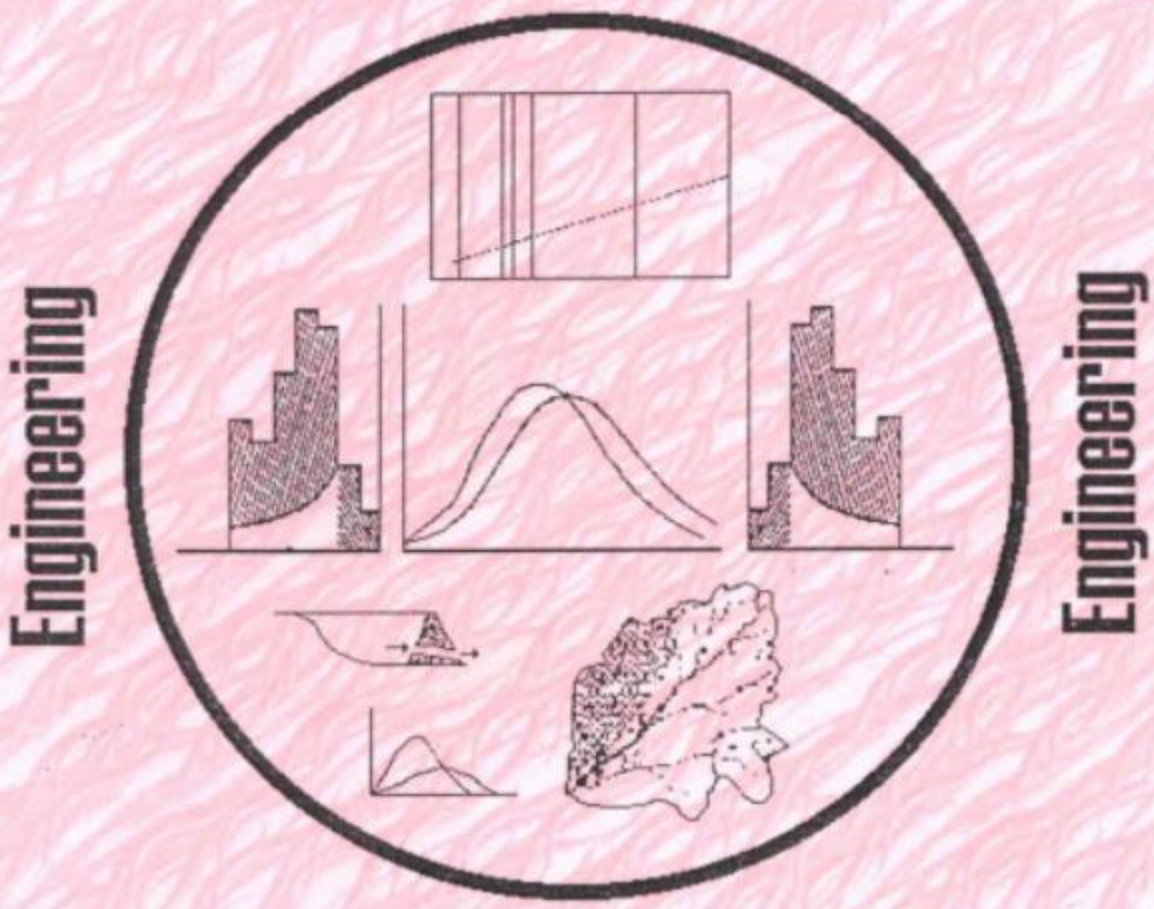
อุทกวิทยาทางวิศวกรรม
(Engineering Hydrology)



รองศาสตราจารย์ ดร. วราวุธ วุฒิวณิชย์

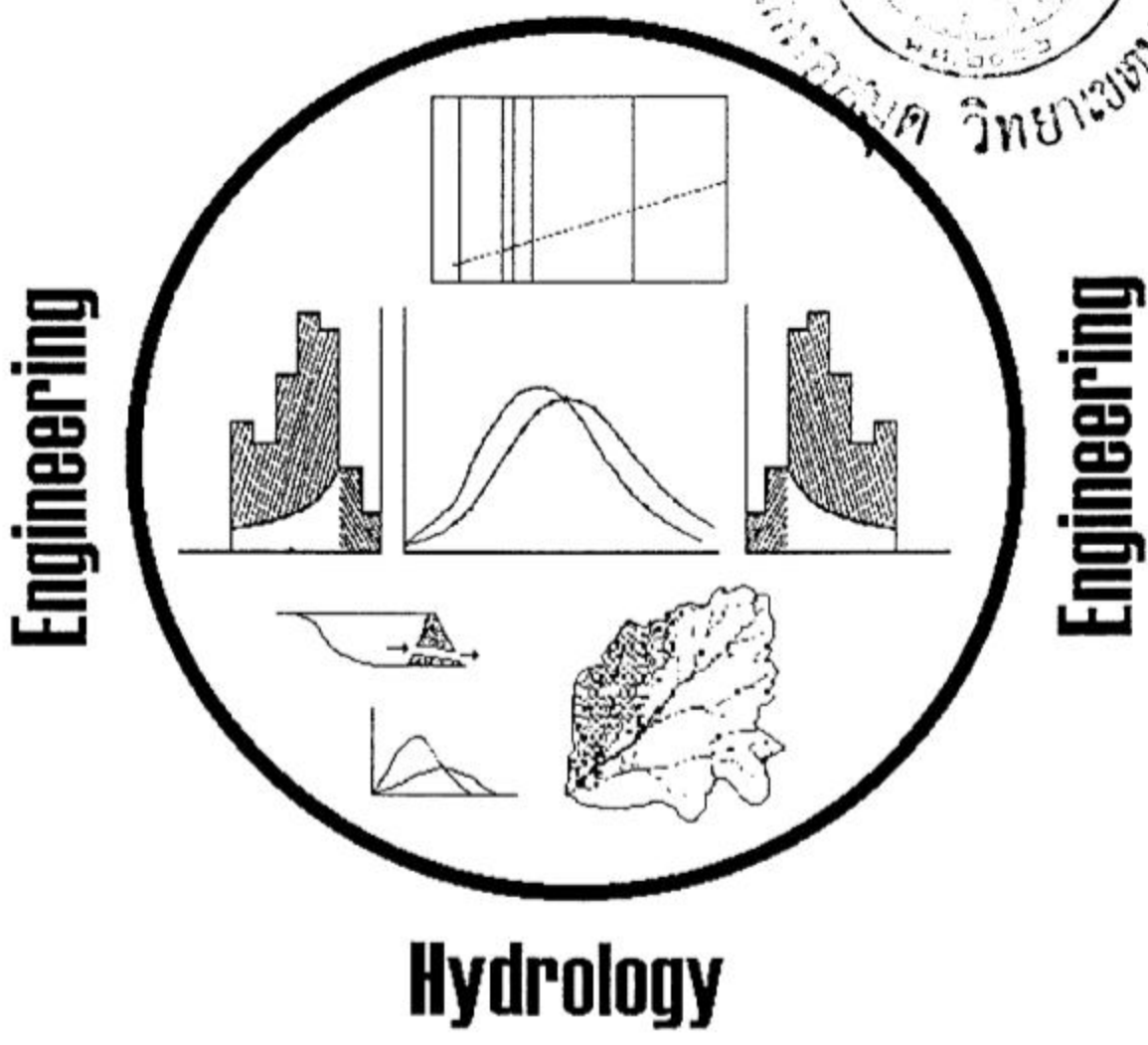
ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สิงหาคม 2545

อุทกวิทยาทางวิศวกรรม
(Engineering Hydrology)

มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน



รองศาสตราจารย์ ดร. วราวุธ วุฒิวณิชย์

ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สิงหาคม 2545

คำนำ

ตำรา “อุทกวิทยาทางวิศวกรรม” เล่มนี้ จัดทำขึ้นเพื่อใช้ประกอบการสอนวิชา 209342 (อุทกวิทยา II) ซึ่งเป็นวิชาเฉพาะเลือกตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิตสาขาวิศวกรรมชลประทาน

เนื้อหาในตำราเล่มนี้เกี่ยวกับการประยุกต์ความรู้ทางอุทกวิทยาสำหรับการออกแบบทางวิศวกรรม ตำราเล่มนี้มี 9 บท ประกอบด้วย บทนำเกี่ยวกับลุ่มน้ำและอิทธิพลของลุ่มน้ำที่มีต่อไฮโดรกราฟ สถิติสำหรับอุทกวิทยา วิธีการวิเคราะห์ฝนที่เกิดจากพายุ การวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วม การออกแบบพายุ การออกแบบปริมาณการไหลน้ำท่วมสูงสุด การออกแบบกราฟน้ำท่วม การเคลื่อนตัวของน้ำท่วม และการออกแบบอ่างเก็บน้ำ

ผู้เขียนได้เรียบเรียงตำราเล่มนี้ขึ้นจากประสบการณ์ในการสอนวิชานี้เป็นเวลานานว่า 10 ปี ติดต่อกัน และได้พยายามพัฒนาเนื้อหาให้ทันสมัยอยู่เสมอ จึงมั่นใจว่าตำราเล่มนี้จะเป็นประโยชน์ต่อนิสิตนักศึกษาที่เรียนวิชาการประยุกต์อุทกวิทยาในการออกแบบทางวิศวกรรมในระดับปริญญาตรี และระดับบัณฑิตศึกษา และคาดว่าตำราเล่มนี้จะเป็นประโยชน์แก่วิศวกรที่ทำหน้าที่ในการวิเคราะห์และออกแบบทางอุทกวิทยาฯ ไม่มากก็น้อย

รองศาสตราจารย์ ดร. วราวุธ วุฒิวณิชย์
ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน
สิงหาคม 2545

สารบาญ

บทที่	เนื้อเรื่อง	หน้า
	คำนำ	(i)
	สารบาญ	(ii)
1	ลุ่มน้ำและอิทธิพลของลุ่มน้ำต่อไฮโดรกราฟ	1
	1.1 ขบวนการเกิดน้ำท่า	1
	1.2 นิยามของลุ่มน้ำ	1
	1.3 โครงข่ายของลำน้ำ	3
	1.3.1 กฎจำนวนลำน้ำของ Horton	5
	1.3.2 กฎความยาวลำน้ำของ Horton	5
	1.3.3 กฎพื้นที่ลำน้ำ	7
	1.4 อิทธิพลของรูปร่างลุ่มน้ำต่อปริมาณน้ำท่า	8
	1.5 องค์ประกอบอื่น ๆ ที่มีผลต่อปริมาณน้ำท่า	17
	1.6 ขนาดสัมพัทธ์ของลุ่มน้ำ	18
	1.7 โค้งที่แสดงลักษณะของลุ่มน้ำ	19
	1.7.1 Hypsometric Curve	19
	1.7.2 รูปตัดตามยาวและความลาดเทเฉลี่ยของลำน้ำหลัก	20
	1.7.3 โค้งช่วงเวลาสะสม	22
	1.8 การหาอัตราการไหลสูงสุดโดยวิธี เส้นไอโซโครน (Isochronal Lines)	24
	1.9 เอกสารอ้างอิง	27
	1.10 แบบฝึกหัด	28
2	สถิติสำหรับอุทกวิทยา	31
	2.1 คำนำ	31
	2.2 การพิจารณาข้อมูลทางอุทกวิทยาตามหลักของความน่าจะเป็น	31
	2.3 ฟังค์ชั่นความถี่และฟังค์ชั่นความน่าจะเป็น	36
	2.4 พารามิเตอร์ทางสถิติ	43
	2.5 การฟิตฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็น	48
	2.5.1 วิธีโมเมนต์	48
	2.5.2 วิธี Maximum Likelihood	50
	2.5.3 การทดสอบความเหมาะสม (Goodness of Fit)	53

สารบาญ (ต่อ)

บทที่	เนื้อเรื่อง	หน้า
	2.6 ฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็นสำหรับตัวแปรทางอุทกวิทยา	59
	2.6.1 การแจกแจงปกติ	60
	2.6.2 การแจกแจงแบบ Lognormal	60
	2.6.3 การแจกแจงแบบ Exponential	60
	2.6.4 การแจกแจงแบบแกมม่า	61
	2.6.5 การแจกแจงแบบ Pearson Type III	61
	2.6.6 การแจกแจงแบบ Log-Pearson Type III	62
	2.6.7 การแจกแจงแบบ Extreme Value	63
	2.7 เอกสารอ้างอิง	64
	2.8 แบบฝึกหัด	65
3	การวิเคราะห์ฝนที่เกิดจากพายุ	69
	3.1 คำนำ	69
	3.2 การวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา	69
	3.2.1 ข้อมูลที่ต้องการ	69
	3.2.2 วิธีการวิเคราะห์	70
	3.2.3 ตัวอย่างการวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา	71
	3.2.4 การเลือกพายุฝนสำหรับการวิเคราะห์ความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา	76
	3.2.5 ข้อเสียบางประการของวิธีวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา	76
	3.3 การวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่	78
	3.3.1 ความถี่และรอบปีการเกิดซ้ำ	78
	3.3.2 ประโยชน์ของการวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่	81
	3.3.3 ข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์	81
	3.3.4 วิธีการวิเคราะห์ความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ โดยวิธีกราฟ	81
	3.3.5 การวิเคราะห์ความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ โดยวิธีกราฟ	83
	3.3.6 การหาสมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ	83
	3.3.7 ตัวอย่างการหาสมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ	84
	3.3.8 การศึกษาและพัฒนากราฟความลึก (ความเข้ม) - ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำในประเทศไทย	90

สารบาญ (ต่อ)

บทที่	เนื้อเรื่อง	หน้า
	3.3.9 แฟ็คเตอร์ลดความลึกฝนตามขนาดพื้นที่	94
	3.4 เอกสารอ้างอิง	100
	3.5 แบบฝึกหัด	100
4	การวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วม	103
	4.1 จุดมุ่งหมายของการวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วม	103
	4.2 ความถี่และการแจกแจงความถี่	103
	4.2.1 วิธีการแสดงการแจกแจงความถี่	104
	4.2.2 การแจกแจงความถี่ของข้อมูลทางอุทกวิทยา	104
	4.2.3 โมเมนต์ของการแจกแจงความถี่	104
	4.2.4 คุณสมบัติของการแจกแจงความถี่	107
	4.3 ฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็นของน้ำท่วม	109
	4.3.1 ฟังค์ชั่นการแจกแจงแบบกัมเบล	110
	4.3.2 ฟังค์ชั่นการแจกแจงแบบ Lognormal 2 พารามิเตอร์	113
	4.3.3 ฟังค์ชั่นการแจกแจงแบบ Log Pearson Type III	114
	4.4 การเลือกข้อมูลสำหรับการวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วม	117
	4.5 การแจกแจงความถี่น้ำท่วมโดยวิธีกราฟ	117
	4.6 การหาฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็นที่เหมาะสมกับความถี่น้ำท่วมของข้อมูล	120
	4.6.1 การเลือกฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็น	120
	4.6.2 การประเมินหาค่าพารามิเตอร์ของฟังค์ชั่น	126
	4.6.3 การทดสอบความเหมาะสมของฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็น	126
	4.7 การคำนวณหาปริมาณน้ำท่วมที่รอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการ	132
	4.8 การหาขอบเขตความเชื่อมั่นของปริมาณน้ำท่วมที่รอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการ	133
	4.8.1 ขอบเขตความเชื่อมั่นของ X_{T_r} ที่คำนวณจากการแจกแจงแบบกัมเบล	136
	4.8.2 ขอบเขตความเชื่อมั่นของ X_{T_r} ที่คำนวณจากการแจกแจงแบบ Log normal 2 พารามิเตอร์	137

สารบาญ (ต่อ)

บทที่	เนื้อเรื่อง	หน้า
	4.8.3 ขอบเขตความเชื่อมั่นของ X_{T_r} ที่คำนวณจากการแจกแจงแบบ Log Pearson Type III	139
	4.9 การวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมทั้งลุ่มน้ำ	144
	4.10 เกณฑ์การออกแบบน้ำท่วม	148
	4.11 การคำนวณความเสี่ยงของน้ำท่วม	149
	4.12 เอกสารอ้างอิง	150
	4.13 แบบฝึกหัด	151
5	การออกแบบพายุ	154
	5.1 ความลึกฝนออกแบบ	154
	5.1.1 ฝนเฉพาะจุด	154
	5.1.2 ความลึกฝนเฉพาะพื้นที่	159
	5.2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-ความถี่	160
	5.2.1 การหาโค้ง IDF โดยวิธีการวิเคราะห์ความถี่	162
	5.2.2 สมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ	166
	5.3 การออกแบบไฮเอทโตกราฟจากการวิเคราะห์พายุฝน	167
	5.4 การออกแบบไฮเอทโตกราฟจากความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ	174
	5.4.1 วิธีสลับบล๊อค	174
	5.4.2 วิธี Instantaneous Intensity	174
	5.5 ขีดจำกัดบนประเมินของพายุ	181
	5.5.1 ฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้	181
	5.5.2 พายุฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้	183
	5.5.3 น้ำท่วมสูงสุดที่อาจเป็นไปได้	184
	5.5.4 โปรแกรมคอมพิวเตอร์สำหรับหา PMS และ PMF	185
	5.6 การคำนวณฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้	185
	5.6.1 โค้งความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา	186
	5.6.2 Standard Isohyetal Pattern	191
	5.6.3 แฟ็คเตอร์ปรับทิศทาง	192
	5.6.4 พื้นที่อายุวิกฤต	192

สารบาญ (ต่อ)

บทที่	เนื้อเรื่อง	หน้า
	5.6.5 แฟ็คเตอร์พื้นที่ไอโซไฮท์	199
	5.7 เอกสารอ้างอิง	200
	5.8 แบบฝึกหัด	
6	การออกแบบปริมาณน้ำท่วมสูงสุด	204
	6.1 คำนำ	204
	6.2 วิธีการหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุด	204
	6.3 วิธี Method	205
	6.3.1 สมการ Rational	205
	6.3.2 สมมติฐานของสมการ Rational	205
	6.3.3 ข้อจำกัดของ Rational Method	205
	6.3.4 การหาค่าสัมประสิทธิ์น้ำท่า C	206
	6.3.5 การหา Time of Concentration (t_c)	212
	6.3.6 การเลือกความเข้มข้นของฝน I สำหรับสมการ Rational	215
	6.4 การออกแบบท่อระบายน้ำฝนโดยวิธี Rational	220
	6.4.1 แนวทางและสมมติฐานในการออกแบบ	221
	6.4.2 การหาขนาดท่อ	223
	6.4.3 ตัวอย่างการออกแบบ	224
	6.5 วิธีกราฟของ SCS-TR55	230
	6.5.1 ข้อมูลที่ต้องการในการคำนวณปริมาณน้ำท่วมสูงสุด	232
	6.5.2 วิธีการหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุด	232
	6.5.3 การหาปริมาณน้ำท่า Q ตามวิธีของ SCS	232
	6.5.4 ข้อจำกัดของวิธีกราฟของ SCS-TR55	240
	6.6 วิธีเอ็มไพริกัล	241
	6.6.1 สูตรของ Davis (1975)	242
	6.6.2 สูตรของ Lowham (1976)	243
	6.6.3 สูตรของ McCain และ Jarrett (1976)	246
	6.6.4 วิธีการของ Santa Clara Valley District (1969)	250

สารบาญ (ต่อ)

บทที่	เนื้อเรื่อง	หน้า
	6.7 วิธีวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วม	252
	6.8 เอกสารอ้างอิง	252
	6.9 แบบฝึกหัด	255
7	การออกแบบกราฟน้ำท่วม	261
	7.1 คำนำ	261
	7.2 การออกแบบพายุฝน	261
	7.2.1 การออกแบบไฮเอทโตกราฟน้ำฝน	262
	7.2.2 การหาไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกิน	263
	7.3 การสร้างกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า	277
	7.3.1 กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าแบบไร้มิติของ SCS	278
	7.3.2 กราฟหนึ่งหน่ายน้ำท่าของ Snyders	281
	7.4 การสร้างกราฟน้ำท่าผิวดิน	289
	7.5 การสร้างกราฟน้ำท่วม	292
	7.6 เอกสารอ้างอิง	294
	7.7 แบบฝึกหัด	295
8	การเคลื่อนตัวของน้ำท่วม	297
	8.1 คำนำ	297
	8.2 สมการพื้นฐานในการคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำท่วม	297
	8.3 การเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำ	300
	8.3.1 วิธีการสร้างกราฟฟังค์ชั่น Storage-Outflow	301
	8.3.2 วิธี Iterative Trapezoidal Integration	308
	8.3.3 วิธี Runge-Kutta	310
	8.4 การเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านทางน้ำ	316
	8.5 เอกสารอ้างอิง	321
	8.6 แบบฝึกหัด	321

สารบาญ (ต่อ)

บทที่	เนื้อเรื่อง	หน้า
9	การออกแบบอ่างเก็บน้ำ	329
	9.1 คำนำ	329
	9.2 หน้าที่ของอ่างเก็บน้ำ	329
	9.3 ส่วนประกอบของอ่างเก็บน้ำ	330
	9.4 ข้อมูลที่จำเป็นในการออกแบบอ่างเก็บน้ำ	334
	9.5 ความสัมพันธ์ระหว่างความจุและผลผลิต	337
	9.6 การหาความจุใช้การของอ่างเก็บน้ำ	338
	9.6.1 การวิเคราะห์ด้วยโค้งสะสมของริบเปิ้ล	339
	9.6.2 การวิเคราะห์ด้วยโค้งสะสมในปัจจุบัน	341
	9.6.3 วิธีจำลองการปฏิบัติงานของอ่างเก็บน้ำ	344
	9.6.4 วิธีอื่น ๆ	347
	9.7 การหาปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม	347
	9.8 การออกแบบทางระบายน้ำล้น	348
	9.9 กฎการปฏิบัติงานอ่างเก็บน้ำ	349
	9.10 เอกสารอ้างอิง	354
	9.11 แบบฝึกหัด	355

บทที่ 1
ลุ่มน้ำและอิทธิพลของลุ่มน้ำต่อไฮโดรกราฟ
(The Watershed and Its Influence on Hydrograph)

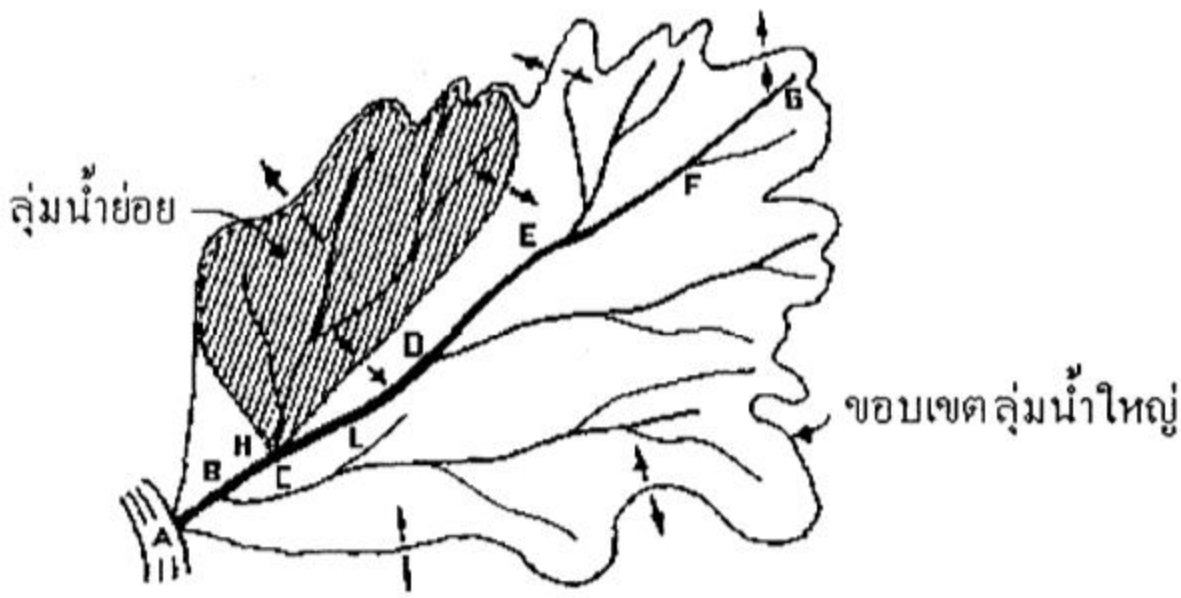
1.1 ขบวนการเกิดน้ำท่า (Runoff Process)

ฝนที่ตกลงบนผิวดินเมื่อหักปริมาณการเก็บกักบนผิวดิน (Surface Storage) การซึมลงไปในดินและการระเหยแล้ว ที่เหลือจะเป็นน้ำท่าผิวดิน (Surface Runoff) ในช่วงที่ฝนเริ่มตกน้ำจะไหลเป็นแผ่นบาง ๆ ไปบนผิวดิน การไหลของน้ำในลักษณะนี้เรียกว่าการไหลบนผิวดิน (Overland Flow) คุณสมบัติทางชลศาสตร์ของการไหลบนผิวดินยังคงไม่สามารถอธิบายได้แน่ชัด (Chow, V.T. 1959 และ Linsley et. al, 1960) น้ำท่าที่ไหลไปบนผิวดินนี้จะไหลไปรวมตัวกัน (Concentrating) ในร่องน้ำเล็ก ๆ หรือเริ่มกัดเซาะดินเป็นร่องน้ำเล็กในเวลาอันรวดเร็ว หลังจากนั้นการไหลของน้ำจะเปลี่ยนเป็นการไหลในทางน้ำ (Channel Flow) จากลำน้ำเล็กสู่ลำน้ำที่ใหญ่ขึ้นไปเรื่อย ๆ จนถึงลำน้ำที่ใหญ่ที่สุดในลุ่มน้ำ และในที่สุดจะไหลออกสู่ทางออก (Outlet) ของลุ่มน้ำ การแบ่งชั้นลำน้ำหรือระบบโครงข่ายลำน้ำจะได้กล่าวถึงในหัวข้อที่ 1.3

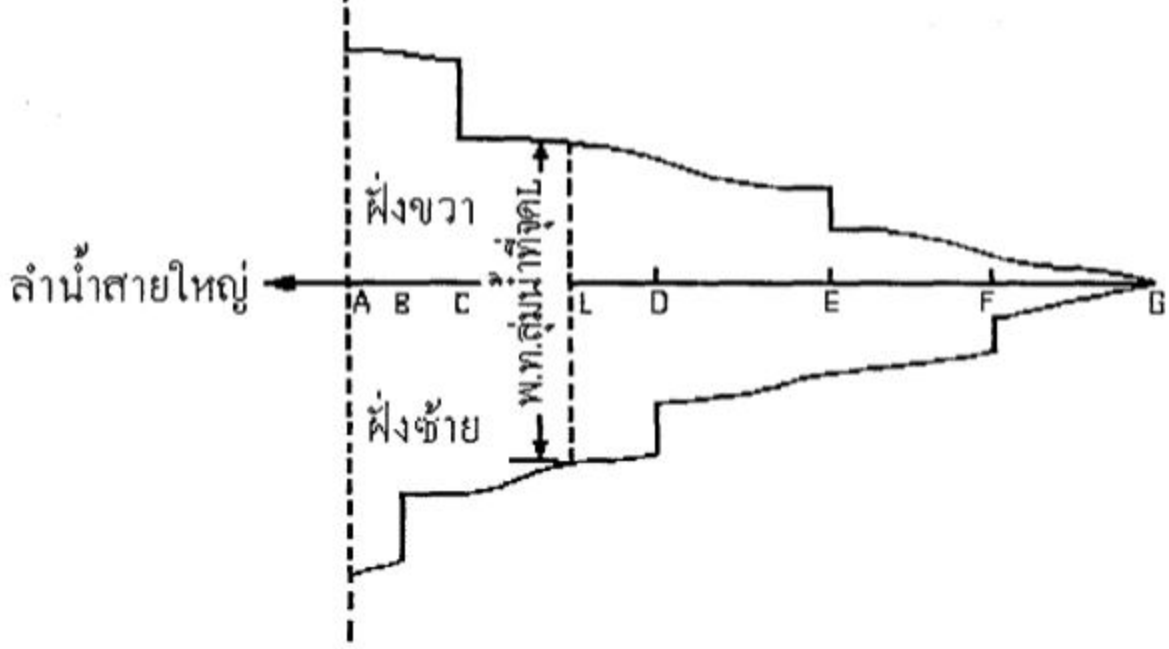
จุดที่น้ำซึ่งเกิดจากฝนที่ตกในลุ่มน้ำไหลมารวมกันเรียกว่าทางออก (Point of Concentration หรือ Outlet) เช่นจุด A ในรูปที่ 1.1 คือทางออกของลุ่มน้ำระยะเวลาที่น้ำไหลจากจุดที่ไกลที่สุดในเชิงชลศาสตร์ถึงทางออกของลุ่มน้ำเรียกว่าเวลาการเกิดน้ำท่าสูงสุด (Time of Concentration) ซึ่งจะได้กล่าวถึงในรายละเอียดในบทที่ 6

1.2 นิยามของลุ่มน้ำ (Definition of Watershed)

ลุ่มน้ำหมายถึงพื้นที่ทั้งหมดซึ่งน้ำท่าผิวดิน (Surface Runoff) ที่เกิดจากฝนที่ตกลงบนพื้นที่นี้ จะไหลออกสู่ทางออก (Point of Concentration) โดยนัยนี้ลุ่มน้ำจึงเกี่ยวข้องกับทางออกอันใดอันหนึ่งโดยเฉพาะ ตัวอย่างเช่น จุด A ในรูปที่ 1.1 คือ ทางออกจุดสุดท้ายของลุ่มน้ำที่กำหนดให้ ขณะที่จุด H เป็นทางออกของพื้นที่ลุ่มน้ำย่อย (บริเวณที่แลเงา) ดังนั้นเมื่อไรก็ตามที่พูดถึงพื้นที่ลุ่มน้ำควรต้องพูดให้ชัดว่าเป็นพื้นที่ลุ่มน้ำเหนือจุดใด เช่นพื้นที่ลุ่มน้ำแควน้อยที่เขื่อนเขาแหลม อำเภอสังขละบุรี จังหวัดกาญจนบุรี มีพื้นที่เท่ากับ 3,720 กม^2. เป็นต้น



รูปที่ 1.1 ขอบเขตของลุ่มน้ำ



รูปที่ 1.2 กราฟแสดงพื้นที่ลุ่มน้ำสะสมที่จุดต่าง ๆ ในลุ่มน้ำ

เส้นแบ่งเขตลุ่มน้ำเรียกว่าสันปันน้ำ (Watershed Divide) ซึ่งเป็นเส้นที่วิ่งไปตามแนวสูงสุดของพื้นที่ ฝนที่ตกลงในพื้นที่ที่อยู่นอกสันปันน้ำจะไหลลงลุ่มลำน้ำอื่นดังแสดงไว้ในรูปที่ 1.1

ทางออก (Point of Concentration) ยิ่งอยู่ทางด้านท้ายน้ำมากขึ้นก็จะมีลำน้ำสาขาไหลลงมารวมกันมากขึ้น และขนาดของพื้นที่ลุ่มน้ำจะมากขึ้นตามลำดับ การเพิ่มของพื้นที่ลุ่มน้ำตามแนวลำน้ำสายใหญ่เมื่อทางออกเคลื่อนตัวไปทางด้านท้ายน้ำจะสามารถแสดงด้วยกราฟ ดังแสดงในรูปที่ 1.2 จุดที่พื้นที่ลุ่มน้ำเพิ่มขึ้นอย่างทันทีทันใด เช่นนี้จุด F, E, D, C และ B แสดงถึงจุดที่มีลำน้ำสาขาไหลเข้ามาบรรจบลำน้ำใหญ่ ทำให้พื้นที่ลุ่มน้ำตามแนวลำน้ำใหญ่เพิ่มขึ้นตามพื้นที่ลุ่มน้ำย่อยของลำน้ำสาขา ส่วนช่วงที่พื้นที่ลุ่มน้ำค่อย ๆ เพิ่มขึ้นคิดจากพื้นที่ซึ่งน้ำไหลบนผิวดิน (Overland Flow Area)

1.3 โครงข่ายของลำน้ำ (Stream Networks)

วิชากลศาสตร์ของของไหล ใช้ทฤษฎีการศึกษาความคล้ายคลึง (Similarity) ในการไหลของของไหลเป็นเครื่องมือสำคัญในการหาความสัมพันธ์ระหว่างผลการศึกษาในแบบจำลอง (model) กับในสภาพจริง (Prototype) ในทำนองเดียวกันวิชาอุทกวิทยา ก็ได้อาศัยวิชาที่เกี่ยวกับรูปร่างลักษณะ ทางธรณีวิทยา (Geomorphology) หรือการศึกษารูปร่างลักษณะพื้นผิวดินในเชิงปริมาณ เพื่อบ่งบอกถึงความคล้ายคลึงระหว่างลุ่มน้ำต่าง ๆ โดยเฉพาะอย่างยิ่งความคล้ายคลึงของโครงข่ายลำน้ำต่าง ๆ

Horton, R.E (1945) เป็นคนแรกที่ได้ศึกษา เกี่ยวกับโครงข่ายลำน้ำ และเป็นผู้พัฒนาระบบในการจัดลำดับโครงข่ายลำน้ำพร้อมทั้งคิดสูตรในการหาความสัมพันธ์ระหว่างจำนวน (Number) และความยาว (Length) ของลำน้ำกับลำดับ (Order) ของลำน้ำ ระบบการจัดลำดับลำน้ำ (Stream Ordering System) ของ Horton ซึ่งได้รับการพัฒนาแก้ไขโดย Strahler, A.N. (1964) กล่าวว่า

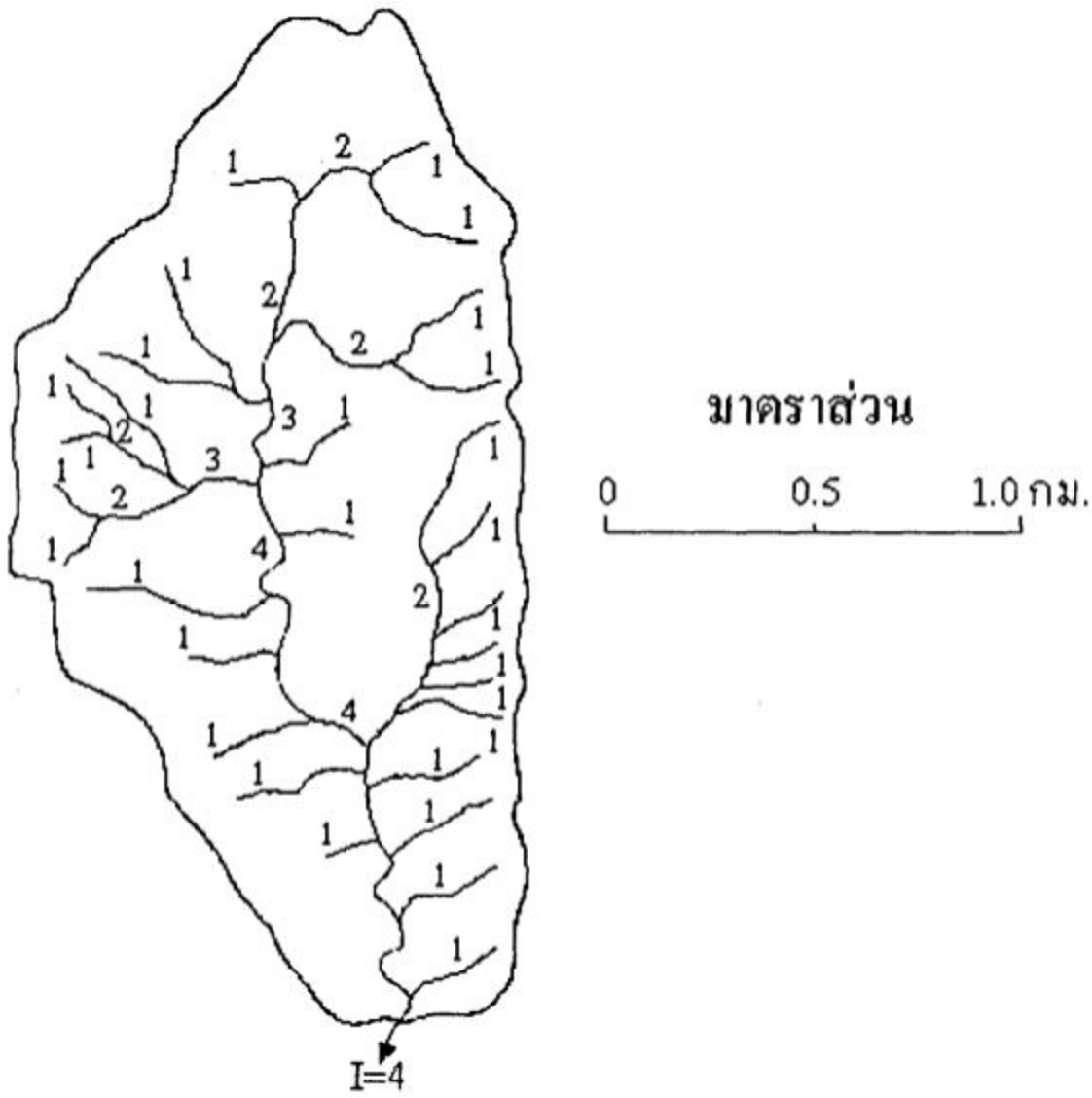
(1) ลำน้ำที่เล็กที่สุดในลุ่มน้ำคือ ลำน้ำลำดับที่ 1 ซึ่งปกติจะมีน้ำไหลเฉพาะช่วงที่มีฝนตก

(2) ลำน้ำลำดับที่ 1 สองลำน้ำหรือมากกว่าไหลมารวมตัวกัน จะเกิดเป็นลำน้ำลำดับที่ 2 ในทำนองเดียวกันลำน้ำลำดับที่ 2 ตั้งแต่ 2 ลำน้ำขึ้นไปไหลมารวมตัวกันจะเกิดเป็นลำน้ำลำดับที่ 3 หรือโดยทั่ว ๆ ไปอาจกล่าวได้ว่า ลำน้ำลำดับที่ i ตั้งแต่ 2 ลำน้ำขึ้นไปไหลมารวมตัวกันจะเกิดเป็นลำน้ำลำดับที่ i + 1

(3) ลำน้ำที่เกิดจากลำน้ำที่มีลำดับต่ำกว่าไหลไปรวมตัวกับลำน้ำที่มีลำดับสูงกว่า จะมีลำดับเท่ากับลำดับที่สูงกว่า เช่น ลำดับที่ 1 รวมกับลำดับที่ 2 จะมีลำดับเท่ากับ 2

(4) ลำดับของลุ่มน้ำจะกำหนดตามลำดับของลำน้ำที่ระบายน้ำออกสู่ทางออก (Outlet) ซึ่งก็คือลำดับที่สูงที่สุดในลุ่มน้ำและกำหนดให้เท่ากับ I

ตัวอย่างการจัดลำดับลำน้ำตามระบบของ Horton แสดงอยู่ในรูปที่ 1.3



รูปที่ 1.3 การจัดลำดับลำน้ำของลุ่มน้ำ Miller Creek, Blanco County, Texas (Chow, V.T., D.R. Maindment and L.W. Mays, 1988)

1.3.1 กฎจำนวนลำน้ำของ Horton (Horton's Law of Stream Numbers)

Horton ค้นพบว่าสำหรับลุ่มน้ำใดเมื่อนำจำนวนลำน้ำที่ลำดับ i (N_i) ไปพล็อตเทียบกับลำดับลำน้ำ i (เมื่อ i มีค่าอยู่ระหว่าง 1 ถึง I) ในกระดาษกราฟกึ่งล็อก (Semi-log) โดยให้ N_i อยู่ในสเกลล็อกและ i อยู่ในสเกลธรรมดา จะได้ความสัมพันธ์เป็นเส้นตรง ดังแสดงในรูปที่ 1.4 และ Horton ได้สรุปว่าอัตราส่วนจำนวนลำน้ำที่จุดบรรจบ (Bifurcation Ratio, R_B) หรืออัตราส่วนระหว่างจำนวนลำน้ำลำดับที่ i (N_i) ต่อจำนวนลำน้ำลำดับที่ i + 1 (N_{i+1}) มีค่าคงที่โดยประมาณ

$$R_B = \frac{N_i}{N_{i+1}} \qquad \text{เมื่อ} \quad i = 1, 2, \ldots\ldots, I-1 \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots(1.1)$$

จากลุ่มน้ำตัวอย่างในรูปที่ 1.3 $N_1 = 28$, $N_2 = 5$ และ $N_3 = 1$ จะได้ว่า

$$\frac{N_1}{N_2} = 5.6 \quad \text{และ} \quad \frac{N_2}{N_3} = 5.0$$

ในทางทฤษฎี R_B จะมีค่าต่ำสุดเท่ากับ 2 แต่ปกติจะมีค่าอยู่ระหว่าง 3-5

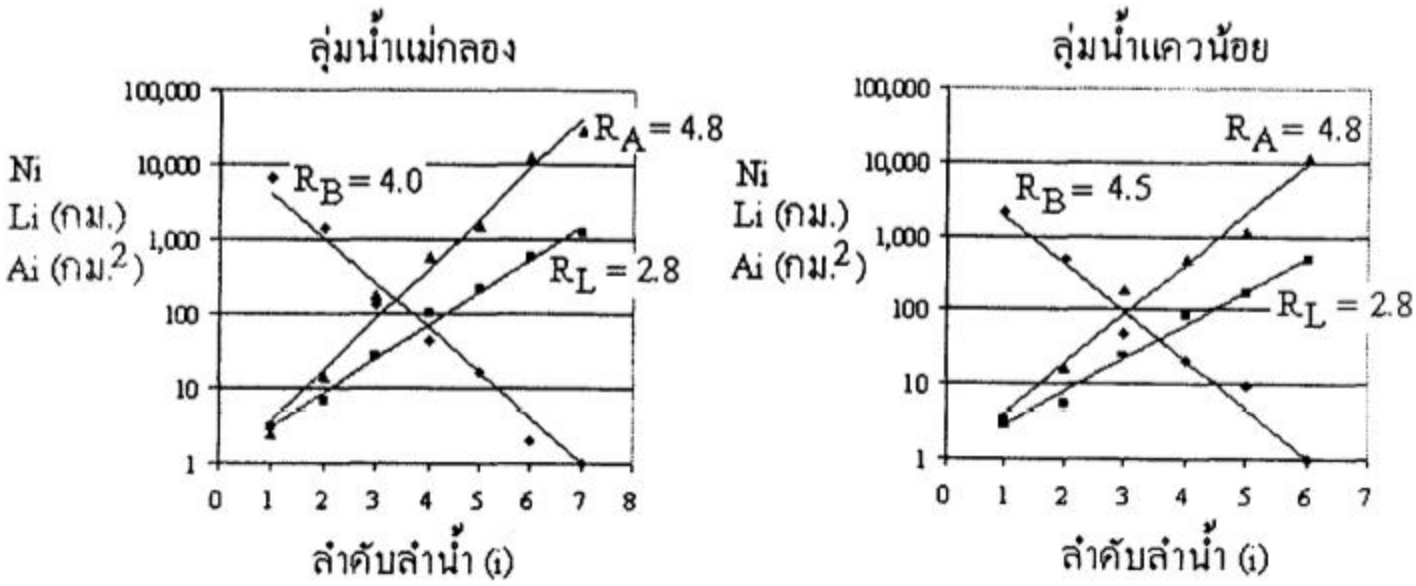
ค่าอัตราส่วนจำนวนลำน้ำที่จุดบรรจบ (Bifurcation Ratio) จะหาได้จากความลาดชันของกราฟเส้นตรงซึ่งได้จากการพล็อต N_i VS. i ในกระดาษกราฟกึ่งล็อก (Semi-log) ดังตัวอย่างในรูปที่ 1.4 ค่า R_B ของลุ่มน้ำ Mamon และลุ่มน้ำย่อย Mamon 5 (รูปที่ 1.5) มีค่าเท่ากับ 3.5 และ 3.3 ตามลำดับ ซึ่งถือว่าใกล้เคียงกันและแสดงถึงความคล้ายคลึงกันในเชิงเรขาคณิต (Geometric Similarity) ระหว่างลุ่มน้ำทั้งสอง

เมื่อทราบ R_B จะหาจำนวนลำน้ำที่ลำดับใด ๆ ในลุ่มน้ำนั้นได้จากสูตร

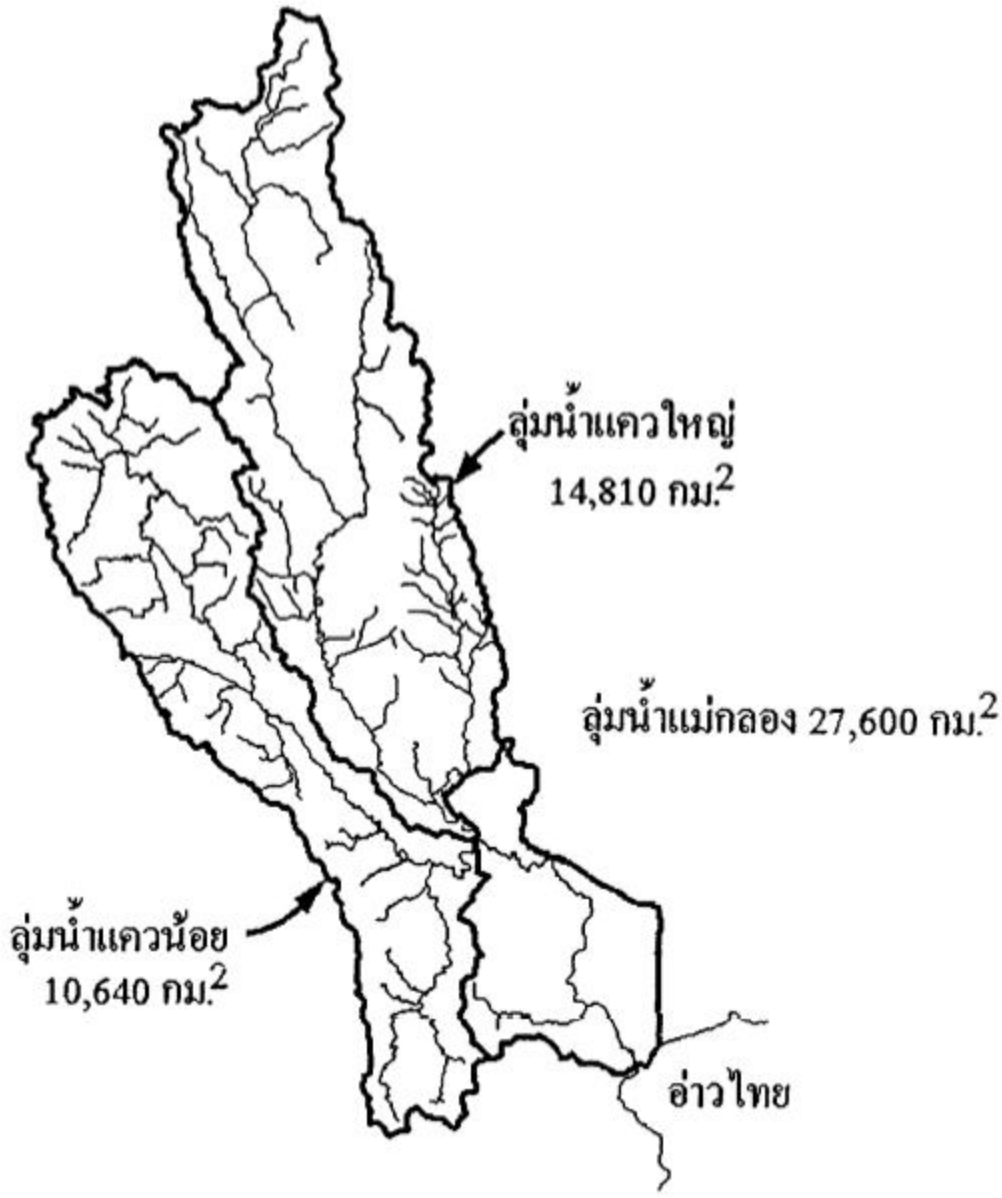
$$N_i = R_B^{I-i} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots(1.2)$$

1.3.2 กฎความยาวลำน้ำของ Horton (Horton's Law of Stream Lengths)

ในทำนองเดียวกับกฎจำนวนลำน้ำ Horton พบว่าค่าเฉลี่ยของความยาวของลำน้ำในแต่ละลำดับ i (L_i) แปรผันเป็นเส้นตรงกับลำดับลำน้ำ i ในกราฟกึ่งล็อก ดังแสดงในรูปที่ 1.4 และสรุปว่า



รูปที่ 1.4 Geomorphological Parameters ของลุ่มน้ำ Mamon



รูปที่ 1.5 ลุ่มน้ำ Mamon ใน Venezuala

$$R_L = \frac{L_{i+1}}{L_i} \quad \text{เมื่อ} \quad i = 1, 2, \ldots\ldots, I-1 \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots(1.3)$$

เมื่อ R_L = อัตราส่วนความยาวลำน้ำ (Length Ratio)

L_i, L_{i+1} = ความยาวเฉลี่ยของลำน้ำลำดับที่ i และ i+1

ค่า R_L จะหาได้จากความลาดเทของกราฟเส้นตรง ดังตัวอย่างในรูปที่ 1.4 ค่า R_L ของลุ่มน้ำ Mamon และ Mamon 5 มีค่าเท่ากับ 2.1 และ 2.5 ตามลำดับ

ความยาวเฉลี่ยของลำน้ำที่ลำดับใด ๆ ในลุ่มน้ำจะหาได้จากสูตร

$$L_i = L_1 R_L^{i-1} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots(1.4)$$

1.3.3 กฎพื้นที่ลำน้ำ (Law of Stream Areas)

Schumm, S.A. (1956) พบว่าค่าเฉลี่ยของพื้นที่ลุ่มน้ำของลำน้ำ (A_i) มีความสัมพันธ์กับลำดับลำน้ำ i และสรุปว่า

$$R_A = \frac{A_{i+1}}{A_i} \quad \text{เมื่อ} \quad i = 1, 2, \ldots\ldots, I-1 \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots(1.5)$$

เมื่อ R_A = อัตราส่วนพื้นที่ลำน้ำ (Area Ratio)

A_i และ A_{i+1} = พื้นที่ลุ่มน้ำเฉลี่ยของลำน้ำลำดับที่ i และ i+1

ค่า R_A จะหาได้จากความลาดเทของกราฟเส้นตรงซึ่งได้จากการพล๊อต A_i VS. i ในกระดาษกราฟกึ่งล๊อก ลุ่มน้ำ Mamon และ Mamon 5 มีค่า R_A เท่ากับ 4.5 และ 3.8 ตามลำดับ ดับแสดงในรูปที่ 1.4

ในทำนองเดียวกับกฎความยาวลำน้ำ (Law of Stream Lengths) พื้นที่ลุ่มน้ำเฉลี่ยของลำน้ำที่ลำดับใด ๆ จะคำนวณได้จากสูตร

$$A_i = A_1 R_A^{i-1} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots(1.6)$$

ได้มีผู้ศึกษาถึงความสัมพันธ์ระหว่างคุณลักษณะของไฮโดรกราฟกับพารามิเตอร์ของโครงข่ายลำน้ำ เช่นการศึกษาของ Rodriguez-Iturbe and Valdes (1979) ; Gupta, Waywire, and Wang (1980) และ Gupta, Rodriguez-Iturbe and Wood (1986) ตามที่อ้างถึงใน Chow *et. al* (1988)

พารามิเตอร์ที่แสดงคุณลักษณะของลุ่มน้ำตัวอื่น ๆ ที่มีความสำคัญสำหรับการวิเคราะห์ไฮโดรกราฟของลุ่มน้ำได้แก่ความหนาแน่นในการระบายน้ำ (Drainage Density) และความยาวเฉลี่ยของการไหลบนผิวดิน (Average Length of Overland Flow)

ความหนาแน่นในการระบายน้ำ (D) คืออัตราส่วนระหว่างผลรวมของความยาวของลำน้ำทุกสายในลุ่มน้ำต่อพื้นที่ลุ่มน้ำ

$$D = \frac{\sum_{i=1}^{I} \sum_{j=1}^{N_i} L_{ij}}{A_I} \qquad \text{.....(1.7)}$$

เมื่อ L_{ij} = ความยาวของลำน้ำสายที่ j ในลำน้ำลำดับที่ i

A_I = พื้นที่ลุ่มน้ำทั้งหมด

และ

$$L = \frac{1}{2D} \qquad \text{.....(1.8)}$$

เมื่อ L = ความยาวเฉลี่ยของการไหลบนผิวดิน

1.4 อิทธิพลของรูปร่างลุ่มน้ำต่อปริมาณน้ำท่า
(Effect of Watershed Shape on the Runoff Flow)

องค์ประกอบที่มีอิทธิพลต่อคุณสมบัติทางชลศาสตร์ของลุ่มน้ำสามารถสรุปได้ดังนี้

(1) รูปทรงเรขาคณิตของลุ่มน้ำ (Watershed Geometry) ซึ่งได้แก่ พื้นที่ รูปร่าง ตำแหน่ง ความยาวลำน้ำ ความลาดเทเฉลี่ยของลำน้ำสายใหญ่ ความหนาแน่นในการระบายน้ำ (Drainage Density) ฯลฯ

(2) คุณสมบัติของดินได้แก่ ชนิดดิน การแจกแจงเม็ดดิน (Grain-Size Distribution) เนื้อดิน ความยากง่ายในการกัดเซาะดิน ฯลฯ

(3) พืชที่ปกคลุม (Vegetation Cover) ได้แก่ ชนิดและการกระจายของพืช Interception การคายน้ำ ฯลฯ

(4) สภาพทางอุทกวิทยา ได้แก่อัตราการซึมน้ำลงไปในดิน น้ำใต้ดิน อัตราการระเหยสูงสุด ประเภทของแม่น้ำซึ่งอาจเป็นแม่น้ำที่มีน้ำไหลตลอดปี (Perennial) หรือแม่น้ำที่มีน้ำไหลเฉพาะหลังฝนตกหนัก (Ephemeral) ฯลฯ

(5) สภาพทางธรณีวิทยา ได้แก่โครงสร้างชั้นดิน Bedrock ชนิดและการกระจายของดินชั้นบน ฯลฯ

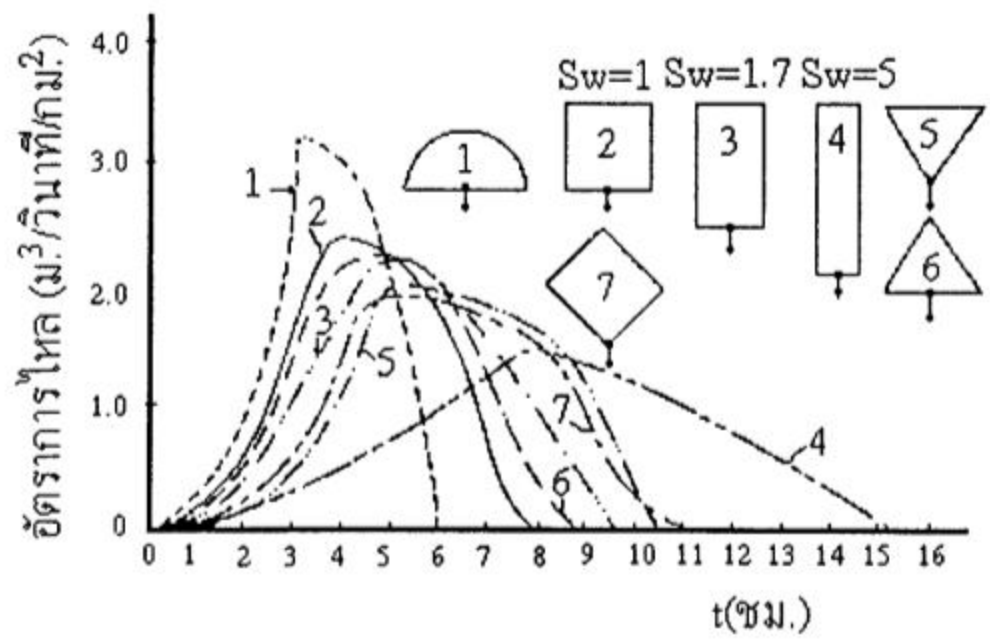
(6) ภูมิอากาศ ได้แก่อุณหภูมิ ฝน ปรากฏการณ์ประจำฤดูกาลและช่วงเวลาและความถี่ในการเกิด ฯลฯ

(7) ผลผลิตตะกอน (Sediment Yield) ได้แก่ขบวนการในการกัดเซาะและการพัดพาตะกอน แหล่งตะกอน ฯลฯ

(8) อิทธิพลเนื่องจากมนุษย์ ได้แก่ขนาดและประเภทของการพัฒนา การก่อสร้าง การตัดไม้ทำลายป่า (Deforestation) ฯลฯ

คุณสมบัติของรูปทรงเรขาคณิตมีอิทธิพลต่อรูปร่างของไฮโดรกราฟและอัตราการไหลสูงสุด ส่วนคุณสมบัติตั้งแต่ 2 ถึง 8 จะมีอิทธิพลต่อปริมาตรน้ำท่า ในหัวข้อนี้จะกล่าวเฉพาะผลของรูปทรงเรขาคณิตของลุ่มน้ำ ส่วนอิทธิพลของคุณลักษณะอื่น ๆ จะกล่าวในหัวข้อถัดไป

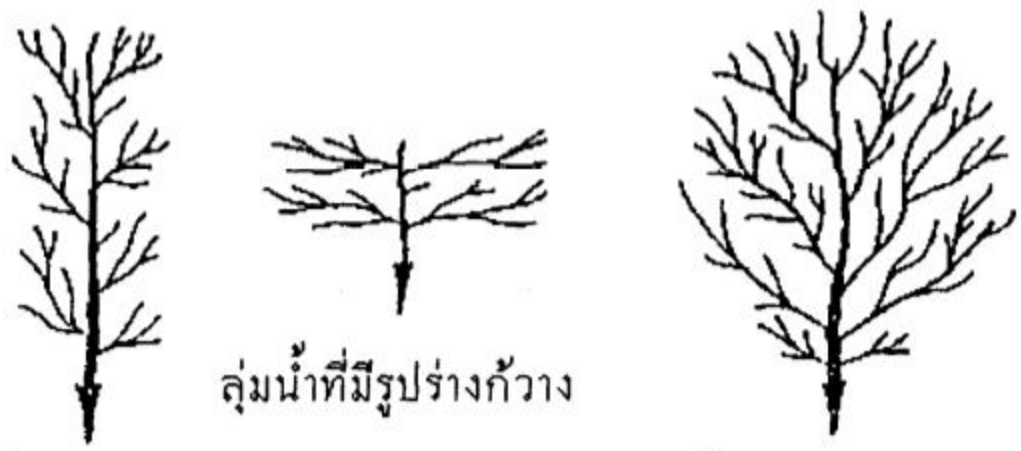
ลุ่มน้ำอาจมีรูปร่างแตกต่างกันได้มากมายนับไม่ถ้วนตามสภาพภูมิประเทศ นักอุทกวิทยาจำนวนมากได้พยายามวิเคราะห์ถึงอิทธิพลของรูปทรงเรขาคณิตของลุ่มน้ำต่อรูปร่างของไฮโดรกราฟและอัตราการไหลสูงสุด ซึ่งพอสรุปได้ดังแสดงในรูปที่ 1.6



รูปที่ 1.6 อิทธิพลของรูปเรขาคณิตของลุ่มน้ำต่อไฮโดรกราฟและอัตราการไหลสูงสุด (Richards, B.D. 1950)

ลุ่มน้ำในรูปที่ 1.6 มีพื้นที่เท่ากันและมีคุณลักษณะอื่น ๆ เหมือนกันต่างกันตรงรูปร่าง ฝนที่ตกมีความเข้มสม่ำเสมอ มีช่วงเวลาการตก (Duration, t_r) เท่ากับเวลาการเกิดน้ำท่าสูงสุด (Time of Concentration, t_c) สัญลักษณ์ S_w ในรูปคืออัตราส่วนระหว่างความยาวต่อความกว้างของลุ่มน้ำ ซึ่งเรียกว่าดรรชนีรูปร่างลุ่มน้ำ (Shape Index of Watershed)

ถึงแม้ว่าลุ่มน้ำจะมีรูปร่างแตกต่างกันออกไปมากมายนับไม่ถ้วน แต่ก็พอจะแบ่งรูปร่างลุ่มน้ำออกได้เป็น 3 กลุ่มใหญ่ ๆ ดังแสดงในรูปที่ 1.7 คือ



รูปที่ 1.7 การจำแจกรูปร่างลุ่มน้ำเบื้องต้น

(1) ลุ่มน้ำที่มีรูปร่างยาว (Long Watershed) หรือเรียกอีกอย่างหนึ่งว่าลุ่มน้ำรูปขนนก (Featherlike Watershed)

(2) ลุ่มน้ำที่มีรูปร่างกว้าง (Broad Watershed)

(3) ลุ่มน้ำที่มีรูปร่างแบบพัด (Fan-shaped Watershed) หรือเรียกอีกอย่างหนึ่งว่าลุ่มน้ำรูปวงกลม (Radial Watershed)

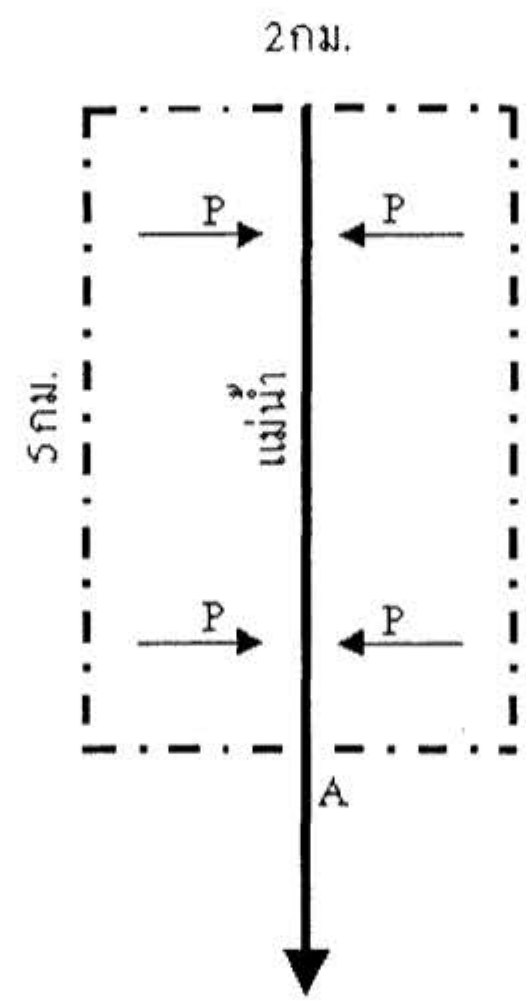
เพื่อแสดงให้เห็นถึงผลของรูปร่างลุ่มน้ำต่อไฮโดรกราฟและอัตราการไหลสูงสุดให้ชัดเจนยิ่งขึ้น จะขอแสดงการวิเคราะห์โดยใช้ตัวอย่างการคำนวณอย่างง่าย ๆ ดังต่อไปนี้

สมมติลุ่มน้ำมีรูปร่างต่างกัน 3 แบบ คือ รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า 2 ลุ่มน้ำ และรูปครึ่งวงกลม 1 ลุ่มน้ำ มีความลาดเทคงที่และไม่มีลำน้ำสาขา ถึงแม้ว่าตามธรรมชาติอาจไม่มีลุ่มน้ำลักษณะดังกล่าว แต่ก็อาจนับได้ว่าพื้นที่เมืองและสนามบินมีลักษณะดังสมมติ และเพื่อให้การวิเคราะห์ง่ายเข้า จะไม่พิจารณาถึงการเก็บกักในลำน้ำและการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของน้ำในทางน้ำ (Channel Routing)

ตัวอย่างที่ 1.1 ลุ่มน้ำดังแสดงในรูปที่ 1.8 มีข้อมูลต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

ความกว้างของลุ่มน้ำ (W)	=	2	กม.
ความยาวของลุ่มน้ำ (L)	=	5	กม.
พื้นที่ลุ่มน้ำ (A)	=	10	ตร.กม.
ความเร็วเฉลี่ยของการไหลบนผิวดิน (V_1)	=	0.1	ม./วินาที
ความเร็วเฉลี่ยของการไหลในทางน้ำ (V_2)	=	1.0	ม./วินาที
ฝนตกพร้อม ๆ กันทั้งลุ่มน้ำ			
ฝนมีความเข้มสม่ำเสมอ (i)	=	10	มม./ชม.
ส.ป.ส. น้ำท่า (Runoff Coefficient, C)	=	0.4	

ต้องการให้หาไฮโดรกราฟตามทฤษฎีที่จุด A ของลุ่มน้ำดังกล่าว



รูปที่ 1.8 ลุ่มน้ำสำหรับตัวอย่างที่ 1.1

วิธีทำ

ขั้นที่ 1 : หาเวลาการเกิดน้ำท่าสูงสุด (Time of Concentration) ซึ่งก็คือระยะเวลาที่น้ำจากจุดที่ไกลที่สุดในลุ่มน้ำจะ ไหลไปถึงจุด A

$$t_c = \frac{1000}{0.1} + \frac{5000}{1.0} = 15{,}000 \text{ วินาที}$$

= 250 นาที

ขั้นที่ 2 : สมมติว่า ช่วงเวลาการตกของฝน (t_r) เท่ากับ t_c เท่ากับ 250 นาที

ขั้นที่ 3 :

ที่ $t < t_c$ พื้นที่ลุ่มน้ำที่จ่ายน้ำให้จุด A สูงสุดจะเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ

ที่ $t = t_c$ พื้นที่ทั้งลุ่มน้ำจะจ่ายน้ำให้จุด A เนื่องจากสมมติว่า $t_r = t_c$

ที่ $t > t_c$ พื้นที่ที่อยู่ใกล้จุด A จะเริ่มหยุดจ่ายน้ำให้จุด A ตามลำดับ แต่พื้นที่ที่อยู่ห่างไกลจุดจะยังคงจ่ายน้ำให้จุด A ช่วงนี้เรียกว่า ช่วงน้ำลด (Recession)

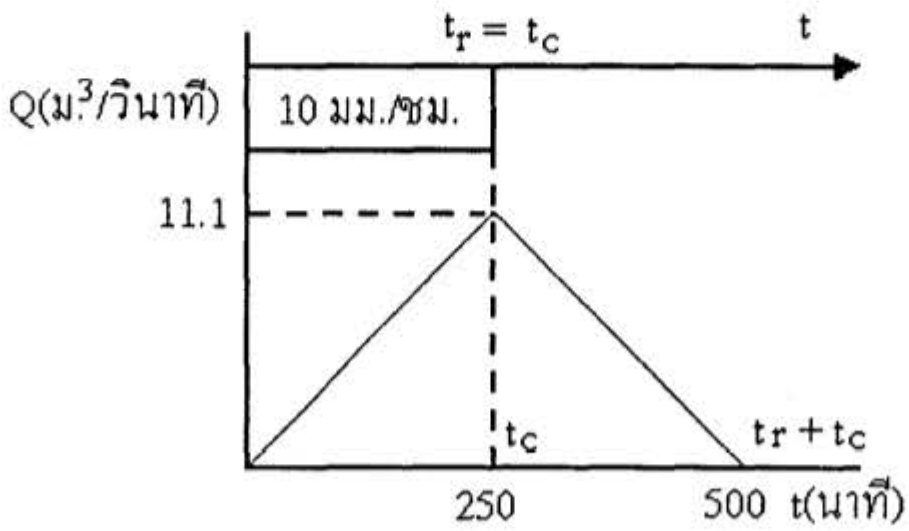
ที่ $t = 2t_r$ ฝนเม็ดสุดท้ายที่ตกที่จุดไกลสุดในลุ่มน้ำจะไหลไปถึงจุด A ซึ่งต้องใช้เวลาเท่ากับ t_c และปริมาณน้ำท่าที่เวลา $t_r + t_c$ จะเป็นศูนย์ตามแนวคิดที่เวลาฐาน (Time Base) ของไฮโดรกราฟจะเท่ากับ $t_r + t_c$ หรือ 2 t_r

ขั้นที่ 4 : เมื่อ $t = t_c$ จะสามารถคำนวณหาอัตราการไหลสูงสุด (Q_{max}) ได้โดยใช้สูตร Rational

$$Q_{max} = C\,i\,A$$

$$= 0.4 \times \frac{0.01}{3600} \times 2000 \times 5000 = 11.1 \text{ ม}^3./\text{วินาที}$$

ขั้นที่ 5 : รูปร่างไฮโดรกราฟตามทฤษฎีจะมีลักษณะดังรูปที่ 1.9



รูปที่ 1.9 ไฮโดรกราฟของตัวอย่างที่ 1.1

ตัวอย่างที่ 1.2 ลุ่มน้ำมีรูปร่างดังแสดงในรูปที่ 1.10 และมีข้อมูลต่าง ๆ ดังนี้

ความกว้างลุ่มน้ำ (W) = 5 กม.

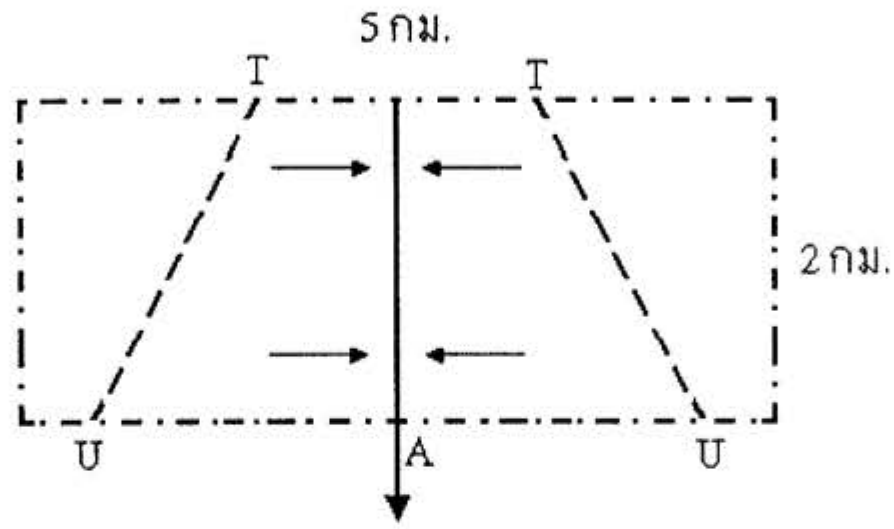
ความยาวลุ่มน้ำ (L) = 2 กม.

กำหนดให้ช่วงเวลาการตกของฝน (t_r) เท่ากับที่คำนวณได้ใน

ตัวอย่าง 1.1 = 250 นาที

ข้อมูลอื่น ๆ เหมือนตัวอย่าง 1.1

ให้หาไฮโดรกราฟตามทฤษฎีที่จุด A สำหรับลุ่มน้ำในตัวอย่าง



รูปที่ 1.10 ลุ่มน้ำสำหรับตัวอย่าง 1.2

วิธีทำ

ขั้นที่ 1 : $t_c = \frac{2500}{0.1} + \frac{2000}{1.0} =$ 27,000 วินาที

$=$ 450 นาที

แสดงว่า $t_c > t_r$ ที่กำหนดให้

ขั้นที่ 2 : หาพื้นที่ซึ่งน้ำจากบริเวณนั้นจะไหลไปถึงจุด A เมื่อฝนหยุดตก หรือที่เวลา 250 นาที โดยการหาระยะจากจุด T และ U ถึงแนวลำน้ำ

ให้ X_T และ X_U คือระยะทางที่สั้นที่สุดจากจุด T และ U ถึงแนวลำน้ำตามลำดับ

$$\frac{X_T}{0.1} + \frac{2000}{1.0} = 15{,}000 \text{ วินาที}$$

$$\therefore \quad X_T = 1{,}300 \text{ เมตร}$$

$$\frac{X_U}{0.1} = 15{,}000 \quad \text{วินาที}$$

$$X_U = 1{,}500 \quad \text{เมตร}$$

ขั้นที่ 3 : หาพื้นที่ที่น้ำไหลไปถึงจุด A เมื่อฝนหยุดตก (Reduced Area, A_r)

$A_r = (1{,}300+1{,}500) \times 2{,}000 = 5.6 \times 10^6$ ม^2.

$= 5.6$ ตร.กม.

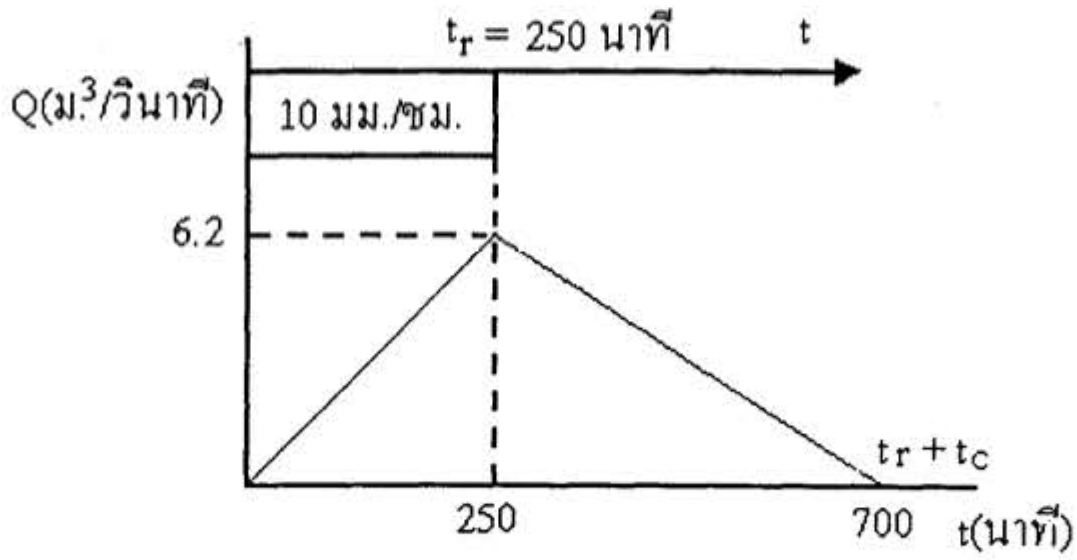
ขั้นที่ 4 : หาอัตราการไหลสูงสุดจากสูตร Rational

$$Q_{max} = C\ i\ A_r$$

$$= 0.4 \times \frac{0.01}{3600} \times 5.6 \times 10^6 = 6.2 \quad \text{ม}^3./\text{วินาที}$$

การที่ Q_{max} ในตัวอย่างนี้มีค่าน้อยกว่า Q_{max} ในตัวอย่าง 1.1 เนื่องจากระยะเวลาที่ฝนตกน้อยกว่า t_c ของลุ่มน้ำในตัวอย่างนี้ทำให้ฝนที่ตกเฉพาะในพื้นที่ A_r เท่านั้นที่ไหลออกสู่ทางออกเมื่อฝนหยุดตก

ขั้นที่ 5 : เขียนรูปไฮโดรกราฟได้ดังแสดงในรูปที่ 1.11

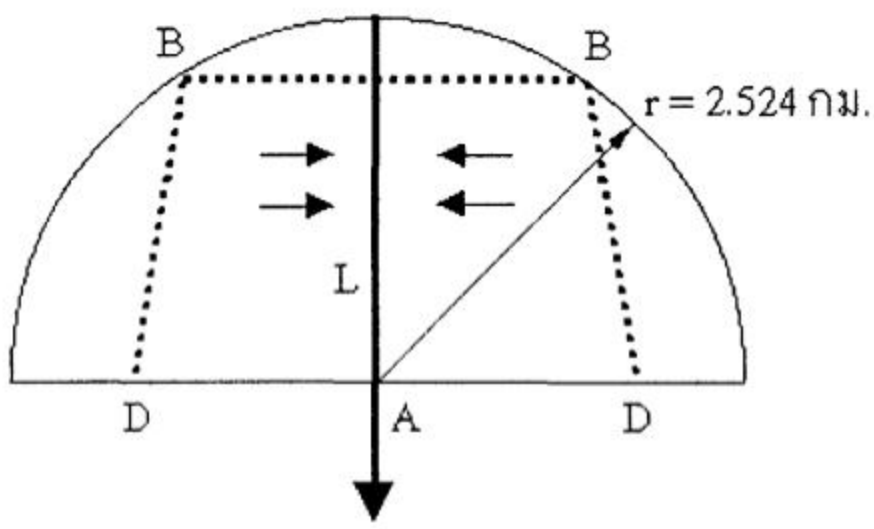


รูปที่ 1.11 ไฮโดรกราฟของตัวอย่างที่ 1.2

โดยการเปรียบเทียบผลการคำนวณของตัวอย่างที่ 1.1 และ 1.2 จะเห็นได้ว่าลุ่มน้ำที่มีพื้นที่เท่ากัน ฝนมีช่วงเวลาการตกและความเข้มเท่ากัน ความเร็วเฉลี่ยของการไหลบนผิวดิน

และในทางน้ำเท่ากัน ลุ่มน้ำกว้างแต่สั้นจะให้ค่าอัตราการไหลสูงสุดน้อยกว่าลุ่มน้ำที่แคบแต่ยาวกว่าเนื่องจากน้ำต้องใช้เวลามากกว่าในการไหลจากจุดไกลสุดเชิงเศรษฐศาสตร์ออกสู่ทางออก

ตัวอย่างที่ 1.3 ให้หาไฮโดรกราฟตามทฤษฎีที่จุด A ของลุ่มน้ำรูปครึ่งวงกลม ซึ่งมีรูปร่างดังรูปที่ 1.12 กำหนดให้ช่วงเวลาการตกของฝนเท่ากับ 250 นาที และมีข้อมูลอื่น ๆ เหมือนตัวอย่างที่ 1.1 ลุ่มน้ำรูปครึ่งวงกลมมีรัศมี r = 2.524 กม.



รูปที่ 1.12 ลุ่มน้ำรูปครึ่งวงกลม สำหรับตัวอย่างที่ 1.3

วิธีทำ

ขั้นที่ 1 : หาพื้นที่ลุ่มน้ำทั้งหมด

$$A = \frac{\pi(2524)^2}{2} = 10 \times 10^6 \text{ ม}^2. = 10 \text{ ตร.กม.}$$

ขั้นที่ 2 : หา t_c ตามหลักทางคณิตศาสตร์เบื้องต้น จะได้ว่า

t_c = 25370 วินาที

= 423 นาที

แสดงว่า $t_r < t_c$

ขั้นที่ 3 : ให้ X_B และ X_D คือระยะทางที่สั้นที่สุดจากจุด B และ D ถึงแนวลำน้ำตามลำดับขอบเขตพื้นที่จ่ายน้ำให้กับจุด A เมื่อฝนหยุดจะเท่ากับ

L = 2174 เมตร

X_B = 1282 เมตร

X_D = 1500 เมตร

ขั้นที่ 4 : พื้นที่ลุ่มน้ำที่จ่ายน้ำให้กับจุด A เมื่อฝนหยุดตก (Reduced Area, A_r)จะเท่ากับ

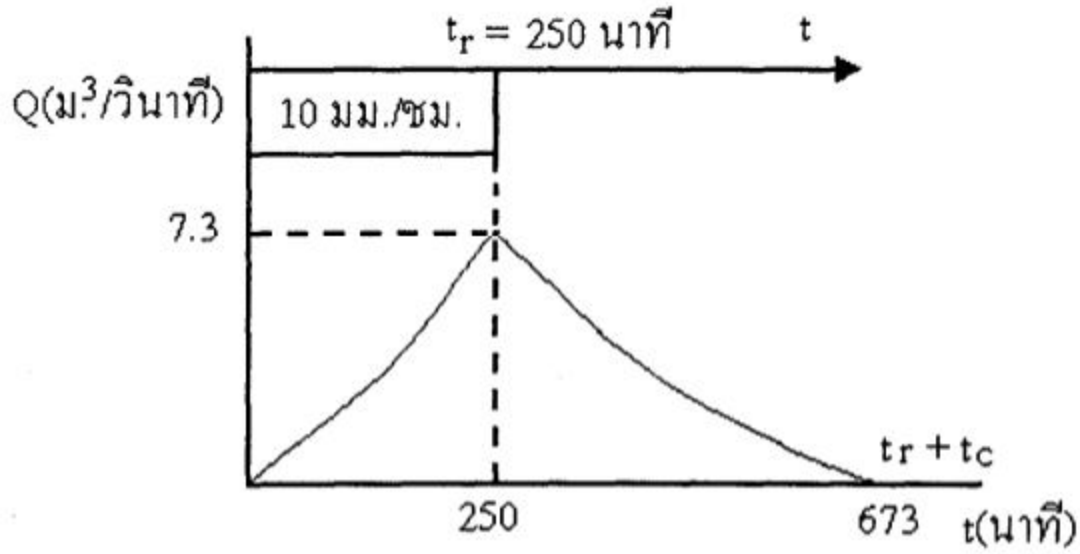
A_r = 6.6×10^6 ม^2.

ขั้นที่ 5 : หาอัตราการไหลสูงสุดโดยสูตร Rational

$$Q_{max} = C\ i\ A_r = 0.4 \times \frac{0.01}{3600} \times 6.6 \times 10^6 \text{ ม}^3./\text{วินาที}$$

= 7.3 ม^3./วินาที

ขั้นที่ 6 : เขียนรูปไฮโดรกราฟได้ดังแสดงในรูปที่ 1.13



รูปที่ 1.13 ไฮโดรกราฟของตัวอย่างที่ 1.3

ตามที่ได้กล่าวไว้ตั้งแต่ต้นว่าลุ่มน้ำในตัวอย่างและคุณลักษณะทางกายภาพที่สมมติขึ้นค่อนข้างจะเป็นเรื่องทางทฤษฎี ซึ่งไม่เพียงพอแต่สมมติให้รูปร่างเป็นแบบง่าย ๆ เพื่อสะดวกเท่านั้นแต่การที่น้ำไหลบนผิวดินเป็นเส้นตรงเป็นระยะทางยาว ๆ นั้นก็เป็นเรื่องที่ยากจะเกิดขึ้นจริง ๆ ปกติจะมีทางน้ำเล็กลำดับที่ 1 หรือ 2 หรือน้ำท่าจะกัดเซาะผิวดินเป็นร่อง ซึ่งในทั้งสองกรณีจะมีผลทำให้การไหลบนผิวดิน (Overland Flow) เปลี่ยนเป็นการไหลในทางน้ำซึ่งมีความเร็วสูงกว่า บริเวณภูเขาปกติแล้วความยาวของการไหลบนผิวดินจะสั้นมากจนอาจตัดทิ้งได้

ในการวิเคราะห์ลุ่มน้ำในตัวอย่าง ได้ใช้สูตร Rational ในการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดจากความเข้มฝน (Rainfall Intensity) สูตรดังกล่าวปกติจะใช้ได้สำหรับลุ่มน้ำขนาดเล็ก กรณีที่ลุ่มน้ำมีขนาดใหญ่และมีความซับซ้อนมากขึ้น จะต้องใช้วิธีการทางอุทกวิทยาที่เหมาะสมอื่น ๆ ต่อไป

1.5 องค์ประกอบอื่น ๆ ที่มีผลต่อปริมาณน้ำท่า
(Other Factors that Influence the Runoff Flow)

มีองค์ประกอบอื่น ๆ อีกมากมายที่มีผลต่อไฮโดรกราฟน้ำท่า นอกจากนี้รูปร่างลุ่มน้ำ สภาพภูมิประเทศ ความลาดเท และสัมประสิทธิ์น้ำท่า จะแตกต่างกันไปในแต่ละพื้นที่ ความขรุขระ (Roughness) ของทางน้ำและผิวดินของลุ่มน้ำใด ๆ ก็จะเปลี่ยนไปตามพื้นที่และเวลา ทั้งนี้เนื่องจากการปกคลุมดินของพืชและการตะกอน

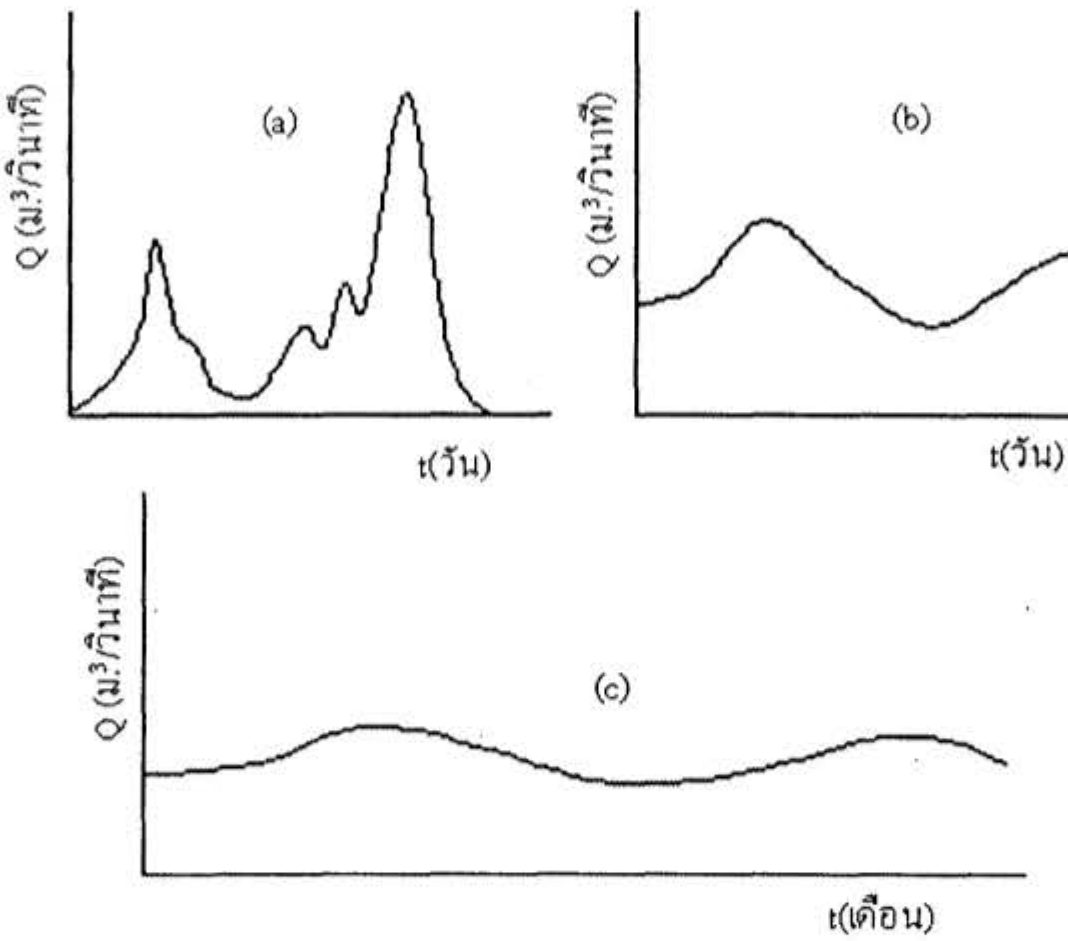
ความเข้มฝนปกติจะไม่สม่ำเสมอตลอดช่วงที่เกิดพายุ และฝนที่ตกปกติก็จะไม่แผ่คลุมทั่วทั้งลุ่มน้ำ ยกเว้นลุ่มน้ำที่มีขนาดเล็กมาก ๆ ตามกฎโดยทั่ว ๆ ไปฝนที่แผ่คลุมพื้นที่กว้างกว่าจะมีความเข้มน้อยกว่า อย่างไรก็ตามไม่สามารถจะเขียนความสัมพันธ์ระหว่างขนาดลุ่มน้ำต่อความเข้มฝนออกมาเป็นสมการทางคณิตศาสตร์ทั่ว ๆ ไปได้ ทั้งนี้เพราะความสัมพันธ์ดังกล่าวจะแตกต่างกันไปในแต่ละพื้นที่

องค์ประกอบที่สำคัญอันหนึ่งที่มีผลต่ออัตราการไหลสูงสุดคือทิศทางของฝน ถ้าเมฆฝนเคลื่อนตัวไปทางเดียวกับทิศทางการไหลของน้ำในลำน้ำ อัตราการไหลสูงสุดจะมีค่ามากกว่ากรณีที่เมฆฝนไม่เคลื่อนตัวหรือหยุดนิ่งอยู่กับที่ แต่ถ้าเมฆฝนเคลื่อนตัวไปทางตรงกันข้าม อัตราการไหลสูงสุดจะมีค่าน้อยกว่ามาก

ไฮโดรกราฟของลำน้ำขนาดเล็กในเขตภูเขา ซึ่งจัดอยู่ในลำน้ำลำดับที่ 1, 2 และบางครั้ง 3 จะตอบสนองต่อการตกและการหยุดตกของฝนอย่างรวดเร็ว ลำน้ำดังกล่าวอาจไม่มีน้ำเลยในช่วงฤดูแล้ง แต่อัตราการไหลจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วหลังฝนที่มีความเข้มสูงตกเพียงไม่กี่นาที หรือชั่วโมง หรือวัน และจะมีน้ำไหลต่อไปอีกเพียงวันหรือสองวัน ดังรูปที่ 1.14 (a) ลำน้ำประเภทนี้มีอัตราส่วน Q_{max}/Q_{min} สูงมาก และจะเข้าใกล้ค่าอนันต์ (Infinity) ในช่วงฤดูแล้ง การที่อัตราการไหลเปลี่ยนแปลงขึ้น ๆ ลง ๆ อย่างมาก จะทำให้ความเร็วน้ำและการพัดพาตะกอนเปลี่ยนแปลงขึ้น ๆ ลงอย่างมากตามไปด้วย มักพบเสมอ ๆว่าในช่วงฤดูแล้งท้องลำน้ำ (Streambed) จะไม่มีตะกอนกีดขวางการไหล แต่หลังจากที่ฝนตกหนักเพียงหนึ่งหรือสองครั้ง ท้องลำน้ำจะมีตะกอนทับถมจนกีดขวางการไหลของน้ำ

สำหรับลำน้ำขนาดกลางในบริเวณตีนเขา (Foothill) เวลาการเกิดน้ำท่าสูงสุด (Time of Concentration) ของลำน้ำสาขาที่แตกต่างกัน จะทำให้เกิดความสมดุลย์และชดเชยอิทธิพลของฝนที่มีความเข้มไม่สม่ำเสมอ อัตราส่วน Q_{max}/Q_{min} จะน้อยลง และวงจรของคลื่นน้ำท่วม (Flood Waves) จะยาวนานขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 1.14 (b)

สำหรับลำน้ำใหญ่ในที่ราบ ไฮโดรกราฟจะราบกว่า และคลื่นน้ำท่วมจะมีช่วงเวลาการเกิดที่ยาวนานยิ่งขึ้น อาจเป็นสัปดาห์ หรือแม้แต่เดือน ดังแสดงในรูปที่ 1.14 (c)



รูปที่ 1.14 ลักษณะของไฮโดรกราฟของลำน้ำขนาดต่าง ๆ

1.6 ขนาดสัมพัทธ์ของลุ่มน้ำ (Relative Size of the Watershed)

ได้มีผู้พยายามเสนอแนะวิธีการแบ่งลุ่มน้ำเป็นขนาดเล็กหรือขนาดใหญ่มากมายหลายวิธี แต่วิธีการที่เป็นที่ยอมรับคือ การกำหนดว่าลุ่มน้ำขนาดเล็กมีการตอบสนองต่อฝนอย่างรวดเร็ว (ประมาณ 1-2 วัน) ถ้าลุ่มน้ำตอบสนองช้ากว่านั้นจะถือเป็นลุ่มน้ำขนาดใหญ่ ในบริเวณภูเขาซึ่งความเร็วของการไหลของน้ำ ทั้งการไหลบนดินและการไหลในลำน้ำจะเร็วมาก ทำให้น้ำท่าไหลไปถึงน้ำสายใหญ่ ภายใน 1-2 วัน จึงจัดอยู่ในลุ่มน้ำขนาดเล็ก ในบริเวณภูเขาที่ไม่ลาดชันนักความเร็วของกระแสน้ำจะน้อยกว่ามาก และลุ่มน้ำที่มีพื้นที่เท่ากันกับลุ่มน้ำในบริเวณภูเขาที่ลาดชันก็อาจถือเป็นลุ่มน้ำขนาดใหญ่ได้

อย่างไรก็ตามมักจะนิยมกำหนดลุ่มน้ำที่มีขนาดต่ำกว่า 30-40 ตร.กม. เป็นลุ่มน้ำขนาดเล็ก

1.7 โค้งที่แสดงลักษณะของลุ่มน้ำ

(Some Characteristic Curves Describing Watersheds)

ในวิชาอุทกวิทยาเชิงวิศวกรรม (Engineering Hydrology) ได้มีการใช้โค้งลักษณะ (Characteristic Curves) นอกเหนือจากคุณสมบัติบางประการที่ได้กล่าวถึงแล้วในหัวข้อ 1.3 เพื่ออธิบายถึงคุณลักษณะของลุ่มน้ำที่กำลังศึกษา ซึ่งจะได้กล่าวถึงรายละเอียดเป็นข้อ ๆ ดังต่อไปนี้

1.7.1 Hypsometric Curve

Hypsometric Curve เป็นกราฟที่อธิบายถึงความสัมพันธ์ระหว่างพื้นที่ลุ่มน้ำสะสมและระดับ (รทก.) ดังแสดงในรูปที่ 1.15 กราฟนี้จะให้ข้อมูลที่สำคัญสำหรับลุ่มน้ำขนาดใหญ่ตราบเท่าที่อุณหภูมิ ฝน และการระเหย ยังถือเป็นเรื่องสำคัญ

Hypsometric Curve จะสร้างได้โดยการพล็อตพื้นที่ที่อยู่เหนือเส้นระดับ มีหน่วยเป็น ตร.กม. บนแกนนอน (X) และพล็อตระดับเป็นเมตรบนแกนตั้ง (Y) ทุก ๆ จุดที่อ่านจากกราฟจะบอกค่าพื้นที่สะสมที่อยู่เหนือระดับนั้น ระดับเฉลี่ยของลุ่มน้ำจะหาได้จากสมการ

$$\bar{H} = \frac{\sum a \times H}{A} \qquad \text{.....(1.9)}$$

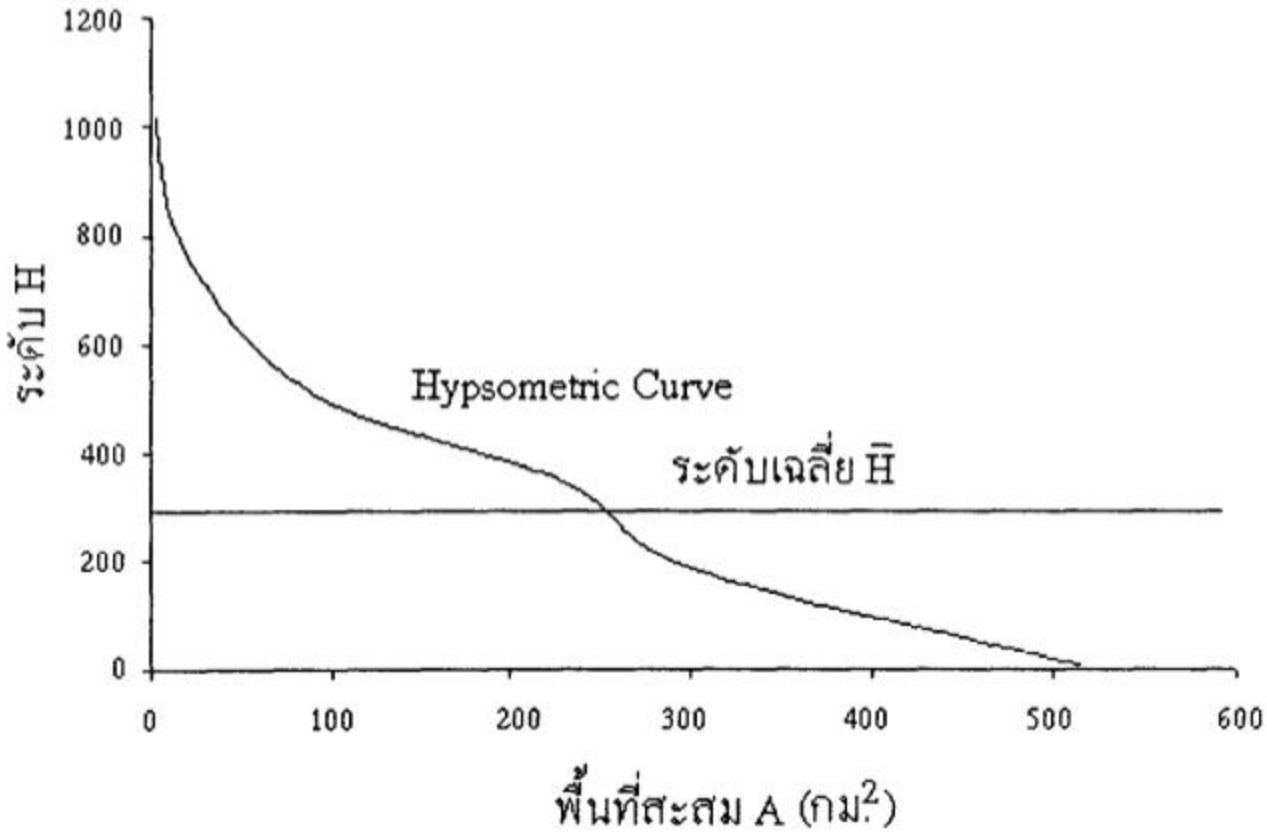
เมื่อ

a = พื้นที่อยู่ระหว่างเส้นระดับ เป็น $ม^2$.

H = ระดับเฉลี่ยของพื้นที่ a เป็น ม.

A = พื้นที่ทั้งหมดของลุ่มน้ำ $ม^2$.

รูปร่างลักษณะของ Hypsometric Curve สำหรับลุ่มน้ำที่กำหนดให้ อาจใช้เป็นข้อมูลชี้ถึงขั้นตอนการกำเนิด (Formative Stage) ลำน้ำ



รูปที่ 1.15 Hypsometric Curve

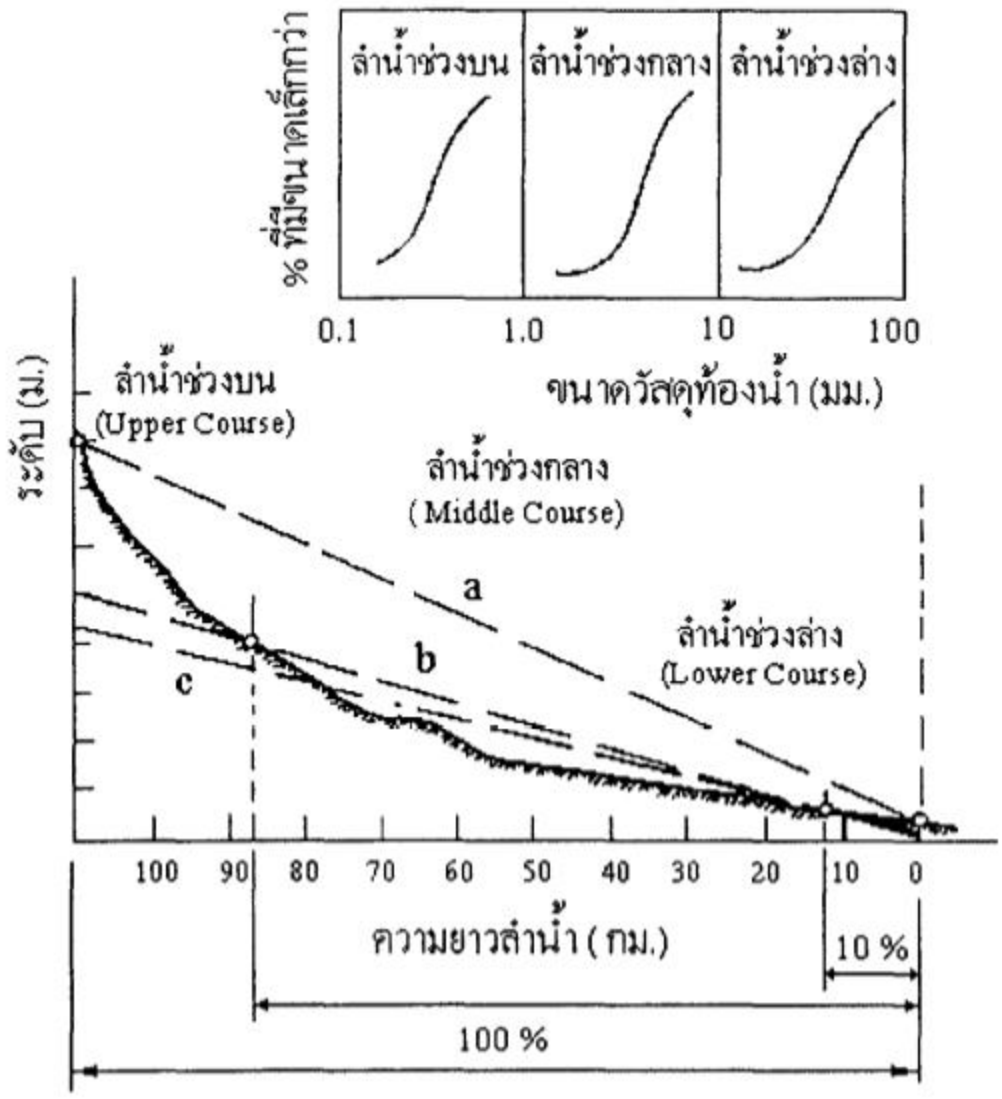
1.7.2 รูปตัดตามยาวและความลาดเทเฉลี่ยของลำน้ำหลัก

(Longitudinal Profile and Mean Slope of the Main Stream)

รูปตัดยาวตามแนวลำน้ำหลักของลุ่มน้ำเป็นข้อมูลที่สำคัญที่แสดงความลาดเทของส่วนต่าง ๆ ของลุ่มน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 1.16

ลำน้ำตอนบน (Upper Course) โดยทั่ว ๆ ไปจะมีความลาดเทตามแนวลำน้ำสูงมาก ทำให้น้ำไหลเร็วและเกิดการกัดเซาะท้องลำน้ำ เป็นลักษณะของลำน้ำที่มีการกัดเซาะทั่ว ๆ ไป

ลำน้ำตอนกลาง (Middle Course) ความลาดเทตามแนวลำน้ำน้อยลงกว่าลำน้ำตอนบน มีลำน้ำสาขาไหลเข้ามาบรรจบลำน้ำหลัก ซึ่งจะทำให้มีการเปลี่ยนสภาวะการไหลของน้ำที่จุดบรรจบนี้ มีการกัดเซาะและการตกตะกอนเกิดขึ้นสลับไปสลับมา ในส่วนต่าง ๆ และที่เวลาต่าง ๆ อย่างไรก็ตามลำน้ำช่วงนี้ถือว่าเป็นช่วงที่มั่นคงและมีความสมดุลย์มากที่สุด



รูปที่ 1.16 รูปตัดตามยาวตามแนวลำน้ำและความลาดเทเฉลี่ย

ลำน้ำตอนล่าง (Lower Course) ความลาดเทตามแนวลำน้ำราบลง อัตราการไหลเพิ่มขึ้น มีตะกอนจากลำน้ำช่วงที่มีการกัดเซาะตกสะสมตัวเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ ทำให้มีการเปลี่ยนแนวและรูปร่างลำน้ำ (Shifting and Changing) ในช่วงเวลาสั้น ๆ

Shulits, S. (1941) ได้ให้ความสมพันธ์ระหว่างความลาดเทตามยาวของลำน้ำกับระยะทางตามแนวลำน้ำไว้ดังนี้

$$I_x = I_o e^{-\alpha X} \qquad \text{.....(1.10)}$$

เมื่อ

I_x = ความลาดเทตามยาวที่ระยะทาง X ไปทางด้านท้ายน้ำของจุดอ้างอิง (Reference Point) I_o ใด ๆ

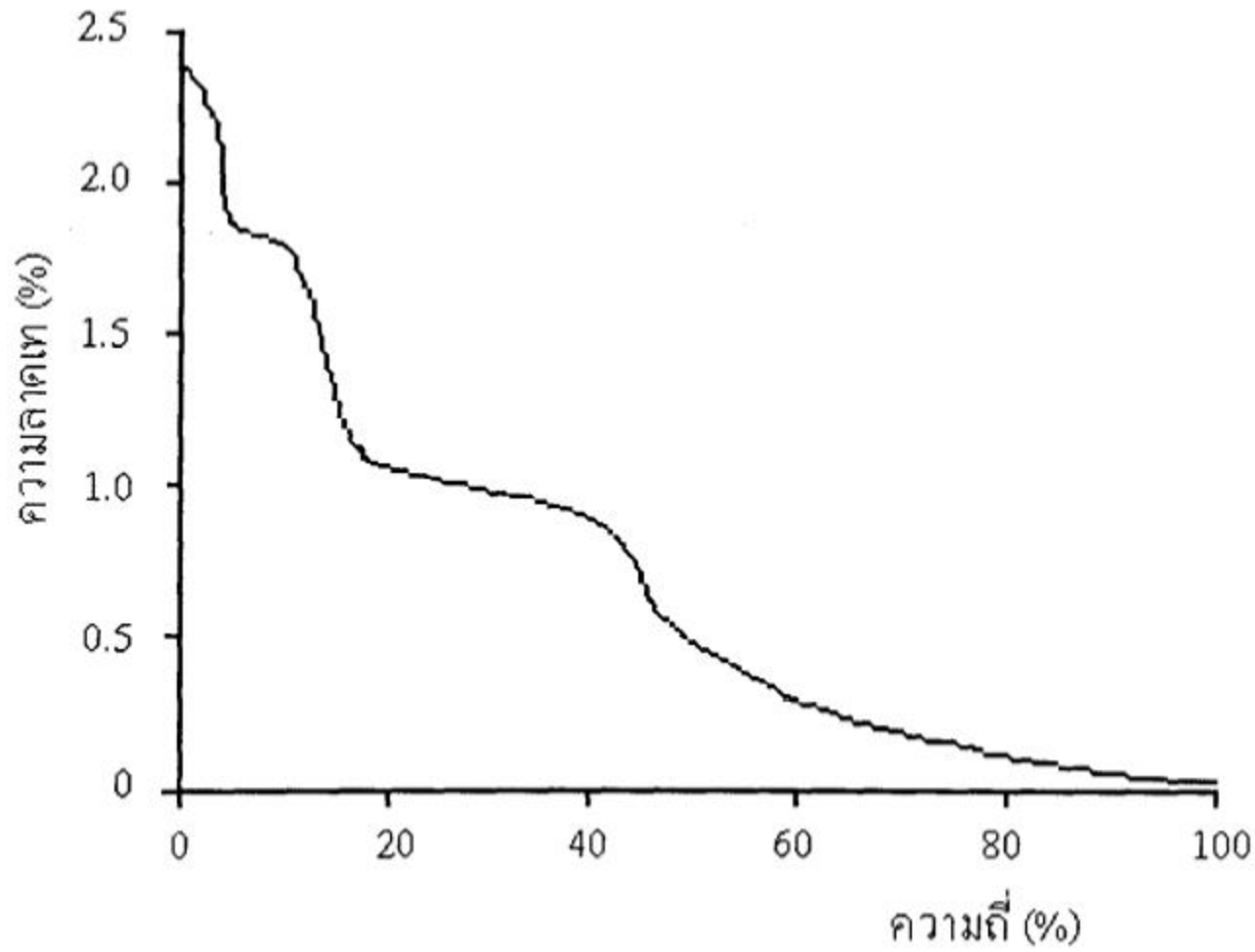
I_o = ความลาดเทที่จุดอ้างอิง

α = สัมประสิทธิ์ของการเปลี่ยนความลาดเท

โดยทั่ว ๆ ไปมี 3 วิธีในการหาความลาดเทเฉลี่ยของลำน้ำ (ดูรูปที่ 1.16 ประกอบ) คือ

(1) **เส้น a** ซึ่งหาได้โดยการเชื่อมจุดล่างสุดและจุดบนสุดของลำน้ำ
(2) **เส้น b** ซึ่งหาได้โดยการเชื่อมจุดบนรูปตัดตามยาวที่จุด 10 % และ 85% ของความยาว
(3) **เส้น c** ซึ่งเรียกว่า Line of Compensation เกิดจากการลากเส้นในลักษณะที่ทำให้พื้นที่สามเหลี่ยมใต้เส้นที่ลากขึ้นมีพื้นที่เท่ากับพื้นที่ใต้รูปตัดตามยาว

พื้นที่ลุ่มน้ำปกติจะมี 3 มิติ ซึ่งเกิดจากลำน้ำสาขาจำนวนมาก โดยทั่ว ๆ ไปจะใช้ความลาดเทเฉลี่ยในการวิเคราะห์ต่าง ๆ แต่บางกรณีอาจต้องศึกษาให้ละเอียดยิ่งขึ้นไปอีก ซึ่งทำได้โดยการแบ่งพื้นที่ลุ่มน้ำโดยโครงข่ายของรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า และคำนวณความลาดเทที่โนด (Node) โดยวิธีนี้จะสามารถวิเคราะห์หาการแจกแจงของความลาดเทได้ ดังรูปที่ 1.17

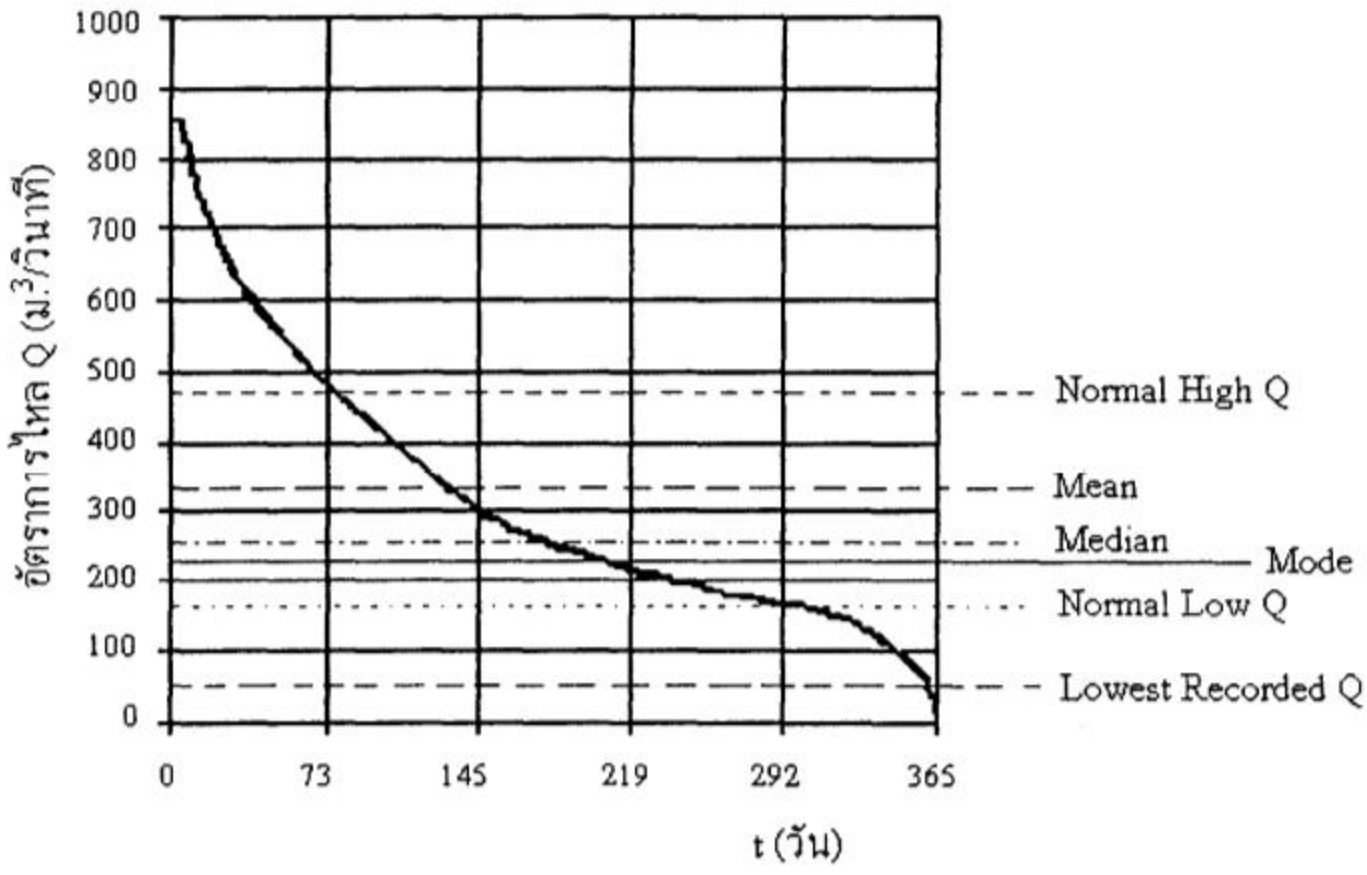


รูปที่ 1.17 โค้งการแจกแจงของความลาดเท (Slope – Frequency Curve)

1.7.3 โค้งช่วงเวลาสะสม (Cumulative Duration Curve)

โค้งแสดงลักษณะ (Characteristic Curves) อีกอย่างหนึ่งที่ใช้กันมากในวิศวกรรมระบายน้ำ ซึ่งจะกล่าวถึงในบทนี้คือ โค้งช่วงเวลาสะสมของอัตราการไหลของน้ำในลำน้ำที่ได้จากการพล็อตอัตราการไหลกับช่วงเวลา ดังแสดงในรูปที่ 1.18

ที่จุดใด ๆ บนโค้งจะแสดงอัตราการไหล Q ของช่วงเวลา t วัน ใน 365 วันของปี ซึ่งอัตราการไหลของน้ำในลำน้ำจะมีค่ามากกว่า หรือเท่ากับค่า Q ที่อ่านได้ค่าอัตราการไหลที่แสดงในรูปที่ 1.18 ที่น่าสนใจคือ



รูปที่ 1.18 โค้งช่วงเวลาสะสม ของอัตราการไหลของน้ำ

Normal High Flow (อัตราการไหลสูงปกติ) คืออัตราการไหลที่ช่วงเวลา ¼ x 365 วัน

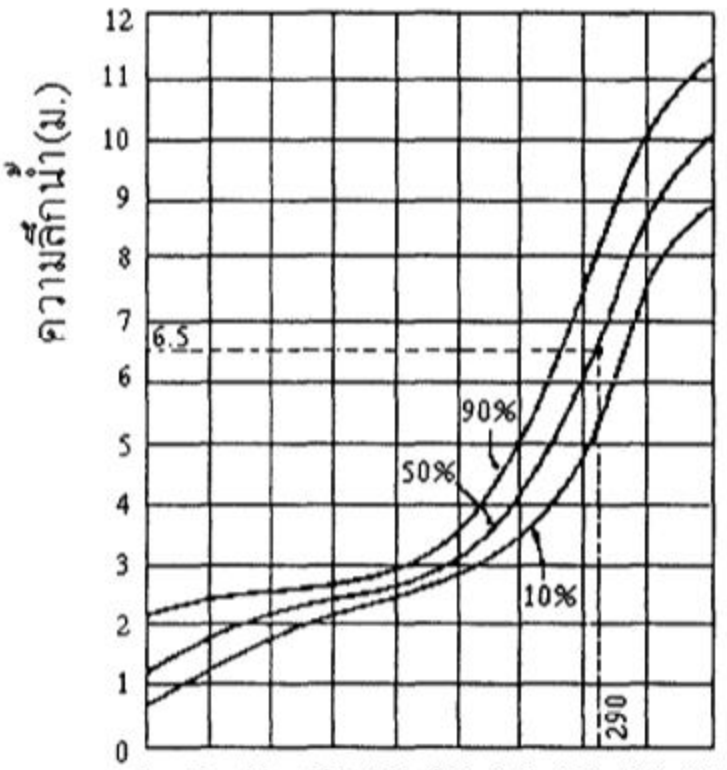
Normal Low Flow (อัตราการไหลต่ำปกติ) คืออัตราการไหลที่ช่วงเลา ¾ x 365 วัน

Median Discharge (อัตราการไหลตรงกลาง) คืออัตราการไหลที่ช่วงเวลา ½ x 365 วัน

Mean Discharge (อัตราการไหลเฉลี่ย) คืออัตราการไหลที่คำนวณจากสูตร $\frac{\sum V}{t}$ เมื่อ $\sum V$ เท่ากับปริมาตรทั้งหมดของน้ำซึ่งไหลผ่านทางออกในช่วงเวลา t

Modal Discharge (อัตราการไหลที่โมด) คืออัตราการไหลที่มีความถี่สูงสุด

โค้งช่วงเวลาสะสมของอัตราการไหลที่ได้จากการตรวจวัดน้ำในช่วงเวลาหลาย ๆ ปี (20 ปีหรือมากกว่า) จะสามารถนำเอาไปวิเคราะห์ความน่าจะเป็นของการเกิดอัตราการไหลสูงหรือต่ำมาก ๆ รูปที่ 1.19 จะแสดงกลุ่มของโค้งที่บอกค่าความน่าจะเป็นต่าง ๆ ไว้ โดยมีแกนตั้งเป็นความลึกของน้ำเป็นเมตร และแกนนอนเป็นจำนวนวัน ซึ่งเรียกว่าโค้งช่วงเวลาการไหลแบบสโตคลาสติก (Stochastic Flow Duration Curve)



รูปที่ 1.19 โค้งช่วงเวลาสะสมของความลึกของน้ำในแม่น้ำ Niger ที่ Lohoja (Nedeco 1959)

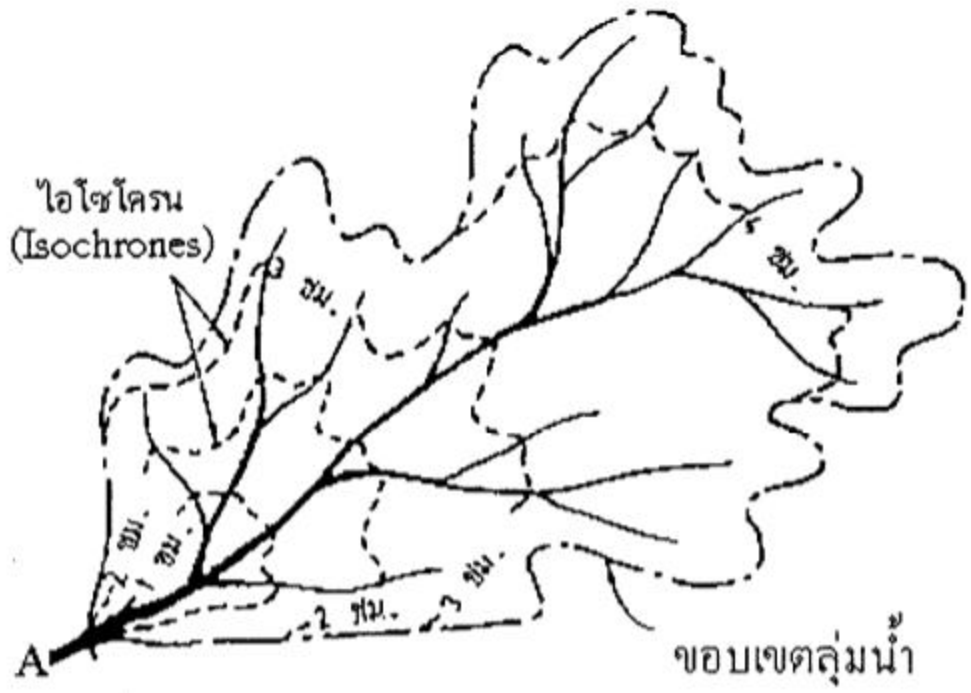
จากรูปจะเห็นได้ว่ามีโอกาส 50% ที่ความลึกของน้ำจะน้อยกว่า 6.5 เมตร ในช่วงเวลา 290 วันของปี

1.8 การหาอัตราการไหลสูงสุดโดยวิธีเส้นไอโซโครน (Isochronal Lines)

ถ้าอัตราการไหลของน้ำในลำน้ำใหญ่ขึ้นอยู่กับอิทธิพลของฝน วิธีการหาอัตราการไหลสูงสุดที่นิยมใช้คือวิธีเส้นไอโซโครน (Isochronal Lines) เส้นไอโซโครน (Isochrone) คือเส้น

เชื่อมจุดที่ระยะเวลาการไหลของน้ำท่าถึงทางออกเท่ากัน ซึ่งเชื่อว่าเป็นวิธีที่ถูกต้องในเชิงวิศวกรรม และให้ค่าอัตราการไหลที่ถูกต้องดี

สมมติว่ารู้ระบบลำน้ำในลุ่มน้ำและสามารถเขียนออกเป็นแผนที่ได้ดังรูปที่ 1.20 และสมมติว่าอัตราการไหลสูงสุดที่ทางออก A เกิดเมื่อ $t_r \geq t_c$ วิศวกรต้องรู้ค่าความเข้มฝน i ที่ช่วงเวลาเป็นชั่วโมงต่าง ๆ กัน และมีรอบปีการเกิดซ้ำ (Return Period) ตามที่กำหนด รอบปีการเกิดซ้ำที่จะใช้เป็นพื้นฐานในการคำนวณจะขึ้นอยู่กับการพิจารณาในเชิงเศรษฐศาสตร์และวิศวกรรมเป็นสำคัญ (เช่น ถ้าจุดมุ่งหมายของโครงการคือการป้องกันน้ำท่วมพื้นที่เกษตรกรรม จะใช้รอบปีการเกิดซ้ำจะประมาณ 50 ปี หรือความถี่สะสมเท่ากับ 2%)



รูปที่ 1.20 แผนที่ลุ่มน้ำที่แสดงเส้นไอโซโครน

ในแผนที่ภูมิประเทศที่มีมาตราส่วนละเอียดพอจะสามารถกำหนดจุดที่ระยะเวลาการไหลของน้ำไปถึงทางออกเท่ากันได้ หลังจากนั้นจะสามารถลากเส้นไอโซโครน (Isochrone) และวัดพื้นที่ที่อยู่ระหว่างเส้นได้ สมมุติให้ A_1, A_2,....., A_n คือพื้นที่ที่วัดได้ สมมติให้ความเข้มฝนมีค่าคงที่ในแต่ละพื้นที่ แต่ไม่จำเป็นต้องคงที่ตลอดเวลา ค่าความเข้มฝนเฉลี่ยจะเท่ากับ i_1, i_2,....., i_n

หลังจากเวลา t_1 อัตราการไหลของน้ำที่ไหลไปถึงทางออกจะเท่ากับ

$$Q_1 = C\ i_1\ A_1 \qquad \text{.....(1.11)}$$

หลังจากเวลา t_2

$$Q_2 = C\ (i_2\ A_1 + i_1\ A_2) \qquad \text{.....(1.12)}$$

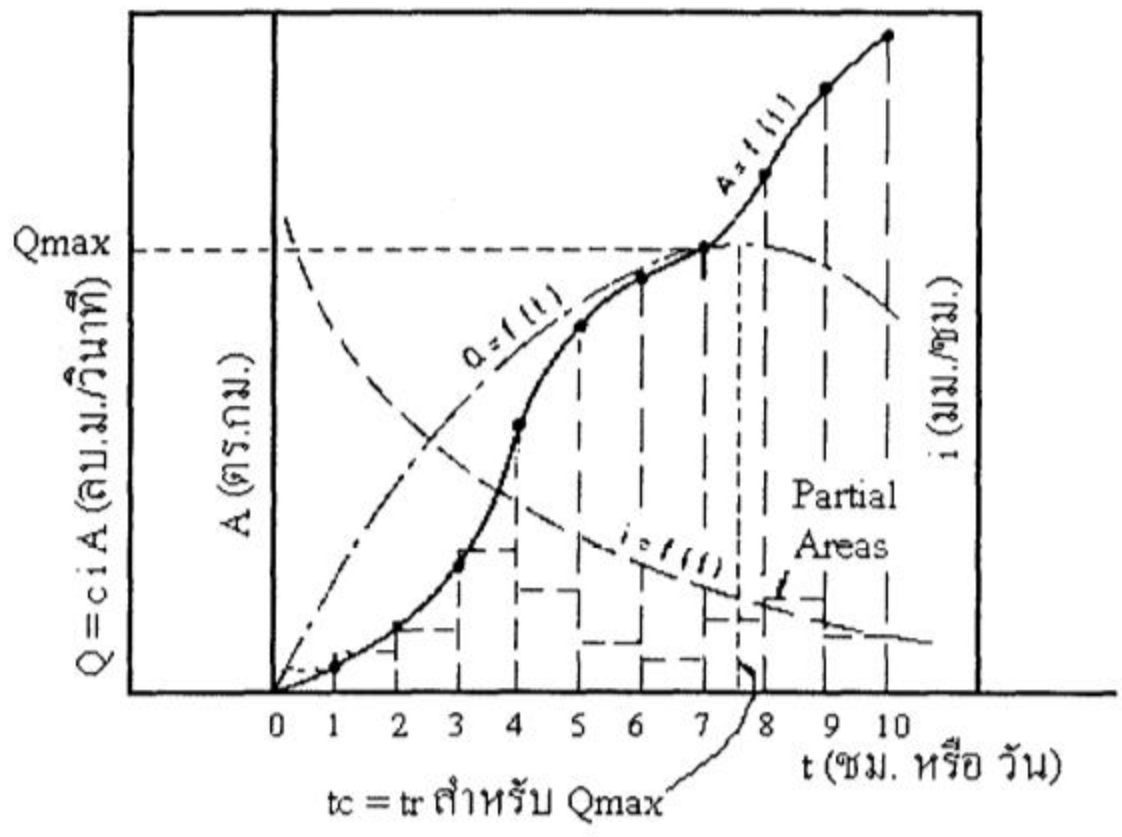
ซึ่งสามารถเขียนสมการทั่ว ๆ ไปสำหรับ Q ที่เวลา t_n ได้ดังนี้

$$Q_n = C (i_n A_1 + i_{n-1} A_2 + i_{n-2} A_3 + \ldots\ldots\ldots + i_1 A_n) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1.13)$$

เมื่อ C คือ สัมประสิทธิ์น้ำท่าซึ่งอาจแตกต่างกันไปตามลักษณะพื้นที่และอัตราการตกของฝน

อัตราการไหลสูงสุดที่ทางออกสำหรับความเข้มฝนที่กำหนดให้จะเกิดเมื่อช่วงเวลาการตกฝน t_r เท่ากับเวลาการเกิดน้ำท่าสูงสุด (t_c) ของลุ่มน้ำพอดี แต่ถ้าช่วงเวลาการตกของฝนมากขึ้น ความเข้มของฝนจะน้อยลง จึงยังไม่แน่นอนว่าฝนที่มีช่วงเวลาเท่าใดจะให้ค่าอัตราการไหลสูงสุด

รูปที่ 1.21 แสดงไฮโดรกราฟ พื้นที่ที่จ่ายน้ำออกสู่ทางออก และอัตราการตกของฝนสำหรับวิธีเส้นไอโซโครน (Isochronal Lines) ฟังค์ชั่น $A_i = f(t_i)$ ขึ้นอยู่กับพารามิเตอร์หลายตัว เช่น ภูมิประเทศ สภาพดิน พืชที่ปกคลุม ฯลฯ และยากที่จะอธิบายโดยสมการทางคณิตศาสตร์ ส่วนฟังค์ชั่น $i_i = f(t_i)$ ค่อนข้างจะมีความสัมพันธ์ที่แน่นอน



รูปที่ 1.21 ไฮโดรกราฟซึ่งคำนวณโดยวิธีเส้นไอโซโครน

วิธีที่กล่าวถึงค่อนข้างเชื่อถือได้ และถ้าใช้อย่างเหมาะสมจะให้ค่าที่ถูกต้อง อย่างไรก็ตาม วิธีนี้มีข้อจำกัดคือ การเขียนเส้นไอโซโครนบนแผนที่ลุ่มน้ำทำได้ยาก

1.9 เอกสารอ้างอิง

1. วีระพล แต้สมบัติ. 2530. เอกสารประกอบการสอนวิชา อุทกวิทยาประยุกต์. ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

2. Chow, V.T. (1959). Open Channel Hydraulics. McGraw-Hill, New York.

3. Chow, V.T., D.R. Maidment and L.W. Mays (1988). Applied Hydrology. McGraw-Hill Book Company, New York.

4. Horton, R.E. (1945). Erosional Development of Streams and Their Drainage Basins. Hydrophysical Approach to Quantitative Morphology, Bull. Geol. Soc. Am., Vol. 56, pp 275-370.

5. Kinori, B.z. and J. Mevorach (1984). Manual of Surface Drainage Engineering, Vol. II : Stream Flow Engineering and Flood Protection. Development in Civil Engineering, Elsevier.

6. Linsley, R.K. and et al. (1960). Applied Hydrology. McGraw-Hill, New York.

7. Nedeco (1959). River Studies, Niger and Benue. North Holland, Amsterdam.

8. Richard, B.D. (1950). Flood Estimation and Control. Chapman & Hall, London.

9. Shulits, S. (1941). Rational Equation of River-Bed Profile. Trans, Am. Geophys. U., No. 22.

10. Strohler, A.N. (1964). Quantitative Geomorphology of Drainage Basins and Chennel Networks, Section 4-II, in Handbook of Applied Hydrology, ed. By V.T. Chow. McGraw-Hill, New York. pp. 4-39, 4-76.

1.10 แบบฝึกหัด

(1) กำหนดว่าลุ่มน้ำในรูปที่ 1.1 ในหนังสือมีมาตราส่วน 1:50,000 จงหา

1.1 พื้นที่ลุ่มน้ำโดยใช้ Planimeter และจงสรุปว่าลุ่มน้ำในรูปที่ 1.1 เป็นลุ่มน้ำเล็กหรือใหญ่

1.2 ดัชนีรูปร่าง (Shape Index) ของลุ่มน้ำ

1.3 แสดงลำดับขั้นของลำน้ำลงในรูปที่ 1.1

1.4 ดัชนีความหนาแน่นของระบบระบายน้ำ (D)

1.5 ความยาวของการไหลบนผิวดิน (L)

1.6 อัตราส่วนจำนวนลำน้ำที่จุดบรรจบ (Bifurcation Ratio, R_B) ของลุ่มน้ำ

1.7 กฎจำนวนลำน้ำ (Law of Stream Number) ของลุ่มน้ำ ($N_i = R_B^{I-1}$)

1.8 กฎความยาวลำน้ำ (Law of Stream Lengths) ($L_i = L_1 R_L\ i - 1$)

1.9 เวลาการเกิดน้ำท่าสูงสุด (Time of Concentration) ถ้ากำหนดว่าจุดที่อยู่ไกลสุดบนสันปันน้ำ มีระดับ +30 ม. และทางออกที่จุด A มีระดับ +20 เมตร

1.10 ลุ่มน้ำทั่ว ๆ ไปมีความสัมพันธ์ดังสมการ L (กม) = 1.86 $A^{0.6}$ (ตร.กม.) จงสรุปว่าลุ่มน้ำที่ศึกษาเป็นไปตามความสัมพันธ์ทีว่าหรือไม่

(2) ถ้าฝนที่ตกลงในลุ่มน้ำในข้อ 1 มีความเข้ม (Intensity) คงที่เท่ากับ 50 มม./ชั่วโมง และฝนตกนานถึง 5 ชั่วโมงติดต่อกัน ลุ่มน้ำมีค่า สปส. น้ำท่าเท่ากับ 0.5 จงหา

2.1 อัตราการไหลสูงสุด (Peak Discharge) ที่ทางออก A

2.2 กราฟน้ำท่า (Flood Hydrograph)

2.3 ปริมาตรน้ำท่วมที่ไหลผ่านทางออก A

(3) ถ้ากำหนดความเร็วเฉลี่ยของการไหลของน้ำบนผิวดินในตัวอย่าง 1.1, 1.2 และ 1.3 ในหนังสือมีค่าเท่ากับ 0.5 ม./วินาที ส่วนข้อมูลอื่น ๆ คงเดิม และช่วงเวลาการตกของฝนเท่ากับเวลาการเกิดน้ำท่าสูงสุด (Time of Concentration) ของลุ่มน้ำรูปครึ่งวงกลม จงหา ไฮโดรกราฟ ของลุ่มน้ำทั้ง 3

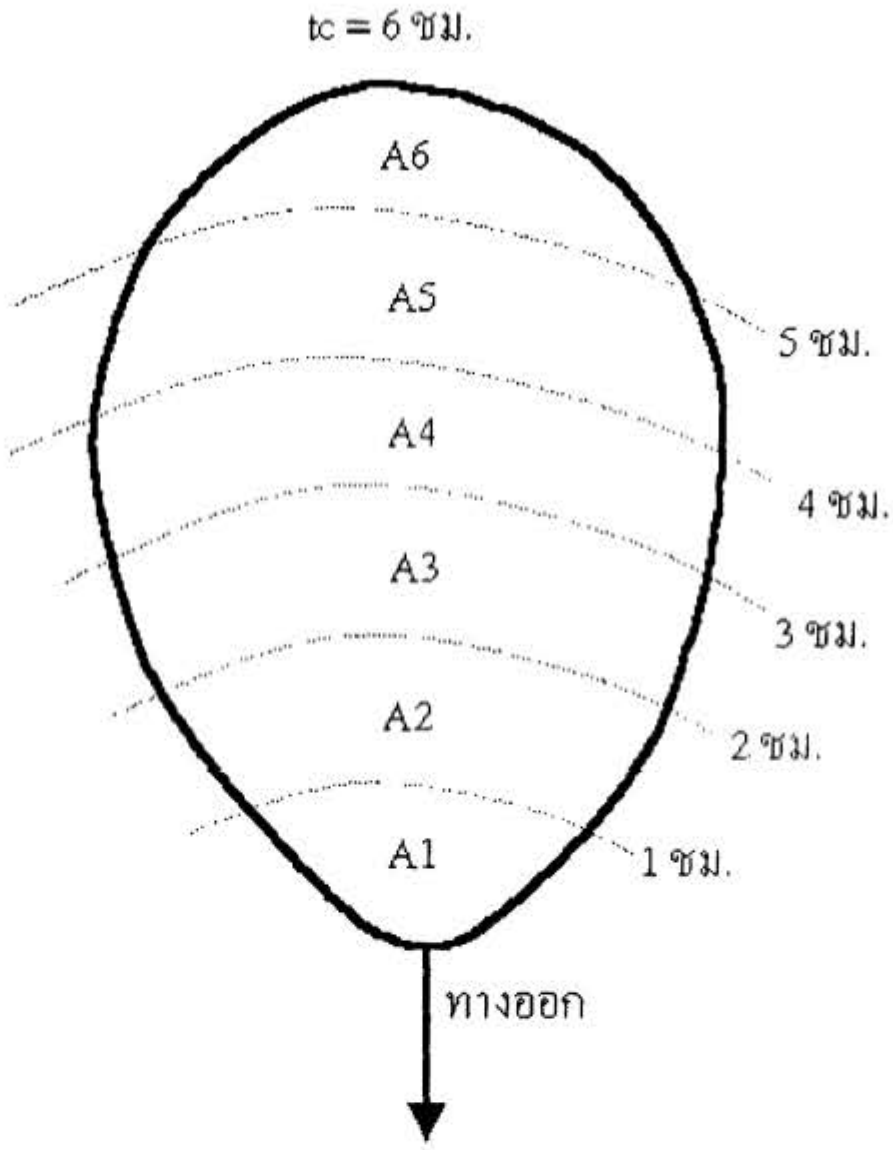
(4) เช่นเดียวกับข้อสมมติในข้อที่ 3 ที่ว่าความเร็วเฉลี่ยของการไหลของน้ำบนผิวดินและในทางน้ำเท่ากับ 0.5 ม./วินาที แต่สมมติว่าฝนตกนาน 5 ชั่วโมงติดต่อกัน โดยมีอัตราการตกในชั่วโมงต่าง ๆ ดังนี้

ชั่วโมงที่	ปริมาณฝน (มม.)
1	5
2	20
3	15
4	10
5	5

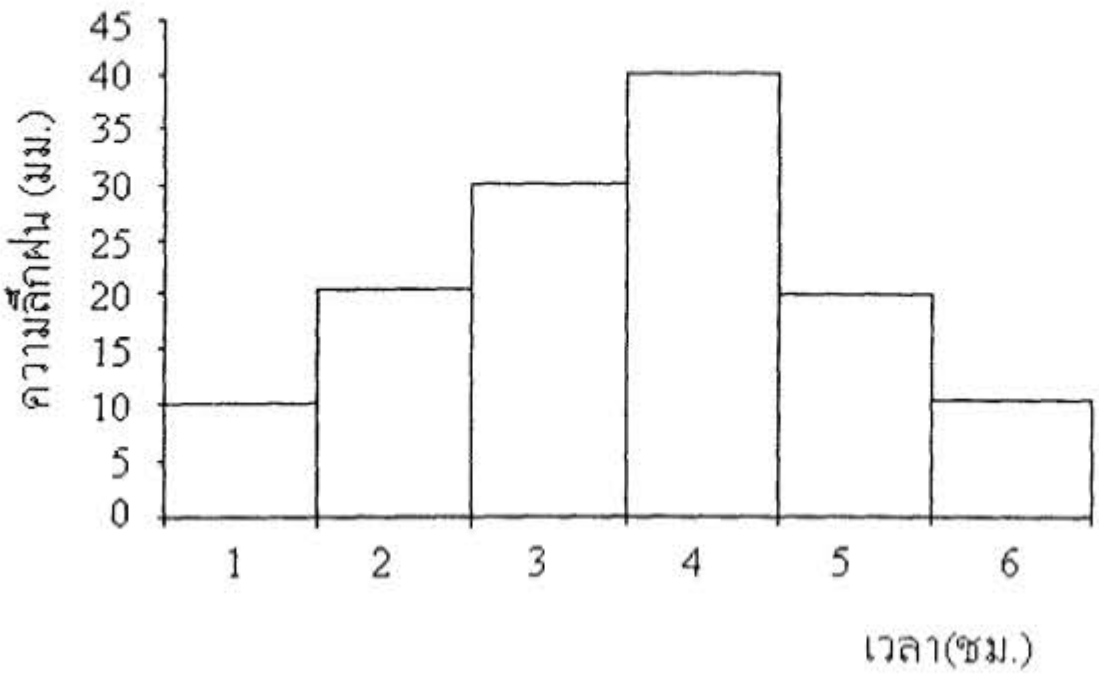
สมมติว่าน้ำพยายามไหลออกสู่ทางออกในทิศทางที่สั้นที่สุด จงหา ไฮโดรกราฟของลุ่มน้ำทั้ง 3 โดยวิธีเส้นไอโซโครน

(5) จงหาอัตราการไหลสูงสุดและเวลาที่เกิดอัตราการไหลสูงสุดของลุ่มน้ำ ซึ่งมีลักษณะดังรูปโดยวิธีเส้นไอโซโครน กำหนดพื้นที่และสัมประสิทธิ์น้ำท่าให้ดังตาราง

พื้นที่	ตร.กม.	C
A1	150	0.4
A2	200	0.5
A3	250	0.7
A4	250	0.6
A5	200	0.6
A6	150	0.5



ฝนที่ตกลงในลุ่มน้ำวัดได้ 130 มิลลิเมตร มีการแจกแจงดังรูป



บทที่ 2
สถิติสำหรับอุทกวิทยา
(Statistics for Hydrology)

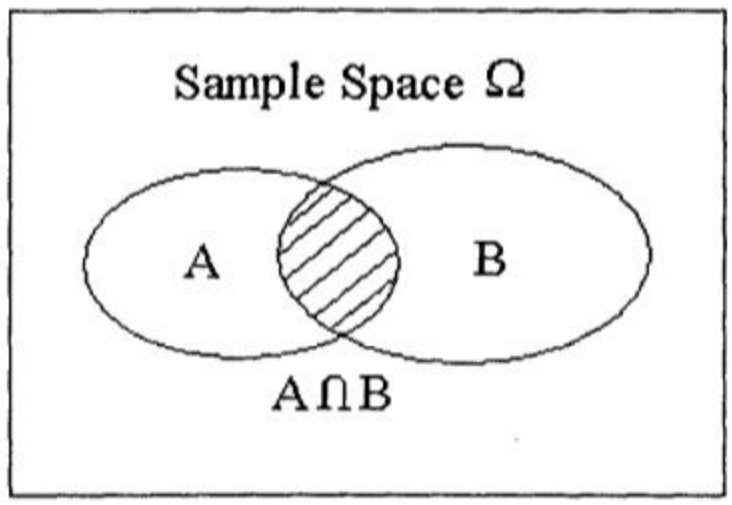
2.1 คำนำ

กระบวนการทางอุทกวิทยาอาจเปลี่ยนแปลงไปตามเวลาและสถานที่ในลักษณะที่ไม่สามารถคาดการณ์ล่วงหน้าได้ (Random) กระบวนการลักษณะนี้เรียกว่า กระบวนการสุ่ม (Random Process) หรือกระบวนการสโตแคสติก (Stochastic Process) กระบวนการในลักษณะนี้ค่าที่วัดได้จะไม่มีสหสัมพันธ์ (Correlation) กับค่าอื่น ๆ ที่วัดได้ในบริเวณใกล้ๆ กันหรือในช่วงเวลาใกล้ๆ กัน (Space Independent และ Time Independent) ขบวนการแบบสุ่มสามารถใช้อธิบายถึงพฤติกรรมของเหตุการณ์ทางอุทกวิทยาที่ไม่ใช่ปกติธรรมดา (Extreme Hydrologic Events) เช่น น้ำท่วมหรือความแห้งแล้ง (Floods or Drought) และค่าเฉลี่ยของข้อมูลทางอุทกวิทยาในช่วงระยะเวลาที่ยาวนาน เช่น ฝนรายปี ในบทนี้จะได้กล่าวถึงการใช้หลักการทางสถิติเพื่ออธิบายข้อมูลทางอุทกวิทยาที่มาจากขบวนการสุ่ม

2.2 การพิจารณาข้อมูลทางอุทกวิทยาตามหลักของความน่าจะเป็น (Probabilistic Treatment of Hydrologic Data)

ตัวแปรสุ่ม (Ramdom Variable, X) เป็นตัวแปรที่แสดงผลลัพธ์ของการทดลองที่สามารถอธิบายได้ด้วยการแจกแจงความน่าจะเป็น (Probability Distribution) การแจกแจงความน่าจะเป็นจะบอกถึงโอกาสที่ค่าของตัวแปรสุ่มจะมีค่าอยู่ภายในช่วงค่า x ที่กำหนด ตัวอย่าง เช่น X คือฝนรายปีของบริเวณใดบริเวณหนึ่ง การแจกแจงความน่าจะเป็นของ X จะบอกโอกาสความน่าจะเป็นที่ฝนรายปีในปีใดปีหนึ่งมีค่าอยู่ระหว่างค่าที่กำหนดให้เช่น น้อยกว่า 1,000 มม. หรือ 1,000-1,200 มม. เป็นต้น

ชุดข้อมูลที่วัดได้ $\{x_1, x_2, \ldots\ldots, x_n\}$ ของตัวแปรสุ่มเรียกว่าตัวอย่าง (Sample) สมมติว่าได้สุ่มตัวอย่างจากประชากร (Population) ที่มีคุณสมบัติทางสถิติคงที่ (ไม่เปลี่ยนไปตามเวลา) ขณะที่คุณสมบัติของตัวอย่างอาจเปลี่ยนแปลงจากตัวอย่างหนึ่งไปยังอีกตัวอย่างหนึ่ง เหตุการณ์ที่เป็นไปได้ทั้งหมดที่ได้จากการทดลองหรือการสุ่มตัวอย่าง เรียกว่า Sample Space และเหตุการณ์ (Event) คือ เซทย่อยของ Sample Space ดังแสดงในรูปที่ 2.1 ยกตัวอย่าง Sample Space ของฝนรายปีมีค่าระหว่าง 0 ถึง ∞ ถึงแม้ว่าจริง ๆ แล้วขีดจำกัดล่างอาจมีค่ามากกว่า 0 และขีดจำกัดบนอาจมีค่าน้อยกว่า ∞ มาก ถ้าให้ A เป็นเหตุการณ์ที่ฝนรายปีมีค่าน้อยกว่าค่าใดค่าหนึ่ง เช่น น้อยกว่า 1,000 มม. หรือ A = {ฝนรายปี < 1,000 มม.}



รูปที่ 2.1 Sample Space Ω และ เหตุการณ์ A และ B

ถ้า P(A) คือความน่าจะเป็นของเหตุการณ์ A ซึ่งสามารถจะประเมินได้จากตัวอย่างเช่น ถ้ามีตัวอย่างซึ่งมีข้อมูล n ค่า มีข้อมูลที่มีค่าอยู่ในช่วงเหตุการณ์ A เท่ากับ n_A ความถี่สัมพัทธ์ (Relative Frequency) ของ A จะมีค่าเท่ากับ $\frac{n_A}{n}$ ถ้าตัวอย่างมีขนาด (Sample size) เพิ่มขึ้น ความถี่สัมพัทธ์จะให้ค่าประมาณของความน่าจะเป็นได้ดียิ่งขึ้น นั่นคือ

$$P(A) = \lim_{n\to\infty} \frac{n_A}{n} \qquad \text{.....(2.1)}$$

ความน่าจะเป็นดังกล่าวเรียกว่า Objective หรือ Posterior Probabilities เนื่องจากความน่าจะเป็นดังกล่าวขึ้นอยู่กับค่าของตัวแปรสุ่มที่วัดได้อย่างสมบูรณ์ แต่คนมักจะประเมินโอกาสการเกิดเหตุการณ์ในอนาคตจากสามัญสำนึก (Judgement) และประสบการณ์ ค่าประมาณอย่างหลังเรียกว่า Subjective หรือ Prior Probabilities

กฎเกี่ยวกับความน่าจะเป็นของเหตุการณ์คือ

(1) **Total Probability** ถ้า Sample Space (Ω) แบ่งออกได้เป็น m พื้นที่ซึ่งไม่ทับกันเลย หรือมีเหตุการณ์ $A_1, A_2, \ldots, A_m$ ซึ่งไม่เกิดร่วมกัน (Mutually Exclusive Events) จะเขียนเป็นกฎได้ว่า

$$P(A_1) + P(A_2) + \ldots\ldots + P(A_m) = P(\Omega) = 1 \qquad \text{.....(2.2)}$$

(2) **Complementarity** ถ้าปรากฏว่า $\bar{A}$ เป็น Complement ของ A นั่นคือ $\bar{A} = \Omega - A$ จะได้ว่า

$$P(\bar{A}) = 1-P(A) \qquad \text{.....(2.3)}$$

(3) Conditional Probability ถ้ามี 2 เหตุการณ์ A และ B ตามที่แสดงในรูปที่ 2.1 เหตุการณ์ A เป็นเหตุการณ์ที่ฝนของปีนี้มีค่าน้อยกว่า 1,000 มม. ขณะที่ B เป็นเหตุการณ์ที่ฝนปีหน้าจะมีค่าน้อยกว่า 1,000 มม. ส่วนที่ทับกันคือ $A \cap B$ (A intersects B) หมายถึงเหตุการณ์ที่เกิดทั้ง A และ B หรือฝนรายปีมีค่าน้อยกว่า 1,000 มม. 2 ปีติดกัน ถ้า P(B|A) คือความน่าจะเป็นแบบมีเงื่อนไข (Conditional Probability) ที่ B จะเกิดถ้า A เกิด และ $P(A \cap B)$ คือความน่าจะเป็นร่วม (Joint Probability) ที่ A และ B จะเกิดทั้งคู่ จะเขียนเป็นสมการได้ว่า

$$P(A \cap B) = P(B|A)\,P(A)$$

$$P(B|A) = \frac{P(A \cap B)}{P(A)} \qquad \text{.....(2.4)}$$

ถ้าเหตุการณ์ B ไม่ขึ้นอยู่กับการเกิดเหตุการณ์ A หรือเหตุการณ์ทั้งสองเป็นอิสระต่อกัน (Independence)

$$P(B|A) = P(B)$$

ดังนั้นสำหรับเหตุการณ์ที่เป็นอิสระต่อกัน (Independent Events)สมการ 2.4 จะเขียนได้ใหม่ดังนี้

$$P(A \cap B) = P(B)\,P(A) \qquad \text{.....(2.5)}$$

ถ้าเหตุการณ์การตกของฝนในแต่ละปีเป็นอิสระต่อกัน ความน่าจะเป็นที่ฝนจะมีค่าน้อยกว่า 1,000 มม. 2 ปี ติดต่อกันจะเท่ากับความน่าจะเป็นที่ฝนรายปีในปีใด ๆ มีค่าน้อยกว่า 1,000 มม. ยกกำลังสอง

สมมติฐานที่ว่า "$x_1, x_2, \ldots\ldots, x_n$ เป็นอิสระต่อกัน" เป็นสิ่งที่สำคัญมากต่อความถูกต้องในการแปรความหมายทางสถิติของอนุกรมข้อมูลอุทกวิทยา เพราะว่าถ้าข้อมูลเป็นอิสระต่อกัน จะสามารถวิเคราะห์ได้โดยไม่ต้องคำนึงถึงลำดับของการเกิดเหตุการณ์ แต่ถ้าเหตุการณ์ที่เกิดขึ้นอยู่กับผลลัพธ์ของเหตุการณ์ที่เกิดก่อนหน้านั้นหรือมีสหสัมพันธ์กัน (Correlated) จะต้องใช้วิธีการทางสถิติที่ยุ่งยากมากขึ้น เนื่องจาก $P(A \cap B)$ ของเหตุการณ์ขึ้นแก่กันไม่เท่ากับ $P(A)\,P(B)$

ตัวอย่างที่ 2.1 กำหนดค่าฝนรายปี (Annual Rainfall) ที่ อ.เมือง (สถานี 13013) จ. กาญจนบุรี จากปี พ.ศ. 2455 ถึง 2540 ดังแสดงอยู่ในตารางที่ 2.1 ซึ่งสามารถพล็อตในรูปของอนุกรมเวลา (Time Series) ได้ดังแสดงในรูปที่ 2.2 (a) จงหาความน่าจะเป็นที่ฝนรายปี R ในปีใด ๆ จะมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1,000 มม. มากกว่า 1,200 มม. หรือมีค่าอยู่ระหว่าง 1,000 ถึง 1,200 มม.

