



ใบรับรองวิทยานิพนธ์  
บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

ปริญญา

วิศวกรรมโยธา	วิศวกรรมโยธา
สาขา	ภาควิชา
เรื่อง	การวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมสำหรับการประเมินค่าดัชนีความเสี่ยงจากการตรวจสอบภาพเขื่อนคอนกรีตบดอัดโดยสายตาในการเก็บน้ำช่วงต้นกรณีศึกษา : เขื่อนขุนด่านปราการชล
	Seepage Model Analysis for Risk Index Method from Visual Inspection Of Roller Compacted Concrete During Initial Impounding Case Study : Khun Dan Prakarn Chon Dam
นามผู้วิจัย	นายณัฐฐ อินมาลา
ได้พิจารณาเห็นชอบโดย	
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	( ผู้ช่วยศาสตราจารย์สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์, Ph.D. )
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม	( รองศาสตราจารย์วรกร ไม้เรียง, Ph.D. )
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม	( รองศาสตราจารย์สุวิมล สัจจาณิชย์, Ph.D. )
หัวหน้าภาควิชา	( รองศาสตราจารย์ก่อโชค จันทรวงกูร, Ph.D. )

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์รับรองแล้ว

( รองศาสตราจารย์กัญญา ชีระกุล, D.Agr. )

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

วันที่ ..... เดือน ..... พ.ศ. ....

วิทยานิพนธ์

เรื่อง

การวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมสำหรับการประเมินค่าดัชนีความเสี่ยงจากการตรวจสอบภาพเขื่อน  
คอนกรีตบดอัดโดยสายตาในการเก็บน้ำช่วงต้น กรณีศึกษา : เขื่อนขุนด่านปราการชล

Seepage Model Analysis for Risk Index Method from Visual Inspection of Roller Compacted  
Concrete During Initial Impounding Case Study: Khun Dan Prakarn Chon Dam

โดย

นายณัฐวธ อินมาลา

เสนอ

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์  
เพื่อความสมบูรณ์แห่งปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

พ.ศ. 2553

ณัฐรุช อินมาลา 2553: การวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมสำหรับการประเมินค่าดัชนีความเสี่ยงจากการตรวจสภาพเขื่อนคอนกรีตบดอัดโดยสายตาในการเก็บน้ำช่วงต้น กรณีศึกษา: เขื่อนขุนด่านปราการชล ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา) สาขาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: ผู้ช่วยศาสตราจารย์สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์, Ph.D. 343 หน้า

เนื่องจากการตรวจและประเมินความปลอดภัยของเขื่อนคอนกรีตบดอัดยังไม่มีแนวทางปฏิบัติที่ชัดเจน การศึกษาในการวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อหาแนวทางการตรวจสภาพโดยสายตาซึ่งเป็นวิธีการตรวจโดยตรงในพื้นที่ร่วมกับการประเมินความปลอดภัยโดยวิธีดัชนีความเสี่ยง โดยพิจารณาเขื่อนขุนด่านปราการชลเป็นกรณีศึกษา ประกอบด้วยเขื่อน RCC-B และ RCC-S เริ่มจากพิจารณาองค์ประกอบเขื่อนที่บ่งบอกความเสี่ยงจำนวน 41 องค์ประกอบ และตั้งเกณฑ์ให้คะแนนสภาพสำหรับแต่ละองค์ประกอบโดยแบ่งเป็น 4 ระดับ ระหว่าง 1 (ระดับที่ปกติ) ถึง 4 (ระดับที่มีสภาพที่ต้องแก้ไข) และกำหนดค่าน้ำหนักความสำคัญขององค์ประกอบโดยผู้เชี่ยวชาญ ผลรวมของผลคูณระหว่างคะแนนสภาพและน้ำหนักความสำคัญขององค์ประกอบแต่ละ block จะแสดงถึงค่าดัชนีชี้วัดความเสี่ยง (Risk Index, RI) ของแต่ละ block ตลอดจนความยาวเขื่อน และเพื่อเพิ่มศักยภาพในการขึ้นตอนการให้น้ำหนักความสำคัญขององค์ประกอบโดยผู้เชี่ยวชาญของวิธี RI จึงจำเป็นต้องศึกษาพฤติกรรมของการไหลซึมของเขื่อนโดยจำลองการไหลซึมผ่านทั้งตัวเขื่อนและฐานราก การวิเคราะห์ทำในสภาวะการไหลซึมแบบคงที่ตามเวลา และสมมติให้ระบบระบายน้ำภายในตัวเขื่อนและฐานรากเกิดการอุดตันในรูปแบบต่างๆ ผลจากการวิเคราะห์ในส่วนอัตราการไหลซึมรวมภายในอุโมงค์ได้นำไปสอบเทียบกับผลการตรวจวัดมาตราวัดอัตราการไหลซึมจริงในสนาม จากนั้นจึงนำค่าแรงดันน้ำจากผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมไปวิเคราะห์หาเสถียรภาพของตัวเขื่อนเพื่อใช้พิจารณาประกอบการให้น้ำหนักขององค์ประกอบโดยผู้เชี่ยวชาญเพื่อใช้วิธีการตรวจสภาพเขื่อนโดยวิธี RI มีศักยภาพในการประเมินความเสี่ยงของเขื่อนมากยิ่งขึ้น

ผลการให้น้ำหนักองค์ประกอบโดยผู้เชี่ยวชาญในขั้นต้นพบว่าองค์ประกอบที่มีความสำคัญมากที่สุดแก่ท่อระบายน้ำที่รอยต่อแนวโค้งของเขื่อน, สภาพเพดาน, ผนัง, พื้นและสภาพลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ ผลการประเมินค่า RI ของเขื่อนโดยรวมมีค่าต่ำกว่า 2 ซึ่งถือว่าปกติ โดยในเขื่อน RCC-S มีค่า RI สูงสุด 2.17 สูงกว่า RCC-B มีค่า 1.75 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพจากการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมในทุกกรณีการอุดตันของระบบระบายน้ำในตัวเขื่อนและฐานรากพบว่าอยู่ในเกณฑ์การออกแบบ เมื่อนำมาพิจารณาปรับน้ำหนักขององค์ประกอบพบว่าท่อระบายน้ำที่รอยต่อแนวโค้งของเขื่อน, ผนังและเพดานไม่มีความสำคัญต่อความเสี่ยงเนื่องจากเป็นองค์ประกอบที่ช่วยลดแรงดันภายในตัวเขื่อนได้มาก และการอุดตันของทั้งท่อระบายน้ำในตัวเขื่อนและท่อระบายน้ำในฐานรากมีผลต่อเสถียรภาพเขื่อนน้อยมาก จึงทำให้ผลการประเมินค่า RI ของเขื่อนภายหลังการวิเคราะห์การไหลซึมและเสถียรภาพมีค่าโดยรวมลดลงจากเดิม แต่มีค่าสูงขึ้นในบาง Block เนื่องจากการปรับน้ำหนักภายหลังการวิเคราะห์ทำให้บางองค์ประกอบที่มีคะแนนสภาพวิกฤติสูงมีน้ำหนักเพิ่มขึ้น โดยในเขื่อน RCC-S มีค่า RI สูงสุดสูงกว่า RCC-B ที่ 2.29 และ 1.97 ตามลำดับ

ลายมือชื่อนิสิต

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

Natthawuth Inmala 2010: Seepage Model Analysis for Risk Index Method from Visual Inspection of Roller Compacted Concrete During Initial Impounding Case Study: Khun Dan Prakarn Chon Dam. Master of Engineering (Civil Engineering), Major Field: Civil Engineering, Department of Civil Engineering. Thesis Advisor: Assistant Professor Suttisak Soralum, Ph.D. 343 pages.

Since there is no system for inspection and safety evaluation practice of Roller Compacted Concrete (RCC) dam, this study proposes a guideline for visual inspection and risk evaluation of RCC dam by risk index method. The Khun Dan Prakan Chon Dam was used as a case study, which includes 2 two dams namely, RCC-B and RCC-S. Firstly about 41 components of the dam were considered as the component concerning the risk of dam. Secondly the components grading were defined into 4 levels from 1 as normal condition to 4 as need to be repaired. Weighting factor of each component was scored by expert. Summation of product of rating and weighting factor of each block is calculated as Risk Index (RI) of the block. However, increasing the accuracy of weighting method by expert is necessary. Therefore this study review a safety of the RCC dam with analyses of seepage through dam and foundation. The seepage analyses were performed under steady state flow and the drainage system within the dam and foundation were defined as clog in many cases. The resulted seepage quantity through gallery from model were compared with the real seepage from measure by flowmeter to verify appropriate parameters of materials. The uplift pressure was then used in the stability analysis. To adjust the weighting score of the dam components to increase the potential for safety evaluation by RI method.

From weighting factor of dam components, it is found that Crest, Joint Drain Pipe, Wall, Roof, Floor and Downstream Slope are the important components. The condition of Khun Dan Prakan Chon Dam is considered to be good in overall, most of the blocks have RI less than 2 (normal). The RI resulting of RCC-S higher than the RCC-B at 2.17 and 1.75, respectively. Stability analysis from seepage model in every case of clogged drainage system in the dam and foundation found the factor of safety resulting value conform with basis acceptable design criteria.. Once considered the weight of the adjustment components it was found that the Joint Drain Pipe, Wall and Roof is not important a risk of the dam because they are the items that help reducing the pressure inside the dam-body. The Dam Drain Pipe and Foundation Drain Pipe has very little effect on stability. The RI resulting after seepage and stability analysis of RCC - S and RCC - B is decreased overall, but higher in some block due to the weighting score of some high rating scores components that have gain weight. The RI resulting were 2.29 and 1.97, respectively.

---

Student's signature

Thesis Advisor's signature

## กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ ผศ.ดร.สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์ ประธานกรรมการที่ปรึกษา ที่กรุณาให้คำปรึกษาแนะนำแนวทางในการดำเนินการวิจัย รวมทั้งการแก้ไขปรับปรุงการเขียนวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนสำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

ขอขอบพระคุณ รศ.ดร.วรากร ไม้เรียง กรรมการสาขาวิชาเอก รศ.ดร.สุวิมล สัจจาณิชย์ กรรมการสาขาวิชารอง และ รศ.ดร.ชูเกียรติ ทรัพย์ไพศาลผู้แทนบัณฑิตวิทยาลัย ที่กรุณาให้คำปรึกษาชี้แนะในสิ่งที่เป็นประโยชน์ และตรวจแก้ไขข้อบกพร่องต่างๆ จนทำให้งานวิจัยนี้มีความสมบูรณ์ยิ่งขึ้น

ขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา ญาติพี่น้อง และขอบคุณเพื่อนๆ ที่เป็นกำลังใจ และสนับสนุนช่วยเหลือในการศึกษาตลอดมาจนสำเร็จการศึกษา

ขอขอบคุณ คุณชินโรส ทองธรรมชาติ ที่เป็นผู้ถ่ายทอดข้อมูล ความรู้ คอยกระตุ้นและสร้างกำลังใจ ทั้งคอยช่วยเหลือจนกระทั่งงานวิจัยนี้ลุล่วงไปด้วยดี

ขอขอบคุณพี่ๆ เพื่อนๆ และน้องๆ ห้องศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ และคณะตรวจเขียนโดยสายตา ที่ให้ความช่วยเหลือให้งานวิจัยชิ้นนี้สำเร็จลุล่วง

ขอขอบคุณศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์และโครงการเขื่อนขุนด่านปราการชลอันเนื่องมาจากพระราชดำริ จ.นครนายก กรมชลประทาน

ขอขอบคุณการไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทยที่เอื้อเฟื้อโปรแกรมในการวิเคราะห์แบบจำลองซึ่งช่วยให้การศึกษาในครั้งนี้เป็นไปอย่างสมบูรณ์

ณัฐรุช อินมาลา  
พฤษภาคม 2553

## สารบัญ

	หน้า
สารบัญ	(1)
สารบัญตาราง	(2)
สารบัญภาพ	(8)
คำนำ	1
วัตถุประสงค์	3
การตรวจเอกสาร	4
อุปกรณ์และวิธีการ	146
อุปกรณ์	146
วิธีการ	148
ผลและวิจารณ์	209
สรุปและข้อเสนอแนะ	276
สรุป	276
ข้อเสนอแนะ	280
เอกสารและสิ่งอ้างอิง	282
ภาคผนวก	287
ภาคผนวก ก ผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานราก	288
ภาคผนวก ข ผลแรงดันน้ำที่ระนาบตัวเขื่อนและฐานรากจากการวิเคราะห์ แบบจำลองการไหลซึม	293
ภาคผนวก ค ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อนที่ระนาบตัวเขื่อนและฐานราก	310
ประวัติการศึกษาและการทำงาน	343

## สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
1	เปรียบเทียบคุณลักษณะของเขื่อนคอนกรีตประเภทต่างๆ	13
2	จำนวนเขื่อนคอนกรีตที่เกิดความเสียหายและการพิบัติจำแนกตามกรณีการพิบัติต่างๆ	14
3	ส่วนผสมคอนกรีตบดอัดในเขื่อนต่างๆ	39
4	ค่ากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตบดอัดเทียบกับคอนกรีตปกติ	45
5	ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลระหว่างตัวเขื่อนและฐานรากที่กำหนดใช้ในประเทศต่างๆ	60
6	ค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำของคอนกรีตประเภทต่างๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์การไหลซึมของตัวเขื่อน Longtan	84
7	ระดับดัชนีสภาพของวิธี REMR	87
8	การแบ่งชั้นของสภาพความสมบูรณ์ตามดัชนีสภาพ (Condition Index)	90
9	นิยามค่าคะแนนสภาพและค่าน้ำหนักของสภาพปัญหาใน 10 กรณี	99
10	อัตราส่วนผสมคอนกรีตบดอัดของเขื่อนขุนด่านปราการชล	115
11	สรุปค่าเฉลี่ยและส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของผลการทดสอบความหนาแน่นของเขื่อนคอนกรีตบดอัด	118
12	อัตราส่วนผสมที่ใช้ในงานอัดฉีดน้ำปูน (โดยน้ำหนัก) ของเขื่อนขุนด่านปราการชล	125
13	ค่าเฉลี่ยและส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของผลการทดสอบความหนาแน่นของคอนกรีตบดอัดเขื่อนขุนด่านปราการชล	128
14	สรุปอัตราการไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อน RCC-B	133
15	สรุปอัตราการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานราก	134
16	สรุปค่าความดันน้ำที่เกิดขึ้นในหินฐานราก	137
17	การเคลื่อนตัว (รอยแยกที่รอยต่อ) ที่เกิดขึ้นสูงสุดที่บริเวณต่างๆ	139
18	ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อนขุนด่านปราการชล	144
19	ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของเขื่อนขุนด่านปราการชลด้วยวิธี USBR	144

## สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่		หน้า
20	ตำแหน่งจุดตรวจสอบพิเศษ	156
21	รายการตรวจสภาพเขื่อนคอนกรีตบดอัด	159
22	แนวทางในการจำแนกสภาพคะแนนในการตรวจสภาพ	167
23	การใช้เครื่องมือตรวจวัดพฤติกรรมเขื่อนเพื่อระบุการพิบัติของตัวเขื่อน	183
24	สถานะของการจัดการการอ่านค่าที่ส่งผลต่อความเสี่ยงภัย	184
25	ระดับคะแนนสภาพอุโมงค์และระบบระบายน้ำภายในอุโมงค์	186
26	ระดับคะแนนสภาพสันเขื่อน	187
27	ระดับคะแนนสภาพพื้นที่ด้านท้ายน้ำ	187
28	ระดับคะแนนสภาพลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ	188
29	ระดับคะแนนสภาพพื้นที่ด้านเหนือน้ำ	188
30	ระดับคะแนนสภาพเครื่องมือวัด	189
31	สัมประสิทธิ์ความซึมของน้ำผ่านวัสดุฐานราก	197
32	ผลคะแนนสภาพองค์ประกอบบนสันเขื่อน	213
33	ผลคะแนนสภาพ Slope Protection บนสันเขื่อน	213
34	ผลคะแนนสภาพองค์ประกอบลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำและพื้นที่ท้ายน้ำ	214
35	สรุปค่าน้ำหนักความสำคัญขององค์ประกอบ	223
36	ลำดับค่าน้ำหนักความสำคัญขององค์ประกอบต่างๆ	226
37	ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพต่อการเลื่อนไถลและพลิกคว่ำทั้ง 3 ระนาบของ เขื่อน RCC - S เมื่อความหนาแน่นของวัสดุคอนกรีตบดอัดลดลง	254
38	ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพต่อการเลื่อนไถลและพลิกคว่ำทั้ง 3 ระนาบของ เขื่อน RCC - B เมื่อความหนาแน่นของวัสดุคอนกรีตบดอัดลดลง	255
39	เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การไหลซึมและเสถียรภาพกับการวิเคราะห์เดิม โดย ชิโนรส (2542)	256
40	สรุปค่าน้ำหนักความสำคัญขององค์ประกอบจากการประเมินผลวิเคราะห์การ ไหลซึมผ่านเขื่อนและวิเคราะห์เสถียรภาพ	261

## สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่		หน้า
41	ค่าดัชนีความเสี่ยงขององค์ประกอบต่างๆ เขื่อน RCC – B ช่วง Block 1 - 21	271
42	ค่าดัชนีความเสี่ยงขององค์ประกอบต่างๆ เขื่อน RCC – B ช่วง Block 22 – 37 และ RCC – S ช่วง Block 38 - 42	272
43	ค่าดัชนีความเสี่ยงขององค์ประกอบต่างๆ เขื่อน RCC – S ช่วง Block 43 - 57 และ RCC – VS ช่วง Block 58 - 63	273
44	ค่าดัชนีความเสี่ยงขององค์ประกอบต่างๆ เขื่อน RCC – VS ช่วง Block 64 - 67	274
45	ลำดับองค์ประกอบที่สำคัญในการซ่อมแซมเพื่อลดความเสี่ยงของเขื่อน	275
ตารางผนวกที่		
ก1	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +27.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ	310
ก2	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +30.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ	311
ก3	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +55.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ	312
ก4	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +80.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ	313
ก5	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +27.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain อุุด ตันและ Foundation Drain ปกติ	314
ก6	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +30.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain อุุด ตันและ Foundation Drain ปกติ	315
ก7	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +55.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain อุุด ตันและ Foundation Drain ปกติ	316

## สารบัญตาราง (ต่อ)

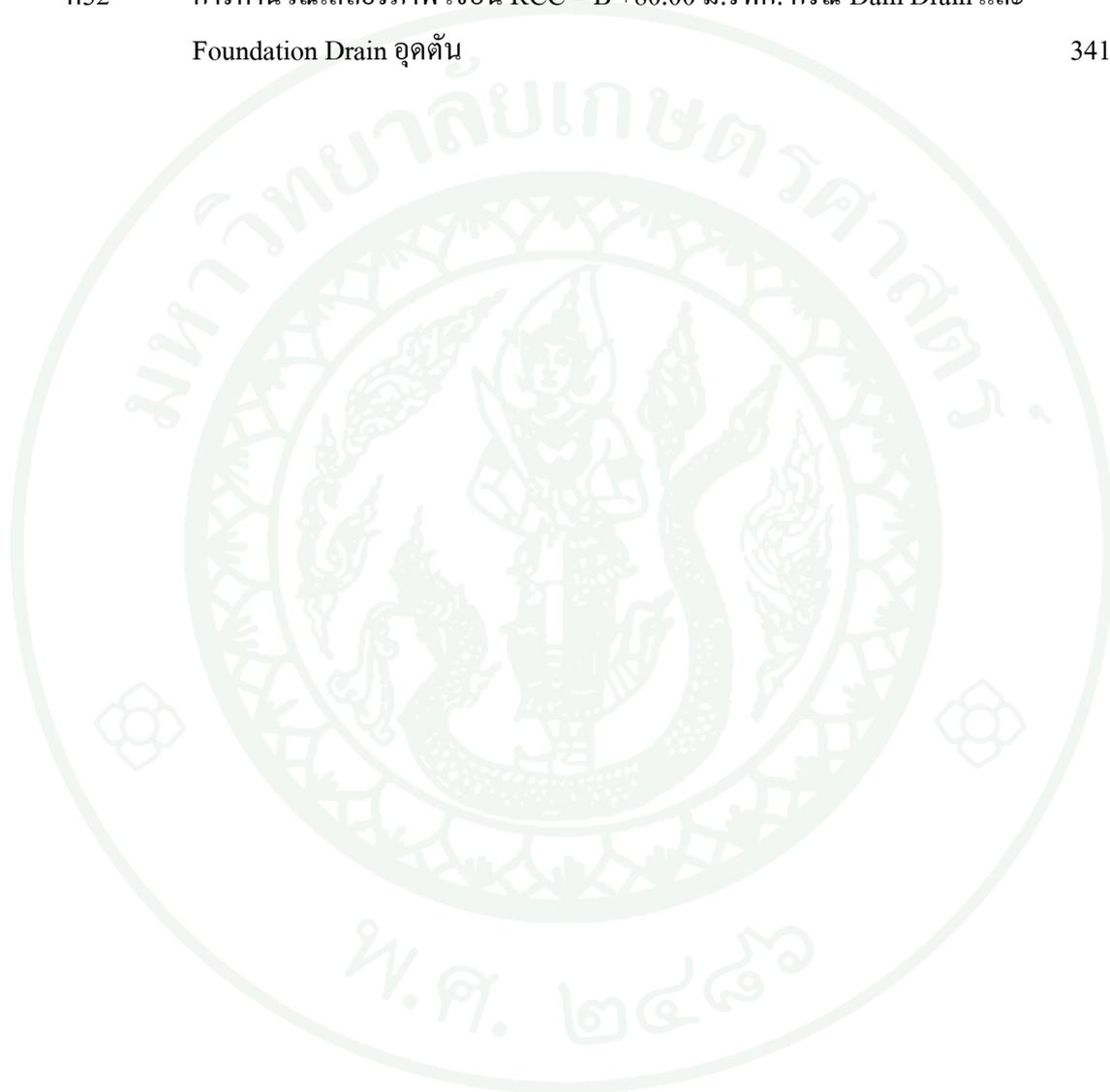
ตารางผนวกที่		หน้า
ค8	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +80.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain อุค ตันและ Foundation Drain ปกติ	317
ค9	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +27.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุคตัน	318
ค10	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +30.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุคตัน	319
ค11	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +55.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุคตัน	320
ค12	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +80.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุคตัน	321
ค13	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +27.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุคตัน	322
ค14	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +30.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุคตัน	323
ค15	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +55.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุคตัน	324
ค16	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +80.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุคตัน	325
ค17	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +20.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ	326
ค18	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +25.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ	327
ค19	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +55.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ	328

## สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางผนวกที่		หน้า
ค20	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +80.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ	329
ค21	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +20.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain อุุดตัน และ Foundation Drain ปกติ	330
ค22	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +25.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain อุุดตัน และ Foundation Drain ปกติ	331
ค23	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +55.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain อุุดตัน และ Foundation Drain ปกติ	332
ค24	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +80.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain อุุดตัน และ Foundation Drain ปกติ	333
ค25	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +20.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุุดตัน	334
ค26	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +25.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุุดตัน	335
ค27	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +55.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุุดตัน	336
ค28	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +80.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุุดตัน	337
ค29	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +20.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุุดตัน	338
ค30	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +25.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุุดตัน	339
ค31	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +55.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุุดตัน	340

## สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางผนวกที่		หน้า
ค32	การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +80.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ฉุกเฉิน	341



## สารบัญญภาพ

ภาพที่		หน้า
1	เขื่อน Alpe Gera ในประเทศอิตาลีก่อสร้างระหว่างปี ค.ศ. 1961 ถึง 1964	5
2	การทำให้แน่นโดยการใช้ Immersion Vibrator ร่วมกับการบดอัด	5
3	การก่อสร้างชั้นบดอัดเป็นแนวเอียงในประเทศจีน	8
4	วิวัฒนาการของหน้าตัดเขื่อน Zintel Canyon	10
5	จำนวนเขื่อนคอนกรีตบดอัดประเภทต่างๆ	13
6	การพิบัติของเขื่อน Puentes	16
7	ความเสียหายของเขื่อน Bayless (Austin Dam, PA)	18
8	การพิบัติของเขื่อน Austin , TX	19
9	เขื่อนAustin , TX ในชื่อใหม่ว่าเขื่อน Tom miller ในปี ค.ศ. 1940	20
10	ความเสียหายของเขื่อน Bouzey	22
11	เขื่อน Upper Stillwater	23
12	การไหลซึมและตะกอนแคลเซียมที่รอยต่อลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำเขื่อน Upper Stillwater	23
13	เขื่อน Morris Shepard	24
14	การพิบัติของเขื่อน Malpasset	26
15	การพิบัติของเขื่อน St. Francis	28
16	กราฟหน่วยการไหลซึมผ่านเขื่อนกับเวลาในเขื่อนต่างๆ	29
17	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (MPa) กับค่าอัตราส่วนปริมาตรน้ำต่อสารเชื่อมประสาน(w/C+P)	42
18	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าความชื้นน้ำเทียบกับปริมาณซีเมนต์ของคอนกรีตปกติ	51
19	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าความชื้นน้ำเทียบกับปริมาณซีเมนต์ของคอนกรีตบดอัด	52
20	เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำกับปริมาณซีเมนต์ที่เขื่อนต่างๆ	53

## สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
21	ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำเทียบกับปริมาณซีเมนต์ของทั้งคอนกรีตปกติและคอนกรีตบดอัด	54
22	ค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำของคอนกรีตบดอัดเทียบกับคอนกรีตปกติ	55
23	อิทธิพลของตำแหน่งของรูระบายน้ำต่อแรงดันลอยตัวใต้ฐานรากเขื่อน	62
24	การวิเคราะห์ม่านระบายน้ำใต้ฐานรากเขื่อน	64
25	กราฟการลดลงของแรงลอยตัวใต้ฐานรากเขื่อน	65
26	การไหลซึมของน้ำในแนวเดียวผ่านแท่งดิน	66
27	ศักย์ของน้ำในการไหลซึมผ่านดิน	67
28	การไหลของน้ำผ่านตัวกลางทรงลูกบาศก์	68
29	การเขียนเส้นผิวน้ำด้วยวิธีของ Casegrande	72
30	โครงข่ายการไหลของดินที่ไม่เป็นเนื้อเดียวกันในแนวราบ	73
31	โครงข่ายการไหลของตัวกลางที่ไม่เป็นเนื้อเดียวกันในแนวตั้ง	74
32	การหักเหของโครงข่ายการไหลซึมของดินที่ไม่เป็นเนื้อเดียวกัน	74
33	ลำดับขั้นตอนการพัฒนาสู่วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์	75
34	การแบ่งพื้นที่ของปัญหาให้เป็นเอลิเมนต์	76
35	ฟังก์ชันการประมาณภายในเอลิเมนต์	77
36	แบบจำลองการไหลซึมผ่านคอนกรีตบดอัด (RCC) และชั้นบดอัด (Lift Joint)	82
37	หน้าตัดเขื่อน Longtan	84
38	ผลการคำนวณ Finite Element แสดงเส้นศักย์แรงดันน้ำภายในเขื่อน Longtan กรณีไม่มี CVC ที่ลาดด้านเหนือน้ำ	85
39	ผลการคำนวณ Finite Element แสดงเส้นศักย์แรงดันน้ำภายในเขื่อน Longtan กรณีที่มี CVC ลาดด้านเหนือน้ำจากฐานรากถึงระดับ +305.5 เมตร	85
40	ความสัมพันธ์ระหว่างเครื่องมือวัดกับรูปแบบการพิบัติ	91
41	ความสัมพันธ์ระหว่างเครื่องมือวัดกับรูปแบบการพิบัติ	92
42	สภาพปัญหาภายในอุโมงค์เหมือง 10 กรณี	98

## สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
43	แผนที่ภายในอุโมงค์แห่งที่ 1	102
44	แผนที่ภายในอุโมงค์แห่งที่ 2	103
45	ค่า RFRI แสดงเป็นเปอร์เซ็นต์เทียบกันระหว่างอุโมงค์ทั้ง 2 พื้นที่	104
46	ที่ตั้งโครงการเชื่อมขุดด้านปรากฏารชล	105
47	ลักษณะตัวเชื่อมขุดด้านปรากฏารชล	106
48	หน้าตัดเชื่อมขุดด้านปรากฏารชล	107
49	แผนที่ธรณีวิทยาบริเวณที่ตั้งโครงการ	108
50	สภาพธรณีวิทยาฐานรากเชื่อม RCC-B, RCC-S และ RCC-VS	109
51	ตัดส่วนชนิดหินฐานรากเชื่อมคอนกรีตบดอัด	109
52	โครงสร้างทางธรณีวิทยาของหินฐานรากบริเวณ กม.0+536.1 – กม. 0+776.1	111
53	โครงสร้างทางธรณีวิทยาของหินฐานรากบริเวณ กม.0+856.1 – กม. 1+296.1	112
54	เส้นชั้น RQD ของหินฐานรากตามแนวแกนเชื่อมคอนกรีตบดอัด	113
55	ระดับความชื้นน้ำของหินฐานรากแนวแกนเชื่อม RCC-B	113
56	ขั้นตอนการก่อสร้างและการควบคุมคุณภาพของคอนกรีตบดอัด	114
57	โรงผสมคอนกรีต (batching plants)	115
58	การลำเลียงและการบดอัดคอนกรีตบดอัด	116
59	การทดสอบความหนาแน่นในสนามด้วยเครื่อง Nuclear Density	117
60	กราฟการกระจายตัวของผลการทดสอบค่าความหนาแน่นในสนาม	117
61	การทำรอยต่อ contraction joint	118
62	การติดตั้ง water stop	119
63	การทำความสะอาดผิวหน้ารอยต่อระหว่างชั้นบดอัด	120
64	การหล่อคอนกรีตลาดเชื่อม โดยใช้แบบหล่อ slipform	121
65	การบดอัดในระดับที่มีการติดตั้งอุโมงค์	121
66	การติดตั้งแบบหล่อเหล็กเพื่อสร้างอุโมงค์ในแนวระนาบ	122
67	การติดตั้งคอนกรีตหล่อสำเร็จรูปตัว B เพื่อสร้างอุโมงค์ในแนวเอียง	122

## สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
68	รูปแบบการอัดฉีดน้ำปูนในหินฐานราก	123
69	แผนการอัดฉีดน้ำปูน	124
70	พิกัดบริเวณที่ทำการทดสอบค่าความซึมน้ำโดยวิธี Lugeon Test ตามหน้าตัดตามขวาง	127
71	พิกัดบริเวณที่ทำการทดสอบค่าความซึมน้ำโดยวิธี Lugeon Test ตามหน้าตัดตามยาว	127
72	กราฟการกระจายตัวผลการทดสอบค่าความซึมน้ำของเขื่อนขุนด่านปราการชล	128
73	อัตราการไหลซึมรวมที่ผ่านตัวเขื่อนและฐานราก	129
74	ค่า Unit Seepage ของเขื่อนขุนด่านปราการชล เปรียบเทียบกับเขื่อนRCC อื่นๆ	130
75	อัตราการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนช่วงการเก็บน้ำปีที่ 1	131
76	ค่าความซึมน้ำเทียบเท่าของตัวเขื่อนช่วงเก็บน้ำปีที่ 1	132
77	อัตราการไหลซึมผ่านฐานรากตลอดแนวเขื่อน	134
78	อัตราการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานรากช่วงการเก็บน้ำปีที่ 2	135
79	หน้าตัดทั่วไปของการติดตั้ง piezometer	136
80	การเรียงตัวของเขื่อนที่การเก็บน้ำระดับต่างๆ	140
81	การเลื่อนไถลของเขื่อนที่การเก็บน้ำระดับต่างๆ	142
82	หน้าตัดการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อนขุนด่านปราการชล	143
83	อุปกรณ์การตรวจสอบสภาพ	146
84	กลุ่มผู้ตรวจสอบสภาพเขื่อนพร้อมอุปกรณ์	148
85	แผนการวิจัยการตรวจสอบสภาพเขื่อนคอนกรีตบดอัดโดยวิธีดัชนีความเสี่ยง	150
86	การแบ่งพื้นที่ตรวจสอบสภาพลาดท้ายน้ำ พื้นที่ท้ายน้ำ และอุโมงค์	154
87	การทำความเข้าใจระหว่างผู้ให้คะแนน	155
88	ระยะเวลาในการตรวจสอบสภาพเทียบกับระดับน้ำเก็บกัก	155
89	ตำแหน่งจุดพิเศษ	157
90	จุดที่เคยมีประวัติความเสียหายขององค์ประกอบ	158

## สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
91	การแบ่งขอบเขตและสัญลักษณ์เพื่อการตรวจสอบสภาพภายในอุโมงค์	161
92	องค์ประกอบในการตรวจสอบสภาพภายในอุโมงค์	161
93	การแบ่งขอบเขตการตรวจสอบสภาพถนนบนสันเขื่อน และพื้นที่กัลบริด	162
94	พื้นที่สันเขื่อน	163
95	การแบ่งขอบเขตการตรวจสอบสภาพ Slope Protection จากการถ่ายภาพ	163
96	การแบ่งขอบเขตการตรวจสอบสภาพลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ	164
97	พื้นที่ลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ	164
98	การแบ่งขอบเขตการตรวจสอบสภาพฐานยันเขื่อน	165
99	การแบ่งขอบเขตการตรวจสอบสภาพพื้นที่ด้านท้ายน้ำจากภาพถ่ายบนสันเขื่อน	166
100	ตัวอย่างภาพถ่ายพื้นที่ด้านท้ายน้ำ	166
101	ระดับคะแนนสภาพผนังอุโมงค์	168
102	ระดับคะแนนสภาพเพดานอุโมงค์	169
103	ระดับคะแนนสภาพพื้นอุโมงค์	170
104	ระดับคะแนนสภาพ Joint Drain Pipe	171
105	ระดับคะแนนสภาพ Dam Drain Pipe	172
106	ระดับคะแนนสภาพ Foundation Drain Pipe	173
107	ระดับคะแนนสภาพ Steel Drain Pipe	174
108	ระดับคะแนนสภาพรางน้ำ (Gutter)	175
109	ระดับคะแนนสภาพถนน	176
110	ระดับคะแนนสภาพราวกันตก	176
111	ระดับคะแนนสภาพรอยต่อระหว่าง Block ถนน	176
112	ระดับคะแนนสภาพ Slope Protection	177
113	ระดับคะแนนสภาพ ลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำและรอยต่อระหว่าง Block	178
114	ระดับคะแนนสภาพ Steel Drain Pipe	178
115	ระดับคะแนนสภาพร่องระบายน้ำด้านท้ายเขื่อน	179

## สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
116	ระดับคะแนนสภาพ ข่ายคักสวะ	179
117	ระดับคะแนนสภาพฐานยันเขื่อนด้านเหนือ	180
118	ระดับคะแนนสภาพ ถนนเข้าสู่อุโมงค์และตัวเขื่อน	181
119	ระดับคะแนนสภาพพื้นที่ด้านท้ายน้ำ	181
120	แผนการประเมินค่าดัชนีความเสี่ยง	192
121	แผนการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมและเสถียรภาพ	193
122	ตัวอย่างหน้าตัดเขื่อนคุณสมบัติที่ใช้ในการวิเคราะห์การไหลซึมของRCC - S	194
123	ตัวอย่างหน้าตัดเขื่อนคุณสมบัติที่ใช้ในการวิเคราะห์การไหลซึมของRCC - B	195
124	ค่า k ของคอนกรีตบดอัดเมื่อพิจารณาด้านแรงดูด	196
125	แบบจำลองแนวระนาบเพื่อหาค่าเฉลี่ยศักย์น้ำรวม	199
126	ค่าศักย์ของน้ำตลอดแนวมันระบายน้ำ A-A และ B-B	199
127	ขอบเขตเงื่อนไขสำหรับหน้าตัด RCC - S	200
128	ขอบเขตเงื่อนไขสำหรับหน้าตัด RCC - B	201
129	ค่าดัชนีความเสี่ยงจากผลการตรวจสอบเขื่อน	202
130	ผลการคัดเลือกหน้าตัดโดยพิจารณาข้อมูลดัชนีความเสี่ยงและคะแนนสภาพ	202
131	ผลการคัดเลือกหน้าตัดโดยผลการวัดปริมาณการไหลซึมโดย Flow meter	203
132	ผลการคัดเลือกหน้าตัดโดยผลการวัดการเคลื่อนตัวของเขื่อนโดยเครื่องมือวัด	204
133	สภาพธรณีวิทยาฐานรากเขื่อน RCC-B, RCC-S และ RCC-VS	205
134	ผลการทดสอบ Rock Quality Designation ของฐานรากตลอดแนวเขื่อน	205
135	พื้นที่ฐานรากเขื่อนที่มีค่าความชื้นน้ำสูงกว่า 10 Lugeon	206
136	ผลการคัดเลือกหน้าตัดที่ใช้ในการวิเคราะห์	207
137	แรงกระทำสำหรับการคำนวณเสถียรภาพในการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำของเขื่อน	208
138	ผลคะแนนสภาพองค์ประกอบภายในอุโมงค์ เขื่อน RCC-B Block 1 – Block 19	210
139	ผลคะแนนสภาพองค์ประกอบภายในอุโมงค์ เขื่อน RCC-B Block 39 – Block 36	211

## สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
140	ผลคะแนนสภาพองค์ประกอบภายในอุโมงค์ เชื้อน RCC-S Block 39 – Block 57	212
141	การเปรียบเทียบค่าคะแนนสภาพภายในอุโมงค์ Block 47 , 48 , 49	217
142	การเปรียบเทียบค่าคะแนนสภาพภายในอุโมงค์ Block 42 , 43 , 44	220
143	ผลการวิเคราะห์ค่าดัชนีความเสี่ยงของเชื้อนขุ่นด้านปรากฏารชด	229
144	ลักษณะการไหลซึมผ่านเชื้อนเมื่อค่า k ratio = 0.5	231
145	ลักษณะการไหลซึมผ่านเชื้อนเมื่อค่า k ratio = 0.2	232
146	ลักษณะการไหลซึมผ่านเชื้อนเมื่อค่า k ratio = 0.1	232
147	ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเชื้อนที่ k suction กรณี A1	233
148	ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเชื้อนที่ k suction กรณี A2	233
149	ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเชื้อนที่ k suction กรณี A3	234
150	ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเชื้อนที่ k suction กรณี B1	234
151	ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเชื้อนที่ k suction กรณี B2	235
152	ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเชื้อนที่ k suction กรณี B3	235
153	เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเชื้อนที่ k suction ต่างๆ	236
154	ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเชื้อนที่ $k_{cvc}$ เท่ากับ $1 \times 10^{-7}$ ม./วินาที	237
155	ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเชื้อนที่ $k_{cvc}$ เท่ากับ $1 \times 10^{-8}$ ม./วินาที	237
156	ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเชื้อนที่ $k_{cvc}$ เท่ากับ $1 \times 10^{-9}$ ม./วินาที	238
157	ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเชื้อนที่ $k_{cvc}$ เท่ากับ $1 \times 10^{-10}$ ม./วินาที	238
158	การไหลซึมรวมภายในอุโมงค์	240
159	อัตราการไหลซึมผ่านภายในอุโมงค์ทั้ง 3 ระดับ ในกรณีต่างๆ ของเชื้อน RCC- S	241
160	อัตราการไหลซึมผ่านภายในอุโมงค์ทั้ง 3 ระดับ ในกรณีต่างๆ ของเชื้อน RCC- B	241
161	อัตราการไหลซึมผ่านภายในอุโมงค์เทียบทั้ง 3 ระดับ กรณีการวิเคราะห์ที่ระบบ ระบาย ปกติ (Case 2) ของ RCC - S และ RCC - B	243
162	อัตราการไหลซึมผ่านภายในอุโมงค์จาก Flow meter และหน้าตัดที่คัดเลือก สำหรับเปรียบเทียบของ เชื้อน RCC - B และ RCC – S	244

## สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
163 อัตราการไหลซึมผ่านภายในอุโมงค์ระหว่างกรณีระบบระบายปกติ (Case 2) กับ Flowmeter ในหน้าตัด Block 44 เชื่อน RCC – S	244
164 อัตราการไหลซึมผ่านภายในอุโมงค์ระหว่างกรณีระบบระบายปกติ (Case 2) กับ Flowmeter ในหน้าตัด Block 16 เชื่อน RCC – B	245
165 อัตราการไหลซึมผ่านภายในอุโมงค์ระหว่างแบบจำลองกรณีระบบระบายปกติ (Case 2) กับ Flowmeter ทุกหน้าตัด	246
166 ผลการวิเคราะห์ Sliding Factor of Safety ของเชื่อน RCC – S	247
167 ผลการวิเคราะห์ Sliding Factor of Safety ของเชื่อน RCC - B	248
168 ผลการวิเคราะห์ Overturning Factor of Safety ของเชื่อน RCC – S	250
169 ผลการวิเคราะห์ Overturning Factor of Safety ของเชื่อน RCC - B	251
170 ผลการวิเคราะห์ระยะเยื้องศูนย์กลางจากกลางฐานรากของหน้าตัดเชื่อน RCC – S	253
171 ผลการวิเคราะห์ระยะเยื้องศูนย์กลางจากกลางฐานรากของหน้าตัดเชื่อน RCC – B	253
172 ผลดัชนีความเสี่ยง RI – Average จากการให้น้ำหนักโดยผู้เชี่ยวชาญ (OLD) เทียบกับน้ำหนักที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลอง (NEW)	264
173 ผลดัชนีความเสี่ยง RI – Max จากการให้น้ำหนักโดยผู้เชี่ยวชาญ (OLD) เทียบกับน้ำหนักที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลอง (NEW)	264
174 ผลดัชนีความเสี่ยง RI – Max และ RI –Average จากการให้น้ำหนักโดยผลการวิเคราะห์แบบจำลอง	266
175 ผลดัชนีความเสี่ยง RI – Max และ RI –Average จากการให้น้ำหนักโดยผลการวิเคราะห์แบบจำลอง	266
176 ผลดัชนีความเสี่ยง RI – Max เมื่อพิจารณาน้ำหนักขององค์ประกอบเฉพาะแต่ละรูปแบบการพิบัติ	268

## สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่	หน้า
ก1 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมเขื่อน RCC – S ในกรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ	288
ก2 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมเขื่อน RCC – S ในกรณี Dam Drain อุุดตัน และ Foundation Drain ปกติ	288
ก3 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมเขื่อน RCC – S ในกรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุุดตัน	289
ก4 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมเขื่อน RCC – S ในกรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุุดตัน	289
ก5 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมเขื่อน RCC – B ในกรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ	290
ก6 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมเขื่อน RCC – B ในกรณี Dam Drain อุุดตัน และ Foundation Drain ปกติ	290
ก7 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมเขื่อน RCC – B ในกรณี Dam Drain อุุดตัน และ Foundation Drain ปกติ	291
ก8 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมเขื่อน RCC – B ในกรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุุดตัน	291
ข1 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +27.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – S กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ	293
ข2 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +30.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – S กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ	293
ข3 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +55.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – S กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ	294
ข4 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +80.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – S กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ	294

## สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่		หน้า
ข5	แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +27.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – S กรณี Dam Drain อุดตัน และ Foundation Drain ปกติ	295
ข6	แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +30.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – S กรณี Dam Drain อุดตัน และ Foundation Drain ปกติ	295
ข7	แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +55.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – S กรณี Dam Drain อุดตัน และ Foundation Drain ปกติ	296
ข8	แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +80.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – S กรณี Dam Drain อุดตัน และ Foundation Drain ปกติ	296
ข9	แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +27.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – S กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุดตัน	297
ข10	แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +30.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – S กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุดตัน	297
ข11	แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +55.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – S กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุดตัน	298
ข12	แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +80.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – S กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุดตัน	298
ข13	แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +27.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – S กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุดตัน	299
ข14	แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +30.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – S กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุดตัน	299
ข15	แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +55.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – S กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุดตัน	300
ข16	แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +80.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – S กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุดตัน	300
ข17	แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +20.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – B กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ	301

## สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่	หน้า
ข18 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +25.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – B กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ	301
ข19 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +55.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – B กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ	302
ข20 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +80.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – B กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ	302
ข21 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +20.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – B กรณี Dam Drain อุุดตัน และ Foundation Drain ปกติ	303
ข22 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +25.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – B กรณี Dam Drain อุุดตัน และ Foundation Drain ปกติ	303
ข23 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +55.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – B กรณี Dam Drain อุุดตัน และ Foundation Drain ปกติ	304
ข24 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +80.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – B กรณี Dam Drain อุุดตัน และ Foundation Drain ปกติ	304
ข25 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +20.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – B กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุุดตัน	305
ข26 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +25.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – B กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุุดตัน	305
ข27 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +55.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – B กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุุดตัน	306
ข28 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +80.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – B กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุุดตัน	306
ข29 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +20.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – B กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุุดตัน	307
ข30 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +25.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – B กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุุดตัน	307

## สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่	หน้า
ข31 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +55.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – B กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุคตัน	308
ข32 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +80.00 ม.รทก. เชื้อน RCC – B กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุคตัน	308

การวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมสำหรับการประเมินค่าดัชนีความเสี่ยง  
จากการตรวจสอบสภาพเขื่อนคอนกรีตบดอัดโดยสายตาในการเก็บน้ำช่วงต้น  
กรณีศึกษา : เขื่อนขุนด่านปราการชล

**Seepage Model Analysis for Risk Index Method from Visual Inspection  
of Roller Compacted Concrete During Initial Impounding  
Case Study: Khun Dan Prakarn Chon Dam**

คำนำ

คอนกรีตบดอัด (Roller Compacted Concrete, RCC) เป็นคอนกรีตที่มีค่า Slump เป็นศูนย์ ซึ่งทำให้สามารถขนส่ง บดอัดและการก่อสร้างด้วยเครื่องจักรกลดินได้เหมือนกับการก่อสร้างเขื่อนดินและหิน เทคโนโลยีการก่อสร้างเขื่อนโดยใช้วิธีบดอัดคอนกรีต เป็นการนำความรู้ทางด้านงานคอนกรีตและด้านงานดินรวมไว้ด้วยกัน เพื่อประโยชน์ทางการประหยัดทั้งวัสดุและเวลาในการก่อสร้างสำหรับการสร้างเขื่อนประเภทเขื่อนถ่วงน้ำหนัก ในปี พ.ศ. 2537 การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทยได้เริ่มนำเทคนิคการก่อสร้างเขื่อนคอนกรีตบดอัดมาใช้ในการก่อสร้างบางส่วนของเขื่อนปากมูล จ. อุบลราชธานี ต่อมาในปี พ.ศ. 2542 กรมชลประทานได้ก่อสร้างเขื่อนแม่สรวย จ. เชียงราย และในปีเดียวกันได้เริ่มก่อสร้างเขื่อนขุนด่านปราการชล จ. นครนายก ซึ่งเป็นโครงการอันเนื่องมาจากพระราชดำริ

จากการตรวจสอบสภาพเขื่อนขุนด่านปราการชล ช่วงการใช้งานหลังการก่อสร้าง 2 ปี โดยสายตาในเบื้องต้น พบปัญหาการรั่วซึมผ่านตัวเขื่อนมากกว่าที่คาดการณ์ไว้ ด้วยปัญหาดังกล่าวเป็นปัญหาที่เกิดขึ้นกับเขื่อนประเภทคอนกรีตบดอัดที่ยังไม่มีองค์ความรู้เกี่ยวกับความเสี่ยงในการพิบัติที่ชัดเจนในระยะยาว ดังนั้นการศึกษาติดตามสภาพปัญหาดังกล่าวจึงมีความจำเป็นอย่างยิ่ง ในปัจจุบันได้มีการตรวจสอบสภาพเขื่อนในประเทศไทย และพัฒนาวิธีการตรวจสอบสภาพโดยสายตา (Visual Inspection) สำหรับประเมินค่าดัชนีสภาพ (Condition Index) เพื่อการบำรุงรักษาเขื่อนดินและหินในการจัดงบประมาณเพื่อบำรุงรักษาให้เหมาะสม (เกษตรศาสตร์, 2539 และอนุสรณ์, 2542) อย่างไรก็ตามสำหรับเขื่อนคอนกรีตบดอัด ไม่ปรากฏว่ามีการกำหนดวิธีการตรวจสอบสภาพที่เป็นมาตรฐาน

ในการวิจัยนี้จึงได้ศึกษาและพัฒนาสร้างแนวทางการตรวจสอบเงื่อนไขเพื่อประเมินความเสี่ยงของเขื่อนคอนกรีตบดอัด โดยได้นำวิธีการตรวจสอบภาพโดยสายตา (Visual Inspection) และการประเมินความเสี่ยงโดยวิธีดัชนีความเสี่ยง (Risk Index) มาใช้ โดยกำหนดระดับคะแนนสภาพและน้ำหนักความสำคัญขององค์ประกอบต่างๆ ในตัวเขื่อนที่บ่งชี้ความเสี่ยงโดยผู้เชี่ยวชาญ เพื่อเป็นประโยชน์ในการพิจารณาการบำรุงรักษาเพื่อลดความเสี่ยงและการติดตามพฤติกรรมในระยะยาว อย่างไรก็ตามเพื่อให้เกิดความถูกต้องและความเหมาะสมของวิธีการในการให้น้ำหนักขององค์ประกอบต่างๆ จำเป็นต้องทราบพฤติกรรมที่ส่งผลต่อความปลอดภัยของตัวเขื่อน ในการศึกษา รายงานวิจัยนี้จึงสร้างและวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานราก ประกอบกับการวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อนในการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำ เพื่อศึกษาพฤติกรรมความปลอดภัยของเขื่อนคอนกรีตบดอัดในสถานะการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานราก ซึ่งในการออกแบบไม่ได้มีการพิจารณาการไหลซึมผ่านตัวเขื่อน มีเพียงการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านฐานรากในช่วงการก่อสร้างเท่านั้น แต่ในความเป็นจริงภายหลังการใช้งานพบการไหลซึมและรั่วซึมผ่านตัวเขื่อน ดังนั้นผลการศึกษาในรายงานวิจัยนี้จึงเป็นประโยชน์ในการเพิ่มความเข้าใจพฤติกรรมการไหลซึมและความปลอดภัยของเขื่อนมากยิ่งขึ้น รวมทั้งเป็นขั้นตอนสำคัญในการเพิ่มศักยภาพของวิธีการตรวจเขื่อนคอนกรีตบดอัดโดยวิธีดัชนีความเสี่ยง

## วัตถุประสงค์

1. เพื่อสร้างแนวทางการตรวจสอบภาพโดยสายตา (Visual Inspection) และการประเมินความเสี่ยงโดยวิธีดัชนีความเสี่ยง (Risk Index) ที่เหมาะสมต่อการประเมินความปลอดภัยของเขื่อนคอนกรีตบดอัด (RCC)
2. เพื่อศึกษาพฤติกรรมความปลอดภัยของเขื่อนคอนกรีตบดอัดโดยพิจารณาการไหลซึมผ่านฐานราก และตัวเขื่อน
3. เพื่อปรับค่าน้ำหนักความสำคัญต่อความเสี่ยงขององค์ประกอบ ในการประเมินโดยวิธีดัชนีความเสี่ยงตามพฤติกรรมความปลอดภัยจากแบบจำลองการไหลซึม
4. เพื่อตรวจสอบความปลอดภัยของเขื่อนคอนกรีตบดอัดในกรณีน้ำไหลซึมผ่านตัวเขื่อน

## ขอบเขตงานวิจัย

1. ศึกษาและเก็บข้อมูลการตรวจสอบภาพเขื่อนขุนด่านปราการชลช่วง RCC-B และ RCC-S ระหว่างการเก็บน้ำในช่วงต้นตั้งแต่เดือนธันวาคม พ.ศ. 2549 ถึง เดือนมีนาคม พ.ศ. 2550
2. การตรวจสอบภาพเขื่อนคอนกรีตบดอัดเพื่อการวิจัยนี้ เป็นการตรวจสอบภาพโดยสายตา
3. ในการศึกษาการวิเคราะห์การไหลซึม พิจารณาวัสดุคอนกรีตบดอัดเป็นวัสดุที่มีความพรุนมีการไหลซึมผ่านของน้ำได้
4. ในการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานราก พิจารณาการไหลเป็นแบบปริมาณการไหลคงที่ตามเวลา (Steady State)

## การตรวจเอกสาร

### พัฒนาการการใช้คอนกรีตบดอัดในงานเขื่อน

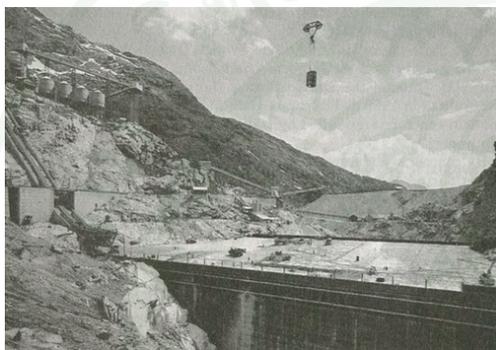
คอนกรีตบดอัดเป็นเทคโนโลยีคอนกรีตที่พัฒนาจากการผสมของ 2 ทฤษฎี คือ ทฤษฎีของวิศวกรรงานดินกับทฤษฎีของคอนกรีต เป็นคอนกรีตที่ไม่มีค่าการยุบตัว (No Slump) สามารถขนส่ง เท โดยรถบรรทุกและบดอัดได้โดยรถบดอัด ซึ่งเป็นเครื่องจักรที่ใช้ในวิศวกรรงานดิน ทำให้สามารถก่อสร้างได้อย่างรวดเร็ว โดยราคาค่าก่อสร้างต่ำ แต่มีความแข็งแรง เช่นเดียวกับคอนกรีตปกติ (Hansen and Reinhardt, 1991)

คอนกรีตบดอัดเป็นผลิตภัณฑ์คอนกรีตในงานก่อสร้างที่มีวิธีการในรูปแบบใหม่ ซึ่งมีความแตกต่างจากคอนกรีตปกติและดินซีเมนต์ทั้งวิธีการก่อสร้างไปจนถึงการใช้วัสดุละเอียดในการผสม คอนกรีตบดอัดจะใช้หินที่มีขนาดใหญ่สุด (maximum size) มากกว่า 19 มิลลิเมตร การพัฒนาการปรับปรุงการใช้วัสดุคอนกรีตลักษณะนี้ในแนวทางต่างๆ กัน มีชื่อเรียกที่หลากหลาย เช่น roller compacted concrete, roller compacted dam concrete, lean concrete, rollcrete, large-aggregate soil cement, rolled concrete หรือ cement-treated (Hansen and Reinhardt, 1991)

ในช่วงทศวรรษที่ 1970 เป็นช่วงที่มีการพัฒนาและวิจัยการใช้คอนกรีตบดอัดในงานเขื่อนอย่างกว้างขวาง ถือเป็นจุดเริ่มต้นของการวิจัยและทำการก่อสร้างเขื่อนคอนกรีตบดอัด คือ ได้มีการพยายามนำเสนอข้อดีของการก่อสร้างเขื่อนดินมาใช้กับวัสดุคอนกรีต เป็นการนำข้อดีของทั้งสองหลักการคือ การใช้วัสดุคอนกรีตซึ่งมีความคงทน ค่าบำรุงรักษาต่ำ ทำให้การออกแบบตัวเขื่อนมีขนาดเล็กเมื่อเปรียบเทียบกับเขื่อนดินหินถมที่ความสูงเดียวกัน และไม่เกิดความเสียหายจากการกัดเซาะลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำเมื่อเกิดการไหลล้นข้ามสันเขื่อน ผนวกกับวิธีในการก่อสร้างเขื่อนดินซึ่งมีราคาการก่อสร้างต่ำและก่อสร้างได้อย่างรวดเร็วกว่ามาก ดังนั้นการประยุกต์ใช้วิธีการก่อสร้างเขื่อนดินในงานคอนกรีตทำให้เกิดการใช้เทคโนโลยีคอนกรีตบดอัด ซึ่งเป็นการใช้คอนกรีตที่ไม่มีค่ายุบตัวหรือมีค่า Slump เป็นศูนย์ จึงทำให้เขื่อนคอนกรีตบดอัดสามารถวิธีก่อสร้างเช่นเดียวกับเขื่อนดินได้

การนำเทคนิคการก่อสร้างเขื่อนคอนกรีตโดยการบดอัดมาใช้เป็นครั้งแรกคือการก่อสร้างเขื่อน Alpe Gera ในประเทศอิตาลี (Hansen and Reinhardt, 1991) ดังภาพที่ 1 ระหว่างปี ค.ศ.

1961 ถึง 1964 ก่อสร้างโดย Giulio Gentile ซึ่งเป็นการก่อสร้างโดยการเทคอนกรีตเป็นชั้นๆ และเกลี่ยชั้นละ 700 มิลลิเมตร และทำให้เกิดความแน่นของคอนกรีตด้วยเครื่องสั่น (Immersion Vibrators) เป็นส่วนใหญ่ร่วมกับการบดอัด ดังภาพที่ 2 และทำการตัดที่ผิวผ่านชั้นบดอัดต่างๆของตัวเขื่อน เพื่อให้เกิดรอยต่อลดการแตกร้าวจากการขยายและหดตัวของวัสดุ (Contraction Joint) เป็นช่วงๆ ส่วนผิวหน้าเขื่อนด้านเหนือน้ำทำการก่อสร้างส่วนที่บ้น้ำโดยใช้แผ่นเหล็ก และมีการนำเทคโนโลยีการบดอัดคอนกรีตไปใช้ในการก่อสร้างเขื่อน Quaira Della Miniera ในประเทศอิตาลีในเวลาต่อมา



(ก) ขณะก่อสร้าง



(ข) ภาพถ่ายจากด้านท้ายน้ำ

ภาพที่ 1 เขื่อน Alpe Gera ในประเทศอิตาลีก่อสร้างระหว่างปี ค.ศ. 1961 ถึง 1964

ที่มา: Hansen and Reinhardt (1991)



ภาพที่ 2 การทำให้แน่นโดยการใช้อิมเมชันไวบเรเตอร์ร่วมกับการบดอัด

ที่มา: Forbes (2003)

การใช้เทคนิคการเทคอนกรีตเช่นเดียวกับการก่อสร้างเขื่อนดินถมเป็นความก้าวหน้าในการก่อสร้างเขื่อนคอนกรีต การเทคอนกรีตในแนวราบโดยรถบรรทุกทุกแทนการเทคอนกรีตในแนวตั้งโดยใช้สายส่งและกะบะเท ทำให้การก่อสร้างเป็นไปอย่างรวดเร็วมาก แต่อย่างไรก็ตามการใช้เครื่องสั่น (Immersion Vibrators) ที่ทำให้เกิดการสั่นภายในวัสดุเพื่อให้เกิดความแน่นภายในวัสดุจากการก่อสร้างเขื่อน Alpe Gera ในครั้งแรกนั้น พบว่าช่วยทำให้เกิดการยุบอัดสูงกว่าการใช้ล้อบชนิดสั่นสะเทือน (External Roller Compaction) ดังนั้นจึงมีการพัฒนาโดยนักออกแบบเขื่อนคอนกรีตของ Hydro Quebec แห่งเมือง Montreal ในปี ค.ศ. 1965 ที่ประเทศแคนาดา ในการสร้างเขื่อน Manicougan I โดยใช้เทคนิคเดียวการก่อสร้างเขื่อน Alpe Gera โดยพัฒนาการบดอัดคอนกรีตเป็นการใช้การสั่นสะเทือนภายในที่ตัวเขื่อนและผิวหน้าเขื่อนด้านเหนือน้ำ ทำการเทคอนกรีตหล่อโดยใช้แบบหล่อชนิดเลื่อน (Slip form) ส่วนผิวเขื่อนด้านท้ายน้ำใช้แผ่นคอนกรีตหล่อสำเร็จและทำรอยต่อ (Contraction Joint) พร้อมกับติดตั้งแผ่นยางกันซึมภายในมีระยะห่างระหว่างรอยต่อ 15 เมตร (Hansen and Reinhardt, 1991)

ในการประชุมทางวิชาการเกี่ยวกับทรัพยากรน้ำ (Water Resources Engineering Conference) ในปี 1962 ได้มีการนำเสนอแนวคิดการใช้คอนกรีตบดอัดสำหรับเขื่อนถ่วงน้ำหนักในโครงสร้างคอนกรีตโดยใช้คำว่า “Rollcrete” ซึ่งย่อมาจากคำว่า Roller Compacted Concrete เป็นครั้งแรกภายในองค์กร แนวคิดการบดอัดคอนกรีตปริมาณซีเมนต์ต่ำในการก่อสร้างเขื่อนได้ถูกพัฒนาขึ้น และบรรยาย ในการประชุมวิชาการของ ICOLD ครั้งที่ 11 โดย Moffat (1973) ต่อมาในเดือนมิถุนายน ปี ค.ศ. 1981 ได้มีการสำเนาเพื่อเสนอสู่สาธารณะชนในหัวข้อคอนกรีตบดอัดสำหรับการก่อสร้างเขื่อน ในการประชุมวิชาการซึ่งเสนอข้อมูลและงานวิจัยเกี่ยวกับอุตสาหกรรมก่อสร้างระดับนานาชาติ (International Construction Industry Research and Information Association, CIRIA)

ในประเทศสหรัฐอเมริกาแนวคิดเดียวกันนี้ได้รับการวิจัยและพัฒนา และนำเสนอในการประชุมวิชาการเรื่อง “การก่อสร้างเขื่อนคอนกรีตอย่างรวดเร็ว” โดย Raphael (1970) จากมหาวิทยาลัยแคลิฟอร์เนียแห่งเบิร์กลีย์เสนอแนะการใช้ ดินซีเมนต์ในการก่อสร้างเขื่อนถ่วงน้ำหนัก เพื่อเพิ่มความลาดชันทำให้ลดขนาดหน้าตัดเขื่อน จากแนวคิดที่ว่า “ถ้าปรับปรุงคุณภาพดินด้วยซีเมนต์ จะทำให้ความชันของลาดดินถมเพิ่มขึ้น” เนื่องจากดินมีค่าความต้านทานแรงเฉือนเพิ่มขึ้น (Hansen and Reinhardt, 1991)

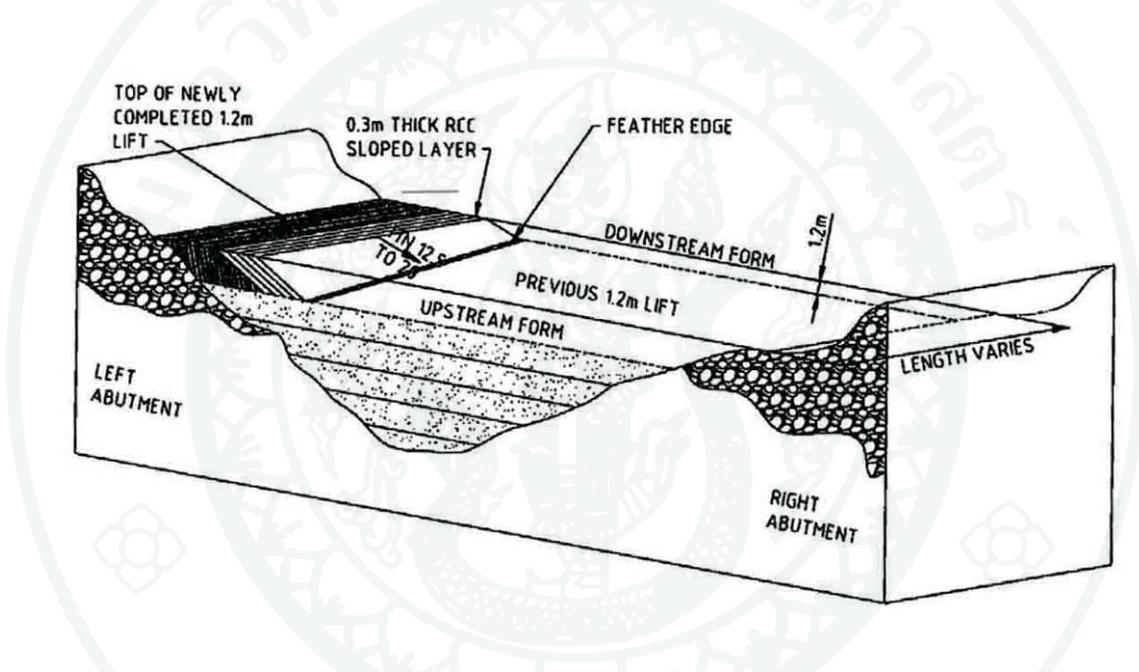
Cannon (1972) ได้นำแนวคิดของ Raphael มาพัฒนาเทคนิคการก่อสร้างเขื่อนคอนกรีต โดยใช้คอนกรีตที่ไม่มีค่ายุบตัว (no slump) ขนส่งโดยรถบรรทุก เคลี่ยโดยรถเกรด และทำให้แน่นด้วยรถบดอัดสันสะเทือน เพื่อให้ผลดีที่สุดในการก่อสร้าง และนำเสนอรายงานการวิจัยเรื่อง “การก่อสร้างเขื่อนคอนกรีตโดยใช้วิธีการบดอัดดิน” และ “การบดอัดคอนกรีตโดยรถบดอัดชนิดสันสะเทือน” ในการประชุม Asilomar ในปี ค.ศ.1972 โดยนำวิธีการก่อสร้างผิวด้านหน้าและด้านท้ายเขื่อนโดยวิธีแบบหล่อชนิดเลื่อน (slip-form) งานวิจัยนี้เป็นการทำการทดสอบแบบ full-scale เป็นครั้งแรกในสหรัฐอเมริกา ซึ่งเป็นผลทดสอบจากการก่อสร้างเขื่อน Tims Ford (Hansen and Reinhardt, 1991)

ช่วงเวลาเดียวกัน ในประเทศญี่ปุ่นก็มีการศึกษาวิจัยและพัฒนาวิธีการก่อสร้างเขื่อนคอนกรีตเพื่อให้การก่อสร้างเป็นได้อย่างรวดเร็วและเพื่อลดราคาค่าก่อสร้างลงเช่นเดียวกัน การก่อสร้างเขื่อนของประเทศญี่ปุ่นเริ่มมีมากขึ้นในยุคช่วงหลังสงครามโลกครั้งที่ 2 และการก่อสร้างเขื่อนมากกว่า 80 เปรอร์เซ็นต์เป็นเขื่อนคอนกรีต จุดประสงค์เพื่อความปลอดภัยจากปัญหาธรรมชาติที่มีมากในพื้นที่ต่างๆ เช่น ปัญหาทางด้านแผ่นดินไหว ลักษณะภูมิประเทศ ปัญหาสภาพภูมิอากาศ ประกอบกับพื้นที่ด้านท้ายน้ำมีประชากรอาศัยอยู่อย่างหนาแน่น ดังนั้นในการพัฒนาการใช้คอนกรีตบดอัดในญี่ปุ่น จึงมีการพัฒนาคิดค้นวิธี Japanese RCD Dam ที่มีราคาค่าก่อสร้างสูงกว่าวิธีการก่อสร้างในประเทศอื่นๆ เนื่องจากการปรับส่วนผสม และวิธีการก่อสร้าง เพื่อให้เขื่อนมีความปลอดภัยมากขึ้นให้เหมาะสมกับปัญหาภัยธรรมชาติในประเทศญี่ปุ่น (Hansen and Reinhardt, 1991)

ในประเทศต่างๆ การใช้คอนกรีตบดอัดเริ่มแพร่หลายมากขึ้น เช่น การแก้ไขซ่อมแซมเขื่อน Tarbela สูง 143 เมตร ประเทศปากีสถาน ที่เกิดการพังของดินถมรอบอุโมงค์ ระหว่างปี ค.ศ.1975 – 1983 โดยใช้คอนกรีตบดอัดปริมาตร 0.35 ล้านลูกบาศก์เมตร ใช้เวลาในการก่อสร้าง 42 วัน ที่อัตราการถมบดอัดเฉลี่ย 8,400 ลูกบาศก์เมตรต่อวัน และมีอัตราการถมบดอัดสูงสุดถึง 18,000 ลูกบาศก์เมตรต่อวัน ซึ่งเป็นการถมบดอัดที่เร็วที่สุดในโลก (Hansen and Reinhardt, 1991)

