $H'_E = H_2 - H'_2$ สำหรับค่าของ y'_2
 ถ้าการสมมติค่าของ y ที่หน้าตัดที่ 2 ในครั้งที่สองคือ y'_2 ให้ค่าของ H'_2 ที่ถูกต้อง จะได้ว่า
 $H'_E = H_2 - H'_2 = 0$

สมการ 7.50 จะเปลี่ยนเป็น

$$y_2 - y_2' = \frac{H_E}{1 - Fr_2^2 + \frac{3}{2} \frac{S_{f2}}{R_2} \Delta x} \dots\dots\dots 7.51$$

เมื่อการสมมติครั้งแรกให้ค่า $H_2 \neq H_2'$ เราจะใช้สมการที่ 7.51 หาค่าของ y_2 ที่ควรจะเป็นค่าที่สมมติครั้งที่สอง เพื่อให้ $H_2 = H_2'$

ตัวอย่างที่ 7.4 ทางน้ำธรรมชาติสายหนึ่งมี $Q = 90,000$ ลบ.ฟุต/วินาที $n = 0.03$ ระบายน้ำของหน้าตัดที่ระยะ 36.55 ไมล์ และ 36.97 ไมล์ เท่ากับ +65.21 ฟุต และ 66.40 ฟุต ตามลำดับ จงหาระดับผิวน้ำของหน้าตัดที่ระยะ 36.70, 36.95, 37.10 และ 37.30 ไมล์ โดยกำหนดความสัมพันธ์ระหว่างผิวน้ำกับพื้นที่หน้าตัด การไหลและระดับผิวน้ำกับเส้นรอบรูปเปียกของหน้าตัดทางน้ำที่ระยะต่าง ๆ ให้

ในตารางที่ 7.3 พิจารณาหน้าตัดที่ระยะ 36.55 ไมล์ พลังงานรวมทั้งหมด (H_2) ในช่องที่ 5 = ช่องที่ 2 + ช่องที่ 4 = 65.21 + 0.88 = 66.09 ฟุต ค่าของ S_f ในช่องที่ 9 หาได้จาก

$$\begin{aligned} S_f &= \frac{n^2 V^2}{2.22 R^{4/3}} = \frac{2gn^2 (V^2/2g)}{2.22 R^{4/3}} \\ &= 0.0316 \frac{V^2/2g}{R^{4/3}} \\ &= 0.0316 \times \frac{0.88}{51.4} = 0.00054 \end{aligned}$$

พิจารณาหน้าตัดที่ระยะ 36.70 ไมล์ ระดับผิวน้ำเท่ากับ 65.50 ฟุตในช่องที่ 2 ใต้จากการสมมติ ช่องที่ 3 ถึงช่องที่ 9 ใต้จากการคำนวณและเงื่อนไขที่กำหนดให้

$$\text{ช่องที่ 10} \quad S_f = \frac{1}{2} (0.00054 + 0.00061) = 0.00057$$

$$\text{ช่องที่ 11} \quad \Delta x = (36.70 - 36.55) \times 1760 \times 3 = 792 \quad \text{ฟุต}$$

$$\begin{aligned} \text{ช่องที่ 12} \quad h_f &= \bar{S}_f \cdot \Delta x \\ &= 0.00057 \times 792 = 0.45 \quad \text{ฟุต} \end{aligned}$$

ช่องที่ 13 h_e = การสูญเสียเนื่องจากกระแสนวน (eddy loss) ซึ่งขึ้นอยู่กับความโค้งของลำน้ำ และความสม่ำเสมอของหน้าตัดตามความยาวของทางน้ำ

$$= C_L \frac{(\bar{v})^2}{2g} = \frac{1}{2} \left(\frac{v_1^2}{2g} + \frac{v_2^2}{2g} \right)$$

เพราะว่าทางน้ำจากระยะ 36.55 ถึง 37.10 ไมล์ มีน้ำที่ค่อนข้างสม่ำเสมอและอยู่ในแนวตรง จึงสมมติให้ $h_e = 0$

$$\begin{aligned} \text{ช่องที่ 14} \quad H_2' &= H_1 + h_f + h_e \\ &= 66.09 + 0.45 + 0 = 66.54 \end{aligned}$$

เราจะพบว่า H_2 ในช่องที่ 5 ไม่เท่ากับ H_2' ในช่องที่ 14 ต้องทำการสมมติค่าของระดับผิวน้ำที่ระยะ 36.70 ไมล์ใหม่ โดยใช้สมการที่ 7.51 ในทางน้ำธรรมชาติที่มีขนาดกว้างมาก ๆ ค่าของ B จะมีค่าใกล้เคียงกับ P

$$\begin{aligned} \therefore Fr^2 &= \frac{v_B^2}{gA} \\ &= \frac{v_P^2}{gA} = \frac{v^2/2g}{R/2} \end{aligned}$$

$$Fr_2^2 = \frac{2 \times 1.10}{20.8} = 0.106$$

$$\text{และ} \quad \frac{3}{2} \frac{S_{f2}}{R_2} \Delta x = \frac{1.5 \times 0.00061 \times 792}{20.8} = 0.03484$$

แทนค่าลงในสมการที่ 7.51

$$65.50 - y_2' = \frac{66.60 - 66.54}{1 - 0.106 + 0.0348} = 0.0646$$

$$y_2' = 65.44 \text{ ฟุต}$$

ในการสมมติครั้งที่สอง ใช้ค่าระดับผิวน้ำเท่ากับ 65.44 ฟุต ซึ่งจะทำได้ $H_2 = H_2'$ ถ้าเกิดการสูญเสียเนื่องจากกระแสนวน สมการที่ 7.51 จะเปลี่ยนเป็น

$$y_2 - y_2' = \frac{H_E}{1 - \left(1 - \frac{1}{2} C_L\right) Fr_2^2 + \frac{3}{2} \frac{S_{f2}}{R_2} \Delta x} \dots\dots\dots 7.52$$

และถ้า $\alpha_1 \neq \alpha_2 \neq 1.0$ ให้คูณค่า Fr_2^2 ในสมการที่ 7.51 และ 7.52 ด้วยค่า α_2

ตารางที่ 7.3 การคำนวณหาจุดตัดตามยาวของผิวหน้าในทางน้ำถาวรชนิด

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
ระยะทาง เป็นไมล์	ระดับน้ำ (ฟุต)	พ.ท. หน้า ตัด A, ค.ร. ฟุต	$V^2/2g$ (ฟุต)	เขตทงนท H (ฟุต)	P (ฟุต)	R (ฟุต)	$R^{4/3}$	S_f	\bar{S}_f	Δx (ฟุต)	h_f (ฟุต)	h_e (ฟุต)	เขตทงนท H, (ฟุต)
36.55	65.21	11950	0.88	66.09	623	19.2	51.4	.00054					66.09
36.70	65.50	10790	1.10	66.60	514	20.8	57.2	.00061	.00057	792	0.45	0.00	66.54
36.70	65.44	10670	1.10	66.54	514	20.8	57.2	.00061	.00057	792	0.45	0.00	66.54
36.95	66.49	7700	2.12	68.52	508	45.4	38.3	.00175	.00127	1320	1.56	0.00	68.10
36.95	65.96	7450	2.26	68.22	497	15.0	37.0	.00193	.00127	1320	1.68	0.00	68.22

สะพานไม้ท่อนของตอนกลางและชั้นราส่วนของเป็นท่อช่วงยาว (Span) เท่ากับ 0.94

36.97	66.40	7700	2.12	68.52	500	15.4	38.3	.00175					68.52
37.40	68.09	8960	4.58	69.58	551	46.2	44.8	.00422	.00449	686	1.02	0.00	69.54
37.10	67.94	8850	1.61	69.55	550	16.1	40.7	.00125	.00150	686	1.03	0.00	69.55
37.30	69.09	11050	4.63	70.03	637	47.4	45.1	.00872	.00985	1056	1.04	0.13	70.72
37.30	69.75	11500	0.95	70.70	645	17.8	46.5	.00065	.00095	1056	1.00	0.13	70.68

7.4 การหาโปรไฟล์ในทางน้ำเปิดที่แบ่งได้เป็นหลายส่วน (Profile in divided channel)

ในหัวข้อนี้เราพิจารณาทางน้ำเปิดที่มีหน้าตัดการไหลซึ่งถูกแบ่งได้เป็นส่วน ๆ แต่ละส่วนมีคุณสมบัติการไหลแตกต่างกัน เช่น ค่าสัมประสิทธิ์ของความขรุขระ (n) และความลึกการไหลที่ต่างกัน ในรูปที่ 7.7 เป็นทางน้ำเปิดที่มีน้ำไหลสันตลิ่ง ซึ่งมักจะเกิดขึ้นในคูน้ำหลาย ส่วนที่ (1) เป็นการไหลในทางน้ำหลัก (main canal ย่อว่า MC) และส่วนที่ (2) เป็นการไหลบนพื้นที่ราบริมคลอง (Berm)

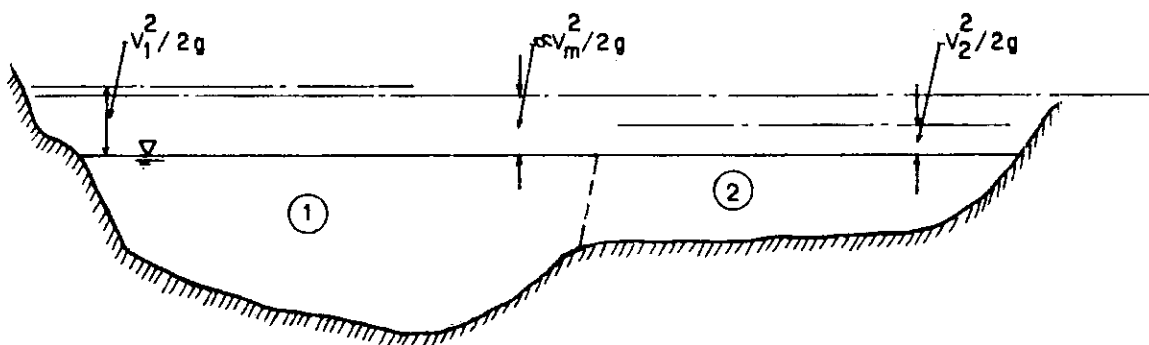
ถ้าทางน้ำเป็นแนวตรง ระดับของผิวน้ำจะคงที่ตลอดหน้าตัดการไหล เพราะว่าแรงดันแบบสถิตจะต้องมีค่าคงที่ตลอดเส้นตรงในแนวราบที่ลากผ่านหน้าตัดการไหล แต่การไหลของน้ำผ่านหน้าตัดรูปที่ 7.7 มีความเร็วและเสกของความเร็วย่างต่างกันอย่างเห็นได้ชัด จึงทำให้เกิดปัญหาในการหาค่าความสูงพลังงานทั้งหมด (H) ซึ่งจะใช้เป็นตัวแทนของหน้าตัดดังกล่าว การแก้ปัญหาดังกล่าวให้กระทำโดยการใช้อำสมประสิทธิ์ของพลัง (α) และการลากเส้นของความสูงพลังงานทั้งหมดตลอดหน้าตัด ดังนั้นเสกของความเร็วลดหน้าตัดจะมีค่าเท่ากับ $\alpha v_m^2 / 2g$ ซึ่งสามารถนำไปใช้ให้กับหน้าตัดการไหลย่อยแต่ละส่วนเช่นกัน

สมมติฐานข้อสุดท้ายไม่เป็นจริงเสมอไป เพราะว่าการไหลโดยหน้าตัดย่อยแต่ละส่วนอาจจะไม่ขนานกัน ซึ่งทำให้การสูญเสีย ความเร็ว และความลึกมีความแตกต่างกันยิ่งขึ้น แต่อย่างไรก็ดี เราจะพบความยุ่งยากมากในการแก้ปัญหา ถ้าไม่สมมติให้การไหลในแต่ละ ส่วนของหน้าตัด ขนานกัน ความสภาพธรรมชาติ อาจจะมีการแลกเปลี่ยนการไหลขึ้นระหว่างการไหลในทางน้ำหลักและการไหลบนพื้นที่ราบริมตลิ่งจากหน้าตัดหนึ่งไปหน้าตัดถัดไป การแลกเปลี่ยนการไหลระหว่างทางน้ำหลักและพื้นที่ริมตลิ่ง จะหาได้โดยวิธีการสมมติเท่านั้น แต่ก็ เป็นวิธีที่ยุ่งยากมากเกินความจำเป็นเมื่อเทียบกับผลลัพธ์ที่วิศวกรต้องการ ข้อสมมติฐานที่ว่า ค่าความสูงพลังงานทั้งหมดสม่ำเสมอตลอดหน้าตัดการไหล จะให้ผลที่มีความถูกต้องเพียงพอสำหรับการนำไปใช้ในทางปฏิบัติ ดังนั้นโดยปกติ จึงใช้ข้อสมมติดังกล่าวในทางปฏิบัติ

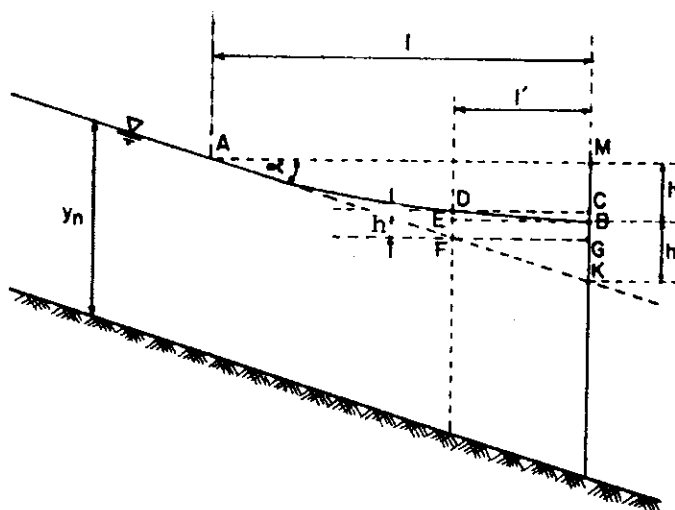
จากสมการที่ 1.30 ซึ่งใช้หาค่า α ของหน้าตัดที่มีหลายส่วน

$$\alpha = \frac{\sum (v_i^3 A_i)}{v_m^3 \sum A_i} = \frac{(\sum Q_i)^2}{(\sum Q_i)^3} \sum \left(\frac{Q_i^3}{A_i^2} \right) \dots\dots\dots 7.53$$

เมื่อเลขกำกับ 1, 2, 3 แสดงส่วนย่อยของหน้าตัดการไหล เนื่องจากเราสมมติว่าส่วนย่อย ๆ ของหน้าตัดการไหลมีค่าของความลาดเทเสียดทาน (Friction slope), s_f เท่ากัน ดังนั้นจะถือว่า



รูปที่ 7.7 ตัวอย่างหน้าตัดการไหลน้ำต้นตอซึ่งและการใช้สัมประสิทธิ์ความเร็ว เพื่อหาความสูงความเร็วเฉลี่ยตลอดหน้าตัดการไหล



รูปที่ 7.8 การหาโปรไฟล์ M โดยประมาณ

$$\frac{Q_1}{K_1} = \frac{Q_2}{K_2} = \frac{Q_3}{K_3} = \dots \dots \dots \frac{Q_n}{K_n} = \frac{\sum Q_i}{\sum K_i} \dots \dots 7.54$$

แทนค่าสมการที่ 7.54 ลงในสมการที่ 7.53 จะได้ว่า

$$\alpha = \frac{(\sum A_i)^2}{(\sum K_i)^3} \sum \left(\frac{K_i^3}{A_i^2} \right) \dots \dots \dots 7.55$$

เพราะว่า $\frac{Q}{K} = \sqrt{s_f}$ และพิจารณาสมการที่ 7.54

$$s_f = \left(\frac{\sum Q_i}{\sum K_i} \right)^2 = \frac{Q^2}{(\sum K_i)^2} \dots \dots \dots 7.56$$

เมื่อ Q เป็นอัตราการไหลตลอดหน้าตัด ทั้งนั้นในตารางที่ 7.4 การกำหนดค่าของ α และ s_f โดยไม่ต้องใช้ค่า $Q_1, Q_2, Q_3, \dots \dots \dots$ ตารางที่ 7.4 เป็นตัวอย่างของการคำนวณหาโปรไฟล์ในทางน้ำที่หน้าตัดที่มีหลายส่วน ขั้นตอนการคำนวณเหมือนของตัวอย่างที่ 7.4 แต่จะเห็นว่าหน้าตัดรูปที่ 7.7 ถูกแบ่งออกเป็นสองส่วนด้วยเส้นประ ทางน้ำหลักเป็นส่วนที่ 1 ใช้สัญลักษณ์ว่า MC (Main channel) และส่วนที่สองใช้สัญลักษณ์ว่า LB (Left Berm) ความสัมพันธ์ระหว่างระดับผิวน้ำกับ A และระหว่างระดับผิวน้ำกับ P หาได้จากข้อมูลภาคสนาม การคิดค่า P ในแต่ละส่วนไม่รวมความยาวของเส้นประ เพราะแรงเฉือนตามแนวเส้นประมีค่าน้อยมากเมื่อเปรียบเทียบแรงเฉือนตามขอบทางน้ำ การคำนวณเริ่มจากหน้าตัดที่ระยะ 3.50 ไมล์จากปากทางน้ำ ซึ่งทราบเงื่อนไขแล้ว ความยุ่งยากส่วนใหญ่ในการคำนวณคือหาค่า α ก่อนที่จะหาค่าความสูงพลังงาน รวมทั้งหมด (H) ซึ่งเท่ากับความสูงของระดับน้ำบวกด้วย $\alpha \frac{V_m^2}{2g}$ และได้แสดงไว้ในช่องที่ 14 ค่า H_2 ในช่องที่ 20 ได้จาก H_1 ในช่องที่ 14 บวกด้วย h_f (เท่ากับ $\bar{s}_f \Delta x$) ในช่องที่ 18 และ h_e (eddy loss) ในช่องที่ 19 ค่าในช่องที่ 9 และ 10 ต้องคูณด้วย 10^6 และ 10^{10} ตามลำดับ เช่น $K = 2.96 \times 10^6$

การสมมติค่าของระดับน้ำ (ช่องที่ 2) ครั้งที่ 2 ยังคงใช้สมการที่ 7.51 หรือ 7.50 โดยคูณค่าของ Fr_2^2 ด้วยค่า α และค่า F_2 เป็นค่ารัศมีชลศาสตร์เฉลี่ยของหน้าตัด

$$\bar{R} = \frac{\sum A_i}{\sum P_i} \dots \dots \dots 7.57$$

เช่น หน้าตัดที่ระยะ 3.75 ไมล์ หลังจากการสมมติในครั้งแรก จะได้

ตารางที่ 7.4 การคำนวณหน้าข้างการไหลในแม่น้ำธรรมชาติด้านหลัง โขงวิถี Standard Step

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
ระยะทาง จากปาก น้ำ (ไมล์)	ชื่อหน้า การ ไหล	ค่า ระดับ (ฟุต)	พื้นที่หน้า การ ไหล A ² (ฟุต ²)	P (ฟุต)	R	R ^{2/3}	n	K x 10 ⁻⁶	K/A ² x 10 ⁻¹⁰	α	V _m (ฟุต/ วินาที)	α V _m ² / 2g (ฟุต)	ความสูง พลังงาน H (ฟุต)	S _f = ($\frac{0}{\Sigma K}$) ²	Δ x (ฟุต)	h _f (ฟุต)	h _e (ฟุต)	ความสูง พลังงาน H' (ฟุต)	
3.50	M.C.	22.9	9,860	665	14.8	6.04	0.03	2.96	26.7										
	L.B.		5,750	612	9.4	4.46	0.05	0.77	1.4										
	Total		15,610					3.75	28.7	1.32	10.7	2.35	25.25	0.00200					25.27
3.75	M.C.	26.3	14,250	805	18.32	6.93	0.03	5.07	60.0										
	L.B.		5,400	506	10.82	4.90	0.05	0.80	1.4										
	Total		20,230	1310	15.44			5.87	61.7	1.25	8.25	1.52	27.62	0.00884	4320	1.84			27.44
	M.C.	25.75	14,340	805	17.8	6.80	0.03	4.85	55.3										
	L.B.		5,230	506	10.32	4.74	0.05	0.74	1.5										
	Total		19,570					5.59	56.8	1.25	8.54	1.42	27.17	0.00889	1320	1.91			27.18
3.875	M.C.	26.4	11,960	671	17.8	6.80	0.03	4.04	46.1										
	L.B.		6,540	689	9.46	4.48	0.05	0.87	1.5										
	Total		18,500	1360	13.60			4.91	47.6	1.38	9.02	1.74	26.14	0.00446	660	0.66			27.80
	M.C.	26.05	11,690	671	17.4	6.70	0.03	3.89	43.2										
	L.B.		6,330	689	9.19	4.38	0.05	0.83	1.4										
	Total		18,020					4.72	44.6	1.38	9.27	1.85	27.90	0.00125	660	0.70			27.90
4.00	M.C.	26.5	10,470	626	16.7	6.52	0.03	3.39	35.5										
	L.B.		6,830	800	8.54	4.18	0.05	0.85	1.4										
	Total		17,300	1430	12.1			4.24	36.8	1.45	9.65	2.10	28.60	0.00155	660	0.98			28.83
	M.C.	26.75	10,600	626	16.9	6.58	0.03	3.46	36.9										
	L.B.		6,990	800	8.74	4.25	0.05	0.89	1.4										
	Total		17,590					4.35	38.3	1.45	9.50	2.03	28.78	0.00148	660	0.90			28.80

$$H_E = 27.62 - 27.11 = 0.51$$

$$\bar{R} = \frac{14,750 + 5480}{805 + 506} = 15.44$$

$$\alpha Fr_2^2 = \frac{2}{R} (\alpha v_m^2 / 2g) = \frac{2 \times 1.32}{15.44} = 0.171$$

$$\frac{3S_{f2} \Delta x}{2R} = \frac{3 \times 0.00081 \times 1320}{2 \times 15.44} = 0.104$$

แทนค่าลงในสมการที่ 7.51

$$\Delta y = \frac{0.51}{1 - 0.171 + 0.104} = 0.55$$

$$y_2 = 26.3 - 0.55 = 25.75$$

เมื่อน้ำตัดสองแห่งที่ติดกันอยู่ในช่วงที่ทางน้ำเป็นแนวโค้ง ความยาว Δx ระหว่างสองหน้าตัดดังกล่าวจะมีค่าเปลี่ยนแปลงตามหน้าตัดส่วนย่อยและหน้าตัดของทางน้ำหลัก วิธีที่ง่ายที่สุดใน การจัดทอหรือพลึงกล่าวคือการเปลี่ยนแปลงค่า n ของแมนนิ่ง ถ้าหน้าตัดย่อยมี Δx น้อยกว่า Δx ของทางน้ำหลัก เราสมมติว่า Δx ของหน้าตัดย่อยมีค่าเท่ากับ Δx ของหน้าตัดของทางน้ำหลัก โดยการปรับแก้ค่า n ของส่วนที่ราบริมน้ำ ดังต่อไปนี้

$$n \text{ ที่ปรับแก้} = \left[\frac{\Delta x \text{ ของหน้าตัดย่อย}}{\Delta x \text{ ของทางน้ำหลัก}} \right]^{\frac{1}{2}} \cdot (n \text{ ของส่วนที่ราบริมน้ำ}) \dots\dots\dots 7.58$$

ในทำนองเดียวกัน เราอาจจะรวมการสูญเสียเนื่องจากกระแสนวนเข้ากับการสูญเสีย เนื่องจากแรงเสียดทาน เพราะสมการของแมนนิ่งสามารถเขียนได้เป็น

$$h_f = \frac{2gn^2 \Delta x}{(1.49)^2 R^{4/3}} \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots \text{ระบบอังกฤษ} \dots 7.59 \text{ ก}$$

$$h_f = \frac{2gn^2 \Delta x}{R^{4/3}} \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots \text{ระบบเมตริก} \dots 7.59 \text{ ข}$$

หรือ
$$h_f = C v^2 / 2g \dots\dots\dots 7.60$$

เมื่อทำการรวมค่าของ h_e เข้ากับ h_f ค่าของ C ในสมการ 7.60 จะเพิ่มขึ้นเป็น C_L โดยค่าของ C_L ที่เพิ่มขึ้นเนื่องมาจากการเพิ่มขึ้นของค่า n เพื่อที่จะทำได้

$$C_L v^2 / 2g = C v^2 / 2g + h_e \dots\dots\dots 7.61$$

วิธีนี้เป็นการประมาณเท่านั้น แต่ให้ความสำคัญถูกต้องเพียงพอในการนำไปใช้งาน เพราะในปัจจุบันความรู้เกี่ยวกับการสูญเสียเนื่องจากกระแสลวยังมีไม่เพียงพอ จะเห็นว่าการรวม h_e และ h_f เข้าด้วยกัน ทำให้มีความสะดวกมากในการใช้สมการพลังงาน

7.5 วิธีหาโปรไฟล์ m_1 โดยประมาณ

การคำนวณจะใช้สมมติฐานที่ว่า ผิวหน้าในโปรไฟล์ m_1 มีลักษณะเป็นพาราโบลา ซึ่งมีแกนอยู่ในแนวตั้ง ปลายสุดของโปรไฟล์ทางท้ายน้ำสัมผัสกับเส้นตรงในแนวนอน และปลายสุดทางท้ายเหนือน้ำสัมผัสกับผิวน้ำ การวิเคราะห์จะใช้หลักการทางด้านเรขาคณิตเพียงอย่างเดียว พิจารณาจากรูปที่ 7.8

$$h = (1/2) \tan \alpha = \frac{1}{2} s_0 \dots\dots\dots 7.62$$

$$l = 2h/s_0 \dots\dots\dots 7.63$$

$$h' = DF = DE + EF$$

$$EF = BK - GK = h - l' \cdot s_0$$

$$\frac{BC}{BM} = (l')^2/l^2$$

$$BM = h, BC = DE$$

$$\frac{DE}{h} = (l')^2/l^2$$

$$DE = h (l')^2/l^2 = \frac{h(l')^2}{(2h/s_0)^2} = \frac{(l')^2 s_0}{4h}$$

$$h' = \frac{(l')^2 s_0^2}{4h} + h - l' s_0 \dots\dots\dots 7.64$$

ตัวอย่างที่ 7.6 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมคางหมู มี $b = 3.0$ เมตร $m = 2$, $y_n = 2.0$ เมตร, $n = 0.025$ และ $s_0 = 0.0005$ (ความลาดเทน้อย) มีฝายเตี้ยทึบในทางน้ำสายนี้ ทำให้ระดับน้ำด้านเหนือฝายสูงกว่า y_n เท่ากับ 2 เมตร จงคำนวณหาโปรไฟล์ m_1 โดยวิธี step และวิธีโดยประมาณ

ตารางที่ 7.5 ผลการคำนวณรูปตัดตามยาวของฝั้วน้ำในตัวอย่างที่ 7.6 โดยใช้วิธี Step

Y	A	P	R	$R^{2/3}$	v	$\frac{V^2}{2g}$	$E = y + \frac{V^2}{2g}$	ΔE	ξ_f	$\bar{\xi}_f$	$S_0 - S_f$	ΔX	L
(ม.)	(ม ²)	(ม)	(ม)	(ม ^{2/3})	(ม/วินาที)	(ม.)	(ม.)	(ม.)	(%)	(%)	(%)	(ม.)	(ม.)
4.0	44.00	20.89	2.11	1.645	0.32	0.005	4.005	0.199	0.02	0.025	0.475	419	0
3.8	40.30	19.99	2.02	1.598	0.35	0.006	3.806	0.199	0.03	0.035	0.465	428	419
3.6	36.70	19.10	1.92	1.545	0.38	0.007	3.607	0.198	0.04	0.045	0.455	436	847
3.4	33.35	18.20	1.84	1.502	0.42	0.009	2.409	0.198	0.05	0.055	0.445	445	1283
3.2	30.08	17.34	1.74	1.447	0.46	0.011	3.211	0.197	0.06	0.075	0.425	463	1728
3.0	27.00	16.40	1.64	1.391	0.52	0.014	3.014	0.197	0.09	0.105	0.395	493	2191
2.8	24.01	15.55	1.55	1.339	0.56	0.017	2.817	0.195	0.12	0.140	0.360	541	2689
2.6	21.30	14.65	1.45	1.287	0.65	0.022	2.622	0.193	0.16	0.195	0.305	633	3230
2.4	18.70	13.65	1.37	1.233	0.75	0.029	2.429	0.191	0.23	0.285	0.215	868	3863
2.2	16.30	12.85	1.27	1.173	0.86	0.036	2.238	0.169	0.34	0.410	0.090	1877	4751
2.02	14.22	12.03	1.10	1.119	0.98	0.049	2.069		0.48				6628

ตารางที่ 7.6 ผลการคำนวณรูปตัดตามยาวของฝื่อน้ำ

l'	h	$l's_o$	$(l's_o)^2$	$\frac{(l's_o)^2}{4h}$	h'	y_n	y
0	2.00	0	0	0	2.00	2.00	4.00
419	2.00	0.21	0.04	0.005	1.80	2.00	3.80
847	2.00	0.42	0.18	0.022	1.60	2.00	3.60
1283	2.00	0.64	0.41	0.052	1.41	2.00	3.41
1728	2.00	0.86	0.74	0.092	1.23	2.00	3.23
2191	2.00	1.10	1.21	0.150	1.05	2.00	3.05
2689	2.00	1.34	1.80	0.225	0.89	2.00	2.89
3230	2.00	1.615	2.61	0.327	0.71	2.00	2.71
3863	2.00	1.93	3.73	0.467	0.54	2.00	2.54
4751	2.00	2.375	5.63	0.700	0.32	2.00	2.32
6628	2.00	3.31	10.98	1.373	0.06	2.00	2.06

$$\begin{aligned}
 A &= (3.00 + 2 \times 2.00) \times 2.00 = 14.00 && \text{ตร.เมตร} \\
 P &= 3.00 + 2\sqrt{5} \times 2.00 = 11.96 && \text{เมตร} \\
 R &= 14.00/11.96 = 1.17 && \text{เมตร} \\
 v_n &= \frac{1}{0.025} \times (1.17)^{2/3} \times \sqrt{0.0005} = 0.99 \sim 1.00 && \text{เมตร/วินาที} \\
 Q &= 14.00 \times 1.00 = 14.00 && \text{ลบ.ม./วินาที}
 \end{aligned}$$

โปรไฟล์ M_1 โดยวิธี step และวิธีโดยประมาณ ได้แสดงไว้ในตารางที่ 7.5 และ 7.6 ตามลำดับ จากการเปรียบเทียบโดยให้ y_1 จากวิธี step และ y_2 จากวิธีโดยประมาณ พบว่า y_1 และ y_2 ต่างกันมากที่สุดเพียง 5.8 %

$$\Delta = 100 (y_1 - y_2) / y_1$$

7.6 วิธีของรีลมาน (Runlmann's Method)

วิธีของรีลมานใช้กราฟหรือตารางในการแก้ปัญหา เพราะทำให้การคำนวณสะดวกขึ้น จะให้ค่าที่ถูกต้องมากที่สุดเมื่อทางน้ำหรือแม่น้ำมีขนาดกว้าง รีลมานได้สร้างสมการไว้ดังนี้

$$x \frac{S_o}{y} = f\left(\frac{h}{y_n}\right) - f\left(\frac{h_u}{y_n}\right)$$

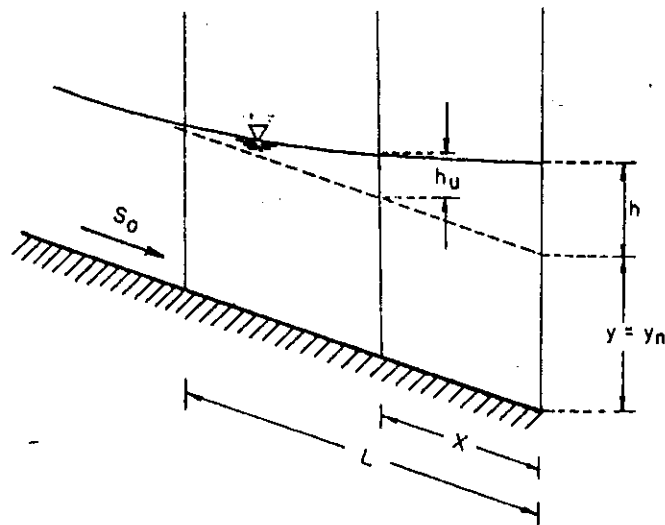
จะได้ $x = \frac{y}{S_o} \left[f\left(\frac{h}{y_n}\right) - f\left(\frac{h_u}{y_n}\right) \right] \dots\dots\dots 7.65$

เมื่อ $h_u = 0$ คือปลายสุดด้านเหนือน้ำของโปรไฟล์ M_1

$$L = \frac{y}{S_o} f\left(\frac{h}{y}\right) \dots\dots\dots 7.66$$

ค่าของ $f(h/y)$ อ่านได้จากตารางที่ 7.7

ตัวอย่างที่ 7.7 เหมือนตัวอย่างที่ 7.6 $Q = 14.0$ ลบ.เมตร/วินาที $S_o = 0.0005$
 ค่า $h = 2.00$ เมตร ความลึกปกติ $y_n = 2.00$ เมตร



วิธีทำ

ก) ทหาระยะทางจากด้านหน้าฝายถึงตำแหน่งที่ $h_u = 1.00$

$$\frac{h}{y} = \frac{2.00}{2.00} = 1.00; \quad \frac{h_u}{y} = \frac{1.00}{2.00} = 0.5$$

$$f(h/y) = 2.2839; \quad f(h_u/y) = 1.6611$$

$$x = \frac{2.00}{0.0005} (2.2839 - 1.6611) = 2491.2 \quad \text{เมตร}$$

ข) ทหาระยะจากด้านหน้าฝายถึงตำแหน่งที่ $h_u = 1\%$ ของ y_n

$$h_u = 0.01 \times 2.00 = 0.02 \quad \text{เมตร}$$

$$\frac{h_u}{y} = \frac{0.02}{2.00} = 0.01; \quad f\left(\frac{h_u}{y}\right) = 0.0067$$

$$L = \frac{2.00}{0.0005} (2.2839 - 0.0067) = 9108.8 \quad \text{เมตร}$$

ค) หาค่า h_u เมื่อระยะทางเท่ากับ 3230

$$x = 3230 = \frac{2.00}{0.0005} \left[2.2839 - f\left(\frac{h_u}{y}\right) \right]$$

$$f\left(\frac{h_u}{y}\right) = 1.4764; \quad \frac{h_u}{y} = 0.38$$

$$h_u = 0.38 \times 2.00 = 0.76 \quad \text{เมตร}$$

ง) สะพานที่สร้างขึ้นเพื่อข้ามทางน้ำสายนี้ ทำให้ระดับน้ำขึ้นสูง 30 ซม.

ที่ระยะ 1000 เมตร ทางด้านเหนือน้ำ ระดับน้ำจะขึ้นสูงเท่าไร ที่ตำแหน่งใกล้สะพาน

เลขกำกับ 1 หมายถึงหน้าตัดของทางน้ำที่สะพาน และเลขกำกับ 2 หมายถึง

หน้าตัดที่ระยะ 1000 เมตร จากสะพาน

$$\frac{h_2}{y} = \frac{0.30}{2.00} = 0.15; \quad f\left(\frac{h_2}{y}\right) = 1.0051$$

$$1000 = \frac{2.00}{0.0005} \left[f\left(\frac{h_1}{y}\right) - 1.0051 \right]$$

$$f\left(\frac{h_1}{y}\right) = 1.2551$$

$$\frac{h_1}{y} = 0.255$$

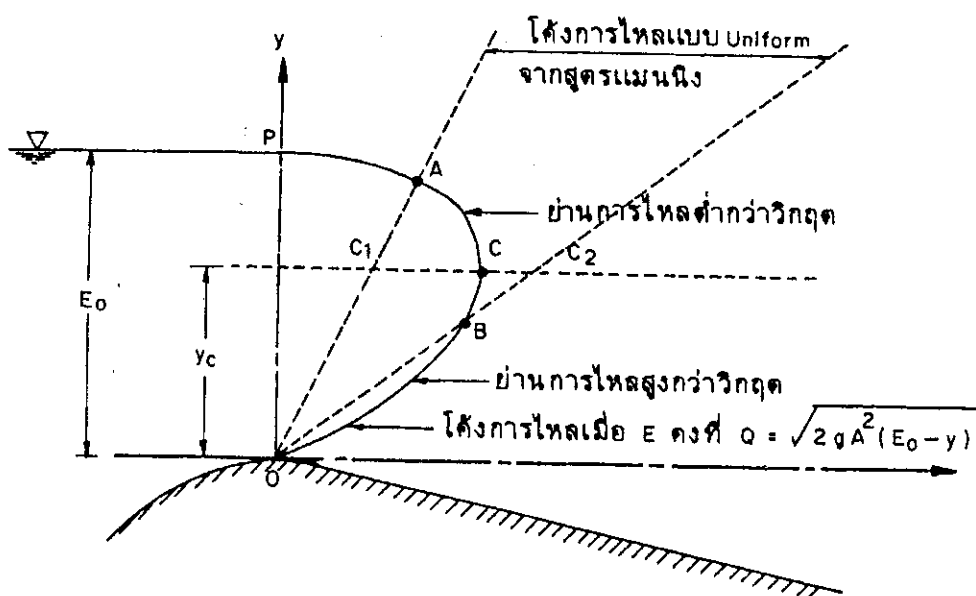
$$h_1 = 2.00 \times 0.255 = 0.51 \quad \text{เมตร}$$

ตารางที่ 7.7 ตารางค่าของรีสมาน

$\frac{h_u}{y}$	$f(\frac{h_u}{y})$	$\frac{h_u}{y}$	$f(\frac{h_u}{y})$	$\frac{h_u}{y}$	$f(\frac{h_u}{y})$	$\frac{h_u}{y}$	$f(\frac{h_u}{y})$
0.010	0.0067	0.240	1.2254	0.54	1.7170	1.50	2.8337
0.015	0.1452	0.250	1.2461	0.56	1.7444	1.60	2.9401
0.020	0.2444	0.260	1.2664	0.58	1.7714	1.70	3.0458
0.025	0.3222	0.270	1.2861	0.60	1.7980	1.80	3.1508
0.030	0.3863	0.280	1.3054	0.62	1.8243	1.90	3.2553
0.035	0.4411	0.290	1.3243	0.64	1.8503	2.00	3.3594
0.040	0.4889	0.300	1.3428	0.66	1.8759	2.10	3.4631
0.045	0.5316	0.310	1.3610	0.68	1.9014	2.20	3.5664
0.050	0.5701	0.320	1.3789	0.70	1.9266	2.30	3.6694
0.055	0.6053	0.330	1.3964	0.72	1.9517	2.40	3.7720
0.060	0.6376	0.340	1.4136	0.74	1.9765	2.50	3.8745
0.070	0.6958	0.350	1.4306	0.76	2.0010	2.60	3.9768
0.080	0.7482	0.360	1.4473	0.78	2.0254	2.70	4.0789
0.090	0.7933	0.370	1.4638	0.80	2.0495	2.80	4.1808
0.100	0.8353	0.380	1.4801	0.82	2.0735	2.90	4.2826
0.110	0.8739	0.390	1.4962	0.84	2.0975	3.00	4.3843
0.120	0.9098	0.400	1.5119	0.86	2.1213	3.50	4.8914
0.130	0.9434	0.410	1.5275	0.88	2.1449	4.00	5.3958
0.140	0.9751	0.420	1.5430	0.90	2.1683	4.50	5.8993
0.150	1.0051	0.430	1.5583	0.92	2.1916	5.00	6.4019
0.160	1.0335	0.440	1.5734	0.94	2.2148	6.00	7.4056
0.170	2.0608	0.450	1.5884	0.96	2.2380	8.00	9.4097
0.180	1.0869	0.460	1.6032	0.98	2.2611	10.00	11.4117
0.190	1.1119	0.470	1.6179	1.00	2.2839	15.00	16.4139
0.200	1.1361	0.480	1.6324	1.10	2.3971	20.00	21.4147
0.210	1.1595	0.490	1.6468	1.20	2.5075	30.00	31.4153
0.220	1.1821	0.500	1.6611	1.30	2.6179	50.00	51.4157
0.230	1.2040	0.520	1.6893	1.40	2.7264	100.00	101.4158

7.7 การไหลของน้ำจากอ่างเก็บน้ำหรือทะเลสาบ

เราจะเริ่มพิจารณาจากกรณีง่าย ๆ ก่อน ดังแสดงในรูปที่ 7.9 น้ำไหลจากอ่างเก็บน้ำเข้าสู่ทางน้ำเปิดที่มีรูปตัดสมมาตร และมีความลาดเทของท้องทางน้ำคงที่ ไม่มีอาคารหรือสิ่งก่อสร้างทางชลศาสตร์ที่สร้างขึ้นในทางน้ำ ฉะนั้นการไหลของน้ำจากอ่างเก็บน้ำ จะไม่ได้รับอิทธิพลใด ๆ จากการไหลต้านท้ายน้ำ ถ้าทางน้ำมีความลาดเทน้อย สภาพการไหลของน้ำจะเปลี่ยนเป็นแบบต่ำกว่าวิกฤต และ Uniform หันที่ที่น้ำไหลเข้าสู่ทางน้ำเปิด เราสามารถหาอัตราการไหลในทางน้ำเปิด (Q) ได้ โดยการใช้เงื่อนไขที่ว่า ค่าของพลังงานจำเพาะ (E) ที่ได้จาก Q จะต้องเท่ากับพลังงานจำเพาะที่ตำแหน่งทางออกของอ่างเก็บน้ำ เมื่อไม่คิดการสูญเสียของพลังงาน และค่าพลังงานจำเพาะที่ตำแหน่งทางออกของอ่างเก็บน้ำ จะมีค่าเท่ากับค่าความสูงของระดับน้ำในอ่างเหนือพื้นทางน้ำเปิด ที่ตำแหน่งดังกล่าวคือ ค่า E_0 ในรูปที่ 7.9 ค่าอัตราการไหล Q จะต้องสอดคล้องกันทั้งสูตรของแมนนิงและสูตรของพลังงานจำเพาะ ฉะนั้นเราสามารถหา Q ได้อีกวิธีหนึ่งคือ วิธีเขียนกราฟ ดังแสดงไว้ในรูปที่ 7.9 จากรูปถ้าความลาดเทมีค่าน้อย Q จะเท่ากับค่าที่จุด A แต่ถ้าความลาดเทมีค่ามาก (steep) Q จะไม่เท่ากับค่าที่จุด B แต่จะเท่ากับค่า Q ที่จุด C เพราะอัตราการไหลจะถูกควบคุมด้วยความลึกวิกฤต (y_c) ที่ปากของทางน้ำเปิด หรือที่ทางออกของอ่างเก็บน้ำ



รูปที่ 7.9 การวิเคราะห์การไหลออกจากอ่างเก็บน้ำ

ในการคำนวณหาปริมาณน้ำที่ไหลจากอ่างเก็บน้ำหรือทะเลสาบเข้าสู่ทางน้ำเปิด
ชั้นแรกจะต้องพิจารณาเสียก่อนว่าทางน้ำเปิดมีความลาดเทน้อยหรือมาก ซึ่งการวิเคราะห์หรือ
ตรวจสอบได้กล่าวไปแล้วในบทที่ 6 หรือเราอาจจะใช้กราฟในรูปที่ 7.9 ทำการตรวจก็ได้
คือในกรณีที่กำหนดค่า E_0 และ S_0 มาให้ เราพิจารณาว่ากราฟที่ได้จากสูตรของการไหลแบบ
Uniform (OA หรือ OB) ตัดกับกราฟที่ได้จากสูตรของพลังงานจำเพาะ (PCO) ในช่วงของ
การไหลต่ำกว่าวิกฤต หรือสูงกว่าวิกฤต ถ้าตกอยู่ในย่านของการไหลต่ำกว่าวิกฤต (โค้ง PC)
เช่นที่จุด A แสดงว่าความลาดเทน้อย ถ้าตกอยู่ในช่วงของการไหลสูงกว่าวิกฤต (โค้ง CO)
เช่นจุด B แสดงว่าความลาดเทมาก

ตัวอย่างที่ 7.8 ทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ามี $b = 10$ ฟุต, $n = 0.014$ และ $S_0 = 0.001$
ทางด้านเหนือน้ำมีอ่างเก็บน้ำซึ่งมีระดับน้ำอยู่สูงจากพื้นทางน้ำที่ทางออกของอ่าง (จุด
ที่น้ำไหลจากอ่างเก็บน้ำเข้าสู่ทางน้ำเปิด) อยู่ 10 ฟุต จงหาอัตราการไหลของน้ำในทางน้ำ
เปิดดังกล่าว

วิธีทำ อัตราการไหลสูงสุดที่เป็นไปได้จะเกิดขึ้นเมื่อความลึกของน้ำที่ทางออกของอ่างเท่ากับ

$$\begin{aligned} \therefore y &= y_c = \frac{2}{3} E_0 \\ &= \frac{2}{3} \times 10 = 6 \frac{2}{3} \quad \text{ฟุต} \\ v_c &= \sqrt{gy_c} \\ &= \sqrt{32.2 \times 6 \frac{2}{3}} = 14.64 \quad \text{ฟุต/วินาที} \\ q &= v_c y_c \\ &= 14.64 \times 6 \frac{2}{3} = 97.7 \quad \text{ลบ.ฟุต/วินาที} \end{aligned}$$

ในกรณีของทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีขนาดกว้างมาก

$$\begin{aligned} S_c &= 21.33 n^2 q^{-2/9} \\ &= 21.33 \times (0.014)^2 \times (97.7)^{-2/9} \\ &= 0.00151 \end{aligned}$$

$S_0 < S_c$ แสดงว่าความลาดเทมีค่าน้อย

ฉะนั้นเราจะทำการหาค่า Q โดยการสมมติ จากสูตรของแมนนิ่ง

$$\begin{aligned}
 v &= \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2} \\
 &= \frac{1.49}{0.014} \sqrt{.001} R^{2/3} = 3.37 R^{2/3} \dots\dots\dots (i)
 \end{aligned}$$

และสูตรของพลังงานจำเพาะ

$$E_o = y + \frac{v^2}{2g} = 10.00 \dots\dots\dots (ii)$$

รายละเอียดของการคำนวณได้แสดงไว้ในตารางที่ 7.8

ตารางที่ 7.8 การคำนวณหาอัตราการไหลออกจากอ่าง

y ฟุต	A ตร.ฟุต	P ฟุต	R ฟุต	$R^{2/3}$	V ฟุต/วิ.	Q ฟุต ³ /วิ.	$V^2/2g$ ฟุต	E ฟุต	หมายเหตุ
6 $\frac{2}{3}$	66.7	23.3	2.86	2.02	6.80	453	0.72	7.39	แสดงว่ามีความลาด เทน้อย
9.2	92	28.4	3.24	2.19	7.36	677	0.84	10.04	-----
9.16	91.6	28.3	3.24	2.19	7.36	674	0.84	10.00	Q เป็นค่าที่ถูกต้อง