วิธีทำ ให้ R = ปริมาณฝนรายปี (มม.)

จำนวนข้อมูล n = 2540-2495+1 = 46

ให้ A คือเหตุการณ์ที่ $R \leq 1,000$ มม.

B คือเหตุการณ์ที่ $R > 1,200$ มม.

จำนวนข้อมูลที่อยู่ในช่วงเหตุการณ์ A, (n_A) = 23

จำนวนข้อมูลที่อยู่ในช่วงเหตุการณ์ B, (n_B) = 11

ดังนั้น $P(A) = \frac{23}{46} = 0.5$

$P(B) = \frac{11}{46} = 0.39$

โดยสมการ 2.3 ความน่าจะเป็นที่ R มีค่าอยู่ระหว่าง 1,000 และ 2,500 คือ

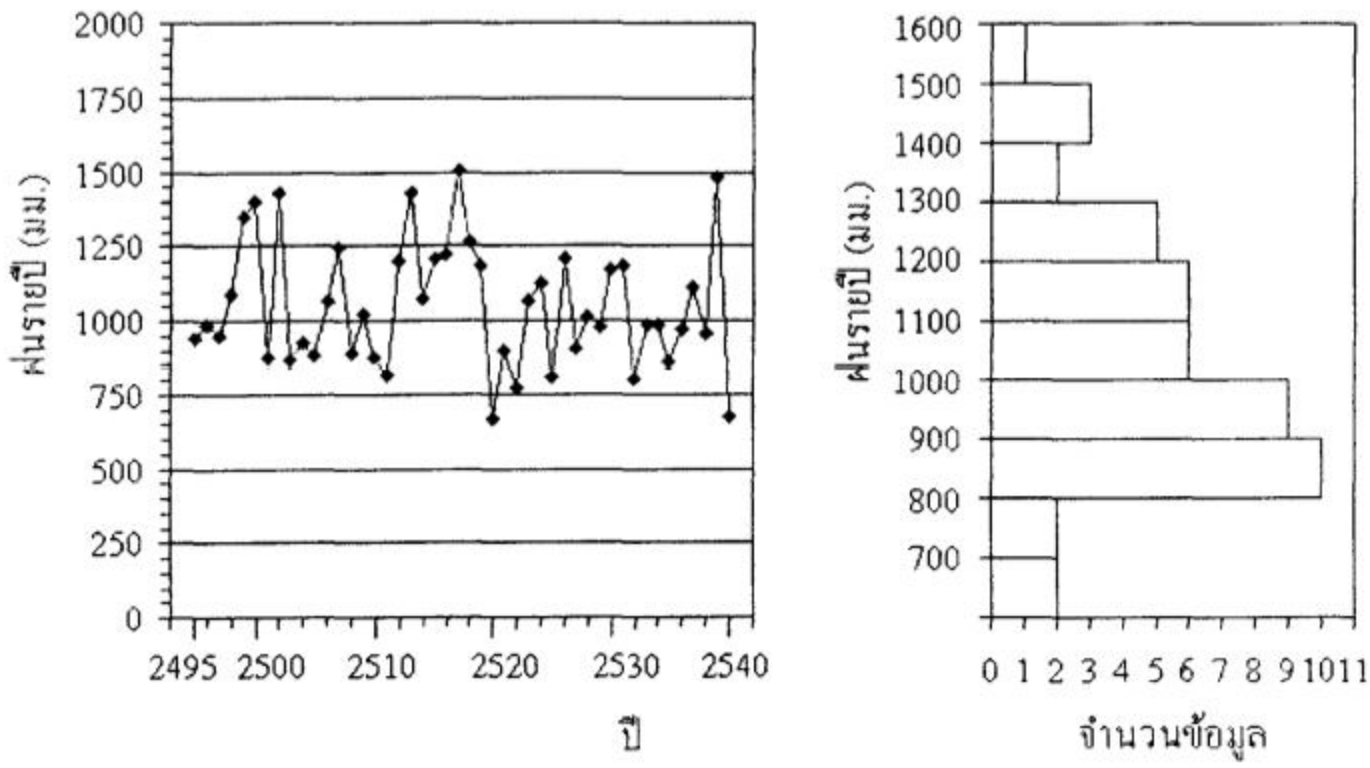
$P(1,000 < R \leq 1,200) = 1.0-P(R \leq 1,000)-P(R>1,200)$

$= 1.0-0.500-0.239$

$= 0.261$

ตัวอย่างที่ 2.1 ฝนรายปี ที่ อ.เมือง (สถานี 13013) จ.กาญจนบุรี ระหว่างปี พ.ศ. 2495-2540

ปี	2490	2500	2510	2520	2530	2540
0		1,399.1	876.0	663.8	1,169.6	674.4
1		874.7	813.7	892.6	1,183.8	
2		1,427.3	1,197.9	773.7	796.6	
3		863.2	1,431.9	1,065.9	986.5	
4		924.0	1,070.7	1,129.6	987.9	
5	940.0	884.4	1,206.8	804.7	858.3	
6	987.0	1,067.3	1,219.1	1,207.7	970.0	
7	945.5	1,247.3	1,501.2	900.0	1,110.6	
8	1,088.6	886.8	1,269.2	1,018.4	958.6	
9	1,345.0	1,025.9	1,183.7	976.6	1,484.4	



(a) อนุกรมเวลาฝนรายปี (b) กราฟการแจกแจงความถี่

รูปที่ 2.2 ฝนรายปีที่ อ.เมือง (สถานี 13013) จ.กาญจนบุรี ระหว่างปี พ.ศ. 2495-2540 และกราฟแท่งแจกแจงความถี่ (Frequency Histogram) ซึ่งสร้างจากการนับจำนวนปีที่ข้อมูลฝนมีค่าอยู่ในแต่ละช่วง

ตัวอย่างที่ 2.2 สมมติว่าฝนรายปีที่ อ.เมือง (สถานี 13013) จ.กาญจนบุรี เป็นกระบวนการที่เป็นอิสระ (Independent Process) จงคำนวณหาความน่าจะเป็นที่ฝนจะน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1,000 มม. 2 ปี ติดต่อกัน และจงเปรียบเทียบความน่าจะเป็นที่ประเมินได้กับความถี่สัมพัทธ์ของเหตุการณ์จากข้อมูลปี 2495 ถึง 2540 ในตารางที่ 2.1

วิธีทำ

ให้ C เป็นเหตุการณ์ที่ $R < 1{,}000$ มม. 2 ปี ติดกัน

จากตัวอย่างที่ 2.1 $P(R < 1{,}000 \text{ มม.}) = 0.5$

สมมติให้ฝนรายปีเป็นอิสระต่อกัน

$$P(C) = [P(R < 1{,}000 \text{ มม.})]^2$$
$$= (0.5)^2$$
$$= 0.25$$

จากข้อมูลในตารางที่ 2.1 มีข้อมูล 11 คู่ที่ฝนรายปีมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1,000 มม. 2 ปีติดกันจากจำนวนข้อมูลทั้งหมด 45 คู่ ดังนั้นจากการนับข้อมูลจะประเมินได้ว่า

$$P(C) = \frac{n_C}{n} = \frac{11}{45} = 0.244$$

หมายเหตุ ความน่าจะเป็นที่คำนวณจากข้อมูลตัวอย่าง ดังแสดงในตัวอย่างที่ 2.1 และ 2.2 เป็นค่าโดยประมาณเท่านั้น เพราะว่าค่าดังกล่าวขึ้นอยู่กับจำนวนค่าสังเกต (Observations) ของตัวอย่างซึ่งมีจำกัด วิธีการหาความน่าจะเป็นที่ดีกว่าคือการฟิตฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็น (Probability Distribution Function) กับข้อมูลตัวอย่าง แล้วจึงหาความน่าจะเป็นของเหตุการณ์ที่ต้องการจากฟังค์ชั่นการแจกแจงที่ได้

2.3 ฟังค์ชั่นความถี่และพังค์ชั่นความน่าจะเป็น (Frequency and Probability Functions)

ถ้าค่าสังเกต ในตัวอย่างมีการแจกแจงเหมือนกัน (Identically Distributed) ซึ่งหมายความว่าแต่ละค่าของตัวอย่างได้มาจากการแจกแจงความน่าจะเป็นอันเดียวกันจะสามารถจัดข้อมูลให้เป็นรูปกราฟแท่งแจกแจงความถี่(Frequency Histogram)ได้ โดยขั้นแรกจัดแบ่งช่วงค่าที่เป็นไปได้ของตัวแปรสุ่มออกเป็นหลาย ๆ ช่วง(Intervals) นับจำนวนเหตุการณ์ที่อยู่ในแต่ละช่วง และสุดท้ายพล๊อตกราฟแท่ง (Bar Graph) ดังแสดงในรูปที่ 2.2 (b) พยายามเลือกขนาดความกว้างของช่วง Δx ที่ใช้ในการสร้างกราฟแท่งแจกแจงความถี่ให้เล็กที่สุดเท่าที่จะเล็กได้ แต่ต้องมีจำนวนเหตุการณ์เพียงพอในแต่ละช่วงที่แบ่งเพื่อให้กราฟแท่งแจกแจงความถี่มีรูปร่างที่ราบเรียบ (Smooth)

ให้ n_i เป็นจำนวนค่าสังเกตของช่วงที่ i ซึ่งช่วงที่ i มีค่าอยู่ระหว่าง $x_i - \Delta x$ และ x_i และ n เป็นจำนวนค่าสังเกตทั้งหมด จะคำนวณหาฟังค์ชั่นความถี่สัมพัทธ์ (Relative Frequency Function) $f_s(x)$ ได้จากสมการ

$$f_s(x_i) = \frac{n_i}{n} \qquad \text{..... (2.6)}$$

สมการที่ 2.1 ก็คือค่าประมาณของ $P(x_i - \Delta x < X \leq x_i)$ หรือความน่าจะเป็นที่ตัวแปรสุ่ม X มีค่าอยู่ระหว่าง $(x_i - \Delta x, x_i)$ ตัวห้อย (Subscript) s แสดงว่าฟังค์ชั่นดังกล่าวคำนวณมาจากตัวอย่าง

ผลบวกสะสมของความถี่สัมพัทธ์ถึงค่าที่กำหนดให้คือ ค่าฟังค์ชั่นความถี่สะสม (Cumulative Frequency Function) $F_s(x)$:

$$F_S(x_i) = \sum_{j=1}^{i} f_S(x_j) \qquad \text{.....(2.7)}$$

ซึ่งก็คือค่าประมาณของ $P(X \leq x_i)$ หรือเรียกว่าความน่าจะเป็นสะสม (Cumulative Probability) ของ x_i

ฟังค์ชั่นความถี่สัมพัทธ์และฟังค์ชั่นความถี่สะสมเป็นค่าของตัวอย่าง ถ้า $n \to \infty$ และ $\Delta x \to 0$ ฟังค์ชั่นความถี่สัมพัทธ์หารด้วย Δx จะเปลี่ยนเป็น Probability Density Function $f(x)$ ซึ่งเป็นคุณสมบัติของประชากร

$$f(x) = \lim_{\substack{n\to\infty \\ \Delta x \to 0}} \frac{f_S(x)}{\Delta x} \qquad \text{.....(2.8)}$$

และฟังค์ชั่นความถี่สะสมจะเปลี่ยนเป็นฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็น $F(x)$:

$$F(x) = \lim_{\substack{n\to\infty \\ \Delta x \to 0}} F_x(x) \qquad \text{.....(2.9)}$$

อนุพันธ์ (Derivative) ของ $F(x)$ ก็คือ Probability Density Function

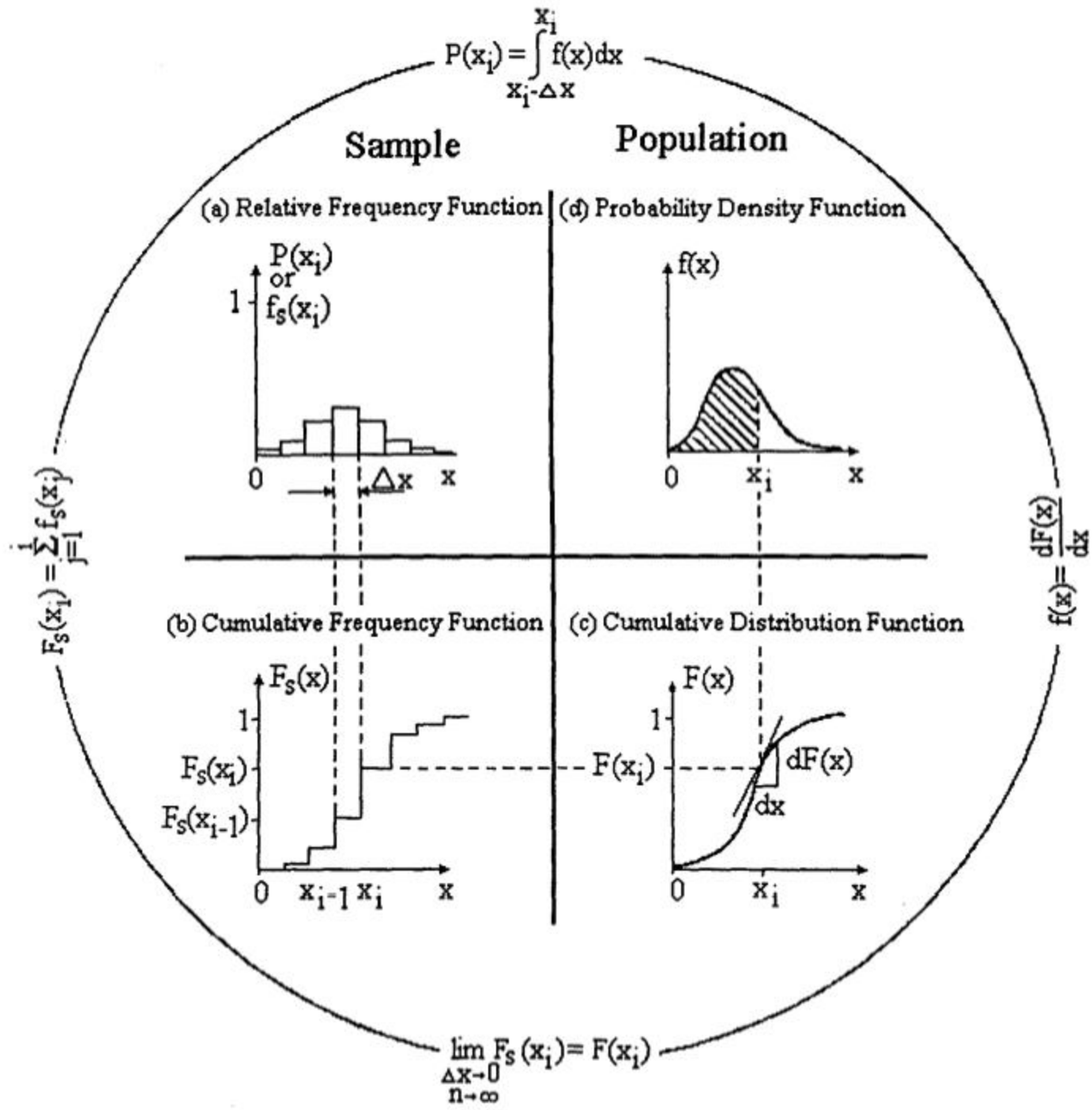
$$f(x) = \frac{d\,F(x)}{dx} \qquad \text{.....(2.10)}$$

สำหรับค่า x ที่กำหนดให้ $F(x)$ คือ ความน่าจะเป็นสะสม หรือ $P(X \leq x)$ ซึ่งจะสามารถเขียนในรูปของ Integral ของ Probability Density Function ในช่วงที่ $(X \leq x)$ ได้ดังนี้

$$P(X \leq x) = F(x) = \int_{-\infty}^{x} f(u)\,du \qquad \text{.....(2.11)}$$

เมื่อ u คือ Dummy Variable ของ Integral

ในการฟิตข้อมูลตัวอย่างเข้ากับการแจกแจงตามทฤษฎี ฟังค์ชั่นทั้ง 4 คือ ฟังค์ชั่นความถี่สัมพัทธ์ $f_x(x)$ และฟังค์ชั่นความถี่สะสม $F_x(x)$ ของตัวอย่างและฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็น $F(x)$ และ Probability Density Function $f(x)$ ของประชากรอาจจัดเรียงให้อยู่ในรูปของวงจร ดังแสดงในรูปที่ 2.3



รูปที่ 2.3 ฟังค์ชั่นความถี่ของตัวอย่างและฟังค์ชั่นความน่าจะเป็นของประชากร

เริ่มจากรูปซ้ายบน (a) คำนวณฟังค์ชั่นความถี่สัมพัทธ์จากข้อมูลตัวอย่างที่ถูกแบ่งออกเป็นช่วง ๆ จากนั้นจึงหาค่าสะสมเพื่อสร้างฟังค์ชั่นความถี่สะสมตามที่แสดงด้วยรูปซ้ายล่าง (b) ฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็นที่รูปขวาล่าง (c) คือ ขีดจำกัดตามทฤษฎีของฟังค์ชั่นความถี่สะสม เมื่อ $n \to \infty$ และ $\Delta x \to 0$ Probability Density Function ที่รูปขวาบน (d) คือค่าอนุพันธุ์ของฟังค์ชั่นการแจกแจงที่ค่า x ใด ๆ

โดยการคำนวณค่าตามทฤษฎีของฟังค์ชั่นความถี่สัมพัทธ์ ซึ่งเรียกว่า Incremental Probability Function

$$P(x_i) = P(x_i - \Delta x < X \leq x_i)$$

$$= \int_{x_i - \Delta x}^{x_i} f(x)\, dx$$

$$= \int_{-\infty}^{x_i} f(x)\, dx - \int_{-\infty}^{x_i - \Delta x} f(x)\, dx$$

$$= F(x_i) - F(x_i - \Delta x)$$

$$= F(x_i) - F(x_{i-1}) \quad \text{..... (2.12)}$$

แล้วนำ $P(x_i)$ ไปเปรียบเทียบกับฟังค์ชั่นความถี่สัมพัทธ์ $f_s(x_i)$ ของแต่ละ x_i จะสามารถบอกถึงความเหมาะเจาะ (Fitness) ของการแจกแจงกับข้อมูลตัวอย่างได้

ความถี่สัมพัทธ์ ความถี่สะสม และฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็น เป็นฟังค์ชั่นไร้มิติซึ่งมีค่าอยู่ในช่วง 0 และ 1 อย่างไรก็ตามเนื่องจาก dF(x) ไม่มีมิติ และ dx มีหน่วยเช่นเดียวกับ X ดังนั้น Probability Density Function $f(x) = \frac{dF(x)}{dx}$ จะมีหน่วย $[x]^{-1}$ และจะมีค่าอยู่ระหว่าง 0 และ ∞ จากความสัมพันธ์ $dF(x) = f(x)dx$ จะสามารถอธิบายได้ว่า f(x) เป็น Density หรือ Concentration ของความน่าจะเป็นในช่วง x และ x+dx

Probability Density Function ที่เป็นรู้จักกันดีคือ การแจกแจงแบบปกติ (Normal distribution)

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left[-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right] \quad \text{..... (2.13)}$$

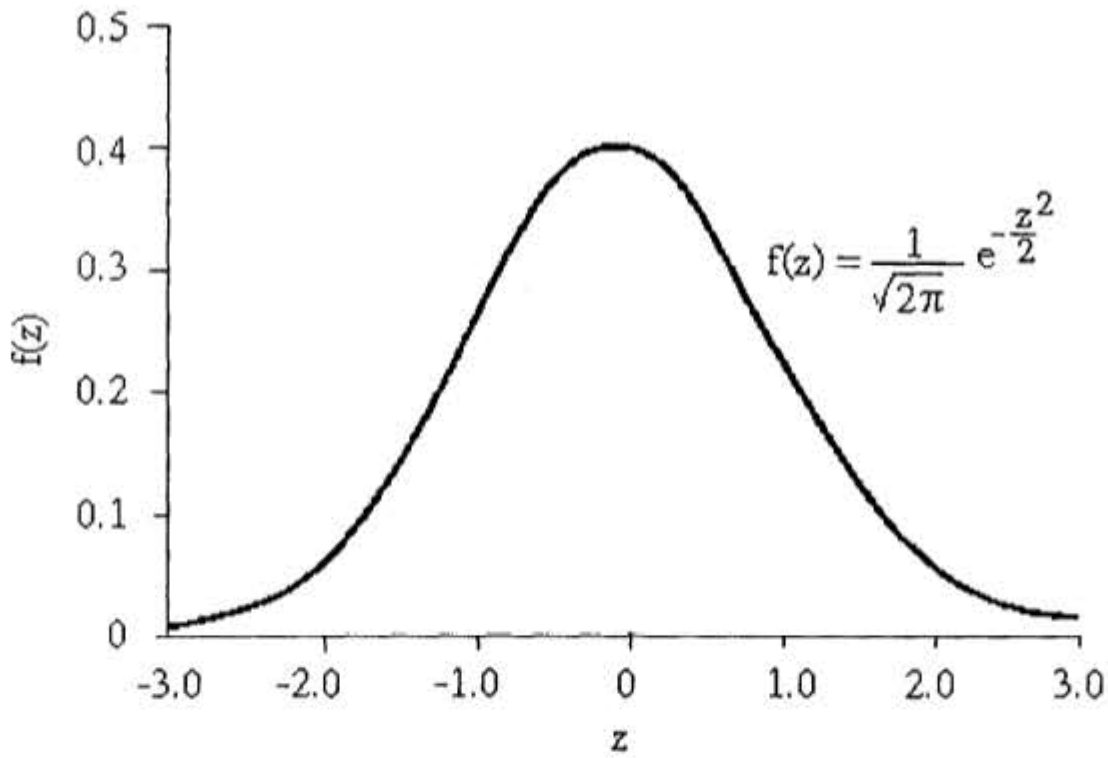
เมื่อ μ และ σ คือ พารามิเตอร์ของฟังค์ชั่น
ถ้ากำหนดว่า

$$z = \frac{x-\mu}{\sigma} \quad \text{..... (2.14)}$$

เมื่อ z คือ ตัวแปรปกติมาตรฐาน (Standard Normal Variate)
Probability Density Function ของ z คือ

$$f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{z^2}{2}\right] \text{ เมื่อ } -\infty < z < \infty \text{..... (2.15)}$$

ซึ่งแปรผันไปตามค่าของ z เมื่อพล๊อต f(z) กับ z จะมีรูปร่างระฆังคว่ำ ดังรูปที่ 2.4



รูปที่ 2.4 Probability Density Function สำหรับการแจกแจงปกติมาตรฐาน ($\mu = 0, \sigma = 1$)

ฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็นแบบปกติมาตรฐาน (Standard Normal Probability Distribution Function)

$$F(z) = \int_{-\infty}^{z} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-u^2/2} \, du \qquad \text{..... (2.16)}$$

เมื่อ u คือ Dummy Variable ของ Integration ซึ่งไม่สามารถหาค่าได้โดยวิธีการวิเคราะห์ธรรมดา (Analytical) แต่จะหาได้จากตารางที่ 2.2 หรือประมาณจากสมการโพลิโนเมียล (Polynomial) ดังต่อนี้ (Abramowitz and Stegum, 1965)

ตารางที่ 2.2 ความน่าจะเป็นสะสมของการแจกแจงปกติมาตรฐาน (วราวุธ. 2544)

$P(Z \leq z)$

z	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

$$B = \frac{1}{2}[1 + 0.196854 \mid z \mid + 0.115197 \mid z \mid^2 + 0.000344 \mid z \mid^3 + 0.019527 \mid z \mid^4]^{-4} \quad \text{.....(2.17a)}$$

เมื่อ |z| คือค่าสมบูรณ์ (Absolute Value) ของ z เมื่อทราบค่า B จะหา F(z) ได้ดังนี้

$$F(z) = B \quad \text{ถ้า} \quad z < 0 \quad \text{.....(2.17b)}$$

$$= 1 - B \quad \text{ถ้า} \quad z > 0 \quad \text{.....(2.17c)}$$

ความคลาดเคลื่อนของ F(z) ที่คำนวณจากสมการ 2.17 มีค่าน้อยกว่า 0.00025

ตัวอย่างที่ 2.3 จงหาโอกาสความน่าจะเป็นที่ตัวแปรสุ่มปกติมาตรฐาน z จะมีค่ามากกว่า −2 และน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1 หรือ P (−2 < Z < 1)

วิธีทำ

$P(Z < -2) = F(-2)$

จากสมการ 2.17a เมื่อ $|z| = |-2| = 2$

$$B = \frac{1}{2}[1 + 0.196854 \times 2 + 0.115194 \times (2)^2 + 0.000344 \times (2)^3 + 0.019527 \times (2)^4]^{-4}$$

$$= 0.023$$

จากสมการ 2.17b

$F(-2) = B = 0.023$

$P(Z < 1) = F(1)$

จากสมการ 2.17a

$$B = \frac{1}{2}[1 + 0.196854 \times 1 + 0.115194 \times (1)^2 + 0.000344 \times (1)^3 + 0.019527 \times (1)^4]^{-4}$$

$$= 0.159$$

จากสมการที่ 2.17c

$F(1) = 1 - B = 1 - 0.159 = 0.841$

$P(-2 < Z < 1) = F(1) - F(-2)$

$= 0.841 - 0.023$

$= 0.818$

2.4 พารามิเตอร์ทางสถิติ (Statistical Parameters)

วิชาสถิติเป็นวิชาที่เกี่ยวข้องกับการทดลองหรือการสุ่มตัวอย่าง แล้ววิเคราะห์หาค่าสถิติจากตัวอย่างเพื่อนำไปอนุมานเกี่ยวกับพารามิเตอร์ของประชากร ค่าสถิติคือค่าที่แสดงคุณลักษณะที่สำคัญของตัวอย่าง ส่วนพารามิเตอร์คือค่าที่แสดงคุณลักษณะของประชากร เช่น μ และ σ ในสมการที่ 2.13

พารามิเตอร์คือ ค่าเฉลี่ยตามหลักความน่าจะเป็นหรือค่าที่คาดว่าจะเป็น (Expected Value, E) ของฟังค์ชั่นของตัวแปรสุ่ม พารามิเตอร์ที่รู้จักกันดีคือค่าเฉลี่ย(Mean ,μ) ซึ่งก็คือค่าที่คาดว่าจะเป็น (Expected Value) ของตัวแปรสุ่มนั่นเอง สำหรับตัวแปรสุ่ม (X) ค่าเฉลี่ย หรือ E(X) คือผลคูณของ x และ Probability Density f(x) แล้ว Integrate ในช่วงค่าที่เป็นไปได้ของตัวแปรสุ่ม

$$E(X) = \mu = \int_{-\infty}^{\infty} x\, f(x)\, dx \qquad \text{.....(2.18)}$$

E(X) คือ โมเมนต์อันดับหนึ่งรอบจุดกำเนิดของตัวแปรสุ่ม เป็นค่าที่แสดงจุดกึ่งกลาง (Mid Point) หรือแนวโน้มสู่จุดศูนย์กลาง (Central Tendency) ของการแจกแจง

ค่าประมาณของ μ จากตัวอย่างคือ ค่าเฉลี่ย (Average) $\bar{x}$ ของข้อมูลตัวอย่าง

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} x_i \qquad \text{.....(2.19)}$$

สูตรสำหรับพารามิเตอร์ของประชากร และค่าสถิติจากตัวอย่าง ซึ่งเป็นค่าประมาณของพารามิเตอร์ ได้สรุปไว้ในตารางที่ 2.3

ความแปรปรวน (Variability) ของข้อมูลจะแสดงด้วยค่าความแปรปรวน (Variance, σ^2) ซึ่งก็คือโมเมนต์อันดับ 2 รอบ μ

ตารางที่ 2.3 พารามิเตอร์ของประชากรและค่าสถิติจากตัวอย่าง

Population Parameter	Sample Statistic
1. Mid Point	
Arithmetic Mean	
$\mu = E(X) = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x)\,dx$	$\bar{x} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x_i$
Median	
x such that $F(x) = 0.5$	50^{th}-percentile value of data
Geometric Mean	$\left(\prod_{i-1}^{n} x_i\right)^{1/n}$
antilog [E(log x)]	
2. Variability	
Variance	
$\sigma^2 = E[(x-\mu)^2]$	$s^2 = \frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^2$
Standard Deviation	
$\sigma = \{E[(x-\mu)^2]\}^{1/2}$	$s = \left[\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^2\right]^{1/2}$
Coefficient of Variation	
$CV = \frac{\sigma}{\mu}$	$CV = \frac{s}{\bar{X}}$
3. Symmetry	
Coefficient of Skewness	
$\gamma = \frac{E[(x-\mu)^3]}{\sigma^3}$	$C_s = \frac{n\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^3}{(n-1)(n-2)s^3}$

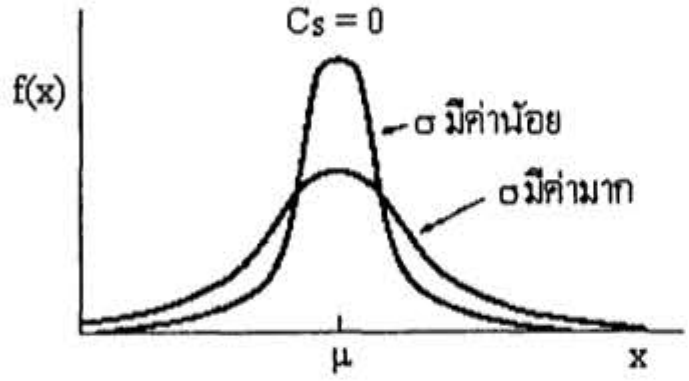
$$E[(x - \mu)^2] = \sigma^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (x-\mu)^2 f(x)\, dx \qquad \text{.....(2.20)}$$

ค่าประมาณของค่าความแปรปรวน จากตัวอย่างจะคำนวณได้จากสูตร

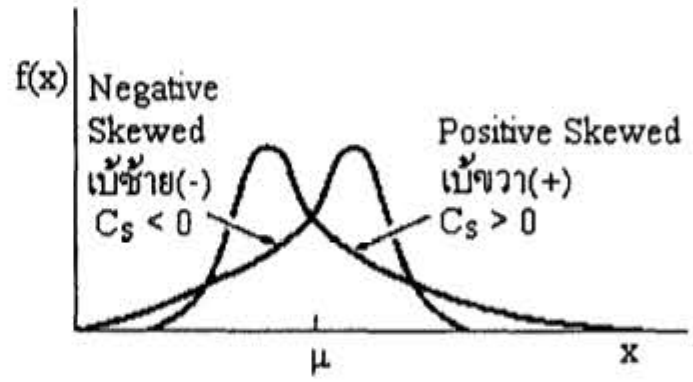
$$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} (x_i - \bar{x})^2 \qquad \text{.....(2.21)}$$

การใช้ตัวหาร n-1 แทน n เพื่อให้แน่ใจว่าค่าสถิติจากตัวอย่างเป็นแบบไม่ลำเอียง (Unbiased) ซึ่งโดยเฉลี่ยจะมีค่าเท่ากับค่าจริง ค่าความแปรปรวนมิติเป็น $[X]^2$

ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard Deviation) σ คือรากที่สองของค่าความแปรปรวนเป็นตัววัดความแปรรวนได้เช่นเดียวกัน แต่มีมิติเป็น X ความสำคัญของส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานแสดงไว้ในรูปที่ 2.5 (a) ยิ่งส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานมีค่ามากยิ่งทำให้ข้อมูลมีการกระจายมากขึ้น



(a) ผลของ σ ต่อฟังค์ชั่นการแจกแจง



(b) ผลของ Cs ต่อฟังค์ชั่นการแจกแจง

รูปที่ 2.5 ผลของส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานและสัมประสิทธิ์ความเบ้ต่อ Probability Density Function

ค่าสัมประสิทธิ์ความแปรปรวน (Coefficient of Variation, $CV = \frac{\sigma}{\mu}$) คือดรรชนีที่ใช้วัดความแปรปรวนที่ไม่มีมิติ ซึ่งค่าโดยประมาณคือ $\frac{s}{\bar{X}}$

ความเบ้ (Skewness) เป็นตัววัดความความสมมาตร (Symmetry) ของการแจกแจงรอบค่าเฉลี่ย (Mean) ซึ่งก็คือโมเมนต์ที่ 3 รอบ ค่าเฉลี่ย

$$E[(x-\mu)^3] = \int_{-\infty}^{\infty} (x-\mu)^3 f(x)\,dx \qquad \text{.....(2.22)}$$

สัมประสิทธิ์ความเบ้ (Coefficient of Skewness) γ จะเป็นค่าไร้มิติ ซึ่งหาได้โดยการหารสมการ 2.22 ด้วย σ^3

$$\gamma = \frac{1}{\sigma^3} E[x-\mu)^3] \qquad \text{.....(2.23)}$$

ค่าประเมินจากตัวอย่างของ γ คือ

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^{n} (x_i-\bar{x})^3}{(n-1)(n-2)s^3} \qquad \text{.....(2.24)}$$

หรือ

$$C_s = \frac{n^2 (\sum_{i=1}^{n} x^3)-3n (\sum_{i=1}^{n} x) (\sum_{i=1}^{n} x^2)+2 (\sum_{i=1}^{n} x^3)}{(n-1)(n-2)s^3} \qquad \text{.....(2.25)}$$

ดังแสดงในรูปที่ 2.5(b) ถ้า $\gamma > 0$ (Positive Skewness) ข้อมูลจะเบ้ไปทางขวามือ ซึ่งแสดงว่ามีข้อมูลที่มีค่ามากอยู่ในชุดข้อมูลแต่มีจำนวนไม่มาก ถ้า $\gamma < 0$ (Negative Skewness) ข้อมูลจะเบ้ไปทางซ้าย ถ้าข้อมูลมีความเบ้ที่เด่นชัด คือมีข้อมูลที่มีค่ามาก ๆ ปนอยู่ด้วยถึงแม้จะมีจำนวนไม่มาก แต่ก่อให้เกิดผลอย่างสำคัญต่อค่าเฉลี่ยทางคณิตศาสตร์ (Arithematic Mean) ที่คำนวณด้วยสมการ 2.19 ค่าที่เหมาะสมในการวัด Central Tendency คือ ค่ามัธยฐาน (Median) หรือค่าเฉลี่ยทางเรขาคณิต ตามที่แสดงไว้ในตารางที่ 2.3

ตัวอย่างที่ 2.4 จงคำนวณหาค่าเฉลี่ย ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน และค่าสัมประสิทธิ์ความเบ้ของข้อมูลฝนรายปี ที่ อ.เมือง (สถานี 13013) จ.กาญจนบุรี จากปี 2530 ถึง 2539 ตามที่แสดงไว้ในตารางที่ 2.1

วิธีทำ เขียนค่าฝนรายปีของปี 2530 ถึง 2539 จากตารางที่ 2.1 ลงในช่องที่ 2 ของตารางที่ 2.4

หาค่าเฉลี่ย (Mean) จากสมการที่ 2.19

$$\bar{x} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x_i$$

$$= \frac{10,506.3}{10}$$

$$= 1,050.6 \quad \text{มม.}$$

ผลต่างจากค่าเฉลี่ย (Mean) ยกกำลังสอง แสดงอยู่ในช่องที่ 3 ของตาราง หาส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน จากสมการ 2.21

$$S^2 = \frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n} (x_i-\bar{x})^2$$

$$= \frac{348,181.4}{9}$$

$$= 38,686.8 \quad \text{มม.}$$

$$S = (38,686.8)^{1/2}$$

$$= 196.7 \text{ มม.}$$

ผลต่างจากค่าเฉลี่ย (Mean) ยกกำลังสามแสดงอยู่ในช่องที่ 4 ของตารางที่ 2.4 หา C_s จากสมการ 2.24

$$C_S = \frac{n\sum_{i=1}^{n} (x_i-\bar{x})^3}{(n-1)(n-2)s^3}$$

$$= \frac{10 \times 60,556,288.8}{9 \times 8 \times (196.7)^3}$$

$$= 1.105$$

ตัวอย่างที่ 2.4 การคำนวณค่าสถิติจากตัวอย่างของฝนรายปีที่ อ.เมือง (สถานี 13013) จ. กาญจนบุรี ระหว่างปี 2530-2539

ปี	ฝน(x),มม.	$(x - \bar{x})^2$	$(x - \bar{x})^3$
2530	1,169.6	14,153.9	1,683,884.8
2531	1,183.8	17,734.2	2,361,669.9
2532	796.6	64,531.2	-16,392,871.1
2533	986.5	4,112.7	-263,744.7
2534	987.9	3,935.1	-246,845.9
2535	858.3	36,990.8	-7,114,446.1
2536	970.0	6,501.2	-524,191.5
2537	1,110.6	3,596.4	215,676.2
2538	958.6	8,469.5	-779,450.0
2539	1,484.4	188,156.4	81,616,607.2
ผลรวม	10,506.3	348,181.4	60,556,288.8

2.5 การฟิตฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็น (Fitting Probability Distribution Function)

การแจกแจงความน่าจะเป็น เป็นฟังค์ชั่นที่แสดงถึงความน่าจะเป็นของการเกิดค่าต่าง ๆ ของตัวแปรสุ่ม โดยการฟิตฟังค์ชั่นการแจกแจงกับชุดข้อมูลอุทกวิทยา คุณสมบัติเกี่ยวกับโอกาสความน่าจะเป็นต่าง ๆ ในตัวอย่าง จะถูกสรุปย่อให้เหลือเพียงฟังค์ชั่นและพารามิเตอร์ของฟังค์ชั่นเท่านั้น การหาพารามิเตอร์ของฟังค์ชั่นการแจกแจงจะทำได้โดยวิธีโมเมนต์ (Method of moments) หรือวิธี Maximum likelihood

2.5.1 วิธีโมเมนต์

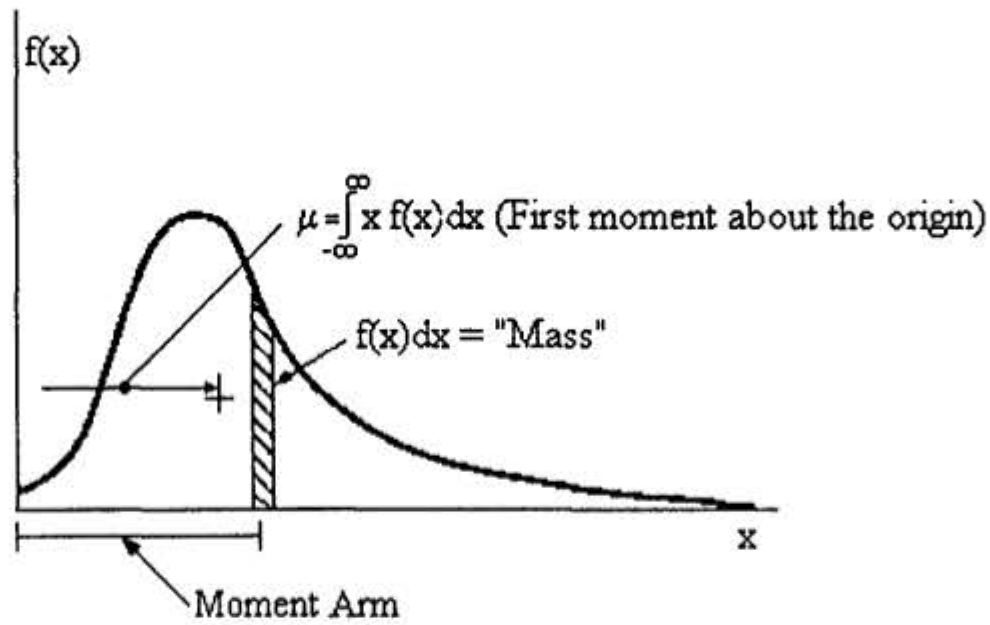
Karl Pearson ได้พัฒนาวิธีโมเมนต์ขึ้นในปี ค.ศ. 1902 โดยการพิจารณาว่าค่าประเมินที่ดีของพารามิเตอร์ของการแจกแจงความน่าจะเป็นคือค่าซึ่งทำให้โมเมนต์ของ Probability Function รอบจุดกำเนิดเท่ากับโมเมนต์ดังกล่าวของข้อมูลตัวอย่าง ตามที่แสดงไว้ในรูปที่ 2.6

$$\text{Sample Mean} = \sum_{i=1}^{n} \frac{x_i}{n} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} x_i = \bar{x}$$

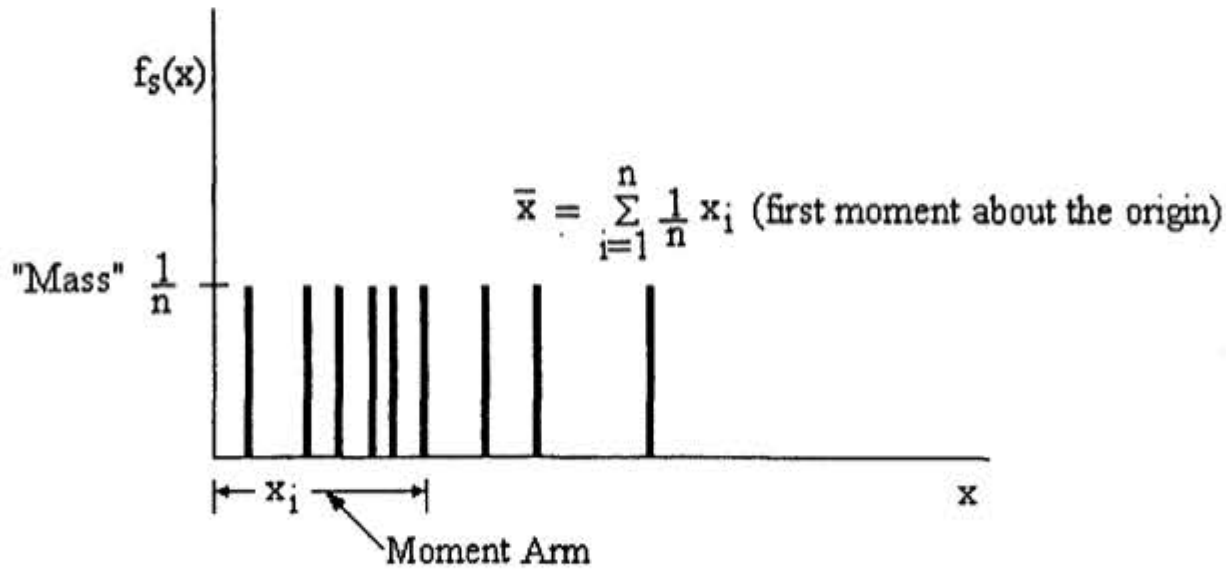
ซึ่งค่านี้จะเป็นค่าประมาณของจุดศูนย์กลาง (Centroid) ของ Probability Density Function

$$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} x\, f(x)\, dx \qquad \text{.....(2.26)}$$

ในทำนองเดียวกัน โมเมนต์ที่ 2 และที่ 3 ของการแจกแจงความน่าจะเป็นจะสามารถสมมติให้เท่ากับค่าดังกล่าวของตัวอย่าง เพื่อหาค่าพารามิเตอร์ของการแจกแจงความน่าจะเป็น



(a) Probability Density Function



(b) Sample Data

รูปที่ 2.6 การใช้วิธีโมเมนต์ในการหาค่าพารามิเตอร์ของ Probability Density Function เพื่อให้โมเมนต์ของฟังค์ชั่นเท่ากับโมเมนต์ของตัวอย่าง

ตัวอย่างที่ 2.5 การแจกแจงแบบ Exponential สามารถใช้ในการอธิบายข้อมูลอุทกวิทยาต่าง ๆ ได้เช่น ระยะเวลาระหว่างการตกของฝนแต่ละครั้ง (Interarrival Times of Rainfall Events) Probability Density Function ของการแจกแจงแบบ exponential คือ $f(x) = \lambda e^{-\lambda x}$ สำหรับ $x > 0$ จงหาความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ λ และโมเมนต์ที่ 1 รอบจุดกำเนิด μ

วิธีทำ

ใช้สมการที่ 2.26

$$\mu = E(x) = \int_{-\infty}^{\infty} x\, f(x)\, dx$$

$$= \int_{0}^{\infty} x \lambda\, e^{-\lambda x}\, dx$$

โดยการ Integrate by Part จะได้

$$\mu = \frac{1}{\lambda}$$

ในกรณีนี้ $\lambda = \frac{1}{\mu}$ และค่าประมาณจากตัวอย่างของ λ คือ $\frac{1}{x}$

หมายเหตุ Exponential Probability Density Function $f(x) = \lambda\, e^{-\lambda x}$ และ Impulse Response Function ของ Linear Reservoir $u(1) = \frac{1}{k} e^{-1/k}$ เป็นฟังค์ชั่นเดียวกัน ถ้า $x = 1$ และ $\lambda = \frac{1}{k}$ ตามนัยนี้จะพิจารณาว่าการแจกแจงแบบ Exponential สามารถอธิบายถึงโอกาสความน่าจะเป็นของ Holding Time ของน้ำใน Linear Reservoir

2.5.2 วิธี Maximum Likelihood

Fisher, R.A. (1922) ได้พัฒนาวิธี Maximum Likelihood ขึ้นมา โดยให้เหตุผลว่าค่าพารามิเตอร์ที่ดีที่สุดของการแจกแจงความน่าจะเป็นคือค่าซึ่งจะทำให้ Likelihood หรือ Joint Probability ของเหตุการณ์ของตัวอย่างมีค่ามากที่สุด สมมติว่าแบ่ง Sample Space ออกเป็นช่วง ๆ แต่ละช่วงกว้าง dx และตัวอย่าง $\{x_1, x_2, \ldots\ldots, x_n\}$ ที่ได้จาก Sample Space ดังกล่าวมีลักษณะเป็นแบบ Independent and Identically Distributed ค่า Probability Density ที่ $X = x_i$ คือ $f(x_i)$ และความน่าจะเป็นที่ตัวแปรสุ่มจะมีค่าในช่วง x_i คือ $f(x_i)\, dx$ เนื่องจากข้อมูลเป็น

แบบอิสระต่อกัน Joint Probability ของเหตุการณ์จากสมการ 2.5 คือผลคูณของ $f(x_1)\,dx\ f(x_2)\,dx$ ..... $f(x_n)\,dx = [[\prod_{i=1}^{n} f(x_i)]\ dx^n$ เมื่อช่วง dx มีค่าคงที่

ให้ L คือฟังค์ชั่น Likelihood

$$L = \prod_{i=1}^{n} f(x_i) \qquad \text{.....(2.27)}$$

เนื่องจาก Probability Density Function ส่วนใหญ่เป็น Exponential จึงสะดวกกว่าที่จะใช้ Log-likelihood Function

$$\ln L = \sum_{i=1}^{n} \ln\,[\,f(x_i)] \qquad \text{.....(2.28)}$$

ตัวอย่างที่ 2.6 เวลาระหว่างการตกของฝนคือ 2.40, 4.25, 0.77, 13.22, 3.55, 6.54 และ 1.37 วัน สมมติว่าเวลาระหว่างการตกของฝนมีการแจกแจงแบบ Exponential จงหาพารามิเตอร์ λ ของขบวนการดังกล่าว โดยใช้วิธี Maximum Likelihood

วิธีทำ

สำหรับค่า x_i ที่กำหนดให้ Exponential Probability Density คือ

$$f(x_i) = \lambda\ e^{-\lambda x_i}$$

จากสมการ 2.28 ฟังค์ชั่น Log-likelihood คือ

$$\ln L = \sum_{i=1}^{n} \ln\,[\,f(x_i)]$$

$$= \sum_{i=1}^{n} \ln(\lambda e^{-\lambda x_i})$$

$$= \sum_{i=1}^{n} (\ln\,\lambda - \lambda x_i)$$

$$= n\ \ln\,\lambda - \lambda \sum_{i=1}^{n} x_i$$

ถ้า ln L มีค่ามากที่สุด

$$\frac{\partial}{\partial\lambda}(\ln\,L) = \frac{n}{\lambda} - \sum_{i=1}^{n} x_i = 0$$

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} x_i$$

$$\lambda = \frac{1}{\bar{x}}$$

ค่าประมาณจากตัวอย่างของ λ ในกรณีนี้จะเท่ากับที่คำนวณได้จากวิธีโมเมนต์

$$\bar{x} = (2.40 + 4.25 + 0.77 + 13.22 + 3.55 + 6.54 + 1.37)/7$$

$$= \frac{32.1}{7}$$

$$= 4.59 \text{ วัน}$$

ดังนั้น $\lambda = \frac{1}{4.59} = 0.218 \text{ วัน}^{-1}$

หมายเหตุ $\frac{\partial^2}{\partial\lambda^2}(\ln L) = -n\lambda^2$ มีค่าเป็นลบซึ่งเป็นข้อกำหนดที่จำเป็นสำหรับค่า Maximum

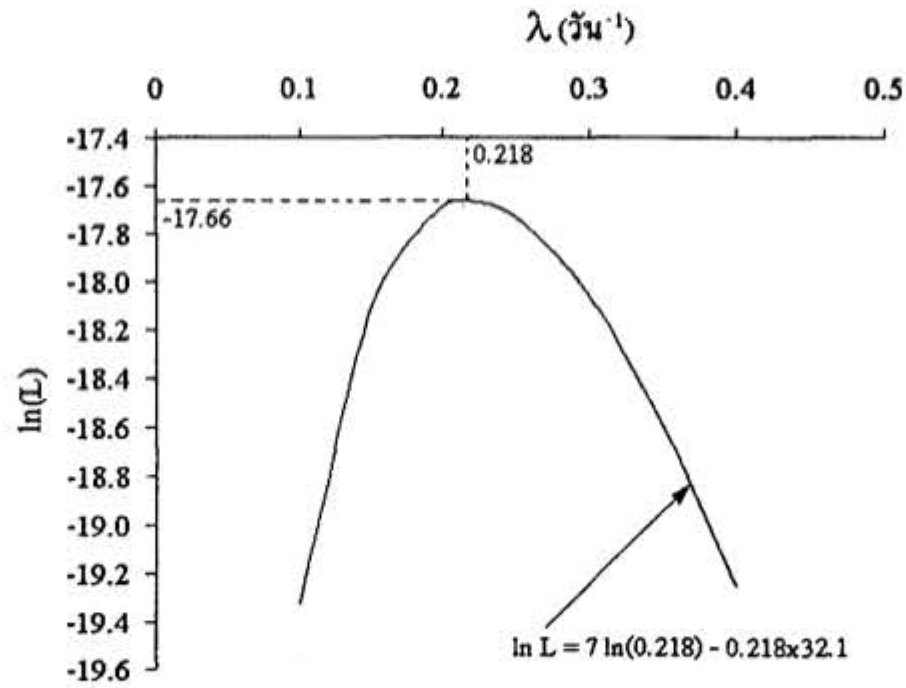
เมื่อ $\lambda = 0.218 \text{ วัน}^{-1}$ ค่าฟังค์ชั่น Log-likelihood คือ

$$\ln L = n \ln \lambda - \lambda \sum_{i=1}^{n} x_i$$

$$= 7 \ln (0.218) - 0.218 \times 32.1$$

$$= -17.66$$

รูปที่ 2.7 แสดงถึงการเปลี่ยนแปลงฟังค์ชั่น Log-likelihood กับค่า λ ซึ่งแสดงค่ามากที่สุดเมื่อ $\lambda = 0.218 \text{ วัน}^{-1}$ ตามที่หาโดยวิธีการวิเคราะห์ธรรมดา (Analytical)



รูปที่ 2.7 ฟังค์ชั่น Log-likelihood สำหรับการแจกแจงแบบ Exponential ในตารางที่ 2.7

วิธี Maximum Likelihood จะให้ค่าประมาณของพารามิเตอร์ที่มีประสิทธิภาพมากที่สุดหรือให้ค่าพารามิเตอร์ของประชากรที่มีความผิดพลาดเฉลี่ยน้อยที่สุด แต่สำหรับการแจก

แจงความน่าจะเป็นบางแบบจะไม่มี Analytical Solution สำหรับพารามิเตอร์ในรูปของค่าสถิติ แต่จะหาฟังค์ชั่น Log Likelihood มีค่ามากที่สุดได้โดยวิธี Numerical ซึ่งอาจค่อนข้างยุ่งยาก โดยทั่ว ๆ ไปวิธีโมเมนต์จะใช้ได้ง่ายกว่าวิธี Maximum Likelihood และเหมาะที่จะใช้ในการวิเคราะห์ทางอุทกวิทยาในทางปฏิบัติ

2.5.3 การทดสอบความเหมาะสม (Goodness of Fit)

การทดสอบความเหมาะสม (Goodness of Fit) ของการแจกแจงความน่าจะเป็นสามารถทดสอบได้โดยการเปรียบเทียบค่าตามทฤษฎีกับค่าจากตัวอย่างของฟังค์ชั่นความถี่สัมพัทธ์หรือฟังค์ชั่นความถี่สะสมกรณีที่ใช้ฟังค์ชั่นความถี่สัมพัทธ์จะใช้การทดสอบแบบไคสแควร์ (χ^2) ค่าตัวอย่างของความถี่สัมพัทธ์ของช่วง i คือ $f_s(x_i) = \frac{n_i}{n}$ และค่าตามทฤษฎีคือ $p(x_i) = F(x_i) - F(x_{i-1})$ ค่าสถิติคือ χ^2 สำหรับการทดสอบคือ

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^{m} \frac{n\,[f_s(x_i) - p(x_i)]^2}{p(x_i)} \qquad \text{.....(2.29)}$$

เมื่อ m = จำนวนช่วง

$n\ f_s(x_i)$ = n_i = จำนวนค่าสังเกตของเหตุการณ์ในช่วง i

$np(x_i)$ = จำนวนค่าที่คาดว่าจะเป็น (Expected Number) ของเหตุการณ์ในช่วง i

ดังนั้น χ^2 แท้ที่จริงแล้วคือผลต่างระหว่างค่า Observed ($O_i = n\ f_s(x_i)$) และ Expected Number ($e_i = np(x_i)$) ของเหตุการณ์ยกกำลังสอง หารด้วยค่า Expected Number ของเหตุการณ์ในช่วง i แล้วจึงรวมผลลัพธ์ของทุกช่วงเข้าด้วยกันซึ่งสามารถเขียนสมการได้ใหม่คือ

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^{m} \frac{(O_i - e_i)^2}{e_i} \qquad \text{.....(2.30)}$$

ในการทดสอบแบบ χ^2 ปกติแล้ว e_i จะต้องมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 5 ถ้า e_i ของช่วงใดมีค่าน้อยกว่า 5 ให้รวม e_i ในช่วงนั้นกับช่วงข้างเคียงเพื่อให้มีค่ามากกว่า 5 (วราวุธ. 2544)

ค่า χ^2 ซึ่งมีองศาเสรี (Degree of Freedom) เท่ากับ υ และระดับนัยสำคัญ (Significance Level) เท่ากับ α แสดงอยู่ในตารางที่ 2.5 ค่าองศาเสรี $\upsilon = m-p-1$ เมื่อ m = จำนวนช่วงของข้อมูล และ p = จำนวนพารามิเตอร์ที่ประมาณจากค่าสถิติ ปกติจะเลือกระดับนัยสำคัญของการทดสอบกับ 5% หรือระดับความเชื่อมั่นของการทดสอบ $(1-\alpha)$ เท่ากับ 95% สมมติฐานหลัก (Null Hypothesis) สำหรับการทดสอบคือ การแจกแจงความน่าจะเป็นที่เลือกฟิตกับข้อมูล จะปฏิเสธ (Reject) สมมติฐานนี้ก็ต่อเมื่อ χ^2 ในสมการที่ 2.29 มีค่ามากกว่าค่าวิกฤต $\chi^2_{\upsilon,\alpha}$ ซึ่งหาได้จากตารางที่ 2.5 การทดสอบสมมติฐานดังกล่าวถือเป็นการทดสอบแบบทางเดี่ยว

ตัวอย่างที่ 2.7 ให้ฟิตฟังค์ชั่นการแจกแจงแบบปกติ (Normal Distribution) กับฝนรายปีที่ อ.เมือง (สถานี 13013) จ.กาญจนบุรี จากปี 2495 ถึง 2540 (ตารางที่ 2.1) โดยใช้วิธีโมเมนต์ พล็อตความถี่สัมพัทธ์กับ Probability Density Function และความถี่สะสมกับฟังค์ชั่นความน่าจะเป็นสะสม ใช้การทดสอบแบบไคสแควร์ (χ^2) เพื่อตรวจสอบว่าฟังค์ชั่นการแจกแจงแบบปกติฟิตกับข้อมูลหรือไม่

วิธีทำ

แบ่งค่าฝน R เป็น 10 ช่วง ช่วงที่ 1 คือ R < 700 มม. และช่วงสุดท้าย R > 1,500 มม. และช่วงกลางแต่ละช่วงกว้าง 100 มม. จากตารางที่ 2.1 จะได้ความถี่สมบูรณ์ดังแสดงในช่อง 2 ของตารางที่ 2.6 คำนวณหาฟังค์ชั่นความถี่สัมพัทธ์ $f_s(x_i)$ ในช่องที่ 3 ได้โดยใช้สมการที่ 2.6

เช่น เมื่อ $i = 4$ (900-1,000 มม.)

$$n_I = o_i = 9$$

$$f_s(n_4) = \frac{n_4}{n} = \frac{9}{46} = 0.1957$$

หาฟังค์ชั่นความถี่สะสมในช่อง 5 โดยการบวกสะสมค่าความถี่สัมพัทธ์ ดังแสดงในสมการ 2.7

$$F_s(x_4) = \sum_{j=1}^{4} f_s(x_j)$$

$$= F_s(x_3) + f_s(x_4)$$

$$= 0.3043 + 0.1957 = 0.5$$

ตารางที่ 2.5 การแจกแจง X^2 ที่องศาเสรีต่าง ๆ (วราวุธ. 2544)

$\alpha = P[X^2 > X^2(\alpha,\nu)]$

	α													
ν	0.99	0.98	0.95	0.90	0.80	0.75	0.70	0.50	0.30	0.20	0.10	0.05	0.02	0.01
1	0.000	0.001	0.004	0.016	0.064	0.102	0.148	0.455	1.074	1.642	2.706	3.841	5.412	6.635
2	0.020	0.040	0.103	0.211	0.446	0.575	0.713	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210
3	0.115	0.185	0.352	0.584	1.005	1.213	1.424	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345
4	0.297	0.429	0.711	1.064	1.649	1.923	2.195	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277
5	0.554	0.752	1.145	1.610	2.343	2.675	3.000	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086
6	0.872	1.134	1.635	2.204	3.070	3.455	3.828	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812
7	1.239	1.564	2.167	2.833	3.822	4.255	4.671	6.346	8.383	9.803	12.017	14.067	16.622	18.475
8	1.647	2.032	2.733	3.490	4.594	5.071	5.527	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090
9	2.088	2.532	3.325	4.168	5.380	5.899	6.393	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666
10	2.558	3.059	3.940	4.865	6.179	6.737	7.267	9.342	11.781	13.442	15.987	18.307	21.161	23.209
11	3.053	3.609	4.575	5.578	6.989	7.584	8.148	10.341	12.899	14.631	17.275	19.675	22.618	24.725
12	3.571	4.178	5.226	6.304	7.807	8.438	9.034	11.340	14.011	15.812	18.549	21.026	24.054	26.217
13	4.107	4.765	5.892	7.041	8.634	9.299	9.926	12.340	15.119	16.985	19.812	22.362	25.471	27.688
14	4.660	5.368	6.571	7.790	9.467	10.165	10.821	13.339	16.222	18.151	21.064	23.685	26.873	29.141
15	5.229	5.985	7.261	8.547	10.307	11.037	11.721	14.339	17.322	19.311	22.307	24.996	28.259	30.578
16	5.812	6.614	7.962	9.312	11.152	11.912	12.624	15.338	18.418	20.465	23.542	26.296	29.633	32.000
17	6.408	7.255	8.672	10.085	12.002	12.792	13.531	16.338	19.511	21.615	24.769	27.587	30.995	33.409
18	7.015	7.906	9.390	10.865	12.857	13.675	14.440	17.338	20.601	22.760	25.989	28.869	32.346	34.805
19	7.633	8.567	10.117	11.651	13.716	14.562	15.352	18.338	21.689	23.900	27.204	30.144	33.687	36.191
20	8.260	9.237	10.851	12.443	14.578	15.452	16.266	19.337	22.775	25.038	28.412	31.410	35.020	37.566
21	8.897	9.915	11.591	13.240	15.445	16.344	17.182	20.337	23.858	26.171	29.615	32.671	36.343	38.932
22	9.542	10.600	12.338	14.041	16.314	17.240	18.101	21.337	24.939	27.301	30.813	33.924	37.659	40.289
23	10.196	11.293	13.091	14.848	17.187	18.137	19.021	22.337	26.018	28.429	32.007	35.172	38.968	41.638
24	10.856	11.992	13.848	15.659	18.062	19.037	19.943	23.337	27.096	29.553	33.196	36.415	40.270	42.980
25	11.524	12.697	14.611	16.473	18.940	19.939	20.867	24.337	28.172	30.675	34.382	37.652	41.566	44.314
26	12.198	13.409	15.379	17.292	19.820	20.843	21.792	25.336	29.246	31.795	35.563	38.885	42.856	45.642
27	12.878	14.125	16.151	18.114	20.703	21.749	22.719	26.336	30.319	32.912	36.741	40.113	44.140	46.963
28	13.565	14.847	16.928	18.939	21.588	22.657	23.647	27.336	31.391	34.027	37.916	41.337	45.419	48.278
29	14.256	15.574	17.708	19.768	22.475	23.567	24.577	28.336	32.461	35.139	39.087	42.557	46.693	49.588
30	14.953	16.306	18.493	20.599	23.364	24.478	25.508	29.336	33.530	36.250	40.256	43.773	47.962	50.892

ตารางที่ 2.6 การฟิตฟังค์ชั่นการแจกแจงแบบปกติกับฝนรายปีที่ อ.เมือง (สถานี 13013) จ. กาญจนบุรี 2495-2540 (ตัวอย่างที่ 2.7)

ช่วงค่า(i)	ฝน (x_i),มม.	O_i	$f_s(x_i)$	$F_s(x_i)$	z_i	$F(z_i)$	$f(z_i)$	e_i	(O_i-e_i)
1	< 700	2	0.0435	0.0435	-1.6625	0.0482	0.0482	2.2	
2	700-800	2	0.0435	0.0870	-1.1872	0.1176	0.0694	3.2	0.3
3	800-900	10	0.2174	0.3043	-0.7119	0.2383	0.1207	5.6	3.5
4	900-1000	9	0.1957	0.5000	-0.2366	0.4065	0.1682	7.7	0.2
5	1000-1100	6	0.1304	0.6304	0.2387	0.5943	0.1878	8.6	0.8
6	1100-1200	6	0.1304	0.7609	0.7140	0.7624	0.1681	7.7	0.3
7	1200-1300	5	0.1087	0.8696	1.1892	0.8828	0.1205	5.5	0.0
8	1300-1400	2	0.0435	0.9130	1.6645	0.9520	0.0692	3.2	0.6
9	1400-1500	3	0.0652	0.9783	2.1398	0.9838	0.0318	1.5	
10	> 1500	1	0.0217	1.0000	2.6151	1.0000	0.0162	0.7	
ผลรวม		46	1				1	46	5.9
ค่าเฉลี่ย($\bar{x}$)				1049.78					
ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตราฐาน(s)				210.40					

โปรดสังเกตว่า $F_s(x_4)$ มีค่าเท่ากับ P(X < 1,000 มม.) ในตัวอย่างที่ 2.1

ในการฟิตฟังค์ชั่นการแจกแจงปกติกับข้อมูล จะใช้ค่าสถิติจากข้อมูล $\bar{X}$ = 1,049.8 มม. และ S = 210.4 มม. เป็นค่าประมาณของ μ และ σ แล้วคำนวณค่าตัวแปรปกติมาตรฐาน z ของขีดจำกัดบนของข้อมูลในแต่ละช่วง i โดยใช้สมการ 2.14 ดังแสดงในช่อง 6

เช่น $i = 4$

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma}$$

$$= \frac{1{,}000 - 1{,}049.8}{210.4}$$

$$= -0.2366$$

ฟังค์ชั่นความน่าจะเป็นปกติสะสม (Cumulative Normal Probability Function) ของ z หาได้จากสมการ 2.17 หรือตารางที่ 2.2 ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.4065 ตามที่แสดงไว้ในช่อง 7 ของตารางที่ 2.6 ค่า Probability Density Function จะคำนวณได้โดยสมการ 2.12

เช่น $i = 4$

$f(z_4) = p(x_4) = p(900 < X \leq 1{,}000 \text{ มม.})$

$= F(1{,}000) - F(900)$

$= 0.4065 - 0.2383$

$= 0.1682$

ค่า $f(z_4)$ สำหรับ i อื่นคำนวณและแสดงไว้ในช่อง 8 ของตารางที่ 2.6

พล็อตฟังค์ชั่นความถี่สัมพัทธ์ $f_s(x_i)$ และ $f(z_i)$ จากตารางที่ 2.6 ในรูปที่ 2.8 (a) และพล็อตฟังค์ชั่นความถี่สะสมและฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็น $F_s(x_i)$ และ $F(z_i)$ หรือ $F(x_i)$ ในรูปที่ 2.8 (b)

จากการที่รูปร่างของฟังค์ชั่นทั้ง 2 มีลักษณะคล้ายกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.8 แสดงว่าการแจกแจงปกติฟิตกับข้อมูลฝนรายปี

เพื่อตรวจสอบความเหมาะสมของการแจกแจง (Goodness of Fit) จะคำนวณค่าสถิติ χ^2 โดยใช้สมการ 2.29

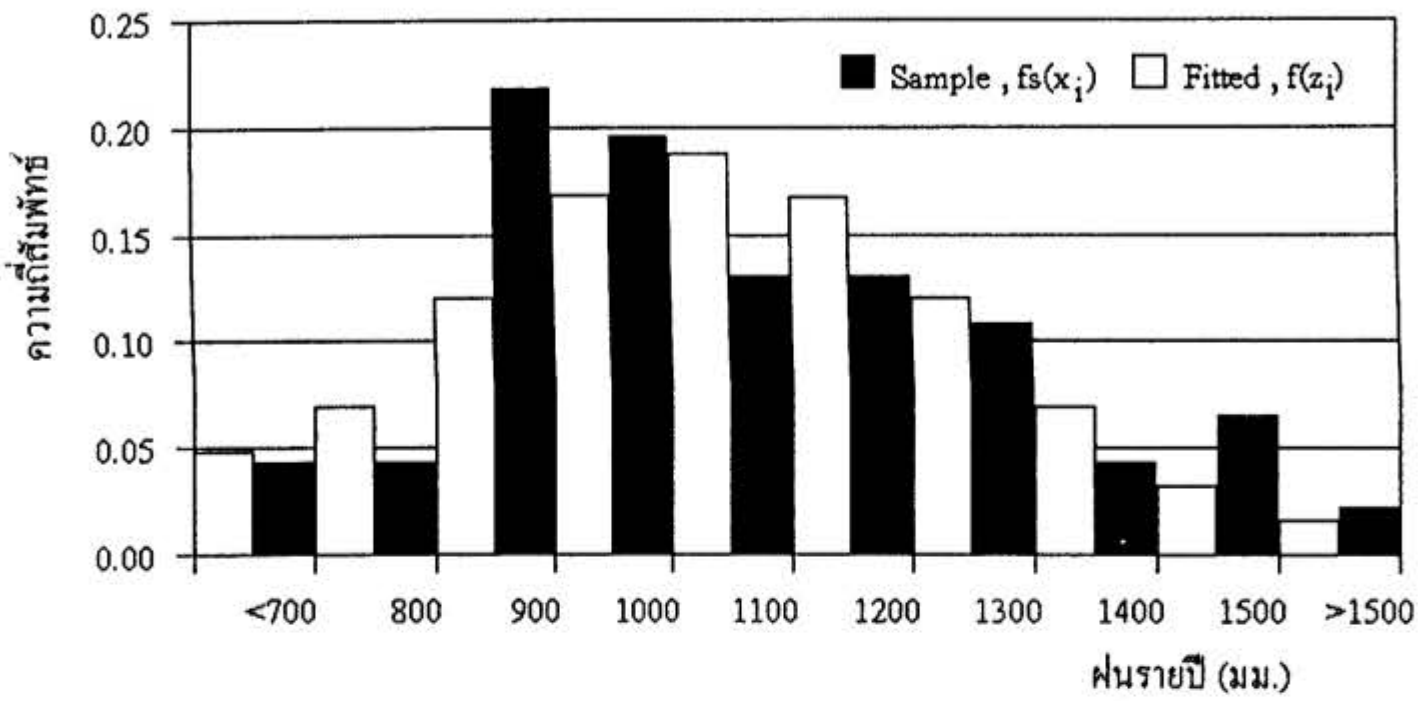
สำหรับ $i = 4$

$$\frac{(o_4 - e_4)^2}{e_4} = \frac{(9-7.7)^2}{7.7}$$

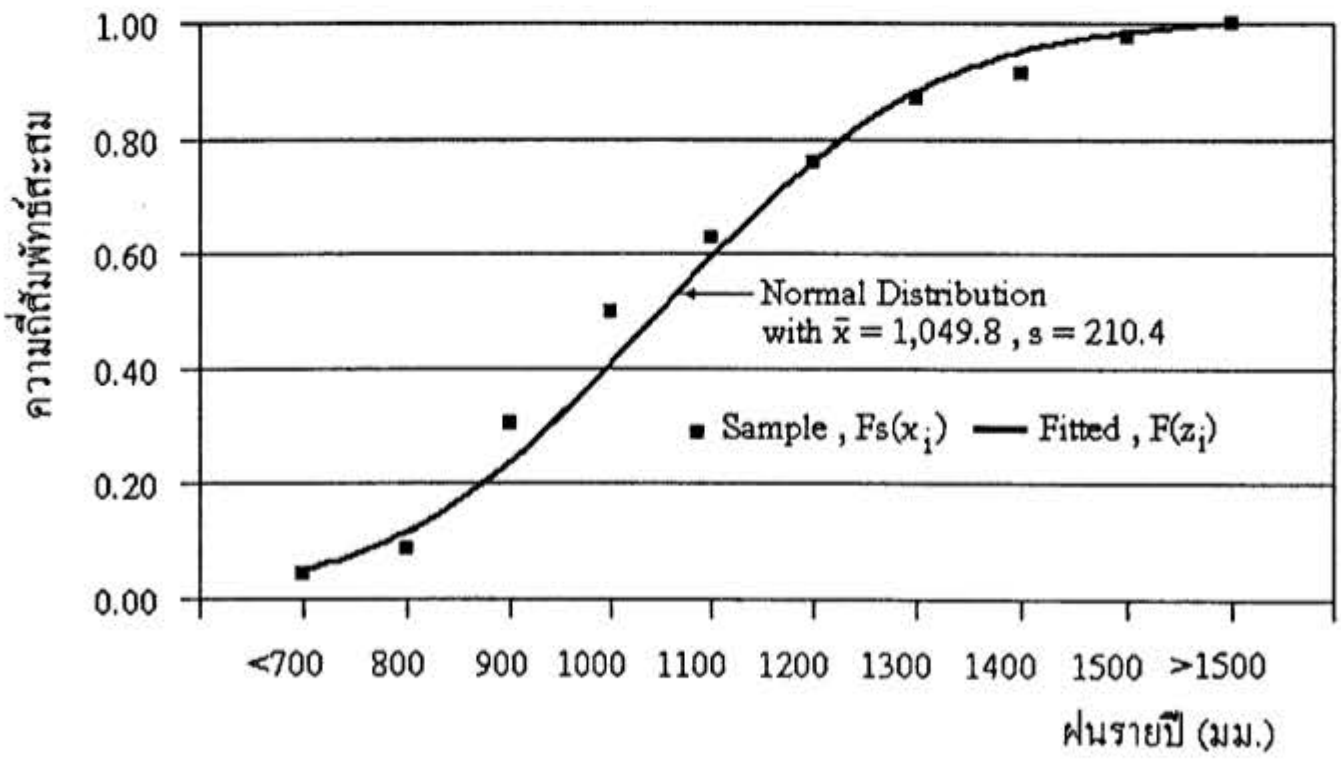
$= 0.2059$

ตามที่แสดงไว้ในช่อง 10 ของตารางที่ 2.6 ผลรวมของค่าในช่องที่ 10 คือ $\chi^2 = 5.9944$ ค่า $\chi^2_{\upsilon,\alpha}$ จากตารางที่ 2.5 สำหรับความน่าจะเป็นสะสมเท่ากับ $1-\alpha = 0.95$ และองศาเสรี $\upsilon = m-p-1 = 8-2-1 = 5$ คือ $\chi^2_{5,\,0.05} = 11.07$ เนื่องจาก $\chi^2 < \chi^2_{5,\,0.05}$ จึงยอมรับสมมติฐานหลัก ที่ระดับความเชื่อมั่น 95% และสรุปได้ว่าการแจกแจงปกติฟิตกับข้อมูลฝนรายปีที่ อ.เมือง (สถานี 13013) จ.กาญจนบุรี ถ้าการแจกแจงไม่ฟิตกับข้อมูล

ค่า $f_s(x_i)$ และ $f(z_i)$ จะต่างกันมาก และมีผลทำให้ χ^2 มีค่ามากกว่า 11.07 ซึ่งกรณีนี้จะต้องปฏิเสธสมมติฐานหลัก



(a) ฟังค์ชั่นความถี่สัมพัทธ์



(b) ฟังค์ชั่นความถี่สัมพัทธ์สะสม

รูปที่ 2.8 ฟังค์ชั่นความถี่ของการแจกแจงปกติของฝนรายปีที่ อ.เมือง (สถานี 13013) จ. กาญจนบุรี (ตัวอย่างที่ 2.7)

2.6 ฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็นสำหรับตัวแปรทางอุทกวิทยา

ในหัวข้อ 2.5 ได้แสดงการใช้ฟังค์ชั่นการแจกแจงปกติ เพื่ออธิบายฝนรายปีที่ อ.เมือง (สถานี 13013) จ.กาญจนบุรี ซึ่งถึงแม้ว่าในตัวอย่างการแจกแจงปกติฟิตกับข้อมูลดี แต่ข้อมูลของตัวแปรทางอุทกวิทยาอื่น ๆ อาจไม่เป็นเช่นนั้น ในหัวข้อนี้จะได้อธิบายถึงวิธีการเลือกฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็นที่ใช้กันทั่ว ๆ ไปสำหรับตัวแปรอุทกวิทยา ตารางที่ 2.7 ได้สรุป Probability Density Function และช่วงค่าของตัวแปรของการแจกแจงแต่ละชนิดตลอดจนการประเมินพารามิเตอร์ของการแจกแจงจากโมเมนต์ของตัวอย่าง

2.6.1 การแจกแจงปกติ (Normal Distribution)

Central Limit Theorem กล่าวว่า ถ้าตัวแปรสุ่ม X_i เป็นแบบ Independent and Identically Distributed ซึ่งมีค่าเฉลี่ย μ และค่าความแปรปรวน σ^2 การแจกแจงของผลบวกของตัวแปรสุ่ม $Y = \sum_{i=1}^{n} X_i$ Y จะมีแนวโน้มเป็นการแจกแจงปกติ ซึ่งมีค่าเฉลี่ย $n\mu$ และค่าความแปรปรวน n σ^2 เมื่อ n มีค่ามาก จุดสำคัญคือข้อความดังกล่าวจะเป็นจริงไม่ว่าฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็นของ X จะเป็นอะไร ดังนั้นการแจกแจงความน่าจะเป็นของค่าเฉลี่ยของตัวอย่าง $\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} x_i$ จะเป็นแบบปกติ ซึ่งมีค่าเฉลี่ย μ และค่าความแปรปรวน $\frac{\sigma^2}{n}$ โดยประมาณ ไม่ว่าการแจกแจงของ x จะเป็นอย่างไร ตัวแปรอุทกวิทยา เช่น ฝนรายปี ซึ่งคำนวณจากผลบวกของเหตุการณ์ที่เป็นอิสระหลาย ๆ เหตุการณ์จะมีแนวโน้มที่จะมีการแจกแจงแบบปกติ ข้อจำกัดที่สำคัญของกรแจกแจงปกติในการอธิบายตัวแปรอุทกวิทยาคือ ตัวแปรจะมีค่าผันแปรอยู่ในช่วง $-\infty$ ถึง ∞ แต่ตัวแปรอุทกวิทยาส่วนใหญ่จะไม่มีค่าเป็นลบ และข้อจำกัดเกี่ยวกับการสมมาตรรอบจุดศูนย์กลาง ซึ่งข้อมูลทางอุทกวิทยามักจะเบ้

2.6.2 การแจกแจงแบบ Lognormal

ถ้าตัวแปรสุ่ม Y = log X มีการแจกแจงแบบปกติ X จะมีการแจกแจงแบบ Lognormal Chow (1954) ให้เหตุผลว่า การแจกแจงแบบ Lognormal สามารถใช้ได้กับตัวแปรอุทกวิทยาที่เกิดจากผลคูณของตัวแปรอื่น ๆ เพราะว่าถ้า $X = X_1 X_2 X_3 \ldots\ldots X_n$ และ $Y = \log X = \log X_1 X_2 X_3 \ldots\ldots X_n = \sum_{i=1}^{n} \log X_i = \sum_{i=1}^{n} Y_i$ Y จะมีการแจกแจงแบบปกติโดยประมาณ เมื่อ n มีค่ามาก และ X_i เป็นแบบ Independent and Identically Distributed ได้มีการใช้การแจกแจงแบบ Lognormal อธิบายถึงการแจกแจงของ Hydraulic

ตารางที่ 2.7 ฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็นสำหรับข้อมูลทางอุทกวิทยา

Distribution	Probability Density Function	Range	Parameters
Normal	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(- \frac{(x - \mu)^2}{2\sigma^2} \right)$	$-\infty \le x \le \infty$	$\mu = \bar{x}, \sigma = s_x$
Lognomal	$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(- \frac{(y - \mu_y)^2}{2\sigma_y^2} \right)$	$x > 0$	$\mu = \bar{y}, \sigma_y = s_y$
	where $y = \log x$		
Exponential	$f(x) = \lambda e^{-\lambda x}$	$x \ge 0$	$\lambda = \frac{1}{\bar{x}}$
Gamma	$f(x) = \frac{\lambda^\beta x^{\beta - 1} e^{- \lambda x}}{\Gamma(\beta)}$	$x \ge 0$	$\lambda = \frac{\bar{x}}{s_x^2}$
	where Γ = gamma function		$\beta = \frac{\bar{x}^2}{s_x^2} = \frac{1}{CV^2}$
Pearson Type III	$f(x) = \frac{\lambda^\beta (x - \epsilon)^{\beta - 1} e^{- \lambda(x - \epsilon)}}{\Gamma(\beta)}$	$x \ge \epsilon$	
	$\lambda = \frac{s_x}{\sqrt{\beta}}, \beta = \left(\frac{2}{C_s} \right)^2$		
(Three parameter gamma)			$\epsilon = \bar{x} - s_x \sqrt{\beta}$
Log Pearson	$f(x) = \frac{\lambda^\beta (y - \epsilon)^{\beta - 1} e^{- \lambda(y - \epsilon)}}{\Gamma(\beta)}$	$\log x \ge \epsilon$	
	$\lambda = \frac{s_x}{\sqrt{\beta}}, \beta = \left[\frac{2}{C_s(y)} \right]^2$		
Type III			$\epsilon = \bar{y} - s_y \sqrt{\beta}$
	where $y = \log x$	(assuming $C_s(y)$ is positive)	
Extreme Value	$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left[- \frac{x - xo}{\alpha} - \exp\left(- \frac{x - xo}{\alpha} \right) \right]$		$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\Pi} s_x$
Type I		$-\infty < x < \infty$	$x_o = \bar{x} - 0.5772\alpha$

Conductivity ในวัสดุพรุน (Freeze, 1975) และการแจกแจงของขนาดเม็ดฝนของพายุ และตัวแปรอุทกวิทยาอื่น ๆ การแจกแจงแบบ Lognormal มีข้อดีเหนือการแจกแจงแบบปกติคือ $X > 0$ และ log transformation มีแนวโน้มที่จะลด Positive Skewness ซึ่งปกติจะพบเสมอ ๆ ในข้อมูลทางอุทกวิทยา เพราะว่าการ take logarithms จะลดค่าของค่ามากเป็นสัดส่วนที่มากกว่าการลดค่าน้อย ข้อจำกัดของการแจกแจงแบบ Lognormal คือถ้าการแจกแจงนี้มี 2 พารามิเตอร์ Logarithms ของข้อมูลต้องสมมาตรรอบค่าเฉลี่ย

2.6.3 การแจกแจงแบบ Exponential

เหตุการณ์ทางอุทกวิทยาบางเหตุการณ์เช่น จำนวนครั้งของการตกของฝนในช่วงเวลาใดเวลาหนึ่งจะเป็นไปตาม Poisson ซึ่งเหตุการณ์เกิดต่อเนื่องกันไปและเป็นอิสระแก่กันในแต่ละเวลาและสถานที่ ส่วนระยะเวลาระหว่างเหตุการณ์หรือ Interarrival Time จะสามารถอธิบายได้โดยการแจกแจงแบบ Exponential ซึ่งมีพารามิเตอร์ λ เป็นค่าเฉลี่ยของการเกิดเหตุการณ์ ปกติการแจกแจงแบบ exponential จะใช้อธิบาย Interarrival Time ของเหตุการณ์สำคัญที่เกิดในระบบอุทกวิทยาเช่นฝนชะมลพิษจากผิวดินลงสู่แม่น้ำซึ่งเกิดจากการที่ ข้อดีของการแจกแจงแบบ Exponential คือประเมินค่า λ ได้ง่ายจากข้อมูลตัวอย่าง และการแจกแจงแบบ Exponential เหมาะสำหรับการศึกษาในเชิงทฤษฎีเช่น Probability Model ของ Linear Reservoir ($\lambda = \frac{1}{k}$ เมื่อ k คือ Storage Constant ใน Linear Reservoir) ข้อเสียคือการเกิดแต่ละเหตุการณ์ต้องเป็นอิสระจากเหตุการณ์อื่น ๆ ซึ่งอาจจะเป็นสมมติฐานที่ไม่สมเหตุผลนักสำหรับบางกรณีเช่น การเคลื่อนตัวของ Front จะทำให้เกิดฝนโปรย (Showers) และเป็นเหตุให้ต้องศึกษารูปแบบอื่น ๆ ของ Compound Poisson Processes ซึ่ง λ คือ ตัวแปรสุ่มแทนที่จะเป็นค่าคงที่

2.6.4 การแจกแจงแบบแกมม่า (Gamma)

เวลาที่ใช้ไปสำหรับการเกิด β เหตุการณ์ในกระบวนการ Poisson จะอธิบายได้โดยใช้การแจกแจงแบบแกมม่า ซึ่งก็คือการแจกแจงของผลบวกของ β ตัวแปรสุ่มแบบ Independent and Identically Exponentially Distributed การแจกแจงแบบแกมม่ามีแบบฟอร์มการแปรผันที่ราบเรียบเหมือน Probability Density Function ทั่ว ๆ ไปที่แสดงในรูปที่ 2.3 และมีประโยชน์ในการอธิบายตัวแปรอุทกวิทยาที่เบ้โดยไม่จำเป็นต้องใช้ log transformation เช่น ใช้อธิบายการแจกแจงความลึกฝนของพายุ การแจกแจงแบบแกมม่าเกี่ยวกับ Gamma Function ซึ่งกำหนดว่า $T(\beta) = (\beta-1)! = (\beta-1)(\beta-2)$ .....3.2.1 สำหรับ β ที่เป็นจำนวนเต็มบวกและโดยทั่ว ๆ ไป

$$T(\beta) = \int_{-\infty}^{\infty} u^{\beta-1} e^{-u} du \qquad \text{.....(2.31)}$$

การแจกแจงแบบแกมม่าที่มี 2 พารามิเตอร์ (β และ λ) มีขีดจำกัดล่างที่ 0 ซึ่งมีข้อเสียในการนำไปใช้กับตัวแปรอุทกวิทยาที่มีขีดจำกัดล่างมากกว่า 0

2.6.5 การแจกแจงแบบ Pearson Type III

การแจกแจงแบบ Pearson Type III หรือเรียกได้อีกอย่างหนึ่งว่า การแจกแจงแบบแกมม่า แบบ 3 พารามิเตอร์ โดยมีพารามิเตอร์ตัวที่ 3 คือ ขีดจำกัดล่าง ε ตามวิธีโมเมนต์ สามารถใช้ Sample Moments ทั้ง 3 ตัว คือ Mean, Standard Deviation และ Coefficient of Skewness หาพารามิเตอร์ λ , β และ ε ของการแจกแจงได้ การแจกแจงนี้มีความไวมากเปลี่ยนรูปตาม λ , β และ ε

การแจกแจงของ Pearson มี 7 แบบ ซึ่งก็คือผลลัพธ์สำหรับ f(x) ของสมการ

$$\frac{d[f(x)]}{dx} = \frac{f(x)(x-d)}{C_o + C_1 x + C_2 x^2} \qquad \text{.....(2.32)}$$

เมื่อ d คือค่ามัธยฐาน (Mode) ของการแจกแจง และ C_o, C_1 และ C_2 คือสัมประสิทธิ์ที่จะต้องหา เมื่อ $C_2 = 0$ ผลลัพธ์ของสมการ 2.32 คือ การแจกแจงแบบ Pearson Type III ซึ่งมี Probability Density Function ดังแสดงในตารางที่ 2.7 ถ้า $C_1 = C_2 = 0$ ผลลัพธ์ของสมการ 2.32 คือ การแจกแจงแบบปกติ หรือพูดได้ว่าการแจกแจงแบบปกติ คือกรณีพิเศษของการแจกแจงแบบ Pearson Type III สำหรับตัวแปรที่ไม่เบ้ Foster (1924) ได้นำการแจกแจงแบบ Pearson Type III มาใช้ในวิชาอุทกวิทยาเป็นครั้งแรก เพื่ออธิบายการแจกแจงความน่าจะเป็นของน้ำท่วมสูงสุดประจำปี (Annual Maximum Flood Peaks) ถ้าข้อมูลเบ้ไปทางบวกปกติจะใช้ log transformation ในการลดความเบ้

2.6.6 การแจกแจงแบบ Log-Pearson Type III

ถ้า log X มีการแจกแจงแบบ Pearson Type III X จะมีการแจกแจงแบบ Log-Pearson Type III ซึ่งเป็นการแจกแจงมาตรฐานสำหรับการวิเคราะห์ความถี่ของน้ำท่วมสูงสุดประจำปีในสหรัฐอเมริกา (Benson, 1968) สำหรับกรณีพิเศษที่ log X มีค่าสมมาตรรอบจุดศูนย์กลาง การแจกแจงแบบ Log-Pearson Type III จะลดรูปเป็นการแจกแจงแบบ Log normal

ตำแหน่งของขีดจำกัด ε ในการแจกแจงแบบ Log-Pearson Type III ขึ้นอยู่กับความเบ้ของข้อมูล ถ้าข้อมูลเบ้ไปทางบวก $\log X \geq \varepsilon$ ε จะเป็นขีดจำกัดล่างถ้าข้อมูลเบ้ไปทางลบ $\log X \leq \varepsilon$ ε จะเป็นขีดจำกัดบน log transformation ลดความเบ้ของข้อมูลที่แปลงรูปและอาจทำให้ข้อมูลแปลงรูปเบ้ไปทางลบถึงแม้ว่าข้อมูลเดิมเบ้ไปทางบวก ในกรณีนี้การใช้การแจกแจงแบบ Log-Pearson Type III จะทำให้เกิดขีดจำกัดบนสมมติ (Artificial Upper Bound) กับข้อมูล การแจกแจงแบบ Log-Pearson Type III อาจมีหลายรูปตามที่แสดงในตารางที่ 2.8 ขึ้นอยู่กับค่าพารามิเตอร์

ตารางที่ 2.8 รูปร่างและตำแหน่งของมัธยฐานของการแจกแจงแบบ Log-Pearson Type III ตามฟังค์ชั่นของพารามิเตอร์ (Bober, 1975)

Shape parameter β	λ <-ln 10	- ln 10 < λ < 0	λ > 0
0 < β < 1	No mode J-shaped	minimum mode U-shaped	No mode Reverse J-shaped
β > 1	Unimodal Reverse J-shaped	No mode	Unimodal Reverse J-shaped

ตามที่ได้กล่าวมาแล้ว การแจกแจงแบบ Log-Pearson Type III ได้ถูกพัฒนาขึ้นมาเพื่อฟิตโค้งกับข้อมูล ซึ่งการที่วิธีนี้เป็นที่ยอมรับเพราะให้ผลดีเวลาเอาไปใช้งาน โดยเฉพาะกับข้อมูลยอดน้ำท่วม (Flood Peak) การฟิตฟังค์ชั่นการแจกแจงกับข้อมูลสามารถตรวจสอบได้โดยการใช้ χ^2 test หรือโดยการใช้ Probability Plotting

2.6.7 การแจกแจงแบบ Extreme Value

Extreme Value คือค่าสูงสุดหรือค่าต่ำสุดของชุดข้อมูล ยกตัวอย่างอัตราการไหลของน้ำสูงสุดประจำปี (Annual Maximum Discharge) ที่จุดกำหนดให้ ค่าอัตราการไหลสูงสุดประจำปีของแต่ละปีที่ได้บันทึกไว้คืออนุกรมของ Extreme Values ซึ่งสามารถนำมาวิเคราะห์ทางสถิติได้ ถ้าอนุกรมของ Extreme Value มีจำนวนข้อมูลมากพอจะมีการแจกแจงเป็นแบบ Extreme Value (Fisher and Tippett 1928) แบบใดแบบหนึ่งใน 3 แบบ คือ Type I, II และ III Gumbel (1941) เป็นผู้พัฒนาการแจกแจงแบบ Extreme Value Type I (EV I) หรือเรียกตาม

ชื่อผู้ที่พัฒนาขึ้นมาว่า "การแจกแจงแบบ Gumbel" Frechet (1927) พัฒนา Extreme value Type II (EV II) หรือเรียกว่าการแจกแจงแบบ Frechet และ Weibull (1939) พัฒนา Extreme Value Type III (EV III) Jenkinson (1955) ได้แสดงให้เห็นว่าการแจกแจงแบบ Extreme value ทั้ง 3 แบบ เป็นกรณีเฉพาะของ General Extreme Value (GEV) Distribution ซึ่งมีฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็นดังสมการ

$$F(x) = \text{Exp}\left[-(1-k\frac{x-u}{\alpha})^{1/k}\right] \qquad \text{.....(2.33)}$$

เมื่อ k, u และ α = พารามิเตอร์

ถ้า k = 0 คือการแจกแจงแบบ Extreme Value Type I ซึ่งมี Probability Density Function ดังตารางที่ 2.7

ถ้า k < 0 คือการแจกแจงแบบ Extreme Value Type II ซึ่งสมการที่ 2.33 จะใช้ได้สำหรับกรณีที่ $(u + \frac{\alpha}{k}) < x < \infty$

ถ้า k > 0 คือการแจกแจงแบบ Extreme Value Type III ซึ่งสมการที่ 2.33 จะใช้ได้สำหรับ $-\infty < x < (u + \frac{\alpha}{k})$

และในทั้ง 3 กรณี α จะมีค่าเป็นบวกเสมอ

สำหรับการแจกแจงแบบ EV I x จะมีค่าไม่จำกัด (ตารางที่ 2.7) แต่สำหรับ EV II ค่าต่ำสุดของ x จะถูกจำกัดที่ $(u + \frac{\alpha}{k})$ และ EV III ค่าสูงสุดของ x จะถูกจำกัด ถ้า x มีการแจกแจงแบบ EV III ค่า – x จะมีการแจกแจงแบบ Weibull

2.7 เอกสารอ้างอิง

1. วราวุธ วุฒิวณิชย์. 2544. ความน่าจะเป็นและสถิติประยุกต์สำหรับวิศวกร. ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน. นครปฐม
2. Chow, V.T., D.R. Maidment and L.W. Mays (1988), Applied Hydrology, McGraw-Hill.
3. Edwards, A.L. (1976), An Introduction to Linear Regression and Correlation, W.H. Freeman and Company, San Francisco.
4. Salas, J.D. and R.A. Smith (1981), Computer Programs of Probability Distribution Functions in Hydrology, Colorado State University, Fort Callins, Co.
5. U.S. Department of Transportation (1980), Hydrology for Transportation Engineers, (Edited by T.G. Sanders), Federal Highway Administration.

6. Walpole, R.E. and R.H. Myers. (1972), Probability and Statistics for Engineers and Scientists, Collier Macmillan Publishers, London.
7. Yevjevich, V. (1972), Probability and Statistics in Hydrology, Water Resources Publication, For Collins, Co.

2.8 แบบฝึกหัด

(1) ถ้า X มีการแจกแจงแบบปกติ (Normal) ซึ่งมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ μ และค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ σ และ $Z = \frac{X-\mu}{\sigma}$ จงพิสูจน์ว่า Z มีการแจกแจงแบบปกติ ซึ่งมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0 และ ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตราฐานเท่ากับ 1

(2) ถ้า $f(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma}} \text{Exp}\left[\frac{1}{2}\left(\frac{X-\mu}{\sigma}\right)^2\right]$

และ $Z = \frac{X-\mu}{\sigma}$ จงพิสูจน์ว่า

$f(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \text{Exp}\left[-\frac{1}{2}Z^2\right]$

(3) ข้อมูลฝนรายปีของสถานีอุตุนิยมวิทยาที่สถานี A1 และ A2 แสดงอยู่ในตารางที่ 1 และ 2

3.1 จงพล๊อตอนุกรมเวลาของข้อมูลฝนรายปีดังกล่าว

3.2 จงสร้างกราฟแท่งแจกแจงความถี่(Frequency Histogram) เทียบกับอนุกรมเวลาดังแสดงในรูปที่ 2.2

3.3 จงหาความน่าจะเป็นที่ฝนรายปีจะมีค่าน้อยกว่า 800 มิลลิเมตร

3.4 จงหาความน่าจะเป็นที่ฝนรายปีจะมีค่าน้อยกว่า 800 มิลลิเมตร 2 ปีติดต่อกัน จากกฎ Joint Probability และจงหาความถี่สัมพัทธ์ของเหตุการณ์

3.5 จงทดสอบว่าการแจกแจงแบบปกติเหมาะสมกับข้อมูลหรือไม่ และจงหาฝนซึ่งมีความน่าจะเป็น 80% ที่ฝนในอนาคตจะมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับค่านี้

(4) จงหาพารามิเตอร์ μ และ σ ของการแจกแจงแบบปกติโดยวิธี Maximum Likelihood

ตารางที่ 1 ปริมาณน้ำฝนที่สถานี A1 (มม./ปี)

ปี	มม./ปี	ปี	มม./ปี
2494	1082.3	2516	1205.6
2495	1169.1	2517	1216.7
2496	1355.2	2518	1000.8
2497	941.7	2519	950.9
2498	1380.4	2520	1100.1
2499	1398.7	2521	800.6
2500	1458.8	2522	700.8
2501	782.6	2523	1025.9
2502	1509.3	2524	1021.8
2503	892.2	2525	1025.9
2504	857.5	2526	980.7
2505	883.7	2527	900.8
2506	1108.6	2528	850.7
2507	985.6	2529	600.5
2508	1002.6	2530	1200.5
2509	1068.5	2531	1300.6
2510	875.4	2532	1405.8
2511	888.1	2533	1015.7
2512	1237.0	2534	1105.6
2513	1514.4	2535	900.8
2514	1076.9	2536	800.1
2515	1102.2	2537	1200.2

ตารางที่ 2 ปริมาณน้ำฝนที่สถานี (มม./ปี)

ปี	มม./ปี
2513	553.8
2514	602.9
2515	760.0
2516	1334.0
2517	1264.6
2518	1318.2
2519	1013.6
2520	792.9
2521	1101.4
2522	875.6
2523	1053.6
2524	650.4
2525	784.0
2526	996.0
2527	996.2
2528	1292.2
2529	1000.1
2530	911.5
2531	1315.7
2532	1016.5
2533	950.6
2534	970.8
2535	1000.9
2536	555.3
2537	1530.1

(5) ในช่วงฤดูแล้งนี้ความต้องการน้ำชลประทานของโครงการชลประทานแห่งหนึ่งเพิ่มขึ้นจนเกินขีดความสามารถของระบบ (System Capacity) ที่จะจ่ายน้ำให้ได้ เนื่องจากภาวะความแห้งแล้งที่เกิดติดต่อกันเวลายาวนานหลายวัน วิกฤตการณ์นี้จะบรรเทาได้ก็ต่อเมื่อมีฝนตก วิศวกรของโครงการต้องการวิเคราะห์ว่ามีโอกาสความน่าจะเป็นมากน้อยเท่าใดที่ฝนจะไม่ตกในช่วง

10 วันข้างหน้า

20 วันข้างหน้า

30 วันข้างหน้า

เพื่อจะได้วางแผนรับสถานการณ์ต่อไป

สมมติว่าวิศวกรมีข้อมูลดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ข้อมูลจำนวนวันที่ฝนทิ้งช่วงเฉลี่ยในช่วงฤดูแล้งของแต่ละปี

ปี	จำนวนวันที่ฝนทิ้งช่วง	ปี	จำนวนวันที่ฝนทิ้งช่วง	ปี	จำนวนวันที่ฝนทิ้งช่วง
2500	10				
1	15	2511	25	2521	15
2	17	12	15	22	35
3	19	13	40	23	30
4	20	14	30	24	21
5	30	15	35	25	22
6	36	16	27	26	7
7	8	17	28	27	10
8	18	18	29	28	17
9	9	19	40	29	27
10	29	20	42	30	26
				2531	30
				32	40
				33	32

ถ้ากำหนดว่าจำนวนวันที่ฝนทิ้งช่วงเฉลี่ย มีการแจกแจงแบบ Exponential

บทที่ 3
การวิเคราะห์ฝนที่เกิดจากพายุ
(Analysis of Storm Rainfall)

3.1 คำนำ

การวิเคราะห์ฝนที่เกิดจากพายุที่จะกล่าวถึงในบทนี้ เป็นการวิเคราะห์เพื่อนำไปใช้ในการประเมินปริมาณน้ำท่วมสูงสุด เพื่อการออกแบบระบบระบายน้ำ หรืออาคารชลศาสตร์ในลุ่มน้ำขนาดเล็ก หรือเพื่อใช้เป็นข้อมูลพื้นฐานในการออกแบบกราฟน้ำท่วมต่อไป

ในบทนี้จะได้กล่าวถึงการวิเคราะห์ฝน 2 แบบคือ การวิเคราะห์แบบ ความลึกพื้นที่-ช่วงเวลา (Depth-Area-Duration) และการวิเคราะห์แบบความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ (Depth-Duration-Frequency)

3.2 การวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา (Depth-Area-Duration)

การวิเคราะห์ฝนแบบนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของฝนกับพื้นที่พายุฝนคลุมอยู่ ในช่วงเวลาต่าง ๆ ของพายุฝนลูกใดลูกหนึ่งโดยเฉพาะ ซึ่งความสัมพันธ์ดังกล่าวจะเป็นข้อมูลที่มีประโยชน์ในการประเมินปริมาณน้ำท่วมสูงสุด (Flood Peak) ตลอดจนกราฟน้ำท่วม เพื่อใช้ในการออกแบบระบบระบายน้ำหรืออาคารชลศาสตร์ต่าง ๆ

การวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา เป็นการวิเคราะห์ทั้งการแจกแจงตามพื้นที่ (Areal Distribution) และการแจกแจงตามเวลา (Time Distribution) ของพายุฝนที่กำลังศึกษา สำหรับข้อมูลที่ต้องการใช้ในการวิเคราะห์และวิธีการวิเคราะห์จะได้กล่าวถึงในหัวข้อต่อไปนี้

3.2.1 ข้อมูลที่ต้องการ ประกอบด้วย

(1) แผนที่แสดงจุดที่ตั้งของสถานีวัดน้ำฝนที่อยู่ในเขตอิทธิพลของพายุฝนลูกที่กำลังศึกษา

(2) ข้อมูลปริมาณน้ำฝนของพายุที่กำลังศึกษาจากสถานีต่าง ๆ ข้อมูลฝนที่ใช้ควรเป็นข้อมูลที่วัดได้จากเครื่องวัดน้ำฝนแบบอัตโนมัติ

3.2.2 วิธีการวิเคราะห์

การวิเคราะห์ความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลาของฝน มีขั้นตอนดังต่อไปนี้

(1) ตรวจสอบความเชื่อถือได้ของข้อมูลฝนที่นำมาวิเคราะห์และดำเนินการปรับแก้ถ้าจำเป็น

(2) จัดทำแผนที่เส้นชั้นน้ำฝน (Isohyetal Map) ของพายุฝนและสร้างรูปหลายเหลี่ยมธีเอสเสน (Thiessen Ploygon)

(3) จัดทำตารางแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึกฝนเฉลี่ยกับพื้นที่จากแผนที่เส้นชั้นน้ำฝน

(4) จัดทำโค้งสะสม (Mass Curves) ของฝนที่สถานีต่าง ๆ ที่อยู่ภายใต้อิทธิพลของพายุ

(5) จัดทำตารางแสดงค่าความลึกฝนสูงสุด (Absolute Maximum Rainfall) ของช่วงเวลาต่าง ๆ ของสถานีที่มีฝนหนัก และความลึกฝนสะสมในช่วงเวลาต่าง ๆ ตั้งแต่เริ่มพายุฝน (Contemporaneous Rainfall Ddepth) ของทุกสถานีจากโค้งสะสม ช่วงเวลาที่ใช้วิเคราะห์จะต้องมีช่วงห่างเท่ากันเช่น 6, 12, 18, 24 ชั่วโมง เป็นต้น

กรณีที่พายุฝนที่ศึกษามีหลายยอดหรือมีจุดศูนย์กลางของพายุฝนมากกว่า 1 แห่ง การจัดทำตารางแสดงความลึกฝนที่ช่วงเวลาต่าง ๆ จะแยกสำหรับแต่ละศูนย์กลางพายุฝน

(6) การทำการวิเคราะห์หาความลึกฝนที่มีค่ามากที่สุดที่ช่วงเวลาต่าง ๆ สำหรับพื้นที่ภายในเส้นชั้นน้ำฝนต่าง ๆ ซึ่งจะทำได้โดยการการนำค่าความลึกน้ำฝนสูงสุดและความลึกฝนสะสมที่ช่วงเวลาต่าง ๆ นับตั้งแต่เริ่มพายุของสถานีต่าง ๆ ภายในเส้นชั้นน้ำฝนที่พิจารณา จากตารางในข้อ 5 มาทำการวิเคราะห์ตามขั้นตอนดังต่อไปนี้

(ก) หาความลึกฝนสะสมที่ช่วงเวลาต่าง ๆ เฉลี่ยสำหรับพื้นที่ภายในเส้นชั้นน้ำฝนที่พิจารณา การเฉลี่ยจะเฉลี่ยตามเปอร์เซ็นต์ของพื้นที่สถานีวัดน้ำฝนที่แบ่งโดยรูปหลายเหลี่ยมธีเอสเสน (Weighted Mass Curve) อย่างไรก็ตาม ถ้าในเส้นชั้นน้ำฝนที่พิจารณามีสถานีวัดน้ำฝน 6 สถานี หรือมากกว่า และการแจกแจงฝนที่แต่ละสถานีค่อนข้างสม่ำเสมอ จะถือว่าแต่ละสถานีมี Weight เท่ากัน ค่าฝนเฉลี่ยจะหาได้จากค่าเฉลี่ยทางคณิตศาสตร์

(ข) ปรับค่าความลึกฝนสะสมเฉลี่ยที่ช่วงเวลาต่าง ๆ ให้เท่ากับค่าความลึกฝนเฉลี่ยจากแผนที่เส้นชั้นน้ำฝนในข้อ 3 (Adjusted Mass Curve)

(ค) หาค่าผลต่างของความลึกฝนสะสมเฉลี่ยที่ปรับค่าแล้วของช่วงเวลาต่าง ๆ (Adjusted Increment)

(ง) หาค่าความลึกฝนสูงสุดของแต่ละช่วงเวลาจากผลบวกของ Adjusted Increment ของช่วงเวลาที่ต่อเนื่องกัน (Maximum depth-duration)

ทำตามขั้นตอน (ก) ถึง (ง) สำหรับพื้นที่ภายในเส้นชั้นน้ำฝนต่าง ๆ ที่มีจุดศูนย์กลางร่วมกัน

สำหรับเส้นชั้นน้ำฝนที่ครอบคลุมหลายจุดศูนย์กลางพายุฝน จะต้องนำค่าความลึกฝนสูงสุดของแต่ละช่วงเวลาของแต่ละจุดศูนย์กลางพายุฝนมาวิเคราะห์ตามลำดับที่ (ก) ถึง (ง) ซ้ำ หมายเหตุในการหาค่าฝนเฉลี่ยของเส้นชั้นน้ำฝนที่ครอบคลุมหลายจุดศูนย์กลางจะใช้เปอร์เซ็นต์ของพื้นที่ของเส้นชั้นน้ำฝนซึ่งไม่ครบรอบของแต่ละศูนย์กลางพายุฝน

(7) พล็อตค่าความลึกฝนสูงสุดที่ช่วงเวลาต่าง ๆ เทียบกับพื้นที่ในกระดาษกราฟ Semi-log แล้วจึงลาก Envelop Curve แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลาตามที่ต้องการ

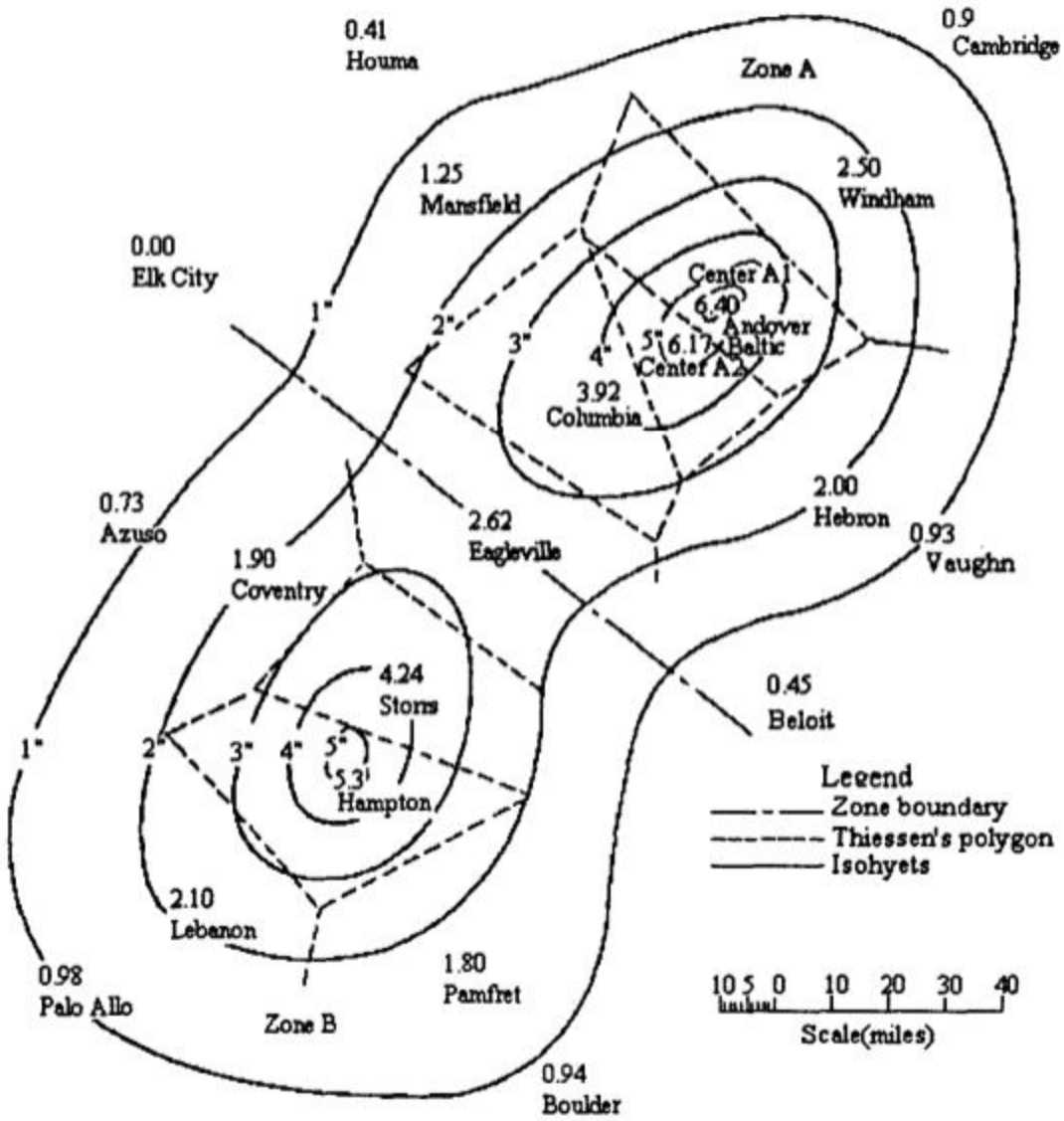
3.2.3 ตัวอย่างการวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา

กำหนดให้แผนที่แสดงเส้นชั้นน้ำฝน (Total Storm Isohyetal Map) ซึ่งมี 2 จุดศูนย์กลาง (หรือ 2 โซน) แสดงอยู่ในรูปที่ 3.1 ในแผนที่ดังกล่าวได้แสดงรูปหลายเหลี่ยมธีเอสเสนไว้ด้วย

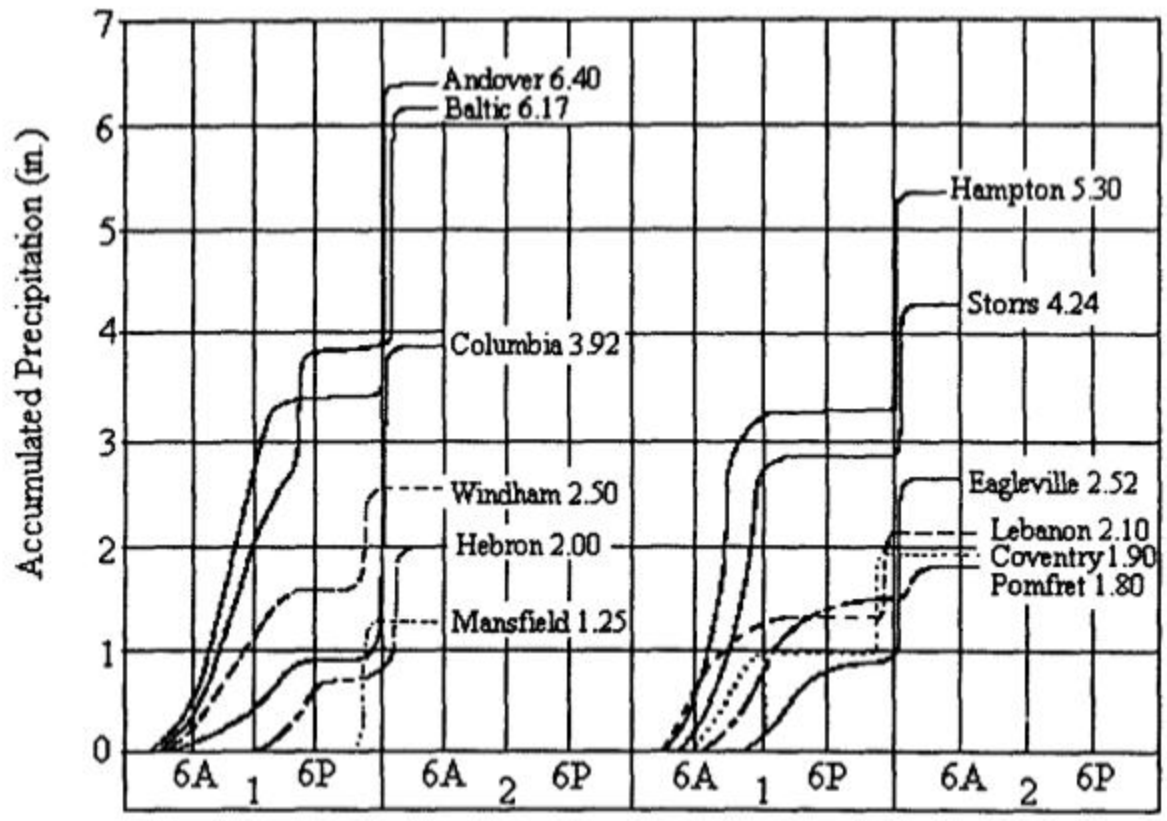
โค้งสะสมของฝนที่สถานีต่าง ๆ ในช่วง 24 ชั่วโมง นับจาก 3.00 A.M. วันที่ 1 กันยายน 1947 ถึง 3.00 A.M. วันที่ 2 กันยายน 1947 มีลักษณะดังรูปที่ 3.2

จากแผนที่ชั้นน้ำฝนในรูปที่ 3.1 คำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณฝนทั้งหมดเฉลี่ยกับพื้นที่ได้ดังแสดงในตารางที่ 3.1

จากโค้งสะสมในรูปที่ 3.2 วิเคราะห์หาปริมาณฝนสูงสุดและปริมาณฝนสะสมสำหรับช่วงเวลา 6, 12, 18 และ 24 ชั่วโมง ได้ดังแสดงในตารางที่ 3.2 ค่าฝนสูงสุด (Absolute Maximum Rainfall) คือ ฝนที่มีค่ามากที่สุดบนโค้งสะสมของสถานีนั้น สำหรับช่วงเวลาที่กำหนดซึ่งค่าฝนสูงสุดที่ช่วงเวลาต่าง ๆ จะแสดงไว้เฉพาะสถานีที่มีฝนตกหนักมากรอบ ๆ จุดศูนย์กลางพายุฝนเท่านั้นเช่น สถานี Andover, Baltic และ Columbia สำหรับจุดศูนย์กลางพายุฝน A และสถานี Hampton กับ Storrs สำหรับจุดศูนย์กลางพายุฝน B ค่าฝนสูงสุดปกติจะถือเป็นตัวแทนของฝนในพื้นที่ 10 ตร.ไมล์ สำหรับค่าฝนสะสม (Contemporaneous Accumulated Rainfall) คือค่าฝนที่อ่านได้จากโค้งสะสมที่ช่วงเวลา 6, 12, 18 และ 24 ชั่วโมง นับจากฝนเริ่มตก



รูปที่ 3.1 แผนที่เส้นชั้นน้ำฝนและรูปหลายเหลี่ยมธีเอสเสน



รูปที่ 3.2 โค้งสะสมของฝนที่สถานีต่าง ๆ

ตารางที่ 3.1 การคำนวณปริมาณฝนเฉลี่ยสำหรับพื้นที่ต่าง ๆ จากแผนที่เส้นชั้นน้ำฝน

Line No.	Rainfall Center or zone	Isohyet Inches	Area enclosed		Net area in Sq. mi.	Average depth of rainfall in inches	Volume of rainfall in inches/sq mi		Average depth of Rainfall In inches (Col.9+Col.5)
			Planimeter Reading	Area in sq mi			Increment (Col.6 x Col.7)	Accumulative	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	A	6.4	-	Station	-	-	-	-	6.4
2	Center A_1	6	9	14	14	6.2	87	87	6.2
3									
4	Center A_2	6	7	11	11	6.1	67	67	6.1
5									
6	Center A_1+A_2	6	-	25	-	-	-	154	-
7		5	123	189	164	5.5	902	1056	5.6
8		4	531	815	626	4.5	2817	3873	4.8
9		3	1580	2424	1609	3.5	5632	9505	3.9
10		2*	3652	5602	3178	2.5	7945	17450	3.1
11		1*	6704	10284	4682	1.5	7023	24473	2.4
12									
13	B	5	36	55	55	5.3	292	292	5.3
14		4	319	489	434	4.5	1953	2245	4.6
15		3	1171	1796	1307	3.5	4574	6819	3.8
16		2*	3122	4789	2993	2.5	7482	14301	3.0
17		1*	6749	10353	5564	1.5	8346	22647	2.2
18									
19									
20	A+B	2	-	10391	-	-	-	31751	3.1
21		1	-	20637	-	-	-	47120	2.3
22									
23									
24	* Isohyet does not close within this zone								
25									

ตารางที่ 3.2 ฝูงสูงสุดและฝนสะสมที่ช่วงเวลาต่าง ๆ

Line No.	Zone or center	Station	Time of observation	Absolute max. precip. Duration in hours				Contemporaneous acc. precip. In inches Time in hours at end of period					
				6	12	18	24	6	12	18	24	30	36
								9A1	3P1	9P1	3A2		
1	A	Andover		3.0	3.4	5.6	6.4	1.3	3.4	3.4	6.4		
2		Baltic		2.4	3.7	5.4	6.2	0.9	2.6	3.8	6.2		
3		Columbia		3.0	3.3	3.8	3.9	0.2	0.8	0.9	3.9		
4		Windham						0.8	1.5	1.6	2.5		
5		Hebron						0.0	0.2	0.7	2.0		
6		Mansfield						0.0	0.0	0.0	1.2		
7													
8	B	Hampton		2.8	3.2	4.4	5.3	2.0	3.2	3.2	5.3		
9		Storrs		2.3	2.8	3.7	4.2	0.9	2.8	2.8	4.2		
10		Eagleville						0.0	0.5	0.8	2.6		
11		Lebanon						0.9	1.3	1.3	2.1		
12		Coventry						0.5	1.0	1.0	1.9		
13		Pomfret						0.2	1.1	1.5	1.8		
14													
15													
16													
17													
18													
19													
20													

วิเคราะห์หาฝนที่มีค่าสูงสุดในช่วงเวลา 6, 12, 18 และ 24 ชั่วโมง ของฝนเฉลี่ยที่ตกลงในพื้นที่ภายในเส้นชั้นความลึกน้ำฝนแต่ละชั้น ดังแสดงในตารางที่ 3.3

ในที่นี้จะขอยกตัวอย่างการคำนวณของตารางที่ 3.3 พอเป็นสังเขป

บรรทัดที่ 1 ..... ฝนสูงสุดที่สถานี Andover จากตารางที่ 3.2 (บรรทัดที่ 1)

บรรทัดที่ 2 ..... เวลาบอกการสิ้นสุดของค่าฝนสูงสุดในบรรทัดที่ 1

บรรทัดที่ 4 ..... ฝนสูงสุดที่สถานี Baltic จากตารางที่ 3.2 (บรรทัดที่ 2)

บรรทัดที่ 5 ..... เวลาบอกการสิ้นสุดของค่าฝนสูงสุดในบรรทัดที่ 4

บรรทัดที่ 8 ..... ค่าในช่อง Encompassing Isohyet ได้จากตารางที่ 3.1 (บรรทัดที่ 2)
เนื่องจากฝนในเส้นชั้นน้ำฝน 6 นิ้ว อยู่ภายใต้อิทธิพลของฝนที่สถานี Andover เพียงสถานีเดียว Effective Area จะเท่ากับ 100%
ค่าฝนสะสมในช่อง Product (1) อ่านจากตารางที่ 3.2 (บรรทัดที่ 1)

บรรทัดที่ 9 ..... (b) Adjusted Mass Curve

$$= \text{ฝนสะสมในบรรทัดที่ } 8 \times \frac{6.2}{6.4}$$

เมื่อ 6.2 ฝนเฉลี่ยในเส้นชั้นน้ำฝน 6 นิ้ว
6.4 คือ ค่าฝนทั้งหมดที่วัดได้ที่ Andover

บรรทัดที่ 10 ..... (c) Adjusted Increment

= ผลต่างของฝนสะสมที่ปรับค่าแล้วจากบรรทัดที่ 9
เช่น ฝนในช่วง 18-24 ชั่วโมง

= 6.2 - 3.3 = 2.9 นิ้ว

บรรทัดที่ 11 ..... (d) Max. depth-duration
คือฝนที่มีค่ามากที่สุดในช่วง 6, 12, 18, 24 ชั่วโมง จากค่า Adjusted Increment บรรทัดที่ 10 เช่น ฝนที่มีค่ามากที่สุดในช่วง 12 ชั่วโมง = 1.3+2.0 = 3.3 นิ้ว

บรรทัดที่ 12 ..... (e) End of Period for (d)
ดูจาก End of Period ที่กำหนดให้ที่หัวตาราง

บรรทัดที่ 157 ..... ค่าในช่อง Encompassing Isohyet อ่านจากตารางที่ 3.1 (บรรทัดที่ 11)
ส่วนค่าฝนสะสมในช่อง Product (1) คือผลบวกของฝนจาก 6 สถานีในโซน A จากตารางที่ 3.2

บรรทัดที่ 158 ..... ค่าในช่วง Encompassing Isohyet อ่านจากตารางที่ 3.1 (บรรทัดที่ 17)
ค่าฝนสะสมในช่อง Product (1) คือ ผลบวกของฝนจาก 6 สถานีในโซน B จากตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.3 การคำนวณค่าสูงสุดที่ช่วงเวลาต่าง ๆ ที่ตกภายในพื้นที่ของเส้นชั้นน้ำฝนต่าง ๆ

Line No.	Center or Zone	Section or item description	Encompassing isohyet			Eflective area controlled by station		Product (1)			
								Time in hours (2)			
			Inches	Average in inches	Area enclosed	Plannimeter reading	Station weight in%	6	12	18	24
								3a1	3p1	3a2	3p2
1	A	Andover [Absolute max. station precip.]						3.0	3.4	5.6	6.4
2		[e] End of period of max. precip.						2a2	3p1	1a2	3a2
3											
4	A	Baltic [Absolute max. station precip.]						2.4	3.7	5.4	6.2
5		[e] End of period of max. precip.						3a2	2a2	2a2	3a2
6											
7											
8	A	Andover	6	6.2	14	-	100	1.3	3.4	3.4	6.4
9	(Center A1)	[b] Adjusted mass curve						1.3	3.3	3.3	6.2
10		[c] Adjusted increment						1.3	2.0	0.0	2.9
11		[d] Max. depth-duration						2.9	3.3	4.9	6.2
12		[e] End of period for [d]						3a2	3p1	3a2	3a2
13											
14											
15	A	Baltic	6	6.1	11	-	100	0.9	2.6	3.8	6.2
16	(Center A2)	[b] Adjusted mass curve						0.9	2.6	3.7	6.1
17		[c] Adjusted increment						0.9	1.7	1.1	2.4
18		[d] Max. depth-duration						2.4	3.5	5.2	6.1
19		[e] End of period for [d]						3a2	3a2	3a2	3a2
20											
21											
22	A	Andover	5	5.6	189	67	54	0.7	1.84	1.84	3.46
148	B		2	3	4789	-	46	0.93	0.89	0.94	1.59
149	A+B		2	3.1	10,391	-	100	0.71	1.66	1.85	3.54
150								0.6	0.8	0.2	1.5
151								1.5	1.7	2.5	3.1
152								3a2	3a2	3a2	3a2
153											
154		Computation based on unweighted mass curves for various stations enclosed by various isohyet									
155											
156											
157	A	Sum of precip. at 6 stat.	1	2.4	10,284			3.2	8.5	10.4	22.2
158	B	Sum of precip. at 6 stat.	1	2.2	10,353			4.5	9.9	10.6	17.9
159	A+B	Sum of precip. at 12 stat.	1	2.3	20,637			7.7	18.4	21.0	40.1
160		[a] Unweighted mass curve (average of 12 stations)						0.6	1.5	1.8	3.3
161		[b] Adjusted mass curve						0.4	1.1	1.2	2.3
162		[c] Adjusted increment						0.4	0.7	0.1	1.1
163		[d] Max. depth-duration						1.1	1.2	1.9	2.3
164		[e] End of period for [d]						3a2	3a2	3a2	3a2
REMARKS: (1) Accurmulative station rainfall & station weight, except as otherwise noted .											
(2) At end of period [or duration at maximum precipitation] .											