ในปี ค.ศ. 1997 เขื่อน Jiangya สูง 131 เมตร ประเทศจีน ได้มีการพัฒนาใช้วิธีการเทคอนกรีตบดอัดเป็นแนวเอียง (Sloped Layer Method, SLM) ซึ่งช่วยลดจำนวนรอยต่อระหว่างชั้น และช่วยให้ก่อสร้างได้เร็วขึ้นถึง 50 เปรอร์เซ็นต์ และใช้วิธีการก่อสร้างเช่นเดียวกันนี้กับเขื่อน Tannur และ Lajeado ในเวลาต่อมา ดังภาพที่ 3 (Forbes, 2003)

การก่อสร้างโดยวิธี SLM จะทำการบดอัดคอนกรีตในแนวเอียงตามแนวฐานยัน มีความหนาในแนวเอียงประมาณ 30 เซนติเมตร และมีความความหนาในแนวระนาบโดยปกติ 3 ถึง 4 เมตร แต่เขื่อน Tannur ใช้ความหนาแนวระนาบ 1.2 เมตร ลาดชันมีค่าระหว่าง 1:10 ถึง 1:20 มีความยาวตามลาดชันโดยประมาณ 20 ถึง 40 เมตร จะขึ้นอยู่กับอัตราการผลิตและขนส่งในการก่อสร้าง เนื่องเป็นการถมในแนวเอียงการถมบดอัดโดยวิธีนี้จึงต่อเนื่อง ผิวระหว่างชั้นบดอัดจึงเป็นแบบ hot joint ซึ่งสามารถบดอัดชั้นต่อไปได้ทันที ส่วนผิวระหว่างชั้นบดอัดในแนวระนาบซึ่งเป็น cold joint ต้องทำการปรับล้างและเทมอร์ต้าเพื่อเชื่อมประสาน แต่อย่างไรก็ตามการก่อสร้างโดยวิธีนี้ก็ลดปริมาณชั้นบดอัดประเภท cool joint ลงได้มากเมื่อเทียบกับการบดอัดในแนวระนาบปกติ (Forbes, 2003)



ภาพที่ 3 การก่อสร้างชั้นบดอัดเป็นแนวเอียงในประเทศจีน

ที่มา: Forbes (2003)

เขื่อนคอนกรีตบดอัดแบบโค้ง (Arch RCC) แห่งแรกคือเขื่อน Saco de Nova Olinda ในประเทศบราซิล สร้างเมื่อปี ค.ศ.1986 สูง 56 เมตร และเขื่อนคอนกรีตบดอัดโค้งน้ำหนักถ่วง (Arch Gravity RCC) แห่งแรกคือเขื่อน Knellpoort ในประเทศแอฟริกาใต้ สร้างเมื่อปี ค.ศ.1988 สูง 50 เมตร (Hansen and Reinhardt, 1991)

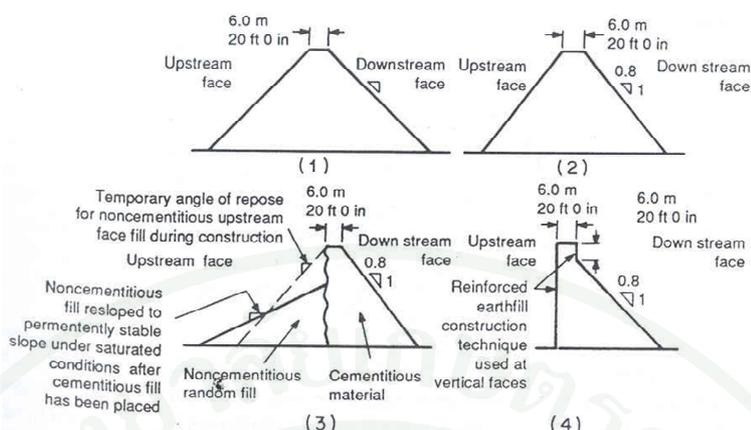
## ประเภทของคอนกรีตบดอัด

การพัฒนาการออกแบบก่อสร้างเขื่อนคอนกรีตบดอัดสามารถจำแนกออกเป็น 3 วิธีที่แตกต่างกันตามสัดส่วนและวิธีการก่อสร้างในช่วงปี ค.ศ.1970 ในสหรัฐอเมริกาพัฒนาการใช้ Lean RCC บนพื้นฐานทฤษฎีการบดอัดดินซึ่งพัฒนาโดย U.S. Army Corps of Engineers ส่วนวิศวกรชาวอังกฤษเรียกการพัฒนาในแนวทางเดียวกันนี้ว่า high-paste และเรียกว่า roller-compacted dam, concrete method ในญี่ปุ่น (Hansen and Reinhardt, 1991)

### 1. Lean RCC

The United State Army Corps of Engineers เริ่มพัฒนาการก่อสร้างเขื่อนคอนกรีตช่วงก่อนปี ค.ศ. 1970 มีการสร้างทดสอบสนามในการก่อสร้างเขื่อน Jackson ที่รัฐมิสซิสซิปปี ในปี ค.ศ. 1972 และในการก่อสร้างเขื่อน Lost Creek รัฐโอเรกอนในปี ค.ศ. 1973 ผลการทดสอบในสนามทั้งสองครั้งทำให้เชื่อมั่นในวิธีการก่อสร้างและให้ข้อมูลคุณสมบัติของวัสดุในด้านต่างๆ เช่น ค่าความแข็งแรง แรงยึดเหนี่ยวระหว่างชั้นการบดอัดของคอนกรีตบดอัด ภายใต้การเรียกชื่อว่า “คอนกรีตบดอัดด้วยรถบด (Roller Compacted Concrete)” ซึ่งถือว่าเป็นการเรียกชื่อของคอนกรีตบดอัดเป็นครั้งแรกโดย Hall และ Houghton ในรายงานของการทดสอบในสนามของเขื่อน Lost Creek จากข้อมูลผลการทดสอบในครั้งนี้ ในปี ค.ศ. 1974 มีการนำไปเป็นฐานข้อมูลในการออกแบบเขื่อน Zintel Canyon ใกล้เมือง Kennewick รัฐวอชิงตัน ดังภาพที่ 4 (Raphael, 1972) ซึ่งพิจารณาใช้ความชันทางลาดด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำที่เหมาะสม 45 องศา (1 H : 1 V) เป็นการใช้ Lean RCC ตลอดทั้งตัวเขื่อนและปรับปรุงส่วนผสมเป็นพิเศษที่ผิวด้านนอก (Hansen and Reinhardt, 1991)

Lean RCC Dam จะเป็นเขื่อนคอนกรีตที่มีส่วนผสมที่ใช้วัสดุซีเมนต์เชื่อมประสาน (Cementitious Material = Pozzolan + Portland Cement) ในเกณฑ์ขั้นต่ำ กล่าวคือ น้อยกว่า 99 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร โดยใช้สัดส่วนสารปอซโซลาน (Pozzolan) ต่อ ซีเมนต์ (Cement) เป็น 40 : 60 หรือต่ำกว่าร้อยละ 40 เนื่องจากการใช้ซีเมนต์น้อยกว่าจึงทำให้เกิดความร้อนต่ำในเนื้อคอนกรีตในระหว่างการก่อตัวของคอนกรีต ทำให้ก่อสร้างเป็นไปได้อย่างรวดเร็ว เพราะการก่อสร้างให้มีรอยต่อ (Joint) น้อย (Hansen and Reinhardt, 1991)



ภาพที่ 4 วิวัฒนาการของหน้าตัดเขื่อน Zintel Canyon Dam

ที่มา: Hansen and Reinhardt (1991)

พัฒนาการของ Lean RCC ก่อร่างขึ้นจากแนวคิดในการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยซีเมนต์ การควบคุมวัสดุละเอียดในการบรรจุและวิธีการบดอัดจากฐานชั้นด้านหนึ่งไปยังฐานชั้นอีกด้านหนึ่งอย่างรวดเร็วโดยปราศจากรอยต่อ หรือมีรอยต่อน้อย ตามแนวคิดในการลดงบประมาณโดยเพิ่มความชันของหน้าตัด การสร้างลาดชันด้านเหนือน้ำเป็นแนวตั้ง ในครั้งแรกการสร้างเขื่อน Zintel Canyon ถูกสร้างลาดชันด้านเหนือน้ำด้วยคันดินเป็นตัวค้ำยันการก่อคอนกรีตบดอัด ในการก่อสร้างเขื่อน Willow Creek ใช้โครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จบรรจุคันดินถ่วงน้ำหนักและลดสลิงยึด ต่อมาผู้รับเหมาในการสร้างเขื่อนใช้คอนกรีตหล่อสำเร็จค้ำยันภายนอกประกอบกับเหล็กค้ำยันต่อคอนกรีตหล่อสำเร็จหนึ่งช่วง (Hansen and Reinhardt, 1991)

## 2. การพัฒนาของ high-paste RCC dam

หลังจากการทำงานริเริ่มวิจัยในช่วงก่อนปี 1970 โดย Tennessee Valley Authority มีการพัฒนาแนวคิดในการผสมสัดส่วนคอนกรีตโดยใช้ปริมาณซีเมนต์ต่ำและการใช้ผสมเถ้าลอยเข้ามาผสมในปริมาณมาก ในลักษณะ high-paste RCC โดยมีรายงานคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้จริงในสนามที่ Cornwall ประเทศอังกฤษ ในปี ค.ศ. 1976 (Hansen and Reinhardt, 1991)

มีการศึกษาทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตบดอัด high-paste RCC และเก็บข้อมูลอย่างต่อเนื่อง (Dunstan, 1977) ซึ่งเป็นข้อมูลพื้นฐานที่นำไปสู่การก่อสร้างเขื่อน RCC ต่อมา Dunstan

ได้ศึกษาวิจัยทดสอบคุณสมบัติวัสดุในการผสมปริมาณเถ้าลอยสูงขึ้นเพื่อใช้เป็นข้อมูลในการออกแบบเขื่อนคอนกรีตบดอัด ภายใต้การสนับสนุนทุนการศึกษาวิจัยของ Construction Industry Research and Information Association (CIRIA) นักวิจัยทำการทดสอบแบบจำลองในสนามในปี ค.ศ. 1978 โดย Southwest Water Authority ในการก่อสร้างเขื่อน Wimblehall และมีการพัฒนาการใช้ laser-graded horizontal slip form ในการก่อสร้างผิวหน้าของเขื่อนคอนกรีตบดอัดในปี ค.ศ. 1984 ได้มีการสร้างเขื่อน Winchester สูง 21 เมตร ในประเทศอเมริกา โดยใช้คอนกรีตหล่อสำเร็จประกอบด้วยแผ่น Polyvinylchloride ทำผิวหน้าเขื่อนเพื่อให้มีความทึบน้ำ (Hansen and Reinhardt, 1991)

จุดประสงค์ในการวิจัยและการทดสอบในสนามได้รับการพัฒนาขึ้นสำหรับ high-paste RCC ที่ใช้ในการออกแบบก่อสร้างเขื่อน Milton Brook ที่เมือง Devon ประเทศอังกฤษซึ่งพบปัญหามากมายในงานก่อสร้าง แต่ต่อมา Dunstand ก็พบทางออกของปัญหาต่างๆ ในการวิจัยของเขาเองที่ประเทศสหรัฐอเมริกา ซึ่งกลายเป็นฐานข้อมูลในการออกแบบเขื่อน Upper Stillwater สูง 90 เมตรของ United States Bureau of Reclamation (USBR) เป็นเขื่อนเพื่อเก็บกักน้ำสร้างเสร็จสิ้นในปี ค.ศ. 1988 ในรัฐยูทาห์ (Hansen and Reinhardt, 1991)

High Paste RCC Dam เป็นเขื่อนคอนกรีตบดอัดที่มีส่วนผสมที่ใช้ปริมาณ Cementitious Material มากขึ้นมากกว่า 150 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ใช้สัดส่วน Pozzolan ต่อปริมาณซีเมนต์อยู่ในช่วง 70 : 30 และ 80 : 20 High Paste RCC ได้รับการพัฒนาพร้อมกับการวิจัยแนวทาง Japanese RCD ในประเทศญี่ปุ่น ซึ่งทั้งสองแนวทางเป็นการพัฒนาเพื่อลดขนาดหน้าตัดของเขื่อนลงเช่นเดียวกัน (Hansen and Reinhardt, 1991)

### 3. การพัฒนาคอนกรีตบดอัดในประเทศญี่ปุ่น (RCD)

ในขณะที่มีการพัฒนาศึกษาวิจัยการสร้างเขื่อนคอนกรีตบดอัดในประเทศสหรัฐอเมริกา ในประเทศญี่ปุ่นมีการศึกษาวิจัยคอนกรีตบดอัดเช่นเดียวกันอย่างเป็นเอกเทศ จุดมุ่งหมายในการพัฒนาการก่อสร้างให้รวดเร็วและลดราคาก่อสร้างเขื่อนคอนกรีต ในชื่อ “roller-compacted dam, concrete method” หรือ RCD (Hansen and Reinhardt, 1991)

การออกแบบมีหลักการควบคุมคุณสมบัติด้านกำลัง ความคงทนและความทึบน้ำ เช่นเดียวกับกับคอนกรีต ปกติ (conventional concrete, CVC) คอนกรีตบดอัดประเภทนี้ได้รับการออกแบบเพื่อความแข็งแรง (conservative design) ใ้มากกว่าที่ใช้ในประเทศอังกฤษและสหรัฐอเมริกา เนื่องจากประเทศญี่ปุ่นมีสภาพปัญหาทางธรรมชาติเช่น แผ่นดินไหวบ่อยครั้ง สภาพทางอุทกวิทยา และภูมิประเทศทำให้พื้นที่ทางด้านท้ายน้ำของตัวเขื่อนมีประชากรอยู่อย่างหนาแน่น การออกแบบก่อสร้างเขื่อนคอนกรีตบดอัดด้วยวิธีนี้จึงมีราคาสูงกว่าวิธีอื่นๆและใช้ก่อสร้างเฉพาะในประเทศญี่ปุ่นเท่านั้น โดยใช้คอนกรีตที่มีปริมาณสารเชื่อมประสาน 120 – 130 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ใช้สารปอซโซลาน 20 – 30 เปอร์เซ็นต์ ต่อซีเมนต์ 80 ถึง 65 ตามลำดับ เทหนาชั้นละ 70 – 100 เซนติเมตร มีรอยต่อทุกๆ 15 เมตร และมีมอร์ต้าเชื่อมประสานระหว่างชั้นบดอัด และสร้างโครงสร้างลาดเขื่อนโดย CVC มีความหนาประมาณ 2 – 3 เมตรและติดตั้งแผ่นยางกันซึมระหว่างรอยต่อคอนกรีต (Hansen and Reinhardt, 1991)

ในปี ค.ศ. 1978 ได้ทำการสร้างเขื่อน Shimajigawa สูง 89 เมตร ในปี ค.ศ.1978 และเสร็จสิ้นในปี ค.ศ. 1980 ซึ่งนับเป็นเขื่อนคอนกรีตบดอัดแห่งแรกของโลกที่ใช้ คอนกรีตบดอัดเป็นส่วนใหญ่ และนำมาใช้ในการก่อสร้างเขื่อนต่อๆ มาในประเทศญี่ปุ่น ได้แก่ Tamagawa Dam, Mano Dam, Pirika Dam, Shiromizugawa Dam, Sakaigawa Dam และMiyagase Dam (Hansen and Reinhardt, 1991)

พัฒนาการของทฤษฎีการออกแบบเขื่อนบดอัดของ Lean RCC, RCD และHigh Paste RCC ใช้ทฤษฎีที่มาจากแนวทางที่ต่างกันคือ Lean RCC เป็นการพัฒนาการจากทฤษฎีทางด้านงานดิน (Soil Philosophy) ส่วนRCD และ High Paste RCC เป็นพัฒนาการมาจากทฤษฎีทางด้านงานคอนกรีต ซึ่งเปรียบเทียบแนวทางไว้ ดังตารางที่ 1 (Novak, 2007)

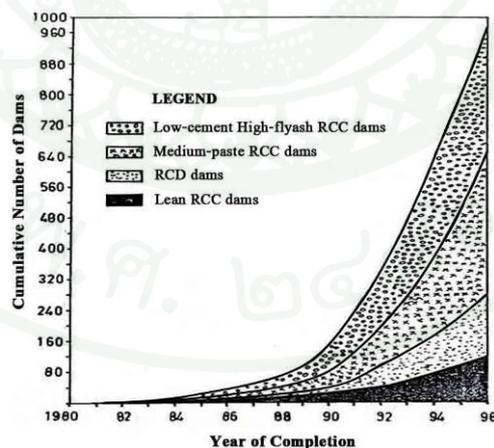
จากการแบ่งประเภทของ Hansen and Reinhardt (1991) ที่แบ่งเขื่อน RCC เป็น 3 ประเภท ต่อมา Mahotra (2004) แบ่งเขื่อน RCC เป็น 4 ประเภท โดยมีประเภท Medium Paste RCC Dam ซึ่งใช้ปริมาณสารเชื่อมประสานระหว่าง 100 – 150 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร เพิ่มเข้ามา พร้อมทั้งได้เก็บรวบรวมจำนวนเขื่อน RCC ขนาดใหญ่ประเภทต่างๆทั่วโลกและพบว่า ในปัจจุบันมีความนิยมก่อสร้างเขื่อน RCC โดยใช้สารเชื่อมประสานมากกว่า 100 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร คือ ประเภท Low-cement High-flyash RCC และ Medium Paste RCC มากกว่าประเภท Lean RCC ซึ่งนิยมก่อสร้างมากในช่วงแรกๆของการพัฒนาเขื่อน RCC ดังภาพที่ 5

ตารางที่ 1 เปรียบเทียบคุณลักษณะของเขื่อนคอนกรีตประเภทต่างๆ

คุณลักษณะ	ประเภทของคอนกรีตบดอัด			
	Lean RCC	RCD Japan	High-paste RCC	คอนกรีตปกติ
Cement+PFA ( $kg / m^3$ )	100 – 125	120 -130	>150	150 – 230
Cement+PFA(เปอร์เซ็นต์)	0 – 30	20 – 35	70 – 80	20 -35
Water:C+F ratio	1.0 – 1.1	0.8 – 0.9	0.5 – 0.6	0.5 – 0.7
กำลังรับแรงอัดที่ 90 วัน ( $MPa$ )	8 -12	12 – 16	20 -40	18 -40
หน่วยน้ำหนัก, $\gamma_c$ ( $kN / m^3$ )	23 -25	23 -25	23 -25	22 -25
ความหนาชั้นบดอัด ( $m$ )	0.3	0.7 -1.0	0.3	1.5 – 2.5
รอยต่อ Contraction Joints	ตัดที่ผิว	ตัดที่ผิว	ตัดที่ผิวหรือ ตั้งแบบกั้น	ตั้งแบบกั้น
ค่าความชื้นน้ำ (เมตรต่อวินาที) *	$10^{-2} - 10^{-6}$	$10^{-4} - 10^{-7}$	$10^{-7} - 10^{-11}$	$10^{-10} - 10^{-12}$

หมายเหตุ \* Dunstan และคณะ(1992) รวบรวมข้อมูลเขื่อนจาก 37 โครงการใน 13 ประเทศ

ที่มา: คัดแปลงจาก Novak (2007) และ Dunstan (1992)



ภาพที่ 5 จำนวนเขื่อนคอนกรีตบดอัดประเภทต่างๆ

ที่มา: Mahrotra (2004)

สำหรับการก่อสร้างเขื่อนคอนกรีตบดอัดในประเทศไทย เริ่มขึ้นในปี พ.ศ.2537 ได้มีการใช้คอนกรีตบดอัดเป็นส่วนหนึ่งในการก่อสร้างเขื่อนปากมูล ซึ่งสูง 26 เมตร ที่ จ.อุบลราชธานี มีการใช้ปริมาณคอนกรีตบดอัด 45,000 ลบ.ม. (สมชัย, 2542) ต่อมาในปี พ.ศ.2542 มีการสร้างเขื่อนแม่สรวย ซึ่งสูง 59 เมตร ที่ จ.เชียงราย ใช้คอนกรีตบดอัด 291,000 ลบ.ม. (ชนวัฒน์, 2541) และในปีเดียวกันได้เริ่มก่อสร้างเขื่อนขุนด่านปราการชล สูง 92 เมตร ที่ จ.นครนายก ใช้ปริมาณคอนกรีตบดอัดถึง 5 ล้าน ลบ.ม. ซึ่งนับเป็นเขื่อนที่มีปริมาณคอนกรีตบดอัดมากที่สุดในโลกในช่วงนั้น โดยเขื่อนทั้ง 3 แห่งนี้ ใช้ถั่วลยถิกไนด์จากเหมืองแม่เมาะ จ.ลำปาง ซึ่งเป็นสารเชื่อมประสานใช้ผสมร่วมกับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1 (กรมชลประทาน, 2542)

### การพิบัติของเขื่อนคอนกรีตถ่วงน้ำหนัก

หลังจากปี ค.ศ. 1940 การพิบัติของเขื่อนคอนกรีตมีแนวโน้มลดลงเนื่องจากเกิดการพัฒนาด้านองค์ความรู้ในการออกแบบและก่อสร้างจากการศึกษาและประสบการณ์ในกรณีการพิบัติต่างๆ ดังตารางที่ 2 (ICOLD, 1984)

ตารางที่ 2 จำนวนเขื่อนคอนกรีตที่เกิดความเสียหายและการพิบัติจำแนกตามกรณีการพิบัติต่างๆ

	กรณีการพิบัติ	เขื่อนคอนกรีตทั้งหมดที่มี		เขื่อนคอนกรีตที่เสียหาย		เขื่อนคอนกรีตที่พิบัติ	
		จำนวน	ร้อยละ	จำนวน	ร้อยละ	จำนวน	ร้อยละ
ระยะเวลาในการก่อสร้าง	< 1900	221	4.30	9	2.00	1	5.50
	1900 - 19	577	11.20	69	15.60	5	27.80
	1920 - 39	1,210	23.50	157	35.60	6	33.30
	1940 - 59	1,648	32.00	140	31.70	3	16.70
	1960 - 75	1,494	29.00	64	14.50	2	11.10
	ไม่ระบุ	-	-	2	0.50	1	5.50
ความสูง	5 - 15 m	340	6.60	12	2.70	-	-
	15 - 30 m	2,153	41.80	95	21.50	9	50.00
	30 - 50 m	1,545	30.00	116	26.30	3	16.70
	50 - 100 m	968	18.80	162	36.70	5	27.80
	> 100 m	144	2.80	45	10.20	-	-
	ไม่ระบุ	-	-	11	2.50	1	5.50

## ตารางที่ 2 (ต่อ)

กรณีการพิบัติ	เขื่อนคอนกรีตทั้งหมดที่มี		เขื่อนคอนกรีตที่เสียหาย		เขื่อนคอนกรีตที่พิบัติ	
	จำนวน	ร้อยละ	จำนวน	ร้อยละ	จำนวน	ร้อยละ
เวลาที่เกิดการพิบัติ	ช่วงก่อสร้าง		29	6.6	2	11.1
	เริ่มเก็บน้ำ		50	11.3	12	66.7
	ในช่วง 5 ปีแรก		46	10.4	1	5.5
	หลังใช้งาน 5 ปี		130	29.5	2	11.1
	ไม่ระบุ		186	42.2	1	5.5

หมายเหตุ เขื่อนคอนกรีตทั้งหมด 5,150 เขื่อน  
 เขื่อนคอนกรีตที่เกิดความเสียหาย 441 เขื่อน  
 เขื่อนคอนกรีตที่เกิดการพิบัติ 18 เขื่อน

ที่มา: ICOLD (1984)

จากตารางที่ 2 พบว่าในช่วงปี ค.ศ. 1960 – 1975 มีการก่อสร้างเขื่อนมากกว่า 1,500 เขื่อน แต่เกิดความเสียหาย 64 เขื่อน คิดเป็น 14.5 เปอร์เซ็นต์ของเขื่อนที่เกิดความเสียหายทั้งหมดที่เคยเกิดขึ้น และเกิดการพิบัติ 2 เขื่อน คิดเป็น 11.1 เปอร์เซ็นต์ของจำนวนเขื่อนที่เคยเกิดการพิบัติ และการพิบัติของเขื่อนคอนกรีต 66.7 เปอร์เซ็นต์เกิดขึ้นช่วงเก็บกักน้ำในปีแรก (ICOLD, 1984)

### ตัวอย่างการพิบัติของเขื่อนคอนกรีต

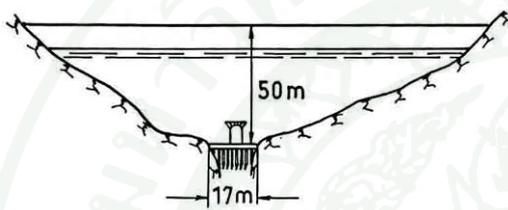
USB (1998) ได้รวบรวมบันทึกเหตุการณ์การพิบัติของเขื่อนคอนกรีตไว้ดังต่อไปนี้

#### 1. เขื่อน Puentes

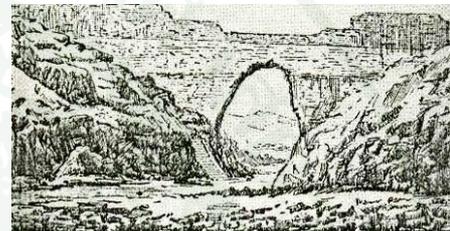
เขื่อน Puentes ประเทศสเปน สร้างเสร็จเมื่อปี ค.ศ.1791 เป็นเขื่อนหินก่อถ่วงน้ำหนัก (Masonry Gravity) สูง 50 เมตร ฐานรากบริเวณไหล่เขาเป็นหิน ส่วนบริเวณกลางเขื่อนเป็น

Alluvium ที่หนามาก จึงออกแบบโดยการตอกเข็มไม้ยาว 2.2 เมตร ตลอดความกว้างหน้าตัดเขื่อน 40 เมตร ดังภาพที่ 6 (ICOLD, 1974)

เก็บกักน้ำเต็มเขื่อนครั้งแรกปี ค.ศ.1802 ได้ตรวจพบน้ำสีแดงไหลซึมผ่านฐานราก บริเวณกลางเขื่อนเป็นจำนวนมาก หลังจากนั้นเพียงครึ่งชั่วโมงได้เกิดการพิบัติอย่างฉับพลัน ทำให้ตัวเขื่อนเกิดช่องเปิดขนาด กว้าง 17 สูง 33 เมตร สาเหตุของการพิบัตินี้สรุปได้ว่าเกิดจาก Piping บริเวณฐานรากที่เป็นชั้น Alluvium การพิบัติครั้งนี้มีการสูญเสียชีวิตกว่า 600 คน (ICOLD, 1974)



(ก) ภาพหน้าตัดเขื่อนตามยาว



(ข) สภาพเขื่อนภายหลังเกิดการพิบัติ

#### ภาพที่ 6 การพิบัติของเขื่อน Puentes

ที่มา: ICOLD (1974)

#### 2. เขื่อน Bayless (Austin Dam-Pennsylvania)

เขื่อน Bayless เป็นเขื่อนประเภท Cyclopean Concrete Gravity ตั้งอยู่ที่เมืองออस्टินในรัฐเพนซิลวาเนีย ประเทศสหรัฐอเมริกาจึงมีชื่อเรียกอีกชื่อว่าเขื่อน Austin เริ่มก่อสร้างในเดือนพฤษภาคม ปี 1909 เสร็จสิ้นในเดือนธันวาคม ดังภาพที่ 7 (ก) พับติโดยโครงสร้างเสียหายเนื่องจากการเลื่อนไถล เกิดการพิบัติครั้งแรกในปี 1910 ครั้งที่ 2 ในปี 1911 ฐานรากของเขื่อนประกอบด้วยส่วนที่เป็นเขื่อนหินก่อผสมคอนกรีตถ่วงน้ำหนักสูง 15 เมตร และส่วนที่เป็นเขื่อนดินถมแกนกลางดินเหนียวสูง 6 เมตร มีกำแพงทึบน้ำในแนวเอียงที่ฐานรากก่อนไปทางด้านเหนือน้ำ ฐานรากครึ่งหนึ่งทางซ้ายของตัวเขื่อนเป็นหินดินดานอ่อน ส่วนฐานรากทางด้านขวาของตัวเขื่อนเป็นชั้นหินแข็ง ตัวเขื่อนก่อสร้างบนฐานรากชั้นหินทรายที่แทรกด้วยชั้นหินดินดานเป็นช่วงๆ อย่างไม่ต่อเนื่อง มีรอยแตกแนวตั้งเล็กๆ ภายในอยู่มาก กรวดหินที่กำเนิดโดยการพัดพาที่อยู่เหนือชั้นหิน

แข็งถูกขูดออกอย่างลำบาก ชั้นหินแข็งมีความหนาประมาณ 0.6 เมตร ถูกปรับปรุงฐานรากหินโดยการอัดฉีดน้ำปูน ก่อสร้างฐานรากเขื่อนโดยมีกำแพงคอนกรีตทางด้านเหนือน้ำหนา 1.2 เมตรลึกลงไปชั้นหิน 1.2 เมตร ตัวเขื่อนสูง 13.1 เมตรมีความยาว 162.8 เมตร ผิวเขื่อนด้านเหนือน้ำเป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก การก่อสร้างเป็นไปอย่างรวดเร็วโดยไม่ได้ทำการก่อสร้างแบบสลับช่วงโครงสร้าง การเทคอนกรีตในช่วงท้ายๆ อยู่ในช่วงสภาพอากาศที่เย็น หลังการก่อสร้างเสร็จในเดือนธันวาคมในปี 1909 พบรอยแตกที่บริเวณใกล้ทางระบายน้ำล้นเป็นทางยาวในแนวตั้งจนถึงฐานเขื่อน เริ่มเก็บกักน้ำในเดือนมกราคมในปีถัดมา หลังจากปล่อยน้ำออกจากทางระบายน้ำล้นในวันที่ 21 เดือนมกราคม เกิดการเลื่อนไถลของฐานเขื่อนฝั่งซ้ายที่ด้านท้ายน้ำของเขื่อนและมีน้ำผ่านตัวเขื่อนด้านท้ายน้ำในระดับ 4.57 ถึง 15.24 เมตรในวันที่ 23 ส่วนทางด้านซ้ายของตัวเขื่อนเกิดการเคลื่อนตัวไปทางด้านท้ายน้ำ 457 มิลลิเมตรที่ฐานรากและ 787 มิลลิเมตรที่สันเขื่อน เกิดรอยแตกเปิดขนาด 101 มิลลิเมตร 3 จุด ที่ผิวตัวเขื่อนด้านท้ายน้ำ และในลักษณะเดียวกันที่ผิวด้านเหนือน้ำ จึงเกิดการพิบัติโดยสมบูรณ์ในเวลาต่อมาดังภาพที่ 7 (ข) จึงทำการลดแรงดันน้ำโดยการเปิดช่องระบายน้ำโดยการระเบิดช่องเปิดในส่วนขวาของตัวเขื่อน

ผู้เชี่ยวชาญได้ให้ข้อสันนิษฐานว่า เทคนิคการก่อสร้าง โดยวิธี Cyclopean Concrete ซึ่งเป็นการใช้หินขนาดใหญ่ขนาด 0.4 ถึง 1.9 ลูกบาศก์เมตรฝังเรียงในคอนกรีตเปียกเป็นการก่อสร้างที่ผิดพลาด ในช่วงที่บ่มคอนกรีตมีอุณหภูมิสูงและชั้นหินฐานรากที่ไม่แข็งแรงมั่นคงเพียงพอจึงทำให้เกิดการพิบัติในขณะที่เริ่มการใช้งาน จากการสำรวจพบรอยแตกกว้างประมาณ 2 มิลลิเมตร ยาว 15.2 เมตรทางตะวันตกและ 12.2 เมตรทางตะวันออกของทางระบายน้ำล้น รอยแตกนี้เกิดจากการหดตัวแบบออโตจีเนียส (autogeneous volume change) ในการทำปฏิกิริยาของซีเมนต์กับน้ำเนื่องจากปริมาณซีเมนต์ไม่เพียงพอ

เมือง Austin ในช่วงนั้นมีประชากรราวๆ 2,300 คน และทั้งหมดอาศัยอยู่ในพื้นที่ช่องเขาแคบด้านท้ายเขื่อน น้ำไหลท่วมจากตัวเขื่อนไปถึงตัวเมืองราวๆ 11 นาที พบผู้เสียชีวิต 78 ราย ในตัวเมือง Austin ปริมาณน้ำท่วมไปไกลถึง 4.8 กิโลเมตรจากเมือง Austin จนถึงเมือง Costello แต่ไม่พบรายงานผู้เสียชีวิต



(ก) เขื่อน Bayless สร้างเสร็จในปี ค.ศ. 1909

(ข) การพิบัติครั้งที่ 2 ในปี ค.ศ. 1911

### ภาพที่ 7 ความเสียหายของเขื่อน Bayless (Austin Dam, PA)

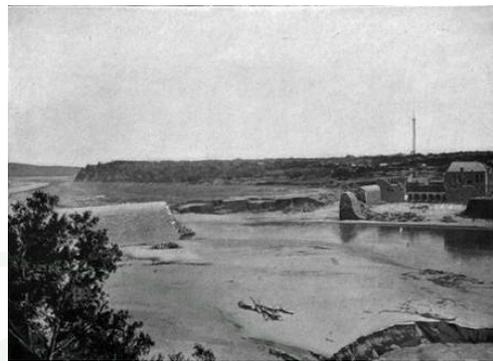
ที่มา: [www.ncpenn.com](http://www.ncpenn.com)