∴ อัตราการไหลของน้ำในทางน้ำเปิด = 674 ลบ.ฟุต/วินาที ตอบ

ต่อไปนี้จะกล่าวถึงการคำนวณหาอัตราการไหลในกรณีที่มีหน้าตัดควบคุม (Control section) ที่เกิดจากอาคารต้านท้ายน้ำ เช่น ท่อลอด ประตูระบายน้ำ ผาย เขื่อน ซึ่งอาคารควบคุมเหล่านี้จะก่อให้เกิด Drawdown หรือ Backwater Curve ซึ่งถ้ามีอิทธิพลไปถึงทางออกของอ่าง อัตราการไหลจากอ่างเก็บน้ำหรือทะเลสาบจะถูกควบคุมด้วยเงื่อนไขการไหลของน้ำทั้งทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ และถ้าทางออกของอ่างไม่ได้รับความกระทบกระเทือนจากอิทธิพลของ Backwater Curve อัตราการไหลจากทะเลสาบหรืออ่างเก็บน้ำจะถูกควบคุมด้วยเงื่อนไขการไหลของน้ำทางด้านเหนือน้ำเพียงอย่างเดียว คือ อัตราการไหลจะขึ้นอยู่กับ E_o และ S_o เหมือนดังกรณีที่กำลังกล่าวไปแล้ว

ตัวอย่างที่ 7.8 จากตัวอย่างที่ 7.8 ถ้าทางค้ำน้ำท้ายน้ำของทางน้ำเปิด ทางน้ำมีการบีบตัวเพื่อเข้าท่อลอดสี่เหลี่ยมที่มีพื้นที่กว้าง 6 ฟุต ทางเข้าท่อลอดมีความโค้งมนอย่างดี และอยู่ห่างจากทางออกของอ่างเป็นระยะทาง 2,000 ฟุต จงหาอัตราการไหลของน้ำในทางน้ำเปิดสายนี้

วิธีทำ 1. คำนวณหา Q โดยคิดจากเงื่อนไขของการไหลของน้ำทางด้านเหนือน้ำ (Upstream Condition) เพียงอย่างเดียว

2. จาก Q ที่คำนวณได้ในข้อ 1 หารูปตัดตามยาวของผิวน้ำระหว่างท่อลอดและทางออกของอ่าง

3. ตรวจสอบดูว่าอิทธิพลของ Backwater Curve มีไปถึงอ่างเก็บน้ำหรือไม่ โดยพิจารณาจากพลังงานจำเพาะที่ได้จาก Backwater Curve ตรงทางออกของอ่างเทียบกับระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำเหนือพื้นทางน้ำเปิดตรงจุดดังกล่าว

4. ถ้าการไหลของน้ำจากทางออกของอ่างอยู่ภายใต้อิทธิพลของ Backwater Curve แสดงว่าท่อลอดทำให้เกิด Backwater Curve ไปถึงทางออกของอ่าง ดังนั้นจะต้องมีการสมมติค่า Q ใหม่จนกระทั่งค่าของพลังงานจำเพาะตรงทางออกของอ่างที่ได้จากการคำนวณ Backwater Curve เท่ากับระดับของน้ำในอ่างเก็บน้ำเหนือพื้นทางน้ำเปิดที่จุดเดียวกัน

5. ถ้าทางออกของอ่างไม่อยู่ภายใต้อิทธิพลของ Backwater Curve แสดงว่าอาคารควบคุมทางค้ำน้ำท้ายน้ำคือท่อลอด ไม่มีอิทธิพลต่ออัตราการไหลของน้ำที่ทางออกของอ่าง

จากตัวอย่างที่ 7.8 จะได้ว่า

- ความลาดเทมีค่าน้อย (Mild slope)

- ถ้าไม่มีท่อลอดที่ระยะ 2000 ฟุต จากทางออกของอ่าง อัตราการไหลจะมีค่าเท่ากับ 674 ลบ.ฟุต/วินาที

อัตราการไหลของน้ำผ่านท่อลอด $q = \frac{674}{6} = 112.3$ ลบ.ฟุต/วินาที/ฟุต

สมมติว่าการไหลของน้ำผ่านความลึกวิกฤตที่ท้ายหรือภายในของท่อลอด และไม่มีการสูญเสียพลังงาน

$$\therefore y_c = [q^2/g]^{1/3} = 7.32 \text{ ฟุต}$$

$$E_c = \frac{3}{2} y_c = 10.98 \text{ ฟุต}$$

เนื่องจาก E มากกว่า 10 ฟุต (พลังงานจำเพาะที่ทางออกของอ่าง) แสดงว่าท่อลอคก้อให้ เกิด "โซค" และรูปตัดตามยาวของผิวน้ำจะเป็นแบบโปรไฟล์ m_1

ขั้นต่อไปจะต้องคำนวณหาโปรไฟล์ m_1 เพื่อดูว่าโปรไฟล์ m_1 จะมีผลต่อการไหล ของน้ำที่ทางออกของอ่างหรือไม่

- ถ้าโปรไฟล์ m_1 ส่งอิทธิพลไม่ถึงทางออกของอ่าง จะได้ Q มีค่าเท่ากับ 674 ลบ.ฟุต/วินาที

- ถ้าโปรไฟล์ m_1 ส่งอิทธิพลไม่ถึงทางออกของอ่างจะได้ว่า เราต้องสมมติ ค่า Q ใหม่

ทำการคำนวณหาโปรไฟล์ m_1 โดยใช้วิธีคำนวณระยะจากความลึก (Direct Step Method) โดยเริ่มจากการคำนวณหา y ที่ตำแหน่งทางด้านเหนือน้ำของท่อลอค โดยใช้ $E = 10.98$ ฟุต

$$ก) \text{ ถ้า } Q = 674 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$$

$$q = \frac{674}{10} = 67.4 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที/ฟุต}$$

$$y + \frac{(67.4)^2}{2gy^2} = 10.98 \text{ ฟุต}$$

โดยวิธี trial และ error จะได้ว่า

$$y = 10.32 \text{ และ } 2.97 \text{ ฟุต}$$

$$\therefore y = 10.32 \text{ ฟุต}$$

จากตารางที่ 7.9 เมื่อ $Q = 674$ ลบ.ฟุต/วินาที $E = 10.98$ ฟุต และ $y = 10.32$

ฟุต ที่ระยะ $x = -2000$ ฟุต จะได้ $y = 9.843$ ฟุต และ $E_o = 10.574$ ฟุต

ซึ่งมากกว่า 10 ฟุต (E_o ที่ทางออกของอ่าง) อยู่เท่ากับ $10.574 - 10.00 = 0.574$ ฟุต

แสดงว่าปริมาณการไหลออกจากอ่างไม่เท่ากับ 674 ลบ.ฟุต/วินาที ต้องสมมติค่า Q ใหม่

จนกว่าจะได้ E_o จากโปรไฟล์ m_1 มีค่าเท่ากับ $E_o = 10$ ฟุต ที่กำหนดให้

สมมติค่าพลังงานจำเพาะวิกฤตในท่อลอคเพื่อนำไปหา Q ค่าใหม่

$$E_c = 10.98 - 0.574 \approx 10.4 \text{ ฟุต}$$

$$y_c = \frac{2}{3} E_c = 6.93 \text{ ฟุต}$$

$$v_c = \sqrt{gy_c} = 14.94 \text{ ฟุต}$$

ข) เมื่อสมมติ $Q = 14.94 \times 6.93 \times 6 = 621 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$

$$q = \frac{621}{10} = 62.1 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที/ฟุต}$$

$$E = y + \frac{(62.1)^2}{2gy^2} = 10.4 \text{ ฟุต}$$

โดยวิธี trial และ error จะได้

$$y = 9.78 \text{ และ } 2.8 \text{ ฟุต}$$

$$\therefore y = 9.78 \text{ ฟุต}$$

จากตารางที่ 7.9 เมื่อ $Q = 621 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$ ที่ระยะ $x = -2000 \text{ ฟุต}$ จะได้ $E_o = 9.96 \text{ ฟุต}$ ซึ่งน้อยกว่า 10 ฟุต ทำการ Interpolate หาค่า Q ที่ถูกต้องจากข้อมูลต่อไปนี้

$$E_o = 10.574 \text{ ฟุต, } Q = 674 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$$

$$E_o = 9.960 \text{ ฟุต, } Q = 621 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$$

จากการ Interpolate จะได้ว่า

$$E_o = 10.00 \text{ ฟุต, } Q = 624 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$$

ในการคำนวณหาอัตราการไหลซึ่งถูกควบคุมโดยเงื่อนไขของการไหลของน้ำที่ทั้งทางด้านเหนือน้ำและใต้น้ำ ดังตัวอย่างข้างต้นเป็นวิธีที่ค่อนข้างยากและเสียเวลา เพื่อที่จะทำการคำนวณง่ายขึ้นและเสียเวลาน้อยลงควรจะทำดังนี้

1. สมมติค่า Q
2. หาค่าของ E และ y ที่ตำแหน่งด้านหน้าของท่อลอด
3. หาค่าของ y ที่ตำแหน่งทางออกของอ่าว โดยใช้สมการของพลังงาน

จำเพาะ

$$E_o = y + \frac{v^2}{2g} = 10' \text{ ฟุต}$$

4. คำนวณหาค่าของ Δx โดยวิธี step แบบคำนวณหาระยะทางจากความลึก y

5. ตรวจสอบหาค่า Δx

ตารางที่ 7.9 การคำนวณหาโปรไฟล์ M_1 ของตัวอย่าง 7.9

y ฟุต	A ตร.ฟุต	$V^2/2g$ ฟุต	E ฟุต	V^2/C^2R	$S_o - \left(\frac{V^2}{C^2R}\right) m$	ΔE	Δx	x
ก) โปรไฟล์ M_1 เมื่อ $Q = 674$ ลบ.ฟุต/วินาที								
10.32	103.2	.66	10.98	.000747				0
					.000243	-.100	-412	
10.2	102	.680	10.880	.000767				-412
					.000222	-.086	-386	
10.1	101	.694	10.794	.000789				-798
					.000201	-.086	-427	
10.0	100	.708	10.708	.000809				-1225
					.000181	-.085	-470	
9.9	99	.723	10.623	.000829				-1695
					.000161	-.086	-534	
9.8	98	.737	10.537	.000849				-2229
ข) โปรไฟล์ M_1 เมื่อ $Q = 621$ ลบ.ฟุต/วินาที								
9.78	97.8	.624	10.404	.000719				0
					.000274	-.069	-251	
9.70	97	.635	10.335	.000732				-251
					.000256	-.086	-336	
9.60	96	.649	10.249	.000756				-591
					.000234	-.086	-368	
9.50	95	.663	10.163	.000777				-959
					.000214	-.086	-402	
9.40	94	.677	10.077	.000795				-1361
					.000195	-.085	-435	
9.30	93	.692	9.992	.000815				-1796
					.000174	-.086	-495	
9.20	92	.704	9.906	.000837				-2291

ค่า $\Delta x \neq 2000$ ฟุต ให้สมมติค่าของ Q ใหม่ จนกระทั่งได้ค่า $\Delta x = 2000$ ฟุต หรือใกล้เคียง 2000 ฟุต

เมื่อทางน้ำเปิดเชื่อมต่อระหว่างอ่างเก็บน้ำ 2 แห่ง อัตราการไหลจะขึ้นอยู่กับเงื่อนไขของระดับผิวน้ำในอ่างเก็บน้ำทั้ง 2 แห่ง ตัวแปรสำคัญที่ใช้จำแนกระบบการไหลมี

1. ความลึกการไหลที่ทางเข้าด้านเหนือน้ำเข้าสู่ทางน้ำ, y_1
2. ความลึกการไหลที่ทางออกด้านท้ายน้ำ, y_2
3. อัตราการไหลในทางน้ำ, Q

กรณีที่ 1 (y_1 มีค่าคงที่)

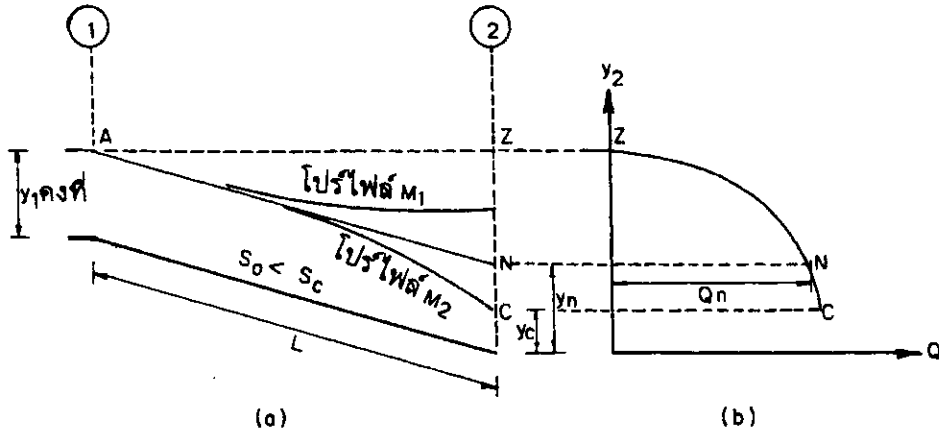
เมื่อ $y_1 =$ ค่าคงที่ สามารถแยกกล่าวได้ 4 กรณีย่อย คือ กรณีย่อยที่หนึ่ง $y_1 = y_n = y_2$ อัตราการไหลในทางน้ำเป็นแบบ Uniform และสามารถคำนวณหาได้จากสมการแมนนิ่ง ในรูปที่ 7.10 a เงื่อนไขการไหลดังกล่าวแทนด้วยเส้น AN และอัตราการไหลที่สอดคล้องกัน แทนด้วยจุด N ในรูปที่ 7.10 b

กรณีย่อยที่สอง ถ้า $y_2 = y_c$ อัตราการไหลในทางน้ำจะมีค่าสูงสุด ซึ่งแสดงด้วยเส้น AC ในรูปที่ 7.10 a และจุด C ในรูปที่ 7.10 b และถ้า $y_2 < y_c$ ซึ่งอาจจะเป็นกรณีการไหลที่สั้นสุดด้วยการไหลตกอย่างอิสระที่ท้ายน้ำ อัตราการไหลก็ยัง คงมีค่าเท่ากับ อัตราการไหลสูงสุดที่จุด C ในรูปที่ 7.10 b

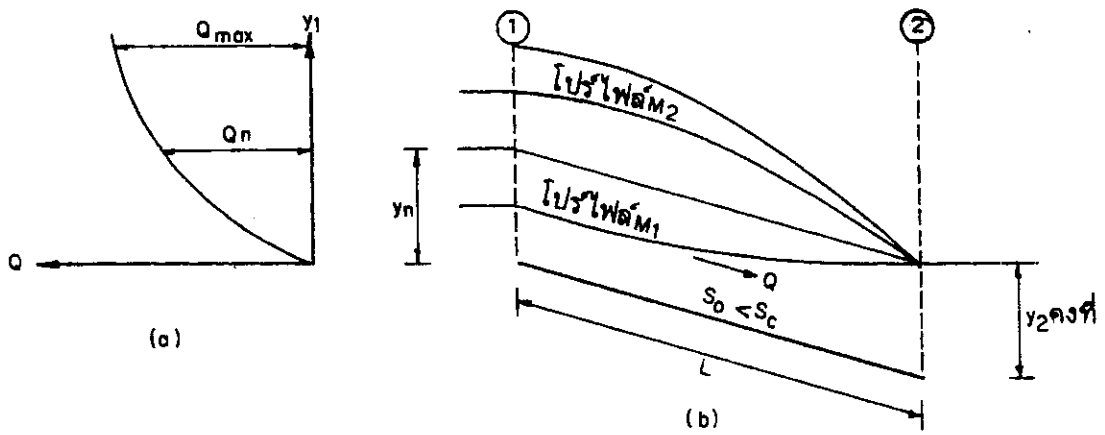
กรณีย่อยที่สาม ถ้า $y_2 > y_n$ จะเกิดโปรไฟล์ M_1 ในทางน้ำเปิด ซึ่งในกรณีนี้ต้องมีข้อแม้ว่า $y_n < y_2 < y_c$ ความยาว (L') ของโปรไฟล์ M_1 จะเป็นตัวแปรสำคัญในการควบคุมอัตราการไหล

ถ้า y มีค่าคงที่ ค่า L' ไม่สามารถมีค่ามากกว่า L ได้ แต่ L' อาจจะมีค่าน้อยกว่า L ได้ ซึ่งในกรณีนี้อัตราการไหลด้านเหนือน้ำไม่ได้รับความกระทบกระเทือนเนื่องจากความลึก y_2 และความลึกการไหลในช่วงต้นของทางน้ำยังคงมีค่าเท่ากับความลึกปกติ ถ้า $L' = L$ อัตราการไหลเข้าสู่ทางน้ำจะมีค่าน้อยกว่าอัตราการไหลปกติ

กรณีย่อยที่สี่ ถ้า $y_c < y_2 < y_n$ จะเกิดโปรไฟล์ M_2 ขึ้นในทางน้ำ การวิเคราะห์อัตราการไหลสามารถกระทำได้เช่นเดียวกับกรณีการเกิดโปรไฟล์ M_1



รูปที่ 7.10 อัตราการไหลในทางน้ำสำหรับ y_1 คงที่ และความลาดเทมีค่าน้อย



รูปที่ 7.11 อัตราการไหลในทางน้ำสำหรับ y_2 คงที่ และความลาดเทมีค่าน้อย

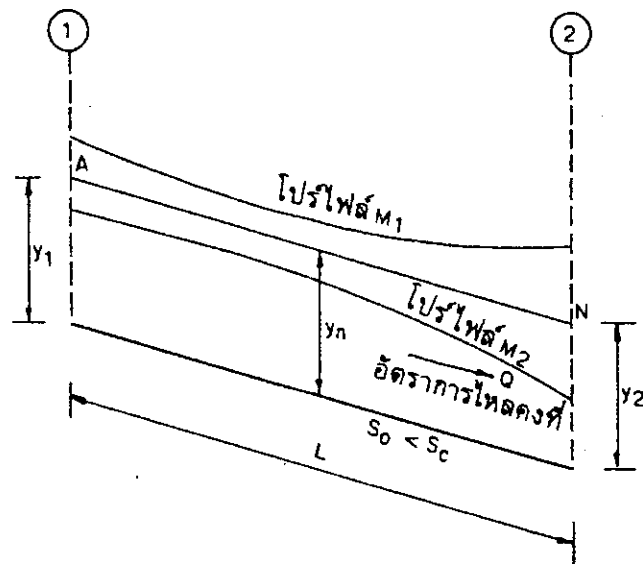
กรณี 2 (Y2 มีค่าคงที่)

เมื่อ $y_2 =$ ค่าคงที่ สามารถแยกกล่าวได้ 4 กรณีย่อยคือ กรณีย่อยที่ 1 ถ้า $y_1 = y_n = y_2$ การไหลมีความลึกเท่ากับความลึกปกติ และอัตราการไหลเท่ากับอัตราการไหลปกติ (รูปที่ 7.11 a และ b)

กรณีย่อยที่สอง อัตราการไหลสูงสุดจะเกิดขึ้นเมื่อ y_1 มีค่าสอดคล้องกับอัตราการไหลวิกฤตที่หน้าตัด 2 จะได้ค่า y_1 เป็นค่าความลึกสูงสุดที่สามารถจะเกิดขึ้นได้ในกรณีนี้ เพราะถ้า y_1 มีค่าเพิ่มขึ้นอีก จะทำให้ y_2 เพิ่มขึ้นตามไปด้วย

กรณีย่อยที่สาม เมื่อ $y_1 < y_n$ ในทางน้ำเกิดโปรไฟล์ M_1 และอัตราการไหลจะมีค่าน้อยกว่าอัตราการไหลปกติ

กรณีย่อยที่สี่ เมื่อ $y_1 > y_n$ แต่มีค่าน้อยกว่าความลึก y_1 ที่ทำให้เกิดอัตราการไหลวิกฤตที่หน้าตัด 2 จะเกิดโปรไฟล์ M_2 ขึ้นในทางน้ำเปิด ในกรณีนี้อัตราการไหลจะมีค่ามากกว่าอัตราการไหลปกติ แต่มีค่าน้อยกว่าอัตราการไหลสูงสุด



รูปที่ 7.12 การไหลในทางน้ำเปิดที่เชื่อมต่อกันระหว่างอ่างเก็บน้ำ 2 แห่ง เมื่ออัตราการไหลคงที่

กรณี 3 (0 มีค่าคงที่)

ในกรณียอมให้ความลึก y_1 และ y_2 มีการเปลี่ยนแปลงได้ กรณีย่อยที่หนึ่งที่เป็นไปได้คือ $y_2 = y_n = y_1$ และอัตราการไหลสามารถคำนวณได้จากสมการแนบนิ่ง แทนด้วยเส้น AN ในรูปที่ 7.12

กรณีย่อยที่สองเป็นกรณีที่ตำแหน่งผิวน้ำอยู่เหนือเส้น AN และเกิดโปรไฟล์ M_1 ซึ่งจำกัดสูงสุดจะเกิดขึ้นเมื่อ $y_2 = y_1 + 50L$ เป็นที่น่าสังเกตว่าถ้าการไหลเข้าใกล้ขีดจำกัดนี้ ความแตกต่างของระดับน้ำระหว่างอ่างทั้งสองและความเร็วการไหลจะลดน้อยลง แต่เพราะว่าหน้าตัดการไหลเพิ่มขึ้น อัตราการไหลจึงยังคงมีค่าคงที่

กรณีย่อยที่สามเป็นกรณีที่ตำแหน่งผิวน้ำอยู่ต่ำกว่าเส้น AN และเกิดโปรไฟล์ M_2 ความลึกต่ำสุดของการไหลจะเกิดขึ้นเมื่อ $y_2 = y_c$

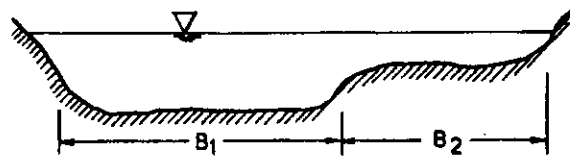
แบบฝึกหัด

- 7.1 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมคางหมู มี $b = 6.0$ เมตร, $z = 1.5$, ความลาดเท 0.001 และ อัตราการไหล 28.5 ลบ.เมตร/วินาที ประตุน้ำบานตรงทำให้ความลึกด้านหน้าเท่ากับ 3.0 เมตร จงคำนวณและเขียนรูปโปรไฟล์ของผิวน้ำจากด้านหน้าประตุน้ำ ถึงตำแหน่งหน้าตัดที่มีความลึก $1.1 y_n$ โดยใช้วิธีของ เวทที่เซาว์ และวิธี step
- 7.2 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ายาว มีความกว้าง 8.0 เมตร ความลาดเท $1 : 5000$ ค่าสัมประสิทธิ์แมนนิง 0.015 และอัตราการไหลคงที่ 40 ลบ.เมตร/วินาที ประตุน้ำ เหนือหนึ่งยกระดับน้ำด้านหน้าให้สูงขึ้นเป็น 5.0 เมตร จงหาค่าความลึกของการไหลแบบ Uniform และระยะทางระหว่างประตุน้ำ และหน้าตัดที่มีความลึกเท่ากับ $1.1 y_n$ และที่ระยะ 5000 เมตร จากประตุน้ำไปทางด้านเหนือหน้า ความลึกจะมีค่าเท่าไร โดยสมมติให้ค่า $\alpha = 1.1$
- 7.3 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า มี $b = 2.5$ เมตร, $s_o = 1 : 1000$, $n = 0.02$ และ อัตราการไหล 4.5 ลบ.เมตร/วินาที ปลายสุดด้านท้ายน้ำ น้ำไหลตกอย่างอิสระ มีความลึกโดยประมาณเท่ากับความลึกวิกฤต จงคำนวณหาโปรไฟล์ของผิวน้ำจนถึงหน้าตัดที่มีความลึกเท่ากับ $0.9 y_n$ โดยสมมติให้ค่า $\alpha = 1.1$
- 7.4 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมคางหมู มี $b = 3.5$ เมตร, ความลาดเทด้านข้าง 45° , $s_o = 0.0003$, $n = 0.018$ และอัตราการไหลคงที่ 50 ลบ.เมตร/วินาที อาคารควบคุม เหนือหนึ่งทำให้ระดับน้ำด้านหน้าสูงขึ้นเป็น 5.0 เมตร จงหาว่าตำแหน่งที่มีความลึกเท่ากับ 4.2 เมตร อยู่ห่างจากอาคารควบคุมขึ้นไปทางด้านเหนือหน้าเป็นระยะทางเท่าไร โดยสมมติให้ $\alpha = 1.1$
- 7.5 ตารางต่อไปนี้แสดงการเปลี่ยนแปลงของความยาวเส้นรอบรูปเปียก P เป็นเมตร และ พื้นที่หน้าตัด A เป็น ตร.เมตร ตามความสูงของระดับน้ำที่เสาระดับของหน้าตัดแม่น้ำ 3 แห่ง โดยหน้าตัดการไหลที่ I อยู่ด้านท้ายน้ำสุด

ค่าเสาระดับ (ม.)	I		II		III	
	P	A	P	A	P	A
32.1	79.2	103.5	67.20	36.0	-	-
32.4	89.4	128.52	97.50	60.75	0	0
32.7	99.6	156.87	118.50	93.15	31.50	6.3
33.0	106.5	187.74	126.60	129.87	42.30	17.37
33.3			133.20	168.84	51.00	31.32
33.6			139.80	209.70	57.00	47.52
33.9			145.80	252.54	63.60	65.61
34.2			152.10	297.27	69.00	85.50
34.5					74.40	107.01
34.8					79.80	130.14
35.1					84.60	154.80
35.4					90.00	180.99

ค่าสัมประสิทธิ์แมนนิง n เท่ากับ 0.035 และทั้งสามหน้าตัดไม่มีทางน้ำย่อยด้านข้าง
ระยะระหว่างหน้าตัด I-II เท่ากับ 600 เมตร และระหว่าง II-III เท่ากับ
690 เมตร เมื่ออัตราการไหลในแม่น้ำเท่ากับ 212.5 ลบ.เมตร/วินาที ความสูงของ
ระดับน้ำที่เสาระดับของหน้าตัด I เท่ากับ 32.4 เมตร จงหาความสูงของระดับน้ำ
ที่เสาระดับของหน้าตัด II และ III

- 7.6 จงคำนวณหาโปรไฟล์การไหลในแม่น้ำสายหนึ่ง ซึ่งมีอัตราการไหล 2830 ลบ.เมตร/
วินาที ในช่วงการไหลที่พิจารณาทางน้ำจะประกอบไปด้วยร่องน้ำหลักและทางน้ำย่อยด้าน
ข้าง ดังแสดงในรูป ซึ่งให้ถือว่าหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าโดยประมาณ และทางน้ำ
ทั้งสองมีความกว้างมากพอจะความกว้างของทางน้ำมีค่าใกล้เคียงกับความยาวของเส้น
รอบรูปเปียก (สมมติ $P = B$)



คุณสมบัติของหน้าตัดการไหลในช่วงทางน้ำที่พิจารณามีดังนี้.-

ระยะทาง จากปากแม่น้ำ (กม)	ความกว้าง, (ม.)		ระดับพื้นคลองเหนือระดับ สมมุติ (ม.)		สัมประสิทธิ์ความขรุขระ, n	
	B ₁	B ₂	ร่องน้ำหลัก	ทางน้ำด้านข้าง	ร่องน้ำหลัก	ทางน้ำด้านข้าง
20 + 988	114.0	105.0	14.73	16.41	0.03	0.05
21 + 384	147.0	90.0	14.88	17.13	0.03	0.05
21 + 780	120.0	144.0	15.48	17.88	0.03	0.05
22 + 176	180.0	84.0	16.77	18.42	0.03	0.05

ช่วงการไหลย่อยระหว่าง กม. 20+988 และ กม. 21+780 ทางน้ำเป็นแนวตรง และ
 ไม่มีการสูญเสียเนื่องจากกระแสนวน (Eddy Losses) ช่วงการไหลย่อยระหว่าง
 กม. 21+780 และ 22+176 ทางน้ำเป็นแนวโค้ง โดยทางน้ำย่อยด้านข้างอยู่ด้านใน
 ของแนวโค้ง และความยาวของทางน้ำประกอบด้านข้างจะยาวเพียง 288 เมตร
 เท่านั้น ในขณะที่ร่องน้ำหลักยังคงมีความยาวเท่ากับ 396 เมตร ในช่วงการไหลย่อย
 ที่เป็นแนวโค้งนี้จะมีการสูญเสียเนื่องจากกระแสนวน ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.2 เท่าของค่า
 เฉลี่ยของเสถียรภาพที่ปลายทั้งสองของช่วงการไหลย่อยนี้ เมื่ออัตราการไหลเท่ากับ
 2830 ลบ.เมตร/วินาที อ่านค่าระดับผิวน้ำที่เสาระดับได้ 19.35 เมตร ที่ กม.
 20+988 จงคำนวณหาความสูงของระดับผิวน้ำที่เสาระดับของหน้าตัดที่เหลือ โดยใช้
 วิธี Standard Step

- 7.7 คลองคอนกรีตรูปสี่เหลี่ยมคางหมูที่มีความยาวมาก $b = 3.0$ เมตร, ความลาดเทด้านข้าง 45° , ความลาดเท $1 : 1000$ และสัมประสิทธิ์แมนนิง $n = 0.014$ คลองสายดังกล่าวรับน้ำจากทะเลสาบ สมมติว่ามีการสูญเสียพลังงาน $0.25 \frac{V^2}{2g}$ จงคำนวณหาอัตราการไหลและความลึกของการไหลแบบ Uniform ในคลอง เมื่อระดับน้ำในทะเลสาบอยู่สูงกว่าพื้นคลองตรงทางเข้า 2.0 เมตร
- 7.8 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า กว้าง 6.0 เมตร, $n = 0.014$ รับน้ำจากทะเลสาบแห่งหนึ่งโดยผิวน้ำในทะเลสาบอยู่ที่ระดับ 3.65 เมตรเหนือระดับพื้นทางน้ำตรงปากทาง
- จงหาความลาดเทวิกฤต
 - ถ้าทางน้ำมีความลาดเท 0.0008 จงคำนวณหาอัตราการไหลและความลึกการไหลแบบ Uniform ในทางน้ำ
 - ถ้าทางน้ำมีความลาดเท 0.005 จงคำนวณหาอัตราการไหลและความลึกการไหลแบบ Uniform
- 7.9 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมคางหมู มี $b = 4.50$ เมตร, $z = 1.5$, $n = 0.023$ และความลาดเท 0.0005 ทางน้ำสายนี้รับน้ำจากทะเลสาบแห่งหนึ่งโดยผิวน้ำสูงสุดในทะเลสาบจะอยู่ที่ระดับ 3.0 เมตรเหนือพื้นทางน้ำที่ปากทาง จงคำนวณหาอัตราการไหลในทางน้ำดังกล่าว สมมติว่าทางน้ำมีความลาดเทและหน้าตัดการไหลคงที่เป็นระยะทางไกลมาก
- 7.10 ถ้าทางน้ำในโจทย์ข้อที่ 7.9 ต้องตัดกับถนนที่ระยะทาง 900 เมตร วัดจากปากทางน้ำ กำหนดให้สร้างท่อลอดกลมในแนวทางน้ำแทนการใช้สะพานที่มีราคาแพงกว่ามาก สมมติว่าปากทางเข้าสู่ท่อลอดไม่ทำให้เกิดการสูญเสียพลังงาน และปากท่อด้านล่าง (Invert) อยู่ที่ระดับเดียวกับพื้นทางน้ำ จงหาขนาดที่เล็กที่สุดของท่อลอดในกรณี
- ท่อลอดจะไม่ทำให้เกิดโซค
 - ท่อลอดจะไม่ทำให้อัตราการไหลจากทะเลสาบมีการเปลี่ยนแปลง
- 7.11 โจทย์เหมือนข้อ 7.10 แต่ใช้ท่อลอดที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 3.0 เมตร จงคำนวณหาอัตราการไหลในทางน้ำ เมื่อผิวน้ำในทะเลสาบอยู่ที่ระดับสูงสุด โดยทำการคำนวณไปร์ไฟล์ M_1 ระหว่างท่อลอดและทะเลสาบในหนึ่งขั้นตอน (One Step)

- 7.12 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 15 เมตร, ยาว 20 กม. และมีความลาดเท 0.0001 เชื่อมต่อระหว่างทะเลสาบ 2 แห่ง ระดับน้ำที่ปลายด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำของทางน้ำเท่ากับ 2.0 เมตร และ 1.5 เมตร ตามลำดับ ถ้า $n = 0.015$ หาอัตราการไหลในทางน้ำดังกล่าว
- 7.13 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมคางหมู มี $b = 10$ เมตร, $z = 2$, ความลาดเท 0.001 เชื่อมต่อระหว่างทะเลสาบ 2 แห่ง ซึ่งอยู่ห่างกัน 1.0 กม. ถ้าต้องการให้อัตราการไหลในทางน้ำเท่ากับ 75 ลบ.เมตร/วินาที จงหาระดับผิวน้ำในทะเลสาบที่อยู่ตอนบน เมื่อระดับผิวน้ำในทะเลสาบที่อยู่ตอนล่างเท่ากับ (a) 2.0 เมตร (b) 3.7 เมตร เหนือพื้นทางน้ำตรงทางออก กำหนดให้ $n = 0.027$
- 7.14 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้างมาก มีความลาดเท 0.0004 และ $n = 0.02$ เชื่อมต่อระหว่างทะเลสาบ 2 แห่ง ที่อยู่ห่างกัน 1.5 เมตร ระดับน้ำในทะเลสาบแห่งบนคงที่อยู่ที่ระดับ 104.0 เมตร และระดับพื้นทางน้ำที่ปากทางน้ำเท่ากับ 101.0 เมตร ไม่คิดการสูญเสียพลังงาน
- ระดับน้ำในทะเลสาบแห่งล่างควรจะเป็นเท่าไร จึงจะทำให้เกิดการไหลแบบ Uniform ในทางน้ำ
 - ถ้าระดับน้ำในทะเลสาบแห่งล่างเท่ากับ 103.40 เมตร จะส่งผลกระทบต่ออัตราการไหลแบบ Uniform หรือไม่
- 7.15 โครงการป้องกันน้ำท่วมโครงการหนึ่ง ทางระบายน้ำมีความจุ 283 ลบ.เมตร/วินาที จะต้องตัดผ่านเมืองตากอากาศชายทะเลเพื่อผันน้ำลงสู่ทะเลโดยตรง เนื่องจากที่ดินมีราคาสูง ทำให้ต้องสร้างทางระบายน้ำเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าคาคคิ้วด้วยคอนกรีต เพื่อที่จะลดความกว้างของผิวน้ำให้มีค่าน้อยที่สุด ระดับน้ำทะเลสูงสุดคือ 1.50 เมตร เหนือระดับน้ำทะเลปานกลาง และถูกกำหนดว่า น้ำในทางน้ำจะต้องไม่ขึ้นสูงกว่า 12.0 เมตร เหนือระดับน้ำทะเลปานกลาง ที่หน้าตัด กม. 2+376 จากปากน้ำของทางระบายน้ำ จงเลือกความลาดเทพื้นทางน้ำและระดับพื้นทางน้ำเพื่อที่จะทำให้งานขุดดินมีปริมาณน้อยที่สุด สมมติว่าความกว้างของทางน้ำเป็น (a) 30.0 เมตร (b) 15.0 เมตร ใช้ค่า $n = 0.014$

บทที่ 8

การควบคุมและการเปลี่ยนแปลงทางน้ำ

(Channel Control and Transition)

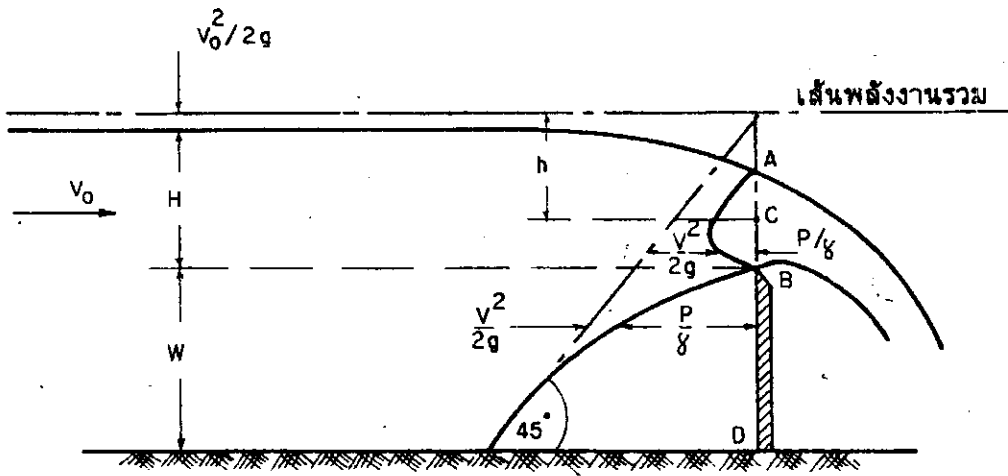
การควบคุมทางน้ำหมายถึง ลักษณะของทางน้ำธรรมชาติหรือที่มนุษย์สร้างขึ้น ทำให้รู้ถึงความสัมพันธ์ของอัตราการไหลและความลึก เช่น ผาย อาคารน้ำตก ทางน้ำสัน ประตุน้ำที่กั้นน้ำ ที่กล่าวนี้เป็นอาคารที่มนุษย์สร้างขึ้น พวกที่เกิดขึ้นเองตามธรรมชาติได้แก่ Rock Outcrop ประโยชน์ของการควบคุมทางน้ำ ใช้ทำเป็นอาคารรั้น้ำ และอาจใช้ในการทำนายความลึกและอัตราการไหล

ส่วนการเปลี่ยนแปลงทางน้ำหมายถึง ช่วงของทางน้ำเปิดที่มีการเปลี่ยนแปลงรูปตัดการไหล จะมีการเปลี่ยนแปลงจากสภาวะสม่ำเสมอหนึ่งไปสู่สภาวะสม่ำเสมออีกอย่างหนึ่ง เช่น การเปลี่ยนแปลงความลึก ตัวอย่างของการเปลี่ยนแปลงทางน้ำได้แก่ โค้งของทางน้ำเปิด การขยายตัวหรือการบีบตัวของทางน้ำเปิด

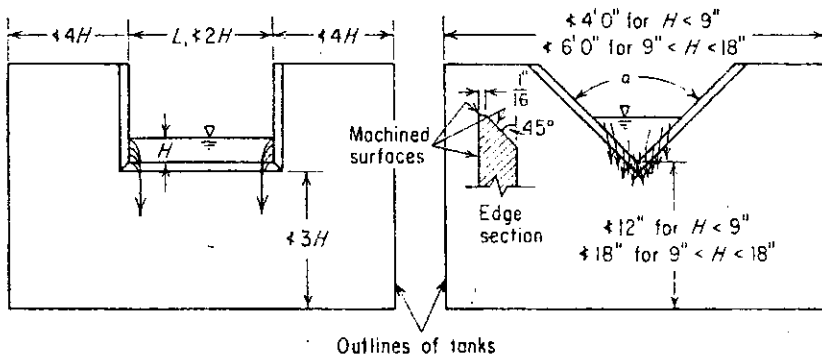
8.1 ผายสันคม (Sharp-Crested Weir)

ผายสันคมเป็นเครื่องมือที่ใช้วัดอัตราการไหลของน้ำที่นิยมใช้กันแพร่หลายประเภทหนึ่ง จากพฤติกรรมของการไหลของน้ำผ่านผายสันคมนี้ ใต้น้ำไปใช้ในการออกแบบทางน้ำสันแบบน้ำไหลเอ่อข้าม (Overflow Spillway) เนื่องจากผายมีสันคม จึงช่วยลดอิทธิพลของชั้นติดขอบ (Boundary Layer) และความหนืดได้ และคิดว่าการสูญเสียพลังงานน้อยมาก หรือไม่มีการสูญเสียเลย

เมื่อพิจารณาผายสันคมในทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีความยาวของสันผาย เท่ากับความกว้างของทางน้ำ (Suppressed Rectangular Weir) หรือไม่มีการบีบข้าง ดังแสดงในรูปที่ 8.1 สมมติว่าการไหลของน้ำหลังจากผ่านสันผายมาแล้วไม่มีการบีบตัว และแรงดันตลอดแนวตั้ง AB มีค่าเท่ากับแรงดันบรรยากาศ ดังนั้นจะได้ว่าความเร็วที่จุด C มีค่าเท่ากับ $\sqrt{2gh}$ เมื่อพิจารณาอัตราการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้างของทางน้ำจะได้ว่า



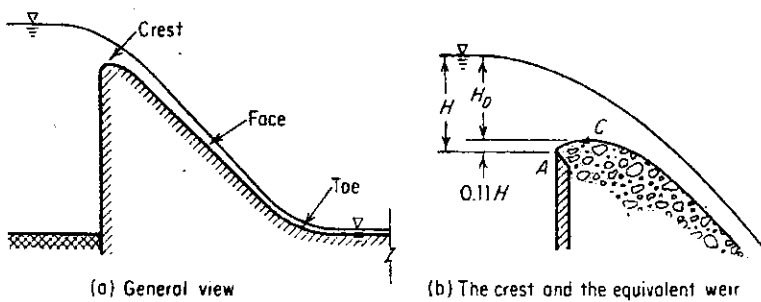
รูปที่ 8.1 แสดงโปรไฟล์ของการไหลผ่านฝายสันคม



(a) Contracted rectangular

(b) Triangular

รูปที่ 8.2 ขนาดของฝายตามมาตรฐานของประเทศไทย



(a) General view

(b) The crest and the equivalent weir

รูปที่ 8.3 ลักษณะของทางน้ำสัน

$$\int_{v_0^2/2g}^{H+v_0^2/2g} \sqrt{2gh} \, dh = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left[\left(\frac{v_0^2}{2g} + H \right)^{3/2} - \left(\frac{v_0^2}{2g} \right)^{3/2} \right] \dots\dots\dots 8.1$$

โดยค่า h เริ่มวัดจากเส้นของพลังงานรวมทั้งหมด เนื่องจากตามสภาพความเป็นจริงน้ำไหลผ่านฝายจะมีการบีบตัว จึงทำให้อัตราการไหลน้อยลงกว่าค่าทางทฤษฎี ด้วยเหตุนี้ จึงได้มีการปรับค่าที่ได้ด้วยสัมประสิทธิ์ของการบีบตัว (Contraction Coefficient) ดังนั้น q จะมีค่า

$$q = \frac{2}{3} C_c \sqrt{2g} \left[\left(\frac{v_0^2}{2g} + H \right)^{3/2} - \left(\frac{v_0^2}{2g} \right)^{3/2} \right] \dots\dots\dots 8.2$$

เมื่อ C_c = สัมประสิทธิ์ของการบีบตัว

สมมติให้ C_d แทนสัมประสิทธิ์ของอัตราการไหล (Discharge Coefficient)

จากสมการที่ 8.2 จะได้ว่า

$$q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} H^{3/2} \dots\dots\dots 8.3$$

$$\text{เมื่อ } C_d = C_c \left[\left(1 + \frac{v_0^2}{2gH} \right)^{3/2} - \left(\frac{v_0^2}{2gH} \right)^{3/2} \right] \dots\dots\dots 8.4$$

เป็นที่คาดว่าทั้ง C_c และ $\frac{v_0^2}{2gH}$ ขึ้นอยู่กับรูปร่างของชั้นขอบเขต (Boundary Geometry) เพียงอย่างเดียว โดยเฉพาะจะขึ้นอยู่กับอัตราส่วน H/w นายเรย์บอค (Rehbock) ได้ทำการทดลองหาค่า C_d จากผลการทดลองเขาได้เสนอสูตรของการหาค่า C_d ดังในสมการที่ 8.5

$$C_d = 0.611 + 0.08 \frac{H}{w} \quad \text{เมื่อ } \frac{H}{w} \leq 5 \dots\dots\dots 8.5$$

ถ้า w มีค่ามาก ๆ ค่าของ C_d จะมีค่าเท่ากับ 0.611 และในสมการที่ 8.4 ถ้าไม่คิดค่าของ $\frac{v_0^2}{2g}$, C_d และ C_c จะมีค่าเท่ากัน สมการที่ 8.5 ให้ค่าของ C_d ที่ถูกต้อง

เมื่อ $H/w \leq 5$

ถ้า $5 < \frac{H}{w} < 10$ ค่า C_d จะเบี่ยงเบนออกจากค่าที่ได้จากสมการที่ 8.5 แต่ก็ยังใช้

ประมาณหาอัตราการไหลได้ ถ้า $\frac{H}{w}$ มากกว่า 20 ฝายจะทำหน้าที่เหมือน sill ซึ่งอัตราการไหลจะถูกควบคุมด้วยความลึกวิกฤตทางด้านหน้าของ sill และความลึกวิกฤตโดยประมาณมีค่าเท่ากับ $H+w$ เราสามารถหา q ได้ดังนี้

$$q = \sqrt{g} y_c^{3/2} = \sqrt{g} (H + w)^{3/2} \dots\dots\dots 8.6$$

แทนค่าสมการที่ 8.6 ลงในสมการที่ 8.3 จะได้ว่า

$$Cd = 1.06 \left(1 + \frac{w}{H}\right)^{3/2} \dots\dots\dots 8.7$$

ส่วน H/w อยู่ระหว่าง 10 และ 20 ผลของการศึกษาและทดลองยังไม่เป็นที่แน่ชัดลงไป

รูปที่ 8.1 แสดงให้เราเห็นลักษณะเด่น 2 ประการคือ การกระจายแรงดันตามเส้น ABD ไม่ใช่เป็นแบบสถิตยศาสตร์ (Hydrostatic) เพราะการไหลของน้ำใกล้ฝายจะเกิดอัตราการเร่ง และแรงดันระหว่างจุด A และ B มากกว่าแรงดันบรรยากาศ เพราะมีการบีบตัวและเกิดอัตราการเร่งของการไหลของน้ำ

ลำน้ำหรือแผ่นน้ำที่พุ่งออกมาจากฝายเราเรียกว่าม่านน้ำ (Nappe) จากการวิเคราะห์เราสมมติว่าแรงดันตามผิวบนและผิวล่างของม่านน้ำมีค่าเท่ากับแรงดันบรรยากาศ ถ้าด้านข้างของม่านน้ำมีกำแพงอยู่ทั้ง 2 ข้าง อากาศจะถูกกักอยู่ใต้ม่านน้ำ และกำแพงทั้ง 2 ด้านและจะค่อย ๆ ลดลง โดยผสมปนไปกับน้ำ เป็นเหตุให้แรงดันลดลงไปด้วย จึงทำให้อัตราการไหลเพิ่มขึ้น ใต้ม่านน้ำควรจะมีการถ่ายเทอากาศที่ดีเพื่อทำให้แรงดันมีค่าเท่ากับแรงดันบรรยากาศอยู่เสมอ

ที่กล่าวมาข้างต้นเป็นการไหลของน้ำผ่านฝายที่มีระดับน้ำด้านท้ายน้ำอยู่ต่ำกว่าระดับของสันฝาย ซึ่งเรียกว่าการไหลแบบอิสระ (Free Flow) ถ้าระดับน้ำด้านท้ายน้ำอยู่สูงกว่าระดับของสันฝาย รูปแบบการไหลจะแตกต่างจากการไหลแบบอิสระ เรียกการไหลดังกล่าวนี้ว่าการไหลแบบใต้น้ำ (Submerged Flow) อัตราการไหลแบบใต้น้ำขึ้นอยู่กับอัตราส่วนของ H_1/H และสามารถประมาณหาได้จากสมการต่อไปนี้

$$Q_s = Q \left[1 - \left(\frac{H_1}{H}\right)^n\right] \dots\dots\dots 8.8$$

เมื่อ Q = อัตราการไหลแบบอิสระ ซึ่งขึ้นอยู่กับค่า H

Q_s = อัตราการไหลแบบใต้น้ำ

H_1 = ระดับน้ำด้านท้ายน้ำเหนือสันฝาย

n = ค่าของเลขยกกำลังที่ได้จากความสัมพันธ์ของ Q และ H

ในกรณีของฝายสันคมรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า, n มีค่าเท่ากับ 1.5