บรรทัดที่ 159 ..... ค่าฝนเฉลี่ย = $\frac{2.4+2.2}{2}$ = 2.3 นิ้ว

พื้นที่ในเส้นชั้นน้ำฝน 1 นิ้ว = 10,284 + 10,353

= 20,637 ตร.ไมล์

ฝนสะสม = ฝนสะสมของ 6 สถานีในโซน A + ฝนสะสมของ 6 สถานีในโซน B

บรรทัดที่ 160 ..... (a) Unweighted Mass Curve

= $\frac{½¹ÊÐÊÁã¹°ÃÃ·Ñ′·Õ£59}{12}$

บรรทัดที่ 161 ..... (b) Adjusted Mass Curve

= Unweighted Mass Curve x $\frac{2.3}{3.34}$

นำค่าฝนสะสมสูงสุดของแต่ละช่วงเวลา (6, 12, 18 และ 24 ชั่วโมง) ในบรรทัด (d) ไปพล็อตเทียบกับพื้นที่เส้นชั้นน้ำฝนในกราฟ Semi-log แล้วลาก Enveloping Curves จะได้โค้งความสัมพันธ์ระหว่างความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา ตามที่ต้องการ ดังแสดงในรูปที่ 3.3

ค่าฝนสูงสุดที่ช่วงเวลาต่าง ๆ และสำหรับพื้นที่ขนาดต่าง ๆ สามารถอ่านได้จาก Enveloping Curves ในรูปที่ 3.3 ดังแสดงในตารางที่ 3.4

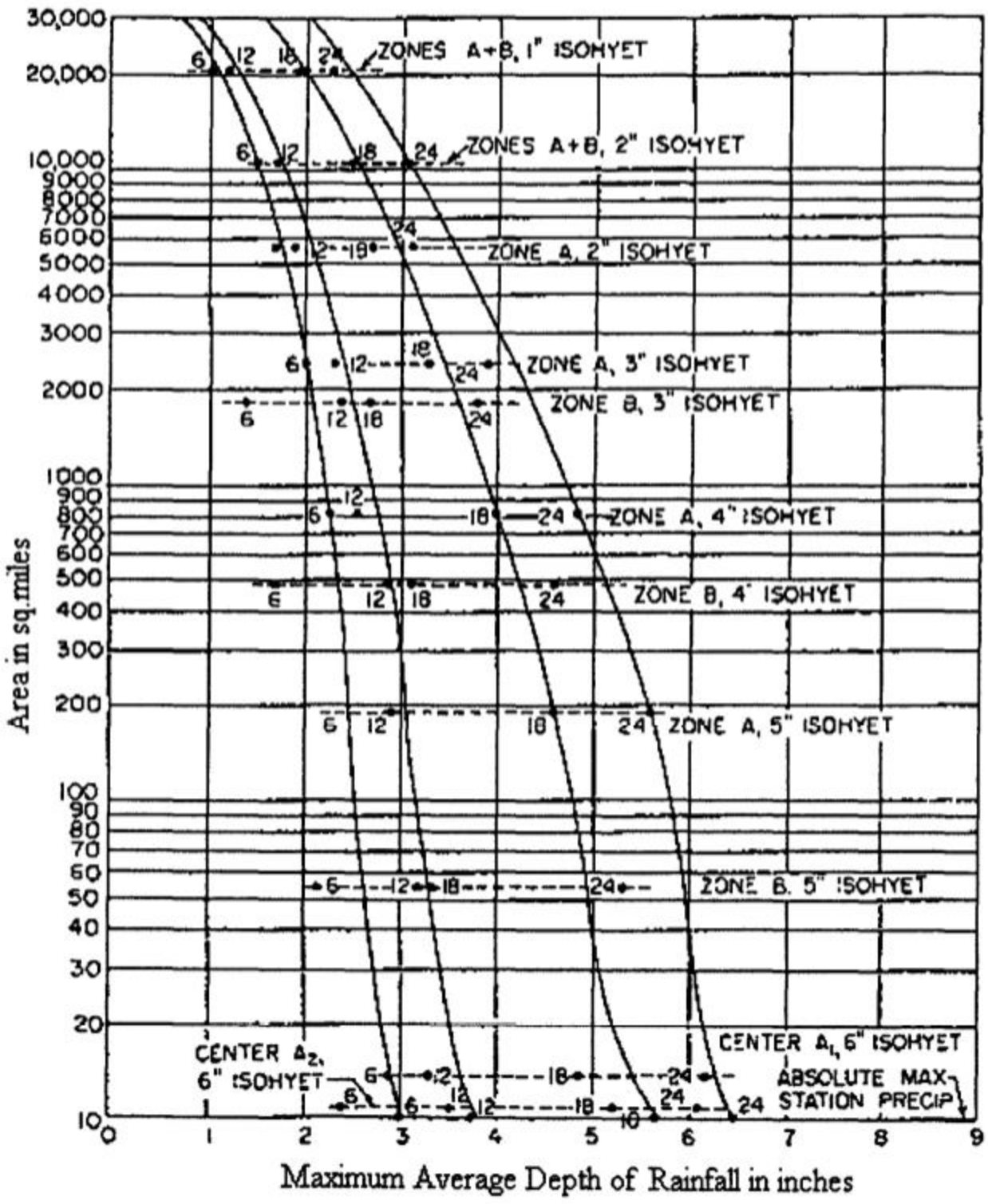
3.2.4 การเลือกพายุฝนสำหรับการวิเคราะห์ความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา

ในการนำกราฟความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา ไปใช้งาน เพื่อการประเมินปริมาณน้ำท่วมสูงสุด หรือการออกแบบกราฟน้ำท่วมต่อไปนั้น จะต้องมีการเลือกพายุฝนที่จะนำมาวิเคราะห์โดยการเลือกพายุฝนที่มีความรุนแรงเหมาะสมกับงานต่าง ๆ เช่น การระบายน้ำออกจากพื้นที่เกษตรกรรม ออกแบบอาคารตัดผ่านทางหลวง การระบายน้ำออกจากเขตเมืองและอุตสาหกรรม ฯลฯ ซึ่งต้องการความรุนแรงของอายุฝนไม่เท่ากัน การเลือกขนาดพายุฝนปกติจะใช้เกณฑ์ทางเศรษฐศาสตร์ในการตัดสินใจ โดยพิจารณาเลือกเปรียบเทียบระหว่างค่าลงทุนในปัจจุบันกับความเสี่ยงในอนาคต เช่น ถ้าเลือกพายุฝนที่มีความรุนแรงมากในการออกแบบ จะทำให้ต้องเสียค่าใช้จ่ายในการสร้างระบบระบายน้ำแพง แต่ความเสี่ยงต่อการที่ระบบระบายน้ำจะระบายน้ำไม่ทันและก่อให้เกิดน้ำท่วมในอนาคตจะน้อย เป็นต้น

3.2.5 ข้อเสียบางประการของวิธีวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา

ตามที่ได้กล่าวไว้ในหัวข้อที่แล้วว่าจะต้องมีการเลือกพายุฝนให้เหมาะสมกับลักษณะงานก่อนที่จะนำมาวิเคราะห์แบบความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา เพื่อนำไปใช้งานต่อไป ปัญหาที่สำคัญคือการเลือกพายุฝนที่มีความรุนแรงเหมาะสมกับงานแต่ละประเภทเป็นสิ่งที่ทำได้ยาก

ประกอบกับข้อมูลฝนส่วนใหญ่ในประเทศที่ทำการวัดกันอยู่เป็นข้อมูลรายวัน ทำให้ไม่สามารถนำไปใช้วิเคราะห์หาฝนที่ช่วงเวลาน้อยกว่าวันได้ สำหรับปัญหาประการแรกจะแก้ไขได้โดยวิธีการที่จะกล่าวถึงในหัวข้อต่อไป



รูปที่ 3.3 โค้งความสัมพันธ์ระหว่างความลึกฝนสูงสุด พื้นที่ และช่วงเวลาของพายุฝนในตัวอย่างในหัวข้อ 3.2.3

ตารางที่ 3.4 ค่าฝนสูงสุดที่อ่านจากโค้งความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา

Area	Duration of rainfall in hours										
in sq mi	6	12	18	24	30	36	48	60	72	96	120
10	3.0	3.7	5.6	6.4							
100	2.5	3.2	4.8	5.8							
200	2.4	3.0	4.5	5.5							
500	2.3	2.9	4.2	5.1							
1000	2.2	2.7	3.9	4.8							
2000	2.0	2.4	3.5	4.3							
5000	1.8	2.1	3.0	3.6							
10000	1.5	1.8	2.4	3.1							
20000	1.1	1.3	2.0	2.5							

3.3 การวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่
(Depth-Duration-Frequency Analysis of Rainfall)

การวิเคราะห์แบบความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ คือวิธีการวิเคราะห์ฝนเฉพาะจุดหรือสถานีโดยใช้ข้อมูลฝนที่ได้บันทึกไว้ที่สถานีอย่างต่อเนื่องเป็นระยะเวลายาวนานหลายปี เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ ในการเกิดฝน แต่บ่อยครั้งจะวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ของความลึก-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ (ดูรูปที่ 3.4) หรือความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ (ดูรูปที่ 3.5) แทน ความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ เพราะสะดวกต่อการเอาไปใช้งาน วิธีการวิเคราะห์ทั้ง 2 แบบนี้มีขั้นตอนเหมือนกัน การวิเคราะห์ฝนแบบนี้จะทำให้ทราบความรุนแรงของฝน โดยดูจากความถี่หรือรอบปีการเกิดซ้ำ ซึ่งสามารถเลือกให้เหมาะสมกับลักษณะงานได้เช่น รอบปีการเกิดซ้ำของฝนสำหรับการออกแบบระบบระบายน้ำในพื้นที่เกษตรกรรมเท่ากับ 5-10 ปี สำหรับการออกแบบท่อลอดถนนเท่ากับ 25 ปี เป็นต้น อย่างไรก็ตาม ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์เป็นฝนที่มีค่าสูงสุดเฉพาะจุด ซึ่งจะถือว่าเป็นตัวแทนฝนในพื้นที่ไม่เกิน 10 ตร.ไมล์ ถ้าจะนำไปใช้สำหรับพื้นที่มากกว่า 10 ตร.ไมล์ จะต้องปรับแก้ด้วยแฟ็คเตอร์ลดความลึกฝนตามขนาดพื้นที่ (Areal Rainfall Reduction Factors) ซึ่งจะกล่าวถึงในหัวข้อ 3.3.9 ต่อไป

3.3.1 ความถี่และรอบปีการเกิดซ้ำ

ความถี่หมายถึงโอกาสความน่าจะเป็น (Probability) ที่ฝนในปีใด ๆ จะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับค่า x ที่กำหนดให้ หรือ $P(X \geq x)$

ส่วนรอบปีการเกิดซ้ำ (Return Period) หมายถึง ค่าเฉลี่ยของระยะเวลา (ปกติเป็นปี) ระหว่างเหตุการณ์ที่ฝนจะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับค่ามากกว่า x_{T_r} ที่กำหนด ($X \geq x_{T_r}$) หนึ่งครั้ง ระยะเวลาระหว่างเหตุการณ์ $X \geq x_{T_r}$ เรียกว่า Recurrent Interval (τ) ซึ่งเป็นตัวแปร

แรนด่อม τ จะมีค่าอยู่ระหว่าง 1 ถึง ∞ และความน่าจะเป็นของ τ จะเท่ากับ Joint Probability ของการเกิดเหตุการณ์ $X \geq x_{T_r}$ 1 ครั้ง และ $X < x_{T_r}$ τ-1 ครั้ง

ถ้า $P(X \geq x_{T_r}) = p$

$P(\tau) = (1-p)^{\tau-1} p$

$$E(\tau) = \sum_{\tau-1}^{\infty} \tau (1-p)^{\tau-1} p$$

$$= p+2(1-p)p+3(1-p)^2p+4(1-p)^3p+.....$$

$$= p[1+2(1-p)+3(1-p)^2+4(1-p)^3+.....]$$

$$= \frac{p}{[1-(1-p)]^2}$$

$$= \frac{1}{p} = \text{รอบปีการเกิดซ้ำ } T_r \quad .....(3.1)$$

ตามกฎ Complementarity

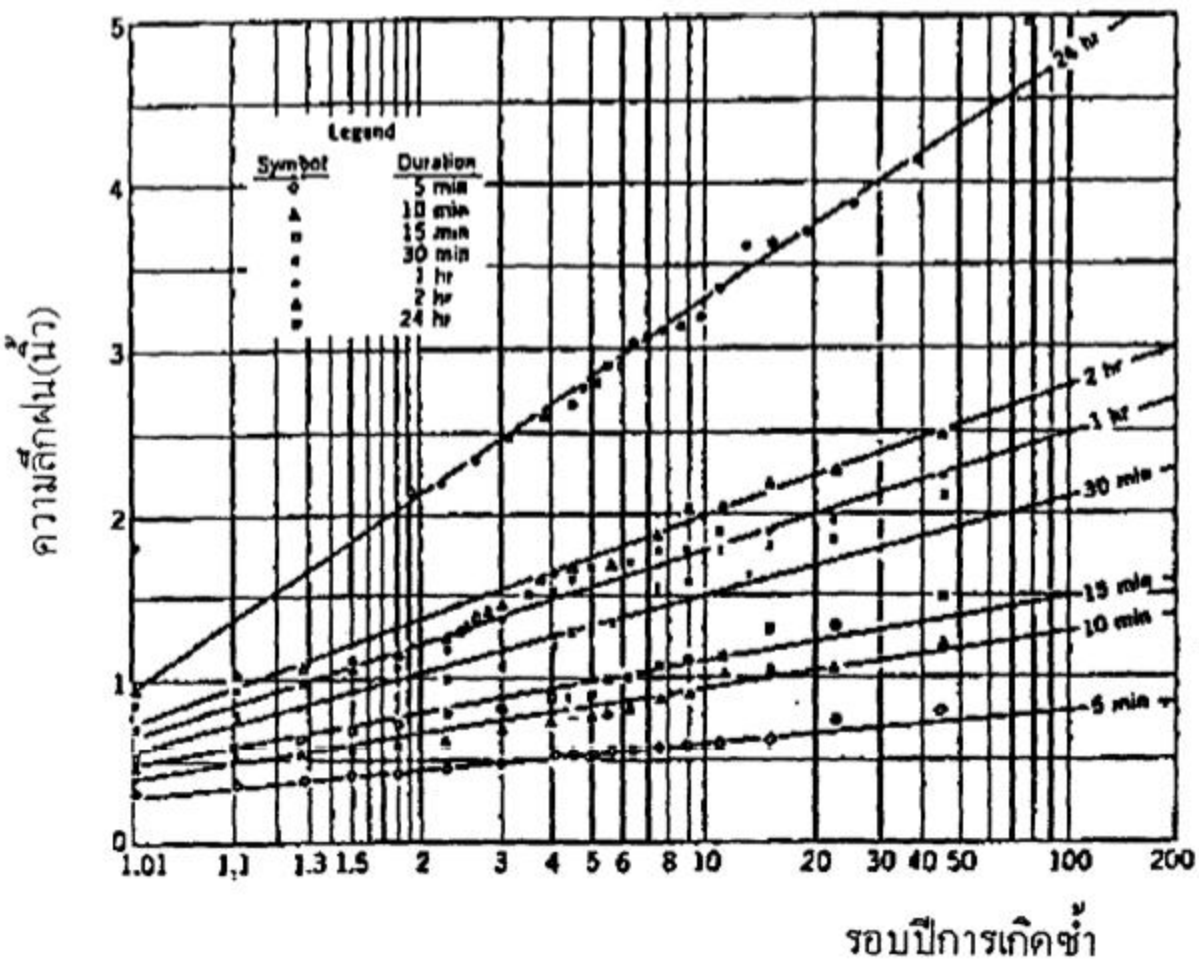
$$P(X < x_{T_r}) = 1-P(X \geq x_{T_r})$$

$$T_r = \frac{1}{1-P(X<x_{T_r})} \quad .....(3.2)$$

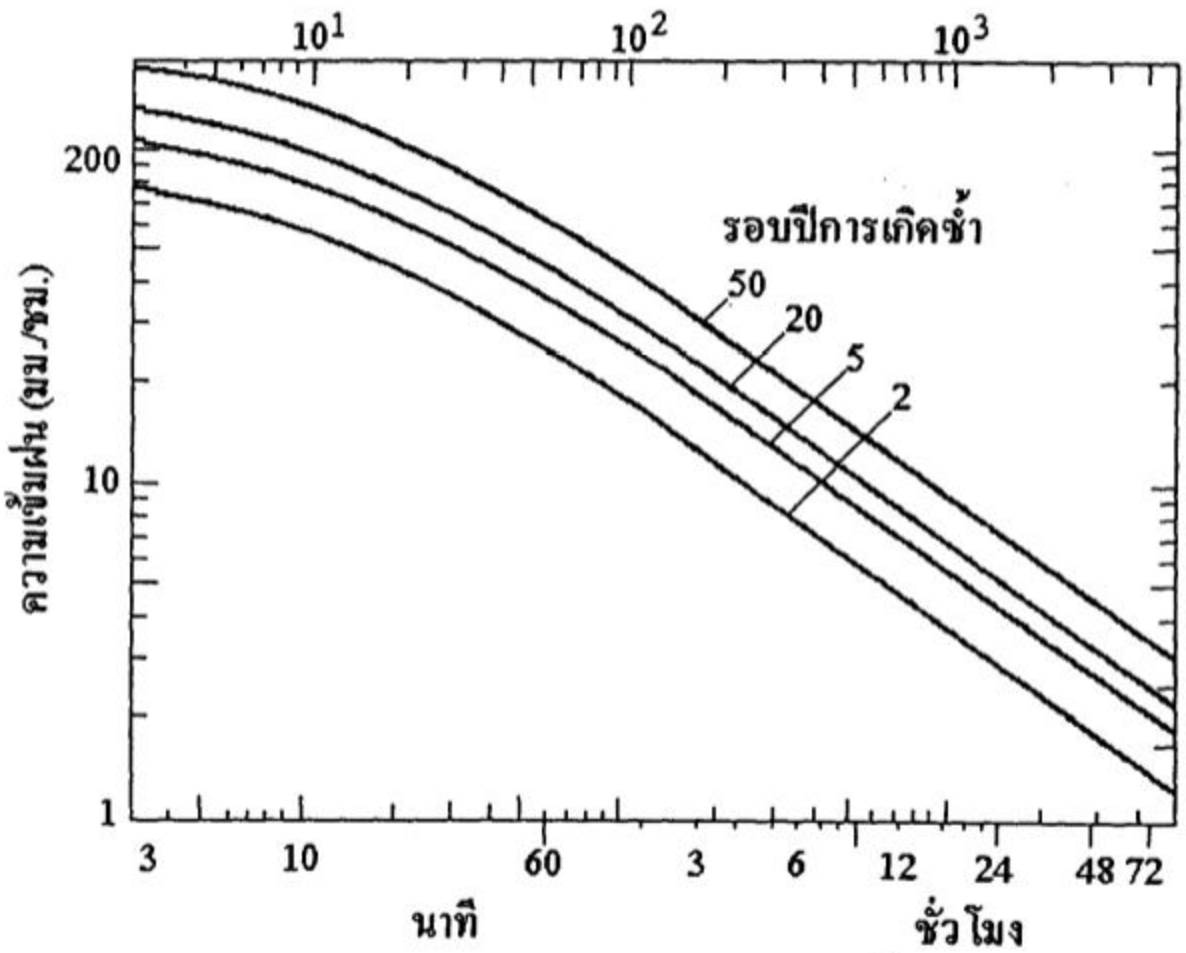
ยกตัวอย่าง ถ้าความน่าจะเป็น (ความถี่) ที่ฝนในรอบ 24 ชั่วโมงในปีใด ๆ จะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 3000 มม. เท่ากับ 0.01 หรือ 1% หรือ

$P(X \geq 3000 \text{ มม.}) = 0.01$

$$T_r = \frac{1}{0.01} = 100 \text{ ปี}$$



รูปที่ 3.4 ตัวอย่างกราฟความลึกน้ำฝน-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ (วีระพล, 2531)



รูปที่ 3.5 ตัวอย่างการหากราฟความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของฝน (วีระพล, 2531)

3.3.2 ประโยชน์ของการวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่

วิธีการหาปริมาณการไหลสูงสุดของลุ่มน้ำขนาดเล็กที่เป็นที่นิยมใช้กันมากวิธีหนึ่ง คือ Rational Formula Q = CiA ซึ่งมีสมมติฐานว่าฝนตกในอัตราสม่ำเสมอทั่วทั้งลุ่มน้ำเป็นเวลานานเท่ากับ time of concentration หรือค่า i ในสมการคือความเข้มฝนซึ่งมีช่วงเวลาเท่ากับ time of concentration ผลการวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ จะช่วยทำให้ผู้ออกแบบอาคารระบายน้ำ สามารถเลือก i ที่มีช่วงเวลาตามที่ต้องการ และสามารถเลือกขนาดความรุนแรงของฝนให้เหมาะสมกับอาคารที่ออกแบบได้จากค่าความถี่หรือรอบปีการเกิดซ้ำ เช่น 5, 10 หรือ 25 ปี เป็นต้น

3.3.3 ข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์

ตามที่ได้กล่าวมาแล้วว่าการวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ เป็นการวิเคราะห์ข้อมูลฝนเฉพาะจุดหรือเฉพาะสถานี จึงสามารถใช้วิธีการนี้วิเคราะห์ฝนที่สถานีใด ๆ ที่ต้องการได้ ถ้าสถานีนั้น ๆ มีข้อมูลที่วัดต่อเนื่องกันเป็นเวลายาวนานพอ แต่เพื่อให้ปลอดภัยในการนำค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ไปใช้งานจึงควรเลือกวิเคราะห์ฝนที่สถานีซึ่งมีฝนตกหนักที่สุดในบริเวณกรณีที่ช่วงเวลาที่ต้องการเป็นวัน เช่น 1, 2 หรือ 3 วัน จะใช้ข้อมูลรายวันของสถานี แต่ถ้าต้องการรู้ฝนที่ช่วงเวลา น้อยกว่าวัน เช่น เป็นชั่วโมง หรือนาที จะต้องใช้ข้อมูลฝนจากเครื่องวัดน้ำฝนอัตโนมัติ และเพื่อให้ผลการวิเคราะห์ความถี่ฝนให้ค่าที่เชื่อถือได้ ข้อมูลที่ใช้ควรมีระยะเวลาไม่ต่ำกว่า 30 ปี

แต่ถ้าเป็นไปได้ควรทำการวิเคราะห์ความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ของฝนจากทุกสถานีในลุ่มน้ำ แล้วนำค่าความลึกฝนที่ช่วงเวลาและความถี่แต่ละค่ามาพล็อตลงในแผนที่ เพื่อจัดทำเป็นแผนที่เส้นชั้นความลึกน้ำสูงสุดสำหรับช่วงเวลาและความถี่หรือรอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการ ดูรายละเอียดในหัวข้อ 3.3.8

3.3.4 วิธีการวิเคราะห์ความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ โดยวิธีกราฟ

จากข้อมูลสถิติฝนของสถานีซึ่งได้มีการบันทึกไว้เป็นเวลานาน 30 ปี หรือมากกว่าจะดีมาก จะสามารถนำมาวิเคราะห์ได้ตามขั้นตอนต่อไปนี้

1. เลือกช่วงเวลาที่ต้องการจะวิเคราะห์ เช่น 1 วัน 2 วัน หรือ 3 วัน
2. เลือกค่าฝนสูงสุด (Extreme Values) ของช่วงเวลาที่กำหนดในแต่ละปีจะได้อนุกรมฝนสูงสุดประจำปีที่มีช่วงเวลาตามที่กำหนด
3. วิเคราะห์ความถี่ (Frequency Analysis) ของอนุกรมฝนสูงสุดประจำปี ซึ่งมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

(1) จัดเรียงข้อมูลจากน้อยไปหามาก

(2) คำนวณหาความถี่ หรือ Plotting Position ซึ่งสูตรที่นิยมใช้กันมาก ได้แก่สูตรของ Weibull

$$F(x_n) = \frac{n}{N+1} \qquad \text{.....(3.3)}$$

เมื่อ

$F(x_n)$ = คือ ความถี่สัมพัทธ์สะสมแบบไม่มากกว่าของข้อมูล x_n หรือ Plotting Position ของข้อมูล x_n

x_n = ค่าฝนสูงสุดลำดับที่ n ในอนุกรมฝนสูงสุดประจำปี ซึ่งมีช่วงเวลาตามที่เลือก

n = ลำดับที่ของ x_n ที่จัดเรียงจากน้อยไปมาก

N = จำนวนข้อมูลทั้งหมด

(3) พล็อต x_n และ $F(x_n)$ ลงในกระดาษกราฟความน่าจะเป็น (Probability Graph) ที่เหมาะสมเช่นกระดาษกราฟกัมเบล โดยทั่ว ๆ ไปข้อมูลฝนสูงสุดประจำปีในประเทศไทยจะมีการแจกแจงความน่าจะเป็นตามฟังค์ชั่นการแจกแจงกัมเบล (Gumbel Distribution)

ค่า $F(x_n)$ สามารถเปลี่ยนเป็นค่ารอบปีการเกิดซ้ำได้โดยสมการ (3.2 $T_r = \frac{1}{1-F(x_n)}$ จึงอาจทำการพล็อตค่า x_n กับ T_r แทนได้

(4) พิจารณาว่าจุดพล็อตของ x_n และ $F(x_n)$ เรียงตัวกันเป็นเส้นตรงดีหรือไม่ ถ้าไม่เป็นเส้นตรงแสดงว่าใช้กระดาษกราฟไม่เหมาะสมหรือข้อมูลไม่ฟิตกับฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็นที่เลือก

ถ้าจุดเรียงตัวกันเป็นเส้นตรงดีแสดงว่าสมมติฐานเกี่ยวกับฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็นถูกต้อง ให้ลากเส้นตรงเพื่อเป็นตัวแทนของจุด จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างความลึก-ช่วงเวลา และความถี่ของฝนตามต้องการ

รูปที่ 3.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึก-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของฝน สำหรับช่วงเวลา 5 นาที 15 นาที 30 นาที 1 ชั่วโมง และ 24 ชั่วโมง ซึ่งหาได้โดยวิธีการที่กล่าวมานี้

3.3.5 การวิเคราะห์ความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำโดยวิธีกราฟ

ความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ ดังรูปที่ 3.5 จะหาได้จากกราฟความลึก-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ โดยมีขั้นตอนดังนี้

1. อ่านค่าความลึกฝนที่ช่วงเวลาต่าง ๆ ที่รอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการ เช่น 2, 5, 20 และ 50 ปี จากกราฟความลึก-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ

2. คำนวณหาความเข้มฝนที่ช่วงเวลาต่าง ๆ และที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ จากค่าที่อ่านได้ในข้อ 1 ดังสมการ

$$i(t, T_r) = \frac{D(t, T_r)}{t} \qquad \text{.....(3.4)}$$

เมื่อ

$i(t, T_r)$ = ความเข้มฝนที่ช่วงเวลา t และรอบปีการเกิดซ้ำ T_r

$D(t, T_r)$ = ความลึกฝนที่ช่วงเวลา t และรอบปีการเกิดซ้ำ T_r

3. พล๊อตความเข้มฝนสำหรับแต่ละรอบปีการเกิดซ้ำเทียบกับช่วงเวลาในกระดาษกราฟ ล๊อก-ล๊อก จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำตามที่ต้องการ

สำหรับอนุกรมฝนสูงสุดประจำปีความเข้มฝนที่รอบปีการเกิดซ้ำใด ๆ จะลดลงเมื่อช่วงเวลาการตกของฝนเพิ่มขึ้น ดังรูปที่ 3.5

3.3.6 การหาสมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ

กรณีที่กราฟความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำที่พล๊อตในกระดาษกราฟล๊อก-ล๊อก ตามวิธีที่กล่าวถึงในหัวข้อ 3.3.5 มีลักษณะเป็นเส้นตรงขนานกัน จะสามารถเขียนความสัมพันธ์ระหว่างความเข้มที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ กับช่วงเวลาได้ด้วยสมการยกกำลัง

$$i = K\, t^{-d} \qquad \text{.....(3.5)}$$

เมื่อ

i = ความเข้มฝน เป็น มม./ชม.

t = ช่วงเวลาการตกของฝน เป็นนาที

K = ส.ป.ส. ของสมการซึ่งเป็นฟังค์ชั่นของรอบปีการเกิดซ้ำ T_r หรือหมายถึงความเข้มฝนเป็น มม./ชม. ซึ่งมีช่วงเวลาเท่ากับ 1 นาทีจากกราฟ

d = ความลาดเทของกราฟความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำที่พล๊อตในกระดาษกราฟล๊อก-ล๊อก

อย่างไรก็ตาม ถ้าช่วงเวลาที่ทำการวิเคราะห์มีพิสัย (Range) กว้างมากเช่น จากไม่กี่นาทีถึงหลาย ๆ ชั่วโมง เส้นกราฟความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ มักจะมีลักษณะโค้งที่บริเวณปลายที่มีช่วงเวลาน้อย ๆ เช่นในรูปที่ 3.5 กราฟที่มีช่วงเวลาน้อยกว่า 1 ชั่วโมง จะโค้งลง กรณีเช่นนี้จะสามารถแปลงกราฟดังกล่าวให้เป็นเส้นตรงได้โดยการบวกค่า t ด้วยค่าคงที่ b ซึ่งจะได้สมการใหม่ว่า

$$i = K(t+b)^{-d} \qquad \text{.....(3.6)}$$

ค่า b จะหาได้โดยการทดลองทายค่า (Trial and Error) จนกระทั่งพล็อตระหว่าง i และ (t+b) เป็นเส้นตรงในกระดาษกราฟล็อก-ล็อก

ตามที่ได้กล่าวมาแล้วค่าสัมประสิทธิ์ K เป็นฟังค์ชั่นของรอบปีการเกิดซ้ำ T_r ซึ่งโดยทั่ว ๆ ไปจะสมมติว่า K และ T_r มีความสัมพันธ์ดังสมการ

$$K = a\ T_r^c \qquad \text{.....(3.7)}$$

เมื่อ a และ c คือค่าคงที่ของสมการ

แทนค่า K ลงในสมการ 3.6 จะได้

$$i = \frac{a\ T_r^c}{(t+b)^d} \qquad \text{.....(3.8)}$$

3.3.7 ตัวอย่างการหาสมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ

กำหนดให้กราฟความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ (รอบปีการเกิดซ้ำ) ของฝนที่กรุงเทพมหานคร มีลักษณะดังรูปที่ 3.6 กราฟดังกล่าวได้จากผลการวิเคราะห์ข้อมูลฝนระหว่างปี 1937-1960 ตามที่วิธีการที่กล่าวถึงในหัวข้อ 3.3.4

ก. เขียนกราฟความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ ตามวิธีในหัวข้อ 3.3.5 ดังนี้

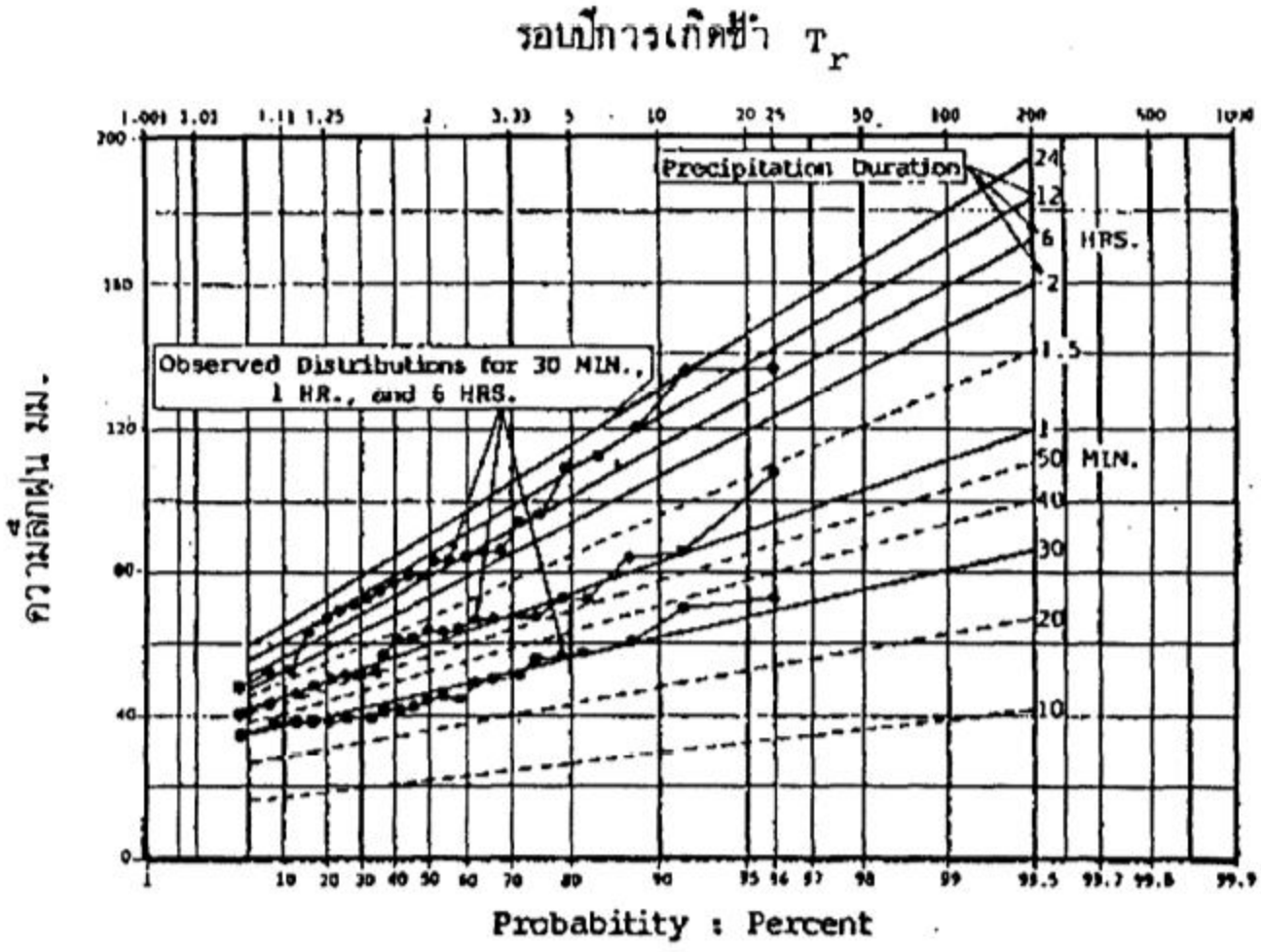
1. อ่านค่าความลึกฝนที่รอบปีการเกิดซ้ำ 2, 3, 5, 10, 25, 50, 100 และ 200 ปี และช่วงเวลาต่าง ๆ จากรูปที่ 3.6 และนำไปเขียนลงในตารางที่ 3.5 (ครึ่งซ้าย)

2. คำนวณหาความเข้มที่ช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำตามที่กำหนดให้โดยใช้สมการ 3.4 ดังแสดงในตารางที่ 3.5 (ครึ่งขวา)

3. นำค่าความเข้มฝนที่รอบปีการเกิดซ้ำ 3, 10, 50 และ 200 ปี และปีช่วงเวลาต่าง ๆ ไปพล็อตลงในกระดาษกราฟล็อก-ล็อก ดังรูปที่ 3.7

ตารางที่ 3.5 ความลึก (ความเข้ม) - ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของฝนที่กรุงเทพมหานคร ใช้ข้อมูลปี 1937-1960

Return Period (year)	Rainfall Maxima (mm)								Intensity (mm./hr.)							
	2	3	5	10	25	50	100	200	2	3	5	10	25	50	100	200
Duration 10 min.	22	24	26	29	33	35	38	41	132	144	156	174	198	210	228	246
20	36	39	43	48	54	58	63	67	108	117	129	144	162	174	189	201
30	45	50	55	61	68	74	80	86	90	100	110	122	136	148	160	172
40	51	56	63	70	80	87	94	102	76	84	94	105	120	130	141	153
50	56	62	69	77	88	96	104	112	67	74	83	92	106	115	125	134
60	59	66	73	82	93	102	110	119	59	66	73	82	93	102	110	119
1½ hrs	67	75	84	95	109	120	130	141	45	50	56	63	73	80	87	94
2	71	81	91	104	121	134	146	159	36	40	46	52	60	67	73	80
6	76	88	99	113	132	145	158	172	13	15	16	19	22	24	26	29
12	83	94	106	122	141	156	170	181	7	8	9	10	12	13	14	15
24	89	101	113	129	145	165	179	191	4	4	5	5	6	7	8	8



รูปที่ 3.6 กราฟความลึก-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของฝนที่กรุงเทพมหานคร ใช้ข้อมูลปี 1937-2960 (วีระพล, 2531)

ข. หาสมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำตามวิธีในหัวข้อ 3.3.6 ดังนี้

1. เนื่องจากกราฟความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำในรูปที่ 3.7 มีลักษณะเป็นโค้งที่ปลายบน จึงต้องทดลองทายค่า b ซึ่งพบว่า b = 48 นาที จะแปลงกราฟในรูปที่ 3.7 เป็นเส้นตรงมีความลาดเท d = 1.07 ดังรูปที่ 3.8 ซึ่งจะได้ว่าสมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ คือ

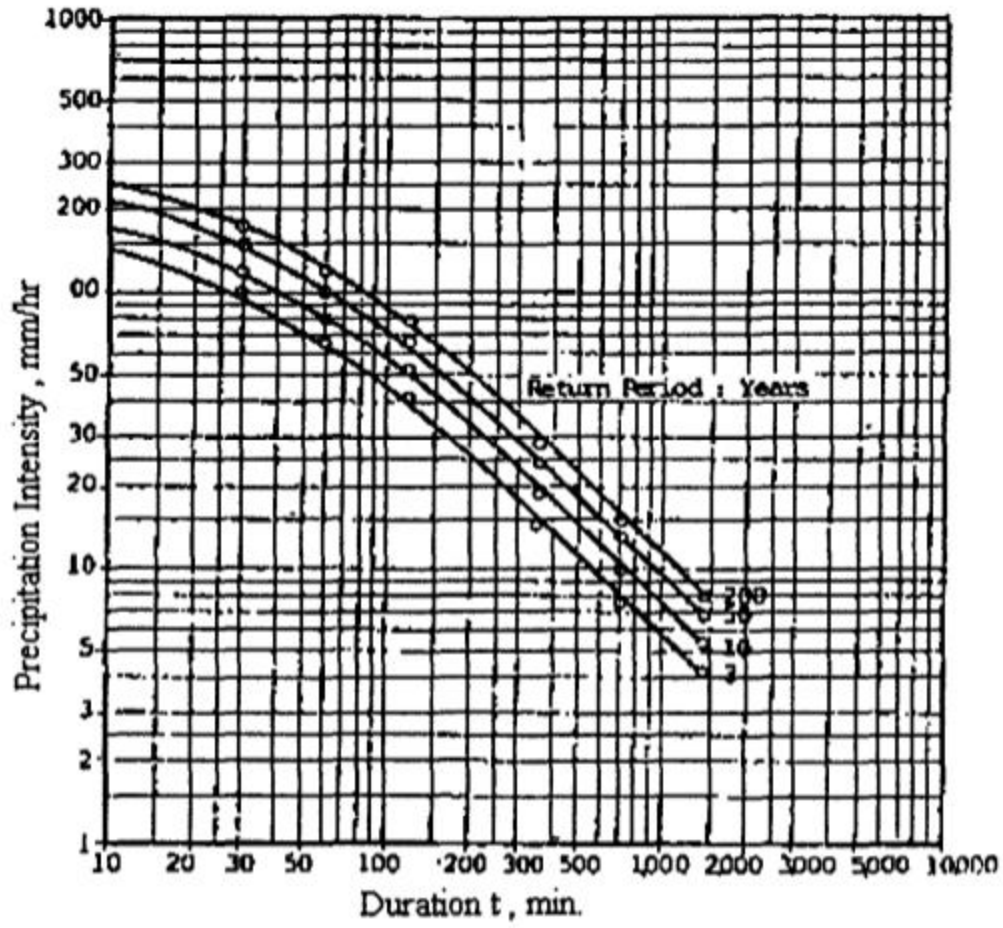
$$i = \frac{K}{(t+48)^{1.07}} \qquad \text{.....(3.9)}$$

2. หาค่า K ที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ ได้ดังนี้

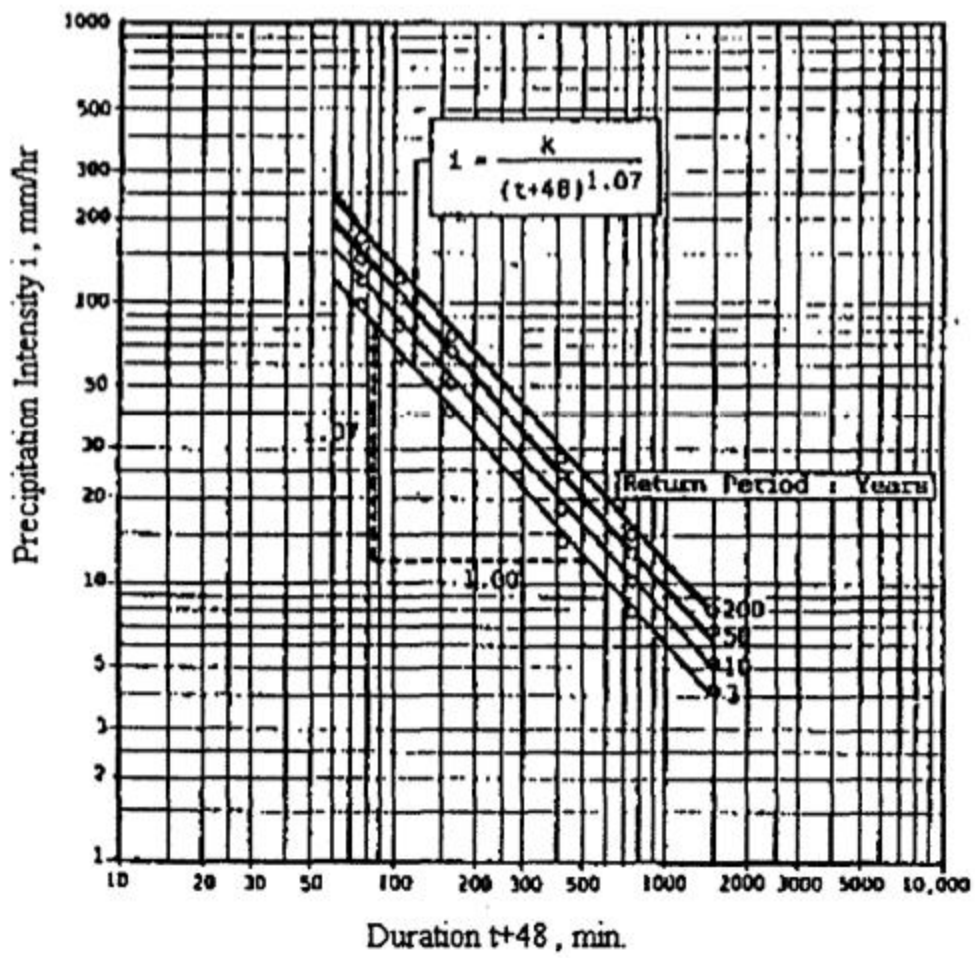
ให้ t = 120 นาที แทนค่าลงในสมการที่ 3.9

$$i = \frac{K}{(120+48)^{1.07}}$$

$$K = 240.48\ i$$



รูปที่ 3.7 กราฟความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของฝนที่กรุงเทพมหานคร ใช้ข้อมูลปี 1937-1960 (วีระพล, 2531)



รูปที่ 3.8 กราฟความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของฝนที่กรุงเทพมหานคร ที่บวกด้วยค่าคงที่ b = 48 นาที แล้ว (วีระพล, 2531)

T_r (ปี)	2	3	5	10	25	50	100	200
i (มม./ชม.) จากตารางที่ 3.5	35.5	40.5	45.5	52	60.5	67	73	79.5
K (มม./ชม.)	8,537	9,739	10,942	12,505	14,549	16,112	17,555	19,118

3. พล็อต K และ T_r ลงในกระดาษกราฟกัมเบลพบว่าจุดเรียงตัวเป็นเส้นตรง ดังรูปที่ 3.9 จากกราฟจะได้

Mean : $\bar{K}$ (รอบปีการเกิดซ้ำ 2.33) = 8,976.7 มม./ชม.

Mode : K_o (รอบปีการเกิดซ้ำ 1.58) = 7,743.5 มม./ชม.

สมการการแจกแจงความน่าจะเป็นของ K ตามทฤษฎีกัมเบลคือ

$$K = K_o - \alpha \ln [-\ln (1-\frac{1}{T_r}) \quad \text{.....(3.10)}$$

เมื่อ $K_o = \bar{K} - 0.45\ S_K$ .....(3.11)

และ $\alpha = 0.7797\ S_K$ .....(3.12)

$$S_K = \frac{8,976.7-7,743.5}{0.45} = 2,740.4$$

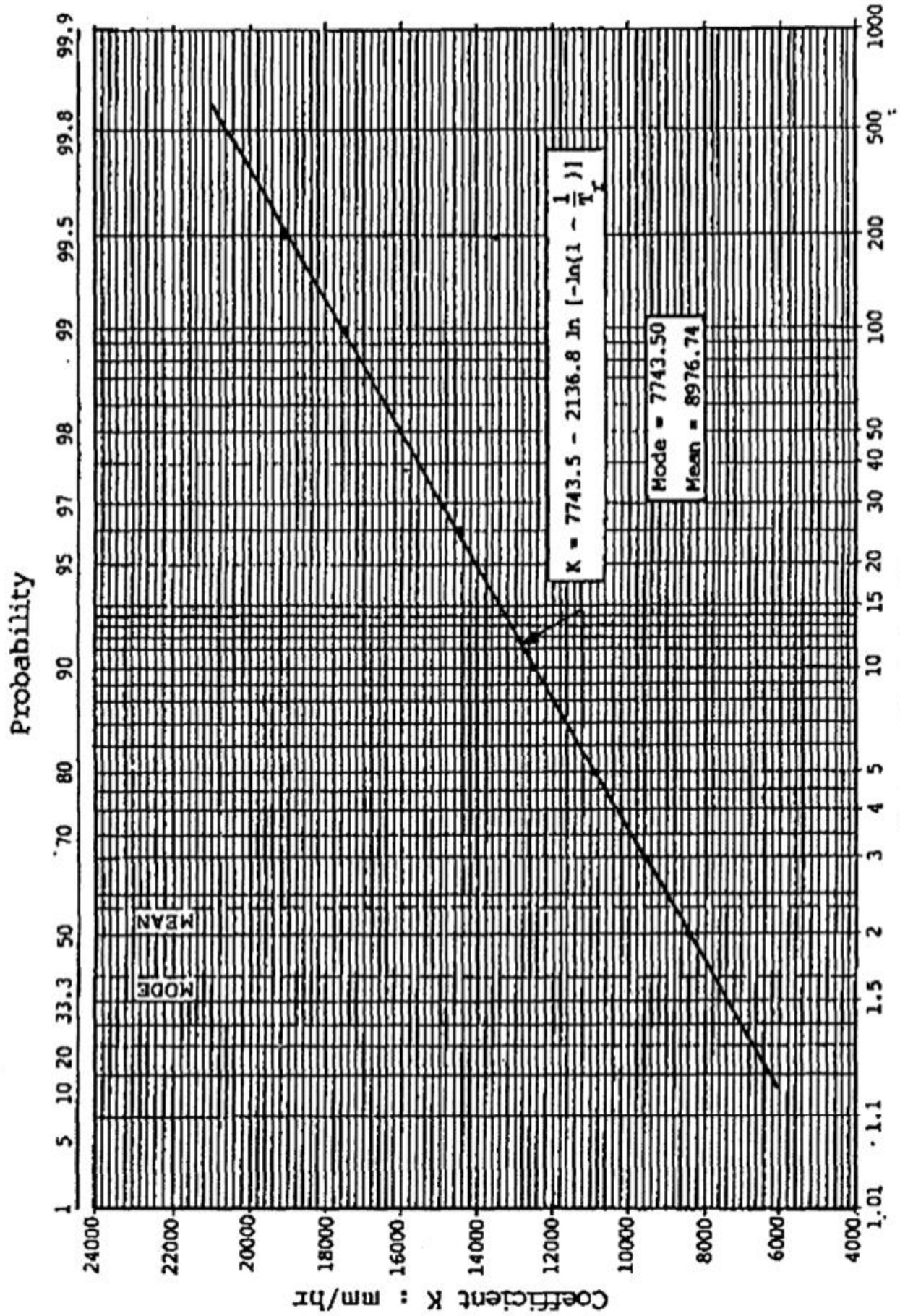
$$\alpha = 0.7797 \times 2,740.4 = 2,136.8$$

$$K = 7,743.5 - 2,136.8 \ln [-\ln (1-\frac{1}{T_r})]$$

จะได้สมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ คือ

$$i = \frac{7,743.5-2,136.8 \ln [-\ln (1-\frac{1}{T_r})]}{(t+48)^{1.07}} \quad \text{.....(3.13)}$$

ค่าความเข้มฝนที่ช่วงเวลาต่าง ๆ จาก 10 นาที ถึง 12 ชั่วโมง และที่รอบปีการเกิดซ้ำ 2 ถึง 200 ปีที่คำนวณได้จากสมการ 3.13 แสดงอยู่ในตารางที่ 3.6



รูปที่ 3.9 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ K และช่วงเวลาการเกิดซ้ำ (T_r) ในการคาดคะเนน้ำหลาก (วีระพล, 2531)

ตารางที่ 3.6 ความเข้มฝนที่กรุงเทพมหานคร (มม./ชม.) ที่คำนวณจากสมการ 3.13

ช่วงเวลา (t)		รอบปีการเกิดซ้ำ T_r (ปี)					
นาที	ชั่วโมง	2	3	10	50	100	200
10	1/6	111	126	163	209	228	247
30	1/2	81	91	119	152	166	180
60	1	57	65	84	107	117	127
120	2	36	40	52	67	73	79
720	12	7	8	10	13	14	16

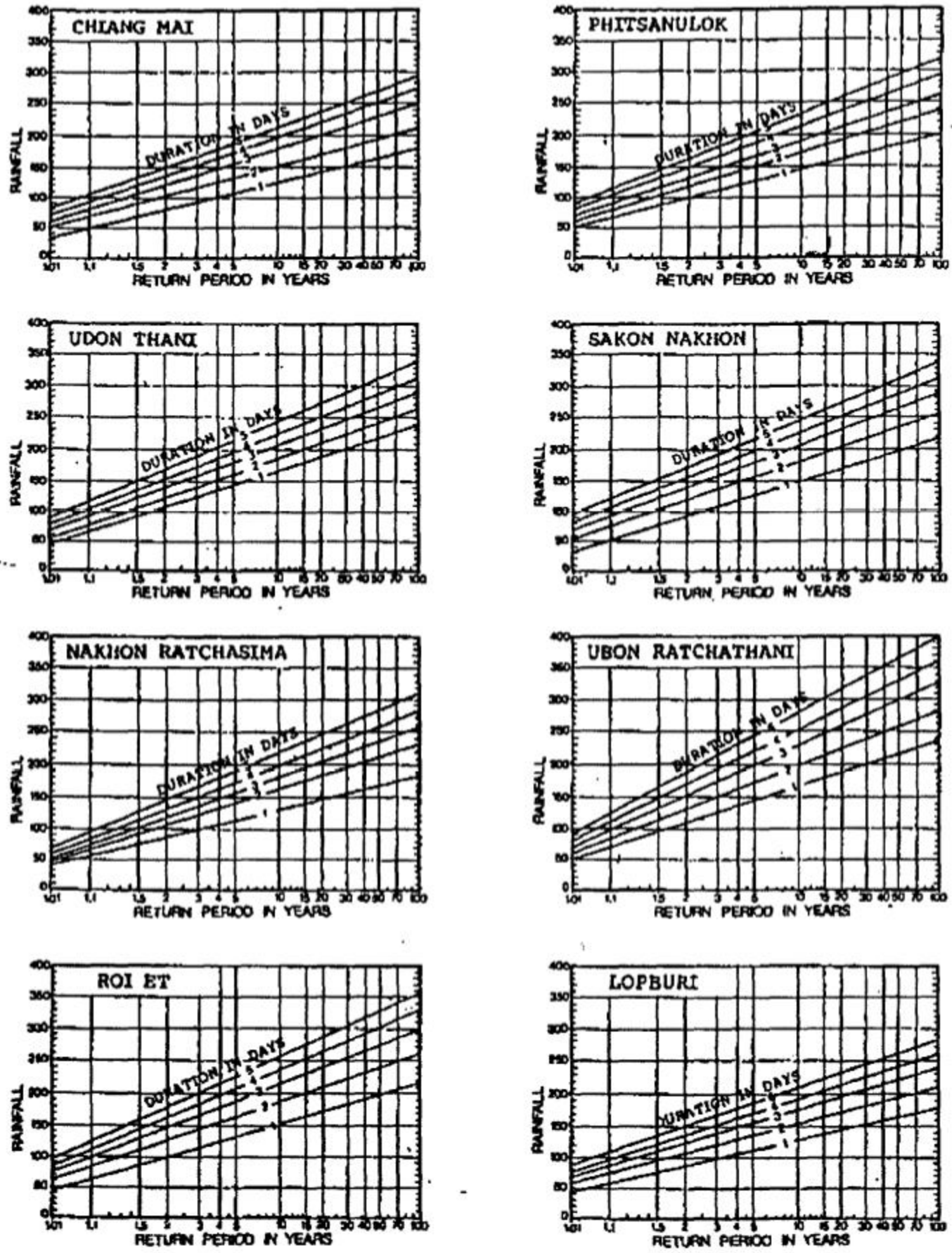
3.3.8 การศึกษาและพัฒนากราฟความลึก (ความเข้ม)-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำในประเทศไทย

ได้มีผู้ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างความลึก (ความเข้ม)- ช่วงเวลา - ความถี่ (รอบปีการเกิดซ้ำ) และได้พัฒนาเป็นกราฟแบบต่าง ๆ เพื่อใช้ในการออกแบบทางอุทกวิทยา อาทิ เช่น

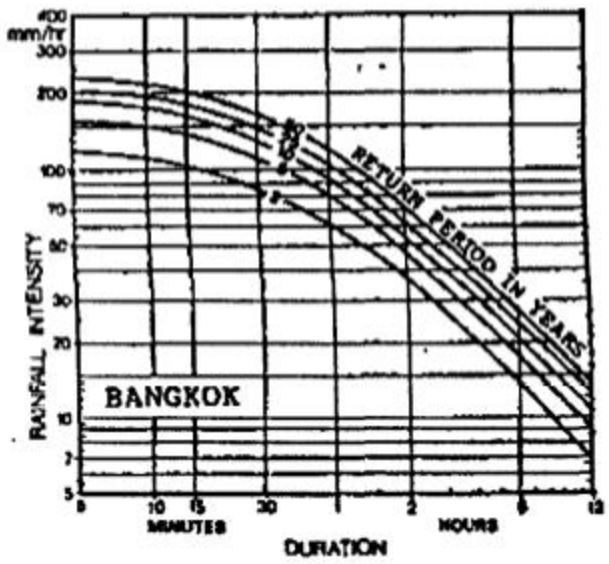
1. กราฟความลึก-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของจังหวัดต่าง ๆ ดังแสดงในรูปที่ 3.10 ซึ่งพัฒนาโดย Mustonen, S.E. (1969) ผู้เชี่ยวชาญซึ่งมาช่วยงานที่กรมอุตุนิยมวิทยา ช่วงเวลาของฝนที่ศึกษาคือ 1 ถึง 5 วัน สำหรับฝนที่มีช่วงเวลาน้อยกว่า 24 ชั่วโมง Mustonen ได้พัฒนากราฟความเข้ม - ช่วงเวลา - รอบปีการเกิดซ้ำ ดังแสดงในรูปที่ 3.11

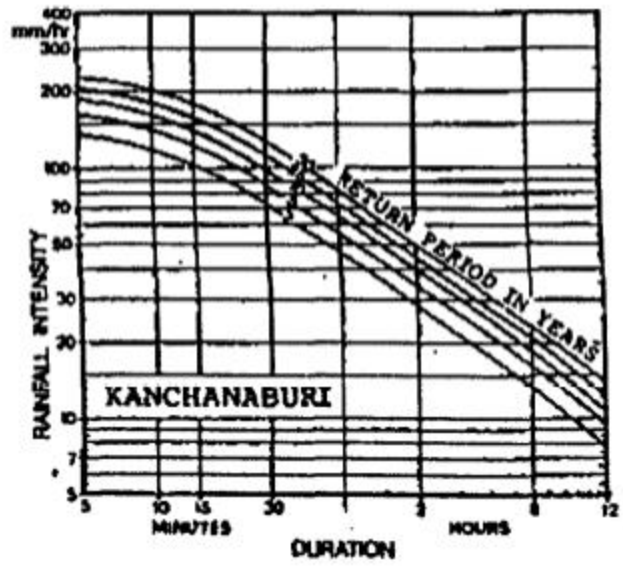
2. แผนที่แสดงเส้นชั้นความลึกฝนสูงสุดที่ช่วงเวลา 1, 2 และ 3 วัน และมีรอบปีการเกิดซ้ำ 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200, 500 และ 1,000 ปี ของภาคตะวันออกเฉียงเหนือ (ประวิทย์, 1980) จำนวน 27 กราฟ ซึ่งพัฒนาจากข้อมูลฝนรายวันของสถานีวัดน้ำฝนต่าง ๆ 250 สถานีในภาคตะวันออกเฉียงเหนือ ซึ่งมีสถิติข้อมูลติดต่อกันเป็นเวลาตั้งแต่ 5 ถึง 27 ปี ตัวอย่างแผนที่แสดงเส้นชั้นความลึกฝนที่ช่วงเวลา 3 วัน และรอบปีการเกิดซ้ำ 5 ปี แสดงอยู่ในรูปที่ 3.12

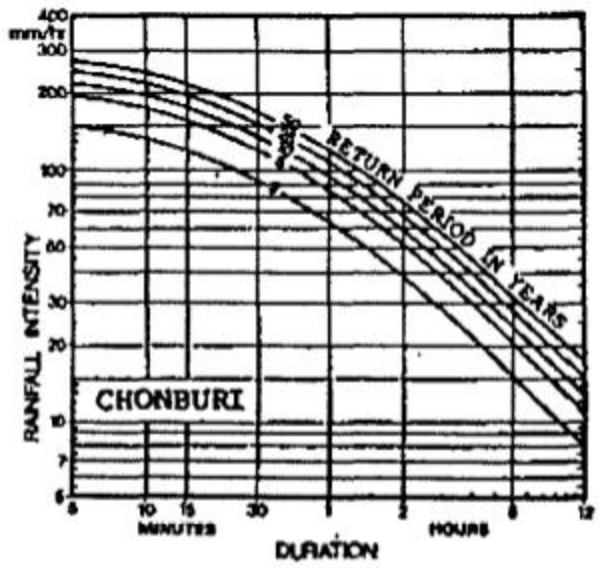
3. แผนที่แสดงค่าพารามิเตอร์การแจกแจงฝนที่ช่วงเวลาต่าง ๆ ของประเทศไทย (Bhuiyan, A.R, 1982) ดังตัวอย่างในรูปที่ 3.13 หรือ 3.14 อันเป็นผลจากศึกษาฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็นที่เหมาะสมกับฝนสูงสุดในช่วงเวลา 1, 2 และ 3 วัน ของสถานีต่าง ๆ ในประเทศไทย ซึ่ง Bhuiyan ได้สรุปว่าฟังค์ชั่นการแจกแจงกับเบลเหมาะกับข้อมูลดังกล่าว

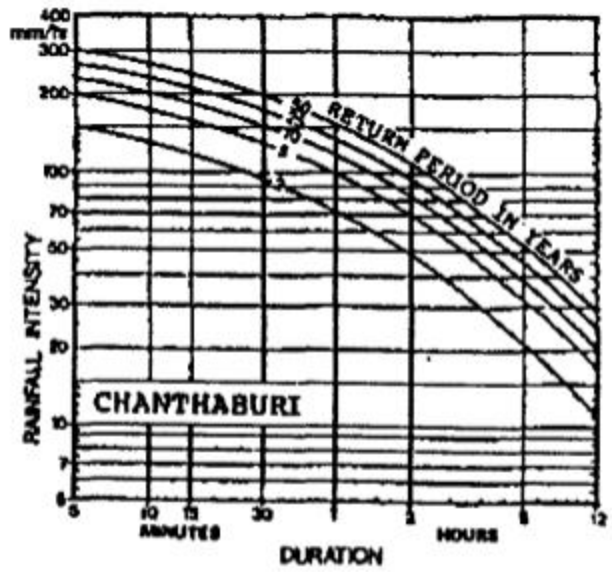


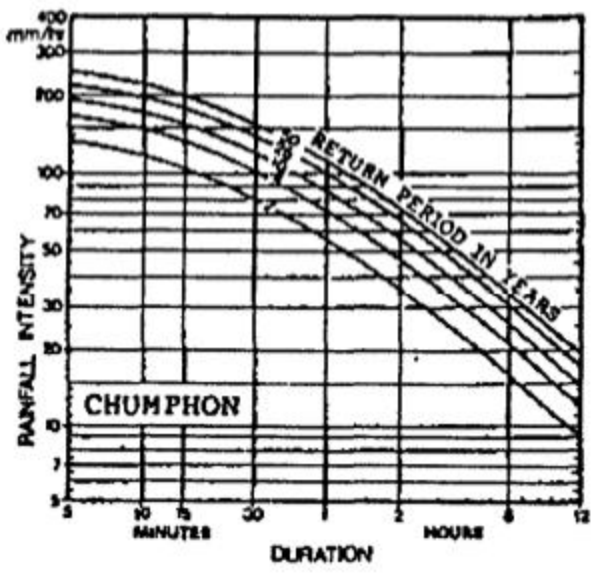
รูปที่ 3.10 ตัวอย่างกราฟความลึกฝน-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ สำหรับ 8 จังหวัด ในประเทศไทย โดย Mustonen, 1969 (วีระพล, 2531)

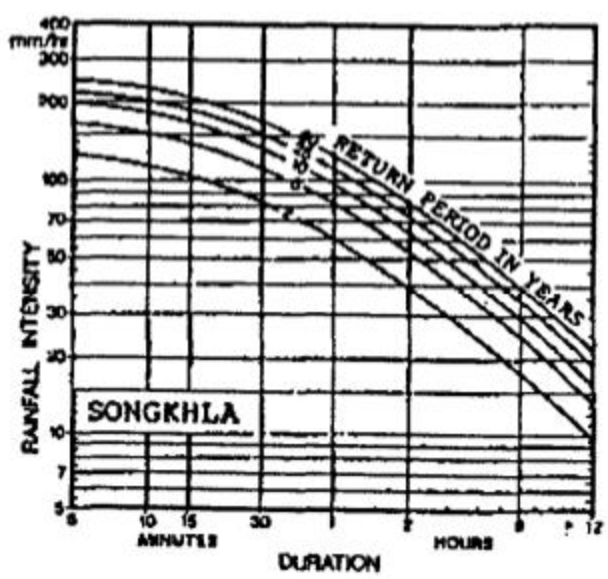




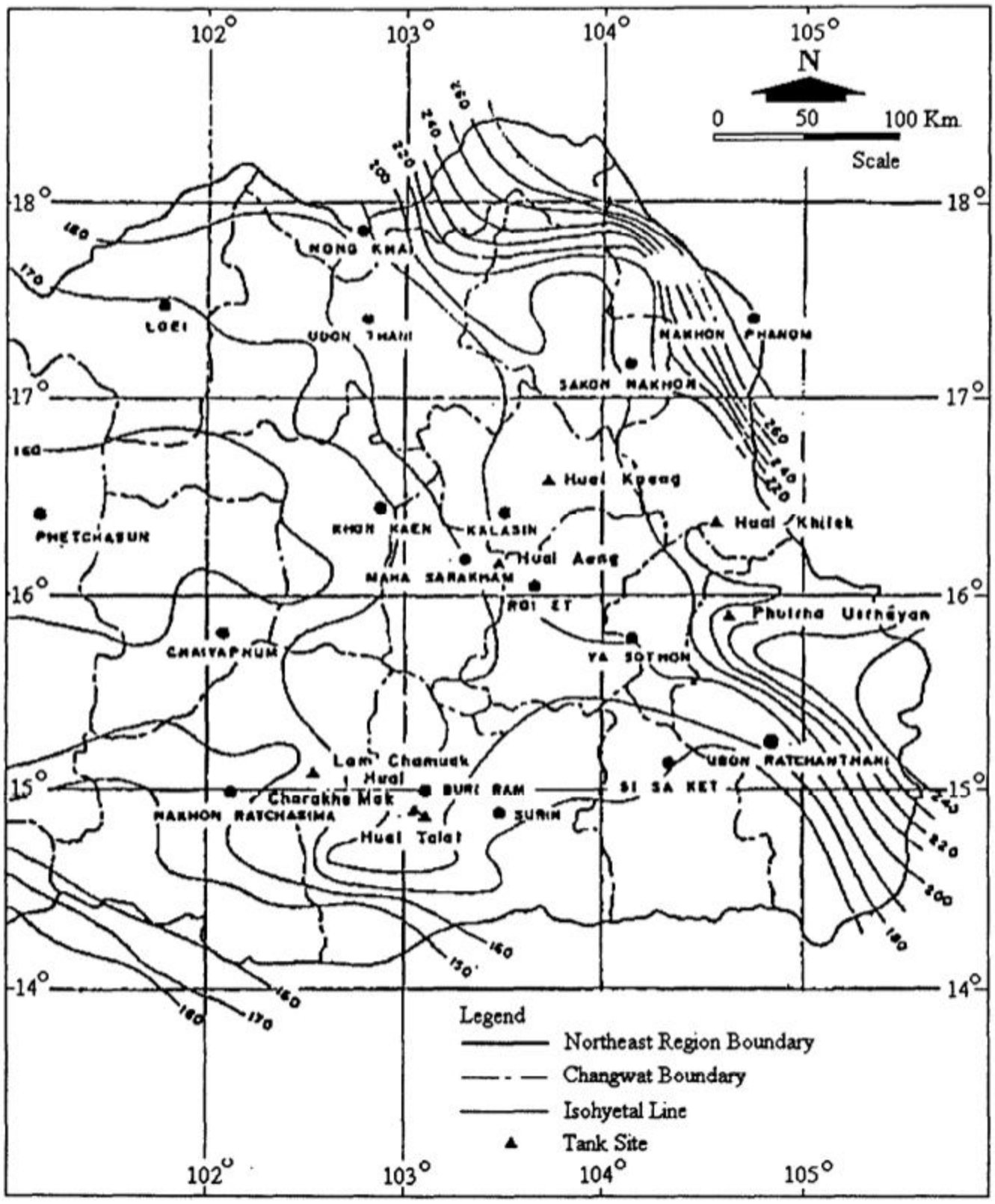








รูปที่ 3.11 ตัวอย่างกราฟความเข้มฝน-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ สำหรับ 6 จังหวัด ในประเทศไทย โดย Mustonen, 1969 (วีระพล, 2531)



รูปที่ 3.12 แผนที่เส้นชั้นความลึกของน้ำฝนสูงสุดสำหรับช่วงเวลา เท่ากับ 3 วัน และรอบปีการเกิดซ้ำเท่ากับ 5 ปี โดยประวิทย์ ตุลาพันธ์, 1980 (วีระพล, 2531)

ถ้า X_{T_r} = ฝนสูงสุดในช่วงเวลาที่กำหนด สำหรับรอบปีการเกิดซ้ำ T_r ใด ๆ

$y = -\ln(-\ln(1-\frac{1}{T_r}))$ ซึ่งเรียกว่า Gumbel Reduced Variate

ฟังค์ชั่นการแจกแจงกัมเบลจะสามารถเขียนได้ใหม่ดังนี้

$$X_{T_r} = x_o + \alpha y \qquad \text{.....(3.14)}$$

เมื่อ x_o และ α คือพารามิเตอร์ของฟังค์ชั่นการแจกแจงกัมเบล ซึ่งคำนวณได้จากสมการ

$$x_o = \bar{x} - 0.45\ S_x$$

$$\alpha = 0.7797\ S_x$$

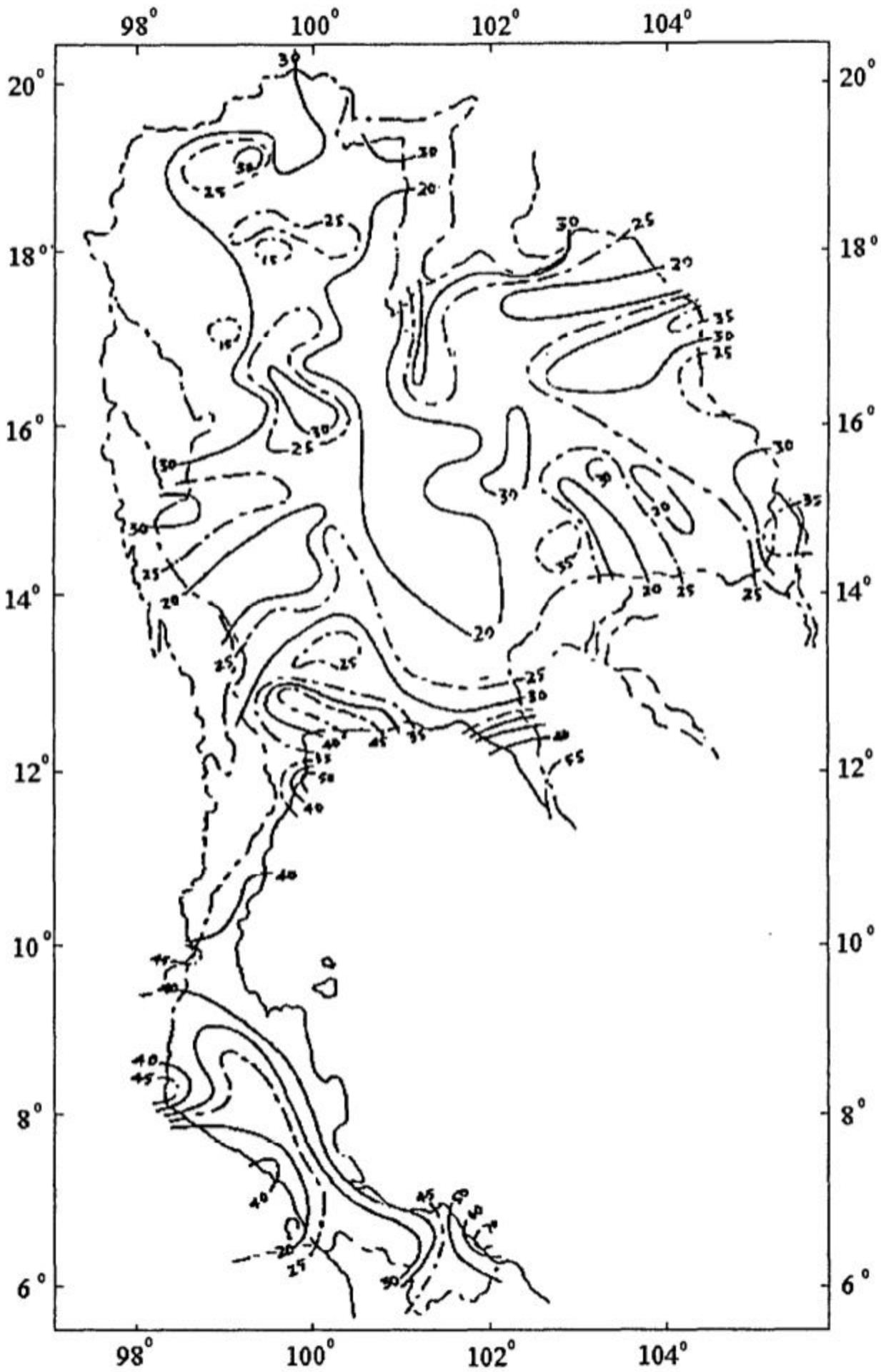
จากการที่ Bhuiyan ได้ทำการพิตข้อมูลฝนสูงสุดในช่วง 1, 2 และ 3 วันของแต่ละสถานีเข้ากับฟังค์ชั่นการแจกแจงกัมเบล ทำให้ทราบค่า x_o และ α ของฝนสูงสุดในช่วงเวลา 1, 2 และ 3 วัน ของแต่ละสถานี ซึ่งสามารถนำมาจัดสร้างแผนที่แสดงค่าพารามิเตอร์ x_o และ α สำหรับฝนสูงสุดในช่วง 1, 2 และ 3 วัน ได้ดังตัวอย่างในรูปที่ 3.13 และ 3.14

เมื่อต้องการประเมินหาค่าฝนสูงสุดสำหรับช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการจะทำได้โดยการอ่านค่า x_o และ α ตรงจุดที่ต้องการจากแผนที่ซึ่งมีช่วงเวลาตามที่ต้องการแล้วจึงนำมาคำนวณหาค่า X_{T_r} ได้โดยสมการ 3.14

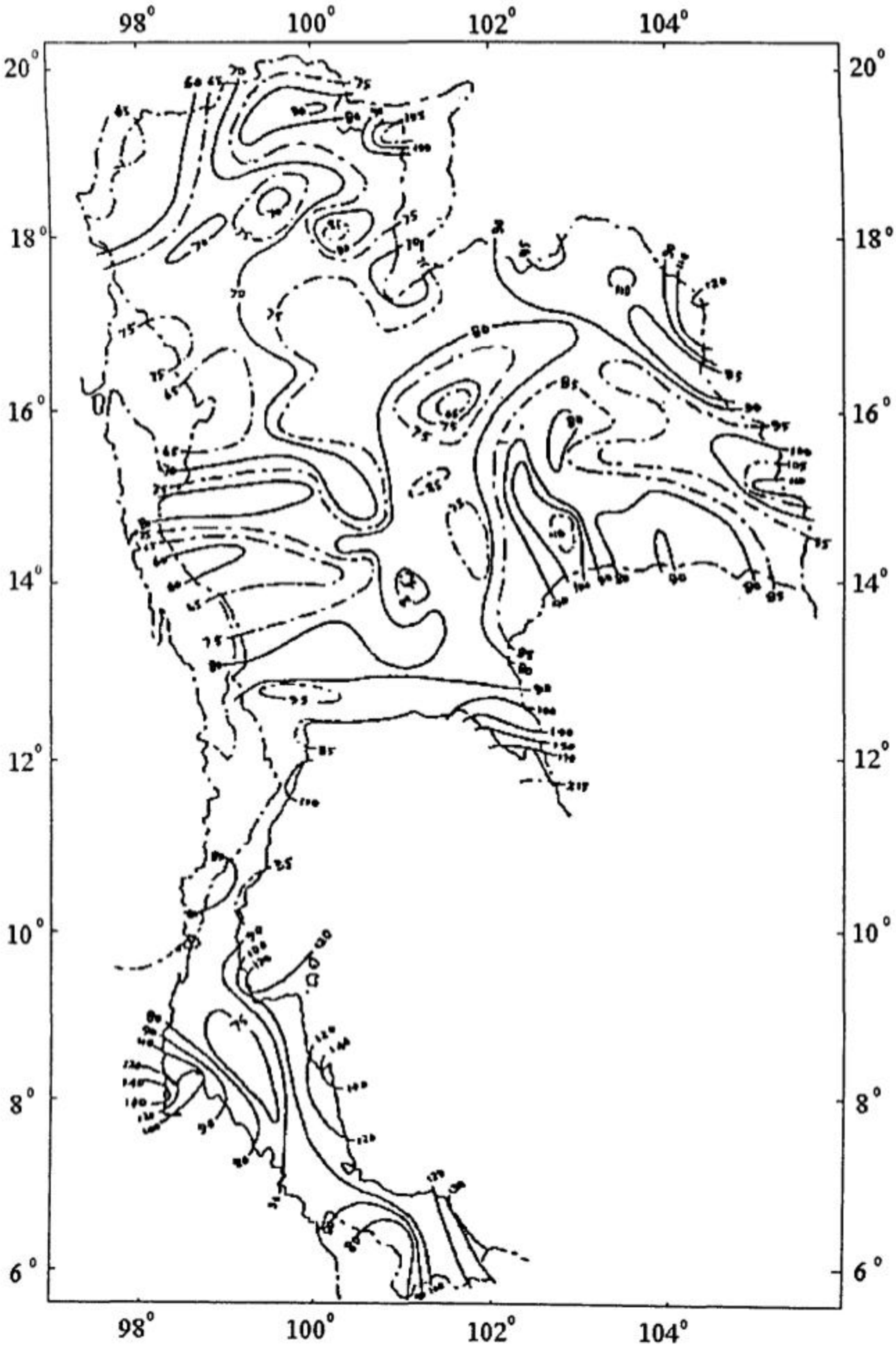
3.3.9 แฟ็คเตอร์ลดความลึกฝนตามขนาดพื้นที่

(Areal Rainfall Reduction Factor)

การวิเคราะห์ฝนแบบความลึก (ความเข้ม) – ช่วงเวลา–ความถี่ (รอบปีการเกิดซ้ำ) ใช้ข้อมูลฝนที่มีค่าสูงสุดประจำปีของสถานีมาคำนวณโดยมีสมมติฐานว่าสถานีนั้นอยู่ตรงจุดที่ฝนตกหนักที่สุด ดังนั้นค่าที่อ่านได้จากกราฟความลึก–ช่วงเวลา–ความถี่ จะถือว่าเป็นค่าฝนเฉพาะสถานีและนำไปใช้ได้กับพื้นที่ไม่เกิน 10 ตร.ไมล์ ถ้านำค่าที่อ่านได้จากกราฟความลึก–ช่วงเวลา–ความถี่ไปใช้ประเมินปริมาณการไหลสูงสุดในพื้นที่มากกว่า 10 ตร.ไมล์ จะทำให้ได้ค่าปริมาณการไหลสูงสุดสูงเกินความเป็นจริง ทั้งนี้จากลักษณะการแจกแจงฝนตามพื้นที่ตามที่กล่าวไว้ในเรื่องความลึก–พื้นที่–ช่วงเวลา ดังตารางที่ 3.4 ซึ่งจะเห็นได้ว่าความลึกฝนเฉลี่ยของพายุใด ๆ จะลดลงเมื่อพื้นที่เพิ่มขึ้น ดังนั้น การที่จะนำเอาค่าความลึกฝนจากกราฟความลึก–ช่วงเวลา–ความถี่ไปใช้ประเมินปริมาณการไหลสูงสุดในพื้นที่มากกว่า 10 ตร.ไมล์ จะต้องคูณค่าฝนที่อ่านได้จากกราฟด้วยแฟ็คเตอร์ลดความลึกฝนตามขนาดพื้นที่



รูปที่ 3.13 ตัวอย่างค่ากัมเบลพารามิเตอร์ x_0 สำหรับกรณีสูงสุด ช่วงเวลา 1 วัน โดย Bhuiyan, 1982 (วีระพล, 2531)



รูปที่ 3.14 ตัวอย่างค่ากัมเบลพารามิเตอร์ α สำหรับกรณีสูงสุด ช่วงเวลา 1 วัน โดย Bhuiyan, 1982 (วีระพล, 2531)

แฟ็คเตอร์ลดความลึกฝนตามขนาดพื้นที่ (ARF) คือ อัตราส่วนระหว่างความลึกฝนในช่วงเวลาที่กำหนดของพื้นที่ลุ่มน้ำใด ๆ (R_c) ต่อความลึกฝนเฉพาะจุด (10 ตร.ไมล์) ในช่วงเวลาเท่ากัน (R_p) หรือ

$$ARF = \frac{R_c}{R_p} \qquad \text{.....(3.15)}$$

ตามทฤษฎีแล้วแฟ็คเตอร์ลดความลึกฝนตามขนาดพื้นที่จะแปรผันตามชนิดของพายุฝน ช่วงเวลา พื้นที่ และรอบปีการเกิดซ้ำ ซึ่งจะหาได้จากผลการวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา ดังในตารางที่ 3.4 ซึ่งเมื่อนำมาคำนวณหาแฟ็คเตอร์ลดความลึกฝนตามขนาดพื้นที่แล้วจะได้กราฟมีลักษณะดังรูปที่ 3.15

Leclerc and Shaake (1972) ได้พัฒนาวิธีคำนวณหาแฟ็คเตอร์ลดความลึกฝนตามพื้นที่ ดังสมการ

$$ARF = 1 - \exp(-1.1t^{0.25}) + \exp(-1.1t^{0.25} - 0.01A) \qquad \text{.....(3.16)}$$

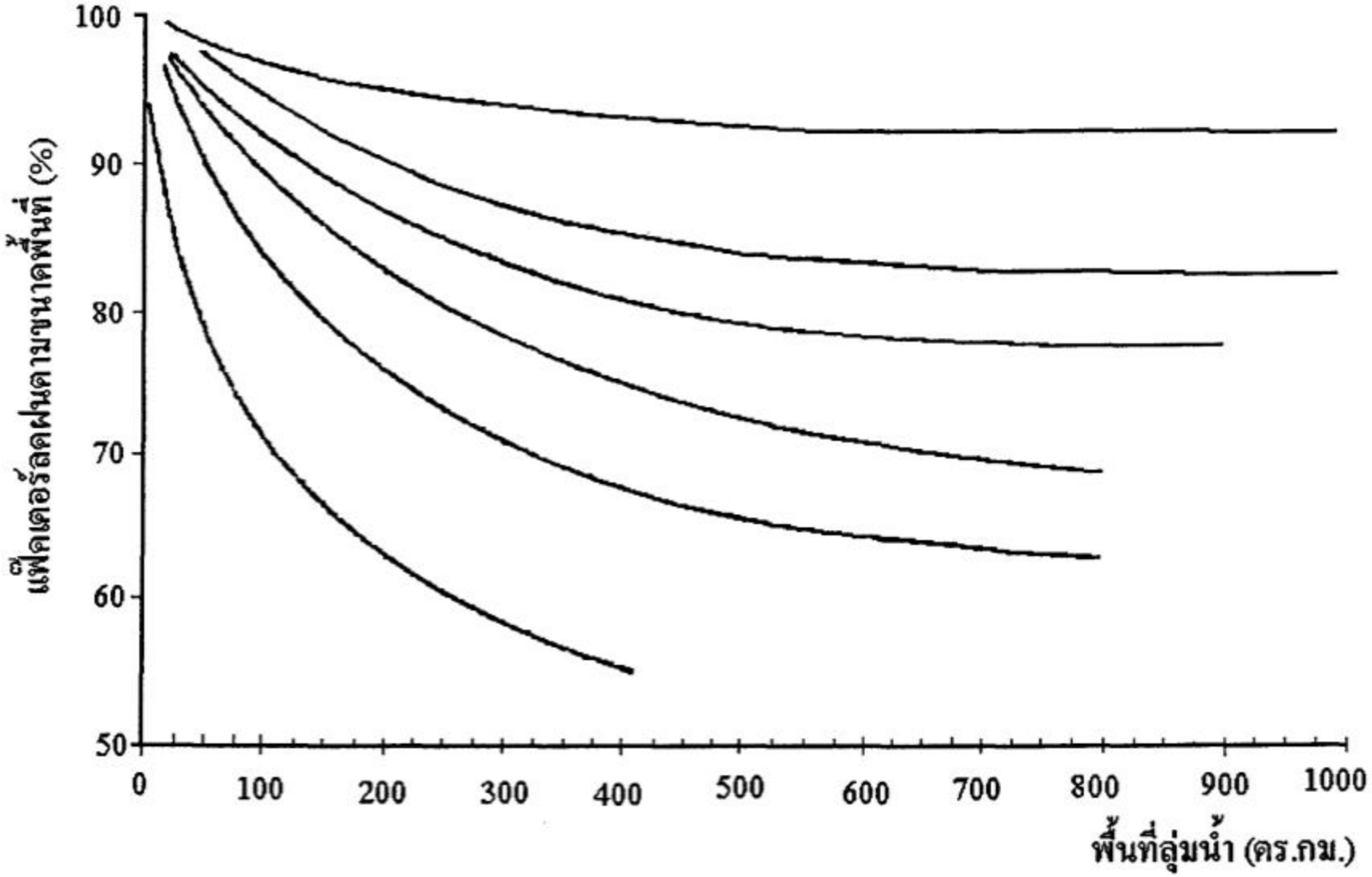
เมื่อ

t = ช่วงเวลาการตกของฝนเป็นชั่วโมง

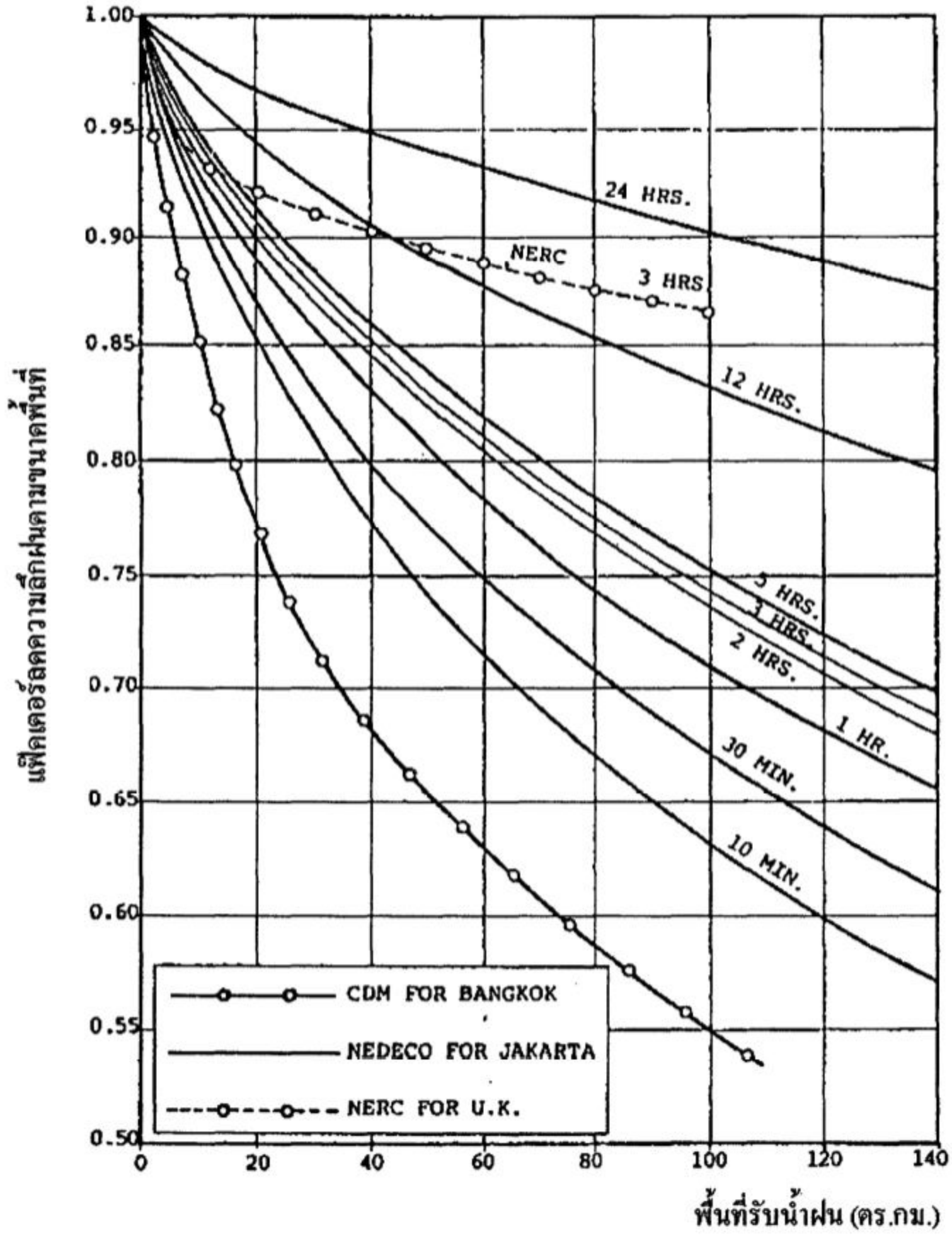
A = พื้นที่ เป็น ตร.ไมล์

สำหรับประเทศไทยมีการศึกษาแฟ็คเตอร์ลดความลึกฝนตามขนาดพื้นที่น้อย เนื่องจากข้อมูลของพายุใหญ่ ๆหายาก จึงศึกษาเฉพาะในบริเวณที่หาข้อมูลได้ เช่น ปรีชา(2533) ได้ศึกษาโดยใช้ข้อมูลพายุที่ จ. นครพนม โดยใช้ฝนสูงสุดในของช่วงเวลา 1-5 วัน มีการนำค่าแฟ็คเตอร์ลดคววามลึกฝนตามขนาพื้นที่ที่พัฒนาขึ้นในต่างประเทศมาประยุกต์ใช้งานเช่น Camp Dresser and Mckee (1968) ได้ใช้กราฟแฟ็คเตอร์ลดความลึกฝนตามขนาดพื้นที่เส้นเดียว (ดูรูปที่ 3.16) เพื่อใช้งานวางแผนป้องกันน้ำท่วมกรุงเทพมหานคร ซึ่งกราฟดังกล่าวจะให้ค่าค่อนข้างต่ำ จึงใช้ได้ดีเฉพาะฝนที่มีช่วงเวลาน้อย ๆ เท่านั้น

Nedeco (1973) เสนอว่ากราฟแฟ็คเตอร์ลดความลึกฝนตามขนาดพื้นที่สำหรับจากาตาร์ ดังแสดงในรูปที่ 3.16 สามารถนำมาใช้กับฝนในกรุงเทพมหานครได้ เพราะลักษณะพายุฝนที่ตกที่จากาตาร์ไม่ต่างจากที่ตกที่กรุงเทพมหานครมากนัก



รูปที่ 3.15 ตัวอย่างกราฟแฟคเตอร์ลดความลึกน้ำฝนตามขนาดพื้นที่
โดยสถาบันภูมิอากาศสหรัฐอเมริกา (Hershfield, 1961)



รูปที่ 3.16 ตัวอย่างกราฟแฟ็คเตอร์ลดความลึกน้ำฝนตามขนาดพื้นที่ เสนอโดย Camp, Dresser and Mckee (1968) และ NEDECO (1973) (วีระพล, 2531)

3.4 เอกสารอ้างอิง

1. วีระพล แต้สมบัติ (2531). อุทกวิทยาประยุกต์. ฟิสิกส์เซนเตอร์การพิมพ์ กรุงเทพฯ.

2. ปรีชา สุขกล่ำ (2533). ปริมาณฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ สำหรับการออกแบบทางระบายน้ำล้นของเขื่อนเก็บกักน้ำ. วิทยานิพนธ์ บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์. 199 น.

3. Chow, V.T., D.R. Maidment and L.W. Mays (1988). Applied Hydrology. McGraw-Hill Book.

4. Gilman, C.S. (1964). Rainfall : Handbook of Applied Hydrology (Chow, V.T. 1964 editor). McGraw-Hill Book Company.

5. Linsley, R.K. and et al. (1949), Applied Hydrology, McGraw-Hill Book Company.

6. United Nations (1968). The Use and Interpretation of Hydrologic Data. Water Resources Series No. 34, Economic Commission for Asia and The Far East.

3.5 แบบฝึกหัด

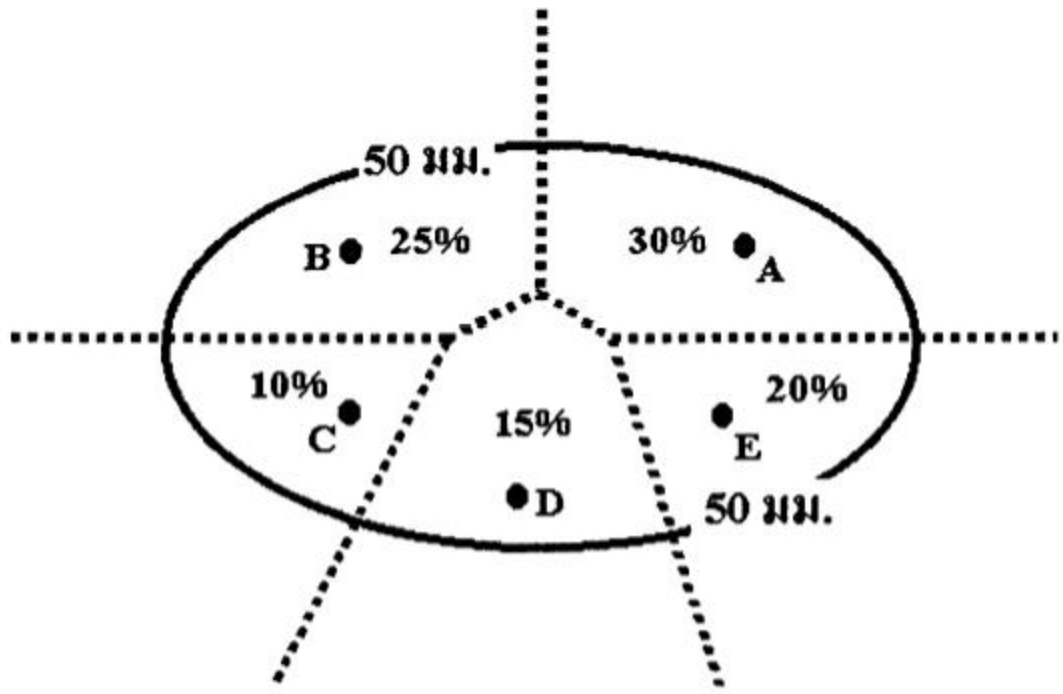
(1) จงวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา ในตาราง โดยใช้ข้อมูลที่กำหนดให้ในตาราง และรูปที่ 1 และ 2

Station or Item Description	Encompassing Isohyet			% Area Controlled by Station	Station Weighted Contemporaneous Rainfall					
					Duration (hr.)					
	mm.	EUD mm.	Area Enclosed Km^2.		4	8	12	16	20	24
A	50	70	100							
B										
C										
D										
E										
a) Weighted mass curve										
b) Adjusted mass curve										
c) Adjusted increment										
d) Max. depth-duration										

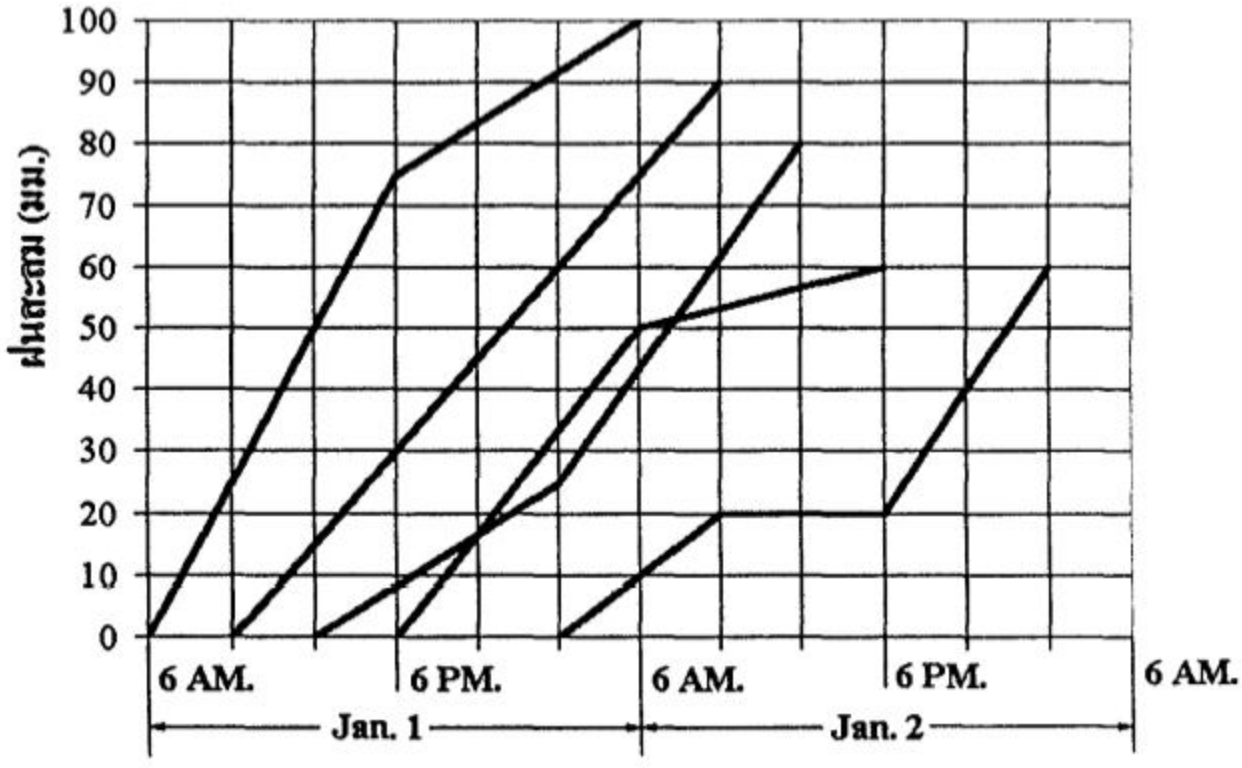
(2) จงวิเคราะห์ Depth-Area-Duration ในตารางที่ 3.3 บทที่ 3 หน้า 3-7 ต่อให้สมบูรณ์

(3) ให้ทำการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่าง Depth-Duration-Return Period ของฝนที่สถานีอุตุนิยมวิทยากำแพงแสน ซึ่งมีข้อมูลระหว่างปี พ.ศ. 2516-2537 โดยเลือก Duration 1, 2 , 3, 4 และ 5 วัน

จาก Depth-Duration-Return Period ให้ทำการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่าง Intensity-Duration-Return Period สำหรับ Return Period 2, 5, 10, 25, 50, 100 และ 200 ปี



รูปที่ 1 Isohyetal Map and Theissen Polygon



รูปที่ 2 Mass Curves

(4) ให้ใช้ผลการวิเคราะห์ในข้อ 3 ทำการออกแบบท่อลอดถนนซึ่งมีพื้นที่ระบายน้ำ 50 ตร. ไมล์ ความยาว 10 ไมล์ ความลาดเทเฉลี่ย 0.005 ส.ป.ส. น้ำท่า = 0.5 และให้ใช้สมการของ Leclerc and Shaake (สมการที่ 3.16) ในการหา Areal Rainfall Reduction Factor กำหนดให้ใช้ Design Return Period 50 ปี

(5) จงคำนวณหาฝนที่มีช่วงเวลา 1 วัน และรอบปีการเกิดซ้ำออกแบบ 50 ปี ที่มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กำแพงแสน โดยใช้รูปที่ 3.13 และ 3.14 และเปรียบเทียบผลที่คำนวณได้จากความสัมพันธ์ในข้อ 3.

(6) จงหาค่าคงที่ a, b, c, d ในสมการ

$$i = \frac{aT_r^c}{(t+b)^d}$$

เมื่อ i = ความเข้มฝน เป็น มม./ชม.

t = ช่วงเวลาในการตกของฝน เป็นนาที

จากกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของจังหวัดกรุงเทพมหานคร กาญจนบุรี ชลบุรี จันทบุรี ชุมพร และสงขลา ดังแสดงในรูปที่ 3.11 หน้า 3-25 ของอุทกวิทยาประยุกต์

บทที่ 4
การวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วม
(Flood Frequency Analysis)

4.1 จุดมุ่งหมายของการวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วม (Purposes of Flood Frequency Analysis)

ปริมาณน้ำท่วมในอนาคตเป็นสิ่งที่ไม่สามารถบอกได้แน่นอน ไม่มีหลักหรือกฎเกณฑ์ทางวิทยาศาสตร์ที่จะอธิบายการเกิดน้ำท่วมให้แน่นอนตายตัวลงไปได้ การเกิดน้ำท่วมเป็นไปตามกฎของโอกาส (Law of Chance) ซึ่งจะต้องอาศัยข้อมูลที่ได้มีการตรวจวัดไว้ในอดีต (Historical Record) มาเป็นพื้นฐาน ในการทำนายปริมาณน้ำท่วมในอนาคต

การวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมจะช่วยตอบคำถามที่น่าสนใจเหล่านี้ได้เช่น (1) จะมีโอกาสเท่าใดที่ปริมาณน้ำท่วมในแม่น้ำปิง ตรงจุดที่ตั้งเขื่อนภูมิพล จะมีขนาดโตกว่า 6,000 ลบ. เมตรต่อวินาที (2) ปริมาณน้ำท่วมที่มีรอบปีการเกิดซ้ำ 1,000 ปี ของแม่น้ำปิง ที่จุดตั้งเขื่อนภูมิพล มีค่าเท่าใด คำตอบที่ได้จะมีประโยชน์ต่อการออกแบบขนาดอาคารชลศาสตร์ เพื่อให้ความเสี่ยงต่อการระบายน้ำไม่ทันตลอดอายุการใช้งานของอาคารอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ และอาคารที่ขนาดไม่โตเกินความจำเป็น

การวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมเป็นหนึ่งในหลาย ๆ วิธีในการออกแบบน้ำท่วม (Design Flood) ซึ่งมีประโยชน์ต่อการออกแบบขนาดอาคารชลศาสตร์ แต่มีขีดจำกัดใช้ได้เฉพาะอาคารขนาดเล็ก เขื่อนทดน้ำหรือฝายทดน้ำ และทางระบายน้ำล้นของเขื่อนขนาดเล็ก ซึ่งตั้งอยู่ห่างไกลที่ชุมชน ถ้าเกิดพังทะลายจะไม่ก่อให้เกิดความเสียหายต่อชีวิตและไม่ก่อให้เกิดความเสียหายต่อทรัพย์สินมากนัก

4.2 ความถี่และการแจกแจงความถี่ (Frequency and Frequency Distribution)

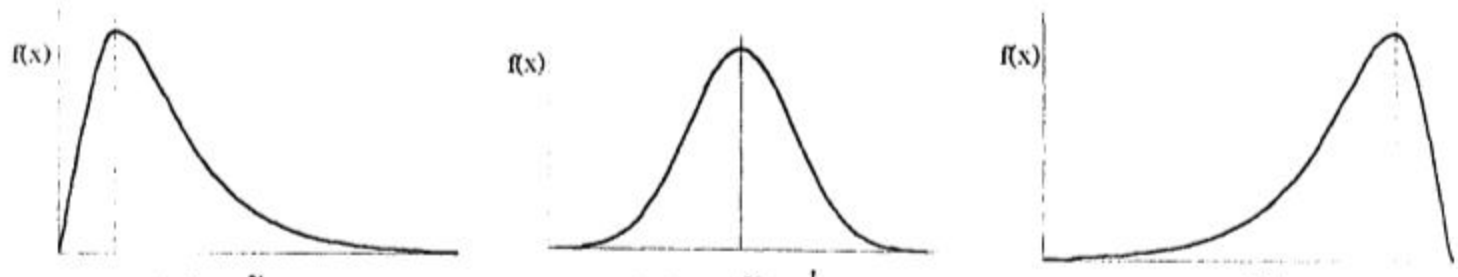
ความถี่และการแจกแจงความถี่เป็นคุณสมบัติของตัวอย่าง (Sample) ซึ่งสามารถที่จะนำไปใช้หาโอกาสความน่าจะเป็น (Probability) ซึ่งเป็นคุณสมบัติของประชากร (Population) ได้ เช่น การวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมจากข้อมูลที่ได้มีการตรวจวัดไว้ เพื่อใช้หาฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็นของน้ำท่วม (Flood Probability Distribution) เป็นต้น

4.2.1 วิธีการแสดงการแจกแจงความถี่
(Methods to Present Frequency Distribution)

การแจกแจงความถี่จะแสดงได้ 3 แบบคือ (1) โดยตาราง (2) โดยกราฟ และ (3) โดยฟังค์ชั่น หรือสมการ แบบที่ 3 จะเป็นแบบที่ใช้ได้สะดวกกว่าและให้ความถูกต้องแม่นยำดีกว่าวิธีอื่น ๆ ทั้งหมด แต่การหาฟังค์ชั่นหรือสมการที่เป็นตัวแทนการแจกแจงความถี่เป็นเรื่องที่ยุ่งยาก เพราะต้องใช้คุณสมบัติการแจกแจงความถี่ของตัวอย่างไปอ้างถึงการแจกแจงความน่าจะเป็นของประชากร (Population) (ดูหัวข้อ 2.3 บทที่ 2)

4.2.2 การแจกแจงความถี่ของข้อมูลทางอุทกวิทยา

การแจกแจงความถี่ของตัวแปรแรนด่อมใด ๆ มีหลายลักษณะเช่น (1) แบบสม่ำเสมอหรือแบบสี่เหลี่ยม (2) แบบสามเหลี่ยม (3) แบบระฆังคว่ำ (4) แบบ J-Shaped และ (5) แบบ U-Shaped ข้อมูลทางอุทกวิทยาปกติจะมีการแจกแจงเป็นแบบรูประฆังคว่ำ หรือแบบ J-Shaped ซึ่ง J-Shaped จะแบ่งออกเป็นแบบเบ้ซ้าย (Left Skewed หรือ Negative Skewed) และแบบเบ้ขวา (Right Skewed หรือ Positive Skewed) ดังแสดงในรูปที่ 4.1 ข้อมูลปริมาณน้ำสูงสุดส่วนใหญ่จะมีการแจกแจงความถี่เป็นแบบเบ้ขวาดังรูปที่ 4.1 (1)



(1) เบ้ขวา (2) ระฆังคว่ำ (3) เบ้ซ้าย

รูปที่ 4.1 กราฟแจกแจงความถี่ที่ใช้มากในวิชาอุทกวิทยา

4.2.3 โมเมนต์ของการแจกแจงความถี่
(Moments of Frequency Distributions)

โมเมนต์ของการแจกแจงความถี่ที่กล่าวถึงในที่นี้คล้ายกับโมเมนต์ในวิชากลศาสตร์ โมเมนต์เป็นคุณสมบัติทางคณิตศาสตร์พื้นฐานที่สำคัญของการแจกแจงความถี่ หรือการแจกแจงโอกาสความน่าจะเป็น ซึ่งแบ่งออกได้เป็น 2 ประเภทคือ โมเมนต์รอบจุดศูนย์ และโมเมนต์รอบจุดศูนย์กลาง หรือรอบค่าเฉลี่ย (Mean)

ถ้าให้ X เป็นตัวแปรสุ่มแบบต่อเนื่อง (Continuous) ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง $-\infty$ ถึง $+\infty$ และมี Probability Density Function เท่ากับ f(X) จะสามารถนิยามโมเมนต์ต่าง ๆ ได้ดังนี้

(1) โมเมนต์รอบจุดศูนย์

ให้ m_0^n คือโมเมนต์ที่ n รอบจุดศูนย์

$$m_0^n = \int_{-\infty}^{+\infty} X^n f(X)\, dX \qquad \text{.....(4.1)}$$

โมเมนต์ที่ 1 รอบจุดศูนย์คือ

$$m_1^n = \int_{-\infty}^{+\infty} X\, f(X)\, dX \qquad \text{.....(4.2)}$$

ซึ่งจะเท่ากับค่าเฉลี่ย (μ) ของการแจกแจงความถี่ของ X หรือหมายถึงระยะจากจุดศูนย์ถึงจุดศูนย์กลาง (Centroid) ของการแจกแจงความถี่ บางครั้งจะเรียกโมเมนต์ที่ 1 รอบจุดศูนย์ของ X ว่าค่าเฉลี่ยตามหลักความน่าจะเป็นหรือค่าที่คาดว่าจะเป็น (Expected Value) ของ X หรือ E(X)

(2) โมเมนต์รอบจุดศูนย์กลาง

ให้ m_μ^n เป็นโมเมนต์ที่ n รอบค่าเฉลี่ย (Mean)

$$m_\mu^n = \int_{-\infty}^{+\infty} (X-\mu)^n f(X)\, dX \qquad \text{.....(4.3)}$$

โมเมนต์รอบค่าเฉลี่ยที่สำคัญคือ 4 โมเมนต์แรก ซึ่งได้แก่

โมเมนต์ที่ 1 รอบค่าเฉลี่ย

$$m_\mu^1 = \int_{-\infty}^{+\infty} (X-\mu)\, f(X)\, dX \qquad \text{.....(4.4)}$$

$$= E(X-\mu)$$

$$= E(X) - \mu$$

$$= 0$$

โมเมนต์ที่ 2 รอบค่าเฉลี่ย

$$m_\mu^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} (X-\mu)^2\, f(X)\, dX \qquad \text{.....(4.5)}$$

$$= \quad E(X - \mu)^2$$

$$= \quad E(X^2 - 2X\mu + \mu^2)$$

$$= \quad E(X^2) - 2E(X)\mu + \mu^2$$

$$= \quad m_0^2 - \mu^2$$

โมเมนต์ที่ 3 รอบค่าเฉลี่ย

$$m_\mu^3 = \int_{-\infty}^{+\infty} (X-\mu)^3 \; f(X)\, dX \qquad \text{.....(4.6)}$$

$$= \quad E(X - \mu)^3$$

$$= \quad E(X^3 - 3X^2\mu + 3X\mu^2 - \mu^3)$$

$$= \quad E(X^3) - 3E(X^2)\mu + 3\mu^3 - \mu^3$$

$$= \quad E(X^3) - 3E(X^2)\mu + 2\mu^3$$

$$= \quad m_0^3 - 3m_0^2\,\mu + 2\mu^3$$

โมเมนต์ที่ 4 รอบค่าเฉลี่ย

$$m_\mu^4 = \int_{-\infty}^{+\infty} (X-\mu)^4 \; f(X)\, dX \qquad \text{.....(4.7)}$$

$$= \quad E(X - \mu)^4$$

$$= \quad E(X^4 - 4X^3\mu + 6X^2\mu^2 - 4X\mu^3 + \mu^4)$$

$$= \quad E(X^4) - 4E(X^3)\mu + 6E(X^2)\mu^2 - 4E(X)\mu + \mu^4$$

$$= \quad m_0^4 - 4m_0^3\,\mu + 6m_0^2\,\mu^2 - 3\mu^4$$

โมเมนต์รอบจุดศูนย์และโมเมนต์รอบค่าเฉลี่ยจะเป็นพื้นฐานในการหาคุณสมบัติอื่น ๆ ของการแจกแจงความถี่ซึ่งจะได้กล่าวถึงในหัวข้อต่อไป

กรณีที่ตัวแปรสุ่มเป็นแบบไม่ต่อเนื่อง(Discrete) การหาโมเมนต์จะยังคงสามารถใช้รูปสมการเหมือนสมการที่ (4.1) ถึง (4.7) แต่ใช้เครื่องหมาย ผลบวก ($\sum$) แทนเครื่องหมาย Integral

4.2.4 คุณสมบัติของการแจกแจงความถี่
(Frequency Distribution Characteristics)

การแจกแจงความถี่มีคุณสมบัติที่สำคัญ 4 ประการคือ (1) แนวโน้มเข้าสู่จุดศูนย์กลาง (Central Tendency) (2) การกระจาย (Dispersion) (3) ความเบ้ (Skewness) และ (4) ความแบนราบ (Flatness) หรือความโด่ง (Peakedness)

(1) แนวโน้มเข้าสู่จุดศูนย์กลาง

คุณสมบัติที่แสดงแนวโน้มเข้าสู่จุดศูนย์กลางที่สำคัญได้แก่ ค่าเฉลี่ย (Mean) ฐานนิยม (Mode) และมัธยฐาน (Median)

ค่าเฉลี่ย

ค่าเฉลี่ยของการแจกแจงความถี่ของตัวแปร X คือค่าโมเมนต์ที่ 1 รอบจุดศูนย์ซึ่งปกติจะแทนด้วย μ หรือ E(X) ค่าเฉลี่ยจะสามารถได้จากตัวอย่างโดยใช้สูตรค่าเฉลี่ยทางคณิตศาสตร์ (Arithmetic Mean)

$$\bar{X} = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} X_i \qquad \text{.....(4.8)}$$

เมื่อ $\bar{X}$ คือค่าเฉลี่ยของตัวอย่าง

N คือจำนวนข้อมูลในตัวอย่าง

แต่ถ้าให้

$$Y = \log X \text{ (หรือ } \ln X)$$

$$\bar{Y} = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} Y_i$$

$$\bar{Y} = \log \bar{X}_g = \frac{\log X_1 + \log X_2 + \text{.....} + \log X_N}{N}$$

$$= \frac{1}{N}\log X_1 . X_2 . X_3 \text{.....} X_N$$

$$\log \bar{X}_g = \log (X_1 . X_2 \text{.....} X_N)^{1/N}$$

$$\bar{X}_g = (X_1 . X_2 \text{.....} X_N)^{1/N}$$

$\bar{X}_g$ คือค่าเฉลี่ยทางเรขาคณิต (Geometric Mean)

ค่าฐานนิยม คือค่าตัวแปรที่มีความถี่สูงหรือโอกาสความน่าจะเป็นสูงที่สุด หรือค่า X_j ที่มีความถี่สูงสุดในการแจกแจงความถี่

ค่ามัธยฐาน คือค่าตัวกลางของข้อมูล ซึ่งหาได้จากการจัดเรียงข้อมูลตามลำดับมีเดียนคือค่าที่แบ่งข้อมูลออกเป็น 2 ส่วนเท่า ๆ กัน ทำให้ข้อมูลที่มีค่าน้อยกว่าตัวกลางเท่ากับจำนวนข้อมูลที่มีค่ามากกว่าตัวกลาง

กรณีการแจกแจงความถี่เป็นแบบสมมาตร (Symmetry) ค่าเฉลี่ย ค่าฐานนิยม และค่ามัธยฐานของการแจกแจงจะมีค่าเท่ากัน แต่ถ้าไม่สมมาตรปกติจะถือว่าค่าเฉลี่ยจะเป็นเครื่องหมายที่แสดงแนวโน้มเข้าสู่จุดศูนย์กลางที่ดีที่สุด

(2) การกระจาย

คือคุณสมบัติที่บอกว่าการแจกแจงความถี่ของตัวแปร X มีค่าเบี่ยงเบนจากจุดศูนย์กลางหรือค่าเฉลี่ยมากน้อยเท่าใด เครื่องหมายที่ใช้แสดงการกระจายที่สำคัญคือค่าความแปรปรวน (Variance) และค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard Deviation)

ค่าความแปรปรวน (Variance) คือโมเมนต์ที่ 2 รอบค่าเฉลี่ย ซึ่งปกติจะแทนค่าความแปรปรวนของประชากร (Population) ด้วยสัญญลักษณ์ σ^2 และให้ S^2 คือค่าความแปรปรวนของตัวอย่าง ซึ่งจะสามารถคำนวณได้จากสูตร

$$S^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^{N} (X_i - \bar{X})^2 \qquad \text{.....(4.9)}$$

หรือ $$S^2 = \frac{1}{N-1} \left(\sum_{i=1}^{N} X_i^2 - \bar{X}^2 \right)$$

ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน คือรากที่สองของค่าความแปรปรวน

$$S = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^{N} (X_i - \bar{X})^2} \qquad \text{.....(4.10)}$$

(3) ความเบ้

เครื่องหมายแสดงความบิดเบ้ของการแจกแจงคือค่าสัมประสิทธิ์ความเบ้ (Skewness Coefficient) ซึ่งก็คืออัตราส่วนระหว่างโมเมนต์ที่ 3 รอบจุดศูนย์กลางต่อค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานยกกำลังสาม ปกติจะใช้ γ เป็นสัญลักษณ์แทนค่าสัมประสิทธิ์ความเบ้ของประชากร

$$\gamma = \frac{E(X-\mu)^3}{\sigma^3} \qquad \text{.....(4.11)}$$

ถ้าให้ G คือสัมประสิทธิ์ความเบ้ของตัวอย่าง จะคำนวณค่า G ได้จากสูตร

$$G = \frac{N \sum_{i=1}^{N} (X_i - \bar{X})^3}{(N-1)(N-2)S^3} \qquad \text{.....(4.12)}$$

การแจกแจงความถี่แบบสมมาตร (Symmetry) เช่น การแจกแจงแบบปกติ (Normal) จะมีค่า $\gamma = 0$ ถ้าการแจกแจงเป็นแบบเบ้ขวา ค่า γ จะเป็นบวก ถ้าการแจกแจงเป็นแบบเบ้ซ้าย ค่า γ จะเป็นลบ

(4) ความแบนราบหรือความโด่ง

เครื่องหมายความเบนราบหรือความโด่ง คือค่าสัมประสิทธิ์เคอร์โตซิส (Kurtosis Coefficient) ซึ่งก็คือ อัตราส่วนระหว่างโมเมนต์ที่ 4 รอบจุดศูนย์กลางต่อค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานยกกำลัง 4 ปกติจะใช้ K เป็นสัญลักษณ์แทนค่าสัมประสิทธิ์เคอร์โตซิสของประชากร

$$K = \frac{E(X-\mu)^4}{\sigma^4} \qquad \text{.....(4.13)}$$

ถ้าให้ K คือค่าสัมประสิทธิ์เคอร์โตซิสของตัวอย่าง จะคำนวณหาค่า K ได้จากสูตร

$$K = \frac{N(N-1) \sum_{i=1}^{N} (X_i - \bar{X})^4}{(N-2)(N-3)(N-4)S^4} \qquad \text{.....(4.14)}$$

4.3 ฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็นของน้ำท่วม (Probability Distribution Functions of Flood)

ในวิชาอุทกวิทยามีฟังค์ชั่นการแจกแจงโอกาสความน่าจะเป็นที่นิยมใช้กันอยู่มากมายซึ่งพอจะสรุปได้ดังนี้คือ

(1) ฟังค์ชั่นการแจกแจงแบบ Normal

(2) ฟังค์ชั่นการแจกแจงแบบ Log normal ซึ่งมีพารามิเตอร์ 2 ตัว และ 3 ตัว

(3) ฟังค์ชั้นการแจกแจงแบบ Gamma ซึ่งมีพารามิเตอร์ 2 ตัว และ 3 ตัว

(4) ฟังค์ชั่นการแจกแจงแบบ Log-Pearson Type III

(5) ฟังค์ชั่นการแจกแจงแบบ Gumbel และ Log-Gumbel

(6) ฟังค์ชั่นการแจกแจงแบบ General Extreme Value

แต่ฟังค์ชั่นที่นิยมนำมาใช้ในการวิเคราะห์ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดมีอยู่ 3 แบบ คือ แบบ Gumbel แบบ Log Normal ซึ่งมีพารามิเตอร์ 2 ตัว และแบบ Log Pearson Type III ซึ่งในที่นี้จะได้กล่าวถึงเฉพาะ 3 ฟังค์ชั่นนี้ตามลำดับ ส่วนรายละเอียดของฟังค์ชั่นอื่น ๆ ให้ดูจาก Salas, J.D. and R.A. Smith (1981)

4.3.1 ฟังค์ชั่นการแจกแจงแบบกัมเบล

ฟังค์ชั่นการแจกแจงแบบกัมเบล บางครั้งจะเรียกว่าแบบ Double Exponential Function หรือแบบ Type I General Extreme Value

(1) Cumulative Distribution Function (CDF)

ถ้ากำหนดว่า X คือตัวแปรของปริมาณน้ำท่วม Cumulative Distribution Function (CDF) ของ X คือ

$$F(X) = \exp\left[-\exp\left(-\frac{(X - X_0)}{\alpha}\right)\right] \qquad \text{.....(4.15)}$$

เมื่อ $-\infty < X < +\infty$

X_0 คือ Location Parameter หรือค่าฐานนิยม (Mode)

$\alpha > 0$ คือ Scale Parameter

$F(X_0) = 0.3679$

(2) Probability Density Funciton (PDF)

โดยการ Differentiate F(X) เทียบกับ X จะได้ Probability Density Function (PDF) ของ X

$$f(X) = \frac{1}{\alpha} \exp\left[-\frac{(X - X_0)}{\alpha} - \exp\left[-\frac{(X - X_0}{\alpha}\right]\right] \qquad \text{.....(4.16)}$$

(3) การหาค่าพารามิเตอร์ของฟังค์ชั่นกัมเบลโดยวิธีโมเมนต์
(Method of Moments)

ให้ ค่าเฉลี่ย = μ

ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน = σ และ σ^2 = ค่าความแปรปรวน

สัมประสิทธิ์ความเบ้ = γ

จากหัวข้อ 4.2.3 และ 4.2.4 จะได้ว่า

$$\mu = E(X) \text{ เมื่อ } E(X) \text{ คือค่าที่คาดว่าจะเป็น (Expected Value) ของ } X$$

$$= \int_{-\infty}^{+\infty} x\, f(X)\, dX$$

$$\sigma^2 = E(X-\mu)^2$$

$$= E(X^2) - \mu)^2$$

$$= \int_{-\infty}^{+\infty} X^2\, f(X)\, dX - \mu^2$$

$$\gamma = \frac{E(X-\mu)^3}{\sigma^3}$$

$$= \frac{E(X^3)-3E(X^2)\mu + 2\mu^3}{\sigma^3}$$

เมื่อ $E(X^3) = \int_{-\infty}^{+\infty} X^3\, f(X)\, dX$

ค่า μ, σ และ γ ของฟังค์ชั่นกัมเบล (Yevjevich, V., 1972) คือ

$$\mu = X_o + 0.5772\, \alpha \qquad \text{.....(4.17)}$$

$$\sigma = \frac{\pi}{\sqrt{6}}\, \alpha \qquad \text{.....(4.18)}$$

และ $\gamma = 1.14$ .....(4.19)

จากสมการที่ (4.17) และ (4.18)

$$X_o = \mu - 0.45\, \sigma \qquad \text{.....(4.20)}$$

$$\alpha = 0.7797\, \sigma \qquad \text{.....(4.21)}$$

ค่า μ และ σ ในสมการที่ (4.20) และ (4.21) จะสามารถแทนได้ด้วยค่า $\bar{X}$ และ S_X ซึ่งคำนวณได้จากข้อมูล ดังนี้

$$X_o = \bar{X} - 0.45\, S_X \qquad \text{.....(4.22)}$$

และ $$\alpha = 0.7797\, S_X \qquad \text{.....(4.23)}$$

(4) การหาค่าพารามิเตอร์ของฟังค์ชั่นกัมเบลโดยวิธี Maximum Likelihood

กำหนดให้ L คือ Likelihood Function ซึ่งก็คือ Joint Probability Distribution Function ของตัวอย่าง $X_1, X_2, ..., X_N$ ซึ่งสมมติว่า $X_1, X_2, ..., X_N$ เป็นอิสระต่อกัน (Independent) และมาจากการแจกแจงแบบเดียวกัน (Identically Distributed)

$$L(X;\, X_o,\, \alpha) = \prod_{i=1}^{N} f_{X_i}(X_i ; X_o, \alpha) \qquad \text{.....(4.24)}$$

ให้ $LL(X : X_o,\, \alpha)$ คือ $\ln\ L(X ;\, X_o,\, \alpha)$

$$LL(X;\, X_o,\, \alpha) = -N \ln \alpha - \sum_{i=1}^{N} \frac{(X_i - X_o)}{\alpha} - \sum_{i=1}^{N} e^{-\frac{(X_i - X_o)}{\alpha}} \qquad \text{.....(4.25)}$$

ให้ $$Z_i = \frac{X_i - X_o}{\alpha} \qquad \text{.....(4.26)}$$

$$LL(X;\, X_o,\, \alpha) = -N \ln \alpha - \sum_{i=1}^{N} Z_i - \sum_{i=1}^{N} e^{-Z_i} \qquad \text{.....(4.27)}$$

โดยการ Differentiate $LL(Z ;\, X_o, \alpha)$ เทียบกับ X_o และ α จะได้

$$\frac{\partial}{\partial X_o} LL(Z; X_o, \alpha) = \frac{N}{\alpha} - \frac{1}{\alpha} \sum_{i=1}^{N} e^{-Z_i}$$

$$\frac{\partial LL}{\partial \alpha} (Z; X_o, \alpha) = -\frac{N}{\alpha} + \frac{1}{\alpha} \sum_{i=1}^{N} Z_i - \frac{1}{\alpha} \sum_{i=1}^{N} Z_i\, e^{-Z_i}$$

ค่าพารามิเตอร์ X_o และ α คือค่า X_o และ α ที่พอดีทำให้ $LL(Z;\, X_o,\, \alpha)$ มีค่ามากที่สุด ดังนั้น :-

$$\frac{\partial LL}{\partial X_o} (Z; X_o, \alpha) = \frac{N}{\alpha} - \frac{1}{\alpha} \sum_{i=1}^{N} e^{-Z_i} = 0 \qquad \text{.....(4.28)}$$

และ $$\frac{\partial LL}{\partial \alpha} (Z; X_o, \alpha) = -\frac{N}{\alpha} + \frac{1}{\alpha} \sum_{i=1}^{N} Z_i - \frac{1}{\alpha} \sum_{i=1}^{N} Z_i\, e^{-Z_i} = 0 \qquad \text{.....(4.29)}$$

ให้ $$P = N - \sum_{i=1}^{N} e^{-Z_i} \qquad \text{.....(4.30)}$$

และ $$R = N - \sum_{i=1}^{N} e^{-Z_i} + \sum_{i=1}^{N} Z_i\, e^{-Z} \qquad \text{.....(4.31)}$$

ใช้ Taylor Series Expansion ของสมการ (4.28) และ (4.29) จะได้

$$\Delta X_o^{(k)} = (1.11P^{(k)} - 0.26R^{(k)})\frac{\alpha^{(k)}}{N} \quad \text{.....(4.32)}$$

$$\Delta\alpha^{(k)} = (0.26P^{(k)} - 0.61R^{(k)})\frac{\alpha^{(k)}}{N} \quad \text{.....(4.33)}$$

และ $$X_o^{(k+1)} = X_o^{(k)} + \Delta X_o^{(k)} \quad \text{.....(4.34)}$$

$$\alpha^{(k+1)} = \alpha^{(k)} + \Delta\alpha^{(k)} \quad \text{.....(4.35)}$$

ค่า X_o และ α จะหาได้โดยวิธีการคำนวณซ้ำ (Iterative Procedure) ซึ่งมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

1. สมมติ $X_o = X_o^{(1)}$

   และ $\alpha = \alpha^{(1)}$

2. คำนวณหาค่า P และ R จากสมการ (4.30) และ (4.31)

3. คำนวณหาค่า ΔX_o และ $\Delta\alpha$ มีค่าใกล้ศูนย์หรือไม่

4. ตรวจสอบดูว่า ΔX_o และ $\Delta\alpha$ มีค่าใกล้ศูนย์หรือไม่

ถ้า ΔX_o และ $\Delta\alpha$ มีค่าใกล้ศูนย์ แสดงว่า X_o และ α ที่สมมติถูกต้องถ้า ΔX_o และ $\Delta\alpha$ มีค่ามาก ให้คำนวณหาค่า $X_o^{(2)}$ และ $\alpha^{(2)}$ จากสมการ (4.34) และ (4.35) แล้วสมมุติให้ $X_o = X_o^{(2)}$ และ $\alpha = \alpha^{(2)}$

5. ทำขั้นที่ 2 ถึง 4 ซ้ำจนกระทั่งได้ X_o และ α ที่ต้องการ

4.3.2 ฟังค์ชั่นการแจกแจงแบบ Log normal 2 พารามิเตอร์

ถ้า X คือปริมาณน้ำท่วม ซึ่งเป็นตัวแปรสุ่ม และให้ $Y = \ln X$ ถ้า Y มีการแจกแจงแบบปกติ โดยมีค่าเฉลี่ย เท่ากับ μ_Y และค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ σ_Y X จะมีการแจกแจงแบบ Log normal โดยมีค่าเฉลี่ย เท่ากับ μ_Y และค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ σ_Y

(1) Probability Density Function ของ X

$$f(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\,x\,\sigma_Y}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln X-\mu_Y}{\sigma_Y}\right)^2\right] \quad \text{.....(4.36)}$$

เมื่อ $0 < X < +\infty$

μ_Y = คือ Location Parameter

σ_Y = คือ Scale Parameter

(2) **Cumulative distribution Function of X**

$$f(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_Y} \int_0^X \frac{1}{X} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln X-\mu_Y}{\sigma_Y}\right)^2\right] dx \quad \text{.....(4.37)}$$

ถ้าให้ $$z = \frac{\ln X-\mu_Y}{\sigma_Y} \quad \text{.....(4.38)}$$

z จะมีการแจกแจงแบบปกติ ซึ่งมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0 และค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 1 ปกติจะเรียก z ว่าตัวแปรปกติมาตรฐาน (Standard Normal Variate) ซึ่งมี CDF

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{z} \exp\left[-\frac{1}{2}V^2\right) dV \quad \text{.....(4.39)}$$

ค่า F (u) จะหาได้จากพื้นที่ใต้โค้งปกติ (Normal Curve) เมื่อทราบ z ดังแสดงในตารางที่ 2.2 หรือคำนวณจากสมการ 2.17

(3) **พารามิเตอร์ของฟังค์ชั่น Log normal 2 พารามิเตอร์**

พารามิเตอร์ของ Log normal 2 พารามิเตอร์คือ μ_Y และ σ_Y ซึ่งการหาค่าพารามิเตอร์ μ_Y และ σ_Y ทำได้ 2 วิธี คือ วิธีโมเมนต์ และวิธี Maximum Likelihood ซึ่งทั้ง 2 วิธีจะให้คำตอบเหมือนกันคือ

$$\mu_Y = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} \ln X_i \quad \text{.....(4.40)}$$

และ $$\sigma_Y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} [\ln X_i - \mu_Y]^2}{N-1}} \quad \text{.....(4.41)}$$

4.3.3 ฟังค์ชั่นการแจกแจงแบบ Log Pearson Type III

ถ้า Y มีการแจกแจงแบบ Gamma III และ Y = ln X X จะมีการแจกแจงแบบ Log Pearson Type III หรือ Log-Gamma III ซึ่งมีพารามิเตอร์ 3 ตัว

(1) **Probability Density Function ของ X**

$$f(X) = \frac{1}{\alpha\,\Gamma(\beta)\,X}\left(\frac{\ln X - Y_0}{\alpha}\right)^{\beta-1} \exp\left(\frac{\ln X - Y_0}{\alpha}\right) \quad \text{.....(4.42)}$$

เมื่อ $0 < X < \infty$

Y_0 = $\ln X_0$ คือ Location Parameter

α คือ Scale Parameter

β คือ Shape Parameter

และ $\Gamma(\beta)$ คือ Incomplete Gamma Function)

$$\Gamma(\beta) = \int_0^\infty Z^{\beta-1} e^{-Z} dZ$$

$$= (\beta-1)\,\Gamma(\beta-1) \qquad \text{.....(4.43)}$$

(2) Cumulative distribution Function ของ X

$$F(X) = \frac{1}{\alpha\,\Gamma(\beta)} \int_0^X \frac{1}{X} \left(\frac{\ln X - Y_o}{\alpha}\right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{\ln X - Y_o}{\alpha}\right) dX \qquad \text{.....(4.44)}$$

(3) การหาค่าพารามิเตอร์ของ Log Pearson Type III โดยวิธีโมเมนต์

$$\alpha = 0.5\, S_Y\, G_Y \qquad \text{.....(4.45)}$$

$$\beta = \left(\frac{2}{G_Y}\right)^2 \qquad \text{.....(4.46)}$$

$$Y_o = \bar{Y} - \frac{2\, S_Y}{G_Y} \qquad \text{.....(4.47)}$$

เมื่อ

$$\bar{Y} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} \ln X_i$$

$$S_Y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} (\ln X_i - \bar{Y})^2}{N-1}}$$

$$G_Y = \frac{N \sum_{i=1}^{N} (\ln X_i - \bar{Y})^3}{(N-1)(N-2) S_Y^3}$$

(4) การหาค่าพารามิเตอร์ของ Log Pearson Type III โดยวิธี Maximum Likelihood

$$\alpha = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} (Y_i - Y_o) - N\left[\sum_{i=1}^{N} \frac{1}{(Y_i - Y_o)}\right]^{-1} \qquad \text{.....(4.48)}$$

$$\beta = \left[1 - N^2 \left[\sum_{i=1}^{N} (Y_i - Y_o) \sum_{i=1}^{N} \frac{1}{(Y_i - Y_o)}\right]^{-1}\right]^{-1} \qquad \text{.....(4.49)}$$

$$F(Y_o) = N\,\psi(\beta) + \sum_{i=1}^{N} \ln (Y_i - Y_o) - N \ln \alpha = 0 \qquad \text{.....(4.50)}$$

เมื่อ $\psi(\beta)$ คือ Digamma Function

$$\psi(\beta) = T'(\beta) / T(\beta)$$

$$= \ln(\beta+2) - \frac{1}{2(\beta+2)} - \frac{1}{12(\beta+2)^2} + \frac{1}{120(\beta+2)^4}$$

$$- \frac{1}{256(\beta+2)^6} - \frac{1}{(\beta+1)} - \frac{1}{\beta} \qquad \text{.....(4.51)}$$

ในการหาค่า Y_o จากสมการ (4.50) ต้องใช้วิธี Newton's Tangent โดยขั้นแรกต้อง Derivative $F(Y_o)$ เทียบกับ Y_o ซึ่งจะได้

$$F'(Y_o) = -N\psi'(\beta)(fd - af') / f^2 - a - Nh'/h \qquad \text{.....(4.52)}$$

เมื่อ $\psi'(\beta)$ = Trigamma function

$$= \frac{1}{\beta+2} + \frac{1}{2(\beta+2)^2} + \frac{1}{6(\beta+2)^3} - \frac{1}{30(\beta+2)^5}$$

$$= - \frac{1}{42(\beta+2)^7} - \frac{1}{30(\beta+2)^9} + \frac{1}{(\beta+1)^2} + \frac{1}{\beta^2} \qquad \text{.....(4.53)}$$

$$a = \sum_{i=1}^{N} \frac{1}{Y_i - Y_o} \qquad \text{.....(4.54)}$$

$$d = \sum_{i=1}^{N} \frac{1}{(Y_i - Y_o)^2} \qquad \text{.....(4.55)}$$

$$f = a - N^2/b \qquad \text{.....(4.56)}$$

$$f' = a - N^3/b^2 \qquad \text{.....(4.57)}$$

$$h = b/N - N/a \qquad \text{.....(4.58)}$$

$$h' = -1 + Nd/a^2 \qquad \text{.....(4.59)}$$

และ $$b = \sum_{i=1}^{N} (Y_i - Y_o) \qquad \text{.....(4.60)}$$

เมื่อหาค่า Y_o ได้โดยวิธี Newton's tangent แล้วจึงสามารถคำนวณหา α และ β ได้จากสมการ (4.48) และ (4.49)

4.4 การเลือกข้อมูลสำหรับการวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วม
(Selection of Data for Flood Frequency Analysis)

ข้อมูลที่จะนำมาใช้ในการวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วม ตามปกติคือปริมาณน้ำท่วมสูงสุด (Flood Peak) ของน้ำท่วมในอดีต ซึ่งควรมีการตรวจสอบความเชื่อถือได้ (Consistency) ของข้อมูลก่อนที่จะนำเอามาใช้ และข้อมูลดังกล่าวควรมีระยะเวลาการเก็บข้อมูลยาวนานพอสมควร เพื่อให้การวิเคราะห์ให้ผลที่น่าเชื่อถือ ควรมีข้อมูลน้ำท่วมไม่ต่ำกว่า 30 ปี แต่โดยทั่ว ๆ ไปข้อมูลน้ำท่วมของแม่น้ำส่วนใหญ่ในประเทศไทยมักจะมีข้อมูลน้อยกว่า 30 ปี จึงอนุโลมว่าถ้ามีข้อมูลมากกว่า 20 ปี ก็พอจะใช้วิเคราะห์ความถี่ได้

การเลือกข้อมูลปริมาณน้ำท่วมทำได้ 2 แบบ คือ อนุกรมน้ำท่วมสูงสุดประจำปี (Annual Flood Series) และอนุกรมน้ำท่วมสูงสุดบางส่วน (Partial Flood Series) อนุกรมน้ำท่วมสูงสุดประจำปีคืออนุกรมของปริมาณน้ำท่วมที่มีค่าสูงสุดในแต่ละปีของข้อมูลที่มี ถ้ามีข้อมูลน้ำท่วม 30 ปี อนุกรมดังกล่าวจะประกอบไปด้วยปริมาณน้ำท่วม 30 ค่า ส่วนอนุกรมน้ำท่วมสูงสุดบางส่วน หมายถึงอนุกรมของปริมาณน้ำท่วมที่มีค่าสูงกว่าค่าน้ำท่วมฐาน (Flood Base) ซึ่งปกติจะเลือกค่าปริมาณน้ำท่วมสูงสุดประจำปีที่มีค่าน้อยที่สุดของข้อมูลเป็นค่าน้ำท่วมฐาน ดังนั้นถ้ามีข้อมูลน้ำท่วม 30 ปี อนุกรมอาจมีค่ามากกว่า 30 ค่าได้ ข้อดีของการใช้อนุกรมน้ำท่วมสูงสุดบางส่วนคือจะช่วยทำให้มีจำนวนข้อมูลมากขึ้นแต่มีข้อเสียที่สำคัญคือรอบปีการเกิดซ้ำที่คำนวณได้ไม่ใช้รอบปีการเกิดซ้ำจริง โดยทั่ว ๆ ไปมักนิยมใช้อนุกรมน้ำท่วมสูงสุดรายปีในการวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วม

4.5 การแจกแจงความถี่น้ำท่วมโดยวิธีกราฟ
(Flood Probability Distribution by Graphical Method)

วิธีการที่ง่ายที่สุดในการวิเคราะห์การแจกแจงความถี่น้ำท่วม เพื่อหาค่าปริมาณน้ำท่วมที่มีรอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ คือ วิธีกราฟ ซึ่งมีขั้นตอนที่สำคัญคือ

(1) นำอนุกรมน้ำท่วมสูงสุดรายปีมาทำการจัดเรียงข้อมูลจากน้อยไปมาก หรือจากมากไปน้อย ขึ้นอยู่กับว่าต้องการหาโอกาสความน่าจะเป็นแบบมากกว่า (Exceedence Probability) หรือแบบไม่มากกว่า (Non-Exceedence Probability)

(2) ทำการคำนวณหาความถี่สัมพัทธ์สะสมของข้อมูล (Empirical Frequency) หรือปกติจะนิยมเรียกว่า Plotting Position สูตรการคำนวณหา Plotting Position ที่มีผู้นิยมใช้มาก ได้แก่สูตรของ Weibull

$$\text{Plotting Position, } F'(X_n) = \frac{n}{N+1} \qquad \text{.....(4.61)}$$

เมื่อ

N = จำนวนข้อมูลทั้งหมด

n = จำนวนข้อมูลตัวที่ n หรือลำดับที่ของข้อมูล X_n

(3) เลือกกระดาษกราฟการแจกแจงความถี่ (Probability Graph) ที่คิดว่าเหมาะสมกับความถี่สัมพัทธ์สะสมของข้อมูลที่คำนวณไว้ใน (2) กระดาษกราฟแจกแจงความถี่มีหลายแบบ ได้แก่ แบบ Normal และ Log normal แบบกัมเบล และแบบ Log Pearson Type III

(4) นำเอาค่าความถี่สัมพัทธ์สะสมของข้อมูลไปพล๊อตลงในกร๊าฟแจกแจงความถี่ (Probability Graph) ที่เลือกไว้

(5) ตรวจสอบดูว่าจุด $F'(X)$ กับ X ที่พล๊อตเรียงตัวกันเป็นเส้นตรงดีหรือไม่ ถ้าค่อนข้างเป็นเส้นตรงให้ลากเส้นตรงเพื่อเป็นตัวแทนกลุ่มของจุดเหล่านั้น เส้นตรงดังกล่าวคือกราฟแจกแจงโอกาสความน่าจะเป็นของปริมาณน้ำท่วมสูงสุด X ถ้าจุดที่พล๊อตไม่เป็นเส้นตรง แสดงว่าเลือกกระดาษกราฟแจกแจงความถี่ไม่เหมาะสมกับข้อมูล ให้เลือกกระดาษกราฟและพล๊อตใหม่จนได้เส้นตรง

หลังจากที่ได้กราฟแจกแจงโอกาสความน่าจะเป็นของน้ำท่วม จะสามารถใช้หาค่าปริมาณน้ำท่วมที่มีรอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ ได้ โดยการอ่านค่าโดยตรงจากกราฟเส้นตรง

ตัวอย่างที่ 4.1 จงหากราฟแจกแจงความถี่ของอนุกรมน้ำท่วมสูงสุดรายปีของแม่น้ำโขง ซึ่งวัดที่เวียงจันทร์ ประเทศลาว ระหว่างปี พ.ศ. 2466 – 2508 รวม 43 ปี ดังแสดงในตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 อนุกรมน้ำท่วมสูงสุดรายปีของแม่น้ำโขง ที่เวียงจันทร์ ประเทศลาว ระหว่างปี พ.ศ. 2466-2508 และผลการคำนวณ Plotting Position (วีระพล, 2530)

ปี พ.ศ.	ขนาดน้ำท่วมสูงสุดรายปี	การจัดเรียงลำดับข้อมูลน้ำท่วมมากไปน้อย	ลำดับ n	Plotting Position F' (X)
2466	19300	22900	1	2.273
67	21200	21200	2	4.545
68	14000	20500	3	6.817
69	17700	20200	4	9.091
2470	17500	19400	5	11.364
71	15500	19300	6	13.643
72	20500	19100	7	15.909
73	18100	18900	8	18.182
74	15800	18300	9	20.450
75	14900	18300	10	22.727
76	16300	18200	11	25.000
77	14900	18100	12	27.273
78	17600	18000	13	29.545
79	17000	18000	14	31.818
2480	17300	17900	15	34.091
81	18300	17700	16	36.364
82	19100	17700	17	38.636
83	17900	17600	18	40.909
84	19400	17500	19	43.182
85	22900	17300	20	45.455
86	16200	17300	21	47.727
87	14300	17200	22	50.000
88	20200	17000	23	52.273
89	17700	16300	24	54.545
2490	18900	16300	25	56.818
91	15600	16300	26	59.091
92	14800	16200	27	61.364
93	15200	15800	28	63.636
94	16300	15800	29	65.909
95	17300	15700	30	68.182
96	14100	15600	31	70.455
97	15700	15500	32	72.727
98	18000	15400	33	75.000
99	16300	15200	34	77.273
2500	11300	14900	35	79.545
01	11500	14900	36	81.818
02	18000	14800	37	84.091
03	18200	14100	38	86.364
04	18300	14000	39	88.636
05	15400	14000	40	90.909
06	15800	14000	41	93.182
07	17200	11500	42	95.455
08	14000	11300	43	97.727

วิธีทำ

(1) จัดเรียงข้อมูลจากมากไปน้อย แล้วคำนวณหาความถี่สัมพัทธ์สะสมแบบมากกว่า $F'(X)$ โดยใช้สูตร Weibull ดังแสดงในตารางที่ 4.1

(2) พล็อต $F'(X)$ กับ X ลงในกระดาษกราฟกัมเบล ดังแสดงในรูปที่ 4.2

4.6 การหาฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็นที่เหมาะสมกับความถี่น้ำท่วมของข้อมูล (Fitting Probability Distribution Function to Empirical Frequency)

ตามที่ได้กล่าวมาแล้วว่าการแสดงผลการแจกแจงความถี่ทำได้หลายแบบ แต่แบบที่ถือว่าให้ความถูกต้องมากที่สุด คือ การแสดงผลการแจกแจงโดยฟังค์ชั่น ขั้นตอนการหาฟังค์ชั่นที่เหมาะสมกับการแจกแจงความถี่ของข้อมูล (Empirical Frequency) มี 3 ขั้นตอนที่สำคัญ คือ (1) การเลือกฟังค์ชั่นการแจกแจง (2) การประเมินค่าพารามิเตอร์ของฟังค์ชั่นการแจกแจง และ (3) การทดสอบความเหมาะสมของฟังค์ชั่นที่เลือกและพารามิเตอร์ที่ประเมินกับความถี่น้ำท่วมของข้อมูล

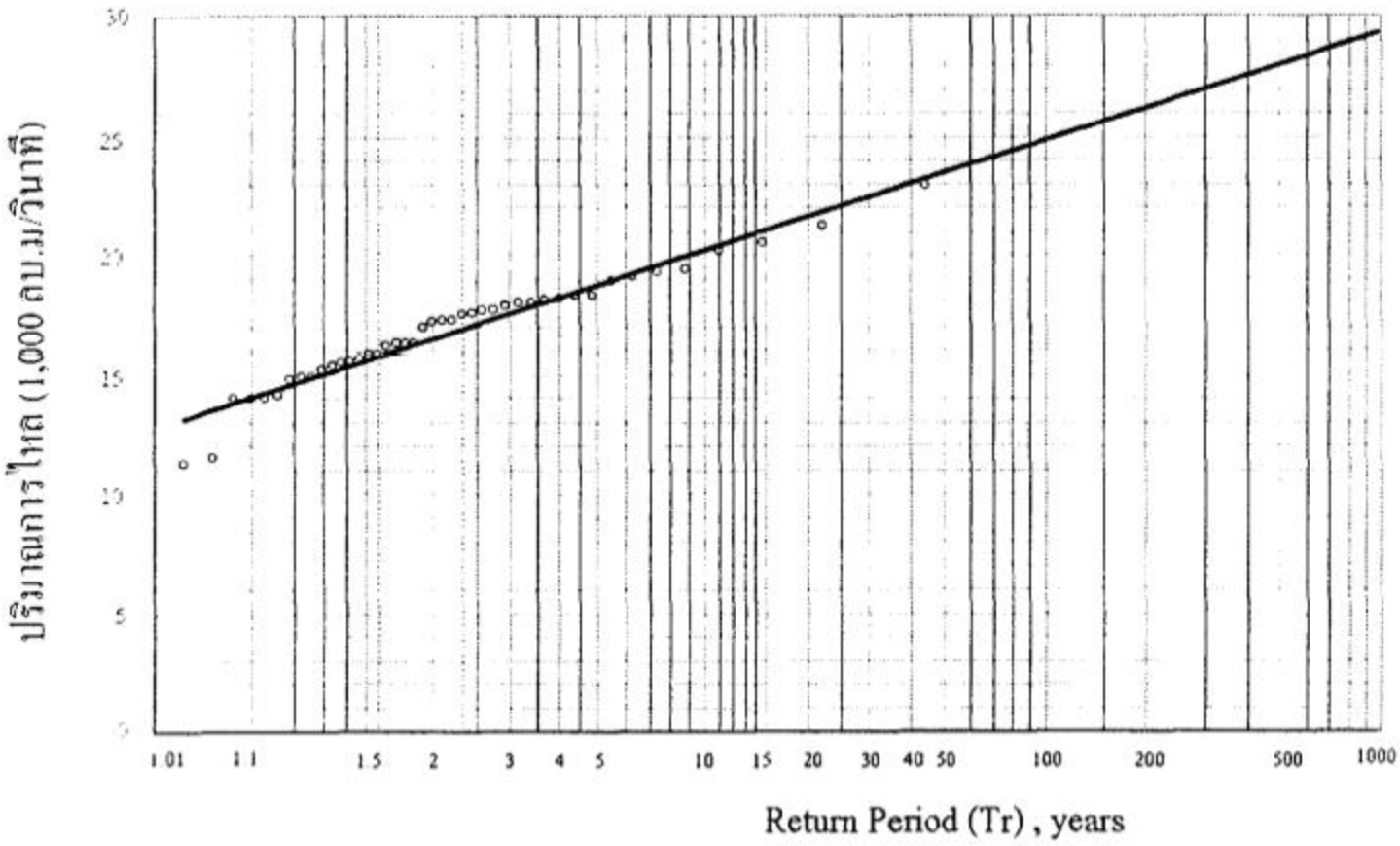
4.6.1 การเลือกฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็น

ฟังค์ชั่นการแจกแจงโอกาสความน่าจะเป็นของปริมาณน้ำท่วม ที่นิยมใช้กันโดยทั่ว ๆ ไปมี 3 ฟังค์ชั่นคือ ฟังค์ชั่นกัมเบล ฟังค์ชั่น Log normal 2 พารามิเตอร์ และ ฟังค์ชั่น Log Pearson Type III รายละเอียดเกี่ยวกับฟังค์ชั่นทั้ง 3 ได้กล่าวไว้แล้วในหัวข้อ 4.3

Sabur, M.A. (1982) ได้ทำการศึกษาเปรียบฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็น 4 แบบ คือ กัมเบล Log normal 2 พารามิเตอร์ Pearson Type III และ Log Pearson Type III กับข้อมูลน้ำท่วมในประเทศไทย และได้แนะนำให้ใช้ฟังค์ชั่นการแจกแจงของกัมเบล

ส่วนในประเทศสหรัฐอเมริกา U.S. Water Resources Council ได้ทำการศึกษาเพื่อหาฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็นของน้ำท่วมที่เหมาะสมที่สุด ผลปรากฏว่าสรุปให้แน่ชัดออกไปได้ยาก อย่างไรก็ตามคณะกรรมการดังกล่าวได้เสนอแนะให้ใช้ Log Pearson Type III ในการวิเคราะห์ โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับโครงการที่ต้องการความช่วยเหลือทางด้านการเงินจากรัฐบาลกลาง

ส่วนในประเทศอังกฤษได้มีการศึกษาในทำนองเดียวกัน และสรุปว่าฟังค์ชั่นการแจกแจงแบบ General Extreme Value เหมาะสมกับแบบอื่น ๆ และในกรณีที่มีข้อมูลสั้น ฟังค์ชั่นกัมเบลจะเหมาะที่สุด



รูปที่ 4.2 กราฟการแจกแจงความถี่น้ำท่วมของแม่น้ำโขงที่เรียงจันทร์ประเทศลาว

เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบข้อสรุปต่าง ๆ จะเห็นได้ว่า สำหรับประเทศไทยซึ่งมีข้อมูลน้ำท่วมสั้น ฟังค์ชั่นที่มีพารามิเตอร์ 2 ตัว เช่น กัมเบล น่าจะดีกว่าฟังค์ชั่นที่มี 3 พารามิเตอร์ เช่น Log Pearson Type III ทั้งนี้เพราะการประเมินค่าสัมประสิทธิ์ความบิดเบี้ยวต้องการข้อมูลที่ยาวนาน ไม่ต่ำกว่า 90 ปี จึงจะให้ค่าที่เชื่อถือได้ ซึ่งจะเห็นได้ว่าไม่มีแม่น้ำใดในประเทศไทยที่มีข้อมูลยาวนานถึงขนาดนั้น

ฟังค์ชั่นการแจกแจงโอกาสความน่าจะเป็นและการประเมินค่าพารามิเตอร์ตามหลักทฤษฎีที่กล่าวไว้ในหัวข้อ 4.3 ค่อนข้างยุ่งยาก และการหา Inversed Function (F^{-1} (X)] เพื่อหาปริมาณน้ำท่วมที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ ทำให้ยุ่งยากมาก โดยเฉพาะ Log Pearson Type III วิธีดังกล่าวจึงเหมาะสำหรับผู้ที่มีความรู้ทางด้านสถิติและคณิตศาสตร์เป็นอย่างดี และต้องใช้คอมพิวเตอร์ช่วยในการคำนวณ ต่อไปจะพูดถึงสมการ Inversed Function ของกัมเบล Log normal 2 พารามิเตอร์ และ Log Pearson Type III ซึ่งตัวแปรแรนด่อม X หรือ ln X จะเป็นฟังค์ชั่นของค่าเฉลี่ย ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานและค่า Frequency Factor

(1) สมการกัมเบล

Cumulative Distribution Function ของกัมเบลคือ

$$F(X) = \exp[-\exp(-\frac{(X-X_o)}{\alpha})]$$

Inversed Function ของกัมเบลคือ

$$X = X_o - \alpha \ln[-\ln F(X)] \quad \text{.....(4.62)}$$

$$F(X) = P(X \le x_i)$$

$$F(X) = 1 - P(X \ge x_i)$$

$$F(X) = 1 - \frac{1}{Tr} \quad \text{.....(4.63)}$$

เมื่อ Tr = รอบปีการเกิดซ้ำ

$$X = X_o - \alpha \ln[-\ln(1 - \frac{1}{Tr})] \quad \text{.....(4.64)}$$

ถ้าประเมินพารามิเตอร์โดยวิธีโมเมนต์ จากสมการ (4.22) และ (4.23)

$$X_o = \bar{X} - 0.45\ S_X$$

และ $\alpha = 0.7797\ S_X$

แทนค่า X_o และ α ลงในสมการ (4.64)

$$X = \bar{X} - 0.45\ S_X - 0.7797\ S_X \ln[-\ln(1 - \frac{1}{T_r})]$$

$$= \bar{X} + [-0.45 - 0.7797 \ln[-\ln(1 - \frac{1}{T_r})]]S_X$$

ให้ $$K_{T_r} = -0.45 - 0.7797 \ln[-\ln(1 - \frac{1}{T_r})] \quad \text{.....(4.65)}$$

$$X = \bar{X} + K_{T_r} S_X \quad \text{.....(4.66)}$$

เมื่อ K_{T_r} คือค่า Gumbel Frequency Factor ซึ่งผันแปรไปตามค่า T_r ดังสมการ (4.65)

(2) Log normal 2 พารามิเตอร์

ถ้า X คือตัวแปรน้ำท่วมที่มีการแจกแจงแบบ Log normal ซึ่งค่าเฉลี่ยเท่ากับ $\mu_{\ln X}$ และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ $\sigma_{\ln X}$

ให้ $$z = \frac{\ln X - \mu_{\ln X}}{\sigma_{\ln X}} \quad \text{.....(4.67)}$$

z จะมีการแจกแจงแบบปกติ ซึ่งมีค่าเฉลี่ยเท่ากับศูนย์ และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 1

$$z = F^{-1}(z) \qquad \text{.....(4.68)}$$

ซึ่งจะหาได้จากตารางพื้นที่ใต้โค้งแจกแจงแบบปกติ (ตารางที่ 2.2) เมื่อทราบค่าความถี่สัมพัทธ์สะสม $F(z)$ และ $F(z) = 1-\frac{1}{T_r}$ แสดงว่า z จะแปรผันตามค่า T_r จึงสามารถเขียนสมการที่ (4.67) ได้ไหม่ว่า

$$\ln X = \mu_{\ln X} + z_{T_r}\, \sigma_{\ln X}$$

ใช้ค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานจากตัวอย่างแทน $\mu_{\ln X}$ และ $\sigma_{\ln X}$ จะได้ว่า

$$\ln X = \overline{\ln X} + z_{T_r}\, S_{\ln X} \qquad \text{.....(4.69)}$$

เมื่อ

$\overline{\ln X}$ = ค่าเฉลี่ยของ ln X

$S_{\ln X}$ = ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของ ln X

z_{T_r} = เรียกได้อีกอย่างหนึ่งว่า Normal Frequency Factor หรือค่า z (Standard Normal Variate) ตามที่กล่าวถึงในหัวข้อ 2.2

Abramowitz and Stegun (1965) ได้เสนอสูตรสำหรับการคำนวณค่า z_{T_r} (หรือค่า z) โดยประมาณไว้ดังนี้

ให้ $p = \frac{1}{T_r}$

$w = [\ln (\frac{1}{p^2})]^{\frac{1}{2}}$ เมื่อ $(0 < p < 0.5)$

$$z_{T_r} = w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1+1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3} \qquad \text{.....(4.70)}$$

ถ้า $p > 0.5$ ให้ $p = 1-p$ และค่า z_{T_r} ที่คำนวณได้จากสมการ (4.70) จะมีค่าเป็นลบ

ค่า z_{T_r} ที่คำนวณตามวิธีดังกล่าวจะมีความผิดพลาดน้อยกว่า 0.00045

(3) Log Pearson Type III

ในทำนองเดียวกันกับสมการที่ (4.66) และ (4.69) Inversed Function ของ Log Pearson Type III คือ

$$\ln X = \overline{\ln X} + K_{T_r, G_{\ln X}} S_{\ln X} \quad \text{.....(4.71)}$$

เมื่อ $K_{T_r, G_{\ln X}}$ คือค่า Frequency Factor ของ Log Pearson Type III ซึ่งแปรผันตาม T_r และ $G_{\ln X}$ ดังแสดงในตารางที่ 4.2 ถ้า $G_{\ln X} = c$ ค่า $K_{T_r} = z$

Kite (1977) เสนอสูตรสำหรับการคำนวณหาค่า $K_{T_r, G_{\ln X}}$ ไว้ดังนี้

$$K_{T_r, G_{\ln X}} = z + (z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)k^2 - (z^2 - 1)k^3 + zk^4 + \frac{1}{3}k^5 \quad \text{.....(4.72)}$$

เมื่อ $k = \frac{G_{\ln X}}{6}$

ตารางที่ 4.2 Frequency Factor ของ Log Pearson Type III

Skewness Coefficient (G)	รอบปีการเกิดซ้ำ (ปี)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	โอกาสความน่าจะเป็น (%)							
	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
3.0	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970	7.250
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.282	3.048	3.845	4.652	6.600
2.2	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444	6.200
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.910
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	5.660
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.338	3.990	5.390
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.110
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.820
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.540
.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	4.395
.8	-0.132	0.780	1.336	1.998	2.453	2.891	3.312	4.250
.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.105
.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960
.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.815
.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	3.670
.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670	3.235
0	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-.1	0.017	0.836	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482	2.950
-.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388	2.810
-.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.675
-.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.540
-.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	2.275
-.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.150
-.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837	2.035
-.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.910
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.800
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.465
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216	1.280
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097	1.130
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995	1.000
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907	0.910
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800	0.802
-3.0	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668

4.6.2 การประเมินหาค่าพารามิเตอร์ของฟังค์ชั่น

การหาค่าพารามิเตอร์ของฟังค์ชั่นต่าง ๆ ทำได้ 2 วิธี คือ (1) วิธีโมเมนต์ และ (2) วิธี Maximum Likelihood วิธีแรกทำได้ง่ายกว่า ส่วนวิธีหลังเชื่อว่าดีกว่าในเชิงสถิติ แต่มีวิธีการที่ยุ่งยากซับซ้อนและต้องคำนวณตัวเลขมาก โดยเฉพาะฟังค์ชั่นที่มี 3 พารามิเตอร์ อย่างไรก็ตามในปัจจุบัน การใช้คอมพิวเตอร์เป็นไปอย่างแพร่หลาย วิธี Maximum Likelihood จึงเป็นที่นิยมมากขึ้น รายละเอียดวิธีการประเมินหาค่าพารามิเตอร์ของฟังค์ชั่นกัมเบล Log normal และ Log Pearson Type III ทั้งโดยวิธีโมเมนต์และ Maximum Likelihood ได้แสดงไว้แล้วในหัวข้อ 4.3

จำไว้ว่าในการประเมินพารามิเตอร์โดยวิธีโมเมนต์นั้น ค่าพารามิเตอร์จะอยู่ในรูปของค่าเฉลี่ย ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน สำหรับฟังค์ชั่นที่มีสองพารามิเตอร์ และเพิ่มสัมประสิทธิ์ความบิดเบี้ยว สำหรับฟังค์ชั่นที่มี 3 พารามิเตอร์

4.6.3 การทดสอบความเหมาะสมของฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็น (Goodness of Fit Test of Probability Distribution Function)

การทดสอบว่าฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็น และพารามิเตอร์ที่ประเมินเหมาะสมกับข้อมูลน้ำท่วมที่กำลังวิเคราะห์หรือไม่ มีวิธีที่นิยมใช้ 2 วิธี คือ วิธีการทดสอบแบบ Smirnov-Kolmogorov และวิธีการทดสอบแบบ Chi-Square

(1) วิธีการทดสอบแบบ Smirnov-Kolmogorov

วิธีนี้เป็นการทดสอบความแตกต่างระหว่างความถี่ของข้อมูลน้ำท่วม (Empirical Frequency) ที่คำนวณได้จากสูตร Plotting Position และค่าโอกาสความน่าจะเป็นของเหตุการณ์เดียวกันที่คำนวณได้จากฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็น (CDF) ที่เลือกไว้ ถ้าความแตกต่างที่มีค่ามากสุดมีค่าน้อยกว่าค่าวิกฤต ซึ่งกำหนดโดย Smirnov-Kolmogorov จะแสดงว่าฟังค์ชั่นที่เลือก และพารามิเตอร์ที่ประเมินเป็นที่ยอมรับได้ แต่ถ้าความแตกต่างมากสุดมีค่ามากกว่าค่าวิกฤตของ Smirnov-Kolmogorov แสดงว่าฟังค์ชั่นที่เลือกไม่เหมาะที่จะนำมาใช้อธิบายความน่าจะเป็นของการเกิดน้ำท่วม

สมมติให้ $F'(X)$ คือค่าความถี่ของข้อมูลน้ำท่วมที่คำนวณได้จากการเรียงข้อมูลน้ำท่วมจากน้อยไปหามาก ให้ $F(X)$ คือค่าความน่าจะเป็นของน้ำท่วมที่คำนวณได้จากฟังค์ชั่นการ

แจกแจงความน่าจะเป็น และให้ Δ_{max} คือค่าความแตกต่างระหว่าง $F'(X)$ และ $F(X)$ ที่มีค่ามากที่สุด ซึ่งคำนวณได้จากสมการ

$$\Delta_{max} = \text{MAX } |F'(X) - F(X)| \qquad \text{.....(4.73)}$$

ค่า Δ_{max} อาจหาได้ง่ายและสะดวก โดยการพล๊อตการแจกแจงความถี่ของข้อมูล (Empirical Frequency distribution) เทียบกับกราฟแจกแจงความน่าจะเป็นแล้วเลือกค่า Δ_{max} จากกราฟ

กำหนดให้ $\Delta_{N,\alpha}$ คือค่าวิกฤตของ Smirnov-Kolmogorov ซึ่งขึ้นอยู่กับจำนวนข้อมูล (N) และระดับความสำคัญ (Significance Level, α) ค่า $\Delta_{N,\alpha}$ จะหาได้จากตารางที่ 4.3 α ในตารางมีค่าอยู่ระหว่าง 1 ถึง 20 % แต่ปกติในการทดสอบจะใช้ค่า α เท่ากับ 5%

เกณฑ์การทดสอบคือ

(1) ถ้า $\Delta_{max} < \Delta_{N,\alpha}$ แสดงว่าสมมติฐานที่ว่าข้อมูลน้ำท่วมมีการแจกแจงความน่าจะเป็นตามฟังค์ชั่นและพารามิเตอร์ที่เลือกเป็นที่ยอมรับได้ ที่ระดับความสำคัญ α

(2) ถ้า $\Delta_{max} > \Delta_{N,\alpha}$ แสดงว่าสมมติฐานที่ว่าข้อมูลน้ำท่วมมีการแจกแจงความน่าจะเป็นตามฟังค์ชั่นและพารามิเตอร์ที่เลือก ไม่เป็นที่ยอมรับที่ระดับความสำคัญ α

(2) วิธีการทดสอบแบบไคสแควร์ (Chi Square)

วิธีนี้จะทดสอบโดยการคำนวณหาค่าไคสแควร์ (Chi Square) จากข้อมูลและฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็นที่เลือก แล้วนำไปเปรียบเทียบกับค่าไคสแควร์วิกฤต โดยใช้เกณฑ์ในทำนองเดียวกับวิธีทดสอบแบบ Smirnov Kolmogorov

กำหนดให้ χ^2 คือไคสแควร์ ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ (2.29) หรือ (2.30)

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^{m} \frac{(O_i - e_i)^2}{e_i} \qquad \text{.....(4.74)}$$