### 3. เขื่อน Austin -Texas

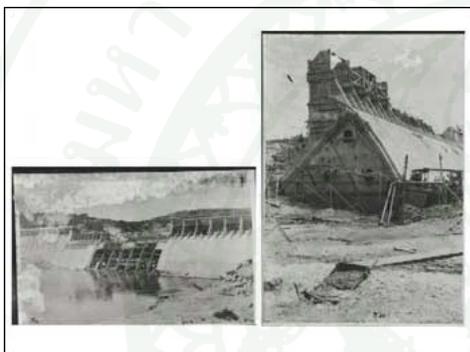
เขื่อน Austin เป็นเขื่อนประเภท Masonry Gravity ถูกก่อสร้างขึ้นกั้นแม่น้ำโคโลราโดของรัฐเท็กซัส ตั้งอยู่ทางเหนือของเมือง Austin ประมาณ 4 กิโลเมตร ตัวเขื่อนมีความสูง 19.8 เมตร ยาว 342.9 เมตร ดังภาพที่ 8 (ก) ก่อสร้างในปี ค.ศ. 1893 เสร็จสิ้นในปี ค.ศ. 1894 ก่อสร้างขึ้นด้วยหินก่อประเภทหินปูนและแกรนิตเป็นผิวหน้าเขื่อน มอร์ต้าที่ใช้ในงานหินก่อมีค่าด้านทานแรงกด 16 MPa ส่วนกลางของตัวเขื่อนเป็นที่ตั้งของทางระบายน้ำดันประเภท Ogee-Type สำหรับช่วงน้ำหลาก บานระบายกว้าง 20.1 เมตร ฐานรากของตัวเขื่อนเป็นชั้นหินปูนมีความลาดเอียงไปทางด้านท้ายน้ำ 3 ถึง 4 ต่อ 100 เมตร เป็นชั้นบางๆสลับระหว่างชั้นอ่อนและชั้นแข็ง หินมีรอยแตกซึ่งจะพบดินเหนียวอุดอยู่ จุดแนวเปิดฐานรากลึกลงไปประมาณ 1.2 เมตร ทั้งด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำจึงถึงแนวหินแข็งเกิดการพิบัติ 3 ครั้ง ครั้งแรกในปี 1900 ครั้งที่ 2 ในปี 1915 ครั้งที่ 3 ในปี 1935 โดยเกิดการเลื่อนไถลที่ฐานรากและบานระบายของทางระบายน้ำดันพัง



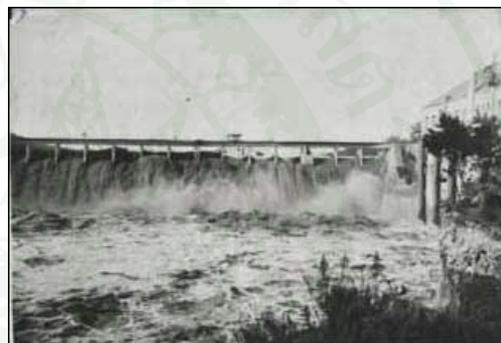
(ก) ใช้งานครั้งแรกใน ปี ค.ศ. 1894



(ข) เกิดการพิบัติครั้งแรกใน ปี ค.ศ. 1900



(ค) ก่อสร้างครั้งที่ 2 ในปี ค.ศ. 1912



(ง) เกิดการพิบัติครั้งที่ 2 ในปี ค.ศ. 1915



(จ) เกิดการพิบัติซ้ำในปี ค.ศ. 1935

ภาพที่ 8 การพิบัติของเขื่อน Austin, TX

ที่มา: [www.tpwd.state.tx.us](http://www.tpwd.state.tx.us)

ในช่วงหลังจากสร้างเสร็จสิ้นในปี 1894 ประสบกับปัญหาที่ส่วนโครงสร้างบานระบาย จำเป็นต้องเสียค่าใช้จ่ายในการซ่อมแซม ในวันที่ 7 เมษายน 1900 เกิดพายุฝนทำให้ระดับน้ำท่วม ต้นเขื่อน 3.4 เมตร ที่ช่วง 134.1 เมตรจากฐานยื่นฝั่งซ้ายของเขื่อน เกิดการเคลื่อนตัวไปทางด้านท้าย น้ำราวๆ 12.2 หรือ 15.2 เมตร และเกิดกักเซาะที่ตีนเขื่อนจนฐานเขื่อนไม่สามารถต้านทานแรงดันของน้ำได้ ดังภาพที่ 8 (ข)

ในปี ค.ศ. 1912 ทำการก่อสร้างเขื่อนใหม่อีกครั้งโดยใช้โครงสร้างคอนกรีตแบบคريبค้ำ ยันเป็นช่วงๆ ที่ฐานรากถึงชั้นหินแข็งทำกำแพงที่บ้น้ำและ Grout ลึกลงไป 1.5 ถึง 3.4 เมตร เพิ่มความสูงจากเขื่อนเดิมอีก 2.7 เมตร ดังภาพที่ 8 (ค) ตัวเขื่อนใหม่สร้างเสร็จในปี 1915 ได้ไม่นาน เกิดน้ำหลากขึ้นอีก ดังภาพที่ 8 (ง) ทำให้บานระบายมีปัญหา พบตะกอนอุดตันในอุโมงค์ของโรงปั่นไฟฟ้า ในปี 1917 Daniel W. Mead วิศวกรที่ปรึกษาของเมือง Austin ได้ให้ความเห็นให้ซ่อมแซมฐานรากและโครงสร้างใหม่แต่ก็ไม่มีการซ่อมแซม ต่อมาในปี 1935 เกิดน้ำหลากครั้งใหญ่กว่าที่เคยบันทึกได้ทำให้ท่วมสันเขื่อน 7.6 เมตรและท่วมบานระบายเสียหาย ดังภาพที่ 8 (จ)

หลังจากเกิดน้ำหลากในปี 1935 ในปี 1937 มีการสำรวจทดสอบเพื่อออกแบบเขื่อนใหม่อีกครั้ง มีชื่อว่าเขื่อน Tom Miller สร้างเสร็จในปี 1940 เพิ่มการซ่อมแซมปรับปรุงฐานรากให้ดีขึ้น มีการรื้อโครงสร้างสันประตูระบายน้ำออกและเพิ่มความหนาของลาดคอนกรีตด้านท้ายน้ำจนถึงตีนเขื่อน เขื่อน Tom miller ใหม่มีความสูง 30.6 เมตร มีความยาว 484.6 เมตร ฐานกว้าง 47.2 เมตร สันเขื่อนกว้าง 6.9 เมตร มีบานระบาย 9 บาน ระบายน้ำได้ 3,115 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาทีผลิตกระแสไฟฟ้าได้ 15,000 กิโลวัตต์ ดังภาพที่ 9



ภาพที่ 9 เขื่อน Austin, TX ในชื่อใหม่ว่าเขื่อน Tom miller ในปี ค.ศ. 1940

ที่มา: [www.tpwd.state.tx.us](http://www.tpwd.state.tx.us)

#### 4. เชื้อน Bouzey

เชื้อน Bouzey เป็นเชื้อนประเภทหินก่อถ่วงน้ำหนัก (Masonry Gravity) มีความสูง 22 เมตรเป็นเชื้อนที่ก่อสร้างด้วยหินก่อถ่วงน้ำหนัก ตั้งถิ่นแม่น้ำ L'Aviere เมือง Vosges ในประเทศฝรั่งเศส สร้างเสร็จสิ้นในปี 1880 ฐานรากเป็นหินทรายเหนือขึ้นไปเป็นชั้นหินที่มีความแปรปรวน ความพรุนและรอยแตก มีปัญหาด้านกำลังแรงยึดเหนี่ยวที่แข็งแรง ต้องขุดออกเพื่อทำโครงสร้าง ยึดลงในชั้นหินแข็งในส่วนด้านเหนือ น้ำ ขนาดกว้าง 2 เมตร ลึกประมาณ 6 ถึง 10 เมตร ทำให้ตัวเชื้อนเมื่อสร้างเสร็จบางกว่าเชื้อนถ่วงน้ำหนักโดยปกติทั่วไป เกิดการพิบัติโดยการพลิกคว่ำ, เกิดรอยแตกแนวราบ, เกิดแรงดันน้ำภายในและการเลื่อนไถลที่ฐานราก เกิดการพิบัติ 2 ครั้ง ครั้งแรกในปี 1884 ครั้งที่ 2 ในปี 1895

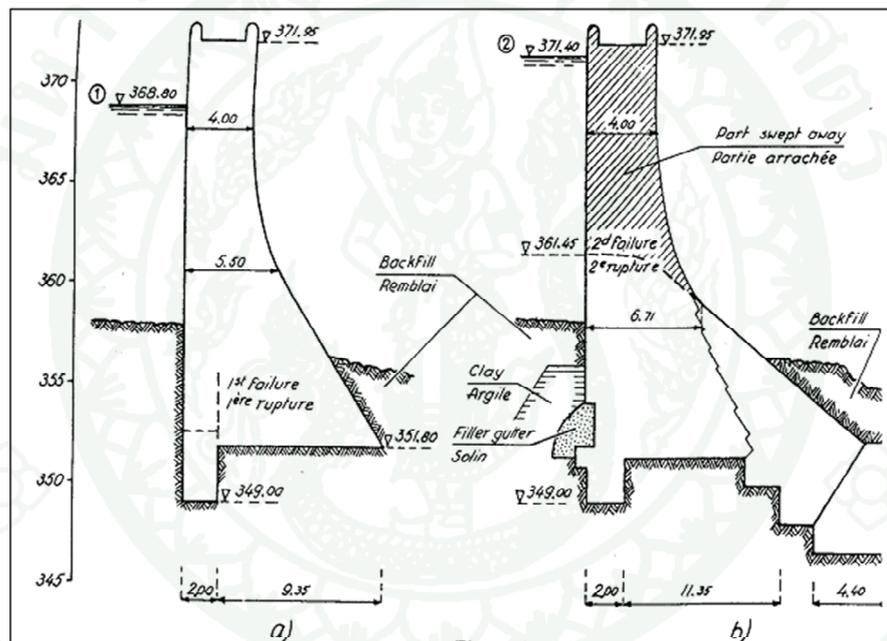
เมื่อเริ่มต้นเก็บกักน้ำที่ระดับ 352 เมตร ราวๆ 10 เมตรต่ำกว่าสันเชื้อน ปรากฏน้ำรั่วซึม ออกมาทางด้านท้ายน้ำที่ระดับ 371.95 เมตร ด้วยอัตราการไหลประมาณ 50 ลิตรต่อวินาที และอัตราการการไหลซึมเพิ่มเป็น 75 ลิตรต่อวินาทีเมื่อระดับน้ำอยู่ที่ 364.5 เมตร เมื่อเก็บน้ำได้สูงสุดที่ระดับ 368.8 เมตร ในครั้งแรกเมื่อวันที่ 14 มีนาคม 1884 ตัวเชื้อนเกิดการเคลื่อนตัวไปทางด้านท้ายน้ำ และอัตราการไหลซึมเพิ่มขึ้นเป็น 230 ลิตรต่อวินาที เกิดการเคลื่อนตัวสูงสุด 0.34 เมตร และทรุดตัวในแนวตั้งอย่างเห็นได้ชัด พบรอยแตกในแนวราบที่ขยายตัว 93 เมตรตลอดแนวโครงสร้างของตัวเชื้อนในส่วนที่ยื่นเข้ายึดกับหินฐานราก หินฐานรากแตกและยุบลงไป 2 ถึง 3 เมตรได้ตัวเชื้อน ชั้นดินเหนียวบางๆ มีความหนาหลายมิลลิเมตรดันตัวขึ้นมาและเกิดการไหลซึมของน้ำ

จากปี ค.ศ. 1888 ถึง 1889 เชื้อนได้รับการซ่อมแซมโดยการเพิ่มการค้ำยันทางด้านท้ายน้ำและอุดรอยแตกที่ด้านเหนือน้ำ ต่อมาเมื่อเก็บกักน้ำก็เกิดการพิบัติอีกครั้งในวันที่ 27 เมษายน 1895 เมื่อระดับเก็บกักที่ 371.4 เมตร ในส่วนกลางเชื้อนเกิดรอยแตกตั้งแต่ผิวคอนกรีตด้านเหนือ น้ำผ่านตัวเชื้อนเป็นระยะทาง 3.5 เมตรจนถึงลาดด้านท้ายน้ำ แต่ฐานรากไม่เกิดการเคลื่อนตัว

จากการพิบัติอย่างรวดเร็ว ทำให้หมู่บ้านของเมือง L'Aviere ที่อยู่ด้านท้ายน้ำเกิดความเสียหายเป็นเหตุให้มีผู้เสียชีวิตมากกว่า 100 คน ผลการพิบัติในครั้งนี้ ทำให้การศึกษาให้ความสนใจในช่วงเวลาแรกที่เชื้อนเกิดแรงดันภายในและแรงดันที่เกิดในฐานราก ในปี ค.ศ. 1895 สถาบัน Academy of Sciences ศึกษาหลักการพิบัติโดย พบการแตกของฐานรากที่เป็นหินทราย และพบว่ากำแพงที่น้ำที่ดินเชื้อนด้านเหนือน้ำมีความลึกลงไปในชั้นหินไม่เพียงพอ ดังนั้นน้ำจึง

สามารถผ่านคันโครงสร้างขึ้นมาได้ และรอยแตกที่ตัวเขื่อนทำให้เกิดการรั่วซึมและเกิดแรงดันขึ้นภายในตัวเขื่อน ทั้งแรงดันที่เกิดขึ้นภายในตัวเขื่อนและฐานรากเป็นสาเหตุหลักที่ทำให้เกิดการพิบัติของตัวเขื่อน ดังภาพที่ 10

ในการก่อสร้างใช้ปูนกับทรายหยาบที่คุณสมบัติไม่ดีเป็นส่วนผสมสำหรับเป็นมอร์ต้า และมีการจัดเตรียมการทำงานของมอร์ต้าอย่างไม่ระมัดระวัง เมื่อเริ่มกักเก็บน้ำทำให้มอร์ต้าอยู่ในสภาพชุ่มน้ำจึงเกิดการบวมตัวและเกิดรอยแตกในมอร์ต้าและเป็นช่องทางให้เกิดแรงดันน้ำภายใน



ภาพที่ 10 ความเสียหายของเขื่อน Bouzey

ที่มา: USBR (1998)

## 5. เขื่อน Upper Stillwater

เขื่อน Upper Stillwater เป็นเขื่อนแรกของ Bureau of Reclamation ที่สร้างขึ้นด้วยเทคโนโลยีคอนกรีตบดอัด (Roller Compacted Concrete Dam, RCCD) เป็นเขื่อนประเภทถ่วงน้ำหนักมีความสูง 88.4 เมตร สันเขื่อนยาว 816.9 เมตร กว้าง 8.9 เมตร ที่ระดับ 2492.5 เมตร รทก.

มีโครงสร้างเป็นกำแพงคอนกรีตที่บ้น้ำตลอดความสูงถึงสันเขื่อนทั้งด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ ดังภาพที่ 11 มีความจุในอ่างเก็บน้ำประมาณ 40 ล้านลูกบาศก์เมตร ทางระบายน้ำล้นเป็นประเภท Ogee-Weir ที่ไม่มีบานควบคุม ลาดชันด้านท้ายของทางระบายน้ำล้นเป็นขั้นบันไดเพื่อลดแรงกระแทกของน้ำที่ไหลไปทางด้านท้ายเขื่อน ทางระบายน้ำล้นระบายปริมาณน้ำได้ 424.8 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที ที่ระดับ 2491.89 เมตร. รทก.



ภาพที่ 11 เขื่อน Upper Stillwater

ที่มา: USBR (1998)

ฐานรากของที่ตั้งเขื่อนเป็นหิน Quartzose Sandstone แทรกกับหินประเภท Argillite มีการปรับปรุงโดยการอัดฉีดน้ำปูน ที่ระดับความลึกประมาณ 10 เมตร โดยเฉพาะในส่วนที่เป็นทางระบายน้ำล้นเพื่อเพิ่มความแข็งแรงให้กับชั้นหิน



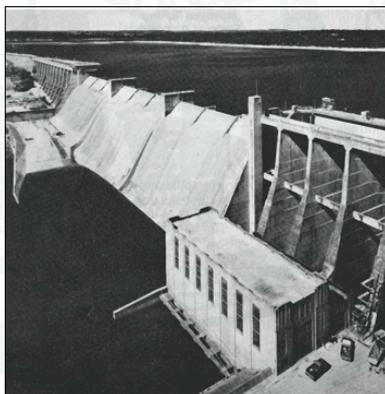
ภาพที่ 12 การไหลซึมและตะกอนแคลเซียมที่รอยต่อลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำเขื่อน Upper Stillwater

ที่มา: [www.highangletechnologies.com](http://www.highangletechnologies.com)

การเคลื่อนตัวในแนวราบของฐานรากบนชั้นหิน argillite ถูกบันทึกได้โดย เครื่องวัด Multiple Point Borehole Tensiometer ในเดือนมิถุนายน ปี 1988 เมื่อเก็บกักน้ำในอ่างที่ระดับ 2478.0 เมตร. รทก. พบการเคลื่อนตัวของฐานรากไปทางด้านท้ายน้ำ 1 ซม. แต่ไม่พบการเคลื่อนตัวของตัวเขื่อน พบเพียงการไหลซึมและมีตะกอนแคลเซียมปรากฏที่รอยต่อที่ลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ ดังภาพที่ 12

#### 6. เขื่อน Morris Shepard

เขื่อน Morris Sheppard เป็นเขื่อนคอนกรีตที่มีโครงสร้างครีบก้ำยัน เป็นเขื่อนที่ตั้งอยู่ห่างจากเมือง Ft. Worth รัฐเท็กซัส สหรัฐอเมริกา เป็นระยะทาง 121 กิโลเมตร ฐานรากเป็นชั้นหินดินดาน เก็บกักน้ำได้ 703 ล้านลูกบาศก์เมตร มีความสูง 57.9 เมตร มีความยาวรวมตัวเขื่อนที่กั้นน้ำทั้งหมด 835.2 เมตร ตัวเขื่อนยาว 495.6 เมตร และประกอบด้วยค้ำยัน 40 ช่วง ช่วงละ 12.2 เมตร ทางระบายน้ำสั้นยาว 219.5 เมตร มีช่องเปิดกว้าง 22.3 เมตร ดังภาพที่ 13



ภาพที่ 13 เขื่อน Morris Shepard

ที่มา: USBR (1998)

ในช่วงการตรวจสอบสภาพเขื่อนของ Federal Energy Regulatory Commission (FERC) พบว่า ทางระบายน้ำสั้นซึ่งตั้งบนฐานรากหินชั้น มีลักษณะเป็นชั้นๆ ที่ง่ายต่อการเคลื่อนตัว มีการเคลื่อนตัวไปทางด้านท้ายน้ำ วัดจากหมุดพิคคที่ระยะ 27.4 เมตรจากระดับน้ำท้าย วัดการเคลื่อนตัวได้ระยะทาง 114 มิลลิเมตร ในขณะที่พิโซมิเตอร์วัดแรงดันน้ำได้ 65 เปอร์เซ็นต์ของระดับความสูง

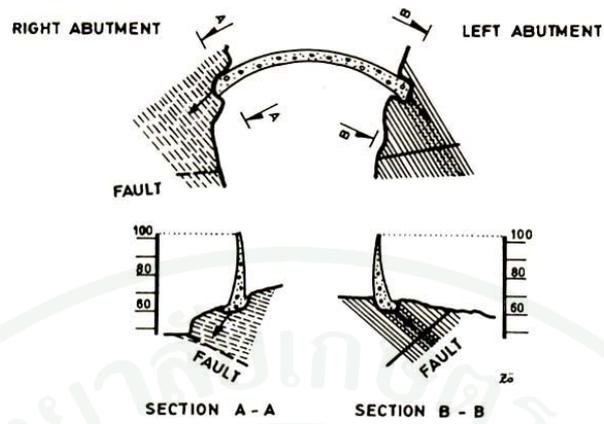
ในอ่างเก็บน้ำ การยอมให้น้ำสามารถซึมผ่านฐานรากเป็นเหตุให้เกิดแรงดันและการเคลื่อนตัวที่ฐานรากที่ระดับ 9.1 เมตรจากฐานค้ำยัน

จากการคาดการณ์จึงมีการลดระดับเก็บกักปริมาณน้ำต่ำกว่า 4 เมตรเพื่อรักษาตัวเขื่อนไม่ให้เกิดการพิบัติอย่างสมบูรณ์ ซึ่งคาดการณ์ว่าในกรณีที่เกิดการพิบัติโดยสมบูรณ์ปริมาณน้ำที่เก็บกักจะทำให้เกิดพิบัติภัยขนาดใหญ่จากความเสียหายทางชีวิตและทรัพย์สินทางด้านท้ายน้ำ และมีความเป็นไปได้ที่อาจจะเกิดในช่วงหลายปีแต่ถูกพบระหว่างช่วงการตรวจเขื่อนประจำปีในเดือนธันวาคมปี 1986

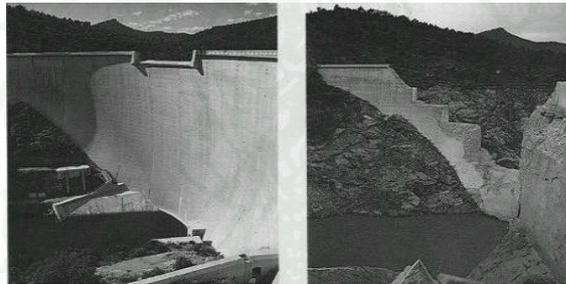
## 7. เขื่อน Malpasset

เขื่อน Malpasset เป็นเขื่อนคอนกรีตโค้ง ก่อสร้างเสร็จสิ้นในฤดูใบไม้ผลิในปี ค.ศ. 1954 มีความสูง 66 เมตร กั้นแม่น้ำ Reyran 10 กิโลเมตรทางตอนเหนือของเมือง Frejus ใน Cannes ประเทศฝรั่งเศส สันเขื่อนมีความหนา 1.5 เมตร ฐานเขื่อนมีความหนา 6.7 เมตร ทางระบายน้ำด้านกลางตัวเขื่อนมีความยาว 30 เมตร ในการก่อสร้างมีการอัดฉีดน้ำปูนที่ฐานรากลึก 5 เมตร ไม่มีระบบการระบายทั้งในตัวเขื่อนและฐานราก และไม่มีการติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน มีเพียงหมุดพิคคิที่ผิวเขื่อน ฐานรากของตัวเขื่อนเป็นชั้นหินผุแร่ไมกา มีรอยเลื่อนผ่านในส่วนของฐานยันด้านซ้ายของตัวเขื่อน ซึ่งตรวจพบภายหลังจากการพิบัติของเขื่อนนี้ซึ่งแสดงดังภาพที่ 14 (ก) ระบายน้ำได้ 178 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เมื่อสร้างเสร็จได้ชื่อว่าเป็นเขื่อนสูงที่บางที่สุดในโลก เก็บกักน้ำได้ 51.4 ล้านลูกบาศก์เมตร

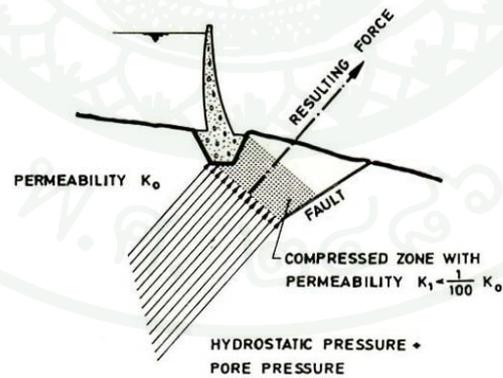
ในช่วงปลายปี ค.ศ. 1954 กลางเดือนพฤศจิกายน เกิดฝนตกอย่างหนักปริมาณน้ำด้านเหนือเขื่อนอยู่ที่ระดับสูงสุด ในช่วงการตรวจสอบพบการรั่วซึมที่ฐานยันฝั่งขวาราวๆ 20 เมตร ที่ระดับ 80 เมตรลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ แต่ไม่พบการพิบัติใดๆ ไม่กี่สัปดาห์ต่อมา มีการแตกรั่วที่ฐานคอนกรีตโดยไม่มีใครทราบ ในวันที่ 28 เดือนพฤศจิกายน และในสองวันถัดมาฝนตกอย่างหนัก ปริมาณเก็บกักเพิ่มขึ้นอีก 1.8 เมตร ทำให้มีการรั่วซึมเพิ่มขึ้น ในวันที่ 2 ธันวาคม ปริมาณน้ำเพิ่มขึ้นถึงระดับสูงสุดในเวลา 6 นาฬิกา จึงมีการเปิดบานระบายเพื่อลดระดับน้ำ วิศวกรในสนามไม่ได้รายงานสิ่งผิดปกติที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อน และไม่มีการตรวจสอบใดๆ เวลา 9 นาฬิกาวันเดียวกันเกิดเสียงการแตกรั่ว ผู้ดูแลสังเกตเห็นประกายไฟซึ่งคาดว่ามาจากสายส่งไฟเกิดขาด และเกิดการพิบัติของเขื่อนขึ้นในเวลาต่อมา ดังภาพที่ 14 (ข) จากการพิบัติของเขื่อนอย่างฉับพลัน



(ก) ภาพแปลนและรูปตัดของเขื่อน



(ข) สภาพเขื่อนก่อนและภายหลังเกิดการพิบัติ



(ค) แรงกระทำและแนวรอยแยกฐานรากเขื่อน

ภาพที่ 14 การพิบัติของเขื่อน Malpasse

ที่มา: ICOLD (1974)

ทำให้เกิดน้ำท่วมไกล 11 กิโลเมตรจนถึงแม่น้ำเมดิเตอร์เรเนียน ทำให้มีผู้เสียชีวิต 421 คน Carl Terzaghi นักวิจัยผู้เชี่ยวชาญได้ให้ความเห็นในการพิบัติของเขื่อน Malpasset ในเดือนกุมภาพันธ์ ค.ศ. 1962 ว่าฐานยื่นฝั่งซ้ายของตัวเขื่อนเกิดการพิบัติโดยการเลื่อนไถลเนื่องจากเป็นจุดที่อ่อนแอในการรับแรง มีพื้นที่กว้าง จากการสำรวจโดยการเจาะเก็บตัวอย่างไปทดสอบแสดงให้เห็นว่า หินฐานรากเป็นหินที่มีรอยแตกมากและมีแร่ดินเหนียวภายในแนวแรงดันน้ำได้ฐานรากแสดงดังภาพที่ 14 (ก)

#### 8. เขื่อน St. Francis

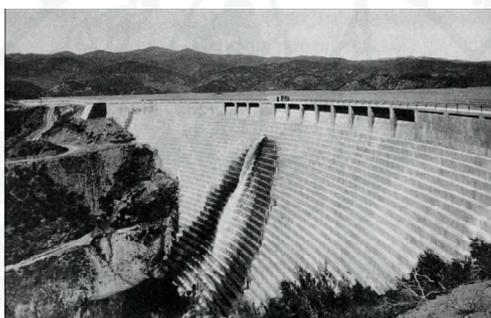
เขื่อน St. Francis เป็นเขื่อนคอนกรีตโค้ง ถ่วงน้ำหนักมีความสูง 62.4 เมตร เริ่มก่อสร้างในเดือนเมษายน ค.ศ. 1924 และสร้างเสร็จสิ้นในวันที่ 4 เดือนพฤษภาคม ค.ศ. 1926 มีความหนาที่สันเขื่อน 4.9 เมตร และมีความหนาที่ฐานเขื่อน 53.3 เมตร ตัวเขื่อนเมื่อวัดตามสันเขื่อนมีความยาว 213.4 เมตร มีทางระบายน้ำล้น 11 ช่อง แต่ละช่องกว้าง 6.1 เมตร ตั้งอยู่กลางสันเขื่อน มีท่อระบายน้ำกว้าง 0.76 เมตร จำนวน 5 ท่อ ตัวเขื่อนไม่มีอุโมงค์และเป็นเขื่อนเนื้อเดียวไม่มีรอยต่อ ฐานรากไม่มีการอัดฉีดน้ำปูน มีเพียงระบบระบายแรงดันน้ำที่ฐานรากและมีเพียงหน้าตัดเดียว เก็บกักปริมาณน้ำได้ 46.9 ล้านลูกบาศก์เมตร

ระหว่างการเก็บกักน้ำครั้งแรกในปี ค.ศ. 1927 เริ่มเกิดรอยแตกขึ้นสองจุดที่ผิวเขื่อน ซึ่งในเมืองต้นผู้เชี่ยวชาญเข้าใจว่าเป็นสิ่งที่เกิดขึ้นในช่วงของการบ่มคอนกรีตซึ่งทำให้เกิดการแตกร้าวเนื่องจากอุณหภูมิ แต่รอยแตกเริ่มขยายที่ฐานยื่นฝั่งซ้ายในวันเสาร์ที่ 10 เดือนมีนาคม และในวันเกิดการพิบัติปริมาณน้ำอยู่เหนือระดับทางระบายน้ำล้น 3 นิ้ว และในเวลาเที่ยงคืนวันที่ 12 เดือนมีนาคม ก็เกิดการพิบัติอย่างฉับพลัน ดังภาพที่ 15 ทำให้มีผู้เสียชีวิต 500 คน

สาเหตุการพิบัติของฐานรากบริเวณฐานยื่นเขื่อนฝั่งซ้าย เป็นหินดินดาน (Shale) มีกำลังรับแรงต่ำ ประกอบกับมีแนวรอยเลื่อนที่เป็นกรวดซึ่งมีการเชื่อมประสานระหว่าง หินชั้นไมกาประกอบด้วยแร่ควอตซ์เป็นหลัก ผสมด้วยไมกาและเฟลสปาร์ ปกติหินชั้นไมกา เป็นกลุ่มแร่บีซั่มกับแร่ดินเหนียว ก่อนข้างจะต้านทานแรงเฉือนได้ดีแต่เมื่ออยู่ในแนวขนานกับลาดชันทำให้ง่ายต่อการไถล มีคุณสมบัติเมื่ออยู่ในสภาพแห้งจะมีความแข็งแรงมาก แต่เมื่ออยู่ในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำความแข็งแรงจะลดลงและเกิดการลื่นไถลได้ทันที ทำให้เกิดการพิบัติได้อย่างเฉียบพลัน ดังนั้น

สาเหตุหลักของการพิบัติ เกิดจากโครงสร้างทางธรณีวิทยา และลักษณะฐานรากซึ่งมีความแข็งแรงต่ำเมื่ออยู่ในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำ

ในประเทศไทยยังไม่มีกรณีพิบัติหรือเสียหายของเขื่อนคอนกรีตบดอัด มีเฉพาะเขื่อนลมและไม่มีรายงานผู้สูญเสียชีวิต ในปี พ.ศ.2533 เขื่อนมูลบน ซึ่งเป็นเขื่อนดินเนื้อเดียว สูง 32 เมตร ที่ จ. นครราชสีมา เกิดการรั่วซึมของน้ำผ่านฐานรากและกัดเซาะดินตะกอนภายในตัวเขื่อนออกมาถึง 6 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที จึงต้องเร่งลดระดับน้ำในอ่างและสร้างกำแพงที่บ้น้ำได้ดินด้านเหนือน้ำ จากนั้นบดอัดตัวเขื่อนใหม่บางส่วนด้วยดินเหนียวประเภท (clay low liquid limit, CL) ปรับปรุงชั้นกรองให้มีประสิทธิภาพและเพิ่มชั้นดินผสมปูนขาว (วรากร, 2546)



(ก) สภาพเขื่อนเมื่อเริ่มเกิดความเสียหาย



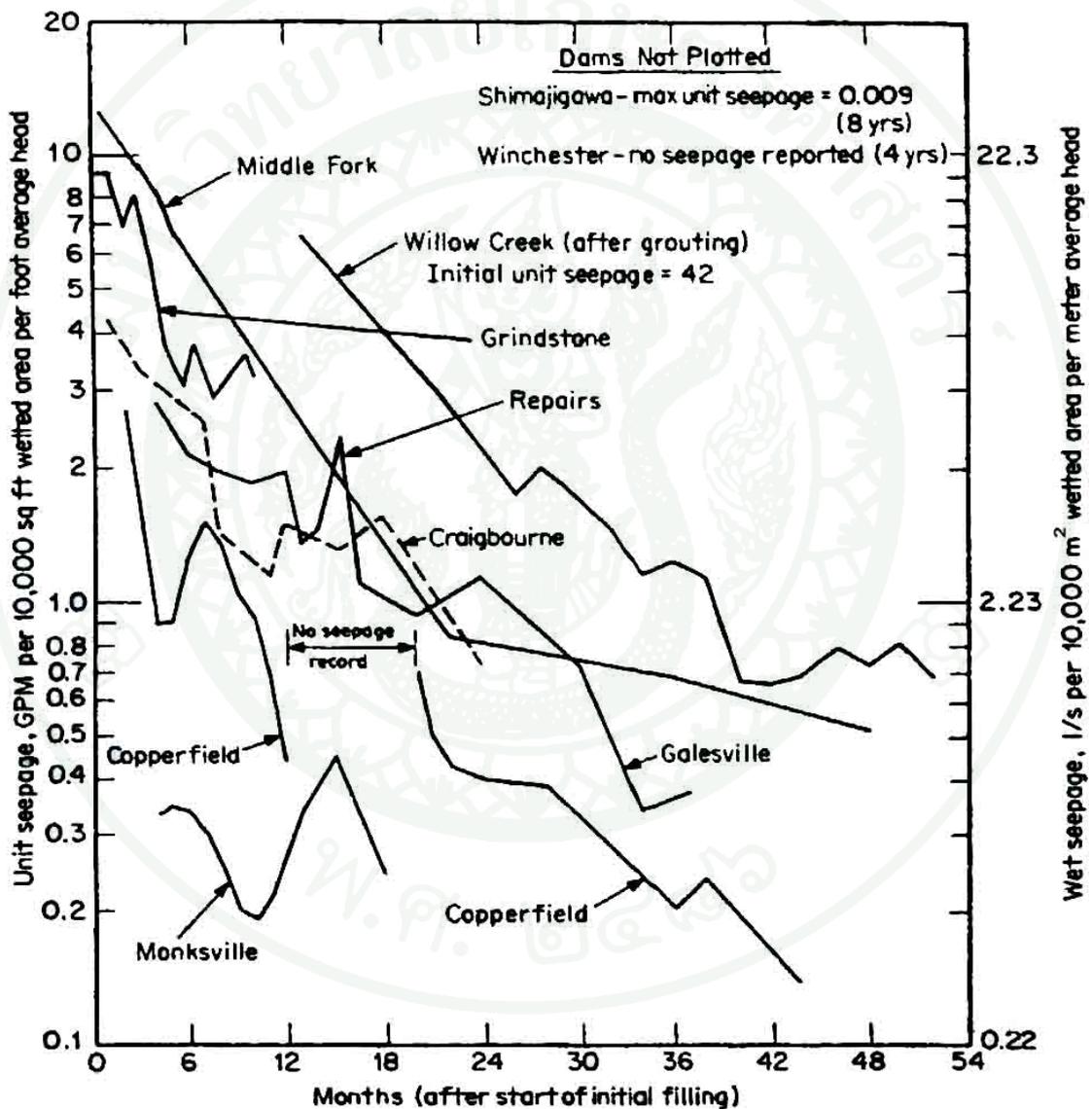
(ข) สภาพเขื่อนภายหลังเกิดความเสียหาย

ภาพที่ 15 การพิบัติของเขื่อน St. Francis

ที่มา: USBR (1998)