อัตราส่วนของ H_1/H เป็นเปอร์เซ็นต์ของการจุ่มจม (Percentage of Submergence) ผลกระทบกระเทือนของระดับน้ำด้านท้ายฝาย ต่ออัตราการไหลอาจจะเกิดขึ้นก่อนที่ระดับน้ำท้ายน้ำจะถึงระดับของสันฝาย ด้วยเหตุนี้จึงมีการกำหนดระดับน้ำด้านท้ายน้ำก่อนถึงสันฝาย เพื่อให้ได้อัตราการไหลแบบอิสระ สำหรับฝายขนาดเล็กควรมีระยะที่กล่าวนี้ 8 เซนติเมตร และระยะนี้จะเพิ่มขึ้นถ้าเป็นฝายขนาดใหญ่เพื่อป้องกันการขึ้น ๆ ลง ๆ ของน้ำเนื่องจากคลื่น

สมการที่ 8.2 และ 8.3 ใช้ได้กับฝายสันคมที่มีความยาวของสันฝายเท่ากับ ความกว้างของทางน้ำเปิด และการไหลเป็นแบบอิสระ ถ้าฝายมีการบีบตัวเข้ามาจากด้านข้าง ทำให้มีน้ำมีการบีบตัวทั้งด้านข้างและในแนวคิ่ง แต่การไหลยังคงเป็นแบบอิสระ อัตราการไหลผ่านฝายดังกล่าวจะมีค่าน้อยกว่าอัตราการไหลที่ได้จากสมการที่ 8.2 และ 8.3 เรียกฝายดังกล่าวว่า ฝายสันคมแบบบีบข้าง สามารถหาอัตราการไหลได้จากสมการที่ 8.2 และ 8.3 โดยแทนค่า L ซึ่งเป็นความยาวของสันฝายจริง ด้วยค่าความยาวประสิทธิผลของสันฝาย L_e ดังนั้นจากสมการ 8.3 จะได้

$$Q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} L_e H^{3/2} \dots\dots\dots 8.9$$

โดย $L_e = (L - 0.1 NH) \dots\dots\dots 8.10$

เมื่อ $N =$ จำนวนของการบีบข้าง

ถ้ามีการบีบตัวทั้งสองข้าง N จะมีค่าเท่ากับ 2 ถ้ามีการบีบตัวข้างเดียว N จะมีค่าเท่ากับ 1 และเมื่อไม่มีการบีบตัวเลย N จะมีค่าเท่ากับศูนย์

ฝายรูปสามเหลี่ยมหรือฝายรูปตัววี (V-notch weir) เมื่อทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีเช่นเดียวกันกับฝายรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าจะได้ผลลัพธ์ดังนี้

$$Q = \frac{8}{15} C_c \tan \frac{\alpha}{2} \sqrt{2g} H^{5/2} \dots\dots\dots 8.11$$

เมื่อ α คือมุมตัววี ซึ่งทั่ว ๆ ไปนิยมใช้มุม 90 องศา และเมื่อ $\alpha = 90$ องศา พบว่า C_c มีค่าเท่ากับ 0.585 โดยประมาณ ซึ่งค่านี้จะน้อยกว่าค่า α ของฝายรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เมื่อแทนค่าลงในสมการ 8.11 จะได้

$$Q = 1.382 H^{2.5} \dots\dots\dots \text{ระบบเมตริก} \dots\dots\dots 8.12$$

หรือ $Q = 2.50 H^{2.5} \dots\dots\dots \text{ระบบอังกฤษ} \dots\dots\dots 8.13$

แต่การวัดอย่างถูกต้องพบว่าสมการมักจะเป็น

$$Q = 1.371 H^{2.48} \dots\dots\dots \text{ระบบเมตริก} \dots\dots\dots 8.14$$

$$Q = 2.48 H^{2.48} \dots\dots\dots \text{ระบบอังกฤษ} \dots\dots\dots 8.15$$

8.2 ทางน้ำล้น (Overflow Spillway)

ทางน้ำล้นที่ให้น้ำส่วนเกินไหลล้นข้ามหรือทางน้ำล้นแบบโอเก้ (Ogee) เป็นทางน้ำล้นที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลาย ช่วยระบายน้ำส่วนเกินออกจากอ่างเก็บน้ำหรือเขื่อน

ลักษณะทั่วไปของทางน้ำล้นได้แสดงไว้ในรูปที่ 8.3 มีส่วนที่สำคัญอยู่ 3 ส่วน คือ ส่วนยอด (Crest) ผิวหน้าของช่องทางน้ำล้น ทินของทางน้ำล้น (Toe) โพรไฟล์ของส่วนยอดควรจะเป็นรูปลักษณะที่ทำให้เกิดสัมประสิทธิ์ของการไหลมากที่สุดโดยไม่ทำให้เกิดการกัดกร่อนและการสั่นสะเทือนแก่ตัวทางน้ำล้น ตามปกติส่วนยอดของทางน้ำล้นจะมีรูปร่างเหมือนกับผิวล่างของม่านน้ำที่ไหลผ่านฝายสันคม (รูปที่ 8.3) ซึ่งโพรไฟล์ดังกล่าวทำให้เกิดสัมประสิทธิ์ของการไหลสูงสุด และความดันบนส่วนยอดมีค่าเท่ากับความดันบรรยากาศ อย่างไรก็ตามถ้าเสกบนสันฝายน้อยกว่าเสกที่ออกแบบ จะทำให้เกิดความดันที่มากกว่าความดันบรรยากาศบนส่วนยอดและทำให้สัมประสิทธิ์การไหลลดลง ในทำนองเดียวกันถ้าเสกบนสันฝายสูงกว่าเสกที่ออกแบบ อาจจะทำให้เกิดความดันลบบนส่วนยอดและทำให้สัมประสิทธิ์ของการไหลมากกว่า แต่ความดันลบอาจจะทำให้เกิดการกัดกร่อน (Cavitation) บนส่วนยอดได้

สำหรับทางน้ำล้นที่สูง ($\frac{H}{W} \approx 0$) จากการทดลองพบว่าระยะจากยอดฝายสันคมถึงจุดสูงสุดของยอดทางน้ำล้นมีค่าเท่ากับ $0.11H$ ฉะนั้นแทนค่า $ca = 0.611$ และ $hd = 0.89H$ ลงในสมการที่ 8.3 จะได้ว่า

$$q = 2.15 H_D^{3/2} \dots\dots\dots \text{ระบบเมตริก} \dots\dots\dots 8.16$$

$$q = 3.97 H_D^{3/2} \dots\dots\dots \text{ระบบอังกฤษ} \dots\dots\dots 8.17$$

รายละเอียดรูปร่างของทางน้ำล้น U.S.B.R. ได้ทำการศึกษาลักษณะรูปร่างของม่านน้ำที่ไหลผ่านสันคมทั้งที่ไม่มีมวลลาดเทและที่มีมวลลาดเทด้านหน้าฝาย และต่อมาหน่วย

งานวิศวกรรมของกองทัพสหรัฐอเมริกา (U.S. Army Corps of Engineers) ให้ทำการพัฒนารูปร่างมาตรฐานของทางน้ำขึ้น โดยใช้ข้อมูลจากการทดลองของ USBR และจากการทดลองเพื่อหาข้อมูลเพิ่มเติมเกี่ยวกับลักษณะและรูปร่างของม่านน้ำ สมการทั่วไปที่ใช้หาโปรไฟล์ส่วนยอดของทางน้ำสันได้แสดงไว้ในสมการที่ 8.18

$$x^n = (K H_d^{n-1}) Y \dots\dots\dots 8.18$$

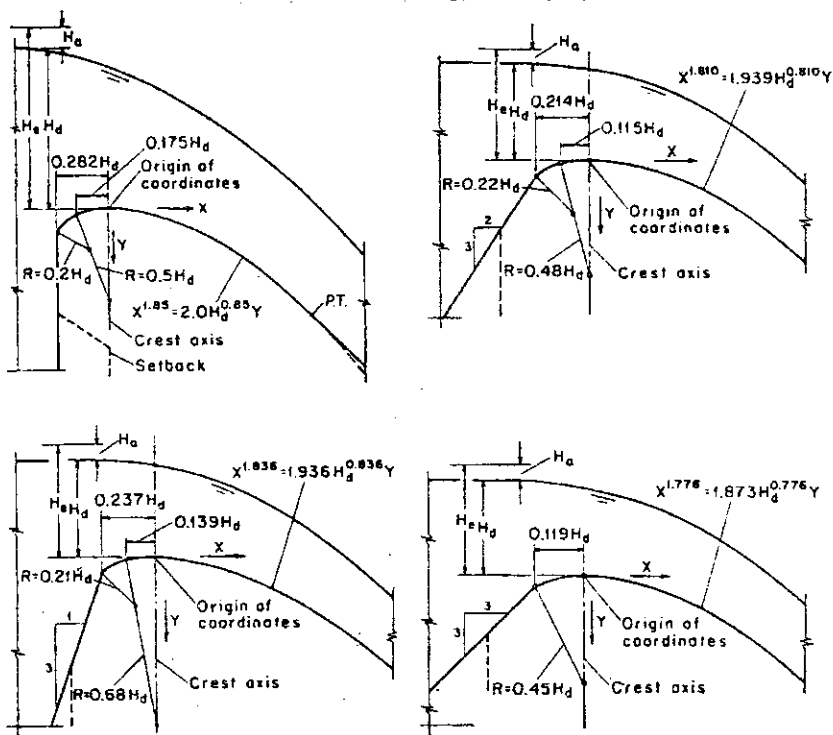
เมื่อ H_d = เศษของน้ำเหนือส่วนยอดที่ใช้ในการออกแบบไม่รวม $v^2/2g$
 K และ n = ค่าคงที่ ซึ่งขึ้นอยู่กับความลาดเทด้านหน้าของทางน้ำสัน
 และได้แสดงไว้ในตารางที่ 8.1

ตารางที่ 8.1 ค่า K และ n ของสมการที่ 8.18

ความลาดเทด้านหน้า ของทางน้ำสัน	K	n
อยู่ในแนวตั้ง	2.000	1.850
3:1	1.936	1.836
3:2	1.939	1.810
3:3	1.873	1.776

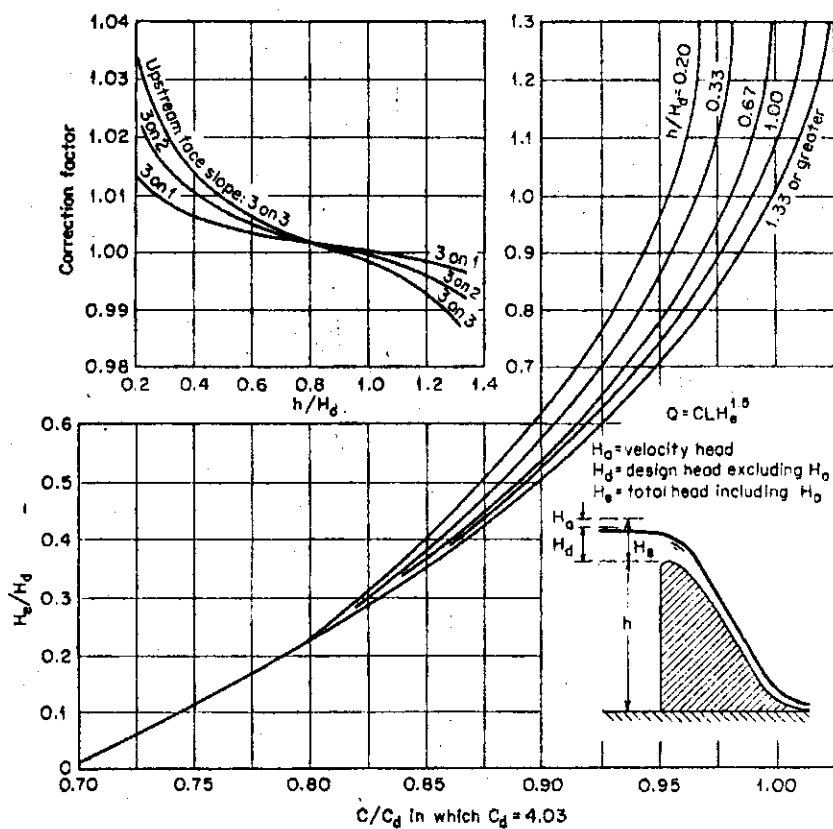
รูปที่ 8.4 แสดงโปรไฟล์มาตรฐานของส่วนยอดทางน้ำสัน สำหรับความลาดเทนอกเหนือจากค่าในตารางที่ 8.1 แต่ไม่เกิน 3:3 สามารถประมาณหาค่า K และ n ได้โดยการเขียนกราฟของ n กับความลาดเทและกราฟของ K กับความลาดเท จากกราฟก็อ่านค่าของ K และ n ตามความลาดเทที่ต้องการ

8.2.1 การหาอัตราการไหลผ่านทางน้ำสัน โปรไฟล์ของยอดทางน้ำสันได้รับการออกแบบโดยพิจารณาเศษเพียงค่าเดียว ซึ่งเราเรียกว่าเศษออกแบบ H_d แต่อย่างไรก็ดี เศษของน้ำที่ไหลผ่านทางน้ำสันอาจจะมีค่ามากกว่าหรือน้อยกว่าเศษออกแบบ ดังนั้นหน่วยงานวิศวกรรมของกองทัพสหรัฐอเมริกาได้พัฒนาสูตรสำหรับหาอัตราการไหลของน้ำผ่านทางน้ำสันไว้ดังนี้



รูปที่ 8.4 รูปร่างของ
ทางน้ำสันมาตรฐาน

U.S. Army Engineers



รูปที่ 8.5 ความสัมพันธ์
ระหว่างเสตและอัตราการ
ไหลสำหรับทางน้ำสันของ

U.S. Army Engineers

$$Q = CLH_e^{1.5} \dots\dots\dots 8.19$$

เมื่อ H_e = เฮดพลังงานทั้งหมดเหนือสันฝายรวมเฮดความเร็วในทางน้ำเข้าสู่ทางน้ำล้นด้วย ($v^2/2g$)

จากผลของการทดลองโดยใช้แบบจำลองทางชลศาสตร์ แสดงให้เห็นว่าเฮดความเร็วจะมีอิทธิพลต่อการไหลเพียงเล็กน้อย เมื่อความสูงของทางน้ำล้น w มากกว่า $1.33 H_d$ โดย H_d เป็นเฮดออกแบบซึ่งไม่รวมค่าของเฮดความเร็ว ฉะนั้นในกรณีดังกล่าวจึงไม่จำเป็นต้องพิจารณาค่าของ $v^2/2g$ ได้ ในกรณีที่ $H_e = H_d$ และ $w > 1.33 H_d$ ค่าสัมประสิทธิ์การไหล c และ c_d จะมีค่าเท่ากันและเท่ากับ 4.03

ถ้าทางน้ำล้นมีขนาดค่าคือ $\frac{w}{H_d} = 1.33$ ความเร็วของการไหลหน้าทางน้ำล้นจะมีอิทธิพลต่ออัตราการไหลหรือต่อสัมประสิทธิ์การไหลและต่อโปรไฟล์ของม่านน้ำด้วยกราฟไรท์หน่วยในรูปที่ 8.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง H_e/H_d และ c/c_d และใช้สำหรับหาค่า c ใด ๆ ของทางน้ำล้นที่ไม่มีความลาดเทด้านหน้า สำหรับทางน้ำล้นที่มีความลาดเทด้านหน้าสามารถหาค่า c ได้โดยอ่านจากกราฟรูปที่ 8.5 แล้วคูณด้วยแฟคเตอร์ปรับแก้ ซึ่งอ่านจากกราฟรูปเล็กในรูปที่ 8.5 เช่นกัน

8.2.2 ความเร็วที่ต้นของทางน้ำล้น ตามทฤษฎีเราสามารถหาความเร็วที่ต้นของทางน้ำล้น (v_1) ได้จากสมการต่อไปนี้

$$v_1 = \sqrt{2g (Z + H_a - y_1)} \dots\dots\dots 8.20$$

เมื่อ Z = ความสูงจากผิวน้ำด้านบนหน้าถึงต้นทางน้ำล้น
 H_a = เฮดความเร็วด้านบนหน้าทางน้ำล้น
 y_1 = ความลึกของน้ำที่ต้นทางน้ำล้น

เนื่องจากการสูญเสียพลังงานเมื่อน้ำไหลลงทางน้ำล้น จึงทำให้ความเร็วที่เกิดขึ้นจริงมีค่าน้อยกว่าความเร็วที่ได้จากทฤษฎี (สมการที่ 8.20) ขนาดของความเร็วส่วนใหญ่มักจะขึ้น อยู่กับเฮดพลังงานเหนือสันทางน้ำล้น, ค่า Z , ความลาดชันของทางน้ำล้น และ ความขรุขระของผิวทางน้ำล้น จากการพิจารณาด้วยเหตุผลและการทดลองพบว่า ค่าของความ

เร็วที่เกิดขึ้นจริงจะเบี่ยงเบนออกจากค่าจากทฤษฎีมากขึ้น เมื่อเซตมีค่าน้อยลงและค่า z มีค่ามากขึ้น

รูปที่ 8.6 ใช้หาความเร็วที่เกิดขึ้นจริงที่ต้นทางน้ำล้นที่มีค่าความลาดเทด้านท้าย 1:6 ถึง 1:8 ค่าที่ได้จากรูปที่ 8.6 มีความแน่นอนพอเพียงที่จะใช้ในการออกแบบเบื้องต้นได้

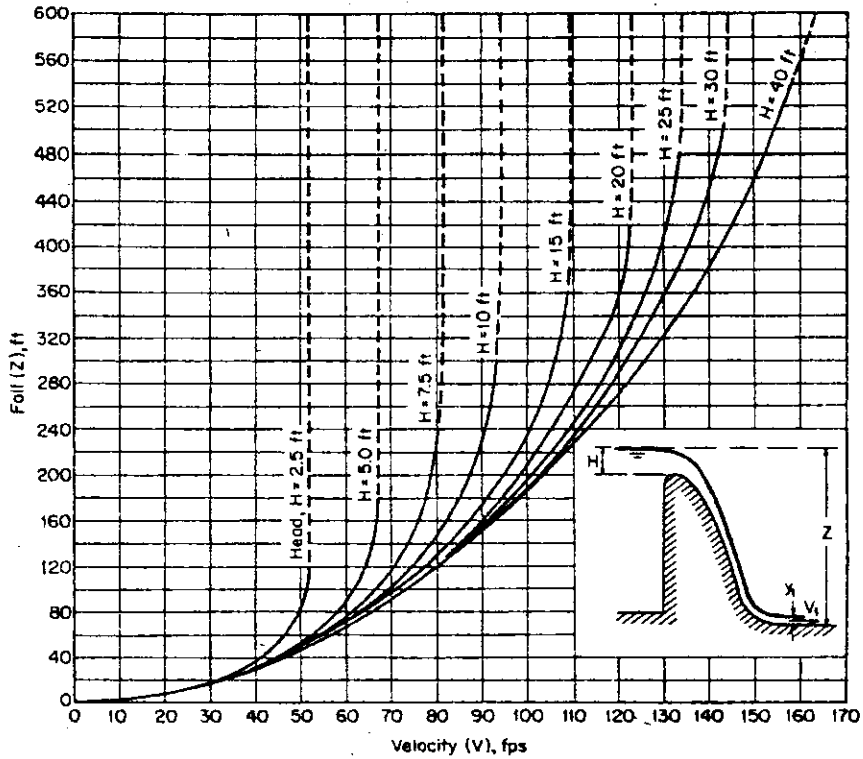
จากการทดลองของนายเบาเออร์ (Bauer) พบว่า การสูญเสียพลังงานเนื่องจากแรงเสียดทานเมื่อน้ำมีความเร็วมาก จะมีค่าน้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับค่าการสูญเสียดังกล่าว เมื่อการไหลเป็นแบบสับสนอย่างสมบูรณ์ ฉะนั้นจึงถือได้ว่าการสูญเสียเนื่องจากความเสียดทานของทางน้ำล้นที่มีความลาดเทชัน จะไม่มีผลกระทบกระเทือนต่อค่าความเร็วในทางตรงข้าม ผลกระทบกระเทือนนี้จะเกิดขึ้นเมื่อความลาดเทมีค่าน้อย ด้วยเหตุนี้จึงไม่ควรนำรูปที่ 8.6 ไปใช้กับทางน้ำล้นที่มีความลาดเทราบกว่า 1:6 นอกจากสมการที่ 8.20 U.S. Bureau of Reclamation ก็ได้เสนอสมการสำหรับหาค่า v_1 ทางทฤษฎีไว้ดังนี้

$$v_1 = \sqrt{2g(z - 0.5H)} \dots\dots\dots 8.21$$

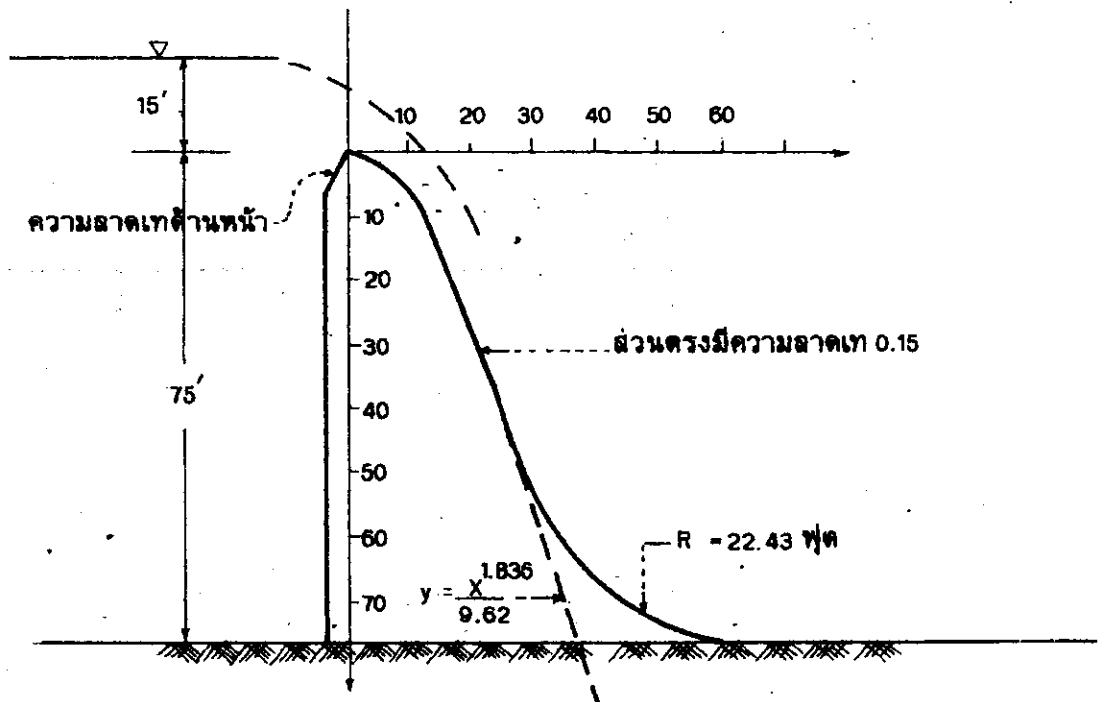
เมื่อสิ้นสุดส่วนของความลาดเทด้านท้าย การไหลจะมีการเปลี่ยนทิศทางโดยทันทีซึ่งจะทำให้เกิดความดันหนีศูนย์กลาง (Centrifugal Pressure) อย่างมาก เพื่อจะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงการไหลที่มีความราบเรียบและป้องกันการกัดเซาะด้านท้ายน้ำ จึงได้ออกแบบส่วนต่อจากความลาดเทด้านท้ายให้เป็นกะหือโค้ง (Curved Bucket) ซึ่งสัมผัสกับพื้นของต้นทางน้ำล้น สามารถประมาณค่า R ซึ่งเป็นรัศมีของส่วนโค้งดังกล่าว และมีหน่วยเป็นฟุตได้จากสูตรต่อไปนี้

$$R = 10 \frac{(v_1 + 6.4H + 16)}{(3.6H + 64)} \dots\dots\dots 8.22$$

เมื่อ v_1 เป็นความเร็วที่ต้นทางน้ำล้นมีหน่วยเป็นฟุตต่อวินาที และ H เป็นเซตเหนือสันทางน้ำล้น มีหน่วยเป็นฟุตและไม่รวมค่า $v^2/2g$ ความดันบนกะหือโค้งและต่อกำแพงด้านข้างควรจะมีค่าเท่ากับความดันหนีศูนย์กลางบวกด้วยความดันชลสถิตย (Hydrostatic) ซึ่งสอดคล้องกับความลึกด้านท้ายน้ำ ตารางที่ 8.2 แสดงรัศมี R ของกะหือโค้งในหน่วยของระบบเมตริก



รูปที่ 8.6 กราฟสำหรับหาค่าความเร็วที่ตีนทางน้ำล้น ซึ่งมีความลาดเทด้านท้าย 1 : 0.6 ถึง 1 : 0.8



รูปที่ 8.7 การออกแบบทางน้ำล้นในตัวอย่างที่ 8.1

ตารางที่ 8.2 ค่าแนะนำของรัศมีของกะพ้อโค้ง

ความสูงของ ทางน้ำล้น w, เมตร	H, เมตร						
	0.6	1.5	3.0	4.5	6.0	7.5	9.0
	รัศมีของกะพ้อ R, เมตร						
6	1.8	3.0	4.5	6.0	7.8	9.0	10.5
9	2.3	3.4	5.1	7.0	8.4	10.0	11.5
12	2.4	4.2	6.0	7.5	9.0	10.7	12.4
15	2.7	4.5	6.6	8.5	9.8	11.4	13.1
30	2.8	6.3	9.6	11.9	13.6	15.0	16.6
45	2.9	7.4	12.0	14.2	16.9	18.7	20.0
60	3.0	7.5	15.0	17.2	20.0	21.6	23.4

ตัวอย่างที่ 8.1 จงออกแบบทางน้ำล้น สำหรับอัตราการไหลสูงสุด 8000 ลบ.ฟุต/วินาที
ระดับน้ำสูงสุดในอ่างเก็บน้ำไม่เกิน 6.8 ฟุต เหนือสันของทางน้ำล้นซึ่งสูง 75 ฟุต ความลาด
เทด้านหน้าและความลาดเทด้านท้ายของทางน้ำล้นเท่ากับ 0.33 และ 1:0.7 ตามลำดับ
ส่วนโค้งของสันทางน้ำล้น หาได้จากสูตร $x^a = (kH_c^{n-1})y$
สมมติว่าค่าสัมประสิทธิ์การไหล, $c = 4.975$ จงหาความกว้าง และเขียนรูปของทางน้ำล้น

วิธีทำ ไม่คิดความสูงของพลังงานเนื่องจากความเร็วด้านหน้าของทางน้ำล้น ฉะนั้นจะได้ว่า

$$Q = CLH^{3/2} \dots\dots\dots (i)$$

$$8000 = 4.975 (L)(6.8)^{3/2}$$

$$L = 90.68 \text{ ฟุต}$$

ในทางปฏิบัติเลือกใช้ $L = 91$ ฟุต

จากตารางที่ 8.1 เมื่อความลาดเทเท่ากับ 1 ต่อ 3 (ราบ : ตั้ง) จะได้ว่า $k = 1.936$
และ $n = 1.836$

$$x^{1.836} = [1.936 (6.8)^{1.836-1}] y$$

$$y = \frac{x^{1.836}}{9.62} \dots\dots\dots (ii)$$

จากสมการที่ (ii) เราสามารถคำนวณหา y ได้ดังนี้

X	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18
Y	0	0.37	1.33	2.79	4.73	7.13	9.96	13.22	16.89	20.97
X	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38
Y	25.44	30.30	35.55	41.18	47.18	53.55	60.29	67.39	74.85	82.66

จากรูปที่ 8.6 เมื่อ $z = 75 + 6.8 = 81.8$ ฟุต และ $H = 6.8$ ฟุต
 จะได้ $v \approx 60$ ฟุต/วินาที แทนค่า v และ H ลงในสมการที่ 8.22
 $R = 10^{1.35} = 22.43$ ฟุต

ตัวอย่างที่ 8.2 จงหาระดับของสัน และรูปร่างของทางน้ำสัน ซึ่งไม่มีความลาดเทด้านหน้า
 และมีความยาวของสัน 250 ฟุต อัตราการไหลสูงสุด 75,000 ลบ.ฟุต/วินาที ซึ่งทำให้
 ระดับของผิวน้ำหน้าทางน้ำสันเท่ากับ + 1,000.0 ฟุต และระดับเฉลี่ยของพื้นทางน้ำเท่ากับ
 + 880.0 ฟุต

วิธีทำ สมมติว่าทางน้ำสันมีขนาดสูง ไม่คิดเสียดของพลังงานเนื่องจากความเร็วหัวหน้าของ
 ทางน้ำสัน และ $c_d = 4.03$

$$Q = CLH_e^{3/2}$$

$$75,000 = 4.03 (250) H_e^{3/2}$$

$$H_e^{3/2} = 74.441$$

$$H_e = 17.8 \text{ ฟุต}$$

ความเร็วหน้าทางน้ำสัน $V_a = 75,000 / (250 \times 120)$

$$= 2.50$$

$$H_a = V_a^2 / 2g$$

$$= (2.50)^2 / (2 \times 32.2) = 0.1 \text{ ฟุต}$$

ความสูงของน้ำเหนือสันทางน้ำล้น

$$\begin{aligned} H_d &= H_e - H_a \\ &= 17.8 - 0.1 = 17.7 \text{ ฟุต} \end{aligned}$$

ความสูงของทางน้ำล้น

$$= 120 - 17.7 = 102.3 \text{ ฟุต}$$

$W = 102.3$ และ $1.33 H_d$

$$\begin{aligned} &= 1.33 \times 17.7 \\ &= 23.541 < 102.3 \end{aligned}$$

∴ ความสูงของทางน้ำล้นมากกว่า $1.33 H_d$ จึงไม่เกิดเขตความเร็ว

ระดับของทางน้ำล้น $= 1000.0 - 17.7 = 982.3$

จากตารางที่ 8.1 จะได้ $k = 2.000$ $n = 1.850$

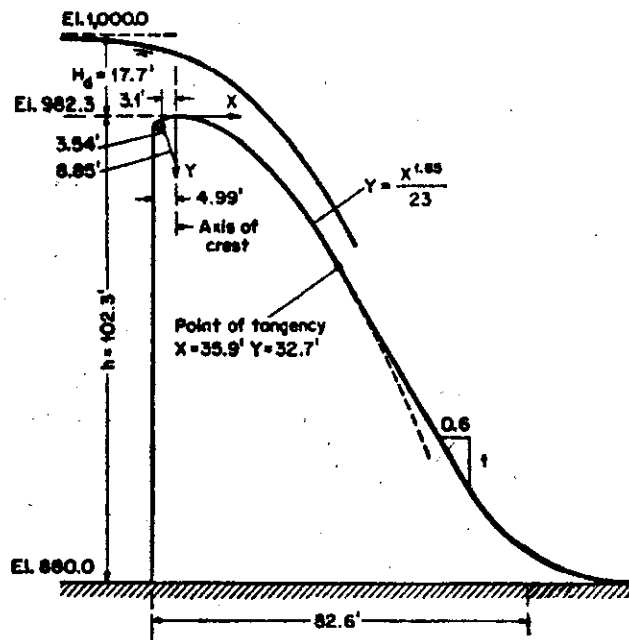
แทนค่า k และ n ลงในสมการที่ 8.18

$$Y = X^{1.85} / 23$$

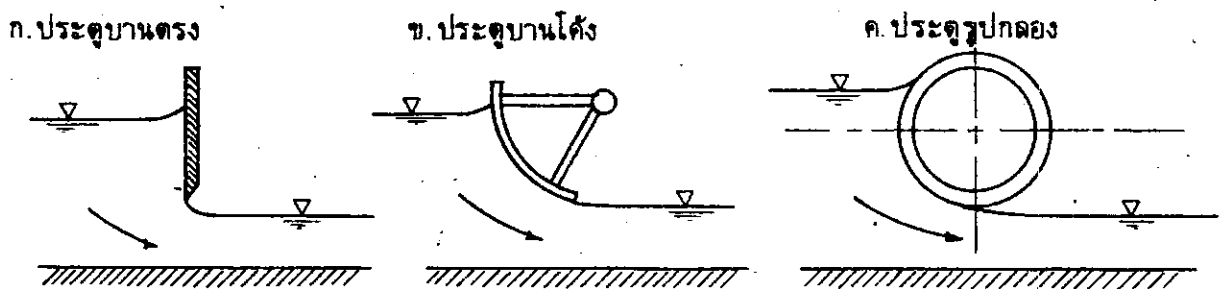
สมการ (i) สามารถนำไปหา Coordinate ของทางน้ำล้น ดังแสดงในรูป 8.8 ขนาดของสันทางน้ำล้น คุ้ได้จากรูปร่างมาตรฐานในรูป 8.4

8.3 ประการบายน้ำชนิดน้ำไหลล้น ประการบายน้ำตรงชนิดน้ำไหลล้นที่ได้กล่าวมาแล้วในบทต้น เป็นประเภทของประการที่รู้จักกันดีและใช้กันแพร่หลาย ในรูปที่ 8.9 ข และ ค แสดงประการบายน้ำแบบบานโค้งและประการบายน้ำรูปกล่อง ประการแต่ละแบบเหมาะสมสำหรับงานที่แตกต่างกันโดยทั่วไป ประการบายน้ำทำหน้าที่ควบคุมปริมาณการไหลของน้ำในทางน้ำเปิด เช่น ประการบายน้ำบนสันของทางน้ำล้น หรือประการบายน้ำที่ทางออกจากอ่างเก็บน้ำเข้าสู่แม่น้ำหรือคลองชลประทาน การเลือกใช้จะต้องพิจารณาองค์ประกอบหลายอย่างรวมทั้งข้อดีและข้อเสียของแต่ละชนิดด้วย การไหลของน้ำล้นตามประการสามารถจำแนกออกได้ 2 ลักษณะ คือ การไหลแบบอิสระ และการไหลแบบใฝ่ผิวหน้า

8.3.1 การไหลแบบอิสระ (Free Flow) พิจารณาการไหลแบบอิสระผ่านประการตรง ในรูปที่ 8.10 ลำโพงของน้ำที่ล้นตามประการสัมผัสกับอากาศ และไม่ได้รับการรบกวนจากระดับผิวน้ำด้านท้ายของประการที่สูงกว่า ในการวิเคราะห์เบื้องต้น สมมติว่ารู้ค่าของสัมประสิทธิ์ของการบีบตัวของน้ำด้านท้ายประการ และทำการพิจารณาบริเวณก่อนการไหลแบบล้นมาเสมอด้านหน้าประการ (หน้าตัดที่ 1) และด้านท้ายประการ (หน้าตัดที่ 2) ถ้าไม่มีการสูญเสีย



รูปที่ 8.8 การออกแบบหน้าตัดของทางน้ำในตัวอย่างที่ 8.2



รูปที่ 8.9 ประจักษ์หมายชนิดน้ำไหลล้น

พลังงานเนื่องจากน้ำไหลลดผ่านบานประตู และเนื่องจากแรงเสียดทาน จะได้ว่า

$$y_1 + \frac{q^2}{2g y_1^2} = y_2 + \frac{q^2}{2g y_2^2} \dots\dots\dots 8.23$$

แต่ $v_1 y_1 = v_2 y_2 \dots\dots\dots 8.24$

และ $y_2 = C_c w \dots\dots\dots 8.25$

แทนค่าสมการที่ 8.24 และ 8.25 ลงในสมการที่ 8.23

$$q = y_1 y_2 \sqrt{\frac{2g}{y_1 + y_2}}$$

$$q = C_c w \sqrt{2g y_1 \frac{y_1}{y_1 + y_2}}$$

$$q = C_d w \sqrt{2g y_1} \dots\dots\dots 8.26$$

$$C_d = \frac{C_c}{\sqrt{1 + C_c \frac{w}{y_1}}}$$

เพราะว่า C_c ขึ้นอยู่กับรูปร่างของขอบเขต (Boundary Geometry) ก็ขึ้นกับ w/y_1 ดังนั้น C_d จะขึ้นกับ w/y_1 ด้วย

เมื่อรู้ค่า w/y_1 ในการหาค่า C_c จะมีการสำรวจหา्यानการไหลที่มีการเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็วใกล้ประตู ปัญหาดังกล่าวเกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์ทางไฮดรอดนามิกส์ (Hydrodynamics) ซึ่งก็ยังไม่สามารถหาคำตอบที่สมบูรณ์ได้ นายเซิร์ทเวลและนาวไวซี (Southwell และ Vaisey) ได้ใช้วิธีผ่อนปรน (Relaxation Method) หาค่า C_c ได้เท่ากับ 0.608 เมื่อ $y_2/y_1 = 0.321$, ต่อมานายเบนจามิน (Benjamin) ได้ทำการวิเคราะห์โดยแบ่งการไหลเป็น 2 ส่วนที่หน้าตัด B (รูปที่ 8.10) ซึ่งเป็นหน้าตัดการไหลไหลที่เส้นสัมผัสผิวอิสระการไหลทำมุม 25° กับพื้นทางน้ำ สมมติว่าท้ายน้ำของ B ค่าของโค้ง d^2y/dx^2 ของผิวน้ำมีค่าน้อย และอนุพันธ์ที่มีกำลังสูงกว่าจะมีค่าเข้าใกล้ศูนย์ และการกระจายแรงดันของน้ำเป็นแบบชลสถิตย์

สมมติฐานดังกล่าวจะใช้ไม่ได้ในช่วงการไหล AB จึงต้องใช้วิธีประมาณหาค่าของ
วอน ไมส์ ในกรณีที่ไม่มีแรงโน้มถ่วง ซึ่งผลลัพธ์ได้แสดงไว้ในตารางข้างล่างนี้

ตารางที่ 8.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง w/E_1 และ C_c

w/E_1	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
C_c	0.611	0.606	0.602	0.600	0.598	0.598

รูปที่ 8.11 แสดงผลการทดลองของนายเป็นจมิน และโค้งจากค่าในตารางที่
8.3 โค้งจากการทดลองมี 2 เส้น แต่ละเส้นได้จากค่า w คงที่ ความแตกต่างของกราฟ
เกิดจากอิทธิพลของชั้นขอบเขต เมื่อทำการเปรียบเทียบการไหลที่มีค่าฟรูดนัมเบอร์เท่ากัน
นั่นคือ x_1/w ในรูปที่ 8.10 มีค่าคงที่ ถ้า δ เป็นความหนาของชั้นขอบเขต

$$\left(\frac{\delta}{W}\right) \propto R_e^{-1/2} \propto \left(\frac{v}{vW}\right)^{1/2}$$

เพราะพื้นทางน้ำเรียบและการไหลจะสอบเข้าอย่างรวดเร็ว จะทำให้เกิดชั้นติดขอบแบบราบ
เรียบมากกว่าชั้นติดขอบแบบสับสน และเพราะว่าฟรูดนัมเบอร์มีค่าคงที่

$$v \propto W^{1/2} \dots\dots\dots 8.27$$

$$\frac{\delta}{W} \propto \left(\frac{1}{3.57}\right)^{1/2} \propto W^{-3/4} \dots\dots\dots 8.28$$

และ $\frac{\delta}{W}$ แทนค่าสัดส่วนที่เพิ่มขึ้นของค่า C_c เนื่องจากการเพิ่มขึ้นของชั้นขอบเขต จากรูปที่

8.11 สามารถพิสูจน์ให้เห็นว่า Δ_1/Δ_2 มีค่าเท่ากับ

$$\frac{\Delta_1}{\Delta_2} = \left(\frac{W_2}{W_1}\right)^{3/4} = \left(\frac{3.57}{1.02}\right)^{3/4} = 2.56 \dots\dots\dots 8.29$$

ในการติดตั้งวิศวกรมักจะไม่คำนึงถึงชั้นขอบเขต เพราะมีค่าน้อย จึงถือว่าค่า C_c
เป็นค่าคงที่และมีค่าเท่ากับ 0.61 อย่างไรก็ตาม ถ้าเป็นงานทดลองในห้องปฏิบัติการ

ผู้ปฏิบัติอาจจะต้องคำนึงถึงผลของความหนืด ทั้งนี้เพราะว่าระบบของการทดลองมีขนาดเล็ก

ค่าสัมประสิทธิ์ของการบีบตัว C_c จะมีค่ามากกว่า 0.61 อย่างแน่ชัด เมื่อขอบ
บานประตูเอียงทำมุมกับแนวคิ่ง เช่นในกรณีของประตูบานคิ่งในรูปที่ 8.12 อัตราการไหล

ผ่านประตูจะขึ้นอยู่กับ y_1 , w , a และ r เป็นการยากที่จะทำการวิเคราะห์หาค่า c_c โดยทางทฤษฎี นายทอย (Toch) ได้ทำการทดลองโดยคำนึงถึงตัวแปรอิสระต่าง ๆ ทั้งในกรณีของการไหลอิสระและการไหลแบบได้ผิวน้ำ และผลการทดลองได้แสดงไว้ในรูปที่ 8.13

สิ่งที่น่าสนใจจากการทดลองของนายทอยคือ ค่า c_c ขึ้นอยู่กับมุม θ เป็นส่วนใหญ่ และขึ้นอยู่กับ w/y_1 น้อยมาก อิทธิพลของ w/y_1 ไม่ชัดเจนโดยสมบูรณ์จากผลของการทดลอง แต่สำหรับค่า θ ค่า c_c จะแตกต่างกันไม่เกิน 6-7 % จากค่า c_c ที่คำนวณโดยนายวอน ไมส์ สำหรับกรณีไม่คิดแรงโน้มถ่วงของการไหลผ่านอริทิสสองทิศทางที่มีผนังด้านข้างเอียงทำมุม ความใกล้เคียงนี้นับว่าเป็นเรื่องที่น่าสนใจมากเพราะว่าการไหลทั้งสองระบบแตกต่างกัน

รูปที่ 8.13 ไม่ได้ให้แนวทางที่แน่นอนต่อผู้ออกแบบ แต่ในการออกแบบก็ยังสามารถใช้กราฟในรูปดังกล่าวได้ ในการประมาณเบื้องต้นซึ่งไม่ต้องการความถูกต้องมากนัก เราสามารถใช้กราฟพาราโบลาที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง c_c และ θ ซึ่งให้ผลใกล้เคียงกับค่า c_c ของนายวอนไมส์ และนายทอย

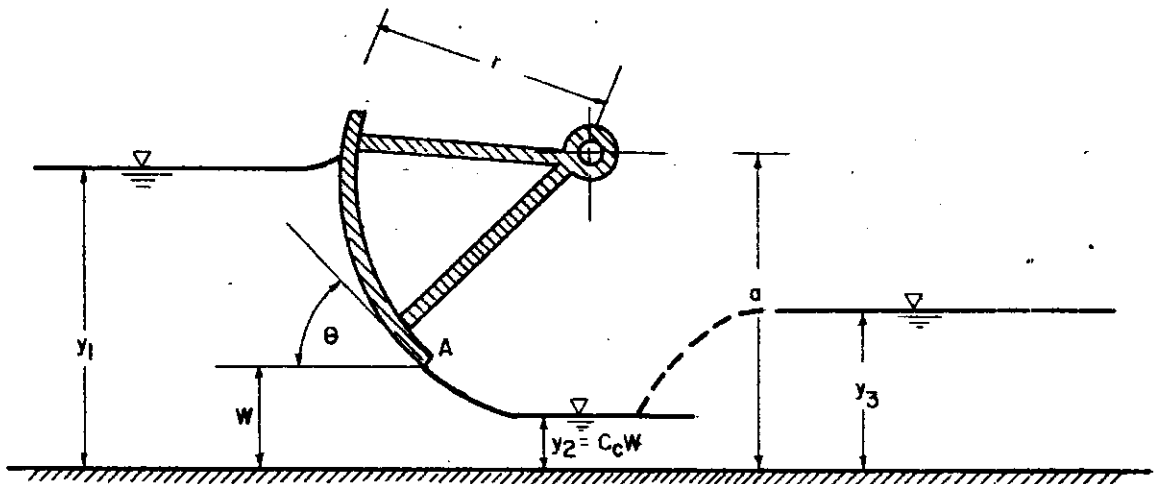
$$c_c = 1 - 0.75 \theta + 0.36 \theta^2 \quad \dots\dots\dots 8.30$$

เมื่อค่าของ θ เป็นจำนวนเท่าของ 90 องศา สมการ 8.30 ให้ผลที่มีความผิดพลาดในช่วง $\pm 5\%$ ถ้า $\theta \leq 1$

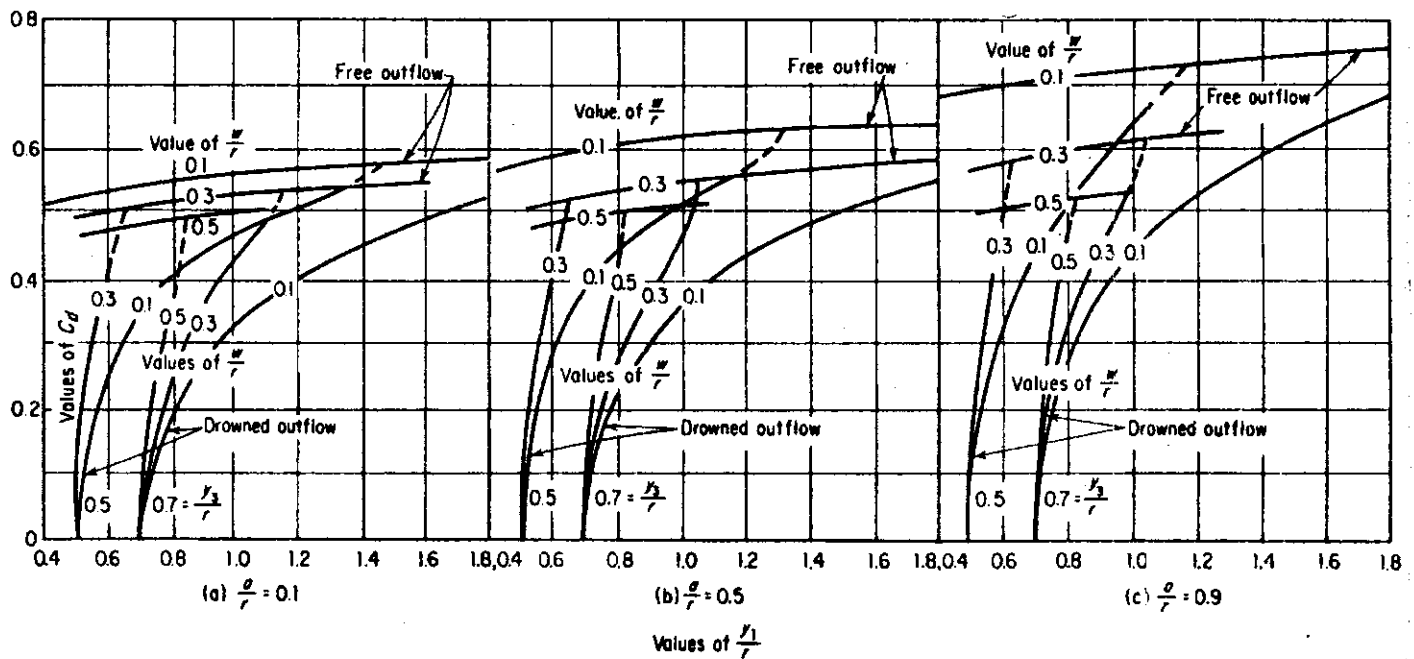
8.3.2 การไหลแบบได้ผิวน้ำ

ในรูปที่ 8.14 ความลึก y_3 มากกว่าความลึก Conjugate ของ y_2 ซึ่งเป็นความลึกที่จะทำให้เกิดไฮดรอลิกจัมป์ด้านท้ายน้ำ ดังนั้นทำให้ลำเจตที่พุ่งลอประตุจมอยู่ใต้ผิวน้ำ ลำเจตจะถูกปิดทับด้วยมวลของน้ำ แม้ว่าจะเกิดการไหลสับสนมาก แต่จะไม่มีทิศทางการเคลื่อนที่สุทธิเลย