ตารางที่ 4.3 ค่า Δ วิกฤตของ Smirnov-Kolmogorov สำหรับใช้ทดสอบความเหมาะสมของทฤษฎีการแจกแจงความน่าจะเป็น (Yevjevich, V., 1972)

N	α			
	0.20	0.10	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
N > 50	$\frac{1.07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{N}}$

เมื่อ

O_i = ค่าความถี่สมบูรณ์ของการเกิดน้ำท่วมในชั้น (Class) ที่ i

$e_i = N.P_i$ = ค่าความถี่ตามทฤษฎีของการเกิดน้ำท่วมในชั้นที่ i

N = จำนวนข้อมูลน้ำท่วมทั้งหมด

P_i = ความน่าจะเป็น (Probability) ของการเกิดน้ำท่วมในชั้นที่ i

i = ชั้นที่ i ของการจัดแบ่งข้อมูลออกเป็น m ชั้น

m = จำนวนชั้นทั้งหมดของข้อมูล

การคำนวณหาค่า χ^2 มีขั้นตอนดังนี้

1. จัดแบ่งข้อมูลน้ำท่วมออกเป็นชั้น ๆ ซึ่งจำนวนชั้นของข้อมูลจะหาได้จากสมการ

$$m = 1+3.3 \log N$$

โดย m จะต้องเป็นเลขจำนวนเต็ม

2. หาความน่าจะเป็นที่น้ำท่วมที่จะเกิดจะตกอยู่ในชั้น i (P_i) โดยสมมติให้ความน่าจะเป็นของแต่ละชั้นมีค่าเท่ากัน คือ

$$P_i = \frac{1}{m}$$

3. คำนวณหาขีดจำกัดชั้น (Class Limit) จากการแจกแจงความน่าจะเป็นของแต่ละชั้น

ยกตัวอย่าง วิธีการคำนวณหาขีดจำกัดบนของชั้นที่ 1

$$P_1 = \frac{1}{m}$$

$$T_{r_1} = \frac{1}{1-P_1}$$

$$X_1 = \bar{X} + K_{T_{r_1}} S_X$$

วิธีการคำนวณหาขีดจำกัดบนของชั้นที่ 2

$$\sum_{i=1}^{2} P_1 = \frac{2}{m}$$

$$T_{r_2} = \frac{1}{1 - \sum_{i=1}^{2} P_1}$$

$$X_2 = \bar{X} + K_{T_{r_2}} S_X$$

วิธีการคำนวณหาขีดจำกัดบนของชั้นที่ j

$$\sum_{j=1}^{i} P_j = \frac{j}{m}$$

$$T_{r_i} = \frac{1}{1 - \sum_{j=1} P_j}$$

$$X_i = \bar{X} + K_{T_{r_i}} S_X$$

4. นับค่าความถี่สมบูรณ์ของข้อมูลที่ตกลงในแต่ละชั้น

5. คำนวณหาค่า χ^2 จากสมการ (4.74)

กำหนดให้ $\chi^2_{v,\alpha}$ คือค่า χ^2 วิกฤต ซึ่งขึ้นอยู่กับองศาเสรี (Degree of Freedom, v) และระดับนัยสำคัญ α ค่าองศาเสรีจะคำนวณได้จากสูตร

v = จำนวนชั้นทั้งหมด -1- จำนวนพารามิเตอร์ของฟังค์ชั่น

ค่า $\chi^2_{v,\alpha}$ จะหาได้จากสมการที่ 2.5

เกณฑ์การทดสอบคือ

1. ถ้า $\chi^2_{\text{คำนวณ}} < \chi^2_{v,\alpha}$ แสดงว่าสมมติฐานที่ว่าข้อมูลน้ำท่วมมีการแจกแจงความน่าจะเป็นตามฟังค์ชั่นและพารามิเตอร์ที่เลือก เป็นที่ยอมรับได้ ที่ระดับความสำคัญเท่ากับ α

2. ถ้า $\chi^2_{\text{คำนวณ}} > \chi^2_{\nu,\alpha}$ แสดงว่าสมมติฐานที่ว่าข้อมูลน้ำท่วมมีการแจกแจงความน่าจะเป็นตามฟังค์ชั่นและพารามิเตอร์ที่เลือกไม่เป็นที่ยอมรับ ที่ระดับความสำคัญ α

ตัวอย่างที่ 4.2 จงทดสอบว่าฟังค์ชั่นการแจกแจงแบบกัมเบล เหมาะสมกับข้อมูลอนุกรมน้ำท่วมสูงสุดรายปี ของแม่น้ำโขง ซึ่งวัดที่เวียงจันทร์ ประเทศลาว ระหว่างปี พ.ศ. 2466-2508 หรือไม่ กำหนดว่าประเมินหาพารามิเตอร์ของกัมเบล โดยวิธีโมเมนต์ และทดสอบด้วย Smirnov - Kolmogorov Statistic ที่ระดับความสำคัญ 5%

วิธีทำ

(1) คำนวณค่า $\bar{X}$ และ S_X จากข้อมูลในตารางที่ 4.1

$$\bar{X} = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} X_i = \frac{725,500}{43} = 16,827.093$$

$$S_X = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} X_i^2 - N\bar{X}^2}{N-1}} = \sqrt{\frac{12,471.45 \times 10^6 - 43\,(16,872.093)^2}{42}}$$

$$= 2343.91$$

(2) คำนวณหาพารามิเตอร์ X_o และ α ของฟังค์ชั่นกัมเบล

$$X_o = \bar{X} - 0.45\, S_X$$

$$= 16,872.093 - 0.45\,(2343.91) = 15,817.33$$

$$\alpha = 0.7797\, S_X$$

$$= 0.7797\,(2343.91) = 1,827.55$$

(3) หา CDF ของ X

$$F(X) = \exp\left[-\exp\left[-\frac{(X - 15,817.33)}{1,827.55}\right]\right]$$

(4) จัดเรียงข้อมูล X จากน้อยไปมาก คำนวณหา $F'(X)$ และ $F(X)$ ดังแสดงในตารางที่ 4.4

$$F'(X_n) = \frac{n}{N+1}$$

(5) หา Δ จากสูตร $\Delta = |F'(X) - F(X)|$

(6) $\Delta_{max} = 12.5$

(7) จากตารางที่ 4.3 $\Delta_{43,\,5\%} = 0.206$ หรือ 20.6%

ตารางที่ 4.4 การคำนวณเพื่อทดสอบว่าฟังค์ชั่นกัมเบลเหมาะสมกับอนุกรมน้ำท่วมสูงสุดรายปี ของแม่น้ำโขง วัดที่เวียงจันทร์ ตามวิธีของ Smirnov-Kolmogorov

ลำดับที่ n	ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดรายปี X	F'(X) %	F(X) %	$\Delta = \lvert F'(X) - F(X) \rvert$
1	11300	2.273	0.0007	2.27
2	11500	4.545	0.002	4.54
3	14000	6.817	6.7	0.12
4	14000	9.091	6.7	2.36
5	14000	11.364	6.7	4.66
6	14100	13.643	7.7	5.94
7	14800	15.909	17.5	1.58
8	14900	18.182	19.2	1.02
9	14900	20.450	19.2	1.25
10	15200	22.727	24.6	1.87
11	15400	25.000	28.5	3.5
12	15500	27.273	30.4	3.15
13	15600	29.545	32.4	2.81
14	15700	31.818	34.4	2.55
15	15800	34.091	36.4	2.27
16	15800	36.364	36.4	0.04
17	16200	38.636	44.4	5.79
18	16300	40.909	46.4	5.42
19	16300	43.182	46.4	3.30
20	16300	45.455	46.4	0.95
21	17000	47.727	59.2	11.58
22	17200	50.000	62.5	12.5*
23	17300	52.273	64.1	11.74
24	17300	54.545	64.1	9.46
25	17500	56.818	67.2	10.38
26	17600	59.091	68.6	8.72
27	17700	61.364	70.0	8.65
28	17700	63.636	70.0	6.31
29	17900	65.909	72.6	6.81
30	18000	68.182	73.9	5.41
31	18000	70.455	73.9	3.48
32	18100	72.727	75.1	2.64
33	18200	75.000	76.2	1.01
34	18300	77.273	77.3	0.22
35	18300	79.545	77.3	2.07
36	18900	81.818	83.1	1.13
37	19100	84.091	84.7	0.67
38	19300	86.364	86.2	0.1
39	19400	88.636	86.9	1.6
40	20200	90.909	91.3	0.4
41	20500	93.182	92.6	0.86
42	21200	95.455	94.9	0.34
43	22900	97.727	97.9	0.14

(8) $\Delta_{max} < \Delta_{43, 5\%}$ แสดงว่าฟังค์ชั่นการแจกแจงแบบกัมเบลซึ่งมี X_o = 15,817.33 และ α = 1,827.55 มีความเหมาะสมกับอนุกรมน้ำท่วมสูงสุดรายปีของแม่น้ำโขง ซึ่งวัดที่เวียงจันทร์ ที่ระดับความสำคัญ 5%

4.7 การคำนวณหาปริมาณน้ำท่วมที่รอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการ

(Calculation of Flood Magnitude of a Given Return Period)

หลังจากที่เลือกฟังค์ชั่นการแจกแจงที่เหมาะสมกับข้อมูลน้ำท่วมได้แล้ว การคำนวณหาปริมาณน้ำท่วมที่มีรอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการจะทำได้ง่ายมาก โดยใช้ Inversed Function ตามที่ได้กล่าวถึงในหัวข้อ 4.6.1

กัมเบล $X = X_o - \alpha \ln [- \ln (1 - \frac{1}{T_r})]$

Log normal 2 $\ln X = \overline{\ln X} - z_{T_r} S_{\ln X}$

Log Pearson 3 $\ln X = \overline{\ln X} + K_{T_r, G_{\ln X}} S_{\ln X}$

ตัวอย่างที่ 4.3 จงคำนวณหาขนาดน้ำท่วมในรอบ 100 ปี ของแม่น้ำโขง ที่เวียงจันทร์ โดยใช้ฟังค์ชั่นการแจกแจงกัมเบลที่หาได้ในตัวอย่างที่ 4.2

วิธีทำ จากตัวอย่างที่ 4.2 $\bar{X} = 16,872.093$

$S_X = 2343.91$

$K_{100} = -0.45 - 0.7797 \ln [- \ln (1 - \frac{1}{T_r})]$

$T_r = 100$ ปี

$K_{100} = - 0.45 - 0.7797 \ln [- \ln (1 - \frac{1}{100})]$

$= 3.1367$

$X_{100} = \bar{X} + K_{100} S_X$

$= 16,872.093 + 3.1367 (2343.91)$

$= 24,179$ ม^3./วินาที

ตัวอย่างที่ 4.4 จงคำนวณหาขนาดน้ำท่วมในรอบ 100 ปี ของแม่น้ำโขง ที่เวียงจันทร์ โดยใช้ฟังค์ชั่น Log normal 2 พารามิเตอร์ และ Log Pearson Type III

วิธีทำ

$\overline{\ln X}$ = 9.7233

$S_{\ln X}$ = 0.1435

$G_{\ln X}$ = -0.5487

Log normal 2 พารามิเตอร์

จากตารางที่ 2.2 $z_{100 ปี} = z_{1-\frac{1}{100}} = z_{0.99} = 2.327$

$\ln X_{100} = \overline{\ln X} + z_{0.99} S_{\ln X}$

$= 9.7233 + 2.327 (0.1435) = 10.0572$

X_{100} = 23,324 ม^3./วินาที

Log Pearson Type III

จากตารางที่ 4.2 $K_{100 - 0.5487} = 1.9185$

$\ln X_{100} = 9.7233 + 1.9185 (0.1435) = 9.9986$

X_{100} = 21,996 ม^3./วินาที

4.8 การหาขอบเขตความเชื่อมั่นของปริมาณน้ำท่วมที่รอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการ

(Determining Confidence Limits on Flood Magnitude of a Given Return Period)

การประเมินค่าปริมาณน้ำท่วมที่มีรอบปีการเกิดซ้ำสูง ๆ อาจผิดพลาดได้ เนื่องจากการเลือกฟังค์ชั่นการแจกแจงที่ไม่เหมาะสม หรือถึงแม้จะเลือกฟังค์ชั่นการแจกแจงได้ถูกต้องก็อาจมีข้อพลาดในการประเมินค่าพารามิเตอร์เนื่องจากมีข้อมูลน้อยเกินไป จึงควรมีการหาขอบเขตความเชื่อมั่น (Confidence Limits) ของค่าน้ำท่วมที่ประเมินไว้ เพื่อจะได้รู้ว่าขนาดน้ำท่วมที่รอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการที่ประเมินได้มีโอกาสจะแปรผันไปได้มากน้อยแค่ไหนในช่วงความมั่นใจที่กำหนดไว้ ปกติยิ่งรอบปีการเกิดซ้ำยิ่งสูงขอบเขตความเชื่อมั่นจะยิ่งกว้างขึ้น

ขอบเขตความเชื่อมั่นจะขึ้นอยู่กับฟังค์ชั่นการแจกแจงและพารามิเตอร์ที่ใช้ในการประเมินค่า X_{T_r}

ถ้าให้ X_{T_r} คือขนาดน้ำท่วมที่มีรอบปีการเกิดซ้ำ T_r เป็นตัวแปรแรนด่อมตัวหนึ่ง Standardized X_{T_r} Variate (X_{T_r}*) จะมีการแจกแจงโอกาสความน่าจะเป็นแบบ Student's t ซึ่งมีองศาเสรีเท่ากับ (N-1)

$$X_{T_r}^* = \frac{X_{T_r} - u X_{T_r}}{\sigma X_{T_r}} \quad \text{.....(4.75)}$$

เมื่อ

μX_{T_r} คือค่าเฉลี่ยของ X_{T_r}

$\sigma_{X_{T_r}}$ คือค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของ X_{T_r}

ขอบเขตความเชื่อมั่น (Conficence Limits) ของ X_{T_r} จะคำนวณหาได้จากสูตร

$$X_{T_r, 1-\alpha} = \mu X_{T_r} + t_{\frac{\alpha}{2}, N-1} \sigma X_{T_r} \quad \text{.....(4.76)}$$

เมื่อ $X_{T_r, 1-\alpha}$ คือขอบเขตความเชื่อมั่นของ X_{T_r} ในช่วงความเชื่อมั่นเท่ากับ $(1-\alpha)$

$t_{\frac{\alpha}{2}, N-1}$ คือ Student's t ซึ่งมีขอบเขตความเชื่อมั่นเท่ากับ $(1-\alpha)$ และมีองศาเสรีเท่ากับ (N-1) ซึ่งหาได้จากตารางที่ 4.5

$\sigma_{X_{T_r}}$ ปกติจะเรียกว่าความผิดพลาดมาตราฐาน (Standard Error) ของการประเมินค่า X_{T_r}

ค่าขอบเขตความเชื่อมั่น (Confidence Limits) $X_{T_r, 1-\alpha}$ มี 2 ค่าคือขอบเขตบน ($X^U_{T_r, 1-\alpha}$) และขอบเขตความเชื่อมั่นล่าง ($X^L_{T_r, 1-\alpha}$) เมื่อ

$$X^U_{T_r, 1-\alpha} = \mu X_{T_r} + t_{\frac{\alpha}{2}, N-1} \sigma X_{T_r} \quad \text{.....(4.76a)}$$

$$X^L_{T_r, 1-\alpha} = \mu X_{T_r} + t_{1-\frac{\alpha}{2}, N-1} \sigma X_{T_r} \quad \text{.....(4.76b)}$$

และ $t_{1-\frac{\alpha}{2}} = -t_{\frac{\alpha}{2}}$

ตารางที่ 4.5 Student's t Statistics (วราวุธ. 2544)

$\alpha = P[T>t(\alpha,\nu)]$

	α											
ν	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0.025	0.02	0.015	0.01	0.005	0.0025	0.0005
1	0.325	0.727	1.376	3.078	6.314	12.706	15.894	21.205	31.821	63.656	127.321	636.578
2	0.289	0.617	1.061	1.886	2.920	4.303	4.849	5.643	6.965	9.925	14.089	31.600
3	0.277	0.584	0.978	1.638	2.353	3.182	3.482	3.896	4.541	5.841	7.453	12.924
4	0.271	0.569	0.941	1.533	2.132	2.776	2.999	3.298	3.747	4.604	5.598	8.610
5	0.267	0.559	0.920	1.476	2.015	2.571	2.757	3.003	3.365	4.032	4.773	6.869
6	0.265	0.553	0.906	1.440	1.943	2.447	2.612	2.829	3.143	3.707	4.317	5.959
7	0.263	0.549	0.896	1.415	1.895	2.365	2.517	2.715	2.998	3.499	4.029	5.408
8	0.262	0.546	0.889	1.397	1.860	2.306	2.449	2.634	2.896	3.355	3.833	5.041
9	0.261	0.543	0.883	1.383	1.833	2.262	2.398	2.574	2.821	3.250	3.690	4.781
10	0.260	0.542	0.879	1.372	1.812	2.228	2.359	2.527	2.764	3.169	3.581	4.587
11	0.260	0.540	0.876	1.363	1.796	2.201	2.328	2.491	2.718	3.106	3.497	4.437
12	0.259	0.539	0.873	1.356	1.782	2.179	2.303	2.461	2.681	3.055	3.428	4.318
13	0.259	0.538	0.870	1.350	1.771	2.160	2.282	2.436	2.650	3.012	3.372	4.221
14	0.258	0.537	0.868	1.345	1.761	2.145	2.264	2.415	2.624	2.977	3.326	4.140
15	0.258	0.536	0.866	1.341	1.753	2.131	2.249	2.397	2.602	2.947	3.286	4.073
16	0.258	0.535	0.865	1.337	1.746	2.120	2.235	2.382	2.583	2.921	3.252	4.015
17	0.257	0.534	0.863	1.333	1.740	2.110	2.224	2.368	2.567	2.898	3.222	3.965
18	0.257	0.534	0.862	1.330	1.734	2.101	2.214	2.356	2.552	2.878	3.197	3.922
19	0.257	0.533	0.861	1.328	1.729	2.093	2.205	2.346	2.539	2.861	3.174	3.883
20	0.257	0.533	0.860	1.325	1.725	2.086	2.197	2.336	2.528	2.845	3.153	3.850
21	0.257	0.532	0.859	1.323	1.721	2.080	2.189	2.328	2.518	2.831	3.135	3.819
22	0.256	0.532	0.858	1.321	1.717	2.074	2.183	2.320	2.508	2.819	3.119	3.792
23	0.256	0.532	0.858	1.319	1.714	2.069	2.177	2.313	2.500	2.807	3.104	3.768
24	0.256	0.531	0.857	1.318	1.711	2.064	2.172	2.307	2.492	2.797	3.091	3.745
25	0.256	0.531	0.856	1.316	1.708	2.060	2.167	2.301	2.485	2.787	3.078	3.725
26	0.256	0.531	0.856	1.315	1.706	2.056	2.162	2.296	2.479	2.779	3.067	3.707
27	0.256	0.531	0.855	1.314	1.703	2.052	2.158	2.291	2.473	2.771	3.057	3.689
28	0.256	0.530	0.855	1.313	1.701	2.048	2.154	2.286	2.467	2.763	3.047	3.674
29	0.256	0.530	0.854	1.311	1.699	2.045	2.150	2.282	2.462	2.756	3.038	3.660
30	0.256	0.530	0.854	1.310	1.697	2.042	2.147	2.278	2.457	2.750	3.030	3.646
40	0.255	0.529	0.851	1.303	1.684	2.021	2.123	2.250	2.423	2.704	2.971	3.551
60	0.254	0.527	0.848	1.296	1.671	2.000	2.099	2.223	2.390	2.660	2.915	3.460
120	0.254	0.526	0.845	1.289	1.658	1.980	2.076	2.196	2.358	2.617	2.860	3.373
200	0.254	0.525	0.843	1.286	1.653	1.972	2.067	2.186	2.345	2.601	2.838	3.340

4.8.1 ขอบเขตความเชื่อมั่นของ X_{Tr} ที่คำนวณจากการแจกแจงแบบกัมเบล

สำหรับการแจกแจงแบบกัมเบล

$$X_{Tr} = \bar{X} + K_{Tr}\, S_X$$

เมื่อ K_{Tr} คือ แฟ็คเตอร์ความถี่ (Frequency Factor) กัมเบลซึ่งแปรผันตามค่า T_r

$$\mu_{X_{Tr}} = E(X_{Tr}) = E(\bar{X}) + K_{Tr}\, E(S_X)$$

$$E(X_{Tr}) = \mu_X + K_{Tr}\, \sigma_X \qquad \text{.....(4.77)}$$

$$\sigma^2_{X_{Tr}} = VAR\,(X_{Tr}) = VAR(\bar{X} + K_{Tr}\, S_X)$$

$$= VAR(\bar{X}) + K^2_{Tr}\, VAR(S_X) + 2K_{Tr}\, COV\,(\bar{X}, S_X) \qquad \text{.....(4.78)}$$

เมื่อ VAR คือ ค่าความแปรปรวน

COV คือ ค่าความแปรปรวนร่วม (Covariance)

$$VAR(\bar{X}) = \frac{\sigma^2_X}{N} \qquad \text{.....(4.79)}$$

$$VAR\,(S_X) = \frac{\mu_{4X} - \sigma^2_X}{4N\sigma^2_X} = \left(\frac{K_X - 1}{4N}\right)\sigma^2_X \qquad \text{.....(4.80)}$$

สำหรับการแจกแจงแบบกัมเบล $\mu_{4X} = 5.4\ \sigma^2_X$

$$VAR\,(S_X) = \frac{1.1\,\sigma^2_X}{N} \qquad \text{.....(4.81)}$$

$$COV(\bar{X}, S_X) = \frac{\mu_{3X}}{2N\sigma_X} = \frac{\gamma_X - \sigma^2_X}{2N} \qquad \text{.....(4.82)}$$

สำหรับการแจกแจงแบบกัมเบล $\gamma_X = 1.14$

$$COV(\bar{X}, S_X) = \frac{0.57\,\sigma^2_X}{N} \qquad \text{.....(4.83)}$$

แทนค่า VAR($\bar{X}$), VAR(S_X) และ COV($\bar{X}$, S_X) ลงในสมการ (4.78)

$$\sigma^2_{X_{Tr}} = \frac{\sigma^2_X}{N} + K^2_{T_r}\frac{1.1\sigma^2_X}{N} + 2K_{T_r}\frac{0.57\,\sigma^2_X}{N}$$

$$= \frac{\sigma^2_X}{N}(1 + 1.14K_{T_r} + 1.1K^2_{T_r}) \qquad \text{.....(4.84)}$$

แทนค่า $\mu_{X_{Tr}}$ และ $\sigma^2_{X_{Tr}}$ ลงในสมการ (4.76)

$$X_{T_r,1-\alpha} = (\mu_X + K_{T_r}\sigma_X) \pm t_{\frac{\alpha}{2},N-1}\left[\frac{\sigma_X}{\sqrt{N}}(1 + 1.14K_{T_r} + 1.1\,K^2_{T_r})^{\frac{1}{2}}\right]$$

หรือ

$$X_{T_r,1-\alpha} = \bar{X} + K_{T_r}S_X \pm t_{\frac{\alpha}{2},N-1}\left[\frac{S_X}{\sqrt{N}}(1 + 1.14K_{T_r} + 1.1\,K^2_{T_r})^{\frac{1}{2}}\right]$$

.....(4.85)

ขอบเขตความเชื่อมั่นบนและล่างจะหาได้จากสมการ

$$X^U_{T_r,1-\alpha} = \bar{X} + K_{T_r}S_X + t_{\frac{\alpha}{2},N-1}\left[\frac{S_X}{\sqrt{N}}(1 + 1.14K_{T_r} + 1.1\,K^2_{T_r})^{\frac{1}{2}}\right]$$

.....(4.85a)

$$X^L_{T_r,1-\alpha} = \bar{X} + K_{T_r}S_X + t_{\frac{\alpha}{2},N-1}\left[\frac{S_X}{\sqrt{N}}(1 + 1.14K_{T_r} + 1.1\,K^2_{T_r})^{\frac{1}{2}}\right]$$

.....(4.85b)

4.8.2 ขอบเขตความเชื่อมั่นของ X_{T_r} ที่คำนวณจากการแจกแจงแบบ Log normal

Inversed Function ของ Log normal 2 พารามิเตอร์

$$\ln X_{T_r} = \overline{\ln X} + u_{T_r}S_{\ln X}$$

$$= E(\ln X_{T_r})$$

$$\mu_{T_r X_{Tr}} = E(\overline{\ln X}) + u_{T_r}E(S_{\ln X})$$

$$= \mu_{\ln X} + u_{T_r}\sigma_{\ln X} \qquad \text{.....(4.86)}$$

$$\sigma^2_{\ln X_{T_r}} = \mathrm{VAR}(\ln X_{T_r})$$

$$= \mathrm{VAR}(\overline{\ln X} + u_{T_r} S_{\ln X})$$

$$= \mathrm{VAR}(\overline{\ln X}) + u^2_{T_r} \mathrm{AVR}(S_{\ln X}) + 2u_{T_r} \mathrm{COV}(\overline{\ln X}, S_{\ln X}) \quad \text{.....(4.87)}$$

สำหรับ Log normal

$\gamma_{\ln X}$ = 0 ซึ่งมีผลทำให้ $\mathrm{COV}(\overline{\ln X}, S_{\ln X}) = 0$

และ $K_{\ln X}$ (เคอร์โตซิส) = 3

$$\mathrm{VAR}(S_{\ln X}) = \frac{\sigma^2_{\ln X}}{2N}$$

$$\mathrm{VAR}(\overline{\ln X}) = \frac{\sigma^2_{\ln X}}{N}$$

สมการที่ (4.87) จะเขียนได้ใหม่ว่า

$$\sigma^2_{\ln X_{T_r}} = \frac{\sigma^2_{\ln X}}{N} + u^2_{T_r} \frac{\sigma^2_{\ln X}}{2N}$$

$$\sigma_{\ln X_{T_r}} = \frac{\sigma_{\ln X}}{\sqrt{N}} \left[1 + \frac{u^2_{T_r}}{2}\right]^{1/2} \quad \text{.....(4.88)}$$

ขอบเขตความเชื่อมั่นของ X_{T_r} คือ

$$\ln X_{T_r, 1-\alpha} = (\mu_{\ln X} + u_{T_r} \sigma_{\ln X}) \pm t_{\frac{\alpha}{2}, N-1}$$

$$\frac{\sigma_{\ln X}}{\sqrt{N}} \left[1 + \frac{u^2_{T_r}}{2}\right]^{1/2}$$

หรือ

$$\ln X_{T_r, 1-\alpha} = (\overline{\ln X} + \mu_{T_r} S_{\ln X}) \pm t_{\frac{\alpha}{2}, N-1}$$

$$\frac{S_{\ln X}}{\sqrt{N}} (1 + \frac{u^2_{T_r}}{2}]^{1/2} \quad \text{.....(4.89)}$$

ขอบเขตความเชื่อมั่นบนและล่างจะหาได้จากสมการ

$$\ln X^{U}_{T_r,1-\alpha} = (\overline{\ln X} + u_{T_r} S_{\ln X}) + t_{\frac{\alpha}{2},N-1} \frac{S_{\ln X}}{\sqrt{N}} \left(1 + \frac{u^2_{T_r}}{2}\right]^{\frac{1}{2}} \quad \text{.....(4.89a)}$$

$$\ln X^{L}_{T_r,1-\alpha} = (\overline{\ln X} + u_{T_r} S_{\ln X}) - t_{\frac{\alpha}{2},N-1} \frac{S_{\ln X}}{\sqrt{N}} \left(1 + \frac{u^2_{T_r}}{2}\right]^{\frac{1}{2}} \quad \text{.....(4.89b)}$$

4.8.3 ขอบเขตความเชื่อมั่นของ X_{T_r} ที่คำนวณจากการแจกแจงแบบ Log Pearson Type III

สำหรับ Log Pearson Type III จะไม่สามารถหาสมการคำนวณค่าขอบเขตความเชื่อมั่น (Confidence Limits) ได้โดยตรงเหมือนกัมเบลและ Log normal อย่างไรก็ตาม US. Water Resources Council (1976) ได้เสนอตารางค่า K_{C} สำหรับการคำนวณหาค่า $K_{T_r, G_{\ln X}}$ ขอบเขตความเชื่อมั่นจากสมการ

$$\ln X_{T_r,1-\alpha} = (\overline{\ln X} + K_{T_r,G_{\ln X}} S_{\ln X}) + K_{T_r,G_{\ln X}} \left(\frac{K_C}{K_{T_r,G_{\ln X}}} - 1\right) S_{\ln X} \quad \text{.....(4.89)}$$

อัตราส่วน $\frac{K_C}{K_{T_r,G_{\ln X}}}$ จะหาได้จากตารางที่ 4.6 เมื่อทราบระดับนัยสำคัญ (α) จำนวนข้อมูล (N) และโอกาสความน่าจะเป็นแบบมากกว่าของ X_{T_r} หรือ $\frac{1}{T_r}$

สำหรับขอบเขตความเชื่อมั่นบน ($\ln X^{U}_{T_r,1-\alpha}$) ค่า $\frac{K_C}{K_{T_r,G_{\ln X}}}$ คือค่าที่ระดับนัยสำคัญเท่ากับ $\frac{\alpha}{2}$ และสำหรับขอบเขตความเชื่อมั่นล่าง ($\ln X^{L}_{T_r,1-\alpha}$) ค่า $\frac{K_C}{K_{T_r,G_{\ln X}}}$ คือค่าที่ระดับนัยสำคัญเท่ากับ $1-\frac{\alpha}{2}$

ตารางที่ 4.6 อัตราส่วน $\frac{K_C}{K_{T_r}, G_{\ln X}}$ สำหรับการคำนวณขอบเขตความเชื่อมั่นของ X_{T_r} ที่คำนวณจากฟังค์ชั่น Log Pearson Type III ซึ่งมี ส.ป.ส. ความบิดเบี้ยว + 0.5 (US. Water Resources Council, 1976)

α/2	N	Exceedence Porbability(1/Tr)							
		0.001	0.005	0.01	0.02	0.05	0.1	0.2	0.4
0.01	10	2.14	2.16	2.18	2.21	2.27	2.38	2.67	5.01
	15	1.78	1.80	1.82	1.84	1.89	1.97	2.19	3.98
	20	1.62	1.64	1.65	1.67	1.71	1.78	1.96	3.46
	25	1.52	1.54	1.55	1.56	1.60	1.66	1.82	3.14
	30	1.46	1.47	1.48	1.50	1.53	1.58	1.73	2.92
	40	1.38	1.39	1.40	1.41	1.44	1.48	1.61	2.62
	50	1.33	1.34	1.34	1.35	1.38	1.42	1.53	2.44
	70	1.26	1.27	1.28	1.29	1.31	1.34	1.43	2.20
	100	1.21	1.22	1.22	1.23	1.25	1.28	1.36	1.98
0.05	10	1.68	1.70	1.71	1.73	1.77	1.84	2.02	3.55
	15	1.49	1.50	1.51	1.53	1.56	1.61	1.76	2.96
	20	1.40	1.41	1.42	1.43	1.46	1.50	1.63	2.65
	25	1.35	1.36	1.37	1.38	1.40	1.45	1.56	2.47
	30	1.30	1.31	1.32	1.33	1.35	1.39	1.49	2.31
	40	1.25	1.26	1.26	1.27	1.29	1.32	1.41	2.12
	50	1.22	1.23	1.23	1.24	1.26	1.28	1.36	1.99
	70	1.18	1.18	1.19	1.20	1.21	1.23	1.30	1.84
	100	1.15	1.15	1.15	1.16	1.17	1.19	1.25	1.69
0.1	10	1.50	1.51	1.52	1.53	1.56	1.61	1.75	2.90
	15	1.36	1.37	1.38	1.39	1.42	1.46	1.57	2.48
	20	1.30	1.31	1.31	1.32	1.34	1.58	1.47	2.26
	25	1.26	1.26	1.27	1.28	1.30	1.33	1.41	2.11
	30	1.23	1.23	1.24	1.25	1.26	1.29	1.37	2.00
	40	1.19	1.20	1.20	1.21	1.22	1.25	1.31	1.86
	50	1.17	1.17	1.18	1.18	1.19	1.22	1.28	1.76
	70	1.14	1.14	1.14	1.15	1.16	1.18	1.23	1.65
	100	1.11	1.12	1.12	1.12	1.13	1.15	1.19	1.54
0.25	10	1.25	1.25	1.26	1.26	1.28	1.30	1.37	1.95
	15	1.18	1.19	1.19	1.20	1.21	1.23	1.29	1.76
	20	1.15	1.16	1.16	1.16	1.17	1.19	1.24	1.65
	25	1.13	1.14	1.14	1.14	1.15	1.17	1.21	1.57
	30	1.12	1.12	1.12	1.13	1.14	1.15	1.19	1.52
	40	1.10	1.10	1.10	1.11	1.11	1.13	1.16	1.45
	50	1.09	1.09	1.09	1.09	1.10	1.11	1.14	1.40
	70	1.07	1.07	1.08	1.08	1.08	1.09	1.12	1.34
	100	1.06	1.06	1.06	1.06	1.07	1.08	1.09	1.29

ตารางที่ 4.6(ต่อ) อัตราส่วน $\frac{K_C}{K_{T_r}, G_{\ln X}}$ สำหรับการคำนวณขอบเขตความเชื่อมั่นของ X_{T_r} ที่คำนวณจากฟังค์ชั่น Log Pearson Type III ซึ่งมี ส.ป.ส. ความบิดเบี้ยว + 0.5 (US. Water Resources Council, 1976)

α/2	N	Exceedence Porbability(1/Tr)							
		0.001	0.005	0.01	0.02	0.05	0.1	0.2	0.4
0.75	10	0.87	0.87	0.86	0.86	0.84	0.81	0.74	0.16
	15	0.89	0.80	0.88	0.88	0.86	0.84	0.79	0.31
	20	0.90	0.90	0.90	0.89	0.88	0.86	0.81	0.41
	25	0.91	0.91	0.91	0.90	0.89	0.87	0.83	0.47
	30	0.92	0.92	0.91	0.91	0.90	0.88	0.84	0.51
	40	0.93	0.93	0.92	0.92	0.91	0.90	0.86	0.58
	50	0.93	0.93	0.93	0.93	0.92	0.91	0.88	0.62
	70	0.94	0.94	0.94	0.94	0.93	0.92	0.89	0.63
	100	0.95	0.95	0.95	0.95	0.94	0.93	0.91	0.73
0.9	10	0.76	0.75	0.74	0.72	0.70	0.65	0.51	-0.64
	15	0.80	0.79	0.79	0.78	0.76	0.72	0.62	-0.26
	20	0.82	0.81	0.80	0.79	0.77	0.74	0.64	-0.14
	25	0.83	0.83	0.82	0.81	0.79	0.76	0.68	-0.02
	30	0.85	0.84	0.83	0.83	0.81	0.78	0.70	0.07
	40	0.86	0.86	0.85	0.85	0.83	0.81	0.74	0.20
	50	0.88	0.87	0.87	0.86	0.85	0.83	0.76	0.28
	70	0.89	0.89	0.89	0.88	0.87	0.85	0.80	0.40
	100	0.91	0.91	0.90	0.90	0.89	0.87	0.83	0.50
0.95	10	0.70	0.68	0.67	0.66	0.62	0.56	0.38	-1.14
	15	0.74	0.73	0.72	0.71	0.68	0.63	0.48	-0.71
	20	0.77	0.76	0.75	0.74	0.71	0.67	0.55	-0.47
	25	0.79	0.78	0.77	0.76	0.74	0.70	0.59	-0.31
	30	0.81	0.80	0.79	0.78	0.76	0.72	0.62	-0.19
	40	0.83	0.82	0.81	0.81	0.79	0.76	0.67	-0.03
	50	0.84	0.84	0.83	0.82	0.81	0.78	0.70	0.07
	70	0.86	0.86	0.86	0.85	0.84	0.81	0.75	0.22
	100	0.89	0.88	0.88	0.87	0.86	0.84	0.79	0.35
0.99	10	0.61	0.58	0.56	0.54	0.49	0.40	0.13	-2.19
	15	0.65	0.64	0.63	0.61	0.57	0.49	0.28	-1.49
	20	0.69	0.68	0.67	0.65	0.61	0.55	0.37	-1.12
	25	0.72	0.70	0.69	0.68	0.65	0.59	0.43	-0.88
	30	0.74	0.72	0.72	0.70	0.67	0.62	0.48	-0.70
	40	0.77	0.76	0.75	0.74	0.71	0.66	0.54	-0.47
	50	0.79	0.78	0.77	0.76	0.74	0.70	0.58	-0.27
	70	0.82	0.81	0.80	0.79	0.77	0.74	0.65	-0.10
	100	0.84	0.84	0.83	0.82	0.81	0.78	0.70	0.08

ตัวอย่างที่ 4.5 จงคำนวณหาค่าขอบเขตความเชื่อมั่น (Confidence Limits) ของขนาดน้ำท่วมในรอบ 100 ปี ของแม่น้ำโขง ที่เวียงจันทร์ ซึ่งคำนวณจากฟังค์ชั่นกัมเบล Lognormal และ Log Pearson Type III ตามที่แสดงไว้ในตัวอย่างที่ 4.3 และ 4.4 โดยกำหนดให้ช่วงความเชื่อมั่นเท่ากับ 95%

วิธีทำ (1) ขอบเขตความเชื่อมั่นของ X_{100} ซึ่งคำนวณจากฟังค์ชั่นกัมเบล

$$X_{100,\,1-\alpha} = X_{100} \pm t_{\frac{\alpha}{2},\,N-1}\left[\frac{S_X}{\sqrt{N}}\left(1+1.14\,K_{T_r}+1.1\,K_{T_r}^2\right)^{\frac{1}{2}}\right]$$

จากตัวอย่างที่ 4.3

X_{100} = 24,179 ม^3./วินาที

N = 43 ; $\frac{\alpha}{2} = \frac{0.05}{2} = 0.025$

$t_{.025,\,42}$ = 2.0189

S_X = 2,343.91

K_{100} = 3.1367

$$X^L_{100,\,0.95} = 24,179 - 2.0189\left[\frac{2,343.91}{\sqrt{43}}\left(1+1.14\times 3.1367+1.1(3.1367)^2\right)^{\frac{1}{2}}\right]$$

$$= 24,179 - 2,831$$

$$= 21,348 \text{ ม}^3./\text{วินาที}$$

(2) หาขอบเขตความเชื่อมั่นของ X_{100} ซึ่งคำนวณจากฟังค์ชั่น Log Normal

$$\ln X_{100,\,1-\alpha} = \ln X_{100} \pm t_{\frac{\alpha}{2},\,N-1}\left[\frac{S_{\ln X}}{\sqrt{N}}\left(1+\frac{u_{100}^2}{2}\right)^{\frac{1}{2}}\right]$$

จากตัวอย่างที่ 4.4

$\ln X_{100}$ = 10.0572

$S_{\ln X}$ = 0.1435

u_{100} = $u_{1-\frac{1}{100}} = u_{0.99}$ = 2.327

N = 43

$t_{0.025,\,42}$ = 2.0189

$$\ln X^{U}_{100,\,0.95} = 10.0572 + 2.0189\left[\frac{0.1435}{\sqrt{43}}\left(1+\frac{(2.327)^2}{2}\right)^{\frac{1}{2}}\right]$$

$$= 10.0572 + 0.0851 = 10.1423$$

$$X^{U}_{100,\,0.95} = 25{,}395 \quad \text{ม}^3./\text{วินาที}$$

$$\ln X^{L}_{100,\,0.95} = 10.0572 - 2.0189\left[\frac{0.1435}{\sqrt{43}}\left(1+\frac{(2.327)^2}{2}\right)^{\frac{1}{2}}\right]$$

$$= 10.0572 - 0.0851 = 9.9721$$

$$X^{L}_{100,\,0.95} = 21{,}420 \quad \text{ม}^3./\text{วินาที}$$

(3) หาขอบเขตความเชื่อมั่นของ X_{100} ซึ่งคำนวณจากฟังค์ชั่น Log Pearson Type III

$$\ln X_{100,\,1-\alpha} = \ln X_{100} + K_{100,\,G_{\ln X}}\left[\left(\frac{K_c}{K_{100,\,G_{\ln X}}}\right)-1\right] S_{\ln X}$$

จากตัวอย่างที่ 4.4

$S_{\ln X} = 0.1435$

$G_{\ln X} = -0.5487$

$\ln X_{100} = 9.9986$

$K_{100,\,-0.5487} = 1.9185$

จากตารางที่ 4.6

$N = 43$

$T_r = 100$ ปี หรือโอกาสความน่าจะเป็นแบบมากกว่า $= \frac{1}{100} = 0.01$

$\alpha = 0.05$

ที่ระดับนัยสำคัญ $= 0.975$

$\left(\frac{K_c}{K_{100,\,G_{\ln X}}}\right)U = 0.1.3329$

$$\ln X^{L}_{100,\,0.95} = 9.9986 + 1.9185\,(1.3329-1)\,0.1435$$

$$= 10.0902$$

$$X^{U}_{100,\,0.95} = 24{,}107 \quad \text{ม}^3./\text{วินาที}$$

ที่ระดับนัยสำคัญ = 0.025

$$\left(\frac{K_C}{K_{100,\,G_{\ln X}}}\right)^L = 0.7785$$

$$\ln X^L_{100,\,0.95} = 9.9986 + 1.9185\,(0.7785-1)\,0.1435$$

$$= 9.9986 - 0.0610 = 9.9376$$

$$X^L_{100,\,0.95} = 20{,}694 \quad \text{ม}^3./\text{วินาที}$$

4.9 การวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมทั้งลุ่มน้ำ (Regional Flood Frequency Analysis)

วิธีการวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมตามที่กล่าวมาแล้วใช้ได้เฉพาะกรณีที่มีข้อมูลท่วมตรงจุดที่ต้องการ และข้อมูลที่มีควรจะยาวพอสมควร ผลการวิเคราะห์ความถี่จึงจะเชื่อถือได้ ปกติควรมีข้อมูลยาวประมาณครึ่งหนึ่งของรอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการ เช่น ในการหาขนาดน้ำท่วมในรอบ 100 ปี ควรใช้ข้อมูล 50 ปี (Mutreja, K.N. 1986) กรณีที่ไม่มีข้อมูลหรือข้อมูลมีระยะเวลาสั้นเกินไป ควรใช้วิธีการวิเคราะห์ความถี่ทั้งลุ่มน้ำซึ่งจะกล่าวถึงในที่นี้

การวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมทั้งลุ่มน้ำ เป็นความพยายามที่จะสร้างกราฟการแจกแจงความถี่น้ำท่วม ซึ่งสามารถนำไปใช้หาขนาดปริมาณน้ำท่วมที่จุดต่าง ๆ ในลุ่มน้ำได้ ในการวิเคราะห์ต้องการข้อมูลต่าง ๆ ดังต่อไปนี้คือ

(1) ข้อมูลน้ำท่วมของสถานีทุกสถานีในลุ่มน้ำ ทั้งในแม่น้ำสายใหญ่ แม่น้ำสาขา และแม่น้ำใกล้เคียง ซึ่งมีคุณสมบัติทางอุทกวิทยาคล้ายคลึงกับจุดที่ต้องการ และมีข้อมูลยาวนานกว่า 10 ปี

(2) แผนที่ภูมิประเทศของลุ่มน้ำ เพื่อใช้หาขนาดพื้นที่ระบายน้ำของสถานีที่มีข้อมูล

การวิเคราะห์มีขั้นตอนดังต่อไปนี้คือ

(1) วิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมของแต่ละสถานี (X_{T_r} VS. T_r)

(2) คำนวณหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดรายปีเฉลี่ย (X_M) จากข้อมูลของแต่ละสถานี

(3) หาอัตราส่วน $\frac{X_{T_r}}{X_M}$ ที่รอบปีต่าง ๆ ของแต่ละสถานี อัตราส่วน $\frac{X_{T_r}}{X_M}$ ที่ T_r ต่าง ๆ จะไม่แตกต่างกันมากนักสำหรับแต่ละสถานี

(4) คำนวณหาค่า $\frac{X_{T_r}}{X_M}$ เฉลี่ยที่ T_r ต่าง ๆ แล้วนำไปพล็อตกราฟแจกแจงความถี่ ซึ่งจะถือว่าเป็นตัวแทนของทั้งลุ่มน้ำ

(5) วิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่าง X_M และพื้นที่ลุ่มน้ำ A ตามหลักการวิเคราะห์แบบรีเทรชชั่น ซึ่งปกติ X_M และ A จะมีความสัมพันธ์ดังสมการ

$$X_M = aA^b \qquad \text{.....(4.91)}$$

เมื่อ a และ b คือค่าสัมประสิทธิ์เทรชชั่นของสมการ

จากการวิเคราะห์ตามขั้นตอนดังกล่าว จะสามารถคำนวณหาขนาดน้ำท่วมที่จุดที่ต้องการได้ดังนี้ :-

(1) หาขนาดพื้นที่ระบายน้ำของจุดที่ต้องการ สมมติเท่ากับ A_1

(2) หาค่าปริมาณน้ำสูงสุดรายปีเฉลี่ยจากสมการ $X_M = aA^b$

(3) หาค่า $\frac{X_{T_r}}{X_M}$ ที่รอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการ จากกราฟการแจกแจงความถี่น้ำท่วมทั้งลุ่มน้ำ

(4) คำนวณหา X_{T_r} โดยการเอา $\frac{X_{T_r}}{X_M}$ จาก (3) คูณด้วย X_M จาก (2)

(5) นำ X_{T_r} และ T_r ไปพล็อตกราฟ จะได้กราฟการแจกแจงความถี่น้ำท่วม ณ จุดที่ต้องการ

ตัวอย่างที่ 4.6 ลำน้ำ ก ข ค และ ง อยู่ในบริเวณที่มีลักษณะทางอุทกวิทยาคล้ายคลึงกัน ซึ่งมีขนาดพื้นที่ลุ่มน้ำและข้อมูลสถิติอื่น ๆ เกี่ยวกับขนาดน้ำท่วมสูงสุด ดังแสดงในตารางที่ 4.7 จงทำการวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมซึ่งเป็นตัวแทนของลุ่มน้ำดังกล่าว

ตารางที่ 4.7 ข้อมูลของลำน้ำ ก ข ค และ ง (วีระพล, 2530)

ข้อมูล	ลำน้ำ ก	ลำน้ำ ข	ลำน้ำ ค	ลำน้ำ ง
ช่วงปีที่มีข้อมูล	2507-2527	2510-2522	2506-2524	2508-2524
จำนวนปีของข้อมูล	21	13	19	17
พื้นที่ลุ่มน้ำ (กม^2.) , A	703	4090	1036	1861
$\bar{X}$ ม^3./วินาที	132.5	681.38	290.8	322.94
S_X ม^3./วินาที	93.45	484.03	205.48	170.25

วิธีทำ

(1) คำนวณหา X_{T_r} ของลำน้ำ ก ข ค และ ง โดยใช้ฟังค์ชั่นการแจกแจงแบบกัมเบล ดังแสดงในตารางที่ 4.8

(2) คำนวณหา $\frac{X_{T_r}}{\bar{X}}$ และ $\frac{X_{T_r}}{\bar{X}}$ เฉลี่ย ดังแสดงในตารางที่ 4.9

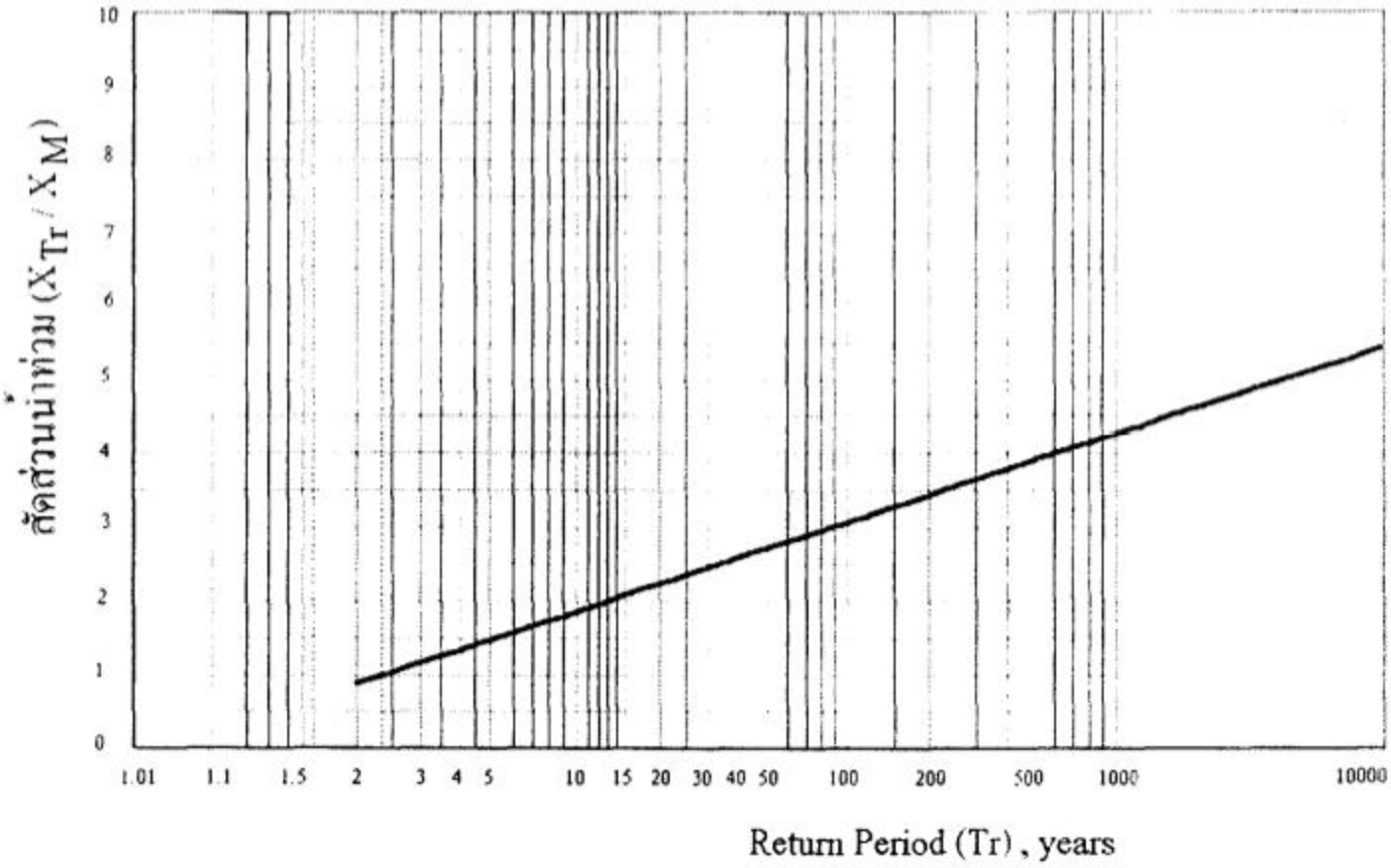
(3) พล๊อต $\frac{X_{T_r}}{\bar{X}}$ เฉลี่ยกับ T_r ในกระดาษกราฟกัมเบล ดังแสดงในรูปที่ 4.3

ตารางที่ 4.8 X_{T_r} ของลำน้ำ ก ข ค และ ง ที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ

รอบปีการเกิดซ้ำเฉลี่ย	ขนาดน้ำท่วม (X_{T_r}), ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที			
	ลำน้ำ ก.	ลำน้ำ ข.	ลำน้ำ ค.	ลำน้ำ ง.
2	117.16	601.95	257.08	295.00
5	199.78	1029.86	438.74	445.52
10	254.48	1313.18	559.02	545.17
25	323.59	1671.15	710.98	671.09
50	374.87	1936.72	823.72	764.50
100	425.76	2200.32	935.63	857.22
200	476.47	2462.96	1047.13	949.60
500	543.37	2809.46	1194.23	1071.48
1000	593.93	3071.34	1305.41	1163.60
10000	761.77	3940.64	1674.45	1469.37

ตารางที่ 4.9 อัตราส่วนระหว่าง $\frac{X_{T_r}}{\bar{X}}$ ของลำน้ำ ก ข ค และ ง และ $\frac{X_{T_r}}{\bar{X}}$ เฉลี่ย

รอบปีการเกิดซ้ำเฉลี่ย (T_r)	อัตราส่วนน้ำท่วม ($X_{T_r}/\bar{X}$)				
	ลำน้ำ ก.	ลำน้ำ ข.	ลำน้ำ ค.	ลำน้ำ ง.	เฉลี่ย
2	0.884	0.883	0.884	0.913	0.891
5	1.508	1.511	1.509	1.380	1.477
10	1.921	1.927	1.922	1.688	1.865
25	2.442	2.453	2.445	2.078	2.355
50	2.829	2.842	2.833	2.367	2.718
100	3.213	3.229	3.217	2.654	3.078
200	3.596	3.615	3.601	2.940	3.438
500	4.101	4.123	4.107	3.318	3.912
1000	4.482	4.507	4.489	3.603	4.271
10000	5.749	5.783	5.758	4.550	5.460



รูปที่ 4.3 กราฟแจกแจงความถี่น้ำท่วมทั้งลุ่มน้ำ

(4) วิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่าง $\bar{X}$ และ A โดยวิธีรีเกรชชั่น ซึ่งได้

$$\bar{X} = 0.67077\ A^{0.83351}$$

สมมติว่าลำน้ำ จ ซึ่งอยู่ในบริเวณใกล้เคียง มีพื้นที่ 2,500 กม^2. แต่ไม่เคยมีการวัดข้อมูลน้ำท่วมไว้ จงคำนวณหาขนาดน้ำท่วมในรอบ 100 ปี ของลำน้ำ จ

$$\bar{X}_{จ} = 0.67077\ (2500)^{0.83351}$$

$$= 455.8 \quad \text{ม}^3./\text{วินาที}$$

จากรูปที่ 4.3

$$\frac{X_{100}}{\bar{X}} = 3.078$$

$$X_{100} = 3.078\ (455.8)$$

ขนาดน้ำท่วมในรอบ 100 ปี ของลำน้ำ จ = 1403 ม^3./วินาที

4.10 เกณฑ์การออกแบบน้ำท่วม (Design Flood Criteria)

ขนาดน้ำท่วมที่ใช้ในการออกแบบอาคารชลศาสตร์ จะแตกต่างกันไปตามความสำคัญและขนาดของอาคาร การปฏิบัติในแต่ละท้องที่และแต่ละหน่วยงาน ซึ่งพอจะนำมาสรุปได้ดังในตารางที่ 4.10

ตารางที่ 4.10 เกณฑ์การออกแบบน้ำท่วม

ชนิดอาคาร	รอบปีการเกิดซ้ำ		
	อเมริกา	อินเดีย	ไทย
เขื่อนกักเก็บน้ำขนาดใหญ่และขนาดกลาง	PMF	PMF	500-1,000-PMF
เขื่อนกักเก็บน้ำขนาดเล็ก	$\geq$ 100	100	100
เขื่อนทดน้ำ	50-100	100	50-100
ฝายทดน้ำ	-	50-100	50-100
ปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม	-	25	-
Coffer Dams	5-25	-	25
อาคารส่งน้ำชลประทานที่สำคัญ	50	50-100	-
อาคารระบายน้ำขนาดเล็ก	5-50	-	15-20

4:11 การคำนวณความเสี่ยงของน้ำท่วม (Calculation of Flood Risk)

ในการออกแบบอาคารทางชลศาสตร์ ผู้ออกแบบจะต้องตั้งคำถามตัวเองว่าอาคารนี้ใหญ่เกินความจำเป็นหรือไม่ หรือเล็กเกินไปจนเกรงว่าอาจระบายน้ำไม่ทัน และพังลงมาหรือไม่จุดที่เหมาะสมคืออาคารจะต้องไม่ใหญ่เกินไป เพราะจะทำให้ต้องเสียค่าลงทุนก่อสร้างแพงขึ้น แต่ก็ต้องไม่เล็กเกินไปจนเกิดความเสี่ยงต่อการระบายน้ำไม่ทันและเกิดการพังทะลาย ความเสี่ยง (Risk) ที่ว่าจะสามารถคำนวณหาได้เมื่อทราบการแจกแจงความน่าจะเป็นของน้ำท่วม (Flood Probability Distribution)

ถ้าให้ R คือความเสี่ยง

$$R = 1 - P(X \leq X_d)^T \qquad \text{.....(4.92)}$$

เมื่อ

$P(X \leq X_d)$ = โอกาสความน่าจะเป็นที่ขนาดน้ำท่วม (X) จะมีขนาดเล็กกว่าหรือเท่ากับขนาดอาคารที่ออกแบบไว้ (X_d)

T = ระยะเวลาที่พิจารณา

$$P(X \leq X_d) = (1 - \frac{1}{T_r})$$

จะเขียนสมการที่ 4.92 ได้ใหม่ว่า

$$R = 1 - (1 - \frac{1}{T_r})^T \qquad \text{.....(4.93)}$$

ตัวอย่างที่ 4.7 ในการออกแบบอุโมงค์ผันน้ำ (Diversion Tunnel) สำหรับ Coffer Dam ได้เลือกใช้ขนาดน้ำท่วมที่มีรอบปีการเกิดซ้ำ 25 ปี จงคำนวณหาความเสี่ยงที่อุโมงค์ผันน้ำจะระบายน้ำได้ไม่ทัน ถ้าระยะเวลาก่อสร้างเขื่อนคือ 5 ปี

$$R = 1 - (1 - \frac{1}{25})^5$$

$$= 0.18$$

แสดงว่ามีโอกาส 18% ที่อุโมงค์ผันน้ำจะระบายน้ำไม่ทันในระยะเวลา 5 ปี

ตัวอย่างที่ 4.8 ในการออกแบบอุโมงค์ผันน้ำสำหรับ Coffer Dam ของเขื่อนแห่งหนึ่ง ซึ่งคาดว่าจะสร้างเสร็จใน 4 ปี ถ้าต้องการให้ความเสี่ยงไม่เกิน 4% จะต้องออกแบบขนาดน้ำท่วมที่มีรอบปีการเกิดซ้ำเท่าใด

$$\frac{4}{100} = 1 - (1 - \frac{1}{T_r})^4$$

$$T_r = \frac{1}{1-(1-0.04)^{1/4}}$$

$$= 98 \text{ ปี}$$

4.12 เอกสารอ้างอิง

1. วีระพล แต้สมบัติ. 2530. เอกสารประกอบการสอนวิชา วศ.ทน. 333 อุทกวิทยาประยุกต์. ภาควิชาทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

2. วราวุธ วุฒิวณิชย์. 2544. ความน่าจะเป็นและสถิติประยุกต์สำหรับวิศวกร. ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์. กำแพงแสน. จ.นครปฐม.

3. Abramowitz, M. and Stegun (1965), Handbook of Mathematical Functions, Dover, New York.

4. Edwards, A.L. (1976), An Introduction to Linear Regression and Correlation, W.H. Freeman and Company, San Francisco.

5. Kite, G.W. (1977), frequency and Risk Analysis in Hydrology, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado.

6. Morel-Seytoux, H.J. (1983), Class Handouts for CE 522 : Engineering Hydrology, Department of Civil Engineering Colorado State University, Colorado.

7. Mutreja, K.N. (1986), Applied Hydrology, Tata McGraw-Hill Publishing Company Ltd., New Delhi.

8. Sabur, M.A. (1982), Regional Flood Frequency Analysis of Thailand, AIT Thesis No. WA-82-19, Bangkok.

9. Salas, J.D. and R.A. Smith (1981), Computer Programs of Probability Distribution Functions in Hydrology, Colorado State University, Colorado.

10. US. Water Resources Council (1976), Guidelines for Determining Flood Flow Frequency, Bulletin No. 17 of The Hydrology Committee.

11. Yevjevich, V. (1972), Probability and Statistics in Hydrology, 2nd Edition, Water Resources Publication, USA.

4.13 แบบฝึกหัด

(1) อนุกรมข้อมูลน้ำท่วมสูงสุดรายปีของแม่น้ำแห่งหนึ่งมีค่าดังแสดงในตารางที่

ปี	Q cms	ปี	Q cms	ปี	Q cms	ปี	Q cms
2500	475	2510	436	2520	791	2530	43
01	1447	11	973	21	326	31	80
02	720	12	852	22	536	32	180
03	1132	13	949	23	677	33	4000
04	628	14	574	24	249	34	1500
05	643	15	648	25	388	35	800
06	591	16	667	26	1062	36	750
07	469	17	139	27	1292	37	2100
08	585	18	535	28	1352		
09	500	19	695	29	80		

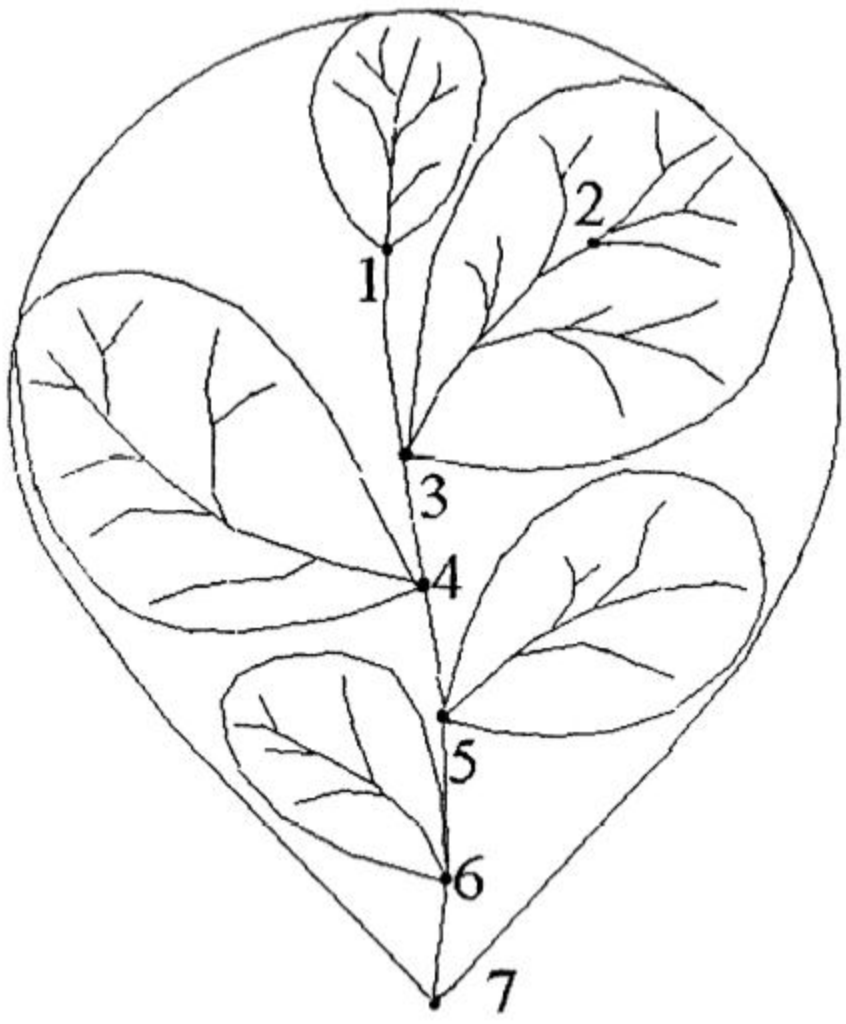
ถ้าสมมติว่าข้อมูลดังกล่าวมีการแจกแจงแบบ Gumbel จงหาปริมาณน้ำท่วมที่รอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปี และ Confidence Limits ของ Q_{100} ที่ Significant Level 5%

(2) ข้อมูลน้ำท่าสูงสุดรายปีของลำน้ำแห่งหนึ่งปรากฏอยู่ในตาราง

พ.ศ.	Q(cms.)	พ.ศ.	Q(cms.)	พ.ศ.	Q(cms.)
2501	700	2511	500	2521	800
02	1,000	12	400	22	700
03	600	13	2,000	23	1,400
04	900	14	1,200	24	800
05	1,500	15	1,700	25	1,100
06	2,000	16	2,500	26	3,000
07	800	17	900	27	1,000
08	400	18	1,600	28	700
09	1,300	19	1,500	29	600
10	2,500	20	3,500	30	1,200

จงคำนวณหาขนาดน้ำท่วมสูงสุดในรอบ 100 ปี โดยวิธี Log-Pearson Type III

(3) จงวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมที่ลุ่มน้ำ สำหรับลุ่มน้ำซึ่งมีข้อมูลดังต่อไปนี้



ลุ่มน้ำ	พื้นที่ (กม^2.)
1	10
2	9
3	30
4	20
5	8
6	7
7	120

และจงหากราฟการแจกแจงความถี่น้ำท่วมของลุ่มน้ำที่ 2

(4) จงหาขอบเขตความเชื่อมั่น (Confidence Limits) ของน้ำท่วมในรอบ 50 ปี ของลุ่มน้ำที่ 7

ปริมาณการไหลสูงสุดประจำปี (ลบ.เมตร/วินาที)

พ.ศ.	ลุ่มน้ำ			
	1	3	4	7
2511	-	-	-	650
2512	-	-	-	300
2513	-	-	-	480
2514	-	-	-	310
2515	-	-	-	210
2516	-	-	-	780
2517	-	-	-	900
2518	-	300	250	1,000
2519	-	315	210	100
2520	-	105	240	105
2521	115	90	150	500
2522	70	215	105	600
2523	89	275	98	700
2524	90	198	70	800
2525	15	195	198	650
2526	20	220	170	780
2527	70	270	190	384
2528	60	180	115	410
2529	75	250	150	312
2530	55	240	170	299
2531	80	298	230	500
2532	75	170	150	700
2533	30	190	160	800
2534	45	220	180	1,000
2535	90	250	190	1,050

บทที่ 5
การออกแบบพายุฝน
(Design Storms)

การออกแบบพายุฝน คือ การกำหนดรูปแบบฝน เพื่อใช้ในการออกแบบระบบอุทกวิทยาพายุฝนออกแบบจะเป็น Input ของระบบอุทกวิทยา เพื่อคำนวณหาอัตราปริมาณน้ำที่ไหลผ่านระบบ โดยวิธีน้ำฝน-น้ำท่า (Rainfall-Runoff) และวิธีการเร้าท์ปริมาณการไหล (Flow Routing) ค่าพายุฝนออกแบบสามารถกำหนดอยู่ในรูปต่าง ๆ คือความลึกฝนที่จุดใดจุดหนึ่งหรือไฮเอทโตกราฟออกแบบ (Design Hyetograph) ซึ่งระบุการแจกแจงตามเวลาของฝนระหว่างพายุ หรือแผนที่เส้นชั้นความลึกน้ำฝนซึ่งระบุการแจกแจงฝนตามพื้นที่

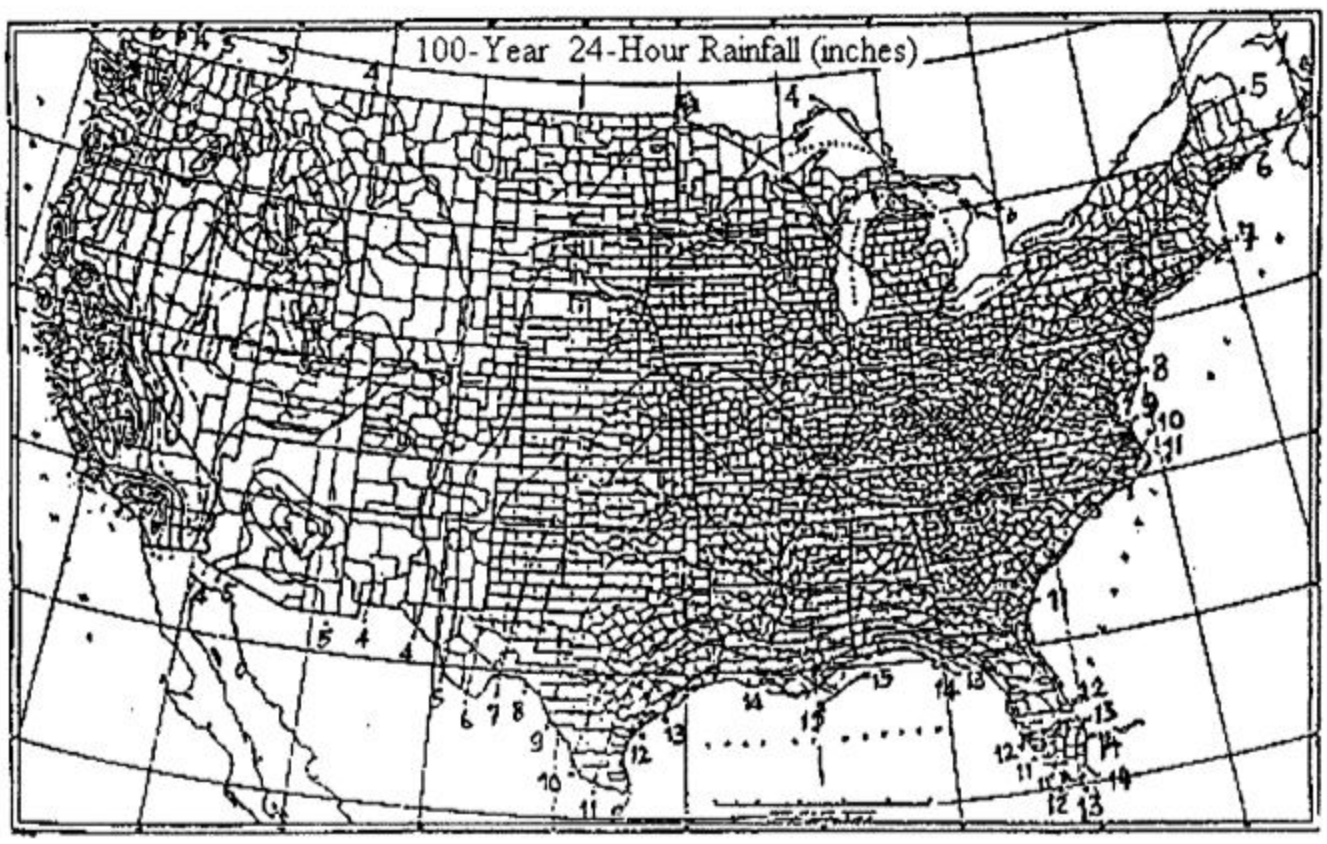
ในการออกแบบพายุฝนอาจหาจากข้อมูลฝนที่บันทึกไว้ที่บริเวณใดบริเวณหนึ่ง หรือโดยการสร้างข้อมูลจากลักษณะทั่ว ๆ ไปของฝนในลุ่มน้ำ การออกแบบพายุฝน เช่นความลึกฝนเฉพาะจุดมีประโยชน์สำหรับการประเมินอัตราปริมาณการไหลสูงสุดในสมการ Rational ในการออกแบบท่อระบายน้ำฝน (Storm Sewers) และท่อลอดถนน หรือการใช้ไฮเอทโตกราฟของพายุ (Storm Hyetograph) เป็นปัจจัยนำเข้า (Input) ในการวิเคราะห์น้ำฝน-น้ำท่า ในการออกแบบพื้นที่ชลอน้ำท่วมเมือง (Urban Detention Basins) หรือการออกแบบทางระบายน้ำล้นของโครงการอ่างเก็บน้ำขนาดใหญ่ ในบทนี้จะได้กล่าวถึงการออกแบบความลึกฝน ไฮเอทโตกราฟ และขีดจำกัดประเมินของพายุฝนตามวิธีฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Precipitation)

5.1 ความลึกฝนออกแบบ (Design Rainfall)

5.1.1 ฝนเฉพาะจุด (Point Rainfall)

วิธีการวิเคราะห์ฝนเฉพาะจุดที่สำคัญ คือการวิเคราะห์ฝนแบบความลึก (ความเข้ม)-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ ซึ่งขั้นตอนการวิเคราะห์ในรายละเอียดได้กล่าวมาแล้วในบทที่ 3

Hershfield (1961) ได้พัฒนาแผนที่เส้นชั้นน้ำฝนสำหรับความลึกฝนออกแบบสำหรับประเทศสหรัฐอเมริกาซึ่งมีช่วงเวลาระหว่าง 30 นาทีถึง 24 ชั่วโมง และมีรอบปีการเกิดซ้ำ 1 ถึง 100 ปี และได้ตีพิมพ์ใน U.S.Weather Bureau Technical Paper No.40 พร้อมทั้งเสนอแนะวิธีการหาค่าความลึกฝนที่ช่วงเวลา และรอบปีการเกิดซ้ำอื่น ซึ่งไม่ได้แสดงในแผนที่ รูปที่ 5.1 แสดงตัวอย่างแผนที่เส้นชั้นความลึกน้ำฝนสำหรับ 100 ปี 24 ชั่วโมง



รูปที่ 5.1 แผนที่เส้นชั้นความลึกน้ำฝนสำหรับ 100 ปี 24 ชั่วโมง (Hershfield, 1961)

ในการออกแบบบางอย่าง เช่น การออกแบบท่อระบายน้ำฝน อาจต้องการรู้ฝนที่มีช่วงเวลาเพียง 30 นาทีหรือน้อยกว่า U.S. National Weather Service (Frederick et.al. 1977) จึงได้จัดทำแผนที่แสดงเส้นชั้นน้ำฝน ซึ่งมีช่วงเวลา 5 ถึง 60 นาที สำหรับภาคตะวันออกของสหรัฐอเมริกา ตัวอย่างแผนที่สำหรับช่วงเวลา 5, 15 และ 60 นาที และรอบปีการเกิดซ้ำ 2 และ 100 ปี แสดงอยู่ในรูปที่ 5.2 (a) ถึง 5.2 (f) ความลึกฝนสำหรับช่วงเวลา 10 และ 30 นาที และสำหรับรอบปีการเกิดซ้ำที่กำหนด จะหาได้โดยการประมาณแบบเชิงเส้น (Interpolate) จากค่าความลึกฝนที่ 5, 15 และ 60 นาที ซึ่งมีรอบปีการเกิดซ้ำตามที่กำหนด ดังนี้

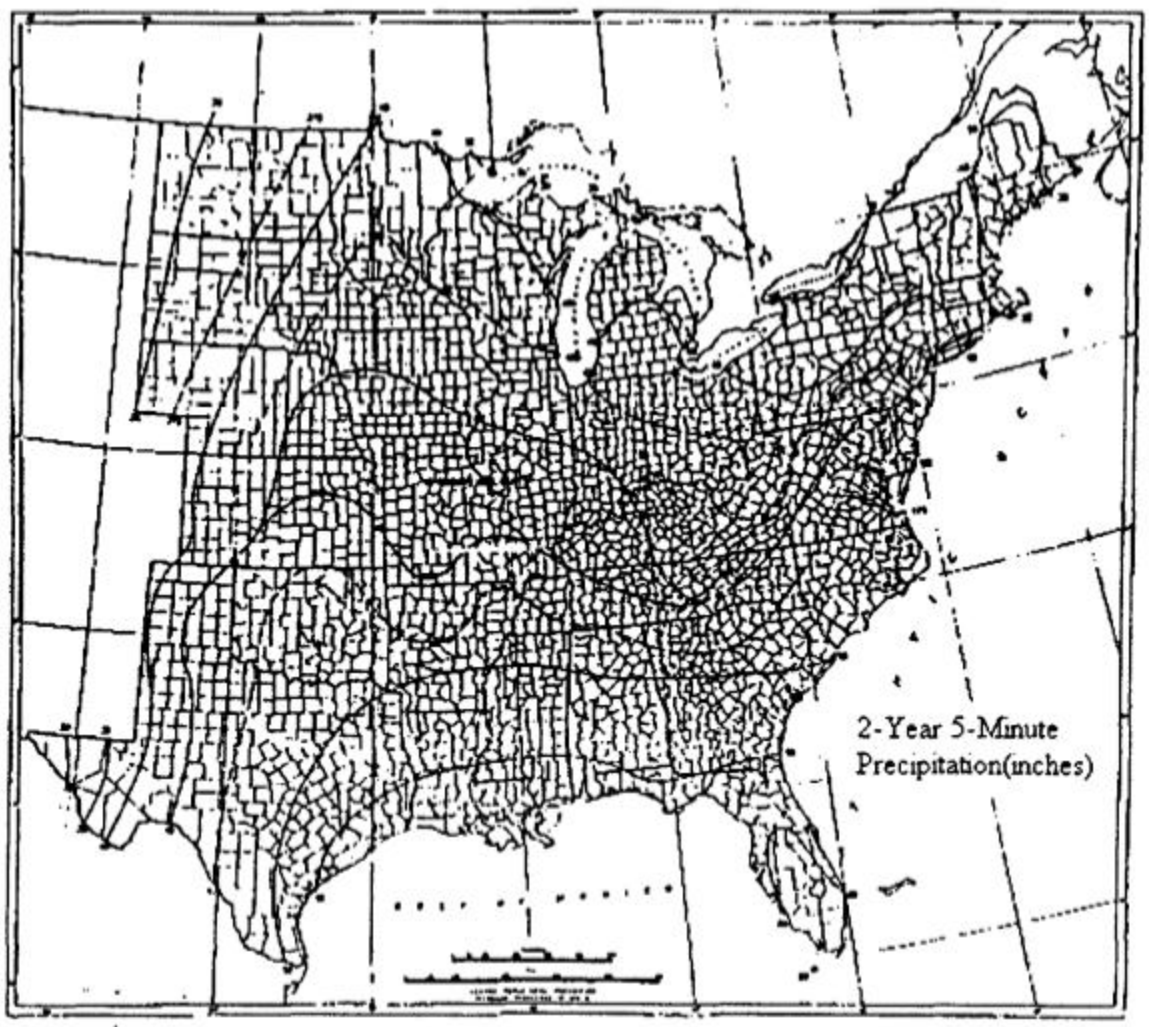
$$P_{10\ \text{นาที}} = 0.41\ P_{5\ \text{นาที}} + 0.59\ P_{15\ \text{นาที}} \quad \text{.....(5.1a)}$$

$$P_{30\ \text{นาที}} = 0.51\ P_{15\ \text{นาที}} + 0.49\ P_{60\ \text{นาที}} \quad \text{.....(5.1b)}$$

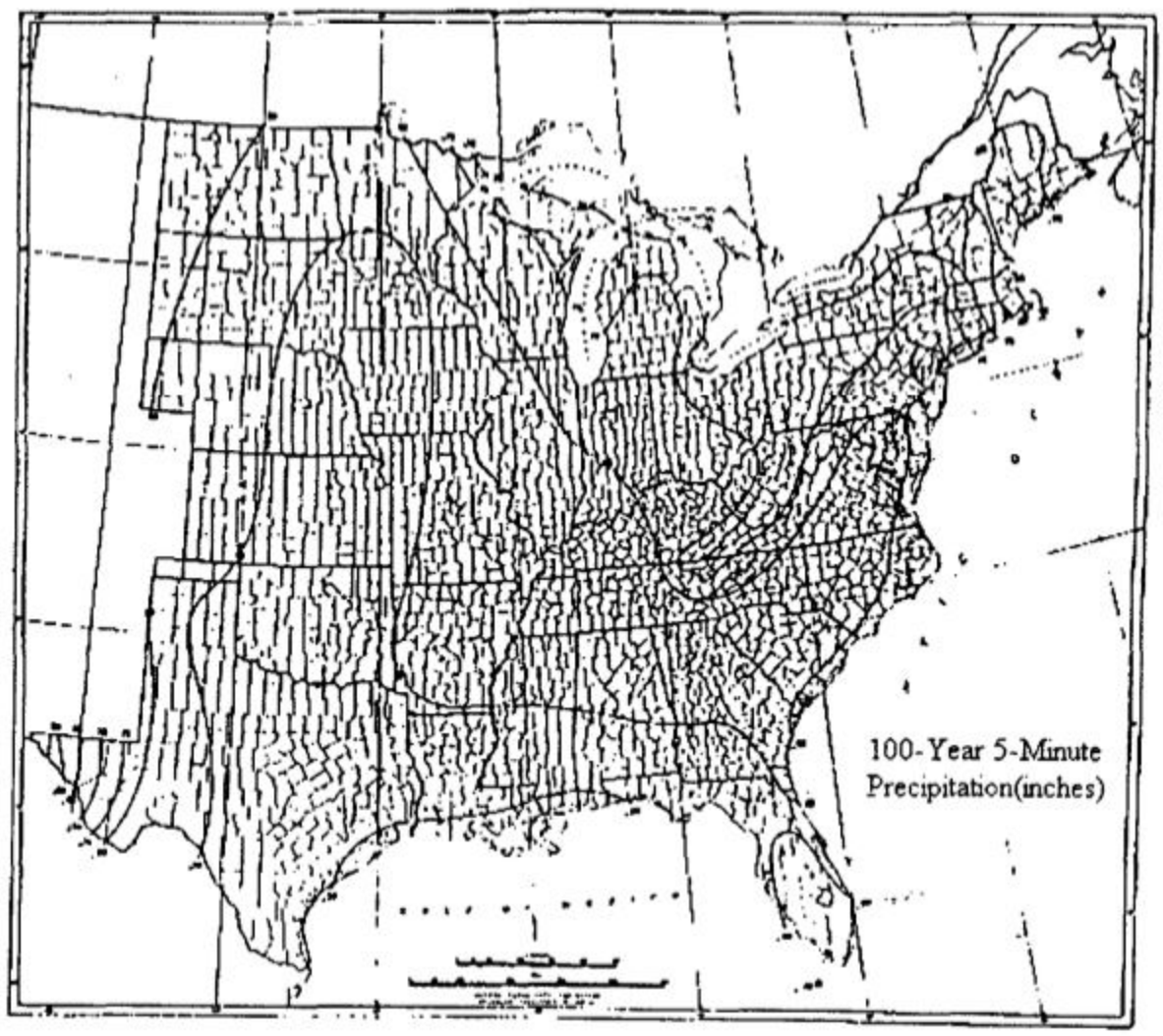
สำหรับรอบปีการเกิดซ้ำที่ไม่ใช่ 2 หรือ 100 ปี จะหาค่าได้โดยการประมาณแบบเชิงเส้นจากสมการ

$$P_{Tr\ \text{ปี}} = a\ P_{2\ \text{ปี}} + b\ P_{100\ \text{ปี}} \quad \text{.....(5.2)}$$

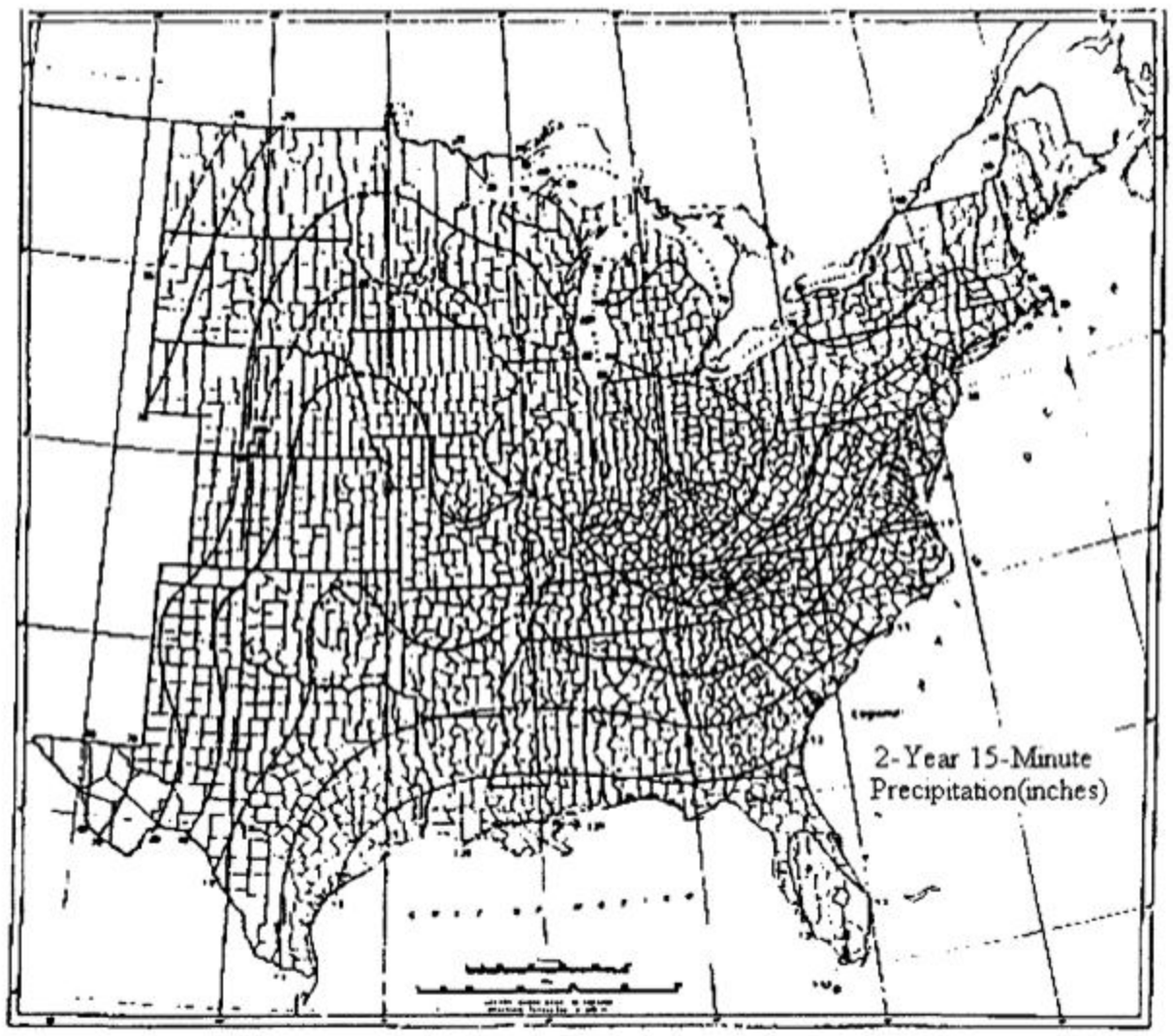
เมื่อ a และ b คือ สัมประสิทธิ์ของสมการซึ่งขึ้นอยู่กับค่า Tr ดังตารางที่ 5.1



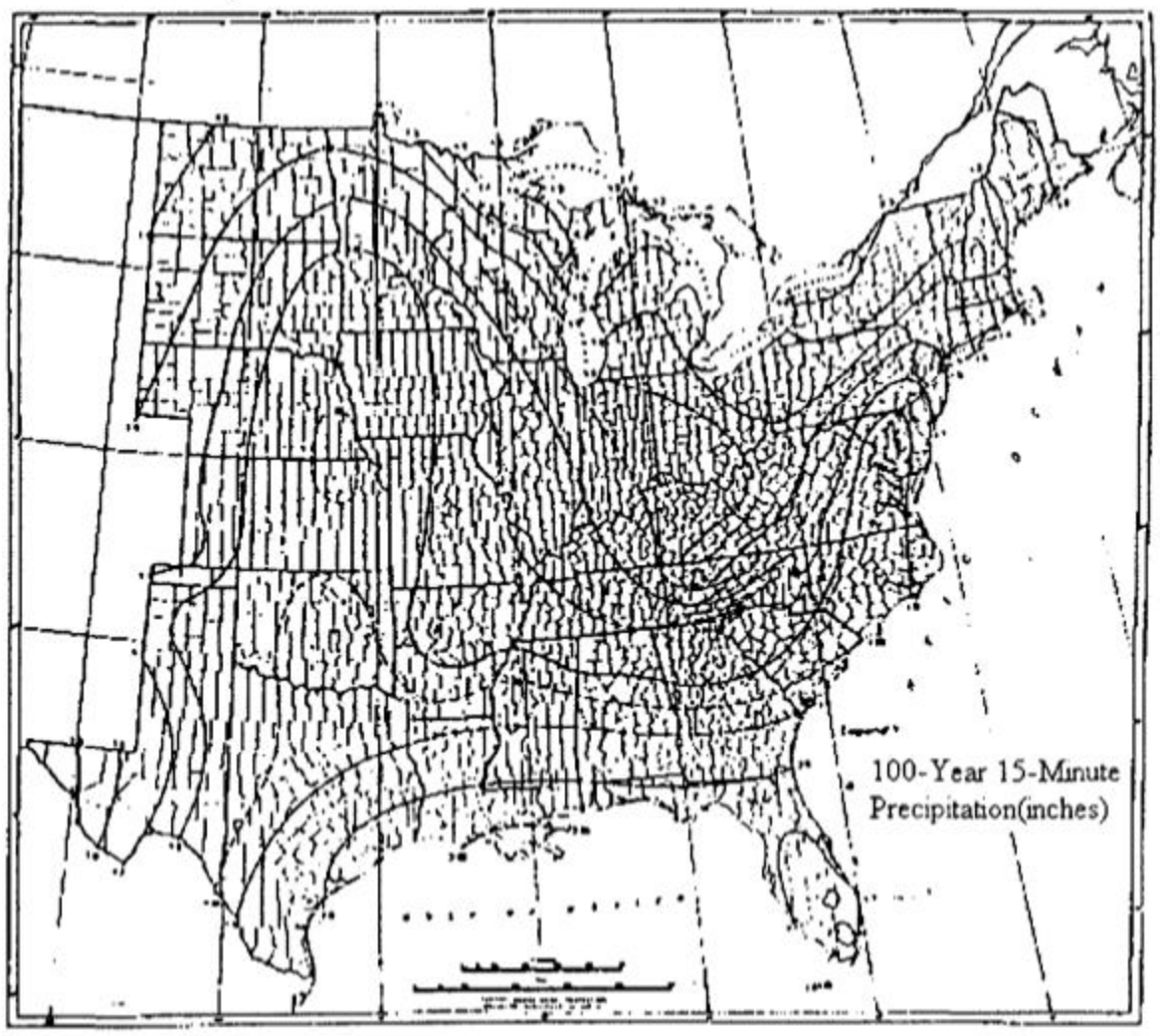
รูปที่ 5.2 (a) ความลึกฝนสำหรับ 2 ปี 5 นาที



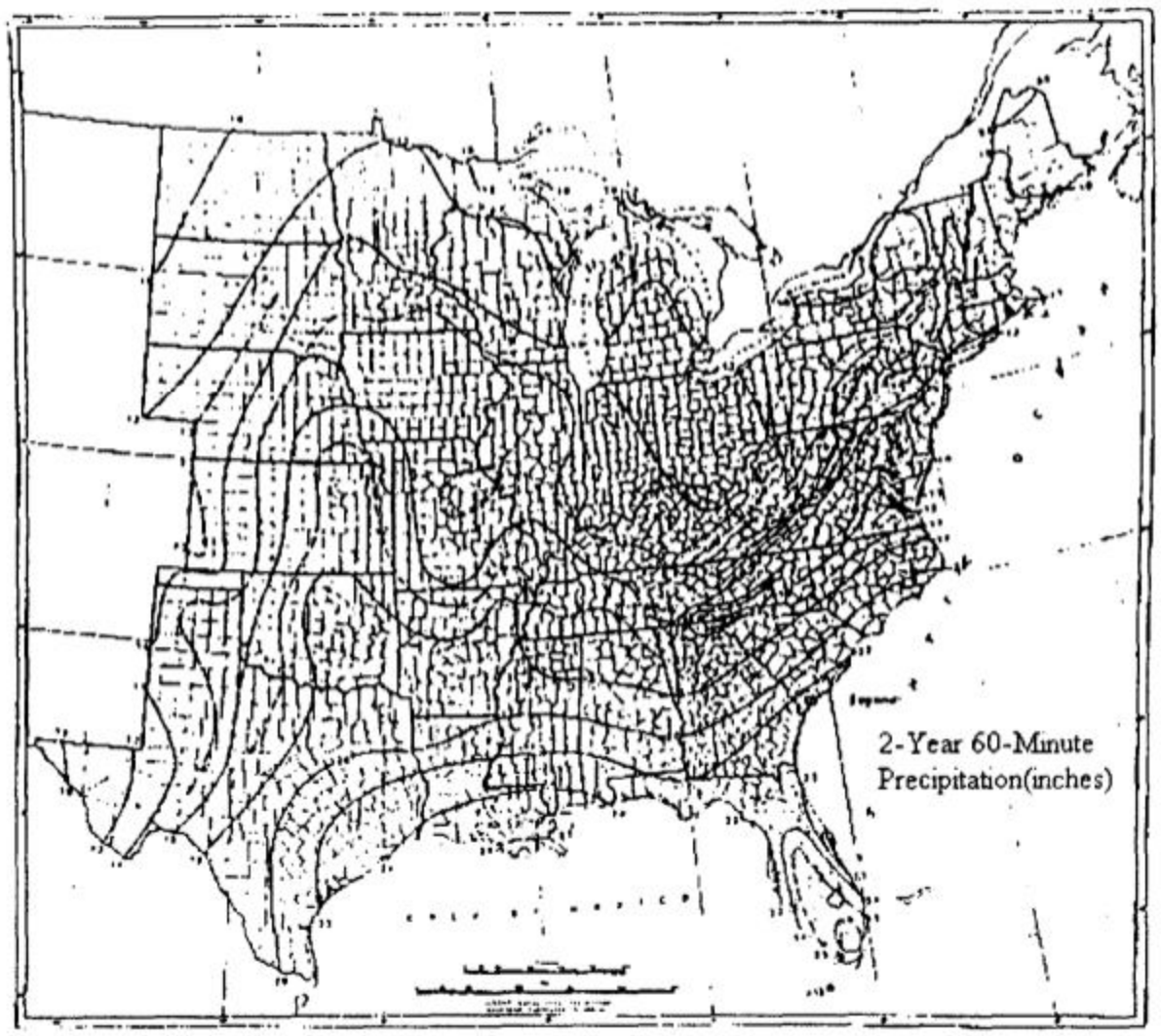
รูปที่ 5.2 (b) ความลึกฝนสำหรับ 100 ปี 5 นาที



รูปที่ 5.2 (c) ความลึกฝนสำหรับ 2 ปี 15 นาที



รูปที่ 5.2 (d) ความลึกฝนสำหรับ 100 ปี 15 นาที



รูปที่ 5.2 (e) ความลึกฝนสำหรับ 2 ปี 60 นาที

รูปที่ 5.2 (f) ความลึกฝนสำหรับ 100 ปี 60 นาที

ตารางที่ 5.1 ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับการ Interpolate ความลึกฝนออกแบบโดยใช้สมการ 6.2 (Frederick et. al. 1977)

รอบปีการเกิดซ้ำ Tr	a	b
5	0.674	0.278
10	0.496	0.449
25	0.293	0.669
50	0.146	0.835

ตัวอย่างที่ 5.1 จงหาความลึกฝนออกแบบสำหรับพายุฝน 25 ปี 30 นาทีที่ Oklahoma City

วิธีทำ ให้ $P_{ปี,\ นาที}$ = ความลึกฝนที่รอบปีการเกิดซ้ำเป็นปี และช่วงเวลาเป็นนาที ที่กำหนด

Oklahoma City อยู่บริเวณตรงกลางรัฐ Oklahoma

จากรูปที่ 5.2 (c) $P_{2,\ 15}$ = 1.02 นิ้ว

จากรูปที่ 5.2 (d) $P_{100,\ 15}$ = 1.86 นิ้ว

จากรูปที่ 5.2 (e) $P_{2,\ 60}$ = 1.85 นิ้ว

จากรูปที่ 5.2 (f) $P_{100,\ 60}$ = 3.80 นิ้ว

จากสมการ 5.1 b

$$P_{30\ นาที} = 0.51P_{15\ นาที} + 0.49P_{60\ นาที}$$

สำหรับ Tr = 2 ปี : $P_{2,\ 30} = 0.51x1.02+0.44x1.85$

$= 1.43$ นิ้ว

สำหรับ Tr = 100 ปี : $P_{100,\ 30} = 0.51x1.86+0.49x3.80$

$= 2.81$ นิ้ว

จากสมการ 5.2 และตาราง 5.1

$$P_{25,\ 30} = 0.293\ P_{2,\ 30} + 0.699\ P_{100,30}$$

$$= 0.293 \times 1.43 + 0.669 \times 2.81$$

$= 2.30$ นิ้ว

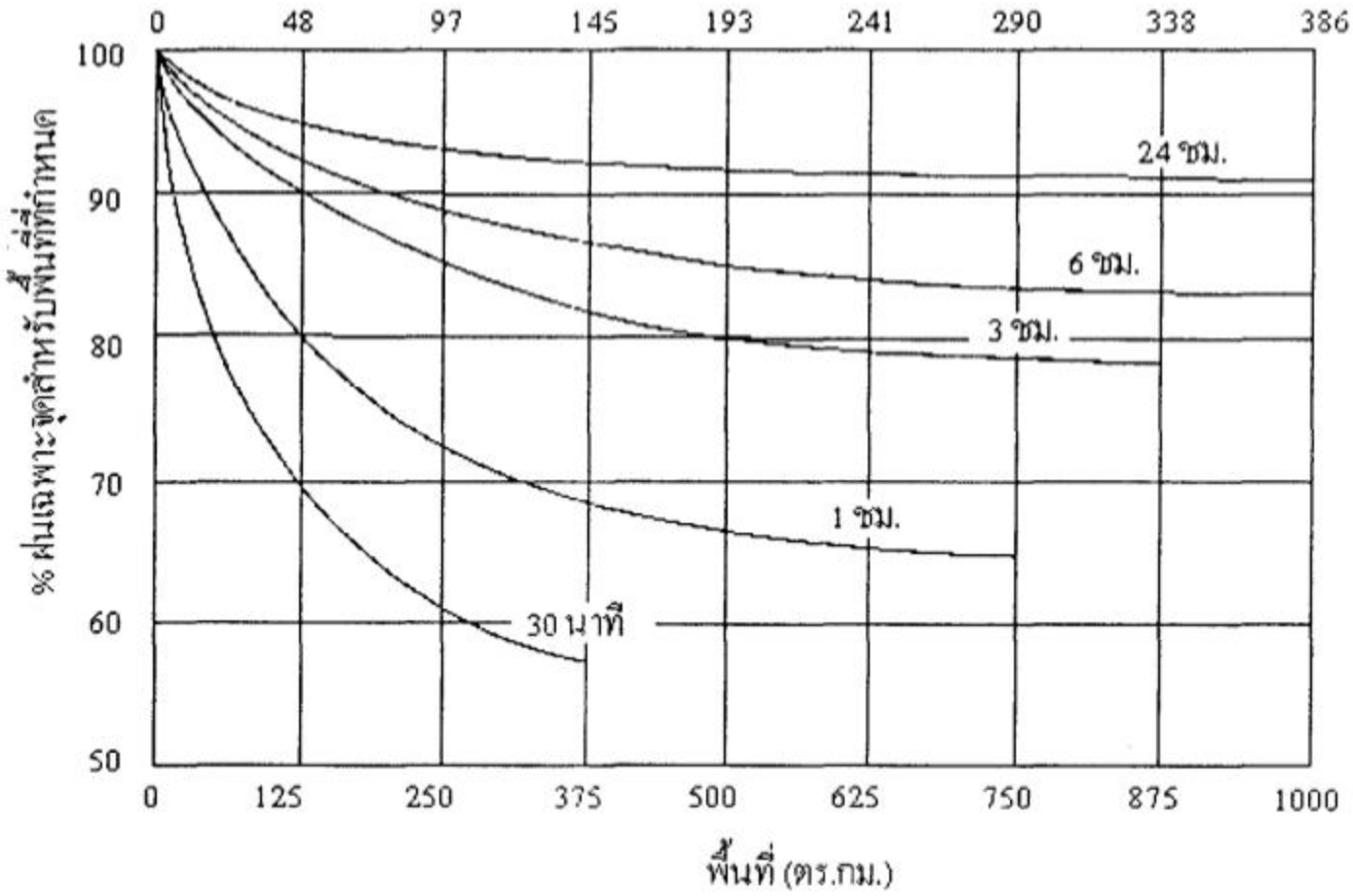
5.1.2 ความลึกฝนเฉพาะพื้นที่ (Areal Rainfall Depth)

ในปัจจุบันยังไม่มีวิธีที่ดีในการวิเคราะห์ความถี่ฝนเฉพาะพื้นที่เหมือนการวิเคราะห์ฝนเฉพาะจุด ปกติจึงใช้ค่าฝนเฉพาะจุดที่ประเมินได้เพื่อหาความลึกฝนเฉลี่ยเฉพาะพื้นที่

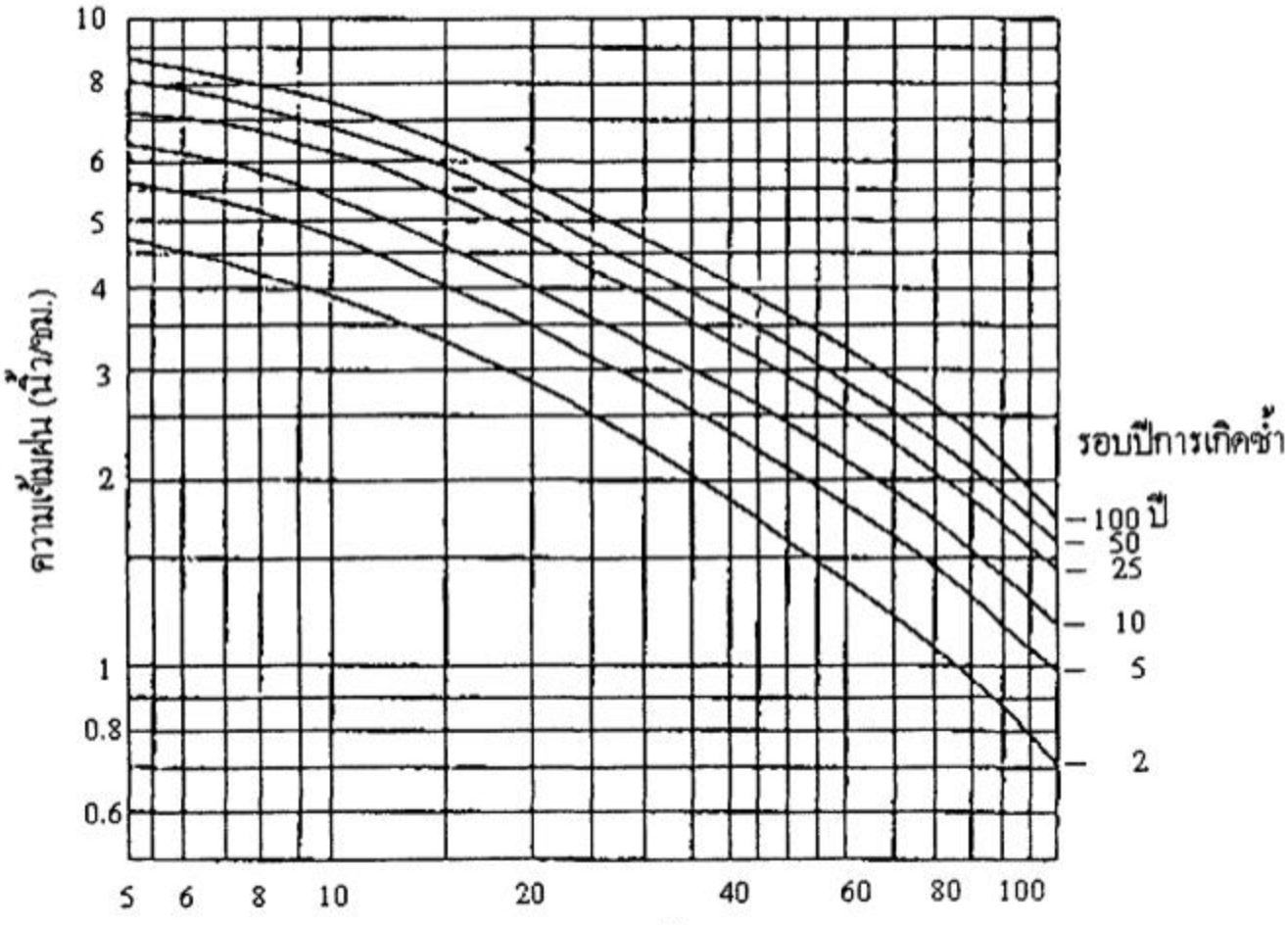
สถานีวัดน้ำฝนอาจอยู่ที่จุดศูนย์กลางพายุฝน หรือที่จุดกำหนดใด ๆ สำหรับกรณีที่กำหนดจุดจะต้องพิจารณาว่าบางครั้งสถานีวัดน้ำฝนอาจอยู่ใกล้ศูนย์กลางพายุฝน บางครั้งอาจอยู่ที่ขอบพายุ และบางครั้งอาจอยู่ระหว่างกลาง ในการประเมินค่าเฉลี่ย จะต้องมีการหาความสัมพันธ์ระหว่างความลึกฝนที่จุดที่กำหนดกับพื้นที่ รูปที่ 5.3 แสดงโค้งเพื่อการหาความลึกฝนเฉพาะพื้นที่ซึ่งเป็น % ของฝนเฉพาะจุด (World Meteorological Organization, 1983) ซึ่งโค้งดังกล่าวจะได้จากผลการวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา ตามที่ได้กล่าวมาแล้วในบทที่ 3

5.2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-ความถี่

ขั้นแรกในการออกแบบทางอุทกวิทยา เช่น การออกแบบระบบระบายน้ำในเมือง จะต้องหาขนาดฝนออกแบบ ซึ่งจะทำได้จากความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-ความถี่ (IDF) ของฝนตรงจุดที่ต้องการออกแบบ และปกติแล้วผู้ออกแบบมักจะมี IDF มาตรฐานดังแสดงในรูปที่ 5.4 สำหรับบริเวณต่าง ๆ ที่ต้องการ โดยไม่ต้องทำการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ดังกล่าวเอง



รูปที่ 5.3 โค้งแฟ็คเตอร์ลดความลึกฝนเฉพาะจุดตามขนาดพื้นที่ (WMO, 1983)



รูปที่ 5.4 โค้งความเข้ม-ช่วงเวลา-ความถี่ ของฝนสูงสุดที่ Chicago USA.

ตัวอย่างที่ 5.2 จงใช้แผนที่ U.S. National Weather Service (รูปที่ 5.2) และสมการ 5.1 และ 5.2 เพื่อพล็อตโค้ง IDF สำหรับ Oklahoma City, Oklahoma สำหรับรอบปีการเกิดซ้ำ 2, 5, 10, 25, 50 และ 100 ปี และช่วงเวลาจาก 5 นาทีถึง 1 ชั่วโมง

วิธีทำ จากรูปที่ 5.2

$P_{2,5}$ = 0.48 นิ้ว

$P_{100,5}$ = 0.87 นิ้ว

$P_{2,15}$ = 1.02 นิ้ว

$P_{100,15}$ = 1.86 นิ้ว

$P_{2,60}$ = 1.85 นิ้ว

$P_{100,60}$ = 3.80 นิ้ว

สำหรับ Tr = 2 และ 100 ปี จะหาค่าฝนสำหรับช่วงเวลา 10 และ 30 นาที ได้โดยใช้สมการ 5.1 ดังแสดงในตัวอย่างที่ 5.1

สำหรับแต่ละช่วงเวลา จะหาค่าฝนที่รอบปีการเกิดซ้ำ Tr = 5, 10, 25 และ 50 ปี ได้โดยการ Interpolate จากค่าที่ Tr = 2 และ 100 ปี โดยใช้สมการ 5.2 และค่าสัมประสิทธิ์ในตารางที่ 5.1

$$\text{ความเข้มฝน (i)} = \frac{\text{ความลึก (P)}}{\text{ช่วงเวลา (t)}}$$

เช่น ถ้า $P_{25,\,30}$ = 2.30 นิ้ว

$$i_{25,\,30} = \frac{2.30 \text{ นิ้ว}}{0.5 \text{ ชั่วโมง}}$$

= 4.60 นิ้ว/ชม.

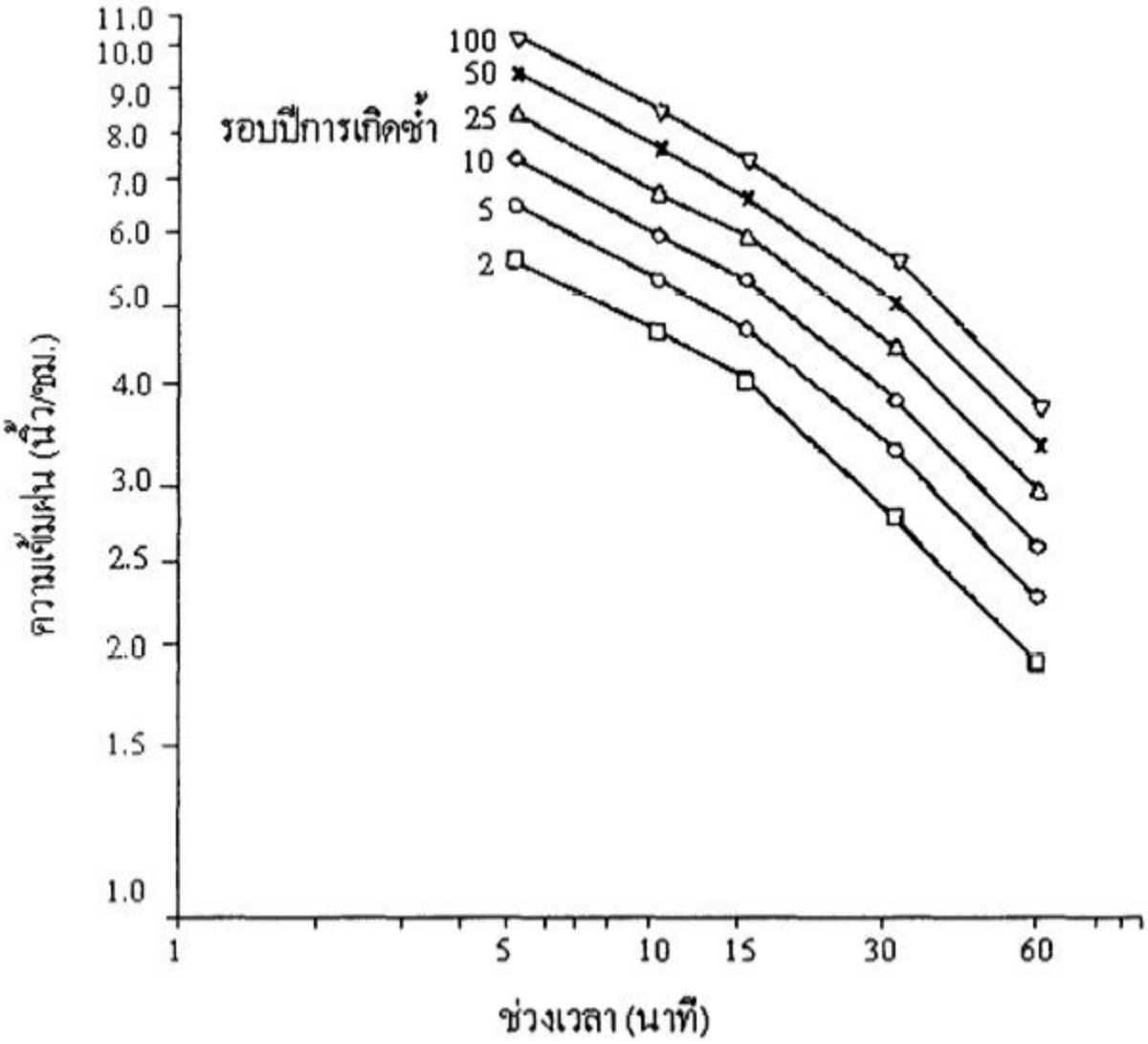
ผลการคำนวณความเข้มฝนที่ช่วงเวลาต่าง ๆ จาก 5 นาทีถึง 60 นาที และรอบปีการเกิดซ้ำ 2, 5, 10, 25, 50 และ 100 ปี แสดงอยู่ในตารางที่ 5.2 และพล๊อตอยู่ในรูปที่ 5.5

ตารางที่ 5.2 ความลึกฝนออกแบบที่ Oklahoma City สำหรับช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ (ตัวอย่างที่ 5.2)

รอบปีการเกิดซ้ำ	ช่วงเวลา (นาที)				
(ปี)	5	10	15	30	60
2	0.48	0.80	1.02	1.43	1.85
5	0.57	0.94	1.20	1.74	2.30
10	0.63	1.05	1.34	1.97	2.62
25	0.72	1.21	1.54	2.30	3.08
50	0.80	1.33	1.70	2.56	3.44
100	0.87	1.45	1.86	2.81	3.80

5.2.1 การหาโค้ง IDF โดยวิธีการวิเคราะห์ความถี่

กรณีที่มีข้อมูลฝนเพียงพอ จะสามารถสร้างโค้ง IDF ได้โดยใช้เทคนิคการวิเคราะห์ความถี่ ซึ่งขั้นตอนการวิเคราะห์ฝนเพื่อหาโค้ง IDF ได้กล่าวไว้โดยละเอียดในบทที่ 3 ฟังค์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็นที่เหมาะสำหรับการวิเคราะห์ความถี่ฝนในประเทศไทยคือ Extreme Value Type I หรือกัมเบล (Bhuiyan, 1982) หรือ Log-Normal แบบ 2 พารามิเตอร์ (ไพฑูรย์ และธำรง, 2528)



รูปที่ 5.5 โค้งความเข้ม-ช่วงเวลา-ความถี่สำหรับ Oklahoma City (ตัวอย่าง 5.2)

ในกรณีที่มีข้อมูลฝนเพียงไม่กี่ปี น้อยกว่า 20 ถึง 25 ปี อาจพิจารณาใช้ข้อมูลแบบ Annual Exceedence Series สำหรับฝนในแต่ละช่วงเวลา ซึ่งจำนวนข้อมูลในอนุกรมจะเท่ากับจำนวนปีของข้อมูล ตารางที่ 5.3 แสดง Annual Exceedence Series ของฝนที่ Coshocton, Ohio ในตารางจะมีเส้นลากเชื่อมเหตุการณ์ที่มาจากพายุฝนอันเดียวกัน แต่มีช่วงเวลาการตกของฝนต่างกัน กรณีที่ใช้ Annual Exceedence Series ในการวิเคราะห์จะต้องมีการปรับค่าความลึกฝนที่ได้ก่อนที่จะนำไปใช้ออกแบบ โดยการคูณด้วยตัวคูณปรับแก้ เพื่อให้ค่าที่ได้สอดคล้องกับค่าที่ได้จาก Annual Maximum Series ดังนี้

รอบปีการเกิดซ้ำ	ตัวคูณปรับแก้
2	0.88
5	0.96
10	0.99
>10	1.00

ตารางที่ 5.3 Annual Exceedence Series **ของข้อมูลฝนที่** Coshocton, Ohio

Rank	Return Period (yr)	Maximum Depth (in) and Date for Duration Shown			
		15 min.	30 min.	60 min.	120 min.
1	25.00	1.423	2.625	3.220	3.421
		6/12/57	6/12/57	6/12/57	6/12/57
2	12.50	0.940	1.326	1.830	1.900
		7/11/51	7/24/68	6/27/75	7/27/69
3	8.33	0.920	1.238	1.756	1.883
		6/12/59	5/13/64	7/27/69	8/12/1960
4	6.25	0.910	1.177	1.510	1.792
		5/13/64	6/23/52	8/21/60	7/4/1969
5	5.00	0.890	1.170	1.431	1.733
		6/27/75	7/22/58	7/24/68	7/24/68
6	4.17	0.884	1.167	1.375	1.703
		6/23/52	6/27/75	7/22/58	8/4/59
7	3.57	0.860	1.149	1.313	1.623
		8/14/73	6/17/70	6/17/70	6/12/59
8	3.13	0.810	1.087	1.306	1.609
		7/27/69	6/15/75	5/13/64	6/28/57
9	2.78	0.805	1.063	1.290	1.604
		6/22/51	8/22/51	6/23/52	6/13/72
10	2.50	0.783	1.060	1.269	1.600
		6/24/56	7/11/51	4/25/61	7/28/61
11	2.27	0.770	1.040	1.225	1.570
		8/15/75	6/12/59	6/12/59	4/25/61
12	2.08	0.770	1.037	1.213	1.482
		7/22/58	7/19/67	7/4/69	7/22/58
13	1.92	0.750	1.027	1.204	1.393
		7/10/73	9/5/75	6/13/72	8/11/64
14	1.79	0.750	1.023	1.203	1.353
		6/17/70	7/10/73	8/11/64	5/13/64
15	1.67	0.733	1.000	1.200	1.351
		7/19/67	7/10/55	8/3/63	9/24/70
16	1.56	0.732	0.975	1.194	1.335
		7/30/58	7/27/69	8/2/64	6/23/69
17	1.47	0.710	0.972	1.192	1.310
		7/3/52	7/30/58	9/12/57	8/14/57
18	1.39	0.707	0.934	1.174	1.305
		8/3/63	8/27/74	7/28/61	6/24/57
19	1.32	0.700	0.919	1.143	1.300
		7/24/68	7/28/61	6/22/51	6/11/60
20	1.25	0.700	0.907	1.130	1.300
		6/4/63	9/12/57	9/24/70	6/23/52
21	1.19	0.700	0.890	1.130	1.290
		6/22/60	8/14/73	7/19/67	8/2/64
22	1.14	0.692	0.880	1.109	1.274
		4/3/74	6/24/56	9/5/75	9/12/57
23	1.09	0.688	0.873	1.095	1.230
		8/27/74	6/11/60	7/6/58	7/3/52
24	1.04	0.687	0.869	1.094	1.220
		9/12/57	7/4/69	6/28/57	7/6/58
25	1.00	0.670	0.850	1.063	1.200
		4/13/55	8/11/64	8/27/74	9/3/75

ตัวอย่างที่ 5.3 จากข้อมูลในตารางที่ 5.3 จงประเมินหาค่าความลึกของฝน ซึ่งมีรอบปีการเกิดซ้ำ 2 และ 25 ปี สำหรับพายุปี Coshocton, Ohio ซึ่งมีช่วงเวลา 15 นาที สมมติว่าฝนมีการแจกแจงแบบกัมเบล (หรือ Extreme Value Type I)

วิธีทำ จากสมการที่ 4.66 จะได้

$$P15_{Tr} = \overline{P15} + K_{Tr}\, S_{P15}$$

เมื่อ $P15_{Tr}$ คือความลึกฝนที่มีช่วงเวลา 15 นาที รอบปีการเกิดซ้ำ Tr

$\overline{P15}, S_{P15}$ คือ ค่าเฉลี่ยและค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของค่า P15

$$K_{Tr} = -0.45 - 0.7797 \ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{Tr}\right)\right]$$

จากตารางที่ 5.3

$\overline{P15} = 0.799$ นิ้ว

$S_{P15} = 0.154$ นิ้ว

$$K_2 = -0.45 - 0.7797 \ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{2}\right)\right]$$

$$= -0.1642$$

$$K_{25} = -0.45 - 0.7797 \ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{25}\right)\right]$$

$$= 2.0439$$

สำหรับรอบปีการเกิดซ้ำเท่ากับ 2 ปี

$P15_2 = 0.799 - 0.1642 \times 0.154$ นิ้ว

$= 0.77$ นิ้ว

เนื่องจากข้อมูลในตารางที่ 5.3 เป็น Annual Exceedence Series จึงต้องคูณค่า $P15_2$ ด้วยตัวคูณปรับแก้ ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.88 ดังนั้น

$P15_2 = 0.88 \times 0.77 = 0.68$ นิ้ว

สำหรับรอบปีการเกิดซ้ำเท่ากับ 25 ปี

$P15_{25} = 0.799 + 2.0439 \times 0.154$ นิ้ว

$= 1.11$ นิ้ว

ซึ่งกรณีนี้ไม่ต้องปรับค่าเนื่องจากรอบปีการเกิดซ้ำมากกว่า 10 ปี

5.2.2 สมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ

Wenzel (1982) ได้เสนอสมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำดังนี้

$$i = \frac{c}{t^e + f} \qquad \text{.....(5.3)}$$

i = ความเข้มของฝน เป็นนิ้ว/ชม.

t = ช่วงเวลาในการตกของฝน เป็น นาที

c,e,f = เป็นค่าสัมประสิทธิ์ของสมการ ซึ่ง Wenzel ได้ให้ค่า c,e,f สำหรับรอบปีการเกิดซ้ำเท่ากับ 10 ปี สำหรับเมืองใหญ่ 10 เมืองในสหรัฐอเมริกาไว้ดังแสดงในตารางที่ 5.4

ตารางที่ 5.4 ค่าคงที่สำหรับสมการ (5.4) สำหรับความเข้มฝนที่มีรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี ของเมืองต่าง ๆ

สถานที่	c	e	f
Atlanta	97.5	0.83	6.88
Chicago	94.9	0.88	9.04
Cleveland	73.7	0.86	8.25
Denver	96.6	0.97	13.90
Houston	97.4	0.77	4.80
Los Angeles	20.3	0.63	2.06
Miami	124.2	0.81	6.19
New York	78.1	0.82	6.57
Santa Fe	62.5	0.89	9.10
St. Louis	104.7	0.89	9.44

สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ อาจแสดงอยู่ในรูปของรอบปีการเกิดซ้ำก็ได้ เช่น

$$i = \frac{aTr^c}{(t+b)^d} \qquad \text{.....(5.4)}$$

ดังที่ได้เคยกล่าวถึงมาแล้วในหัวข้อ 3.3.6 ในบทที่ 3

ตัวอย่างที่ 5.4 จงหาความเข้มฝนออกแบบ 10 ปี 20 ปี สำหรับเมือง Los Angeles และ Denver

วิธีทำ **เมือง Denver**

$$i = \frac{96.6}{t^{0.97} + 13.90}$$

$$= \frac{96.6}{(20)^{0.97} + 13.90}$$

$$= 3.00 \text{ นิ้ว/ชม.}$$

เมือง Los Angeles

$$i = \frac{20.3}{t^{0.63} + 2.06} = \frac{20.3}{20^{0.63} + 2.06}$$

$$= 2.34 \text{ นิ้ว/ชม.}$$

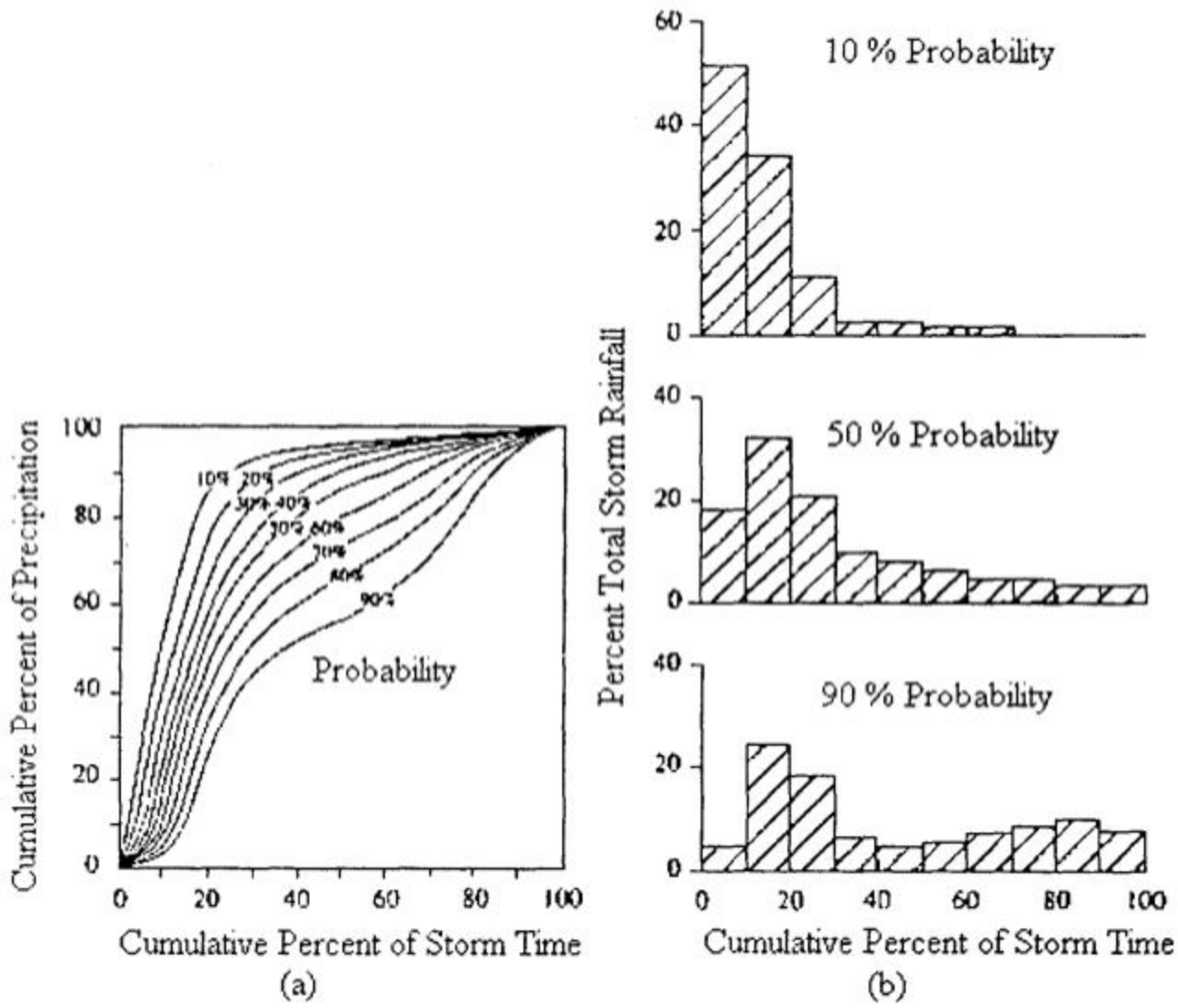
5.3 การออกแบบไฮเอทโตกราฟจากการวิเคราะห์พายุฝน
(Design Hyetographs from Storm Event Analysis)

โดยการวิเคราะห์พายุฝน จะสามารถหาลำดับเวลา (Time Sequence) ของการตกของฝน สำหรับพายุนั้น ๆ ได้ Huff (1967) ได้พัฒนาหาลักษณะการแจกแจงฝนตามเวลา (Time Distribution) สำหรับพายุฝนที่มีความรุนแรงมากที่เกิดในพื้นที่ขนาดถึง 400 ตร.ไมล์ ในมลรัฐอิลินอยส์ ลักษณะของการแจกแจงฝนตามเวลาที่พัฒนาขึ้นมา แบ่งฝนออกเป็น 4 กลุ่มตามลักษณะความน่าจะเป็น (Probability Group) คือจากควอไทล์แรก (First Quartile) สำหรับฝนที่ตกหนักที่สุดถึงควอไทล์ที่สี่ (Fourth Quartile) สำหรับฝนที่ตกหนักน้อยที่สุดรูปที่ 5.6(a) แสดงการแจกแจงความน่าจะเป็นของพายุฝนในควอไทล์แรก รูปที่ 5.6(b) แสดงกราฟแท่งแจกแจงความถี่ (Historgram) ของ % ฝนที่ตกทั้งหมดในแต่ละช่วง 10% ของเวลาที่ฝนตกสำหรับเหตุการณ์ที่มีความน่าจะเป็นสะสมเท่ากับ 10, 50 และ 90 เปอร์เซ็นต์ของพายุฝนในควอไทล์แรก กราฟแท่งแจกแจงความถี่ 50% แสดงถึงโค้งฝนสะสมซึ่งมีโอกาส 50% ที่พายุจะให้ค่าโค้งฝนสะสมเท่ากับหรือสูงกว่าโค้งนี้ กราฟแท่งแจกแจงความถี่ที่ 90% หมายถึงว่ามีโอกาส 90% ที่พายุจะให้ค่าโค้งฝนสะสมเท่ากับหรือสูงกว่าโค้งนี้ Terstriep and Stall (1974) ได้ใช้กราฟแท่งแจกแจงความถี่ที่ 50% ของควอไทล์แรกในแบบจำลองการระบายน้ำในเมืองอิลินอยส์ (Illinios Urban Drainage Simulation Model)

USDA, SCS (1986) ได้พัฒนา Synthetic Storm Hyetographs สำหรับใช้งานในสหรัฐอเมริกา สำหรับพายุฝนซึ่งมีช่วงเวลา 6 และ 24 ชั่วโมง ตารางที่ 5.5 และรูปที่ 5.7 แสดงไฮเอทโตกราฟสะสม (Cumulative Hyetographs) สำหรับช่วงเวลา 24 ชั่วโมงจะมี 4 แบบ

คือ I, IA, II และ III และรูปที่ 5.8 จะแสดงถึงพื้นที่ในสหรัฐอเมริกาที่สามารถนำฝนแต่ละแบบไปใช้ได้แบบ I และ IA สำหรับบริเวณที่มีภูมิอากาศแบบชายฝั่งแปซิฟิค ซึ่งฝนตกในฤดูหนาวและฤดูร้อนแห้งแล้ง แบบที่ III สำหรับอ่าวเม็กซิโกและเขตชายฝั่งแอตแลนติก ส่วนแบบที่ II จะใช้ในส่วนอื่น ๆ ของประเทศ

Pilgrim and Cordery (1975) ได้พัฒนาวิธีการวิเคราะห์ไฮเอทโตกราฟโดยการจัดลำดับช่วงเวลา (Time Intervals) ในพายุตามความลึกของฝนในแต่ละพายุ โดยการบวกสะสมค่าฝนที่ตกตามลำดับ จะสามารถหารูปร่างของไฮเอทโตกราฟได้ วิธีดังกล่าวเป็นวิธีมาตรฐานในการออกแบบทางอุทกวิทยาของออสเตรเลีย (The Institution of Engineers Australia, 1987)



รูปที่ 5.6 การแจกแจงฝนตามเวลาของพายุในควอไทล์แรก (Huff, 1967)

วิธีไฮเอทโตกราฟสามเหลี่ยม (Triangular Hyetograph Method)

ในการออกแบบไฮเอทโตกราฟ อาจพิจารณาอย่างง่าย ๆ ว่าไฮเอทโตกราฟมีรูปร่างเป็นรูปสามเหลี่ยม ซึ่งเมื่อทราบค่าความลึก (P) และช่วงเวลา (t) ในการเกิดฝนจะสามารถหาความยาวฐานและส่วนสูงของรูปสามเหลี่ยมได้ ถ้าพิจารณาว่าไฮเอทโตกราฟมีรูปสามเหลี่ยมดัง

แสดงในรูปที่ 5.9 ซึ่งมีความยาวฐานเท่ากับ t และส่วนสูงเท่ากับ h จะคำนวณหาความลึกฝนทั้งหมดที่ตกตามไฮเอทโตกราฟได้จากพื้นที่ของรูปสามเหลี่ยม หรือ $P = \frac{1}{2}$ th ซึ่งจะหาค่า h ได้ดังนี้

$$h = \frac{2P}{t} \qquad \text{.....(5.5)}$$

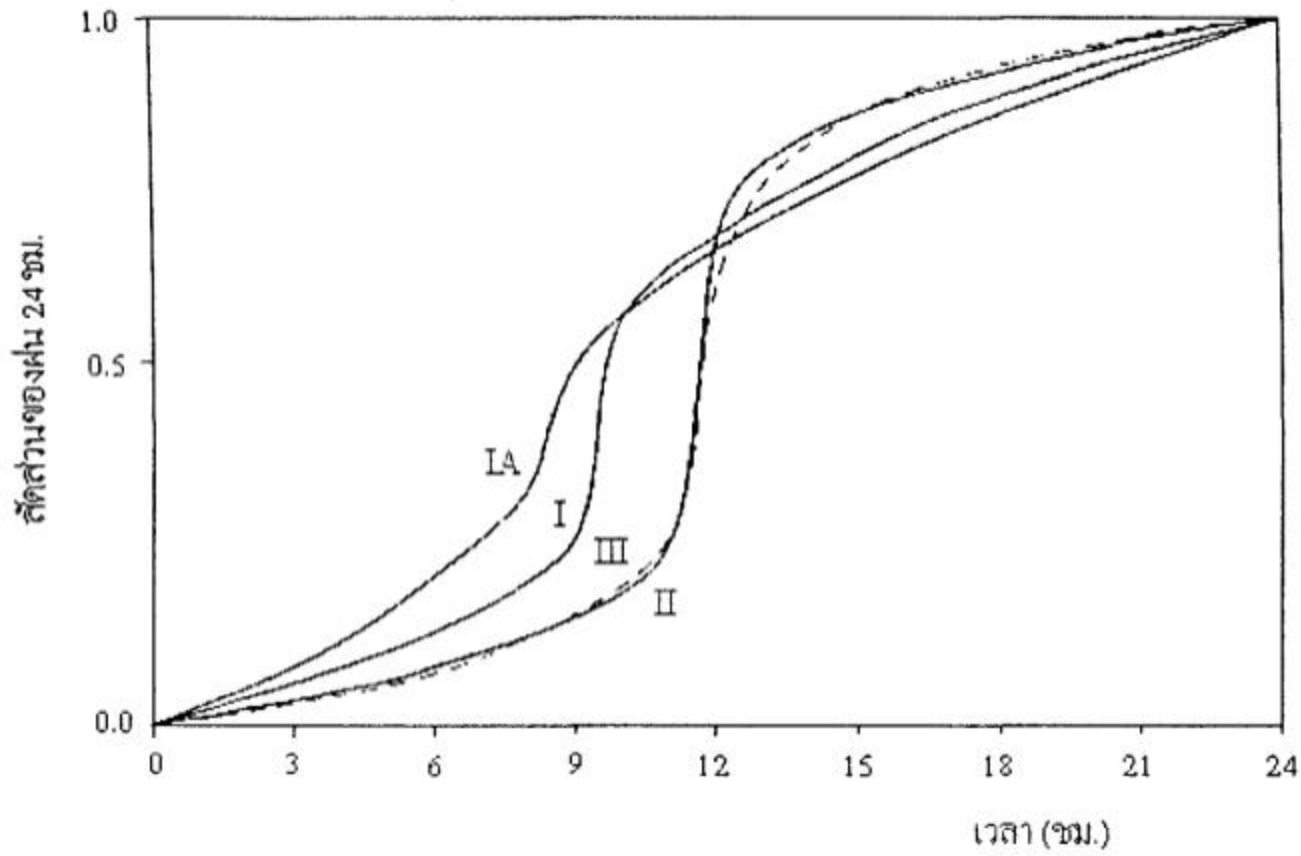
สัมประสิทธิ์การเกิดฝนสูงสุดของพายุ (Storm Advancement Coefficient) r หมายถึงอัตราส่วนระหว่างเวลาก่อนเกิด Peak (t_a) ต่อช่วงเวลาทั้งหมด (t)

$$r = \frac{t_a}{t} \qquad \text{.....(5.6)}$$

ตารางที่ 5.5 การแจกแจงฝนตามแบบ SCS

24-hour Storm						6-hour Storm		
		Pt/P24						
Hour t	t 24	Type I	Type IA	Type II	Type III	Hour (t)	t/6	Pt/P6
0	0	0	0	0	0	0	0	0
2.00	0.063	0.035	0.500	0.022	0.020	0.60	0.10	0.04
4.00	0.167	0.076	0.116	0.048	0.043	1.20	0.20	0.10
6.00	0.250	0.125	0.206	0.080	0.072	1.50	0.25	0.14
7.00	0.292	0.156	0.268	0.098	0.089	1.80	0.30	0.19
8.00	0.333	0.194	0.425	0.120	0.115	2.10	0.35	0.31
8.50	0.354	0.219	0.480	0.133	0.130	2.28	0.38	0.44
9.00	0.375	0.254	0.520	0.147	0.148	2.40	0.40	0.53
9.50	0.396	0.303	0.550	0.163	0.167	2.52	0.42	0.60
9.75	0.406	0.362	0.564	0.172	0.178	2.64	0.44	0.63
10.00	0.417	0.515	0.577	0.181	0.189	2.76	0.46	0.66
10.50	0.438	0.583	0.601	0.204	0.216	3.00	0.50	0.70
11.00	0.459	0.624	0.624	0.235	0.250	3.30	0.55	0.75
11.50	0.479	0.654	0.645	0.285	0.298	3.60	0.60	0.79
11.75	0.489	0.669	0.655	0.357	0.339	3.90	0.65	0.83
12.00	0.5..	0.682	0.664	0.663	0.500	4.20	0.70	0.86
12.50	0.521	0.706	0.683	0.735	0.702	4.50	0.75	0.89
13.00	0.542	0.727	0.701	0.772	0.751	4.80	0.80	0.91
13.50	0.563	0.748	0.719	0.799	0.785	5.40	0.90	0.96
14.00	0.583	0.767	0.736	0.820	0.811	6.00	1.00	1.00
16.00	0.667	0.830	0.8..	0.880	0.885			
20.00	0.833	0.926	0.906	0.952	0.957			
24.00	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000			

Source: US. Dept. of Agriculture, Soil Conservation Service, 1973, 1986



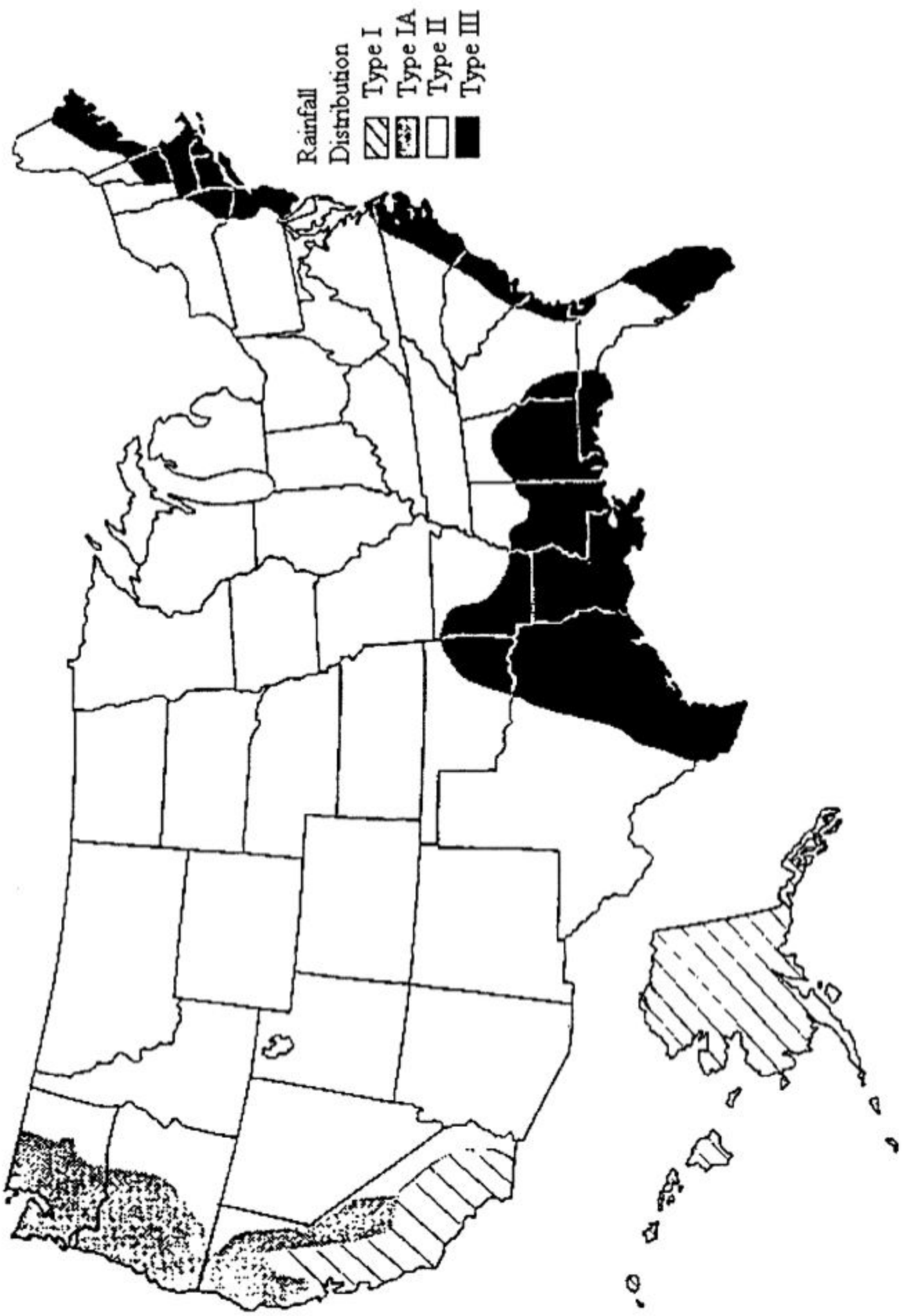
รูปที่ 5.7 ไฮเอทโตกราฟฝนในรอบ 24 ชั่วโมง ตามแบบ SCS (USDA, SCS, 1986)

Recession time (t_b)

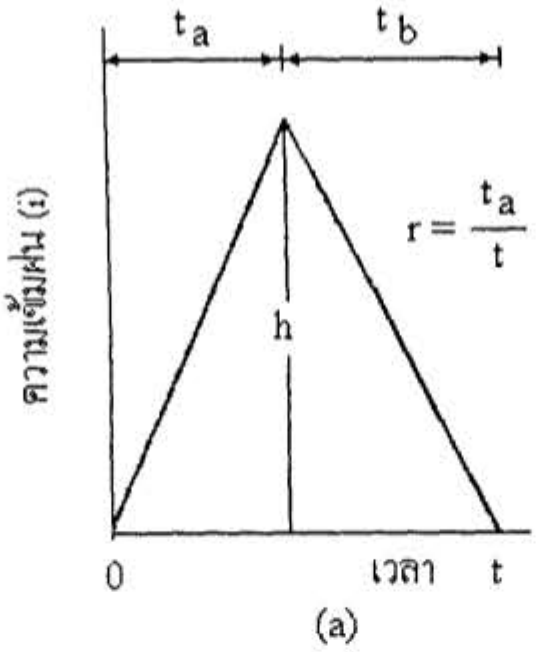
$t_b = t - t_a$ คือ

หรือ $t_b = (1-r)\,t$ .....(5.7)

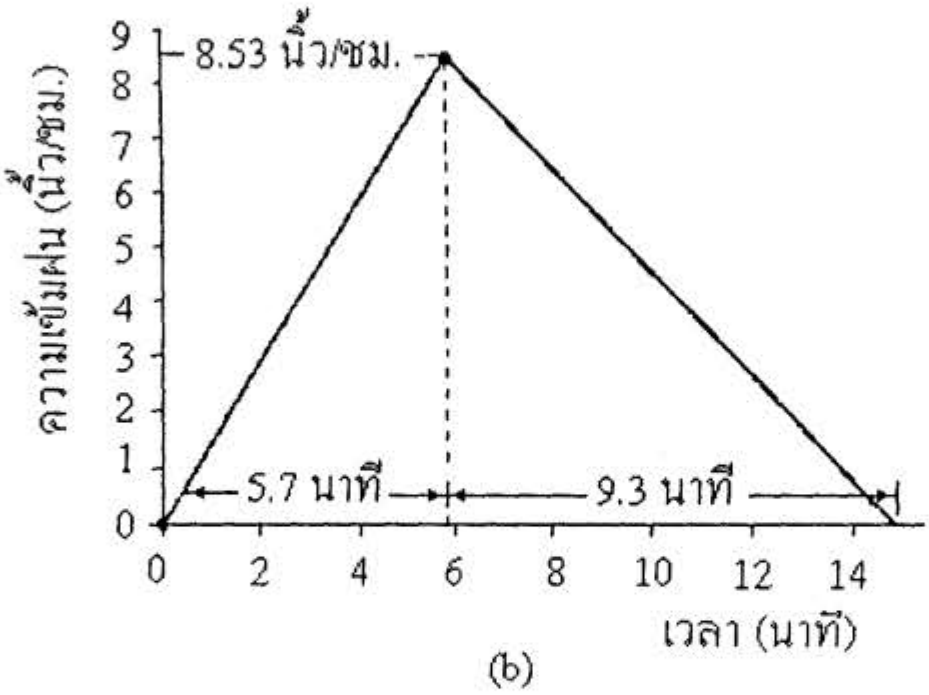
ถ้า r = 0.5 หมายถึงความเข้มสูงสุด (Peak) ของฝนเกิดที่กึ่งกลางพายุฝน ถ้า r น้อยกว่า 0.5 หมายถึงความเข้มสูงสุดของฝนเกิดในช่วงต้นของพายุ ถ้า r มากกว่า 0.5 หมายถึงความเข้มสูงสุดเกิดในช่วงหลังของพายุ ค่า r ที่เหมาะสมจะหาได้จากการคำนวณหาอัตราส่วน t_a/t ของฝนซึ่งมีช่วงเวลาต่าง ๆ กัน ค่าเฉลี่ยซึ่งคำนวณตามน้ำหนัก (Weight) ของค่าช่วงเวลาของพายุฝนแต่ละลูกซึ่งก็คือค่า r ค่า r ของฝนส่วนใหญ่ที่มีรายงานจะน้อยกว่า 0.5 ดังแสดงในตารางที่ 5.6



รูปที่ 5.8 บริเวณในสหรัฐอเมริกาที่สามารถใช้ไฮเอทโตกราฟของฝนในช่วง 24 ชั่วโมงของ SCS ได้ (USDA, SCS 1986)



(a)



(b)

รูปที่ 5.9 ไฮเอทโตกราฟรูปสามเหลี่ยม

(a) ไฮเอทโตกราฟรูปสามเหลี่ยมทั่ว ๆ ไป

(b) ไฮเอทโตกราฟรูปสามเหลี่ยมสำหรับพายุใน Urbana Illinios ซึ่งมีรอบปีการเกิดซ้ำ 5 ปี และช่วงเวลา 15 นาที

ตารางที่ 5.6 ค่าสัมประสิทธิ์ฝนสูงสุดของพายุ (r) สำหรับเมืองต่าง ๆ

สถานที่	r	เอกสารอ้างอิง
Baltimore	0.399	McPherson (1958)
Chicago	0.375	Keifer and Chu (1957)
Chicago	0.294	McPherson (1958)
Cincinnati	0.325	Preul and Papadakis (1973)
Cleveland	0.375	Havens and Emerson (1968)
Gauhati, India	0.416	Bandyopadhyay (1972)
Ontario	0.480	Marsalek (1978)
Philadelphia	0.414	McPherson (1958)