สภาพปรากฏของเขื่อนคอนกรีตบดอัดระหว่างการใช้งาน

ในปี ค.ศ. 1991 Hansen and Reinhardt ได้รวบรวมข้อมูลรายชื่อเขื่อน RCC ที่มีการวัดค่าการไหลซึมและบันทึกทั้งหมดเป็นเขื่อนที่ถูกออกแบบโดยวิธี Lean-RCC, วิธี RCD Method (เขื่อน Shimagawa Dam) และวิธี High-paste RCC (เขื่อน Upper Stillwater Dam) ดังภาพที่ 16



ภาพที่ 16 กราฟหน่วยการไหลซึมผ่านเขื่อนกับเวลาในเขื่อนต่างๆ

ที่มา: Hansen and Reinhardt (1991)

ตัวอย่างพฤติกรรมปัญหาการไหลซึมของเขื่อนคอนกรีตบดอัดได้ยกตัวอย่างดังต่อไปนี้

### 1. เขื่อน Shimagawa

การไหลซึมผ่านได้รับการวัดอย่างต่อเนื่องจนกระทั่งช่วงเริ่มเก็บน้ำในปี ค.ศ. 1981 ไม่มีการพบการไหลซึมผ่านเขื่อนที่ลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ และการไหลซึมผ่านฐานรากรวมไม่เกิน 0.5 ลิตรต่อวินาที การรั่วซึมผ่านระหว่าง contraction joint น้อยมากที่ช่วงโครงสร้างที่เป็นคอนกรีตปกติ (Hansen and Reinhardt, 1991)

### 2. เขื่อน Willow Creek

เขื่อนนี้สร้างขึ้นเพื่อการป้องกันน้ำท่วม เริ่มเก็บน้ำในช่วงฤดูใบไม้ผลิในปี ค.ศ. 1983 อัตราการไหลจากภายในอุโมงค์และลาดด้านท้ายน้ำถูกวัดค่าได้ 189 ลิตรต่อวินาที ที่ระดับเก็บกักสูง 14.7 เมตร มีค่าอัตราการไหลซึมต่อ 1 หน่วยลูกบาศก์เมตรต่อ 1 เมตรเท่ากับ 93.5 ลิตรต่อวินาที ต่อเมตร สองเดือนต่อมาวัดอัตราการไหลลดลงเหลือ 150 ลิตรต่อวินาที (Hansen and Reinhardt, 1991)

U.S. Army Corps of Engineers ทำการลดค่าการไหลซึมด้วยวิธี grouting โดยลดระดับน้ำเหลือ 10.6 เมตร เริ่มกระทำการซ่อมแซมที่ลาดด้านเหนือน้ำและสันเขื่อนในระหว่างปี ค.ศ. 1983 และปี ค.ศ. 1984 (Hansen and Reinhardt, 1991)

หลังจากการซ่อมแซมเสร็จสิ้นวัดอัตราการไหลซึมที่สองระดับเก็บกักคือ ที่ระดับเก็บกักปกติและระดับเก็บกักสูงสุด ที่ระดับเก็บกักปกติ 14.7 เมตร ค่าอัตราการไหลรวมที่ด้านท้ายน้ำวัดได้ 8.5 ลิตรต่อวินาที ซึ่งลดลงจากระดับอัตราการไหล 150 ลิตรต่อวินาที มาก ที่ระดับเก็บกักสูงสุด 28.9 เมตร วัดอัตราการไหลรวมที่ด้านท้ายน้ำได้ 128 ลิตรต่อวินาที อีก 3 ปีถัดมาที่ระดับน้ำเดียวกัน อัตราการไหลซึมที่วัดได้ที่ด้านท้ายน้ำลดลงเหลือ 29.3 ลิตรต่อวินาที, 21.5 ลิตรต่อวินาที และ 15.9 ลิตรต่อวินาที ตามลำดับ (Hansen and Reinhardt, 1991)

การไหลซึมเริ่มต้นที่ช่องว่างระหว่างชั้นบดอัดเนื่องจากเกิดการการแยกตัวของคอนกรีต (segregation) ทำให้แรงยึดเหนี่ยวระหว่างชั้นบดอัดลดลง ที่เหนือระดับอุโมงค์แต่ไม่มีผลกระทบ

ต่ออุโมงค์เนื่องจากมีขนาดแคบมากกว้างประมาณ 300 มิลลิเมตร และอยู่ใกล้ลาดด้านเหนือน้ำและการลดการไหลซึมโดยการอุดของตะกอนที่เกิดจากปฏิกิริยาแคลซิฟิเคชัน (Calcification) (Hansen and Reinhardt, 1991)

### 3. เขื่อน Copperfield

เริ่มเก็บกักน้ำในปี ค.ศ. 1984 วัดอัตราการไหลซึมด้านท้ายน้ำที่ระดับเก็บกัก 21 เมตร ได้เท่ากับ 24.7 ลิตรต่อวินาที ซึ่งเป็นการวัดอัตราการไหลซึมที่วางระบายที่ห่างจากตัวเขื่อนไปทางด้านท้ายน้ำ 1 กิโลเมตร อีก 1 เดือนถัดมาเมื่อระดับเก็บกักเพิ่มขึ้นที่ 23.7 เมตร อัตราการไหลซึมที่ด้านท้ายน้ำลดลงเป็น 17.8 เมตร สองเดือนถัดมาอัตราการไหลซึมลดลงเหลือ 10.2 เมตร และเมื่อครบรอบ 1 ปีการใช้งานคือในอีก 7 เดือนต่อมา เกิดรอยแตกตามขวางผ่านทางระบายน้ำสันทำให้เกิดอัตราการไหลซึมผ่านเพิ่มขึ้นเป็น 16 ลิตรต่อวินาที (Hansen and Reinhardt, 1991)

แต่อย่างไรก็ตามการไหลซึมถูกระบายออกตามท่อระบายแนวโค้งและทางระบายน้ำสัน การไหลซึมที่วัดได้ลดลงเนื่องจากปฏิกิริยาแคลซิฟิเคชันเหลือ 5.6 ลิตรต่อวินาที ในปี ค.ศ. 1986 และลดลงเหลือ 2.15 ลิตรต่อวินาที ในปี ค.ศ. 1989 (Hansen and Reinhardt, 1991)

### 4. เขื่อน Middle

เป็นเขื่อนที่สร้างในปี ค.ศ. 1984 เพื่อการป้องกันน้ำท่วมในฤดูน้ำหลากและเก็บกักน้ำสำหรับการอุปโภคและบริโภค เก็บกักน้ำในปี ค.ศ. 1984 จนถึงระดับ 13.4 เมตร อัตราการไหลเริ่มต้นวัดได้ 9.5 ลิตรต่อวินาที และลดลงเหลือ 6.9 ลิตรต่อวินาที หลังจากผ่านไป 2 เดือนครึ่ง (Hansen and Reinhardt, 1991)

ระดับน้ำเพิ่มขึ้นถึงระดับทางระบายน้ำสันครั้งแรกในปี ค.ศ. 1985 ที่ความสูง 26.2 เมตร วัดอัตราการไหลซึมสูงสุดได้ 30 ลิตรต่อวินาที แต่ลดลงเหลือ 3 ลิตรต่อวินาที ใน 18 เดือนถัดมา (ค่าอัตราการไหลซึมที่คาดการณ์เท่ากับ 3.2 ถึง 7.9 ลิตรต่อวินาที) อัตราการไหลซึมลดลงเนื่องจากปฏิกิริยาแคลซิฟิเคชันของคอนกรีตบดอัดและลดลงอย่างรวดเร็วภายใน 3 เดือนหลังเก็บกักที่ปริมาณน้ำสูงสุด (Hansen and Reinhardt, 1991)

ในช่วงที่เกิดค่าอัตราการไหลซึมสูงสุด 80 เปอร์เซ็นต์ของการไหลซึมรวมเป็นการไหลซึมผ่านเขื่อนที่รวมการไหลซึมผ่านหลังคาและพื้นจากภายในอุโมงค์ในตัวเขื่อน ส่วนที่เหลืออีก 20 เปอร์เซ็นต์เป็นการระบายจากอุโมงค์ในช่องเขา ต่อมาอีก 4 ปี พบว่าการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและในช่องเขามีค่าอัตราการไหลซึมใกล้เคียงกันและลดลงโดยปฏิกิริยาแคลซิฟิเคชัน (Hansen and Reinhardt, 1991)

#### 5. เขื่อน Winchester (Carroll E. Ecton)

เขื่อนที่สร้างขึ้นเพื่อการอุปโภคบริโภค เริ่มเก็บกักน้ำในปี ค.ศ. 1985 ไม่พบการไหลซึมผ่านตัวเขื่อน แต่อย่างไรก็ตามมีการไหลซึมผ่านรอยแตกที่ฐานรากซึ่งเป็นหินปูน จึงทำการลดระดับน้ำลงเพื่อทำการ grouting ที่ฐานราก และเมื่อเก็บกักน้ำอีกครั้งก็ไม่พบการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนใดๆ อีก แต่การไหลซึมผ่านฐานรากเกิดขึ้นเพียงเล็กน้อย (Hansen and Reinhardt, 1991)

#### 6. เขื่อน Galesville

เขื่อนนี้สร้างขึ้นเพื่อการผลิตกระแสไฟฟ้า เริ่มเก็บกักน้ำในเดือนธันวาคม ปีค.ศ. 1985 จนถึงระดับ 33.5 เมตร วัดอัตราการไหลซึมผ่านสูงสุด 45 ลิตรต่อวินาที ค่าอัตราการไหลซึมรวมลดลงเมื่อผ่านไป 10 เดือน 20 ลิตรต่อวินาที เนื่องจากการเกิดปฏิกิริยาแคลซิฟิเคชันของคอนกรีตบดอัด (Hansen and Reinhardt, 1991)

ในช่วงต้นปี ค.ศ. 1987 ระดับเก็บกักเพิ่มขึ้นที่ระดับเหนือทางระบายน้ำสัน 1.5 เมตร ที่ระดับ 41 เมตร อัตราการไหลซึมเพิ่มขึ้นเป็น 60 ลิตรต่อวินาที ซึ่งไม่รวมการไหลซึมที่ลาดด้านท้ายน้ำที่ไม่สามารถวัดได้ พบว่าการไหลซึมผ่านรอยแตกทั้ง 7 แห่งในตัวเขื่อน แผ่นยางกันกระแทกที่ติดตั้งที่ลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำไม่สามารถป้องกันการเกิดรอยแตกในตัวเขื่อนได้แต่ช่วยลดปริมาณการรั่วซึมที่ผ่านรอยแตกได้ (Hansen and Reinhardt, 1991)

อัตราการไหลลดลงเหลือที่ระดับ 49.8 ลิตรต่อวินาที หลังจากการแก้ไขโดยการทิ้ง Bentonite โดยเรือลงไปอุดรอยแตกที่บริเวณใกล้ๆ กับจุดที่เกิดรอยแตกลาดด้านเหนือน้ำ ต่อมา มีการอุดรอยแตกด้วยซีเมนต์แห้งเร็วโดยนักประดาน้ำที่ความลึก 15 ถึง 18 เมตร ทำให้อัตราการไหลซึมลดลงเหลือ 32.2 ลิตรต่อวินาที ระดับเก็บกักน้ำสูงสุดของเขื่อนอยู่ในช่วงต้นปี ค.ศ. 1987 และ

ในฤดูใบไม้ผลิ ปีค.ศ. 1988 ที่ระดับเก็บกัก 33.5 เมตร อัตราการไหลซึมมีค่าเท่ากับ 12.6 ลิตรต่อวินาที ซึ่งลดลงเมื่อเปรียบเทียบกับการไหลซึมในช่วงแรกที่ 45 ลิตรต่อวินาที ในระยะเวลา 2 ปี (Hansen and Reinhardt, 1991)

#### 7. เขื่อน Craigbourne

เมื่อเริ่มเก็บน้ำที่ระดับเก็บกัก 18.5 เมตร วัดอัตราการไหลซึมที่ด้านท้ายเขื่อนได้ 8.81 ลิตรต่อวินาที ในเดือนตุลาคม ปี ค.ศ. 1986 และใน 5 เดือนถัดมาค่าอัตราการไหลซึมลดลงเหลือ 2.7 ลิตรต่อวินาที ซึ่งเกิดจากปฏิกิริยาแคลิฟิเคชั่นของคอนกรีตบดอัด หลังจากการใช้งาน 2 ปี อัตราการไหลซึมลดลงเหลือ 1.5 ลิตรต่อวินาที (Hansen and Reinhardt, 1991)

#### 8. เขื่อน Gridstone Canyon

การก่อสร้างคอนกรีตบดอัดเสร็จสิ้นในปี ค.ศ. 1986 สร้างขึ้นเพื่อเก็บกักน้ำใช้อุปโภคบริโภค แม้ว่า จะการบดอัดคอนกรีตจะเสร็จสิ้นแล้วก็ยังไม่เปิดใช้งานจนกระทั่งถึงปี ค.ศ. 1988 เนื่องจากปัญหาที่ระบบเปิดปิดของทางส่งน้ำ มีปัญหาการรั่วซึมไม่สามารถใช้งานได้จึงต้องทำการแก้ไขปรับปรุง หลังจากการซ่อมแซม ในช่วงเดือนพฤษภาคม เมื่อเก็บกักน้ำได้ที่ระดับ 28 เมตร วัดอัตราการไหลซึมที่ด้านท้ายน้ำได้ 72.3 ลิตรต่อวินาที และในช่วงเดือนมิถุนายน เมื่อระดับน้ำเพิ่มขึ้นจนล้นทางระบาย วัดอัตราการไหลซึมรวมได้สูงสุด 88 ลิตรต่อวินาที (Hansen and Reinhardt, 1991)

การเกิดปฏิกิริยาแคลิฟิเคชั่นและการตกตะกอนร่วมกันทำให้เนื้อคอนกรีตเกิดการซ่อมแซมด้วยตัวเองและอุดรอยแตกที่เกิดขึ้นในคอนกรีตบดอัดที่อุโมงค์ฝั่งขวาของตัวเขื่อน อัตราการไหลในอุโมงค์ลดลงเหลือประมาณ 6 ลิตรต่อวินาที และอัตราการไหลรวมวัดได้ 25 ลิตรต่อวินาที ระหว่างฤดูหนาวในปี ค.ศ. 1989 เกิดรอยแตกในคอนกรีตปกติที่ผิวลาดเขื่อนด้านเหนือ น้ำอัตราการไหลซึมเพิ่มขึ้นวัดได้ 33.6 ลิตรต่อวินาที จึงต้องทำการลดระดับน้ำเพื่อซ่อมแซมรอยแตกที่มีความยาว 4.9 m ในปี ค.ศ. 1989 (Hansen and Reinhardt, 1991)

## 9. เขื่อน Monksville

เขื่อนนี้สร้างขึ้นเพื่อเก็บกักน้ำเริ่มเก็บกักน้ำในปี ค.ศ.1987 เมื่อเก็บกักจนถึงระดับเก็บกักสูงสุด 43 เมตร ในเดือนเมษายนปี ค.ศ. 1988 วัดอัตราการไหลซึมรวมสูงสุดได้ 15.8 ลิตรต่อวินาที ซึ่งถูกวัดที่ฝายวัดอัตราการไหลที่ติดตั้งในอุโมงค์ในตัวเขื่อนและที่ฐานยันทั้งสองข้าง อัตราการไหลซึมเฉพาะภายในอุโมงค์เป็น 3.8 ลิตรต่อวินาที ในช่วง 5 เดือนถัดมา อัตราการไหลรวมลดลงเหลือ 7.6 ลิตรต่อวินาที และอัตราการไหลซึมภายในอุโมงค์เหลือ 1.6 ลิตรต่อวินาที เมื่อเข้าสู่ฤดูหนาวในเดือนมีนาคมปี ค.ศ. 1989 อัตราการไหลซึมรวมเพิ่มขึ้นวัดได้ 18.3 ลิตรต่อวินาที และภายในอุโมงค์วัดได้ 3.5 ลิตรต่อวินาที ถัดจากนั้น 3 เดือนต่อมา อัตราการไหลซึมรวมก็ลดลงเหลือ 9.5 ลิตรต่อวินาที และปรากฏการไหลซึมที่ลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำใน 2 เดือนต่อมาที่หน้าตัดเขื่อนที่ไม่มีน้ำไหลข้าม (non-overflow section) (Hansen and Reinhardt, 1991)

เมื่อพิจารณาวิเคราะห์หาสาเหตุโดยการวิเคราะห์อุณหภูมิและการวิเคราะห์ปรับปรุงคุณภาพอัตราส่วนคอนกรีตบดอัดเพื่อลดอัตราการไหลซึมแล้วพบว่าปัญหาเกิดจากการก่อสร้างที่ล่าช้าไปถึงฤดูที่มีอุณหภูมิสูง ทำให้เกิดความร้อนสูงกว่าที่คาดการณ์ไว้ในการออกแบบ จึงมีการเพิ่มจำนวนรอยต่อและแผ่นยางกันซึมในตัวเขื่อน และเพิ่มความทึบน้ำของคอนกรีตบดอัด โดยใช้มวลรวมหรือหินขนาดเล็กลงจากขนาด 75 มิลลิเมตร เป็น 50 มิลลิเมตร และโดยการเพิ่มเปอร์เซ็นต์ทรายในส่วนผสม เพื่อลดศักยภาพในการเกิดการแยกตัวของคอนกรีตและลดขนาดช่องว่างในคอนกรีตบดอัด (Hansen and Reinhardt, 1991)

## 10. เขื่อน Arabie (Monkgoma Matlala)

เริ่มเก็บกักน้ำในปี ค.ศ. 1987 และวัดอัตราการไหลซึมผ่านได้น้อยมาก ไม่เกิน 1 ลิตรต่อวินาที การก่อสร้างเป็นไปตามที่ออกไว้ เนื่องจากตั้งอยู่ที่ Lebowa ซึ่งเป็นเขตอบอุ่น มีอุณหภูมิไม่แตกต่างกันมาก ความร้อนในคอนกรีตบดอัดจึงไม่ลดลงมากจากอุณหภูมิสูงสุดที่เกิดในวัสดุจึงเกิดศักยภาพที่ทำให้เกิดการแตกร้าวในวัสดุน้อย (Hansen and Reinhardt, 1991)

ระบบควบคุมการไหลซึมโดยแผ่นยางกันซึมติดตั้งที่ลาดด้านท้ายเขื่อนและลาดด้านเหนือเขื่อนทุกๆ 12 เมตร การแยกตัวของคอนกรีตอาจจะเกิดได้จากขนาดหินคละได้แต่ก็เพิ่มปริมาณทรายเพื่อช่วยลดการไหลซึมให้น้อยลง (Hansen and Reinhardt, 1991)

## 11. เขื่อน Upper Stillwater

หลังจากสามปีในการก่อสร้างเขื่อนคอนกรีตบดอัด จึงเริ่มเก็บกักน้ำในช่วงต้นเดือน ธันวาคม ปี ค.ศ. 1987 ที่อัตราการเก็บกัก 90 มิลลิเมตรต่อวัน ต่อมาในช่วงต้นเดือนมิถุนายน ปี ค.ศ. 1988 เก็บกักน้ำที่ระดับ 2482 เมตร.รทก. หรือที่ความสูง 50 เมตร จากระดับน้ำที่ท้ายเขื่อน ที่ระดับ 2,436 เมตร.รทก. วัดอัตราการไหลซึมรวมที่ฝายวัดน้ำในอุโมงค์และฐานยันทั้งสองข้างของ ตัวเขื่อนประมาณ 44 ลิตรต่อวินาที ทำให้เกิดหน่วยการไหลซึมเริ่มต้น (initial unit seepage) 0.4 ลิตรต่อวินาที ต่อตารางเมตรต่อเมตร การไหลซึมทั้งหมดวัดภายในอุโมงค์ที่มีการไหลผ่านทั้งตัว เขื่อนและฐานราก แต่จากการตรวจวัดทำให้ทราบว่า การไหลซึมจากฐานรากผ่านกำแพงที่บ้น้ำได้ ฐานราก (grouting curtain) นั้นมากกว่าที่ไหลผ่านตัวเขื่อน (Hansen and Reinhardt, 1991)

รอยแตกตามขวางกับตัวเขื่อนเกิดขึ้นที่ด้านขวาของทางระบายน้ำล้นกว้าง 183 เมตร ซึ่งตั้งอยู่บริเวณกลางเขื่อน ที่ระดับน้ำสูงสุดของเขื่อน 2491 เมตร.รทก. น้ำไหลผ่านรอยแตกที่มีความกว้าง 6 มิลลิเมตร ท่วมทางระบายน้ำในอุโมงค์ อัตราการรั่วซึมนี้ประมาณ 100 ลิตรต่อวินาที และพบอัตราการรั่วซึมที่ลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ 140 ลิตรต่อวินาที (Hansen and Reinhardt, 1991) จึงทำการลดระดับน้ำเพื่อทำการซ่อมแซมโดยใช้ polyurethane resin การซ่อมเสร็จสิ้นช่วงฤดูหนาว ในปี ค.ศ. 1988-1989 และเริ่มเก็บน้ำใหม่อีกครั้งในฤดูใบไม้ผลิปี ค.ศ. 1989 หลังทำการซ่อมแซม วัดอัตราการไหลซึมใหม่ที่ลาดด้านเหนือน้ำลดลงเหลือ 57 ลิตรต่อวินาที และการรั่วซึมภายใน อุโมงค์หยุดลง ต่อมาจึงเริ่มวางแผนการซ่อมแซมรอยแตกที่เหลือในปี ค.ศ. 1990 (Hansen and Reinhardt, 1991)

### สรุปพฤติกรรมการไหลซึมผ่านเขื่อนคอนกรีตบดอัด

การไหลซึมผ่านเขื่อนคอนกรีตบดอัดในเขื่อนต่างๆ ในหลายๆ กรณี สามารถสรุป พฤติกรรม (Hansen และ Reinhardt, 1991) ได้ดังต่อไปนี้

1. ปริมาณการไหลซึมผ่านเขื่อนในช่วงแรกของเขื่อนคอนกรีตบดอัดประเภทปริมาตรสาร เชื่อมประสานต่ำ (Lean RCC) ในบางเขื่อนมากกว่าที่คาดการณ์ไว้

2. อัตราการไหลซึมผ่านคอนกรีตบดอัดรวมลดลงตามเวลาเนื่องจากผลจากการตกตะกอน หรือ calcium carbonate ที่เกิดจากประจุ calcium อิสระจาก calcium hydroxide ที่ถูกชะล้างจาก ปฏิกิริยา ไฮเดรชันของซีเมนต์มาทำปฏิกิริยากับ carbon dioxide ในอากาศเกิดการจับตัวเป็น ตะกอนเรียกว่าปฏิกิริยาแคลลิไฟเคชัน ทำให้เกิดการอุดช่องว่างในเนื้อคอนกรีตบดอัด

3. การไหลซึมที่เพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดผิดปกติ แสดงให้เห็นว่าเกิดจากการไหลซึมผ่าน รอยแตกที่เกิดขึ้นใหม่

4. การไหลซึมผ่านคอนกรีตบดอัดจะทำให้เห็นผลข้างเคียงที่สามารถสังเกตโดยสายตา หลายอย่าง เช่น การเกิดจุดเปียก (wet spot) ตะกอนแคลเซียมคาร์บอเนต (calcium carbonate) ที่ เกิดจากปฏิกิริยาแคลลิไฟเคชัน หรือการเกิดแก๊สที่เป็นผลจากการทำปฏิกิริยาซึ่งสิ่งต่างๆเหล่านี้ อาจ เห็นได้ชัดมากกว่าการสังเกตเพียงการไหลซึมรวมทั้งจากตัวเชื่อมและฐานรากเท่านั้นเพียงเท่านั้น

5. สำหรับเขื่อนที่ตั้งอยู่ในเขตหนาว เมื่ออุณหภูมิลดลงมาก คอนกรีตบดอัดจะเกิดการหด ตัว เนื่องจากการเยือกแข็งของน้ำในเนื้อคอนกรีต ประกอบกับการเพิ่มขึ้นของระดับเก็บกักที่ทำให้ พื้นที่เปียกมากขึ้น (wet area) จะทำให้เกิดการแตกได้ง่าย

6. เขื่อนคอนกรีตบดอัดสามารถออกแบบให้ทึบน้ำได้ดีเท่ากับเขื่อนที่สร้างด้วยคอนกรีต ปกติ

7. การออกแบบที่ผิวหน้าลาดเขื่อนโดยใช้โครงสร้างคอนกรีตปกติหล่อสำเร็จ ร่วมกับการ ติดตั้งแผ่นยางกันซึม (water stop) ที่รอยต่อคอนกรีตของวิธี RCD ทำให้เขื่อนมีความทึบน้ำดีขึ้น

8. การรั่วซึมผ่านรอยแตกสามารถซ่อมแซมให้มีประสิทธิภาพได้กว่าการไหลซึมผ่านเนื้อ คอนกรีตบดอัดโดยรวม การรั่วซึมผ่านรอยแตกนั้นมีโอกาสชะล้างแคลเซียมไฮดรอกไซด์จากตัว เขื่อนได้น้อยในช่วงต้นนั้น เนื่องจากการไหลซึมยังมีความเร็วมาก

9. ความสามารถในการซึมได้ของน้ำผ่านคอนกรีตบดอัดสามารถปรับปรุงโดยการเพิ่ม ปริมาณสารเชื่อมประสาน, ปริมาณทรายละเอียด และวิธีการบดอัดคอนกรีตที่สามารถลดช่องว่าง ให้ดียิ่งขึ้น

10. การควบคุมงานก่อสร้างเป็นสิ่งที่มีความสำคัญมาก ต้องทำความเข้าใจในการวางแผนการออกแบบเพื่อให้มีการไหลซึมให้น้อยที่สุด สิ่งที่ต้องให้ความสนใจเป็นพิเศษคือ การติดตั้งแผ่นยางกันซึม (water stop) หรือวัสดุอุดรอยรั่วของรอยต่อและการนำร่องเพื่อให้เกิดรอยต่อของคอนกรีตบดอัดให้เหมาะสม

11. ช่วงต่อของโครงสร้างคอนกรีตของเขื่อนในส่วนฐานรากหรือฐานยันในบางเขื่อนมีศักยภาพในการเกิดการรั่วซึมหรือน้ำสามารถไหลซึมผ่านได้ง่ายจึงเป็นส่วนที่ต้องให้ความสนใจเป็นพิเศษเพื่อให้เกิดความทึบน้ำในระดับที่สูงพอ

### ส่วนประกอบของคอนกรีตบดอัด

ส่วนประกอบของคอนกรีตบดอัดมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1. วัสดุเชื่อมประสาน วัสดุเชื่อมประสานที่ใช้ในการผสมคอนกรีตบดอัดนั้นเหมือนกับส่วนประกอบที่ใช้ในคอนกรีตปกติต่างกันเพียงการใช้สารเชื่อมประสานน้อยลง การใช้สัดส่วนของปูนซีเมนต์ที่น้อยลงและการใช้เถ้าลอยเข้ามาแทน วัสดุเชื่อมประสานที่ใช้ประกอบไปด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์กับเถ้าลอย ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์มีทั้งประเภทที่ 1, ประเภทที่ 2 (Moderate heat of hydration) และประเภทที่ 5 (Sulfate-resistant) ในโครงสร้างที่ต้องการการทนซัลเฟต ส่วนเถ้าลอยมี 3 ประเภทคือ ประเภท Class C, Class F และ Class N เถ้าลอยจะช่วยลดความร้อนจากการทำปฏิกิริยาไฮเดรชัน เถ้าลอย Class F และ N (low lime) จะลดความร้อนในการทำปฏิกิริยาไฮเดรชันและทนซัลเฟตได้มากกว่า Class C (high lime) อย่างไรก็ตามการเลือกใช้ประเภทของเถ้าลอยขึ้นอยู่กับราคาและความเป็นไปได้ในแต่ละโครงการ เถ้าลอยที่ใช้ส่วนใหญ่อยู่ที่ประมาณ 40-60 เปอร์เซ็นต์ ของสารเชื่อมประสาน ปริมาณปูนซีเมนต์จะเลือกใช้อยู่ที่ 40 -180 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร (ACI Committee 207, 1999; Hansen and Reinhardt, 1991)

2. วัสดุละเอียด ประกอบด้วยทรายและหิน ซึ่งใช้สัดส่วนที่ใกล้เคียงกับคอนกรีตปกติ ใช้ที่ประมาณ 90เปอร์เซ็นต์ ของสัดส่วนทั้งหมด แต่สัดส่วนที่ปรับเพื่อลดการเกิดปัญหาการแยกตัว (Segregation) โดยจะใช้ขนาดโตสุดของหิน (Normal Maximum Size Aggregation ,NMSA) น้อยลง และเพิ่มปริมาณทรายมากกว่าจากสัดส่วนของคอนกรีตปกติ (Hansen and Reinhardt, 1991)

3. สารเคมีผสมเพิ่ม สารผสมเพิ่มที่ใช้ได้แก่ สารกักกระจายฟองอากาศ (air-entraining), สารลดน้ำ (water-reducing) และสารหน่วงการก่อตัว (set-retarding) เพื่อลดความร้อนในการก่อตัว และลดการเกิดรอยต่อประเภท Cool Joint เช่น Elk Creek ใช้ปริมาณสารหน่วงการก่อตัวและสารลดน้ำอยู่ที่ประมาณ 0.87 ถึง 1.3 ต่อ 100 ของปริมาณพอร์ตแลนด์ซีเมนต์ ทำให้ลดปริมาณน้ำได้ 16.3 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ลดเวลาในการทดสอบ Vebe time จาก 20 เหลือ 10 วินาที และหน่วงระยะเวลาในการก่อตัวจาก 7 วันไปถึง 55 วัน (Hansen and Reinhardt, 1991)

4. น้ำ ที่ใช้ในการผสมควรเป็นน้ำบริสุทธิ์ที่ปราศจาก สารอัลคาไลน์, กรดและสารอินทรีย์ ซึ่งมีผลต่อความแข็งแรงของคอนกรีตบดอัด ปริมาณที่ใช้อยู่ที่ประมาณ 89 ถึง 119 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร สำหรับคอนกรีตที่มีส่วนประกอบของหินที่มีขนาดโตสุด 50 มิลลิเมตร (Hansen and Reinhardt, 1991)

คอนกรีตบดอัด (roller compaction concrete, RCC) โดยทั่วไป จะมีคุณสมบัติใกล้เคียงกับคอนกรีตปกติ (conventional concrete, CVC) แต่จะมีคุณสมบัติบางประการที่แตกต่าง เช่น ความสามารถในการทำงานได้ (workability), ปริมาณช่องว่างในการผสมคอนกรีตบดอัดที่แตกต่างกัน, การใช้สารปอซโซลานซึ่งมีผลทำให้อัตราการเพิ่มกำลังของวัสดุเร็วขึ้นซึ่งมีผลต่อการเพิ่มของอุณหภูมิในการผสมและก่อตัว และค่าความซึมได้ของน้ำ (permeability) ที่แตกต่างกัน เป็นต้น

สัดส่วนที่ใช้ในการผสมคอนกรีตบดอัดในเขื่อนต่างๆ ดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ส่วนผสมคอนกรีตบดอัดในเขื่อนต่างๆ

Dam	Mixed type	NMSA, mm.	Air, %	Water <i>kg / m<sup>3</sup></i>	Cement <i>kg / m<sup>3</sup></i>	Pozzolan <i>kg / m<sup>3</sup></i>	Fine. Agg. <i>kg / m<sup>3</sup></i>	Coars. Agg. <i>kg / m<sup>3</sup></i>
Camp Dyer	RCC1	38	3.6	90	82	81	750	1,344
Concepcion	152C	76	0.5	93	90	0	813	1,220
Cuchillo Negro	130C100P	76	-	135	77	59	944	1,213
Galesville								
	RCC1	76	-	113	53	51	777	1519
	RCC2	76	-	113	65	68	765	1495
Middle Fork	112C	76	-	95	66	0	683	1,268
Santa Cruz	RCCA EA	51	2.3	101	76	75	728	1,365
Seigrist								
	80C80P	38	1	96	47	47	1,140	1,216
	90C70P	38	1	96	53	42	1,141	1,217
	100C70P	38	1	96	59	42	1,139	1,215
Stacy Spillway	210C105P	38	-	154	125	62	2,076	-
Upper Stillwater	RCCA85	51	1.5	94	79	173	729	1,292
	RCCB85	51	1.5	89	94	207	695	1,292
	RCCA	51	1.5	99	79	173	682	1,316
	RCCB	51	1.5	100	93	206	682	1,264
Urugua-I	101C	76	-	100	60	0	1,247	1,297
Victoria	113C112P	51	-	107	67	66	810	1,505
Willow Creek	175C	76	1.2	110	104	0	657	1,658
	175C80P	76	1.2	110	104	47	645	1,625
	80C32P	76	1.2	107	47	19	666	1,681
	315C135P	38	1.2	109	187	80	825	1,238
Zintel Canyon	125CA	64	4.5	101	74	0	901	1,357
	125CNA	64	1.4	112	74	0	941	1,407
	300CA	64	-	101	178	0	800	1,417

ที่มา: คัดแปลงจาก ACI Committee207 (1999)