ในการวิเคราะห์ให้ทำการแบ่งแยกการไหลออกเป็นสองส่วนคือ ส่วนของน้ำที่มีการเคลื่อนที่และส่วนของน้ำที่ไม่มีการเคลื่อนที่ การสูญเสียพลังงานระหว่างหน้าตัด 2 และ 3 มีมากกว่าการสูญเสียพลังงานระหว่างหน้าตัด 1 และ 2 ฉะนั้นในการวิเคราะห์โดยประมาณ เราจึงสมมติว่า $E_1 = E_2$



รูปที่ 8.12 การไหลเมบอัสระลคปรทูปานโค้ง



รูปที่ 8.13 ค่าสัมประสิทธิ์อัตราการไหลของประตูบานโค้ง

$$y_1 + \frac{q^2}{2gy_1^2} = y + \frac{q^2}{2gy_2^2} \dots\dots\dots 8.31$$

จะสังเกตเห็นว่าเฮดสถิตยที่หน้าตัดที่ 2 มีค่าเท่ากับความลึกทั้งหมด y ไม่ใช่ความลึกจากลำเฉย y_2 และระหว่างหน้าตัด 2 และ 3 จะได้ว่า $M_2 = M_3$

$$\frac{q^2}{gy_2} + \frac{y^2}{2} = \frac{q^2}{gy_3} + \frac{y_3^2}{2} \dots\dots\dots 8.32$$

จะสังเกตเห็นว่าแรงดันชลสถิตยขึ้นอยู่กับ y ไม่ใช่ y_2

สภาพปกติที่เกิดขึ้นในทางปฏิบัติเราจะทราบค่า y_1 , y_2 และ y_3 และต้องการคำนวณหาค่าของ q ส่วนค่าของ y สามารถหาได้จากการคำนวณเช่นกัน

ในการตรวจสอบผลการวิเคราะห์ นายเซนรี่ได้ทำการพล็อตการเปลี่ยนแปลงของ c_d (จากสมการที่ 8.26) กับ y_1/w เส้นเติมแสดงผลการทดลอง ใต้ประแสงผลการคำนวณ โดยสมการ 8.31 และสมการ 8.32 สำหรับกรณี $y_3/w = 5$ และสมมติว่า $c_c = 0.60$ เกือบตลอดเส้นกราฟ ค่า c_d ที่คำนวณได้จะมีค่ามากกว่าค่า c_d จากการทดลองประมาณ 0.016 หรือเป็นสัดส่วนที่เพิ่มขึ้น 3-5 % ส่วนกรณีของการไหลแบบอิสระค่าของ c_d จากทฤษฎีและจากการทดลองจะแตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัด สามารถสันนิษฐานได้ว่า เป็นเพราะการเบี่ยงเบนออกจากสภาพชลสถิตยที่หน้าตัดที่ 2

โดยทั่วไปสมการที่ 8.31 และ 8.32 จะให้ผลที่มีความคลาดเคลื่อนอย่างน้อย $\pm 5\%$ จากการทดลองในห้องปฏิบัติการ นายเบ็นจมิน ได้พบว่าชั้นขอบเขตมีอิทธิพลเพียงเล็กน้อยต่ออัตราการไหล

ตัวอย่างที่ 8.3 ประตุน้ำแบบบานตรง มีช่องเปิด 0.67 เมตร จากพื้นทางน้ำ ทำให้เกิดความลึกเป็นลำเฉยที่วินาคอนแทรกตา เท่ากับ 0.40 เมตร ทางน้ำเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า กว้าง 5.0 เมตร มีอัตราการไหลคงที่เท่ากับ 20.0 ลบ. เมตร/วินาที สมมติว่าการไหลทางด้านท้ายน้ำของประตูจะกลับคืนสู่การไหลแบบสม่ำเสมอในที่สุด โดยมีความลึกเท่ากับ 2.5 เมตร

ก) จงแสดงให้เห็นว่าเกิดไฮดรอลิคจัมทางด้านท้ายน้ำ สมมติว่าค่า α และ β เท่ากับหนึ่ง

- ข) หาพลังงานที่สูญเสียไปในระหว่างเกิดจัม
- ค) ถ้าการสูญเสียเนื่องจากน้ำไหลล้นประตูน้ำเท่ากับ $0.05 \frac{v_j^2}{2g}$ จงหาความลึกทางด้านเหนือน้ำของประตูน้ำและแรงที่กระทำ (v_j ความเร็วที่วินาคอนแทรคตา)
- ง) ถ้าความลึกทางด้านท้ายน้ำเพิ่มขึ้นเป็น 3.0 เมตร จงวิเคราะห์หาการไหลทางด้านท้ายน้ำของประตูระบายน้ำ

วิธีทำ (ดูรูปที่ 8.15 ประกอบ)

- ก) ถ้าความลึก y_1 มีค่ามากกว่าความลึก y_2 ที่วินาคอนแทรคตา จะเกิดไฮดรอลิกจัมขึ้น

$$Fr_s = \frac{v_s}{\sqrt{gy_s}} = \frac{20}{5.0 \times 2.5 \sqrt{9.8 \times 2.5}}$$

$$= 0.323$$

และ

$$y_i = \frac{y_s}{2} (\sqrt{1 + 8 Fr_s^2} - 1) \dots \dots \dots (i)$$

$$= \frac{2.5}{2} (\sqrt{1 + 0.935} - 1)$$

$$= 0.443 > y_2 \text{ (0.40 เมตร)}$$

ฉะนั้นแสดงว่าเกิดไฮดรอลิกจัมขึ้นทางด้านท้ายน้ำของประตูน้ำ

- ข) หาการสูญเสียระหว่างเกิดจัม

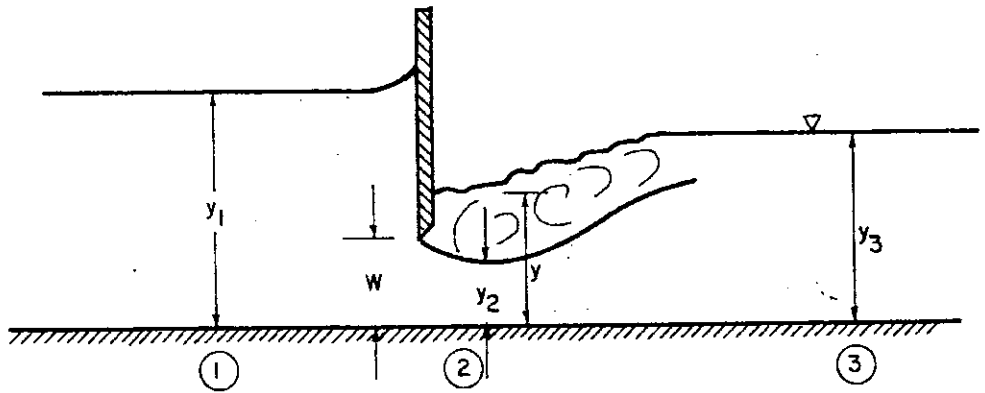
$$\Delta E = \frac{(y_s - y_i)^3}{4y_i y_s} \dots \dots \dots (ii)$$

$$= \frac{(2.5 - 0.443)^3}{4 \times 2.5 \times 0.443}$$

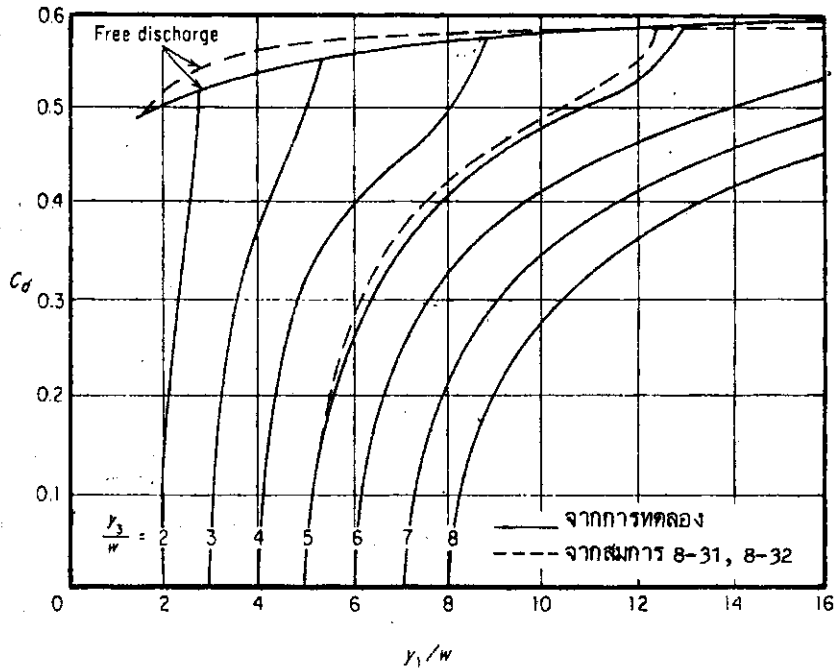
$$= 1.96 \text{ เมตร}$$

- ค) ใช้สมการพลังงานระหว่างหน้าตัด 1 และ 2

$$y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + 0.05 \frac{v_2^2}{2g}$$



รูปที่ 8.14 การไหลแบบได้ผิวน้ำล้นปรศรณมาย



รูปที่ 8.15 ค่าสัมประสิทธิ์อัตราการไหลของปรศรณมายตรง
จากการทดลองของนายเฮนรี่

แต่ $v_2 = 4/0.4 = 10$ เมตร/วินาที

และ $\frac{v_2^2}{2g} = 5.099$ เมตร

$$y_1 + \frac{q^2}{2gy_1^2} = 5.754 \text{ เมตร}$$

$y_1 = 5.73$ เมตร

กำหนดให้ $F_x =$ แรงต่อหนึ่งหน่วยความกว้างที่กระทำบนบานประตู

พิจารณาใช้สมการโมเมนต์ระหว่างหน้าตัด 1 และ 2

$$\frac{\rho g y_1^2}{2} - F_x - \frac{\rho g y_2^2}{2} = \rho q (v_2 - v_1) \dots\dots\dots (iii)$$

$$- F_x = 1000 [4(10 - 0.70) - \frac{9.806}{2} (5.73^2 - 0.4)^2]$$

$F_x = 122.9$ กิโลนิวตัน/เมตร

จ) ถ้าความลึก Conjugate เท่ากับ 3.0 เมตร แทนค่าลงในสมการ (i) จะได้ y_1 เท่ากับ 0.327 เมตร ซึ่งมีค่าน้อยกว่าความลึกที่วินาคอนแทรคตา ฉะนั้นแสดงว่าทางด้านท้ายน้ำเกิดการไหลแบบได้ผิวน้ำ (คูรูปที่ 8.16 ประกอบ)

ใช้สมการโมเมนต์ที่หน้าตัด 2 และ 3 โดยไม่คิดการสูญเสียเนื่องจากแรงเสียดทานและแรงที่เกิดจากความโน้มถ่วงของโลก

$$\frac{\rho g y^2}{2} - \frac{\rho g y_3^2}{2} = \rho q (v_3 - v_2)$$

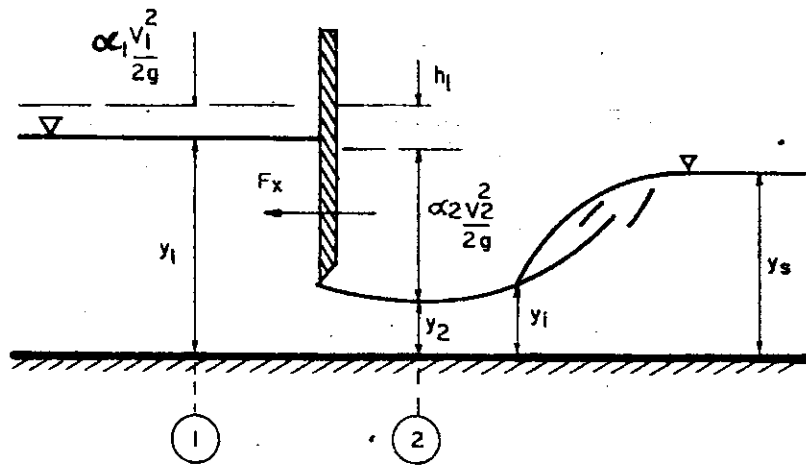
$$y^2 - y_3^2 + \frac{2q^2}{g} \left(\frac{1}{y_2} - \frac{1}{y_3} \right) = 0$$

$$y = y_3 \left[1 + 2 Fr_3^2 \left(1 - \frac{y_3}{y_2} \right) \right]^{1/2} \dots\dots\dots (vi)$$

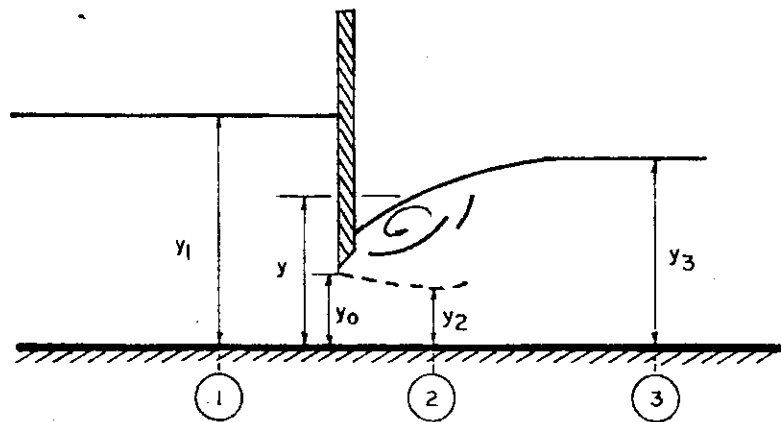
แต่ $Fr_3 = \frac{20}{5 \times 3 \sqrt{9.8 \times 3}} = 0.246$

$$y = 3.0 \left[1 + 0.121 \left(1 - \frac{3}{0.4} \right) \right]^{1/2}$$

$= 1.39$ เมตร



ก. การไหลแบบอิสระ



ข. การไหลแบบได้ผิวน้ำ

รูปที่ 8.16 การวิเคราะห์การไหลล้นประตูบานตรงในตัวอย่างที่ 8.3

ใช้สมการพลังงานระหว่างหน้าตัด 1 และ 2

$$\begin{aligned} y_1 + \frac{v_1^2}{2g} &= y + \frac{v_2^2}{2g} + 0.05 \frac{v_2^2}{2g} \\ &= 1.39 + 5.099 + 0.255 \\ y_1 + \frac{0.82}{2} &= 6.744 \\ y_1 &= 6.73 \end{aligned}$$

8.4 อาคารลระดับ (Drop Structures)

อาคารลระดับนิยมใช้กับอาคารระบายน้ำขนาดเล็กเพื่อทำลายพลังงานของน้ำเมื่อน้ำไหลตกลงจากที่สูง จะทำให้เกิดการไหลแบบเหนือวิกฤติในอ่างกระจายพลังงาน หรือเกิดไฮดรอลิกจัมถ้าเกิดความเสี่ยงวิกฤตก่อนที่น้ำจะไหลตกอย่างอิสระแล้ว จากการทดลองจะได้ว่า

$$\frac{y_1}{\Delta z} = 0.54 \left(\frac{y_c}{\Delta z} \right)^{1.275} \dots\dots\dots 8.33$$

$$\frac{y_1}{y_c} = 0.54 \left(\frac{y_c}{\Delta z} \right)^{0.275} \dots\dots\dots 8.34$$

$$\frac{y_2}{\Delta z} = 1.66 \left(\frac{y_c}{\Delta z} \right)^{0.81} \dots\dots\dots 8.35$$

$$\frac{L_d}{\Delta z} = 4.30 \left(\frac{y_c}{\Delta z} \right)^{0.09} \dots\dots\dots 8.36$$

$$L_j = 6.9 (y_2 - y_1) \dots\dots\dots 8.37$$

เมื่อ y_c = ความลึกวิกฤตและหัวแปรตัวอื่น ๆ คูได้จากรูป 8.17 sill หรือพื้นคลองที่ยกสูงขึ้น $y_2/6$ ที่ท้ายของอาคารทำหน้าที่เหนี่ยวนำให้เกิดจัมในอ่างสลายพลังงาน สมการ 8.33-8.37 และรูปที่ 8.17 ให้ผลเป็นที่น่าพอใจสำหรับการออกแบบ และทำให้เกิดความผิดพลาด $\pm 5\%$ หรือน้อยกว่า

ในทางปฏิบัติได้มีการสร้างอาคารน้ำตกในหลายลักษณะ ในรูปที่ 8.18 เป็นอาคารน้ำตกที่มีทางน้ำไหลเข้าเป็นกล่อง (Box Inlet) อาคารน้ำตกลักษณะนี้มีการทำลายพลังงานของน้ำได้อย่างมีประสิทธิภาพโดยลำน้ำจากทางเข้าทั้งสามด้านจะไหลตกมาพบกันแล้ว

ตกลงบนพื้นที่ของอ่าง สลายพลังงาน หลักการออกแบบมีดังต่อไปนี้

1. ความลึกจริงของการไหลในส่วนตรงของอาคาร

$$y_c = \left[\frac{(Q/b)^2}{g} \right]^{1/3} \dots\dots\dots 8.38$$

เมื่อ b = ความกว้างของส่วนตรงของอาคาร (รูปที่ 8.18) และ Q = อัตราการไหลทั้งหมด

2. ความลึกวิกฤตที่ปลายของอ่างน้ำนิ่ง

$$y'_c = \left[\frac{(Q/b_b)^2}{g} \right]^{1/3} \dots\dots\dots 8.39$$

เมื่อ b_b = ความกว้างที่ปลายของอ่างน้ำนิ่ง

3. สำหรับค่า $\frac{L}{b} \geq 0.25$ ค่าน้อยที่สุดของ L_s เท่ากับ

$$L_s = y_c \left(\frac{0.2}{L/b} + 1 \right) \dots\dots\dots 8.40$$

4. กำแพงด้านข้างอาจจะผายออกด้วยอัตราส่วน 1:2

5. สำหรับค่า $\frac{L}{b} \geq 0.25$ ค่าความยาวน้อยสุดของอ่างน้ำนิ่งเท่ากับ

$$L_b = \frac{L_c}{2L/b} \dots\dots\dots 8.41$$

เมื่อ L_c = ความยาวของสันฝาย

$$= 2L + b$$

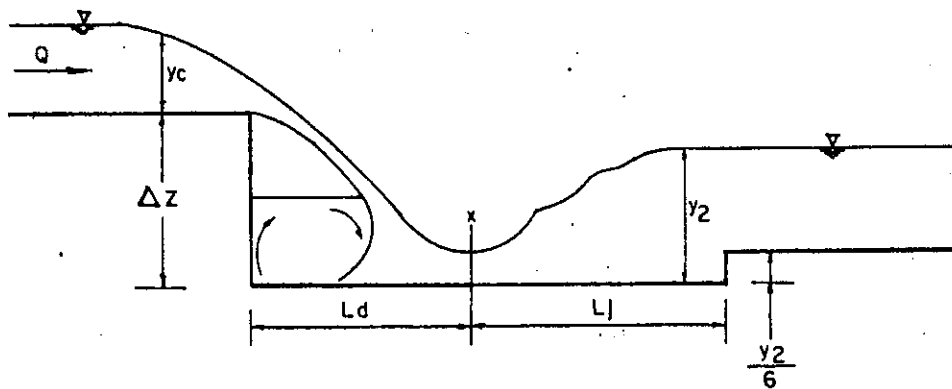
6. เมื่อ $b_b < 11.5 y'_c$ แล้ว ค่าน้อยสุดของความลึกด้านท้ายอาคารเหนือพื้นอ่างจะเท่ากับ

$$y_t = 1.6 y'_c \dots\dots\dots 8.42$$

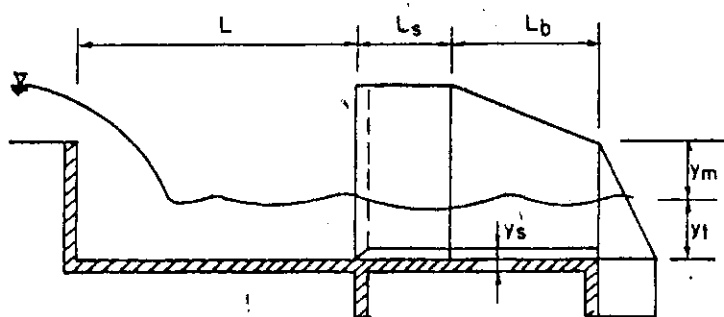
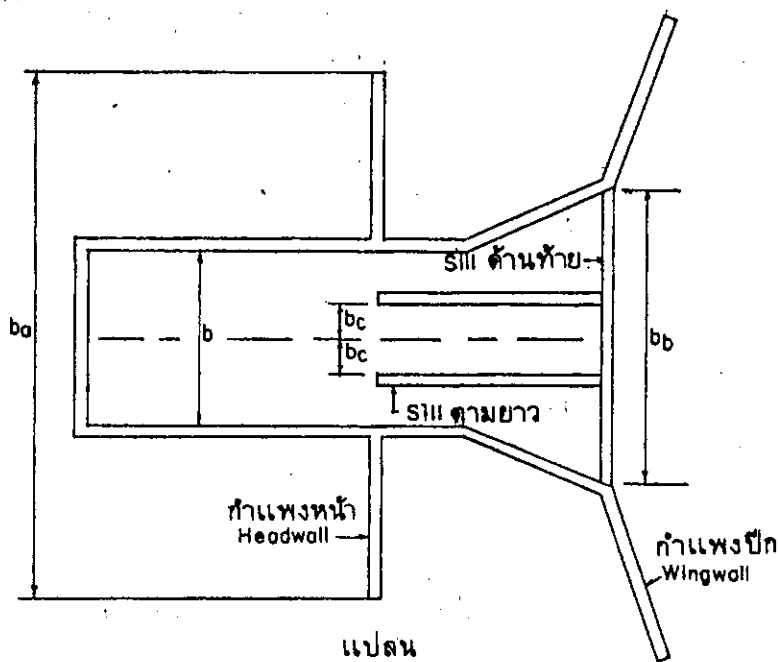
เมื่อ y_t = ความลึกด้านท้ายอาคาร และถ้า $b_b > 11.5 y'_c$ จะได้ค่าน้อยสุดของ y_t เท่ากับ

$$y_t = y'_c + 0.052 b_b \dots\dots\dots 8.43$$

ถ้า y_t น้อยกว่าค่าที่ได้จากสมการที่ 8.43 และ 8.44 การกักเซาะด้านท้ายน้ำจะรุนแรงขึ้น



รูปที่ 8.17 ลักษณะทั่วไปของอาคารลกระตัม



รูปตัดตามแนวศูนย์กลาง

รูปที่ 8.18 แบบของอาคารลกระตัมที่ใช้เป็นทางน้ำล้น

7. ความสูงของ sill ที่ปลายของอาคารมีค่าดังนี้

$$y_s = y_t/6 \dots\dots\dots 8.45$$

เมื่อ y_s ความสูงของ sill

8. ในรูปที่ 8.18 sill ตามแนวยาวจะช่วยในการปรับการกระจายของการไหลที่ทางออก สามารถพิจารณาว่าจะมีหรือไม่โดยใช้ข้อกำหนดต่อไปนี้

ก. ถ้ากำแพงด้านข้างของบ่อน้ำนิ่งขนานกัน ไม่ต้องการ sill ตามแนวยาว

ข. เมื่อ $b_b < 2.5 b$ ใช้ sill ตามแนวยาว 2 ตัว โดยสร้างห่างจากเส้นกึ่งกลางอาคารแต่ละด้านเป็นระยะ b_c และ

$$\frac{b}{6} \leq b_c \leq \frac{b}{4}$$

ค. เมื่อ $b_b > 2.5 b$ ให้เพิ่ม sill ตามแนวยาวอีก 2 ตัว โดยแต่ละตัวจะอยู่ตรงกลางระหว่าง sill ตามแนวยาว ซึ่งได้จากข้อ ข. และกำแพงด้านข้าง

ง. ความสูงของ sill ตามแนวยาวเท่ากับ ความสูงของ sill ด้านท้าย

9. ความสูงน้อยที่สุดของกำแพงด้านข้างเหนือระดับน้ำที่ทางออกของบ่อน้ำนิ่ง มีค่าเท่ากับ

$$y_m = y_t/3 \dots\dots\dots 8.45$$

10. กำแพงปึกทึ่มุม 45° ถึง 60° กับแนวเส้นศูนย์กลางของอาคาร สมการที่ 8.40 และ 8.45 ใช้กับหน่วยในระบบอังกฤษ

8.5 ฝายสันกว้าง (Broad-Crested Weir)

โดยคำจำกัดความแล้ว ฝายสันกว้างเป็นอาคารทางชลศาสตร์ที่มีสันฝายอยู่ในแนวระนาบ และการกระจายแรงดันของน้ำบนสันฝายถือได้ว่าเป็นแบบสถิตย์ (Hydrostatic) จากการทดลองพบว่าเงื่อนไขต่าง ๆ จะเป็นไปตามที่กำหนด ถ้า $0.08 \leq H_1/L \leq 0.50$ (ดูรูปที่ 8.19) ถ้า H_1/L น้อยกว่า หรือไม่เท่ากับ 0.08 ควรจะนำค่าของพลังงานที่สูญเสียไปบนสันฝายมาพิจารณาด้วย และถ้า H_1/L มากกว่า หรือไม่เท่ากับ 0.50 เส้นสายธารบนสันฝายจะมีการโค้งตัวมาก ทำให้ข้อสมมติที่ว่าความดันของน้ำบนสันฝายเป็นแบบสถิตย์

มีความผิดพลาดมากขึ้น ตารางที่ 8.4 แสดงสมการที่ใช้สำหรับหาอัตราการไหลผ่านฝายสันกว้าง ซึ่งมีหน้าตัดบังคับรูปร่างต่าง ๆ สมการดังกล่าวได้จากการวิเคราะห์พลังงานที่หน้าตัดบังคับ และที่หน้าตัดด้านหน้าฝาย ค่า c_v เป็นสัมประสิทธิ์ความเร็วที่ใช้รับแก้ค่าอัตราการไหลเพราะในการวิเคราะห์ไม่ได้พิจารณาเขตของความเร็วนำเข้าสูฝาย ค่า c_d เป็นค่าสัมประสิทธิ์การไหลเพื่อใช้รับแก้อิทธิพลของความหนืด การไหลแบบสั่น การกระจายความเร็วที่ไม่สม่ำเสมอ และอัตราเร่งของการไหล ค่า c_v หาได้จาก

$$c_v = \left(\frac{H_1}{h_1}\right)^\theta \dots\dots\dots 8.47$$

เมื่อ θ = เลขยกกำลังของ h_1 ในสมการอัตราการไหล ถ้าหน้าตัดบังคับเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า $\theta = 1.5$ ในทางปฏิบัติ การวัดค่า H_1 เป็นสิ่งที่กระทำได้ยาก จึงได้มีการสร้างกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง c_v และ $C_D A^*/A_1$ เมื่อ A^* = พื้นที่ของหน้าตัดการไหลที่หน้าตัดบังคับ โดยสมมติว่าความลึกของน้ำมีค่าเท่ากับ h_1 และ C_D เป็นสัมประสิทธิ์การไหล

ฝายสันกว้างรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเป็นอาคารวัดน้ำที่สร้างได้ง่าย ผิวของฝายด้านหน้าฝายและท้ายฝายต้องเรียบและอยู่ในแนวตั้ง ตัวฝายทั้งหมดได้รับการติดตั้งในทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า และตั้งฉากกับทิศทางการไหลของน้ำ รูปที่ 8.21 แสดงขนาดมาตรฐานของฝายรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า พฤติกรรมการไหลของน้ำบนสันฝายขึ้นอยู่กับ H_1 และ L และสามารถแบ่งออกได้ 4 ลักษณะดังต่อไปนี้

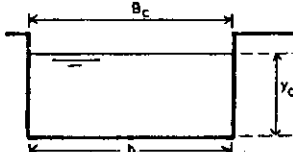
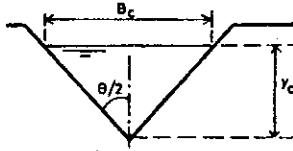
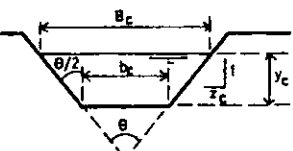
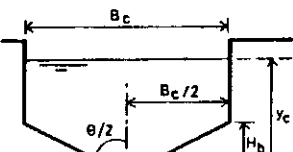
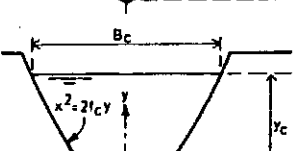
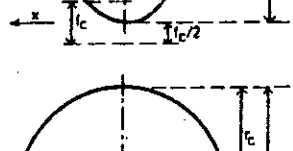
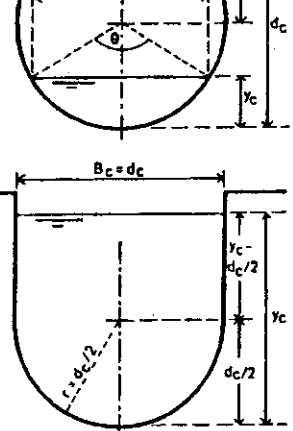
1. $\frac{H_1}{L} < 0.08$ ในการณีการไหลจะอยู่ในสภาวะที่วิกฤต และไม่สามารถใช้ฝายเป็นอาคารวัดอัตราการไหลของน้ำได้

2. $0.08 \leq \frac{H_1}{L} \leq 0.33$ ในการณีถือได้ว่าฝายมีลักษณะเป็นฝายสันกว้างมากที่สุด เพราะการไหลของน้ำที่มีเส้นสายธารขนานกัน สามารถเกิดขึ้นได้บนสันฝาย โดยทั่วไป c_d จะมีค่าคงที่

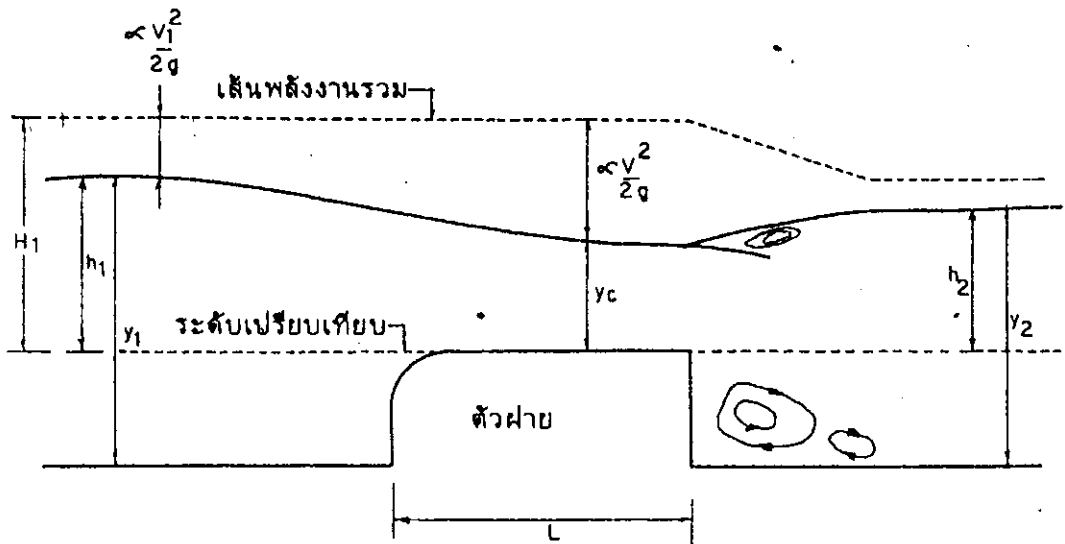
3. $0.33 \leq \frac{H_1}{L} \leq 1.5$ ถึง 1.8 ในช่วงนี้ลักษณะของฝายจะไม่ใช้ฝายสันกว้าง แต่ควรจะเป็นฝายสันสั้น

4. $1.5 \leq \frac{H_1}{L}$ ในช่วงนี้การไหลของน้ำจะมีการแยกตัวอย่างสมบูรณ์บนสันฝาย และไม่มีควมมั่นคง สำหรับ $\frac{H_1}{L} > 3$ ฝายจะมีลักษณะคล้ายฝายสันคม และสามารถใช้อัตราการไหลได้โดยประมาณจากการทดลองพบว่า ค่าของ C_D เป็นฟังก์ชันของพารามิเตอร์

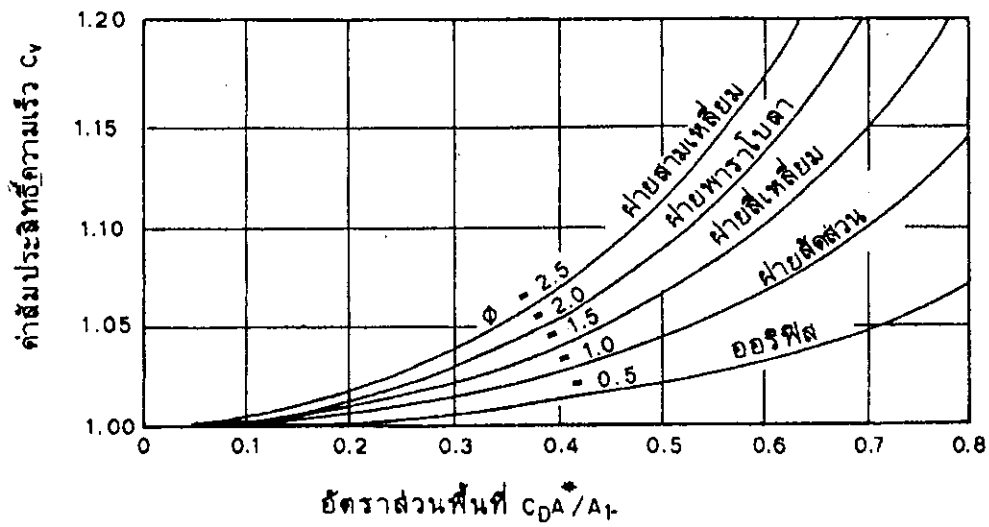
ตารางที่ 8.4 สมการหาอัตราการไหลผ่านฝายสันกว้างที่มีหน้าตัดบังคับรูปร่างต่าง ๆ

รูปร่างของหน้าตัดบังคับ	สมการหาอัตราการไหล	การหาค่าของ y_c
	$Q = C_d C_v \frac{2}{3} (\frac{2}{3} g)^{1/2} b_c h_1^{3/2}$	$y_c = \frac{2}{3} H_1$
	$Q = C_d C_v \frac{16}{25} (\frac{2}{3} g)^{1/2} \tan \frac{\theta}{2} h_1^{5/2}$	$y_c = \frac{4}{5} H_1$
	$Q = C_d [b_c y_c + z_c y_c^2] [2g(H_1 - y_c)]^{1/2}$	ใช้ตาราง *
	<p>ถ้า $H_1 < 1.25 H_b$</p> $Q = C_d C_v \frac{16}{25} (\frac{2}{3} g)^{1/2} \tan \frac{\theta}{2} h_1^{5/2}$ <p>ถ้า $H_1 > 1.25 H_b$</p> $Q = C_d C_v \frac{2}{3} (\frac{2}{3} g)^{1/2} B_c (h_1 - \frac{1}{2} H_b)^{3/2}$	$y_c = \frac{4}{5} H_1$ $y_c = \frac{2}{3} H_1 + \frac{1}{8} H_b$
	$Q = C_d C_v (\frac{2}{3} (\frac{2}{3} g)^{1/2} h_1^2)$	$y_c = \frac{3}{4} H_1$
	$Q = C_d d_c^{5/2} \sqrt{g} f(\theta)$ <p>ใช้ตารางหาค่า $f(\theta)$ *</p>	ใช้ตาราง *
	<p>ถ้า $H_1 \leq 0.70 d_c$</p> $Q = C_d d_c^{5/2} \sqrt{g} f(\theta)$ <p>ใช้ตารางหาค่า $f(\theta)$ *</p> <p>ถ้า $H_1 \geq 0.70 d_c$</p> $Q = C_d C_v \frac{2}{3} (\frac{2}{3} g)^{1/2} d_c (h_1 - 0.1073 d_c)^{3/2}$	<p>ใช้ตาราง *</p> $y_c = \frac{2}{3} H_1 + 0.0358 d_c$

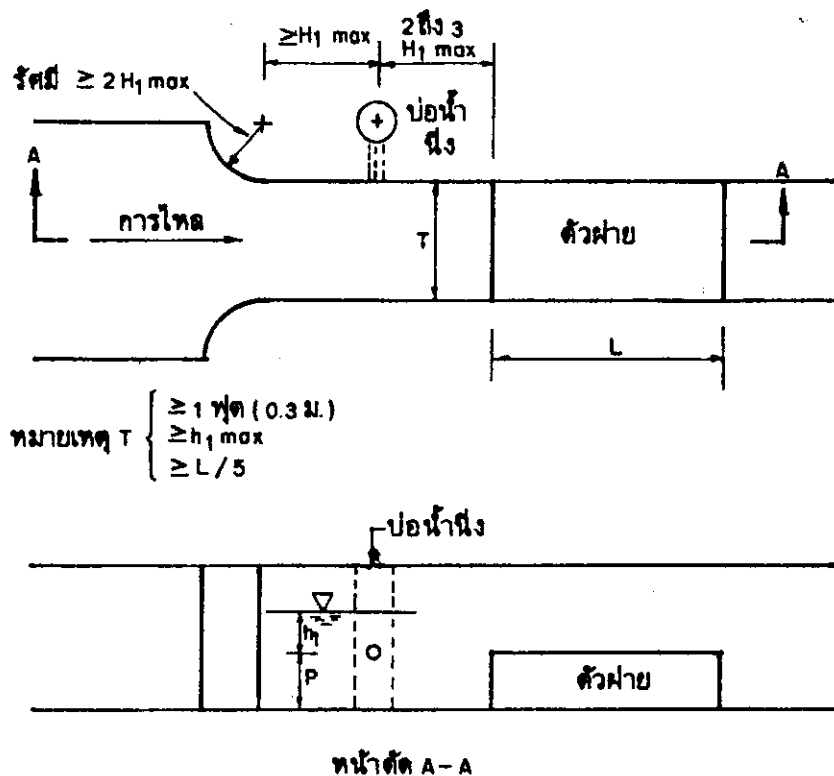
* ตารางไม่ได้แสดงไว้ในหนังสือเล่มนี้ แต่หาได้จากในหนังสือ "Discharge Measurement Structures" เรียบเรียงโดย M.G. Bos ของมหาวิทยาลัย Wageningen, เนเธอร์แลนด์.



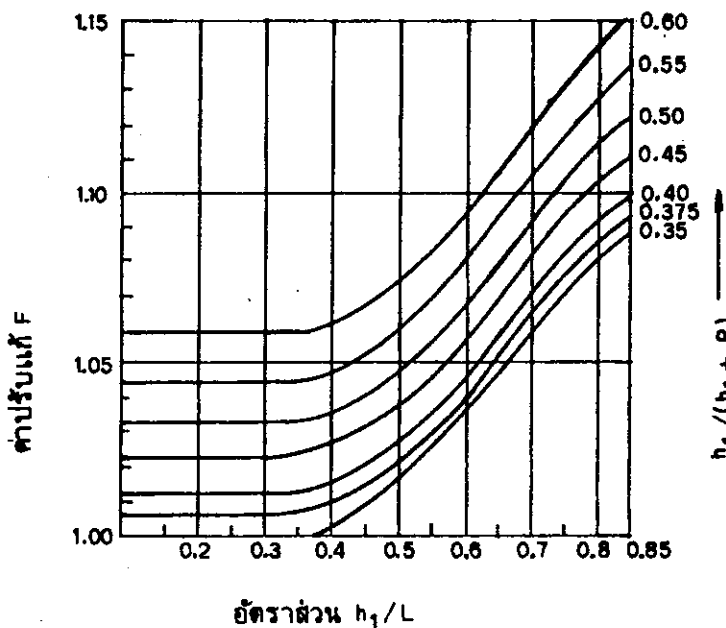
รูปที่ 8.19 ลักษณะการไหลผ่านฝายสันกว้าง



รูปที่ 8.20 ความสัมพันธ์ระหว่าง C_v และ $C_D A^*/A_1$



รูปที่ 8.21 ขนาดมาตรฐานของฝายสันกว้างหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า



รูปที่ 8.22 ค่าปรับแก้ F ซึ่งอยู่ในฟังก์ชันของ h_1/L และ $h_1/(h_1 + P)$ สำหรับฝายสันกว้างหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า

$\frac{H_1}{L}$ และ $\frac{H_1}{(H_1 + p)}$ ถ้าเกิดการไหลแบบสมมาตรที่หน้าตัดบังคับและความเร็วเข้าสู่ฝาย (Approach Velocity) ไม่มีอิทธิพลต่ออัตราการไหลผ่านสันฝายแล้ว สามารถถือได้ว่าค่า C_D มีค่าคงที่ อย่างไรก็ตาม C_D จะมีค่าคงที่เมื่อ

$$0.08 \leq \frac{h_1}{L} \leq 0.33 \quad \text{และ} \quad \frac{h_1}{h_1 + p} \leq 0.35$$

และ C_D มีค่าเท่ากับ 0.848 ซึ่งเป็นสัมประสิทธิ์การไหลพื้นฐาน เงื่อนไขนอกเหนือจากนี้ จะต้องคุณค่าของสัมประสิทธิ์การไหลพื้นฐานด้วยค่าปรับแก้ F โดยใช้กราฟรูปที่ 8.22 และ 8.23 ส่วนค่าของ C_V สามารถหาได้จากกราฟรูปที่ 8.20

ในการออกแบบอาจจะใช้มุมของสันฝายด้านหน้าฝายที่มีความมน เพื่อป้องกันมิให้เกิดการแยกตัวของการไหล ด้านท้ายน้ำของสันฝายอาจจะตัดตรงและตั้งฉากกับพื้นทางน้ำ หรือทำให้มุมด้านท้ายฝายมีความมน หรือสร้างให้มีความลาดเทเข้าหาพื้นทางน้ำ สำหรับฝายในรูปที่ 8.24 สามารถหาค่า C_D ได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$C_D = \left[1 - \frac{2x(L - r)}{T}\right] \left[1 - \frac{x(L - R)}{h_1}\right]^{3/2} \dots\dots\dots 8.48$$

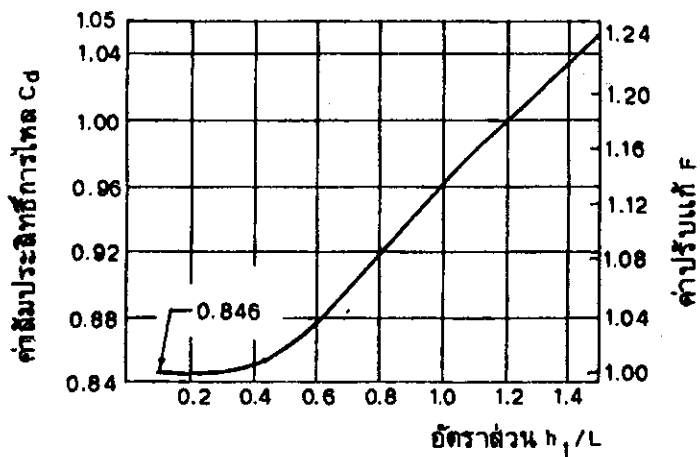
ความหนาของเทอมต่าง ๆ คูในรูปที่ 8.24 ค่า x เป็นพารามิเตอร์ตัวหนึ่งที่แสดงอิทธิพลของชั้นขอบเขต (Boundary Effect) สำหรับฝายที่สร้างด้วยคอนกรีตที่มีการตกแต่งอย่างดี $x = 0.005$ สำหรับการติดตั้งในห้องปฏิบัติการโดยใช้น้ำใส $x \approx 0.003$

8.6 อาคารปรับการเปลี่ยนแปลง (Transition Structures)

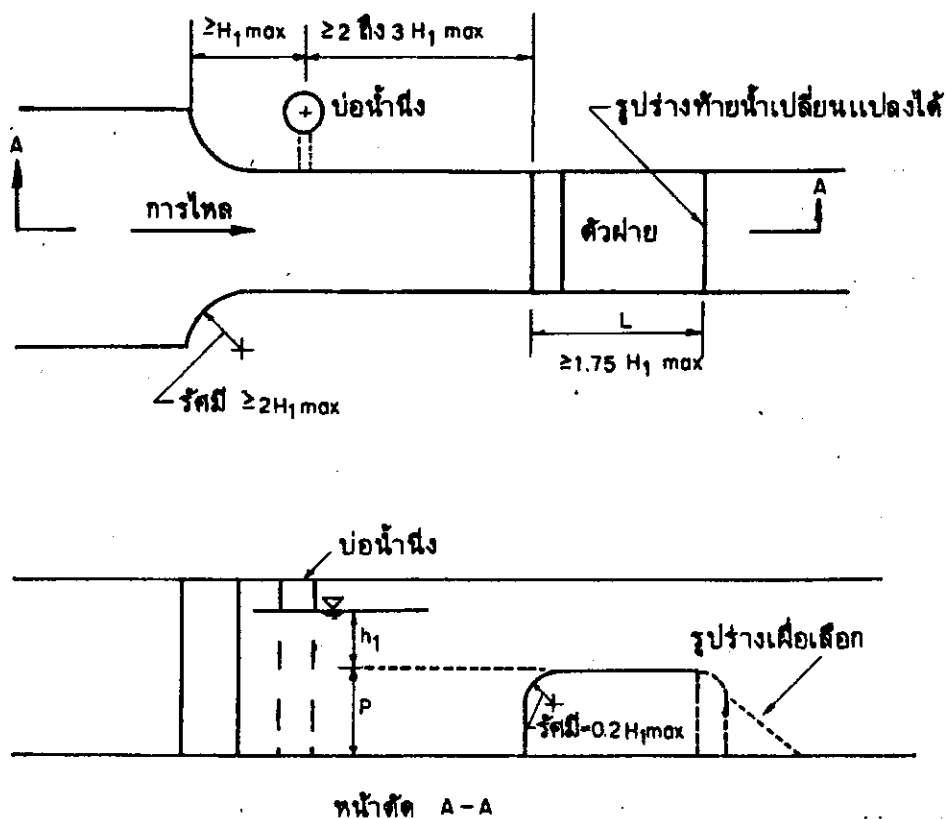
เป็นอาคารชลศาสตร์ที่สร้างขึ้นเพื่อช่วยในการเปลี่ยนแปลงรูปร่างหน้าตัดของทางน้ำเปิด ประโยชน์ของอาคารมีดังต่อไปนี้

1. หลีกเลี่ยงการสูญเสียพลังงานจำนวนมาก
2. กำจัดการเกิดคลื่นและการไหลของน้ำแบบสับสน
3. ทำให้เกิดความปลอดภัยแก่ตัวอาคารและทางน้ำ