Yen and Chow (1980) ได้วิเคราะห์พายุฝน 9869 ลูกในเขต Urbana ใน Illinios, Boston ใน Massachusetts, Elizabeth City ใน New Jersey, และ San Luis Obispo ใน California พบว่าไฮเอทโตกราฟรูปสามเหลี่ยมสำหรับพายุฝนที่ตกหนักส่วนใหญ่มีรูปร่างเกือบเหมือนกัน ต่างกันเพียงเล็กน้อยอันเป็นผลเนื่องจากช่วงเวลา ความแม่นยำในการวัด และสภาพทางภูมิศาสตร์เท่านั้น

ตัวอย่างที่ 5.5 จงหาไฮเอทโตกราฟรูปสามเหลี่ยมสำหรับการออกแบบท่อระบายน้ำในเมือง Urbana มลรัฐ Illinios กำหนดว่ารอบปีการเกิดซ้ำออกแบบคือ 5 ปี และช่วงเวลาการตกของฝนเท่ากับ 15 นาที สัมประสิทธิ์การเกิดฝนสูงสุดเท่ากับ 0.38

วิธีทำ จากรูปที่ 5.2(c)

$P_{2, 15}$ ที่ Urbana, Illinios = 0.88 นิ้ว

และจากรูปที่ 5.2(b)

$P_{100, 15}$ ที่ Urbana, Illinios = 1.70 นิ้ว

หา $P_{5, 15}$ จากสมการ (5.2) และตารางที่ 5.1

$$P_{5, 15} = 0.674\ P_{2, 15} + 0.278\ P_{100, 15}$$
$$= 0.674 \times 0.88 + 0.278 \times 1.70$$
$$= 1.07 \text{ นิ้ว}$$

ค่าความเข้มฝนสูงสุด (h) เมื่อ t = 15 นาทีหรือ 0.25 ชั่วโมง

$$h = \frac{2p}{t}$$
$$= \frac{2 \times 1.07}{0.25} = 8.56 \text{ นิ้ว/ชั่วโมง}$$

จากสมการที่ 5.8

$t_a = rt$ = 0.38 x 0.25 = 0.095 ชั่วโมง

t_p = $t - t_a$

= 0.25 - 0.095 = 0.155 ชั่วโมง = 9.3 นาที

ไฮเอทโตกราฟออกแบบจะมีลักษณะดังรูปที่ 5.9 ซึ่งจะสามารถอ่านค่าความเข้มฝนที่ช่วงเวลาต่าง ๆ แล้วแปลงเป็นค่าความลึกของฝนเพื่อการวิเคราะห์น้ำฝน-น้ำท่า (Rainfall-Runoff) สำหรับการออกแบบท่อระบายน้ำได้

5.4 การออกแบบไฮเอทโตกราฟจากความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ

วิธีการออกแบบทางอุทกวิทยาที่พัฒนาขึ้นมาเมื่อหลายปีมาแล้ว เช่น วิธี Rational จะใช้แต่เพียงค่าอัตราการไหลสูงสุด (Peak Discharge) ไม่ได้พิจารณาถึงการแจกแจงอัตราการไหล (Discharge Hydrograph) หรือพิจารณาถึงการแจกแจงฝนตามเวลา (Rainfall Hyetograph) แต่วิธีที่พัฒนาขึ้นใหม่จะอาศัยการวิเคราะห์การไหลแบบเปลี่ยนแปลงไปตามเวลา (Unsteady) ซึ่งทำให้จำเป็นต้องรู้ไฮเอทโตกราฟออกแบบที่มีความเชื่อถือได้เพื่อหาไฮโดรกราฟออกแบบ

5.4.1 วิธีสลับบล็อค (Alternating Block Method)

วิธีสลับบล็อคเป็นวิธีง่าย ๆ ในการออกแบบไฮเอทโตกราฟจากโค้งความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ โดยวิธีนี้จะทราบค่าความลึกของฝนที่ตกใน n ช่วงเวลาติดต่อกัน แต่ละช่วงเวลามีค่าเท่ากับ Δt หรือ

$t = n.\Delta t$

เมื่อกำหนดรอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการ จะสามารถอ่านค่าความเข้มฝนจากโค้งความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ สำหรับช่วงเวลา Δt, $2\Delta t$, $3\Delta t$ ..... จากนั้นจะหาค่าความลึกฝนได้โดยการคูณความเข้มด้วยช่วงเวลา ผลต่างของค่าความลึกที่คำนวณได้คือค่าความลึกฝนที่ตกในแต่ละช่วงเวลา Δt ของเวลานั้น ๆ เมื่อนำค่าผลต่างซึ่งเรียกว่าบล็อค (Blocks) มาจัดเรียงลำดับใหม่โดยให้บล็อคที่มีค่าความเข้มสูงสุดอยู่ตรงกลางช่วงเวลาการตกของฝน t บล็อคที่มีความเข้มลำดับรองลงไปจะถูกจัดให้อยู่ทางขวามือของบล็อคที่มีความเข้มสูงสุดและบล็อคที่มีความเข้มรองลงไปอยู่ทางซ้ายสลับกันไปตามลำดับความเข้มที่ลดลง จะได้ไฮเอทโตกราฟออกแบบตามต้องการ

ตัวอย่างที่ 5.6 จงหาไฮเอทโตกราฟออกแบบสำหรับพายุฝนที่เดนเวอร์โคโลราโด ซึ่งมีช่วงเวลา 2 ชั่วโมง และรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี กำหนดว่าช่วงเวลาของบล๊อคหรือ Increments เท่ากับ 10 นาที

วิธีทำ (1) จากสมการที่ 5.3 และตารางที่ 5.4 จะได้ว่าสมการความเข้ม-ช่วงเวลาสำหรับรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี ของเมืองเดนเวอร์ โคโลราโด คือ

$$i = \frac{96.6}{t^{0.97} + 13.90}$$

เมื่อ i = ความเข้มเป็น นิ้ว/ชม.

t = ช่วงเวลาเป็น นาที

(2) จากสมการดังกล่าวจะสามารถคำนวณหาความเข้มในแต่ละช่วง 10 นาที จาก 10 นาทีถึง 120 นาที ได้ดังแสดงในตารางที่ 5.7 คอลัมน์ที่ 2

(3) คำนวณหาความลึกฝนสะสมในคอลัมน์ที่ 3 ได้โดยการคูณความเข้มในคอลัมน์ 2 ด้วย ช่วงเวลาในคอลัมน์ 1

เช่นความลึกฝนสะสมในช่วงเวลา 20 นาที

$$= 3.002 \text{ (นิ้ว/ชม.)} \times \frac{20}{60} \text{ ชั่วโมง}$$

$$= 1.001 \text{ นิ้ว}$$

(4) หาความลึกฝนที่ตกในแต่ละช่วง 10 นาทีในคอลัมน์ที่ 4 ได้จากผลต่างของความลึกฝนสะสมในคอลัมน์ที่ 3

เช่น ความลึกฝนในช่วง 10 นาทีแรก = 0.693 นิ้ว

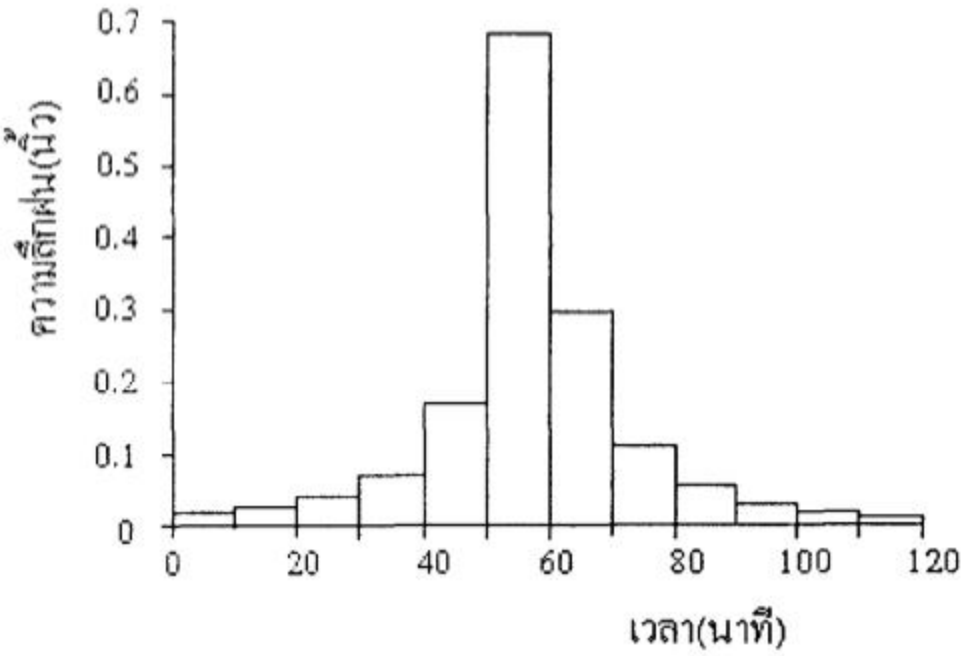
ความลึกฝนในช่วง 10 นาทีสอง = 1.001-0.693 นิ้ว

= 0.308 นิ้ว

(5) จัดเรียงลำดับค่าความลึกฝนในแต่ละช่วง 10 นาทีที่คำนวณได้ในคอลัมน์ที่ 4 ใหม่โดยให้ค่าสูงสุด (0.693 นิ้ว) อยู่ตรงกลางคือช่วงนาทีที่ 50-60 ค่าสูงสุดอันดับ 2(0.308 นิ้ว) อยู่ทางขวามือ คือช่วงนาทีที่ 60-70 ค่าสูงสุดอันดับ 3(0.178 นิ้ว) อยู่ทางซ้ายมือ คือช่วงนาทีที่ 40-50 สลับค่ารอง ๆ ลงไปรอบค่าสูงสุดไปทางขวาและซ้ายจนจัดเรียงได้ครบทุกค่า จะได้ไฮเอทโตกราฟออกแบบ ซึ่งมีรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี สำหรับทุกช่วง 10 นาที ของฝนที่มีช่วงเวลา 2 ชั่วโมง ดังแสดงในรูปที่ 5.10

ตารางที่ 5.7 การคำนวณออกแบบไฮเอทโตกราฟสำหรับทุกช่วง 10 นาที สำหรับฝนที่เดนเวอร์ซึ่งมีรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี ช่วงเวลา 2 ชั่วโมง โดยวิธีสลับบล๊อค

Column :	1 Duration (min)	2 Intensity (in/h)	3 Cumulative (in)	4 Incremental (in)	5 Time (min)	6 Precipitation (in)
	10	4.158	0.693	0.693	0-10	0.024
	20	3.002	1.001	0.308	10-20	0.033
	30	2.357	1.178	0.178	20-30	0.050
	10	1.943	1.296	0.117	30-40	0.084
	50	1.655	1.379	0.084	40-50	0.178
	60	1.443	1.443	0.063	50-60	0.693
	70	1.279	1.492	0.050	60-70	0.308
	80	1.149	1.533	0.040	70-80	0.117
	90	1.044	1.566	0.033	80-90	0.063
	100	0.956	1.594	0.028	90-100	0.040
	110	0.883	1.618	0.024	100-110	0.028
	120	0.820	1.639	0.021	110-120	0.021



รูปที่ 5.10 ไฮเอทโตกราฟออกแบบสำหรับฝนที่เมืองเดนเวอร์ ซึ่งมีรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี ช่วงเวลา 2 ชั่วโมง

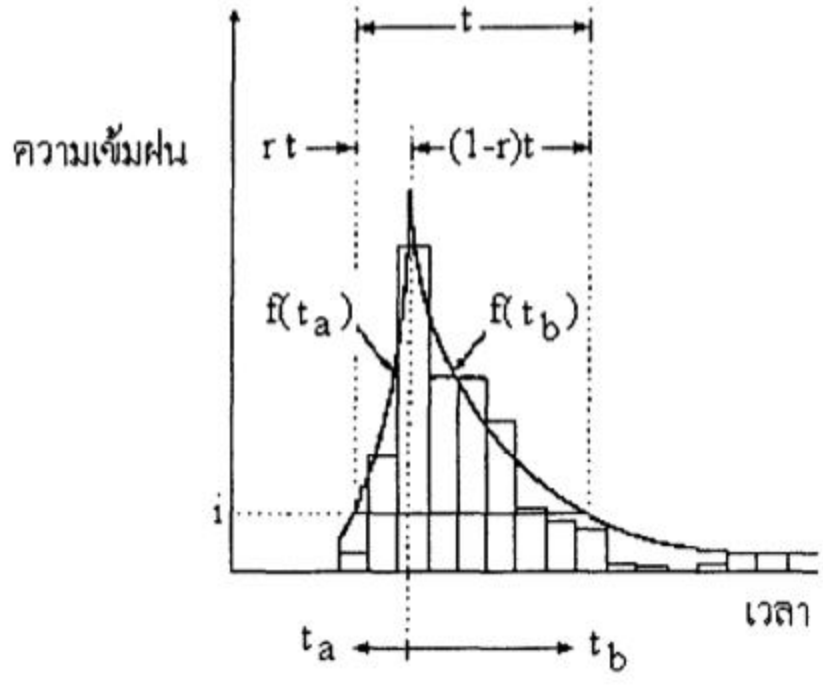
5.4.2 วิธี Instantaneous Intensity

ถ้ารู้สมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ จะสามารถหาการเปลี่ยนแปลงความเข้มตามเวลาในการออกแบบไฮเอทโตกราฟได้ โดยใช้หลักการเหมือนวิธีสลับบล็อคคือคิดว่าความลึกฝนในช่วงเวลา t รอบ ๆ ค่าความลึกฝนสูงสุดในพายุมีค่าเท่ากับค่าความลึกฝนที่อ่านได้จากสมการความเข้มช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ ข้อแตกต่างจากวิธีสลับบล็อคคือความเข้มฝนที่ใช้ในกรณีนี้มีค่าต่อเนื่องตลอดช่วงพายุฝน

ดังแสดงในรูปที่ 5.11 เส้นประในแนวราบที่ความเข้ม i จะตัดไฮเอทโตกราฟก่อนและหลังค่าสูงสุด ระยะเวลาจากจุดตัดถึงจุดยอดคือ t_a และระยะเวลาจากจุดยอดถึงจุดตัดที่สองคือ t_b ระยะระหว่างจุดตัดคือ t ซึ่ง $t = t_a + t_b$

จากสมการที่ 5.6 และ 5.7 จะได้ว่า

$$t = \frac{t_a}{r} = \frac{t_b}{1-r} \qquad \text{.....(5.8)}$$



รูปที่ 5.11 การฟิตไฮเอทโตกราฟด้วยโค้ง

ดังแสดงในรูปที่ 5.11 สมมติว่าฟังค์ชั่น $i_a = f(t_a)$ และ $i_b = f(t_b)$ คือโค้งความเข้มฝนซึ่งฟิตกับไฮเอทโตกราฟ เมื่อ i_a และ i_b คือฟังค์ชั่นความเข้มก่อนและหลังค่าสูงสุด และ R คือค่าความลึกฝนทั้งหมดในช่วงเวลา t ซึ่งหาได้จากพื้นที่ใต้โค้ง

$$R = \int_0^{rt} f(t_a)\,dt_a + \int_0^{(1-r)t} f(t_b)\,dt_b \qquad \text{.....(5.9)}$$

สำหรับช่วงเวลาใด ๆ t ; $f(t_a) = f(t_b)$

เมื่อ Differentiating สมการ (5.9) เทียบกับ t จะได้

$$\frac{dR}{dt} = f(t_a) = f(t_b) \qquad \text{.....(5.10)}$$

ถ้ากำหนดว่า i_{ave} = ค่าความเข้มฝนเฉลี่ยในช่วงเวลา t

$$R = i_{ave} \cdot t \qquad \text{.....(5.11)}$$

Differentiating สมการ (5.11) เทียบกับ t จะได้

$$\frac{dR}{dt} = i_{ave} + t \frac{d}{dt} i_{ave} \qquad \text{.....(5.12)}$$

จากสมการ (5.10) และ (5.12)

$$i_{ave} + t \frac{d}{dt} i_{ave} = f(t_a) = f(t_b) \qquad \text{.....(5.13)}$$

Keifer and Chu (1957) พิจารณาค่า i_{ave} จะหาได้จากสมการ (5.3) หรือ

$$i_{ave} = \frac{c}{t^e + f} \qquad \text{.....(5.14)}$$

เมื่อ Differentiating สมการ (5.14) แล้วแทนค่าลงไปในสมการ (5.13) จะได้สมการสำหรับหาค่าความเข้ม i ตรงจุดซึ่งเส้นระดับตัดไฮเอทโตกราฟ สำหรับช่วงเวลา t ดังนี้

$$i = \frac{c[(1-e)t^e + f]}{(t^e + f)^2} \qquad \text{.....(5.15)}$$

สมการ i_a และ i_b ซึ่งอยู่ในรูปของ t_a และ t_b จะหาได้โดยการแทนค่า t ในสมการ (5.15) โดยใช้สมการ (5.8)

ตัวอย่างที่ 6.7 จงออกแบบไฮเอทโตกราฟสำหรับพายุที่เดนเวอร์ซึ่งมีช่วงเวลา 2 ชั่วโมง และรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี โดยใช้สัมประสิทธิ์การเกิดค่าสูงสุด r = 0.5

วิธีทำ r = 0.5 และ t = 120 นาที

แสดงว่าค่าสูงสุดของฝนจะเกิดที่เวลา 60 นาที จากฝนเริ่มตก

เวลาสัมพัทธ์ของ t_a และ t_b ก่อนและหลังเวลาที่เกิดค่าสูงสุด แสดงอยู่ในคอลัมน์ที่ 2 ตารางที่ 5.8 ใช้ค่าช่วงเวลา 2 นาที ในช่วงใกล้ ๆ ค่าสูงสุด เพื่อเพิ่มความแม่นยำในการคำนวณและใช้ช่วง 10 นาที ในช่วงเวลาที่เหลือ

จากตารางที่ 5.4 สำหรับเมืองเดนเวอร์

c = 96.6, e = 0.97 และ f = 13.9

จากสมการ (5.15) จะได้

$$i = \frac{96.6\,[(1-0.97)\,t^{0.97} + 13.9]}{[t^{0.97} + 13.9]^2}$$

ก่อนเกิดค่าสูงสุด

$$t = \frac{t_a}{r}$$

ที่เวลา (T) = 50 นาที

$$t_a = 60 - 50 = 10 \text{ นาที}$$

$$t = \frac{t_a}{r} = \frac{10}{0.5} = 20 \text{ นาที}$$

$$i = i_a = \frac{96.6\,[(10-0.97)\,20^{0.97} + 13.9]}{[20^{0.94} + 13.9]^2}$$

$$= 1.348 \text{ นิ้ว/ชม.}$$

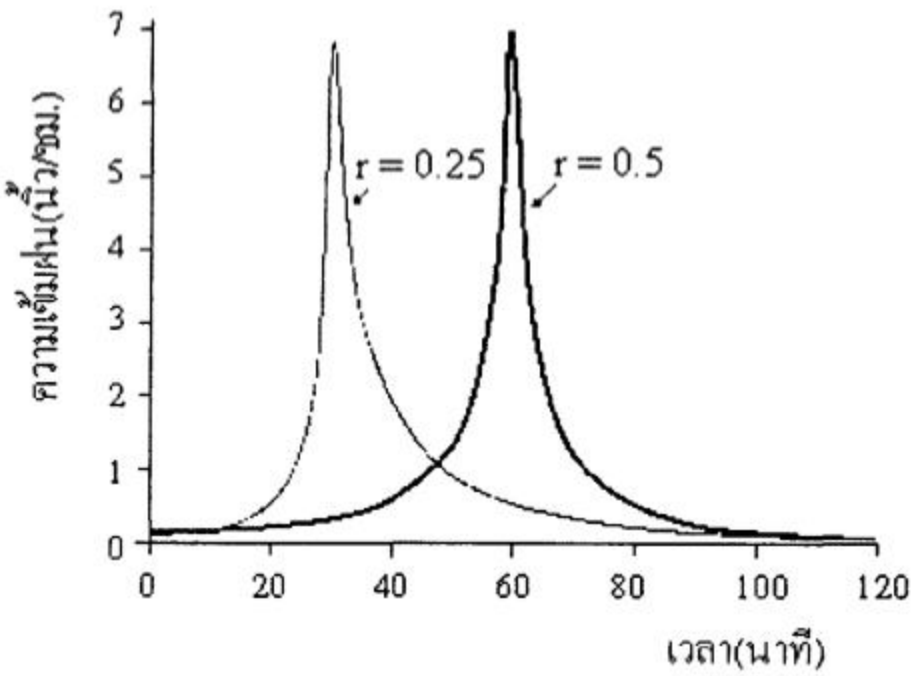
ตารางที่ 5.8 การคำนวณไฮเอทโตกราฟออกแบบสำหรับฝน 10 ปี 2 ชั่วโมงที่เมืองเดนเวอร์ โดยวิธี Instantaneous Intensity (ตัวอย่างที่ 5.7)

Column :	1	2		3	4
	Time t (min)	Relative Time t_a, t_b (min)		Intensity (in/h)	Incremental Precipitation (in)
	0	60		0.118	
	10	50		0.156	0.023
	20	40		0.219	0.031
	30	30		0.334	0.046
	40	20		0.585	0.077
	50	10		1.348	0.161
	52	8		1.691	0.051
	54	6		2.193	0.065
	56	4	t_a	2.975	0.086
	58	2		4.303	0.121
	60	0		6.950	0.188
	62	2		4.303	0.188
	64	4	t_b	2.975	0.121
	66	6		2.193	0.086
	68	8		1.691	0.065
	70	10		1.348	0.051
	80	20		0.585	0.161
	90	30		0.334	0.077
	100	40		0.219	0.046
	110	50		0.156	0.031
	120	60		0.118	0.023
			Total Depth (inches)		1.697

ในทำนองเดียวกันจะสามารถคำนวณหาความเข้มที่ช่วงเวลาใด ๆ ได้ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 3 ตารางที่ 5.8 ค่าความเข้มฝนหลังค่าสูงสุดจะคำนวณได้ในทำนองเดียวกันโดยใช้ t = t_b /(1−r) เช่นที่เวลา T = 70 นาที t_b = 70−60 = 10 นาที t = 10/(1−0.5) = 20 นาที ซึ่งจะได้ i_a = 1.348 นิ้ว/ชม.

ค่าความเข้มฝนที่คำนวณได้เป็นค่าต่อเนื่อง ซึ่งจะหาค่าความลึกฝนในแต่ละช่วงเวลาได้โดยใช้กฎสี่เหลี่ยมคางหมู (Trapezoidal Rule) ยกตัวอย่าง จากตารางที่ 5.8 ความลึกฝนในช่วง 10 นาทีแรก คือ [(0.118+0.156)/2] x 10/60 = 0.023 ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 4 ผลบวกของความลึกฝนในแต่ละช่วง 10 นาที (Precipitation Increments) คือ 1.697 นิ้ว ซึ่งมากกว่าค่าฝนจริงที่เดนเวอร์ สำหรับช่วงเวลา 2 ชั่วโมงและรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.64 นิ้ว ตามที่คำนวณได้ในตัวอย่างที่ 5.6 ผลต่างดังกล่าวเกิดจากการแบ่งเวลาออกเป็นช่วง (Discretization) และการใช้กฎสี่เหลี่ยมคางหมูในการหาพื้นที่ใต้โค้งเพื่อหาค่าความลึกฝน ดังนั้นถ้าใช้ช่วง 2 นาทีทั้งหมดในการคำนวณค่าที่ได้จะไม่แตกต่างกัน

รูปที่ 5.12 แสดงไฮเอทโตกราฟที่คำนวณได้ในตัวอย่าง สำหรับ r = 0.5 เปรียบเทียบกับไฮเอทโตกราฟสำหรับ r = 0.25 ซึ่งจะเห็นได้ว่าเมื่อค่า r เปลี่ยนจะทำตำแหน่งค่าสูงสุดเปลี่ยนไป แต่รูปร่างไฮเอทโตกราฟเหมือนกัน



รูปที่ 5.12 ไฮเอทโตกราฟออกแบบสำหรับฝน 10 ปี 2 ชั่วโมงที่เมืองเดนเวอร์ ซึ่งหาโดยวิธี Instantaneous โดยใช้ r = 0.25 และ 0.5

5.5 ขีดจำกัดบนประเมินของพายุ (Estimated Limiting Storms)

ค่าขีดจำกัดบนประเมิน (ELV's)ที่ใช้ในการออกแบบอาคารควบคุมน้ำโดยทั่ว ๆ ไปได้แก่ ค่าฝนสูงสุดที่เป็นไปได้ (PMP) พายุสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Storm, PMS) และค่าน้ำท่วมสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (PMF) PMP จะบอกเพียงค่าความลึกฝนเท่านั้น PMS จะบอกถึงการแจกแจงตามเวลาของฝน ซึ่งสามารถใช้เป็นข้อมูลสำหรับโมเดลฝน-น้ำท่า ในการหา PMF สำหรับการออกแบบอาคารควบคุมน้ำ

5.5.1 ฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (PMP)

PMP เป็นค่าขีดจำกัดบนประเมินของฝน ซึ่งหมายถึงความลึกฝนมากที่สุดที่ประเมินได้โดยวิธีการวิเคราะห์สำหรับช่วงเวลาที่กำหนดให้ และค่าดังกล่าวมีความเป็นไปได้ทางกายภาพสำหรับลักษณะทางภูมิศาสตร์ที่กำหนดในช่วงเวลาใดเวลาหนึ่งของปี ในทางปฏิบัติจะไม่ได้พิจารณาถึงผลของการเปลี่ยนแปลงทางสภาพภูมิอากาศระยะยาวต่อการประเมินค่า PMP และพึงจำไว้ว่าแนวความคิดเกี่ยวกับ PMP ไม่สามารถเชื่อถือได้ 100% เนื่องจากไม่สามารถประเมินค่าดังกล่าวได้อย่างสมบูรณ์ และไม่รู้โอกาสความน่าจะเป็นของเหตุการณ์ อย่างไรก็ตาม การประยุกต์ PMP ไปใช้ถือว่ามีประโยชน์ และยังคงมีการใช้กันต่อไปเนื่องจากความปลอดภัยของโครงการ เช่น เขื่อนขนาดใหญ่ เป็นเรื่องที่เกี่ยวข้องกับประชาชนส่วนใหญ่

การหาค่า PMP มีหลายวิธี เนื่องจากความไม่แน่นอน ข้อจำกัดเกี่ยวกับข้อมูลและความรู้ต่าง ๆ ค่า PMP จึงเป็นเพียงค่าประเมินและต้องใช้วิจารณญาณประกอบในการประเมินค่า วิธีประเมินค่า PMP ที่จะได้กล่าวถึงมี 3 วิธีดังนี้

(1) การประยุกต์โมเดลพายุ (Application of Storm Models)

กรณีที่ไม่มีข้อมูลเกี่ยวกับพายุ หรือกรณีที่สภาพภูมิประเทศขรุขระเป็นภูเขายาก แก่การอธิบายธรรมชาติของพายุและการวัดปริมาณฝนทำได้ยาก อาจสามารถใช้โมเดลพายุในการประเมิน PMP ได้

การใช้โมเดลพายุประสบความสำเร็จในการหาค่า PMP สำหรับพื้นที่ขนาดใหญ่มากกว่าขนาดเล็ก สามารถประยุกต์ใช้กฎ Continuity ได้อย่างง่ายดาย โดยการใช้ความเร็วเฉลี่ยของมวลอากาศที่ไหลเข้าและออก และสามารถหาความชื้นของมวลอากาศที่ไหลเข้าได้จากอุณหภูมิที่จุดน้ำค้าง (Dewpoint temperature) ซึ่งคงอยู่เป็นเวลานาน (ปกติ 12 ชั่วโมง) ในบริเวณกว้าง ซึ่งยากที่จะหาค่าดังกล่าวสำหรับฝนที่ตกด้วยอัตราสูงเฉพาะพื้นที่และในช่วงเวลา

สั้น ๆ ดังนั้น ถึงแม้ว่าโมเดลพายุจะแสดงว่าฝนที่คาดว่าจะเกิด แต่ควรต้องมีการปรับแก้ (Calibrate) โมเดลด้วยข้อมูลจากพายุในพื้นที่ที่ศึกษาก่อนการออกแบบ

(2) การทำให้พายุที่เกิดจริงมีค่าสูงสุด (Maximization of Actual Storms)

ข้อเสียของโมเดลพายุคือ การแสดงพายุที่เกิดจริงอย่างง่ายเกินไป ถ้ามีข้อมูลจริงของพายุ อาจทำให้พายุนั้นมีค่าสูงสุดเพื่อหาค่า PMP ซึ่งสามารถทำได้โดยการเพิ่มค่าฝนของพายุที่วัดได้ด้วยอัตราส่วนระหว่างความชื้นสูงสุดของมวลอากาศที่ไหลเข้าตามทฤษฎีที่อาจเกิดขึ้น ณ ที่นั้นต่อความชื้นจริงของมวลอากาศที่ไหลเข้าสู่พายุ

ถ้าข้อมูลเกี่ยวกับพายุของพื้นที่ลุ่มน้ำของโครงการไม่เพียงพอ อาจย้าย (Transpose) ข้อมูลพายุจากพื้นที่อื่นสู่พื้นที่ลุ่มน้ำของโครงการเพื่อคำนวณค่า PMP ถ้าพิจารณาว่าพายุดังกล่าวเกิดอาจเกิดขึ้นในลุ่มน้ำของโครงการ ขบวนการในการย้ายพายุ (Storm Transposition) จะเกี่ยวข้องกับการเลือกพายุสำหรับการย้าย การหาทิศทางของพายุ (Orientation of storm) ซึ่งวิกฤตต่อลุ่มน้ำ และการปรับค่าสำหรับความแตกต่าง (ถ้ามี) เกี่ยวกับอุณหภูมิที่จุดน้ำค้าง ระดับความสูง ทิศทางลม และอิทธิพลของภูเขาหรือพื้นที่สูง

ค่าฝนสูงสุดในโลกเท่าที่เคยบันทึกไว้ จะประมาณได้จากสมการ

$$P = 422\, t^{0.475} \qquad \text{.....(5.16)}$$

เมื่อ P = ความลึกฝนเป็น มม.

t = ช่วงเวลาในการตกของฝน เป็น ชม.

สมการดังกล่าวได้จากการฟิตข้อมูลฝนสูงสุดที่เกิดขึ้นในบริเวณต่าง ๆ ของโลก สำหรับช่วงเวลาจาก 1 นาที ถึง หลายเดือน สามารถใช้ประมาณความลึกฝนสูงสุดที่อาจเกิดขึ้นได้

(3) Generalized PMP Charts

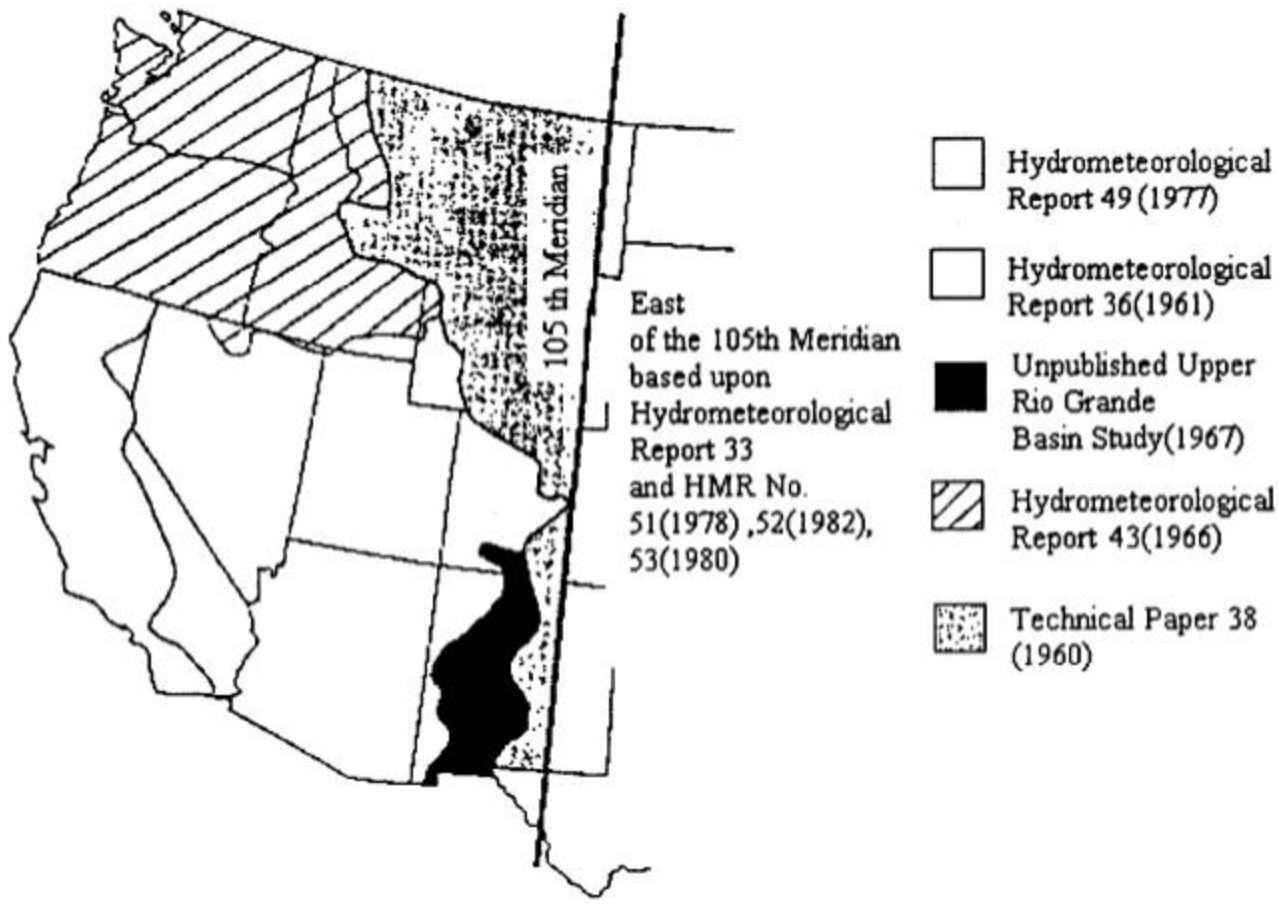
ค่าประเมินของ PMP สามารถหาได้ทั้งสำหรับแต่ละลุ่มน้ำหรือทั้งภูมิภาคขนาดใหญ่ ซึ่งประกอบด้วยลุ่มน้ำขนาดต่าง ๆ หลายลุ่มน้ำ กรณีหลังสามารถใช้ค่าประเมินทั่วไป (Generalized Estimates) ซึ่งปกติจะแสดงอยู่ในรูปของแผนที่เส้นชั้นความลึกฝน (Isohyetal Maps) ซึ่งแสดงถึงการเปลี่ยนแปลงในระดับภูมิภาคของ PMP ต่อการเปลี่ยนแปลงค่าช่วงเวลา ขนาดลุ่มน้ำ และการเปลี่ยนแปลงประจำปี หรือประจำฤดูกาล แผนที่ดังกล่าวปกติจะเรียกว่า Generalized PMP Charts

Generalized PMP Charts ที่นิยมใช้กันมากที่สุดในสหรัฐอเมริกา คืออันที่กล่าวถึงใน U.S. National Weather Service Hydrometeorological Report No. 51 ซึ่ง Charts ดัง

กล่าวได้พัฒนาสำหรับพื้นที่ของประเทศสหรัฐอเมริกาทางตะวันออกของเส้นแวง 105 (105^{th} Meridian) แผนที่ดังกล่าวจะบอกค่า PMP สำหรับทุกฤดูกาล (All Season Estimate) สำหรับพื้นที่ 10 ถึง 20,000 ตารางไมล์ และช่วงเวลาพายุระหว่าง 6 ถึง 72 ชั่วโมง ส่วนสำหรับพื้นที่ทางตะวันตกของเส้นแวงที่ 105 National Academy of Sciences (1983) ได้เตรียมไดอะแกรมเพื่อแสดงว่าควรหาข้อมูล PMP จากรายงานของ National Weather Service เล่มใดไว้ดังแสดงในรูปที่ 5.13

5.5.2 พายุฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Storm)

พายุฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ PMS จะแสดงการแจกแจงฝนตามเวลาค่า PMS โดยทั่ว ๆ ไปจะให้ค่าความลึกฝนสะสมสูงสุดสำหรับช่วงเวลาที่กำหนดยกตัวอย่างค่า PMS ที่กำหนดให้สำหรับช่วงเวลา 6, 12, 18 และ 24 ชั่วโมงจะแสดงถึงค่าความลึกทั้งหมดของแต่ละช่วงเวลา และไม่แสดงถึงลำดับตามเวลาที่เกิดพายุ



รูปที่ 5.13 แผนที่แสดงข้อมูลสำหรับการคำนวณ PMP ในพื้นที่ทางตะวันตกของเส้นแวง105 ของสหรัฐอเมริกา

เพื่อหาไฮเอทโตกราฟของ PMS จำเป็นต้องรู้การแจกแจงตามเวลาและตามพื้นที่ของ PMP Hydrometeorological Report No. 52 (HMR 52) แสดงวิธีการหา PMS สำหรับพื้นที่ทางทิศตะวันออกของเส้นแวง 105 (Hansen et. al., 1982)

สำหรับการโมเดลค่าน้ำท่าสูงสุด ควรได้พิจารณาลำดับตามเวลาที่วิกฤตต่าง ๆ ของค่า PMP increments โดยทั่ว ๆ ไปการแจกแจงตามเวลาที่วิกฤตของค่า PMP increments จะหาได้โดยการปรับค่าจากประสบการณ์และข้อมูลที่มี เช่น จากแผนที่ภูมิอากาศของพายุที่วิกฤตในอดีต ลำดับที่นิยมใช้กันโดยทั่ว ๆ ไป คือการแจกแจงตามเวลาที่เริ่มด้วยค่าสูงสุด (Most Advanced) และตามด้วยค่ารอง ๆ ลงไปตามลำดับ

5.5.3 น้ำท่วมสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood, PMF)

PMF คือค่าน้ำท่วมสูงสุดที่คาดว่าจะเกิดจากสมมติฐานที่ว่าบังเอิญองค์ประกอบทุกตัวเป็นใจทำให้เกิดฝนหนักที่สุดและค่าน้ำท่าสูงสุด ค่า PMF จะหาได้จากค่า PMP และไม่สามารถหาความถี่ (โอกาสความน่าจะเป็น) ของค่าดังกล่าวได้ เมื่อพิจารณาทางเศรษฐศาสตร์ปกติไม่ควรใช้ PMF ในการออกแบบอาคาร ยกเว้นทางระบายน้ำล้นขนาดใหญ่ ซึ่งถ้าพังจะทำให้มีการสูญเสียชีวิตและก่อให้เกิดความเสียหายมหาศาล ในทางปฏิบัติ ในหลาย ๆ กรณีจะไม่ใช้ค่าขีดจำกัดบนประเมินเป็นค่าน้ำท่วมออกแบบ (Design Flood) แต่จะใช้ค่าที่น้อยกว่านั้นทั้งนี้ขึ้นอยู่กับชนิดของอาคารและอันตรายต่อชีวิต ค่าน้ำท่วมที่ใช้ในการออกแบบ บ่อยครั้งจะใช้ค่าน้ำท่วมสูงสุดที่คาดว่าน่าจะเกิด โดยพิจารณาถึงสภาพที่เกี่ยวข้องต่าง ๆ เกี่ยวกับสถานที่ อุตุนิยมวิทยา อุทกวิทยา และสภาพภูมิประเทศ ค่าน้ำท่วมออกแบบอาจหาได้โดยการวิเคราะห์ โดยการสมมติว่าน้ำท่วมเกิดจากพายุฝนที่รุนแรงที่สุดเท่าที่เคยบันทึกที่สามารถเคลื่อนย้ายได้ และพิจารณาว่าขนาดของน้ำท่วมออกแบบเป็นเพียงเศษส่วนของค่า ELV

ในทางปฏิบัติ ปกติจะเรียกน้ำท่วมออกแบบว่า Standard Project Flood (SPF) การประเมิน SPF ทำได้โดยการโมเดลฝน-น้ำท่า โดยการประยุกต์กราฟน้ำหนึ่งหน่วย (Unit Hydrograph) กับ Standard Project Storm (SPS) ซึ่ง SPS หมายถึงพายุที่หนักที่สุดที่คาดว่ามีโอกาสที่จะเกิดพอสมควร สามารถหา SPS ได้จากการวิเคราะห์ในรายละเอียดเกี่ยวกับรูปแบบพายุฝนและการเคลื่อนย้ายพายุไปยังตำแหน่งที่จะทำให้เกิดน้ำท่าสูงสุด สำหรับพื้นที่ลุ่มน้ำและฤดูกาลอันใดอันหนึ่งโดยจำเพาะ ค่าประเมินของ SPS จะแสดงถึงพายุซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลาและรูปแบบไฮโซไฮท์ จะทำให้เกิดน้ำท่วมหนักที่สุดที่คาดว่ามีโอกาสจะเกิดพอสมควรสำหรับภูมิภาคนั้น ควรได้มีการพิจารณาลักษณะน้ำท่าและอาคารควบคุมน้ำของลุ่มน้ำด้วย ค่าประเมินที่มีการทำกันแสดงให้เห็นว่าขนาด SPS และ SPF โดยทั่ว ๆ ไปจะอยู่ระหว่าง 40-60% ของค่า ELV สำหรับลุ่มน้ำเดียวกัน

ในบางกรณีค่า SPF ประเมินจะเป็นค่าที่สำคัญในการออกแบบโครงการแต่ในหลาย ๆ กรณีค่าประเมินดังกล่าวอาจเป็นเพียงดรรชนีที่แสดงถึงการป้องกันโครงการเพียงบางส่วนเท่านั้น ปกติการประเมิน SPF จะทำกันเฉพาะอาคารขนาดใหญ่และขนาดกลางเท่านั้น เนื่องจากต้องเสียเวลาในการประเมินมาก

5.5.4 โปรแกรมคอมพิวเตอร์สำหรับหา PMS และ PMF

U.S. Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center (1984) ได้พัฒนาโปรแกรมคอมพิวเตอร์มีชื่อว่า HMR 52 ซึ่งสามารถคำนวณฝนเฉลี่ยของลุ่มน้ำสำหรับพายุฝนมากที่สุดที่อาจเป็นไปได้ ตามวิธีที่กล่าวถึงใน Hydrometeorolgical Report No. 52 ข้อมูลที่ต้องป้อนเข้าโปรแกรมดังกล่าวได้แก่ ค่าประเมิน PMP จาก HMR 51 ซึ่งเป็นโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่สามารถคำนวณค่า PMP เฉลี่ยตามพื้นที่ สำหรับลุ่มน้ำย่อยหรือกลุ่มน้ำย่อยในลุ่มน้ำใหญ่ โปรแกรมสามารถเลือกขนาดพื้นที่พายุ ทิศทาง (Orientation) ในลักษณะที่จะทำให้ได้ค่าฝนเฉลี่ยของลุ่มน้ำสูงสุดผู้ใช้ต้องกำหนดจุดศูนย์กลางพายุ และการแจกแจงตามเวลา โปรแกรมนี้สามารถใช้ร่วมกับ U.S. Army Corps of Engineers HEC-1 Rainfall-Runoff Model เพื่อคำนวณ PMF

5.6 การคำนวณฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้

ในการออกแบบทางระบายน้ำล้นและการศึกษาเกี่ยวกับความปลอดภัยของเขื่อนจะต้องรู้ค่าน้ำท่าซึ่งประเมินจาก PMP และการวิเคราะห์น้ำฝน-น้ำท่าโดยใช้ PMP จะต้องรู้การแจกแจงตามเวลาและตามพื้นที่ของค่า PMP ประเมิน Hansen et. al. (1982) ได้พัฒนาวิธีการในการหาการแจกแจงของ PMP สำหรับพื้นที่ทางทิศตะวันออกของเส้นแวง 105° ของสหรัฐอเมริกา และรายงานไว้ใน Hydrometeorological Report No. 52 วิธีการดังกล่าวใช้ในการหาพายุฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ ซึ่งจำเป็นในการหาอัตราการไหลสูงสุด และเพื่อการหาไฮโดรกราฟของ PMF จากการวิเคราะห์ฝน-น้ำท่า วิธีการดังกล่าวอาศัยข้อมูลจากพายุลูกสำคัญที่ได้มีการบันทึกไว้และสามารถนำไปประยุกต์กับพื้นที่ที่ไม่ใช่เขตภูเขา (Nonorographic) ทางตะวันออกของสหรัฐอเมริกา

วิธีการในการหา PMP ของลุ่มน้ำจะต้องรู้ข้อมูลที่สำคัญ 5 ประการคือ

1. โค้งความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา ซึ่งแสดงค่า PMP สำหรับพื้นที่พายุที่กำหนดและช่วงเวลาที่กำหนด

2. Standard Isohyetal Pattern ซึ่งแสดงการแจกแจงฝนตามพื้นที่เป็นรูปวงรี

3. แฟ็คเตอร์ปรับทิศทาง (Orientation Adjustment Factor) ซึ่งจะลดค่า PMP ประเมิน ถ้าแนวแกนตามยาวของ Standard Isohyet มีทิศทางไม่ตรงกับทิศทางการไหลของมวลอากาศชั้นในภูมิภาค

4. พื้นที่พายุวิกฤต (Critical Storm Area) ซึ่งจะทำให้ PMP ของลุ่มน้ำมีค่ามากที่สุด

5. แฟ็คเตอร์ปรับค่าไอโซไฮท์ (Isohyetal Adjustment Factor) ซึ่งจะระบุเปอร์เซ็นต์ของความลึกของ PMP ในแต่ละเส้นชั้นความลึกน้ำฝนของ Standard Isohyet

5.6.1 โค้งความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา

ในการประเมินฝนเฉพาะจุดตามหลักของความน่าจะเป็น จะมีตัวแปรที่ต้องพิจารณา 3 ตัวคือ ความเข้ม (หรือความลึก) ช่วงเวลา และความถี่ในการเกิด แต่ในการประเมิน PMP จะใช้พื้นที่ของพายุเป็นตัวแปรตัวที่สามแทนความถี่ รูปที่ 5.14 แสดงค่า PMP สำหรับพื้นที่ทางทิศตะวันออกของเส้นแวง 105° ของสหรัฐอเมริกา สำหรับพื้นที่ขนาด 10,200, 1,000 และ 5,000 ตร.ไมล์ และช่วงเวลา 6 และ 12 ชั่วโมง ยกตัวอย่างสำหรับเมืองชิคาโก รูปที่ 5.14(a) แสดงว่า PMP สำหรับ 6 ชั่วโมง และ 10 ตร.ไมล์ เท่ากับ 26 นิ้วโดยประมาณ และรูปที่ 5.14(b) ให้ค่า PMP สำหรับ 12 ชั่วโมง 10 ตร.ไมล์ เท่ากับ 30 นิ้วโดยประมาณ ดังนั้นจะได้ว่าสำหรับพายุที่มีช่วงเวลา 12 ชั่วโมง ซึ่งตกครอบคลุมพื้นที่ 10 ตร.ไมล์ในชิคาโก จะมีฝน 26 นิ้วใน 6 ชั่วโมงที่ฝนตกหนักที่สุด และมีฝน 30-26 = 4 นิ้วในอีก 6 ชั่วโมงที่เหลือ และสำหรับพื้นที่ใด จะสามารถเขียนกราฟความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลาได้

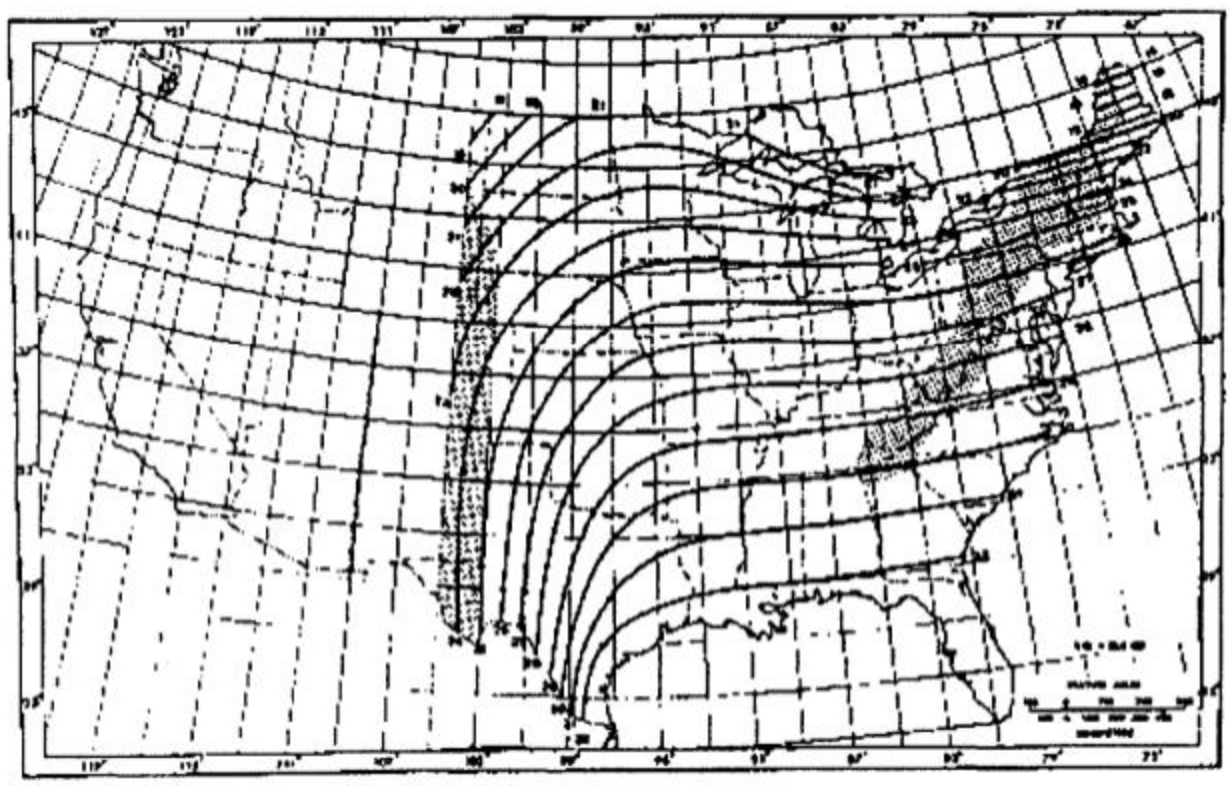
5.6.2 Standard Isohyetal Pattern

รูปแบบพายุฝนวงรีมาตรฐานที่ใช้ใน HMR 52 แสดงอยู่ในรูปที่ 5.15 ประกอบด้วยเส้นชั้นความลึกฝน 14 เส้น จาก A ถึง N แต่ละเส้นครอบคลุมพื้นที่ที่กำหนดให้ เช่น เส้น A ครอบคลุมพื้นที่ 10 ตร.ไมล์ เส้น B 25 ตร.ไมล์ และเส้น N 6,500 ตร.ไมล์ อัตราส่วนความยาวของแกนหลัก (Major Axis) และแกนรอง (Minor Axis) เท่ากับ 2.5 ต่อ 1 ถ้าให้ a และ b เป็นความยาวของแกนหลักและแกนรองของรูปวงรีดังแสดงในรูปที่ 5.15 จะหาพื้นที่วงรีได้จากสมการ

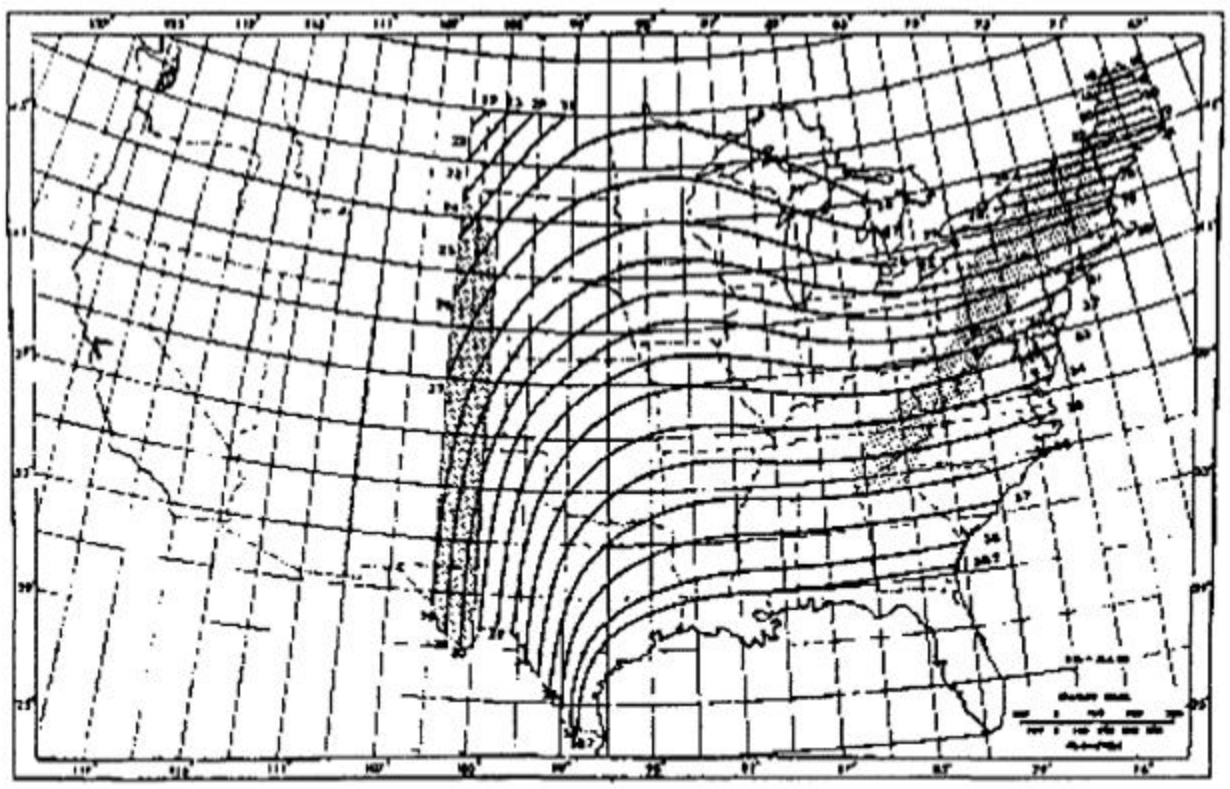
$$A = \pi ab \qquad \text{.....(5.17)}$$

เนื่องจาก a = 2.5b แทนค่าลงในสมการ 5.17 จะหาความยาวของแกนรองได้จากสมการ

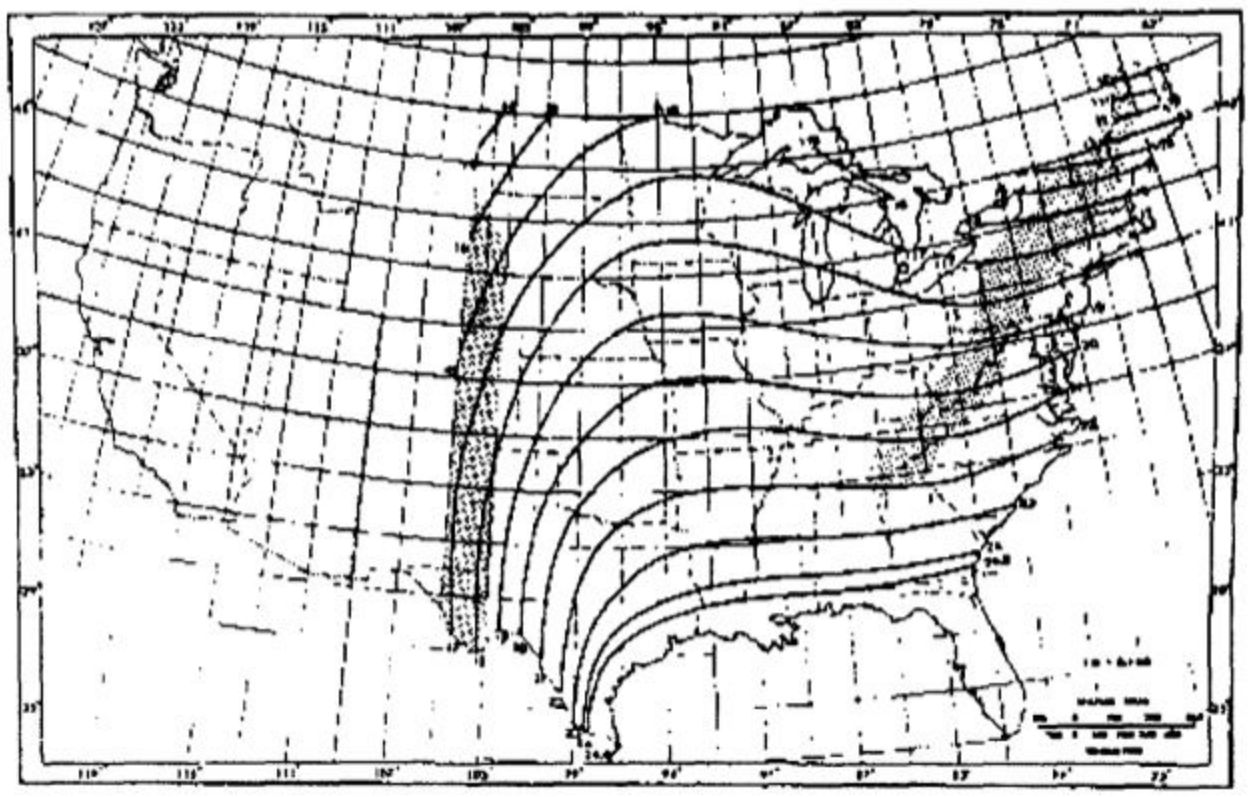
$$b = \sqrt{\frac{A}{2.5\pi}} \qquad \text{.....(5.18)}$$



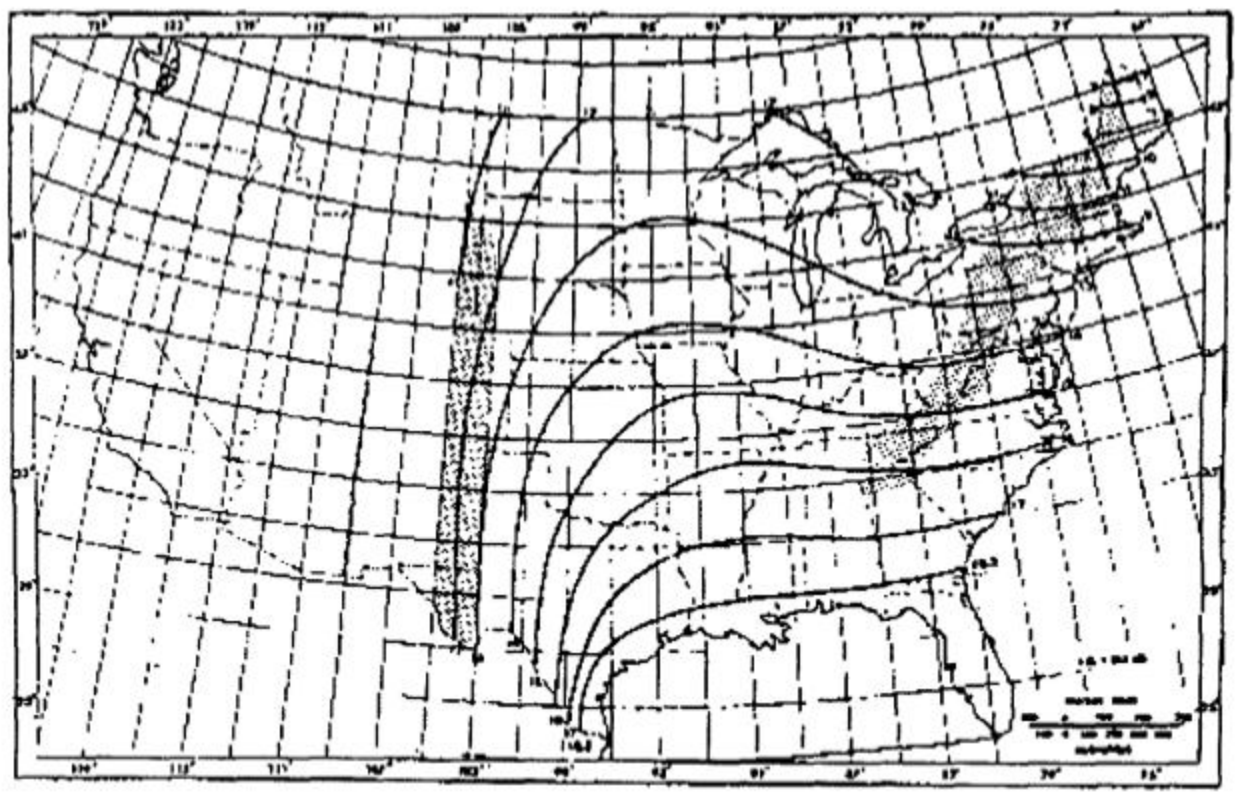
รูปที่ 5.14 (a) All-Season PMP เป็นนิ้ว สำหรับ 6 ชั่วโมง 10 ตร.ไมล์
(Hansen et. al., 1982)



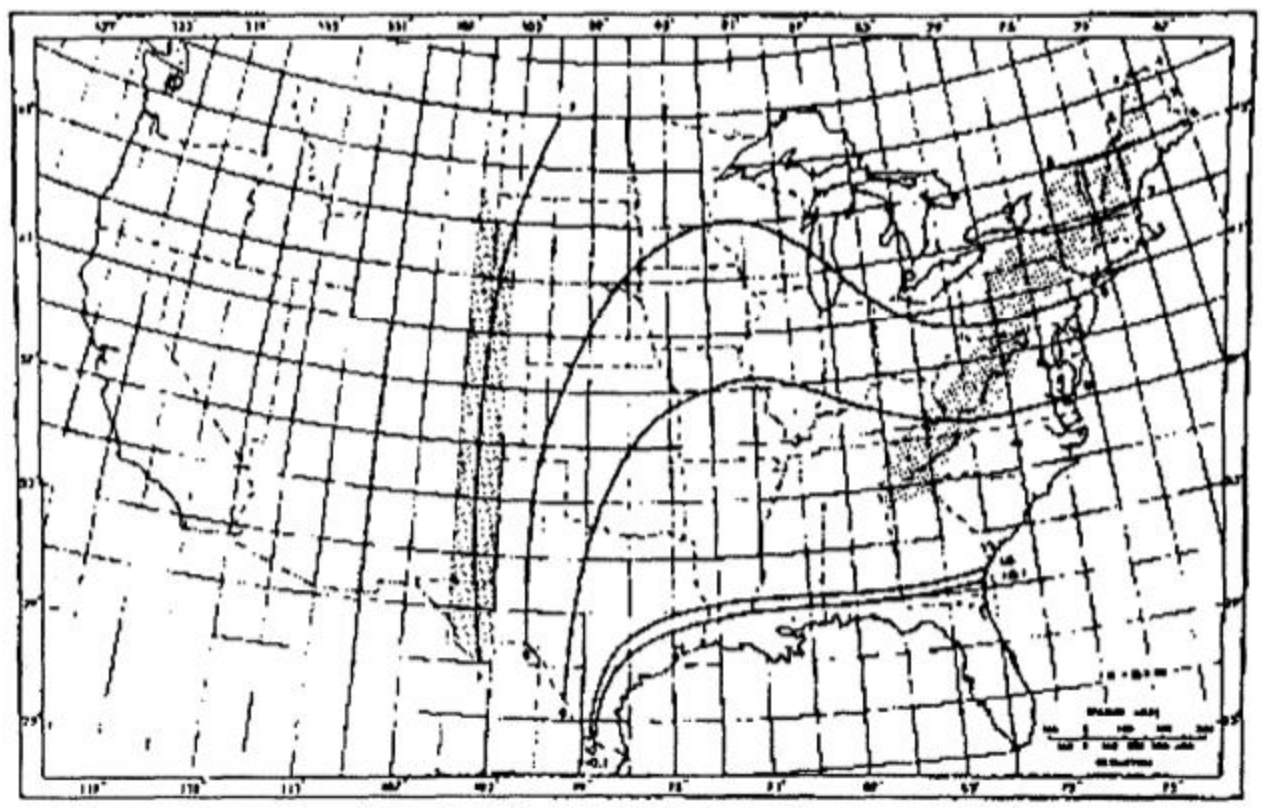
รูปที่ 5.14 (b) All-Season PMP สำหรับ 12 ชั่วโมง 10 ตร.ไมล์
(Hansen et. al., 1982)



รูปที่ 5.14 (c) All-Season PMP เป็นนิ้ว สำหรับ 6 ชั่วโมง 200 ตร.ไมล์
(Hansen et. al., 1982)



รูปที่ 5.14 (d) All-Season PMP สำหรับ 6 ชั่วโมง 1,000 ตร.ไมล์
(Hansen et. al., 1982)



รูปที่ 5.14 (e) All-Season PMP เป็นนิ้ว สำหรับ 6 ชั่วโมง 5,000 ตร.ไมล์
(Hansen et. al., 1982)

ยกตัวอย่างสำหรับพื้นที่ A = 10 ตร.ไมล์

$$b = \sqrt{\frac{10}{2.5\pi}} = 1.13 \text{ ไมล์}$$

$$a = 2.5 \times 1.13 = 2.82 \text{ ไมล์}$$

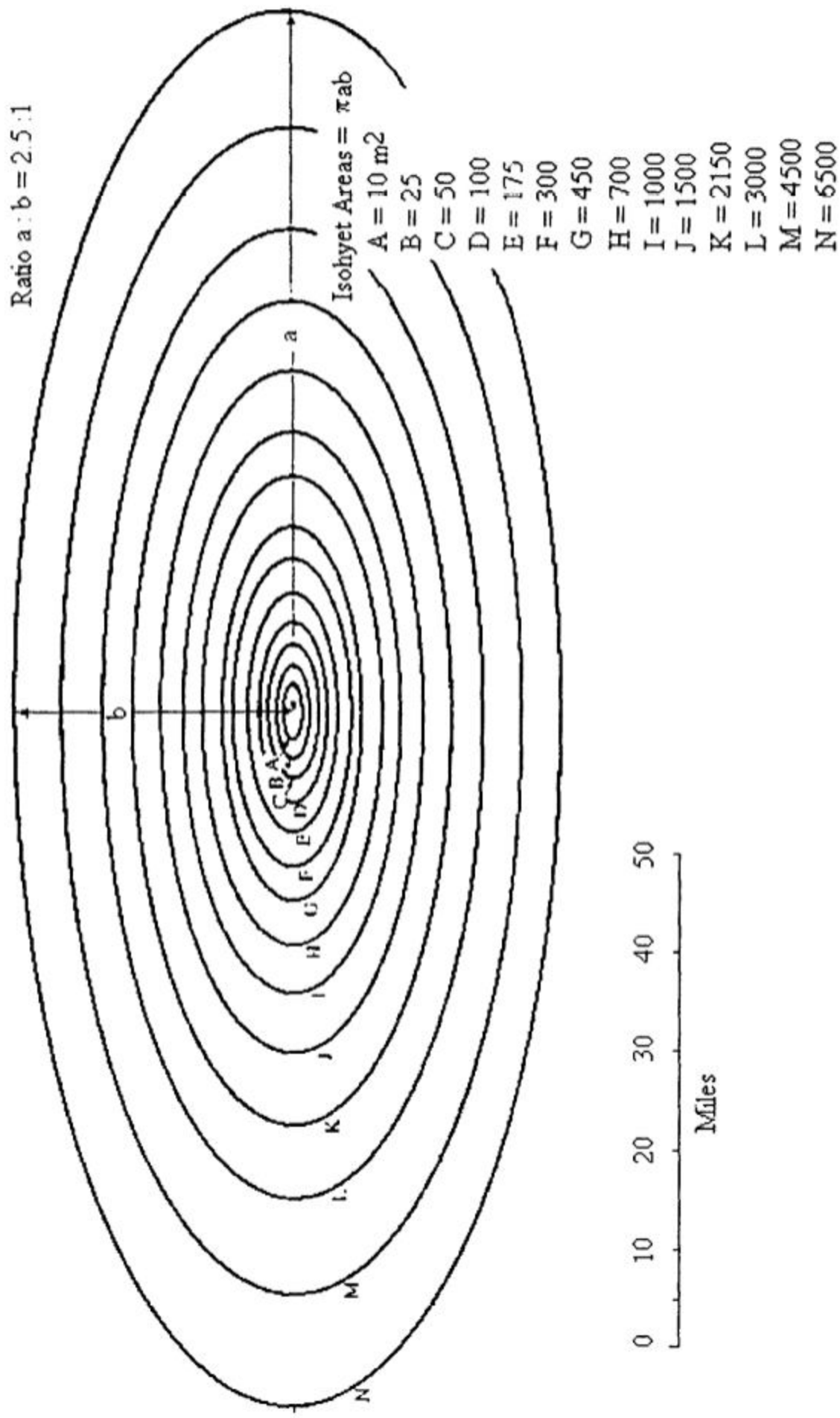
รัศมี r ซึ่งเป็นมุม θ กับแกนหลักจะหาได้จากสมการ

$$r^2 = \frac{a^2 b^2}{a^2 \sin^2\theta + b^2 \cos^2\theta} \qquad \text{.....(5.19)}$$

ยกตัวอย่าง ถ้า $\theta = 45^\circ$, a = 2.82 ไมล์, b = 1.13 ไมล์

$$r^2 = \frac{(2.82)^2 (1.13)^2}{(2.82)^2 \sin^2 45^\circ + (1.13)^2 \cos^2 45^\circ}$$

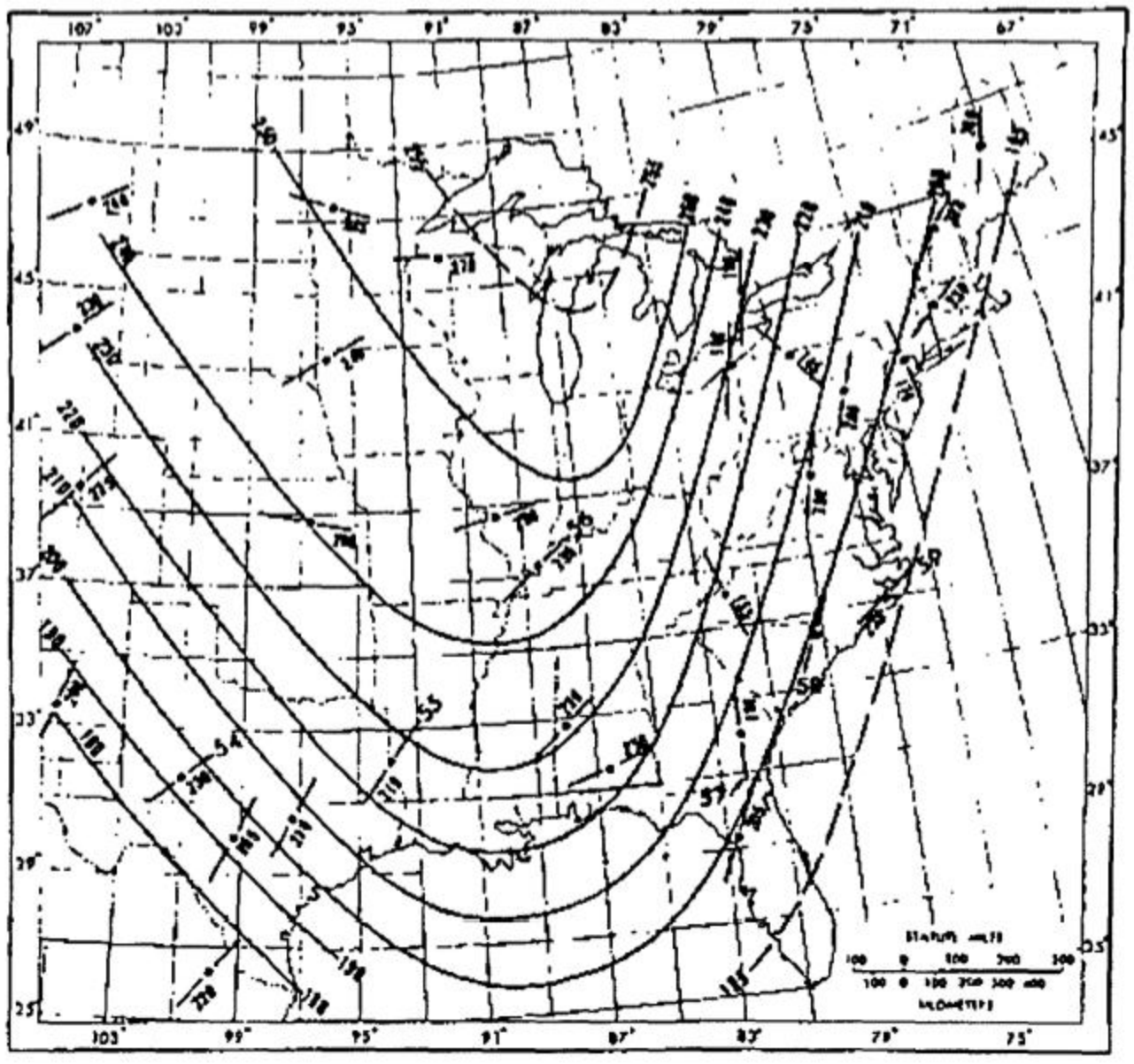
$$r = 2.20 \text{ ไมล์}$$



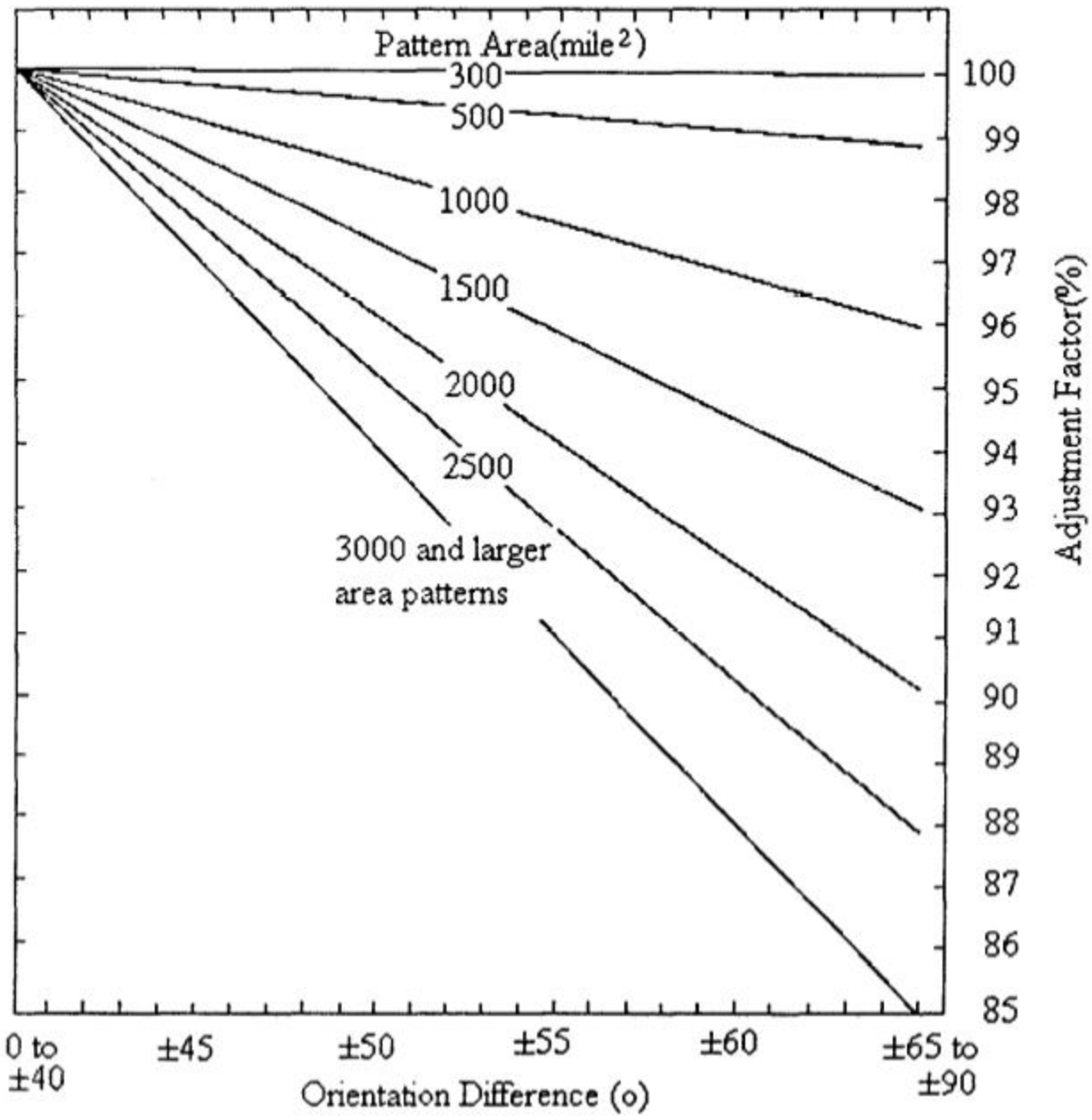
รูปที่ 5.15 Standard Isohyetal Pattern ที่แนะนำสำหรับการแจกแจงตามพื้นที่ของ PMP ทางทิศตะวันออกของเส้นแวง 105° (Hansen et. al., 1982)

5.6.3 แฟ็คเตอร์ปรับทิศทาง

ทิศทางของ Isohyetal Pattern ที่น่าจะทำให้เกิด PMP ในพื้นที่ต่าง ๆ ทางทิศตะวันออกของเส้นแวง 105° ของสหรัฐอเมริกา แสดงอยู่ในรูปที่ 5.16 ให้ทิศเหนือมีค่าเท่ากับ 0 และวัดมุมตามเข็มนาฬิกาจากทิศเหนือ ค่าดังกล่าวเป็นค่าเฉลี่ยของทิศทางไอโซไฮท์ของพายุลูกสำคัญ ๆ ในสหรัฐอเมริกา ซึ่งส่วนใหญ่มวลอากาศชื้นเคลื่อนตัวจากทิศใต้และทิศตะวันตก (180° ถึง 270°) ที่สำคัญคือการไหลของมวลอากาศชื้นสำหรับที่บริเวณใด ๆ ไม่ได้มีทิศทางเดียวเป็นไปได้ว่าการไหลของมวลอากาศชื้น มีหลายทิศทางแต่ค่าตรงกลางอยู่ที่ค่าในรูปที่ 5.16 ถ้าแนวตามยาวของรูปแบบพายุฝนทำมุมกับทิศทางที่แนะนำนี้ค่า PMP ประเมินจะลดลงตามเปอร์เซ็นต์ขึ้นอยู่กับมุมต่างระหว่างสองทิศทางนี้แฟ็คเตอร์ปรับค่าความแตกต่างของทิศทางแสดงอยู่ในรูปที่ 5.17



รูปที่ 5.16 Isohyetal Orientations สำหรับพายุลูกสำคัญ ซึ่งเป็นทิศทางที่แนะนำสำหรับ PMP



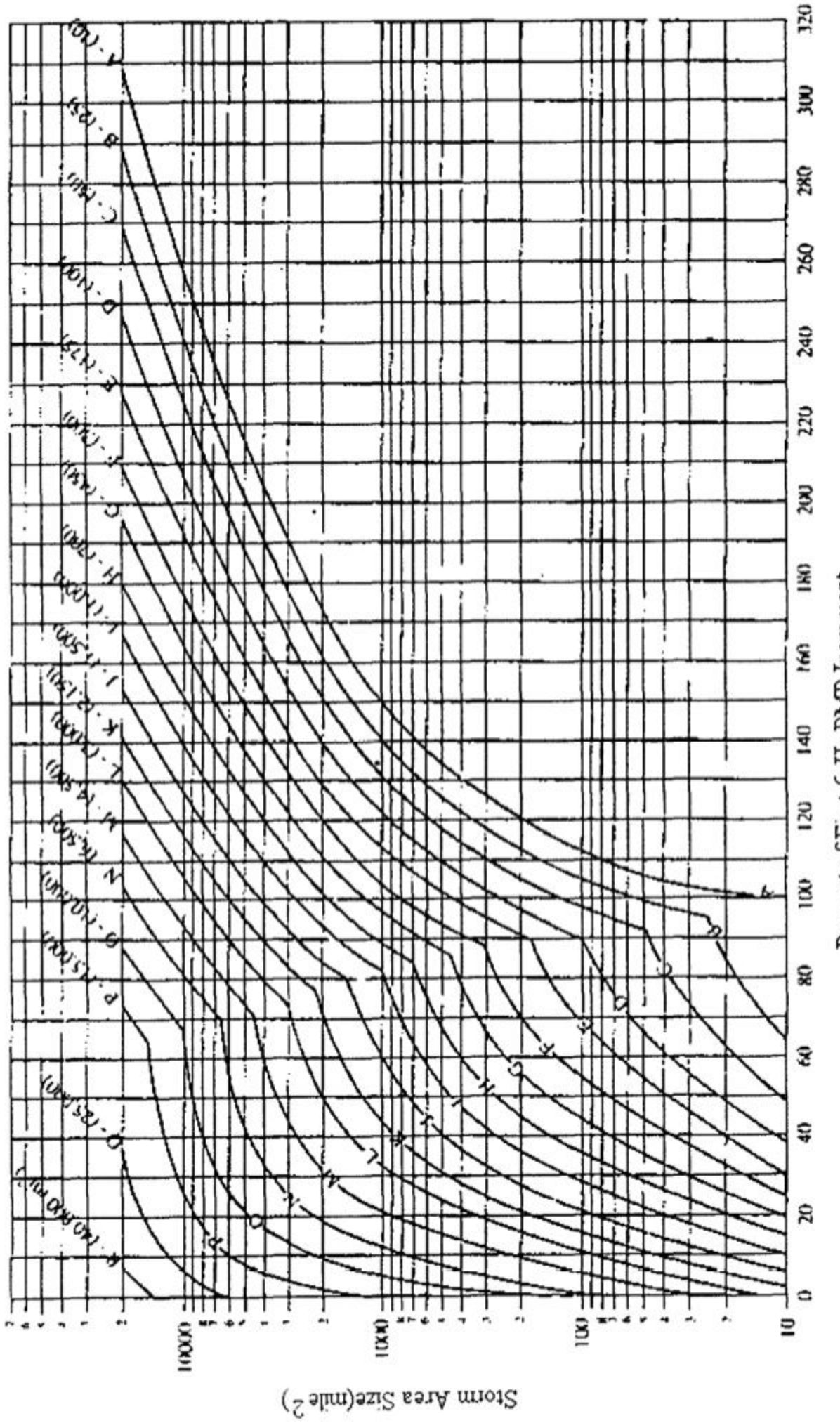
รูปที่ 5.17 Adjustment Factors สำหรับทิศทางของ Isohyet ที่ต่างจากที่แนะนำไว้ในรูปที่ 5.16 มากกว่า + 40°

5.6.4 พื้นที่พายุวิกฤต (Critical Storm Area)

พื้นที่พายุวิกฤตคือพื้นที่พายุซึ่งค่าความลึกฝนจากโค้งความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลาจะยังผลให้ได้ค่า PMP มีค่ามากที่สุดสำหรับลุ่มน้ำ โดยพิจารณาจากความจริงที่ว่าพื้นที่ลุ่มน้ำอาจไม่ใช่รูปวงรี เช่นเดียวกับ Standard Isohyetal Pattern

5.6.5 แฟ็คเตอร์พื้นที่ไอโซไฮท์ (Isohyetal Area Factor)

ค่า PMP คือค่าความลึกฝนเฉลี่ยสำหรับพื้นที่ที่กำหนดและในช่วงเวลาที่กำหนด เมื่อใช้ Standard Isohyetal Pattern เป็นตัวแทนพายุฝน จะมีบริเวณที่ความลึกฝนมีค่ามากกว่าที่บริเวณใกล้ศูนย์กลางและความลึกฝนมีค่าน้อยกว่าใกล้ๆ ขอบ รูปที่ 5.18 แสดงเปอร์เซ็นต์ของ



รูปที่ 5.18 โนโมกราฟสำหรับการหาค่าฝนของไอโซไฮท์จาก PMP ประเมินสำหรับพื้นที่พายุที่กำหนดให้ (Hansen et. al., 1982)

ค่า PMP ของ 6 ชั่วโมงแรกหรือ 6 ชั่วโมงที่ฝนตกหนักที่สุด ที่ใช้สำหรับแต่ละเส้นชั้นความลึกฝนของ Standard Isohyetal Pattern เพื่อปรับค่าเนื่องจากการแจกแจงตามพื้นที่ ยกตัวอย่างเมื่อใช้ PMP สำหรับพื้นที่ 10 ตร.ไมล์ จากกราฟในรูปที่ 5.18 เส้นชั้นความลึก A (พื้นที่ 10 ตร.ไมล์) จะใช้ค่า 100% ของค่า PMP และเส้นชั้นความลึก B (พื้นที่ 25 ตร.ไมล์) จะใช้ค่า 64% ตามที่ได้หาไว้แล้วในหัวข้อ 5.6.1 ค่า PMP ในช่วงเวลา 6 ชั่วโมง สำหรับพื้นที่ 10 ตร.ไมล์ ที่เมืองชิคาโกมีค่า 26 นิ้ว พายุดังกล่าวจะทำให้เกิดฝน 26 x 0.64 = 16.4 นิ้วในพื้นที่ 25 ตร.ไมล์ และฝนจะมีปริมาตรรวม 25 ตร.ไมล์ x 16.4 นิ้ว = 416 ตร.ไมล์-นิ้ว ซึ่งในปริมาณนี้ฝนจำนวน 10 ตร.ไมล์ x 26 นิ้ว = 260 ตร.ไมล์-นิ้วหรือคิดเป็น 63% จะเกิดในบริเวณพื้นที่ 10 ตร.ไมล์ ซึ่งมีฝนตกหนักที่สุด

ตัวอย่างที่ 5.8 จงหาการแจกแจงตามพื้นที่ และความลึกฝนเฉลี่ยของ 6 ชั่วโมง PMP ที่ตกในลุ่มน้ำของแม่น้ำ Leon บริเวณเหนืออ่างเก็บน้ำ Belton ในเท็กซัส กำหนดว่าลุ่มน้ำดังกล่าวมีพื้นที่ประมาณ 3,660 ตร.ไมล์ มีจุดศูนย์กลางอยู่ที่ 31° $45'$ N และ 90° $15'$ W

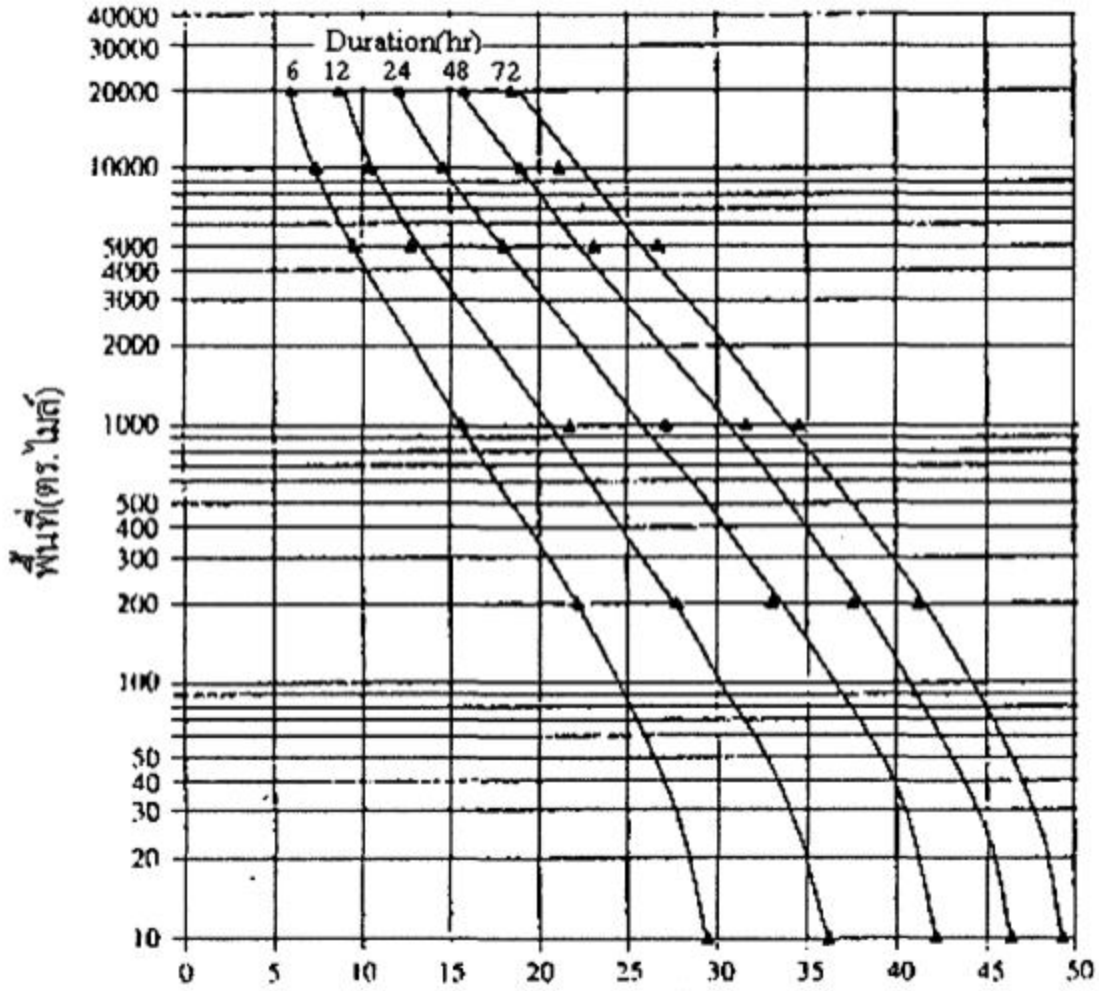
วิธีทำ

(1) หาโค้งความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา

อ่านค่า 6 ชั่วโมง PMP ที่แม่น้ำ Leon จากแผนที่ Standard PMP ซึ่งมีพื้นที่ต่าง ๆ กัน เช่นสำหรับพื้นที่ 10, 200, 1,000 และ 5,000 ตร.ไมล์ จะอ่านได้จากรูปที่ 5.14 (a), (c), (d) และ (e) ตามลำดับ นำค่าความลึกของ PMP มาพล็อตเทียบกับพื้นที่และช่วงเวลา (กรณีนี้คือ 6 ชั่วโมง) ดังแสดงในรูปที่ 5.19 เขียนเส้นเชื่อมจุดให้เป็นโค้งเพื่อแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึกและพื้นที่ จากนั้นจะสามารถอ่านค่า PMP สำหรับพายุที่มีพื้นที่ต่าง ๆ ได้จากโค้งที่สร้างขึ้น ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 2 ของตารางที่ 5.9

(2) ปรับค่าสำหรับทิศทางของลุ่มน้ำ (Adjust for Watershed Orientation)

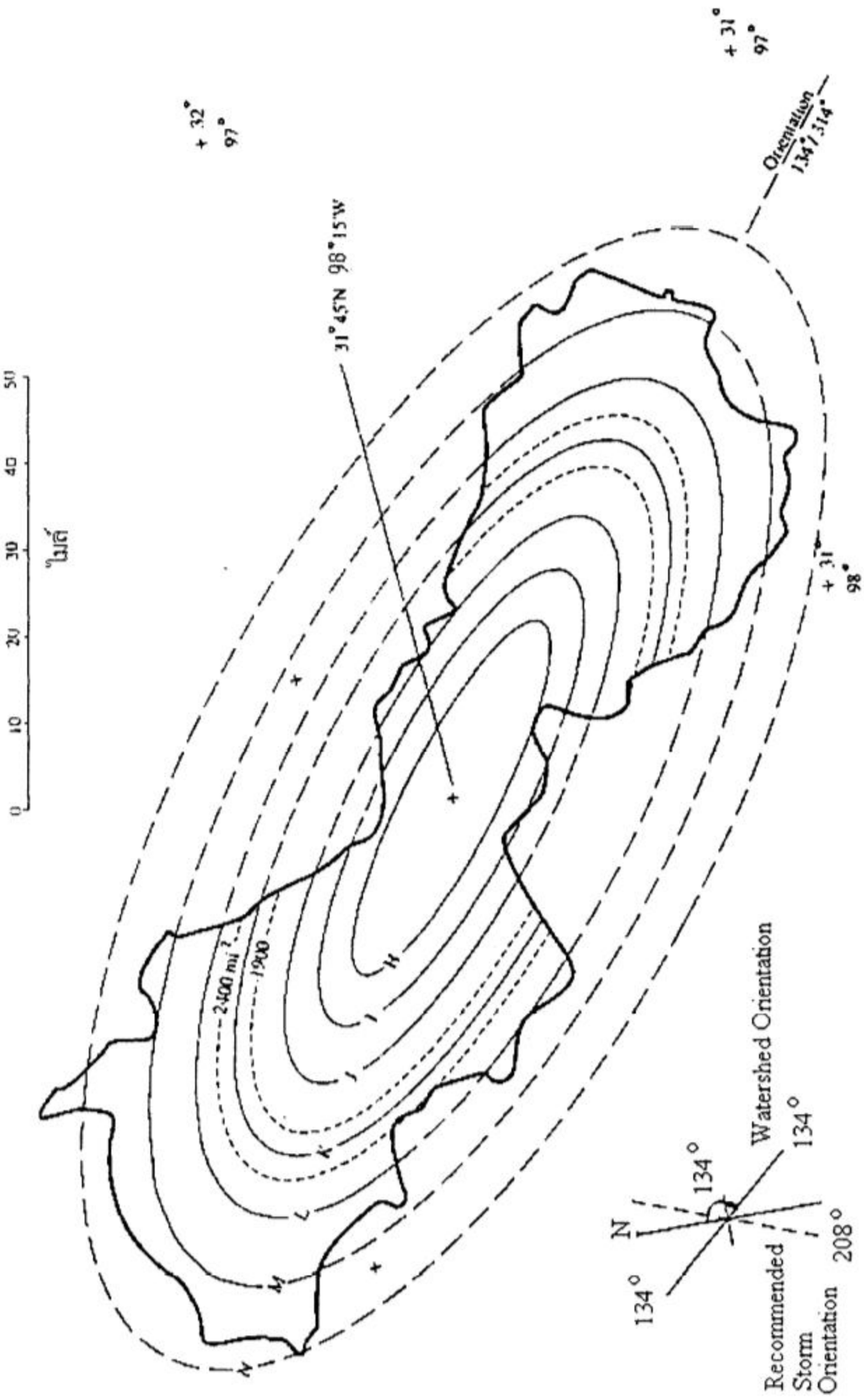
Standard Isohyetal Pattern เมื่อนำมาทาบลงบนลุ่มน้ำโดยให้มีจุดศูนย์กลางอยู่ที่จุดศูนย์กลางของลุ่มน้ำจะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 5.20 แนวแกนตามยาวจะอยู่ในทิศตะวันออกเฉียงใต้ (134°) และตะวันตกเฉียงเหนือ (314°) ซึ่งทำมุมกับทิศที่แนะนำสำหรับ PMP ที่จุดนี้ (ตะวันตกเฉียงใต้ 208° จากรูปที่ 5.16) ผลต่างของทิศทาง (Orientation Difference) คือ $208-134 = 74^{\circ}$ ค่าแฟ็คเตอร์ปรับแก้ทิศทางสำหรับพายุซึ่งมีพื้นที่ต่าง ๆ จะอ่านได้จากรูปที่ 5.17 ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 3 ของตารางที่ 5.9 เมื่อนำแฟ็คเตอร์ปรับแก้ในคอลัมน์ที่ 3 ไปคูณด้วย PMP ในช่วงเวลา 6 ชั่วโมง ซึ่งอ่านจากโค้งพื้นที่-ช่วงเวลา (คอลัมน์ที่ 2) จะได้ค่า PMP ในช่วงเวลา 6 ชั่วโมง ซึ่งปรับแก้ด้วยทิศทางแล้วดังแสดงในคอลัมน์ที่ 4



รูปที่ 5.19 โค้งความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา สำหรับลุ่มน้ำ Leon River ที่ 31° 45′ N 98° 15′ W

ตารางที่ 5.9 6- Hr PMP สำหรับแม่น้ำ Leon ที่ปรับค่าทิศทางของลุ่มน้ำเมื่อเทียบกับทิศทางการไหลของมวลอากาศชื้นสูงสุดแล้ว

Column	1	2	3	4
	Normal Storm Area ($mile^2$)	6-Hour PMP from Depth-Area-Duration Curve (in.)	Orientation Adjustment Factor	Adjusted 6-Hour PMP (in.)
	1,000	16.1	0.961	15.47
	1,500	14.4	0.933	13.44
	2,150	12.9	0.897	11.57
	3,000	21.5	0.850	9.78
	4,500	9.8	0.850	8.33
	6,500	8.5	0.850	7.23
	10,000	7.1	0.850	6.04
	15,000	5.9	0.850	5.02



รูปที่ 5.20 Standard Isohyetal Pattern เมื่อทาบกับลุ่มน้ำ Leon ในลักษณะที่ทำให้เกิดปริมาณสูงสุด

(3) หาพื้นที่พายุวิกฤต

สำหรับพื้นที่ที่กำหนดให้ จะสามารถอ่านค่าแฟ็คเตอร์ปรับค่าไอโซไฮท์สำหรับแต่ละเส้นไอโซไฮท์ได้จากรูปที่ 5.18 ยกตัวอย่าง สำหรับพื้นที่ 1,500 ตร.ไมล์ ค่าแฟ็คเตอร์ปรับแก้สำหรับไอโซไฮท์ A คือ 162% หรือ 1.62 แฟ็คเตอร์ปรับแก้สำหรับทุกไอโซไฮท์ สำหรับพื้นที่พายุ 1,500 ตร.ไมล์ แสดงอยู่ในคอลัมน์ 2 ตารางที่ 5.10 ค่า PMP ที่ปรับแก้ทิศทางแล้วสำหรับพื้นที่พายุ 1,500 ตร.ไมล์ จากตารางที่ 5.9 คือ 13.44 นิ้ว ซึ่งเมื่อนำค่านี้มาคูณกับแฟ็คเตอร์ปรับแก้ไอโซไฮท์ ในคอลัมน์ 2 ของตารางที่ 5.10 จะได้ค่าความลึกฝนของเส้นไอโซไฮท์ ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 3 เช่น สำหรับไอโซไฮท์ A ความลึกฝนคือ 1.62 x 13.44 = 21.77 นิ้ว ค่าความลึกฝนเฉลี่ยระหว่างไอโซไฮท์ (Pav) จะอยู่ในคอลัมน์ที่ 4 เช่น สำหรับไอโซไฮท์ B Pav = (21.77 + 20.43)/2 = 21.1

Incremental Area (ΔA) ระหว่างเส้นไอโซไฮท์ แสดงอยู่ในคอลัมน์ที่ 5 ของตารางที่ 5.10 ซึ่งจะเห็นได้จากรูปที่ 5.20 ว่าไอโซไฮท์ A ถึง H อยู่ในลุ่มน้ำ Leon ดังนั้น Incremental Area ของไอโซไฮท์ A ถึง H คือค่าจาก Standard Isohyetal Pattern (รูปที่ 5.15) สำหรับไอโซไฮท์ I ถึง N ค่า Incremental Area คือส่วนของพื้นที่ไอโซไฮท์ที่อยู่ในลุ่มน้ำ Leon ค่า Incremental Volume ΔV ของแต่ละไอโซไฮท์จะคำนวณได้จากสูตร ΔV = Pav. ΔA ยกตัวอย่างปริมาตรฝนในไอโซไฮท์ A = 21.77 นิ้ว x 10 ตร.ไมล์ = 217.7 นิ้ว-ตร.ไมล์ และ Incremental Volume ระหว่างไอโซไฮท์ A และ B เท่ากับ 21.1 นิ้ว x 15 ตร.ไมล์ = 316.5 นิ้ว-ตร.ไมล์ ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 6 ตารางที่ 5.10 ปริมาตรฝนทั้งหมดที่ตกลงในลุ่มน้ำจะเท่ากับผลรวมของทุก ΔV ในคอลัมน์ที่ 6 ซึ่งเท่ากับ 31,498.5 นิ้ว-ตร.ไมล์ เมื่อหารด้วยพื้นที่ลุ่มน้ำ 3,660 ตร.ไมล์ จะได้ค่าความลึกฝนเฉลี่ย = 31,498.5/3,660 = 8.61 นิ้ว

ทำในทำนองเดียวกันสำหรับพื้นที่พายุอื่น ๆ ในตารางที่ 5.9 จะสามารถหาพื้นที่พายุวิกฤตได้ ซึ่งก็คือพื้นที่พายุซึ่งทำให้ค่า PMP เฉลี่ยมีค่ามากที่สุด ในกรณีนี้พื้นที่พายุวิกฤตคือ 1,500 ตร.ไมล์ ดังนั้นลักษณะไอโซไฮท์ของ PMP ในช่วงเวลา 6 ชั่วโมงที่ลุ่มน้ำ Leon จะมีค่าดังแสดงในคอลัมน์ที่ 3 ของตารางที่ 5.10 และค่า PMP ในช่วง 6 ชั่วโมงเฉลี่ยเท่ากับ 8.61 นิ้ว

ทำในทำนองเดียวกันสำหรับช่วงเวลาอื่น ๆ จะทราบไอโซไฮท์และความลึกเฉลี่ย ซึ่งสามารถนำไปสร้างไฮเอทโตกราฟของพายุได้โดยวิธีสลับบล๊อคหรือโดยวิธีอื่นตามที่ได้กล่าวถึงในหัวข้อ 5.4 กรณีที่ต้องการออกแบบโดยใช้ค่าเพียงบางส่วนของค่า PMP เช่น 50% ของ PMP ความลึกฝนของไอโซไฮท์ในคอลัมน์ที่ 3 ของตารางที่ 5.10 จะลดลงตามเปอร์เซ็นต์ที่เลือก

ตารางที่ 5.10 การคำนวณค่าความลึกฝนของ Isohyet และค่าความลึกฝนเฉลี่ยสำหรับ 6 ชั่วโมง PMP ที่ลุ่มน้ำ Leon สำหรับพื้นที่พายุ (Nominal Storm Area) 1,500 ตร.ไมล์

Column :	1 Isohyet label	2 Isohyet adjustment factor	3 Isohyet precipitation depth* (in)	4 Average depth between isohyets P_{av} (in)	5 Incremental area within watershed ΔA (mi^2)	6 Incremental volume of precipitation $\Delta V=P_{av}\Delta A$ (in-mi^2)
	A	1.62	21.77	21.77	10	217.7
	B	1.52	20.43	21.10	15	316.5
	C	1.42	19.08	19.76	25	493.9
	D	1.32	17.74	18.41	50	920.6
	E	1.22	16.40	17.07	75	1,280.2
	F	1.12	15.05	15.72	125	1,965.6
	G	1.05	14.11	14.58	150	2,187.4
	H	0.96	12.90	13.51	250	3,376.8
	I	0.88	11.83	12.36	271	3,350.9
	J	0.80	10.75	11.29	393	4,436.8
	K	0.56	7.53	9.14	488	4,459.9
	L	0.41	5.51	6.52	582	3,793.7
	M	0.26	3.49	4.50	737	3,318.3
	N	0.16	2.15	2.82	489	1,380.2
				Total	3660	31,498.5
				Average PMP depth over watershed (in)	= 31,498.5/3660	= 8.61 in

* ค่า PMP สำหรับพื้นที่ 1500 ตารางไมล์คือ 13.44 นิ้ว

5.7 เอกสารอ้างอิง

1. ไพฑูรย์ กิติสุนทร และธำรง เปรมปรีดิ์. 2528. ความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-ความถี่ของฝน ในภาคกลางและภาคตะวันออกของประเทศไทย. รายงานวิชาการ ลน-006/2528. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา. จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

2. Bhuiyan, A.R. 1982, Rainfall Depth-Duration-Frequency Analysis in Thailand, Master Thesis No. WA-82-1, Asian Institute of Technology.

3. Frederick. R.H., V.A. Myers. And E.P. Auciello, Five to 60-minute precipitation frequency for the eastern and central United States, NOAA technical memo NWS HYDRO-35, National Weather Service, Silver Spring, Maryland, June 1977.

4. Hansen, E. M., L. C. Schreiner. and J.F. Miller, Application of probable maximum precipitation estimates-United States east of the 105th meridian, NOAA hydrometeorogical report no. 52, National Weather Service, Washington. D.C., August 1982.

5. Hershfield, D.M., Rainfall frequency atlas of the United States for durations from 30 minutes to 24 hours and return periods from 1 to 100 years, tech. Paper 40, U.S. Dept. of Comm., Weater Bureau, Washington, D.C., May 1961.

6. Huff, F.A., Time distribution of rainfall in heavy storms, Water Resour. Res., vol. 3, no. 4, pp. 1007-1019, 1967

7. Institution of Engineers Australia, Australian Rainfall and Runoff, vol. 1 ed. By D.H. Pilgrim, vol. 2 ed. By R.P. Canterford, Canberra, Australia, 1987.

8. Keifer, C.J., and H.H. Chu, Synthetic storm pattern for drainage design, J. Hyd. Div., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 83, no. HY4, pp. 1-25, 1957.

9. National Academy of Sciences, Safety of Existing Dams : Evaluation and Improvement, National Academy Press, Washington, D.C., 1983.

10. Pilgrim, D.H., and I. Cordery, Rainfall temporal patterns for design floods. J. Hyd. Div., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 101 no. HY1, pp. 81-95, 1975.

11. Terstriep, M.L., and J.B. Stall, The Illinois urban drainage area simulator, ILLUDAS, bulletin 58, Illinois State Water Survey, Urbana, Ill., 1974.

12. U.S. Army Cops of Engineers Hydrologic Engineering Center, Probable maximum storm (eastern United States), MHY 52, user's manual, CPD-46, March 1984.

13. U.S. Department of Agriculture Soil Conservation Service, Urban hydrology for small watersheds, tech. release no. 55, June 1986.

14. Wenzel, H.G., Rainfall for urban stormwater design Urban Storm Water Hydrology, ed. By David F. Kibler, Water Resources Monograph 7, American Geophysical Union, Washington, D.C., 1982.

15. World Meteorological Organization, Guide to Hydrological Practices, vol. II, Analysis, forecasting and other applications, WMO no. 168, 4th ed., Geneva, Switzerland, 1983.

16. Yen, B. C., and V. T. Chow, Design hyetographs for small drainage structures, J.Hyd. Div., Am. Soc. Civ. Eng., vol. no 106, no. HY6, pp. 1055-1076, 1980.

5.8 แบบฝึกหัด

(1) จงสร้าง 100 ปี -24 ชั่วโมง Design Storm Hyetograph สำหรับเมือง Washignton, D.C. จากแผนที่ฝน 100 ปี -24 ชั่วโมง ของสหรัฐอเมริกา (รูปที่ 5.1 บทที่ 5) และรูปแบบการแจกแจงพายุฝนของ SCS (ตารางที่ 5.5 บทที่ 5)

(2) จงสร้างไฮเอทโตกราฟรูปสามเหลี่ยมสำหรับการออกแบบท่อลอดถนนในเมือง Philadelphia กำหนดว่าช่วงเวลาเท่ากับ 60 นาที และรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี และใช้ค่า r จากตารางที่ 5.5 (บทที่ 5)

(3) จงสร้าง 1 ชั่วโมง Design Hyetograph ซึ่งมี Increments เท่ากับ 10 นาที โดยวิธี Alternating Block จากโค้ง Intensity Duration Frequency ของเมือง Chicago ซึ่งกำหนดให้ในรูปที่ 5.4 (บทที่ 5) กำหนดว่ารอบปีการเกิดซ้ำเท่ากับ 10

(4) จงสร้าง 1 ชั่วโมง Design Rainfall Hyetograph สำหรับเมือง Los Angeles โดยวิธี Instantaneous Intensity กำหนดว่า r = 0.5

(5) จงออกแบบ 1 ชั่วโมง Design Rainfall Hyetograph ในข้อ 4 ใหม่ถ้ากำหนดว่า r = 0.375 พร้อมทั้งพล๊อต Hyetograph ที่ได้เทียบกับ Hyetograph ในข้อ 4

(6) จงใช้สมการ 5.16 (the World's Greatest Recorded Rainfalls) ออกแบบ 24 ชั่วโมง Design Rainfall Hyetograph ซึ่งมี Increment 1 ชั่วโมงโดยวิธี Alternating Block พร้อมทั้งพล๊อตไฮเอทโตกราฟออกแบบ

(7) จงหา 6 ชั่วโมง PMP เฉลี่ยของลุ่มน้ำ Leon กำหนดว่าพื้นที่พายุเท่ากัน 2,150 ตร.ไมล์ ใช้ข้อมูลอื่น ๆ จากตัวอย่างที่ 5.8 บทที่ 5

(8) กำหนดให้ความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของพายุฝน ณ ลุ่มน้ำแห่งหนึ่งมีลักษณะดังสมการ

$$i = \frac{7{,}500 - 2{,}100 \ln\left[-\ln\left(1-\frac{1}{Tr}\right)\right]}{(t+45)^{1.07}}$$

เมื่อ i = ความเข้มของฝน เป็น มม./ชม.

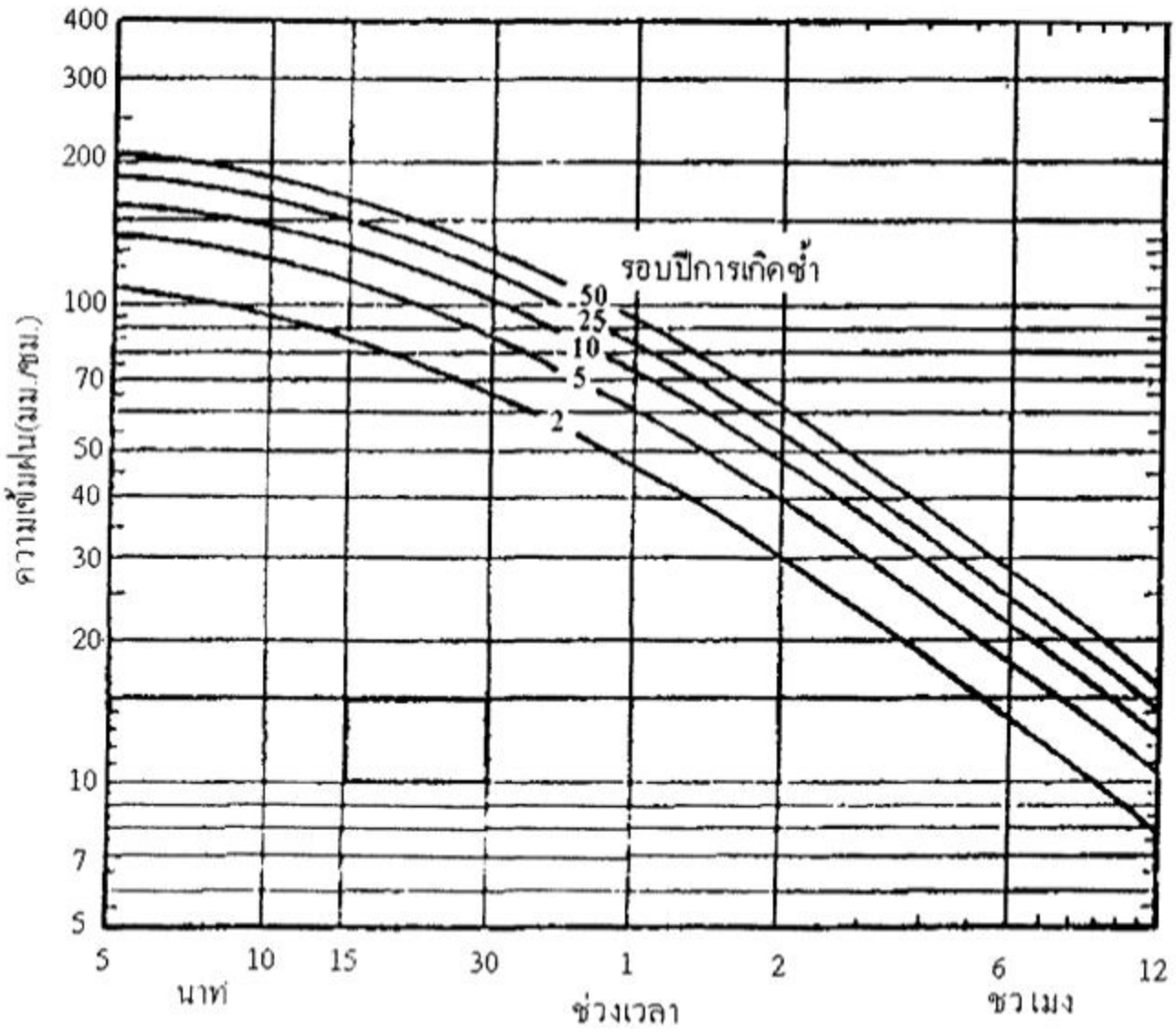
t = ช่วงเวลาในการตกของฝน เป็นนาที

Tr = รอบปีการเกิดซ้ำ เป็นปี

จงหา Design Hyetograph สำหรับพายุฝนในลุ่มน้ำดังกล่าว โดยวิธีสลับบล๊อค (Alternating Block) โดยกำหนดว่า

1. รอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการเท่ากับ 10 ปี
2. ช่วงเวลาของพายุเท่ากับ 6 ชั่วโมง
3. ช่วงเวลาของบล๊อคหรือ Increments เท่ากับ 30 นาที

(9) จงออกแบบ Rainfall Hyetograph ซึ่งมี Return Period 50 ปี Duration 12 ชั่วโมง และ Time Interval 2 ชั่วโมง กำหนดให้กราฟความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำมีลักษณะดังรูปที่ 1



รูปที่ 1

(10) กำหนดว่าสมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของฝนที่กรุงเทพมหานคร คือ

$$i = \frac{7{,}743.5 - 2{,}136.8 \ln\left[-\ln\left(1-\frac{1}{Tr}\right)\right]}{(t+48)^{1.07}}$$

เมื่อ i = ความเข้มของฝน เป็น มม./ชม.

t = ช่วงเวลาในการตกของฝน เป็นนาที

Tr = รอบปีการเกิดซ้ำ เป็นปี

จงใช้วิธี Instantaneous Intensity ออกแบบไฮเอทโตกราฟสำหรับพายุที่กรุงเทพมหานคร ซึ่งมีช่วงเวลา 6 ชั่วโมง และรอบปีการเกิดซ้ำ 20 ปี โดยใช้สัมประสิทธิ์การเกิดฝนสูงสุด (Storm Advancement Coefficient) r = 0.25

Hint : $\frac{dR}{dt} = f(t_a) = f(t_b)$

$R = i_{ave} \cdot t$

เมื่อ R = ความลึกฝนทั้งหมดที่ตกในช่วงเวลา t

t = ช่วงเวลาการตกของฝน

i_{ave} = ความเข้มฝนเฉลี่ยในช่วงเวลา t ซึ่งหาได้จากสมการที่กำหนดให้

$f(t_a) = f(t_b)$ = ความเข้มฝนที่เวลา t_a ก่อน Peak และ t_b หลัง Peak

$t = \frac{t_a}{r} = \frac{t_b}{(1-r)}$

บทที่ 6
การออกแบบปริมาณน้ำท่วมสูงสุด
(Design of Flood Peak)

6.1 คำนำ

น้ำท่วมหมายถึงปรากฏการณ์ที่น้ำในแม่น้ำหรือทางระบายน้ำมีปริมาณมากกว่าปกติ และไหลล้นตลิ่งไปท่วมบริเวณพื้นที่ที่ไม่ต้องการให้ท่วมจนก่อให้เกิดความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สิน คำว่าน้ำท่วมในบทนี้ยังหมายถึงปริมาณน้ำในทางน้ำที่มากกว่าปกติอีกด้วย

น้ำท่วมเป็นธรรมชาติของทางน้ำซึ่งไม่สามารถหลีกเลี่ยงได้ แต่สามารถที่บรรเทาความเสียหายเนื่องจากน้ำท่วมให้น้อยลงตามที่ต้องการได้ ถ้าวิศวกรที่ทำหน้าที่ป้องกันน้ำท่วมหรือวิศวกรที่ออกแบบอาคารระบายน้ำต่าง ๆ สามารถที่จะคาดคะเนขนาดน้ำท่วมที่จะเกิดขึ้นได้อย่างถูกต้องแม่นยำ

ในบทนี้จะได้กล่าวถึงการออกแบบปริมาณน้ำท่วมสูงสุด (Flood Peak) ส่วนการออกแบบกราฟน้ำท่วม (Flood Hydrograph) ซึ่งจะบอกทั้งปริมาณสูงสุดและปริมาตรน้ำท่วม เพื่อนำไปใช้เป็นข้อมูลสำหรับการออกแบบอาคารระบายน้ำต่าง ๆ จะได้กล่าวถึงในบทที่ 7

6.2 วิธีการหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุด (Methods for Flood Peak Estimation)

ในการออกแบบระบบระบายน้ำทั้งในเมืองและในพื้นที่เกษตรกรรม การออกแบบท่อลอดถนน (Culvert) อาคารตัดผ่านคลองชลประทานเช่นทางรับน้ำเข้าคลอง ไซฟ่อนหรือทางระบายน้ำล้นสำหรับเขื่อนเล็ก ๆ จำเป็นต้องรู้ขนาดน้ำท่วมสูงสุด เพื่อจะได้นำไปเป็นข้อมูลในการออกแบบอาคารเหล่านี้ให้สามารถระบายน้ำท่วมได้โดยไม่ก่อให้เกิดความเสียหายต่อตัวถนน คลอง หรือเขื่อนที่อาคารเหล่านี้ป้องกันอยู่ วิธีการหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดมีมากมายหลายวิธี แต่ละวิธีต้องการข้อมูลต่างกันออกไป แต่ส่วนใหญ่ต้องการข้อมูลปริมาณน้ำฝนและคุณสมบัติต่าง ๆ ของลุ่มน้ำ ในบทนี้จะได้กล่าวถึงวิธีการออกแบบปริมาณน้ำท่วมสูงสุด 4 วิธีคือ (1) วิธี Rational (2) วิธีกราฟของ SCS-TR55 (3) วิธีตารางของ SCS-TR55 และ (4) วิธี Empirical ต่าง ๆ

6.3 วิธี Rational

ในปัจจุบันวิธีที่นิยมใช้ในการคำนวณหาปริมาณการไหลสูงสุดของลุ่มน้ำขนาดเล็ก คือ วิธี Rational ซึ่งถูกพัฒนาขึ้นมาโดยชาวไอริส ในปี ค.ศ. 1847 และ Kuichling (1889) ได้นำเอาวิธีนี้ไปใช้ในสหราชอาณาจักรจนเป็นที่นิยมใช้กันมาถึงปัจจุบัน

6.3.1 สมการ Rational

รูปสมการทั่ว ๆ ไปคือ

$$Q = 0.278\ CIA \qquad \text{.....(6.1)}$$

เมื่อ

Q = ปริมาณการไหลสูงสุด เป็น ม.^{3}/วินาที

C = สัมประสิทธิ์น้ำท่า ไม่มีหน่วย

I = ความเข้มของฝน มีหน่วยเป็น มม./ชม. ซึ่งจะแปรผันไปตามช่วงเวลาการตกของฝน และรอบปีการเกิดซ้ำ

A = พื้นที่ระบายน้ำ เป็น กม^2.

6.3.2 สมมติฐานของสมการ Rational

สมการ Rational มีสมมติฐานที่สำคัญดังต่อไปนี้

1. ฝนตกด้วยอัตราสม่ำเสมอและตกสม่ำเสมอทั่วพื้นที่
2. ปริมาณการไหลสูงสุดจะเกิดเมื่อฝนตกนานอย่างน้อยเท่ากับเวลาการเกิดน้ำท่าสูงสุด (Time of Concentration)
3. เวลาการเกิดน้ำท่าสูงสุด คือ เวลาที่น้ำไหลจากจุดที่ไกลที่สุดในเชิงชลศาสตร์ถึงทางออกของลุ่มน้ำ
4. ความถี่ของน้ำท่วมเท่ากับความถี่ของฝนที่ใช้ในสมการ

6.3.3 ข้อจำกัดของ Rational Method

สมการ Rational พัฒนาขึ้นมาจากสมมติฐานง่าย ๆ ว่า ฝนที่ตกลงมาส่วนหนึ่งจะถูกลุ่มน้ำดูดซับเอาไว้ ส่วนที่เหลือจะกลายเป็นน้ำผิวดินที่ไหลออกสู่ทางออกของลุ่มน้ำ ถ้าฝนตกนานเท่ากับเวลาการเกิดน้ำท่าสูงสุด น้ำฝนที่ตกที่ทุก ๆ จุดในลุ่มน้ำจะไหลมาถึงทางออกพร้อม ๆ กัน ทำให้อัตราการไหลมีค่าสูงสุด จุดอ่อนที่สำคัญของวิธีนี้คือสมมติว่าอัตราการดูดซับน้ำของลุ่มน้ำมีค่าคงที่ ขึ้นอยู่กับลักษณะของลุ่มน้ำเป็นสำคัญ โดยไม่คำนึงถึงขบวนการในการเปลี่ยนฝนเป็นน้ำท่าเลย อย่างไรก็ตาม วิธีการนี้นับว่าได้ค่าถูกต้องเชื่อถือได้พอสมควร ในการประเมินปริมาณน้ำท่วมสูงสุดสำหรับการออกแบบอาคารขนาดเล็ก ซึ่งถ้าเกิดพังเสียหายจะไม่ก่อให้เกิดความเสียหาย

มากนัก วิธี Rational มีข้อจำกัดที่สำคัญคือ ปกติควรใช้เฉพาะกับลุ่มน้ำที่มีขนาดไม่เกิน 13 ตร. กม. เท่านั้น

6.3.4 การหาค่าสัมประสิทธิ์น้ำท่า C

ค่าสัมประสิทธิ์น้ำท่า C เป็นองค์ประกอบที่รวมเอาอิทธิพลทั้งหมดของลุ่มน้ำที่มีต่อขบวนการในการเปลี่ยนน้ำฝนให้เป็นน้ำท่า ซึ่งได้แก่การดักน้ำของพืชที่ปกคลุมดิน (Interception) อัตราการซึมน้ำของดิน การเก็บกักน้ำผิวดิน ความลาดเทของพื้นที่ และรูปร่างลักษณะของลุ่มน้ำเป็นสำคัญ ดังนั้นจึงเป็นการยากที่จะหาค่า C ที่ถูกต้องแน่นอน ค่า C สำหรับเขตเมืองแสดงอยู่ในตารางที่ 6.1 และค่า C สำหรับเขตชนบทแสดงอยู่ในตารางที่ 6.2

สำหรับบริเวณพื้นที่ที่มีลักษณะพื้นผิวหลายอย่างผสมกัน ค่าสัมประสิทธิ์น้ำท่าเฉลี่ยจะหาได้โดยการเฉลี่ยตามขนาดพื้นที่จากสูตร

$$\bar{C} = \frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i} \qquad \text{.....(6.2)}$$

เมื่อ

$\bar{C}$ = ค่า C เฉลี่ย

C_i = ค่า C ของบริเวณที่มีพื้นที่ผิวแบบ i จากตารางที่ 6.1 หรือ 6.2

A_i = พื้นที่ที่มีพื้นผิวแบบ i

ค่าสัมประสิทธิ์ C ที่ให้ไว้ในตารางที่ 6.1 ใช้ได้เฉพาะฝนที่มีรอบปีการเกิดซ้ำ 5 ถึง 10 ปีเท่านั้น ถ้านำเอาไปใช้กับฝนที่มีรอบปีการเกิดซ้ำสูงซึ่งจะทำให้อิทธิพลของอัตราการซึมน้ำของดินและการสูญเสียอื่นต่อการเกิดน้ำท่ามีส่วนน้อยลง จึงต้องมีการปรับค่าสัมประสิทธิ์ C ตามรอบเวรการเกิดของฝน โดยการคูณด้านขวามือสมการ (6.1) ด้วยค่าแฟ็คเตอร์ cf หรือ

$$Q = 0.278\ CIA\ C_f \qquad \text{.....(6.3)}$$

เมื่อ

C_f = แฟ็คเตอร์ ซึ่งหาได้จากตารางที่ 6.3 ในการเลือกใช้ค่า C_f ต้องระวังว่าผลคูณ C และ C_f ต้องไม่เกิน 1

ตารางที่ 6.1 ค่าสัมประสิทธิ์น้ำท่า C สำหรับเขตเมือง (Water Pollution Control Federation, 1969)

ค่า C ซึ่งแบ่งตามลักษณะการใช้พื้นที่

Description of area	**Runoff Coefficients (C)**
Business:	
Downtown areas	0.70 to 0.95
Neighborhood areas	0.50 to 0.70
Residential:	
Single-family areas	0.30 to 0.50
Multi-units, detached	0.40 to 0.60
Multi-units, attached	0.60 to 0.75
Residential (suburban)	0.25 to 0.40
Apartment dwelling areas	0.50 to 0.70
Industrial:	
Light areas	0.50 to 0.80
Heavy areas	0.60 to 0.90
Parks, cemeteries	0.10 to 0.25
Playgrounds	0.20 to 0.35
Railroad yard areas	0.20 to 0.35
Unimproved areas	0.10 to 0.30

ค่า C ซึ่งแบ่งตามลักษณะพื้นผิว

Character of surface	**Runoff Coefficients (C)**
Streets:	
Asphaltic and concrete	0.70 to 0.95
Brick	0.70 to 0.85
Roofs	0.75 to 0.95
Lawns; sandy soil:	
Flat, 2%	0.05 to 0.10
Average, 2% to 7%	0.10 to 0.15
Steep, 7%	0.15 to 0.20
Lawns; heavy soil:	
Flat, 2%	0.13 to 0.17
Average, 2% to 7%	0.18 to 0.22
Steep, 7%	0.25 to 0.35

ตารางที่ 6.2 ค่าสัมประสิทธิ์น้ำท่า C สำหรับชนบท (Schwab et. al, 1971)

Rural Areas			
	Soil Texture		
Topography and Vegetation	Open Sandy Loam	Clay and Silt Loam	Tight Clay
Woodland			
Flat 0-5% slope	0.10	0.30	0.40
Rolling 5-10% slope	0.25	0.35	0.50
Hilly 10-30% slope	0.30	0.50	0.60
Pasture			
Flat	0.10	0.30	0.40
Rolling	0.16	0.36	0.55
Hilly	0.22	0.42	0.60
Cultivated			
Flat	0.30	0.50	0.60
Rolling	0.40	0.60	0.70
Hilly	0.52	0.72	0.82

ตารางที่ 6.3 ค่าแฟ็คเตอร์ความถี่สำหรับสมการ 6.3

รอบปีการเกิดซ้ำ (ปี)	Cf
2-5	1.0
25	1.1
50	1.2
100	1.25

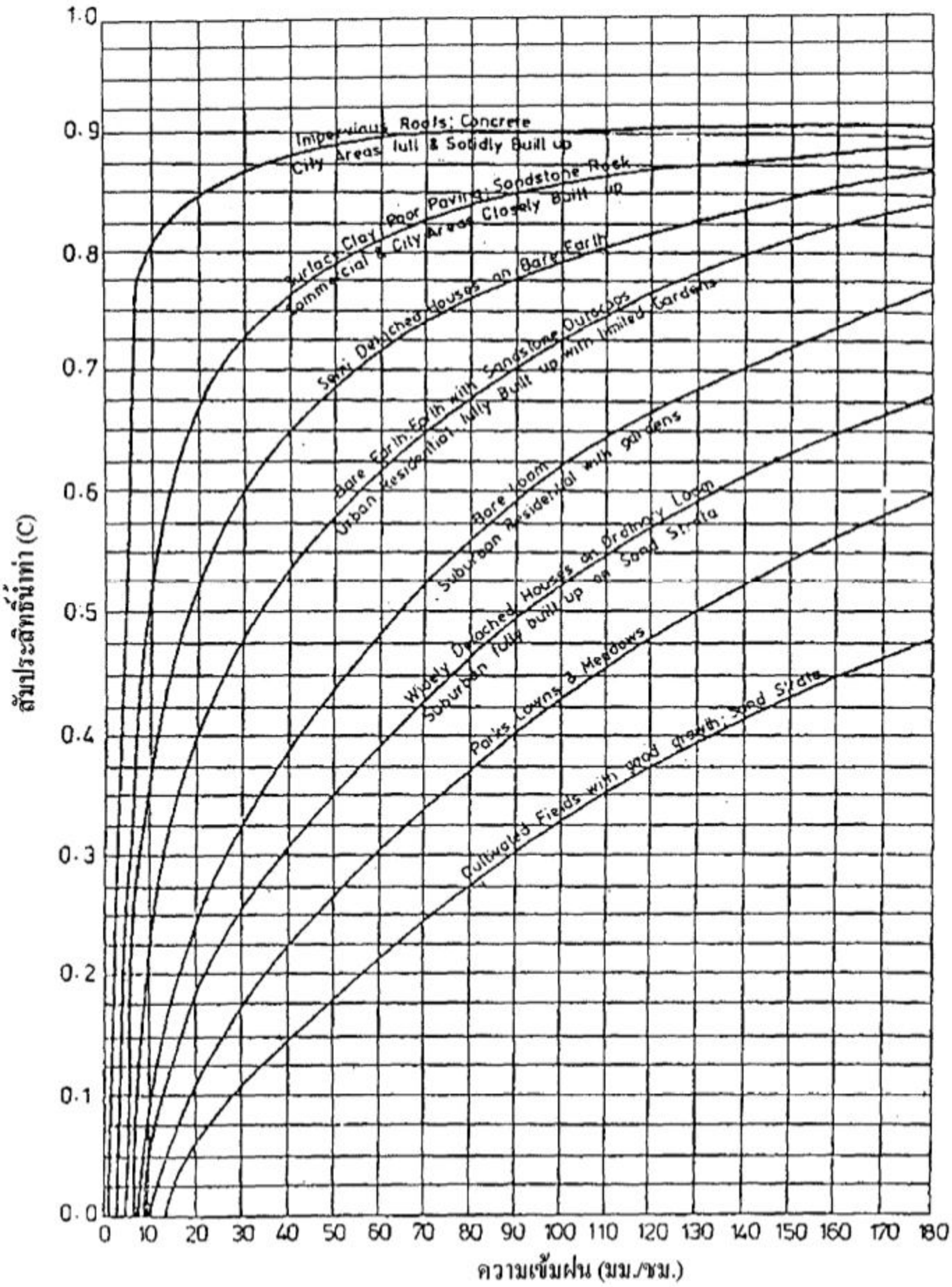
เมือง Austin มลรัฐเท็กซัสได้พัฒนาค่า C ซึ่งแปรผันไปตามลักษณะพื้นผิวและรอบปีการเกิดซ้ำของฝน สำหรับใช้ในสมการ 6.1 ดังแสดงในตารางที่ 6.4(Chow et.al., 1988)

ตารางที่ 6.4 ค่า C สำหรับสมการ Rational ที่ใช้สำหรับเมือง Austin มลรัฐเท็กซัส

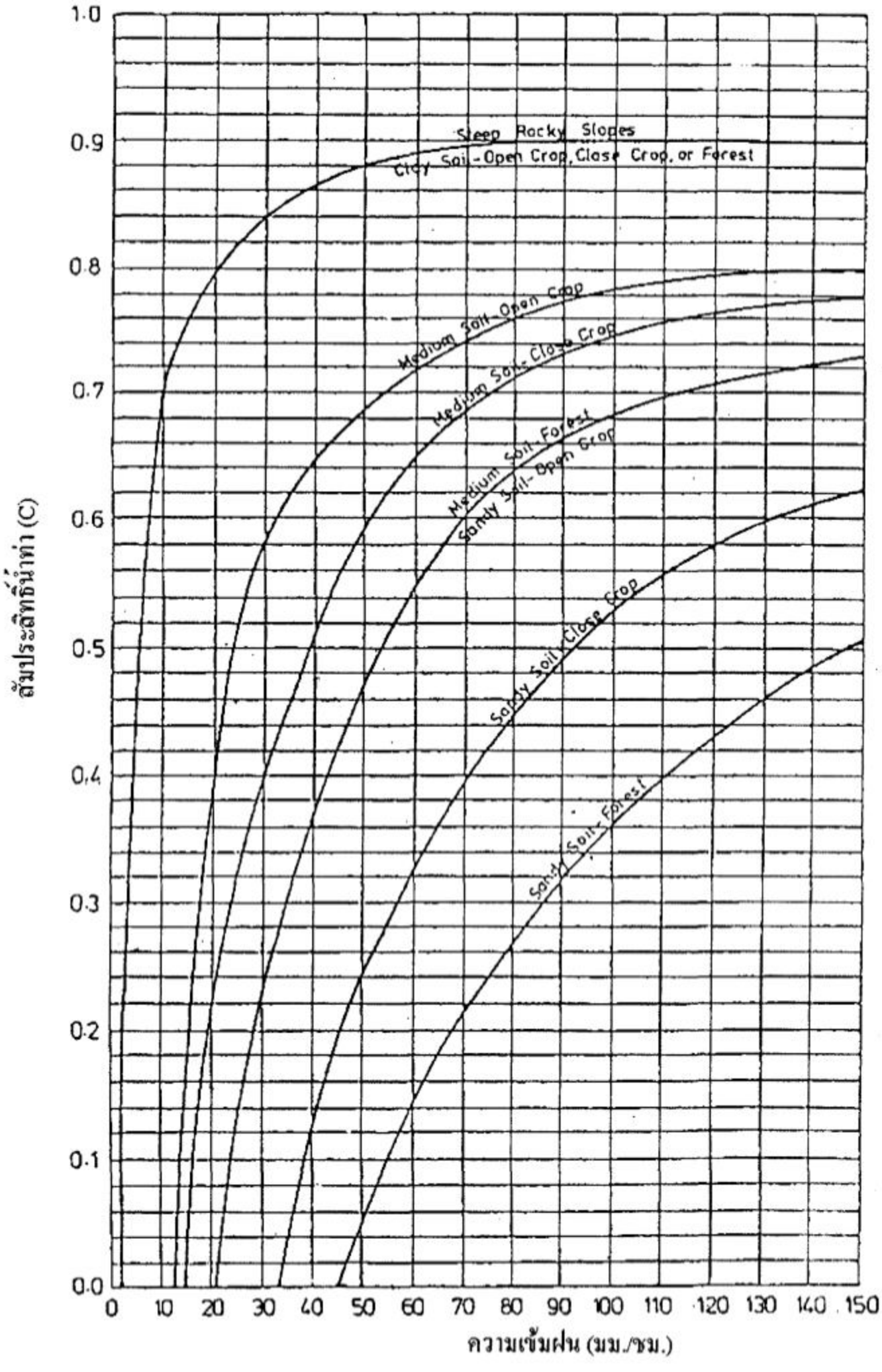
Character of surfaces	Return Period (years)						
	2	5	10	25	50	100	500
Developed	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Asphaltic	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Concreteroof							
Grass areas (lawns, parks, etc.)							
Poor condition (grass cover less than 50% of the area)							
Flat, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Average, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Steep, over 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Fair condition (grass cover less than 50% of the area)							
Flat, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Average, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Steep, over 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Good condition (grass cover larger than 75% of the area)							
Flat, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Average, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Steep, over 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Undeveloped							
Cultivated Land							
Flat, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Average, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Steep, over 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Passure/Range							
Flat, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Average, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Steep, over 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Forest/Woodlands							
Flat, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Average, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Steep, over 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Note: The values in the table are the standards used by the City of Austin, Texas.

นอกจากนี้ยังพบว่า C จะแปรผันไปตามความเข้มของฝน ดังแสดงไว้ในรูปที่ 6.1 และ 6.2 เนื่องจากความเข้มของฝนในรูปที่ 6.1 และ 6.2 จะแปรผันไปตามรอบปีการเกิดซ้ำของฝน ดังนั้นเวลาใช้ค่า C จากรูปดังกล่าวจึงไม่ต้องใช้แฟ็คเตอร์ Cf



รูปที่ 6.1 ค่าสัมประสิทธิ์ C สำหรับเขตเมือง (Morel-Seytoux, 1983)



รูปที่ 6.2 ค่าสัมประสิทธิ์ C สำหรับเขตชนบท (Morel-Seytoux, 1983)

6.3.5 การหาเวลาการติดน้ำท่าสูงสุด (Time of Concentration)

เวลาการเกิดน้ำท่าสูงสุดหรือเรียกสั้น ๆ ว่า เวลาน้ำท่าสูงสุด (t_c) หมายถึง เวลาที่น้ำฝนที่ตกลงในส่วนต่าง ๆ ของลุ่มน้ำจะไหลมาถึงทางออกพร้อม ๆ กัน ซึ่งจะเท่ากับเวลาที่น้ำใช้ในการไหลจากจุดที่ไกลที่สุดในเชิงชลศาสตร์ถึงทางออกของลุ่มน้ำ เวลาน้ำท่าสูงสุดจะหาได้โดยการคำนวณหาระยะเวลาที่น้ำจะต้องไหลบนผิวดิน (Overland Flow) ผ่านส่วนต่าง ๆ ของลุ่มน้ำลงสู่ทางน้ำซึ่งการไหลจะเป็นแบบไหลในทางน้ำ (Channel Flow) และน้ำจะไหลลงสู่ทางน้ำที่มีขนาดใหญ่กว่าจนกระทั่งถึงทางออก

สมการพื้นฐานในการคำนวณหาเวลาน้ำท่าสูงสุดตามวิธี Upland หรือวิธีความเร็ว คือ

$$t_c = \sum_{i=1}^{n} \frac{L_i}{V_i} \qquad \text{.....(6.4)}$$

เมื่อ

n = จำนวนช่วงของการไหล

L_i = ความยาวของการไหลในช่วง i

V_i = ความเร็วของน้ำในช่วง i

ความเร็วของการไหลบนผิวดินหรือทางน้ำเล็ก ๆ ตื้น ๆ จะหาได้โดยวิธีของ Izzard (1946) หรือจากรูปที่ 6.3 ส่วนความเร็วของน้ำในลำน้ำจะหาได้จากสมการ Manning

Ragan และ Duru (1972) ได้แสดงวิธีการในการหา t_c จากสมการ Kinematic Wave ซึ่งพบว่าสมการนี้จะใช้ได้เมื่อการไหลเป็นแบบปั่นป่วน (Turbulent Flow) หรือเมื่อผลคูณของความเข้มของฝนส่วนเกิน (นิ้วต่อชั่วโมง) และความยาวของการไหล (ฟุต) มีค่ามากกว่า 500

$$t_c = \frac{0.928\,(nL)^{0.6}}{(i_e^{0.4}\, s^{0.3})} \qquad \text{.....(6.5)}$$

เมื่อ

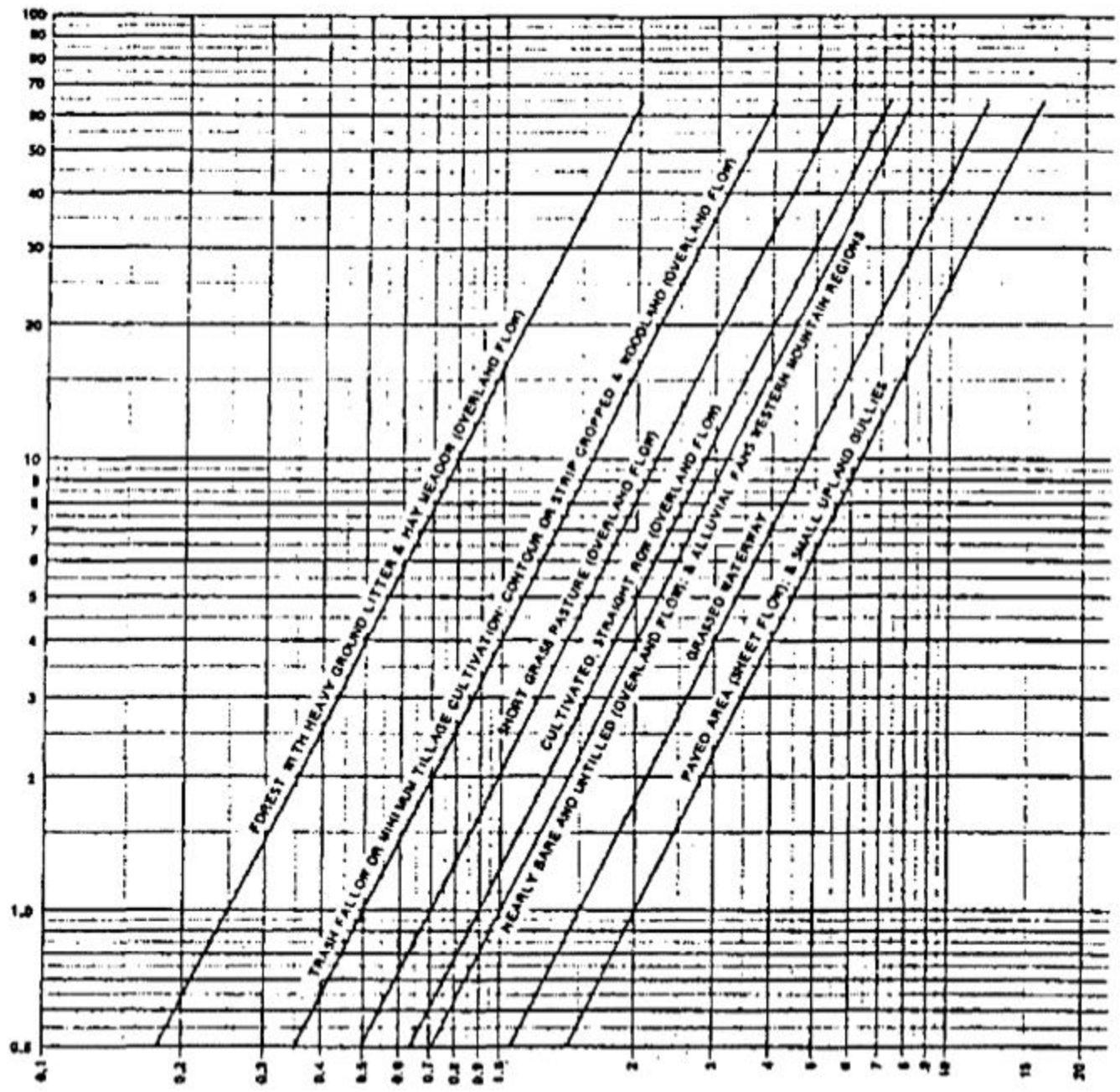
t_c = เวลาน้ำท่าสูงสุด เป็นนาที

n = Manning's n สำหรับการไหลบนผิวดิน จากตารางที่ 6.5

L = ความยาว เป็นฟุต

i_e = ความเข้มของฝนส่วนเกิน เป็นนิ้วต่อชั่วโมง

s = ความลาดชันของพื้นที่ เป็นฟุตต่อฟุต



รูปที่ 6.3 ความเร็วของการไหลบนผิวดินสำหรับลุ่มน้ำที่มีพื้นผิวลักษณะต่าง ๆ (McCuen, 1982)

ตารางที่ 6.5 Manning's n สำหรับผิวดินแบบต่าง ๆ

ผิวดิน	n
Smooth asphalt	0.012
Asphalt or concrete paving	0.014
Packed clay	0.030
Light turf	0.200
Dense turf	0.350
Dense shrubbery and forest litter	0.400

สมการของ Kirpich (1940) ซึ่งเป็นที่นิยมใช้กันมากคือ

$$t_c = (0.868 \frac{L^3}{H})^{0.385} \quad \text{.....(6.6ก)}$$

หรือ

$$t_c = (0.000868 \frac{L^2}{s})^{0.385} \quad \text{.....(6.6ข)}$$

เมื่อ

t_c = เวลาน้ำท่าสูงสุด เป็นชั่วโมง

L = ระยะทางตามลำน้ำสายใหญ่จากจุดไกลสุดในเชิงชลศาสตร์ถึงทางออกเป็น กม.

H = ความต่างระดับระหว่างจุดที่ไกลที่สุดและทางออก เป็นเมตร

s = ความลาดชันเฉลี่ย $\frac{H}{L}$

Soil Conservation Service (1973) ได้เสนอแนะวิธี Lag Method ในการหาเวลาน้ำท่าสูงสุดจากสมการ

$$t_c = \frac{5}{3} t_L \quad \text{.....(6.7)}$$

เมื่อ

t_c = เวลาน้ำท่าสูงสุด เป็น ชม.

t_L = เวลาล้าหลัง (Lag Time) เป็น ชม.