## คุณสมบัติของคอนกรีตบดอัด

คุณสมบัติเฉพาะของคอนกรีตบดอัดที่ใช้ในการออกแบบเขื่อนคอนกรีตบดอัด ประกอบด้วย ค่าความสามารถในการทำงานได้ (workability), ค่าหน่วยน้ำหนัก (unit weight), ค่ากำลังรับแรงกด (Compressive Strength), ค่ากำลังรับแรงดึง (Tensile Strength), ค่ากำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength), ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Modulus of elasticity), อัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio), ความคืบ (Creep) และค่าคุณสมบัติทางด้านความร้อน (Thermal Properties) ต่างๆ ดังมีรายละเอียดต่อไปนี้

### 1. ความสามารถในการทำงานได้ (Workability)

ความสามารถในการทำงานได้ของคอนกรีตเป็นสิ่งสำคัญในการก่อสร้างโดยคอนกรีตบดอัดถึงความง่ายในการผสม ขนส่ง เทและบดอัดโดยไม่เกิดการแยกตัว (Segregate) ค่าที่บ่งบอกความสามารถในการทำงานได้ของคอนกรีตสดปกติคือ ค่าความชื้นเหลว (Consistency) ซึ่งทดสอบด้วยวิธี Slump Test แต่เนื่องจาก RCC ไม่มีค่ายุบตัวจึงต้องทดสอบด้วยวิธี Vebe Time Test (ASTM C 1170) ซึ่งเป็นการสั่นตัวอย่างในลักษณะเดียวกันบน Vibratory Table และจับเวลาจนกระทั่งน้ำปูนเอ่อล้นขึ้นมาสัมผัสแผ่นพลาสติกใส โดยส่วนใหญ่คอนกรีตบดอัดจะมีค่า Vebe Time ประมาณ 10 – 45 วินาที โดยมากจะอยู่ในช่วง 15 – 20 วินาที การใช้ขนาดกะหล่ำ รูปร่าง ลักษณะผิวมีผลต่อค่าความสามารถในการทำงานได้และการใช้ทรายธรรมชาติที่มีรูปร่างกลมมนทำให้ค่า Vebe Time น้อยกว่าทรายจากการโม่หินที่มีรูปร่างเหลี่ยมคม (ACI Committee 207, 1999)

### 2. คุณสมบัติทางด้านกำลัง (Strength Properties)

ค่ากำลังรับแรงของคอนกรีตบดอัดจะมีความแปรปรวนตามอายุ ชนิดของซีเมนต์ ขนาดหินคละหรือสารผสมเพิ่มอื่นๆที่ใช้ สัดส่วนในการผสม ปัจจัยหลักที่มีผลต่อค่ากำลังของคอนกรีตบดอัดคือค่าอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ (water-cement ratio) การลดค่าอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ทำให้กำลังของคอนกรีตเพิ่มขึ้น และปรับปรุงคุณภาพโดยรวมของคอนกรีตในด้านต่างๆ เช่น เพิ่มความสามารถในการทำงานได้ (workability) , เพิ่มค่าความคงทน (durability) และค่าอุณหภูมิสูงสุดในการก่อตัวของคอนกรีตต่ำลงค่าใช้จ่ายในการใช้ส่วนผสม

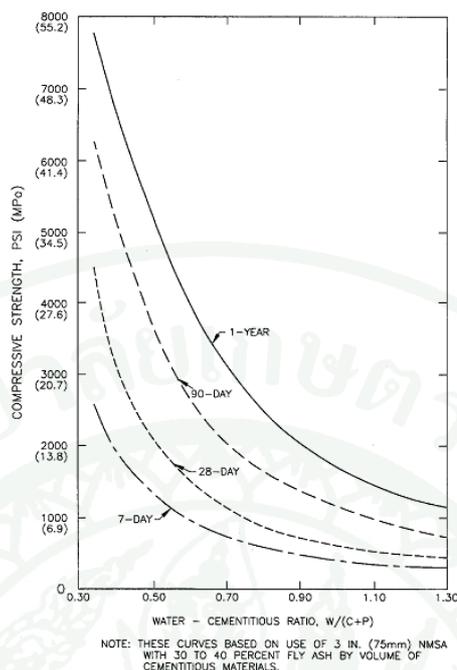
## 2.1 กำลังรับแรงอัด (Compressive Strength)

สัดส่วนที่เหมาะสมของสารเชื่อมประสานและหินคละ เป็นตัวชี้วัดคุณสมบัติความทนทานและกำลังของคอนกรีตบดอัด โดยการเจาะสำรวจตัวอย่างทดสอบค่ากำลังรับแรงอัดถูกใช้ในการยืนยันคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการออกแบบและการประเมินค่าความแปรปรวนของส่วนผสมและผลตอบสนองจากขั้นตอนการบดอัดระหว่างการก่อสร้าง

ค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตบดอัดคำนวณหาได้จาก ปริมาณน้ำ, ปริมาณซีเมนต์หรือสารเชื่อมประสาน, คุณสมบัติของสารเชื่อมประสาน, หินคละ, ระดับพลังงานในการบดอัดคอนกรีต กฎอัตราส่วนปริมาณน้ำต่อซีเมนต์พัฒนาขึ้นโดย Abrams (1918) ถูกนำมาใช้ในการออกแบบส่วนผสมของคอนกรีต อัตราส่วนปริมาณน้ำต่อซีเมนต์ เป็นสิ่งแสดงค่ากำลังรับแรงอัดโดยตรง สารผสมเพิ่มปอซโซลานสามารถ่วงเวลาในการพัฒนาค่ากำลังของคอนกรีตบดอัด สารปอซโซลานที่มีปริมาณสูงเป็นเหตุให้การพัฒนาของคอนกรีตช้าลง แต่ทำให้เกิดกำลังรับแรงอัดในระยะยาวเช่น 180 วันหรือ 1 ปี ดังภาพที่ 17 (ACI Committee207, 1999)

ส่วนผสมคอนกรีตบดอัดที่มีปริมาณซีเมนต์ต่ำอาจไม่ได้ระดับค่ากำลังรับแรงที่ต้องการถ้าช่องว่างระหว่างหินคละมีมากเกินไปหรือความหนาแน่นไม่เพียงพอ การผสมวัสดุละเอียดประเภท non-plastic จะช่วยให้เกิดการอุดช่องว่างให้เต็มได้ ซึ่งจะช่วยให้เพิ่มความหนาแน่นหรือเพิ่มกำลังรับแรงอัด การใช้วัสดุละเอียดที่มีคุณสมบัติเป็น plastic หรือ แร่ดินเหนียวในการผสมคอนกรีตบดอัดมากทำให้เกิดผลกระทบต่อค่ากำลังลดลงและลดความสามารถในการทำงาน (Workability) ของคอนกรีตบดอัด (ACI Committee207, 1999)

กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตถูกกำหนดโดยใช้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นที่เหมาะสมกับความหนาแน่นแห้งของคอนกรีต ซึ่งเป็นค่าปริมาณความชื้นที่ความหนาแน่นแห้งสูงสุด อย่างไรก็ตามปริมาณความชื้นที่เหมาะสมเพื่อให้เกิดกำลังรับแรงอัดสูงสุดนั้นมักจะมีค่าน้อยกว่าปริมาณความชื้นที่ใช้ในการผสมสัดส่วนคอนกรีตบดอัดเพื่อให้ได้ค่าทดสอบ Vebe time ที่ช่วง 15 วินาที และค่าความชื้นที่เหมาะสมที่ได้จากการทดสอบไม่ค่อยเปลี่ยนแปลงที่ปริมาณซีเมนต์ต่างๆ ถ้าค่าปริมาณความชื้นน้อยกว่าค่าที่เหมาะสม จะทำให้เกิดปัญหาช่องว่างในส่วนผสมนำไปสู่การบดอัดที่ไม่สมบูรณ์ลดความหนาแน่นและกำลังของคอนกรีต (ACI Committee207, 1999)



ภาพที่ 17 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (MPa) กับค่าอัตราส่วนปริมาณน้ำต่อสารเชื่อมประสาน (w/C+P)

ที่มา: ACI Committee 207 (1999)

ความแตกต่างของพลังงานในการบดอัดมีผลต่อค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตบดอัด จากการทดสอบในสนามและการทดสอบในห้องทดสอบ พบว่าค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตจะลดลงตามการกระจายของแรง โดยเฉพาะช่วงด้านล่างของชั้นการบดอัดที่ได้รับแรงน้อยลง ปัญหานี้ไม่เพียงแต่ลดกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตบดอัด แต่ยังเป็นปัญหาแรงยึดเหนี่ยวของวัสดุโดยตรงและทำให้เกิดปัญหาการไหลซึมผ่านของน้ำเพิ่มขึ้น กำลังรับแรงอัดจะลดลงตามความล่าช้าในการบดอัด ในการวิเคราะห์การออกแบบจะใช้ค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตบดอัดมีช่วงตั้งแต่ 6.9 MPa ถึง 27.6 MPa ที่ระยะเวลา 1 ปี (ACI Committee 207, 1999)

การออกแบบโครงสร้างโดยปกติไม่ได้ใช้ค่ากำลังรับแรงอัดแต่ขึ้นกับค่ากำลังรับแรงดึง, กำลังรับแรงเฉือนและค่าความทนทาน ในการวิเคราะห์ทั้งทางจลศาสตร์และสถิตศาสตร์ รวมถึงการวิเคราะห์แรงเค้นเนื่องจากอุณหภูมิ ค่ากำลังรับแรงอัดโดยทั่วไปจะเป็นตัวชี้วัดคุณภาพและต่อเนื่องและสมบูรณ์ของเนื้อคอนกรีต

## 2.2 กำลังรับแรงดึง (Tensile Strength)

กำลังรับแรงดึงของคอนกรีตบดอัดเป็นสิ่งจำเป็นในการออกแบบ รวมถึงการวิเคราะห์แรงกระทำแบบจลศาสตร์ และในการวิเคราะห์แรงกระทำเนื่องจากอุณหภูมิ อัตราส่วนของค่ากำลังรับแรงดึงต่อกำลังรับแรงอัดสำหรับคอนกรีตบดอัดปกติมีช่วงตั้งแต่ประมาณ 5 ถึง 15 เปอร์เซ็นต์ ขึ้นอยู่กับคุณภาพของหิน กำลัง อายุ และวิธีการทดสอบ การผสมปริมาณซีเมนต์ต่ำ หรือการใช้หินลดคุณภาพต่ำจะลดกำลังรับแรงดึงโดยตรง อัตราส่วนกำลังรับแรงดึงต่อกำลังรับแรงอัดทั้งของคอนกรีตบดอัดและคอนกรีตปกติ จะลดลงตามอายุที่เพิ่มขึ้นและค่ากำลังรับแรงอัดที่เพิ่มขึ้น (ACI Committee207, 1999)

ค่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีตบดอัดโดยวิธี direct tensile strength จะน้อยกว่าค่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีตบดอัดที่ทดสอบโดยวิธี splitting tensile strength ซึ่งจะได้ค่ากำลังรับแรงดึงที่สูงกว่า ผู้ออกแบบจะพิจารณาใช้วิธีใดขึ้นอยู่กับว่าต้องการวิเคราะห์ใช้ค่ากำลังของคอนกรีตบดอัดที่ส่วนที่เป็นรอยต่อหรือไม่มีรอยต่อ ซึ่งจะต้องทำการพิจารณาคาดการณ์การก่อสร้างและการปรับปรุงผิวระหว่างชั้นบดอัด ค่ากำลังรับแรงดึงแบบ direct tensile strength ไม่เพียงขึ้นอยู่กับค่ากำลังของส่วนผสมเท่านั้น แต่ยังขึ้นอยู่กับอัตราเร็วในการก่อสร้าง การเตรียมผิวระหว่างชั้นบดอัด ระดับพลังงานในการบดอัด ปัญหาการเกิดการเอี่ยมน้ำระหว่างชั้นบดอัด พันธะยึดเหนี่ยวที่ผิว การทำความสะอาดผิวชั้นบดอัดและการยุบตัวของคอนกรีตบดอัด ซึ่งมีผลต่อค่ากำลังรับแรงดึงระหว่างชั้นบดอัด (ACI Committee207, 1999) การเตรียมผิวบดอัดกำหนดให้ใช้ค่ากำลังรับแรงดึงแบบ direct tensile strength ของรอยต่อระหว่างชั้นการบดอัดประมาณ 5 เปอร์เซ็นต์ ของกำลังรับแรงอัดและค่ากำลังรับแรงดึงแบบ splitting tensile strength ประมาณ 10 เปอร์เซ็นต์ ของค่ากำลังรับแรงอัด (ACI Committee207, 1999)

## 2.3 กำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength)

ค่ากำลังรับแรงเฉือน (shear strength,  $\tau$ ) โดยทั่วไปเป็นคุณสมบัติที่มีความสำคัญ และเป็นข้อมูลที่ใช้ถึงความวิกฤติของเขื่อนคอนกรีตบดอัดถ่วงน้ำหนัก ค่ากำลังรับแรงเฉือนรวมเป็นผลรวมของค่าแรงยึดเหนี่ยว (cohesion,  $C$ ) รวมกับค่ามุมเสียดทานภายในของวัสดุ (internal friction,  $\phi$ ) และค่ากำลังรับแรงเฉือนระหว่างชั้นการบดอัดเป็นผลรวมค่าแรงยึดเหนี่ยวภายในเนื้อวัสดุและค่าความเสียดทานการเลื่อนไถลระหว่างผิวชั้นบดอัด สามารถหาได้โดยสมการที่ (1)

$$\tau = C + \delta \tan \phi \quad (1)$$

ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ต่ำสุดจะปรากฏที่รอยต่อในการก่อสร้างระหว่างชั้นการบดอัด ซึ่งจะมีทั้งประเภทรอยต่อที่ทำการเชื่อมประสานโดยมอร์ต้า (bonded) และไม่ใช้การเชื่อมประสาน (unbonded) ผู้ออกแบบควรที่จะต้องคำนวณหาความต้องการกำลังรับแรงเฉือนและการคาดการณ์แรงยึดเหนี่ยวที่ผิวรอยต่อระหว่างชั้นบดอัด จากประวัติศาสตร์ที่ผ่านมาทำให้ทราบว่าการคาดการณ์แรงยึดเหนี่ยวระหว่างชั้นการบดอัดคอนกรีต 100 เปอร์เซ็นต์ ตลอดนั้นไม่เป็นความจริง แรงยึดเหนี่ยวที่ลดลงอาจจะเป็นผลมาจากหลายสาเหตุ ตั้งแต่การผสมสัดส่วนที่ผิดพลาดจนปริมาณของการเกิดซีเมนต์เพสต์ไม่เพียงพอ การทำความสะอาดผิวไม่ดี การก่อสร้างอยู่ในช่วงมีฝนตกอย่างหนัก ความแห้งหรือความหนาวเย็นมากเกินไปที่กระทำต่อผิวชั้นบดอัด การเกิดการเยิ้ม น้ำ หรือการเกิดการยุบตัวของคอนกรีตบดอัดมากที่ด้านล่างของชั้นบดอัด ค่ากำลังรับแรงยึดเหนี่ยวของชั้นบดอัดสามารถทำให้เพิ่มขึ้นโดยการวิธีปรับปรุงผิวของชั้นบดอัดโดยเพิ่มปริมาณสารเชื่อมประสาน การเทและบดอัดอย่างรวดเร็วในขณะที่คอนกรีตบดอัดชั้นก่อนหน้ายังคงอยู่ในระหว่างก่อตัว และการนำมอร์ต้าหรือซีเมนต์รองพื้นระหว่างชั้นการบดอัดในกรณีที่เกิดระยะเวลาการก่อตัวของชั้นบดอัดชั้นล่าง ค่าการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยวิธี unconfined shear strength ของหน้าตัดคอนกรีตบดอัดที่ไม่มีรอยต่อมีค่าแปรปรวนตั้งแต่ 16 ถึง 39 เปอร์เซ็นต์ ของค่ากำลังรับแรงอัด ค่ากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตปกติโดยวิธี direct shear test อยู่ที่ประมาณ 20 ถึง 25 เปอร์เซ็นต์ ของกำลังรับแรงอัด แต่หักค่าความปลอดภัยในการออกแบบไว้ 10 เปอร์เซ็นต์ ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงเสียดทานภายในใช้ที่ 1 หรือ 45 องศา สำหรับคอนกรีตบดอัดในกรณีทั่วไป (ACI Committee 207, 1999) ค่ากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตบดอัดสรุปไว้โดย Hansen & Reinhardt (1991) ดังตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตบดอัดเทียบกับคอนกรีตปกติ

Subset	No. of projects	No. of tests	Range of value				Statistical Evaluation			
			Break – bond		Sliding friction		Mean $\phi$ , deg.	Std. dev. $\phi$ , deg.	Mean c, ksc	Sta. dev. c, ksc
			$\phi$ , deg.	c, ksc	$\phi$ , deg.	c, ksc				
Parent Material										
Conventional	2	18	40 - 76	18.91 – 40.29	-	-	58	14	25.59	9.42
RCC	3	40	33 – 76	5.20 – 45.07	-	-	49	16	30.72	12.59
Bonded Joints										
Conventional	6	62	25 - 78	14.41 – 37.05	-	-	55	13	24.61	6.89
RCC	8	142	24 - 73	0.63 – 43.73	-	-	48	9	19.69	12.09
Lean	6	76	24 - 67	0.63 – 31.01	-	-	47	10	13.29	7.45
Rich	2	55	35 – 73	11.60 – 43.73	-	-	49	9	27.00	12.30
Unbonded Joints										
Conventional	10	146	-	-	35 - 51	1.27 – 15.19	47	3	6.05	3.52
RCC	4	163	-	-	34 - 52	0.98 – 5.84	43	4	2.46	1.27
Lean	2	58	-	-	34 - 47	0.98 – 5.84	40	4	3.23	1.69
Rich	2	105	-	-	39 – 52	1.12 – 3.37	45	4	2.11	0.56
Conventional Concrete										
Reference Value										
Triaxial	4	226	40 - 48	42.54 – 95.62	-	-	44	2	75.58	15.26
Tension-compression	2	95	52 - 69	21.09 – 43.24	-	-	59	3	33.75	6.33

ที่มา: ดัดแปลงจาก Hansen & Reinhardt (1991)

### 3. คุณสมบัติความยืดหยุ่น (Elastic properties)

#### 3.1 โมดูลัสความยืดหยุ่น (Modulus of elasticity)

ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่น (Modulus of elasticity) หรือที่เรียกว่า Young's modulus เป็นค่าอัตราส่วนระหว่างความเค้นต่อความเครียด เป็นไปตามสมการที่ (2) (Hansen & Reinhardt, 1991)

$$E = 33w^{3/2} \sqrt{f'_e} \quad (2)$$

เมื่อ  $w$  เป็นค่าหน่วยน้ำหนัก  
 $f'_e$  เป็นค่ากำลังรับแรงกด

ปัจจัยที่เป็นผลกระทบต่อคุณสมบัติความยืดหยุ่นของคอนกรีตบดอัดคือ อายุ, กำลังรับแรง, ปริมาณซีเมนต์เพสต์และการใช้ชนิดหินคละซึ่งเป็นปัจจัยหลักที่มีผลกระทบต่อค่าโมดูลัสยืดหยุ่น ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นเป็นคุณสมบัติสำคัญที่ต้องใช้ในการวิเคราะห์ความเค้น-ความเครียดในโปรแกรม โดยวิธี linear-elastic numerical ในการออกแบบขึ้นอยู่กับต้องการค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่ต่ำๆ เพื่อลดศักยภาพในการแตกร้าวในตัวเชื่อม และค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นขึ้นกับค่ากำลังทั้งแรงดึงและอัดซึ่งใกล้เคียงกัน

#### 3.2 อัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio)

ค่าอัตราส่วนปัวซองคือค่าอัตราส่วนการหดสั้นสัมพัทธ์ระหว่างความเครียดด้านข้างที่ขนานกับแรงกระทำต่อความเครียดในแนวแกนดิ่งที่มีแรงกระทำ ค่าอัตราส่วนปัวซองของ คอนกรีตบดอัด มีช่วงประมาณ 0.17 ถึง 0.22 มีค่าค่อนข้างต่ำและปรากฏในช่วงต้นของอายุคอนกรีตที่ยังพัฒนากำลัง ค่าอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตบดอัดมีค่าใกล้เคียงกับคอนกรีตปกติ (ACI Committee 207, 1999)

#### 4. ความคืบ (Creep)

คือการเพิ่มขึ้นของความเครียดหรือเกิดการแอ่นตัวภายใต้น้ำหนักที่กระทำคงที่ต่อเนื่อง อัตราและขนาดของความคืบขึ้นอยู่กับ อุณหภูมิ ความชื้น ปริมาณส่วนผสมของมวลรวมในการผสม โมดูลัสยืดหยุ่น อายุคอนกรีต และขึ้นอยู่กับค่ากำลังอัดของคอนกรีต โดยคอนกรีตบดอัดที่มีกำลังต่ำและการใช้มวลรวมผสมที่มีโมดูลัสความยืดหยุ่นต่ำจะมีค่าการคืบสูง การคืบสูงมีข้อเสียคือจะทำให้เกิดการเสีรูปร่างไปด้วย แต่ข้อดีของการคืบคือ ช่วยลดหน่วยแรงที่เกิดจากการยึดรั้งและช่วยให้การแตกร้าวภายในวัสดุลดลงได้ โดยปกติค่าสัมประสิทธิ์การคืบ (Creep Coefficient) ของ RCC มีค่าระหว่าง  $50 - 500 \mu / \text{MPa}$  และมีค่าใกล้เคียงกับคอนกรีตปกติ เมื่อเปรียบเทียบการใช้มวลรวมเป็นสัดส่วนและชนิดเดียวกัน (Mahrotra, 2004)

#### 5. การเปลี่ยนแปลงปริมาตร (Volume Change)

##### 5.1 การหดตัวแบบแห้ง (Drying Shrinkage)

การหดตัวแบบแห้งเกิดขึ้นเมื่อมีการสูญเสียปริมาณน้ำ เป็นการสูญเสียน้ำไปกับสิ่งแวดล้อมเมื่อคอนกรีตสัมผัสกับบรรยากาศคอนกรีตจะสูญเสียน้ำไปบางส่วนจากการหดตัวและการระเหย เมื่อปริมาณน้ำไม่เพียงพอขณะที่คอนกรีตแข็งตัวจึงเกิดปัญหาการหดตัว การหดตัวแบบแห้งขึ้นอยู่กับ สัดส่วนของซีเมนต์เพสต์ในคอนกรีต ปริมาณปูนซีเมนต์ ชนิดของปูนซีเมนต์ ชนิดของมวลรวมที่ใช้ เมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตปกติการหดตัวของคอนกรีตบดอัดจะน้อยกว่า เนื่องจากใช้ปริมาณน้ำและสารเชื่อมประสานน้อยกว่า โดยปกติการหดตัวแบบแห้งของ RCC ที่อายุ 1 ปีมีค่า  $200 - 300 \mu$  ซึ่งน้อยกว่า CVC ที่มีค่า  $300 - 500 \mu$  (ACI Committee 207, 1999)

##### 5.2 การเปลี่ยนแปลงปริมาตรแบบออโตจีเนียส (Autogenous volume change)

การเปลี่ยนแปลงปริมาตรแบบออโตจีเนียสเป็นการสูญเสียน้ำภายในคอนกรีตในการทำปฏิกิริยาไฮเดรชันจากน้ำในช่องว่างคัปูลลารี และไม่มี การสูญเสียน้ำขึ้นไปที่สิ่งแวดล้อม การหดตัวแบบออโตจีเนียสขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของส่วนผสมและสัดส่วนในการผสมทั้งปริมาณซีเมนต์ สารปอชโซลานและหินคละ จากการทดสอบโดยปกติคอนกรีตบดอัดจะมีการสูญเสียน้ำ

เกิดการหดตัวแบบอโตจีเนียสประมาณ  $15 - 25 \mu$  ที่อายุ 1 ปี ซึ่งน้อยกว่าคอนกรีตปกติมีค่าประมาณ  $40 - 50 \mu$  เนื่องจากปริมาณสารเชื่อมประสานที่น้อยกว่า (ACI Committee207, 1999)

## 6. คุณสมบัติทางด้านความร้อน (Thermal Properties)

คุณสมบัติทางด้านความร้อนของคอนกรีตประกอบไปด้วย ค่าความร้อนจำเพาะ (Specific Heat, C), ค่าการนำความร้อน (Thermal Conductivity, K), ค่าสัมประสิทธิ์การขยายตัวเนื่องจากความร้อน (Coefficient of Thermal Expansion, CTE) และค่าการแผ่กระจายความร้อน (Thermal Diffusivity, h<sup>2</sup>) คุณสมบัติความร้อนทั้งของคอนกรีตปกติและคอนกรีตบดอัดถูกควบคุมด้วยคุณสมบัติความร้อนของส่วนผสม แม้ว่าค่าคุณสมบัติทางด้านความร้อนทั้งคอนกรีตทั้งสองประเภทจะใกล้เคียงกันแต่ก็มีความแปรปรวนขึ้นอยู่กับหิน, ซีเมนต์และสารปอชโซลานทั้งชนิดและปริมาณ ปริมาณสารปอชโซลานที่มากจะทำให้อุณหภูมิของคอนกรีตเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ตลอดระยะเวลา 28 วัน อย่างไรก็ตามส่วนผสมของคอนกรีตบดอัดมากกว่า 30 เปอร์เซ็นต์ เป็นสารปอชโซลาน ดังนั้นการทดสอบคุณสมบัติทางด้านอุณหภูมิควรจะทดสอบที่ประมาณ 56 วัน (ACI Committee207, 1999)

การเพิ่มขึ้นของอุณหภูมิเป็นผลกระทบจากผลรวมของปริมาณซีเมนต์และปริมาณสารปอชโซลานที่ผสมในคอนกรีตบดอัด คอนกรีตบดอัดที่มีปริมาณซีเมนต์ต่ำจะมีอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นต่ำกว่าคอนกรีตปกติที่มีปริมาณซีเมนต์สูงกว่า (ACI Committee207, 1999)

### 6.1 ค่าสัมประสิทธิ์การขยายตัวเนื่องจากความร้อน (Coefficient of Thermal Expansion, CTE)

ค่าสัมประสิทธิ์การขยายตัวเนื่องจากความร้อนเป็นค่าที่แสดงถึงความง่ายในการขยายตัวเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น โดยปกติ RCC จะมีค่า CTE เป็น  $5 - 12 \mu / ^\circ\text{C}$  แต่การใช้มวลรวมประเภท Quartz หรือ Sandstone ประกอบกับใช้สารเชื่อมประสานมากจะส่งผลให้มีการขยายตัวสูง (Mahrotra, 2004)

## 6.2 ค่าการนำความร้อน (Thermal Conductivity, K)

ค่าการนำความร้อนแสดงถึงความสามารถในการถ่ายเทความร้อนจากบริเวณที่มีอุณหภูมิสูงไปยังที่อุณหภูมิต่ำ RCC ส่วนใหญ่มีค่า  $k$  อยู่ในช่วงประมาณ  $6 - 8 \text{ kJ/(m-hr-}^{\circ}\text{C)}$  การใช้มวลรวมประเภท Quartz หรือ Sandstone จะให้ค่า  $k$  สูง โดยเฉพาะ RCC ที่มีความชื้นสูง เพราะน้ำมีค่าการนำความร้อนมากกว่าอากาศถึง 25 เท่า Mahrotra (2004) และ Neville (2002) พบว่าหาก CVC มีความชื้นเพิ่มขึ้น 10เปอร์เซ็นต์ ค่า  $k$  อาจเพิ่มได้ถึง 1.5 เท่า

## 6.3 ค่าความร้อนจำเพาะ (Specific Heat, C)

ค่าความร้อนจำเพาะหมายถึงปริมาณความร้อน 1 หน่วยน้ำหนักมีอุณหภูมิเพิ่มขึ้น 1 องศาเซลเซียส โดยปกติคอนกรีตบดอัดมีค่าความร้อนจำเพาะประมาณ  $0.8 - 1.1 \text{ kJ/(kg-}^{\circ}\text{C)}$  Mahrotra (2004) นอกจากนี้ Neville (2002) ยังพบว่าเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้นหรือความหนาแน่นของ CVC มีค่าต่ำลง ค่า  $c$  จะมีค่าสูงขึ้น และพบว่าค่า  $c$  และค่า  $h^2$  จะลดลงตามอัตราการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันในลักษณะเชิงเส้น

## 6.4. ค่าการแผ่กระจายความร้อน (Thermal Diffusivity, $h^2$ )

ค่าการแผ่กระจายความร้อนแสดงถึงความสามารถในการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของวัสดุ มีค่าเป็นอัตราส่วนระหว่างค่าการนำความร้อน (Thermal Conductivity, K) ต่อค่าความจุความร้อน (Volume Heat Capacity,  $\rho \times C$ ) ดังสมการที่ (3) คอนกรีตบดอัดโดยปกติจะมีค่า  $h^2$  ประมาณ  $3.3 - 5.0 \text{ m}^2/(\text{hr} \times 10^3)$

$$h^2 = \frac{K}{C \times \rho} \quad (3)$$

เมื่อ	$h^2$	=	Thermal Diffusivity , $\text{m}^2/(\text{hr} \times 10^3)$
	K	=	Thermal Conductivity , $\text{kJ/(m-hr-}^{\circ}\text{C)}$
	C	=	Specific Heat , $\text{kJ/(kg-}^{\circ}\text{C)}$
	$\rho$	=	Density of RCC , $\text{kg/m}^3$

ดังนั้น RCC ที่มีคุณสมบัติด้านความร้อนที่ดีจึงต้องสามารถระบายความร้อนได้ดีคือมีอุณหภูมิเกิดขึ้นน้อยและเกิดการขยายตัวต่ำ กล่าวคือ มีค่าการนำความร้อน (K) สูง ค่าการแผ่กระจายความร้อน ( $h^2$ ) สูง ค่าความร้อนจำเพาะ (C) สูง และสัมประสิทธิ์การขยายตัวเนื่องจากความร้อน (CTE) ต่ำ ทั้งนี้ Mahrotra (2004) กล่าวว่า คุณสมบัติเหล่านี้ส่วนใหญ่มีค่าแตกต่างกันไม่มากนัก เว้นค่า CTE ดังนั้นจึงควรพิจารณาปัจจัยที่ส่งผลต่อ CTE เป็นหลัก คือ ควรเลือกใช้มวลรวมประเภท Limestone หรือ Granite และใช้สารเชื่อมประสานน้อยๆ เพื่อให้เกิดการขยายตัวต่ำ

#### 7. ความสามารถในการรับความเครียด (Tensile Strain Capacity)

ความเครียดเกิดขึ้นเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงปริมาตร และเมื่อปริมาตรที่เปลี่ยนแปลงเกินกว่าความเครียดที่รับได้ของวัสดุ จะเกิดรอยแตกขึ้น ค่าความเครียดในคอนกรีตสามารถเพิ่มขึ้นได้ โดยแรงกระทำภายนอกเกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาตร การลดของอุณหภูมิ และการเกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรแบบออโตจีเนียส (autogeneous shrinkage)

ปัจจัยหลักที่มีผลต่อค่าความสามารถในการรับความเครียดคือค่ากำลังและอายุของคอนกรีต อัตราการรับแรง ชนิดของหินคละ ลักษณะรูปร่างของหินคละ และปริมาณของสารเชื่อมประสาน

สัดส่วนผสมและการใช้หินคละนั้นมีความสำคัญมาก ๆ ต่อค่าความสามารถในการรับความเครียด คอนกรีตบดอัดที่มีกำลังรับแรงดึงสูงจะมีค่าความสามารถในการรับความเครียด (Tensile Strain Capacity) สูงด้วย โดยส่วนใหญ่มีค่า  $90 - 150 \mu$  ( $\mu = \text{micro-strain}$ ) ซึ่งหาก RCC เกิด Tensile Strain สูงกว่าค่า Tensile Strain Capacity ก็จะทำให้เกิดการแตกร้าว (ACI Committee 207, 1999)

#### 8. ค่าความซึมได้ของน้ำ (Permeability)

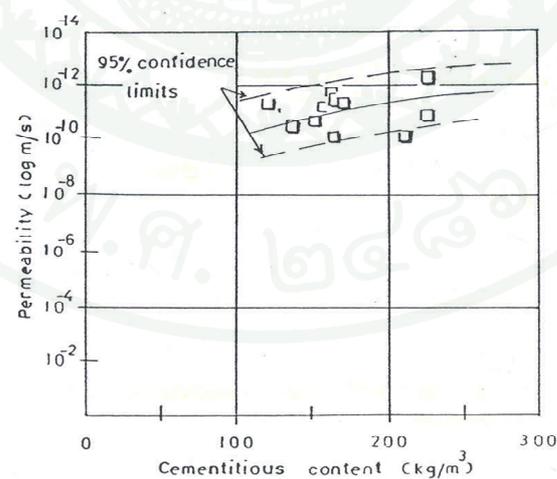
เขื่อนเก็บน้ำโดยทั่วไปควรมีค่าสัมประสิทธิ์ความซึมน้ำขึ้นต่ำตามระดับความสูงของเขื่อน เนื่องจากการไหลซึมผ่านเขื่อนนั้นขึ้นอยู่กับระดับน้ำเก็บกัก เขื่อนที่มีความสูง 50 เมตร ต้องการค่าสัมประสิทธิ์ความซึมน้ำขึ้นต่ำที่  $10^{-9}$  เมตรต่อวินาที เขื่อนที่มีความสูง 100 เมตร ต้องการค่าสัมประสิทธิ์ความซึมน้ำขึ้นต่ำที่  $10^{-10}$  เมตรต่อวินาที เขื่อนที่มีความสูง 200 เมตร ต้องการค่า

สัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำชั้นต่ำที่  $10^{-11}$  เมตรต่อวินาที เชื้อนที่มีความสูงมากกว่านั้น ต้องการค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำชั้นต่ำที่  $10^{-12}$  เมตรต่อวินาที (Hansen&Reinhardt, 1991)