ลักษณะของอาคารมีตั้งแต่แบบง่ายที่ออกแบบโดยใช้เส้นตรงธรรมดาจนถึงแบบยากที่ออกแบบโดยใช้เส้นโค้งที่สัมพันธ์กับเส้นสายธาร แบบที่พบเห็นอยู่ทั่วไปคือ อาคารที่ปากทาง



รูปที่ 8.23 C_d และ F ของฝายหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า เมื่อ $h_1/(h_1 + p) \leq 0.35$



รูปที่ 8.24 ขนาดมาตรฐานของฝายสันกว้างหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีมุมมน

เข้าและทางออกของอุโมงค์น้ำ (Tunnel) หรือท่อไขพอน (Inverted Siphon) หรือรางน้ำ (Flume) และจะออกแบบอาคารปรับการเปลี่ยนแปลงสำหรับการไหลแบบได้วิกฤตในการออกแบบอาคารปรับการเปลี่ยนแปลงระหว่างคลองและรางน้ำหรืออุโมงค์น้ำ (1959) สรุปลักษณะสำคัญไว้ดังนี้

1. สัดส่วน : ค่ามุมมากที่สุดระหว่างเส้นศูนย์กลางคลอง และเส้นต่อเชื่อมจากด้านข้างคลองถึงทางเข้าอาคารไม่ควรน้อยกว่า 12.5° เพื่อหลีกเลี่ยงการเกิดคลื่นหรือการไหลแบบสับสน

2. การสูญเสียพลังงาน : การสูญเสียพลังงานในอาคารปรับการเปลี่ยนแปลงมีอยู่ด้วยกัน 2 ส่วนคือ การสูญเสียเนื่องจากความฝืดและเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงการสูญเสียเนื่องจากความฝืดซึ่งประมาณได้จากสมการของแมนนิง โดยปกติแล้วจะมีค่าน้อย และมีผลเพียงเล็กน้อยต่อโปรไฟล์การไหล ในการออกแบบเบื้องต้นจึงมักไม่คิดการสูญเสียในส่วนนี้

ในกรณีของอาคารปรับการเปลี่ยนแปลงที่ทางเข้า ความเร็วที่เข้ามาจะมีค่าน้อยกว่าความเร็วที่ออกไป และระดับผิวน้ำจะลดต่ำลงอย่างน้อยที่สุดเท่ากับ $\Delta y'$

$$\Delta y' = \Delta h_u + C_i \Delta h_u = (1 + C_i) \Delta h_u \dots\dots\dots 8.49$$

เมื่อ $\Delta y'$ = ระดับน้ำที่ลดต่ำลงเนื่องจากการสูญเสียที่ทางเข้า (Inlet Loss)
 Δh_u = ความแตกต่างของระดับความเร็วจึงเข้าและออกจากอาคารปรับการเปลี่ยนแปลง
 C_i = สัมประสิทธิ์การสูญเสียที่ทางเข้า

ในกรณีของอาคารปรับการเปลี่ยนแปลงที่ทางออก, ความเร็วการไหลจะลดลงทำให้ระดับน้ำสูงขึ้น และการสูญเสียทั้งหมดจะมีค่าดังนี้

$$\Delta y' = \Delta h_u - C_o \Delta h_u = (1 - C_o) \Delta h_u \dots\dots\dots 8.50$$

เมื่อ C_o = สัมประสิทธิ์การสูญเสียที่ทางออก

ค่าของสัมประสิทธิ์ C_i และ C_o ให้นำจากตารางที่ 8.5

ตารางที่ 8.5 ค่าเฉลี่ยของ C_1 และ C_0 ที่ใช้ในการออกแบบ

ชนิดของอาคารปรับการเปลี่ยนแปลง	C_1	C_0
Warped	0.10	0.20
Cylinder-quadrant	0.15	0.25
Simplified straight line	0.20	0.30
Straight line	0.30	0.50
Square-ended	0.30	0.75

3. ความสูงเพื่อสัน : สำหรับความลึกการไหลในอาคารปรับการเปลี่ยนแปลงที่น้อยกว่า 12 ฟุต (3.7 เมตร) ใช้หลักการกำหนดความสูงเพื่อสันในบทที่ 5 ถ้าความลึกมากกว่า 12 ฟุต การกำหนดความสูงเพื่อสันต้องได้รับการพิจารณาเป็นพิเศษ

ความลึกและความเร็วของการไหลในอาคารปรับการเปลี่ยนแปลงขึ้นอยู่กับเงื่อนไขต่อไปนี้

$$b = f_1(x) \dots\dots\dots 8.51$$

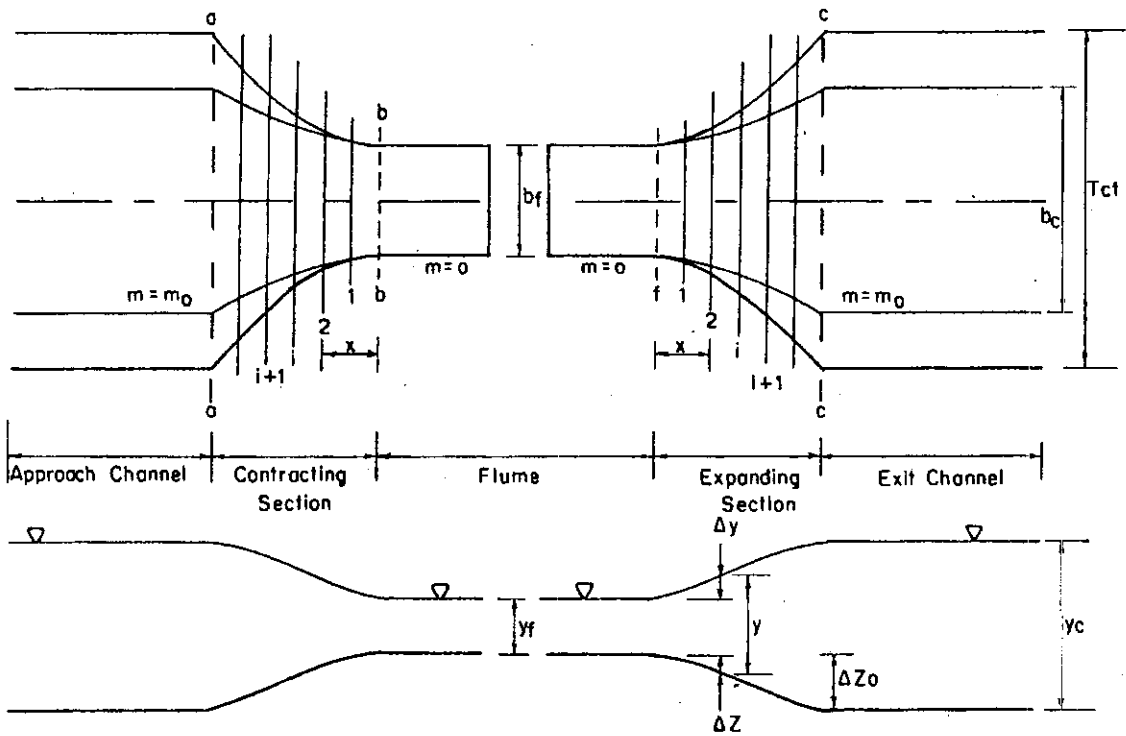
$$\Delta z = f_2(x) \dots\dots\dots 8.52$$

$$m = f_3(x) \dots\dots\dots 8.53$$

เมื่อ b = ความกว้างของกันทางน้ำในอาคารปรับการเปลี่ยนแปลง
 Δz = ความเปลี่ยนแปลงของระดับกันคลองในอาคารปรับการเปลี่ยนแปลง
 m = ความลาดเทด้านข้าง
 x = ระยะทางตามแนวคลอง เริ่มวัดจากจุดเริ่มต้นของอาคารปรับการเปลี่ยนแปลง (รูปที่ 8.25)

ความสัมพันธ์ระหว่างความลึกและอัตราการไหล เป็นไปตามสมการของความต่อเนื่อง (Continuity Equation) หรือ

$$Q = (b + my) y\bar{v} \dots\dots\dots 8.54$$



รูปที่ 8.25 ความหมายของเทอมต่าง ๆ ของอาคารปรับการเปลี่ยนแปลง

เมื่อ y = ความลึกการไหล
 \bar{v} = ความเร็วเฉลี่ยของการไหล

ในรูปที่ 8.25 ถ้าใช้หลักการของพลังงานระหว่างหน้าตัด i และ $i + 1$ จะได้ว่า

$$\begin{aligned}
 & -\Delta z_i + (\Delta z_i + y_f + \Delta y_i) + \left(\frac{\bar{v}_i^2}{2g}\right) \\
 & = -\Delta z_{i+1} + (\Delta z_{i+1} + y_f + \Delta y_{i+1}) + \left(\frac{\bar{v}_{i+1}^2}{2g}\right) + h_{L, i, i+1} \dots\dots\dots 8.55
 \end{aligned}$$

เมื่อ y_f เป็นความลึกการไหลในรางน้ำ หรือในอาคารปรับการเปลี่ยนแปลงส่วนที่เป็นรูปสี่เหลี่ยม (ในรูปที่ 8.25), $h_{L, i, i+1}$ เป็นการสูญเสียพลังงานระหว่างหน้าตัด i และ $i+1$ ในสมการที่ 8.55 Δz จะได้รับการพิจารณาให้มีค่าเป็นบวก ถ้าวัดต่ำลงมาจากพื้นรางน้ำและ Δy จะมีค่าเป็นบวก ถ้าระดับน้ำในอาคารปรับการเปลี่ยนแปลงสูงกว่าระดับน้ำในรางน้ำ สามารถเขียนสมการที่ 8.55 ได้ใหม่ว่า

$$E_{i+1} = E_i + \Delta z_{i, i+1} - h_{L,i, i+1} \dots\dots\dots 8.56$$

เมื่อ E เป็นพลังงานจำเพาะและ

$$\Delta z_{i, i+1} = \Delta z_{i+1} - \Delta z_i \dots\dots\dots 8.57$$

สมการสำหรับประมาณหาค่าการสูญเสียผ่านอาคารปรับการเปลี่ยนแปลงคือ

$$\begin{aligned} h_{L,i, i+1} &= K_H \frac{(\bar{v}_i^2 - \bar{v}_{i+1}^2)}{2g} \\ &= K_H \Delta h_u \dots\dots\dots 8.58 \end{aligned}$$

ควรออกแบบให้มีการสูญเสียพลังงานน้อยที่สุดในอาคารปรับการเปลี่ยนแปลง และง่ายต่อการก่อสร้าง นายไฮนส์ (Hinds) ได้ตั้งสมมติฐานว่าโปรไฟล์ของผิวน้ำ, เช่น

$$\Delta y = f_4(x) \dots\dots\dots 8.59$$

ในอาคารปรับการเปลี่ยนแปลงเป็นโค้งเชิงซ้อน (Compound Curve) ที่ประกอบด้วยโค้งพาราโบลากลับ 2 โค้ง (Reverse Parabola) ซึ่งมีจุดเปลี่ยนโค้งที่ศูนย์กลางของอาคารปรับการเปลี่ยนแปลง และปลายทั้งสองของโค้งสัมผัสกับผิวน้ำ สมการของพาราโบลาดังกล่าวคือ

$$\Delta y = C_1 x^2 \dots\dots\dots 8.60$$

เมื่อ C_1 เป็นค่าสัมประสิทธิ์ และ x เป็นระยะทางวัดจากหน้าตัด $f-f$ ไปทางขวามือ ในรูปที่ 8.25 สำหรับพาราโบลาแรก และวัดจากหน้าตัด $c-c$ ไปทางซ้ายมือ สำหรับพาราโบลาที่สอง นายไฮนส์ได้ตั้งสมมติฐานต่อไปอีกว่า

$$\Delta z = C_2 x \dots\dots\dots 8.61$$

เมื่อ C_2 เป็นค่าคงที่ ทำการแบ่งอาคารปรับการเปลี่ยนแปลงออกเป็น n ช่วง (รูปที่ 8.25) แล้วทำการสมมติค่าของ m โดย

$$0 \leq m \leq m_0 \dots\dots\dots 8.62$$

เมื่อ m_0 เป็นความลาดเทด้านข้างของคลองที่ทางเข้าหรือทางออก แทนค่าสมการที่ 8.50 ลงในสมการที่ 8.56 หรือ

$$\Delta h_u = \frac{\Delta y_{i+1} - \Delta y_i}{1 - K_H}$$

จะได้ว่า
$$h_{Li, i+1} = \frac{K_H(\Delta y_{i+1} - \Delta y_i)}{1 - K_H} \dots\dots\dots 8.63$$

แทนค่าสมการที่ 15 ในสมการที่ 8.55 เพื่อหาความเร็วเฉลี่ยในแต่ละหน้าตัดย่อย และแทนค่าความเร็วดังกล่าวในสมการ 8.54 จะให้ความกว้างของหน้าตัดย่อย

วิธีดังกล่าวข้างต้นเริ่มทำจากช่วงย่อยแรกและต่อเนื่องไปยังช่วงย่อยถัดไปทางด้านท้ายน้ำ ถ้าโปรไฟล์ของความกว้างไม่เรียบและไม่ต่อเนื่อง จะต้องทำการคำนวณซ้ำด้วยกลุ่มของค่า m ที่ถูกสมมติขึ้นใหม่ นายวิฑอล และนายชिरานจีวี (Vittal and Chiranjeevi) ได้ให้ข้อเสนอแนะสำหรับวิธีของนายไฮนส์ไว้ดังนี้

1. ตารางที่ 8.6 แสดงสมการที่ใช้หาค่า m/m_0 โดยประมาณ โดย L เป็นความยาวของอาคารปรับการเปลี่ยนแปลง, b_f เป็นความกว้างของกันรางน้ำ, b_c เป็นความกว้างของกันคลอง และ τ_{ct} เป็นความกว้างของผิวน้ำในคลองที่ทางออก (Exit Channel)

2. หลังจากที่ทำโปรไฟล์ของห้องอาคารปรับการเปลี่ยนแปลงที่ต่อเนื่องและราบเรียบได้แล้วก็ยังไม่สามารถประกันได้ว่าการออกแบบดังกล่าวจะไม่ทำให้เกิดการแยกตัวของ การไหล การไหลแบบสับสนและการสูญเสียพลังงานมาก

3. สมการที่ 8.63 ใช้ได้กับค่า n ทุกค่าของช่วงย่อย และจะชี้ให้เห็นว่าวิธีของไฮนส์นั้น การสูญเสียพลังงานในอาคารปรับการเปลี่ยนแปลงจะเป็นฟังก์ชันของเงื่อนไขที่ทางเข้าและทางออกเท่านั้น ซึ่งไม่ถูกต้องตามเหตุผล ฉะนั้นข้อนี้จึงเป็นจุดอ่อนของการออกแบบโดยวิธีนี้

การออกแบบอาคารปรับการเปลี่ยนแปลงที่มีการบีบตัวจะเกี่ยวข้องกับการไหลที่มีอัตราเร่ง จึงต้องการอาคารที่ได้รับการออกแบบให้มีความเรียบและความต่อเนื่องดี ในกรณีของอาคารปรับการเปลี่ยนแปลงที่ผายออก ต้องได้รับการออกแบบอย่างดี นายวิฑอลและนายชिरานจีวี ได้แนะนำการออกแบบอาคารปรับการเปลี่ยนแปลงที่ผายออกไว้ดังนี้

ตารางที่ 8.6 ความสัมพันธ์ที่ใช้ประมาณอัตราส่วนความลาดเทด้านข้างของ
Warped transition

Relationship	Limits of applicability
$\frac{m}{m_0} = \frac{x}{L}$	$0 \leq \frac{x}{L} \leq 1$
$\frac{m}{m_0} = \left(\frac{x}{L}\right)^{1/2}$	$0 \leq \frac{x}{L} \leq 1$
$\frac{m}{m_0} = 1 - \left(1 - \frac{x}{L}\right)^2$	$0 \leq \frac{x}{L} \leq 1$
$\frac{m}{m_0} = \left(\frac{x}{L}\right)^2$	$0 \leq \frac{x}{L} \leq 1$
$\frac{m}{m_0} = 0.5 - 2\left(0.5 - \frac{x}{L}\right)^2$	$0 \leq \frac{x}{L} < 0.50$
$= 0.5 + 2\left(\frac{x}{L} - 0.5\right)^2$	$0.50 \leq \frac{x}{L} \leq 1$
$\frac{m}{m_0} = \left(\frac{x}{2L}\right)^{1/2}$	$0 \leq \frac{x}{L} < 0.50$
$= 1 - \left[0.5\left(1 - \frac{x}{L}\right)\right]^{1/2}$	$0.50 \leq \frac{x}{L} \leq 1$
$\frac{m}{m_0} = 0.5 - \left(0.25 - \frac{x}{2L}\right)^{1/2}$	$0 \leq \frac{x}{L} < 0.50$
$= 0.5 + \left(\frac{x}{2L} - 0.25\right)^{1/2}$	$0.50 \leq \frac{x}{L} \leq 1$
$\frac{m}{m_0} = 2\left(\frac{x}{L}\right)^2$	$0 \leq \frac{x}{L} < 0.50$
$= 1 - 2\left(1 - \frac{x}{L}\right)^2$	$0.50 \leq \frac{x}{L} \leq 1$
$\frac{m}{m_0} = \frac{x/L}{\left[(1 - x/L)(T_a/b_f) + (x/L)\right] \left[(1 - x/L)(b_c/b_f) + x/L\right]}$	$0 \leq \frac{x}{L} \leq 1$

ตารางที่ 8.7 การคำนวณออกแบบอาคารปรับการเปลี่ยนแปลง (Transition)

ของตัวอย่าง 3.4

Section (1)	x, m (2)	b, m (3)	m (4)	Δx , m (5)	y, m (6)
f-f	0.0	15.00	0.000	0.000	5.64
1	4.0	15.03	0.100	0.049	5.79
2	8.0	15.14	0.206	0.098	5.92
3	12.0	15.32	0.318	0.147	6.04
4	16.0	15.60	0.438	0.196	6.16
5	20.0	15.98	0.569	0.245	6.25
6	24.0	16.48	0.712	0.294	6.36
7	28.0	17.13	0.874	0.343	6.44
8	32.0	18.00	1.063	0.392	6.52
9	36.0	19.18	1.302	0.441	6.60
c-c	41.0	23.00	2.000	0.500	6.70

$$\frac{b - b_f}{b_c - b_f} = \frac{x}{L} \left[1 - \left(1 - \frac{x}{L} \right)^F \right] \dots\dots\dots 8.64$$

เมื่อ $F = 0.80 - 0.26 \sqrt{m_o} \dots\dots\dots 8.65$

$$L = 2.35 (b_c - b_f) + 1.65 m_o y_{ch} \dots\dots\dots 8.66$$

y = ความกว้างของห้องอาคารรับการเปลี่ยนแปลง

y_{ch} = ความลึกของน้ำในคลอง

$$\frac{m}{m_o} = 1 - \left(1 - \frac{x}{L} \right)^{1/2} \dots\dots\dots 8.67$$

$$\Delta z_{i, i+1} = \frac{\Delta z_o}{L} (x_{i+1} - x_i) \dots\dots\dots 8.68$$

Δz_c = การเปลี่ยนแปลงทั้งหมดของระดับพื้นอาคารตลอดความยาว

วิธีการออกแบบข้างต้นทำให้เกิดการสูญเสียพลังงานน้อย และคำนึงถึงการแยกตัวของกรไหล ยังสามารถใช้ในการออกแบบที่มีการเปลี่ยนแปลงความลึก การเปลี่ยนแปลงพลังงานจำเพาะ และเมื่อพลังงานจำเพาะคงที่ วิธีของนายไฮนส์ ทำการสมมติโปรไฟล์ของผิวน้ำแล้วคำนวณหาขอบเขต ส่วนวิธีดังกล่าวกำหนดขอบเขตก่อนแล้วคำนวณหาโปรไฟล์

ตัวอย่างที่ 8.4 จงออกแบบอาคารรับการเปลี่ยนแปลงระหว่างรางน้ำ และคลองรูปสี่เหลี่ยมคางหมู โขยใช้ข้อมูลต่อไปนี้

$$Q = 357 \text{ ลบ. เมตร/วินาที}$$

$$\Delta z_o = 0.5 \text{ เมตร (รางน้ำอยู่สูงกว่า)}$$

$$b_f = 15.0 \text{ เมตร}$$

$$b_c = 23.0 \text{ เมตร}$$

$$m_o = 2.0 \text{ เมตร}$$

$$y_{ch} = 6.7 \text{ เมตร}$$

วิธีทำ ในกรณีของหาระดับพื้นรางที่สัมพันธ์กับพื้นคลองก่อน ค่าพลังงานจำเพาะในรางน้ำคือ

$$E_f = y_f + \frac{Q^2}{2gb_f^2 y_f^2} = E_{ch} - \Delta z_o + h_L$$

เมื่อ h_L = การสูญเสียเฮด เมื่อน้ำไหลผ่านอาคารและประมาณหาได้จากสมการ 8.58 และ 8.63 หรือสูตรอื่น

$$E_{ch} = y_{ch} + \frac{Q^2}{2gA_{ch}^2}$$

เมื่อ $A_{ch} = (b_c + m_o y_{ch}) y_{ch}$
 $= [23 + 2(6.7)] 6.7 = 244$ ตร. เมตร

$$E_{ch} = 6.7 + \frac{(357)^2}{2 \times 9.8 \times (244)^2} = 6.81 \text{ เมตร}$$

ดังนั้นการประมาณค่าพลังงานจำเพาะในรางน้ำคือ

$$E_f = E_{ch} - \Delta z_o = 6.81 - 0.50 = 6.31$$

ความลึกการไหลในรางน้ำประมาณหาได้จากสมการต่อไปนี้คือ

$$\begin{aligned} E_f = 6.31 &= y_f + \frac{Q^2}{2gb_f^2 y_f^2} \\ &= y_f + \frac{(357)^2}{2(9.8)(15)^2 y_f^2} \\ 6.31 &= y_f + \frac{28.9}{y_f^2} \end{aligned}$$

โดยการสมมติ $y_f = 5.27$ เมตร

$$\begin{aligned} \text{และ } \bar{v}_f &= \frac{Q}{A_f} = \frac{357}{b_f y_f} = \frac{357}{(15)(5.27)} \\ &= 4.52 \text{ เมตร/วินาที} \end{aligned}$$

ทำการประมาณหาค่า h_L ได้จาก

$$h_L = K_4 \frac{(\bar{v}_f^2 - \bar{v}_{ch}^2)}{2g}$$

โดยนายวิททอลและนายซีรานจีวี แนะนำให้ใช้ค่า $K_4 = 0.3$ สำหรับตัวอย่างนี้

$$h_L = 0.3 \left[\frac{(4.52)^2 - (357/244)^2}{2 \times 9.8} \right] = 0.28 \text{ เมตร}$$

ทำการคำนวณหา y_f ใหม่ โดยรวมเอา h_L เข้าไว้ด้วย

$$E_f = E_{ch} - \Delta z_o + h_L = 6.81 - 0.50 + 0.28$$

$$\text{และ} = 6.59 \text{ เมตร}$$

$$= y_f + \frac{28.9}{y_f^2}$$

$$\text{โดยการสมมติ } y_f = 5.61 \text{ เมตร}$$

$$\bar{v}_f = \frac{Q}{A_f} = \frac{357}{15(5.61)}$$

$$= 4.24 \text{ เมตร/วินาที}$$

$$h_L = 0.3 \left[\frac{(4.24)^2 - (357/244)^2}{2(9.8)} \right]$$

$$= 0.24 \text{ เมตร}$$

ค่า h_L จากการประมาณทั้งสองครั้งมีความแตกต่างกันน้อย จึงไม่ต้องทำการคำนวณซ้ำอีก

ต่อไปทำการประมาณหาค่าความยาวของอาคารปรับการเปลี่ยนแปลง

$$L = 2.35 (b_c - b_f) + 1.65 m_o y_{ch}$$

$$= 2.35 (23 - 15) + 1.65(2)(6.7)$$

$$= 40.9 \text{ เมตร} \approx 41 \text{ เมตร}$$

ค่ามุมของการผายออกหรือบีบเข้ามากที่สุดเท่ากับ 12.5° ในกรณีนี้ค่ามุมคือ

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{(23 - 15)/2}{41} \right] = 5.6^\circ < 12.5^\circ$$

แบ่งอาคารปรับการเปลี่ยนแปลงออกเป็น 10 ช่วง โดยใช้ช่วงละ 4 เมตร 9 ช่วง และช่วงละ 5 เมตร 1 ช่วง การคำนวณได้แสดงไว้ในตารางที่ 8.7

ข้อที่ 1 หมายเลขหน้าตัด

ข้อที่ 2 ระยะทางจากจุดเริ่มของอาคารปรับการเปลี่ยนแปลง

ข้อที่ 3 ความกว้างของพื้นอาคาร

$$b = b_f + (b_c - b_f) \left(\frac{x}{L}\right) \left[1 - \left(1 - \frac{x}{L}\right)^F\right]$$

เมื่อ

$$F = 0.80 - 0.26 \sqrt{m_0}$$

$$= 0.80 - 0.26 \sqrt{2} = 0.43$$

ดังนั้น

$$b = 15 + 8 \left(\frac{x}{41}\right) \left[1 - \left(1 - \frac{x}{41}\right)^{0.43}\right]$$

เช่นที่หน้าตัด 5

$$x = 20 \text{ เมตร}$$

$$b_5 = 15 + 8 \left(\frac{20}{41}\right) \left[1 - \left(\frac{20}{41}\right)^{0.43}\right]$$

$$= 15.98 \text{ เมตร}$$

ข้อที่ 4

$$m = m_0 \left[1 - \left(1 - \frac{x}{L}\right)^{1/2}\right]$$

$$= 2 \left[1 - \left(1 - \frac{x}{41}\right)^{1/2}\right]$$

เช่นที่หน้าตัด 5

$$x = 20.0 \text{ เมตร}$$

และ

$$m = 2 \left[1 - \left(1 - \frac{20}{41}\right)^{1/2}\right] = 0.569$$

ข้อที่ 5 ค่าสะสมของ Δz เมื่อเปรียบเทียบกับระดับพื้นคลอง

เช่นที่หน้าตัด 5

$$x = 20.0 \text{ เมตร}$$

$$\Delta x_5 = \frac{\Delta z_0 x}{L} = \frac{0.5 (20)}{41} = 0.244 \text{ เมตร}$$

ค่าระดับของพื้นที่ลดลงระหว่างหน้าตัด 4 และ 5

$$\begin{aligned}\Delta z_{4,5} &= \frac{\Delta z_c}{L} (x_5 - x_4) \\ &= \frac{0.5}{41} (20 - 16) = 0.049 \text{ เมตร}\end{aligned}$$

ข้อที่ 6 ความลึกการไหลของแต่ละหน้าตัดย่อย

$$E_{i+1} = y_{i+1} + \frac{Q^2}{2gA_{i+1}^2} = E_i + z_{i,i+1} - h_{Li,i+1}$$

เมื่อ

$$h_{Li,i+1} = K_H \left(\frac{\bar{v}_i^2 - \bar{v}_{i+1}^2}{2g} \right)$$

เช่นที่หน้าตัดที่ 5

$$x_5 = 20.0 \text{ เมตร}$$

$$m_5 = 0.569$$

$$b_5 = 15.98 \text{ เมตร}$$

$$\Delta z_{4,5} = 0.049$$

และจากตารางที่ 8.7

$$b_4 = 15.60 \text{ เมตร}$$

$$y_4 = 6.16 \text{ เมตร}$$

$$m_4 = 0.438$$

ฉะนั้นจะได้

$$\begin{aligned}A_4 &= (b_4 + m_4 y_4) y_4 \\ &= [15.60 + 0.438 (6.16)] 6.16 = 113 \text{ ตร.เมตร}\end{aligned}$$

$$\bar{v}_4 = \frac{Q}{A_4} = \frac{357}{113} = 3.16 \text{ เมตร/วินาที}$$

$$E_4 = y_4 + \frac{\bar{v}_4^2}{2g} = 6.16 + \frac{(3.16)^2}{2(9.8)} = 6.67 \text{ เมตร}$$

ทำการหาค่า y_5 โดยไม่คิดค่าของ $h_{Li,i+1}$

$$E_5 = y_5 + \frac{Q^2}{2g(b_5 + m_5 y_5)^2 y_5^2} \approx E_4 + \Delta z_{4,5}$$

$$6.67 + 0.049 = y_5 + \frac{(357)^2}{2(9.8)(15.98 + 0.569 y_5)^2 y_5^2}$$

โดยวิธีการสมมติ

$$y_5 = 6.26 \text{ เมตร}$$

$$\bar{v}_5 = \frac{Q}{A_5} = \frac{357}{[15.98 + 0.569(6.26)] 6.26}$$

$$= 2.92 \text{ เมตร/วินาที}$$

เขตที่สูญเสียในช่วงการไหลอ่อนนี้คือ

$$h_{L4,5} = K_H \left(\frac{\bar{v}_4^2 - \bar{v}_5^2}{2g} \right)$$

$$= 0.3 \left[\frac{3.16^2 - 2.92^2}{2(9.8)} \right]$$

$$= 0.022 \text{ เมตร}$$

ทำการหาค่า y_5 ใหม่อีกครั้ง

$$E_5 = y_5 + \frac{Q^2}{2gA_5^2} = E_4 + \Delta z_{4,5} - h_{L4,5}$$

$$y_5 = \frac{(357)^2}{2(9.8)(15.98 + 0.569 y_5)^2 y_5^2}$$

$$= 6.67 + 0.049 - 0.022$$

$$y_5 = 6.25 \text{ เมตร}$$

ตัวอย่างข้างบนเป็นการออกแบบอาคารปรับการเปลี่ยนแปลงที่มีการผายออก และมีการเปลี่ยนแปลงความลึกการไหลและพลังงานจำเพาะ วิธีการออกแบบดังกล่าวสามารถนำเอาไปใช้กับเงื่อนไขที่ความลึกการไหลหรือพลังงานจำเพาะคงที่ได้

แบบฝึกหัด

- 8.1 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 2.0 เมตร มีอัตราการไหล 0.350 ลบ.เมตร/วินาที จงหาความสูงของฝายสันคมแบบไม่มีข้างที่ทำให้ความลึกด้านหน้าฝายเท่ากับ 0.850 เมตร
- 8.2 ฝายสันคมแบบไม่มีข้างมีสันฝายยาว 0.6 เมตร และสูง 0.6 เมตร จงประมาณหาอัตราการไหลเมื่อความลึกของน้ำด้านหน้าเท่ากับ 0.90 เมตร ถ้าอัตราการไหลเดียวกันผ่านฝายสันคมแบบมีข้างที่มีสันฝายยาว 1.5 เมตร และสูง 0.6 เมตร จงหาการเปลี่ยนแปลงของระดับผิวน้ำ
- 8.3 ทางน้ำสันแบบโอ๊กีแห่งหนึ่งถูกออกแบบให้ระบายปริมาณน้ำองได้ 2000 ลบ.เมตร/วินาที โดยระดับผิวน้ำด้านหน้าอยู่ที่ระดับ 200.00 ความยาวสันทางน้ำสัน 75.0 เมตร และระดับเฉลี่ยของพื้นที่ทางน้ำด้านหน้า 165.00 จงหาเขตออกแบบและโปรไฟล์ของทางน้ำสัน
- 8.4 จงหาระดับผิวน้ำและระดับ เส้นพลังงานที่สอดคล้องกับอัตราการไหลออกแบบ 500 ลบ.เมตร/วินาที ไหลลงจากทางน้ำสันที่มีสันยาว 42 เมตรและสูง 20 เมตรเหนือพื้นที่องน้ำ และค่าเขตพลังงานจะเป็นเท่าไร เมื่ออัตราการไหลเท่ากับ 700 ลบ.เมตร/วินาที
- 8.5 ในตัวอย่างที่ 8.2 ถ้าระดับพื้นที่องน้ำเท่ากับ 975.0 พุดจงหาโปรไฟล์ของทางน้ำสัน จะต้องใช้วิธีสมมติในการหาค่า c
- 8.6 ในตัวอย่างที่ 8.2 ถ้าผิวด้านหน้ามีความลาดเท 3 ต่อ 2 แทนที่จะอยู่ในแนวตั้ง จงหาโปรไฟล์ของทางน้ำสัน
- 8.7 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 2.0 เมตร มีประตูน้ำบานตรงติดตั้งอยู่ ความลึกด้านหน้าประตูเท่ากับ 1.2 เมตร และด้านท้ายการไหลเป็นแบบอิสระโดยขอบประตูสูงจากพื้นคลอง 0.30 เมตร จงประมาณหาอัตราการไหลผ่านประตูและแรงที่กระทำต่อบานประตู
- 8.8 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 2.0 เมตร มีอัตราการไหล 2.4 ลบ.เมตร/วินาที ไหลลดประตูบานตรงที่เปิดอยู่สูง 0.4 เมตร ถ้าความลึกด้านหน้าประตู เท่ากับ 2.0 เมตร จงหาความลึกทันทีด้านหลังประตู

- 8.9 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีอัตราการไหล 2.5 $\text{m}^3/\text{วินาที}/\text{ม.}$ จงหาความสูงช่องเปิดของประตูบานตรงที่ต้องการเมื่อความลึกด้านหน้าประตูเท่ากับ 4.0 เมตร โดยสมมติการไหลเป็นแบบอิสระ
- 8.10 ในทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 5 เมตร มีประตูบานตรงเปิดอยู่สูง 1.0 เมตร สมมติว่าการไหลยังคงเป็นแบบอิสระที่วินาคอนแทรกตา จงพิสูจน์ว่าการไหลที่วินาคอนแทรกตาเป็นการไหลสูงกว่าวิกฤตเมื่ออัตราการไหลเท่ากับ 15 ลบ.เมตร/วินาที และจงหาความลึกด้านหน้าประตู $C_v = 0.98$, $C_c = 0.6$ ให้ใช้ค่า α ของการไหลด้านหน้าประตู เท่ากับ 1.0 และที่วินาคอนแทรกตาเท่ากับ 1.2
- 8.11 ในทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 4 เมตร มีประตูบานตรงเปิดอยู่สูง 1.0 เมตร และ $C_c = 0.6$ เมื่ออัตราการไหลเท่ากับ 25 ลบ./วินาที จะมีความลึกปกติ $y_n = 3.56$ เมตร สมมติว่าเกิดไฮดรอลิกจัมในทางน้ำด้านท้ายประตู โดยมีความลึกหลังจัมเท่ากับ y_n และค่า $\beta = 1.2$ จงหาความลึกก่อนเกิดจัม และพิสูจน์ให้เห็นจริงว่าเกิดไฮดรอลิกจัมและจงหาอีกว่าความลึกด้านหน้าประตูและแรงที่กระทำต่อบานประตูเมื่อส่งจากน้ำเคลื่อนที่ควรจะมีค่าเท่าไร โดยสมมติว่า $C_v = 0.98$ และ $\alpha = 1.2$
- 8.12 ถ้าโจทย์ในข้อที่ 8.11 ประตูน้ำยกขึ้นอีกเป็น 1.5 เมตร จงหาว่าด้านท้ายประตูจะเกิดจัมขึ้นหรือไม่ คำนวณหาคความลึกด้านหน้าของประตูน้ำ และที่ตำแหน่งของวินาคอนแทรกตาและแรงที่กระทำต่อบานประตู
- 8.13 ปริมาณน้ำที่ไหลออกจากทะเลสาบถูกควบคุมด้วยประตูน้ำบานโค้งที่ติดตั้งอยู่ระหว่างกำแพงตั้ง 2 แห่ง พื้นทางน้ำตรงตำแหน่งนี้อยู่ในแนวราบ ระดับน้ำในทะเลสาบอยู่สูงจากพื้นทางน้ำ 10 ฟุต เมื่อเปิดประตูน้ำทำให้ความลึกในทางน้ำด้านท้ายน้ำเท่ากับ 7 ฟุต รัศมีของประตูบานโค้งเท่ากับ 20 ฟุต และจุดหมุนอยู่ที่ระดับ 10 ฟุตเหนือพื้นคลอง ให้ใช้สมการที่ 8.30, จงหาความสูงช่องเปิดของบานประตู ที่จะทำให้เกิดไฮดรอลิกจัมห่างจากประตูน้ำ และคำนวณหาอัตราการไหลที่สอดคล้องกัน
- 8.14 จากระดับน้ำในทะเลสาบและช่องเปิดของประตูน้ำในหัวข้อที่ 8.13 จงหาอัตราการไหลถ้าความลึกในทางน้ำด้านท้ายน้ำยกขึ้นเป็น

(a) 8 ฟุต

(b) 9 ฟุต เปรียบเทียบอัตราการไหลที่ได้กับค่าที่ได้โดยตรงจากรูปที่ 8.13

- 8.15 คลองชลประทานสายหนึ่งมีอัตราการไหลออกแบบ 2.265 ลบ.เมตรต่อวินาที ถูกวางแนวไปตามสภาพภูมิประเทศที่มีความลาดเท 0.005 ม./ม. เพื่อทำให้เกิดการไหลต่ำกว่าวิกฤตในคลอง จึงใช้ค่าความลาดเทท้องคลองเพียง 0.001 ม./ม. และติดตั้งอาคารลกระดับเป็นแห่ง ๆ ความกว้างเท่ากับ 3.048 เมตร จงคำนวณหาจำนวนของอาคารที่ต้องการในระยะทาง 16.09 กม. ตามแนวคลองโดยให้อาคารลกระดับมี $\Delta z = 1.829$ เมตร
- 8.16 โจทย์ในข้อที่ 8.15 จงคำนวณหาความยาวของอาคารลกระดับ โดยสมมติว่าด้านเหนือน้ำของอาคาร ทางน้ำมีความลาดเทน้อย
- 8.17 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 2.5 เมตร มีฝายสันกว้างสูง 1.0 เมตรติดตั้งอยู่ ความยาวของสันฝายตามทิศทางการไหลเท่ากับ 1.5 เมตร และมีความกว้างเท่ากับ 0.5 เมตร จงประมาณหาอัตราการไหลผ่านฝาย ถ้าอัตราการไหลดังกล่าวไหลผ่านฝายขนาดเดียวกัน แต่มีความยาวตามทิศทางการไหล เท่ากับ 2.5 เมตร ระดับผิวน้ำด้านหน้าฝายจะมีค่าเท่าไร
- 8.18 ฝายสันกว้างสูง 2.0 เมตร ยาว 3.0 เมตร และกว้าง 4.0 เมตร เท่ากับความกว้างของคลองรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า คลองใช้เป็นทางระบายน้ำส่วนเกินออกจากอ่างเก็บน้ำที่พื้นที่ผิวน้ำ 5000 ตร. เมตรที่ระดับเดียวกับสันฝาย ถ้าระดับน้ำในอ่างอยู่สูงกว่าสันฝาย 0.90 เมตร อัตราการไหลผ่านฝายจะมีค่าเท่าไร ประมาณหาระยะเวลาที่ใช้ในการลกระดับน้ำลง 0.60 เมตร (สมมติว่าไม่มีปริมาณน้ำไหลเข้าอ่าง และพื้นที่ผิวน้ำมีค่าคงที่)

บทที่ 9

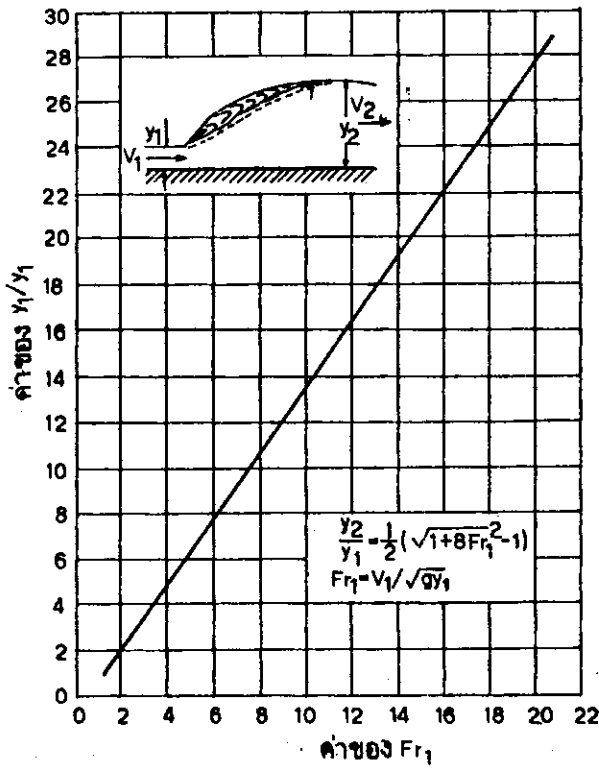
ไฮดรอลิกจัม และตัวสลายพลังงาน

(Hydraulic Jump and Energy Disipater)

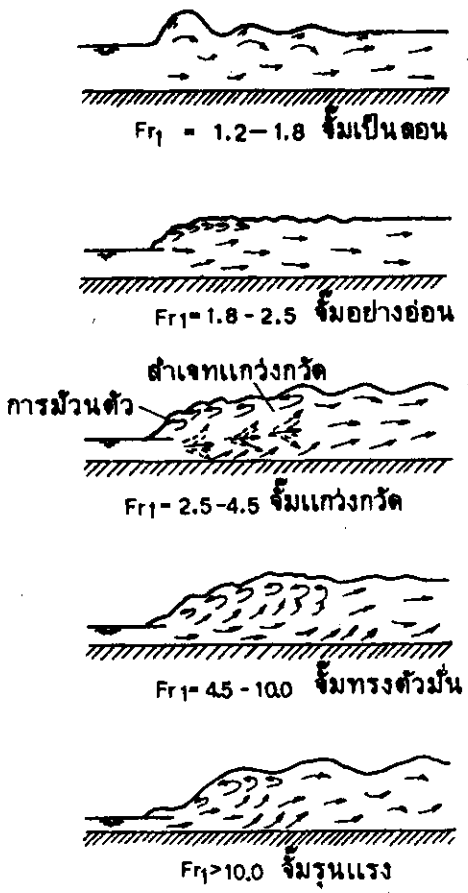
ทฤษฎีของไฮดรอลิกในสมันชั้นส่วนใหญ่จะกล่าวถึงไฮดรอลิกจัมในทางน้ำเปิดที่อยู่
ในแนวราบและมีความลาดเทน้อย (Mild) น้ำหนักของแท่งน้ำมีผลเพียงเล็กน้อยต่อพฤติกรรม
ของจัม ฉะนั้นในการวิเคราะห์จึงไม่นำน้ำหนักของน้ำมาพิจารณา วิศวกรได้นำทฤษฎีดังกล่าว
ไปประยุกต์ใช้กับสภาพที่เกิดขึ้นจริง ปรากฏว่าได้ผลเป็นที่น่าพอใจ ส่วนในทางน้ำเปิดที่มีความ
ลาดเทมาก (Steep slope) น้ำหนักของน้ำมีผลอย่างมากต่อพฤติกรรมของไฮดรอลิกจัม
ฉะนั้นในการวิเคราะห์จึงจำเป็นต้องนำน้ำหนักของน้ำมาพิจารณาด้วย เราได้ใช้ประโยชน์ของ
ไฮดรอลิกจัมในหลาย ๆ อย่าง ซึ่งพอที่จะสรุปได้ดังต่อไปนี้

- 1) ช่วยทำลายพลังงานจลน์ของน้ำที่ไหลลงมาจากเขื่อน ฝาย และอาคารลด
ระดับ จึงช่วยลดการกัดเซาะทางด้านท้ายน้ำ และลดค่าใช้จ่ายที่จะต้องเสียไปในการป้องกัน
การกัดเซาะ
- 2) ช่วยยกระดับผิวน้ำทางด้านท้ายน้ำของรางน้ำ ทำให้เราสามารถวัดความ
ลึกของน้ำได้แน่นอนยิ่งขึ้น และช่วยรักษาระดับน้ำในคลองชลประทานให้มีระดับสูง
- 3) ช่วยเพิ่มน้ำหนักบนลานคอนกรีตหรืออ่างท้ายอาคาร และยังช่วยลดแรงดัน
ของน้ำที่ดันอยู่ใต้อาคารชลศาสตร์ด้วย
- 4) ช่วยผสมสารเคมีเช่น คลอรีน ที่ใช้ในการทำให้น้ำบริสุทธิ์
- 5) ช่วยเพิ่มอัตราการไหลของน้ำลอดผ่านประตูบานตรง โดยการทำให้เกิด
ไฮดรอลิกจัม แทนที่จะทำให้เกิดการไหลแบบท่วมท้ายน้ำด้านหลังประตู
- 6) ช่วยไล่อากาศในท่อส่งน้ำเพื่อไม่ให้เกิด Air Locking

9.1 การแบ่งประเภทของไฮดรอลิกจัม สำหรับการไหลแบบเหนือวิกฤตในทางน้ำเปิดที่ไม่มี
ความลาดเท พลังงานของการไหลจะถูกทำลายโดยแรงเสียดทานตามพื้นทางน้ำเปิด เป็นผล
ให้ความเร็วลดลงและความลึกเพิ่มขึ้นตามทิศทางการไหลของน้ำ ไฮดรอลิกจัมจะเกิดขึ้น
ในทางน้ำถ้าจำนวนฟรูด (Froud Number) และความลึกก่อนเกิดจัม (y_1) และความลึก
หลังจัมมีความสัมพันธ์กันดังต่อไปนี้



รูปที่ 9.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง Fr_1 และ y_2/y_1 สำหรับไฮดรอลิกจัมในทางน้ำที่หน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าและอยู่ในแนวระดับ



รูปที่ 9.2 ไฮดรอลิกจัมแบบต่าง ๆ

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1) \dots\dots\dots 9.1$$

สมการที่ 9.1 สามารถเขียนเป็นกราฟได้ดังแสดงในรูป 9.1 กราฟนี้ได้รับการทดสอบโดยใช้ข้อมูลที่ได้จากการทดลอง ปรากฏผลออกมาเป็นที่น่าพอใจ ดังนั้นกราฟรูปที่ 9.1 สามารถใช้ประโยชน์ในการวิเคราะห์และออกแบบไฮดรอลิกจัมได้

ตามการศึกษาของ U.S. Bureau of Reclamation สามารถแบ่งไฮดรอลิกจัมบนพื้นฐานออกได้เป็น 5 ประเภท โดยพิจารณาจากจำนวนฟรูด (F1) ของการไหลทางด้านเหนือน้ำได้ดังนี้

ประเภทที่ 1 จัมเป็นลอน (Undular Jump) จัมประเภทนี้มีค่าจำนวนฟรูดมากกว่า 1.0 - 1.7 จะมีระลอกของคลื่นวิ่งไปตามผิวน้ำ ผิวน้ำของคลื่นจะไม่แตกตัว การสูญเสียพลังงานจะมีน้อย พลังงานที่สูญเสียจะกระจายส่งไปในรูปของความเร็วกลุ่ม (Group Velocity)

ประเภทที่ 2 จัมอย่างอ่อน (Weak Jump) เกิดขึ้นเมื่อการไหลมีจำนวนฟรูดระหว่าง 1.7 - 2.5 มีการม้วนตัวค่อนข้างบนผิวของน้ำ แต่ทางด้านท้ายน้ำผิวน้ำยังคงราบเรียบ การสูญเสียพลังงานมีมากกว่าจัมเป็นลอน แต่ก็ยังถือว่าน้อย

ประเภทที่ 3 จัมกวัคแกว่ง (Oscillating Jump) มีค่าของจำนวนฟรูดอยู่ระหว่าง 2.5 - 4.5 คลื่นจะมีการโยนตัว (Oscillating) จากท้องคลองถึงผิวน้ำเกิดคลื่นขนาดใหญ่ความยาวคลื่นไม่แน่นอนและคลื่นนี้เคลื่อนที่ไปได้ไกล เป็นผลทำให้เกิดการกัดเซาะคันดิน และหินเรียงที่อยู่ท้ายอาคาร การสูญเสียพลังงานมีมากถึง 45 % ของพลังงานก่อนเกิดไฮดรอลิกจัม