เวลาล้าหลัง t_L หมายถึงเวลาคิดเป็นชั่วโมง จากกึ่งกลางของฝนส่วนเกิน (Excess Rainfall) ถึงยอดของคลื่นน้ำท่วม ซึ่งหาได้จากสมการ

$$t_L = \frac{L^{0.8}\,(S+1)^{0.7}}{1900\,s^{0.5}} \qquad \text{.....(6.8)}$$

เมื่อ

L = ระยะทางจากจุดไกลสุดในเชิงชลศาสตร์ถึงทางออกของลุ่มน้ำ เป็นฟุต

S = ปริมาณศักยภาพสูงสุดในการดูดซับน้ำของลุ่มน้ำ ซึ่งขึ้นอยู่กับค่าหมายเลขโค้งน้ำท่า CN ค่า s และ CN จะกล่าวถึงในหัวข้อ 6.4

s = เปอร์เซ็นต์ความลาดชันของพื้นที่

รูปที่ 6.4 สามารถใช้หาเวลาล้าหลัง t_L เมื่อทราบ L, CN และ s

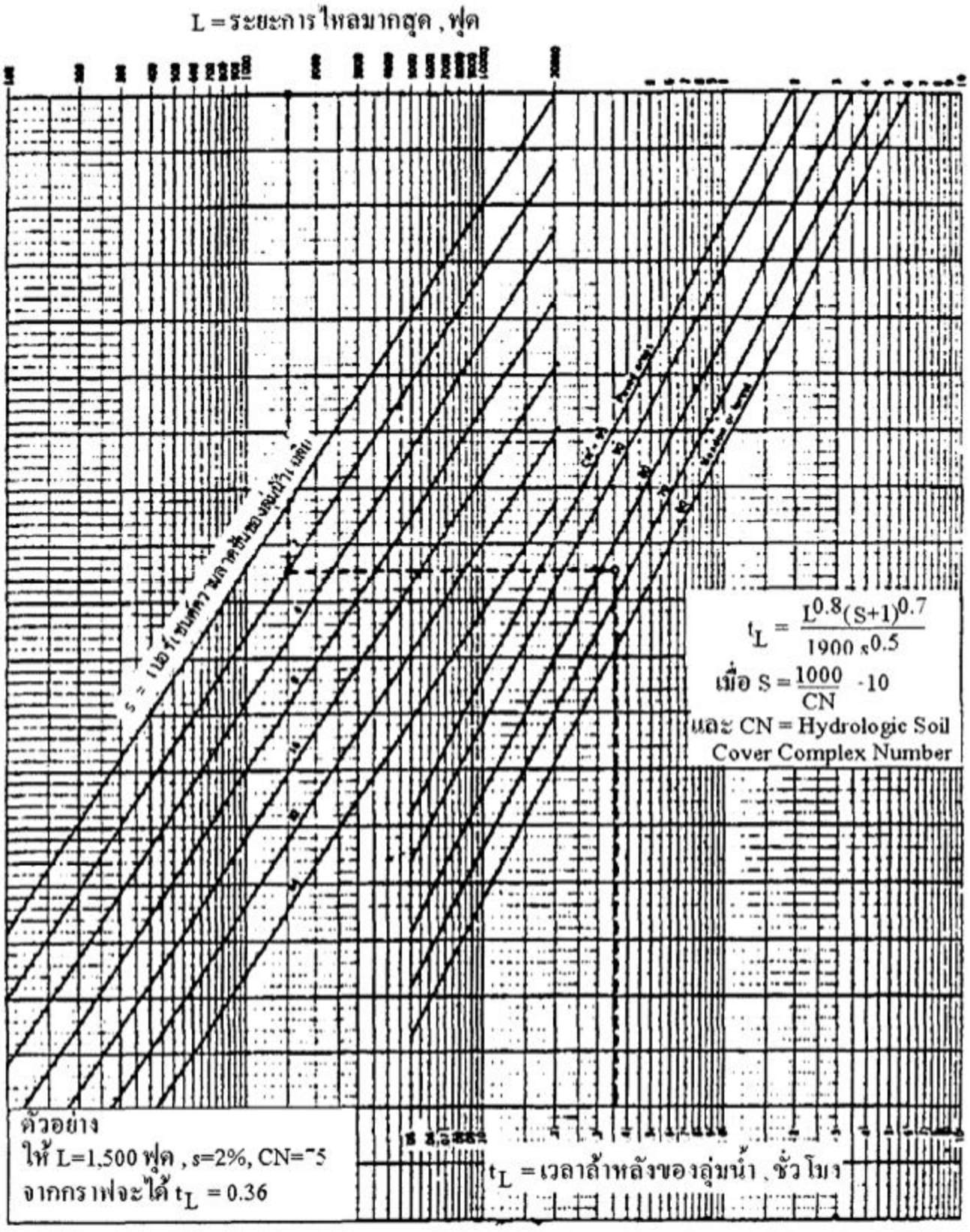
นอกจากที่กล่าวมานี้ยังมีสูตรอื่น ๆ สำหรับหาค่า Time of Concentration ดังสรุปอยู่ในตารางที่ 6.6

6.3.6 การเลือกความเข้มข้นของฝน I สำหรับสมการ Rational

ความเข้มของฝนที่ใช้สมการ Rational จะได้จากฝนที่มีช่วงเวลาการตกเท่ากับเวลาน้ำท่าสูงสุด และมีรอบปีการเกิดซ้ำตามความสำคัญของอาคารที่ออกแบบดังนี้

	รอบปีการเกิดซ้ำ
ท่อลอดถนนหรือทางน้ำธรรมชาติที่ตัดผ่านคลองชลประทาน	25
ระบบระบายน้ำในเมือง	15-20
ระบบระบายน้ำในพื้นที่เกษตรกรรม	5-10
อาคารผันน้ำขณะก่อสร้างเขื่อนขนาดเล็ก	10-25
อาคารระบายน้ำล้นขนาดเล็ก	50-100

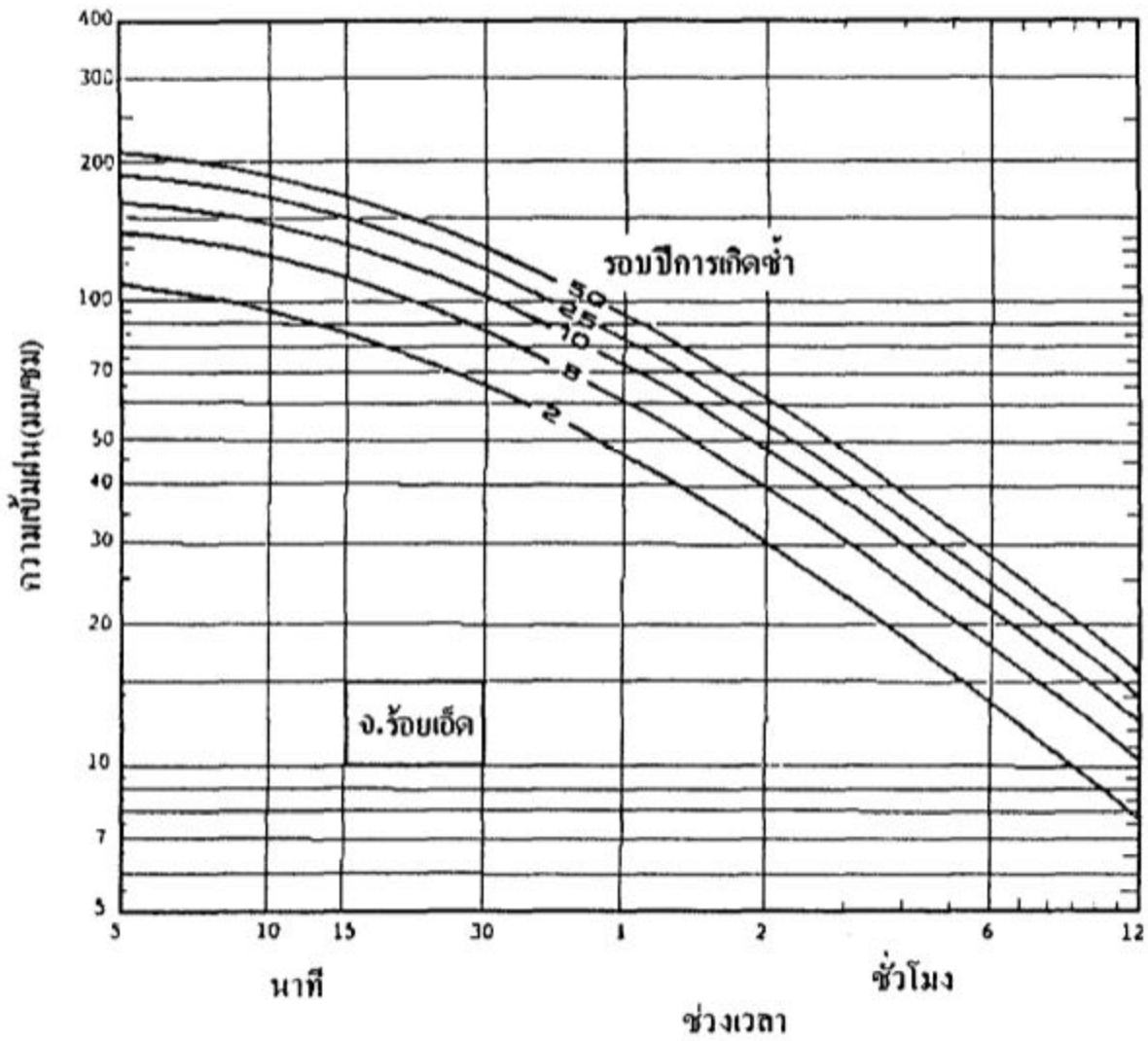
ความเข้มข้นของฝนที่ช่วงเวลา และรอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ จะหาได้จากกราฟความลึก (ความเข้ม) - ช่วงเวลา-ความถี่ (Depth (Intensity) -Duration - Frequency) ดังแสดงในรูปที่ 6.5



รูปที่ 6.4 การหาเวลาล้าหลัง t_L โดยวิธี Curve Number

ตารางที่ 6.6 สรุปสูตรสำหรับหาเวลาการเกิดน้ำท่าสูงสุด (Time of Concentration)

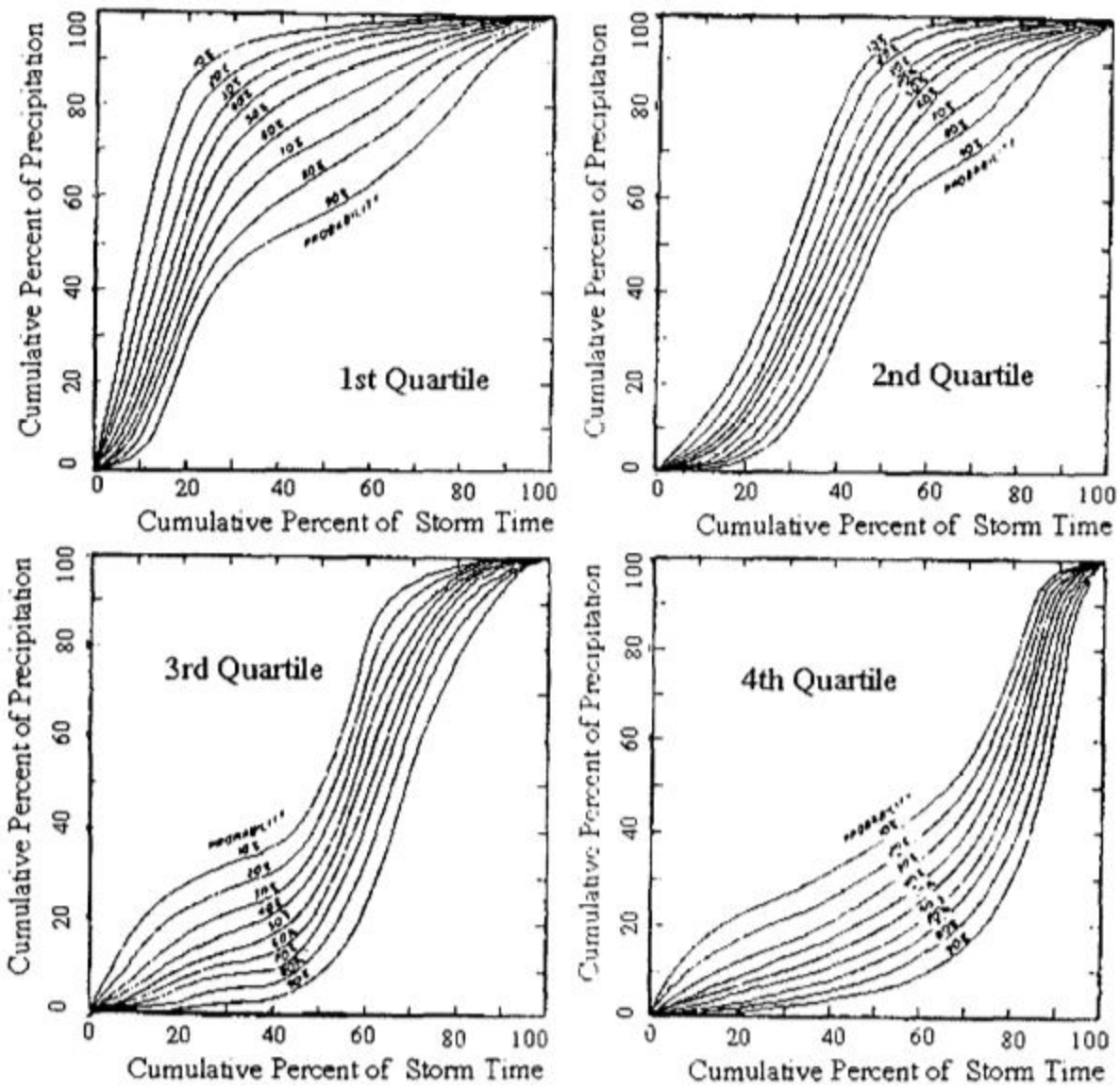
Method and Date	Formula for t_c (min)	Remarks
Kirpich (1940)	$t_c = 0.0078L^{0.77}S^{-0.385}$ L = length of channel/ditch form headwater to outlet, ft S = average watershed slope, ft/ft	Developed from SCS data for seven rural basins in Tennessee with well defined channel and steep slopes (3% to 10%); for overland flow on concrete or asphalt surfaces multiply t_c by 0.4; for concrete channels multiply by 0.2; no adjustments for overland flow on bare soil or flow in roadside ditches.
California Culverts Practice (1942)	$t_c = 60(11.9L^3/H)^{0.385}$ L = length of longest watercourse, mi	Essentially the Kirpich formula; developed from small mountainous basins in California (U.S. Bureau of Reclamation, 1973, pp. 67-71).
Izzard (1946)	H = elevation difference between divide and outlet, ft $t_c = \frac{41.025(0.0007i + c)L^{0.33}}{S^{0.333}\,i^{0.667}}$ i = rainfall intensity, in/hr. c = retardance coefficient L = length of flow path, ft S = slope of flow path, ft/ft	Developed in laboratory experiments by Bureau of Public Roads for overland flow on roadway and turf surfaces; values of the retardance coefficient range from 0.0070 for very smooth pavement to 0.012 for concrete pavement to 0.06 for dense turf; solution requires iteration; product i items L should be ≤ 500.
Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = 1.8(1.1 - C)L^{0.50}/S^{0.333}$ C = rational method runoff coefficient L = length of overland flow, ft S = surface slope, %	Developed from air field drainage data assembled by the Corps of Engineers; method is intended for use on airfield drainage problems, but has been used frequently for overland flow in urban basins.
Kinematic wave Formulas Morgali and Linsley(1965) Aron and Erborge(1973)	$t_c = \frac{0.94L^{0.6}\,n^{0.6}}{(i^{0.4}\,S^{0.3})}$ L = length of overland flow, ft n = Manning roughness coefficient i = rainfall intensity, in/hr. S = average overland slope, ft/ft	Overland flow equation developed from kinematic wave analysis of surface runoff from developed surfaces; method requires iteration since both i (rainfall intensity) and t_c are unknown; superposition of intensity-duration-frequency curve gives direct graphical solution for t_c.
SCS lag equation (1973)	$t_c = \frac{100L^{0.8}[(1000/CN) - 9]^{0.7}}{1900\,S^{0.5}}$ L = hydraulic length of watershed (longest flow path), ft CN = SCS runoff curve number S = average watershed slope, %	Equation developed by SCS from agricultural watershed data; it has been adapted to small urban basins under 2000 acres; found generally good where area is completely paved; for mixed areas it tends to overestimate; adjustment factors are applied to correct for channel improvement and impervious area; the equation assumes that t_c = 1.67 x basin lag.
SCS average velocity charts (1975, 1986)	$t_c = \frac{1}{60}\sum\frac{L}{V}$ L = length of flow path, ft V = average velocity in feet per second from Fig. 3.1 of TR 55 for various surfaces	Overland flow charts Fig. 3-1 of TR 55 show average velocity as function of watercourse slope and surface cover.



รูปที่ 6.5 กราฟความเข้ม – ช่วงเวลา- ความถี่ในการเกิดซ้ำของจังหวัดร้อยเอ็ด (กรมทางหลวง)

ในบางกรณีช่วงเวลาของฝนที่ต้องการมีค่าสั้นเพียงไม่กี่ชั่วโมงน้อยกว่าช่วงเวลาต่ำสุดที่ได้มีการวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ไว้ จึงจำเป็นต้องทราบการแผ่กระจายของฝน ดังแสดงในรูปที่ 6.6 เพื่อนำเอามาหาค่าความลึกฝนที่มีช่วงเวลาที่สั้นกว่าที่มีกราฟความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ในการเกิดซ้ำ

Quartile	Frequency(%)
First	30
Second	36
Third	19
Fourth	15



เปอร์เซนต์สะสมของเวลาการตกของฝน

รูปที่ 6.6 กราฟการแผ่กระจายของฝน

ตัวอย่างที่ 6.1 จงหาขนาดท่อลอดถนนซึ่งสร้างในเขตจังหวัดร้อยเอ็ด ลุ่มน้ำมีขนาดพื้นที่ 10 ตร.กม. เป็นพื้นที่เกษตรกรรมที่มีลักษณะเป็นคลื่น (Rolling) และดินเป็นดินร่วนปนทราย จากการศึกษาแผนที่ภูมิประเทศพบว่าลุ่มน้ำมีความลาดชันเฉลี่ย 0.125 เปอร์เซ็นต์ และจุดที่ไกลที่สุด (เชิงชลศาสตร์) ซึ่งวัดตามลำน้ำสายใหญ่ห่างจากตำแหน่งของท่อลอดประมาณ 4 กม. ให้ออกแบบโดยใช้รอบปีการเกิดซ้ำ 25 ปี

วิธีทำ

(1) หาเวลาน้ำท่าสูงสุดจากสูตรของ Kirpich

$$t_c = (0.868 \frac{L^3}{H})^{0.385}$$

$L = 4$ กม.

$H = s \times L$

$= \frac{0.125}{100} \times 4000 = 5$ เมตร

$$t_c = (0.868 \frac{(4)^3}{5})^{0.385}$$ ชม.

$= 2.53$ ชม.

จากรูปที่ 6.5 ถ้าช่วงเวลา 2.53 ชม. และรอบปีการเกิดซ้ำ 25

ความเข้มของฝน $I = 46$ มม./ชม.

จากตารางที่ 6.2 ถ้าลุ่มน้ำเป็นพื้นที่เกษตรกรรม มีลักษณะเป็นคลื่น และดินเป็นดินร่วนปนทราย

$C = 0.40$

จากตารางที่ 6.3 ถ้ารอบปีการเกิดซ้ำในการออกแบบเท่ากับ 25 ปี

$C_f = 1.1$

$\therefore$ ปริมาณน้ำท่วมสูงสุด $= 0.278\ CIA\ C_f$

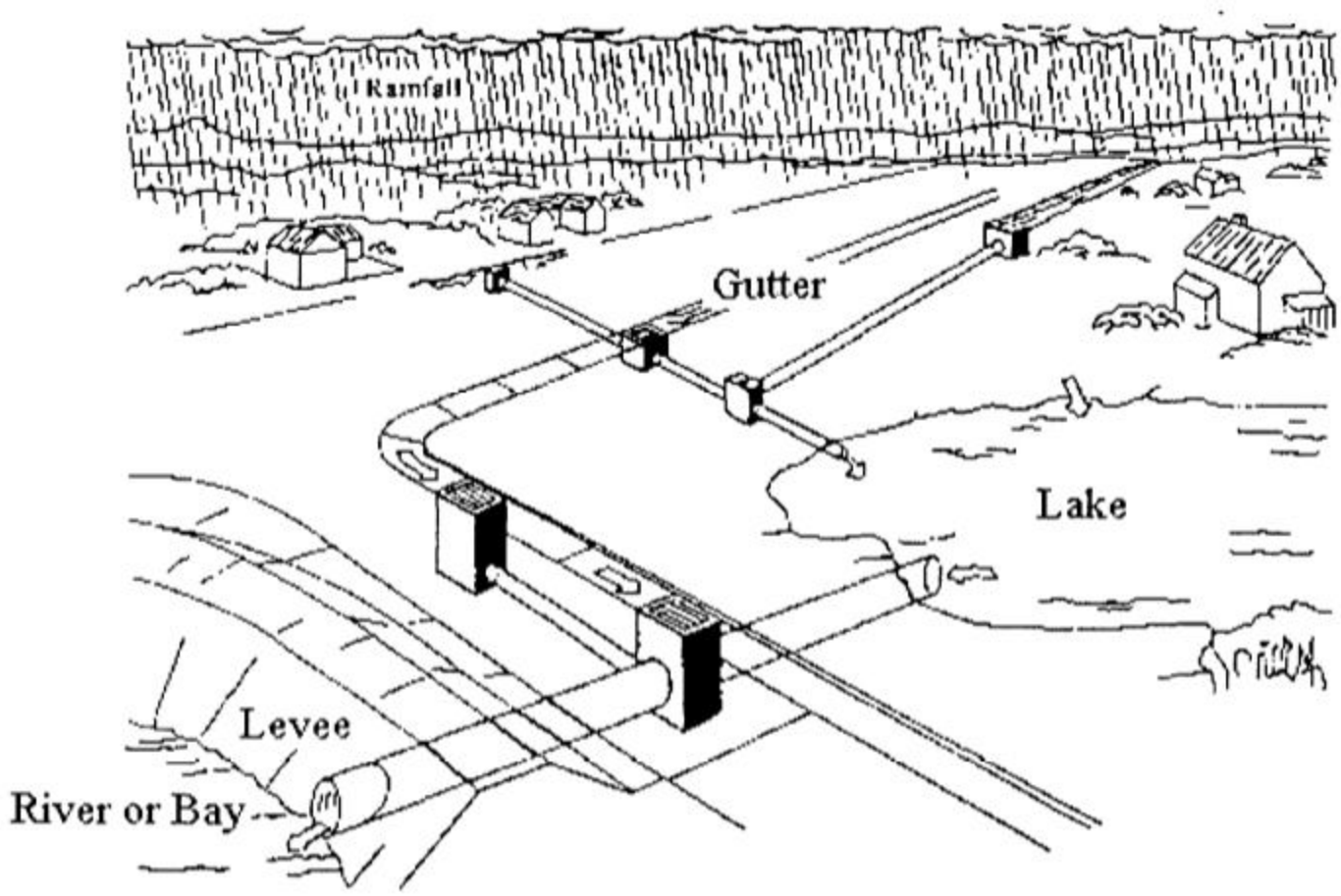
$= 0.278\ (0.40)\ (46)\ (10)\ (1.1)$

$= 56.3$ ม^3./วินาที

6.4 การออกแบบท่อระบายน้ำฝนโดยวิธี Rational

(Storm Sewer Design by Rational Method)

ระบบระบายน้ำในเมืองโดยทั่ว ๆ ไป ประกอบด้วยพื้นที่รับน้ำ ร่องระบายน้ำข้างถนน (Gutter) Manholes และท่อระบายน้ำซึ่งฝังไว้ใต้ดินเพื่อระบายน้ำลงสู่แม่น้ำหรือที่ทิ้งน้ำต่อไป มีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 6.7



รูปที่ 6.7 ลักษณะของระบบระบายน้ำในเมืองโดยทั่ว ๆ ไป

6.4.1 แนวทางและสมมติฐานในการออกแบบ

(Design Philosophy and Assumptions)

การออกแบบท่อระบายน้ำฝนคือการหาขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง ความลาดเท ระดับขอบบนและขอบล่าง (Crown or Invert Elevation) ของท่อระบายน้ำ

ในการวางแนวระบบท่อซึ่งปกติจะต้องใช้วิจารณญาณเป็นอย่างมากนั้นมีแนวทางในการพิจารณาโดยทั่ว ๆ ไปดังนี้คือ ปกติจะกำหนดจุดที่ตั้ง Manholes ที่ตรงจุดที่ถนนตัดกัน หรือมีการเปลี่ยนแปลงความลาดเทถนนหรือพื้นที่สำคัญ ท่อระบายน้ำจะมีความลาดเทในทิศทางเดียวกับความลาดเทผิวดิน เพื่อว่าจะสามารถต่อเชื่อมเข้ากับท่อประธานย่อย (Submain) ทางด้านท้ายน้ำได้ หลังจากวางแนวระบบท่อระบายน้ำแล้วจะสามารถใช้วิธี Rational คำนวณหาปริมาณการไหลสูงสุดเพื่อการออกแบบขนาดท่อต่อไปได้

ในการออกแบบท่อระบายน้ำปกติจะตั้งสมมติฐานดังต่อไปนี้

1. น้ำไหลในท่อแบบอิสระด้วยแรงโน้มถ่วงของโลก
2. ใช้ท่อกลมที่มีขายในท้องตลาด ซึ่งปกติจะใช้ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางไม่ต่ำกว่า 8 นิ้ว

3. จะต้องออกแบบให้ท่อมีขนาดเล็กที่สุดที่มีขายในท้องตลาด ซึ่งสามารถระบายปริมาณน้ำสูงสุดได้

4. ตรงจุดที่ท่อระบายน้ำบรรจบกัน ระดับขอบบนของท่อทางด้านเหนือน้ำต้องไม่ต่ำกว่าระดับขอบบนของท่อทางด้านท้ายน้ำ

5. จะต้องมีการกำหนดความเร็วต่ำสุดที่ยอมให้เกิดที่ปริมาณการไหลออกแบบหรือเมื่อน้ำไหลเต็มท่อ เพื่อป้องกันการตกจมของของแข็ง (Solid Material) เช่น 2.5 ฟุตต่อวินาที

6. กำหนดความเร็วสูงสุดเพื่อป้องกันการกัดเซาะหรือปัญหาอื่น ๆ ที่เกิดจากน้ำไหลเร็วเกินไป

เนื่องจากพื้นที่ระบายน้ำในเมืองโดยทั่ว ๆ ไปประกอบด้วยพื้นที่ระบายน้ำย่อย (Subareas) ซึ่งมีลักษณะต่างกันออกไป ซึ่งทำให้ค่า C ต่างกันออกไปในแต่ละพื้นที่ ในกรณีนี้จะหาค่าปริมาณการไหลสูงสุด Q ได้จากสูตร

$$Q = 0.278\, I \sum_{i=1}^{m} C_i A_i \qquad \text{.....(6.9)}$$

เมื่อ Q = ปริมาณการไหลสูงสุด เป็น ลบ.เมตร/วินาที

A_i = พื้นที่ระบายน้ำย่อย A_i เป็น กม^2.

C_i = สัมประสิทธิ์การระบายน้ำของพื้นที่ระบายน้ำ A_i

I = ความเข้มในการตกของฝน เป็น มม./ชม.

เวลาการเกิดน้ำท่าสูงสุด (t_c) ที่จุดใด ๆ ในระบบระบายน้ำจะหาได้จากสมการ

$$t_c = t_o + t_f \qquad \text{.....(6.10)}$$

เมื่อ

t_o = Inlet Time หรือระยะเวลาที่น้ำไหลจากจุดที่ไกลที่สุดในพื้นที่ระบายน้ำย่อยถึงท่อรับน้ำ (Sewer Inlet) ซึ่งหาได้โดยใช้สูตรเวลาการเกิดน้ำท่าสูงสุดตามที่กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 6.3.5

t_f = ระยะเวลาที่น้ำไหลในท่อระบายน้ำที่อยู่ทางด้านเหนือน้ำของจุดที่พิจารณา

$$= \sum_{i=1}^{n} \frac{L_i}{V_i}$$

เมื่อ

L_i = ความยาวท่อช่วงที่ i

V_i = ความเร็วของน้ำที่ไหลในท่อช่วง i

อย่างไรก็ตามกรณีที่พื้นที่ระบายน้ำ A_i ใด ๆ มีพื้นที่ค่อนข้างเล็ก ปกติจะใช้ข้อมูลที่ได้เคยมีการตรวจวัดไว้ของพื้นที่ระบายน้ำที่มีลักษณะคล้ายคลึงกัน ในการประมาณ Inlet Time แต่ควรได้มีการตรวจสอบความถูกต้องโดยการคำนวณการไหลของน้ำบนผิวดินอีกทีหนึ่ง

6.4.2 การหาขนาดท่อ (Pipe Capacity Design)

เมื่อรู้ Q จากสูตร Rational จะสมมติว่าน้ำไหลเต็มท่อโดยไม่มีความดันและสามารถคำนวณหาขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางได้ โดยใช้สูตร Manning หรือ Darcy-Weisbach

(1) สูตร Manning

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S_o^{1/2}$$

$$= \frac{1}{n} \left(\frac{\pi D^2}{4}\right) \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} S_o^{1/2}$$

$$= \frac{0.311}{n} D^{8/3} S_o^{1/2}$$

$$D = \left(\frac{3.22 Qn}{\sqrt{S_o}}\right)^{3/8} \qquad \text{.....(6.11)}$$

เมื่อ

D = เส้นผ่าศูนย์กลางท่อ เป็นเมตร

Q = อัตราการไหล เป็น ลบ.เมตร/วินาที

n = Manning's n

S_o = ความลาดเทของท่อ

(2) สูตร Darcy-Weisbach

$$Q = A\left(\frac{8g}{f} R\, S_o\right)^{1/2}$$

$$= \frac{\pi D^2}{4} \left(\frac{8g}{f} \frac{D}{4} S_o\right)^{1/2}$$

$$D = \left(\frac{0.811\, fQ^2}{gS_o}\right)^{1/5} \qquad \text{.....(6.12)}$$

เมื่อ

f = Darcy-Weisbach Friction Factor

g = อัตราเร่งเนื่องจากแรงดึงดูดของโลก

Q, D, S_o เหมือนสมการที่ 6.11

6.4.3 ตัวอย่างการออกแบบ (Design Example)

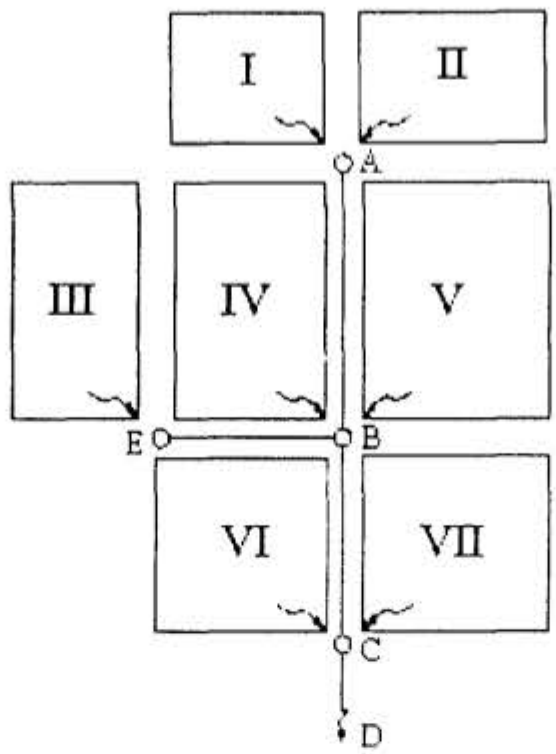
วิธี Rational เป็นวิธีที่ใช้กันมากในการออกแบบระบบท่อระบายน้ำฝนในประเทศต่าง ๆ เนื่องจากเป็นวิธีที่ง่ายและสามารถหาขนาดท่อระบายน้ำได้โดยตรง ซึ่งต่างจากวิธีการจำลองการไหล (Flow Simulation) ที่เกี่ยวกับการเร้าท์ไฮโดรกราฟ ซึ่งถึงแม้ว่าจะดูเป็นจริงมากกว่าแต่ต้องมีการสมมติขนาดท่อระบายน้ำก่อนจึงจะสามารถจำลองการไหลของน้ำในระบบท่อระบายน้ำได้ ดังนั้นอาจพิจารณาใช้วิธี Rational ในการออกแบบเบื้องต้น (Preliminary Design) และสามารถใช้วิธีเร้าท์ไฮโดรกราฟผ่านระบบท่อระบายน้ำในการตรวจสอบความถูกต้องของการออกแบบด้วยวิธี Rational ได้

ความไม่แน่นอนที่เกิดจากการออกแบบด้วยวิธี Rational จะหาได้โดยวิธีการวิเคราะห์ความเสี่ยงตามที่ได้กล่าวถึงในบทที่ 5 ซึ่งในกรณีนี้จะพิจารณาว่า Q ที่ได้จากการคำนวณโดยวิธี Rational เป็น Loading ต่อระบบ และ Q ในสมการที่ 6.11 หรือ 6.12 เป็น Capacity

ตัวอย่างที่ 6.2 สมมติว่าพื้นที่ระบายน้ำแห่งหนึ่งประกอบด้วย 7 พื้นที่ระบายน้ำย่อย ดังแสดงในรูปที่ 6.8 จงหาขนาดท่อระบายน้ำ EB ของพื้นที่ระบายน้ำย่อยที่ III ถ้าในการออกแบบใช้ฝนซึ่งมีรอบปีการเกิดซ้ำ 5 ปี พื้นที่ระบายน้ำย่อยที่ III มีพื้นที่ 4 เอเคอร์ สัมประสิทธิ์การระบายน้ำ 0.6 และ Inlet Time 10 นาที

สมมติว่าสมการความเข้มฝนสำหรับการออกแบบคือ $I = \frac{120\ Tr^{0.175}}{(t + 27)}$ เมื่อ I = ความเข้มฝน เป็นนิ้ว/ชม. Tr = รอบปีการเกิดซ้ำ และ t = ช่วงเวลาการตกของฝนเป็นนาที

ระดับดินที่จุด E และ B เท่ากับ 498.43 และ 495.55 ฟุตเหนือระดับน้ำทะเลปานกลางตามลำดับ และความยาวท่อช่วง EB เท่ากับ 450 ฟุต สมมติว่า n = 0.015 จงหาระยะเวลาในการไหลของน้ำในท่อ EB



รูปที่ 6.8 พื้นที่ระบายน้ำและท่อระบายน้ำฝนสำหรับตัวอย่างที่ 6.2 และ 6.3

วิธีทำ เวลาการเกิดน้ำท่าสูงสุด (t_c) ของพื้นที่ระบายน้ำย่อยที่ III ก่อนที่จะไหลลงท่อระบายน้ำที่จุด E = 10 นาที

ถ้า Tr = 5 ปี, t = 10 นาที

$$I = \frac{120\ Tr^{0.175}}{(t + 27)}$$

$$= \frac{120\ (5)^{0.175}}{(10 - 27)}$$

$$= 4.30 \text{ นิ้ว/ชม.}$$

จาก $Q = C\ I\ A$

$$= 0.6\ (4.3)\ (4)$$

$$= 10.3 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$$

$$S_o = \frac{(498.43 - 495.55)}{450} = 0.0064$$

จากสมการที่ 6.11 (สำหรับระบบอังกฤษ จะต้องหารค่า ส.ป.ส. 3.22 ด้วย 1.49 ซึ่งเท่ากับ 2.16)

$$D = \left(\frac{2.16\,Qn}{\sqrt{S_O}}\right)^{3/8}$$

$$= \left(\frac{2.16 \times 10.3 \times 0.015}{\sqrt{0.0064}}\right)^{3/8}$$

$$= 1.71 \text{ ฟุต}$$

ใช้ D = 1.75 ฟุต หรือ 21 นิ้ว

ในการหาเวลาในการไหลของน้ำในท่อ เพื่อให้การคำนวณทำได้ง่ายเข้าจึงขอสมมติว่าน้ำไหลเต็มท่อขนาด D = 1.75 ฟุต

$$A = \frac{\pi (1.75)^2}{4} = 2.405 \text{ ฟุต}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{10.3}{2.405} = 4.28 \text{ ฟุต/วินาที}$$

ระยะเวลาในการไหลของน้ำในท่อ EB

$$= \frac{L}{V} = \frac{450}{4.28} = 105 \text{ วินาที}$$

$$= 1.75 \text{ นาที}$$

การสมมติว่าน้ำไหลเต็มท่อขนาด 1.75 ฟุต จะทำให้ผลการคำนวณค่าระยะเวลาในการไหลของน้ำในท่อ EB มากกว่าความเป็นจริงบ้าง เพราะความจริงแล้วน้ำจะไหลไม่เต็มท่อขนาด 1.75 ฟุต

ตัวอย่างที่ 6.3 พื้นที่ระบายน้ำในรูปที่ 6.8 มีพื้นที่ทั้งหมด 27 เอเคอร์ พื้นที่ระบายน้ำย่อยทั้ง 7 มีขนาดพื้นที่สัมประสิทธิ์น้ำท่า และ Inlet Time ดังแสดงในตารางที่ 6.7 ความยาวและความลาดเทของท่อระบายน้ำ EB, AB, BC, และ CD แสดงอยู่ในตารางที่ 6.8 กำหนดว่าสมการความเข้มฝนสำหรับการออกแบบเหมือนที่ใช้ในตัวอย่างที่ 6.2 และ Manning's n = 0.015 จงออกแบบท่อระบายน้ำฝน

วิธีทำ วิธีการออกแบบขนาดท่อระบายน้ำเหมือนวิธีที่แสดงในตัวอย่างที่ 6.2 แต่เวลาการเกิดน้ำท่าสุงสุดของพื้นที่ระบายน้ำที่จุด B และ C จะต้องรวมทั้ง Inlet Time และระยะที่น้ำไหลในท่อที่อยู่เหนือน้ำของจุดนั้น ผลการออกแบบท่อ EB อยู่ในแถวที่ 1 ของตารางที่ 6.8

ตารางที่ 6.7 คุณลักษณะของพื้นที่ระบายน้ำในตัวอย่างที่ 6.3

พื้นที่ระบายน้ำย่อย	พื้นที่ A (เอเคอร์)	ส.ป.ส.น้ำท่า C	Inlet time t_i (นาที)
I	2	0.7	5
II	3	0.7	7
III	4	0.6	10
IV	4	0.6	10
V	5	0.5	15
VI	4.5	0.5	15
VII	4.5	0.5	15

การออกแบบท่อ AB : ท่อ AB ทำหน้าที่ระบายน้ำออกจากพื้นที่ระบายน้ำย่อย I และ II จากตารางที่ 6.7

A_1 = 2 เอเคอร์, C_1 = 0.7, t_1 = 5 นาที

A_2 = 3 เอเคอร์, C_2 = 0.7, t_2 = 7 นาที

$\sum CA = C_1A_1 + C_2A_2$

$= 0.7 \times 2 + 0.7 \times 3 = 3.5$

$t_c = t_2 = 7$

$$I = \frac{120\,(5)^{0.175}}{(7+27)} = 4.68 \text{ นิ้ว/ชม.}$$

$Q = I \sum CA$

$= 4.68 \times 3.5 = 16.4$ ลบ.ฟุต/วินาที

จากตารางที่ 6.8 : S_o = 0.0081

$$D = \left(\frac{2.16 \times 16.4 \times 0.015}{\sqrt{0.081}}\right)^{3/8}$$

= 1.95 ฟุต

ใช้ D = 2.0 ฟุต

สมมติน้ำไหลเต็มท่อ D = 2.0 ฟุต

$$A = \frac{\pi\,(2.0)^2}{4} = 3.1416 \text{ ฟุต}^2$$

$$V = \frac{16.4}{3.1416} = 5.22 \text{ ฟุต}^2$$

$$\frac{L}{V} = \frac{550}{5.22} = 105.4 \text{ วินาที}$$

= 1.76 นาที

การออกแบบท่อ BC :

ท่อ BC ทำหน้าที่ระบายน้ำจาก 5 พื้นที่ระบายน้ำย่อย (I, II, III, IV และ V) ซึ่งน้ำที่ไหลเข้าท่อ BC มาจาก 4 ทางด้วยกันคือ (1) จากท่อ EB (2) จากท่อ AB (3) จากพื้นที่ระบายน้ำย่อยที่ IV และ (4) จากพื้นที่ระบายน้ำย่อยที่ V

สำหรับท่อ EB ระยะเวลาที่น้ำไหลจากจุดที่ไกลที่สุด = 10+1.75 = 11.75 นาที

สำหรับท่อ AB ระยะเวลาที่น้ำไหลจากจุดที่ไกลที่สุด = 7+1.76 = 8.76 นาที

สำหรับท่อ IV ระยะเวลาที่น้ำไหลจากจุดที่ไกลที่สุด = 10 นาที

สำหรับท่อ V ระยะเวลาที่น้ำไหลจากจุดที่ไกลที่สุด = 15 นาที

ดังนี้ t_c = 15 นาที

$$I = \frac{120\,(5)^{0.175}}{(15+27)}$$

= 3.79 นิ้ว/ชม.

$\sum CA$ = 3.5 + 0.6 x 4 + 0.6 x 4 + 0.5 x 5

= 10.8

$Q = I \sum CA$

= 3.79 x 10.8

= 40.9 ลบ.ฟุต/วินาที

จากตารางที่ 6.8

S_o = 0.0064

$$D = \left(\frac{2.16 \times 40.9 \times 0.015}{\sqrt{0.0064}}\right)^{3/8} = 2.87 \text{ ฟุต}$$

ใช้ D = 3.00 ฟุต

สมมติว่าน้ำไหลเต็มท่อ D = 3.00 ฟุต

$$A = \frac{\pi\,(3.0)^2}{4} = 7.07 \text{ ฟุต}^2$$

$$V = \frac{40.9}{7.07} = 5.79 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$$

$$\frac{L}{V} = \frac{400}{5.79} = 69.1 \text{ วินาที} = 1.15 \text{ นาที}$$

การออกแบบท่อ CD :

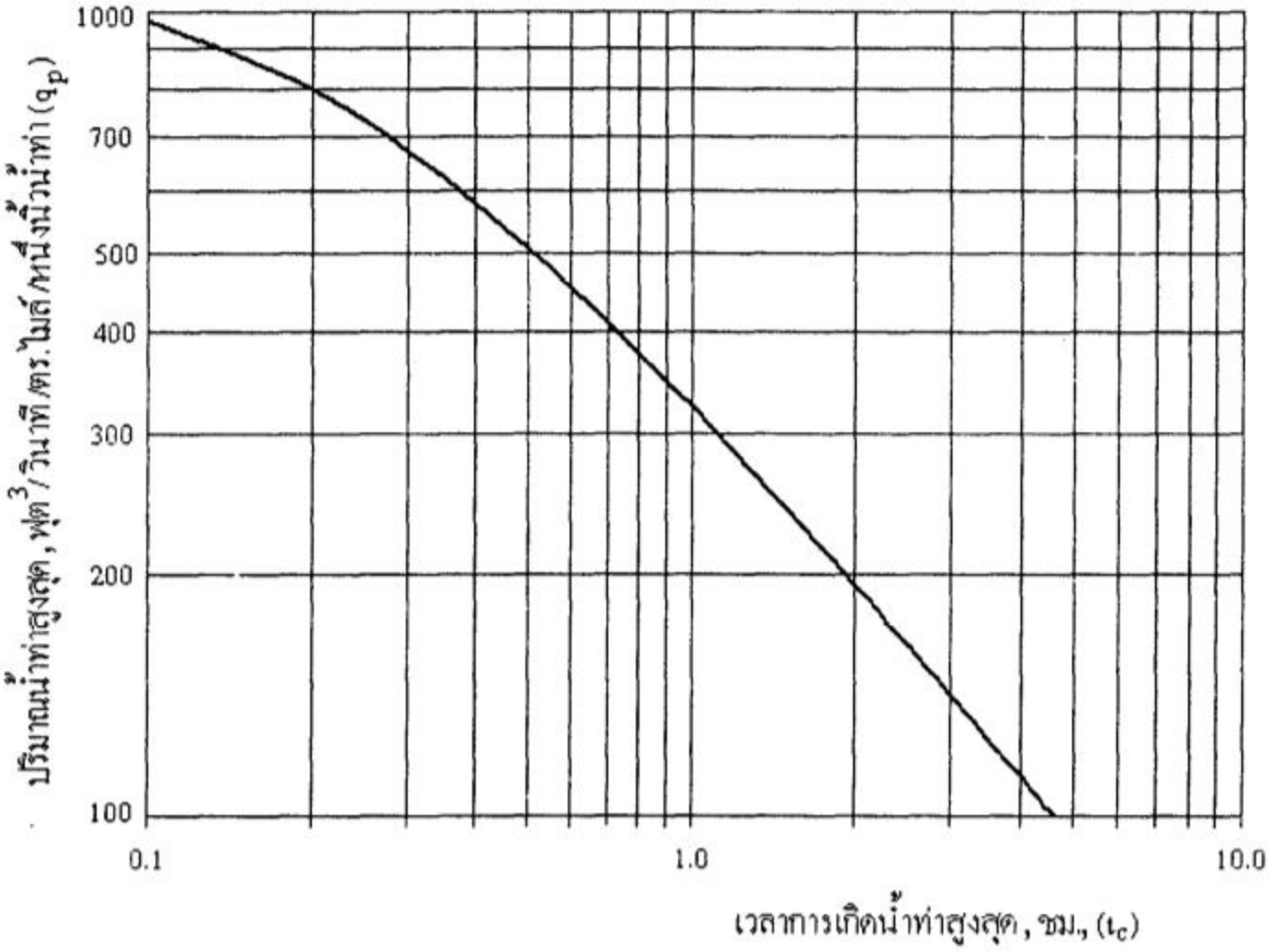
ท่อ CD ทำหน้าที่ระบายน้ำจากทั้ง 7 พื้นที่ระบายน้ำย่อย ระยะเวลาที่น้ำไหลจากจุดที่ไกลที่สุด (t_c) จะเท่ากับ 15 นาที (ที่จุด B) บวก 1.15 นาที ในท่อ BC (หรือ = 16.15 นาที $\approx$ 16.2 นาที) หลังจากนั้นจะสามารถคำนวณหาขนาดท่อได้โดยวิธีเดียวกับที่ใช้ในการออกแบบท่อตามที่กล่าวมาแล้ว ซึ่งจะได้ว่าขนาดท่อ CD ที่ต้องการ = 3.50 ฟุต ดังแสดงในตารางที่ 6.8

ตารางที่ 6.8 การออกแบบท่อระบายน้ำฝนโดยวิธี Rational (ตัวอย่างที่ 6.2 และ 6.3)

1 Sewer pipe	2 Length L (ft)	3 Slope S_o (ft/ft)	4 Total area drained (acres)	5 $\sum CA$	6 t_c (min)	7 Rainfall intensity i (in/hr)	8 Design discharge Q (cfs)	9 Computed sewer diameter (ft)	10 Pipe size used (ft)	11 Flow velocity Q/A (ft/s)	12 Flow time L/V (min)
EB	450	0.0064	4	2.4	10.0	4.30	10.3	1.71	1.75	4.28	1.75
AB	550	0.0081	5	3.5	7.0	4.68	16.4	1.94	2.00	5.21	1.76
BC	400	0.0064	18	10.8	15.0	3.79	40.9	2.87	3.00	5.78	1.15
CD	450	0.0064	27	15.3	16.2	3.68	56.3	3.22	3.50	5.85	1.28

6.5 วิธีกราฟของ SCS-TR55

Soil Conservation Service (1975) ได้เสนอวิธี SCS-TR55 ในการคำนวณหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างเวลาน้ำท่าสูงสุดกับปริมาณน้ำท่วมสูงสุดต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่ต่อหนึ่งหน่วยน้ำท่า (Unit Peak Discharge) ดังแสดงในรูปที่ 6.9 ซึ่งกราฟดังกล่าวได้จากการวิเคราะห์พายุฝนในรอบ 24 ชั่วโมงที่มีการกระจายแบบที่ 2 (รูปที่ 6.10)



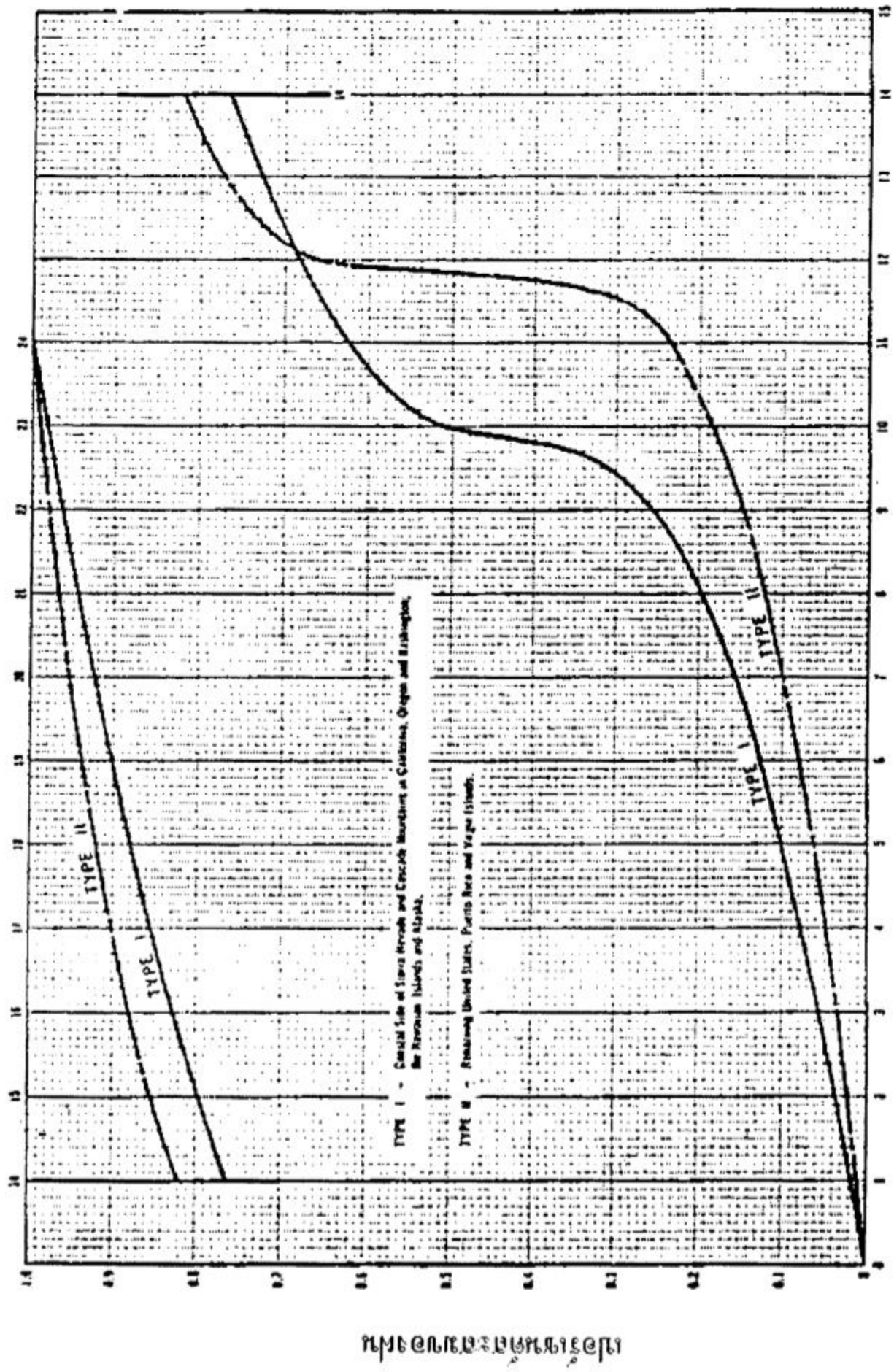
รูปที่ 6.9 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการไหลสูงสุดเป็น ลบ.ฟุตต่อวินาทีต่อตารางไมล์ต่อนิ้วของน้ำท่ากับเวลาน้ำท่วมสูงสุด สำหรับพายุฝนในรอบ 24 ชั่วโมงที่มีการแจกแจงแบบที่ 2 (McCuen, 1982)

Cronshey (1981) เสนอการคำนวณหาค่าปริมาณการไหลสูงสุดต่อหน่วยพื้นที่ต่อหน่วยความลึกของน้ำท่า โดยประมาณจากสมการ

$$\log q_p = 2.50963 - 0.6995 \log t_c - 0.14808 (\log t_c)^2 + 0.07074 (\log t_c)^3 \quad \text{.....(6.13)}$$

เมื่อ q_p = ปริมาณการไหลสูงสุด เป็น ฟุต^3/วินาที/ตร.ไมล์/น้ำท่าหนึ่งนิ้ว

t_c = เวลาน้ำท่าสูงสุด เป็นชั่วโมง



รูปที่ 6.10 การกระจายของฝนในช่วง 24 ชั่วโมง (SCS)

6.5.1 ข้อมูลที่ต้องการในการคำนวณปริมาณน้ำท่วมสูงสุด

ในการคำนวณหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่ต้องการคือ

- รอบปีการเกิดซ้ำ T_r
- ปริมาณฝนที่ตกในช่วงเวลา 24 ชม. และรอบปีการเกิดซ้ำ T_r
- หมายเลขของโค้งน้ำท่า (Runoff Curve Number, CN)
- พื้นที่ลุ่มน้ำ A เป็น ตร.ไมล์
- ความลาดชันของพื้นที่ s เป็นเปอร์เซ็นต์
- ความยาวของลุ่มน้ำ L
- สภาพลุ่มน้ำ

6.5.2 วิธีการหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุด

การหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

1. หาปริมาณน้ำท่า Q (มีหน่วยเป็นความลึก)
2. หาเวลาน้ำท่าสูงสุด t_c
3. หาปริมาณการไหลสูงสุดต่อหนึ่งตารางไมล์ต่อปริมาณน้ำท่าหนึ่งนิ้วจากรูปที่ 6.9
4. คำนวณหาปริมาณการไหลสูงสุด Q_p จากสูตร

$$Q_p = q_p A Q \qquad \text{.....(6.14)}$$

เมื่อ

Q_p = ปริมาณการไหลสูงสุด เป็น ลบ.ฟุต/วินาที

q_p = ปริมาณการไหลสูงสุด เป็น ลบ.ฟุตต่อวินาที ต่อตร.ไมล์ต่อน้ำท่าหนึ่งนิ้ว

A = พื้นที่ลุ่มน้ำ เป็น ตร.ไมล์

Q = ปริมาณน้ำท่า เป็นนิ้ว

6.5.3 การหาปริมาณน้ำท่า Q ตามวิธีของ SCS

Soil Conservation Service (1972) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างฝนและน้ำท่าดังนี้

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P - I_a} \qquad \text{.....(6.15)}$$

เมื่อ

Q = ปริมาณน้ำท่า เป็นนิ้ว

P = ปริมาณฝนที่ตกลงมา เป็นนิ้ว

I_a = ปริมาณการสูญเสียครั้งแรก (Initial Abstraction) เป็นนิ้ว

F = ปริมาณการดูดซับน้ำจริงของลุ่มน้ำ เป็นนิ้ว

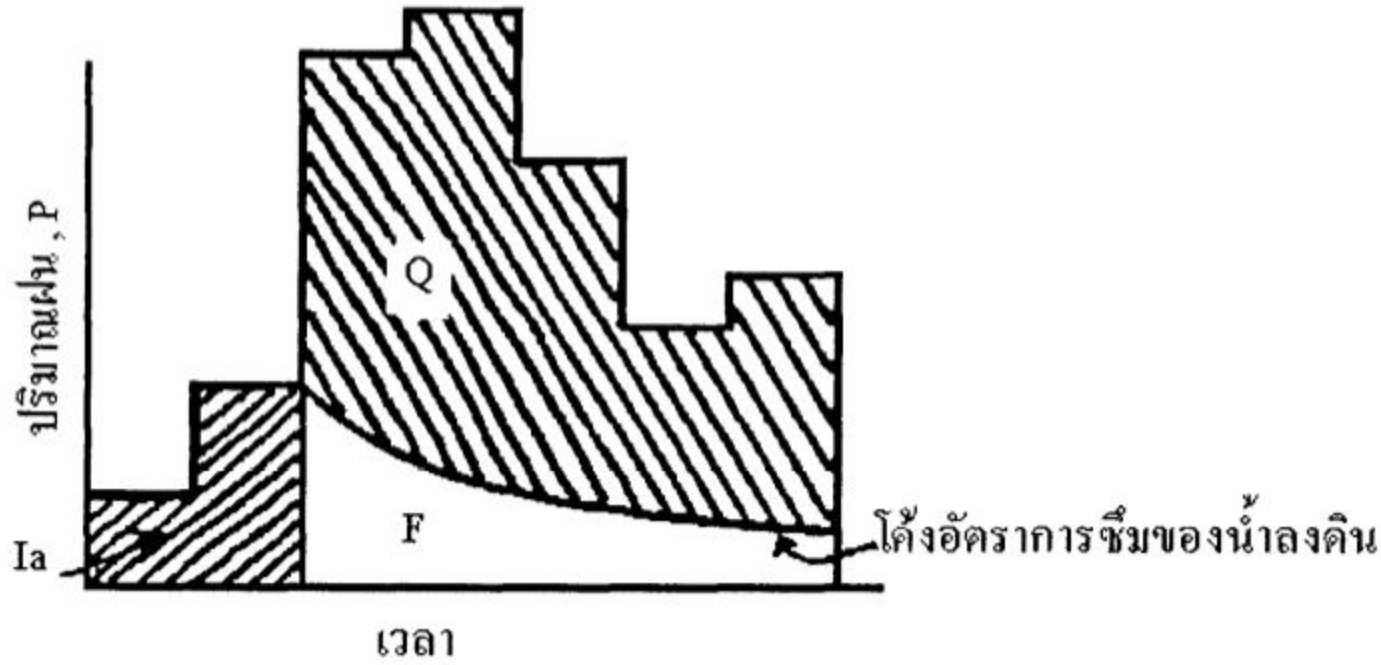
S = ปริมาณศักยภาพสูงสุดในการดูดน้ำของลุ่มน้ำ (Potential Maximum Retention) เป็นนิ้ว

ความสัมพันธ์ระหว่างฝน น้ำท่า และการดูดซับน้ำจริงของลุ่มน้ำจะแสดงอยู่ในรูปที่ 6.11 ซึ่งสามารถเขียนสมการแสดงความสัมพันธ์ได้ว่า

$$F = (P - I_a) - Q \qquad \text{.....(6.16)}$$

แทนค่า F ลงในสมการที่ (6.15) และจัดรูปสมการใหม่จะได้

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \qquad \text{.....(6.17)}$$



รูปที่ 6.11 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณฝน น้ำท่า และการดูดซับน้ำของลุ่มน้ำ

โดยการวิเคราะห์ข้อมูลในเชิงเอ็มไพริกัลเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างฝนและน้ำท่าพบว่า :-

$$I_a = 0.2\ S \qquad \text{.....(6.18)}$$

สมการที่ (6.18) อาจไม่เป็นจริงสำหรับบางกรณี

แทนค่า I_a ลงในสมการที่ (6.17) ได้

$$Q = \frac{(P - 0.2\ S)^2}{(P + 0.8\ S)} \qquad \text{.....(6.19)}$$

จากการศึกษาในเชิงเอ็มไพริทัล

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \qquad \text{.....(6.20)}$$

เมื่อ

CN = หมายเลขของโค้งน้ำท่า (Ruroff Curve Number) ซึ่งขึ้นอยู่กับสภาพดิน การใช้ที่ดิน และสภาพความชื้นในดินที่คาดไว้ (Antecedent Soil Moisture) ของลุ่มน้ำ

การหาค่า CN

ค่า CN จะหาได้โดยการสำรวจสภาพดิน การปกคลุมดิน และสภาพความชื้นของดินในลุ่มน้ำ

สภาพดินจะแบ่งออกเป็น 4 กลุ่มคือ

กลุ่ม A : พวกดินทรายที่มีชั้นดินลึก อัตราการดูดซึมน้ำของดินต่ำสุดอยู่ระหว่าง 0.3-0.45 นิ้ว/ชม.

กลุ่ม B : พวกดินร่วนปนทราย มีอัตราการดูดซึมน้ำน้อยสุดระหว่าง 0.15-0.3 นิ้ว/ชม.

กลุ่ม C : พวกดินร่วนปนดินเหนียว มีอัตราการดูดซึมน้ำน้อยที่สุดระหว่าง 0.05-0.15 นิ้ว/ชม.

กลุ่ม D : ดินเหนียวจัด มีอัตราการดูดซับน้ำต่ำสุดอยู่ระหว่าง 0-0.05 นิ้ว/ชม.

สภาพการปกคลุมผิวดินจะขึ้นอยู่กับองค์ประกอบ 3 ประการคือ การใช้ที่ดิน (Land Use) การปฏิบัติงาน (Treatment or Practice) และสภาพทางอุทกวิทยา (Hydrologic Condition) การใช้ที่ดินในทางการเกษตรกรรมจะแบ่งออกได้ประมาณ 5 แบบ การปลูกพืชอาจ

แบ่งออกเป็น การปลูกพืชเป็นแนวตรง (Straight Row) หรือการปลูกตามแนวเส้นขอบเนิน (Contoured) หรือการปลูกพืชเป็นขั้นบันได (Terraced) ส่วนสภาพทางอุทกวิทยาของการจัดการที่ดินจะแบ่งออกเป็น เลว พอใช้ และดี

สภาพความชื้นในดินซึ่งจะเป็นตัวแปรสำคัญต่อปริมาณและอัตราการเกิดน้ำท่าจะแบ่งออกได้เป็น 3 แบบคือ

แบบ I : ดินแห้งแต่ไม่ถึงจุดเหี่ยว
แบบ II : ความชื้นเฉลี่ย
แบบ III : ดินเปียกมีฝนตกก่อนหน้าในช่วง 5 วัน

สำหรับสภาพความชื้นในดินแบบที่ II จะหาค่า CN ได้จากตารางที่ 6.9 แต่ถ้าสภาพความชื้นในดินเป็นแบบที่ I หรือ III จะหาค่า CN ได้โดยการปรับค่า CN จากตารางที่ 6.9 ด้วยค่าแฟ็คเตอร์ในตารางที่ 6.10

เมื่อทราบค่า CN จะสามารถหาค่าปริมาณน้ำท่าโดยตรง มีหน่วยเป็นความลึกได้จากกราฟรูปที่ 6.12

ตัวอย่างที่ 6.4 ให้หาปริมาณน้ำท่าสำหรับฝนในช่วง 24 ชั่วโมง รอบเวรการเกิดซ้ำ 100 ปี ซึ่งมีค่าเท่ากับ 7 นิ้ว ดินในลุ่มน้ำจัดอยู่ในกลุ่ม B มีการปลูกพืชไร่ตามแนวเส้นขอบเนินและสภาพทางอุทกวิทยาจัดอยู่ในเกณฑ์ดี

วิธีทำ สมมติว่าสภาพความชื้นในดินของลุ่มน้ำอยู่ในเกณฑ์เฉลี่ย หรือแบบ II จากตารางที่ 6.9 ในช่วง Row Crops-Contour-Good และดินกลุ่ม B

CN = 75

จากรูปที่ 6.12 เมื่อ P = 7 นิ้ว และ CN = 75

Q = 4.15 นิ้ว

ตารางที่ 6.9 หมายเลขโค้งน้ำท่า CN สำหรับ Hydrologic Soil Cover Complexes ต่าง ๆ (Antecedent Moisture Condition II และ $I_a = 0.2\ S$)

Land Use Description/Treatment/Hydrologic Condition			Hydrologic Soil Group			
			A	B	C	D
Residential : 1/						
Average lot size	Average % Impervious 2/					
1/2 acre or less		65	77	85	90	92
1/4 acre		38	65	75	85	87
1/3 acre		30	57	72	81	86
1/2 acre		25	54	70	80	85
1 acre		20	51	68	79	84
Paved parking lots, roofs, driveways, etc. 3/			98	98	98	98
Street and roads:						
paved with curbs and storm sewers 3/			98	98	98	98
gravel			76	85	89	91
dirt			72	82	87	89
Commercial and business areas (85% impervious)			89	92	94	95
Industrial districts (72% impervious)			81	88	91	95
Open spaces, lawns, parks, golf courses, countries, etc.						
good condition: grass cover on 75% or more of the areas			39	61	74	80
fair condition: grass cover on 50% to 75% of the areas			49	69	79	84
Fallow	Straight row	---	77	86	91	94
Row crops	Straight row	Poor	72	81	85	91
	Straight row	Good	67	78	85	89
	Contoured	Poor	70	79	84	88
	Contoured	Good	65	75	82	86
	Contoured & terraced	Poor	66	74	80	81
	Contoured & terraced	Good	62	71	78	81
Small grain	Straight row	Poor	65	76	84	88
		Good	63	75	83	87
	Contoured	Poor	63	74	82	85
		Good	61	73	81	84
	Contoured & terraced	Poor	71	72	79	82
		Good	59	70	78	81
Close-seeded	Straight row	Poor	66	77	85	89
legumes 4/	Straight row	Good	58	72	81	85
or	Contoured	Poor	64	75	83	85
rotation	Contoured	Good	55	69	78	85
meadow	Contoured & terraced	Poor	63	73	80	83
	Contoured & terraced	Good	51	67	76	80
Pasture		Poor	58	79	86	89
or range		Fair	49	69	79	84
		Good	39	61	74	80
	Contoured	Poor	47	67	81	88
	Contoured	Fair	25	59	75	83
	Contoured	Good	6	35	70	79
Meadow		Good	30	58	71	78
Woods or		Poor	45	66	77	83
Forest land		Fair	36	60	73	79
		Good	25	55	70	77
Farmsteads		Good	59	74	82	86

1/ Curve numbers are computed assuring the runoff from the house and driveway is directed towards the street with a minimum of roof water directed to lawns where additional infiltration could occur.

2/ The remaining pervious areas (lawn) are considered to be in good pasture condition for these curve numbers.

3/ In some warmer climates of the country, a curve number of 95 may be used.

4/ Close drilled or broadcast.

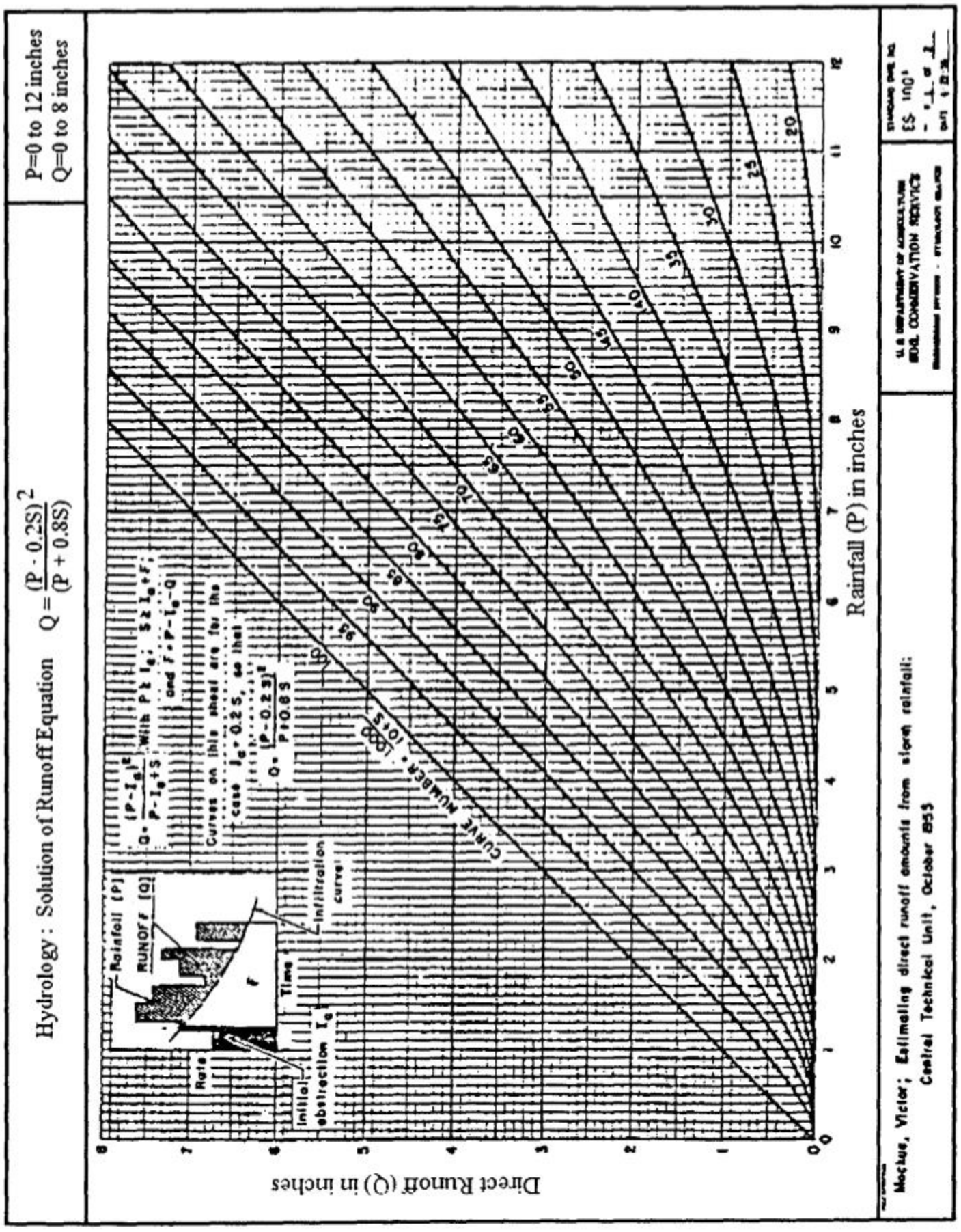
ตารางที่ 6.10 แฟ็คเตอร์ในการปรับค่า CN เนื่องจากสภาพความชื้นในดิน (Barfield, 1983)

หมายเลขโค้งน้ำท่า แบบ II	แฟ็คเตอร์เปลี่ยนค่าหมายเลขโค้ง	
	แบบ I	แบบ III
10	0.40	2.22
20	0.45	1.85
30	0.50	1.67
40	0.55	1.50
50	0.62	1.40
60	0.67	1.30
70	0.73	1.21
80	0.79	1.14
90	0.87	1.07
100	1.00	1.00

ตัวอย่างที่ 6.5 ถ้าข้อมูลสภาพการใช้ที่ดินและกลุ่มดิน (Soil Groups) ของลุ่มน้ำมีลักษณะดังนี้

เปอร์เซ็นต์พื้นที่ (p)	การใช้ที่ดิน/สภาพ	กลุ่มดิน
40	ทุ่งหญ้า / ดี	D
25	ป่าไม้ / เลว	C
20	ทุ่งโล่ง / ดี	D
15	ที่อยู่อาศัย (ขนาด ¼ เอเคอร์ ต่อหนึ่งหน่วย)	C

จงคำนวณหาปริมาณน้ำท่า สำหรับฝน 7 นิ้ว (24 ชั่วโมง รอบเวรการเกิดซ้ำ 100 ปี)



รูปที่ 6.12 กราฟหาปริมาณน้ำท่วมจากปริมาณน้ำฝน (McCuen, 1983)

วิธีทำ

หาค่า CN ของพื้นที่แต่ละส่วนจากตารางที่ 6.9
สมมติว่าความชื้นในดินของลุ่มน้ำจัดอยู่ในแบบ II

เปอร์เซ็นต์พื้นที่ (p)	CN	p.CN/100
40	78	31.2
25	77	19.25
20	80	16.00
15	83	12.45
CN เฉลี่ย		78.9 (ใช้ 79)

จากรูปที่ 6.12 เมื่อ P = 7 นิ้ว และ CN เฉลี่ย = 79
Q = 4.58 นิ้ว

ตัวอย่างที่ 6.6 ลุ่มน้ำแห่งหนึ่งประกอบด้วยป่าไม้ 40% และที่อยู่อาศัยขนาด ¼ เอเคอร์ 60% มีดินกลุ่ม B 75% และกลุ่ม C 25% จงหาปริมาณน้ำท่า ถ้าฝนเท่ากับ 7 นิ้ว (24 ชั่วโมงรอบเวรการเกิดซ้ำ 100 ปี)

วิธีทำ สมมติว่าความชื้นของดินในลุ่มน้ำเป็นแบบ II อ่านค่า CN จากตารางที่ 6.9 ได้ดังนี้ :-

CN = 55	CN = 75
CN = 70	CN = 83

ดินกลุ่ม B (75%)

ดินกลุ่ม C (25%)

ป่าไม้ สภาพดี (40%)

ที่พักอาศัย (ขนาด ¼ เอเอเคอร์) (60%)

ค่า CN เฉลี่ย จะคำนวณได้ดังนี้ :-

การใช้ที่ดิน	กลุ่มดิน	%พื้นที่ (p)	CN	$\frac{p.CN}{100}$
ป่าไม้	B	0.4 (75) = 30	55	16.5
	C	0.4 (25) = 10	70	7.0
ที่พักอาศัย	B	0.6 (75) = 45	75	33.75
	C	0.6 (25) = 15	83	12.45
	CN เฉลี่ย			69.7 (ใช้ 70)

จากรูปที่ 6.12 เมื่อ p = 7 นิ้ว และ CN เฉลี่ย = 70

Q = 3.62 นิ้ว

6.5.4 ข้อจำกัดของวิธีกราฟของ SCS-TR55

วิธีนี้ไม่ควรนำเอาไปใช้สำหรับกรณีดังต่อไปนี้

1. ถ้าปริมาณน้ำท่าน้อยกว่า 1.5 นิ้ว สำหรับหมายเลขโค้งน้ำท่าน้อยกว่า 60
2. ถ้าพื้นที่ย่อยมากกว่า 20 ตร.ไมล์ และค่า CN เปลี่ยนแปลงมากระหว่างพื้นที่ย่อยแต่ละแห่ง
3. การสูญเสียขั้นแรก (I_a) มากกว่า 25% ของปริมาณฝนใช่วงเวลา 24 ชม. ซึ่งข้อจำกัดอันนี้จะสามารถเขียนออกมาเป็นความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณฝนต่ำสุดและค่า CN ได้ดังนี้ :-

CN	ปริมาณฝนต่ำสุด* (นิ้ว)
50	8.00
60	5.33
70	3.42
80	2.00
90	0.88
95	0.42

(* ถ้าปริมาณฝนน้อยกว่าค่าต่ำสุด การสูญเสียขั้นแรกจะมากกว่า 25% ของปริมาณฝน)

ตัวอย่างที่ 6.7 จงหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดของลุ่มน้ำที่มีพื้นที่ 300 เอเคอร์ มีความลาดชัน 4 เปอร์เซ็นต์ CN = 70 และความยาวของลุ่มน้ำ 6,400 ฟุต ฝนในช่วง 24 ชั่วโมงซึ่งมีรอบเวรการเกิดซ้ำ 25 ปี เท่ากับ 5 นิ้ว

วิธีทำ

การคำนวณหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดโดยวิธีกราฟของ SCS-TR55

1. การหาปริมาณน้ำท่า

*Tr = 25 ปี : รอบปีการเกิดซ้ำที่ใช้ออกแบบ

* p = 5 นิ้ว : ปริมาณฝนในช่วง 24 ชม. และรอบปีการเกิดซ้ำ 25

* CN = 70 : หมายเลขโค้งน้ำท่า

Q = 2.04 นิ้ว : ปริมาณน้ำท่าจากรูปที่ 6.12

2. พื้นที่ลุ่มน้ำ : A = 0.4688 ตร.ไมล์

3. การหาเวลาการเกิดน้ำท่าสูงสุด (ใช้วิธีคำนวณเวลาล้าหลัง)

*CN = 70

*ความลาดชัน s = 4%

*ความยาวลุ่มน้ำ L = 6,400 ฟุต

เวลาล้าหลัง t_L = 0.95 ชม. : จากรูปที่ 6.4

เวลาน้ำท่าสูงสุด t_C = 1.58 ชม. : $\frac{5}{3} t_L$

4. หาปริมาณการไหลสูงสุดต่อตารางไมล์ต่อนิ้วของน้ำท่า

q_p = 228 ลบ.ฟุต/วินาที/ตร.ไมล์/นิ้ว : จากรูปที่ 6.9

5. หาปริมาณน้ำท่วมสูงสุด $Q_p = q_p.A.Q = 219$ ลบ.ฟุต/วินาที

* หมายถึงข้อมูลที่ต้องการ

6.6 วิธีเอ็มไพริกัล (Empirical Methods)

ได้มีผู้พยายามพัฒนาสูตรเอ็มไพริกัลขึ้นมามากมายเพื่อใช้ในการหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดจากคุณสมบัติทางกายภาพของลุ่มน้ำและฝน ซึ่งการสร้างสูตรเอ็มไพริกัลดังกล่าวปกติจะใช้วิธีการวิเคราะห์ความถี่ของการเกิดน้ำท่วม (Flood Frequency Analysis) ประกอบกับการวิเคราะห์แบบริเทรซชั่นเชิงซ้อน (Multiple Regression) สูตรที่ได้จะสามารถนำเอาไปใช้หาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดในบริเวณที่ไม่มีสถานีวัดน้ำท่าได้ ต่อไปนี้จะกล่าวถึงเฉพาะสูตรที่น่าสนใจและน่านำมาใช้เป็นแนวทางสำหรับการศึกษาในประเทศไทย

6.6.1 สูตรของ Davis (1975)

เดวิสได้พัฒนาสูตรขึ้นมาใช้หาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ จากคุณสมบัติของลุ่มน้ำและฝน สำหรับลุ่มน้ำขนาดเล็กในมลรัฐอินเดียนน่า สหรัฐอเมริกา

(1) สำหรับลุ่มน้ำที่มีขนาด 15 ถึง 100 ตารางไมล์

$$Q_{T_r} = a\ A^b\ H^c\ D^d\ C^e \qquad \text{.....(6.21)}$$

เมื่อ

Q_{T_r} = ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่รอบปีการเกิดซ้ำ T_r เป็น ลบ.ฟุต/วินาที

A = พื้นที่ลุ่มน้ำ เป็น ตร.ไมล์

H = ระดับต่างระหว่างจุดสูงสุดและต่ำสุดของลุ่มน้ำ (Watershed Relief) เป็นฟุต

D = ความหนาแน่นของลำน้ำ (Drainage Density)เป็นไมล์/ตร.ไมล์

C = สัมประสิทธิ์น้ำท่า (Runoff Coefficient)

a, b, c, d, e = ค่าสัมประสิทธิ์ของสมการซึ่งขึ้นอยู่กับค่ารอบปีการเกิดซ้ำ T_r ดังแสดงในตารางที่ 6.11

ตารางที่ 6.11 สัมประสิทธิ์ของสมการที่ 6.21

T_r (ปี)	a	b	c	D	e
10	38.5	0.529	0.309	0.803	1.60
25	50.7	0.508	0.289	0.888	1.66
50	59.6	0.494	0.281	0.949	1.70
100	70.6	0.484	0.270	1.002	1.74

(2) สำหรับลุ่มน้ำที่มีขนาดมากกว่า 200 ตารางไมล์

$$Q_{T_r} = a\ A^b\ s^c\ L^d\ p^e \qquad \text{.....(6.22)}$$

เมื่อ

Q_{T_r} และ A มีความหมายเหมือนเดิม

s = ความลาดเทของลำน้ำ (Channel Slope) เป็น ฟุต/ไมล์

L = ความยาวของลำน้ำสายใหญ่ เป็นไมล์

P = ปริมาณฝน เป็นนิ้ว

a, b, c, d และ e = สัมประสิทธิ์ของสมการซึ่งขึ้นอยู่กับ T_r ดังตารางที่ 6.12

ตารางที่ 6.12 สัมประสิทธิ์ของสมการที่ 6.22

T_r	a	b	C	d	e
10	1.19	0.678	0.815	0.393	1.037
25	1.16	0.654	0.841	0.443	1.103
50	1.12	0.632	0.858	0.489	1.153
100	1.06	0.620	0.876	0.521	1.198

ถ้าพื้นที่อยู่ระหว่าง 100-200 ตร.ไมล์ ให้ใช้วิธีการ Interpolate ค่าที่ได้จากสมการ 6.21 และ 6.22 ตามสัดส่วนของพื้นที่

ตัวอย่างที่ 6.8 จงหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดในรอบ 50 ปี ของแม่น้ำอิลล์ ตรงจุดตัดทางหลวงในมลรัฐอินเดียนน่า ซึ่งไม่มีสถานีวัดน้ำ ให้ใช้วิธีของ Davis (1975)

วิธีทำ

1. จากการศึกษาลุ่มน้ำอิลล์ในแผนที่ภูมิประเทศ ได้ข้อมูลดังนี้

A = 284 ตร.ไมล์

s = 1.9 ฟุต/ไมล์

L = 28.8 ไมล์

2. เนื่องจาก A มากกว่า 200 ตร.ไมล์ ใช้สมการที่ 6.22 และจากตารางที่ 6.12 จะได้ว่า

$$Q_{50} = 1.12A^{0.632}\ s^{0.858}\ L^{0.489}\ P^{1.153}$$

3. สมมติว่าปริมาณฝน P = 7.0 นิ้ว

4. $Q_{50} = 1.12(284)^{0.632}\ (19)^{0.858}\ (28.8)^{0.489}\ (7.0)^{1.153}$

$= 3365$ ลบ.ฟุต/วินาที

6.6.2 สูตรของ Lowham (1976)

Lowham ได้ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่รอบเวรการเกิดซ้ำต่าง ๆ กับคุณสมบัติของลุ่มน้ำในมลรัฐไวโอมิง ซึ่งปรากฏว่ามีเพียงขนาดพื้นที่ลุ่มน้ำเท่านั้นที่เป็นตัวแปรที่สำคัญต่อปริมาณน้ำท่วมสูงสุด สูตรของ Lowham คือ

$$Q_{T_r} = a\ A^b \qquad \text{.....(6.23)}$$

เมื่อ

Q_{T_r} = ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่รอบปีการเกิดซ้ำ T_r เป็น ลบ.ฟุต/วินาที

A = พื้นที่ลุ่มน้ำ เป็น ตร.ไมล์

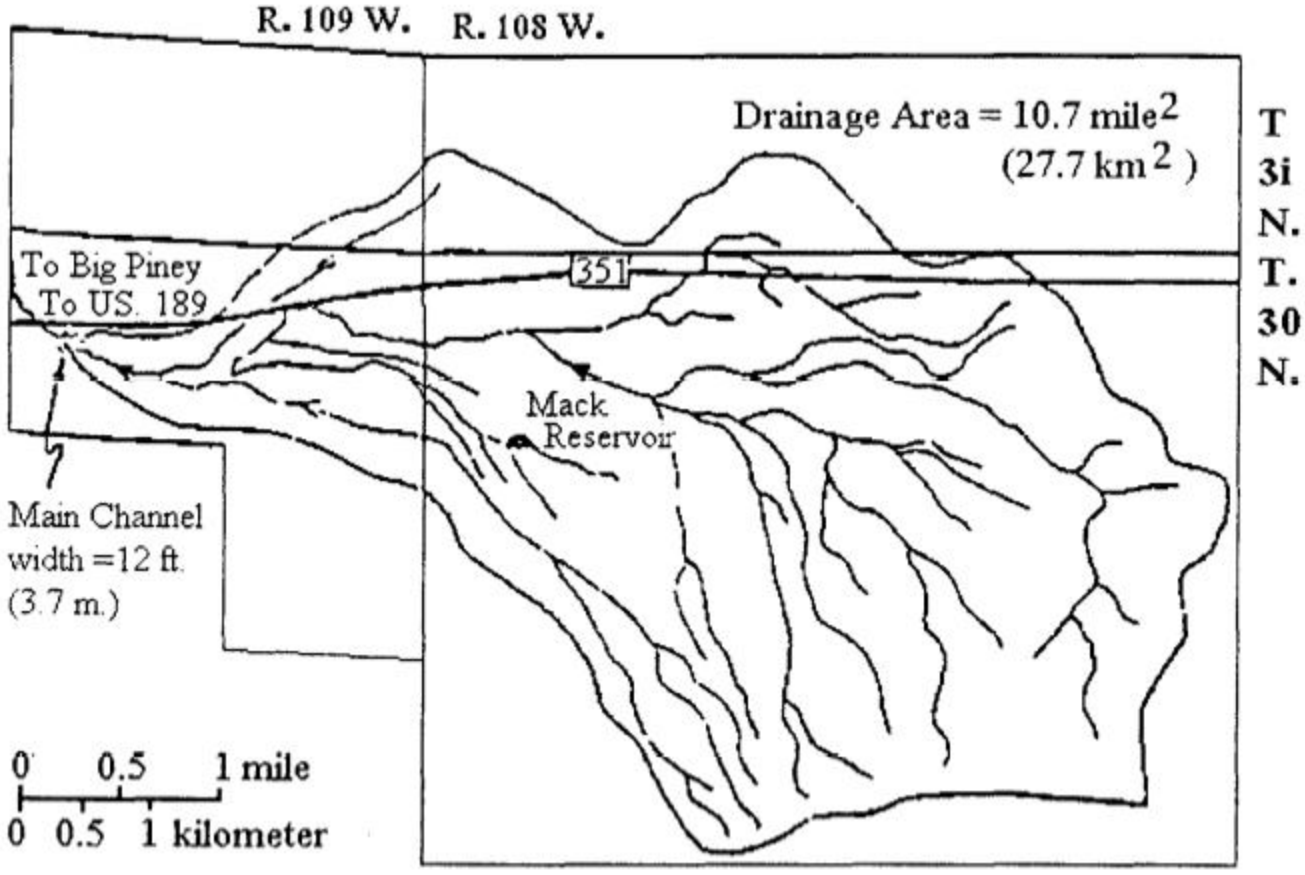
a และ b = สัมประสิทธิ์ของสมการ ซึ่งขึ้นอยู่กับ T_r และสภาพภูมิประเทศและสภาพฝนดังตารางที่ 6.13

ตารางที่ 6.13 ค่าสัมประสิทธิ์ของสมการที่ 6.23

สภาพภูมิประเทศและฝน	รอบปีการเกิดซ้ำ T_r	a	b
พื้นที่ราบ และพายุฝน (Rain Storm)	2	56.8	0.38
เป็นสาเหตุของน้ำท่วม	5	146	0.35
	10	239	0.34
	25	406	0.33
	50	572	0.32
	100	779	0.31
พื้นที่ราบแต่อยู่ภายใต้อิทธิพลของเขตภูเขา	2	93.8	0.36
และพายุฝนฟ้าคะนอง (Thunder Storm)	5	252	0.36
เป็นสาเหตุของน้ำท่วม	10	425	0.37
	25	742	0.37
	50	1,070	0.37
	100	1,480	0.37

สมการของ Lowham สามารถใช้ได้กับลุ่มน้ำขนาด 5 ถึง 5,300 ตร.ไมล์ (13-13,700 ตร.กม.)

ตัวอย่างที่ 6.9 ต้องการสร้างท่อลอดถนนในลำน้ำสายหนึ่งตัดผ่านถนนสาย 351 ในมลรัฐไวโอมิ่ง ดังแสดงในรูปที่ 6.13 ลำน้ำดังกล่าวไม่มีสถานีวัดน้ำ (Ungaged Stream) และอยู่ในบริเวณที่ราบ ซึ่งลักษณะน้ำท่วมเกิดจากพายุฝน จงหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่รอบปีการเกิดซ้ำ 2, 5, 10, 25, 50 และ 100 ปี



รูปที่ 6.13 แผนที่ลำน้ำสาขาของแม่น้ำ New Fork มลรัฐไวโอมิ่ง (Lowham, 1976)

วิธีทำ

1. หาพื้นที่ลุ่มน้ำจากแผนที่

A = 10.7 ตร.ไมล์

2. คำนวณหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดจากสมการที่ 6.23 โดยใช้สัมประสิทธิ์จากตารางที่ 6.13

$Q_2 = 5.68\,(10.7)^{0.38} = 140$ ลบ.ฟุต/วินาที

$Q_5 = 146\,(10.7)^{0.35} = 335$ ลบ.ฟุต/วินาที

$Q_{10} = 239\,(10.7)^{0.34} = 535$ ลบ.ฟุต/วินาที

$Q_{25} = 406\,(10.7)^{0.33} = 888$ ลบ.ฟุต/วินาที

$Q_{50} = 572\,(10.7)^{0.32} = 1{,}221$ ลบ.ฟุต/วินาที

$Q_{100} = 779\,(10.7)^{0.31} = 1{,}624$ ลบ.ฟุต/วินาที

6.6.3 สูตรของ McCain และ Jarrett (1976)

McCain และ Jarrett ได้ศึกษาการหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดในมลรัฐโคโลราโด โดยการแบ่งรัฐโคโลราโดออกเป็น 4 เขต ตามลักษณะการเกิดน้ำท่วมคือ

เขต 1 : พื้นที่ราบซึ่งปริมาณน้ำท่วมสูงสุดเกิดจากพายุฝนที่มีความเข้มสูง และมีช่วงระยะเวลาสั้น

เขต 2 : บริเวณภูเขา ซึ่งน้ำท่วมเกิดจากหิมะละลาย

เขต 3 : ที่ราบสูงภาคเหนือ ซึ่งน้ำท่วมเกิดจากพายุฝนฟ้าคะนอง

เขต 4 : ที่ราบสูงภาคใต้ ซึ่งน้ำท่วมเกิดจากพายุฝนที่มีความเข้มสูง

McCain และ Jarrett เสนอวิธีการหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุด 2 แบบ คือ

แบบที่ 1 : ถ้ามีสถานีวัดน้ำในลำน้ำเดียวกันใกล้จุดที่ต้องการ

$$Q_{T_r} = \left[\frac{A}{A_g}\right]^b Q_{g_{T_r}} \qquad \text{.....(6.24)}$$

เมื่อ

Q_{T_r} = ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดซึ่งมีรอบปีการเกิดซ้ำ T_r

$Q_{g_{T_r}}$ = ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่สถานีวัดน้ำซึ่งมีรอบปีการเกิดซ้ำ T_r

A = พื้นที่ลุ่มน้ำ

A_g = พื้นที่ลุ่มน้ำของสถานีวัดน้ำ

b = ค่าสัมประสิทธิ์ซึ่งซึ่งอยู่กับเขตน้ำท่วมต่าง ๆ ดังแสดงในตารางที่ 6.14

สมการที่ 6.24 ใช้ได้กับอัตราส่วน A/A_g ระหว่าง 0.5 ถึง 2.0

ตารางที่ 6.14 ค่าสัมประสิทธิ์ b ของสมการที่ 6.24

เขตน้ำท่วม (Flood Region)	b
1. ที่ราบ	0.48
2. ภูเขา	0.79
3. ที่ราบสูงภาคเหนือ	0.50
4. ที่ราบสูงภาคใต้	0.71

แบบที่ 2 : ถ้าไม่มีสถานีวัดน้ำในลำน้ำ

สำหรับเขต 1

$$Q_{T_r} = a\ A^b\ S_B^C \qquad \text{.....(6.25)}$$

เมื่อ

Q_{T_r} = ปริมาณน้ำท่วมที่รอบปีการเกิดซ้ำ T_r เป็น ลบ.ฟุต/วินาที

A = พื้นที่ลุ่มน้ำ เป็น ตร.ไมล์

S_B = ความลาดเทตามลำน้ำสายใหญ่ระหว่างจุด 10% และ 85% ของความยาวลำน้ำ เป็น ฟุต/ไมล์

a, b, c = สัมประสิทธิ์ของสมการ ซึ่งขึ้นอยู่กับ T_r ดังแสดงใน ตารางที่ 6.15

ตารางที่ 6.15 สัมประสิทธิ์ a, b, c ของสมการที่ 6.25

T_r	a	b	c
10	144	0.528	0.336
50	891	0.482	0.154
100	1,770	0.463	0.086
500	5,770	0.432	0

สำหรับเขต 2 และ 3

$$Q_{T_r} = a\ A^b\ P^C \qquad \text{.....(6.26)}$$

เมื่อ

Q_{T_r} และ A มีความหมายเหมือนสมการที่ 6.25

P = ปริมาณฝนเฉลี่ยประจำปี เป็นนิ้ว

a , b, c = สัมประสิทธิ์ของสมการซึ่งขึ้นอยู่กับ T_r และเขตน้ำท่วม ดังแสดงในตารางที่ 6.16

ตารางที่ 6.16 ค่าสัมประสิทธิ์ a, b และ c ของสมการที่ 6.26

เขตน้ำท่วม	T_r	a	b	c
2. ภูเขา	10	0.12	0.815	1.592
	50	0.91	0.795	1.110
	100	1.88	0.787	0.932
	500	8.70	0.766	0.560
3. ที่ราบสูงภาคเหนือ	10	11.0	0.552	0.706
	50	70.5	0.509	0.289
	100	135	0.494	0.143
	500	293	0.469	0

สำหรับเขต 4

$$Q_{T_r} = a\ A^b \qquad \text{.....(6.27)}$$

เมื่อ

Q_{T_r} และ A มีความหมายเหมือนสมการที่ 2.25

a, b = ค่าสัมประสิทธิ์ซึ่งขึ้นอยู่กับ T_r ดังแสดงในตารางที่ 6.17

ตารางที่ 6.17 ค่าสัมประสิทธิ์ a, b ของสมการที่ 6.27

T_r	a	b
10	59.7	0.709
50	89.1	0.709
100	103	0.710
500	137	0.713

ตัวอย่างที่ 6.10 จงหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดในรอบ 50 ปี ของลำห้วยเชอร์รี่ ที่ทางหลวงหมายเลข 83 รัฐโคโลราโด ทางด้านท้ายน้ำในลำห้วยนี้มีสถานีวัดน้ำ 06712000 ซึ่งมีข้อมูลน้ำท่วม

วิธีทำ

1. จากแผนที่ภูมิประเทศ

$A = 132$ ตร.ไมล์

$A_g = 169$ ตร.ไมล์

$\frac{A}{A_g} = \frac{132}{169} = 0.78$

แสดงว่าใช้สมการที่ 6.24 ได้

2. จากผลการวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมของข้อมูลจากสถานีวัดน้ำ พบว่า

$Q_{g_{50}} = 13,100$ ลบ.ฟุต/วินาที

3. ลุ่มน้ำอยู่ในเขตน้ำท่วมที่ 1 (ที่ราบ) ซึ่งจากตารางที่ 6.14

$b = 0.48$

4. $Q_{50} = \left(\frac{A}{A_g}\right)^{0.48} Q_{g_{50}}$

$= (0.78)^{0.48} (13,100) = 11,630$ ลบ.ฟุต/วินาที

ตัวอย่างที่ 6.11 จงหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดในรอบ 100 ปี ของลำห้วย Hay Gulch ตรงจุดตัดกับถนนซอย ซึ่งอยู่ 11.6 ไมล์ ทางด้านตะวันออกของ Parker (ละติจูด $39^\circ\ 30'\ 46''$ และลองติจูด $104^\circ\ 32'\ 32''$) ไม่มีสถานีวัดน้ำในบริเวณใกล้เคียง

วิธีทำ

1. จุดที่ต้องการหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดอยู่ในเขตน้ำท่วมที่ 1 (ที่ราบ) จากสมการที่ 6.25

$Q_{100} = 1,770\ A^{0.463}\ S_B^{0.086}$

2. จากแผนที่ภูมิประเทศ

$A = 9.0$ ตร.ไมล์

$L = 6.8$ ไมล์

ระดับที่ 0.85 L ($0.85 \times 6.8 = 5.8$ ไมล์)

ทางด้านเหนือน้ำ = 6400 ฟุต

ระดับที่ 0.1 L ($0.1 \times 6.8 = 0.68$ ไมล์)

ทางด้านเหนือน้ำ = 6075 ฟุต

$$S_B = \frac{6400 - 6075}{5.8 - 0.68}$$

$$= 64 \quad \text{ฟุต/ไมล์}$$

3. $Q_{100} = 1{,}770\,(9.0)^{0.463}\,(64)^{0.086} =$ 7,000 ลบ.ฟุต/วินาที

6.6.4 วิธีการของ Santa Clara Valley District (1969)

วิธีนี้ใช้รีเกรชชั่นเชิงซ้อนหาความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ของฟังค์ชั่นแจกแจงความน่าจะเป็น (Probability Distribution Function) ของปริมาณน้ำท่วมสูงสุดกับปริมาณฝน พื้นที่ลุ่มน้ำ อัตราส่วนจำนวนลำน้ำที่จุดบรรจบ (Bifurcation Ratio) และแฟ็คเตอร์รูปร่างของลุ่มน้ำ การศึกษาสมมติว่าปริมาณน้ำท่วมสูงสุดมีการแจกแจงความเป็นไปได้แบบ Log-Normal คือ

$$\log Q_{T_r} = \log Q_m + K_{T_r}\, S_{\log Q} \qquad \text{.....(6.28)}$$

เมื่อ

Q_{T_r} = ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่มีรอบปีการเกิดซ้ำ T_r เป็น ลบ.ฟุต/วินาที

Q_m = ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดเฉลี่ย เป็น ลบ.ฟุต/วินาที

$S_{\log Q}$ = แฟ็คเตอร์ความถี่ของการแจกแจงแบบปกติซึ่งหาได้จากตาราง พื้นที่ใต้โค้งการแจกแจงแบบปกติทั่ว ๆ ไป

$$Q_m = 1.44\, A^{0.759}\, P^{0.930}\, R_B^{0.569}\, S_F^{-0.327} \qquad \text{.....(6.29)}$$

$$S_{\log Q} = \log^{-1}[-V \log Q_m] \qquad \text{.....(6.30)}$$

$$\left(\frac{1}{V}\right) = 6.45\, A^{0.195}\, P^{0.066}\, R_B^{-0.266}\, S_F^{0.629} \qquad \text{.....(6.31)}$$

เมื่อ

A = พื้นที่ลุ่มน้ำ เป็น ตร.ไมล์

P = ปริมาณฝนประจำปีเฉลี่ย เป็นนิ้ว

R_B = อัตราส่วนจำนวนลำน้ำที่จุดบรรจบ (Bifurcation Ratio) ไม่มีหน่วย

S_F = แฟ็คเตอร์รูปร่างของลุ่มน้ำ ไม่มีหน่วย ซึ่งหมายถึงอัตราส่วนระหว่างระยะทางจากจุดศูนย์กลางถึงทางออกต่อความยาวของลำน้ำสายใหญ่

V = Log Variant Coefficient = $-\dfrac{\log S_{\log Q}}{\log Q_m}$

ตัวอย่างที่ 6.12 จงหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดในรอบ 2 และ 100 ปี สำหรับ Corralitos Creek ที่ถนน Foothill ใน Santa Clara County มลรัฐคาลิฟอร์เนีย

วิธีทำ

1. จากแผนที่ภูมิประเทศของลุ่มน้ำ

$A = 1.16$ ตร.ไมล์

$R_B = 5.0$

$S_F = 0.475$

2. จากแผนที่น้ำฝน (Isohyetal Map)

$P = 20.7$ นิ้ว

3. จากสมการที่ 6.29

$$Q_m = 1.44\,(1.16)^{0.759}(20.7)^{0.930}(5.0)^{0.569}(0.475)^{-0.327}$$

$= 86$ ลบ.ฟุต/วินาที

4. จากสมการที่ 6.31

$$\frac{1}{V} = 6.45\,(1.16)^{0.915}(20.7)^{0.066}(5.0)^{-0.266}(0.475)^{0.629}$$

$= 3.309$

$V = 0.3022$

5. จากสมการที่ 6.20

$$S_{\log Q} = \log^{-1}[-0.3022 \log(86)] = 0.2603$$

6. จากตารางพื้นที่ใต้โค้งการแจกแจงปกติ

$T_r = 2$ ปี ; ความถี่ $(P) = \frac{1}{2} = 0.5$; $K_2 = 0.0$

$T_r = 100$ ปี ; $P = \frac{1}{100} = 0.01$; $K_{100} = 2.33$

7. จากสมการที่ 6.28

$\log Q_2 = \log(86) + 0.0\,(0.2603) = 1.9345$

$Q_2 = 86$ ลบ.ฟุต/วินาที

$\log Q_{100} = \log 86 + 2.33\,(0.2603) = 2.5410$

$Q_{100} = 348$ ลบ.ฟุต/วินาที

สำหรับวิธีเอ็มไพริกัลอื่น ๆ เช่น วิธีของ Bureau of Public Road (Potter, 1960) วิธีของ Benson (1964) หรือวิธีของ Thomas and Benson (1970) ให้ดูได้จาก Salas (1980)

6.7 วิธีวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วม

กรณีที่มีข้อมูลน้ำท่วมยาวนานพอจะสามารถหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ กันได้โดยการวิเคราะห์ความถี่ของข้อมูลน้ำท่วมตามที่กล่าวถึงในบทที่ 4

6.8 เอกสารอ้างอิง

1. Barfield, B.J., R.C. Warner and C.T. Hann, 1983, Applied Hydrology and Sedimentology for Disturbed Area, Oklahoma Technical Press, 815 Hillcrest, Stillwater, Oklahoma 74074.

2. Chew, V.T., D.R. Maidement and L.W. Mays, 1988, Applied Hydrology, McGraw-Hill, New York.

3. Cronshey, R., 1981, Personal Communication, Soil Conservation Service, U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C.

4. Davis, L.G., 1975, A Manual for Estimating the Magnitude and Frequency of Floods on Ungaged Streams in Indiana, U.S. Geological Survey and Department of Interior in Cooperation with Division of Water, Technical Memorandun 75-1, Indiana Department of Natural Resources.

5. Department of Highway, 1980, Design Supervision of Rural Roads, Volume I Design Guidelines : Geometric, Drainage, Structures, Prepared by Louis Berger International Inc. and Asian Engineering Consultants Crop. Ltd.

6. Hershfield, D.M., 1961, Rainfall Frequency Atlas of the United States, Technical Paper 40, U.S. Department of Commerce, Weather Bureau, Washington, D.C.

7. Huff, F.A., 1967, Time Distribution of Rainfall of Heavy Storms, Water Resources Research 3(4), 1007-1019.

8. Izzard, C.F., 1946, Hydraulics of Runoff from Developed, Surfaces, Proceedings Highway Research Board No. 26, pp. 129-150.

9. Kirpich, P.Z., 1940, Time of Concentration of Small Agricultural Watersheds, Civil Engineering, Volume 10, No. 6.

10. Lowham, H.W., 1976, Techniques for Estimating Flow Characteristics of Wyoming Streams, U.S. Geological Survey Water Investigation 76-112.

11. McCain, J.F. and Jarret, R.D., 1976, Manual for Estimating Flood Characteristics on Natural Flow Streams in Colorado, Technical Manual No. 1, Colorado Water Conservation Board in Cooperation with the U.S. Geological Survey.

12. McCuen, R.H., 1982, A Guide To Hydrologic Analysis Using SCS Methods, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 07632.

13. Morel-Seytoux, H.J., 1983, Class Note of CE 522 : Engineering Hydrology, Colorado State University, Ft. Collins, Colorado.

14. Neyer, M.W., 1981, Hydrology and Hydraulics in Indiana, Preliminary, Indiana Department of Natural Resources, Division of Water, Indianapolis, Indiana.

15. Ragan, R.M. and J.O. Duru, 1972, Kinematic Wave Nomograph for Times of Concentration, Proceedings American Society of Civil Engineers, Volume 98, No. HY 10, pp. 1765-1771.

16. Salas, J.D., 1980, Use of Multiple Regression Analysis to Determine Flood Characteristics of Small Watershed, In Hydrology for Transportation Engineers, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.

17. Santa Clara Valley Water District, 1969, Regional Frequency Study, Interim Report of the Hydrology Section, Santa Clara County Flood Control and Water District.

18. Schwab, G.O. et. al., 1971, Elementary Soil and Water Conservation Engineering, John Wiley and Sons, New York.

19. Soil Conservation Service, 1972, Hydrology Section 4, Soil Conservation Service National Engineering Handbook, U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C.

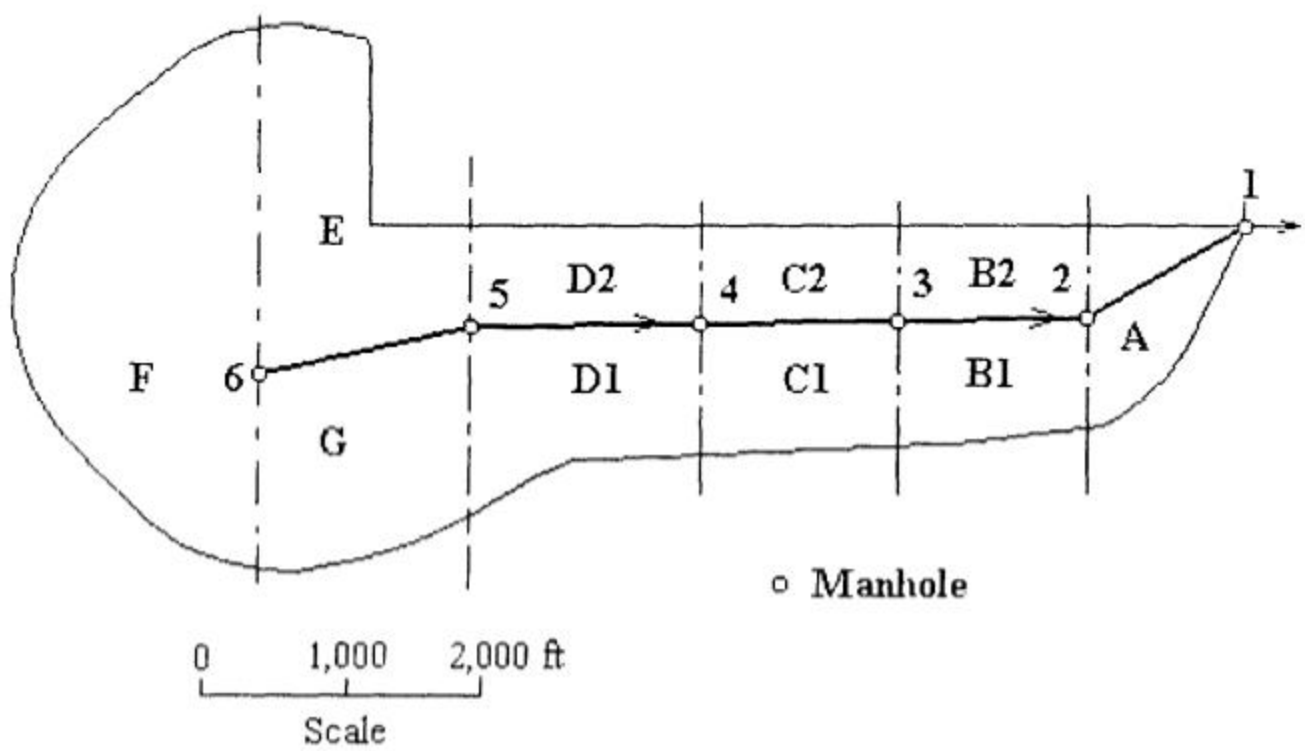
20. Soil Conservation Service, 1973, Computer Program for Project Formulation Hydrology, Technical Release No. 20, U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C.

21. Soil Conservation Service, 1975, Urban Hydrology for Small Watersheds, Technical Release No. 55, U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C.

22. Water Pollution Control Federation, 1969, Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers, Manual of Practice 9 (Am. Soc. of Civil Engr. Manual of Engineering Practice No. 37), 3900 Wisconsin Avenue, Washington, D.C.

6.9 แบบฝึกหัด

(1) ลุ่มน้ำสมมติมีลักษณะดังรูปที่ 1 มีพื้นที่ 227 เอเคอร์ คุณสมบัติทางกายภาพของลุ่มน้ำย่อยต่าง ๆ แสดงอยู่ในตารางที่ 1 จะคำนวณหา Inlet Time (Overland Flow Time to Inlets) สำหรับแต่ละลุ่มน้ำย่อย A, B1, C1, D1, E, F และ G โดยวิธี Federal Aviation Administration ในตารางที่ 6.6 ของบทที่ 6



รูปที่ 1 ลุ่มน้ำสมมติในข้อ 1

ตารางที่ 1 ข้อมูลของลุ่มน้ำในข้อ 1

Sub-area	Principal Land use	Area (acres)	Impervious percent	Impervious acres	Average Surface Slope (%)	Runoff Coefficient c	Inlet Number	Distance to inlet (ft)
A	Detached multifamily residential	12.1	4	0.5	3.3	0.33	1	800
B_1	Small business	14.0	45	6.3	4.5	0.66	2	850
B_2	Multifamily residential	8.0	77	6.2	1.2	0.70	2	900
C_1	Commercial	17.9	75	13.4	3.4	0.82	3	
C_2	Commercial	6.1	100	6.1	1.5	0.95	3	
D_1	Commercial	19.0	95	18.1	3.4	0.90	4	1300
D_2	Commercial	4.9	100	4.9	1.5	0.95	4	
E	Residential and small business	47.6	40	19.0	3.5	0.60	5	1600
F	Residential and small business	52.6	20	10.5	3.0	0.42	6	1800
G	Residential and small business	45.0	32	14.4	3.5	0.52	5	1600
Total		227.2		99.4		0.59		

(2) จงคำนวณหา Time of Concentration ของลุ่มน้ำย่อย F โดยวิธี Kirpich และเปรียบเทียบกับผลการคำนวณในข้อ 1

(3) จงหาปริมาณการไหลสูงสุดของลุ่มน้ำในข้อ 1 โดยวิธี Rational สมมติว่าไม่มีระบบระบายน้ำฝน ความลาดชันเฉลี่ยของพื้นที่ระบายน้ำเท่ากับ 0.0324 ฟุต/ฟุต และระยะทางจากจุดไกลสุดถึงทางออกเท่ากับ 9200 ฟุต ให้ใช้วิธี Kirpich ในการคำนวณหา Time of Concentration และกำหนดว่าความสัมพันธ์ระหว่าง Intensity-Duration ของฝนที่รอบปีการเกิดซ้ำ 25 ปี มีลักษณะดังนี้

Duration (นาที)	5	10	20	30	50	60
Intensity (in/hr)	6.4	5.4	4.0	2.7	2.35	2.06

(4) จงคำนวณหาขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางท่อของระบบระบายน้ำฝนของลุ่มน้ำในข้อ 1 โดยวิธี Rational และความสัมพันธ์ระหว่าง Intensity-Duration-Return Period ในข้อ 3 ใช้วิธี Federal Aviation Administration ในการหา Time of Concentration Manning's n เท่ากับ 0.014 กำหนดว่าท่อระบายน้ำฝนอยู่ลึกจากผิวดินอย่างน้อย 6 ฟุต ความยาวท่อ ความลาดเท และระดับดินมีค่าดังนี้

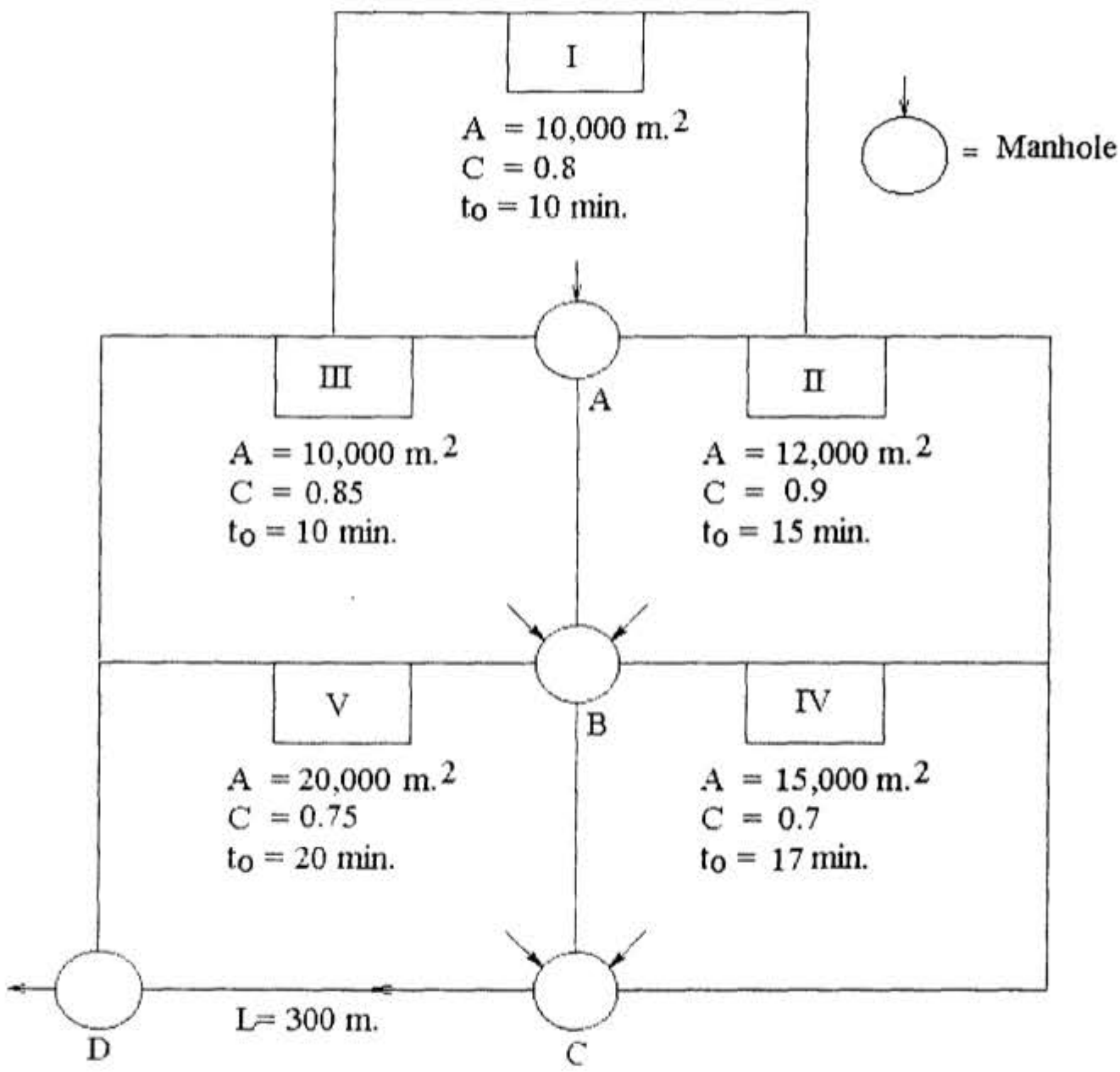
Pipe	6-5	5-4	4-3	3-2	2-1	
Length (ft.)	1732	1400	1480	1440	906	
Inlet	6	5	4	3	2	1
Ground Elevation (ft.)	1183	1157	1141	1118.5	1089	1060

(5) ลุ่มน้ำแห่งหนึ่งมีพื้นที่ 5,000 เอเคอร์ ประกอบด้วยป่าไม้ซึ่งอยู่ในสภาพดี 30% ป่านกลาง 20% สภาพเลว 20% พื้นที่เกษตรกรรม ซึ่งปลูกพืชเป็นแถวตามแนวเส้นขอบเนิน สภาพดี 25% ที่อยู่อาศัย 1 เอเคอร์ 5% ดินในลุ่มน้ำทั้งหมดแบ่งออกได้เป็น 3 กลุ่ม คือ A = 30% B = 30 % และ C = 40%

ดินในลุ่มน้ำค่อนข้างเปียก ถ้าสมมติว่าความลึกฝนในรอบ 24 ชั่วโมง รอบปีการเกิดซ้ำ 50 ปี มีค่าเท่ากับ 10 นิ้ว จงคำนวณหาปริมาณน้ำท่า Q

ถ้าสมมติว่าลุ่มน้ำมีความลาดเท 3.5% และมีความยาว 3 ไมล์ จงคำนวณหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุด

(6) จงออกแบบระบบท่อระบายน้ำฝน (Storm Sewer System) ซึ่งมีลักษณะดังรูป



โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ คือ

$$i = \frac{7,500 - 2,100 \ln [-\ln (1 - \frac{1}{Tr})]}{(t + 45)^{1.07}}$$

เมื่อ i = ความเข้มของฝน เป็น มม./ชม.

t = ช่วงเวลาในการตกของฝน เป็นนาที

Tr = รอบปีการเกิดซ้ำ

ในการออกแบบกำหนดว่า ให้ใช้รอบปีการเกิดซ้ำเท่ากับ 10 ปี และใช้ท่อคอนกรีตที่มีขายในท้องตลาด ซึ่งมีค่า Manning's n เท่ากับ 0.013

เกณฑ์ที่ใช้ในการออกแบบคือ

- Minimum Cover Depth = 1.50 ม.
- Minimum Permissible Velocity = 0.6 ม./วินาที
- Maximum Permissible Velocity = 2.4 ม./วินาที
- ที่ Junction ขนาดท่อทางด้านท้ายน้ำต้องไม่เล็กกว่าขนาดท่อทางด้านเหนือน้ำ

ข้อมูลอื่น ๆ ที่เกี่ยวข้องมีดังนี้ :-

ท่อ	ความยาว (ม.)	ระดับหิน เมตร (รทก.)	
		จุดทางด้านเหนือน้ำ	จุดทางด้านท้ายน้ำ
AB	200	153.6	152.1
BC	250	152.1	150.1
CD	300	150.1	147.8

สมการ Manning สำหรับหาขนาดท่อ

$$D = \left(\frac{3.22\,Qn}{S_o}\right)^{3/8}$$

เมื่อ D = เส้นผ่าศูนย์กลางท่อ เป็นเมตร

Q = ปริมาณการไหล เป็น ลบ.เมตร/วินาที

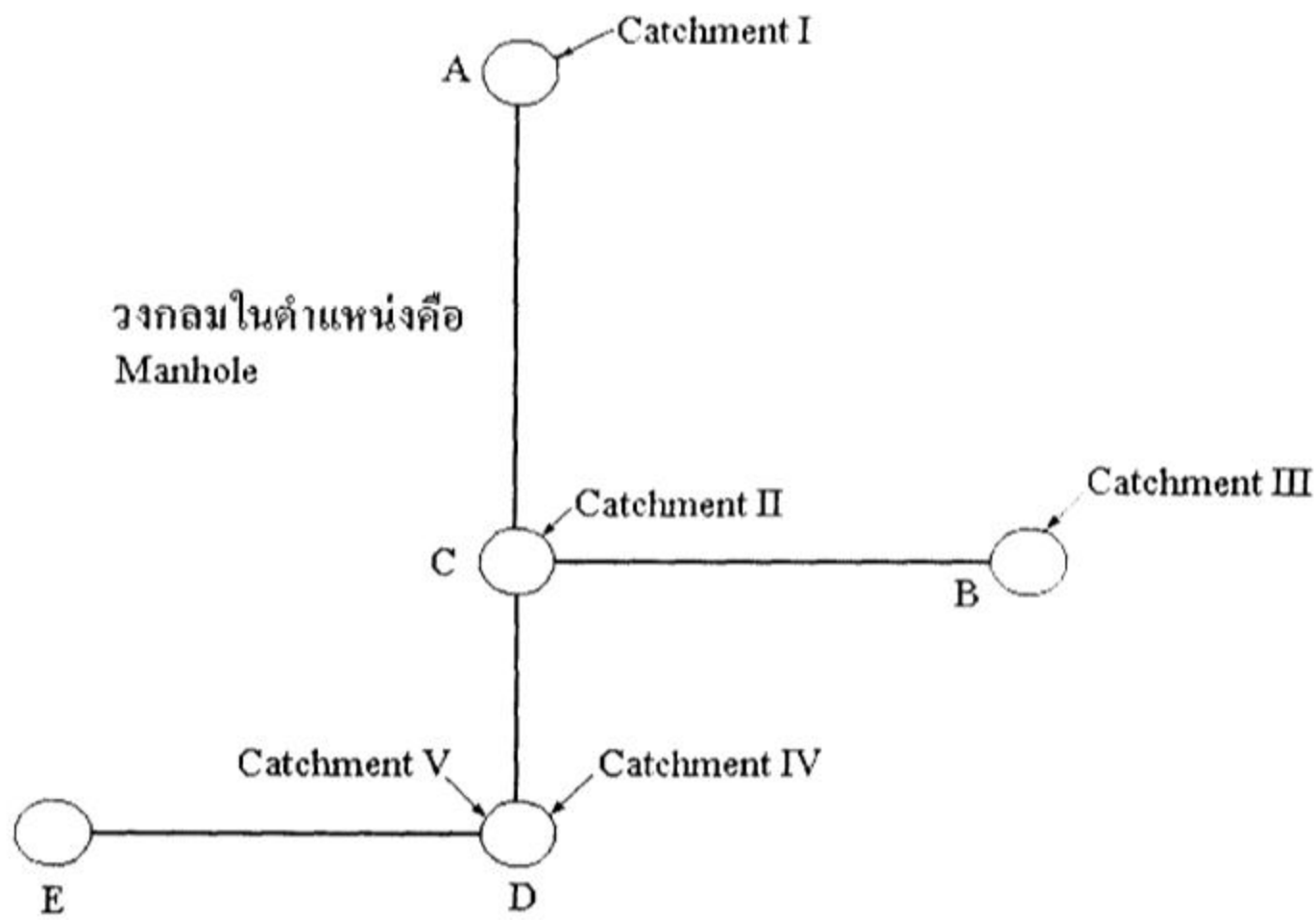
n = Manning's n

S_o = ความลาดเทของท่อ

ขนาดท่อที่มีขายในท้องตลาด คือ 0.20 , 0.30, 0.40, 0.50, 0.60, 0.80, 1.0, 1.2, 1.5, 1.75, 2.0 และ 2.25 เมตร

ในการออกแบบจะต้องระบุขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางท่อและระดับขอบท่อด้านล่างที่ตำแหน่ง Manhole

(7) จงออกแบบระบบท่อระบายน้ำฝน ซึ่งมีลักษณะดังรูป



โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ คือ

$$i = \frac{7{,}743.5 - 2{,}136.8 \ln\left[-\ln\left(1-\frac{1}{Tr}\right)\right]}{(t+48)^{1.07}}$$

เมื่อ i = ความเข้มของฝน เป็น มม./ชม.

t = ช่วงเวลาในการตกของฝน เป็นนาที

Tr = รอบปีการเกิดซ้ำ

ในการออกแบบกำหนดว่าให้ใช้รอบปีการเกิดซ้ำเท่ากับ 10 ปี และใช้ท่อคอนกรีตที่มีขายในท้องตลาด ซึ่งมีค่า Manning's n เท่ากับ 0.013

เกณฑ์ที่ใช้ในการออกแบบคือ

1. Minimum Cover Depth = 1.50 ม.
2. Minimum Permissible Velocity = 0.6 ม./วินาที
3. Maximum Permissible Velocity = 2.4 ม./วินาที
4. ที่ Junction ขนาดท่อทางด้านท้ายน้ำต้องไม่เล็กกว่าขนาดท่อทางด้านเหนือน้ำ

ข้อมูลอื่น ๆ ที่เกี่ยวข้องมีดังนี้

ท่อ	ความยาว	ระดับดิน เมตร (รทก.)	
	(ม.)	จุดทางด้านเหนือน้ำ	จุดทางด้านท้ายน้ำ
AB	150	153.6	152.1
BC	180	152.4	152.1
CD	90	152.1	147.8
DE	150	147.8	146.6

Catchment	พื้นที่ (ตร.ม.)	ส.ป.ส.น้ำท่า C	Inlet Time (นาที)
I	12,500	0.7	10
II	9,000	0.7	12
III	17,000	0.6	14
IV	9,000	0.5	8
V	18,000	0.6	14

ขนาดท่อที่มีขายในท้องตลาดคือ 8, 10, 12, 15, 16 และ 18 นิ้ว และเพิ่มทีละ 3 นิ้วจาก 18 นิ้ว ถึง 36 นิ้ว และเพิ่มทีละ 6 นิ้ว จาก 3 ฟุต ถึง 10 ฟุต

ในการออกแบบจะต้องระบุขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางท่อและระดับขอบท่อด้านล่างที่ตำแหน่ง Manhole

บทที่ 7
การออกแบบกราฟน้ำท่วม
(Design of Flood Hydrograph)

7.1 คำนำ

ในการออกแบบอาคารชลศาสตร์ขนาดใหญ่ เช่น ทางระบายน้ำล้นของเขื่อนจำเป็นที่จะต้องรู้ทั้งประมาณน้ำท่วมสูงสุด (Flood Peak) ช่วงเวลาที่คลื่นน้ำท่วมคลื่นตัวผ่านอาคาร และปริมาตรน้ำท่วม (Flood Volume) ซึ่งปกติจะอยู่ในรูปของกราฟน้ำท่วม (Flood Hydrograph) ทั้งนี้เพราะขณะที่คลื่นน้ำท่วมคลื่นตัวผ่านอ่างเก็บน้ำ พื้นที่ผิวน้ำในอ่างจะทำหน้าที่ชะลอน้ำท่วม ทำให้ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่เคลื่อนตัวออกจากอ่าง (Outflow) มีขนาดเล็กลง แต่จะเล็กมากน้อยเพียงใดขึ้นอยู่กับลักษณะของอ่างเก็บน้ำแต่ละอ่าง ถ้าทราบกราฟน้ำท่วมที่เคลื่อนตัวเข้าอ่างเก็บน้ำ จะสามารถนำเอาไปใช้ออกแบบขนาดทางระบายน้ำล้นและปริมาตรเก็บกักน้ำส่วนเกิน (Surcharge) ได้ โดยใช้เทคนิคการเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำ (Reservoir Routing Techniques) ซึ่งรายละเอียดจะกล่าวถึงในบทที่ 8 ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงเฉพาะการออกแบบกราฟน้ำท่วมเท่านั้น

การออกแบบกราฟน้ำท่วมจากข้อมูลน้ำฝน และกราฟน้ำหนึ่งหน่วย (Unit Hydrograph) มีขั้นตอนที่สำคัญดังนี้คือ

1. การออกแบบพายุฝน (Design Storm)
2. การสร้างกราฟน้ำหนึ่งหน่วย (Derivation of Unit Hydrograph)
3. การสร้างกราฟน้ำท่าผิวดิน (Direct Runoff Hydrograph)
4. การประเมิน Base Flow
5. การสร้างกราฟน้ำท่วม (Flood Hydrograph)

7.2 การออกแบบพายุฝน (Design Storm)

ขนาดของพายุฝนที่เลือกจะขึ้นอยู่กับ ช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการซึ่งจะแตกต่างกันไปตามลักษณะของอาคารชลศาสตร์ที่ออกแบบและลักษณะของพายุฝนที่เกิดในแต่ละพื้นที่ หลังจากเลือกช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำได้แล้วก็จะสามารถหาความลึกหรือความเข้มของฝนได้จากกราฟความลึก (ความเข้ม) – ช่วงเวลา – ความถี่ในการเกิดซ้ำได้การอ่านค่าความ

ลึกฝนจะต้องอ่านที่แต่ละช่วงเวลาที่เท่ากัน (ซึ่งช่วงเวลานี้ควรจะเท่ากับช่วงเวลาของกราฟน้ำหนึ่งหน่วย) จนกระทั่งเท่ากับช่วงเวลาของพายุฝนที่ออกแบบไว้ ยกตัวอย่างเช่นถ้าช่วงเวลาของพายุฝนที่ออกแบบไว้เท่ากับ 24 ชั่วโมง และช่วงเวลาของกราฟน้ำหนึ่งหน่วยน้ำเท่ากับ 4 ชั่วโมง ก็จะต้องอ่านค่าความลึกน้ำฝนทุก ๆ 4 ชั่วโมง จากชั่วโมงที่ 0 ถึงชั่วโมงที่ 24 จากนั้นจะต้องทำการปรับค่าฝนที่อ่านได้จากกราฟความลึก (ความเข้ม) – ช่วงเวลา – ความถี่ในการเกิดซ้ำด้วยแฟ็คเตอร์ลดความเข้มของฝนตามขนาดของพื้นที่ ถ้าพื้นที่ลุ่มน้ำมีขนาดโตกว่า 10 ตร.ไมล์ ตามที่ได้กล่าวถึงไว้แล้วในบทที่ 3

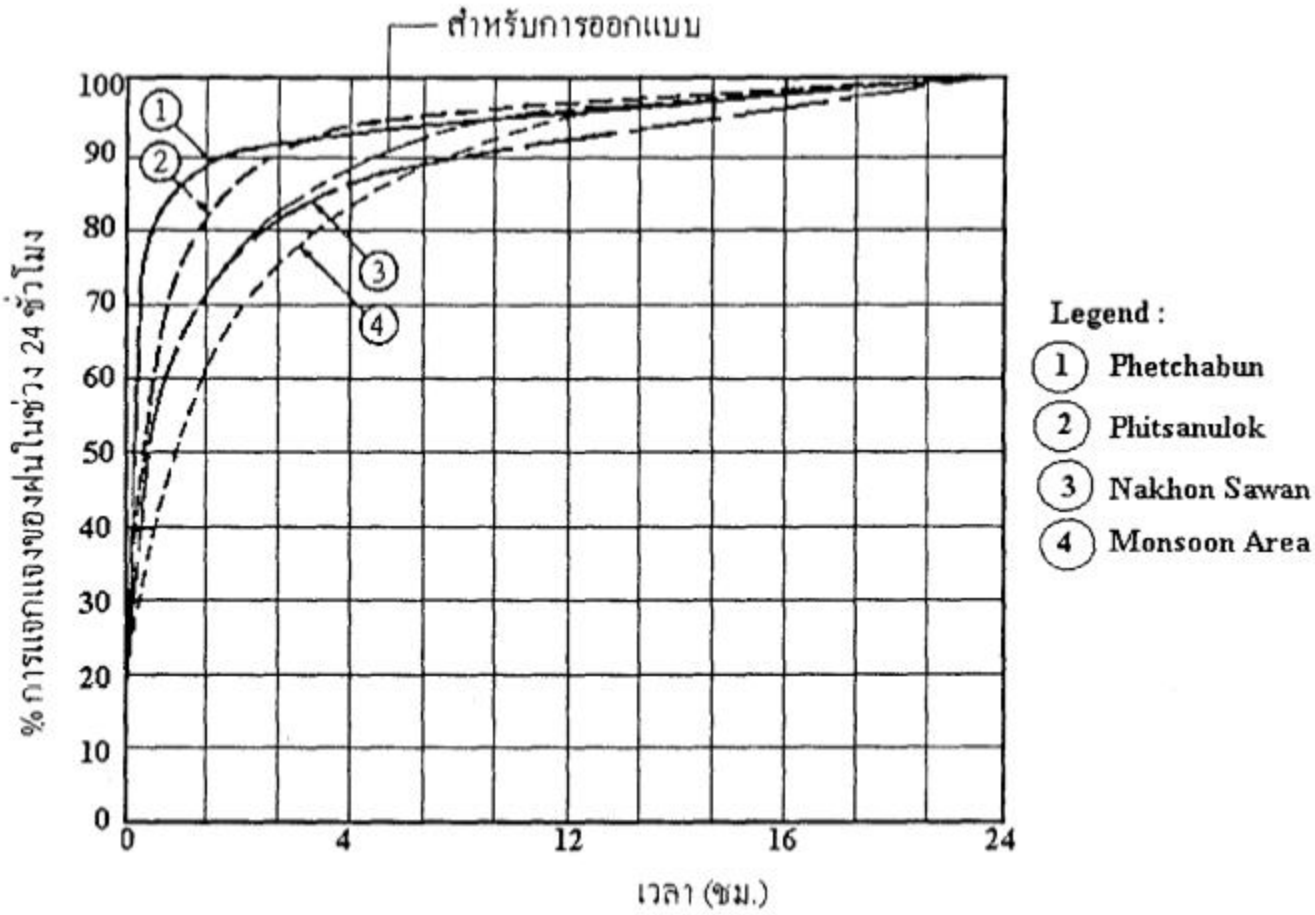
7.2.1 การออกแบบไฮเอทโตกราฟน้ำฝน

(Design of Rainfall Hyetograph)

นำค่าความลึก หรือความเข้มฝนที่ปรับค่าตามขนาดของพื้นที่แล้วไปออกแบบไฮเอทโตกราฟ (Hyetograph) ตามวิธีที่กล่าวในหัวข้อ 5.4 บทที่ 5 เช่น วิธีสลับบล็อค

กรณีที่ช่วงเวลาในกราฟความลึก – ช่วงเวลา – รอบปีในการเกิดซ้ำ ที่มีอยู่มีค่าเป็นวัน แต่ช่วงเวลาของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำที่ต้องการมีค่าเป็นชั่วโมง กรณีนี้จำเป็นจะต้องรู้การแจกแจงฝนตามเวลา (Time Distribution of Rainfall) ซึ่งปกติจะแสดงในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างเปอร์เซ็นต์ของช่วงเวลาที่ฝนตก และเปอร์เซ็นต์ของฝนที่ตกเพื่อนำมาใช้หาปริมาณฝนที่ตกในแต่ละชั่วโมงของวัน

Huff (1967) ได้ศึกษาถึงการแจกแจงตามเวลาของพายุฝนที่มีช่วงเวลา 3 ถึง 48 ชั่วโมงในภาคกลางของมลรัฐอิลลินอยส์ โดยการแบ่งพายุฝนออกเป็น 4 กลุ่ม ขึ้นอยู่กับว่าฝนส่วนใหญ่ตกอยู่ในช่วงควอไทล์ (quartile) ไหน ลักษณะการแจกแจงตามเวลาของพายุของ Huff แสดงอยู่ในรูปที่ 6.6 ตัวเลขที่กำกับโค้งแต่ละเส้นหมายถึงเปอร์เซ็นต์ที่พายุจะมีการแจกแจงตามแบบโค้งนั้น หรือโค้งที่สูงกว่านั้นและตัวเลขในตารางจะแสดงความถี่ในการเกิดพายุแต่ละแบบใน 4 แบบที่กำหนด ในการหาโอกาสในการเกิดพายุตามโค้งแต่ละเส้นจะต้องเอาเปอร์เซ็นต์โอกาสในตารางคูณกับหมายเลขกำกับโค้ง ยกตัวอย่างเช่น โอกาสที่ฝนจะมีการแจกแจงตาม 10% First Quartile เท่ากับ 0.3 x 0.1 = 0.03 หรือรอบปีการเกิดซ้ำเท่ากับ 33 ปี เป็นต้น การแจกแจงของฝนอาจแตกต่างกันไปตามลักษณะฝนที่เกิดในแต่ละท้องที่ USDA, SCS (1986) ได้เสนอการแจกแจงฝนตามเวลาดังแสดงในรูปที่ 5.7 ตัวอย่างการแจกแจงฝนในรอบ 24 ชั่วโมงที่ใช้ในการออกแบบระบบระบบน้ำของกรมทางหลวงมีลักษณะดังรูปที่ 7.1



รูปที่ 7.1 การแจกแจงฝนในรอบ 24 ชั่วโมงที่ใช้ในการออกแบบระบบระบายน้ำของกรมทางหลวง (Department of Highway, 1980)

7.2.2 การหาไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกิน

(Design of Excess Rainfall Hyetograph)

ฝนที่ตกลงในลุ่มน้ำมีเพียงบางส่วนเท่านั้นที่กลายเป็นน้ำท่าไหลสู่แม่น้ำลำธารบางส่วนจะสูญเสียไปในขบวนการแปลงฝนเป็นน้ำท่าของลุ่มน้ำ เช่น Interception การเก็บกักน้ำบนผิวดิน (Surface Detention) และการซึมของน้ำลงไปในดิน ปริมาณฝนส่วนที่เหลือจากการสูญเสียต่าง ๆ เรียกว่าฝนส่วนเกิน (Excess Rainfall) ซึ่งจะมีปริมาณเท่ากับปริมาณน้ำท่าผิวดิน (Direct Runoff)

ในการสร้างกราฟน้ำท่าโดยวิธีใช้กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า (Unit Hydrograph) จำเป็นจะต้องรู้ไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกิน (Excess Rainfall Hyetograph) ซึ่งจะหาได้โดยการนำเอาปริมาณสูญเสีย (Losses หรือ Abstractions) ที่ช่วงเวลาต่าง ๆ ไปหักลบออกจากไฮเอทโตกราฟฝนออกแบบ

การหาไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกิน สามารถแบ่งออกได้เป็น 2 กรณี คือ (1) กรณีที่มีทั้งข้อมูลฝน และน้ำท่าของพายุ และ (2) กรณีที่ไม่มีข้อมูลน้ำท่า สำหรับกรณีที่ 1

ปกติจะใช้หาไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกินเพื่อวัตถุประสงค์ในการหากราฟน้ำหนึ่งหน่วย และวิธีง่าย ๆ ที่เป็นที่รู้จักกันดีคือ วิธี ϕ- index ในบทนี้จะกล่าวถึงเฉพาะกรณีที่ 2 ซึ่งวัตถุประสงค์ในการหาไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกินเพื่อการนำไปสร้างกราฟน้ำท่าผิว เมื่อรู้กราฟน้ำหนึ่งหน่วยของลุ่มน้ำ และวิธีการหาไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกินที่จะได้กล่าวถึงมี 2 วิธีคือ (1) วิธี SCS และ (2) วิธีคำนวณจากการซึมของน้ำลงไปในดิน

(1) วิธี SCS

ตามที่ได้เคยกล่าวถึงแล้วในข้อ 6.5.3 บทที่ 6 Soil Conservation Service (1972) ได้พัฒนาวิธีการคำนวณ Abstractions จากพายุฝนขึ้นมาจากสมมติฐานที่ว่าอัตราระหว่างปริมาณการดูดซับน้ำของดินในลุ่มน้ำจริง (F) ต่อปริมาณศักยภาพในการดูดซับน้ำของลุ่มน้ำ (S) จะเท่ากับอัตราส่วนระหว่างปริมาณฝนส่วนเกิน (P_e) ต่อปริมาณศักยภาพในการเกิดน้ำท่วม ($P-I_a$) ซึ่งสามารถนำมาเขียนเป็นสมการได้ว่า

$$\frac{F}{S} = \frac{P_e}{P-I_a} \qquad \text{.....(7.1)}$$

เมื่อ P = ปริมาณฝนที่ตกลงในลุ่มน้ำ

I_a = Initial Abstraction ก่อนที่น้ำจะเริ่มขังบนผิวดิน (Ponding)

เมื่อแทนค่า $F = (P-I_a) - P_e$ และ $I_a = 0.2\ S$ ลงในสมการข้างบนจะได้

$$P_e = \frac{(P-0.2\ S)^2}{(P+0.8\ S)} \qquad \text{.....(7.2)}$$

เมื่อ P_e = Q ในสมการที่ (6.19) ของบทที่ 6

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

เมื่อ S มีหน่วยเป็นนิ้ว

และ CN = Curve Number ซึ่งขึ้นอยู่กับสภาพดิน การใช้ที่ดิน และ Antecedent Moisture Conditions (AMC) ดังแสดงในตารางที่ 6.9 บทที่ 6

AMC สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ระดับคือ I (สำหรับกรณีที่ดินแห้ง) II (สำหรับกรณีที่ดินมีความชื้นปกติ หรือเฉลี่ย) และ III (สำหรับกรณีที่ดินเปียก) ดังแสดงในตารางที่ 7.1

ตารางที่ 7.1 การจัดแบ่ง Antecedent Moisture Conditions ตามแบบของ SCS

AMC group	Total 5-day Antecedent Rainfall (in)	
	Dormant Season	Growing Season
I	Less Than 0.5	Less Than 1.4
II	0.5 to 1.1	1.4 to 2.1
III	Over 1.1	Over 2.1

กรณีที่ AMC เป็นแบบที่ I และ III จะต้องมีการปรับค่า CN ที่อ่านได้จากตารางที่ 6.9 ด้วยสมการ

$$CN(I) = \frac{4.2\,CN(II)}{10-0.058\,CN(II)} \qquad \text{.....(7.3)}$$

$$CN(III) = \frac{23\,CN(II)}{10+0.13\,CN(II)} \qquad \text{.....(7.4)}$$

CN(II) คือค่าที่อ่านจากตารางที่ 6.9

สมการที่ 7.2 สามารถใช้คำนวณหาฝนส่วนเกินที่ช่วงเวลาใด ๆ ได้โดยการพิจารณาว่า P คือปริมาณฝนสะสมถึงเวลานั้น ในช่วงที่ฝนเริ่มตกค่า P_e ที่คำนวณได้อาจมีค่าน้อยกว่า 0 ซึ่งหมายความว่าลุ่มน้ำยังดูดซับน้ำฝนได้ไม่ถึง $I_a = 0.2\,S$ กรณีนี้ $I_a = P$ และ $P_e = 0$

อีกวิธีหนึ่งในการหาไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกินคือการหาการแจกแจงตามเวลาของ Abstractions (I_a และ F) แล้วนำมาหักลบออกจากค่า P ดังนี้

$$P_e = P - I_a - F \qquad \text{.....(7.5)}$$

เมื่อแทนค่า P_e ลงในสมการที่ 7.1 จะได้

$$F = \frac{S(P-I_a)}{(P-I_a)+S} \qquad P \geq I_a \qquad \text{.....(7.6)}$$

ตัวอย่างที่ 7.1 พายุฝนที่เกิดในลุ่มน้ำแห่งหนึ่งมีลักษณะดังคอลัมน์ที่ 2 ของตารางที่ 7.2 ค่า CN สำหรับ Antecedent Moisture Condition II คือ 80 จงคำนวณหาค่า Abstractions สะสมและไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกิน

วิธีทำ CN = 80

$$S = \frac{1000}{80} - 10 = 2.5 \text{ นิ้ว}$$

$$I_a = 0.2\,S = 0.2 \times 2.5 = 0.5 \text{ นิ้ว}$$

ลุ่มน้ำจะดูดซับน้ำฝน 0.2 นิ้ว ในชั่วโมงที่ 1 และ 0.3 นิ้วในชั่วโมงที่ 2 เป็น I_a = 0.5 นิ้ว ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 3 ของตารางที่ 7.2 หลังจากนั้นน้ำจะเริ่มขังบนผิวดินเป็นฝนส่วนเกิน

เมื่อ $P > 0.5$ นิ้ว จึงเริ่มคำนวณค่า F จากสมการที่ 7.6

$$F = \frac{S(P-I_a)}{(P-I_a)+S}$$

$$= \frac{2.5\,(P-0.5)}{P-0.5+2.5}$$

$$= \frac{2.5\,(P-0.5)}{P+2.0}$$

เช่น หลังฝนตก 2 ชั่วโมง P = 0.9 นิ้ว

$$F = \frac{2.5\,(0.9-0.5)}{0.9+2.0}$$

$$= 0.34 \text{ นิ้ว (ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 4)}$$

ฝนส่วนเกินสะสม (P_e)

$$= P - I_a - F$$

$$= 0.9 - 0.5 - 0.34$$

$$= 0.06 \text{ นิ้ว (คอลัมน์ที่ 5)}$$

ไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกินจะเท่ากับผลต่างของ P_e ในระหว่างช่วงเวลาต่าง ๆ ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 6

ตารางที่ 7.2 การคำนวณ Abstractions และไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกินโดยวิธี SCS

Column :	1	2	3	4	5	6
			Cumulative Abstractions (in)		Cumulative Excess	Excess Rainfall
	Time (h)	Cumulative Rainfall P (in)	I_a	F	Rainfall P_e (in)	Hyetograph (in)
	0	0	0	-	0	0
	1	0.20	0.20	-	0	0.60
	2	0.90	0.50	0.34	0.06	0.12
	3	1.27	0.50	0.59	0.18	0.58
	4	2.31	0.50	1.05	0.76	1.83
	5	4.65	0.50	1.56	2.59	0.56
	6	5.29	0.50	1.64	3.15	0.06
	7	5.36	0.50	1.65	3.21	

(2) วิธีคำนวณจากการซึมของน้ำลงไปในดิน

ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงการหาไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกิน สำหรับกรณีที่ปริมาณน้ำสูญหายไปในลุ่มน้ำเกิดจากการซึมของน้ำลงไปในดิน (Infiltration) แต่เพียงอย่างเดียว ดังนั้นเมื่อรู้ค่าพารามิเตอร์ของสมการการซึมของน้ำลงไปในดินหลังจากที่น้ำเริ่มขังบนผิวดิน (Ponding Time) ปริมาณน้ำที่ซึมลงไปในดินหลังจากที่น้ำเริ่มขังบนผิวดิน และท้ายที่สุดจะสามารถหาไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกินได้

น้ำจะเริ่มขังบนผิวดินหรือเริ่มเกิดฝนส่วนเกินเมื่ออัตราการตกของฝนที่เวลานั้นมากกว่าศักยภาพของอัตราการซึมของน้ำลงไปในดิน (Potential Infiltration Rate) แต่ถ้าอัตราการตกของฝนน้อยกว่าจะไม่มีน้ำขังบนผิวดินและปริมาณการซึมของน้ำลงไปในดินสะสมจะมีค่าเท่ากับปริมาณฝนที่ตกสะสม

สมการสำหรับการคำนวณหาปริมาณการซึมของน้ำลงไปในดินสะสมเมื่อน้ำเริ่มขังบนผิวดิน หลังจากที่น้ำขังบนผิวดิน และอัตราการซึมของน้ำลงไปในดินที่เวลาใด ๆ แสดงอยู่ในตารางที่ 7.3

ตารางที่ 7.3 สมการสำหรับการคำนวณปริมาณการซึมของน้ำลงไปในดินเมื่อน้ำขังบนผิวดินและหลังจากที่น้ำขังบนผิวดิน

Equation	Green-Ampt Equation	Horton's Equation	Philip's Equation
(1) Cumulative infiltration $F_{t+\Delta t}$	$F_{t+\Delta t} = F_t + K\Delta t + \psi\Delta\theta \ln\left[\frac{F_{t+\Delta t} + \psi\Delta\theta}{F_t + \psi\Delta\theta}\right]$	$F_{t+\Delta t} = F_t + K\Delta t + (f_t - f_c)\frac{(1 - e^{-k\Delta t})}{k}$	$F_{t-\Delta t} = F_t + K\Delta t - \frac{S^2}{2(f_t - K)} + S\left[\Delta t + \frac{S^2}{4(f_t - K)^2}\right]^{1/2}$
(2) Infiltration rate $f_{t+\Delta t}$	$f_{t+\Delta t} = K\left(\frac{\psi\Delta\theta}{F_{t+\Delta t}}\right) + 1$	$f_{t+\Delta t} = f_t - K(F_{t+\Delta t} - F_t - f_c\Delta t)$	$(f_{t+\Delta t} = K + S\left(\frac{S + \sqrt{S^2 + 4KF_{t+\Delta t}}}{4F_{t+\Delta t}}\right)$
(3) Cumulative infiltration at ponding F_p	$F_p = \frac{K\psi\Delta\theta}{i_t - K}$ $(i_t > K)$	$F_p = \frac{1}{k}\left[f_o - i_t + f_c \ln\left(\frac{f_o - f_c}{i_t - f_c}\right)\right]$ $(f_c < i_t < f_o)$	$F_p = \frac{S^2(i_t - K/2)}{2(i_t - K)^2}$ $(i_t > K)$

ψ = soil suction head (cm water)
$\Delta\theta$ = difference between the initial and final moisture contents of the soil
K = hydraulic conductivity
f_o = infiltration rate at beginning
f_c = constant infiltration rate
k = decay constant
K = hydraulic conductivity
S = sorptivity which is a function of the soil suction potential

ต่อไปจะกล่าวถึงการหาไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกินโดยใช้สมการของ Green-Ampt เท่านั้น อย่างไรก็ตามวิธีการหาไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกินโดยสมการ Horton และ Philip จะทำได้ในทำนองเดียวกัน

สำหรับช่วงเวลา t ถึง $t+\Delta t$ ใด ๆ

กำหนดให้ i_t = ความเข้มฝนซึ่งมีค่าที่ระหว่างเวลา t ถึง $t+\Delta t$

f_t และ $f_{t+\Delta t}$ = ศักยภาพของอัตราการซึมของน้ำลงไปในดินที่เวลา t และ $t + \Delta t$ ตามลำดับ

F_t และ $F_{t+\Delta t}$ = ปริมาณการซึมของน้ำลงไปในดินสะสมที่เวลา t และ $t + \Delta t$ ตามลำดับ และสมมติว่ารู้ค่า F_t จาก Initial Condition ที่กำหนดให้หรือจากผลการคำนวณในช่วงเวลาก่อนหน้านั้น ($t-\Delta t$ ถึง t)

รูปที่ 7.2 แสดง Flow Chart ในการหาเวลาที่น้ำเริ่มขังบนผิวดินในช่วงเวลาระหว่าง t ถึง $t + \Delta t$ ใด ๆ ซึ่งมี 3 กรณีที่ต้องพิจารณาคือ (1) มีน้ำขังบนผิวดินตลอดช่วงเวลา (2) ไม่มีน้ำขังบนผิวดินตลอดช่วงเวลา (3) น้ำเริ่มขังบนผิวดินในระหว่างช่วงเวลา ตามปกติอัตราการซึมของน้ำลงไปในดินจะมีค่าลดลงหรือคงที่ตามเวลา ดังนั้นเมื่อเริ่มมีน้ำขังบนผิวดิน สำหรับค่าความเข้มฝนซึ่งมีค่าคงที่สำหรับช่วงเวลาใด ๆ น้ำจะขังบนผิวดินตลอดช่วงเวลานั้น น้ำที่ขังบนผิวดินจะไม่หายไปในระหว่างช่วงเวลาที่พิจารณา แต่น้ำขังบนผิวดินอาจหายไปเมื่อสิ้นสุดช่วงเวลานั้น ถ้าความเข้มฝนลดลงน้อยกว่าศักยภาพของอัตราการซึมของน้ำลงไปในดิน

ตาม Flow Chart ในรูปที่ 7.2 ขั้นแรกคือการคำนวณหาศักยภาพของอัตราการซึมของน้ำลงไปในดิน (Potential Infiltration Rate) ที่เวลา t (f_t) จากค่าปริมาณการซึมสะสม F_t ที่รู้ค่าตามวิธี Green-Ampt

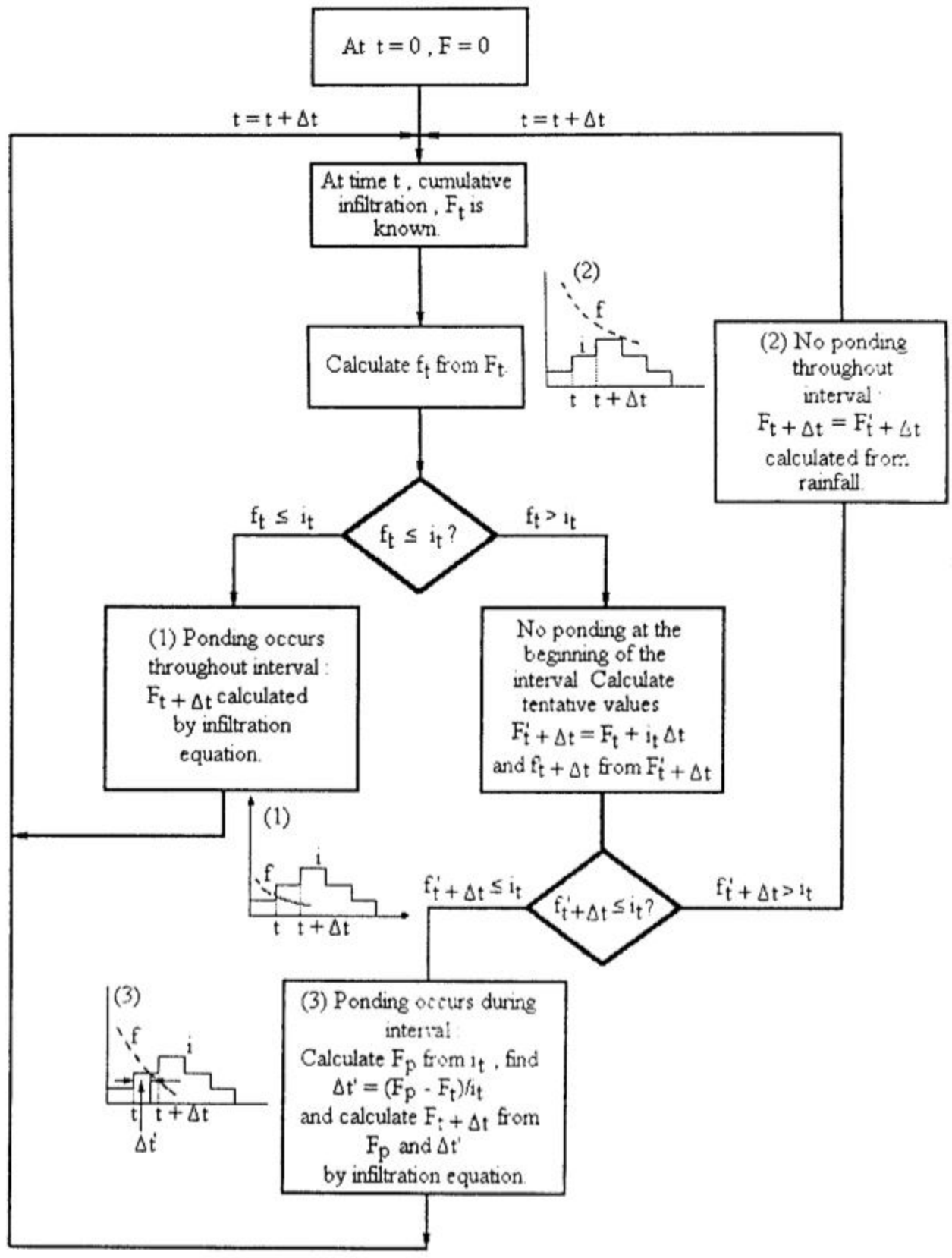
$$f_t = K\left(\frac{\psi\Delta\theta}{F_t} + 1\right) \qquad \text{.....(7.7)}$$

เมื่อ

K = Hydraulic Conductivity ของดินเป็น ซม./ซม.