อย่างไรก็ตาม เกณฑ์การออกแบบของ U.S. Bureau of Reclamation กำหนดค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำชั้นต่ำของเชื้อนคอนกรีตปกติไว้ที่  $1.5 \times 10^{-12}$  เมตรต่อวินาที ซึ่งเชื้อนคอนกรีตปกติทั่วไปมีค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำอยู่ในช่วงระหว่าง  $5 - 50 \times 10^{-12}$  เมตรต่อวินาที (Hansen&Reinhardt, 1991)

Dunstan, 1988 ทำการทดสอบการไหลซึมและสรุปค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำของคอนกรีตปกติเทียบกับปริมาณซีเมนต์ไว้ดังภาพที่ 18

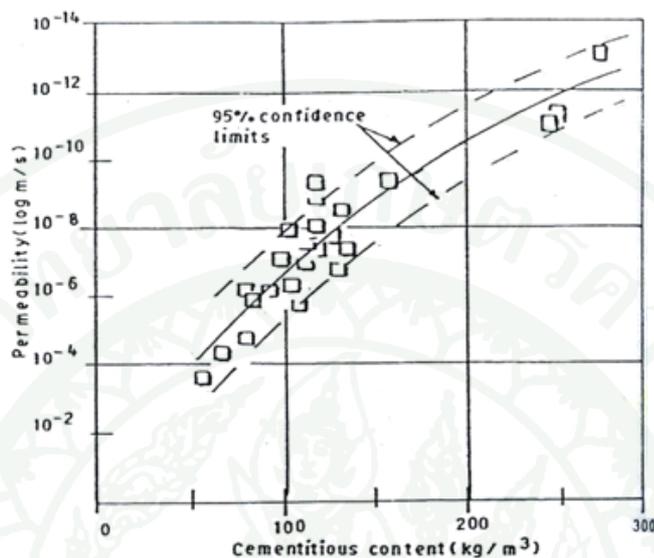
ส่วนในเชื้อนคอนกรีตบดอัดจะมีค่าความทึบน้ำสูง เมื่อคอนกรีตบดอัดมีปริมาณเพสท์และมอร์ต้ามากพอ และมีปริมาณอนุภาคเม็ดละเอียดที่เพียงพอต่อช่องว่าง ไม่เกิดการแยกตัวเยิ้มน้ำของคอนกรีต (Segregation) และมีการบดอัดที่ดีพออย่างทั่วถึง คอนกรีตบดอัดที่ไม่มีการออกแบบก่อสร้างและควบคุมคุณภาพที่ดีพอ ค่าความชื้นน้ำของคอนกรีตบดอัดจะค่อนข้างสูงกว่าคอนกรีตปกติ และพบว่าความชื้นน้ำมีค่าสูงเมื่อปริมาณสารเชื่อมประสานมีค่าน้อยโดยเฉพาะเมื่อน้อยกว่า 150 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร (Mahrotra, 2004)



ภาพที่ 18 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าความชื้นน้ำเทียบกับปริมาณซีเมนต์ของคอนกรีตปกติ

ที่มา: Dunstan (1988)

Dunstan, 1988 ทำการทดสอบการไหลซึมและสรุปค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำของคอนกรีตบดอัดเทียบกับปริมาณซีเมนต์ไว้ ดังภาพที่ 19

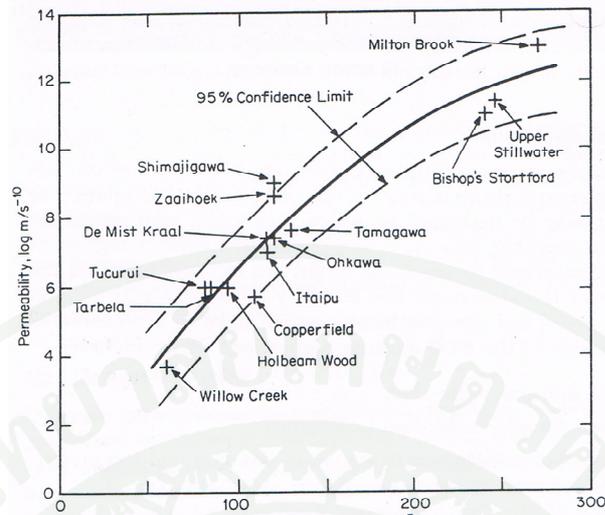


ภาพที่ 19 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าความชื้นน้ำเทียบกับปริมาณซีเมนต์ของคอนกรีตบดอัด

ที่มา: Dunstan (1988)

จากภาพที่ 19 เป็นการรวบรวมข้อมูลการทดสอบการไหลซึมผ่านคอนกรีตบดอัดจาก 8 แห่งงานวิจัยซึ่งเป็นงานวิจัยที่รวมทั้งคอนกรีตบดอัดในงานเขื่อนและคอนกรีตบดอัดที่ไม่ใช่โครงสร้างเขื่อน โดยการทดสอบค่าความชื้นน้ำใช้วิธีการต่างๆ กัน ได้แก่ Packer Tests, Falling-head permeability tests, การทดสอบการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและการเจาะทดสอบในห้องทดสอบ แม้ว่าการทดสอบจะแตกต่างกัน แต่เมื่อเปรียบเทียบผลในทุกการทดสอบแล้ว พบว่ามีแนวทางไปในทางเดียวกันคือ ปริมาณซีเมนต์ที่มากขึ้นมีผลต่อค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำที่ต่ำลง ซึ่งมีรูปแบบเช่นเดียวกับคอนกรีตปกติทั่วไป (Hansen & Reinhardt, 1991)

เขื่อน Willow Creek ซึ่งเป็นเขื่อนประเภท Lean RCC มีค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำสูงถึง  $2 \times 10^{-4}$  เมตรต่อวินาที เนื่องจากใช้สารเชื่อมประสานเพียง 66 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร เมื่อเปรียบเทียบกับเขื่อน Upper Stillwater ซึ่งเป็นเขื่อนประเภท High-Paste ที่มีค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำค่อนข้างต่ำ  $4 \times 10^{-10}$  เมตรต่อวินาที (Hansen and Reinhardt, 1991) ดังภาพที่ 20



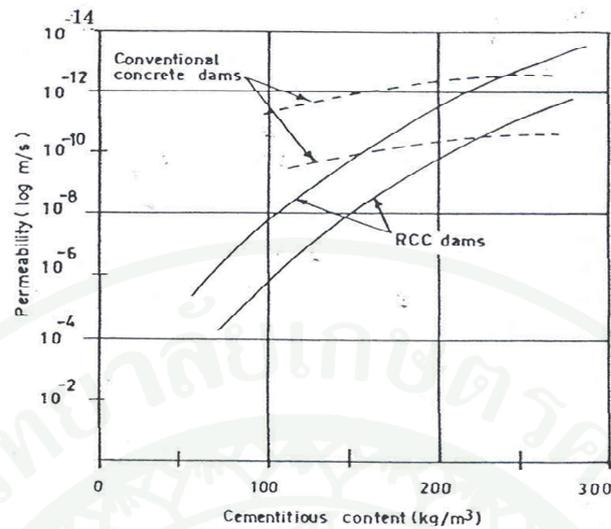
ภาพที่ 20 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ความซึมน้ำกับปริมาณซีเมนต์ที่เชื่อมต่างๆ

ที่มา: Hansen&Reinhardt (1991)

การไหลซึมในตัวเชื่อมคอนกรีตบดอัดขึ้นอยู่กับ ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมน้ำของคอนกรีตบดอัดและรอยต่อระหว่างชั้นบดอัด (Lift Joint) ซึ่งขึ้นกับปัจจัยหลายอย่าง ได้แก่ สัดส่วนผสมคอนกรีต, พลังงานการบดอัด, ประเภทรอยต่อระหว่างชั้นบดอัด การใช้สารเชื่อมประสานรองรับชั้นบดอัดในกรณีที่เป็นการบดอัดแบบไม่ต่อเนื่องและระดับพลังงานการบดอัดคอนกรีต เป็นต้น

สัมประสิทธิ์ความซึมน้ำของเชื่อมคอนกรีตบดอัดจะมีค่าสูงขึ้นอย่างมากเนื่องจากการไหลซึมผ่านรอยต่อระหว่างชั้นบดอัด และเนื่องจากเชื่อมคอนกรีตบดอัดมีจำนวนของชั้นบดอัดมาก ค่าความซึมน้ำที่ไหลผ่านระหว่างชั้นบดอัดจึงมีความสำคัญและมีผลกระทบต่อค่าการไหลซึมรวมของตัวเชื่อมคอนกรีตบดอัด ดังนั้นค่าความซึมน้ำของคอนกรีตบดอัดจึงมีช่วงกว้างตั้งแต่  $10^{-4}$  -  $10^{-13}$  เมตรต่อวินาที เมื่อเทียบกับคอนกรีตปกติซึ่งมีค่า  $10^{-10}$  -  $10^{-12}$  เมตรต่อวินาที (Mahrotra, 2004)

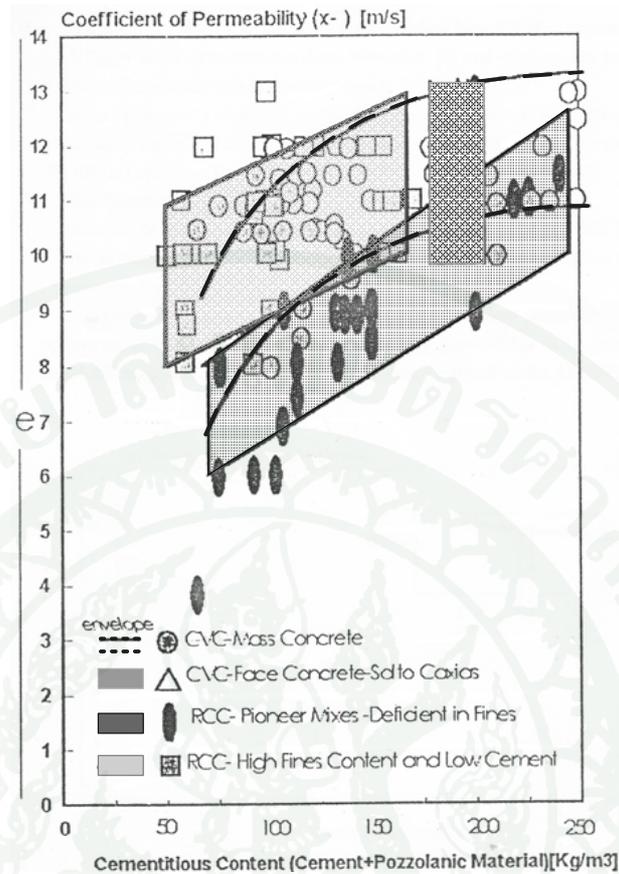
ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมน้ำของคอนกรีตบดอัดมีค่าข้อมูลที่มีช่วงกว้างกว่าคอนกรีตปกติ ดังเปรียบเทียบในภาพที่ 21



ภาพที่ 21 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ความซึมน้ำเทียบกับปริมาณซีเมนต์ของทั้งคอนกรีตปกติและคอนกรีตบดอัด

ที่มา: Dunstan (1988)

Andrade และ Rodrigues (1999) รวบรวมค่าสัมประสิทธิ์ความซึมน้ำเปรียบเทียบระหว่างคอนกรีตบดอัดกับคอนกรีตปกติประเภทต่างๆ ที่ใช้ในโครงสร้างเขื่อน เมื่อพิจารณา คอนกรีตบดอัด พบว่า ในคอนกรีตบดอัดที่ใช้ซีเมนต์อนุภาคละเอียด (High Fines Content) จะมีความซึมน้ำต่ำกว่าคอนกรีตบดอัดที่ใช้อนุภาคหยาบ เนื่องจากซีเมนต์ที่มีอนุภาคละเอียดจะช่วยลดการเกิดการแยกตัว (Segregation) ที่บริเวณด้านล่างของชั้นบดอัด (Bottom of Lift) ได้ และคอนกรีตบดอัดที่ใช้ซีเมนต์อนุภาคละเอียด (High Fines Content) มีค่าสัมประสิทธิ์ความซึมน้ำเท่ากับคอนกรีตปกติในปริมาณซีเมนต์ที่ใกล้เคียงกัน ดังภาพที่ 22



ภาพที่ 22 ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของคอนกรีตบดอัดเทียบกับคอนกรีตปกติ

ที่มา: Andrade & Rodrigues (1999)

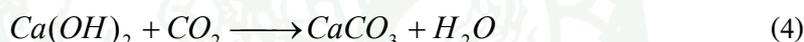
Hansen and Reinhardt (1991) แนะนำเกณฑ์ในการออกแบบค่าความซึมผ่านขั้นต่ำของคอนกรีตบดอัดควรมีค่าไม่น้อยกว่า  $10^{-8}$  เมตรต่อวินาที

การซ่อมแซมเขื่อน Sama El-Serhan ในประเทศอียิปต์ด้วยคอนกรีตบดอัด เมื่อเจาะตัวอย่างทดสอบในห้องทดสอบพบว่าค่าการทดสอบทั้ง โดยวิธี Constant head และ Falling head มีค่าความซึมผ่านของน้ำเฉลี่ย  $2.51 \times 10^{-5}$  เมตรต่อวินาที ซึ่งเป็นค่าความซึมผ่านของน้ำผ่านคอนกรีตบดอัดและรอยต่อระหว่างชั้นบดอัด และการซึมผ่านของน้ำผ่านรอยต่อชั้นบดอัดยังเป็นตัวบ่งชี้การลดลงของกำลังรับแรงเฉือนและกำลังรับแรงดึงระหว่างชั้นบดอัดอีกด้วย (Abdel-Halim และคณะ, 1999)

การรั่วซึมของน้ำผ่านรอยต่อแนวตั้งของโครงสร้างเขื่อนที่แบ่งไว้เพื่อป้องกันการเคลื่อนตัวเนื่องจากการขยายและหดตัวของคอนกรีตบดอัดยากที่จะควบคุมไว้ได้ โดยทั่วไปมักใช้การอัดฉีดน้ำปูน และการติดตั้งท่อระบายร่วมกับแผ่นยางกันซึมทำให้ระบบที่บ้น้ำที่ผิวด้านหน้าของเขื่อนมีประสิทธิภาพมากขึ้น

การรั่วซึมผ่านคอนกรีตบดอัดถึงแม้จะไม่ได้มีผลกระทบต่อความมั่นคงของตัวเขื่อนโดยตรงแต่มีผลเสียทางอ้อมคือการทำงานที่ต้องสูญเสียปริมาณน้ำมากเกินไป และเป็นปัญหาการซ่อมบำรุงรักษาในระยะยาว ทั้งยังไม่เป็นภาพลักษณ์ที่ดีต่อตัวเขื่อน แต่อย่างไรก็ตามปัญหาการรั่วซึมถูกบรรเทาโดยการเกิดปฏิกิริยาแคลซิฟิเคชันตามธรรมชาติระหว่างประจุแคลเซียมจากปฏิกิริยาไฮเดรชันภายในคอนกรีตบดอัดที่หลุดออกมาจับกับคาร์บอนไดออกไซด์ในอากาศเป็นตะกอนอุดรอยรั่วเล็กๆ ต่างๆภายในผิวตัวเขื่อนที่อัตราการไหลน้ำที่เหมาะสมต่อการอุดตัวของรอยรั่วดังกล่าวที่

(4)



## 9. ความคงทน (Durability)

คุณสมบัติความคงทนของคอนกรีตบดอัดเหมือนกับคอนกรีตปกติ คือความทนต่อการสึกกร่อนกัดเซาะ (Abrasion/erosion) และค่าความแข็งตัวและละลาย (Freezing and Thawing) คุณสมบัติอื่นๆ ที่มีผลต่อความทนของวัสดุได้แก่ การเกิดปฏิกิริยาอัลคาไลน์-ซิลิกา (alkali-silica) และการเกิดปฏิกิริยาซัลเฟต โครงสร้างที่ต้องพิจารณาถึงความคงทนเป็นพิเศษในงานเขื่อนคือทางระบายน้ำล้น (Spillway) และโครงสร้างสลายพลังน้ำ (Stilling Basin) ที่ต้องรับการไหลของน้ำตลอดเวลา

ความต้านทานการสึกและการกัดเซาะ (Abrasion/erosion) ถูกควบคุมด้วยค่ากำลังรับแรงอัดและคุณภาพของหินคละ คอนกรีตบดอัดที่ผสมหินขนาดเล็กคุณภาพดีและปริมาณซีเมนต์สูงเพื่อให้เกิดความต้านทานต่อการสึกกร่อนและกัดเซาะ

สำหรับคอนกรีตในเมืองหนาว ความคงทนต่อการแข็งตัวและละลาย (Freezing and Thawing) สามารถปรับปรุงได้โดยใช้สารกักกระจายฟองอากาศ แต่อย่างไรก็ตามการใช้สารกักกระจายฟองอากาศมีผลต่อค่ากำลังของคอนกรีตบดอัด จึงควรพิจารณาใช้เมื่อจำเป็นเท่านั้น

## 10. ความหนาแน่น (Density)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อความหนาแน่นคือ ชนิดและปริมาณของมวลรวม รวมทั้งพลังงานของการบดอัด โดยทั่วไปคอนกรีตบดอัด จะมีความหนาแน่น 2,400 – 2,500 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ซึ่งสูงกว่าคอนกรีตปกติเล็กน้อยประมาณ 1 ถึง 3 เปอร์เซ็นต์ เนื่องจากคอนกรีตบดอัดมีปริมาณน้ำน้อยและมีช่องว่างเพียง 0.5 – 2.0 เปอร์เซ็นต์ (Mahrotra, 2004)

### แรงกระทำ (Loads) ในหลักการออกแบบเขื่อนคอนกรีตถ่วงน้ำหนัก

การพิจารณาแรงที่กระทำกับตัวเขื่อนประกอบไปด้วยแรงกระทำหลักๆ ดังต่อไปนี้

1. น้ำหนักคงตัว (Dead loads) เป็นน้ำหนักของเขื่อนคอนกรีตและอาคารประกอบ สมมติให้ตัวเขื่อนถ่วงน้ำหนักแก่ฐานรากในแนวตั้งเท่านั้น ซึ่งกำหนดใช้ค่าความหนาแน่นของคอนกรีตบดอัดมีค่าเป็น 2.4 MPa

2. แรงดันน้ำ (Water loads) เป็นแรงดันน้ำที่เกิดจากการเก็บกักซึ่งกระทำต่อตัวเขื่อนทั้งภายนอกและภายในรวมถึงฐานราก ประกอบไปด้วย

- แรงดันจากปริมาณน้ำที่ระดับเก็บกักหน้าเขื่อน (Headwater)

- แรงดันจากระดับน้ำท้ายเขื่อน (Tailwater)

- แรงดันลอยตัว (Uplift) เป็นความดันของน้ำที่กระจายอยู่ใต้ฐานรากเขื่อน ในการออกแบบจะกำหนดให้ค่าแรงดันลอยตัวลดลงจากระดับน้ำหน้าเขื่อนไปสู่ระดับน้ำท้ายเขื่อน และเมื่อผ่านแนวระบายน้ำที่ติดตั้งในตัวเขื่อนศักย์ของน้ำจะมีค่าลดลง

3. แรงกระทำแผ่นดินไหว (Seismic loads) การวิเคราะห์แรงกระทำแผ่นดินไหวในการออกแบบเขื่อนจะใช้วิธีแรงสถิตเสมือน (Pseudo static method) ซึ่งกำหนดให้นำค่าแรงกระทำจากแผ่นดินไหวสูงสุดกระทำกับมวลด้วยความหน่วงเป็น  $ag$  โดยที่ค่า  $a$  เป็นค่าสัมประสิทธิ์ที่ได้จากการวิเคราะห์ Seismotectonics กล่าวคือ แรงในแนวราบจะเท่ากับน้ำหนักของเขื่อนคูณกับค่า  $ag$

การคำนวณแรงพลศาสตร์ของน้ำด้วยวิธี Westergard กำหนดให้แรงแผ่นดินไหวไม่มีผลกระทบต่อแรงลอยตัวให้เพิ่มขึ้น แรงดันพลศาสตร์ของน้ำที่ความลึกใดๆ หาได้จากสมการที่ (5)

$$p(d) = \frac{7}{8} a_h \gamma_w \sqrt{Dd} \quad (5)$$

เมื่อ  $p =$  แรงดันพลศาสตร์ของน้ำ  
 $d =$  ความลึกของน้ำ (m)  
 $D =$  ความลึกของน้ำทั้งหมด (m)  
 $a_h =$  สัมประสิทธิ์ความเร่งเสมือน  
 $\gamma_w =$  หน่วยน้ำหนักของน้ำ ( $kg / m^3$ )

#### การพิจารณาแรงที่เกี่ยวข้องในการวิเคราะห์เสถียรภาพ (Load combinations)

ในการวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อนคอนกรีตอัดเพื่อความปลอดภัยโดยทั่วไปจะแบ่งกรณีการเกิดสภาวะการพิบัติใน 3 ลักษณะ คือ Usual, Unusual และ Extreme ตามความน่าจะเป็นที่จะพิบัติในสภาวะความเป็นจริง

Usual loading combination เป็นการรวมแรงกระทำต่อตัวเขื่อนในสภาวะปกติจะพิจารณาแรงกระทำที่ระดับการระบายน้ำเก็บกักปกติ ( normal operating elevation) โดยไม่มีแรงกระทำแผ่นดินไหว

Unusual loading combination (Overtopping) เป็นการรวมแรงกระทำต่อตัวเขื่อนในสภาวะปกติจะพิจารณาแรงกระทำที่ระดับเก็บกักสูงสุด ( maximum operating elevation) โดยไม่มีแรงกระทำแผ่นดินไหว แต่มีการวิเคราะห์ผลกระทบเนื่องจากอุณหภูมิจากตัวเขื่อนตามระยะเวลา

Extreme loading combination (Earthquake) เป็นการรวมแรงกระทำต่อตัวเขื่อนในสภาวะเกิดแผ่นดินไหวที่ระดับการระบายน้ำเก็บกักปกติ ( normal operating elevation) และมีการวิเคราะห์ผลกระทบเนื่องจากอุณหภูมิจากตัวเขื่อนตามระยะเวลา

## เงื่อนไขในการวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อน (Stability criteria)

ความมั่นคงของเขื่อนตามเกณฑ์การออกแบบของ USACE (1995) จะประกอบด้วย การประเมินความปลอดภัยของตัวเขื่อน ในการต้านทานการเลื่อนไถล (Sliding) และการพลิกคว่ำ (Overturning) โดยหน่วยแรง (Stress) ที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อนจะต้องมีค่าไม่เกินหน่วยแรงที่ยอมให้

### 1. การวิเคราะห์การเลื่อนไถลของเขื่อน (Sliding stability)

ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนตัวเป็นค่าที่บอกเสถียรภาพในการต้านทานการเลื่อนตัวหรือกำลังต้านทานแรงเฉือนของตัวเขื่อนที่เกิดขึ้นระหว่างตัวเขื่อนกับฐานรากหรือระหว่างชั้นบดอัด อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการต้านทานการเลื่อนตัวเป็นค่าที่กำหนดการออกแบบความกว้างของฐานเขื่อนและความชันของลาดชัน ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนตัว (Factor of Safety against Sliding, FSS) มีค่าดังสมการที่ (6)

$$FSS = \frac{cA + (W - U)\tan\phi}{H} \quad (6)$$

เมื่อ	FSS =	อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนตัว
	c =	แรงยึดเหนี่ยว ( $T/m^2$ )
	A =	พื้นที่ผิวที่พิจารณา ( $m^2$ )
	W =	แรงลัพธ์ในแนวดิ่ง (T)
	U =	แรงดันน้ำ (T)
	H =	แรงลัพธ์ในแนวราบ (T)
	$\tan \phi =$	สัมประสิทธิ์มุมเสียดทานภายใน

โดยมีเงื่อนไขให้ค่าต่ำสุดของค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อตัวเขื่อน (Factor of Safety against Sliding, FSS) ดังต่อไปนี้

กรณี usual combination loads      FSS = 3

กรณี unusual combination loads      FSS = 2

กรณี extreme combination loads      FSS = 1

Ruggeri (2001) ได้สรุปค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเขื่อนตัวของเขื่อนคอนกรีต ในประเทศต่างๆ ได้แก่ France, Germany, Austria, Switzerland, Norway, Canada-CDSA, United Kingdom และ USA-BuRec. ดังตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลระหว่างตัวเขื่อนและฐานรากที่กำหนดใช้ใน ประเทศต่างๆ

Combination Loading	Safety Factors								
	France	Germany	Austria	Switz	Norway	Canada- CDSA			
Usual loads	4.00	1.33	1.50	1.2÷1.5	1.50	1.50	1.50	1.50	3.00
Unusual loads	2.70	1.10	1.20	1.2 ÷1.3		1.30	1.10	1.30	2.00
Extreme loads	-	1.05	1.00	1.20	1.10	1.10	1.10	1.10	1.30

ตารางที่ 5 (ต่อ)

Combination Loading	Safety Factors	
	United Kingdom	USA- Burec.
Usual loads	3.00	3.00
Unusual loads	2.00	2.00
Extreme loads	1.00	1.00

หมายเหตุ ÷ Min value : dam body, dam foundation surface. Max value: not thoroughly investigated foundation

ที่มา: Ruggeri (2001)

## 2. การวิเคราะห์การพลิกคว่ำของเขื่อน (Overturning stability)

ความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำ เป็นความสามารถของตัวเขื่อนในการต้านทานการพลิกคว่ำจากผลของแรงที่กระทำกับตัวเขื่อน โดยมีเงื่อนไขความปลอดภัยในกรณีปกติให้แรงลัพธ์อยู่

ภายในหนึ่งในหกของความกว้างฐานเขื่อน (Middle L/3) ในกรณีไม่ปกติให้แรงลัพธ์อยู่ใน  
หนึ่งในสี่ของความกว้างฐานเขื่อน (Middle L/2) และในกรณีพิเศษให้แรงลัพธ์อยู่ในฐานเขื่อน  
(Within Base) โดยค่าดังกล่าวหาได้จากสมการที่ (7)

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} \quad (7)$$

เมื่อ  $e$  = ตำแหน่งแรงลัพธ์ (m)  
 $\sum M$  = โมเมนต์ลัพธ์รอบกึ่งกลางฐานเขื่อน (T.m)  
 $\sum V$  = แรงลัพธ์ในแนวตั้ง (T)

การตรวจสอบด้วยค่าความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำโดยใช้สมการสำหรับอาคารกั้นดิน  
ดังสมการที่ (8)

$$FSO = \frac{M_{Resisting}}{M_{Driving}} \quad (8)$$

เมื่อ FSO = อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำ (Factor of Safety for  
Overturning)  
 $M_{Resisting}$  = โมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำ (T.m)  
 $M_{Driving}$  = โมเมนต์ทำให้เกิดการพลิกคว่ำ (T.m)

Bowles (1996) ได้แนะนำว่าสำหรับการออกแบบอาคารกั้นดินให้คำนวณค่าความ  
ปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำจากสมการข้างต้น ควรจะมีค่าอยู่ระหว่าง 1.5 ถึง 2.0

### 3. การวิเคราะห์หน่วยแรงในตัวเขื่อน (Stress)

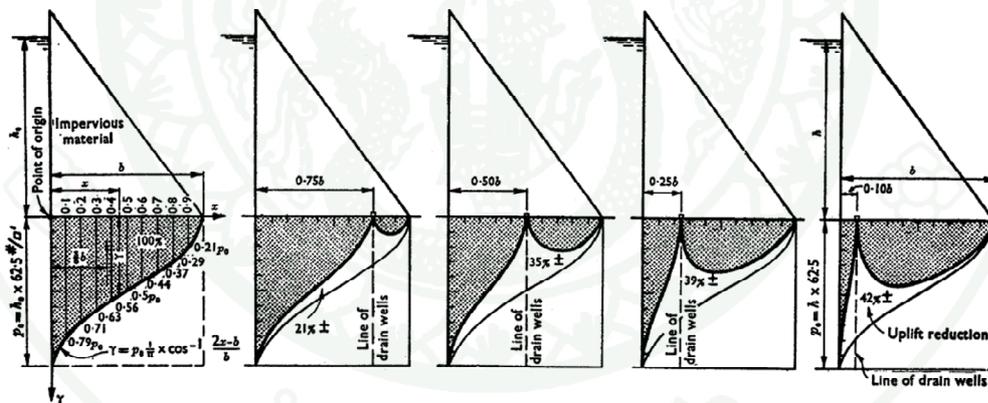
หน่วยแรง (Stress) ให้หน่วยแรงได้ฐานเขื่อนกระจายได้ฐานเขื่อนในลักษณะหน่วยแรง  
ดัด (Flexural stress) คำนวณหาหน่วยแรงได้จากสมการที่ (9)

$$\sigma_z = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{\sum My}{I} \quad (9)$$

- เมื่อ  $\sigma_z$  = หน่วยแรงในแนวดิ่ง ( $T/m^2$ )  
 $\Sigma V$  = แรงลัพธ์ในแนวดิ่ง ( $T$ )  
 $A$  = พื้นที่ในระนาบ ( $m^2$ )  
 $\Sigma M$  = โมเมนต์ลัพธ์ ( $T.m$ )  
 $y$  = ระยะจากแกนสะเทิน (Neutral axis) ( $m$ )  
 $I$  = โมเมนต์ความเฉื่อย (Moment of inertia) ( $m^4$ )

### การระบายน้ำใต้ฐานรากเขื่อน

ในปี 1936 Dr.Barthz เริ่มวิเคราะห์การระบายน้ำใต้ฐานรากเขื่อน และต่อมา Tennessee Valley Authority (1950) เสนอว่าตำแหน่งของรูระบาย (Drain hole) มีผลกระทบต่อแรงดันลอยตัวหรือแรงดันน้ำใต้ฐานรากเขื่อน ในการวิเคราะห์จะสมมติให้หินฐานรากเป็น Semi-Infinite การไหลซึมเป็นแบบ Isotropic Impermeability และเป็นไปตามกฎของ Darcy ดังแสดงในภาพที่ 23



ภาพที่ 23 อิทธิพลของตำแหน่งของรูระบายน้ำต่อแรงดันลอยตัวใต้ฐานรากเขื่อน

ที่มา: Casagrande (1961)

จากการวิเคราะห์พบว่าแรงดันลอยตัวใต้ฐานรากจะลดลงเมื่อผ่านรูระบายและยิ่งลดลงมากเมื่ออยู่ใกล้ดินเขื่อนด้านเหนือน้ำ (Heel) แต่อย่างไรก็ตามค่าปริมาณแรงดันลอยตัวและรูปร่างขอบเขตแรงดันลอยตัวนี้อาจจะมีค่าแตกต่างไปจากที่ตรวจวัดจริงในสนาม เนื่องจากการ

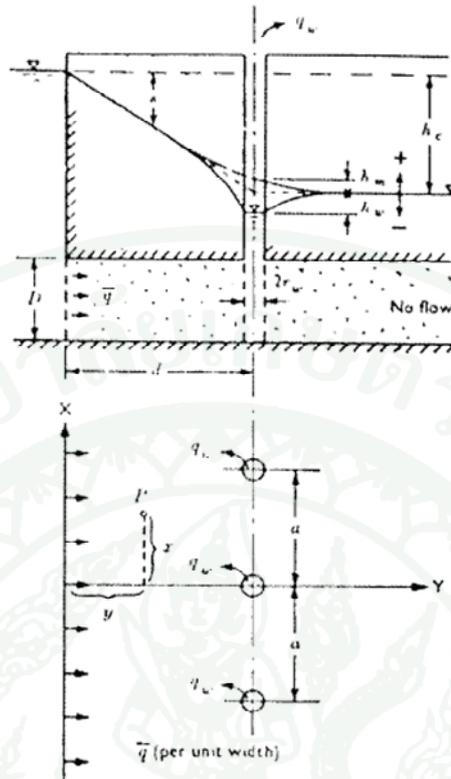
วิเคราะห์กำหนดให้มีการระบายน้ำเฉพาะที่ระดับหินฐานรากเท่านั้น และสมมุติฐานให้ค่าความซึม  
น้ำของหินฐานรากมีค่าคงที่ตลอดทั้งความลึก (Casagrande, 1961)

Maskat (1937) วิเคราะห์อิทธิพลของม่านระบายน้ำในชั้นหิน โปรงน้ำเป็นสมการของการ  
ลดลงของศักย์น้ำรวมของน้ำที่จุดใดๆที่มีความสัมพันธ์กับค่าระยะห่างระหว่างรูระบายน้ำและ  
ระยะห่างจากฐานเขื่อนด้านเหนือน้ำ (heel) ถึงรูระบายน้ำ ดังสมการที่ (10)

$$s = \frac{q_w}{2\pi k D} \ln \frac{\cosh 2\pi(y+d)/a - \cos 2\pi x/a}{\cosh 2\pi(y-d)/a - \cos 2\pi x/a} \quad (10)$$

เมื่อ	$s$	=	ศักย์น้ำรวมที่ลดลง ( $m$ )
	$q_w$	=	อัตราการไหลผ่านรูระบายน้ำ ( $m^2/s$ )
	$D$	=	ความหนาของชั้นหิน โปรงน้ำ ( $m$ )
	$k$	=	ค่าความซึมน้ำแนวราบของชั้นหิน ( $m/s$ )
	$a$	=	ระยะห่างระหว่างรูระบายน้ำ ( $m$ )
	$d$	=	ระยะห่างระหว่างจากฐานเขื่อนด้านเหนือน้ำถึงรูระบายน้ำ ( $m$ )

เมื่อน้ำไหลซึมผ่านรูระบายน้ำดังภาพที่ 24 ที่ตำแหน่งรูระบายน้ำศักย์ของน้ำรวมจะมีค่าต่ำ  
กว่าระดับศักย์น้ำด้านท้ายน้ำ แต่ตำแหน่งกึ่งกลางระหว่างรูระบายเมื่อพิจารณาในแนวระนาบ ค่า  
ศักย์ของน้ำรวมจะมีค่าสูงกว่าระดับศักย์ของน้ำด้านท้ายน้ำซึ่งหาได้จากสมการที่ (11) และ (12)  
ตามลำดับ