ประเภทที่ 4 จัมทรงตัวมัน (Steady Jump) มีค่าของจำนวนฟรูดอยู่ระหว่าง 4.5 - 9.0 เป็นไฮดรอลิกจัมที่รุนแรงแต่มีรูปร่างมันคง เกิดการม้วนตัวอย่างเต็มที่ การสูญเสียพลังงานจะอยู่ระหว่าง 45 - 70 % จัมแบบนี้เป็นที่ต้องการในการออกแบบตัวสลายพลังงานหรืออ่างพักน้ำ

ประเภทที่ 5 จัมรุนแรง (Strong Jump) มีค่าของจำนวนฟรูดมากกว่า 9.0 เนื่องจากกระแสน้ำมีความเร็วสูง จะก่อให้เกิดการม้วนตัวที่ผิวน้ำ เกิดคลื่นทางด้านท้ายน้ำ และผิวน้ำไม่ราบเรียบอย่างมาก มีการสูญเสียพลังงานสูงถึง 85 %

9.2 คุณสมบัติเบื้องต้นของไฮดรอลิกจัม

9.2.1 การสูญเสียพลังงาน ดังได้กล่าวไว้ในบทที่ 3 การสูญเสียพลังงานสามารถเขียนให้อยู่ในสมการของ y_1 และ y_2 ได้ดังนี้

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1 y_2} \dots\dots\dots 9.2$$

อัตราส่วนของ $\Delta E/E_1$ เรียกว่าการสูญเสียสัมพัทธ์

9.2.2 ประสิทธิภาพ อัตราส่วนของพลังงานจำเพาะหลังเกิดจัม E_2 ต่อพลังงานจำเพาะก่อนเกิดจัม E_1

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{(8Fr_1^2 + 1)^{3/2} - 4Fr_1^2 + 1}{8Fr_1^2(2 + Fr_1^2)} \dots\dots\dots 9.3$$

ประสิทธิภาพของจัมไม่มีหน่วยและขึ้นอยู่กับ Fr_1 เท่านั้น จากสมการที่ 9.2 เราจะได้ว่า

$$\Delta E/E_1 = 1 - E_2/E_1 \dots\dots\dots 9.4$$

9.2.3 ความสูงของไฮดรอลิกจัม คือความแตกต่างของความลึกของน้ำก่อนและหลังเกิดไฮดรอลิกจัม

$$h_j = y_2 - y_1 \dots\dots\dots 9.5$$

$$h_j/E_1 = (y_2/E_1) - (y_1/E_1) \dots\dots\dots 9.6$$

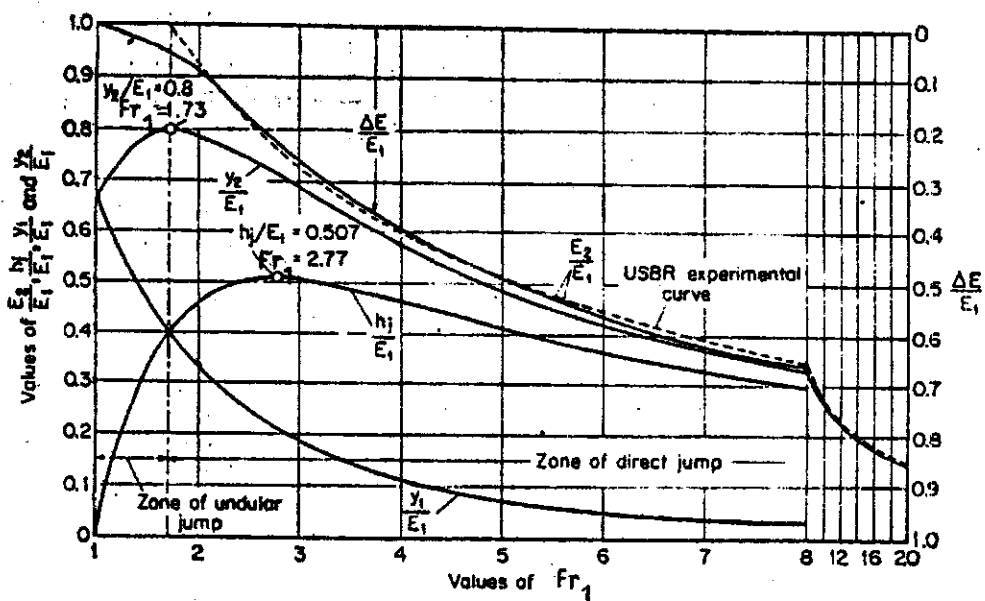
เมื่อ h_j/E_1 = ความลึกสัมพัทธ์ (Relative Height)

y_1/E_1 = ความลึกเริ่มต้นสัมพัทธ์ (Relative Initial Depth)

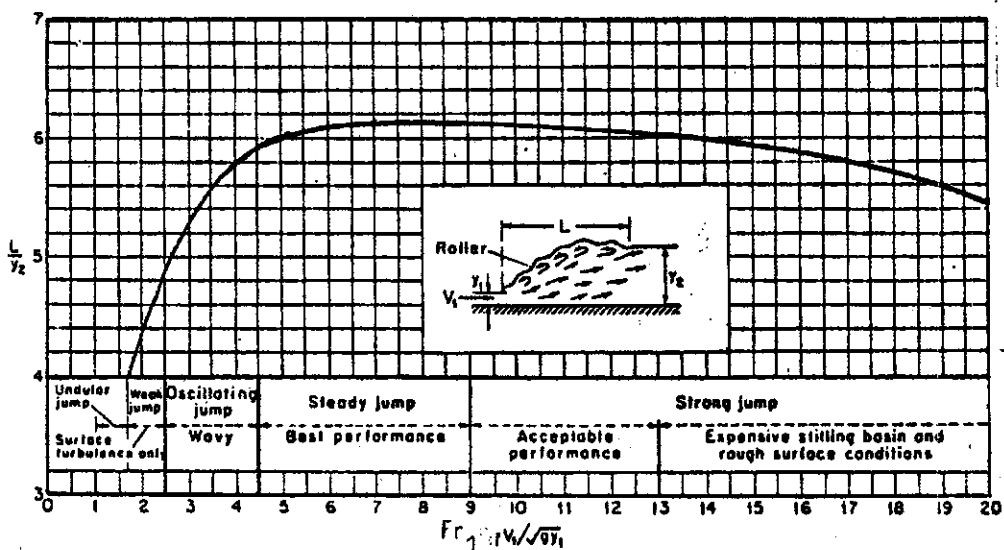
y_2/E_1 = ความลึกติดตามสัมพัทธ์ (Relative Sequent Depth)

จากสมการที่ 9.6 สามารถเขียนให้อยู่ในฟังก์ชันของ Fr_1 ได้ว่า

$$h_j/E_1 = \frac{\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 3}{Fr_1^2 + 2} \dots\dots\dots 9.7$$



รูปที่ 9.3 กราฟคุณลักษณะของไฮดรอลิก จัมป์ในทางน้ำที่มีหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าและอยู่ในแนวราบ



รูปที่ 9.4 กราฟที่ใช้หาความยาวของจัมป์ในทางน้ำที่อยู่ในแนวราบ

จากรูปที่ 9.3 เราสามารถอธิบายปรากฏการณ์บางอย่างของไฮดรอลิกจัมได้ดังต่อไปนี้

1. ค่าที่มากที่สุดของ h_3/E_1 เท่ากับ 0.507 ซึ่งจะเกิดขึ้น เมื่อ

$$Fr_1 = 2.77$$

2. ค่าที่มากที่สุดของ y_2/E_1 เท่ากับ 0.80 ซึ่งจะเกิดขึ้น เมื่อ

$$y_1/E_1 = 0.40 \quad \text{และ} \quad Fr_1 = 1.73$$

จากการทดลองพบว่าจัมเป็นลอนจะเปลี่ยนแปลงไปเป็นจัมอย่างอ่อนที่จุดนี้

3. เมื่อ $Fr_1 = 1$ การไหลจะอยู่ในสภาวะวิกฤต และ

$$y_1 = y_2 = \frac{2}{3} E_1$$

จากรูปที่ 9.3 ทำให้ผู้ออกแบบรูถึงสภาพทั่ว ๆ ไปของการไหลของน้ำผ่านอาคารชลศาสตร์ เมื่อเกิดไฮดรอลิกจัมเช่น การออกแบบประตูน้ำแบบบานตรง เมื่อมีไฮดรอลิกจัมเกิดขึ้นท้ายน้ำ รูปที่ 9.3 แสดงให้เห็นถึงการเกิดไฮดรอลิกจัมที่ระดับต่าง ๆ ของประตูบานตรงให้ชัดเจน เมื่อรู้ความสูงของระดับน้ำด้านเหนือน้ำ สำหรับทางน้ำที่รูปตัดไม่ใช่สี่เหลี่ยมผืนผ้า เราก็สามารถสร้างกราฟที่มีลักษณะเหมือนกราฟรูปที่ 9.3 ให้เช่นกัน

9.3 ความยาวของไฮดรอลิกจัม เราสามารถหาความยาวของไฮดรอลิกจัมได้หลายวิธี โดยอาศัยกราฟหรือสูตร รูปที่ 9.4 เป็นกราฟที่ใช้หาความยาวของจัม ซึ่งข้อมูลส่วนใหญ่ได้จากการทดลองของ

เมื่อพิจารณาทางด้านท้ายน้ำของจัม ความลึก y_2 เป็นความลึก Conjugate ของความลึก y_1 ซึ่งเป็นความลึกก่อนเกิดจัม ทำการหาค่าของ Fr_1 เพื่อนำไปหาค่า $\frac{L}{y_2}$ จากรูปที่ 9.4 แล้วคูณอัตราส่วนดังกล่าวด้วย y_2 จะให้ความยาวของจัมนอกเหนือจากการแสดงความยาวของจัมให้อยู่ในความสัมพันธ์ของ Fr_1 กับ $\frac{L}{y_2}$ อาจจะใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง Fr_1 กับ $\frac{L}{y_1}$ หรือ Fr_1 กับ $L/(y_2 - y_1)$ ก็ได้ ในกรณีที่ไม่มีข้อมูลไม่เพียงพอ กราฟรูปที่ 9.4 สามารถใช้ประมาณหาค่าของความยาวจัมในทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมคางหมูได้

9.4 การกำหนดตำแหน่งของจัม เราสามารถแบ่งการเกิดจัมในทางน้ำเปิดได้เป็นสามกรณี

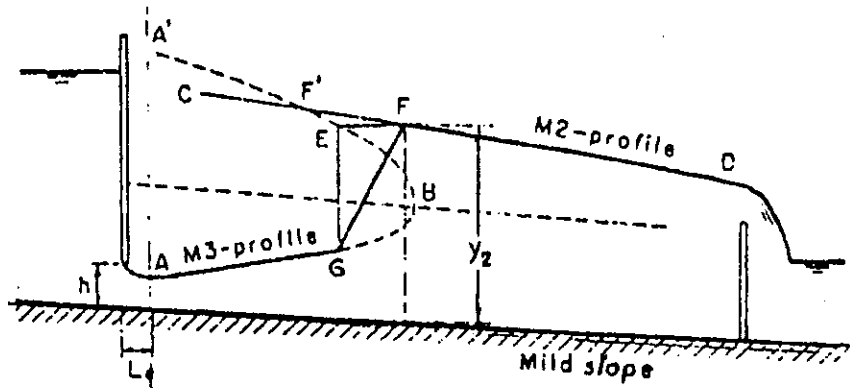
กรณีที่ 1 ไฮดรอลิกจัมเกิดทางด้านท้ายน้ำของประตูน้ำบานตรง ในทางน้ำเปิดที่มีความลาดตื้นน้อย จากรูปที่ 9.5 AB และ CD เป็นรูปตัดตามยาวของผิวน้ำแบบ M_3

และ m_3 ตามลำดับ และสามารถหาได้โดยใช้วิธีในบทที่ 7 $A'B$ เป็นเส้นที่แสดงความลึก Conjugate ของความลึกของน้ำตามเส้น AB จุด F' เป็นจุดตัดระหว่าง $A'B$ และรูปตัดตามยาวของผิวน้ำ CD โดยวิธี Trial และ Error เราสามารถจะหาระยะ EF ที่อยู่ในแนวราบได้ และ EF ต้องมีค่าเท่ากับความยาวของจัม ซึ่งสอดคล้องกับ y_2 ที่จุด F เราพอสรุปได้ว่าจัมจะต้องเกิดขึ้นระหว่างจุด G และจุด F และความลึกที่จุด G และ F ต้องเป็นความลึก Conjugate ซึ่งกันและกัน ถ้าการวิเคราะห์นี้ไม่คำนึงถึงความยาวของจัม เราพิจารณาว่าจัมจะเกิดขึ้นทางด้านเหนือน้ำของจุด F' ทำให้เกิดมีความคลาดเคลื่อนเป็นระยะ EF' โดยประมาณ ในกรณีที่ 1 นี้เราจะพบว่าถ้าระดับน้ำสูงขึ้นหรือเส้น CD สูงขึ้น การเกิดจัมจะเคลื่อนตัวมาทางด้านเหนือน้ำ ถ้าเส้น CD ลดลง การเกิดจัมจะเคลื่อนตัวไปทางด้านท้ายน้ำ การหาตำแหน่งของจัมที่เกิดขึ้นทางด้านท้ายน้ำของฝายหรือทางน้ำล้นก็ใช้วิธีเดียวกัน

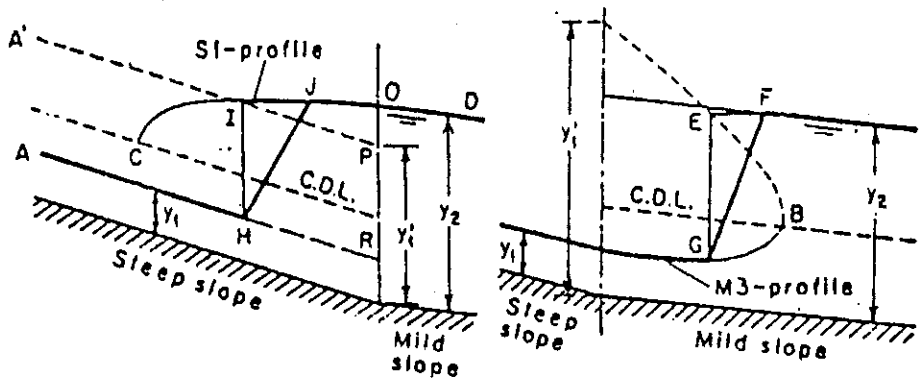
เมื่อมีการพิจารณาไฮดรอลิกจัมด้านท้ายของประตูน้ำบานตรง น้ำที่พุ่งมาจากใต้ประตูน้ำจะมีการบีบตัวเล็กน้อย ปรากฏการณ์ดังกล่าวเรียกว่า Vena Contracta ระยะระหว่าง Vena Contracta และบานประตู (Le) ปกติจะมีระยะสั้น เราจึงตั้งสมมติฐานขึ้นว่า Vena Contracta จะเกิดขึ้นที่ระยะประมาณ h จากบานประตู

กรณีที่ 2 จากรูปที่ 9.5 แสดงไฮดรอลิกจัมที่เกิดขึ้นในทางน้ำเปิดที่มีการเปลี่ยนแปลงขนาดของความลาดเทจากความลาดเทมากเป็นความลาดเทน้อย จัมอาจจะเกิดบนความลาดเทมากหรือความลาดเทน้อยก็ขึ้นอยู่กับความลึกของน้ำ y_2 ว่ามากกว่าหรือน้อยกว่า y_1 ซึ่งเป็นความลึก Conjugate ของ y_1 ทางด้านเหนือน้ำ ถ้า $y_2 > y_1$ จัมจะเกิดขึ้นบนความลาดเทมาก ฉะนั้นผิวน้ำ OC คือโปรไฟล์ s_1 เส้น $A'P$ เป็นเส้นที่แสดงความลึก Conjugate ของเส้น AR ทำการหาระยะในแนวราบ IJ ระหว่าง $A'P$ และ CO , IJ นี้จะต้องมีค่าเท่ากับความยาวของไฮดรอลิกจัม และจัมจะเริ่มเกิดขึ้นที่ตำแหน่งตรงกับ I ถ้า $y_2 < y_1$ จัมจะเกิดขึ้นบนความลาดเทน้อย การวิเคราะห์จะเหมือนกับในกรณีที่ 1

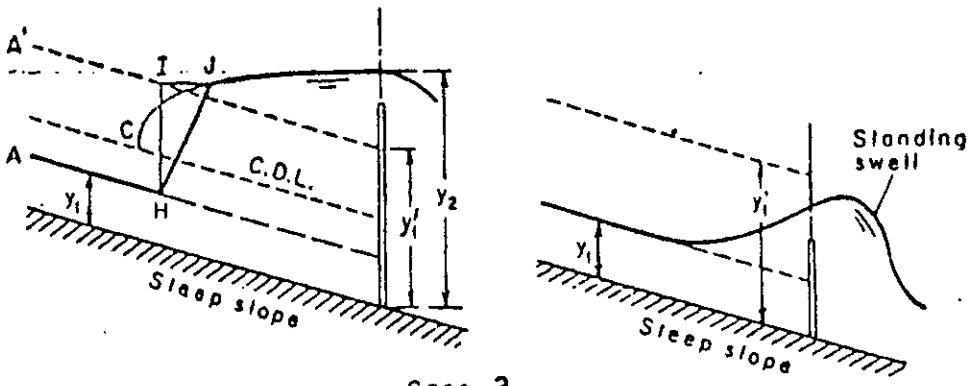
กรณีที่ 3 จัมจะเกิดขึ้นเมื่อมีสิ่งกีดขวาง และทางน้ำนั้นมีความลาดเทมาก ในทางทฤษฎีจัมจะเกิดขึ้นเมื่อความลึกด้านหน้าสิ่งกีดขวางมากกว่า y_c ซึ่งเป็นความลึก Conjugate ของ y_1 ตำแหน่งของจัมสามารถทำการวิเคราะห์ได้เหมือนในกรณีที่ 2 ถ้าความสูงของสิ่งกีดขวางเพิ่มขึ้น การเกิดจัมจะเคลื่อนที่ไปทางด้านเหนือน้ำ ในทางตรงข้าม ถ้าความสูงของสิ่งกีดขวางลดลง การเกิดจัมจะเคลื่อนที่ไปทางด้านท้ายน้ำ เมื่อความลึกด้านหน้าสิ่งกีดขวาง



Case 1



Case 2



Case 3

รูปที่ 9.5 ตำแหน่งของไฮดรอลิกจัม

น้อยกว่า y_n จะเกิดคลื่นเคลื่อนตัวผ่านสิ่งกีดขวางดังแสดงในรูปที่ 9.5

ตัวอย่างที่ 9.1 น้ำไหลลดความประทุน้ำบานตรงเข้าสู่ทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมคางหมู มี $b = 20$ ฟุต, $z = 2$, $s_o = 0.0036$, $\alpha = 1.10$ และ $n = 0.025$, อัตราการไหล 400 ลบ.ฟุต/วินาที ทำให้เกิดความลึก 0.55 ฟุต ที่ Vena Contracta จงหารูปตัดตามยาวของผิวน้ำและตำแหน่งของการเกิดไฮดรอลิกจัม ถ้าการไหลทางด้านท้าย น้ำของจัมเป็นแบบสม่ำเสมอ (Uniform) (สมมติ $\beta = 1.04$)

วิธีทำ จากข้อมูลที่กำหนดให้เราสามารถหา y_n และ y_c ได้

$$y_n = 2.67 \text{ ฟุต}$$

$$y_c = 2.22 \text{ ฟุต}$$

เพราะว่า $y_n > y_c$ \therefore ความลาดเทเป็นความลาดเทน้อย

$$\text{หาความลึกเฉลี่ย } y_{ave} = \frac{1}{2} (0.55 + 2.67) = 1.61 \text{ ฟุต}$$

$$y/b = 1.61/20 = 0.0805$$

จากวิธีหารูปตัดตามยาวของเวทที่เซวาร์ ในบทที่ 7

เมื่อ $y/b = 0.0805$ และ $z = 2$ จะได้

$$N = 3.43$$

$$M = 3.17$$

$$J = \frac{N}{N - M + 1} = \frac{3.43}{3.43 - 3.17 + 1} = 2.72$$

$$N/J = 3.43/2.72 = 1.26$$

$$\frac{J}{N} (y_c/y_n)^M = 0.442$$

$$\begin{aligned} \text{จากสมการ } x &= \frac{y_n}{S_o} [u - F(u, 3.43) + 0.442F(v, 2.72)] + \text{ค่าคงที่} \\ &= 742 [u - F(u, 3.43) + 0.442F(v, 2.72)] + \text{ค่าคงที่} \end{aligned}$$

การคำนวณหารูปตัดตามยาวแสดงไว้ในตารางที่ 9.1 รายละเอียดของวิธีคำนวณได้กล่าวไว้ในบทที่ 7

ตารางที่ 9.1 แสดงการคำนวณหารูปตัดตามยาวของฝื่อน้ำโดยวิธีของ เวนท์เซอว์

y	u	v	F(u, N)	F(u, J)	X	L
2.22	0.831	0.792	0.979	0.962	206	0
2.14	0.800	0.755	0.917	0.888	204	2
1.87	0.700	0.638	0.756	0.699	188	18
1.60	0.600	0.525	0.627	0.552	161	45
1.33	0.500	0.420	0.511	0.431	134	72
1.07	0.400	0.315	0.404	0.319	102	104
0.80	0.300	0.219	0.301	0.219	71	135
0.53	0.200	0.132	0.200	0.132	43	163
0.27	0.100	0.055	0.100	0.055	18	188
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0	206

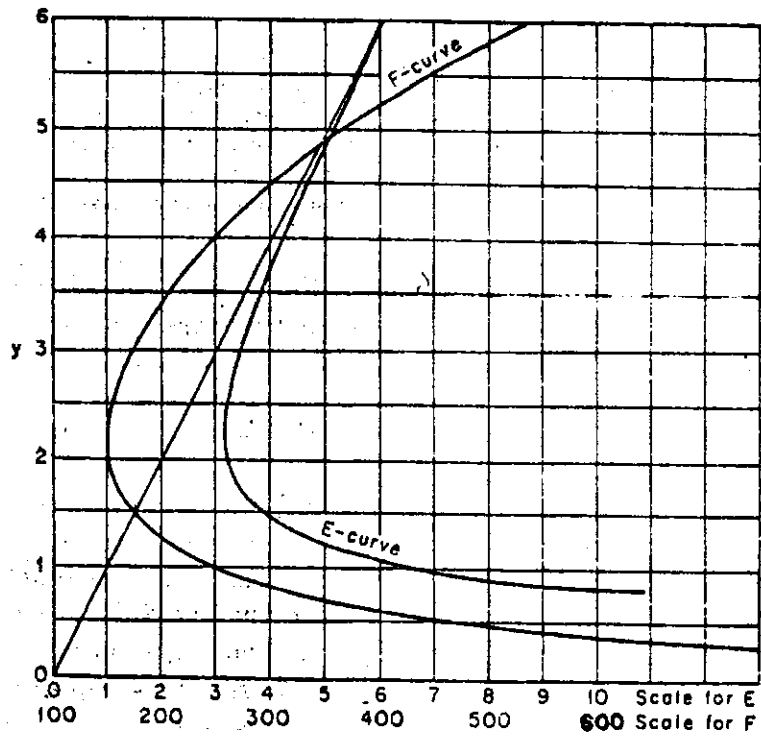
จากสมการของพลังงานจำเพาะในบทที่ 2

$$\begin{aligned}
 E &= y + \alpha \frac{V^2}{2g} \\
 &= y + \frac{1.1}{2 \times 32.2} \frac{Q^2}{A^2} \\
 E &= y + \frac{2733}{[(20 + 2y)y]^2} \dots\dots\dots (ii)
 \end{aligned}$$

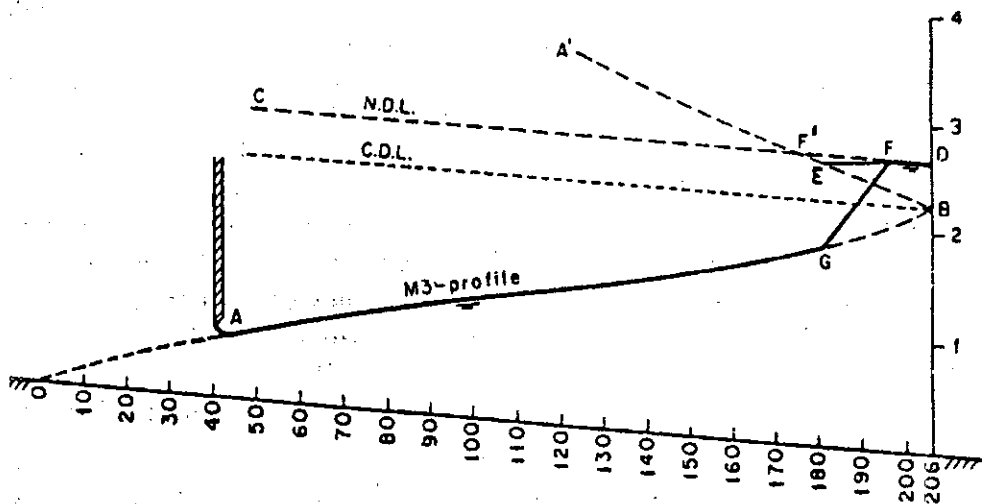
จากสมการของแรงจำเพาะ หรือฟังก์ชันของโมเมนต์

$$\begin{aligned}
 M = F &= \beta \frac{Q^2}{gA} + \bar{y} A \\
 &= \frac{1.04 (400)^2}{32.2 (20 + 2y)y} + \frac{y^2}{6} (2 \times 2y + 3 \times 20) \\
 M = F &= \frac{5167.7}{(20 + 2y)y} + \frac{y^2}{6} (4y + 60) \dots\dots (iii)
 \end{aligned}$$

จากสมการที่ (ii) และสมการที่ (iii) เราสามารถเขียนกราฟของ E-y และ F-y ได้ดังแสดงในรูปที่ 9.6 และโปรไฟล์ M_3 โดยใช้ตารางที่ 9.1 ดังแสดงในรูปที่ 9.7 ใช้กราฟรูปที่ 9.6 หาเส้นของความลึก Conjugate (A' F' B) ซึ่งสอดคล้องกับเส้นของความลึกทางด้านเหนือน้ำ (AGB) เส้น A' F' B และเส้นของความลึกทางด้านท้ายน้ำ (มีค่าเท่ากับความลึกปกติ) ตัดกันที่จุด F' ความลึกทางด้านเหนือน้ำของจุด F' มีค่าเท่ากับ 1.70 ฟุต ขึ้นต่อไปทำการคำนวณหาความยาวของฝื่อน้ำ



รูปที่ 9.6 กราฟ E-y และ F-y สำหรับหาค่าตำแหน่งของจัม



รูปที่ 9.7 ค่าตำแหน่งของไฮดรอลิกจัม

$$A = (20 + 2 \times 1.7) 1.7 = 39.78$$

$$V_1 = \frac{400}{39.78} = 10.06$$

$$Fr_1 = \frac{V}{\sqrt{gD}}$$

$$= \frac{10.06}{\sqrt{32.2 \times 39.78 / 26.8}} = 1.45$$

จากกราฟรูปที่ 9.4 เมื่อ $Fr_1 = 1.45$ จะได้ $\frac{L}{y_2} = 3.6$

$$L = 3.6 \times 2.67 = 9.6 \text{ ฟุต}$$

วิธีนี้เป็นวิธีการโดยประมาณเท่านั้น เพราะว่าความยาวของจัมขึ้นอยู่กับจำนวน
ฟรุตที่จุด E

ในตัวอย่างนี้ y_2 มีค่าเท่ากับความลึกปกติเพราะว่าการไหลทางด้านท้ายน้ำ
เป็นแบบสม่ำเสมอ ถ้าการไหลทางด้านท้ายน้ำเป็นแบบไม่สม่ำเสมอ ความลึกที่จุด F'
ถือได้ว่าเป็น y_2 เพื่อนำไปใช้หาค่าของความยาวของจัม แทนค่าของ y_2 ที่จุด F ซึ่งยัง
ไม่ทราบค่า

เมื่อทราบค่าของ L แล้ว เราทำการหาค่า EF ซึ่งอยู่ในแนวราบและมีค่า
เท่ากับ L ระหว่าง A'F'B และ CF'D ไฮดรอลิกจัมจะเกิดขึ้นระหว่างจุด G และ F
เมื่อทราบค่าของตำแหน่ง ของจัม เพื่อให้ได้ค่า L ที่ถูกต้องยิ่งขึ้น เราอาจจะทำการหา L
อีกครั้ง

9.5 การควบคุมไฮดรอลิกจัม ถ้าจัมเกิดขึ้นบนทางน้ำเปิดที่อยู่ในแนวราบและมีผิวเรียบ
ความแตกต่างของความลึกก่อนเกิดและหลังเกิดจัมจะมีไม่มาก ในกรณีดังกล่าวจัมอาจจะมีการ
เคลื่อนตัว ไปทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำก็ได้ ถ้าไม่มีอาคารพิเศษที่จะทำให้จัมหยุดเคลื่อนที่
อย่างเช่น ฝายสันคม ฝายสันกว้าง ฝายคลองที่ยกขึ้นหรือลดต่ำลงโดยกระหันหัน หรืออ่างพักน้ำ
(Stilling Basin) ในหัวข้อนี้จะได้กล่าวถึงอาคารพิเศษที่ได้กล่าวมา ถ้าต้องการผลที่
แน่นอนสูง จะต้องมีการทำการทดลองในห้องปฏิบัติการ กรณีของการควบคุมไฮดรอลิกจัมโดย
ฝายสันคม ฝายสันกว้าง หรือฝายคลองที่ยกขึ้น หรือลดต่ำลงโดยกระหันหัน ผลการวิเคราะห์มิติ
(Dimensional Analysis) แสดงให้เห็นว่า

$$\frac{\Delta Z}{y_1} = Q \left(Fr_1, \frac{x}{y_2}, \frac{y_3}{y_1} \right) \dots\dots\dots 9.8$$

ความหมายของเทอมต่าง ๆ คูได้จากรูปที่ 9.8 โดย

- Fr_1 = จำนวนฟรูดของการไหลเข้าสู่อาคาร
- ΔZ = ความสูงของธรณี (sill)
- y_1 = ความลึกของการไหลเข้าสู่อาคาร
- y_2 = ความลึกของการไหลต้านเหนือน้ำของธรณี
- y_3 = ความลึกของการไหลต้านท้ายน้ำของธรณี
- x = ระยะจากตำแหน่งเริ่มเกิดจัมถึงธรณี

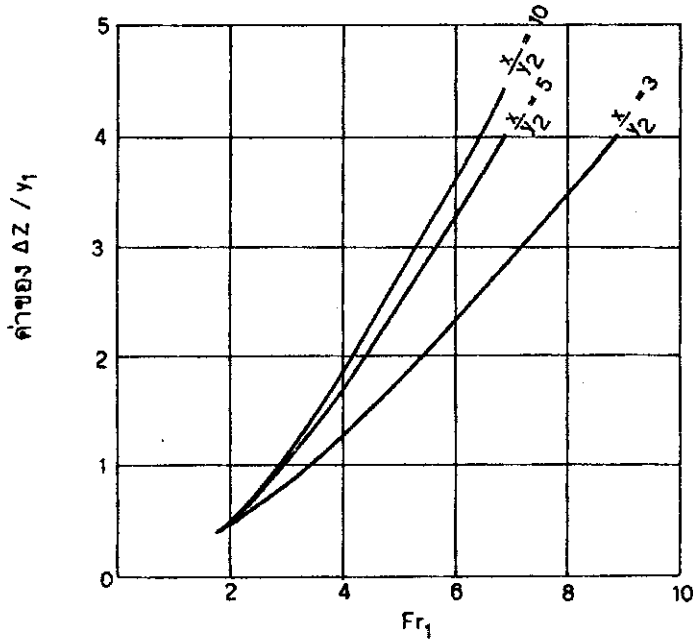
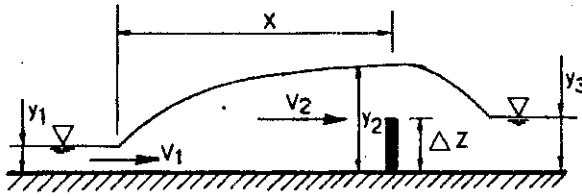
9.5.1 ผลของผายสั้นคมต่อไฮดรอลิกจัม

ผายสั้นคม จากผลการวิเคราะห์ทางทฤษฎีและข้อมูลจากการทดลอง นาย Forster และ Skrinde (1950) ได้พัฒนาความสัมพันธ์ระหว่าง Fr_1 , $\Delta Z/y_1$ และ x/y_2 สำหรับผายสั้นคมในรูปที่ 9.8 โดยมีเงื่อนไขว่า

$$y_3 < y_2 - 0.75 \Delta Z \dots\dots\dots 9.9$$

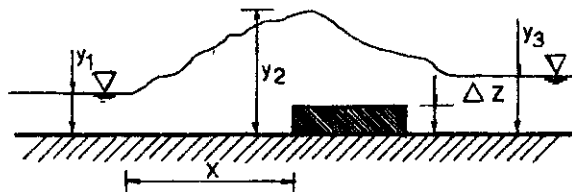
ซึ่งหมายถึงว่าระดับน้ำท้ายผายไม่มีผลต่ออัตราการไหลข้ามสันผาย ด้วยเหตุนี้อัตราส่วนของ y_3/y_1 จึงไม่ได้ใช้ในการวิเคราะห์

ถ้าจุดโคออดิเนต (Coordinates) Fr_1 และ $\Delta Z/y_1$ ตกอยู่ระหว่างเส้นกราฟ แสดงว่าเกิดไฮดรอลิกจัมและสามารถหาคำแหน่งเริ่มเกิดจัมได้โดยการอินเทอร์โพลเลต (Interpolated) ถ้าจุดโคออดิเนตอยู่เหนือเส้นกราฟ จัมจะเคลื่อนตัวขึ้นไปทางด้านเหนือน้ำ และในบางกรณีจะเกิด Drowned Jump ถึงแม้จะเกิด Drowned Jump แต่ผายก็ยังคงทำหน้าที่ลดความเร็วของกระแสน้ำและบรรเทาการกัดเซาะด้านท้ายน้ำ ถ้าจุดโคออดิเนตอยู่ใต้เส้นกราฟ $\frac{x}{y_2} = 5$ จะเกิดจัมที่ไม่สมบูรณ์และสั้นขึ้น (A Shortened Incomplete Jump) Forster และ Skrinde (1950) ได้ให้คำแนะนำไว้ว่า $\frac{x}{y_2} = 5$ สามารถใช้ในการออกแบบเมื่อมีอัตราการไหลสูงสุดไหลผ่าน



รูปที่ 9.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง Fr_1 , $\Delta z/y_1$ และ x/y_2 สำหรับฝายสันคม

$$y_3 < \frac{2y_2 + \Delta z}{3}$$



รูปที่ 9.9 การควบคุมไฮดรอลิกจัมด้วยฝายสันกว้าง

9.5.2 ผลของฝายสันกว้างต่อไฮดรอลิกจัม

ฝายสันกว้าง ในรูปที่ 9.9 ถ้าความลึกด้านท้ายน้ำ y_3 น้อยกว่าความลึกวิกฤตบนสันฝาย หรือ

$$y_3 < \frac{2y_2 + \Delta Z}{3} \dots\dots\dots 9.10$$

ความลึกด้านท้ายจะไม่มีผลกระทบกระเทือนต่อการไหลข้ามสันฝาย นาย Froster และนาย Skrinde ได้ใช้ความสัมพันธ์ของอัตราการไหลผ่านฝายสันกว้างในทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ดังนี้

$$q = 0.433 \sqrt{2g} \left[\frac{y_1}{y_1 + \Delta Z} \right]^{1/2} H^{3/2} \dots\dots\dots 9.11$$

เมื่อ q เป็นอัตราการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้างและ H เป็นเซตบนฝายหรือ

$$H = y_2 - \Delta Z \dots\dots\dots 9.12$$

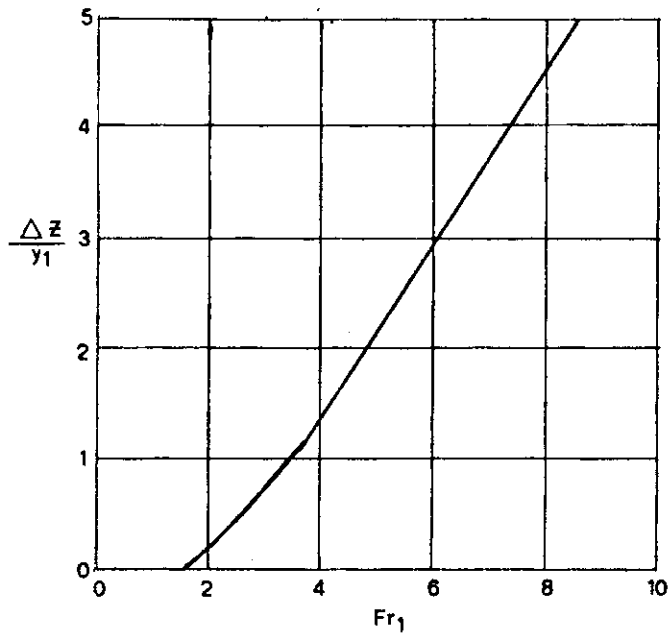
จากสมการ 9.11 และ 9.12 โดยใช้ $q = \bar{v}_1 y_1$ และ $Fr_1 = \frac{\bar{v}_1}{\sqrt{gy_1}}$ จะได้ว่า

$$2.667 Fr_1^2 \left[1 + \frac{(\Delta Z/y_1)}{(y_2/y_1)} \right] = \left[\frac{y_2}{y_1} - \frac{\Delta Z}{y_1} \right]^3 \dots\dots\dots 9.13$$

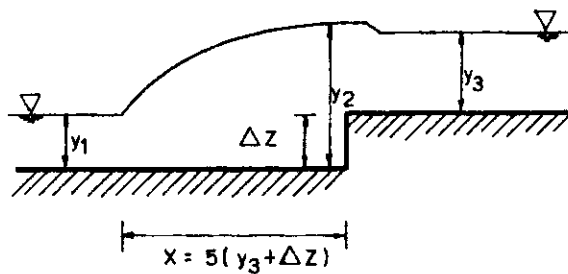
แทนค่า $\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1)$ ลงในสมการที่ 9.13 จะได้ว่า

$$\frac{21.34 Fr_1^2}{\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1} = \frac{[\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 - 2 (\Delta Z/y_1)]^3}{\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 + 2 (\Delta Z/y_1)} \dots\dots\dots 9.14$$

สมการ 9.14 บอกถึงความสัมพันธ์ระหว่าง $\frac{\Delta Z}{y_1}$ และ Fr_1 และถูกเขียนเป็นกราฟในรูปที่ 9.10 นาย Froster และนาย Skrinde พบว่าสมการที่ 9.14 บอกลักษณะของผลการทดลอง เมื่อ $y_3 = y_c$ และ $x = 5 (\Delta Z + y_3)$ โดย y_c เป็นความลึกวิกฤต เพราะว่ายังไม่มีผลการทดลองเพิ่มเติม สมการที่ 9.14 สามารถใช้ในการออกแบบอ่างพักน้ำที่มีฝายสันกว้างเป็นตัวควบคุมจัมได้ ในการเปรียบเทียบกับอาคารควบคุมจัมประเภทอื่น ฝายสันกว้างเป็นอาคารที่มีความมั่นคงและราคาค่อนข้างต่ำ



รูปที่ 9.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง Fr_1 และ $\Delta z/y_1$ ของไฮดรอลิกจัมที่ควบคุมด้วยฝายสันกว้าง



รูปที่ 9.11 การควบคุมไฮดรอลิกจัมด้วยการยกพื้นทางน้ำโดยกระแทนหัน

9.5.3 ผลของการยกกระแทกกระทั้นหันต่อไฮดรอลิกจัม

ในรูปที่ 9.10 พื้นทางน้ำด้านท้ายมีระดับเท่ากับระดับปกติของฝนคลอง นาย Forster และนาย Skrinde แสดงให้เห็นว่าเราสามารถทำการวิเคราะห์ปัญหาดังกล่าวโดย (1) ใช้สมการโมเมนตัมระหว่างหน้าตัด 1 และ 2 เพื่อประมาณหาแรงที่มากกระทำต่อหน้าตัดที่ยกขึ้น (2) ใช้สมการโมเมนตัมระหว่างหน้าตัด 2 และ 3 และผลจากขั้นที่ 1 และ (3) ใช้สมการต่อเนื่องระหว่างสองหน้าตัด เพื่อกำจัด y_2 , v_2 และ v_3 ออกจากสมการในขั้นที่ 2 จะได้ผลคือ

$$\left[\frac{y_3}{y_1}\right]^2 = 1 + 2Fr_1^2 \left[1 - \frac{y_1}{y_3}\right] + \frac{\Delta Z}{y_1} \left[\frac{\Delta Z}{y_1} - \sqrt{1 + 8Fr_1^2} + 1\right]$$

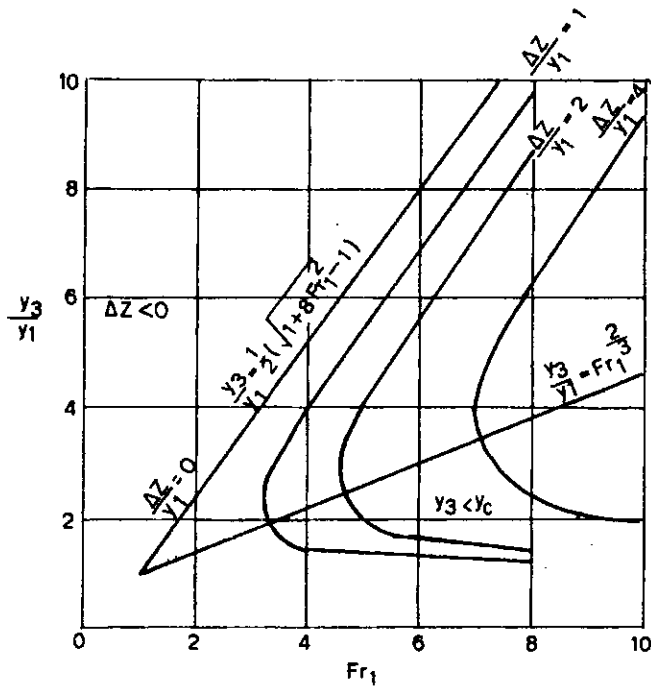
..... 9.15

ทำการพล็อตสมการที่ 9.15 ลงในกราฟรูปที่ 9.12 ซึ่งถูกแบ่งออกเป็น 3 ส่วน ด้วยกราฟเส้นที่ $\Delta Z/y_1 = 0$ และ $\frac{y_3}{y_1} = Fr_1^{2/3}$ กราฟเส้นที่ $\frac{\Delta Z}{y_1} = 0$ เป็นกราฟของไฮดรอลิกจัมที่เกิดในทางน้ำเปิด ซึ่งไม่มีความลาดเทหรืออยู่ในแนวระดับ และจะได้ว่าความลึก y_3 เป็นความลึก Conjugate ของ y_1 ซึ่งเป็นความลึกก่อนเกิดจัม ย่านการไหลเหนือเส้นกราฟ $\frac{\Delta Z}{y_1} = 0$ เป็นการไหลที่มี $\Delta Z < 0$ หรือมีการลดพื้นทางน้ำด้านท้ายน้ำเพื่อที่จะทำให้เกิดไฮดรอลิกจัมในทางน้ำ เส้นกราฟที่ $\frac{\Delta Z}{y_1} =$ ค่าคงที่ ทุกเส้นจะผ่านจุดที่มีค่าจำนวนฟรูดน้อยที่สุด เส้นที่ค่า Fr_1 มีค่าน้อยสุด หาได้โดยการอินทิเกรต Fr_1 ในสมการ 9.15 เทียบกับ y_3/y_1 และให้มีค่าเท่ากับศูนย์จะได้ว่า

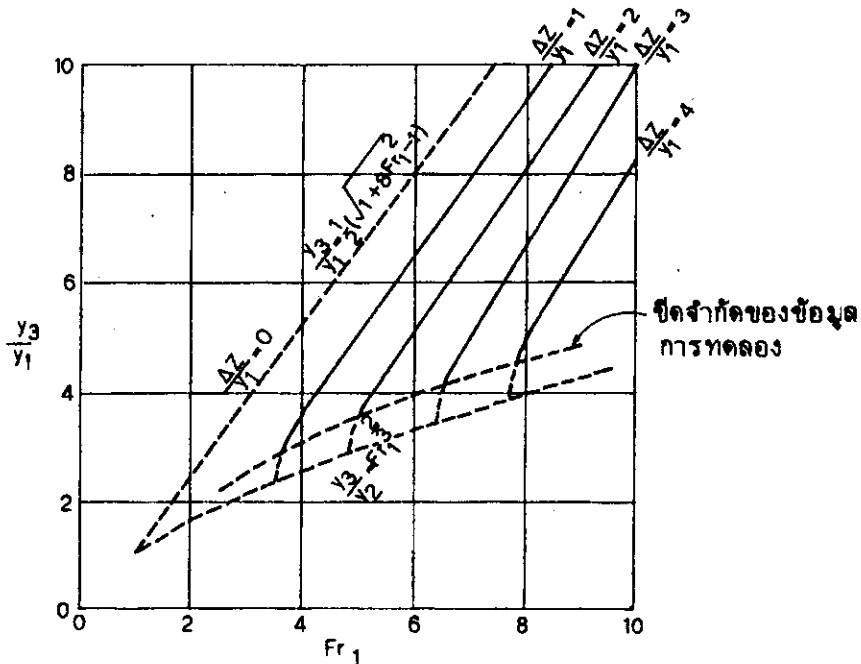
$$y_3/y_1 = Fr_1^{2/3} \dots\dots\dots 9.16$$

สมการที่ 9.16 สอดคล้องกับเงื่อนไขที่ว่า ความลึกท้ายน้ำเท่ากับความลึกวิกฤต ย่านการไหลที่อยู่ใต้เส้นกราฟ $\frac{y_3}{y_1} = Fr_1^{2/3}$ การไหลจะมี $y_3 < y_c$ ด้วยเหตุนี้ไฮดรอลิกจัมจะไม่เกิดขึ้นทางด้านท้ายน้ำ ย่านการไหลที่อยู่ระหว่างเส้นกราฟทั้งสองเป็นย่านการไหลที่ทำให้เกิดจัมและเป็นจัมที่เกิดขึ้นอย่างสมบูรณ์ก่อนถึงระดับฝนที่ยก

ในรูปที่ 9.13 เป็นกราฟที่ได้จากการทดลองของนาย Forster และนาย Skrinde (1950) โดยใช้ $x = 5 (\Delta Z + y_3)$ พบว่ามีความแตกต่างจากผลทางทฤษฎีอย่างมีนัยสำคัญ แต่อย่างไรก็ดีเราสามารถใช้อกราฟ 9.13 ในการออกแบบได้เมื่อรู้ค่า v_1 , y_1 และ y_3



รูปที่ 9.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง Fr_1 , y_3/y_1 และ $\Delta z/y_1$ สำหรับการยกพื้นทางน้ำโดยกระแทกหน้าจากการวิเคราะห์