ψ = Soil Suction Head เป็น ซม.

$\Delta\theta$ = ผลต่างระหว่างความชื้นในดินเมื่อเริ่มและสิ้นสุดการซึมของน้ำลงไปในดิน



รูปที่ 7.2 Flow Chart สำหรับการซึมของน้ำลงไปในดินและเวลาที่น้ำเริ่มขังบนผิวดิน สำหรับกรณีความเข้มฝนเปลี่ยนแปลง (Variable Rainfall Intensity)

$$\Delta\theta = (1-S_e)\,\theta_e \qquad \text{.....(7.8)}$$

เมื่อ

S_e = Effective Saturation ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง 0 ถึง 1

$$= \frac{\text{Available Moisture Content}}{\text{Maximum Possible Moisture Content}}$$

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\eta - \theta_r}$$

θ = Soil Moisture Content ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง θ_r และ η

θ_r = Residual Moisture Content

η = Porosity

θ_e = Effective Porosity

$$\theta_e = \eta - \theta_r \qquad \text{.....(7.9)}$$

ค่า η, θ_e, φ และ K สำหรับดินชนิดต่าง ๆ แสดงอยู่ในตารางที่ 7.4

ค่า f_t ที่คำนวณได้จะถูกนำไปเปรียบเทียบกับความเข้มฝน i_t ซึ่งผลที่ได้มี 3 กรณีคือ

กรณีที่ 1 : $f_t \le i_t$ แสดงว่าน้ำเริ่มขังบนผิวดินที่เวลา t และจะขังอยู่ตลอดช่วงเวลา t ถึง $t + \Delta t$ หลังจากนั้นจะคำนวณหาการซึมของน้ำลงไปในดินสะสมเมื่อสิ้นสุดช่วงเวลา $F_{t+\Delta t}$ จากสมการ

$$F_{t+\Delta t} - F_t - \varphi\Delta\theta \ln\left[\frac{F_{t+\Delta t}+\psi\Delta\theta}{F_t+\psi\Delta\theta}\right] = K\Delta t \qquad \text{.....(7.10)}$$

กรณีที่ 2 และ 3 : $f_t > i_t$ แสดงว่าไม่มีน้ำขังบนผิวดินที่เวลา t ถ้าสมมติว่าไม่มีน้ำขังบนผิวดินตลอดช่วงเวลา t ถึง $t + \Delta t$ อัตราการซึมของน้ำลงไปในดินตลอดช่วงเวลานั้นจะเท่ากับ i_t และปริมาณการซึมสะสมเมื่อสิ้นสุดช่วงเวลาจะคำนวณได้จากสมการ

$$F'_{t+\Delta t} = F_t + i_t \cdot \Delta t \qquad \text{.....(7.11)}$$

หลังจากนั้นจะคำนวณ $f'_{t+\Delta t}$ จากค่า $F'_{t+\Delta t}$ ถ้า $f'_{t+\Delta t} > i_t$ แสดงว่าเป็นกรณีที่ 2 คือไม่มีน้ำขังตลอดช่วงเวลา t ถึง $t + \Delta t$

ตารางที่ 7.4 พารามิเตอร์การซึมของน้ำลงไปในดินของ Green-Ampt สำหรับดินชนิดต่าง ๆ

Soil class	Porosity η	Effective porosity θe	Wetting front soil suction head ψ (cm)	Hydraulic conductivity K (cm/hr)
Sand	0.437 (0.374-0.500)	0.417 (0.354-0.480)	4.95 (0.97-25.36)	11.78
Loamy sand	0.437 (0.363-0.506)	0.401 (0.329-0.473)	6.13 (1.35-27.94)	2.99
Sandy loam	0.453 (0.351-0.555)	0.412 (0.283-0.541)	11.01 (2.67-45.47)	1.09
Loam	0.463 (0.375-0.551)	0.434 (0.334-0.534)	8.89 (1.33-59.38)	0.34
Silt loam	0.501 (0.420-0.582)	0.486 (0.394-0.578)	16.68 (2.92-95.39)	0.65
Sandy clay loam	0.398 (0.332-0.464	0.330 (0.235-0.425)	21.85 (4.42-108.00)	0.15
Clay loam	0.464 (0.409-0.519	0.309 (0.279-0.501)	20.88 (4.79-91.10)	0.10
Silty clay loam	0.471 (0.418-0.524	0.432 (0.347-0.517)	27.30 (5.67-131.50)	0.10
Sandy clay	0.430 (0.370-0.490)	0.321 (0.207-0.435)	23.90 (4.08-140.20)	0.06
Silty clay	0.479 (0.425-0.533)	0.423 (0.334-0.512)	29.22 (6.13-139.40)	0.05
Clay	0.475 (0.427-0.523)	0.385 (0.269-0.501)	31.63 (6.39-156.5)	0.03

ถ้า $f'_{t+\Delta t} < i_t$ จะเกิดกรณีที่ 3 คือ น้ำเริ่มขังบนผิวดินในระหว่างช่วงเวลา ค่าปริมาณการซึมสะสมเมื่อเวลาที่น้ำเริ่มขังบนผิวดิน F_p จะหาได้ดังนี้

ให้ $f_t = i_t$

$F_t = F_p$

แทนค่า f_t และ F_t ลงในสมการที่ 7.7 จะได้

$$F_p = \frac{K\psi\,\Delta\theta}{i_t - K} \qquad \text{.....(7.12)}$$

ให้ $t + \Delta t'$ คือเวลาที่น้ำเริ่มขังบนผิวดิน

$$\Delta t' = \frac{F_p - F_t}{i_t} \qquad \text{.....(7.13)}$$

ค่า $F_{t+\Delta t}$ จะหาได้จากสมการที่ 7.11 โดยหาแทนค่า $F_t = F_p$ และ $\Delta t = \Delta t - \Delta t'$

ขั้นสุดท้ายจะสามารถหาค่าปริมาณฝนส่วนเกินได้ โดยการเอาปริมาณการซึมสะสมไปลบออกจากปริมาณฝนสะสม ไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกินจะหาได้จากผลต่างของฝนส่วนเกิน เมื่อเริ่มและสิ้นสุดช่วงเวลา

ตัวอย่างที่ 7.2 กำหนดไฮเอทโตกราฟของฝนให้ไว้ในคอลัมน์ที่ 1 และ 2 ของตารางที่ 7.5 ถ้าชนิดดินคือ Sandy Loam ซึ่งมี Effective Saturation ก่อนฝนตกเท่ากับ 40% จงหาไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกิน

วิธีทำ

จากตารางที่ 7.4 สำหรับดิน Sandy Loam

$K = 1.09$ ซม./ซม.

$\psi = 11.01$ ซม.

และ $\theta_e = 0.412$

$\Delta\theta = (1-S_e)\,\theta_e$

$= (1-0.4)\,(0.412)$

$= 0.247$

$\psi\Delta\theta = 11.01 \times 0.247$

$= 2.72$ ซม.

รูปที่ 7.3 แสดงไฮเอทโตกราฟของฝนที่กำหนดให้ในคอลัมน์ที่ 2 ของตารางและไฮเอทโตกราฟของฝนสะสมตามที่คำนวณไว้ในคอลัมน์ที่ 3 ซึ่งก็คือผลบวกของค่าฝนในคอลัมน์ที่ 2 นั่นเอง

ค่าความเข้มฝนในคอลัมน์ที่ 4 หาได้โดยการหารค่าฝนในคอลัมน์ที่ 2 ด้วยค่า Δt = 10 นาที = 0.167 ชม. ยกตัวอย่างเช่น ในช่วงที่ 1(0-10 นาที) มีฝนตกเท่ากับ 0.18 ชม. $i_t = 0.18/0.167 = 1.08$ ชม./ชม.

เมื่อฝนเริ่มตก ($t = 0$) $F_0 = 0$ จากสมการที่ 7.7 $f_0 = \infty$ จึงไม่มีน้ำเริ่มขังบนผิวดิน จากสมการ 7.12

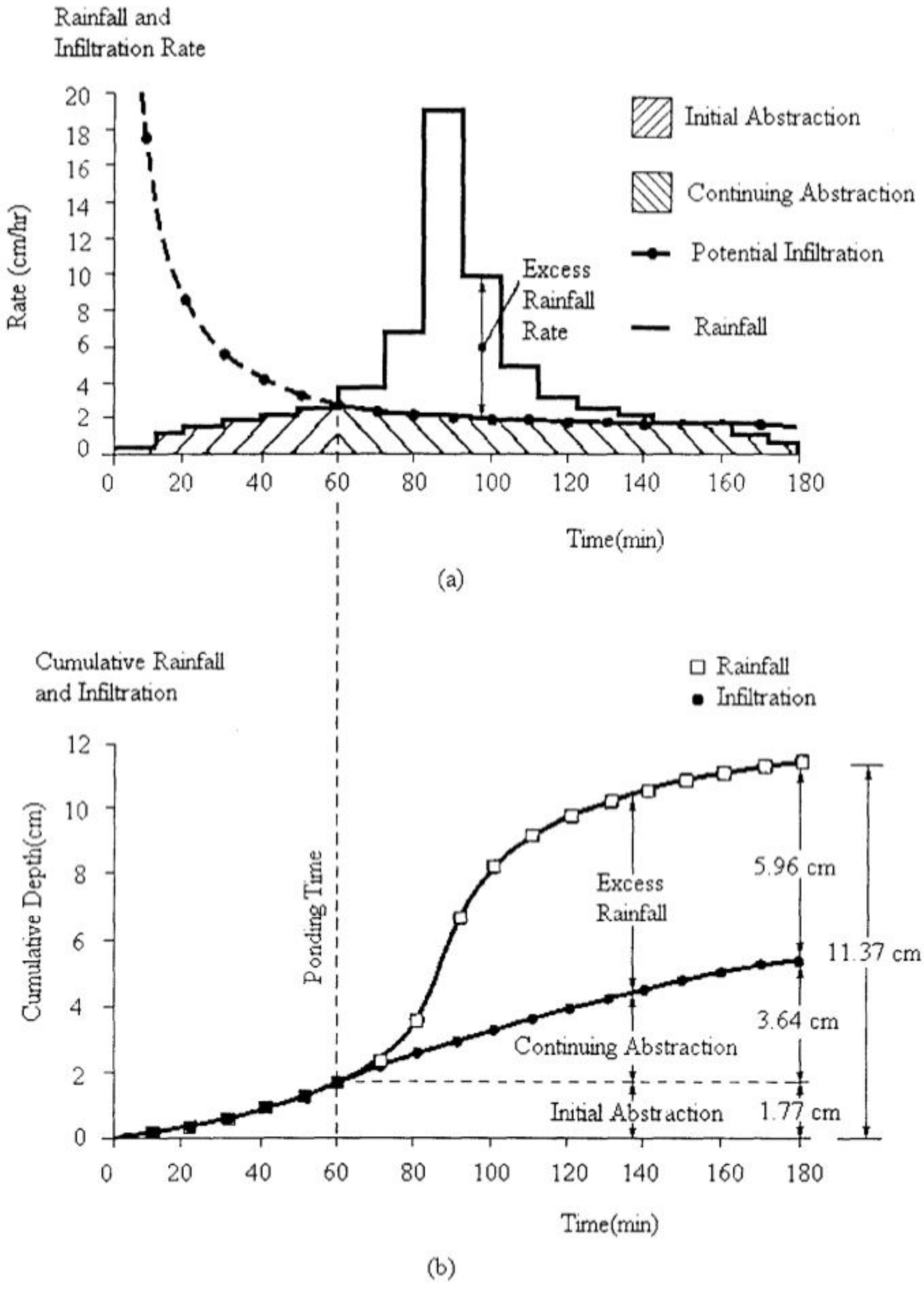
$F'_{t+\Delta t} = F_t + i_t \cdot \Delta t$

$F_{10} = 0+0.18 = 0.18$ ซม.

และจากสมการที่ 7.7

ตารางที่ 7.5 การคำนวณไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกินโดยใช้สมการการซึมของน้ำลงไปในดิน Green-Ampt (ตัวอย่างที่ 7.2)

Column:	1	2	3	4	5	6	7	8
		Rainfall			Infiltration		Excess Rainfall	
	Time (min)	Incremental (cm)	Cumulative (cm)	Intensity (cm/h)	Rate (cm/h)	Cumulative (cm)	Cumulative (cm)	Incremental (cm)
	0		0.00	1.08		0.00		
	10	0.18	0.18	1.26	17.57	0.18		
	20	0.21	0.39	1.56	8.70	0.39		
	30	0.26	0.65	1.92	5.65	0.65		
	40	0.32	0.97	2.22	4.15	0.97		
	50	0.37	1.34	2.58	3.30	1.34		
	60	0.43	1.77	3.84	2.77	1.77	0.00	
Ponding	70	0.64	2.41	6.84	2.43	2.21	0.20	0.20
	80	1.14	3.55	19.08	2.23	2.59	0.96	0.76
	90	3.18	6.73	9.90	2.09	2.95	3.78	2.82
	100	1.65	8.38	4.86	1.99	3.29	5.09	1.31
	110	0.81	9.19	3.12	1.91	3.62	5.57	0.48
	120	0.52	9.71	2.52	1.84	3.93	5.78	0.21
	130	0.42	10.13	2.16	1.79	4.24	5.90	0.12
	140	0.36	10.49	1.68	1.74	4.53	5.96	0.06
	150	0.28	10.77	1.44	1.71	4.81		
	160	0.24	11.01	1.14	1.68	5.05		
	170	0.19	11.20	1.02	1.66	5.24		
	180	0.17	11.37		1.64	5.41		



รูปที่ 7.3 การซึมของน้ำลงในดินและฝนส่วนเกินตามคำนวณได้จากตารางที่ 7.5

$$f'_{t+\Delta t} = K\left(\frac{\varphi\Delta\theta}{F'_{t+\Delta t}} + 1\right)$$

$$f'_{10} = 1.09\left(\frac{2.72}{0.18} + 1\right)$$

$$= 17.57 \text{ ซม./ชม. (ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 5)}$$

$f'_{10} > i_{10}$ แสดงว่าไม่มีน้ำขังในช่วงเวลา 0-10 นาที และค่าปริมาณการซึมสะสมจะเท่ากับค่าปริมาณฝนสะสมดังแสดงในคอลัมน์ที่ 6

ผลการคำนวณในตารางที่ 7.5 แสดงให้เห็นว่าไม่มีน้ำขังบนผิวดินจนถึงนาทีที่ 60 แต่ที่นาทีที่ 60

$$f_t = K\left(\frac{\psi\Delta\theta}{F_t} + 1\right)$$

$$f_{60} = 1.09\left(\frac{2.72}{1.77} + 1\right)$$

$$= 2.77 \text{ ซม./ชม.}$$

$f_{60} < i_{60}$ (3.84 ซม./ชม.) แสดงว่าเริ่มมีน้ำขังบนผิวดินที่นาทีที่ 60 (ดูรูปที่ 7.4 (a)) และจะมีน้ำขังตลอดช่วงนาทีที่ 60-70

จากสมการที่ 7.11

$$F_{t+\Delta t} - F_t - \psi\Delta\theta \ln\left[\frac{F_{t+\Delta t}+\psi\Delta\theta}{F_t+\psi\Delta\theta}\right] = K\Delta t$$

$$F_{70} - 1.77 - 2.72 \ln\left[\frac{F_{70}+2.72}{1.77+2.72}\right] = 1.09 \times 0.167$$

$$F_{70} = 1.95 + 2.72 \ln\left[\frac{F_{70}+2.72}{4.49}\right]$$

หาค่า F_{70} จากสมการข้างบนโดยวิธี Successive Approximation ได้ค่า F_{70} = 2.21 ซม. ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 6

ค่าฝนส่วนเกินสะสม (คอลัมน์ที่ 7) หาได้โดยการเอาค่าการซึมสะสมในคอลัมน์ที่ 6 ไปลบค่าฝนสะสมในคอลัมน์ที่ 3 ค่าฝนส่วนเกินในคอลัมน์ที่ 8 คือผลต่างของฝนส่วนเกินสะสมเมื่อเริ่มและสิ้นสุดของแต่ละช่วงเวลา

ที่นาทีที่ 140 น้ำจะหยุดขังบนผิวดิน เนื่องจาก i_{140} (1.68 ซม./ชม.) < f_{140} (1.74 ซม./ชม.) หลังนาทีที่ 140 จะคำนวณ $F_{t+\Delta t}$ จากสมการ 7.12 เช่น $F_{150} = F_{140} + i_{140}\,\Delta t = 4.53 + 0.28 = 4.81$ ซม. ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 6 ตามที่แสดงในรูปที่ 7.3 ปริมาณฝนทั้งหมดคือ 11.37 ซม. เป็น Initial Abstraction (ค่าการซึมสะสมก่อนที่น้ำเริ่มขังบนผิวดิน) เท่ากับ 1.77 ซม. การซึมหลังจากน้ำขังบนผิวดิน (Continuing Abstraction) เท่ากับ 3.64 ซม. (5.41 การซึมสะสมทั้งหมด – 1.77 Initial Abstraction) และฝนส่วนเกิน 5.96 ซม.

7.3 การสร้างกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า (Unit Hydrograph)

Sherman (1932) เป็นคนแรกที่เสนอแนวความคิดเกี่ยวกับกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า (Unit Hydrograph) เพื่อใช้การหาน้ำท่าจากข้อมูลน้ำฝน โดยนิยามว่ากราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าของลุ่มน้ำคือ กราฟน้ำท่าผิวดิน (Direct Runoff Hydrograph) ที่เกิดจากส่วนเกิน (Excess Rainfall) จำนวน 1 นิ้ว (หรือ 1 ซม.) ซึ่งแผ่กระจายสม่ำเสมอทั่วลุ่มน้ำ ด้วยอัตราการตกคงที่ในช่วงเวลา 1 หน่วย (เช่น 1 ชั่วโมง)

จากนิยามดังกล่าวจะเห็นได้ว่า ช่วงเวลาการตกของฝนที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์จะต้องสั้นพอที่จะเชื่อได้ว่าความเข้มฝนในช่วงเวลานั้นมีค่าคงที่ และพื้นที่ลุ่มน้ำจะต้องไม่ใหญ่โตเกินไปมิฉะนั้นฝนที่ตกจะไม่แผ่กระจายสม่ำเสมอทั่วลุ่มน้ำ

นอกจากนี้หลักการของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่ายังมีสมมติฐานที่สำคัญคือ

1. ลุ่มน้ำมีลักษณะที่เป็นไปตาม Principles of Superposition and Proportionality (หรือ Linear System) ซึ่งหมายความว่าถ้าฝนส่วนเกินเพิ่มเป็น 2 หน่วย Ordinate ของไฮโดรกราฟจะเพิ่มเป็น 2 เท่า ถ้าเวลาที่เกิดฝนส่วนเกินเลื่อนไป 1 ชั่วโมง ไฮโดรกราฟจะมีรูปร่างเหมือนเดิมแต่เวลาที่เกิดไฮโดรกราฟจะเลื่อนไป 1 ชั่วโมง กรณีดังกล่าวจะเป็นจริงก็ต่อเมื่อลุ่มน้ำดังกล่าวไม่สามารถเก็บกักน้ำบนผิวดินได้มากนัก

2. ลุ่มน้ำมีลักษณะที่เป็นไปตาม Principle of Time Invariance ซึ่งหมายความว่าลักษณะลุ่มน้ำรวมถึงทางน้ำไม่เปลี่ยนแปลงไปตามเวลา

การหากราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่ามีหลายวิธี กรณีแรก ถ้ารู้ฝนส่วนเกินและกราฟน้ำท่าผิวดิน จะสามารถคำนวณหากราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าโดยวิธี Deconvolution แต่วิธีนี้เหมาะที่จะนำมาใช้สำหรับไฮโดรกราฟซึ่งมียอดเดียว ถ้าเป็นไฮโดรกราฟที่มีหลายยอดและซับซ้อน ควรใช้วิธี

การหาค่าที่ดีที่สุด (Optimization) เช่น Linear Regression หรือ Linear Programming เพื่อลดความผิดพลาดในการหากราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า ส่วนกรณีที่ไม่มีข้อมูลกราฟน้ำท่าผิวดิน จะสามารถหากราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าได้จากลักษณะของลุ่มน้ำ เช่นวิธี Synthetic และวิธี Linear Reservoir Model ในบทนี้จะได้กล่าวถึงเฉพาะวิธี Synthetic ส่วนวิธีอื่น ๆ หาดูได้จาก Applied Hydrology ของ Chow et.al. (1988)

7.3.1 กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าแบบไร้มิติของ SCS (SCS Dimensionless Unit Hydrograph)

กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าแบบไร้มิติของ SCS เป็นกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าแบบ Synthetic ซึ่งอัตราการไหลจะอยู่ในรูปของอัตราส่วนระหว่างอัตราการไหล Q ต่ออัตราการไหลสูงสุด (Q_p) และเวลาอยู่ในรูปของอัตราส่วนระหว่างเวลา t ต่อเวลาที่อัตราการไหลเพิ่มขึ้นถึงค่าสูงสุด (Time to Peak, T_p) เวลาฐานของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าแบบไร้มิติของ SCS จะมีค่าประมาณ 5 เท่าของ T_p และ Inflection Point บน Recession Limb จะเกิดที่ประมาณ 1.67 T_p หลังจากที่อัตราการไหลมีค่าสูงสุดกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าแบบไร้มิติของ SCS มีลักษณะดังรูปที่ 7.4 ถ้ารู้อัตราการไหลสูงสุด Q_p และ T_p จะสามารถหากราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าได้จาก กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าแบบไร้มิติในรูปที่ 7.4

ในการหาค่า Q_p และ T_p โดยประมาณ อาจสมมติว่ากราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า (Unit Hydrograph) มีรูปร่างเป็นรูปสามเหลี่ยม ซึ่งมีพื้นที่เท่ากับ 1 ซม. หรือ 1 นิ้ว ดังรูปที่ 7.5 และจากผลการศึกษาเกี่ยวกับกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าของลุ่มน้ำทั้งขนาดเล็กและขนาดใหญ่จำนวนมากพบว่าโดยประมาณ

$$t_p = 0.6\,T_c \qquad \text{.....(7.14)}$$

เมื่อ t_p = Lag Time

T_c = เวลาการเกิดน้ำท่าสูงสุด (Time of Concentration)

และจากรูปที่ 7.5

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p \qquad \text{.....(7.15)}$$

เมื่อ t_r = ช่วงเวลาในการตกของฝน

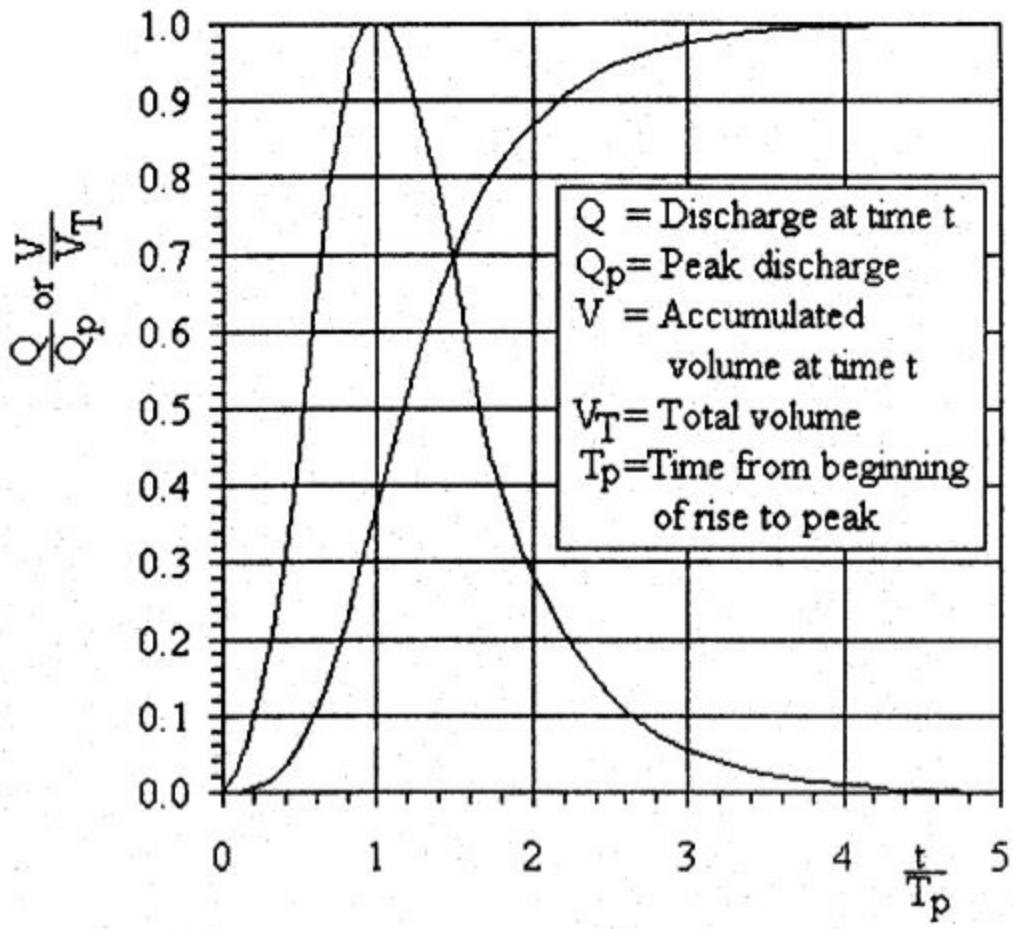
และถ้าสมมติว่า Time of Recession มีค่าเท่ากับ 1.67 T_p โดยประมาณจะได้ว่า

$$Q_p = \frac{CA}{T_p} \qquad \text{.....(7.16)}$$

เมื่อ C = 2.08 สำหรับระบบ SI

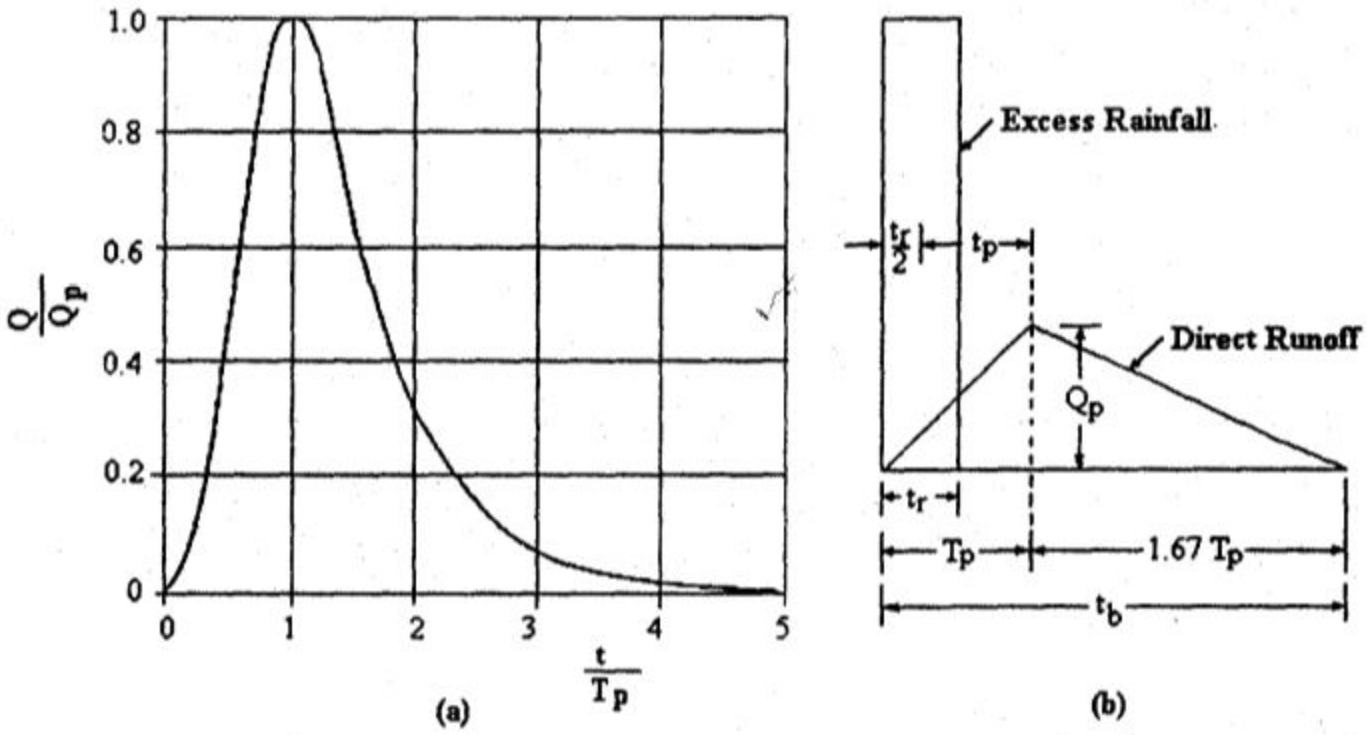
= 483.4 สำหรับระบบอังกฤษ

A = พื้นที่ลุ่มน้ำเป็น ตร.กม. หรือ ตร.ไมล์



Time Ratio (t/T_p)	Discharge Ratio (Q/Q_p)	Mass Curve Ratio (V/V_T)	Time Ratio (t/T_p)	Discharge Ratio (Q/Q_p)	Mass Curve Ratio (V/V_T)
0.00	0.000	0.000	1.60	0.560	0.751
0.10	0.030	0.001	1.70	0.460	0.79
0.20	0.100	0.006	1.80	0.390	0.822
0.30	0.190	0.012	1.90	0.330	0.849
0.40	0.310	0.035	2.00	0.280	0.871
0.50	0.470	0.065	2.20	0.207	0.908
0.60	0.660	0.107	2.40	0.147	0.934
0.70	0.820	0.163	2.60	0.107	0.953
0.80	0.930	0.228	2.80	0.077	0.967
0.90	0.990	0.300	3.00	0.055	0.977
1.00	1.000	0.375	3.20	0.040	0.984
1.10	0.990	0.450	3.40	0.029	0.989
1.20	0.930	0.522	3.60	0.021	0.993
1.30	0.860	0.589	3.80	0.015	0.995
1.40	0.780	0.650	4.00	0.011	0.997
1.50	0.680	0.700	4.50	0.005	0.999
			5.00	0.000	1.000

รูปที่ 7.4 SCS Dimensionles Unit Hydrograph (McCuen, 1982)



รูปที่ 7.5 กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่ารูปสามเหลี่ยม

T_p = Time to Peak เป็นชั่วโมง

Q_p = อัตราการไหลสูงสุดเป็น ม^3./วินาที หรือ ฟุต^3/วินาที

ตัวอย่างที่ 7.3 จงสร้างกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าซึ่งมีช่วงเวลา 10-นาที แบบ SCS สำหรับลุ่มน้ำขนาด 3 ตร.กม. และเวลาการเกิดน้ำท่าสูงสุดเท่ากับ 1.25 ชั่วโมง

วิธีทำ

t_r = 10 นาที = 0.16 ชั่วโมง

t_p = 0.6 T_c = 0.6 x 1.25 = 0.75 ชั่วโมง

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p$$

$$= \frac{0.166}{2} + 0.75 = 0.833 \text{ ชั่วโมง}$$

$$Q_p = \frac{2.08 \times 3.0}{0.833} = 7.49 \text{ ม}^3\text{./วินาที}$$

เมื่อเอา Q_p และ T_p ไปคูณอัตราส่วนการไหล (Q/Q_p) และอัตราส่วนเวลา (t/T_p) จากกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าแบบไร้มิติในรูปที่ 7.4 จะได้กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าดังแสดงในตารางที่ 7.6 หรือสร้างกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าจากกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่ารูปสามเหลี่ยมซึ่งมีฐาน t_b เท่ากับ 2.67 ชั่วโมง T_p เท่ากับ 2.22 ชั่วโมงจะมีส่วนสูง Q_p = 7.49 ม^3./วินาที ซึ่งพื้นที่ใต้โค้งของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่ารูปสามเหลี่ยมเท่ากับ 1 ซม.

7.3.2 กราฟหนึ่งหน่วยน้ำของ Snyders

จากการศึกษาลุ่มน้ำในบริเวณ Appalachian Highlands ซึ่งมีขนาดต่าง ๆ กันตั้งแต่ 30-30,000 ตร.กม. Snyder (1938) ได้พบความสัมพันธ์ของคุณลักษณะบางประการของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่ามาตรฐาน (Standard Unit Hydrograph) ดังแสดงในรูปที่ 7.6 (a) และจากความสัมพันธ์ที่พบนี้จะสามารถนำไปหาพารามิเตอร์ที่สำคัญ 5 ประการของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าที่ต้องการ (Required Unit Hydrograph) สำหรับช่วงเวลาการตกของฝนส่วนเกินที่กำหนดให้ได้ คุณลักษณะดังกล่าวได้แก่

(1) อัตราการไหลสูงสุด Q_{pR}

(2) Basin Lag t_{pR} (หมายถึงช่วงเวลาจากศูนย์กลางของไฮเอทโตกราฟฝนส่วนเกิน ถึงจุดยอดของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า)

(3) เวลาฐาน t_b

(4) ความกว้าง (มีหน่วยเป็นเวลา) ของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าที่ 50% ของอัตราการไหลสูงสุด W_{50}

(5) ความกว้าง (มีหน่วยเป็นเวลา) ของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า ที่ 75% ของอัตราการไหลสูงสุด W_{75}

Snyder ได้ให้นิยาม กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่ามาตรฐานว่าหมายถึงกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า ซึ่งช่วงเวลาการตกของฝน (t_r) มีความสัมพันธ์กับ Basin Lag (t_p) ดังสมการ

$$t_p = 5.5\ t_r \qquad \text{.....(7.17)}$$

สำหรับกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่ามาตรฐาน (Standard Unit Hydrograph)

$$t_p = C_1 C_t (LL_C)^{0.3} \qquad \text{.....(7.18)}$$

$$Q_p = \frac{C_2 C_p A}{t_p} \qquad \text{.....(7.19)}$$

เมื่อ t_p = Basin Lag มีหน่วยเป็นชั่วโมง

t_r = ช่วงเวลาการตกของฝนมีหน่วยเป็น ชั่วโมง

Q_p = อัตราการไหลสูงสุดมีหน่วยเป็น ม^3./วินาที (ฟุต^3/วินาที)

A = พื้นที่ลุ่มน้ำ มีหน่วยเป็น ตร.กม. (ตร.ไมล์)

L = ความยาวของลำน้ำสายใหญ่ เป็น กม. (ไมล์)

L_c = ระยะทางจากจุดศูนย์กลางของลุ่มน้ำถึงทางออกเป็น กม.(ไมล์)

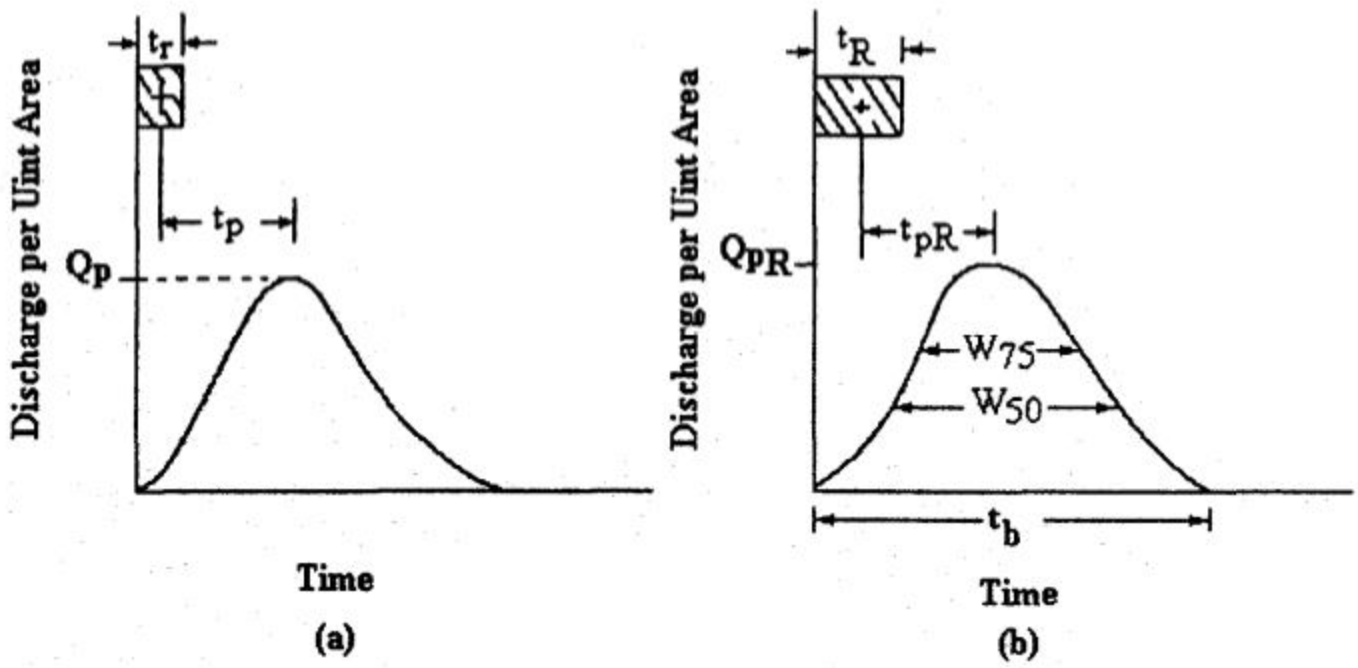
C_1 = 0.75 (หรือ 1.0 สำหรับระบบอังกฤษ)

C_2 = 2.75 (หรือ 640 สำหรับระบบอังกฤษ)

c_t และ c_p = ค่า ส.ป.ส. ที่สามารถหาจากลำน้ำที่มีข้อมูลเกี่ยวกับ Unit Hydrograph ซึ่งอยู่ในบริเวณที่มีลักษณะทางอุทกวิทยาคล้ายคลึงกัน

ตารางที่ 7.6 กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า (Unit Hydrograph) ของลุ่มน้ำในตัวอย่างที่ 7.3

t/T_p	T ชั่วโมง	Q/Q_p	Q ม^3./วินาที
0	0	.000	0
0.1	0.083	.030	0.225
0.2	0.167	0.100	0.749
0.3	0.250	0.190	1.423
0.4	0.333	0.310	2.322
0.5	0.417	0.470	3.520
0.6	0.500	0.660	4.943
0.7	0.583	0.820	6.142
0.8	0.666	0.930	6.966
0.9	0.750	0.990	7.415
1.0	0.833	1.000	7.490
1.1	0.916	0.990	7.415
1.2	1.000	0.930	6.966
1.3	1.083	0.860	6.441
1.4	1.166	0.780	5.842
1.5	1.250	0.680	5.093
1.6	1.333	0.560	4.194
1.7	1.416	0.460	3.445
1.8	1.499	0.390	2.921
1.9	1.583	0.330	2.472
2.0	1.666	0.280	2.097
2.2	1.833	0.207	1.550
2.4	1.999	0.147	1.101
2.6	2.166	0.107	0.801
2.8	2.332	0.077	0.577
3.0	2.499	0.055	0.412
3.2	2.666	0.040	0.300
3.4	2.832	0.029	0.217
3.6	2.999	0.021	0.157
3.8	3.165	0.015	0.112
4.0	3.332	0.011	0.082
4.5	3.749	0.005	0.037
5.0	4.165	0.000	0



รูปที่ 7.6 Snyder's Synthetic Unit Hydrograph

(a) Standard Unit Hydrograph ($t_p = 5.5\ t_r$)

(b) Required Unit Hydrograph ($t_{pR} \neq 5.5\ t_R$)

วิธีการหาค่า C_t และ C_p

ข้อมูลที่ต้องการได้แก่

(1) ค่าพารามิเตอร์ของลุ่มน้ำ L, L_c และ A ของลุ่มน้ำ ซึ่งวัดได้จากแผนที่

(2) ค่าพารามิเตอร์ของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า t_R , t_{pR} และ Q_{pR} ตามที่นิยมไว้ในรูปที่ 7.6 (b)

กลุ่มที่ 1 : ถ้า $t_{pR} = 5.5\ t_R$

จะหาค่า C_t ได้โดยการแทนค่า $t_p = t_{pR}$ ลงในสมการที่ 7.19 และหา C_p ได้โดยการแทนค่า $Q_p = Q_{pR}$ ลงในสมการที่ 7.20

กลุ่มที่ 2 : ถ้า $t_{pR} \neq 5.5\ t_R$

ให้ $$t_p = t_{pR} + \frac{t_r - t_R}{4} \qquad \text{.....(7.20)}$$

หาค่า t_p และ t_r โดยการแก้สมการ (7.18) และ (7.21) แทนค่า t_p ลงในสมการ (7.19) จะสามารถหาค่า C_t ได้ และสุดท้ายจะสามารถหาค่า C_p ได้โดยการแทนค่า $t_p = t_{pR}$ และ $Q_p = Q_{pR}$ ลงในสมการที่ (7.20)

ตัวอย่างที่ 7.4 ลุ่มน้ำแห่งหนึ่งมีพื้นที่ระบายน้ำ 3,500 ตร.กม. L = 150 กม. และ L_C = 75 กม. กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าขนาด 1 ชม. ของลุ่มน้ำมีคุณสมบัติดังนี้ t_R = 12 ชั่วโมง, t_{pR} = 34 ชั่วโมง และอัตราการไหลสูงสุด 157.5 ม^3./วินาที จงหาค่าสัมประสิทธิ์ C_t และ C_p สำหรับกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าแบบ Synthetic

วิธีทำ จากข้อมูลที่กำหนดให้

5.5 t_R = 5.5 x 12 = 66 ชั่วโมง ซึ่งต่างจากค่า t_{pR} ที่กำหนดให้ (34 ชั่วโมง) มาก จากสมการที่ 7.21

$$t_p = t_{pR} + \frac{t_r - t_R}{4}$$

$$= 34 + \frac{t_r - 12}{4}$$

$$t_p = 34 + \frac{t_p/5.5 - 12}{4}$$

$$t_p = 32.5 \text{ ชั่วโมง}$$

จากสมการ (7.19)

$$t_p = C_1 C_t (LL_C)^{0.3}$$

$$32.5 = 0.75\ C_t\ (150 \times 75)^{0.3}$$

$$C_t = 2.64$$

จากสมการที่ (7.20)

$$Q_p = \frac{C_2 C_p A}{t_p}$$

$$Q_p = Q_{pR} = 157.5$$

$$t_p = t_{pR} = 34$$

$$157.5 = \frac{2.75\, C_p \times 3500}{34.0}$$

$$C_p = 0.56$$

การหาคุณลักษณะของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าที่ต้องการ

จากรูปที่ 7.6 กรณีที่ t_R ที่ต้องการต่างจาก t_r ของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่ามาตรฐาน (Standard Unit Hydrograph) จะสามารถคำนวณหาพารามิเตอร์ 5 ประการของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าที่ต้องการได้ดังนี้

จากสมการ 7.21

$$t_{pR} = t_p - \frac{t_r - t_R}{4}$$

$$Q_{pR} = \frac{Q_p \times t_p}{t_{pR}} \qquad \text{.....(7.21)}$$

สมมติว่ากราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่ามีรูปร่างเป็นรูปสามเหลี่ยม

$$t_b = \frac{C_3 A}{Q_{pR}} \qquad \text{.....(7.22)}$$

เมื่อ C_3 = 5.56 (หรือ 1290 สำหรับระบบอังกฤษ)

$$W_{50} = C_{50} \left(\frac{Q_{pR}}{A}\right)^{-1.08} \qquad \text{.....(7.23)}$$

$$W_{75} = C_{75} \left(\frac{Q_{pR}}{A}\right)^{-1.08} \qquad \text{.....(7.24)}$$

เมื่อ C_{50} = 2.14 (หรือ 770 สำหรับระบบอังกฤษ)

C_{75} = 1.22 (หรือ 440 สำหรับระบบอังกฤษ)

หนึ่งในสามของ W_{50} และ W_{75} จะอยู่ก่อนจุดยอด (Peak) ของไฮโดรกราฟ และ 2 ใน 3 อยู่ด้านหลังจุดยอด

ตัวอย่างที่ 7.5 จงคำนวณกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าซึ่งมีช่วงเวลา 6 ชั่วโมง สำหรับลุ่มน้ำซึ่งมีพื้นที่ระบายน้ำ 2500 ตร.กม. L = 100 กม. และ L_c = 50 กม. ลุ่มน้ำนี้เป็นลุ่มน้ำย่อยของลุ่มน้ำในตัวอย่างที่ 7.4

วิธีทำ จากตัวอย่างที่ 7.4

C_t = 2.64

C_p = 0.56

หาพารามิเตอร์ของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่ามาตรฐาน

$$t_p = 0.75 \times 2.64 \times (100 \times 50)^{0.3}$$

$$= 25.5 \text{ ชั่วโมง}$$

$$t_r = \frac{25.5}{5.5} = 4.64 \text{ ชั่วโมง}$$

$$Q_p = \frac{2.75 \times 0.56 \times 2500}{25.5}$$

$$= 151 \text{ ม}^3./\text{วินาที}$$

กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าที่ต้องการ มีช่วงเวลา 6 ชั่วโมง

$$t_R = 6 \text{ ชั่วโมง}$$

$$t_{pR} = 25.5 - \frac{4.64 - 6}{4}$$

$$= 25.8 \text{ ชั่วโมง}$$

$$Q_{pR} = \frac{151 \times 25.5}{25.8} = 149.2 \text{ ม}^3./\text{วินาที}$$

$$\frac{Q_{pR}}{A} = \frac{149.2}{2500} = 0.0597 \text{ ม}^3./\text{วินาที/ตร.กม}$$

$$W_{50} = 2.14\,(0.0597)^{-1.08}$$

$$= 44.9 \text{ ชั่วโมง}$$

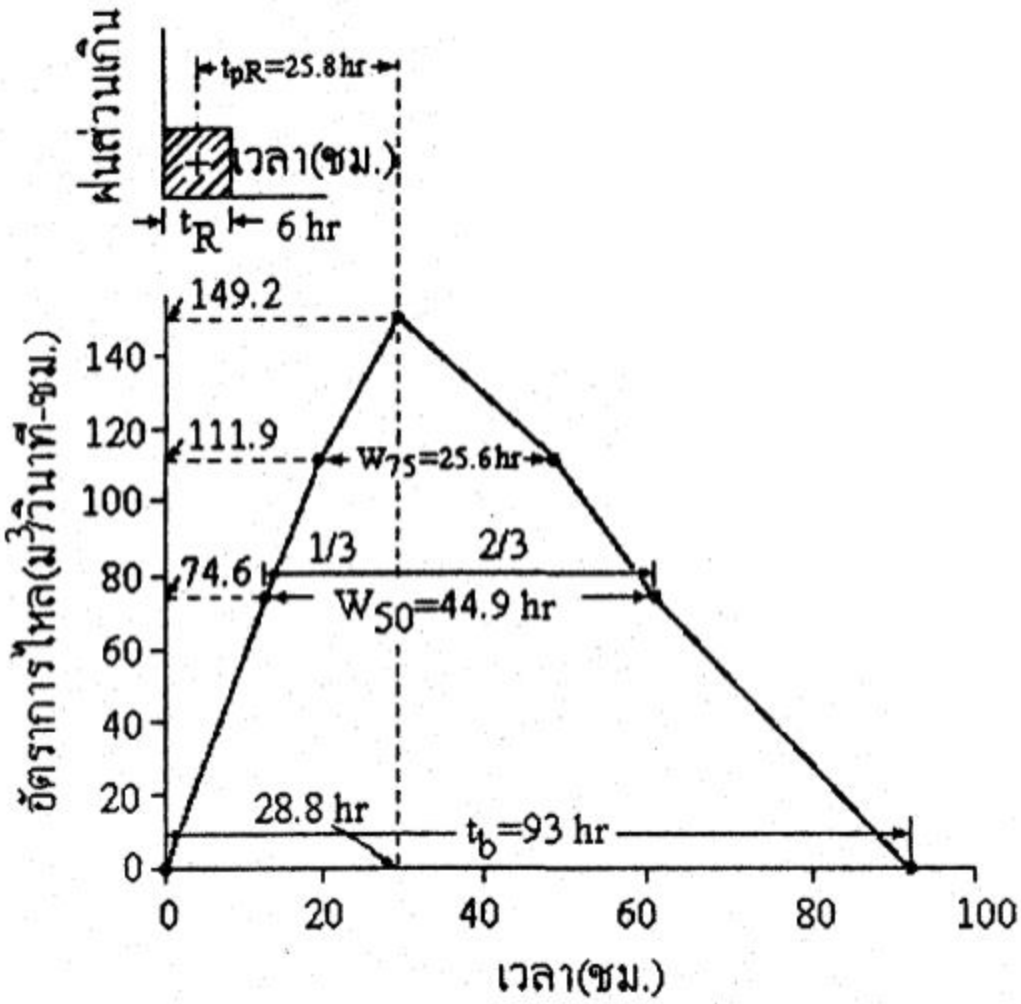
$$W_{75} = 1.22\,(0.0597)^{-1.08}$$

$$= 25.6 \text{ ชั่วโมง}$$

$$t_b = \frac{5.56 \times 2500}{149.2} = 93 \text{ ชั่วโมง}$$

กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าที่ได้มีลักษณะดังรูปที่ 7.7 และต้องระวังว่ากราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า ที่สร้างขึ้นจะต้องมีพื้นที่ใต้โค้งเท่ากับ 1 ซม.

Espey et. a., (1977) ได้ใช้วิธีการของ Snyder หาพารามิเตอร์ของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าที่มีช่วงเวลา 10 นาที โดยใช้ข้อมูลจากลุ่มน้ำต่าง ๆ 41 ลุ่มน้ำ ซึ่งมีขนาดตั้งแต่ 0.014 ถึง 15 ตร.ไมล์ และมีเปอร์เซ็นต์ทึบน้ำ 2 ถึง 100 หลังจากนั้นจึงใช้วิธีวิเคราะห์การถดถอยเชิงซ้อน (Multiple Regression) หาสมการความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า กับพารามิเตอร์ของลุ่มน้ำและพารามิเตอร์ของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าตัวอื่น สมการดังกล่าวคือ



รูปที่ 7.7 กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าแบบ Synthetic ที่หาโดยวิธี Snyter

$$T_p = 3.1L^{0.23}S^{-0.25}I^{-0.18}\phi^{1.57} \quad \text{.....(8.25)}$$

$$Q_p = 31.62\times10^3 A^{0.96} T_p^{-1.07} \quad \text{.....(8.26)}$$

$$T_B = 125.89\times10^3 AQ_p^{-0.95} \quad \text{.....(8.27)}$$

$$W_{50} = 16.22\times10^3 A^{0.93} Q_p^{-0.92} \quad \text{.....(8.28)}$$

$$W_{75} = 3.24\times10^3 A^{0.79} Q_p^{-0.78} \quad \text{.....(8.29)}$$

เมื่อ

L = ความยาวของลำน้ำสายใหญ่ เป็นฟุต

S = ความลาดเทของลำน้ำสายใหญ่

$$= \frac{H}{0.8L}$$

H = ระดับต่างระหว่างจุด A และ B เมื่อจุด A คือจุดที่ท้องน้ำที่ระยะ 0.2L ทางด้านท้ายน้ำจากจุดที่ไกลสุดของลุ่มน้ำ และ B คือ จุดที่ท้องน้ำที่ทางออก

I = พื้นที่ทึบน้ำเป็นเปอร์เซ็นต์ สมมติให้เท่ากับ 5% สำหรับลุ่มน้ำที่ยังไม่ได้พัฒนา

ϕ = Dimensionless Watershed Conveyance Factor ซึ่งเป็นฟังค์ชั่นของเปอร์เซ็นต์พื้นที่ทึบน้ำ และค่าความขรุขระ ดังแสดงในรูปที่ 7.8

A = พื้นที่ระบายน้ำเป็น ตร.ไมล์

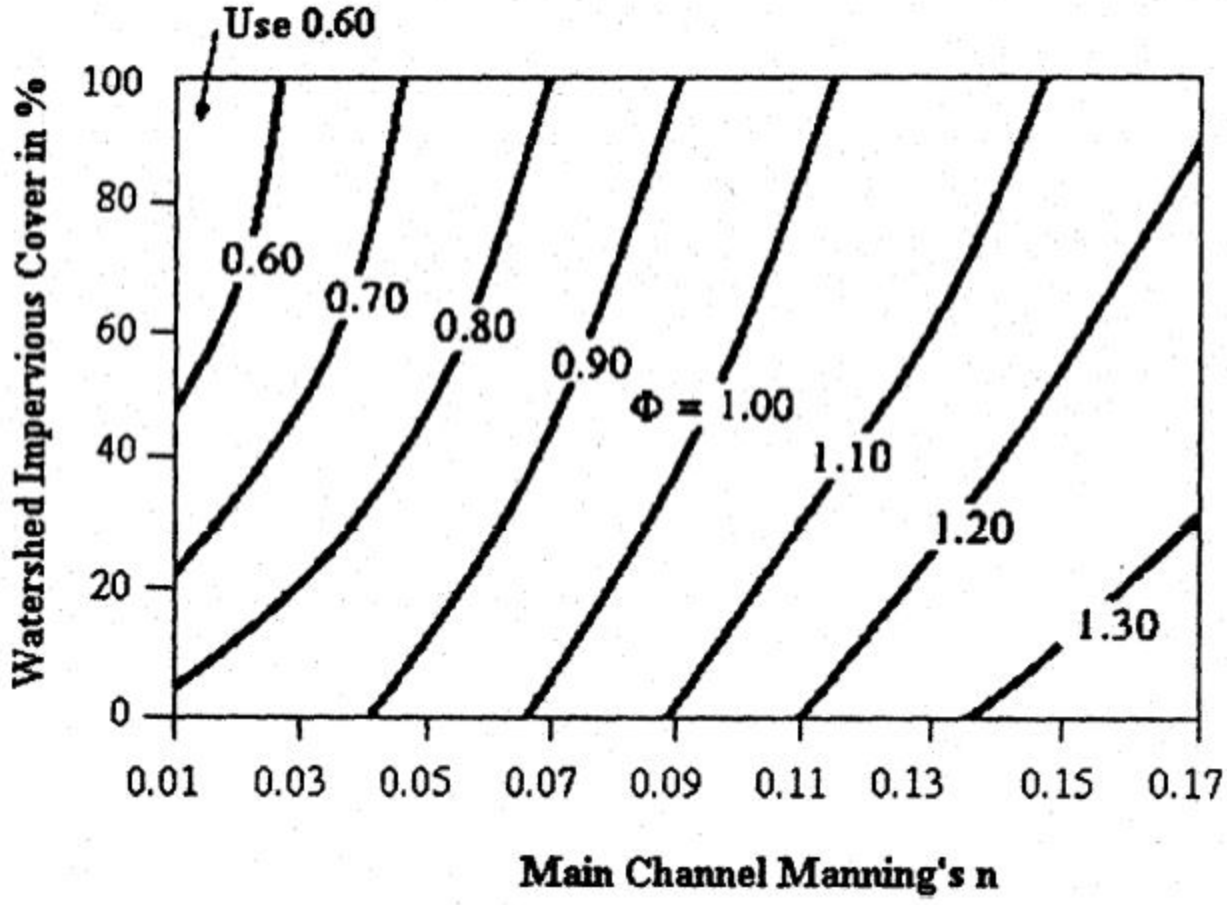
T_p = เวลาที่อัตราการไหลเพิ่มขึ้นถึงจุดสูงสุดของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าเป็น นาที

Q_p = อัตราการไหลสูงสุด เป็น ลบ.ฟุต/วินาที/นิ้ว

T_B = เวลาฐานของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าเป็น นาที

W_{50} = ความกว้างของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าที่ 50% ของ Q_p เป็นนาที

W_{75} = ความกว้างของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าที่ 75% ของ Q_p เป็นนาที



รูปที่ 7.8 Watershed Conveyance Factor ϕ

7.4 การสร้างกราฟน้ำท่าผิวดิน

เมื่อรู้ไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกิน และกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า ซึ่งมีช่วงเวลาเท่ากัน จะสามารถหาไฮโดรกราฟของน้ำท่าผิวดิน (Direct Runoff Hydrogoraph) ได้จากสมการ Discrete Convolution ดังนี้

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \le M} P_m U_{n-m+1} \qquad \text{.....(7.30)}$$

เมื่อ

Q_n = อัตราการไหลที่เวลา n

P_m = ฝนส่วนเกินที่ช่วงเวลา m เมื่อ m = 1, 2,....., M

U_{n-m+1} = Ordinate ของ Unit Hydrograph ที่เวลา n−m+1

รูปที่ 7.9 แสดงวิธีการใช้สมการ Discrete Convolution

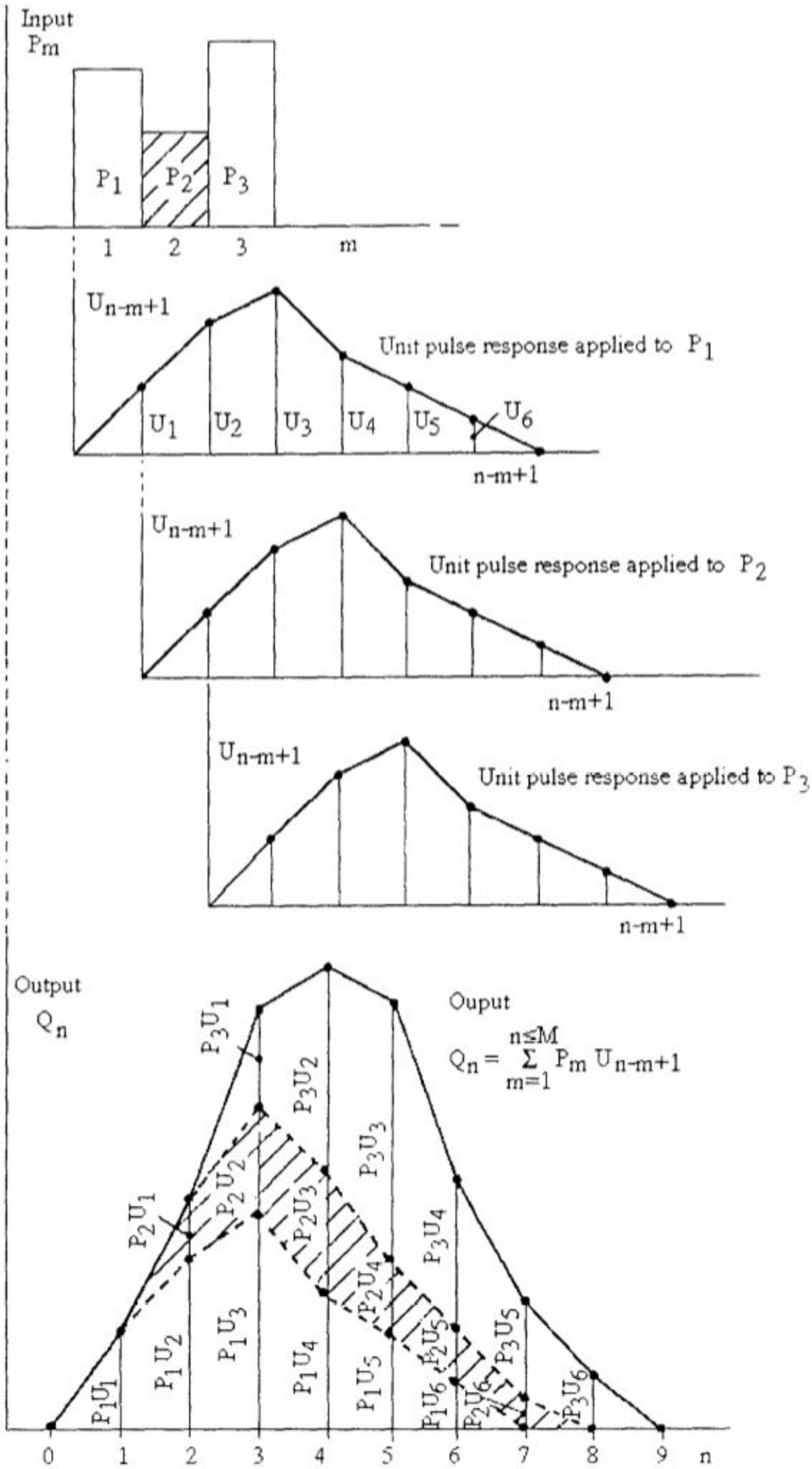
ตัวอย่างที่ 7.6 ให้หาไฮโดรกราฟของน้ำท่าผิวดินของพายุซึ่งมีไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกินและกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าซึ่งมีช่วงเวลา 0.5 ชั่วโมงดังนี้

ไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกิน

ชั่วโมง	ฝนส่วนเกิน (นิ้ว)
0.5	2.0
1.0	3.0
1.5	1.0

กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าซึ่งมีช่วงเวลา ½ ชั่วโมง

ชั่วโมงที่	อัตราการไหล (ฟุต^3/วินาที/นิ้ว)
0.5	404
1.0	1079
1.5	2343
2.0	2506
2.5	1460
3.0	453
3.5	381
4.0	274
4.5	173



รูปที่ 7.9 รูปแสดงการใช้สมการ Discrete Convolution

พร้อมทั้งตรวจสอบว่าความลึกของน้ำท่าผิวดินเท่ากับความลึกของฝนส่วนเกิน เมื่อพื้นที่ลุ่มน้ำเท่ากับ 7.03 ตร.ไมล์

ถ้า Base Flow มีค่าเท่ากับ 500 ฟุต^3/วินาที จงหาไฮโดรกราฟน้ำท่า

วิธีทำ การคำนวณหากราฟน้ำท่าผิวดินโดยวิธี Discrete Convolution

สำหรับ n = 1

$Q_1 = P_1U_1$

$= 2.00 \times 404 = 808$ ฟุต^3/วินาที

สำหรับ n = 2

$Q_2 = P_1U_2 + P_2U_1$

$= 2.00 \times 1079 + 3.00 \times 404$

$= 2158 + 1212 = 3370$ ฟุต^3/วินาที

สำหรับ n = 3, 4,....., 11 ผลการคำนวณแสดงอยู่ในตาราง

Time (0.5 hr)		Excess Precipitation (in.)	Unit Hydrograph Ordinates (cfs/in.) 1 404	2 1079	3 2343	4 2506	5 1460	6 453	7 381	8 274	9 173	Direct Runoff (cfs)	Stream* Flow (cfs)
N =	1	2.00	808									808	1308
	2	3.00	1212	2158								3370	3870
	3	1.00	404	3237	4686							8327	3827
	4			1079	7029	5012						13120	13620
	5				2343	7518	2920					12781	13291
	6					2506	4380	906				7792	8292
	7						1460	1359	762			3581	4081
	8							453	1143	548		2144	2644
	9								381	822	346	1549	2049
	10									274	519	793	1293
	11										173	173	673
											Total	54038	

* Base flow = 500 cfs.

ความลึกของน้ำท่าผิวดิน

$$= \frac{\sum_{n=1}^{11} Q_n \Delta t}{A}$$

$$= \frac{54{,}438 \times 0.5 \times 3{,}600}{7.03 \times (5280)^2} \text{ ฟุต}$$

$= 0.5$ ฟุต

$= 6$ นิ้ว

ซึ่งเท่ากับความลึกของฝนส่วนเกิน

ตารางที่ 7.7 การคำนวณกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าซึ่งมีช่วงเวลา 1.5 ชั่วโมง จากกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าซึ่งมีช่วงเวลา 0.5 ชั่วโมง โดยวิธี S-Hydrograph

1 Time t (h)	2 0.5-h unit hydrograph h(t) (cfs/in)	3 S-hydrograph g(t) (cfs)	4 Lagged S-hydrograph g(t-Δt) (cfs)	5 1.5-h unit hydrograph h (t) (cfs/in)
0.5	404	202	0	135
1.0	1079	742	0	495
1.5	2343	1913	0	1275
2.0	2506	3166	202	1976
2.5	1460	3896	742	2103
3.0	453	4123	1913	1473
3.5	381	4313	3166	765
4.0	274	4450	3896	369
4.5	173	4537	4123	276
5.0	0	4537	4313	149
5.5	0	4537	4450	58
6.0	0	4537	4537	0

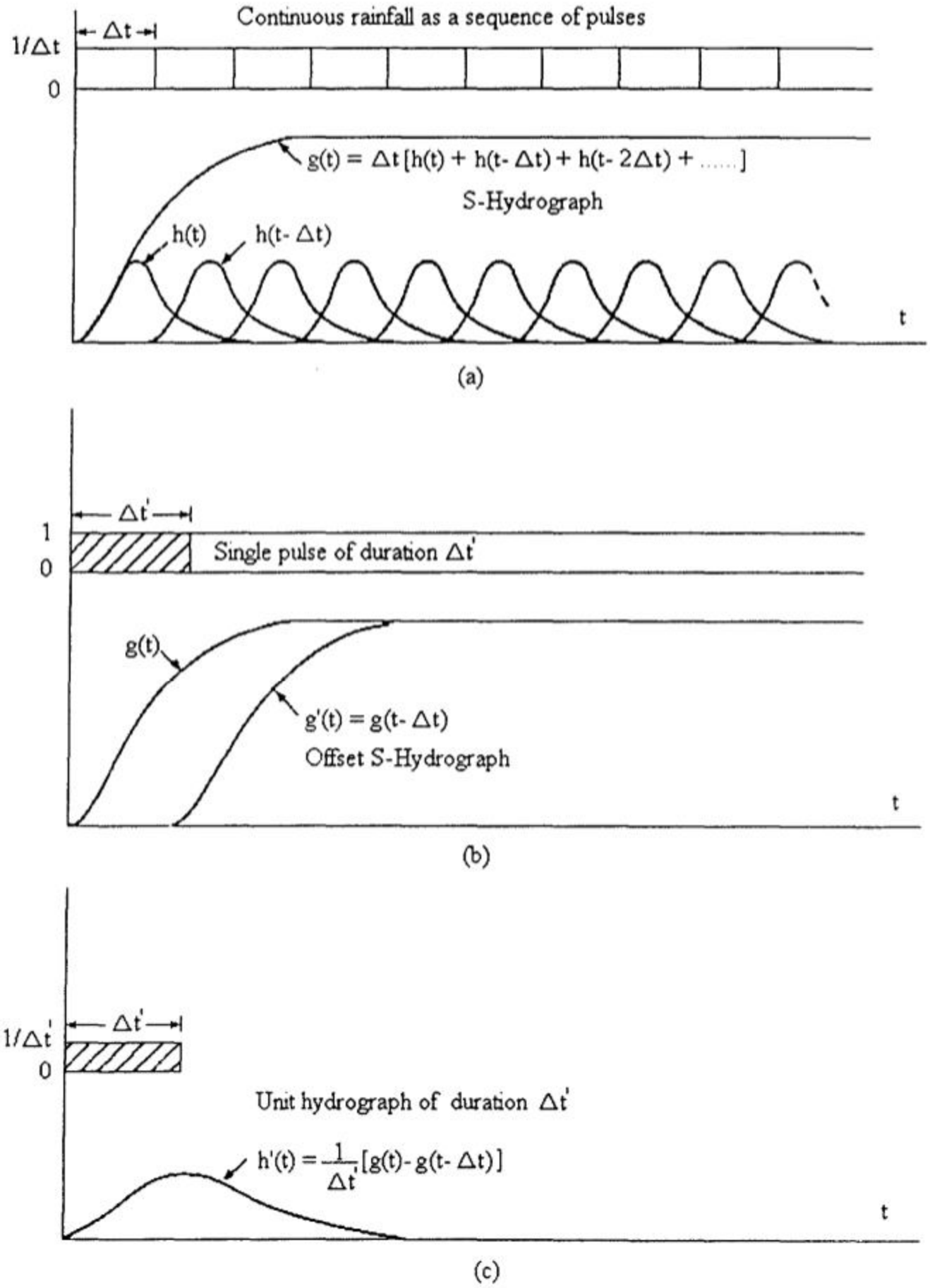
เมื่อนำ Base Flow 500 ฟุต^3/วินาที ไปบวกกับค่า Q_n จะได้ไฮโดรกราฟน้ำท่าตามต้องการดังแสดงในคอลัมน์สุดท้ายของตาราง

ถ้าช่วงเวลาของไอเอทโตกราฟของฝนส่วนเกิน และกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า ไม่เท่ากัน อาจพิจารณาใช้วิธี S-Hydrograph เปลี่ยนช่วงเวลาของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าให้สอดคล้องกับช่วงเวลาของไฮเอทโตกราฟได้ดังแสดงในรูปที่ 7.10 ในรูปแสดงวิธีการเปลี่ยนกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าที่มีช่วงเวลา Δt เป็น $\Delta t'$ ตัวอย่างแสดงการเปลี่ยนกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าที่มีช่วงเวลา 0.5 ชั่วโมงให้เป็นกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าที่มีช่วงเวลา 1.5 ชั่วโมง แสดงอยู่ในตารางที่ 7.7

7.5 การสร้างกราฟน้ำท่วม

เมื่อทราบไฮโดรกราฟของน้ำท่าผิวดิน ขั้นต่อไปคือการประเมินหา Base Flow ซึ่งเมื่อนำไปรวมกับไฮโดรกราฟของน้ำท่าผิวดิน จะได้ไฮโดรกราฟน้ำท่วมออกแบบตามต้องการ วีระพล (2531) เสนอแนะสมการสำหรับคำนวณหา Base Flow จากปริมาณการไหลสูงสุด ซึ่งขึ้นกับรอบปีการเกิดซ้ำที่เลือกใช้ดังนี้

$$Q_b = a\, Q_p^b \qquad \text{.....(8.31)}$$



รูปที่ 7.10 การใช้ S-Hydrograph หา กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าที่มีช่วงเวลา $\Delta t'$ จาก กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าที่มีช่วงเวลา Δt

เมื่อ

Q_b = Base Flow

Q_p = ปริมาณการไหลสูงสุด ซึ่งเปลี่ยนไปตามรอบปีการเกิดซ้ำ

a และ b = ค่าสัมประสิทธิ์ของสมการ

ในการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่าง Base Flow และ Q_p ตามสมการ (7.31) โดยใช้ข้อมูลจากแม่น้ำหมัน ณ สถานีวัดน้ำด่านซ้าย และสถานีวัดน้ำแห่งสัมพันธ์ (วีระพล, 2531) พบว่า

$$Q_b = 0.628635\, Q_b^{0.763119}$$

เมื่อนำเอา Q_b ซึ่งมีค่าคงที่ไปบวกกับ Q_n (Ordinate ของไอโดรกราฟน้ำท่าผิวดิน) จะได้ไฮโดรกราฟน้ำท่วมออกแบบตามต้องการ ดังแสดงไว้ในตัวอย่างที่ 7.6

7.6 เอกสารอ้างอิง

1. วีระพล แต้สมบัติ. 2528. หลักอุทกวิทยา, ฟิสิกส์เซ็นเตอร์การพิมพ์. กรุงเทพฯ.

2. วีระพล แต้สมบัติ. 2531. อุทกวิทยาประยุกต์. ฟิสิกส์เซ็นเตอร์การพิมพ์. กรุงเทพฯ.

3. Chow, V.T., D.R. Maidment and L.W. Mays (1988). Applied Hydrology, McGraw-Hill Book Company, New York.

4. Department of Highway (1980), Design Supervision of Rural Roads, Vol. 1 Design Guidelines : Geometric, Drainage, Structures, Ministry of Communications, ใน วีระพล แต้สมบัติ (2531). อุทกวิทยาประยุกต์. ฟิสิกส์เซ็นเตอร์การพิมพ์. กรุงเทพฯ.

5. Espey, W.H., Jr., D.G. Altman, and C.B. Graves (1977). Nomographs for 10-minute unit hydrographs, Water Resources Research, Vol. 2, No. 4, pp. 755-764.

6. Huff, F.A. (1967), Time Distribution of Rainfall in Heavy Storms, Water Resources Research, Vol. 3, No. 4, pp. 1007-1019.

7. McCuen, R.H. (1982), A Guideline to Hydrologic Analysis Using SCS Methods, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.

8. Soil Conservation Service (1972), National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology, U.S. Department of Agriculture.

9. Soil Conservation Service (1986), Urban Hydrology for Small Watersheds, Tech. Release No. 55, June, U.S. Department of Agriculture.

10. Sherman, L.K. (1932), Streamflow from Rainfall by the Unit-Graph Method, Eng. News Rec., Vol 108, pp. 501-505, April 7.

11. Snyder, F.F. (1938), Synthetic Unit-Graphs, Trans. Am. Geophys. Union, Vol. 19, pp. 447-454.

7.7 แบบฝึกหัด

(1) ลุ่มน้ำ A มีพื้นที่ 2.17 ตร.ไมล์ มีความยาว (L) 1.85 ไมล์ ความยาวถึงจุดศูนย์กลาง (L_C) 0.68 ไมล์ และ SCS Curve Number 70

ถ้ากำหนดว่า C_p = 0.25 และ C_t = 1.8 จงหา 15 นาที - Unit Hydrograph ของลุ่มน้ำดังกล่าวโดยวิธี Synder

(2) ถ้าพายุฝนในรอบ 12 ชั่วโมงมีลักษณะดังตาราง

ช่วงเวลา	15 นาที	1 ชม.	2 ชม.	3 ชม.	6 ชม.	12 ชม.
ความลึก (นิ้ว)	0.74	1.30	1.70	2.10	3.00	5.00

ตกลงในลุ่มน้ำ A จงหาไฮเอทโตกราฟของฝนและฝนส่วนเกิน โดยวิธี SCS และจงหากราฟน้ำท่วมของลุ่มน้ำ A ซึ่งเกิดจากพายุดังกล่าว สมมติว่าไม่มี Base Flow

(3) ถ้ากำหนดว่าดินในลุ่มน้ำ A เป็นดินร่วน (Loam) และมี Effective Saturation ก่อนฝนตกเท่ากับ 20% จงหาไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกินซึ่งเกิดจากพายุในข้อ 2 โดยวิธีคำนวณจากสมการการซึมของน้ำลงไปในดิน Green-Ampt

(4) ถ้ากำหนดว่าลุ่มน้ำ A ในข้อ 1 มีความลาดชัน 0.7% จงหากราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าซึ่งมีช่วงเวลา 15 นาที โดยวิธีใช้กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าแบบไร้มิติของ SCS และเปรียบเทียบผลที่ได้กับข้อ 1

(5) จงหาไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกินจากไฮเอทโตกราฟออกแบบที่กำหนดให้ โดยใช้สมการ Green-Ampt

ไฮเอทโตกราฟออกแบบ

เวลา (นาที)	ความลึกฝน (มม.)
0	6.4
30	7.4
60	8.6
120	12.8
150	63.6
180	33.0
240	16.2
270	10.4
300	8.2
330	7.2
360	5.6

กำหนดว่าดินในลุ่มน้ำเป็นดินทราย ซึ่งมีคุณสมบัติดังนี้

- Hydraulic Conductivity K = 117.8 มม./ชม.
- Soil Suction Head ψ = 49.5 มม.
- Effective Porosity θ_e = 0.417
- Effective Saturation S_e = 20%

บทที่ 8
การเคลื่อนตัวของน้ำท่วม
(Flood Routing)

8.1 คำนำ

การเคลื่อนตัวของน้ำท่วม (Flood Routing) คือวิธีการคำนวณการเปลี่ยนแปลงของกราฟน้ำท่วม (Flood Hydrgraph) ซึ่งจะเปลี่ยนแปลงไปตามเวลาและสถานที่ขณะที่คลื่นน้ำท่วมเคลื่อนตัวผ่านอ่างเก็บน้ำหรือทางน้ำ ปกติกราฟน้ำท่วมจะแบนราบลงและมีฐานเวลากว้างขึ้นเมื่อเคลื่อนตัวไปทางด้านท้ายน้ำ ความรู้เกี่ยวกับการเปลี่ยนแปลงของกราฟน้ำท่วมขณะเคลื่อนตัวผ่านอ่างเก็บน้ำหรือทางน้ำจะมีประโยชน์ต่อการวางแผนโครงการป้องกันน้ำท่วม การออกแบบทางระบายน้ำล้น และอาคารชลศาสตร์ที่ตั้งอยู่ในทางน้ำเป็นอย่างมาก ในบทนี้จะกล่าวถึงการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำ และทางน้ำ

8.2 สมการพื้นฐานในการคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำท่วม

การคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำท่วมอาศัยสมการสมดุลย์ของมวลน้ำ (Continuity Equation) ซึ่งจะกล่าวต่อไปนี้เป็นสำคัญ

$$\frac{ds}{dt} = I(t) - Q(t) \qquad \text{.....(8.1)}$$

เมื่อ I(t) คือ กราฟน้ำท่วมที่กำลังเคลื่อนตัวเข้าสู่จุดที่พิจารณา (Inflow Hydrograph)

Q(t) คือ กราฟน้ำท่วมที่เคลื่อนตัวออกจากจุดที่พิจารณา (Outflow Hydrograph)

$\frac{ds}{dt}$ คือ อัตราการเปลี่ยนแปลงปริมาตรความจุน้ำในอ่างเก็บน้ำหรือช่วงทางน้ำที่พิจารณา

ปกติจะทราบ I(t) และต้องการคำนวณหา Q(t) แต่ไม่สามารถจะคำนวณหาค่า Q (t) ได้โดยตรง เนื่องจากไม่ทราบ S จึงต้องหาสมการที่ 2 ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง S, I และ Q จึงจะสามารถคำนวณหา Q (t) ได้

สมการที่ 2 คือ สมการฟังค์ชั่นปริมาตรความจุ (Storage Function) ซึ่งอยู่ในรูปของค่า I และ Q ดังนี้

$$S = f(I, \frac{dI}{dt}, \frac{d^2I}{dt^2}, \ldots\ldots, Q, \frac{dQ}{dt}, \frac{d^2Q}{dt^2}) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(8.2)$$

โดยการ Differentiate S เทียบกับ t จะได้ $\frac{ds}{dt}$ ซึ่งเมื่อนำ $\frac{ds}{dt}$ ไปแทนลงในสมการที่ 8.1 แล้วทำการอินทิเกรทจะได้ Q(t) ซึ่งเป็นฟังค์ชั่นของ I(t)

ฟังค์ชั่นความจุที่จะกล่าวถึงต่อไปจะแตกต่างกันไปตามธรรมชาติของทางน้ำเช่น กรณีที่วิเคราะห์น้ำท่วมเคลื่อนตัวผ่านอ่างเก็บน้ำโดยวิธี Level Pool ค่า S จะเป็นฟังค์ชั่นของค่า Q แบบไม่เป็นเส้นตรง (Nonlinear) ดังสมการ

$$S = f(Q) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(8.3)$$

ค่า f (Q) จะหาได้จากความสมพันธ์ระหว่างความจุของอ่างเก็บน้ำ อัตราการไหลออกจากอ่าง และระดับน้ำในอ่าง

กรณีที่วิเคราะห์น้ำท่วมเคลื่อนตัวผ่านลำน้ำโดยวิธี Muskingkum S จะมีความสัมพันธ์แบบเส้นตรงกับ I และ Q ดังสมการ

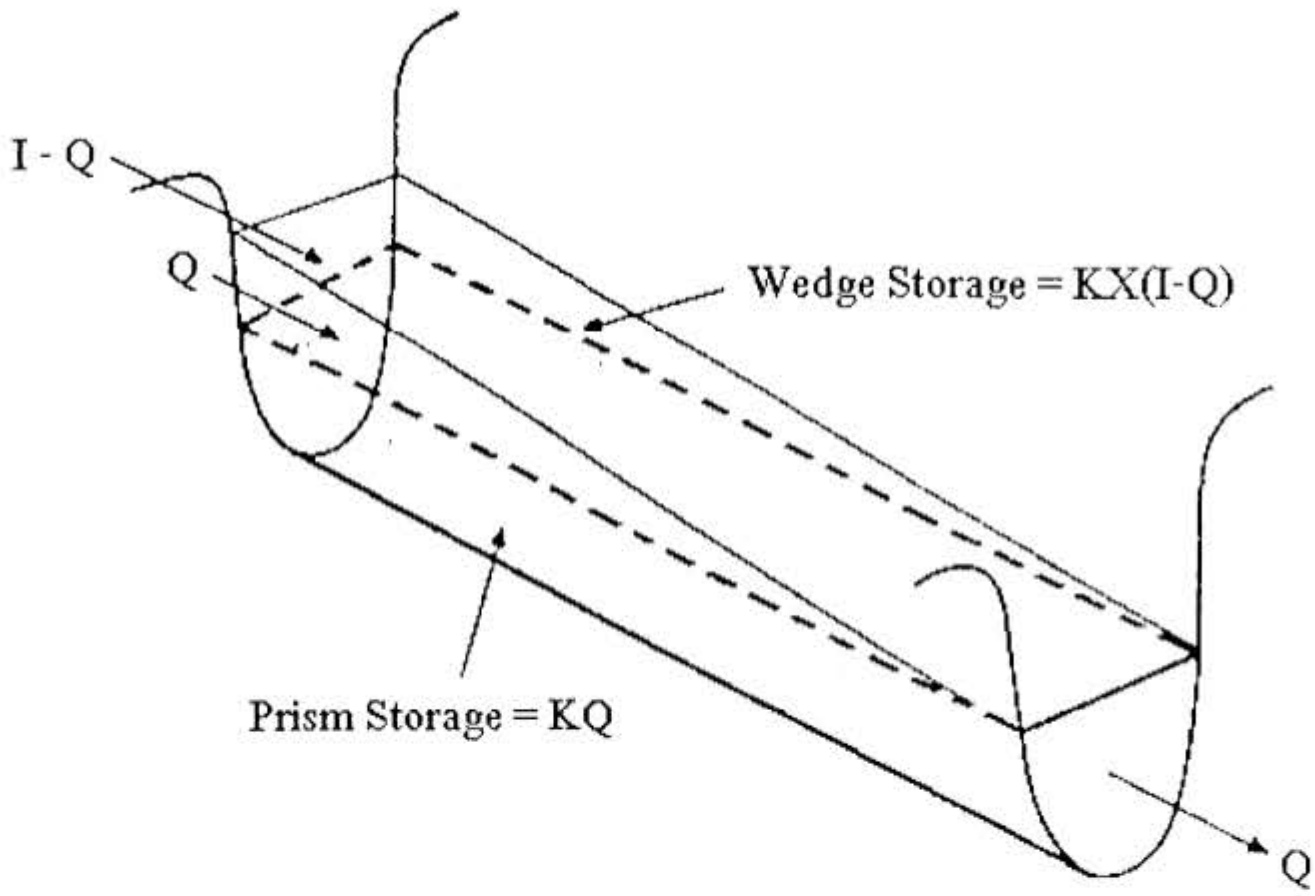
$$S = KQ + KX(I-Q) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(8.4)$$

เมื่อ K = Proportionality coefficient

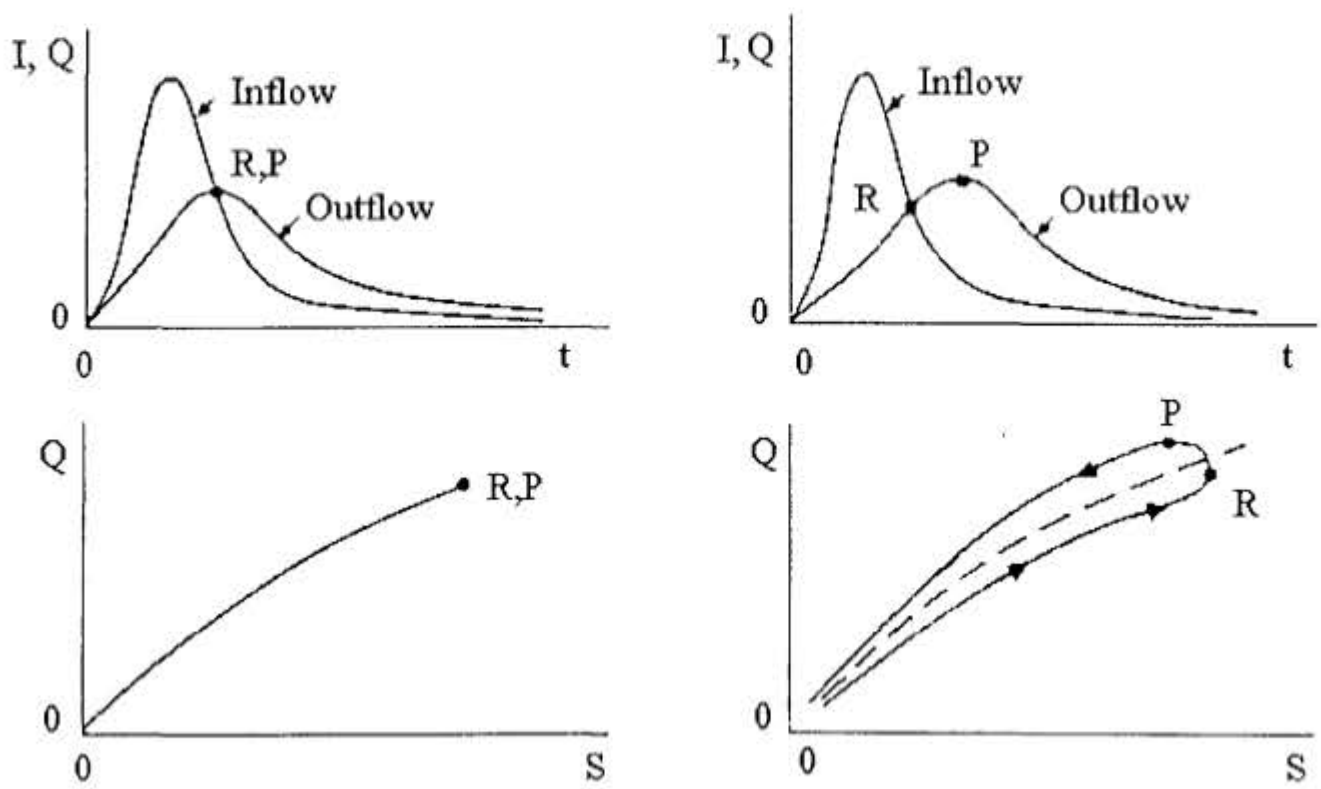
X = Weighting factor ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง 0 ถึง 0.5

เทอม KQ คือ Prism Storage และ KX(I-Q) คือ Wedge Storage ขณะที่น้ำท่วมเคลื่อนตัวในทางน้ำดังรูปที่ 8.1

ความสัมพันธ์ระหว่าง Q และ S อาจแบ่งออกเป็น 2 แบบ คือ Invariable และ Variable ดังรูปที่ 8.2



รูปที่ 8.1 Prism และ Wedge Storage ในช่วงทางน้ำที่พิจารณา



(ก) Invariable Relationship (ข) Variable Relationship

รูปที่ 8.2 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหล (Q) และปริมาตรความจุ (S)

ฟังค์ชั่นความจุแบบ Invariable S = f(Q) ดังรูปที่ 8.2 จะใช้ได้กับการเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำแบบ Level Pool (อ่างเก็บน้ำแบบกว้างและลึก) ซึ่งอัตราการไหลออกสูงสุด (Peak Outflow) จะตัดกับ Inflow hydrograph ช่วงน้ำลดเสมอ เนื่องจากปริมาตรความจุอ่างเก็บน้ำจะมีค่าสูงสุดเมื่อ

$$\frac{ds}{dt} = I - Q = 0 \quad \text{หรือ} \quad I = Q$$

ที่ปริมาตรความจุสูงสุด ระดับน้ำจะอยู่ที่จุดสูงสุด ทำให้อัตราการไหลออกมีค่าสูงสุดด้วย

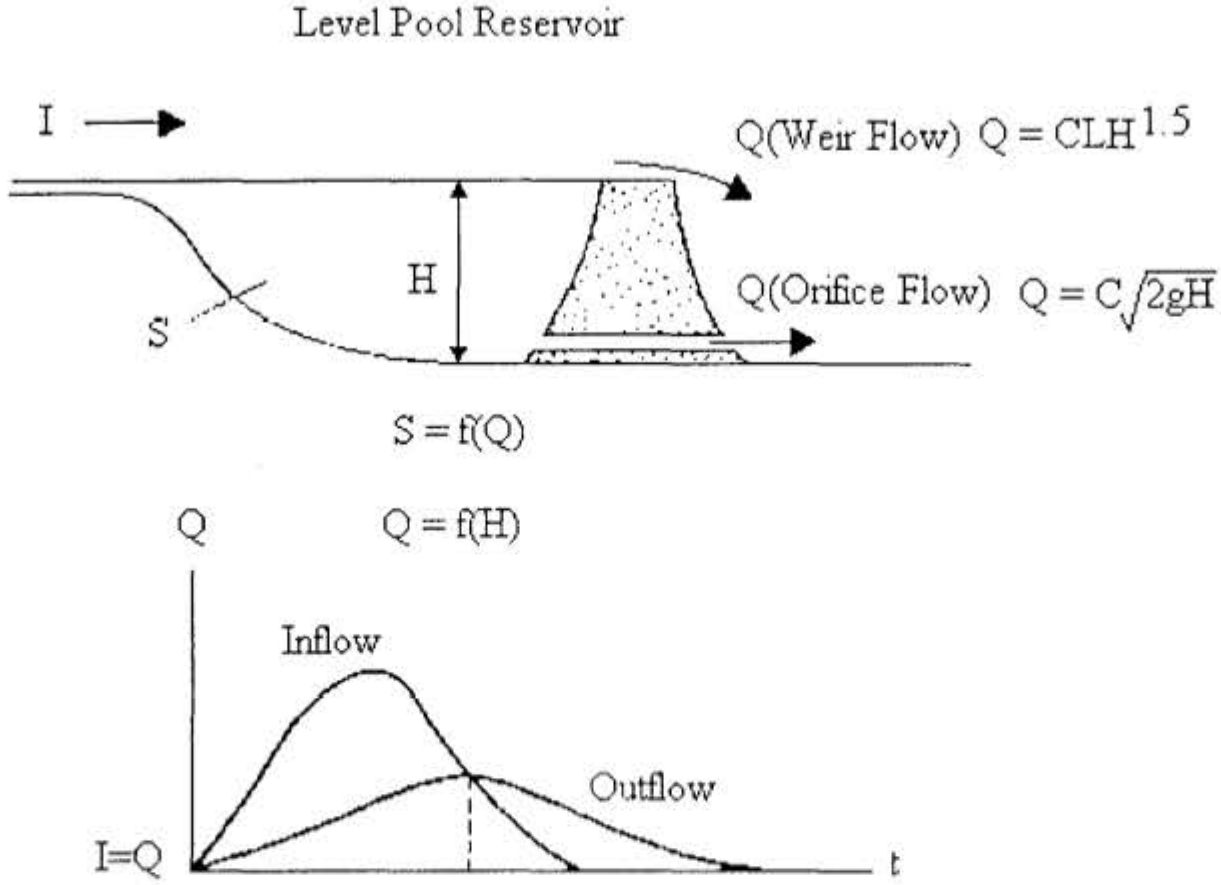
ฟังค์ชั่นความจุแบบ Variable (รูปที่ 8.2 ข) จะใช้กับกรณีของทางน้ำหรืออ่างเก็บน้ำแบบยาวและแคบคล้ายทางน้ำ อิทธิพลของ Backwater Effect จะมีผลทำให้ Q และ S มีความสัมพันธ์แบบ Twisted Loop ทำให้อัตราการไหลออกสูงสุด (Peak Outflow) เกิดหลังจากที่กราฟ I (Q) และ Q(t) ตัดกัน จุด R และ P จึงไม่ทับกัน

กรณีที่ Backwater Effect มีอิทธิพลไม่มาก Loop จะแคบ และอาจพิจารณาว่าเป็นเส้นดังแสดงด้วยเส้นประในรูปที่ 8.2 (ข) กรณีนี้สามารถใช้วิธีการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำท่วมแบบ Level Pool ได้

8.3 การเคลื่อนตัวของน้ำผ่านอ่างเก็บน้ำ (Reservoir Routing)

วิธีการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของน้ำผ่านอ่างเก็บน้ำที่จะกล่าวถึงต่อไปนี้คือวิธี Level Pool ดังรูปที่ 8.3 โดยจะแสดงวิธีคำนวณหา Outflow Hydrograph, Q(t) 3 วิธี คือ

- วิธีการสร้างกราฟ Storage-Outflow Function
- วิธี Iterative Trapezoidal Integration
- วิธี Runge-Kutta



รูปที่ 8.3 การเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำโดยวิธี Level Pool

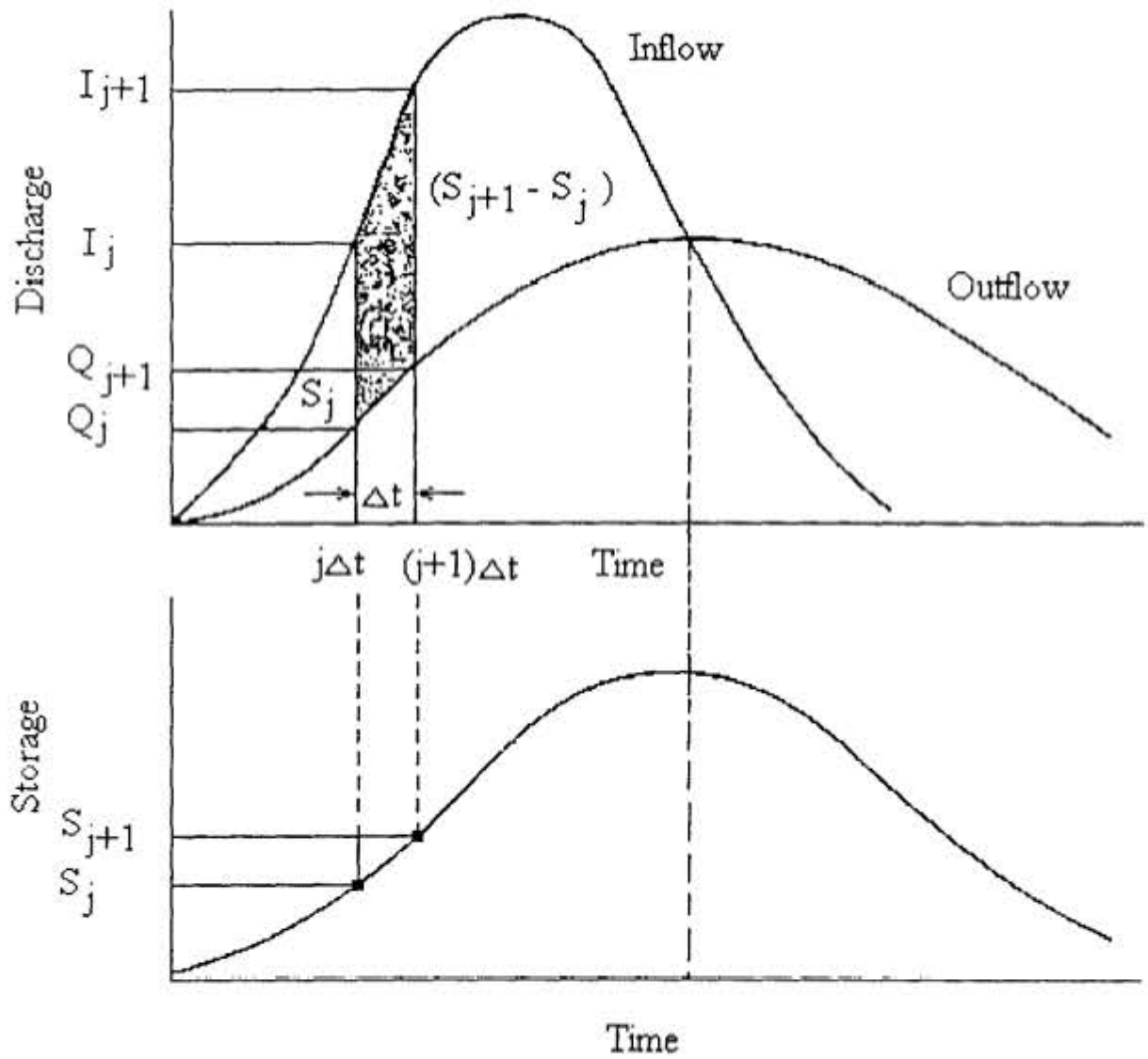
8.3.1 วิธีสร้างกราฟ Storage-Outflow Function

เมื่ออินทิเกรทสมการ 8.1 ในช่วงเวลา $j\Delta t$ ถึง $(j+1)\Delta t$ ใด ๆ จะได้

$$\int_{Sj}^{Sj+1} ds = \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} I(t)\,dt - \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} Q(t)\,dt \quad \text{.....(8.5)}$$

สมมติให้ I(t) และ Q(t) มีค่าเป็นเส้นตรงในช่วงเวลา Δt ใด ๆ ($j\Delta t$ ถึง $(j+1)\Delta t$) จะสามารถเขียนสมการที่ 8.5 ใหม่ได้ดังนี้ (ดูรูปที่ 8.4)

$$S_{j+1} - S_j = \left(\frac{I_j + I_{j+1}}{2}\right)\Delta t - \left(\frac{Q_j + Q_{j+1}}{2}\right)\Delta t$$



รูปที่ 8.4 อัตราการเปลี่ยนแปลงปริมาตรความจุอ่างในช่วง Routing Period, Δt

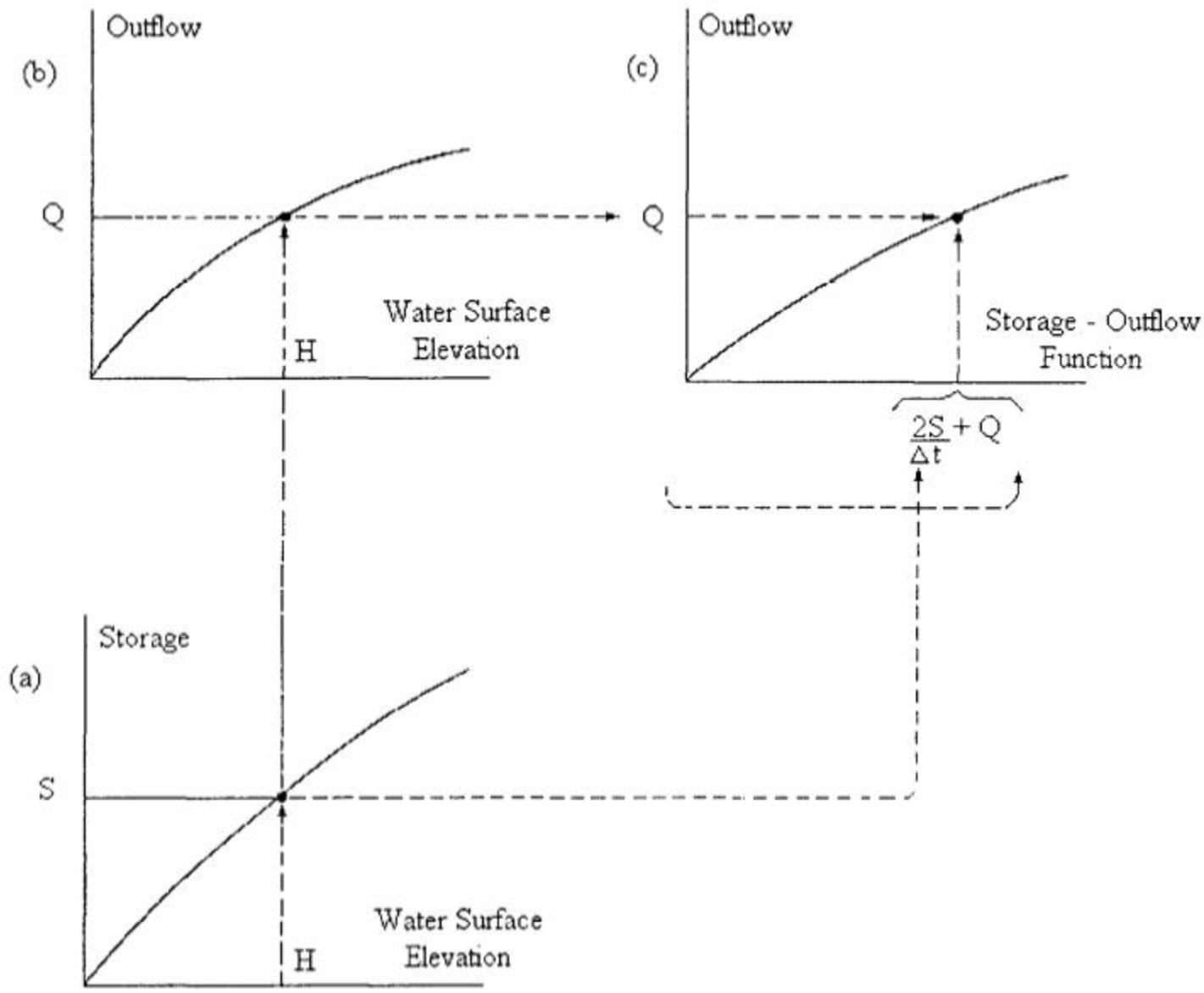
จัดเทอมที่รู้ค่าไว้ทางด้านขวามือจะได้

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}\right) = (I_j + I_{j+1}) + \left(\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j\right) \quad \text{.....(8.6)}$$

ในการคำนวณหาค่า Q_{j+1} จาก $\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}$ จะต้องทราบ Storage-Outflow Function ในรูปของ $(\frac{2S}{\Delta t} + Q)$ และ Q ซึ่งสามารถคำนวณได้ จากโค้งความจุ-ระดับ และโค้งอัตราการไหลออก-ระดับดังรูปที่ 8.5

ก่อนที่จะคำนวณ Q ของช่วงเวลาต่อไป (j+1) Δt ถึง (j+2) Δt จะต้องคำนวณหา $\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}$ จากสมการ

$$\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - Q_{j+1} = \left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}\right) - 2Q_{j+1} \text{.....(8.7)}$$



รูปที่ 8.5 การสร้าง Storage-Outflow Function สำหรับ Level Pool Routing

ตัวอย่างที่ 8.1 อ่างกักเก็บน้ำเพื่อการป้องกันน้ำท่วมสมมติแห่งหนึ่งมีผนังอ่างอยู่ในแนวดิ่ง มีพื้นที่ผิวน้ำเท่ากับ 1 เอเคอร์ มีอาคารทางออก (Outlet) เป็นท่อคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 5 ฟุต กำหนดความสัมพันธ์ระหว่าง H-Q ของอาคารทางออกให้ดังแสดงในตารางที่ 8.1 และกำหนด Inflow Hydrograph ให้ดังแสดงในตารางที่ 8.2 จงคำนวณหากราฟอัตราการไหลออกจากอ่าง ถ้าสมมติว่าอ่างแห้งเมื่อคลื่นน้ำท่วมเคลื่อนตัวเข้าสู่อ่าง

ตารางที่ 8.1 การสร้าง Storage - Outflow Function สำหรับอ่างในตัวอย่างที่ 8.1

Column	**1** **Elevation** ***H*** **(ft)**	**2** **Discharge** ***Q*** **(cfs)**	**3** **Storage** ***S*** **(ft^3)**	**4** **($2S/\Delta t$)*+Q** **(cfs)**
	0.0	0	0	0
	0.5	3	21,780	76
	1.0	8	43,560	153
	1.5	17	65,340	235
	2.0	30	87,120	320
	2.5	43	108,900	406
	3.0	60	130,680	496
	3.5	78	152,460	586
	4.0	97	174,240	678
	4.5	117	196,020	770
	5.0	137	217,800	863
	5.5	156	239,580	955
	6.0	173	261,360	1044
	6.5	190	283,140	1134
	7.0	205	304,920	1221
	7.5	218	326,700	1307
	8.0	231	348,480	1393
	8.5	242	370,260	1476
	9.0	253	392,040	1560
	9.5	264	413,820	1643
	10.0	275	435,600	1727

*Time interval $\Delta t = 10$ min.

ตารางที่ 8.2 การคำนวณการเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำท่วมผ่านอ่างในตัวอย่างที่ 8.1

Column : 1 Time Index j	2 Time (min)	3 Inflow (cfs)	4 I_j+I_{j+1} (cfs)	5 $\frac{2S_j}{\Delta t}-Q_j$ (cfs)	6 $\frac{2S_{j+1}}{\Delta t}-Q_{j+1}$ (cfs)	7 Outflow (cfs)
1	0	0		0.0		0.0
2	10	60	= 60	55.2	60.0	2.4
3	20	120	180	201.1	235.2	17.1
4	30	180	300	378.9	501.1	61.1
5	40	240	420	552.6	798.9	123.2
6	50	300	540	728.2	1092.6	182.2
7	60	360	660	927.5	1388.2	230.3
8	70	320	680	1089.0	1607.5	259.3
9	80	280	600	1149.0	1689.0	270.0
10	90	240	520	1134.3	1669.0	267.4
11	100	200	440	1064.4	1574.3	254.9
12	110	160	360	954.1	1424.4	235.2
13	120	120	280	820.2	1234.1	206.9
14	130	80	200	683.3	1020.2	168.5
15	140	40	120	555.1	803.3	124.1
16	150	0	40	435.4	595.1	79.8
17	160		0	338.2	435.4	48.6
18	170			272.8	338.2	32.7
19	180			227.3	272.8	22.8
20	190			194.9	227.3	16.2
21	200			169.7	194.9	12.6
22	210				169.7	9.8

วิธีทำ กำหนดให้ Δt = 10 นาที หรือ 600 วินาที

เนื่องจากอ่างกักเก็บน้ำมีผนังอยู่ในแนวดิ่ง

ความจุอ่าง (S) = 43,506 x ความลึกของน้ำ

สามารถคำนวณหา Storage - Outflow Function $(\frac{2S}{\Delta t} + Q)$ ที่ Q ต่าง ๆ ได้ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 4 ของตารางที่ 8.1

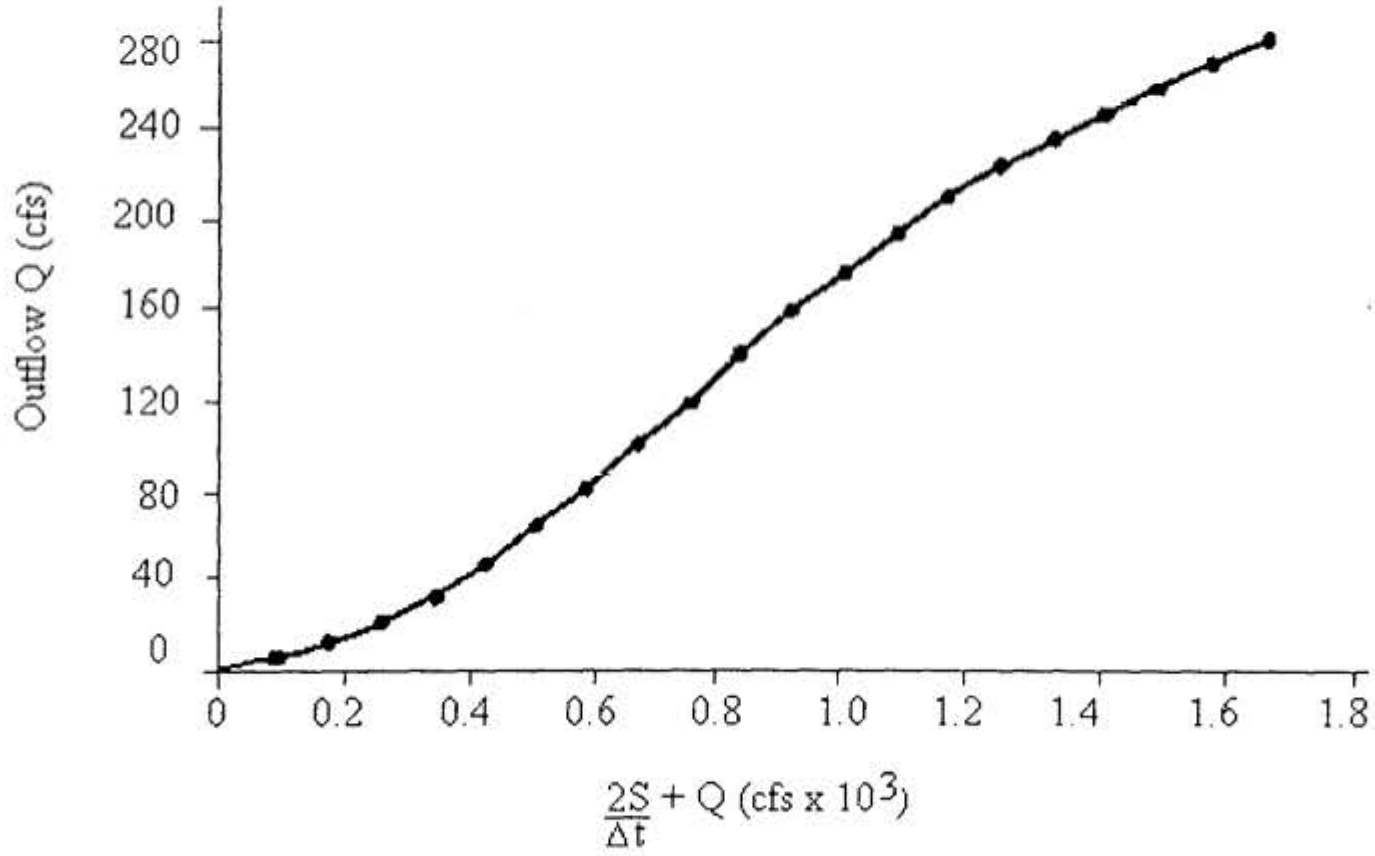
เช่นที่ H = 0.5 ฟุต

Q = 3 ลบ.ฟุต/วินาที

S = 43,560 x 0.5 = 21,780 ฟุต^3

$$\frac{2S}{\Delta t} + Q = \frac{2 \times 21,780}{600} + 3 = 76 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$$

เมื่อนำ $\frac{2S}{\Delta t} + Q$ ไปพล็อตเทียบกับ Q จะได้กราฟ Storage - Outflow Function ดังรูปที่ 8.6



รูปที่ 8.6 **Storage - Outflow Function ของอ่างกักเก็บน้ำเพื่อการป้องกันน้ำท่วมในตัวอย่างที่ 8.1**

ทำการคำนวณหา Outflow Hydrograph ได้ดังตารางที่ 8.2 ดังนี้

ที่ดรรชนีเวลา j = 1 (หรือเวลา = 0)

S_1 = Q_1 = 0 (อ่างแห้ง)

$\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1$ = 0

I_1 = 0 ลบ.ฟุต/วินาที

I_2 = 60 ลบ.ฟุต/วินาที

(I_1+I_2) = 60 ลบ.ฟุต/วินาที

จากสมการที่ 8.6

$$\frac{2S_1}{\Delta t} + Q_2 = (I_1 + I_2) + (\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1)$$

= 60 ลบ.ฟุต/วินาที

หาค่า Q_2 จาก Storage -Outflow Function ในรูปที่ 8.6 หรือโดยการ Interpolate จากตารางที่ 8.1

$$Q_2 = 0 + \frac{(3-0)}{(76-0)} (60-0)$$

= 2.4 ลบ.ฟุต/วินาที

ที่ดรรชนีเวลา j = 2

$$\frac{2S_2}{\Delta t} - Q_2 = (\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2) - 2Q_2$$

= 60-2 x 2.4

= 55.2 ลบ.ฟุต/วินาที

$$\frac{2S_3}{\Delta t} + Q_3 = (I_2 + I_3) + (\frac{2S_2}{\Delta t} - Q_2)$$

= (60+120) +55.2

= 235.2 ลบ.ฟุต/วินาที

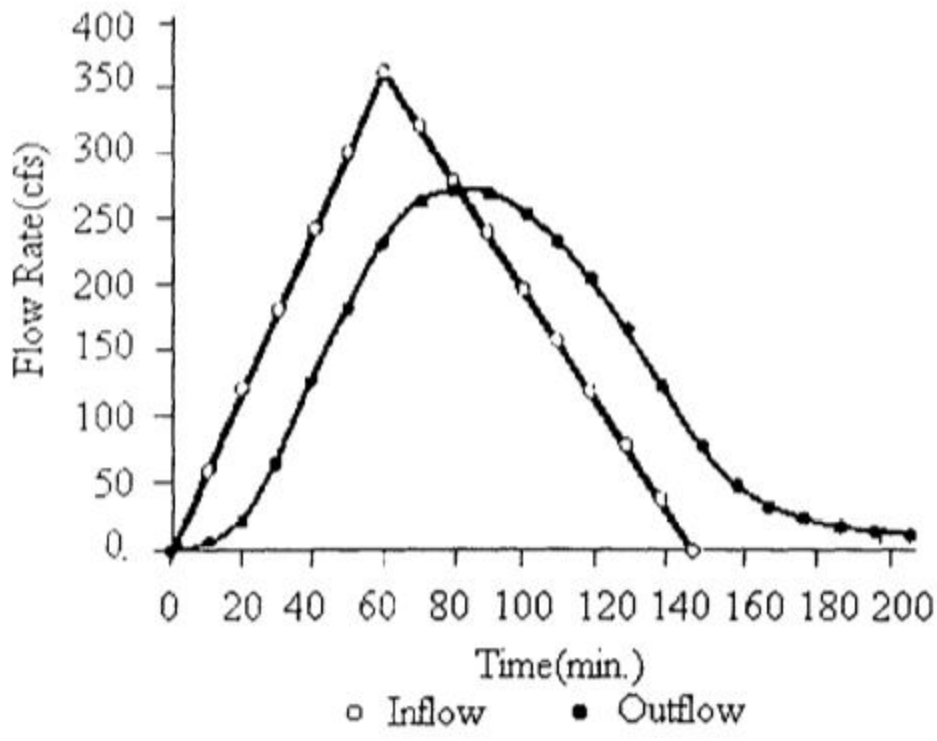
โดยการ Interpolate จากตารางที่ 8.1

$$Q_3 = 17 + \frac{(30-17)}{(320-235)} (235.2-235)$$

= 17.1 ลบ.ฟุต/วินาที

ทำการคำนวณในทำนองเดียวกันสำหรับ j = 3, 4,.....จะได้ผลดังตารางที่ 8.2

เมื่อนำ Outfolw Hydrograph ที่คำนวณได้ไปพล็อตเทียบกับ Inflow Hydrograph ดังแสดงในรูปที่ 8.7 จะเห็นว่าอัตราการไหลเข้าสูงสุดมีค่า 360 ลบ.ฟุต/วินาที ที่นาทีที่ 60 และอัตราการไหลออกสูงสุดมีค่าเท่ากับ 270 ลบ.ฟุต/วินาที เกิดที่นาทีที่ 80 ผลการคำนวณแสดงว่าต้องการกักเก็บน้ำลึก 9.77 ฟุต (โดยการ Interpolate จากตารางที่ 8.1) ถ้าพิจารณาว่า 9.77 ฟุต ลึกเกินไป หรือ Q = 270 ลบ.ฟุต/วินาที มีค่ามากเกินไป อาจพิจารณาขยายขนาดอ่าง หรือขนาดท่อของอาคารทางออกได้



รูปที่ 8.7 กราฟการเคลื่อนตัวของน้ำท่วมเข้าและออกจากอ่าง คำนวณโดยวิธี Level Pool (Chow, V.T. and et.al. 1988)

8.3.2 วิธี Iterative Trapezoidal Integration

Fread, D.L. (1993) ใช้วิธี Iterative Trapezoidal Integration แก้สมการสมดุลของมวลน้ำ (สมการ 8.1) เพื่อหา Outflow Hydrograph, Q(t) ดังนี้

$$\text{ให้} \quad \frac{ds}{dt} = \frac{(A_j + A_{j+1})(H_{j+1} - H_j)}{2\Delta t} \qquad \text{.....(8.8)}$$

เมื่อ A = พื้นที่ผิวน้ำของอ่างซึ่งขึ้นอยู่กับค่า H

H = ความลึกของน้ำในอ่าง

สมมติว่า I(t) และ Q(t) มีค่าเป็นเส้นตรงในช่วง Δt ใด ๆ และเมื่อแทนค่า $\frac{ds}{dt}$ จากสมการที่ 8.8 ลงในสมการ 8.1 จะสามารถเขียนสมการที่ 8.1 ใหม่ได้ดังนี้

$$\frac{(A_j+A_{j+1})(H_{j+1}-H_j)}{2\Delta t} = \left(\frac{I_j+I_{j+1}}{2}\right) - \left(\frac{Q_j+Q_{j+1}}{2}\right)$$

$$\left(\frac{I_j+I_{j+1}}{2}\right) - \left(\frac{Q_j+Q_{j+1}}{2}\right) - \frac{(A_j+A_{j+1})(H_j-H_{j+1})}{2\Delta t} = 0 \quad \text{.....(8.9)}$$

ในสมการที่ 8.9 ตัวที่ไม่ทราบค่าคือ Q_{j+1}, A_{j+1} และ H_{j+1} และ

Q_{j+1} = $f(H_{j+1})$ (ฟังค์ชั่นแบบไม่เป็นเส้นตรง)

A_{j+1} = $f(H_{j+1})$ (ฟังค์ชั่นแบบไม่เป็นเส้นตรง)

ถ้ารู้ค่า H_{j+1} จะสามารถหาค่า Q_{j+1} และ A_{j+1} ได้

คำนวณหา H_{j+1} จากสมการที่ 8.9 โดยวิธี Newton-Raphsonได้ดังนี้

$$H_{j+1}^{k+1} = H_{j+1}^{k} - \frac{f(H_{j+1}^{k})}{f'(H_{j+1}^{k})} \quad \text{.....(8.10)}$$

เมื่อ k = Iteration counter

$f(H_{j+1}^{k})$ = เทอมทางซ้ายมือของสมการที่ 8.9
ซึ่งคำนวณโดยสมมติ $H_{j+1} = H_{j+1}^{k}$

ที่ k = 1 ให้สมมติว่า $H_{j+1}^{k} = H_j$ ซึ่งทราบค่า

$f'(H_{j+1}^{k})$ = Derivation ของ $f(H_{j+1}^{k})$

$$= \frac{[f(H_{j+1}^{k}+\in) - f(H_{j+1}^{k}-\in)]}{[(H_{j+1}^{k}+\in)-(H_{j+1}^{k}-\in)]} \quad \text{.....(8.11)}$$

ให้ $\in$ = ค่าน้อยมากเช่น 0.1 ฟุต หรือ 0.03 เมตร

Fread, D.L เสนอว่า Δt ควรมีค่าอยู่ระหว่าง $\frac{Tr}{20}$ ถึง $\frac{Tr}{10}$ (Tr = รอบปีการเกิดซ้ำของน้ำท่วม)

วราวุธ (2538) ได้พัฒนาโปรแกรมชื่อ HG-ITI. BAS สำหรับการคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำโดยวิธี Iterative Trapezoidal Integration

8.3.3 วิธี Runge - Kutta

วิธีการแก้สมการสมดุลของมวลน้ำเพื่อหาค่า Q(t) สามารถทำได้โดยใช้วิธีการทาง Numerical Method เช่นวิธี Runge-Kutta โดยจะกล่าวถึงเฉพาะ Third Order Scheme Runge-kutta

จากสมการสมดุลของมวลน้ำ (สมการที่ 8.1) เมื่อพิจารณาว่า H เปลี่ยนไปตามเวลา t และ Q เป็นฟังค์ชั่นของ H จะสามารถเขียนสมการ 8.1 ได้ใหม่ดังนี้

$$\frac{ds}{dt} = I(t) - Q(H)$$

ให้ $$ds = A(H)\,dH$$

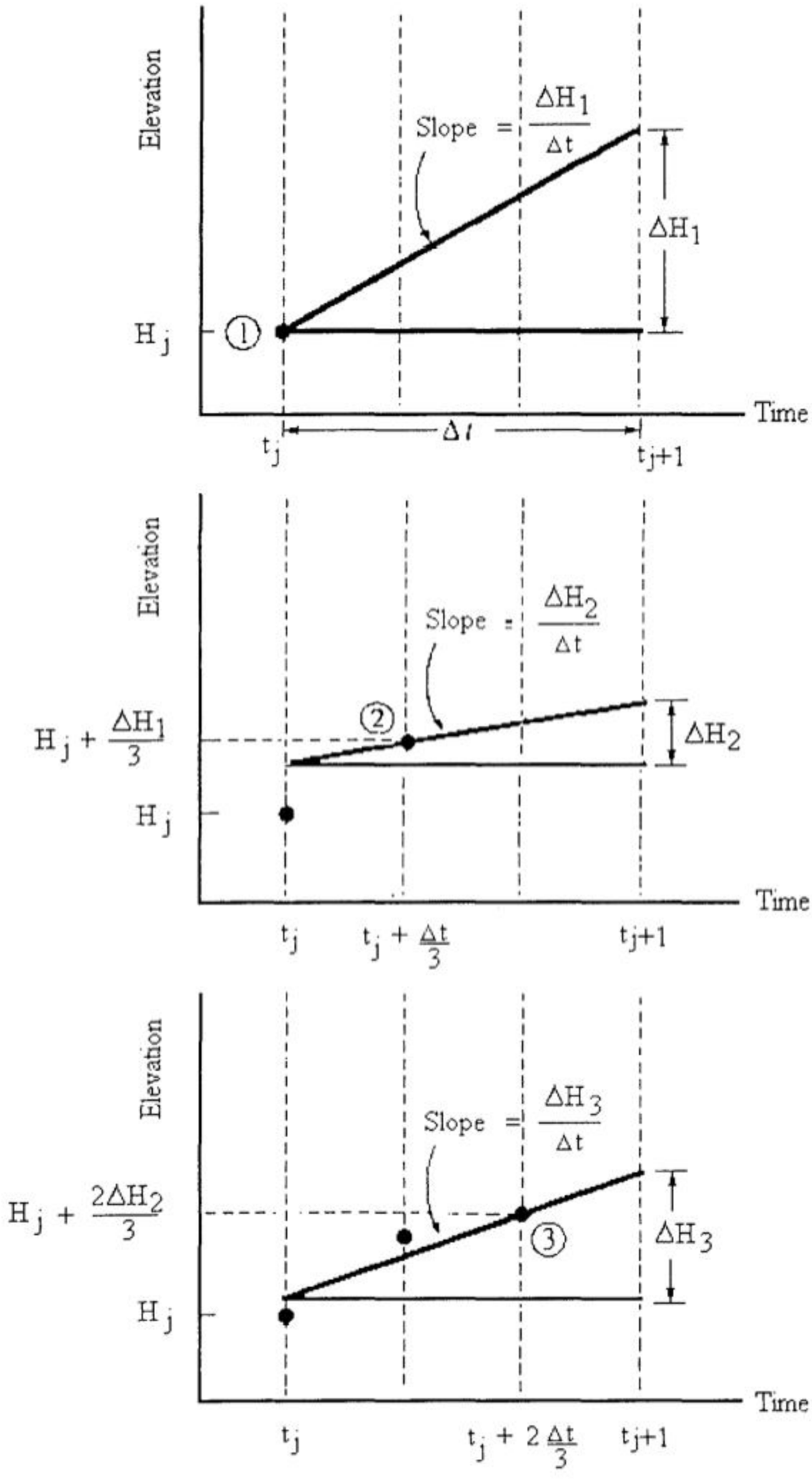
$$\frac{dH}{dt} = \frac{I(t) - Q(H)}{A(H)}$$

$$\frac{\Delta H}{\Delta t} \approx \frac{I(t) - Q(H)}{A(H)} \qquad \text{.....(8.12)}$$

เมื่อ $A(H)$ = พื้นที่ผิวน้ำของอ่างซึ่งขึ้นอยู่กับค่า H

ถ้า Δt มีค่าน้อย จะสมมติว่า H จะแปรผันแบบเส้นตรงกับเวลา (t) ดังรูปที่ 8.8

ที่เวลา j ถึง j+1 ใด ๆ โดยวิธี Third Order Runge-Kutta จะแบ่ง Δt ออกเป็น 3 ส่วนเท่า ๆ กัน แล้วประเมินค่า $\frac{\Delta H}{\Delta t}$ ตามลำดับ 3 ครั้ง ที่ $[H_j, t_j]$, $[(H_j + \frac{\Delta H_1}{3}), (t_j + \frac{\Delta t}{3})]$, $[(H_j + \frac{2}{3}\Delta H_2, t_j + \frac{2}{3}\Delta t)]$ ตามลำดับ



รูปที่ 8.8 วิธีการกำหนดค่า ΔH ใน Third Order Scheme Runge-Kutta

แล้วจึงคำนวณค่า ΔH ดังนี้

$$\Delta H_1 = \frac{I(t_j) - Q(H_j)}{A(H_j)} \Delta t \qquad \text{.....(8.13)}$$

$$\Delta H_2 = \frac{I(t_j + \frac{\Delta t}{3}) - Q(H_j + \frac{\Delta H_1}{3})}{A(H_j + \frac{\Delta H_1}{3})} \Delta t \qquad \text{.....(8.14)}$$

$$\Delta H_3 = \frac{I(t_j + \frac{2}{3}\Delta t) - Q(H_j + \frac{2}{3}\Delta H_2)}{A(H_j + \frac{2}{3}\Delta H_2)} \Delta t \qquad \text{.....(8.15)}$$

$$\Delta H = \frac{\Delta H_1}{4} + \frac{3}{4}\Delta H_3 \qquad \text{.....(8.16)}$$

$$H_{j+1} = H_j + \Delta H \qquad \text{.....(8.17)}$$

เมื่อทราบ H_{j+1} จะสามารถคำนวณหา $Q(H_{j+1})$ หรือ Q ที่เวลา j+1 ได้

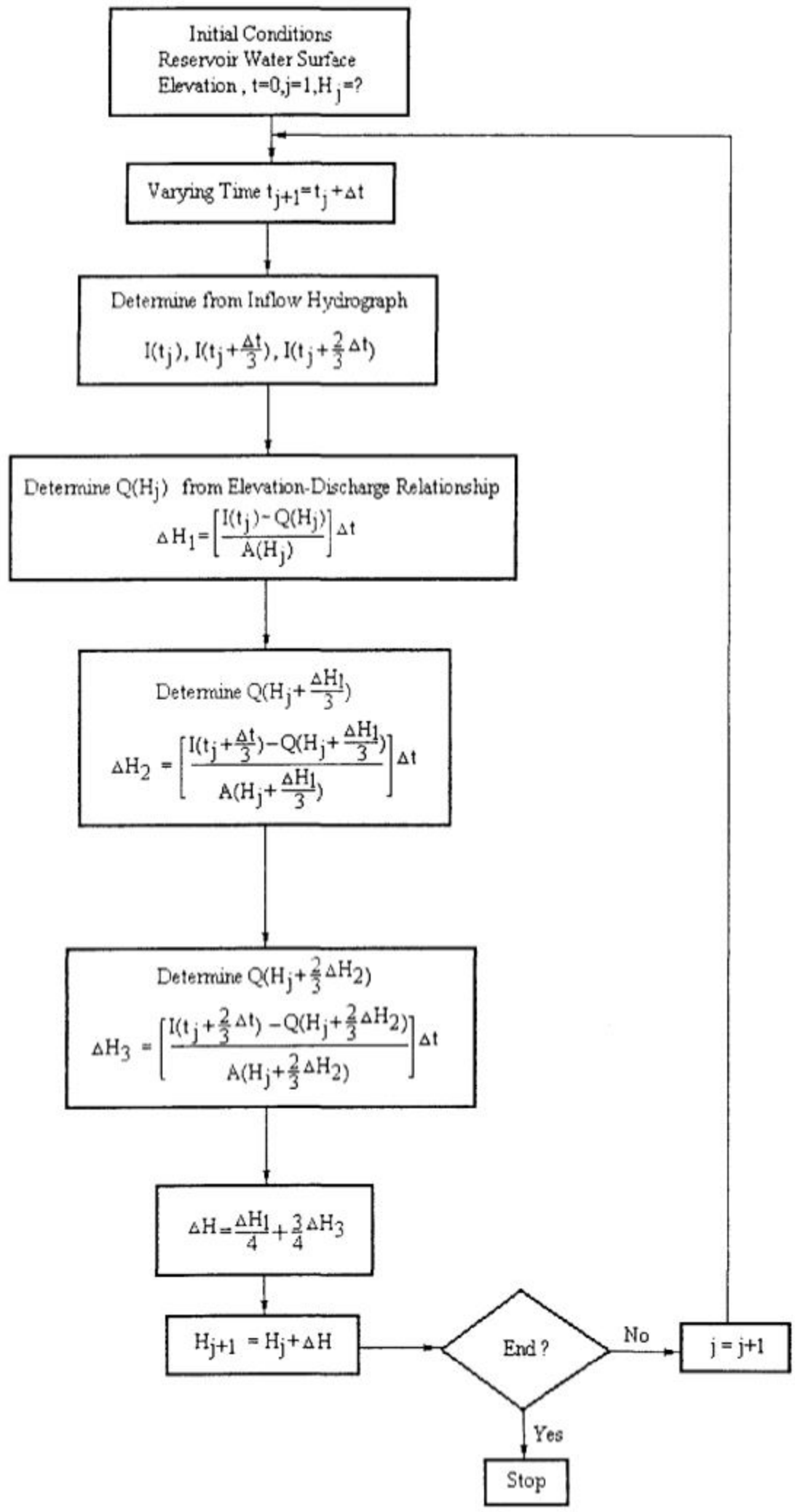
ขั้นตอนการคำนวณหา Q(t) โดยวิธี Third Order Runge Kutta แสดงอยู่ในรูปที่ 8.9

ตัวอย่างที่ 8.2 ให้ใช้ Third Order Runge-Kutta คำนวณการเคลื่อนตัวของ คลื่นน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำในตัวอย่างที่ 8.1 กำหนดให้ใช้ H-Q Curve ในตารางที่ 8.1 และกำหนด Inflow Hydrograph ให้ในคอลัมน์ที่ 1 และ 2 ของตารางที่ 8.3

วิธีทำ เนื่องจากอ่างเก็บน้ำเพื่อการป้องกันน้ำท่วมในตัวอย่างที่ 8.1 มีผนังอ่างอยู่ในแนวดิ่ง มีพื้นที่ผิวน้ำ 43,560 ตร.ฟุต

$A(H) = 43,560$ ตร.ฟุต

$\Delta t = 10$ นาที $= 600$ วินาที



รูปที่ 8.9 **Flow Chart** การคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำโดยวิธี

Third Order Scheme Runge-Kutta

ที่เวลา $t_j = 0$

$I(t_j) = 0$, $H_j = 0$, $Q(H_j) = 0$

$$\Delta H_1 = \frac{I(t_j) - Q(H_j)}{A(H_j)} \Delta t$$

$$= (\frac{0 - 0}{43,560})600 = 0$$

ที่เวลา $t_j + \frac{\Delta t}{3} = 0 + \frac{10}{3}$ นาที

$$I(t_j + \frac{\Delta t}{3}) = 20 \; ; H_j + \frac{\Delta H_1}{3} = 0 \; ; Q(H_j + \frac{\Delta H_1}{3}) = 0$$

$$\Delta H_2 = \frac{I(t_j + \frac{\Delta t}{3}) - Q(H_j + \frac{\Delta H_1}{3})}{A(H_j + \frac{\Delta H_1}{3})} \Delta t$$

$$= (\frac{20 - 0}{43,650})600$$

$$= 0.28 \text{ ฟุต}$$

ที่เวลา $t_j + \frac{2}{3}\Delta t = 0 + \frac{20}{3}$ นาที

$$I(t_j + \frac{2}{3}\Delta t) = 40$$

$$H_j + \frac{2}{3}\Delta H_2 = 0 + \frac{2}{3} x 0.28 = 0.187 \text{ ฟุต}$$

$$Q(H_j + \frac{2}{3}\Delta H_2) = 1.10$$

$$\Delta H_3 = (\frac{40 - 1.10}{43,650})600 = 0.54 \text{ ฟุต}$$

$$\Delta H = \frac{\Delta H_1}{4} + \frac{3}{4}\Delta H_3$$

$$= 0 + \frac{3}{4}(0.54) = 0.40 \text{ ฟุต}$$

ตารางที่ 8.3 การคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านอ่างกักเก็บน้ำโดยวิธี Runge-Kutta สำหรับตัวอย่างที่ 8.2

Column:	1 Time (min)	2 Inflow (cfs)	3 ΔH_1	4 ΔH_2	5 ΔH_3	6 Depth (ft)	7 Outflow (cfs)
	0	0	-	-	-	0	0
	10	60	0	0.28	0.54	0.40	2.4
	20	120	0.79	1.04	1.24	1.53	17.9
	30	180	1.41	1.51	1.59	3.08	62.8
	40	240	1.61	1.62	1.61	4.69	124.5
	50	300	1.59	1.58	1.60	6.28	182.6
	60	360	1.62	1.66	1.72	7.98	230.4
	70	320	1.79	1.42	1.13	9.27	259.0
	80	280	0.84	0.57	0.36	9.75	269.5
	90	240	0.15	-0.05	-0.21	9.63	266.8
	100	200	-0.37	-0.52	-0.63	9.06	254.3
	110	160	-0.75	-0.86	-0.94	8.17	234.7
	120	120	-1.03	-1.10	-1.14	7.05	206.4
	130	80	-1.19	-1.21	-1.21	5.85	167.8
	140	40	-1.21	-1.20	-1.18	4.66	123.5
	150	0	-1.15	-1.12	-1.11	3.54	80.0

ที่เวลา $t_{j+1} = t_j + \Delta t = 10$ **นาที**

$H_{j+1} = H_2 = H_1 + \Delta H = 0 + 0.40 = 0.4$ ฟุต

จากตารางที่ 8.1 ที่ $H_2 = 0.4$ **ฟุต**

$$Q_2 = 0 + \left(\frac{3 - 0}{0.5 - 0}\right) 0.4 = 2.4 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$$

การคำนวณ Q(t) ที่เวลา 20, 30,.....150 นาที แสดงอยู่ในตารางที่ 8.3

8.4 การเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านทางน้ำ (Channel Routing)

กรณีที่น้ำท่วมเคลื่อนตัวผ่านทางน้ำ Q และ S จะมีความสัมพันธ์แบบ Variable ดังรูปที่ 8.2 เนื่องจากอิทธิพลของน้ำท้น (Backwater Effect) ทำให้วิธีการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของน้ำผ่านทางน้ำแตกต่างจากอ่างเก็บน้ำจึงใช้วิธี Level Pool ไม่ได้ วิธีการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านทางน้ำที่เป็นที่รู้จักกันโดยทั่วไป และนิยมใช้กันอย่างแพร่หลายคือ วิธี Muskingkum วิธี Muskingkum แบ่งปริมาตรความจุของน้ำในช่วงทางน้ำออกเป็น 2 ส่วน คือ Prism Storage และ Wedge Storage ดังรูปที่ 8.1

ในช่วงที่น้ำท่วมเคลื่อนตัวเข้าสู่ช่วงทางน้ำที่พิจารณา (Advance Phase)

Inflow > Outflow จะเกิด Wedge Storage

ในทางกลับกัน ช่วงที่น้ำท่วมเคลื่อนตัวออกจากช่วงทางน้ำที่พิจารณา (Recession Phase)

Outflow > Inflow จะเกิด Negative Wedge

Prism Storage คือ ปริมาตรความจุของทางน้ำที่มีพื้นที่หน้าตัดคงที่ตลอดช่วงที่พิจารณา

ตามวิธี Muskingkum $S = KQ + KX(I-Q)$ ดังสมการที่ 8.4 ซึ่งสามารถเขียนใหม่ได้ดังนี้

$$S = K[XI - (1-X)Q] \quad \text{.....(8.17)}$$

X คือ Weighting Factor มีค่าอยู่ระหว่าง 0-0.5 ขึ้นอยู่กับรูปร่างของ Wedge Storage

ถ้า $X = 0$ แสดงว่าไม่มี Wedge Storage หรือ Backwater Effect เช่นกรณี Level Pool ของอ่างเก็บน้ำ กรณี $X = 0$

$$S = KQ$$

ปริมาตรความจุแปรผันเป็นเส้นตรงกับอัตราการไหลออกซึ่งเรียกว่า Linear Reservoir Model

โดยทั่วไป X จะมีค่าเฉลี่ยประมาณ 0.2

K คือ Proportionality Coefficient ซึ่งหมายถึงระยะเวลาที่น้ำท่วมเคลื่อนตัวผ่านช่วงทางน้ำที่พิจารณา

จากสมการ 8.7 ที่เวลา j

$$S_j = K [XI_j + (1-X) Q_j] \quad \text{.....(8.18)}$$

ที่เวลา j+1

$$S_{j+1} = K [XI_{j+1} + (1-X) Q_{j+1}] \quad \text{.....(8.19)}$$

สมการที่ 8.9 ลบด้วย 8.8 จะได้

$$S_{j+1} - S_j = K [XI_{j+1} + (1-X) Q_{j+1}] - K [XI_j + (1-X) Q_j] \quad \text{.....(8.20)}$$

จากสมการที่ 8.5 เมื่อพิจารณาว่า I(t) และ Q(t) มีค่าเป็นเส้นตรงในช่วง Δt น้อย ๆ

$$S_{j+1} - S_j = \left(\frac{I_{j+1} + I_j}{2}\right)\Delta t - \left(\frac{Q_{j+1} + Q_j}{2}\right)\Delta t \quad \text{.....(8.21)}$$

จากสมการ 8.20 และ 8.21

$$K [XI_{j+1} + (1-X) Q_{j+1} - XI_j - (1-X) Q_j]$$

$$= \left(\frac{I_{j+1} + I_j}{2}\right)\Delta t - \left(\frac{Q_{j+1} + Q_j}{2}\right)\Delta t \quad \text{.....(8.22)}$$

$$Q_{j+1} = \left(\frac{\Delta t - 2KX}{2K(1-X) + \Delta t}\right) I_{j+1} + \left(\frac{\Delta t + 2KX}{2K(1-X) + \Delta t}\right) I_j + \left(\frac{2K(1-X) - \Delta t}{2K(1-X) + \Delta t}\right) Q_j \quad \text{.....(8.23)}$$

ให้ $C_1 = \frac{\Delta t - 2KX}{2K(1 - X) + \Delta t}$ .....(8.24)

$C_2 = \frac{\Delta t + 2KX}{2K(1 - X) + \Delta t}$ .....(8.25)

$C_3 = \frac{2K(1 - X) - \Delta t}{2K(1 - X) + \Delta t}$ .....(8.26)

$Q_{j+1} = C_1 I_{j+1} + C_2 I_j + C_3 Q_j$ .....(8.27)

$C_1 + C_2 + C_3 = I$

การหาค่า K และค่า X

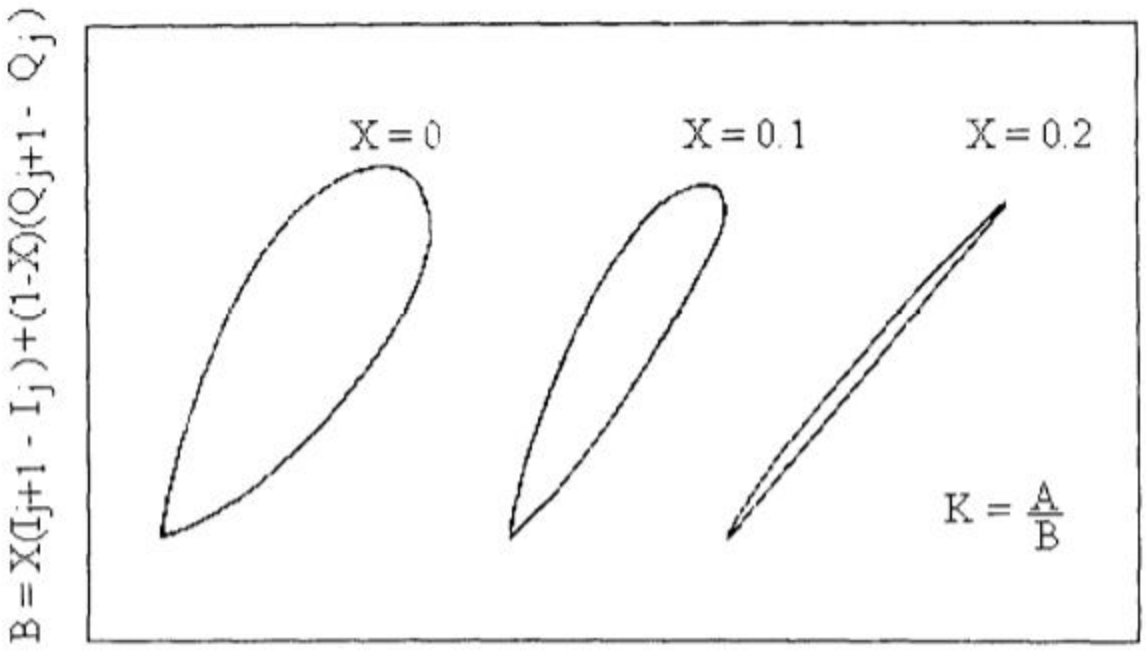
ถ้าทราบข้อมูล Inflow และ Outflow Hydrograph ของช่วงทางน้ำ จะคำนวณหาค่า K ได้จากสมการที่ 8.22 ดังนี้

$$K = \frac{0.5\Delta t\,[(I_{j+1} + I_j) - (Q_{j+1} + Q_j)]}{X(I_{j+1} - I_j) + (1 - X)(Q_{j+1} - Q_j)} = \frac{A}{B} \quad \text{.....(8.28)}$$

สมมติค่า X แล้วคำนวณค่า A และ B โดยใช้ I_j และ Q_j ที่ j = 1, 2,.....,N นำ A_j และ B_j ไปพล็อตจะได้กราฟซึ่งมีลักษณะเป็น Loop ดังรูปที่ 8.10 ค่า X ที่มีผลทำให้ Loop มีลักษณะคล้ายเส้นตรงมากที่สุด คือ ค่าที่เหมาะสมกับทางน้ำนั้น K คือ ความลาดชันของเส้น (A/B)

เนื่องจากค่า K คือระยะเวลาที่น้ำเคลื่อนตัวผ่านช่วงทางน้ำที่พิจารณา จึงสามารถทำการประมาณค่าจากระยะเวลาที่ยอดคลื่นเคลื่อนตัวผ่านช่วงทางน้ำที่พิจารณา

กรณีที่ไม่มีข้อมูล Inflow และ Outflow Hydrograph จะสามารถประมาณค่า K และ X ได้โดยวิธี Muskingkum-Cunge ดูรายละเอียดใน (Chow, V.T. and et al. 1988)



รูปที่ 8.10 วิธีการหาค่า K และ X ของ Muskingkum

ตารางที่ 8.3 การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านทางน้ำ กำหนด Inflow Hydrograph ให้ดังแสดงในตารางที่ 8.4 จงหา Outflow Hydrograph สำหรับทางน้ำ ซึ่ง K = 2.3 ชั่วโมง X = 0.15 และ Δt = 1 ชั่วโมง อัตราการไหลออกช่วงเริ่มต้น Q_1 = 85 ลบ.ฟุต/วินาที

วิธีทำ

$$C_1 = \frac{1 - 2(2.3)(0.15)}{2(2.3)(1 - 0.15) + 1} = \frac{0.31}{4.91} = 0.0631$$

$$C_2 = \frac{1 + 2(2.3)(0.15)}{2(2.3)(1 - 0.15) + 1} = \frac{1.69}{4.91} = 0.3442$$

$$C_3 = \frac{2(2.3)(1 - 0.15) - 1}{4.91} = \frac{2.91}{4.91} = 0.5927$$

ตรวจสอบ

$C_1+C_2+C_3 = 0.0631+0.3442+0.5927 = 1$

$Q_1 =$ 85 ลบ.ฟุต/วินาที

$Q_2 = 0.0631\ I_2 + 0.3442\ I_1 + 0.5927(Q1)$

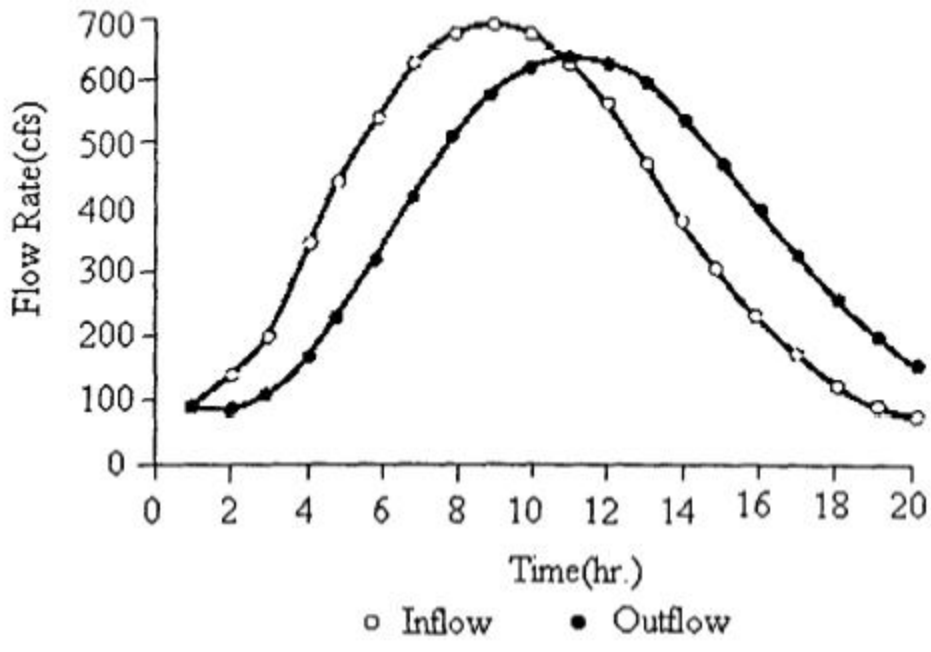
$= 0.0631(137) + 0.3442(93) + 0.5927(85)$

$=$ 91 ลบ.ฟุต/วินาที

การคำนวณ Q_{j+1} ที่เวลา j = 2, 3,.....ดูได้จากตารางที่ 8.4 เมื่อนำ Inflow และ Outflow Hydrograph ไปพล็อตเทียบกับจะได้กราฟน้ำท่วมดังรูปที่ 8.11

ตารางที่ 8.4 การคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านทางน้ำสำหรับตัวอย่างที่ 10.3 โดยวิธี Muskingkum

Column :	(1) Routing period/ (h)	(2) Inflow I (cfs)	(3) C_1I_{j+1} (C_1=0.0631)	(4) C_2I_j (C_2=0.3442)	(5) C_3Q_j (C_3=0.5927)	(6) Outflow Q (cfs)
	1	93				85
	2	137	8.6	32.0	50.4	91
	3	208	13.1	47.2	54.0	114
	4	320	20.2	71.6	67.7	159
	5	442	27.9	110.1	94.5	233
	6	546	34.5	152.1	137.8	324
	7	630	39.8	187.9	192.3	420
	8	678	42.8	216.8	248.9	509
	9	691	43.6	233.4	301.4	578
	10	675	42.6	237.8	342.8	623
	11	634	40.0	232.3	369.4	642
	12	571	36.0	218.2	380.4	635
	13	477	30.1	196.5	376.1	603
	14	390	24.6	164.2	357.3	546
	15	329	20.8	134.2	323.6	479
	16	247	15.6	113.2	283.7	413
	17	184	11.6	85.0	244.5	341
	18	134	8.5	63.3	202.2	274
	19	108	6.8	46.1	162.4	215
	20	90	5.7	37.2	127.6	170



รูปที่ 8.11 ผลการคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำผ่านทางน้ำโดยวิธี **Muskingkum**

8.5 เอกสารอ้างอิง

(1) วราวุธ วุฒิวณิชย์ (2538). โปรแกรม HG-ITI สำหรับการคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำโดยวิธี Iterative Trapezoidal Integration. ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน.