รูปที่ 9.13 ไชตรอลิศจึงมีที่เกิดจากพื้นทางน้ำยกขึ้นโดยกระแทกหน้าจากการทดลอง

9.5.4 ผลของการลกระดับกระทันหันต่อ ไฮดรอลิกจัม

ถ้าความลึกของน้ำด้านท้ายน้ำมากกว่าความลึก Conjugate ของจัมปกติแล้ว ต้องทำการลกระดับพันคลองลงเพื่อทำให้เกิดจัมขึ้น ในรูปที่ 9.14 สำหรับ Fr_1 ค่าหนึ่ง ๆ ความลึกของการไหลอาจจะตกอยู่ในส่วนใดส่วนหนึ่งใน 5 ส่วน Lower Limit ของ ส่วนที่ 1 คือที่ตำแหน่งความลึกที่จัมจะเริ่มเคลื่อนตัวขึ้นไปทางด้านเหนือน้ำ Upper Limit ของส่วนที่ 5 คือที่ตำแหน่งความลึกที่จัมเริ่มเคลื่อนตัวไปทางด้านท้ายน้ำ ถ้าความลึกของน้ำ ด้านท้ายของพื้นที่ลตกลงตกอยู่ในส่วนที่ 1 หรือส่วนที่ 5 การลกระดับจะไม่มีประสิทธิผล ในการควบคุมจัม การลกระดับจะมีประสิทธิผลในการหน่วงเหนี่ยวให้เกิดจัมแบบตรงตัวมัน ถ้าความลึกการไหลตกอยู่ในส่วนที่ 2 หรือ 4 ในส่วนที่ 3 ซึ่งเป็นบริเวณส่วนกลางจะทำให้เกิดจัมเป็นลอน (Undular Jump) ขึ้น

นาย Hau (1950) ได้ใช้สมการความต่อเนื่องและสมการโมเมนตัมวิเคราะห์จัมในส่วนที่ 2 และส่วนที่ 4 ได้ผลดังนี้

ส่วนที่ 2

$$Fr_1^2 = \frac{y_3/y_1}{2 [(y_3/y_1) - 1]} \left[-1 + \left(\frac{y_3}{y_1} - \frac{\Delta Z}{y_1} \right)^2 \right]$$

..... 9.17

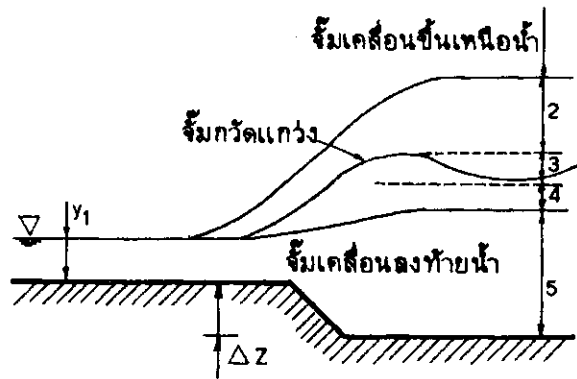
ส่วนที่ 4

$$Fr_1^2 = \frac{y_3/y_1}{2 [(y_3/y_1) - 1]} \left[- \left(\frac{\Delta Z}{y_1} + 1 \right)^2 + \left(\frac{y_3}{y_1} \right)^2 \right]$$

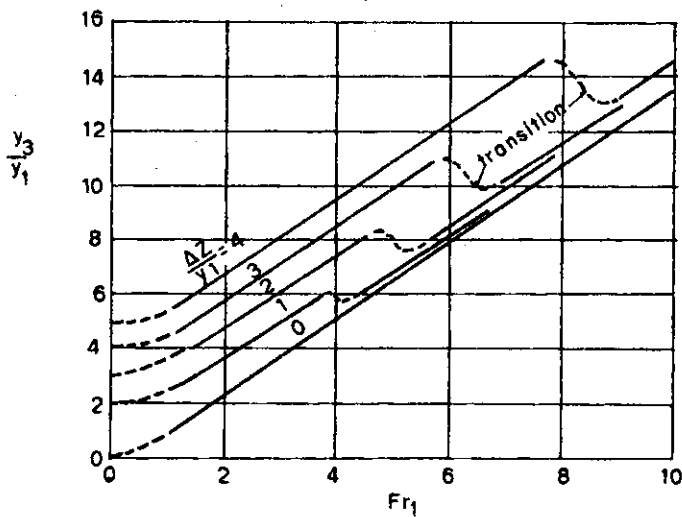
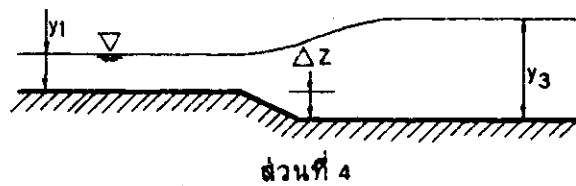
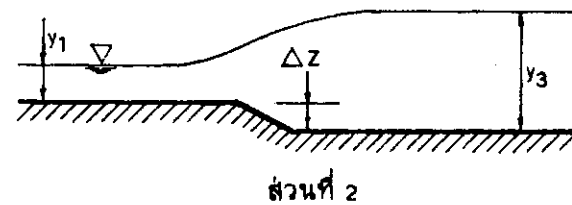
..... 9.18

นำผลการ 9.17 และ 9.18 ไปสร้างเป็นกราฟในรูปที่ 9.15 กราฟแต่ละเส้นประกอบด้วย 2 ส่วน เส้นกราฟด้านซ้ายเป็นการไหลในส่วนที่ 2 และเส้นกราฟด้านขวาเป็นการไหลในส่วนที่ 4 รูปที่ 9.15 สามารถนำไปใช้หา Δz ได้

9.6 อ่างพักน้ำ (Stilling Basin) เป็นอาคารทางชลศาสตร์ที่ใช้ควบคุมการเกิดไฮดรอลิกจัม จะติดตั้งอยู่ท้ายอาคารทางน้ำล้น (Spillway) ผาย Chute หรืออาคารซึ่งทำให้เกิดการไหลแบบเหนือวิกฤตขึ้นด้านท้ายความเร็วของการไหลแบบเหนือวิกฤต ทำให้เกิดเป็นพลังงานจลน์มากพอที่จะกัดเซาะทางน้ำเปิดด้านท้ายอาคารได้อย่างรุนแรง ตัวอาคารทางด้าน



รูปที่ 9.14 จิมแบบต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นจากการลดพื้นทางน้ำโดยกระแทก



รูปที่ 9.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง Fr_1 และ y_3/y_1 สำหรับไฮดรอลิกจิม ที่ควบคุมด้วยการลดพื้นทางน้ำโดยกระแทก

ท้ายน้ำหรือสิ่งก่อสร้างที่อยู่ในบริเวณที่เกิดการกัดเซาะอาจจะถูกทำลายเนื่องจากดินใต้อาคารถูกน้ำพัดพาไปเพื่อหลีกเลี่ยงการกัดเซาะที่จะเกิดขึ้น หลังงานจลน์จะต้องถูกลดลงหรือถูกทำลาย สภาพการไหลของน้ำแบบเหนือวิกฤตจะทำให้เกิดพลังงานจลน์จำนวนมาก ในทางตรงข้าม เมื่อสภาพการไหลเป็นแบบใต้วิกฤต หลังงานจลน์จะน้อยลงโดยการทำให้เกิดไฮดรอลิกจัมป์จำนวนมาก ผู้ออกแบบมักจะออกแบบให้เกิดจัมป์ขึ้นในอ่างพักน้ำ ซึ่งสร้างด้วยคอนกรีตหรือวัสดุที่ป้องกันการกัดเซาะได้ดี ฉะนั้นเขาจึงพยายามทำให้จัมป์เกิดขึ้นภายในอ่างพักน้ำ และหาทางป้องกันไม่ให้จัมป์เกิดต่างออกไปทางด้านท้ายน้ำเพื่อเป็นการลดความยาวของอ่างพักน้ำเป็นผล ทำให้เราสามารถประหยัดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้าง

ถ้าเราทราบอัตราการไหลและขนาดของทางน้ำเปิดทางด้านท้ายน้ำซึ่งมีความลาดเล็กน้อย เราสามารถหาค่าของความลึกปกติ (y_2) ได้ ความลึกนี้จะควบคุมตำแหน่งที่จะเกิดจัมป์ ความยาวของไฮดรอลิกจัมป์ สามารถหาได้จากกราฟรูปที่ 9.4 ส่วนความยาวระหว่าง toe และตำแหน่งที่เริ่มเกิดจัมป์ เราสามารถคำนวณหาได้โดยประมาณจากวิธีการหารูปตัดตามยาวของผิวน้ำ

ตัวอย่างที่ 9.2 ทางน้ำสันของเขื่อนแห่งหนึ่งมีรูปตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 12 ฟุต มีอัตราการไหล 250 ลบ.ฟุต/วินาที ความลึกของน้ำที่ toe ของทางน้ำสันเท่ากับ 1.2 ฟุต และความลึกทางด้านท้ายน้ำเท่ากับ 4 ฟุต จงหาความยาวของอ่างพักน้ำทางด้านท้ายน้ำของทางน้ำสัน

วิธีทำ สมมติว่าอ่างพักน้ำมีความกว้างเท่ากับความกว้างของทางน้ำสัน จะได้

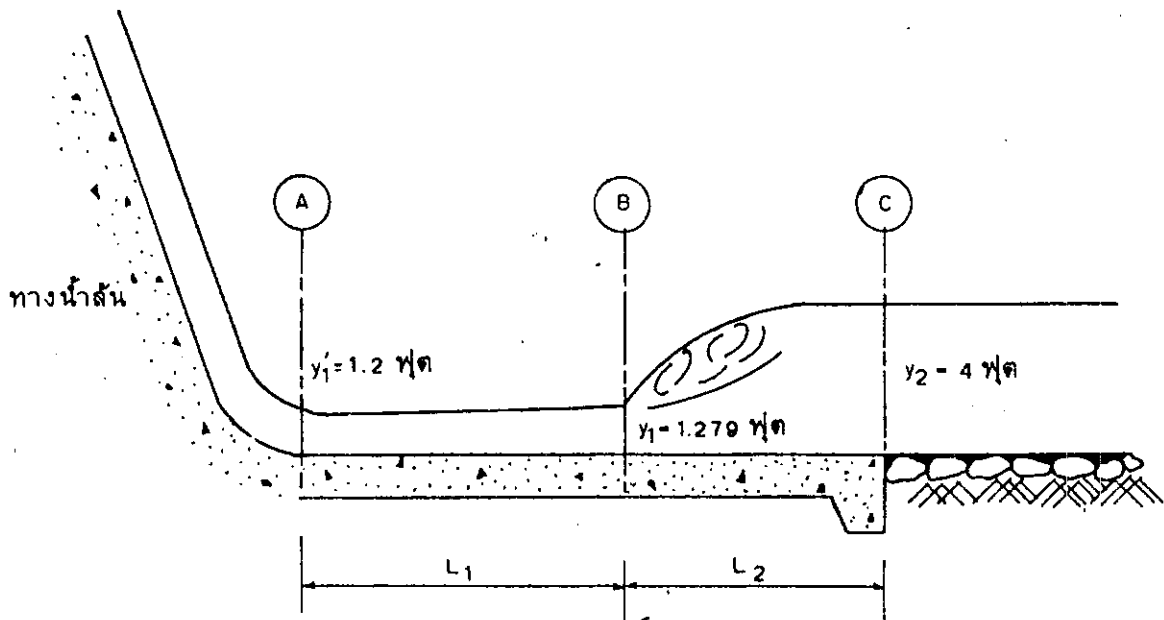
$$q = \frac{250}{12} = 20.83 \quad \text{ลบ.ฟุต/วินาที/ฟุต}$$

$$\begin{aligned} y_c &= [q^2/g]^{1/3} \\ &= [(20.83)^2/32.2]^{1/3} = 2.30 \end{aligned}$$

จากสมการของความลึก Conjugate

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} [\sqrt{1 + 8Fr_2^2} - 1]$$

หาค่า $F_2 = \frac{v}{\sqrt{gy_2}}$



รูปที่ 9.16

$$= \frac{20.83/4.0}{\sqrt{22.2 \times 4}}$$

$$= 0.459$$

$$Fr_2^2 = 0.211$$

แทนค่าลงในสมการหาความลึก Conjugate

$$y_1 = \frac{4}{2} [\sqrt{1 + 8 \times 0.211} - 1]$$

$$y_1 = 1.279 \text{ ฟุต}$$

ที่จุด B ก่อนเกิดไฮดรอลิกจัม เราสามารถหาความเร็วได้

$$V_1 = \frac{250}{(12)(1.279)} = 16.29 \text{ ฟุต/วินาที}$$

$$R_1 = \frac{12 \times 1.279}{12 + 2(1.279)} = 1.054 \text{ ฟุต}$$

ที่จุด A ซึ่งเป็นจุดเริ่มต้นของอ่างพักน้ำ, $y_1' = 1.2$ ฟุต

$$V_1' = \frac{250}{12 \times 1.2} = 17.36 \text{ ฟุต/วินาที}$$

$$R_i' = \frac{12 \times 1.2}{12 + 2(1.2)} = 1 \text{ ฟุต}$$

ความเร็วเฉลี่ยระหว่าง A และ B

$$V_{ave} = (17.36 + 16.39)/2 = 16.83 \text{ ฟุต/วินาที}$$

$$R_{ave} = \frac{1 + 1.054}{2} = 1.027 \text{ ฟุต}$$

หาความลาดเทของเส้นพลังงานทั้งหมด และสมมติให้ $n = 0.014$

$$\frac{Q}{A} = V = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$16.83 = \frac{1.49}{0.014} (1.027)^{2/3} S^{1/2}$$

$$S = 0.024$$

หาความยาวของช่วง ระหว่างหน้าตัด A และ B

$$(S_o - S) L_{AB} = E_1 - E_1'$$

$$= (V_1^2/2g + y_1) - (V_1'^2/2g + y_1')$$

$$= \left[\frac{(16.31)^2}{2 \times 32.2} + 1.279 \right] - \left[\frac{(17.36)^2}{2 \times 32.2} + 1.21 \right]$$

$$L_{AB} = \frac{5.41 - 5.88}{0 - 0.0024} = 19.58$$

$$= \frac{-0.47}{-0.024} = 19.58 \text{ ฟุต}$$

หาจำนวนฟรูดที่จุด B

$$Fr_1 = \frac{16.29}{\sqrt{32.2 \times 1.279}} = 2.54$$

จากกราฟรูปที่ 9.4 เมื่อ $Fr_1 = 2.54$ จะให้ $L/Y_2 = 4.9$
 $L_{BC} = 4.9 \times 4 = 19.6$ ฟุต
 ความยาวทั้งหมดของ Apron = $19.58 + 19.6$
 = 39.18 ฟุต ตอบ

อ่างพักน้ำในตัวอย่างที่ 9.2 เป็นแบบที่ง่ายที่สุดซึ่งไม่มี Chute Block, Baffle Block และ End Sill แต่เนื่องจากเป็นที่นิยมใช้กันอย่างกว้างขวางจึงได้มีการพัฒนาขึ้นอีกหลายแบบ ดังจะกล่าวต่อไปนี้

1. อ่างพักน้ำของ Saint Anthony Falls (SAF) โดยปกติจะติดตั้งท้ายอาคารน้ำล้นขนาดเล็ก อาคารน้ำไหลออกหรืออาคารในคลองที่มี

$$1.7 \leq Fr_1 \leq 17$$

ถ้ามีอาคารประกอบในอ่างพักจะสามารถลดความยาวของอ่างได้

2. อ่างพักน้ำเบอร์ 2 ของ USBR โดยทั่วไปอ่างพักน้ำประเภทนี้ใช้ติดตั้งท้ายอาคารขนาดใหญ่ที่มี $Fr_1 > 4.5$ ความยาวของอ่างพักสามารถลดลงได้ 33 % ถ้ามีการสร้างอาคารประกอบที่เหมาะสมในอ่างพัก

3. อ่างพักน้ำเบอร์ 3 ของ USBR ใช้ติดตั้งหลังอาคารชลศาสตร์ในคลองหรืออาคารผันน้ำที่มี

$$2.5 \leq Fr_1 \leq 4.5$$

อาคารประเภทนี้ใช้ในการลดการเกิดคลื่นของจุ่มอย่างอ่อนได้เป็นอย่างดี

อาคารประกอบที่สร้างขึ้นในอ่างพักน้ำพอจะกล่าวได้ดังนี้

Chute Block ติดตั้งที่จุดเริ่มต้นของอ่างพักน้ำ ทำให้บางส่วนของทางไหลยกตัวขึ้นจากผิวคลองช่วยลดความยาวของจุ่มและทำให้จุ่มมั่นคง

Sill อาจจะเป็นแบบสลับทันปลาหรือเป็นแบบเป็นแท่งตลอดของความกว้างของอ่างพัก ติดตั้งที่ด้านท้ายของอ่างพักน้ำ มีหน้าที่ในการช่วยลดความยาวจุ่มและป้องกันการกัดเซาะ ในอ่างพักน้ำขนาดใหญ่จะใช้ sill แบบสลับทันปลา เพื่อทำให้เกิดการแผ่กระจายของลำเจตความเร็วสูง ซึ่งอาจจะไปถึงด้านท้ายของอ่างพักน้ำได้

Baffle Pier ติดตั้งอยู่บริเวณส่วนกลางของอ่างพักน้ำหน้าที่หลักคือ การสลายพลังงานโดยการทำให้เกิดการกระแทก (Impact) Baffle Pier จะแสดงประสิทธิผลอย่างมาก ถ้าความเร็วเข้าสู่อ่างพักต่ำ แต่ถ้าความเร็วสูงอาคารตัวนี้อาจทำให้เกิดควาวิเตชั่น

อ่างพักน้ำของ SAF ในรูปที่ 9.17 ใช้กับอาคารระบายน้ำขนาดเล็ก นาย Blaisdell (1948 และ 1949) ได้สรุปหลักการออกแบบไว้ดังนี้

1. ความยาว L_B ของอ่างพักน้ำมีค่าดังนี้

$$L_B = \frac{4.5 y_2}{Fr_1^{0.76}} \dots\dots\dots 9.19$$

เมื่อ $1.7 \leq Fr_1 \leq 17 \dots\dots\dots 9.20$

2. ความสูงของ Chute และ Floor Block คือ y_1 และระยะห่างและความกว้างเท่ากับ $0.75 y_1$

3. ระยะจากจุดเริ่มต้นของอ่างถึงผิวหน้าของ Floor Block เท่ากับ $L_B/3$

4. ไม่ควรติดตั้ง Floor Block ใกล้กำแพงน้อยกว่า $\frac{3}{8} y_1$

5. ติดตั้ง Floor Block ให้อยู่ระหว่างช่องของ Chute Block

6. โดยทั่วไปความกว้างทั้งหมดของ Floor Block จะเท่ากับ 40-55 %

ของความกว้างของอ่างพักน้ำตรงตำแหน่งของ Floor Block

7. ความสูงของ sill ที่ท้ายของอ่างพักน้ำ

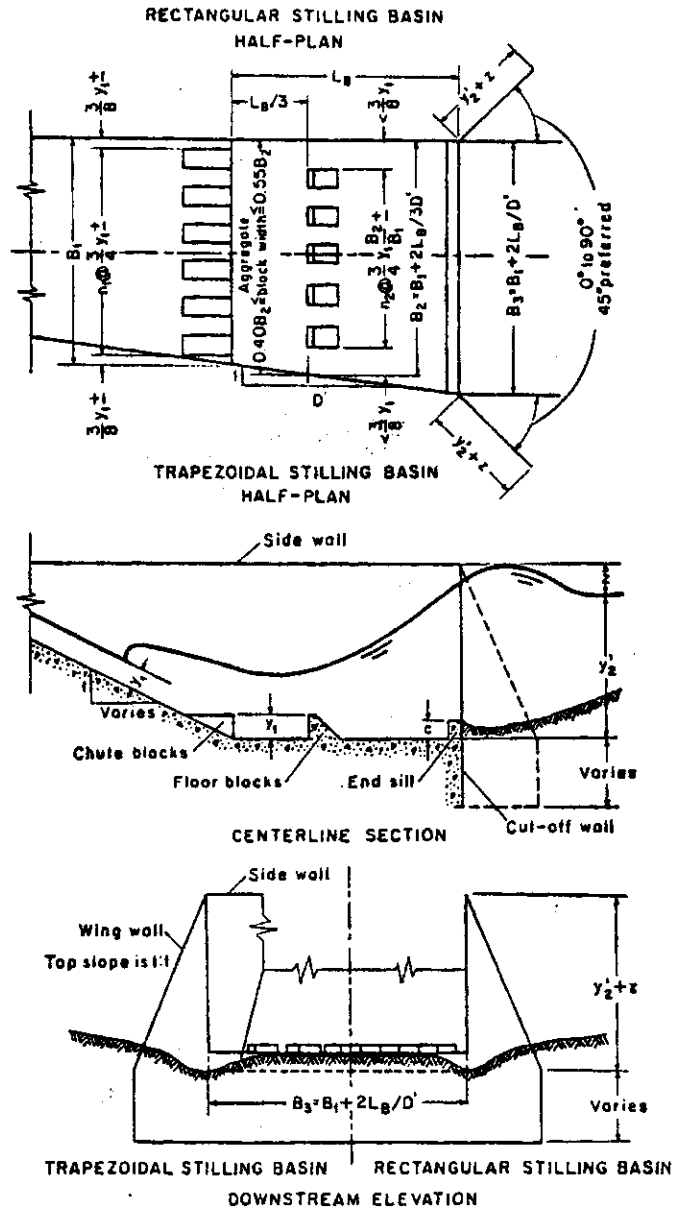
$$C = 0.07 y_2 \dots\dots\dots 9.21$$

เมื่อ $y_2 =$ ความลึก Conjugate ของ y ทางทฤษฎี

8. ความลึกของน้ำด้านท้ายเหนือพื้นอ่างพักน้ำ

$$\left. \begin{aligned} y_2' &= (1.10 - \frac{Fr_1^2}{120}) y_2 \quad \text{เมื่อ } 1.7 \leq Fr_1 \leq 5.5 \\ y_2' &= 0.85 y_2 \quad \text{เมื่อ } 5.5 < Fr_1 \leq 11 \\ y_2' &= (1.00 - \frac{Fr_1^2}{800}) y_2 \quad \text{เมื่อ } 11 < Fr_1 \leq 17 \end{aligned} \right\} 9.22$$

เมื่อ y_2' เป็นความลึกด้านท้ายน้ำ



รูปที่ 9.17 สัดส่วนของอ่างพักน้ำของ SAF

9. ความสูงของกำแพงเหนือระดับน้ำสูงสุดด้านท้าย

$$z = y_2/3 \dots\dots\dots 9.23$$

10. กำแพงปีกด้านท้ายอ่างพักน้ำควรจะสูงเท่ากับกำแพงของอ่างพักน้ำ และ
ด้านบนของกำแพงปีกควรมีความลาดเท 1:1

11. กำแพงปีกควรทำมุม 45° กับเส้นศูนย์กลางของอาคารพักน้ำ

12. กำแพงด้านข้างอาจจะชนกันในกรณีของอ่างพักน้ำหน้าตึ่เหลี่ยมผืนผ้า
หรืออาจจะผายออก ในกรณีอ่างพักน้ำรูปสี่เหลี่ยมคางหมู

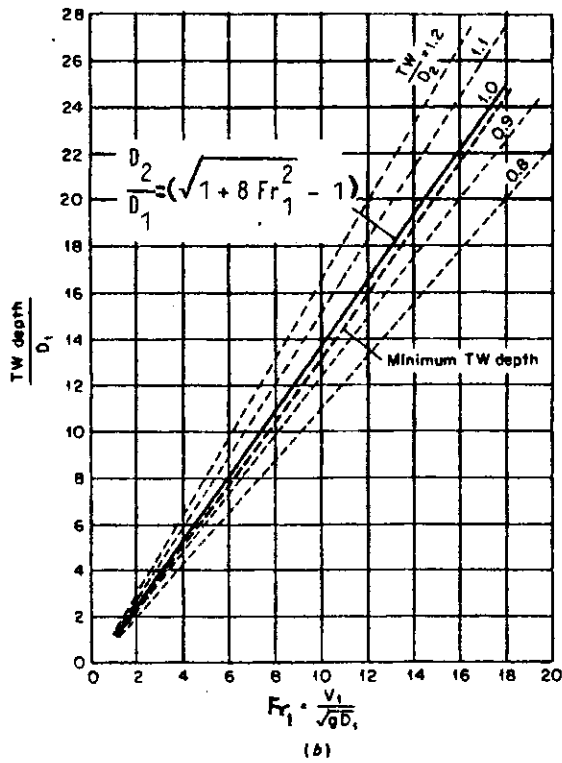
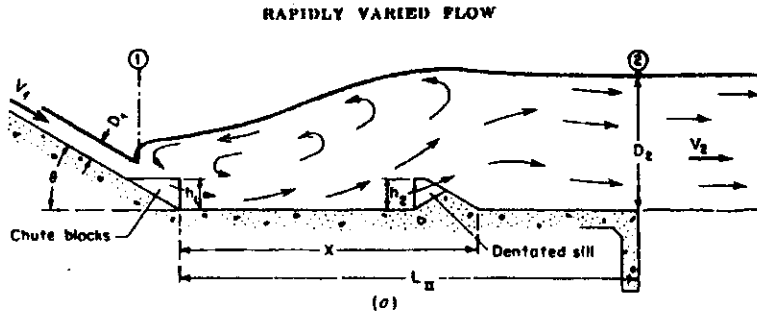
13. ควรมีกำแพง cutoff ขึ้นลึกลงไปได้ดิน ด้านท้ายของอ่างพักน้ำ

14. ในการออกแบบไม่คำนึงถึงผลกระทบของพองอากาศที่ปนมากับน้ำ

จากผลการศึกษาจากอาคารชลศาสตร์ที่มีอยู่และจากการทดลองในห้องปฏิบัติการ
USBR ได้พัฒนาแบบทั่ว ๆ ไปของอ่างพักน้ำขึ้นหลายแบบตามสภาพการณ์ต่าง ๆ ในหัวข้อนี้จะ
พิจารณาเพียงอ่างพักน้ำเบอร์ 2 และเบอร์ 4 ส่วนอ่างพักน้ำเบอร์ 1 ได้กล่าวไปแล้วใน
ตัวอย่างที่ 9.2 อ่างพักน้ำเบอร์ 3 มีลักษณะคล้ายกับอ่างพักน้ำของ SAF ถูกออกแบบโดย
ใช้ค่าแฟคเตอร์ความปลอดภัยที่มากกว่า

อ่างพักน้ำเบอร์ 2 ของ USBR ถูกออกแบบมาให้ใช้กับเขื่อนขนาดใหญ่และทางน้ำ
สั้นของเขื่อนดิน หรือกับอาคารในคลองขนาดใหญ่ ถึงแม้จะติดตั้ง Chute Block ด้านหัว
และติดตั้ง sill ด้านปลายของอ่างพักน้ำ แต่ก็ไม่ได้ติดตั้ง Floor Blocks เพราะว่าจะ
อาจจะเกิดควาเวุ่นขึ้น หลักเกณฑ์ในการออกแบบอ่างพักเบอร์ 2 ที่ได้ถูกแนะนำไว้มีดังต่อไปนี้
(ดูรูปที่ 9.18)

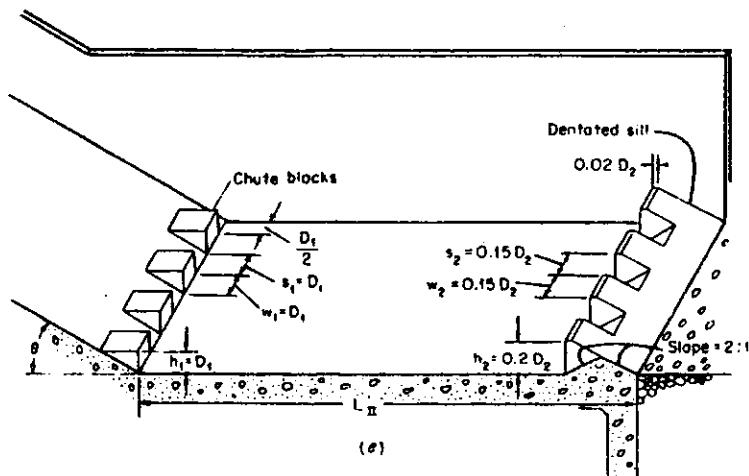
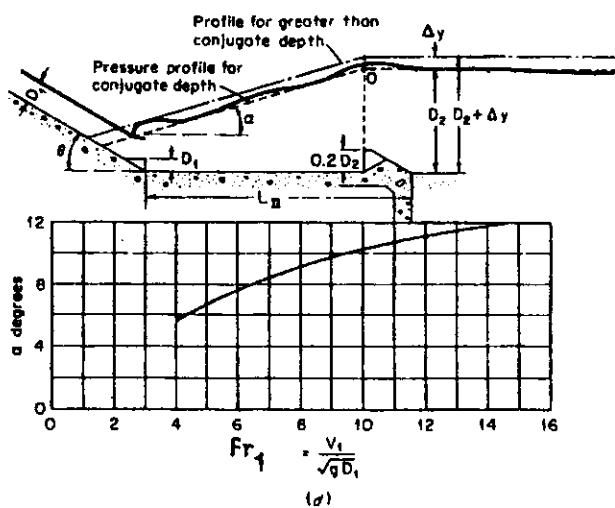
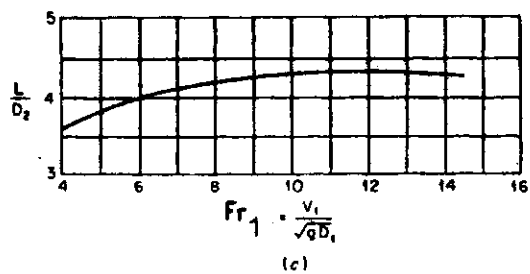
1. ระดับของพื้นอ่างควรจะเป็นระดับที่เกิดจากความลึกของจิมด้านท้ายน้ำบวก
กับค่าความปลอดภัย ในรูปที่ 9.18 b เส้นประใช้เป็นแนวทางในการออกแบบตามอัตราส่วน
ของความลึกท้ายน้ำที่เกิดขึ้นจริงกับความลึกของจิม (Conjugate Depth) ถึงแม้ว่าการ
ศึกษาของ USBR จะแสดงให้เห็นว่าอ่างพักน้ำส่วนใหญ่ถูกออกแบบไว้สำหรับความลึกที่เท่ากัน
หรือน้อยกว่าความลึก Conjugate แต่ก็ยังมีข้อจำกัดที่ได้แสดงไว้ในรูปที่ 9.18 b กราฟนี้
จะชี้ให้เห็นจุดที่หน้าของจิมจะเคลื่อนที่ห่างออกไปจาก Chute Block ถ้าเพิ่มการลดลงของ
ความลึกด้านท้ายน้ำจะเป็นผลให้จิมเคลื่อนที่ออกไปจากอ่างพักน้ำ ด้วยเหตุนี้ควรจะออกแบบให้



$$y_1 = D_1$$

$$y_2 = D_2$$

รูปที่ 9.18 สัดส่วนและกราฟที่ใช้ออกแบบอ่างพักน้ำของ USBR เบอร์ II



$$y_1 = D_1$$

$$y_2 = D_2$$

រូប 9.18 (១)

ความลึกด้านท้ายน้ำมากกว่าความลึก Conjugate และอย่างน้อยควรจะบวกแพคเตอร์ความปลอดภัย 5 % เข้ากับความลึก Conjugate

2. อ่างพักเบอร์ 2 จะใช้ได้มีประสิทธิภาพดี เมื่อ $Fr_1 \geq 4.5$ และ $v_1 \geq 60$ ฟุต/วินาที ถ้า $Fr_1 < 4.5$ ควรจะต้องมีส่วนประกอบที่ช่วยระงับคลื่น

3. รูปที่ 9.18 e ใช้ประมาณหาค่าความยาวของอ่างพักน้ำ

4. ความสูงของ Chute Block ควรจะเท่ากับความลึกการไหลของหน้าตัดเข้าสู่อ่างพัก (y_1) และความกว้างของ Block และระยะระหว่าง Block ควรเท่ากับ y_1 ด้วยหรืออาจจะเปลี่ยนแปลงได้ ระยะระหว่างกำแพงกับ Block แนะนำให้ใช้เท่ากับ $0.5 y_1$ เพื่อลดการเกิดฟอง (Spray) และรักษาให้มีแรงดันตามที่ต้องการ

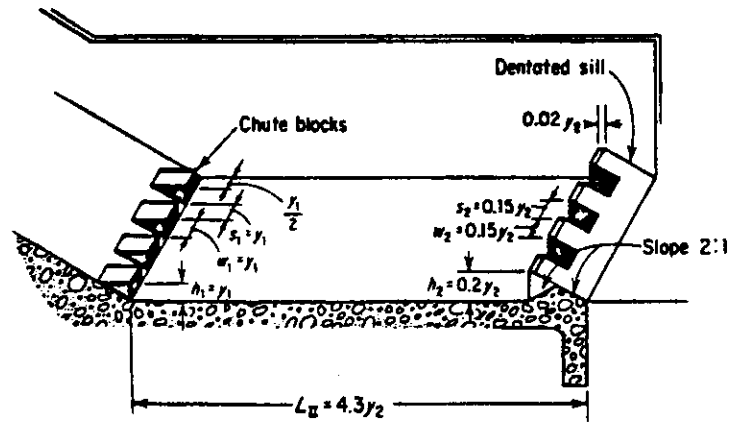
5. ความสูงของ sill ควรจะเท่ากับ $0.2 y_2$ และความกว้างและระยะระหว่าง sill เท่ากับ $0.15 y_2$ ความลาดเทด้านท้ายของ sill ใช้ 2:1 สำหรับอ่างพักน้ำที่แคบ สามารถลดความกว้างและระยะระหว่าง sill ลงได้ เพื่อให้จำนวนของ sill เพิ่มขึ้น

6. ประสิทธิภาพของอ่างพักน้ำไม่ได้ขึ้นอยู่กับความลาดเทของทางน้ำเข้าสู่อ่างเวนที่เข้าวี (1959) พบว่าข้อความดังกล่าวจะเป็นจริงตรงเท่าที่การกระจายความเร็วและความลึกการไหลในทางน้ำเข้าสู่อ่างเป็นแบบสม่ำเสมอ ถ้าทางน้ำราบและยาวอาจจะเกิดจัมที่ไม่สมมาตร (Asymmetrical Jump) เมื่อความลาดเทของทางน้ำเท่ากับ 1:1 หรือมากกว่า ขอแนะนำให้สร้างตรงรอยต่อระหว่างทางน้ำและอ่างพักเป็นส่วนโค้งโดยมีรัศมีดังนี้

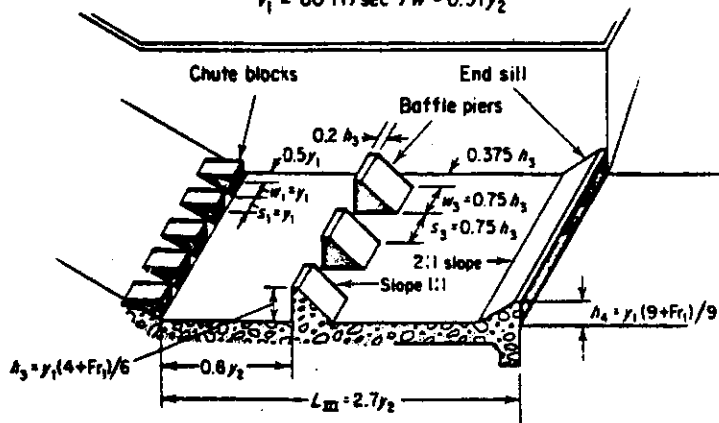
$$R \geq 4 y_1$$

หลักเกณฑ์การออกแบบที่กล่าวไปจะทำให้ได้อ่างพักน้ำสำหรับทางน้ำล้นหรืออาคารที่มีความต่างระดับ 200 ฟุต (61 เมตร) หรือสำหรับอัตราการไหลได้มากถึง 500 ลูกบาศก์ฟุตต่อวินาทีต่อฟุตของอ่างพักน้ำ ($46 \text{ m}^3/\text{วินาที/เมตร}$) การไหลเข้าอ่างพักจะมีการกระจายความลึกและความเร็วที่สม่ำเสมอ สำหรับอาคารที่มีความสูงมาก อัตราการไหลมากกว่า 500 ลบ.ฟุต/วินาที/ฟุต หรือความลึกและความเร็วไม่สม่ำเสมอ ควรจะมีการศึกษาพฤติกรรมการไหลโดยใช้แบบจำลอง

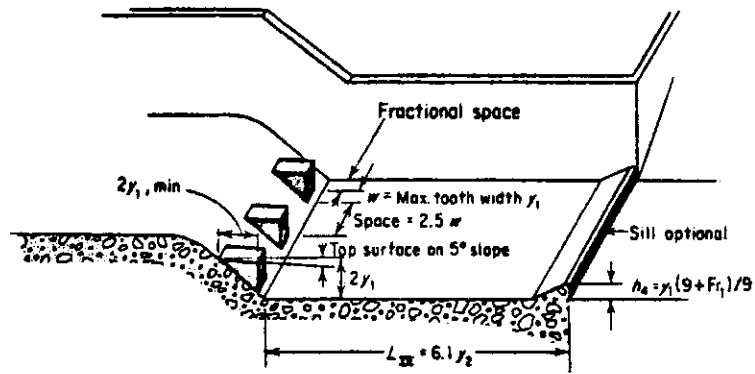
อ่างพักเบอร์ 3 เหมาะสำหรับการไหลที่มี $Fr_1 \geq 4.5$ และอาคารขนาดเล็กในทางน้ำเปิด ลักษณะคล้ายอ่างพักเบอร์ 2 แต่มี Floor Block หรือ Baffle Pier



(a) Type II basin $Fr_1 \geq 4.5$
 $v_1 \geq 60 \text{ ft/sec } TW = 0.97 y_2$



(b) Type III basin $Fr_1 \geq 4.5$
 $v_1 < 60 \text{ ft/sec } TW = 0.83 y_2$



(c) Type IV basin $2.5 < Fr_1 < 4.5$
 $TW = y_2$

รูปที่ 9.19 สัดส่วนของอ่างพักน้ำแบบต่าง ๆ ของ USBR

ตั้งแสดงในรูปที่ 9.19

อ่างพักเบอร์ 4 ได้รับการออกแบบเพื่อการควบคุมจ้ำมกั้วแกว่ง (Oscillating Jump) และการไหลที่มี $2.5 < Fr_1 < 4.5$ และทำหน้าที่กำจัดหรือลดความรุนแรงของการมีวนตัวของคลื่นที่เกิดขึ้นในส่วนบนของจ้ำม และเคลื่อนที่ไปด้านท้ายน้ำ ที่ทางเข้าอ่าง จะต้องมี Chute Block 3 อัน เป็นอย่างน้อย ความยาวของอ่างพักจะได้รับการสมมติให้ มีค่าเท่ากับ ความยาวของไฮดรอลิกจ้ำมบนพื้นราบที่ไม่มีอาคารเหนี่ยวนำให้เกิดจ้ำม โดยปกติ อ่างพักน้ำประเภทนี้ใช้กับทางน้ำหน้าตลิ่งที่ล้นฝั้นฝ้าเท่านั้น

9.7 ไฮดรอลิกจ้ำมในทางน้ำที่มีความลาดเท

ในกรณีนี้ เราจะต้องพิจารณาน้ำหนักของน้ำด้วย ฉะนั้นในการวิเคราะห์ด้วยหลักการของโมเมนตัมจึงเกิดความยุ่งยาก

จากรูปที่ 9.20 กรณีที่ 1 เราจะไม่มีโอกาสพบเห็นหรือมีโอกาสที่จะเกิดจ้ำมในลักษณะนี้ยาก กรณีที่ 2 ถึงกรณีที่ 4 มีโอกาสที่จะเกิดขึ้นได้ง่ายกว่าในกรณีที่ 1 เช่นในกรณีของการไหลของน้ำจากทางน้ำที่มีความลาดเทชันมาก (steep) ไปสู่ทางน้ำเปิดที่ไม่มี ความลาดเทหรือมีความลาดเทชันน้อย (mild) และมีระดับน้ำทางด้านท้ายสูงพอที่จะทำให้เกิดจ้ำมบนความลาดเทชันมาก กรณีที่ 5 เป็นกรณีที่หาดูได้ยากกว่ากรณีที่ 1 และปัจจุบันเรายังมีข้อมูลที่ได้จากการทดลองไม่พอเพียงที่จะอธิบายการเกิดจ้ำมในลักษณะนี้

ในการวิเคราะห์จ้ำมของกรณีที่ 1 สมมติว่าทางน้ำเปิดมีรูปตัดเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้า และพิจารณาอัตราการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้างจากหลักการของโมเมนตัมจะได้

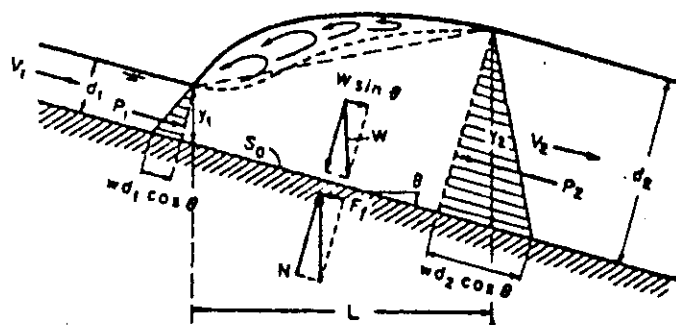
$$\frac{\rho}{g} \gamma (\beta_2 v_2^2 - \beta_1 v_1^2) = P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_f \dots\dots\dots 9.24$$

$$\text{เมื่อ } q = v_1 d_1 = v_2 d_2 \dots\dots\dots 9.25$$

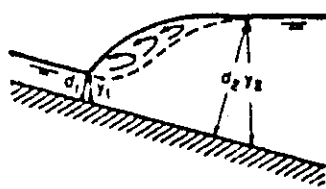
$$v_2 = v_1 d_1 / d_2 \dots\dots\dots 9.26$$

$$P_2 = \frac{1}{2} \gamma d_2^2 \cos \theta \dots\dots\dots 9.27$$

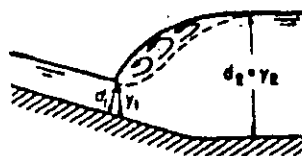
สมมติว่าไม่คิดแรงที่เกิดจากแรงเสียดทาน และ $\beta_1 = \beta_2 = 1$ ถ้าคิดว่าโปรไฟล์ของผิวของน้ำบริเวณที่เกิดจ้ำมเป็นเส้นตรง เราสามารถหาน้ำหนักของน้ำได้ ต่อจากนี้เรามีการปรับแก้โดยการคูณด้วย k ฉะนั้นจะได้ว่า



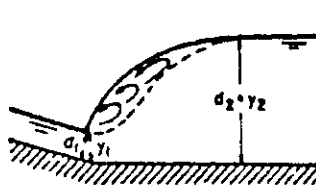
Case 1



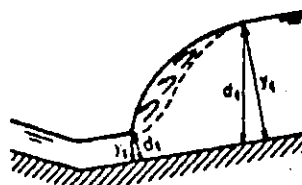
Case 2



Case 3



Case 4



Case 5

รูปที่ 9.20 ไฮดรอลิกจัมในทางน้ำที่มีความลาดเท

$$w = \frac{1}{2} K \gamma L (d_1 + d_2) \dots\dots\dots 9.28$$

แทนค่าสมการที่ 9.25 - 9.28 ลงในสมการที่ 9.24

$$\gamma v_1 \frac{d_1}{g} (v_1 \frac{d_1}{d_2} - v_1) = \frac{1}{2} \gamma d_1^2 \cos\theta - \frac{1}{2} \gamma d_2^2 \cos\theta + \frac{1}{2} K \gamma L \sin\theta (d_1 + d_2)$$

$$2 \frac{v_1^2}{g} \frac{d_1}{d_2} (d_1 - d_2) = \cos\theta (d_1 - d_2)(d_1 + d_2) + KL \sin\theta (d_1 + d_2)$$

$$2 \frac{v_1^2}{g} \frac{d_1}{d_2} = \cos\theta (d_1 + d_2) + KL \sin\theta \frac{(d_1 + d_2)}{(d_1 - d_2)}$$

$$2 Fr_1^2 \frac{d_1^2}{d_2} = (d_1 + d_2) (\cos\theta - \frac{KL \sin\theta}{d_2 - d_1}) \dots\dots\dots 9.29$$

กำหนดให้ $Fr_1 = \frac{v}{\sqrt{gd_1}}$ และ $G = \frac{Fr_1}{\sqrt{\cos\theta - \frac{KL \sin\theta}{d_2 - d_1}}}$

แทนค่าลงในสมการที่ 9.29 จะได้

$$(\frac{d_2}{d_1})^2 + \frac{d_2}{d_1} - 2G^2 = 0$$

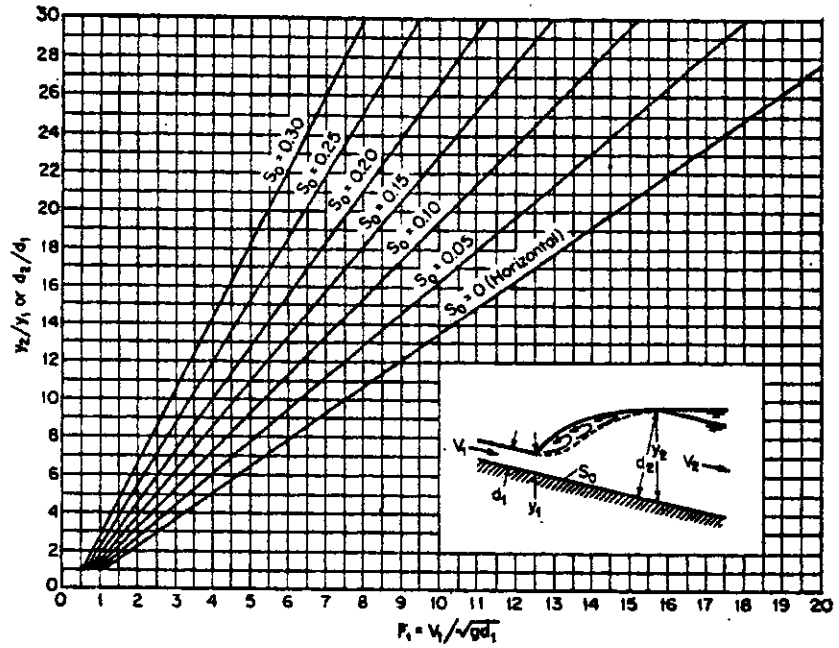
$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{-1 \pm \sqrt{1 + 8G^2}}{2}$$

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8G^2} - 1) \dots\dots\dots 9.30$$

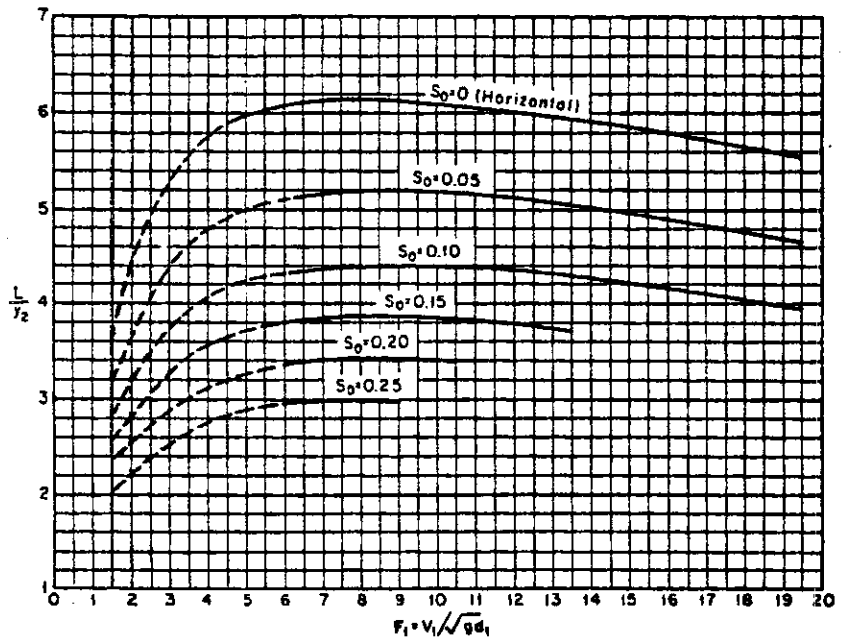
เพราะว่า $d_1 = y_1 \cos\theta$ และ $d_2 = y_2 \cos\theta$ เราสามารถเขียนสมการที่ 9.14 ใหม่ได้ว่า

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8G^2} - 1) \dots\dots\dots 9.31$$

เพราะว่า $G = f(Fr_1, \theta)$ สมการที่ 9.31 แสดงให้เราเห็นว่า d_2/d_1 และ y_2/y_1 อยู่ในฟังก์ชันของ Fr_1 และ θ (กราฟรูปที่ 9.21) ความยาวของจัมก็อยู่ในฟังก์ชันของ Fr_1 และ θ หรือ so เช่นเดียวกัน (กราฟรูปที่ 9.22) กราฟรูปที่ 9.21 ได้มาจากข้อมูลที่ได้จากการทดลองและข้อมูลเหล่านั้นก็มีอยู่อย่างจำกัด แต่อย่างไรก็ดี กราฟทั้งสองรูปนี้สามารถให้ความรู้ที่เป็นประโยชน์แก่เราได้ในเรื่องของการปฏิบัติ



รูปที่ 9.21 ความสัมพันธ์ระหว่าง Fr_1 และ y_2/y_1 หรือ d_2/d_1 ของจัมในทางน้ำที่มีควาลาดเท



รูปที่ 9.22 กราฟที่ใช้หาความยาวของไฮดรอลิกจัมบนทางน้ำที่มีควาลาดเท

ตัวอย่างที่ 9.3 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีความลาดเท 0.15 เมื่ออัตราการไหล 11.0 ลบ. เมตร/วินาที/เมตร ไหลผ่าน ตรงจุดที่ความลึกการไหลเท่ากับ 0.7 เมตร ทำให้เกิดไฮดรอลิกจัมป์ จงคำนวณหาความลึกติดตาม ความยาวของจัมป์ และพลังงานที่สูญเสียไปในระหว่างเกิดจัมป์ และถ้าทางน้ำอยู่ในแนวราบจงหาพลังงานที่สูญเสียไปในระหว่างเกิดจัมป์

วิธีทำ

$$q = 11.00 \text{ ลบ. เมตร/วินาที/เมตร}$$

$$\theta = \tan^{-1} 0.15$$

$$= 8.53$$

$$\cos \theta = 0.989$$

$$d_1 = Y_1 \cos \theta$$

$$= 0.7 \times 0.989 = 0.69 \text{ เมตร}$$

$$V_1 = \frac{11.0}{0.69} = 15.89 \text{ เมตร/วินาที}$$

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gd_1}}$$

$$= \frac{15.89}{\sqrt{9.81 \times 0.69}} = 6.11$$

จากกราฟรูปที่ 9.21 เมื่อ $Fr_1 = 6.11$ จะได้ $y_2/y_1 = 13.5$

ความลึกติดตาม $y_2 = 13.5 \times 0.7 = 9.45$ เมตร ตอบ

จากกราฟรูปที่ 9.22 จะได้ $L/y_2 = 3.8$

ความยาวของจัมป์ $L = 3.8 \times 9.45 = 35.91$ เมตร ตอบ

หาพลังงานที่สูญเสียไป

$$E_1 = y_1 \cos \theta + \frac{V_1^2}{2g}$$

$$= 0.7 \times 0.989 + \frac{(15.89)^2}{2 \times 9.81} = 13.56 \text{ เมตร}$$

คิดผลของความลาดเทที่มีต่อพลังงาน

$$H_1 = E_1 + L \tan \theta$$

$$= 13.56 + 35.91 \times 0.15 = 18.95 \text{ เมตร}$$

$$\begin{aligned}
 H_2 &= y_2 \cos \theta + \frac{v_2^2}{2g} \\
 &= 9.45 \times 0.989 + \frac{(11/9.45 \times 0.989)^2}{2 \times 9.81} \\
 &= 9.346 + 0.07 = 9.42 \text{ เมตร}
 \end{aligned}$$

พลังงานที่สูญเสียไป

$$\begin{aligned}
 E_L &= H_1 - H_2 \\
 &= 18.95 - 9.42 = 9.53 \text{ เมตร}
 \end{aligned}$$

หรือ

$$\frac{E_L}{H_1} = \frac{9.53}{18.95} = 50.3 \%$$

สำหรับทางน้ำที่อยู่ในแนวราบ

$$Fr_1 = \frac{(11/0.7)}{\sqrt{9.81 \times 0.7}} = 5.997$$

$$Fr_1^2 = 35.96$$

$$y_2 = \frac{y_1}{2} (1 + 8 Fr_1^2 - 1)$$

$$y_2 = \frac{0.7}{2} (\sqrt{1 + 8 \times 35.96} - 1)$$

$$= 5.597 \text{ เมตร}$$

$$E_L = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1y_2}$$

$$= \frac{(5.597 - 0.7)^3}{4 \times 5.597 \times 0.7}$$

$$= 7.492 \text{ เมตร}$$

ตอบ

$$E_1 = 0.7 \times \frac{(11/0.7)^2}{2 \times 9.81} = 13.286 \text{ เมตร}$$

$$\frac{E_L}{E_1} = 7.492/13.256 = 56.39 \%$$

แบบฝึกหัด

- 9.1 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า $b = 6.0$ เมตร, $n = 0.03$ และ $S_0 = 0.04$ ความลึกการไหลแบบ Uniform เท่ากับ 0.91 เมตร เชื่อนหนึ่งด้านท้ายน้ำ ทำให้ความลึกของน้ำสูงขึ้นเป็น 2.1 เมตร ด้านหน้าเชื่อนสมมติว่าไปรีไฟลด์ผิวน้ำ ด้านหน้าเชื่อนอยู่ในแนวระดับ จงหาความเป็นไปได้ของการเกิดจัม ถ้าเกิดจัมขึ้นจงหา
- (a) อัตราการไหลผ่านทางน้ำสันของเชื่อน
 - (b) ความสูงของไฮดรอลิกจัม
 - (c) พลังงานที่สูญเสียไปเมื่อเกิดจัม
 - (d) ประสิทธิภาพของจัม
 - (e) ระยะทางที่จัมเกิดห่างจากเชื่อน
- 9.2 หาคำแหน่งที่จัมเกิดจากโจทย์ของตัวอย่างที่ 1 ถ้าปลายสุดของทางน้ำเป็นอาคารน้ำตก ซึ่งอยู่ที่ระยะ 153 เมตร จากตำแหน่งของ วนาคอนแทรกตา
- 9.3 น้ำไหลสันจากทางน้ำสันขนาดต่ำ ลงสู่อ่างพักน้ำคอนกรีตที่อยู่ต่ำกว่าสันฝาย 12 ฟุต เสดเหนือสันทางน้ำสันเท่ากับ 8 ฟุต และความลึกการไหลด้านท้ายน้ำเท่ากับ 10 ฟุต จงหาคำแหน่งที่เกิดไฮดรอลิกจัม ใช้สมการที่ 8.19 โดยไม่คิดเสดความเร็วและค่า $C = 3.61$ ในการคำนวณอัตราการไหลและใช้สมการที่ 8.20 ในการคำนวณหาความลึกการไหลที่ต้นทางน้ำสันโดยใช้สัมประสิทธิ์ความเร็วเท่ากับ 0.9 (คือความเร็วที่เกิดขึ้นจริงเท่ากับ $0.9 V_1$)
- 9.4 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้างมาก $n = 0.025$ ความลาดเทเปลี่ยนจาก 0.01 ซึ่งเป็นความลาดเทมาก ไปเป็น 0.002 ซึ่งเป็นความลาดเทน้อย ความลึกการไหลแบบ Uniform บนความลาดเทน้อย เท่ากับ 1.5 เมตร จงหาคำแหน่งของไฮดรอลิกจัม
- 9.5 จงหาความลึกก่อนและหลังเกิดจัม ในทางน้ำที่อยู่ในแนวราบกว้าง 9.15 เมตร อัตราการไหล 8.5 ลบ.เมตร/วินาที และพลังงานที่สูญเสียไปเมื่อเกิดจัม 1.5 เมตร (แนะนำ : ต้องแก้ปัญหาโดยใช้วิธีสมมติ Fr_1 คำนวณหา $\frac{y_2}{y_1}$ แล้วหาค่า y_1 โดยใช้สมการที่ใช้หาการสูญเสียพลังงาน หรืออาจจะแก้ปัญหาโดยวิธีเขียนกราฟ E-y และกราฟ M-y ก็ได้)

- 9.6 น้ำไหลลอดผ่านประตูบางตรง เข้าสู่อ่างพักน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่อยู่ในแนวราบและมีความกว้างเท่ากับประตูน้ำ หลังจากการบีบตัวของลำเจตการไหลจะมีความเร็วเฉลี่ย 24.4 เมตร/วินาที และความลึก 1.83 เมตร จงหา
- (a) ความลึกด้านท้ายน้ำ
 - (b) ความยาวของอ่างพักน้ำ
 - (c) ประสิทธิภาพของอ่างพักน้ำในการสลายพลังงาน และ
 - (d) ชนิดของไฮดรอลิกจัม
- 9.7 ทางน้ำสั้นแห่งหนึ่งเมื่อมีอัตราการไหลสูงสุด 10,000 ลบ.ฟุตต่อวินาที ไหลสั้น จะทำให้ผิวน้ำในอ่างด้านหน้าอยู่ที่ระดับ 50 ฟุต เหนือระดับน้ำด้านท้าย เซกเหนือสันทางน้ำสั้นเท่ากับ 10 ฟุต จงออกแบบอ่างพักน้ำเบอร์ III ของ USBR (รวมระดับของพื้นอ่าง) สำหรับความกว้างของอ่างต่อไปนี้
- (a) 40 ฟุต
 - (b) 50 ฟุต
 - (c) 60 ฟุต

บทที่ 10

การไหลแบบ Unsteady ที่มีการเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็ว

(Rapidly Varied, Unsteady Flow)

10.1 คำนำ

ทั้งที่กล่าวมาแล้วในบทก่อนว่า ปรากฏการณ์การไหลในทางน้ำเปิดที่มีความสำคัญต่อวิศวกรชลศาสตร์ มักจะเกี่ยวข้องกับการไหลแบบ Unsteady ความหมายของการเปลี่ยนแปลงไปตามเวลาอย่างรวดเร็ว อัตราเร่งในแนวดิ่งของอนุภาคน้ำมีความสัมพันธ์อย่างสำคัญต่ออัตราเร่งรวม ไม่ห้องพิจารณาผลกระทบของความเสียดทานที่ใด ตัวอย่างของการไหลดังกล่าวได้แก่ การพังทลายของเขื่อน Tidal Bores Surges ซึ่งเกิดจากการเปิด - ปิดอาคารควบคุมอย่างรวดเร็ว แต่ในบทนี้จะขอกล่าวเฉพาะ Elementary Surge เพื่อเป็นการสร้างพื้นฐานความรู้แก่ผู้สนใจจะศึกษาต่อในระดับสูงต่อไป

10.2 Elementary Surges

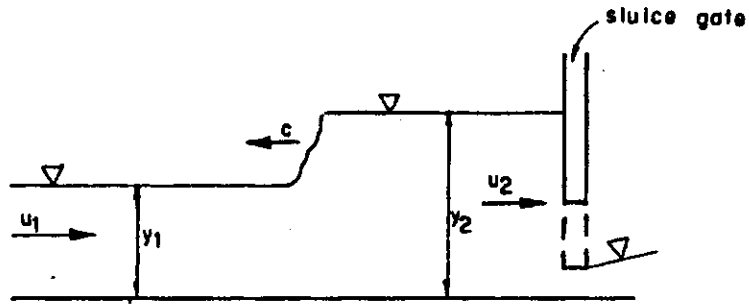
โดยคำจำกัดความแล้ว surge หรือ Surge wave หมายถึงแนวคลื่นเคลื่อนที่ซึ่งเกิดจากการเปลี่ยนแปลงความลึกการไหลอย่างรวดเร็ว พิจารณา surge บวกที่เกิดจากการปิดประตูน้ำบางส่วนอย่างรวดเร็ว ในทางน้ำเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่อยู่ในแนวระดับ และไม่มีควมผืด (รูปที่ 10-1a) ในรูปนี้สมมติว่าผู้สังเกตอยู่กับที่และเฝ้าดูการเคลื่อนผ่านของ surge ปรากฏการณ์ดังกล่าวเป็นการไหลแบบ Unsteady เพราะผู้สังเกตเห็นความลึกการไหลเปลี่ยนแปลงตามเวลา รูปที่ 10.1b ความเร็วการไหลได้รับการเทียบเป็นความเร็วสัมพัทธ์ ถ้าผู้สังเกตเคลื่อนที่ตาม surge ผู้สังเกตจะเห็นการไหลเป็นแบบ Steady นำสมการความต่อเนื่องของการไหลแบบ steady มาประยุกต์ใช้กับรูปที่ 10.1b จะได้

$$(u_1 + c) y_1 = (u_2 + c) y_2 \dots\dots\dots 10.1$$

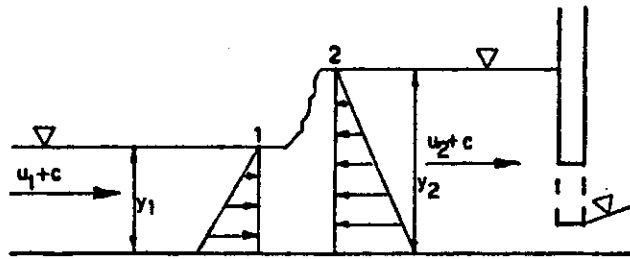
และนำสมการโมเมนตัมมาประยุกต์ใช้กับรูปที่ 10.1b จะได้

$$\gamma \frac{y_1^2}{2} - \frac{\gamma}{2} y_2^2 = \gamma \frac{y_1}{g} (u_1 + c)(u_2 + c - u_1 - c)$$

$$\frac{\gamma}{2} (y_1^2 - y_2^2) = \frac{\gamma}{g} y_1 (u_1 + c)(u_2 - u_1) \dots\dots\dots 10.2$$

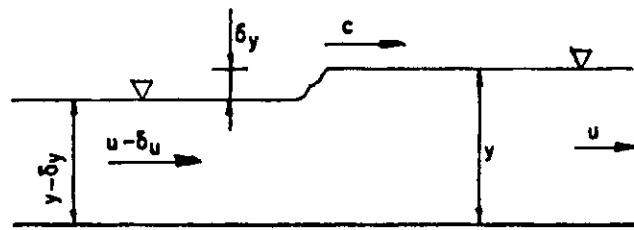


(a)

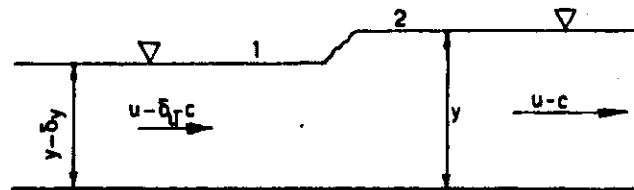


(b)

- รูปที่ 10.1 (a) คลื่น Surge บวกในทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมเมื่อผู้สังเกตอยู่กับที่
 (b) คลื่น Surge บวกในทางน้ำรูปสี่เหลี่ยม เมื่อผู้สังเกตเคลื่อนที่ตามคลื่น



(a)



(b)

- รูปที่ 10.2 (a) คลื่น Surge ลบในทางน้ำรูปสี่เหลี่ยม เมื่อผู้สังเกตอยู่กับที่
 (b) คลื่น Surge ลบในทางน้ำรูปสี่เหลี่ยม เมื่อผู้สังเกตเคลื่อนที่ตามคลื่น

ไม่คิดความเสียดขอบเขต (Boundary Friction) และประมาณหาค่า u_2 ในสมการ 10.2 โดยใช้สมการ 10.1 จะได้

$$u_2 + c = \sqrt{gy_1} \left[\frac{y_2}{2y_1} \left(1 + \frac{y_2}{y_1} \right) \right]^{1/2} \dots\dots\dots 10.3$$

จากสมการที่ 10.3 มีสิ่งที่พึงสังเกตคือ

1. ถ้า y_1 มีค่าเข้าใกล้ y_2 ความสูงของคลื่นจะกลายเป็นส่วนเพิ่ม (incremental) แล้วสมการ 10.3 จะเปลี่ยนเป็น

$$\begin{aligned} u_1 + c &= \sqrt{gy_1} \\ c &= \sqrt{gy_1} \\ 1 &= \frac{c}{\sqrt{gy_1}} \end{aligned}$$

ซึ่งเป็นค่าจำกัดความของจำนวนฟรูด (Froude Number)

2. ถ้า $c = 0$ แล้วสมการที่ 10.3 จะเป็นเหมือนสมการความลึกของไฮดรอลิกจัม

ตัวอย่างที่ 10.1 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่อยู่ในแนวระดับและไม่มีความเสียด กว้าง 3.0 เมตร (9.8 ฟุต) ปริมาณน้ำ 18 ลบ.เมตร/วินาที (640 ลบ.ฟุต/วินาที) ไหลผ่านทำให้เกิดความลึกเท่ากับ 2.0 เมตร (6.6 ฟุต) ถ้าอัตราการไหลลดลงเหลือ 12 ลบ.เมตร/วินาที อย่างกระทันหัน ประมาณหาความสูงและความเร็วของ Surge Wave

วิธีทำ

$$\begin{aligned} y_1 &= 2.0 && \text{เมตร} \\ u_1 &= \frac{Q_1}{A_1} = \frac{18}{(2.0)(3.0)} \\ &= 3.0 && \text{เมตร/วินาที} \\ q_2 &= u_2 y_2 = \frac{Q_2}{b} \\ &= \frac{12}{3.0} = 4.0 && \text{ม}^3/\text{วินาที/เมตร} \end{aligned}$$

กระจายสมการ 10.1

$$\begin{aligned}u_1 y_1 + y_1 c &= u_2 y_2 + y_2 c \\u_1 y_1 &= u_2 y_2 + c(y_2 - y_1)\end{aligned}$$

แทนค่าลงไปในสมการ จะได้

$$\begin{aligned}(3.0)(2.0) &= 4.0 + c(y_2 - 2.0) \\6.0 &= 4.0 + c(y_2 - 2.0) \\c &= \frac{6.0 - 4.0}{y_2 - 2.0} \\&= \frac{2.0}{y_2 - 2.0} \dots\dots\dots 10.4\end{aligned}$$

เรียงสมการที่ 10.2 เสียใหม่ จะได้

$$y_2^2 - y_1^2 = \left(\frac{2y_1}{g}\right)(u_1 + c)(u_1 - u_2)$$

แทนค่าลงในสมการ

$$\begin{aligned}y_2^2 - (2.0)^2 &= 2\left(\frac{2.0}{9.8}\right)(c + 3.0)(3.0 - u_2) \\y_2^2 - (2.0)^2 &= 0.41(c + 3.0)(3.0 - u_2)\end{aligned}$$

แทนค่า c ในสมการ 10.4 และ $u_2 = 4.0/y_2$ ลงในสมการข้างบน

$$y_2^2 - 4.0 = 0.41 \left(\frac{2.0}{y_2 - 2.0} + 3.0\right) \left(3.0 - \frac{4.0}{y_2}\right)$$

โดยวิธีสมมติจะได้

$$\begin{aligned}y_2 &= 2.80 \quad \text{เมตร} \\u_2 &= \frac{4.0}{y_2} = \frac{4.0}{2.8} = 1.4 \quad \text{เมตร/วินาที}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{ความสูงของ Surge} &= y_2 - y_1 \\&= 2.8 - 2.0 = 0.8 \quad \text{เมตร}\end{aligned}$$

ความเร็วของ Surge, $c = \frac{2}{2.8 - 2.0} = 2.5$ เมตร/วินาที ตอบ

โดยปกติ Surge บวกเกิดจากการที่ด้านท้ายน้ำมีอัตราการไหลลดลง ในขณะที่ Surge ลบ อาจเกิดจากการที่ด้านท้ายน้ำมีอัตราการไหลเพิ่มขึ้น ในรูปที่ 10.2 a แสดง Surge ลบ เมื่อผู้สังเกตอยู่กับที่ และรูป 10.2 b แสดง Surge ลบ ในรูปความเร็วสัมพัทธ์ ประยุกต์ใช้สมการความต่อเนื่องระหว่าง 1 และ 2 ของรูปที่ 10.2 b จะได้

$$(u - \delta u - c)(y - \delta y) = (u - c) y$$

$$-u\delta y + c\delta y - y\delta u - yc + yu + \delta y\delta u = up - cy$$

ไม่ต้องนำพจน์ $\delta y\delta u$ มาพิจารณาสมการข้างบนจะกลายเป็น

$$(c - u) \delta y = y\delta u \dots\dots\dots 10.5$$

$$\frac{\delta u}{\delta y} = \frac{c - u}{y} \dots\dots\dots 10.6$$

ประยุกต์ใช้สมการของโมเมนต์ในรูปที่ 10.2

$$\frac{\gamma}{2} (y - \delta y)^2 - \gamma \frac{y^2}{2} = \frac{\gamma}{g} [u - c - (u - \delta u - c)](u - c) y$$

ทำสมการข้างบนให้อยู่ในรูปที่ง่าย และไม่ต้องนำพจน์ที่มีปริมาณน้อย ๆ มาพิจารณา

$$\delta y = \frac{c - u}{g} \delta u$$

$$\frac{\delta u}{\delta y} = \frac{g}{c - u} \dots\dots\dots 10.7$$

จากสมการที่ 10.6 และ 10.7 แก้สมการหาค่า c

$$\frac{c - u}{y} = \frac{g}{c - u}$$

$$(c - u)^2 = gy$$

$$c = u \pm \sqrt{gy} \dots\dots\dots 10.8$$

สมการที่ 10.8 แสดงให้เห็นว่าความเร็วของ Elementary Surge ในน้ำนิ่งมีค่าเท่ากับ \sqrt{gy} ในกรณีของ Elementary Surge ลบ ความเร็วมีค่าเท่ากับ \sqrt{gy} สัมพันธ์กับการไหล ถ้ากำจัด c จากสมการ 10.6 และ 10.7 จะได้

$$\frac{du}{dy} = \pm \sqrt{\frac{g}{y}} \dots\dots\dots 10.9$$

ตัวอย่างที่ 10.2 หลังจากทำการปิดประตูน้ำบางส่วนอย่างรวดเร็ว จะเกิด Surge ลบ ขึ้นทางด้านท้ายน้ำ ถ้าทางน้ำเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าและไม่มีแรงเสียดทาน จงหาความเร็วของ Surge และความเร็วของการไหลด้านหลังของ Surge

วิธีทำ

จากรูปที่ 10.3 ก่อนจะลดประตูลง การไหลจะมีความลึกและความเร็วเท่ากับ y_0 และ u_0 ตามลำดับ หลังจากไหลประตูลงแล้ว ความลึกจะเท่ากับ y_1 และความเร็วจะเท่ากับ u_1 เพราะว่า Surge เคลื่อนที่ไปในทิศทางที่ x มีค่าเป็นบวก

$$\frac{du}{dy} = \sqrt{g/y}$$

อินทิเกรตสมการข้างบนและทำการจำกัดค่าคงที่ (c) โดยใช้เงื่อนไขเริ่มต้น (Initial Condition)

$$u = u_0 - 2\sqrt{g} (\sqrt{y_0} - \sqrt{y}) \dots\dots\dots 10.10$$

สมการของ Surge ในสมการ 10.8 คือ

$$c = u + \sqrt{gy}$$

แทนค่า u

$$c = u_0 - 2\sqrt{gy_0} + 3\sqrt{gy} \dots\dots\dots 10.11$$

ถ้าลดประตูลงที่เวลา $t = 0$ แล้วตำแหน่งของ Surge จะอยู่ที่

$$x = ct$$

$$x = (u_0 - 2\sqrt{gy_0} + 3\sqrt{gy}) t \dots\dots\dots 10.12$$

ถ้าทำการกำจัด y จากสมการ 10.11 และ 10.12 จะได้

$$u = \frac{u_0}{3} + \frac{2}{3} \frac{x}{t} - \frac{2}{3} \sqrt{gy_0}$$

ตัวอย่างที่ 10.3 ในรูปที่ 10.3 ถ้าประตูเคลื่อนที่เมื่อ $t = 0$ ในลักษณะที่ปริมาณการไหลลดลง 50 % โดย $u_0 = 20$ ฟุต/วินาที (6.1 เมตร/วินาที) และ $y_0 = 10$ ฟุต (3.0 เมตร) จงหา u_1 , y_1 และโปรไฟล์ของผิวน้ำ

วิธีทำ

ที่เวลา $t = 0$, ความสัมพันธ์ของสมการต่อเนื่องสามารถนำไปใช้ประโยชน์ได้

$$q = u_0 y_0 = 20(10) = 200 \text{ (ฟุต}^3\text{/วินาที)/ฟุต}$$

หลังจากที่ได้ลดทอนประตูให้ต่ำลง

$$q = 0.5(u_0 y_0) = 0.5(200) = 100 = u_1 y_1 \dots\dots 10.13$$

โดยใช้สมการที่ 10.10

$$\begin{aligned} u_1 &= u_0 - 2\sqrt{g}(\sqrt{y_0} - \sqrt{y_1}) \\ &= 20 - 2\sqrt{32.2}(\sqrt{10} - \sqrt{y_1}) \dots\dots\dots 10.14 \end{aligned}$$

หรือ $= 20 - 11.3(3.2 - \sqrt{y_1})$

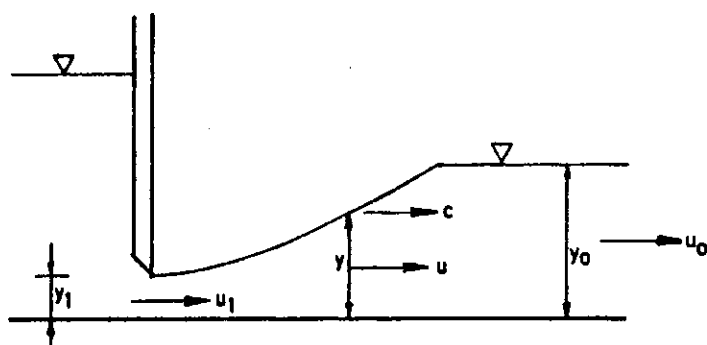
จากสมการที่ 10.13 และสมการที่ 10.14 สามารถแก้สมการหาค่า y_1 และ u_1 โดยใช้วิธี Trial และ Error หรือวิธีอื่น ๆ จะได้

$$\begin{aligned} y_1 &= 7.0 \text{ ฟุต} \\ u_1 &= 14.0 \text{ ฟุต/วินาที} \end{aligned}$$

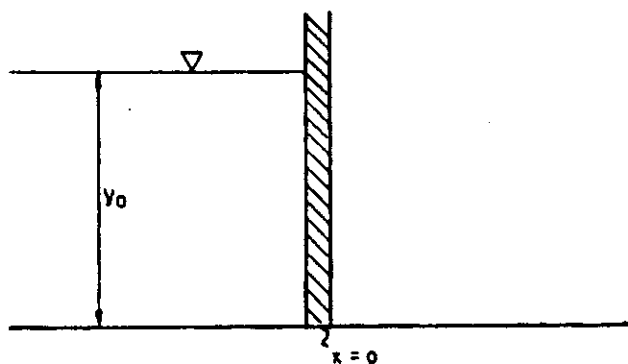
รูปร่างของผิวน้ำสามารถหาได้จากสมการที่ 10.12 หรือ

$$\begin{aligned} x &= (u_0 - 2\sqrt{g}y_0 + 3\sqrt{g}y) t \\ &= [20 - 2\sqrt{32.2}(10) + 3\sqrt{32.2}y] t \\ &= (17\sqrt{y} - 16) t \end{aligned}$$

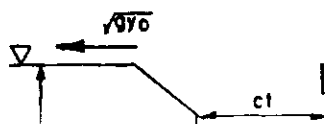
ปัญหาหนึ่งที่น่าสนใจและมีความวิกฤตที่สุดคือ การพังทลายของเขื่อน การแก้ปัญหานี้ในเชิงวิเคราะห์สามารถจะกระทำได้โดยสมมติว่า ทางน้ำเปิดเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า พื้นทางน้ำอยู่ในแนวราบและไม่มีแรงเสียดทาน ทางด้านหนึ่งของบานประตูมีน้ำอยู่สูง y_0 ส่วนอีกด้านหนึ่งไม่มีน้ำ (รูปที่ 10.4 a) บานประตูถูกเปิดออกอย่างรวดเร็ว ถ้าไม่คิดความเร่งในแนวตั้งแล้วจะได้ $u_0 = 0$, y แปรผันจาก y_0 ถึง 0 และความเร็วการไหลที่หน้าตัด



รูปที่ 10.3 การเกิดคลื่น Surge ลม เมื่อปิดประตูน้ำ



(a)



ใด ๆ สามารถหาได้จากสมการ (10.10) หรือ

$$u = -2g(\sqrt{y_0} - \sqrt{y}) \dots\dots\dots 10.15$$

และรูปร่างของผิวน้ำสามารถหาได้จากสมการ 10.12 หรือ

$$x = (3\sqrt{gy} - 2\sqrt{gy_0})t \dots\dots\dots 10.16$$

จากสมการที่ 10.16 และสามารถหาได้ว่า $x = 0$ สำหรับทุก ๆ ค่าของ t จะได้

$$u = -\frac{4}{9}y_0 \dots\dots\dots 10.17$$

แทนค่าสมการ 10.17 ลงในสมการ 10.15 จะได้

$$u = -\frac{2}{3}\sqrt{gy_0} \dots\dots\dots 10.18$$

ซึ่งแสดงให้เห็นว่าความเร็วของการไหลไม่ขึ้นอยู่กับเวลา เครื่องหมายลบในสมการชี้ให้เห็นว่า surge เคลื่อนตัวขึ้นไปด้านเหนือหน้า รูปร่างของผิวน้ำเป็นรูปพาราโบลา โดยมีจุดยอดอยู่ที่จุดเหนือหน้าสุดของผิวน้ำ (รูปที่ 10.4b) ในกรณีสถานการณ์จริง ๆ ที่แรงเสียดทานและความเร่งในแนวดิ่งมีความสำคัญ วิธีการนี้จะให้ผลโดยประมาณเท่านั้น

เมื่อมีสอง surge วิ่งสวนทางกัน (รูปที่ 10.5a) จะทำให้เกิด surge ใหม่ขึ้นสอง surge ในทิศตรงกันข้าม (รูปที่ 10.5b) วิธีแก้ปัญหามักสามารถกระทำได้โดยใช้หลักการของความต่อเนื่องและโมเมนตัม ในรูปที่ 10.5c

สมการความต่อเนื่อง

$$(u^L + c^L)y^L = (u + c^L)y \dots\dots\dots 10.19$$

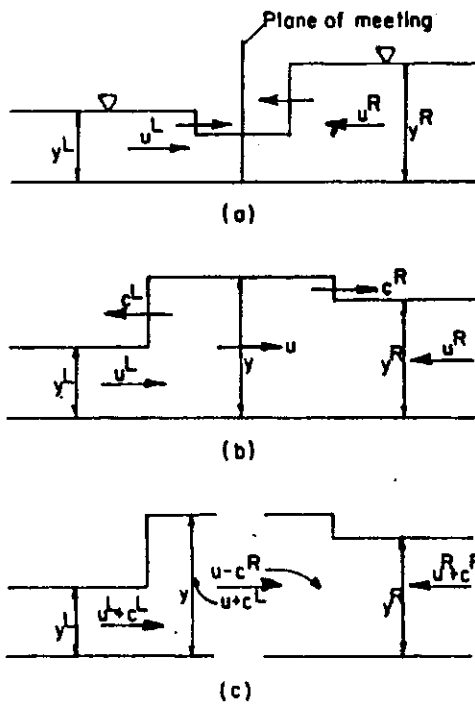
$$(u^R + c^R)y^R = (u - c^R)y \dots\dots\dots 10.20$$

สมการโมเมนตัม

$$[(y^L)^2 - y^2] = 2\frac{y^L}{g}(u^L + c^L)(u^L - u) \dots\dots\dots 10.21$$

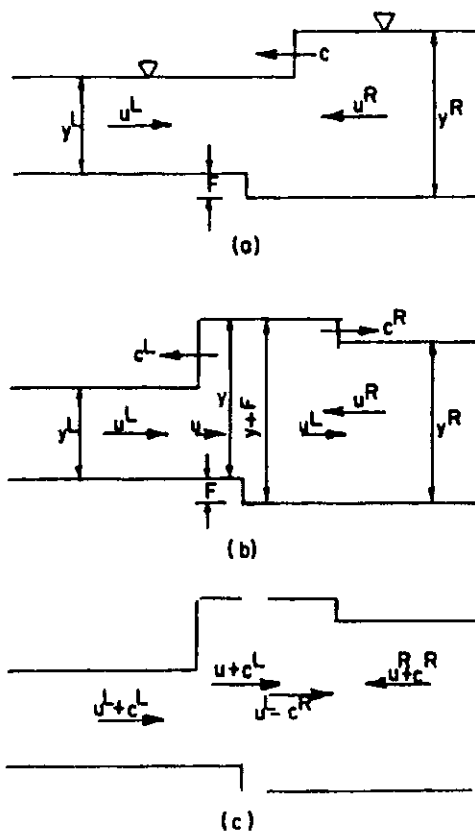
$$[y^2 - (y^R)^2] = 2\frac{y^R}{g}(u^R + c^R)(u - u^R) \dots\dots\dots 10.22$$

ในสมการ 10.19 ถึง 10.22 ทราบค่า u^R, y^R, u^L, y^L และ g แต่ไม่ทราบค่า y, c^R, c^L และ u จะเห็นว่ามี 4 สมการ และมีตัวไม่ทราบค่า 4 ตัว จึงสามารถแก้สมการหาค่าเหล่านั้นได้ ในกรณีที่ step บนพื้นทางน้ำจะทำให้การแก้ปัญหายุ่งยากมากขึ้นไปอีก ในคอนตันของบทนี้ ได้ทำการวิเคราะห์ปัญหาโดยไม่คิดความลาดเทของพื้นทางน้ำ ถ้าความ



รูปที่ 10.5 การปะทะกันของ Surge 2 ลูก

- (a) ก่อนปะทะ
- (b) หลังปะทะ
- (c) ลดลงสู่สภาวะคงที่



รูปที่ 10.6 การเคลื่อนตัวของ Surge ผ่าน Step

- (a) ก่อนผ่าน Step
- (b) หลังผ่าน Step
- (c) ลดลงสู่สภาวะคงที่

ลาดหมีค่ามากก็สามารถทำการวิเคราะห์ได้โดยแบ่งทางน้ำให้เป็นช่วง ย่อย ๆ หลาย ๆ ช่วง สมมติให้แต่ละช่วงย่อยมีพื้นที่ทางน้ำอยู่ในแนวราบ เมื่อสิ้นสุดช่วงย่อยจะมี Step ซึ่งเกิดจากค่าของความลาดเทคูณด้วยความยาวของช่วงย่อย

เมื่อ surge ลูกหนึ่งเคลื่อนตัวถึง step จะทำให้เกิด surge ใหม่สองลูก โดยลูกหนึ่งเคลื่อนตัวไปทางด้านเหนือน้ำและอีกลูกเคลื่อนตัวไปทางด้านต่ำน้ำ (รูปที่ 10.6b) เช่นเดียวกัน วิธีการแก้ปัญหานี้ก็สามารถกระทำได้โดยใช้หลักการของสมการต่อเนื่อง และ โมเมนตัม (รูปที่ 10.6c)

สมการความต่อเนื่อง

$$(u^L + c^L)y^L = (u + c^L)y \quad \dots\dots\dots 10.23$$

$$(u^R + c^R)y^R = (u^L - c^R)(y + F) \quad \dots\dots\dots 10.24$$

เมื่อ F คือความสูงของ Step

สมการโมเมนตัม

$$(y^L)^2 - y^2 = \frac{2}{g} (u^L + c^L)y^L (u^L - u) \quad \dots\dots\dots 10.25$$

$$(y + F)^2 - (y^R)^2 = 2 \frac{y^R}{g} (u^R + c^R)(u^L + u^R) \quad \dots\dots 10.26$$

มีตัวไม่ทราบค่า 5 ตัว คือ u, c^L, c^L, c^R และ y แต่มีเพียง 4 สมการ

ต้องการสมการอีกหนึ่งที่ใช้แก้สมการทั้งหมดคือ

$$uy = u^L (y + F) \quad \dots\dots\dots 10.27$$

แบบฝึกหัด

- 10.1 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 4 เมตร อัตราการไหล 25 ลบ.เมตร/วินาที ที่ความลึก 3.0 เมตร จากการเปิดประตูน้ำบางส่วน ทำให้อัตราการไหลค้ำท้ายน้ำลดลงเหลือ 12 ลบ.เมตร/วินาที จงหาความลึกเริ่มต้นและความเร็วของคลื่น Surge บวก
- 10.2 ทางน้ำแห่งหนึ่งในช่วงปลายที่ไหลออกสู่ทะเล สมมติว่าหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 4.0 เมตร ความลาดเท 0.0003 สัมประสิทธิ์ความขรุขระของแมนนิ่ง $n = 0.022$ มีอัตราการไหลของน้ำจืดเท่ากับ 60 ลบ.เมตร/วินาที สังเกตเห็นว่า Tidal bore เกิดขึ้น และเคลื่อนที่ขึ้นไปทางด้านเหนือน้ำด้วยความเร็ว (celerity) 5 เมตร/วินาที จงหาความลึกและอัตราการไหลในทันทีหลังจาก bore ได้ผ่านไป ไม่คิดความแตกต่างของความหนาแน่นระหว่างน้ำจืดและน้ำเค็ม
- 10.3 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 10 เมตร ความลาดเท 0.0001 และอัตราการไหลเท่ากับ 25 ลบ.เมตร/วินาที เมื่อเปิดประตูน้ำบางส่วนอย่างรวดเร็ว อัตราการไหลลดลงเป็น 12 ลบ.เมตร/วินาที จงหาความลึกและความเร็วเฉลี่ยของคลื่น Surge ลบ และระยะเวลาที่คลื่นวิ่งมาถึงระยะทาง 1 กิโลเมตรค้ำท้ายน้ำของประตูน้ำ ไม่คิดการสูญเสียพลังงานเนื่องจากแรงเสียดทาน
- 10.4 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 4.0 เมตร มีอัตราการไหล 18 ลบ.เมตร/วินาที ที่ความลึก 2.25 เมตร จงหาความลึกและความเร็วของคลื่น Surge บวกที่เกิดจาก
- a) การเปิดประตูน้ำบางส่วนอย่างรวดเร็ว ทำให้อัตราการไหลลดลงเป็น 10 ลบ.เมตร/วินาที
 - b) การปิดประตูลงทั้งหมดอย่างรวดเร็ว
- 10.5 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 10 เมตร ความลาดเท 0.0001 สัมประสิทธิ์ความขรุขระแมนนิ่ง 0.015 รับน้ำจากอ่างเก็บน้ำโดยมีประตูควบคุมปริมาณน้ำ ในขณะที่อัตราการไหลเท่ากับ 30 ลบ.เมตร/วินาที ทำการเปิดประตูน้ำขึ้นบางส่วนอย่างรวดเร็ว ทำให้อัตราการไหลเปลี่ยนเป็น 70 ลบ.เมตร/วินาที จงคำนวณหาความเร็วและความลึกเริ่มต้นของคลื่น Surge

- 10.6 อัตราการไหลคงที่ 30 ลบ.เมตร/วินาที ไหลในทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีความกว้าง 9 เมตร ทำให้เกิดความลึกการไหล 3.0 เมตร ประตูน้ำตรงทางเข้าถูกปิดลงบางส่วนอย่างรวดเร็ว ทำให้การไหลลดลงเป็น 10 ลบ.เมตร/วินาที สมมติว่าไม่มีการสูญเสียพลังงานเนื่องจากแรงเสียดทาน จงหาความลึกหลังคลื่น Surge และเวลาที่คลื่นวิ่งไปได้ระยะทาง 500 เมตร ด้านท้ายน้ำ
- 10.7 จงคำนวณหาความสูงและความเร็วของคลื่น Surge ที่เกิดจากการปิดประตูระบายน้ำอย่างรวดเร็ว ในคลองรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ที่มีความลึกการไหลเท่ากับ 3.0 เมตรเมื่อความเร็วเท่ากับ 1 เมตร/วินาที
- 10.8 คลองรูปสี่เหลี่ยมคางหมูมี $b = 20$ เมตร, $z = 3$ ความลึกการไหล 3 เมตร ที่ความเร็ว 1 เมตร/วินาที จงคำนวณหาความเร็วและความสูงของคลื่น Surge ซึ่งเคลื่อนที่ขึ้นด้านเหนือน้ำหลังจากประตูน้ำปิดลงโดยรวดเร็ว

A. เอกสารอ้างอิง

- ชูเกียรติ ทรัพย์ไพศาลและไตรรัตน์ ศรีวัฒนา. 2527. การไหลในทางน้ำเปิด. ฟิสิกส์เซ็นเตอร์การพิมพ์, กรุงเทพฯ. 319 น.
- วราวุธ วุฒินิชย์. 2523. เอกสารประกอบการบรรยายวิชาการไหลในทางน้ำเปิด. คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ นครปฐม. 229 น.
- สันติ ทองพำนัก. 2528. เอกสารประกอบการสอนวิชาการไหลในทางน้ำเปิด. คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, นครปฐม. 312 น.
- อรุณ อินทรपालิต. 2522. เอกสารประกอบคำบรรยายวิชาการวางแผนและออกแบบระบบการส่งน้ำ. คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, นครปฐม. 178 น.
- Chow, V.T. 1959. Open Channel Hydraulics. McGraw-Hill Kogakucha Ltd., Tokyo. 680 p.
- Cuenca, Richard H. 1989. Irrigation System Design. Prentice-Hall, Inc., New Jersey. 552 p.
- FAO. 1988. Design and Optimization of Irrigation Distribution Networks. The United Nations, Rome. 247 p.
- Featherstone, R.E. and Nalluri, C. Civil Engineering Hydraulics. Granada, London. 371 p.
- French, R.H. 1986. Open Channel Hydraulics. B & Jo. Enterprise Pte Ltd., Singapore. 707 p.
- Giles, R.V. 1962. Fluid Mechanics and Hydraulics. Shaum's Outline Series, McGraw-Hill Book Company, U.S.A. 274 p.
- Henderson, F.M. 1966. Open Channel Flow. Macmillan Publishing Co., Inc., Newyork. 522 p.

Raju, K.G. Ranga. 1981. Flow Through Open Channels. Tata McGraw-Hill Publishing Company, Ltd., New Delhi. 330 p.

Subramanya, K. 1982. Flow in Open Channels. Tata McGraw-Hill Publishing Company, Ltd., New Delhi. 360 p.

U.S.B.R. 1974. Design of Small Canal Structures. United States Government Printing Office, U.S.A. 327 p.

B. เปรียบเทียบคำศัพท์

Alternate depth	ความลึกทดแทน
Angle of repose	มุมของการทรงตัว
Adverse slope	ความลาดเทติดลบ
Boundary layer	ชั้นติดขอบ
Broad-crested weir	ฝายสันกว้าง
Centrifugal pressure	ความดันหนีศูนย์กลาง
Choke	โซค
Cohesive force	แรงเกาะตัวกัน
Compound curve	โค้งเชิงซ้อน
Continuity equation	สมการความต่อเนื่อง
Contraction coefficient	สัมประสิทธิ์ของการบีบตัว
Control section	หน้าตัดบังคับ หรือหน้าตัดควบคุม
Control volume	ปริมาตรควบคุม
Conveyance factor	ดัชนีความจุของหน้าตัด
Critical depth	ความลึกวิกฤต
Critical flow	การไหลวิกฤต
Critical slope	ความลาดเทวิกฤต
Culvert	ท่อลอด
Curved bucket	กะพ้อโค้ง
Discharge coefficient	สัมประสิทธิ์ของอัตราการไหล
Drop structure	อาคารลดระดับหรืออาคารน้ำตก
Eddy loss	การสูญเสียเนื่องจากกระแสนวน
Energy coefficient	สัมประสิทธิ์พลังงาน
Energy dissipator	อาคารสลายพลังงาน
Energy grade line	เส้นความลาดเทพลังงาน
Equivalent roughness coefficient	สัมประสิทธิ์ความขรุขระสมมูล

Flume	รางน้ำ
Free board	ความสูงเผื่อล้น
Free flow	การไหลแบบอิสระ
Froude number	ฟรูดนัมเบอร์หรือจำนวนฟรูด
Gate	ประตูน้ำหรือประตูระบายน้ำ
- Drum gate	ประตูน้ำรูปกลอง
- Radial gate	ประตูบานโค้ง
- Sliding gate	ประตูบานตรง
Hydraulic depth	ความลึกชลศาสตร์
Hydraulic grade line	เส้นความลาดเทชลศาสตร์
Hydraulic jump	ไฮดรอลิกจัมป์
- Undular jump	จัมป์เป็นลอน
- Weak jump	จัมป์อย่างอ่อน
- Oscillating jump	จัมป์กวัดแกว่ง
- Steady jump	จัมป์ตรงตัวมัน
- Strong jump	จัมป์รุนแรง
Hydraulic radius	รัศมีชลศาสตร์
Hydrostatic	ชลสถิตย
Masonry	หินก่อ
Mild slope	ความลาดเทน้อย
Momentum	โมเมนตัม
Momentum coefficient	สัมประสิทธิ์ของโมเมนตัม
Nappe	ม่านน้ำหรือแผ่นน้ำ
Normal depth	ความลึกปกติ
Normal discharge	อัตราการไหลปกติ
Normal slope	ความลาดเทปกติ
Prismatic channel	ทางน้ำแบบพริซึม

Roughness coefficient	สัมประสิทธิ์ความขรุขระ
Section factor	แฟกเตอร์หน้าตัด
Sharp-crested weir	ฝายสันคม
Side slope	ความลาดเทด้านข้าง
Specific energy	พลังงานจำเพาะ
Specific force	แรงจำเพาะ
Spillway	ทางน้ำล้น
Steep slope	ความลาดเทมาก
Stilling basin	อ่างพักน้ำ
Subcritical flow	การไหลต่ำกว่าวิกฤต
Submerged flow	การไหลใต้ผิวน้ำ
Supercritical flow	การไหลสูงกว่าวิกฤต
Tractive force	แรงจุดลาก
Transition structure	อาคารปรับการเปลี่ยนแปลง
Velocity coefficient	สัมประสิทธิ์ความเร็ว
Velocity head	เฮดความเร็ว
Vena contracta	วินาคอนแทรกตว
Wetted perimeter	เส้นรอบรูปเปียก