(2) Carnahan, B., H.A. Luther, and J.O. Wilkes (1969), Applied Nemerical Methods, Wiley, New York.

(3) Chow, V.T, D.R. Maidment and L.W. Mays (1988). Applied Hydrology, McGraw - Hill Book Company, Singapore, 572 p.

(4) Fread, D.L. (1993), Flow Routing in Handbook of Hydrology edited by D.R. Maidment, McGraw - Hill, Inc., New York., p. 10.1-10.36.

8.6 แบบฝึกหัด

(1) กำหนดความสัมพันธ์ระหว่างปริมาตรความจุและอัตราการไหลออกของอ่างเก็บน้ำแห่งหนึ่งให้ดังตาราง จงคำนวณหา Storage-Outflow ฟังค์ชั่น $2S/\Delta t + Q$ VS. Q ถ้ากำหนดให้ Δt = 2 ชั่วโมง พร้อมกับพล๊อต Storage-Outflow ฟังค์ชั่น

Storage (mcm)	75	81	87.5	100	110.2
Outfow (cms)	57	227	519	1,330	2,270

(2) จงคำนวณการเคลื่อนตัวของไฮโดรกราฟที่กำหนดให้ผ่านอ่างเก็บน้ำโดยวิธี Level Pool ให้ใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง Storage-Outfow ในข้อ (1) ในการคำนวณ จงหาอัตราการไหลออกจากอ่างเก็บน้ำสูงสุด และปริมาณกักเก็บสูงสุด กำหนดให้มีน้ำในอ่างเมื่อเริ่มต้น 75 ล้าน ลบ.เมตร

เวลา (ชม)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18
อัตรากากรไหล I, (cms)	60	100	232	300	520	1,310	1,930	1,460	930	650

(3) อ่างเก็บน้ำแห่งหนึ่งมีความสัมพันธ์ระหว่าง Storage-Stage-Outflow ดังตาราง จงคำนวณการเคลื่อนตัวของไฮโดรกราฟที่กำหนดให้ผ่านอ่างเก็บน้ำดังกล่าว จนถึงเวลา 6:00 น. กำหนดให้ระดับน้ำในอ่างเมื่อเริ่มต้นเท่ากับ 15 ม. และใช้ Δt = 15 นาที

Stage (m)	3.15	3.30	3.45	3.60	3.75	3.90	4.05
Storage (m^3)	15	49	110	249	569	1180	2180
Discharge (m^3/S)	0	0.21	0.72	1.25	1.89	2.61	3.40
Stage	4.08	4.15	4.20	4.27	4.35	4.50	
Storage	2440	3140	4050	5380	8610	18600	
Discharge	3.57	3.91	4.25	4.62	5.21	6.20	

Time (h:min)	0:00	0:15	0:30	0:45	1:00	1:15	1:30	1:45	2:00
Inflow (m^3/S)	0	0.04	0.12	0.25	0.53	1.10	3.00	6.12	8.24
Time	2:15	2:30	2:45	3:00	3:15	3:30	3:45	4:00	4:15
Inflow	9.06	9.20	8.75	8.07	7.36	6.66	5.98	5.32	4.67
Time	4:30	4:45	5:00	5:15	5:30	5:45	6:00		
Inflow	4.11	3.65	3.29	3.00	2.73	2.49	2.27		

(4) จงคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำผ่านอ่างกักเก็บน้ำเพื่อการป้องกันน้ำท่วม ที่กำหนดให้โดยวิธี Third Order Runge-Kutta ใช้ Δt = 3 นาที

ระดับ (ฟุต) MSL	1000	1010	1020	1030	1040	1050
พื้นที่ผิวน้ำ (เอเคอร์)	1	10	15	20	25	30

กำหนดให้อ่างกักเก็บน้ำมีทางระบายน้ำล้นแบบท่อขนาด 20 ตร.ฟุต ทางเข้าอยู่ที่ระดับ 1,002 ฟุต และทางระบายน้ำล้นแบบ Ogee ยาว 80 ฟุต สันฝายอยู่ที่ระดับ 1,011 ฟุต

พิจารณาว่าทางระบายน้ำล้นแบบท่อระบายน้ำแบบ Submerged Inlet Control ซึ่ง

$$Q = Cd\ WD\sqrt{2gH}$$

$$Cd = 0.7$$

ทางระบายน้ำล้นแบบ Ogee มีค่าสัมประสิทธิ์การระบายน้ำ C ดังตาราง

Head H (ft)	0.0-0.2	0.2-0.4	0.4-0.6	0.6-0.8	0.8-1.0
Spillway Coefficient C	2.69	2.72	2.95	2.85	2.98
Head H	1.0-1.2	1.2-1.4	1.4-1.6	1.6-1.8	>1.8
Spillway Coefficient C	3.08	3.20	3.28	3.31	3.35

Inflow hydrograph

Time (min)	0	3	6	9	12	15	18	21	24
Inflow (cfs)	0	60	133	222	321	427	537	650	772
Time	27	30	33	36	39	42	45	48	51
Inflow	902	1036	1174	1312	1451	1536	1571	1580	1568
Time	54	57	60	63	66	69	72	75	78
Inflow	1548	1526	1509	1493	1479	1464	1443	1417	1384
Time	81	84	87	90	93	96	99	102	105
Inflow	1345	1298	1244	1184	1120	1051	979	904	827
Time	108	111	114	117	120	123	126	129	132
Inflow	748	669	588	508	427	373	332	302	278
Time	135	138	141	144	147				
Inflow	260	246	235	225	217				

(5) จงเขียนโปรแกรมคอมพิวเตอร์เพื่อคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำผ่านอ่างเก็บน้ำ โดยวิธี Fourth-Order Runge-Kutta ตามวิธีของ Gill (Carnahan et al., 1969) กำหนด สมการสมดุลของมวลน้ำโดยประมาณดังนี้

$$\frac{\Delta H}{\Delta t} = \frac{I(t) - Q(H)}{A(H)} = f(t, H)$$

คำนวณค่า $H_{t+\Delta t}$ ที่เวลา $t + \Delta t$ จากสมการ

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \frac{\Delta t}{6}[k_1 + 2\,(1 - \frac{1}{\sqrt{2}})\,k_2 + 2\,(1 + \frac{1}{\sqrt{2}})\,k_3 + k_4]$$

เมื่อ

$$k_1 = \left[\frac{I(t) - Q(H_t)}{A(H_t)}\right]$$

$$k_2 = \left[\frac{I\,(t + \frac{\Delta t}{2}) - Q(H_t + \frac{\Delta t}{2}\,k_1)}{A(H_t + \frac{\Delta t}{2}\,k_1)}\right]$$

$$k_3 = \frac{I(t + \frac{\Delta t}{2} - Q(H_1))}{A(H_1)}$$

$$k_4 = [\frac{I(t + \Delta t) - Q(H_2)}{A(H_2)}]$$

และ

$$H_1 = H_t + \Delta t\left[(-0.5 + \frac{1}{\sqrt{2}})\,k_1 + (1 - \frac{1}{\sqrt{2}})k_2\right]$$

$$H_2 = H_t - \frac{\Delta t}{\sqrt{2}}\,k_2 + \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2}}\right)(\Delta t)k_3$$

ค่า A(H) หาได้โดยการ Interpolate จากความสัมพันธ์ระหว่างระดับและพื้นที่ผิวน้ำ

(6) จงหากราฟน้ำท่าจากลุ่มน้ำที่กำหนดให้ และคำนวณการเคลื่อนตัวของไฮโดรกราฟดังกล่าวผ่านอ่างเก็บน้ำ กำหนดความสัมพันธ์ระหว่าง Storage - Outflow ให้ดังตาราง

Storage (เอเคอร์-ฟุต)	0	200	300	400	500	600	700	1100
Outflow (cfs)	0	2	20	200	300	350	450	1200

กำหนดฝนให้ดังตาราง

เวลา (ชม.)	0	0.5	1.0	1.5	2.0
ฝนสะสม (นิ้ว)	0	1.0	3.0	4.0	4.5

Unit Hydrograph ซึ่งมีช่วงเวลา $\frac{1}{2}$ ชม.

เวลา (ชม.)	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
Q (cfs/in)	0	200	500	800	700	600	500	400
เวลา (ชม.)	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0			
Q (cfs/in)	300	200	100	50	0			

คำนวณหาอัตราการสูญเสียน้ำในลุ่มน้ำโดยใช้ $\varnothing$ - index เท่ากับ 0.8 นิ้ว/ชม.

จงคำนวณหาอัตราการไหลออกจากอ่างเก็บน้ำสูงสุด ถ้า Baseflow เท่ากับศูนย์

และสุดท้ายให้หาพื้นที่ลุ่มน้ำ

(7) ถ้า K = 24 ชั่วโมง และ X = 0.2 จงคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำท่วมสมมติซึ่ง Q มีค่าที่เท่ากับ 1,000 หน่วย มีระยะเวลา 24 ชั่วโมง โดยวิธี Muskingkum จงพล็อต Inflow และ Outflow Hydrograph

(8) จงหา K และ X จาก Inflow และ Outflow Hydrogarph ที่กำหนดให้

Time (min)	0	3	6	9	12	15	18	21
Channel inflow (cfs)	0	60	120	180	240	300	364	446
Channel outflow (cfs)	0	0	13	42	81	127	178	231
Time	24	27	30	33	36	39	42	45
Channel inflow	530	613	696	776	855	932	948	932
Channel outflow	293	363	437	514	593	672	757	822
Time	48	51	54	57	60	63	66	69
Channel inflow	914	911	921	941	958	975	982	980
Channel Outflow	861	879	888	897	910	924	940	954
Time	72	75	78	81	84	87	90	93
Channel inflow	969	951	925	890	852	810	767	717
Channel Outflow	964	968	965	956	938	919	884	851
Time	96	99	102	105	108	111	114	117
Channel inflow	668	618	566	514	462	410	359	309
Channel Outflow	812	769	725	677	629	579	528	478
Time	120	123	126	129	132	135	138	141
Channel inlfow	261	248	238	229	222	216	210	205
Channel Outflow	427	373	332	302	278	260	246	235
Time	144	147						
Channel inflow	199	194						
Channel Outflow	225	217						

(9) จงคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านทางน้ำยาว 4400 ฟุต โดยวิธี Muskingkum กำหนดให้ K = 0.24 ชั่วโมง และ X = 0.25 สมมติให้ Outflow ตอนเริ่มต้นเท่ากับ 739 ลบ.ฟุต/วินาที

Time (h)	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
Inflow (cfs)	819	1012	1244	1537	1948	2600	5769
Time	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5
Inflow	12866	17929	20841	21035	20557	19485	14577
Time	7.0	7.5	8.0				
Inflow	9810	6448	4558				

(10) ลุ่มน้ำแห่งหนึ่งแบ่งออกเป็น 2 ลุ่มน้ำย่อย A และ B น้ำท่าจากลุ่มน้ำย่อย A เคลื่อนตัวเข้าสู่ทางน้ำที่จุด 1 และ ไหลไปยังจุด 2 ซึ่งที่จุดนี้น้ำท่าจากลุ่มน้ำย่อยที่ 2 ไหลเข้ามาสมทบแล้วปริมาณน้ำทั้งหมดจะไหลเข้าอ่างเก็บน้ำ จงคำนวณหา Outflow Hydrograph จากอ่างเก็บน้ำเมื่อสมมติว่าอ่างแห้งเมื่อเริ่มต้น

จงหาพื้นที่ลุ่มน้ำ A และ B

อ่างเก็บน้ำมี Storage - Outfow ดังตาราง

Storage (ac.-ff)	0	220	300	400	500	600	700	1,000
Outflow (cfs)	0	2	20	200	300	350	450	1,200

ทางน้ำระหว่างจุด 1 และ 2 มีค่า Muskingkum K = 0.5 ชั่วโมง และ X = 0.25 ลุ่มน้ำย่อย A ยังไม่พัฒนามีค่า ∅-index = 0.8 นิ้ว/ชม. ขณะที่ลุ่มน้ำย่อย B เป็นที่อยู่อาศัยมีค่า ∅-index = 0.2 นิ้ว/ชม.

พายุฝนมีค่าดังตาราง

เวลา (ชม.)	0	0.5	1.0	1.5	2.0
ฝนสะสม (นิ้ว)	0	1.0	3.0	4.0	4.5

กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าซึ่งมีช่วงเวลา 1/2 ชั่วโมง ของลุ่มน้ำย่อย A และ B มีค่าดังตาราง

	กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า (cfs/in)	
เวลา (ชม.)	ลุ่มน้ำย่อย A	ลุ่มน้ำย่อย B
0	0	0
0.5	100	200
1.0	200	500
1.5	300	800
2.0	400	700
2.5	350	600
3.0	300	500
3.5	250	400
4.0	200	300
4.5	150	200
5.0	100	100
5.5	50	50
6.0	0	0

บทที่ 9
การออกแบบอ่างเก็บน้ำ
(Design of Reservoir)

9.1 คำนำ

พื้นที่กักเก็บน้ำเหนือเขื่อนคืออ่างเก็บน้ำ ซึ่งเป็นผลผลิตจากความพยายามของมนุษย์ในอันที่จะเอาชนะความไม่แน่นอนตามธรรมชาติของปริมาณน้ำที่ไหลในแม่น้ำ ซึ่งบางเดือนก็ไหลมามากจนเกินความต้องการ และก่อให้เกิดอุทกภัย แต่บางเดือนก็น้อยจนเกิดการขาดน้ำ ในบทนี้จะกล่าวถึงอ่างเก็บน้ำอย่างละเอียดตั้งแต่ต้นว่าอ่างเก็บน้ำทำหน้าที่อะไร มีส่วนประกอบที่สำคัญอะไรบ้าง ผลผลิตของอ่างเก็บน้ำ การหาขนาดความจุที่ต้องการเพื่อวัตถุประสงค์ต่าง ๆ ตลอดจนแนวทางการศึกษาการปฏิบัติงานของอ่างเก็บน้ำ (Reservoir Operation Study) เพื่อให้การใช้อ่างเกิดประโยชน์สูงสุด

9.2 หน้าที่ของอ่างเก็บน้ำ (Function of Reservoir)

อ่างเก็บน้ำคือกลไกที่มนุษย์สร้างขึ้นมา เพื่อทำหน้าที่ควบคุมปริมาณน้ำที่ไหลมาตามธรรมชาติ เพื่อวัตถุประสงค์อย่างใดอย่างหนึ่งหรือหลายอย่างดังต่อไปนี้

- เพื่อกักเก็บน้ำไว้ใช้ในการอุปโภค-บริโภค
- เพื่อกักเก็บน้ำไว้ใช้ในการอุตสาหกรรม
- เพื่อกักเก็บน้ำไว้ใช้ในการชลประทาน
- เพื่อกักเก็บน้ำไว้ใช้ในการผลิตกระแสไฟฟ้า
- เพื่อกักเก็บน้ำไว้ใช้ผลักดันน้ำเค็มในช่วงฤดูแล้ง
- เพื่อกักเก็บน้ำไว้ใช้ควบคุมคุณภาพน้ำในแม่น้ำ
- เพื่อกักเก็บน้ำไว้ใช้ควบคุมระดับน้ำในแม่น้ำเพื่อการคมนาคมทางน้ำ
- เพื่อใช้ปริมาตรอ่างในการควบคุมหรือบรรเทาน้ำท่วม
- เพื่อใช้น้ำในอ่างเป็นแหล่งเพาะเลี้ยงสัตว์น้ำ
- เพื่อใช้อ่างเป็นสถานที่ท่องเที่ยว
- ฯลฯ

อ่างเก็บน้ำที่ทำหน้าที่เพื่อวัตถุประสงค์อย่างใดอย่างหนึ่งโดยเฉพาะเรียกว่า อ่างเก็บน้ำเอกประสงค์ (Single Purpose Reservoir) ส่วนอ่างเก็บน้ำที่ทำหน้าที่เพื่อวัตถุประสงค์หลาย ๆ อย่างเรียกว่า อ่างเก็บน้ำเอนกประสงค์ (Multipurpose Reservoir)

ในการออกแบบอ่างเก็บน้ำให้ทำหน้าที่ "กักเก็บน้ำ" จะต้องพิจารณาถึงความต้องการน้ำจากอ่างเพื่อวัตถุประสงค์ต่าง ๆ ประกอบกับปริมาณน้ำที่คาดว่าจะไหลเข้าอ่างและการสูญเสียน้ำจากอ่างขณะเก็บกัก เพื่อหาขนาดอ่างเก็บน้ำที่เล็กที่สุดที่สามารถทำหน้าที่ตามวัตถุประสงค์ที่วางไว้ได้

ในการออกแบบอ่างเก็บน้ำเพื่อทำหน้าที่ "ควบคุมน้ำท่วม" จะต้องพิจารณาถึงกราฟน้ำท่วมขนาดต่าง ๆ ประกอบกับขีดความสามารถของลำน้ำด้านท้ายน้ำของอ่างว่าจะสามารถรับน้ำท่วมได้มากน้อยเท่าใดโดยไม่เกิดความเสียหาย เพื่อหาขนาดความจุสำหรับการควบคุมน้ำท่วมที่ได้ผล

ในการออกแบบอ่างเก็บน้ำเพื่อใช้เป็นแหล่งเพาะเลี้ยงสัตว์น้ำ และใช้เป็นสถานที่ท่องเที่ยว จะต้องมีการกำหนดระดับเก็บกักต่ำสุดที่อ่างยังคงทำหน้าที่ดังกล่าวได้ แต่ปกติแล้วการเพาะเลี้ยงสัตว์น้ำและใช้เป็นสถานที่ท่องเที่ยวมักจะเป็นผลพลอยได้ของอ่างเก็บน้ำที่ทำหน้าที่ "เก็บกักน้ำ" อยู่แล้ว

ในบทนี้จะกล่าวถึงการออกแบบอ่างเก็บน้ำเพื่อให้ทำหน้าที่ "กักเก็บน้ำ" และ "ควบคุมน้ำท่วม" โดยละเอียด

9.3 ส่วนประกอบของอ่างเก็บน้ำ (Reservoir Components)

อ่างเก็บน้ำทั่ว ๆ ไปที่ทำหน้าที่ทั้งกักเก็บน้ำและควบคุมน้ำท่วมจะประกอบไปด้วยส่วนสำคัญ 3 ส่วนคือ ตัวอ่างเก็บน้ำ ทางระบายน้ำล้น (Spillway) และอาคารทางน้ำออก (Outlet Works)

(1) อ่างเก็บน้ำ เกิดจากการสร้างเขื่อนกั้นหุบเขา ปริมาตรอ่างเก็บน้ำขึ้นอยู่กับลักษณะของหุบเขา และความสูงของเขื่อนที่สร้าง การหาปริมาตรความจุของอ่างเก็บน้ำจะต้องมีการสำรวจภูมิประเทศบริเวณที่ตั้งอ่าง นำผลมาทำแผนที่ระดับชั้นความสูง (Contour Map) ใช้แพลนิมิเตอร์วัดพื้นที่ภายในเส้นชั้นความสูงแต่ละเส้น จะสามารถนำมาหาโค้งพื้นที่-ระดับ (Area-Elevation Curve) ได้ เมื่อเอาพื้นที่เฉลี่ยระหว่างเส้นชั้นความสูงคูณด้วยระดับชั้นความสูงจะได้ปริมาตรที่อยู่ระหว่างเส้นชั้นความสูงนั้น ผลบวกสะสมของปริมาตรแต่ละส่วนที่คำนวณได้ทั้งหมดภายใต้เส้นชั้นความสูงใด ๆ คือปริมาตรอ่างที่ระดับของเส้นชั้นความสูงนั้น เมื่อนำปริมาตรอ่างมาพล็อตเทียบกับ

ระดับความสูงจะได้โค้งปริมาตรอ่าง-ระดับ (Storage-Elevation Curve) หรือบางครั้งเรียกว่าโค้งความจุ-ระดับ (Capacity-Elevation Curve) รูปที่ 9.1 แสดงลักษณะของโค้งความจุ-พื้นที่-ระดับ

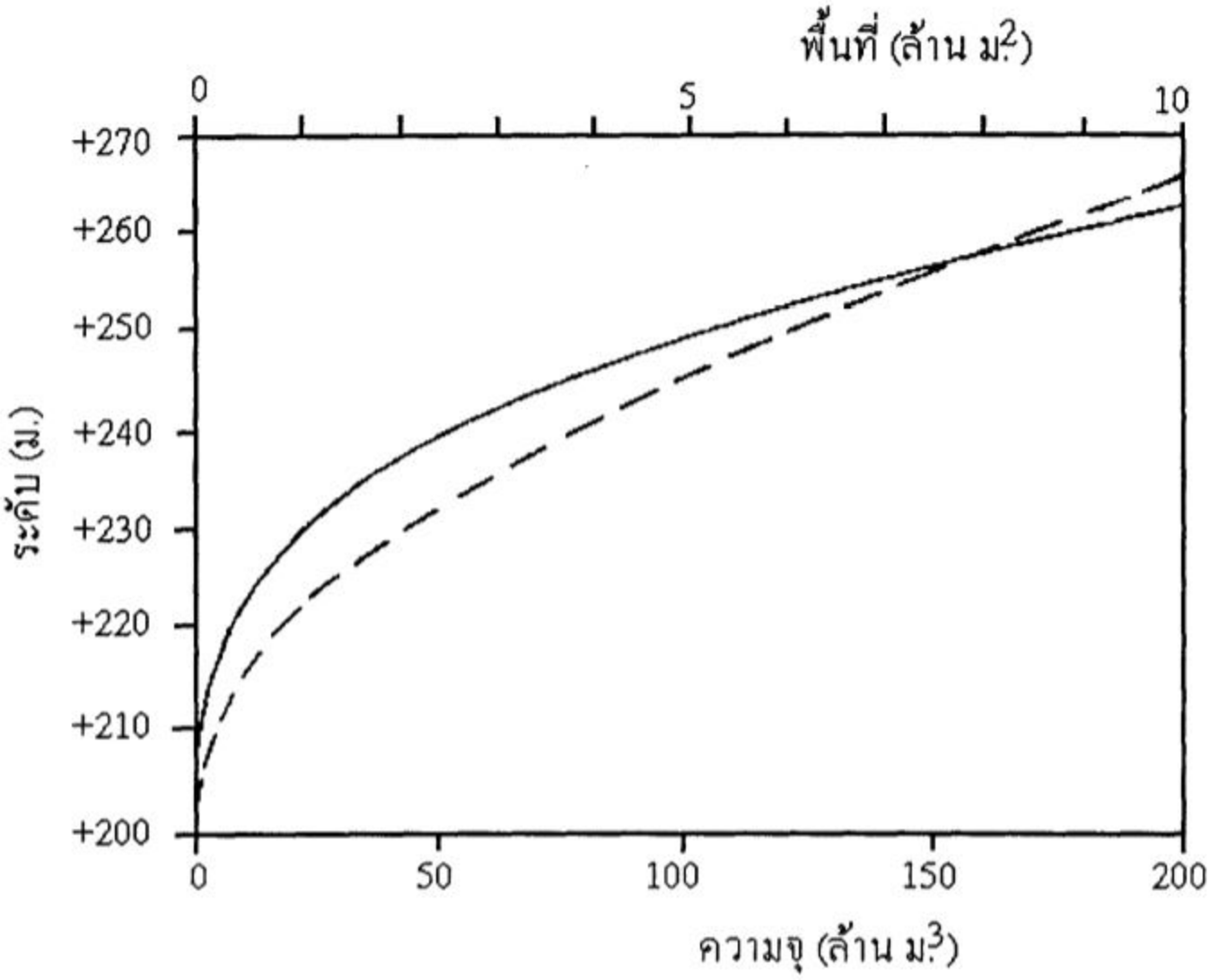
อ่างเก็บน้ำเพื่อการกักเก็บน้ำทั่ว ๆ ไปจะมีการแบ่งปริมาตรอ่างออกเป็นส่วนต่าง ๆ ตามวัตถุประสงค์ในการใช้งานดังแสดงในรูปที่ 9.2 คำศัพท์ต่าง ๆ เกี่ยวกับอ่างเก็บน้ำที่ควรจะต้องรู้ในการออกแบบมีดังต่อไปนี้

ระดับเก็บกักต่ำสุด (Minimum Pool Level) คือระดับน้ำต่ำสุดที่จะสามารถเอาน้ำจากอ่างออกไปใช้ได้ ระดับนี้จะเป็นตัวกำหนดระดับปากของอาคารทางออก (Outlet) ตัวที่อยู่ต่ำที่สุด ปริมาตรอ่างที่อยู่ต่ำกว่าระดับเก็บกักน้ำต่ำสุดนี้เรียกว่าปริมาตรสูญเปล่า (Dead Storage) เนื่องจากปกติจะไม่มีการนำเอาปริมาณน้ำในส่วนนี้ไปใช้ ปริมาตรสูญเปล่าเป็นปริมาตรอ่างที่เผื่อไว้สำหรับการตกตะกอนในช่วงอายุการใช้งานของอ่างเก็บน้ำ

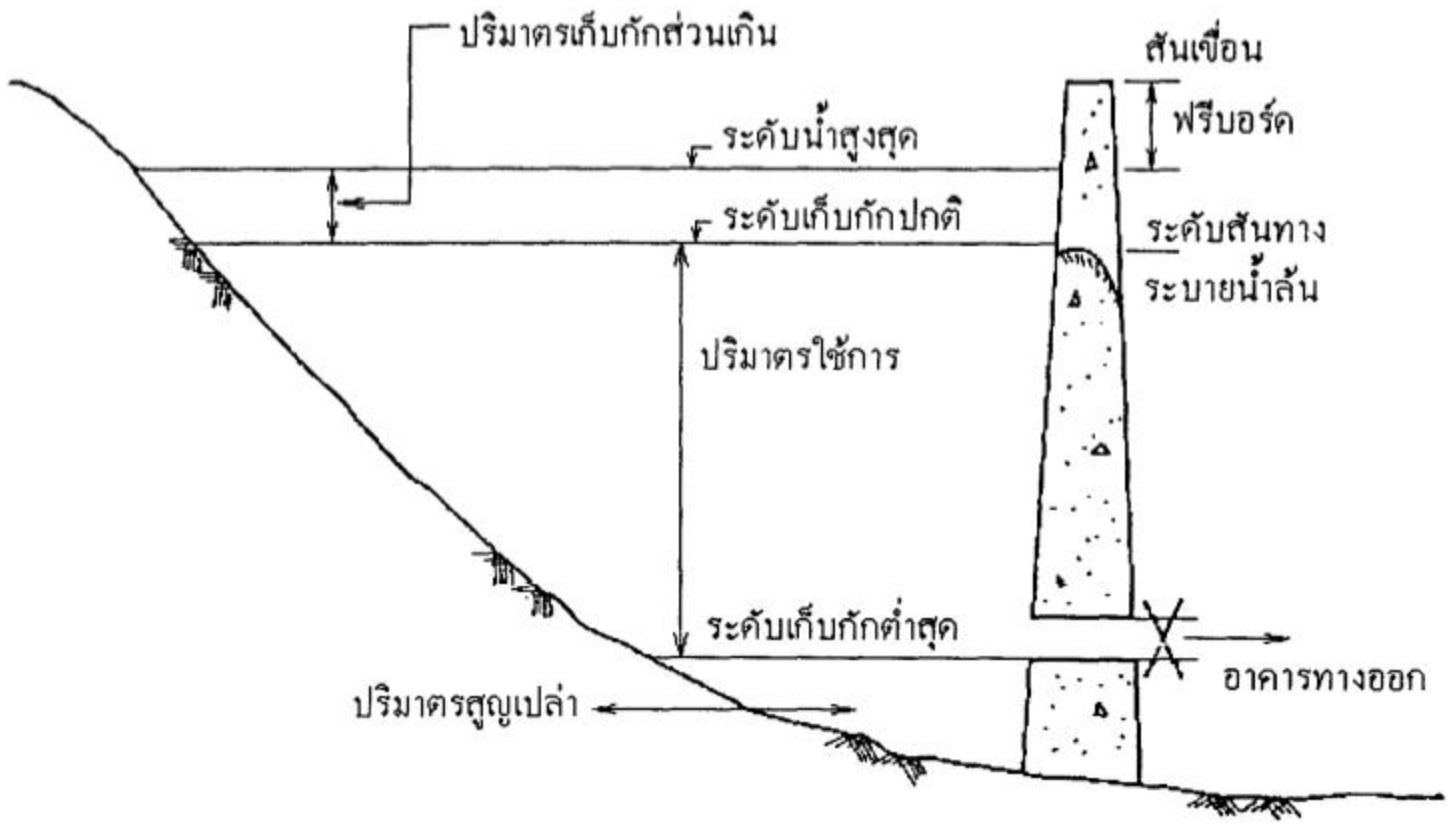
ระดับเก็บกักปกติ (Normal Pool Level) คือระดับกักเก็บน้ำสูงสุดของอ่างในการปฏิบัติงานตามปกติ (Normal Operation) ซึ่งบางครั้งเรียกว่าระดับน้ำสูงสุดปกติ (Normal High Water Level) ระดับนี้จะเป็นตัวกำหนดระดับเส้นทางระบายน้ำล้นแบบไม่มีประตูควบคุมปริมาตรเก็บกักที่อยู่ระหว่างระดับเก็บกักต่ำสุดและระดับเก็บกักปกติเรียกว่าปริมาตรใช้การ (Active Storage) ปริมาตรใช้การนี้จะต้องถูกออกแบบให้มีขนาดเพียงพอที่จะกักเก็บน้ำไว้สำหรับความต้องการน้ำเพื่อวัตถุประสงค์ต่าง ๆ ในช่วงเวลาที่แล้งมาก ๆ ตลอดช่วงอายุการใช้งานของอ่าง ซึ่งรายละเอียดจะได้กล่าวถึงในหัวข้อ 9.5

ระดับน้ำสูงสุด (Maximum Water Surface) คือระดับน้ำสูงสุดที่จะยอมให้เกิดขึ้นในอ่างเก็บน้ำในช่วงเวลาที่มีน้ำท่วมใหญ่เคลื่อนตัวเข้าสู่อ่าง ปริมาตรอ่างที่อยู่ระหว่างระดับน้ำสูงสุดและระดับเก็บกักปกติเรียกว่าปริมาตรเก็บกักน้ำส่วนเกิน (Surcharge Storage) เป็นปริมาตรอ่างที่ทำหน้าที่หน่วงคลื่นน้ำท่วมไม่ให้เคลื่อนที่ไปทางด้านท้ายน้ำเร็วและมีอัตรามากเกินไปจนก่อให้เกิดน้ำท่วมทางด้านท้ายน้ำ ในการออกแบบปริมาตรเก็บกักน้ำส่วนเกินนี้จะต้องสัมพันธ์กับขนาดทางระบายน้ำล้นและคลื่นน้ำท่วมที่คาดว่าจะเคลื่อนตัวเข้าสู่อ่าง อย่างไรก็ตาม ระดับน้ำสูงสุดอาจถูกกำหนดจากสภาพทางกายภาพของหุบเขาเช่น ระดับช่องเขาขาด หรือพื้นที่เกษตรกรรม ป่าไม้ วนอุทยาน เมือง ที่จะถูกน้ำท่วม

ฟรีบอร์ด (Freeboard) คือระยะระหว่างระดับน้ำสูงสุด และเส้นระดับสันเขื่อนที่ต้องเผื่อไว้เพื่อความปลอดภัยว่าน้ำจะไม่ให้ไหลล้นสันเขื่อนขณะที่คลื่นน้ำท่วมใหญ่เคลื่อนตัวผ่านอ่างเก็บน้ำ



รูปที่ 9.1 โค้งความจุ - พื้นที่ - ระดับของอ่างเก็บน้ำ (วุฒิไชย, 2530)

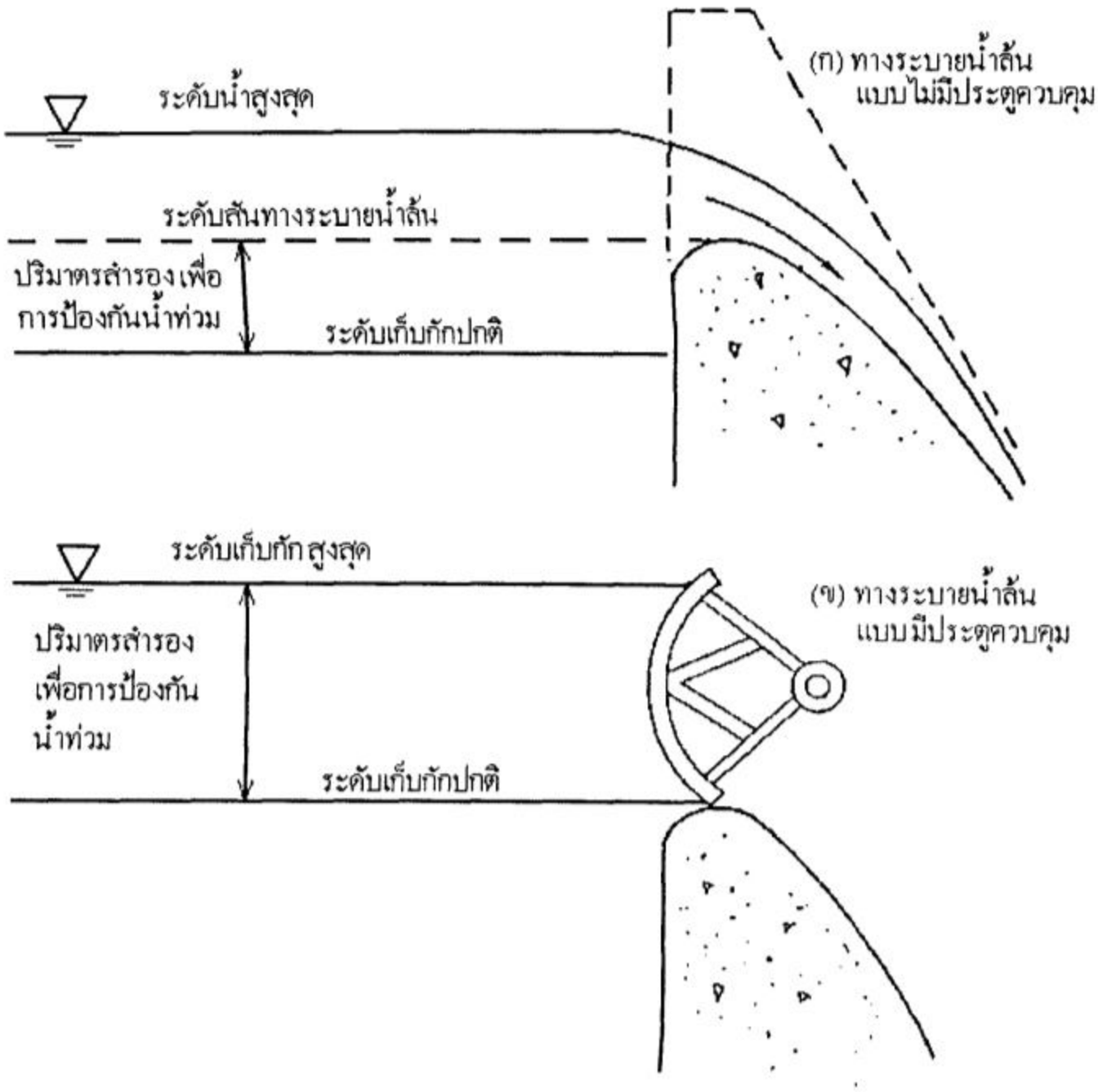


รูปที่ 9.2 การแบ่งปริมาตรอ่างเก็บน้ำ

(2) ทางระบายน้ำล้น เป็นอาคารที่ทำหน้าที่ระบายน้ำส่วนเกินในยามที่คลื่นน้ำท่วมขนาดใหญ่เคลื่อนตัวผ่านอ่างเก็บน้ำ เพื่อป้องกันไม่ให้ระดับน้ำในอ่างยกตัวสูงมากเกินไปจนเป็นการเสี่ยงต่อความปลอดภัยของตัวเขื่อน การออกแบบทางระบายน้ำล้นจะพิจารณาจากขนาดของคลื่นน้ำท่วมที่ใหญ่ที่สุดที่คาดว่าจะเคลื่อนตัวผ่านอ่างเก็บน้ำในช่วงเวลาที่วิกฤตที่สุด คือช่วงเวลาที่มีน้ำเต็มอ่าง หรือระดับน้ำในอ่างอยู่ที่ระดับเก็บกักปกติ บางครั้งในการออกแบบทางระบายน้ำล้นอาจมีการจำกัดระดับน้ำสูงสุดเอาไว้เนื่องจากสภาพภูมิประเทศของอ่างและสภาพทางธรณีวิทยาของตัวเขื่อน

ถ้าการป้องกันน้ำท่วมเป็นวัตถุประสงค์ที่มีความสำคัญเป็นอันดับหนึ่ง ในการออกแบบอัตราการระบายน้ำผ่านทางระบายน้ำล้นควรจะต้องไม่เกินขีดความสามารถของทางน้ำที่จะผันน้ำออกไปโดยไม่ก่อให้เกิดน้ำท่วมทางด้านท้ายน้ำ ถ้าผลจากการออกแบบตามสมมติฐานที่ว่า คลื่นน้ำท่วมเคลื่อนตัวผ่านอ่างเก็บน้ำขณะที่มีน้ำเต็มอ่าง ประกอบกับได้มีการกำหนดระดับน้ำสูงสุดเอาไว้ ทำให้อัตราการระบายน้ำผ่านทางน้ำล้นสูงจนก่อให้เกิดน้ำท่วมทางด้านท้ายน้ำ ในกรณีเช่นนี้จะต้องมีการกำหนดปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม (Flood Control Reserve) เอาไว้ด้วย ปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วมคือ ปริมาตรระหว่างระดับสันฝายของทางน้ำล้นและระดับเก็บกักปกติสำหรับทางน้ำล้นแบบไม่มีประตูควบคุม หรือปริมาตรระหว่างปลายด้านบนของบานถึงระดับสันฝายทางน้ำล้น ดังรูปที่ 9.3 โดยทั่วไปจะต้องมีอาคารที่สามารถระบายน้ำออกจากเขตปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วมได้หมดก่อนที่จะมีคลื่นน้ำท่วมลูกที่สองเคลื่อนตัวเข้าสู่อ่าง

(3) อาคารทางออก เป็นอาคารที่ทำหน้าที่ควบคุมการปล่อยน้ำจากอ่างผ่านอาคารระบายน้ำลงคลองส่งน้ำ (canal outlet) หรือผ่านอาคารระบายน้ำลงลำน้ำเดิม (River outlet) เพื่อนำไปใช้ในการควบคุมคุณภาพน้ำในแม่น้ำ หรือการผลักดันน้ำเค็มในช่วงฤดูแล้ง ขนาดของอาคารทางออกจะขึ้นอยู่กับปริมาณความต้องการน้ำจากอ่างเพื่อวัตถุประสงค์ต่าง ๆ ในช่วงที่มีความต้องการน้ำสูงสุด และเฮดของน้ำในอ่างเก็บน้ำเหนืออาคารทางออก ขนาดอาคารทางออกจะแปรผันโดยตรงกับปริมาณน้ำ และแปรผันผกผันกับสแคว์รูทของเฮด และเพื่อให้อาคารทางออกสามารถทำหน้าที่ได้ตลอดเวลา ปากอาคารทางออกควรจะติดตั้งอยู่ในระดับที่สามารถปล่อยน้ำได้ตลอดเวลาตราบเท่าที่ระดับน้ำในอ่างอยู่เหนือระดับเก็บกักต่ำสุด และควรจะให้มีเฮดของน้ำเหนือระดับปากอาคารทางออกอย่างน้อยเท่ากับเฮดที่ออกแบบไว้



รูปที่ 9.3 ปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม

9.4 ข้อมูลที่จำเป็นในการออกแบบอ่างเก็บน้ำ (Necessary Data for Reservoir Design)

ในการหาขนาดความจุอ่างเก็บน้ำต้องการข้อมูลหลายอย่างดังต่อไปนี้

(1) โค้งพื้นที่-ความจุ-ระดับ ซึ่งสามารถหาได้จากแผนที่ระดับ (Contour Map) ของบริเวณที่กำหนดว่าจะเป็นที่ตั้งอ่างเก็บน้ำ ดูรูปที่ 9.1

(2) ข้อมูลปริมาณน้ำไหลลงอ่าง (Inflow Data) ซึ่งหาได้จากข้อมูลปริมาณการไหลของน้ำในลำน้ำตรงจุดที่ตั้งเขื่อน ในกรณีที่ไม่เคยมีการตรวจวัดปริมาณน้ำตรงจุดที่ตั้งอ่าง อาจ

พิจารณาย้ายข้อมูลปริมาณน้ำท่าที่มีการวัดในบริเวณข้างเคียงมาใช้ หรืออาจพิจารณาหาปริมาณน้ำที่ไหลลงอ่าง จากข้อมูลน้ำฝนที่ตกลงในบริเวณลุ่มน้ำ ขนาดพื้นที่และคุณสมบัติของลุ่มน้ำ ข้อมูลปริมาณน้ำที่ไหลอ่างรายเดือนนับว่าเพียงพอในการหาขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำ

(3) ข้อมูลน้ำท่วม (Flood Data) ซึ่งรวมทั้งขนาดน้ำท่วมสูงสุด (Flood Peak) และปริมาตรน้ำท่วม (Flood Volume) สำหรับรอบปีการเกิดซ้ำ (Return Period) ที่กำหนดเพื่อใช้ในการคำนวณหาขนาดทางระบายน้ำล้น ปริมาตรเก็บกักน้ำส่วนเกินตลอดจนปริมาตรสำรองเพื่อป้องกันน้ำท่วม ปกติแล้วข้อมูลน้ำท่วมมักจะอยู่ในรูปของกราฟน้ำท่วม (Flood Hydrograph)

ในทำนองเดียวกันกับข้อ (2) ถ้าไม่เคยมีการตรวจวัดปริมาณน้ำตรงจุดที่จะสร้างอ่างเก็บน้ำ อาจใช้วิธีการย้ายข้อมูลจากสถานีวัดน้ำข้างเคียง หรือใช้ข้อมูลน้ำฝนมาช่วยในการประเมินหรืออาจทำการวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมทั้งลุ่มน้ำ อย่างไรก็ตาม ในกรณีที่ไม่มีข้อมูลควรได้มีการสำรวจคาบน้ำสูงสุดในบริเวณอ่างเพื่อเป็นข้อมูลประกอบในการประเมินหาขนาดของน้ำท่วมสูงสุดในอดีต ซึ่งจะทำได้โดยการออกไปสำรวจรูปตัดลำน้ำที่ระดับคาบน้ำสูงสุด รูปตัดยาวของลำน้ำ และประเมินค่า Manning's n ของลำน้ำ จากสภาพของลำน้ำ แล้วนำมาคำนวณหาขนาดที่ท่วมสูงสุดโดยใช้สูตรของ Manning

(4) อัตราการระเหยจากผิวน้ำ การระเหยของน้ำจากผิวน้ำในอ่างเป็นเรื่องที่หลีกเลี่ยงไม่ได้ และจะต้องนำมาคิดในการหาขนาดความจุอ่าง โดยเฉพาะในบริเวณที่มีอัตราการระเหยสูงและอ่างมีพื้นที่ผิวน้ำมาก ปริมาณการระเหยสูง และอ่างมีพื้นที่ผิวน้ำมาก ปริมาณการระเหยของน้ำจากอ่างในช่วงเวลาใดเวลาหนึ่งจะหาได้โดยการเอาค่าอัตราการระเหยในช่วงเวลานั้นคูณด้วยพื้นที่ผิวน้ำเฉลี่ยของช่วงเวลานั้น

ถ้าหากว่าไม่มีข้อมูลการระเหยจากผิวน้ำในอ่างโดยตรง อาจหาได้จากการระเหยของน้ำจากถาดที่มีวัดโดยทั่ว ๆ ไปที่สถานีอุตุนิยมวิทยาทั้งหลาย โดยการเอาค่าสัมประสิทธิ์ถาดวัดการระเหย (อัตราส่วนระหว่างการระเหยจากอ่างต่อการระเหยจากถาด) ไปคูณค่าการระเหยจากถาดจะได้ค่าปริมาณการระเหยจากอ่างเก็บน้ำที่ต้องการ

(5) ฝนที่ตกลงในบริเวณอ่าง ปริมาณฝนที่ตกลงในบริเวณอ่างจะช่วยเพิ่มปริมาณน้ำในอ่าง ซึ่งค่านี้จะหาได้โดยการเอาค่าความลึกของฝนที่ตกลงมาในช่วงเวลาหนึ่งคูณด้วยพื้นที่ผิวน้ำในอ่างเฉลี่ยของช่วงเวลานั้น

(6) ปริมาณความต้องการน้ำจากอ่าง ขึ้นอยู่กับว่าจะสร้างอ่างเก็บน้ำขึ้นมาเพื่อวัตถุประสงค์อะไรบ้าง ถ้าวัตถุประสงค์คือเพื่อการชลประทาน ก็จะต้องวิเคราะห์ออกมาว่ามีพื้นที่เพาะปลูกเท่าใด จะปลูกพืชอะไร เมื่อไร ความต้องการน้ำของพืชในแต่ละช่วงเวลาเป็นเท่าใด ปริมาณฝนที่คาดว่าจะใช้การได้ และประสิทธิภาพของการชลประทาน แล้วจึงคำนวณหาความต้องการน้ำชลประทานในแต่ละช่วงเวลาออกมา

ถ้าวัตถุประสงค์คือเพื่อการอุปโภค-บริโภค จะต้องศึกษาว่าจะมีคน-สัตว์ ที่ต้องการน้ำจากอ่างมากน้อยเท่าใด อัตราการอุปโภค-บริโภค และการสูญเสียน้ำขณะส่ง หรือถ้าน้ำจากอ่างต้องส่งไปใช้กับระบบประปาก่อนการแจกจ่ายก็ง่ายเข้า โดยการศึกษาถึงความต้องการน้ำของการประปาแต่ละแห่งแล้วนำมารวมกัน

ปริมาณความต้องการน้ำเพื่อการอุตสาหกรรม จะหาได้จากจำนวนขนาด และชนิดของโรงงานที่ต้องการน้ำจากอ่าง ความต้องการน้ำเพื่อการเดินเรือจะขึ้นอยู่กับสภาพการไหลของน้ำในลำน้ำเพื่อให้ได้ความลึกอย่างน้อยตามต้องการ โดยเฉพาะตรงจุดที่วิกฤตที่สุดในลำน้ำ ปริมาณความต้องการในการควบคุมคุณภาพน้ำขึ้นอยู่กับคุณภาพของน้ำในลำน้ำในช่วงวิกฤตคือช่วงน้ำน้อย และคุณภาพของน้ำในลำน้ำที่ต้องการ ทั้งนี้จะต้องนำมาวิเคราะห์ว่าจะต้องปล่อยน้ำดีจากอ่างลงมาช่วยเจือจางน้ำเสียมากน้อยเท่าใดในช่วงวิกฤต เพื่อรักษาคุณภาพน้ำในลำน้ำให้อยู่ในระดับที่ต้องการในฤดูแล้งที่ระดับน้ำในลำน้ำต่ำ น้ำทะเลจะสามารถลุกล้ำเข้ามาในแม่น้ำ จึงต้องปล่อยน้ำจากอ่างลงมาควบคุมระดับน้ำในแม่น้ำที่บริเวณใกล้ปากอ่าว

ในทำนองเดียวกันจะหาความต้องการน้ำจากอ่างเพื่อวัตถุประสงค์อื่น ๆ ได้ อย่าลืมว่าอ่างเก็บน้ำมีอายุหลายสิบปี ปริมาณความต้องการน้ำจากอ่างสำหรับวัตถุประสงค์หลายอย่างอาจเปลี่ยนแปลงไปตามเวลา ควรจะต้องมีการคาดคะเนความต้องการที่เพิ่มขึ้นด้วย รวมความต้องการน้ำของแต่ละวัตถุประสงค์ในแต่ละช่วงเวลาเข้าด้วยกัน จะได้ความต้องการน้ำทั้งหมดจากอ่าง ถ้าใช้ข้อมูลปริมาณน้ำไหลลงอ่างเป็นรายเดือน ก็ควรใช้ปริมาณความต้องการน้ำจากอ่างเป็นรายเดือนเหมือนกัน

(7) สัมประสิทธิ์ความจุของตลิ่ง (Bank Storage Coefficient) ขณะที่เก็บกักน้ำปริมาณมากไว้ในอ่างจะมีการสูญเสียน้ำเนื่องจากการไหลซึมเข้าไปเก็บกักในตลิ่ง แต่ปริมาณน้ำนี้มิได้สูญหายไปไหน จะไหลกลับลงมาในอ่างถ้าระดับน้ำในอ่างลดต่ำลง ค่าปริมาณน้ำที่สูญเสียจากอ่างเข้าไปเก็บกักในตลิ่ง (Bank Storage Loss) และปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างจากตลิ่ง (Return Flow Volume) จะหาได้จากการเอาค่าสัมประสิทธิ์ความจุของตลิ่งคูณด้วยอัตราการเปลี่ยนแปลงปริมาตรน้ำในอ่าง

อย่างไรก็ตาม โดยทั่ว ๆ ไป ค่าความจุของตลิ่งมีค่าไม่มากนักเมื่อเทียบกับปริมาณน้ำทีไหลเข้าและออกจากอ่างเนื่องจากสาเหตุอื่น จึงมักจะไม่นำเอามาคิดในการหาขนาดความจุของอ่าง ยกเว้นแต่ว่าอ่างเก็บน้ำตั้งอยู่ในบริเวณที่ความจุของตลิ่งมีค่ามากเป็นพิเศษ

9.5 ความสัมพันธ์ระหว่างความจุและผลผลิต (Storage and Yield Relationships)

การออกแบบอ่างเก็บน้ำคือ การหาขนาดความจุในการกักเก็บน้ำเพื่อให้ได้ผลผลิต (Yield) เพียงพอสำหรับความต้องการน้ำเพื่อกิจกรรมต่าง ๆ ในอนาคต

คำว่าผลผลิตของอ่างเก็บน้ำหมายถึง ปริมาณน้ำที่จะสามารถนำเอาไปใช้จากอ่างได้ในช่วงระยะเวลาที่กำหนด ซึ่งปกติระยะเวลาที่กำหนดคือ 1 ปี ผลผลิตของอ่างเก็บน้ำที่มีขนาดความจุที่กำหนดจะขึ้นอยู่กับปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่าง ซึ่งจะแปรผันจากปีหนึ่งไปยังอีกปีหนึ่ง ดังนั้นคำว่าผลผลิตของอ่างเก็บน้ำจึงไม่มีความหมายมากนักในแง่ของการออกแบบอ่างเก็บน้ำ เพราะเราไม่รู้ว่าจะมีน้ำไหลเข้าอ่างในแต่ละปีเท่าใด ดังนั้นเพื่อความปลอดภัย ในการออกแบบอ่างเก็บน้ำควรออกแบบให้ได้ผลผลิตอย่างน้อยที่สุดเท่ากับผลผลิตที่แน่นอน (Firm Yield) หรือผลผลิตปลอดภัย (Safe Yield)

คำว่า "ผลผลิตที่แน่นอน" หมายถึงปริมาณน้ำมากที่สุดเท่าที่จะประกันว่าสามารถนำเอาไปใช้จากอ่างที่มีความจุที่กำหนดไว้ในช่วงเวลาที่วิกฤตที่สุด ช่วงวิกฤต (Critical Period) หมายถึงช่วงเวลาที่ปริมาณน้ำที่ไหลลงอ่างและความต้องการน้ำจากอ่างมีความแปรปรวนและแตกต่างกันมากที่สุด ซึ่งโดยทั่ว ๆ ไปจะหมายถึงช่วงเวลาที่มีน้ำไหลเข้าอ่างน้อยที่สุดจากข้อมูลที่มีอยู่ ดังนั้นผลผลิตที่แน่นอนคือผลผลิตที่มีค่าน้อยที่สุดในช่วงอายุการใช้งานของอ่างนั่นเอง ถ้าอ่างที่ออกแบบไว้สามารถให้ผลผลิตได้อย่างน้อยที่สุดเท่ากับผลผลิตที่แน่นอน จะเป็นการประกันว่าอ่างจะมีน้ำเพียงพอสำหรับความต้องการต่าง ๆ ในปีที่แล้งที่สุดที่เกิดขึ้นนาน ๆ ครั้ง ในปีที่มีน้ำมากอ่างที่ออกแบบไว้จะให้ผลผลิตที่มากกว่า ผลผลิตที่แน่นอน ส่วนที่มากกว่านี้เรียกว่า ผลผลิตรอง (Secondary Yield) ซึ่งสามารถนำเอาไปใช้กับความต้องการน้ำเพื่อวัตถุประสงค์ที่รองลงมาได้ โดยยึดหลักว่าถ้ามีก็นำเอาไปใช้ได้ ถ้าไม่มีก็ไม่นำเอาไปใช้

ผลผลิตที่แน่นอนของอ่างเก็บน้ำขึ้นอยู่กับขนาดความจุของอ่างที่ออกแบบ อ่างที่มีปริมาตรเก็บกักน้อยจะให้ผลผลิตที่แน่นอนน้อย ส่วนอ่างที่มีปริมาตรเก็บกักมากก็จะให้ผลผลิตที่แน่นอนมากขึ้นตามขนาด แต่ผลผลิตที่แน่นอนของอ่างเก็บน้ำใด ๆ จะไม่มากกว่าผลผลิตที่เป็นไปได้สูงสุด (Maximum Possible Yield) ไม่ว่าจะสร้างอ่างเก็บน้ำให้ใหญ่โตสักเพียงใดก็ตาม ผลผลิตที่เป็นไปได้สูงสุดจะมีค่าเท่ากับปริมาณการไหลเข้าเฉลี่ย (Mean Inflow) ลบด้วยการสูญเสียต่าง ๆ เนื่องจาก

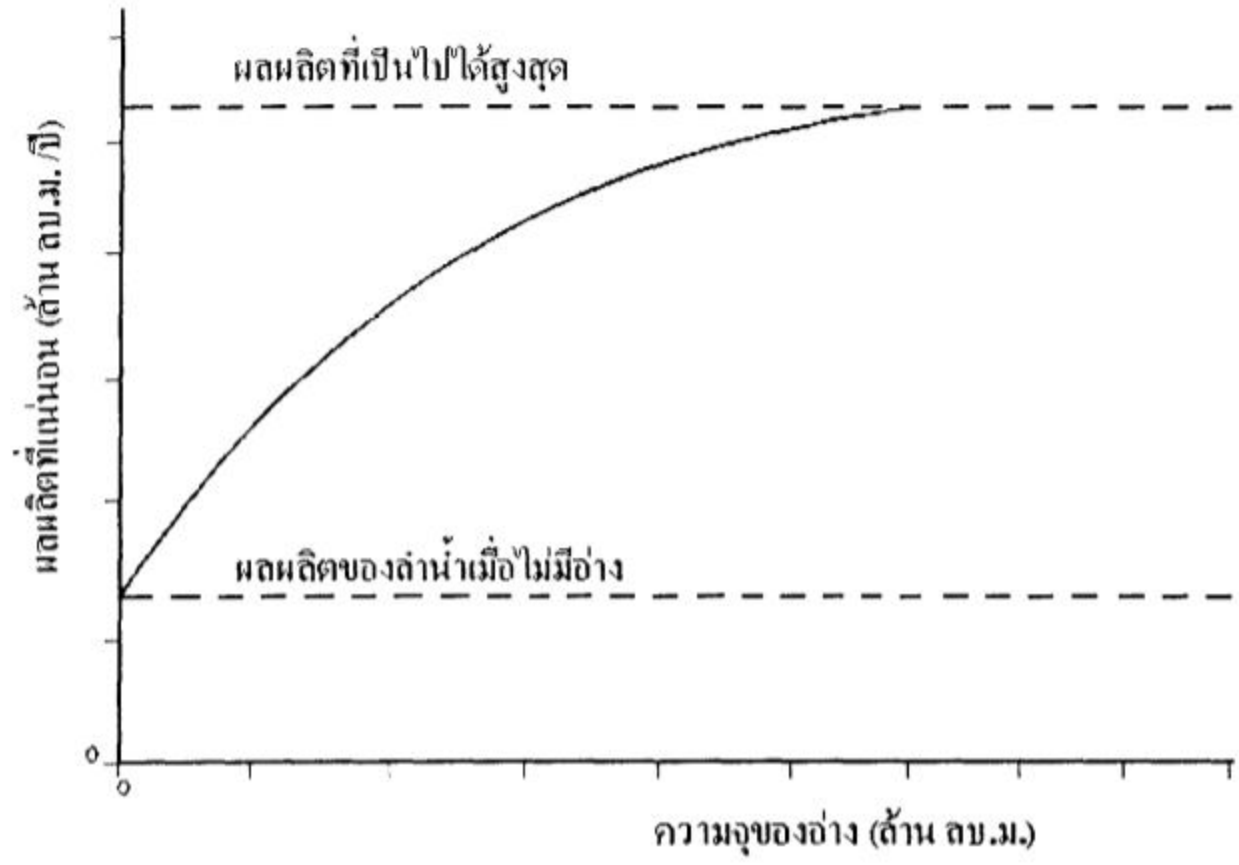
การระเหยและการรั่วซึมขณะเก็บกักน้ำไว้ในอ่าง ความสัมพันธ์ระหว่างผลผลิตที่แน่นอนและขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำจะมีลักษณะดังรูปที่ 9.4

ในทางปฏิบัติการกำหนดความจุของอ่างเก็บน้ำที่จะสร้างขึ้นอยู่กับองค์ประกอบต่าง ๆ มากมาย รวมทั้งความต้องการน้ำจากอ่าง ลักษณะหุบเขาว่าจะสร้างเขื่อนได้สูงสุดเท่าใด และค่าใช้จ่ายในการก่อสร้าง จึงต้องมีการวิเคราะห์ในเชิงเศรษฐศาสตร์เพื่อหาขนาดเขื่อนที่จะให้ผลตอบแทนทางเศรษฐศาสตร์ที่คุ้มค่าที่สุด ถ้าองค์ประกอบทางด้านเศรษฐศาสตร์เป็นตัวตัดสินที่สำคัญบางครั้งอาจต้องเลือกขนาดความจุอ่างที่ให้ผลผลผลิตที่แน่นอนน้อยกว่าความต้องการน้ำสำหรับกิจกรรมต่าง ๆ ในช่วงวิกฤตได้ ถ้าการสร้างอ่างเก็บน้ำให้มีขนาดเพียงพอสำหรับความต้องการน้ำเพื่อวัตถุประสงค์ต่าง ๆ ทั้งหมดจะทำให้เสียค่าใช้จ่ายแพงเกินไปไม่คุ้มค่าลงทุน

ปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างมีความไม่แน่นอนตามธรรมชาติ อาจจะเป็นไปได้ว่าปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างบางปีในอนาคตมีค่าน้อยกว่าปริมาณน้ำในช่วงวิกฤตที่ใช้ในการคำนวณหาผลผลิตที่แน่นอน ซึ่งถ้าเป็นเช่นนั้นก็จะทำให้ผลผลิตของอ่างต่ำกว่าผลผลิตที่แน่นอนที่ออกแบบไว้ การวิเคราะห์หาขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำตามวิธีการทางสโตแคสติก (Stochastic) จะช่วยบอกให้ทราบว่าควรจะสร้างอ่างเก็บน้ำให้มีขนาดความจุเท่าใดจึงจะทำให้โอกาสขาดน้ำ (Probability of Deficit) อยู่ในเกณฑ์ที่เหมาะสม สำหรับอ่างเก็บน้ำเพื่อการชลประทานอาจยอมให้โอกาสที่ผลผลิตในอนาคตต่ำกว่าที่ออกแบบไว้ได้ถึง 20 เปอร์เซ็นต์ สำหรับผู้ที่สนใจเรื่องการวิเคราะห์อ่างเก็บน้ำทางสโตแคสติก ให้หาอ่านได้จากเรื่อง Storage Reliability ใน Engineering Hydrology ของ Linsley et. al. (1982).

9.6 การหาความจุใช้การของอ่างเก็บน้ำ (Estimating Active Storage of a Reservoir)

ความจุของอ่างเก็บน้ำสามารถแบ่งตามการใช้งานออกเป็น 3 ส่วนคือ (1) ปริมาตรใช้การสำหรับการควบคุมปริมาณการไหลของน้ำในลำน้ำ และเก็บน้ำไว้ใช้ในกิจกรรมต่าง ๆ ที่ต้องการน้ำจากอ่าง (2) ปริมาตรสูญเปล่าสำหรับการตกตะกอน การใช้อ่างเป็นแหล่งท่องเที่ยวเพาะเลี้ยงสัตว์น้ำ ฯลฯ และ (3) ปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม เพื่อช่วยลดความเสียหายทางด้านท้ายน้ำเนื่องจากอุทกภัยที่อาจเกิดขึ้นได้ ปกติการหาปริมาณความจุแต่ละส่วนสามารถที่จะคิดแยกออกจากกันได้ แล้วจึงนำเอามารวมกันเป็นความจุทั้งหมดของอ่างเก็บน้ำที่ต้องการ ในหัวข้อนี้จะกล่าวเฉพาะการหาปริมาตรใช้การ โดยจะกล่าวทั้งวิธีกราฟซึ่งทำได้ง่ายและสะดวก และวิธีจำลองการปฏิบัติงานอ่างเก็บน้ำ (Simulation of Reservoir Operation) การหาปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วมจะได้กล่าวถึงในหัวข้อ 9.7 ส่วนปริมาตรสูญเปล่าโดยทั่วไปจะคิดจากปริมาณการตกตะกอนจะในช่วงอายุการใช้งานของอ่างเก็บน้ำ



รูปที่ 9.4 ความสัมพันธ์ระหว่างผลผลิตที่แน่นอนและขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำ

วิธีกราฟ (Graphical Method)

9.6.1 การวิเคราะห์ด้วยโค้งสะสมของริบเปิ้ล (Rippl Mass Curve Analysis)

Rippl (1883) เป็นคนแรกที่เสนอแนะวิธีการหาขนาดความจุใช้การของอ่างเก็บน้ำจากปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างและปริมาณความต้องการน้ำจากอ่าง วิธีการของริบเปิ้ลมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

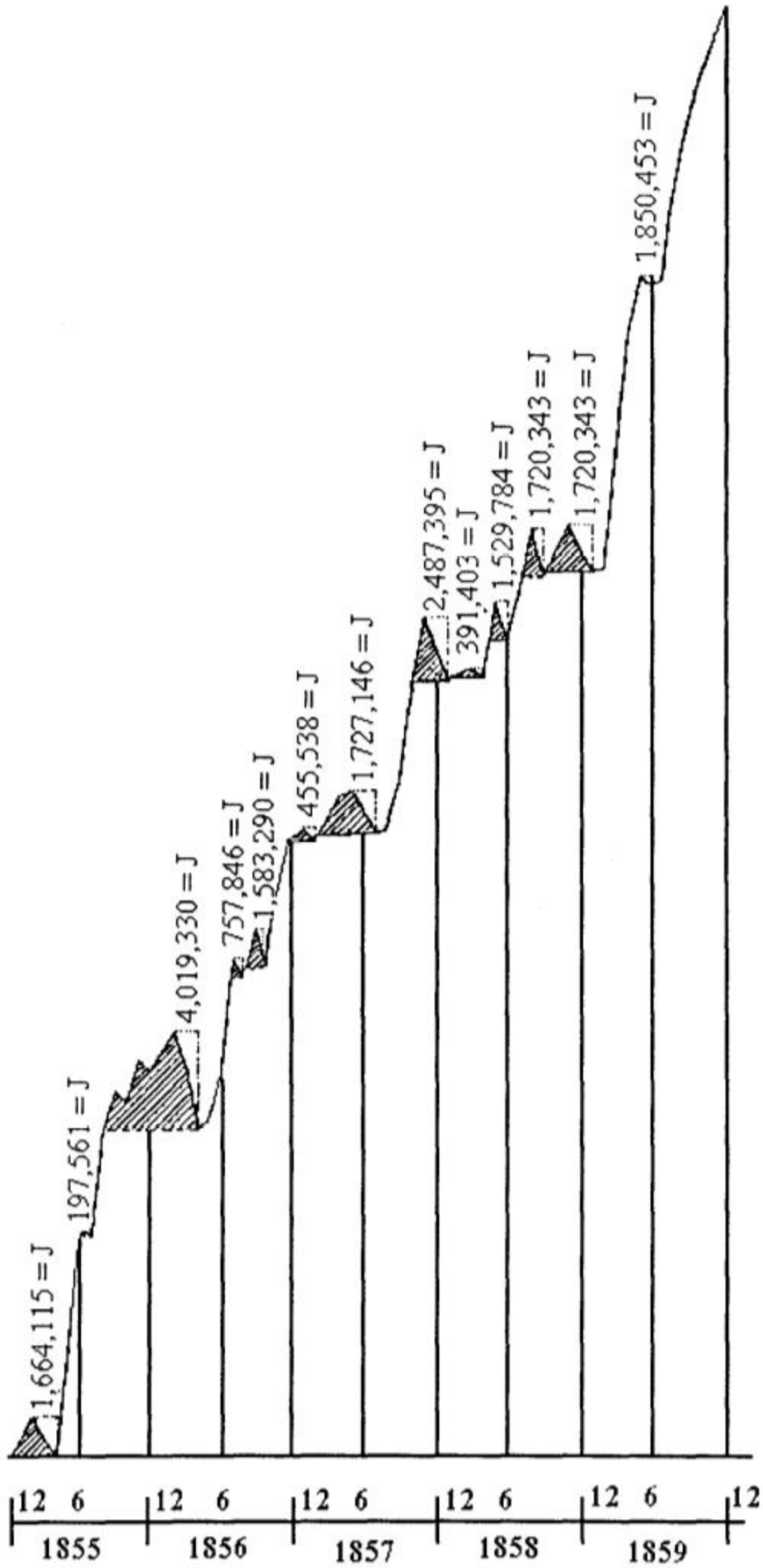
(1) ประเมินปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่าง (Q_t) และปริมาณความต้องการน้ำจากอ่าง (D_t) ในเดือนต่าง ๆ ในช่วงเวลาที่พิจารณา

(2) คำนวณหาผลต่างระหว่างปริมาณน้ำที่ไหลเข้า และปริมาณความต้องการน้ำจากอ่าง ($Q_t - D_t$) ในแต่ละเดือน

ถ้า $Q_t > D_t$ ผลต่างจะเป็นบวก แสดงว่ามีน้ำเกินความต้องการ (Surplus) แต่ถ้า $Q_t < D_t$ ผลต่างจะเป็นลบ แสดงว่าขาดน้ำ (Deficit)

(3) คำนวณค่าสะสมของผลต่าง ($Q_t - D_t$) ตลอดระยะเวลาที่พิจารณา แล้วนำเอาไปพล๊อตกราฟ ซึ่งเรียกว่า โค้งสะสม (Mass Curve) ดังแสดงในรูปที่ 9.5

(4) หาปริมาตรความจุใช้การของอ่างเก็บน้ำ ซึ่งจะเท่ากับความสูงของยอดกราฟที่สูงที่สุดเมื่อเทียบกับบริเวณข้างเคียง จากรูปที่ 9.5 ความจุของอ่างเก็บน้ำที่ต้องการ คือ 4,019,330 ลบ.เมตร เพื่อให้มีน้ำเพียงพอสำหรับความต้องการน้ำในช่วงวิกฤต ซึ่งก็คือช่วงปลายเดือนสิงหาคม 1855 ถึงปลายเดือนเมษายน 1856



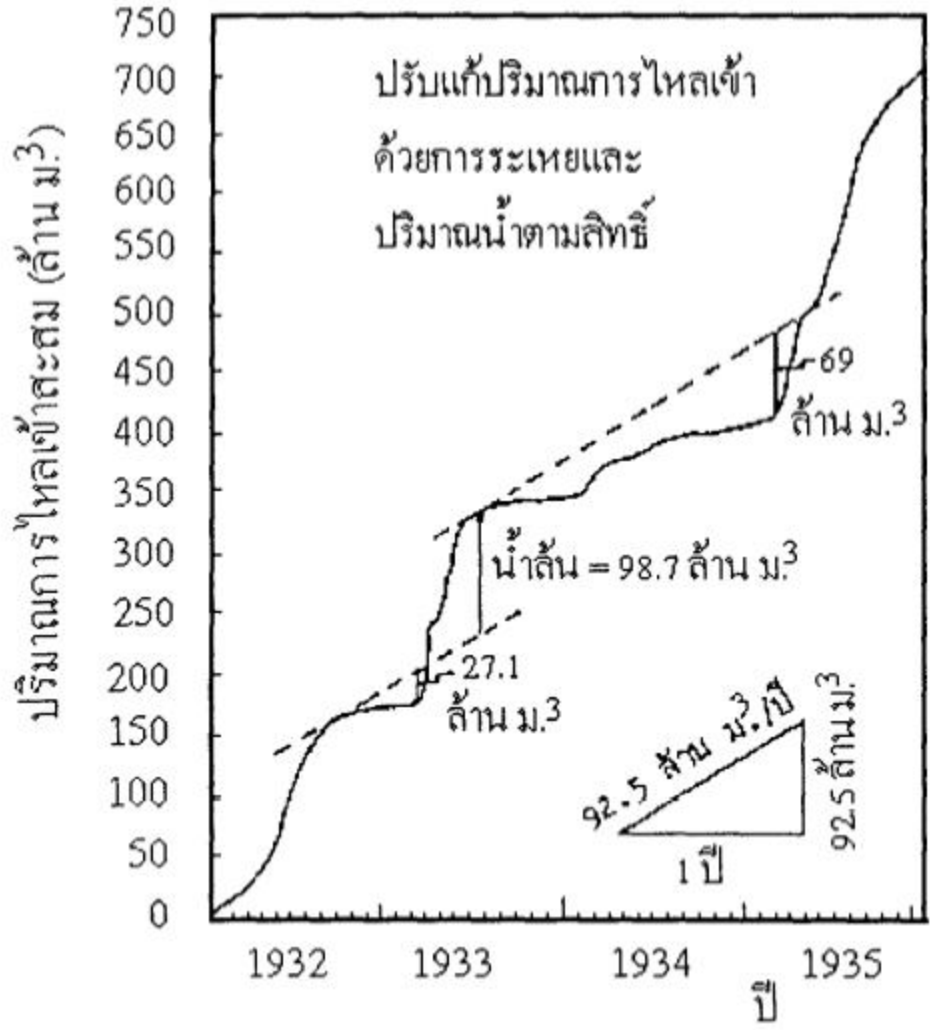
รูปที่ 9.5 โค้งสะสมของริบเปิ้ล

9.6.2 การวิเคราะห์ด้วยโค้งสะสมในปัจจุบัน (Present Mass Curve Analysis)

โค้งสะสมที่ใช้ในการวิเคราะห์หาขนาดความจุใช้การของอ่างในปัจจุบัน ต่างจากวิธีการตั้งเดิมของริบเปิ้ลเล็กน้อย กล่าวคือ แทนที่จะสร้างโค้งสะสมของผลต่างระหว่างปริมาณการไหลเข้ากับปริมาณความต้องการน้ำ จะใช้วิธีสร้างโค้งสะสมของปริมาณการไหลเข้า (Inflow Mass Curve) และโค้งสะสมของปริมาณความต้องการน้ำ (Demand Mass Curve) ถ้าปริมาณความต้องการน้ำที่ค่าคงที่ โค้งสะสมของปริมาณความต้องการน้ำจะเป็นเส้นตรง ความลาดชัน (Slope) ของเส้นตรงคืออัตราความต้องการน้ำที่มีค่าคงที่

การหาขนาดความจุใช้การมีวิธีการดังต่อไปนี้

(1) ลากเส้นตรงให้มีค่าความลาดชันเท่ากับความลาดชันของโค้งปริมาณความต้องการน้ำสะสมให้สัมผัสกับโค้งการไหลเข้าสะสม ตรงจุดซึ่งเส้นตรงจะอยู่เหนือโค้งการไหลเข้าสะสม ดังแสดงในรูปที่ 9.6 ให้ลากเส้นตรงดังกล่าวสัมผัสกับโค้งการไหลเข้าสะสมตรงทุกจุดที่ลากได้



รูปที่ 9.6 การหาปริมาตรความจุใช้การโดยวิธีโค้งสะสม

(2) วัดระยะในแนวดิ่งระหว่างโค้งปริมาณการไหลเข้าสะสมกับเส้นสัมผัสที่ลากขึ้นตรงจุดที่ห่างที่สุด ระยะทางในแนวดิ่งที่มีค่ามากที่สุดคือความจุใช้การที่ต้องการ เพื่อให้มีน้ำเพียงพอสำหรับความต้องการน้ำในช่วงวิกฤตนั้น จากรูปที่ 9.6 ขนาดความจุที่ต้องการสำหรับอัตราความต้องการน้ำ 92.5 ล้าน ม^3./ปี คือ 69 ล้าน ม^3.

(3) ระยะในแนวดิ่งระหว่างเส้นสัมผัสที่ให้หาขนาดความจุอ่างกับเส้นสัมผัสที่อยู่เหนือขึ้นไปคือปริมาณน้ำที่จะไหลผ่านทางระบายน้ำล้นออกไปทางด้านท้ายน้ำ

กรณีที่การระเหยก่อให้เกิดการสูญเสียน้ำจากอ่างเป็นสำคัญและ/หรือมีความจำเป็นต้องปล่อยน้ำให้ผู้ใช้น้ำทางด้านท้ายน้ำตามสิทธิซึ่งเรียกว่า ปริมาณน้ำตามสิทธิ์ (Water Rights) ควรต้องมีการปรับค่าปริมาณการไหลเข้าก่อนที่จะนำเอาไปสร้างโค้งการไหลเข้าสะสม การปรับจะทำได้ดังนี้ :-

ปริมาณการไหลเข้าที่ปรับแล้ว

= ปริมาณการไหลเข้า - การระเหย - ปริมาณน้ำตามสิทธิ์

ในกรณีที่ปริมาณความต้องการน้ำมีอัตราไม่สม่ำเสมอ โค้งความต้องการน้ำสะสมจะไม่เป็นเส้นตรง วิธีการวิเคราะห์หาปริมาตรความจุก็ยังคงเหมือนเดิม คือต้องลากโค้งความต้องการน้ำสะสมให้สัมผัสกับโค้งการไหลเข้าสะสมในลักษณะที่โค้งความต้องการสะสมอยู่เหนือโค้งการไหลเข้าสะสม ในการลากเส้นสัมผัสต้องระวังว่าวันเดือนปีของโค้งทั้งสองต้องตรงกัน ซึ่งจะเห็นได้ว่า สำหรับกรณีที่ความต้องการน้ำมีอัตราไม่สม่ำเสมอการหาความจุโดยวิธีนี้จะมีความยุ่งยากมากขึ้น ซึ่งต่างจากวิธีโค้งสะสมของริบเปิ้ล ที่สามารถใช้ได้ทั้งกรณีที่ความต้องการน้ำคงที่และไม่คงที่ โดยไม่มีความยุ่งยากมากขึ้น

ข้อสังเกต วิธีโค้งสะสมของริบเปิ้ลดั้งเดิมสมมติว่าอ่างไม่มีน้ำเมื่อเริ่มต้นช่วงวิกฤตตอนต้นของช่วงวิกฤตอัตราการไหลเข้ามากกว่าอัตราการไหลออก น้ำในอ่างจะเพิ่มขึ้นจนเต็มอ่างตอนท้ายของช่วงวิกฤตอัตราการไหลเข้าน้อยกว่าการไหลออก น้ำในอ่างจะถูกใช้ไปจนหมด ส่วนวิธีโค้งสะสมที่ใช้ในปัจจุบันสมมติอ่างมีน้ำเต็มเมื่อเริ่มต้นช่วงวิกฤต และน้ำจะค่อย ๆ ถูกใช้ไปจนหมด แต่จะมีน้ำกลับเต็มอ่างดังเดิมตอนปลายของช่วงวิกฤต

การหาผลผลิตจากความจุ วิธีโค้งสะสมที่ใช้กันในปัจจุบันมีข้อดีคือ สามารถใช้หาค่าผลผลิตที่แน่นอนของอ่างเก็บน้ำที่ทราบปริมาตรใช้การได้ ขั้นตอนในการหาผลผลิตที่แน่นอนคือ

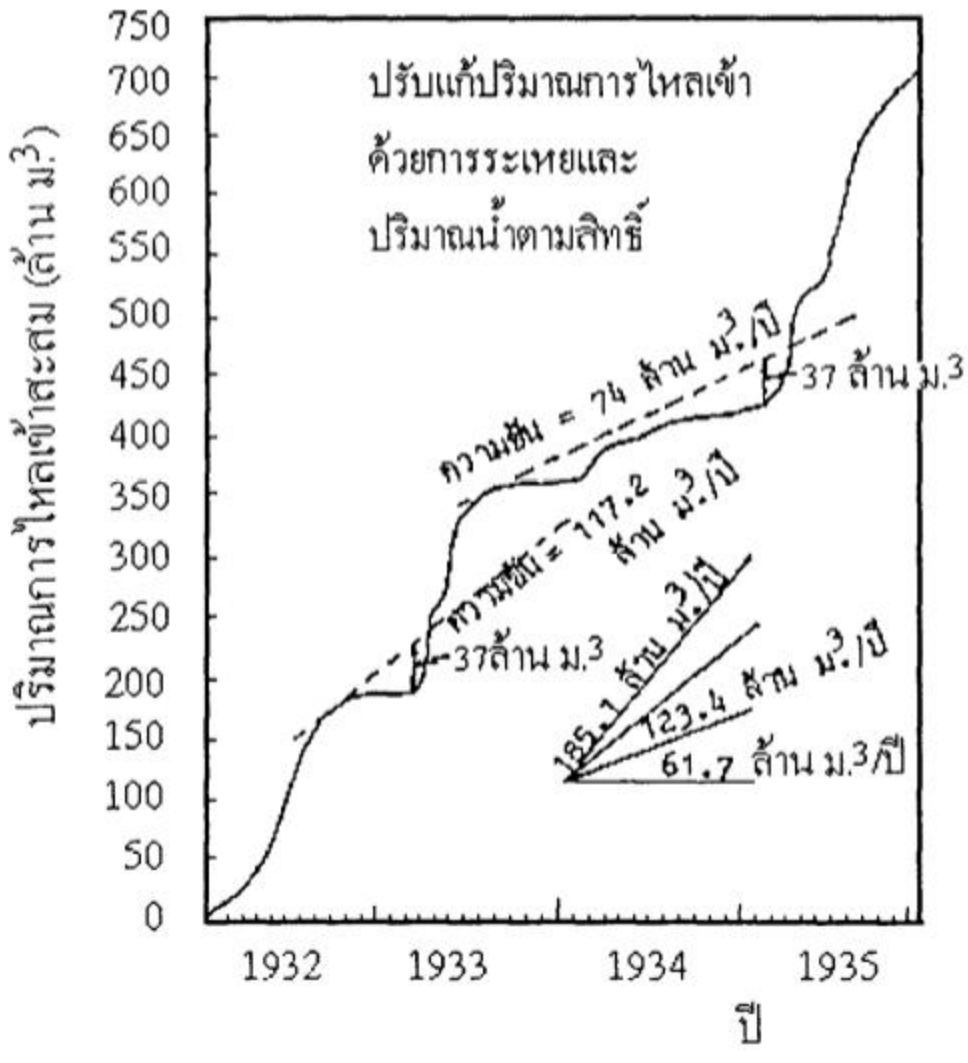
(1) หาจุดกันโค้งเว้า (Bottom of Concave Curve) แต่ละโค้ง

(2) ลากเส้นดิ่งให้มีระยะเท่ากับความจุของอ่างเหนือจุดที่หาได้ในข้อ (1)

(3) ลากเส้นตรงสัมผัสจุดยอดของโค้งนูน (Convex Curve) ทางด้านซ้ายผ่านปลายของเส้นดิ่ง

(4) ความลาดเทของเส้นตรงที่ลากจะแสดงค่าผลผลิตของอ่างในแต่ละปี ผลผลิตที่แน่นอนคือความลาดเทของเส้นตรงที่มีค่าน้อยที่สุด

การหาผลผลิตที่แน่นอนจากขนาดความจุแสดงไว้ในรูปที่ 9.7 ซึ่งแสดงว่าอ่างที่มีขนาดความจุ 37 ล้าน ม^3. จะให้ผลผลิตที่แน่นอน 74 ล้าน ม^3./ปี



รูปที่ 9.7 การหาผลผลิตที่แน่นอนเมื่อรู้ปริมาตรความจุ

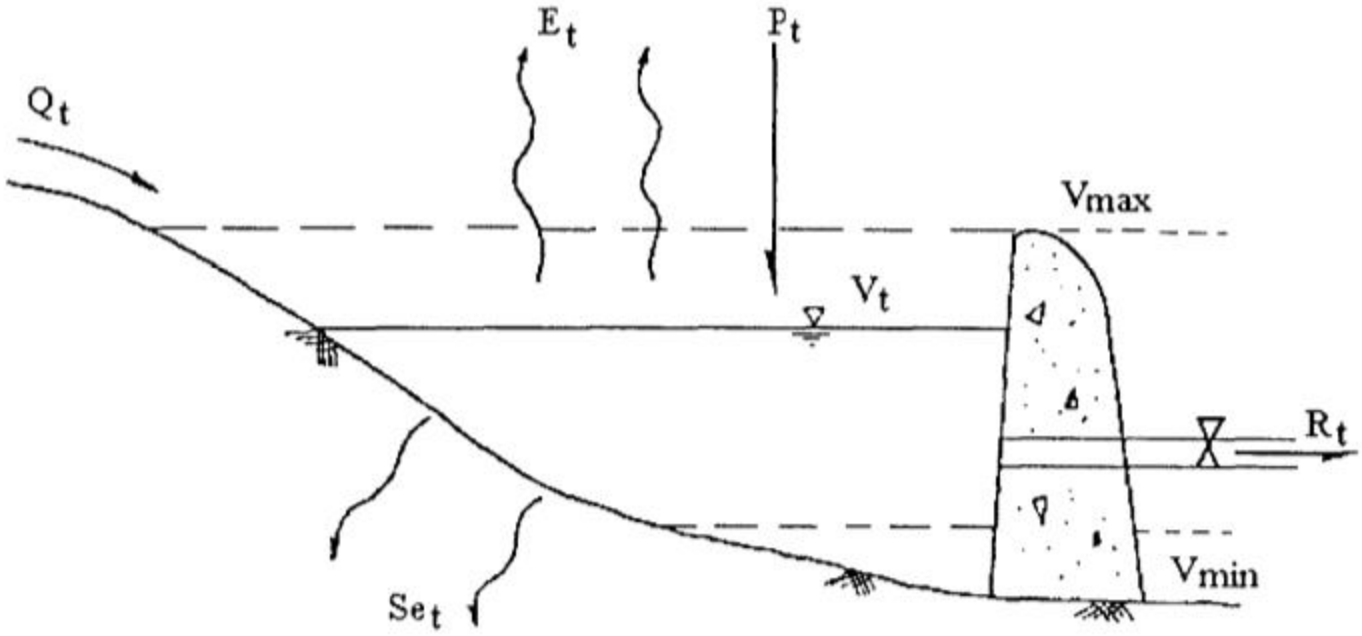
ข้อเสียของวิธีกราฟ ในกรณีที่การระเหยมีความสำคัญมาก วิธีกราฟทั้งสองวิธีที่กล่าวถึงไม่สามารถที่จะคิดค่าการระเหยที่แท้จริงได้ จะทำได้ก็เพียงแต่สมมติค่าปริมาณการระเหยขึ้นมาเพื่อใช้ปรับค่าปริมาณการไหลเข้าเท่านั้น วิธีที่จะกล่าวถึงในอันดับต่อไปนี้เป็นวิธีที่สามารถคิดค่าการระเหยได้อย่างถูกต้อง

9.6.3 วิธีจำลองการปฏิบัติงานของอ่างเก็บน้ำ
(Simulation of Reservoir Operations)

วิธีนี้หาปริมาตรความจุของอ่างเก็บน้ำ โดยการสมมติค่าปริมาตรความจุของอ่างเก็บน้ำขึ้นมา แล้วจึงทำการวิเคราะห์สมดุลย์ของน้ำในอ่าง (Water Balance) ตามกฎเกณฑ์การปฏิบัติงานของอ่าง (Operating rule) ที่สมมติขึ้นมา โดยใช้ปริมาณการไหลเข้าอ่างในช่วงวิกฤต และสมมติว่ามีน้ำเต็มอ่างที่เริ่มต้นช่วงวิกฤต ถ้าปริมาตรอ่างที่สมมติขึ้นมาถูกต้องผลการจำลองการปฏิบัติงานจะไม่มีช่วงเวลาใดเกิดการขาดน้ำเลย และจุดที่วิกฤตที่สุดระดับน้ำในอ่างจะอยู่ที่ระดับเก็บกักต่ำสุด

(1) สมดุลย์ของน้ำในอ่าง

ให้อ่างเก็บน้ำแห่งหนึ่งมีน้ำไหลเข้าและออกดังแสดงในรูปที่ 9.8



รูปที่ 9.8 สมดุลย์ของน้ำในอ่าง

สมการสมดุลย์ของน้ำในอ่างคือ

$$V_{t+1} = V_t + Q_t + P_t - R_t - E_t - Se_t \quad \text{.....(9.1)}$$

ถ้าช่วงเวลาที่ใช้ในการวิเคราะห์สมดุลย์ของน้ำคือเดือน

V_t = ปริมาตรน้ำในอ่างเมื่อต้นเดือน t

V_{t+1} = ปริมาณน้ำในอ่างเมื่อต้นเดือน t+1

Q_t = ปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างในเดือน t

R_t = ปริมาณน้ำที่ปล่อยออกจากอ่างตามกฎการปฏิบัติงานอ่าน ในเดือน t

E_t = ปริมาณการระเหยจากอ่างในเดือน t

= $e_t A(\bar{V}t)$

e_t = อัตราการระเหยในเดือน t

$A(\bar{V}t)$ = พื้นที่ผิวน้ำในอ่างเฉลี่ยในเดือน t ซึ่งขึ้นอยู่กับปริมาณน้ำในอ่างเฉลี่ยในเดือน t $(\bar{V}t)$

P_t = ปริมาณฝนที่ตกลงในอ่างเฉลี่ยในเดือน t

= $(1-C) P_t A(\bar{V}_t)$ เมื่อ C คือค่าสัมประสิทธิ์น้ำท่า

p_t = ความลึกของฝนที่ตกในเดือน t

Se_t = ปริมาณการรั่วซึมจากอ่างในเดือน t

= $BK . (V_{t+1} - V_t)$

BK = สัมประสิทธิ์ความจุตลิ่ง (Bank Storage Coefficient)

V_{min} = ความจุอ่างที่ระดับเก็บกักต่ำสุด

V_{max} = ความจุอ่างที่ระดับเก็บกักปกติ

ในการวิเคราะห์สมดุลย์ของน้ำในเดือน t จะสมมติว่าทราบค่า V_t , Q_t , R_t , e_t , p_t, C และ BK แต่ไม่ทราบว่า V_{t+1} ซึ่งติดอยู่ทั้ง 2 ด้านของสมการที่ 9.1 จึงไม่สามารถแก้สมการได้โดยตรง ต้องใช้วิธีการสมมติ V_{t+1} ขึ้นมาแล้วนำไปคำนวณหา P_t, E_t และ Se_t แล้วจึงคำนวณหาค่า V_{t+1} จากสมการ ถ้า V_{t+1} ที่สมมติเท่ากับ V_{t+1} ที่คำนวณได้ แสดงว่าการสมมติถูกต้อง ถ้าไม่เท่ากันต้องสมมติ V_{t+1} ใหม่ จนได้ V_{t+1} (สมมติ) = V_{t+1} (คำนวณ)

(2) กฎการปฏิบัติงานอ่างเก็บน้ำ

กฎในการปฏิบัติงานอ่างเก็บน้ำในเวลาปกติ (Normal Operating Rule) คือ

- ถ้า $V_{min} < V_{t+1} < V_{max}$

$R_t = D_t$ (ความต้องการน้ำจากอ่างในเดือน t)

- ถ้า $V_{t+1} > V_{max}$ ให้ $R_t = D_t + V_{spill_t}$

V_{spill_t} = $V_{t+1} - V_{max}$

= ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านทางระบายน้ำล้นในเดือน t

V_{t+1} = V_{max}

- ถ้า $V_{t+1} < V_{min}$ ให้ $R_t = D_t - V_{def_t}$

V_{def_t} = $V_{min} - V_{t+1}$

= ปริมาณน้ำที่ขาดในเดือน t

V_{t+1} = V_{min}

(3) การคำนวณขนาดปริมาตรใช้การของอ่างเก็บน้ำ

ขั้นตอนมีดังต่อไปนี้

ขั้นที่ 1 สมมติว่าปริมาตรใช้การของอ่างเท่ากับศูนย์ และสมมติว่าไม่มีการสูญเสียน้ำเนื่องจากการระเหยและการรั่วซึม และฝนที่ตกลงในอ่างมีค่าเป็นศูนย์

- ให้ $V_1 = 0$
- ทำการวิเคราะห์สมดุลย์ของน้ำเดือนต่อเดือนตลอดช่วงวิกฤตตามกฎการปฏิบัติงานอ่างเก็บน้ำที่วางไว้ในข้อ (2)
- คำนวณหาปริมาณการขาดน้ำในช่วงวิกฤต สำหรับกรณีที่ไม่มีอ่างเก็บน้ำซึ่งเท่ากับ $\sum_{t=1}^{N} V_{def_t}$ (N = จำนวนเดือนในช่วงวิกฤต)
- หาขีดจำกัดล่าง (Lower Limit) ของปริมาตรความจุอ่าง

$$S_L = V_{min} + \sum_{t=1}^{N} V_{def_f}$$

- หาขีดจำกัดบน (Upper Limit) ของปริมาตรความจุอ่าง

$$S_u = S_L + \sum_{t=1}^{N} e_t A(S_L)$$

ขั้นที่ 2 ให้ความจุอ่าง $S_1 = \frac{(S_L + S_u)}{2}$

- ให้มีน้ำเต็มอ่างที่ต้นเดือนที่ 1 ของช่วงวิกฤต, $V_1 = S_1$
- ทำการวิเคราะห์สมดุลย์ของน้ำเดือนต่อเดือนตลอดช่วงวิกฤต
- ถ้า V_{t+1} ของบางเดือนเท่ากับ V_{min} โดยไม่เกิดการขาดน้ำเคยแสดงว่า S_1 ที่สมมติขึ้นคือ ขนาดความจุที่เหมาะสมของอ่าง
- ถ้า V_{t+1} ของทุกเดือนมากกว่า V_{min} แสดงว่า S_1 ที่สมมติโตเกินไป S_1 จะเป็นขีดจำกัดบนและ $S_2 = \frac{(S_L + S_1)}{2}$

- ถ้าเกิดการขาดน้ำ แสดงว่า S_1 ที่สมมติเล็กเกินไป S_1 จะเป็นขีดจำกัดล่างและ

$$S_2 = \frac{(S_1 + S_u)}{2}$$

ขั้นที่ 3 ให้สมมติอ่างมีความจุเท่ากับ S_2 และทำตามขั้นที่ 2 จนได้ขนาดความจุอ่างที่เหมาะสมคือ V_{t+1} ของบางเดือนลดลงถึง V_{min} แต่ไม่เกินการขาดน้ำเลยตลอดช่วงวิกฤต

วิธีนี้เป็นวิธีที่เหมาะจะนำเอาไปเขียนโปรแกรมคอมพิวเตอร์ เพื่อนำไปใช้หาขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำ

9.6.4 วิธีอื่น ๆ

นอกจากวิธีที่กล่าวมาแล้วยังสามารถหาขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำได้โดยวิธีการทางด้านอ๊อฟติไม๊เซชั่น (Optimization) เช่น Linear Programming (Loucks, 1981) หรือโดยวิธีการวิเคราะห์ (Analytical Method) โดยตรงจากข้อมูลทางอุทกวิทยา เช่น Range Analysis ของ Yevjevich (1972) หรือ Theory of Storage ของ Moran (1959) หรือวิธี Sequent Peak Algorithm ของ Linsley et. al. (1982) ผู้สนใจให้หาอ่านรายละเอียดได้จากเอกสารอ้างอิง

9.7 การหาปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม (Estimating Flood Control Reserve)

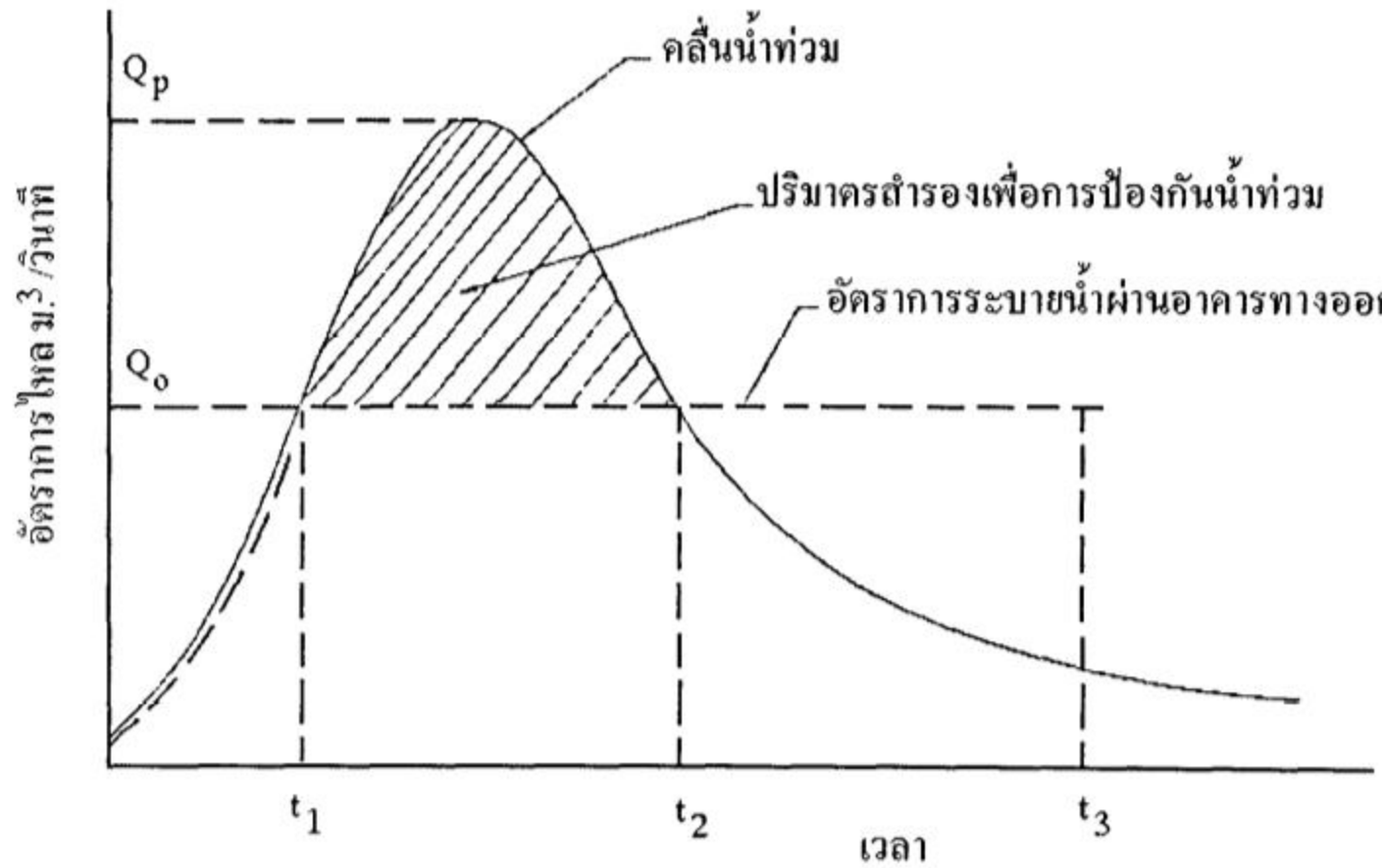
ถ้าการป้องกันน้ำท่วมเป็นวัตถุประสงค์ที่สำคัญของอ่างเก็บน้ำ จะต้องมีปริมาตรส่วนหนึ่งสำรองไว้เพื่อการป้องกันน้ำท่วม ปริมาตรดังกล่าวจะต้องมีขนาดโตพอที่จะหน่วงคลื่นน้ำท่วมไว้ในอ่างชั่วคราว แล้วจึงค่อย ๆ ระบายลงไปทางด้านท้ายน้ำในอัตราที่จะไม่ก่อให้เกิดความเสียหายเนื่องจากน้ำท่วม ในการออกแบบปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม จะต้องทราบขนาดของคลื่นน้ำท่วมที่ออกแบบ (Design Flood Wave) และขนาดของอาคารทางออก และโดยปกติจะสมมติว่าไม่มีน้ำอยู่ในเขตความจุสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วมขณะที่คลื่นน้ำท่วมที่ออกแบบเคลื่อนตัวเข้าสู่อ่าง

สมมติว่าคลื่นน้ำท่วมที่เคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างมีลักษณะดังรูปที่ 9.9 ถ้าอาคารทางออกมีขนาดโตพอ ในช่วงต้นที่คลื่นน้ำท่วมเริ่มเคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างจะถูกระบายผ่านอาคารทางออกลงไปทางด้านท้ายน้ำเพื่อไม่ให้ระดับน้ำในอ่างลุกล้ำเข้าไปในเขตปริมาตรเก็บกักสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม จนกระทั่งอัตราการระบายน้ำผ่านอาคารทางออกถึงอัตราสูงสุดที่จะยอมให้ (Maximum Permissible Rate Q_0) ประตูน้ำของอาคารทางออกจะถูกควบคุมเพื่อให้น้ำที่ไหลผ่านไม่มากกว่าอัตราสูงสุด มิฉะนั้นจะก่อให้เกิดน้ำท่วมทางด้านท้ายน้ำ ที่เวลา t_1 (รูปที่ 9.9) อัตราการไหลเข้าจะมากกว่าอัตราการไหลออก ระดับน้ำในอ่างจะเริ่มลุกล้ำเข้าไปในเขตปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วมของอ่าง

ระดับน้ำในอ่างจะขึ้นถึงจุดสูงสุด (สันทางระบายน้ำล้นหรือขอบด้านบนของบานประตู) ที่เวลา t_2 ช่วงเวลาจาก t_2 ถึง t_3 คือเวลาที่ใช้ในการระบายน้ำออกจากปริมาตรสำรองเพื่อให้มีที่ว่างพอที่จะรับคลื่นน้ำท่วมลูกใหม่ซึ่งอาจเกิดขึ้นได้ ปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วมจะต้องมีขนาดเท่ากับพื้นที่แลเงาไว้ในรูปที่ 9.9

9.8 การออกแบบทางระบายน้ำล้น (Design of Spillway)

ถึงแม้ว่าอ่างเก็บน้ำจะมีปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม แต่ก็เป็นไปได้ว่าคลื่นน้ำท่วมที่เคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างมีขนาดโตกว่าที่ออกแบบไว้ หรืออาจมีคลื่นลูกที่สองเคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างขณะที่ยังไม่ได้ระบายน้ำออกจากปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม จึงจำเป็นต้องมีทางน้ำล้นเพื่อป้องกันตัวเขื่อน แต่ไม่ได้ป้องกันพื้นที่ท้ายน้ำ ทางน้ำล้นจะช่วยป้องกันไม่ให้เกิดการไหลล้นข้ามสันเขื่อนจนเกิดการพังทลายเพราะจะก่อให้เกิดความเสียหายอย่างมหาศาล แต่เมื่อใดก็ตามที่มีน้ำไหลล้นทางระบายน้ำล้นปริมาณน้ำส่วนนี้จะไปรวมกับปริมาณน้ำที่ถูกระบายผ่านอาคารทางออก ทำให้ปริมาณน้ำทางด้านท้ายน้ำเกินอัตราสูงสุดที่จะยอมได้ Q_0 ย่อมก่อให้เกิดความเสียหายแก่พื้นที่ราบลุ่มทางด้านท้ายน้ำ



รูปที่ 9.9 การหาปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม

ในการออกแบบทางระบายน้ำล้นจะสมมติว่าคลื่นน้ำท่วมเคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างขณะที่มีน้ำเต็มอ่างถึงระดับสันฝายทางน้ำล้น ซึ่งเป็นกรณีที่แย่ที่สุดและมีโอกาสเกิดขึ้นได้น้อยมาก โดยเฉพาะอ่างเก็บน้ำที่มีปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม คลื่นน้ำท่วมที่ใช้ในการออกแบบทางน้ำล้นปกติจะเป็นคนละคลื่นกับที่ใช้ในการออกแบบปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม และมักจะมีขนาดใหญ่กว่ามาก มีรอบปีการเกิดซ้ำสูง 300-1000 ปี (Kinori, 1984)

เมื่ออัตราการไหลเข้าเนื่องจากคลื่นน้ำท่วมมากกว่าอัตราการระบายสูงสุดของอาคารทางออก ระดับน้ำในอ่างจะสูงขึ้นและเกิดการล้นข้ามสันฝายของทางน้ำล้น ซึ่งอัตราการไหลของน้ำผ่านสันฝายจะหาได้จากสูตร

$$Q = CLH^{3/2} \qquad \text{.....(9.2)}$$

เมื่อ

Q = อัตราการไหลผ่านสันฝาย

C = สัมประสิทธิ์การไหลผ่านฝาย (ผู้สนใจหาดูได้จาก Design of Small Dams ของ USBR, 1977)

L = ความยาวของสันฝาย

H = ระดับพลังงานเหนือสันฝาย

การหาขนาดของทางน้ำล้นจะทำได้โดยการเร้า (Route) คลื่นน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำและทางน้ำล้นที่สมมติขนาดและรูปร่างไว้ แล้วจึงทำการตรวจสอบดูว่ากราฟน้ำไหลออก (Outflow Hydrograph) และระดับน้ำในอ่างอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้หรือไม่ เช่น ถ้าค่า H มากเกินไป จะต้องพิจารณาเพิ่มความยาวของสันฝายขึ้นกว่าเดิม ปัจจุบันการเร้าคลื่นน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำทำได้สะดวกมากโดยการเขียนโปรแกรมคอมพิวเตอร์ ดังนั้นจึงเป็นการง่ายมากที่จะทดลองสมมติค่า L ต่าง ๆ แล้วคำนวณหาค่า H และกราฟน้ำไหลออก แล้วจึงนำมาวิเคราะห์หาขนาดทางน้ำล้นที่เหมาะสมต่อไป

9.9 กฎการปฏิบัติงานอ่างเก็บน้ำ (Reservoir Operating Rules)

อ่างเก็บน้ำเป็นงานที่ต้องเสียค่าใช้จ่ายมหาศาล ต้องสร้างเขื่อนและอาคารประกอบมากมาย จึงต้องมีการวางกฎการปฏิบัติงานของอ่างเก็บน้ำ (Reservoir Operating Rules) เพื่อเป็นแนวทางสำหรับผู้ควบคุมการใช้อ่างและน้ำในอ่างให้เป็นไปตามวัตถุประสงค์ที่วางไว้ และก่อให้เกิดผลกำไรในเชิงเศรษฐศาสตร์มากที่สุด กฎนี้จะใช้ในช่วงเวลาการปฏิบัติงานตามปกติ ไม่ใช่ช่วงเก็บกักหลังจากที่สร้างเขื่อนเสร็จใหม่ ๆ หรือช่วงที่กำลังมีการเปลี่ยนวัตถุประสงค์การใช้อ่างเก็บน้ำ

กฎการปฏิบัติงานอ่างมีหลายแบบ แต่ละแบบจะบอกปริมาณน้ำที่ต้องปล่อยจากอ่างหรือไม่ก็บอกปริมาณน้ำที่ต้องการเก็บกักในอ่างในช่วงเวลาต่าง ๆ ของปี ซึ่งเรียกว่า โค้งกฎปฏิบัติงาน (Rule Curves) หรือบางประเภทจะแบ่งปริมาตรอ่างออกเป็นโซนต่าง ๆ แต่ละโซนจะมีนโยบายการปล่อยน้ำ (Release Policy) ต่างกันออกไป

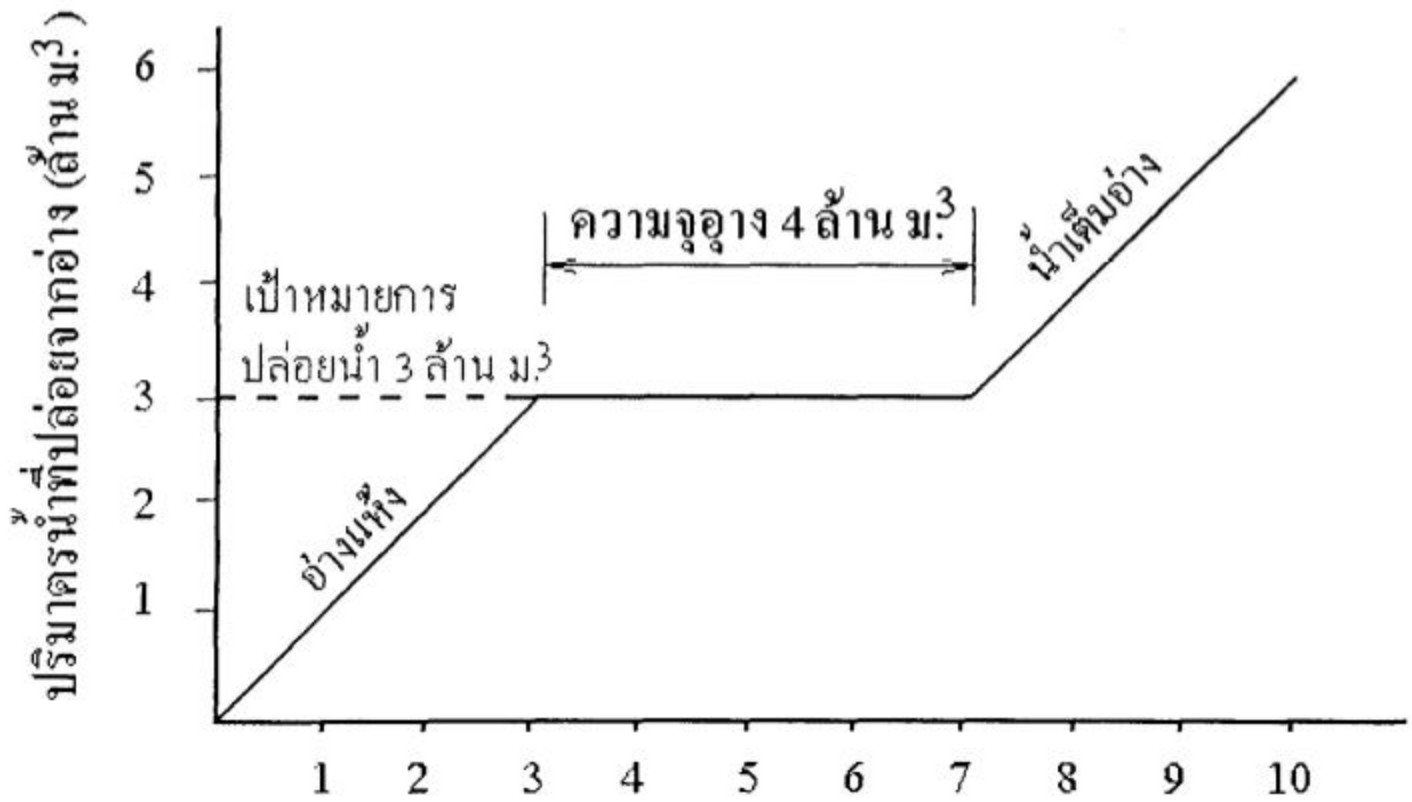
กฎการปฏิบัติงานอ่างเก็บน้ำจะต่างกันออกไปตามวัตถุประสงค์ของอ่างเก็บน้ำ ถ้าเป็นอ่างเก็บน้ำขนาดเล็กที่สร้างขึ้นเพื่อวัตถุประสงค์ในการเก็บกักน้ำสำหรับการอุปโภค-บริโภค หรือการชลประทานเพียงอย่างเดียว กฎการปฏิบัติงานอ่างอาจเป็นแบบง่าย ๆ ดังแสดงในรูปที่ 9.10

ในรูปที่ 9.10 อ่างเก็บน้ำมีขนาดความจุ 4 ล้าน ม^3. และความต้องการน้ำจากอ่าง 3 ล้าน ม^3. กฎการปล่อยน้ำจากอ่างจะแตกต่างกันไปตามสถานะการณ์ 3 แบบที่อาจเกิดขึ้นได้คือ

(1) ช่วงขาดน้ำ ถ้าปริมาณน้ำในอ่างรวมกับปริมาณการไหลเข้าน้อยกว่า 3 ล้าน ม^3. จะต้องปล่อยน้ำทั้งหมดออกจากอ่างเพื่อลดการขาดแคลนน้ำให้มากที่สุดเท่าที่จะทำได้

(2) ช่วงน้ำมาก ถ้าปริมาณน้ำในอ่างรวมปริมาณการไหลเข้ามากกว่า 7 ล้าน ม^3. (ความจุอ่างบวกกับความต้องการน้ำจากอ่าง) ให้ปล่อยน้ำตามความต้องการคือ 3 ล้าน ม^3. และระบายน้ำส่วนที่เกินความจุอ่างออกไป

(3) ช่วงปกติ ถ้าน้ำในอ่างรวมปริมาณการไหลเข้าอยู่ระหว่าง 3 ถึง 7 ล้าน ม^3. ให้ปล่อยน้ำ 3 ล้าน ม^3. ตามความต้องการ

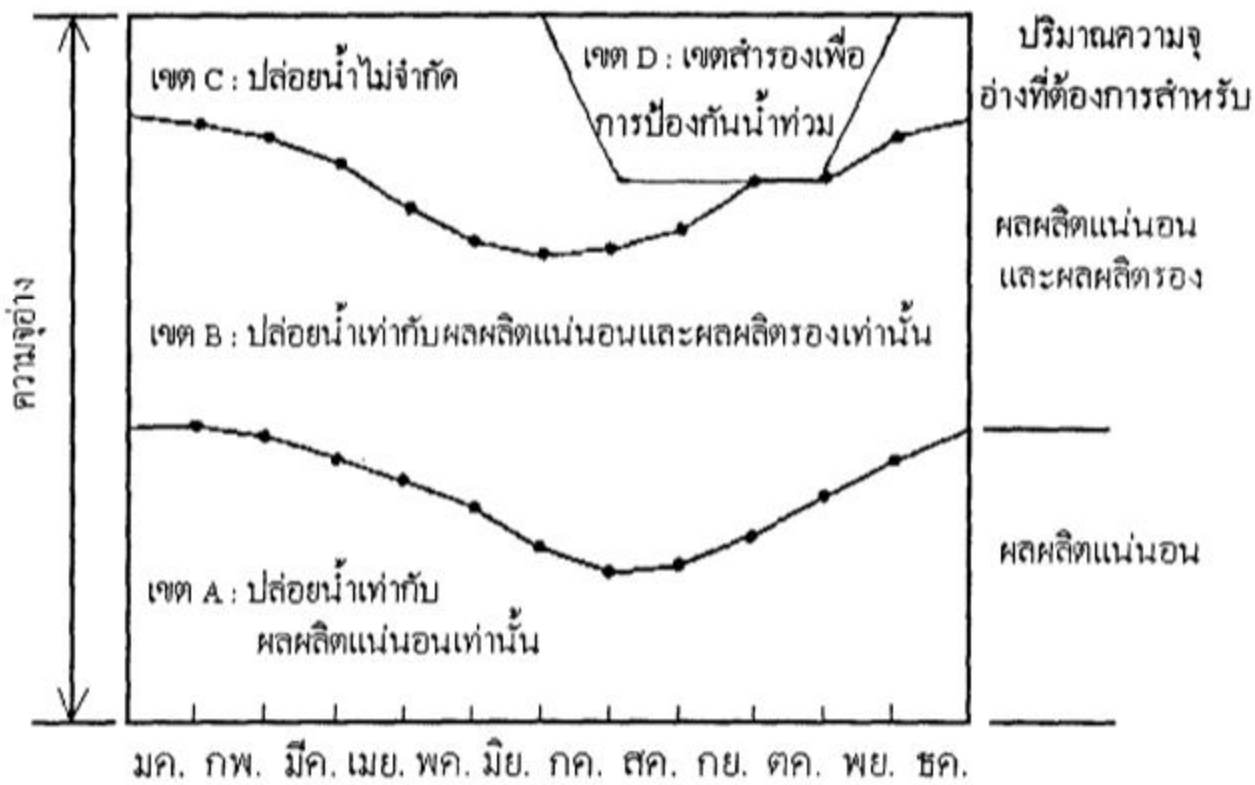


รูปที่ 9.10 กฎการปฏิบัติงานอ่างปกติ (Normal Operating Rule) สำหรับอ่างเพื่อการอุปโภค-บริโภค หรือชลประทานขนาดเล็ก

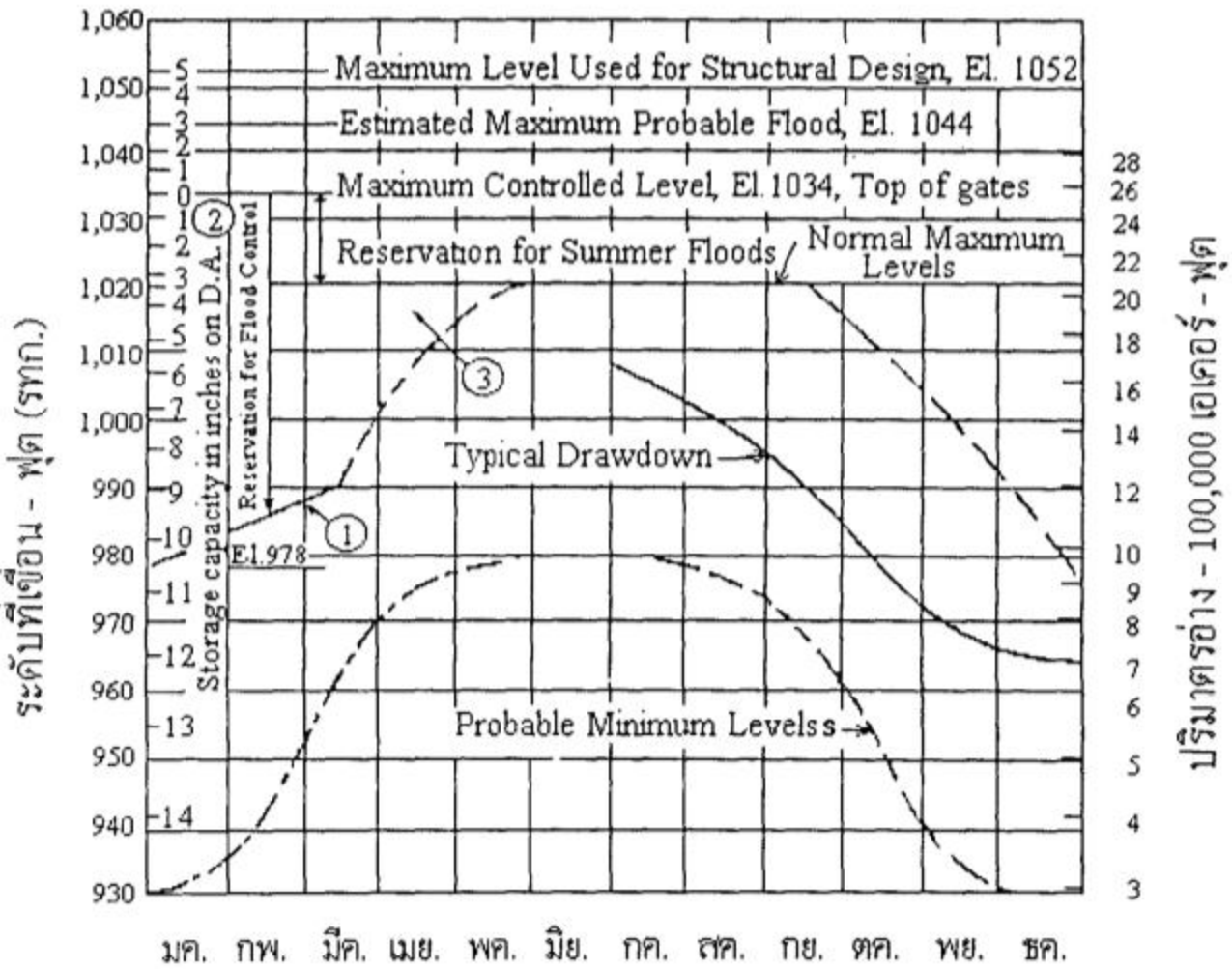
ถ้าเป็นอ่างเก็บน้ำที่สร้างไว้สำหรับวัตถุประสงค์ในการป้องกันน้ำท่วมอย่างเดียว กฎการปฏิบัติงานอ่างก็คือพยายามระบายน้ำทั้งหมดออกจากอ่างให้เร็วที่สุดเท่าที่จะทำได้โดยไม่ก่อให้เกิดน้ำท่วมท้ายน้ำ

ถ้าเป็นอ่างเก็บน้ำเอนกประสงค์ซึ่งมีการใช้ประโยชน์หลาย ๆ อย่างรวมกัน เช่น เพื่อการชลประทาน อุปโภค-บริโภค ป้องกันน้ำท่วม ผลิตกระแสไฟฟ้า สถานที่ท่องเที่ยว ฯลฯ การใช้ประโยชน์จากอ่างสำหรับวัตถุประสงค์แต่ละอย่างมักจะขัดแย้งกัน (Conflicts) เช่น เพื่อให้เกิดประโยชน์ในการผลิตกระแสไฟฟ้าหรือเพื่อการชลประทานมากที่สุดต้องการให้มีน้ำเต็มอ่างตลอดเวลา ส่วนเพื่อการป้องกันน้ำท่วม ต้องการให้อ่างมีน้ำน้อยที่สุดก่อนฤดูน้ำหลาก เพราะไม่รู้ว่าจะมีน้ำไหลเข้าอ่างอีกเป็นจำนวนเท่าใดในอนาคต ดังนั้นจึงต้องมีการรอมชอม (Compromise) กันระหว่างการใช้น้ำเพื่อวัตถุประสงค์ต่าง ๆ ซึ่งเป็นการแน่นอนว่าจะทำให้ผลประโยชน์ของการใช้อ่างเพื่อวัตถุประสงค์แต่ละอย่างโดยเฉพาะลดลง ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีการวิเคราะห์อย่างรอบคอบในการสร้างกฎการปฏิบัติงานอ่างเอนกประสงค์ เพื่อลดการขัดแย้งและให้เกิดผลประโยชน์ร่วมมากที่สุด ลักษณะทั่ว ๆ ไปของกฎการปฏิบัติงานอ่างเอนกประสงค์มีลักษณะดังรูปที่ 9.11 ซึ่งแบ่งปริมาตรอ่างออกเป็น 4 เขต แต่ละเขตจะมีกฎการปล่อยน้ำต่างกันออกไป ถ้าปริมาณน้ำในอ่างอยู่ในเขต C จะปล่อยน้ำออกไปได้ไม่จำกัด ถ้าปริมาณน้ำในอ่างอยู่ในเขต D จะต้องรีบปล่อยน้ำออกจากเขตสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม ถ้าปริมาณน้ำอยู่ในเขต B การปล่อยน้ำจะจำกัดเพียงแค่เท่ากับผลผลิตแน่นอนและผลผลิตรองที่กำหนดไว้ ในกรณีที่แล้งมากปริมาณน้ำในอ่างลดลงไปในเขต A จะปล่อยน้ำออกเท่ากับผลผลิตแน่นอนเท่านั้น

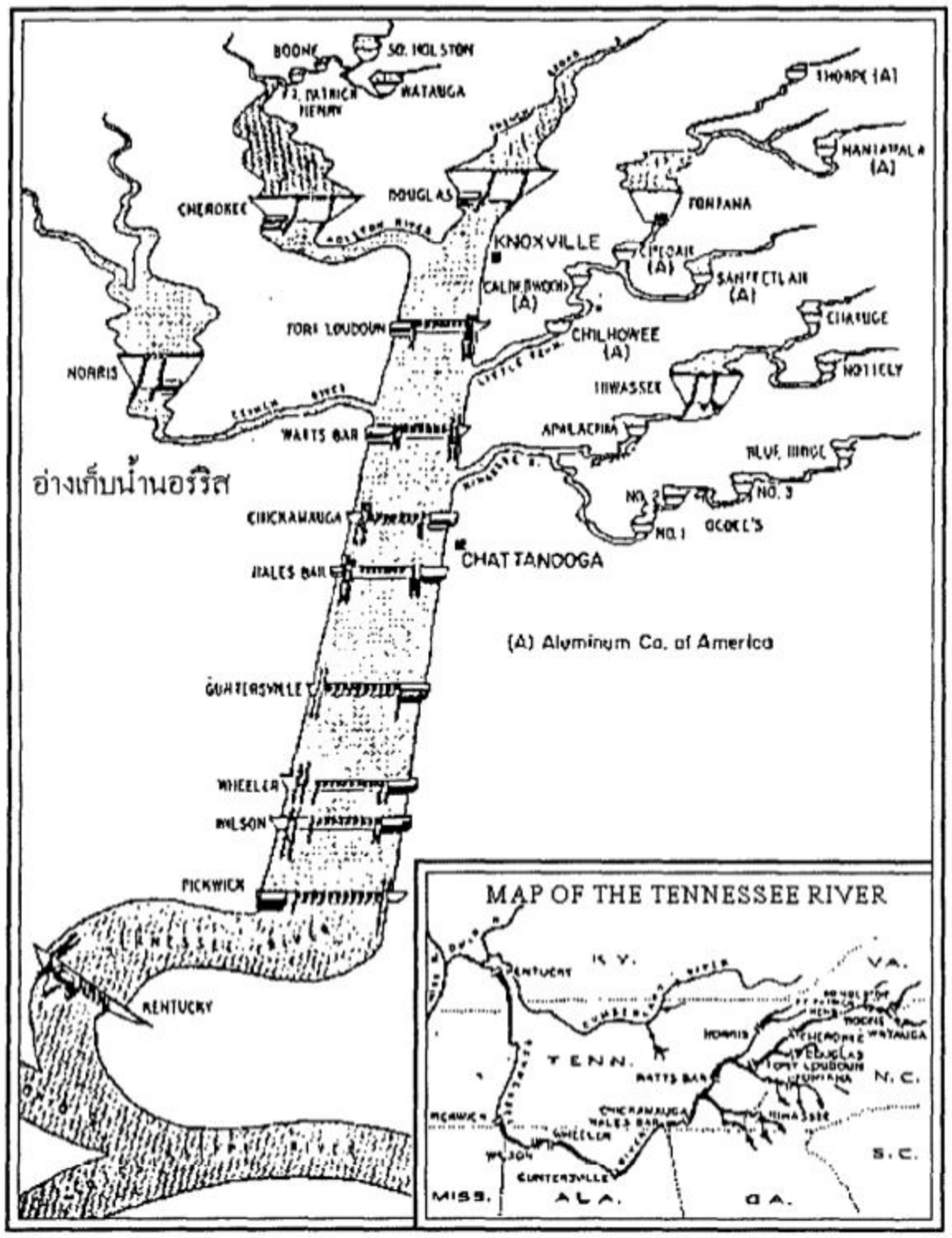
ตัวอย่างกฎการปฏิบัติงานของอ่างเก็บน้ำนอร์ริส แสดงอยู่ในรูปที่ 9.12 อ่างเก็บน้ำนอร์ริสอยู่ในลุ่มน้ำเทนเนสซี่ (Tennessee) ซึ่งเป็นลุ่มน้ำที่มีเขื่อนและอ่างเก็บน้ำมากที่สุดในโลกแห่งหนึ่ง (รูปที่ 9.13)



รูปที่ 9.11 กฎการปฏิบัติงานอ่างเอนกประสงค์ทั่ว ๆ ไป



รูปที่ 9.12 กฎการปฏิบัติงานอ่างเก็บน้ำนอร์ริส ในลุ่มน้ำเทนเนสซี่



อ่างเก็บน้ำนอริส

รูปที่ 9.13 ระบบอ่างเก็บน้ำ TVA (Tennessee Valley Authority)

9.10 เอกสารอ้างอิง

1. วีระพล แต้สมบัติ. 2530, เอกสารประกอบการสอนวิชา วศ.ทน. 333 อุทกวิทยาประยุกต์ ภาควิชาทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

2. วุฒิไชย จุลละเกศ. 2530. เอกสารประกอบการบรรยายวิชาการวางโครงการชลประทาน, โครงการฝึกอบรมการจัดการน้ำชลประทาน พ.ศ. 2530 ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กำแพงแสน.

3. Chow, V.T.. 1964, Handbook of Applied Hydrology, McGraw-Hill Book Company.

4. Fiering, M.B. and B.B. Jackson, 1971, Synthetic Streamflows, American Geophysical Union. Washington, D.C.

5. Hall, W.A.. 1983, Class Note CE 645 : Multi-objective System Analysis, Dept. of Civil Eng., Colorado State University, Colorado.

6. Linsley, R.K. , M.A. Kohler and J.L.H. Paulhus, 1982, Hydrology for Engineers, Third Edition, McGraw-Hill Book Company.

7. Linsley, R.K. and J.B. Franzini, 1972, Water Resources Engineering, McGraw-Hill, Kogakusha, Ltd.

8. Loucks, D.P., 1981, Water Resource System Planning and Analysis, Prentice-Hall Inc..

9. Moran, P.A.P., 1959, The Theory of Storage, Methuen, London.

10. Rippl, W. (1983), The Capacity of Storage-Reservoirs for Water Supply, Minutes of Proceeding of The Institution of Civil Engineers, Volume LXXI, Session 1881-1883, Part I.

11. USBR, 1977, Design of Small Dams, Revised Reprint of Second Edition, Denver, Cobrado.

12. Yevjevich, V., 1972, Stochastic Processes in Hydrology, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado.

9.11 แบบฝึกหัด

(1) ข้อมูลปริมาณการไหลของน้ำในแม่น้ำสายหนึ่ง ระหว่างปี พ.ศ. 2527-2537 มีค่าดังตาราง

หน่วย : ล้าน ลบ.เมตร

ปี/เดือน	ม.ค.	ก.พ.	มี.ค.	เม.ย.	พ.ค	มิ.ย.	ก.ค.	ส.ค.	ก.ย.	ต.ค.	พ.ย.	ธ.ค.
2527	8.8	3.9	2.7	4.5	4.5	4.2	7.1	7.1	23.1	34.9	13.0	7.0
2528	7.4	6.1	4.2	2.5	4.5	3.9	8.3	13.0	14.7	48.9	15.5	7.9
2529	5.2	5.4	2.8	7.0	4.9	4.4	8.2	16.0	21.2	30.3	12.7	8.3
2530	4.5	6.5	4.8	3.1	4.3	3.5	3.6	8.8	12.0	9.2	7.6	4.8
2531	8.0	5.4	6.6	6.8	0.8	0.4	5.7	15.7	20.4	39.6	13.5	8.0
2532	6.0	5.2	4.6	2.3	4.5	6.1	4.6	10.3	15.0	12.2	8.5	3.6
2533	4.8	8.3	4.2	4.9	3.4	7.7	10.2	9.6	23.9	40.3	12.5	10.3
2534	3.0	4.3	4.9	3.5	2.9	5.1	9.9	23.1	31.3	25.9	0.5	6.4
2535	2.6	5.8	3.5	5.5	7.7	6.5	9.6	15.0	16.8	11.5	17.8	7.8
2536	0.3	8.1	7.0	1.7	3.6	7.2	7.7	11.8	22.7	32.2	16.3	11.4
2537	5.1	5.0	4.5	3.4	6.1	5.5	6.6	7.4	26.5	24.9	14.9	7.0

จากการศึกษาความต้องการน้ำเพื่อการชลประทานและการอุปโภคบริโภคของบริเวณจุดที่จะสร้างเขื่อน พบว่าในปัจจุบันความต้องการน้ำเท่ากับ 30 ล้าน ลบ.เมตร ต่อปี และคาดว่าความต้องการน้ำจะเพิ่มขึ้นปีละ 10% จนถึงปี 2545 เนื่องจากการขยายตัวของเมืองและพื้นที่เกษตรกรรม โดยใช้วิธี Mass Curve จงหา

1.1 ขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำ

1.2 Firm Yield ที่มากที่สุดที่เป็นไปได้ และขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำซึ่งให้ Maximum Possible Firm Yield

(2) กำหนดว่าอัตราการระเหยและฝนเฉลี่ยประจำเดือนมีค่าดังตาราง

	ม.ค.	ก.พ.	มี.ค.	เม.ย.	พ.ค	มิ.ย.	ก.ค.	ส.ค.	ก.ย.	ต.ค.	พ.ย.	ธ.ค.
การระเหย (ซม) จากถาดมาตรฐาน	25	28	30	35	25	24	23	20	22	24	24	26
ฝน (ซม)	-	-	-	5	10	15	20	25	20	5	-	-

อัตราการระเหยของน้ำจากอ่างเท่ากับ 0.7 เท่าของการระเหยจากถาดวัดการระเหยแบบมาตรฐาน ค่า Runoff Coefficient เท่ากับ 0.75 จงหา

1. ขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำ
2. Firm Yield ที่มากที่สุดที่เป็นไปได้ และขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำซึ่งให้ Maximum Possible Firm Yield

หมายเหตุ สมมติว่าพื้นที่ผิวน้ำเท่ากับพื้นที่ผิวน้ำ เมื่ออ่างน้ำมีน้ำอยู่ 50% ของขนาดความจุที่คำนวณได้ในข้อ 1

สูตร 1. Storage (S) VS. Elevation (E)

$s = 100,000\ E^{1.5}$

2. Area (A) VS. Elevation (E)

$A = 150,000\ E^{1.3}$

เมื่อ S = Storage (m^3)

A = Area (m^2)

E = Elevation (m)

สมมติให้ก้นอ่างอยู่ที่ระดับศูนย์

(3) ให้ตรวจสอบว่าขนาดอ่างเก็บน้ำที่คำนวณได้ในข้อ 2 มีขนาดพอเหมาะหรือไม่ โดยการทำ Reservoir Operation Study ตามกฎเกณฑ์ที่กำหนดให้ดังนี้

1. คิดปริมาตรการระเหยและฝนที่ตกลงในอ่างจากพื้นที่ผิวน้ำเฉลี่ยของเดือน
2. สมมติให้มีน้ำเต็มอ่างเมื่อเริ่ม Critical Period
3. Mass Balance Equation ของอ่าง

$$S_{t+1} = S_t + Y_t - X_t - e_t . A(\bar{S}t) + (1 - C) P_t . A(\bar{S}t)$$

เมื่อ S_{t+1} = ปริมาณน้ำในอ่างที่ปลายเดือน t หรือต้นเดือน t+1

S_t = ปริมาณน้ำในอ่างที่ต้นเดือน t

Y_t = ปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างในเดือน t

X_t = ความต้องการน้ำจากอ่างในเดือน t

e_t = อัตราการระเหยเฉลี่ยในเดือน t

P_t = ฝนเฉลี่ยในเดือน t

C = Runoff Coefficient

$A(\bar{S}t)$ = พื้นที่ผิวน้ำเฉลี่ย

ถ้า S_{t+1} > ขนาดความจุ ส่วนที่มากกว่าถือว่าเป็น Spill และให้สมมติว่า S_{t+1} = ขนาดความจุอ่าง

ถ้า $S_{t+1} < 0$ ถือว่าน้ำในอ่างมีไม่พอที่จะส่งให้ความต้องการ Y_t ให้ส่งน้ำเท่าที่มีบันทึกว่ามี Spill และ Deficit อย่างละเท่าไร

(4) ในการออกแบบอ่างเพื่อการป้องกันน้ำท่วม (Flood Detention Reservoir) กำหนดว่ากราฟน้ำท่วมออกแบบ (Design Flood Hydrograph) มีลักษณะดังตาราง

เวลา (ชม.)	ปริมาณการไหลของน้ำ ($ม^3$./วินาที)
0	200
6	2,000
12	4,500
18	8,000
24	10,000
30	9,000
36	8,000
42	6,000
48	4,500
54	3,500
60	2,700
66	1,800
72	900

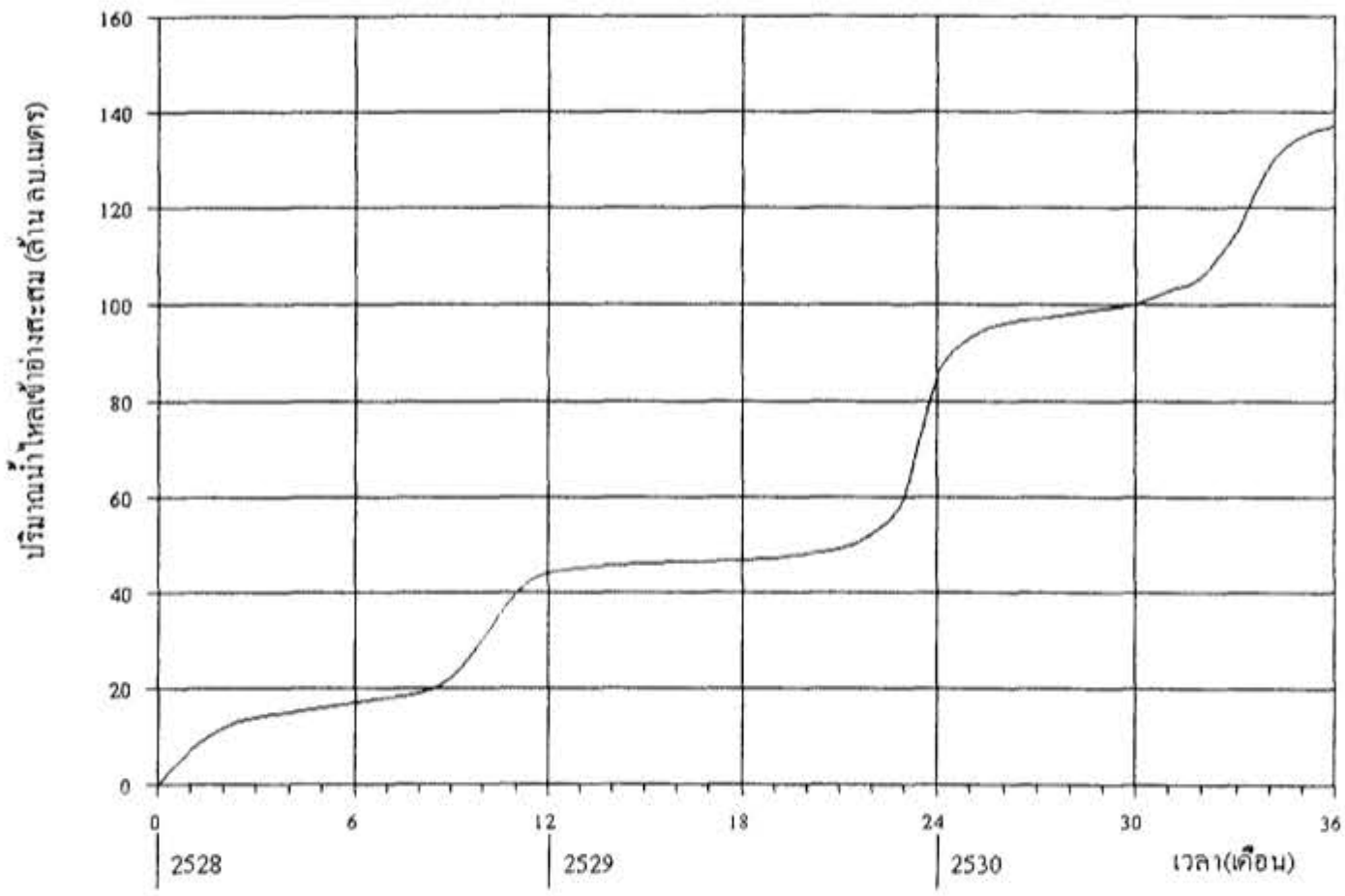
จากการศึกษาสภาพลำน้ำด้ายท้ายน้ำของอ่าง พบว่าปริมาณน้ำสูงสุดที่จะระบายจากอ่างลงสู่ลำน้ำเดิมต้องไม่เกิน 4,500 $ม^3$./วินาที มิฉะนั้นจะก่อให้เกิดน้ำท่วมอย่างรุนแรงทางด้านท้ายน้ำ

จงคำนวณหา

1. ปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วมดังกล่าว
2. ต้องใช้เวลาอย่างน้อยที่สุดกี่ชั่วโมงในการระบายน้ำออกจากปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วมดังกล่าว หลังจากที่มีน้ำเต็มอ่าง

(5) Inflow Mass Curve ของอ่างเก็บน้ำแห่งหนึ่งมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 1 ถ้าอ่างเก็บน้ำมีขนาดความจุเท่ากับ 10 ล้าน ลบ.เมตร จงหา

- Firm Yield ของอ่างเก็บน้ำดังกล่าว
- Secondary Yield ในปีต่าง ๆ
- ปริมาณน้ำที่ไหลล้นอ่างในปีต่าง ๆ



รูปที่ 1 Inflow Mass Curve