ภาพที่ 24 การวิเคราะห์ห้ผ่านระบายน้ำใต้ฐานรากเขื่อน

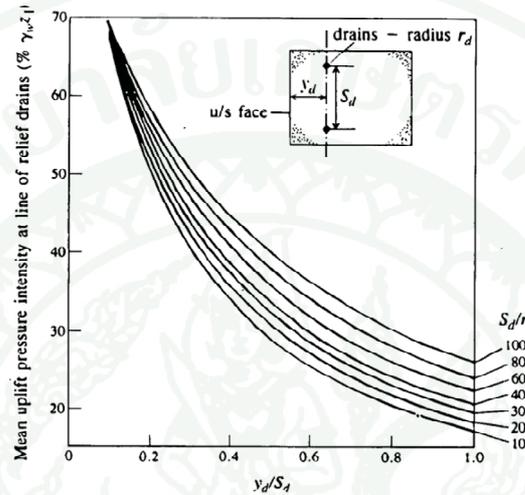
ที่มา: Muskat (1937)

$$\text{Well Level Ratio} = \frac{h_w}{h_c} = -\frac{a}{2\pi d} \ln \frac{a}{2\pi r_w} \quad (11)$$

$$\text{Midwell Level Ratio} = \frac{h_m}{h_c} = -\frac{a}{2\pi d} \ln 2 \quad (12)$$

- เมื่อ  $h_c$  = ความต่างศักย์ระหว่างด้านเหนือน้ำกับท้ายน้ำ (m)  
 $h_w$  = ระดับน้ำที่ระบายที่ต่ำกว่าระดับน้ำด้านท้ายน้ำ (m)  
 $h_m$  = ระดับน้ำกึ่งกลางระหว่างระบายน้ำที่สูงกว่าระดับน้ำด้านท้ายน้ำ (m)  
 $r_w$  = รัศมีของรระบายน้ำ (m)

Nafac (1986) USACE (1993) และ Navak et al. (1996) จัดทำแผนภูมิสำหรับออกแบบ Relief Drain เป็นความสัมพันธ์ระหว่างศักย์น้ำรวมที่แนวระบายน้ำกับขนาดของรูระบายน้ำ ระยะห่างระหว่างรูระบายน้ำ ระยะทางจากผิวด้านเหนือน้ำถึงรูระบายน้ำ ความลึกของรูระบายน้ำ และความหนาของชั้นฐานราก ดังภาพที่ 25



ภาพที่ 25 กราฟการลดลงของแรงลอยตัวใต้ฐานรากเขื่อน

ที่มา: Novak et al (1996)

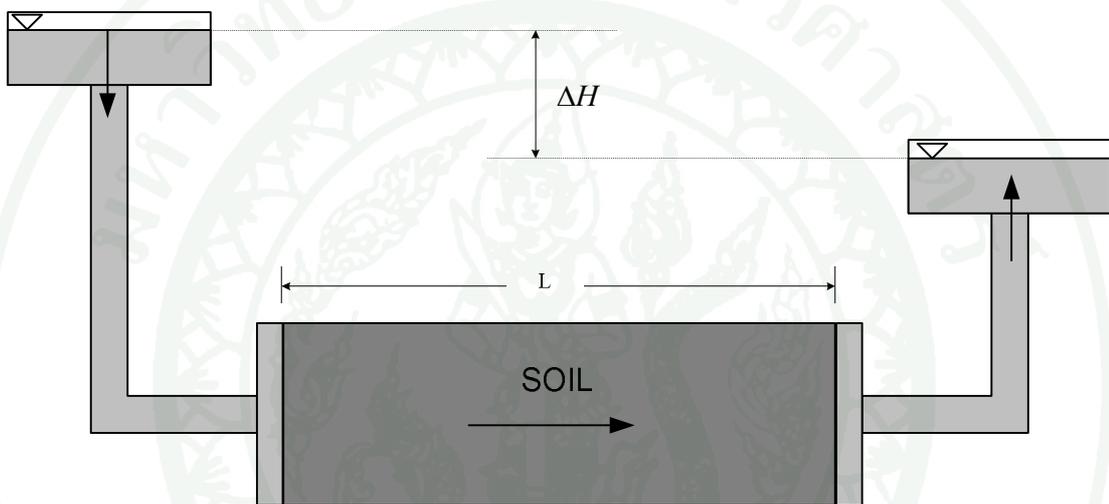
## ทฤษฎีการไหลซึมผ่านวัสดุ

### 1. ทฤษฎีการไหลซึมผ่านวัสดุพรุน

ในปี ค.ศ. 1850 Darcy ได้ทำการทดลองการไหลซึมผ่านวัสดุพรุน (porous media) โดยให้น้ำไหลผ่านดินที่บรรจุอยู่ในท่อที่ต่อปลายทั้งสองข้างที่ระดับน้ำต่างกัน ทำให้เกิดความต่างศักย์ของน้ำดังภาพที่ 26 พบว่า ความเร็วของน้ำที่ไหลผ่านตัวกลางพรุนแบบ laminar จะเป็นสัดส่วนกับหน้าตัดของตัวอย่าง ความต่างศักย์ของน้ำทั้งสองข้าง ความยาวของตัวอย่าง และคุณสมบัติความซึมผ่านของวัสดุ ดังสมการที่ (13) (Lambe and Whitman, 1979)

$$v = k \frac{\Delta H}{L} \quad (13)$$

โดย  $v$  = ความเร็วของการไหล (cm/s)  
 $k$  = ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมน้ำของวัสดุ (cm/s)  
 $\Delta H$  = ศักย์ของน้ำ (m)  
 $L$  = ความยาวของตัวอย่าง (m)

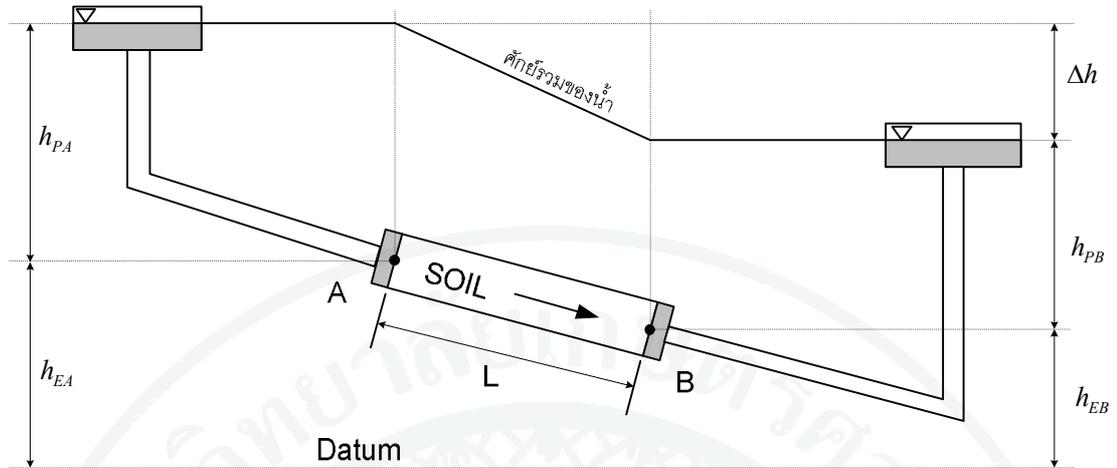


ภาพที่ 26 การไหลซึมของน้ำในแนวเดียวผ่านแท่งดิน

ที่มา: วรากร (2542)

การไหลผ่านตัวกลางพรุนใดๆ เนื่องจากเกิดความต่างศักย์ของน้ำเรียกว่า ศักย์น้ำรวม (total head,  $h_T$ ) ดังภาพที่ โดยมีระดับอ้างอิง (datum หรือ Reference) ของระดับน้ำทั้งสองด้านที่ระดับเดียวกัน โดยทั่วไปในงานเขียนจะใช้ระดับน้ำทะเลปานกลาง (ม.รทก. หรือ mean sea level หรือ M.S.L.) เป็นระดับอ้างอิง

ศักย์น้ำรวมมีค่าเท่ากับผลรวมของศักย์ความสูง (elevation head,  $h_E$ ) กับศักย์ความดันน้ำ (pressure head,  $h_p$ ) เป็นดังภาพที่ 27 และสมการที่ (14)



ภาพที่ 27 สักย์ของน้ำในการไหลซึมผ่านดิน

ที่มา: วรากร (2542)

$$h_T = h_E + h_p \quad (14)$$

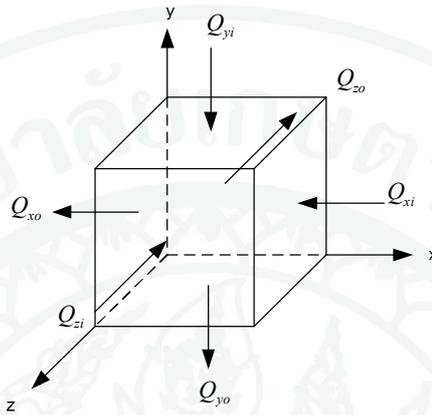
อัตราการเปลี่ยนแปลงของศักย์น้ำรวมต่อระยะทางการไหล เรียกว่า ความลาดชันของเส้นระดับน้ำ (hydraulic gradient,  $i$ ) ดังสมการที่ (15)

$$i = \frac{\Delta h_i}{L} \quad (15)$$

ดั่งนี้ Cedergren (1977) สมมุติฐานในการหาสมการควบคุมการไหลซึมของน้ำแบบคงที่ไว้

- ดินเป็นเนื้อเดียวกัน (homogeneous)
- มีปริมาณน้ำอยู่เต็มช่องว่าง (saturated soil)
- ไม่มีการยุบอัดตัวคายน้ำ (consolidation) หรือการขยายตัว (expansion) ของดินเกิดขึ้น
- ดินและน้ำไม่มีการยุบอัดตัว (incompressible)
- การไหลเป็นแบบรายเรียบ (laminar flow) ตามกฎของ Darcy

เมื่อพิจารณาการไหลเข้าและออกของน้ำผ่านตัวกลางพรุนใดๆ โดยตัดมวลเป็นสี่เหลี่ยมลูกบาศก์เล็กมาพิจารณา ดังภาพที่ โดยกำหนดให้มีความกว้าง  $dx$ ,  $dy$  และ  $dz$  ตามลำดับ และกำหนดแกนที่ไหลเข้าเป็นบวก แกนที่ไหลออกเป็นลบ ดังภาพที่ 28



ภาพที่ 28 การไหลของน้ำผ่านตัวกลางทรงลูกบาศก์

ที่มา: วรากร (2542)

ปริมาณน้ำที่ไหลเข้าทางแกน  $x$  เป็นดังสมการที่ (16)

$$q_{xi} = v_x dydz \quad (16)$$

ปริมาณน้ำที่ไหลออกทางแกน  $x$  เป็นดังสมการที่ (17)

$$q_{xo} = \left( v_x + \frac{\delta v_x}{\delta x} dx \right) dydz \quad (17)$$

ปริมาณน้ำที่ไหลออกทางแกน  $x$  เป็นดังสมการที่(18)

$$q_{xo} = \left( v_x + \frac{\delta v_x}{\delta x} dx \right) dydz \quad (18)$$

ผลต่างของปริมาณน้ำที่ไหลเข้าและไหลออกเรียกว่า ปริมาณไหลสุทธิในทิศทางแกน x เป็นดังสมการที่ (19)

$$q_{xnet} = q_{xi} - q_{xo}$$

$$= -\frac{\delta v_x}{\delta x} dx dy dz \quad (19)$$

และในทิศทางแกน y และ z มีอัตราการไหลสุทธิดังสมการที่ (20) และ(21) ตามลำดับ

$$q_{ynet} = -\frac{\delta v_y}{\delta y} dx dy dz \quad (20)$$

$$q_{znet} = -\frac{\delta v_z}{\delta z} dx dy dz \quad (21)$$

เมื่อกำหนดให้การเปลี่ยนแปลงอัตราการไหลของน้ำต่อเวลาในหนึ่งหน่วยปริมาตร มีค่าเท่ากับ  $\frac{\delta \theta}{\delta t} dx dy dz$  ดังนั้นอัตราการไหลสุทธิทั้ง 3 ทิศทาง จะเท่ากับการเปลี่ยนแปลงปริมาณน้ำที่เกิดขึ้นในมวลดินรวมทั้งหมด จะได้ดังสมการที่ (22) และ (23)

$$q_{xnet} + q_{ynet} + q_{znet} = \frac{\delta \theta}{\delta t} dx dy dz \quad (22)$$

$$-\left(\frac{\delta v_x}{\delta x} + \frac{\delta v_y}{\delta y} + \frac{\delta v_z}{\delta z}\right) = \frac{\delta \theta}{\delta t} \quad (23)$$

การไหลซึมผ่านตัวกลางพรุนเป็นการไหลแบบคงที่ (steady state flow) นั่นคือน้ำที่ไหลผ่านเข้าและออกจากตัวกลางในช่วงเวลาใดๆ จะมีอัตราการไหลคงที่  $\frac{\delta \theta}{\delta t} = 0$  จึงเป็นดังสมการที่(24)

$$\frac{\delta v_x}{\delta x} + \frac{\delta v_y}{\delta y} + \frac{\delta v_z}{\delta z} = 0 \quad (24)$$

จากกฎของ Darcy ความเร็วในแต่ละทิศทางจะมีค่า  $v_x = k_x \frac{\delta h}{\delta x}$ ,  $v_y = k_y \frac{\delta h}{\delta y}$   
 และ  $v_z = k_z \frac{\delta h}{\delta z}$  เมื่อแทนค่าความเร็วลงในสมการที่ จะได้สมการที่ (25)

$$\frac{\delta k_x}{\delta x} \frac{\delta h}{\delta x} + \frac{\delta k_y}{\delta y} \frac{\delta h}{\delta y} + \frac{\delta k_z}{\delta z} \frac{\delta h}{\delta z} + k_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + k_y \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + k_z \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = 0 \quad (25)$$

เมื่อค่าความซึมน้ำของตัวกลางในแต่ละทิศทางมีค่าคงที่  $\frac{\delta k_x}{\delta x} = \frac{\delta k_y}{\delta y} = \frac{\delta k_z}{\delta z} = 0$  ดังนั้น  
 จะได้สมการที่ (26)

$$k_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + k_y \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + k_z \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = 0 \quad (26)$$

ในกรณีที่คุณสมบัติความซึมน้ำของตัวกลางมีค่าเท่ากันทุกทิศทาง (isotropic permeability)  $k_x = k_y = k_z$  สามารถเขียนให้อยู่ในรูปสมการ Laplace ได้ดังสมการที่ (27)

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = 0 \quad (27)$$

ในกรณีคุณสมบัติค่าความซึมมีค่าไม่เท่ากันทุกทิศทาง (anisotropic permeability)  $k_x \neq k_y \neq k_z$  จะได้สมการการไหลซึมดังสมการที่ (28)

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x_T^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y_T^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z_T^2} = 0 \quad (28)$$

$$\text{เมื่อ } x_T = \frac{x}{\sqrt{k_x}}, y_T = \frac{y}{\sqrt{k_y}}, z_T = \frac{z}{\sqrt{k_z}}$$

## 2. โครงข่ายการไหล (Flownet)

Flownet คือผลเฉลยของสมการ Laplace แสดงอยู่ในรูปของกลุ่มเส้นโค้ง 2 ชุดตั้งฉากซึ่งกันและกัน ชุดแรกแสดงทิศทางการไหลของน้ำเรียกว่า Flow Lines ชุดที่ 2 แสดงศักย์ของน้ำรวมเรียกว่า Equipotential Lines ซึ่งมีคุณสมบัติเฉพาะของเส้นโค้งดังนี้

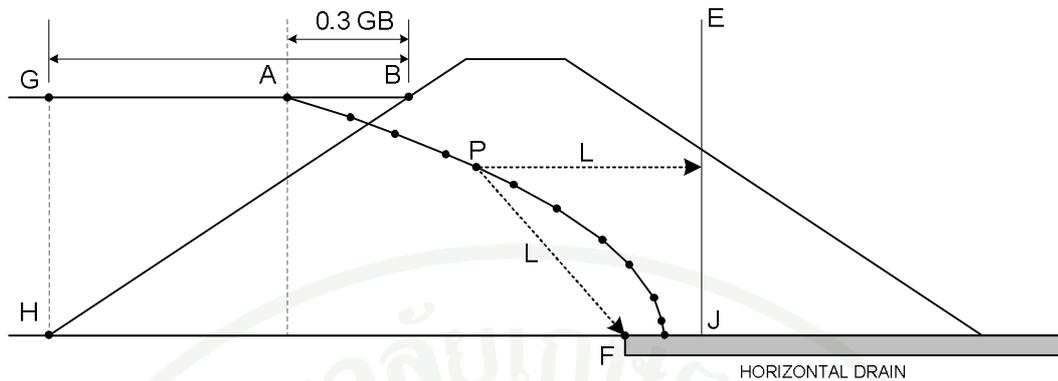
- Flow Lines และ Equipotential Lines จะตัดกันเป็นมุมฉาก
- รูปร่างที่เกิดจากการตัดกันของเส้นโค้งทั้ง 2 ชุดจะเกิดเป็นโครงข่ายการจัตุรัสด้านโค้งโดยประมาณ
- เส้น Flow Lines จะขนานและไม่ตัดกัน
- เส้น Equipotential Lines จะไม่มีการพบกัน

Cedergren (1977) แบ่งชนิดของโครงข่ายการไหลซึมเป็น 2 ประเภท คือ

Confined Flow คือการไหลซึมผ่านตัวกลางที่ทราบขอบเขต (boundary) ที่อิ่มตัวด้วยน้ำได้ชัดเจน เช่นการไหลซึมผ่านฐานรากของเขื่อนคอนกรีต การไหลลอดใต้กำแพงที่บน้ำ

Unconfined flow คือการไหลซึมผ่านตัวกลางที่ไม่ทราบขอบเขตที่อิ่มตัวด้วยน้ำที่ชัดเจน เช่นการไหลผ่านตัวเขื่อนดินหรือตัวกลางพรุน ในวิธีการวิเคราะห์ Flownet โดยวิธีการเขียนด้วยมือ ต้องมีการประมาณตำแหน่งเส้น top flow line ซึ่งเป็นขอบเขตการไหลที่อิ่มตัวด้วยน้ำในตัวกลางโดยวิธีของ Casagrande (1937) ซึ่งทำการทดลองและสำรวจในสนาม พบว่ามีลักษณะใกล้เคียงกับเส้นกราฟพาราโบลา ดังภาพที่ 30 ซึ่งมีวิธีการดังต่อไปนี้

- หาค่าแห่งจุด A จากจุด B ที่  $AB = 0.3 GB$
- หาค่าแห่งจุด F ที่ Last Equipotential Line และ Bottom Lines ตัดกัน
- วัดระยะระหว่างจุด AF กำหนดให้มีค่าเท่ากับระยะจากจุด A ถึงแกน EJ ที่สมมุติขึ้นมาในแนวตั้ง
- หาจุดใดๆ บนกราฟพาราโบลา โดยจุดตัดระหว่างรัศมี L จากจุดศูนย์กลาง F กับ ระยะ L ในแนวราบที่วัดจากแกน EJ



ภาพที่ 29 การเขียนเส้นผิวน้ำด้วยวิธีของ Casagrande

ที่มา: วรากร (2542)

อัตราการไหลซึม (seepage quantity) จะทำการคำนวณได้จากโครงข่ายการไหลซึม ช่องว่างระหว่าง Flow Lines เรียกว่า Flow Channel ซึ่งจะมีอัตราการไหลที่เท่ากันในช่วงระหว่าง Equipotential Lines เดียวกัน จากกฎของ Darcy จะได้สมการที่ (29)

$$\Delta Q = kiA = k \frac{\Delta h}{l_f} l_e \quad (29)$$

เมื่อรวมปริมาณน้ำที่ไหลจาก Flow Channel ทั้งหมดของพื้นที่การไหลจะได้อัตราการไหลซึมรวมดังสมการที่ (30)

$$Q = \sum_1^{N_f} \Delta Q = N_f k \frac{h}{N_e} \frac{l_e}{l_f} \quad (30)$$

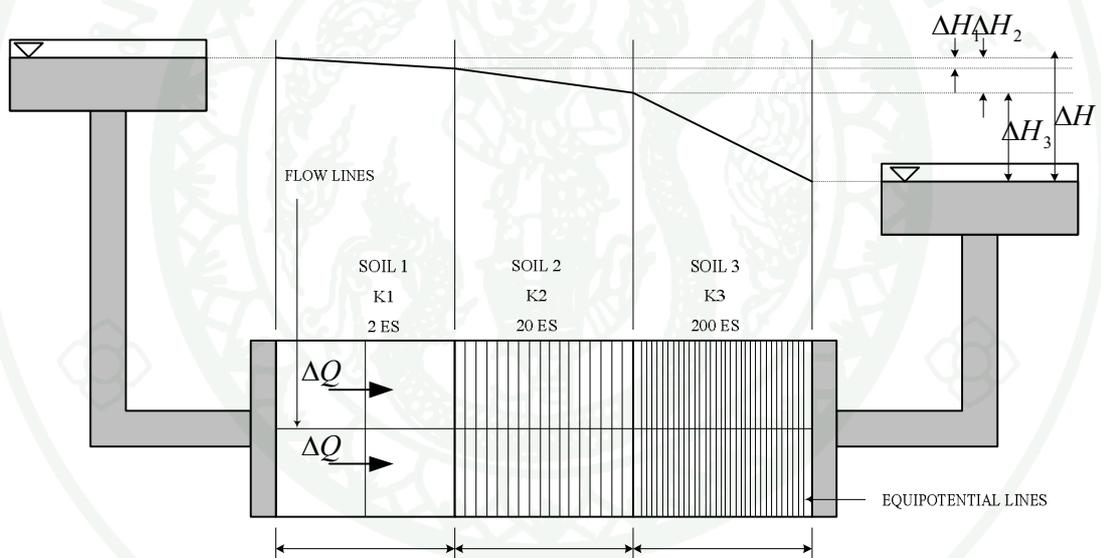
Flow Channel เป็นพื้นที่จัตุรัสโค้ง (curvilinear square) ซึ่ง  $l_e \approx l_f$  ดังนั้นจะได้สมการที่ (31)

$$Q = kh \frac{N_f}{N_e} \quad (31)$$

### 3. การไหลซึมผ่านวัสดุไม่เป็นเนื้อเดียวกัน (non-homogeneous)

การไหลซึมภายในตัวเขื่อนที่แบ่งเป็นส่วน ค่าความชื้นน้ำจะแตกต่างกัน ซึ่งแนวในการเปลี่ยนตัวกลางจะมีทั้งในแนวนอน แนวตั้งและแนวเอียง แต่อย่างไรก็ตามค่าการไหลซึมยังคงเป็นไปตามกฎความต่อเนื่อง

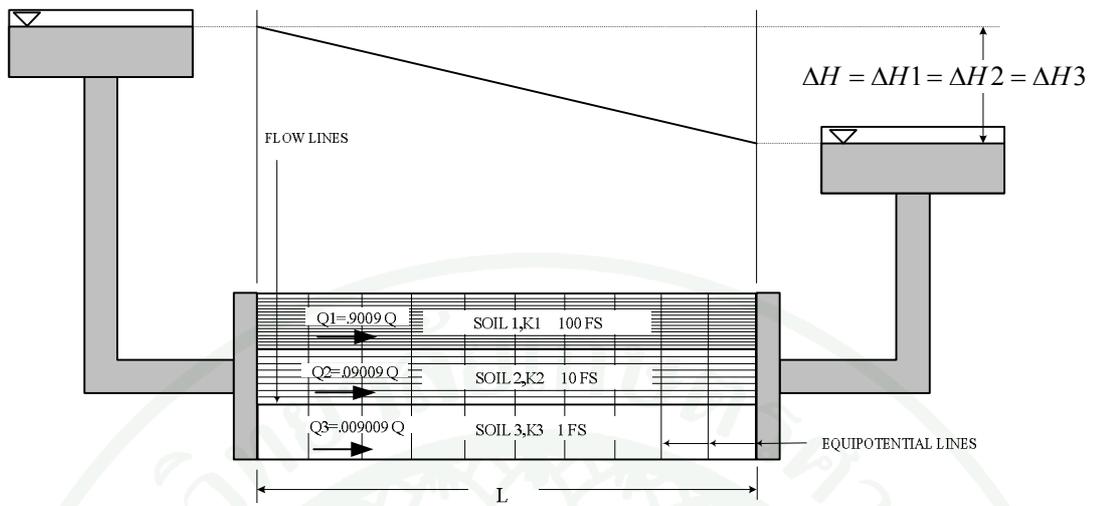
การไหลซึมในแนวราบผ่านตัวกลางที่แตกต่างกันในแนวตั้งฉากกัน อัตราการไหลซึมที่ผ่านชั้นดินทั้ง 3 ชนิดจะมีค่าเท่ากัน แต่การสูญเสียศักย์ของน้ำทั้งหมดจะเท่ากับผลรวมของศักย์น้ำที่สูญเสียในตัวกลางแต่ละชนิด พบว่าค่าการสูญเสียศักย์ของน้ำจะมากในตัวกลางที่มีค่าความชื้นน้ำต่ำดังภาพที่ 30



ภาพที่ 30 โครงข่ายการไหลของดินที่ไม่เป็นเนื้อเดียวกันในแนวราบ

ที่มา: วรากร (2542)

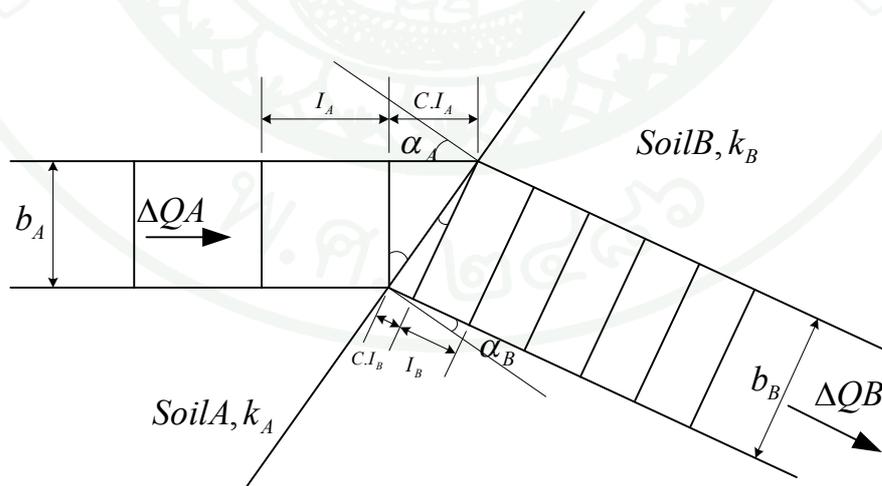
การไหลซึมผ่านตัวกลางที่แตกต่างกันในแนวนานกับแนวทางการไหล การสูญเสียศักย์ของน้ำในตัวกลางที่ต่างกันจะมีค่าเท่ากัน อัตราการไหลซึมที่ผ่านตัวกลางทั้งหมดจะเท่ากับผลรวมของอัตราการไหลผ่านตัวกลางแต่ละชนิด และพบว่าปริมาณน้ำส่วนใหญ่จะไหลซึมผ่านชั้นดินที่มีค่าความชื้นน้ำสูง ดังภาพที่ 31



ภาพที่ 31 โครงข่ายการไหลของตัวกลางที่ไม่เป็นเนื้อเดียวกันในแนวดิ่ง

ที่มา: วรากร (2542)

การไหลซึมผ่านตัวกลางที่มีการเปลี่ยนแปลงไม่แนวเอียง จะเกิดการหักเหของมุมต่างกันในแต่ละตัวกลาง ซึ่งค่ามุมหักเหนี้มีความสัมพันธ์กับค่าความซึมน้ำของตัวกลางนั้นๆ ดังภาพที่ 32

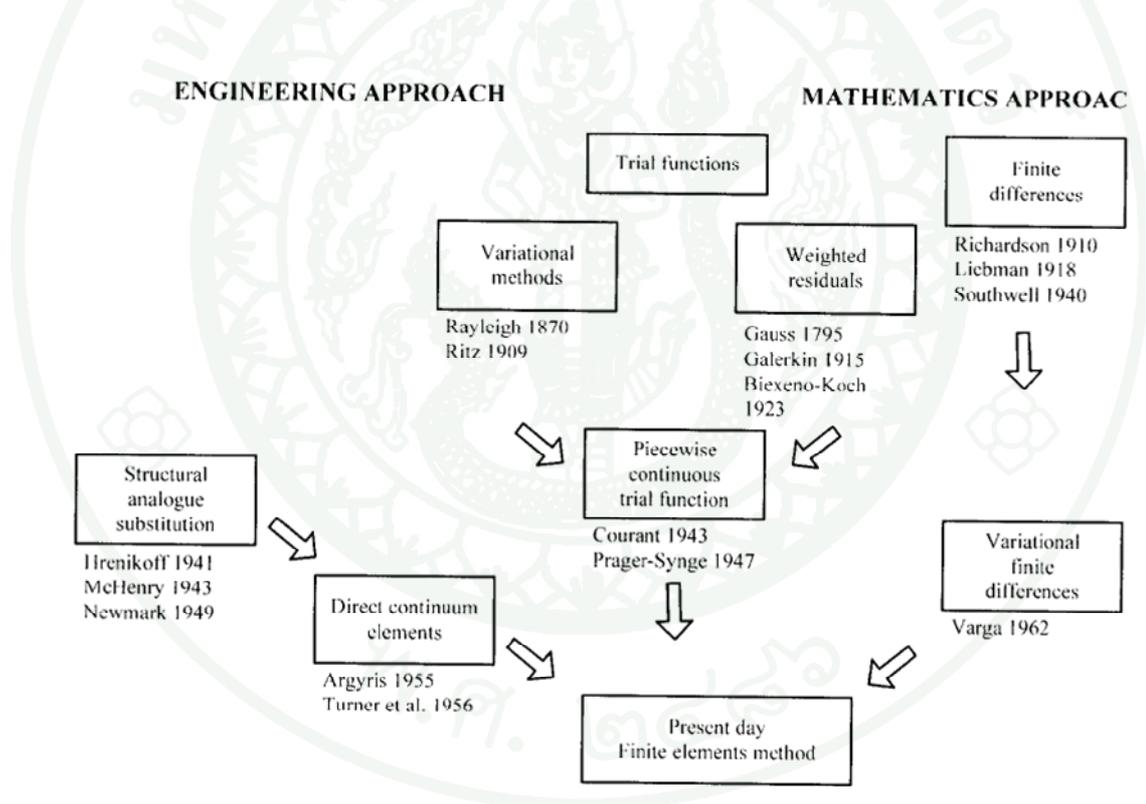


ภาพที่ 32 การหักเหของโครงข่ายการไหลซึมของดินที่ไม่เป็นเนื้อเดียวกัน

ที่มา: วรากร (2542)

## การวิเคราะห์การไหลซึมโดยวิธี Finite Element Method

การวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมเริ่มต้นขึ้นในปี ค.ศ. 1941 โดย Hrenikoff นำวิธีการแก้ไข ปัญหาทางคณิตศาสตร์มาใช้ประยุกต์ในงานทางวิศวกรรม ในช่วงยุคแรกเป็นการใช้การวิเคราะห์ ปัญหาทางด้านกลศาสตร์ของแข็งและโครงสร้างทางวิศวกรรม ซึ่งเป็นปัญหาที่ใช้สมการเชิงอนุพันธ์ (Differential Equation) ควบคุมไว้ และเริ่มใช้อย่างแพร่หลายในช่วง 20 ปีที่ผ่านมา ประกอบกับการพัฒนาการทางเทคโนโลยีคอมพิวเตอร์ที่รวดเร็ว จึงพัฒนาองค์ความรู้อย่างแพร่หลายในงานทางวิศวกรรมที่กว้างขวางมากขึ้น เช่น การประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์ปัญหาการไหลซึม การวิเคราะห์การถ่ายเทความร้อนและการวิเคราะห์การสั่นไหว เป็นต้น การพัฒนาการวิเคราะห์ทางคณิตศาสตร์ในงานวิศวกรรมเป็นดังภาพที่ 33



ภาพที่ 33 ลำดับขั้นตอนการพัฒนาวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

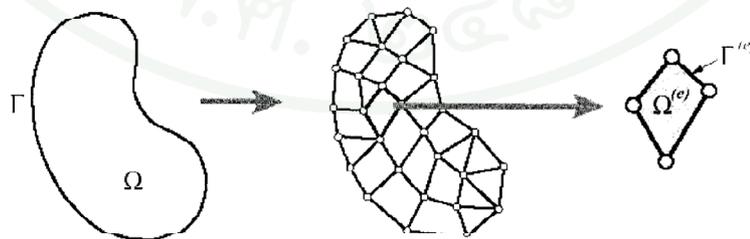
ที่มา: Zienkiewicz and Taylor (1989)

วิธีการวิเคราะห์ในเชิงตัวเลขที่ใช้กันมี 2 เทคนิควิธี คือ วิธีผลต่างอันตะ (Finite Difference Method, FDM) ซึ่งประยุกต์ใช้กับปัญหาทางวิศวกรรมที่เกี่ยวข้องกับสมการเชิงอนุพันธ์และวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method, FEM) ซึ่งเหมาะกับการแก้ปัญหาทางด้านกลศาสตร์ของแข็ง คำว่า ไฟไนต์เอลิเมนต์ปรากฏครั้งแรกในปี ค.ศ. 1960 โดย Clough (Zienkiewicz and Taylor, 1989) และในปัจจุบัน วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นที่นิยมใช้กับปัญหาทางด้านวิศวกรรมในสาขาต่างๆ เนื่องจากสามารถวิเคราะห์ปัญหาที่มีเงื่อนไขซับซ้อนได้เป็นอย่างดี

Desai and Christian (1977) ได้สรุปขั้นตอนของวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เป็น 5 ขั้นตอนดังต่อไปนี้

### 1. การแบ่งชิ้นส่วนปัญหาที่พิจารณา (Element Discretization)

เป็นการแบ่งขอบเขตและรูปร่างของปัญหาที่พิจารณาหาผลลัพธ์ออกเป็นชิ้นส่วนเล็กๆ ที่เรียกว่า อิลิเมนต์ (Element) ซึ่งรวมกันเป็นโครงข่าย (Mesh) ซึ่งมีจุดต่อ (Node) ยึดกันระหว่างอิลิเมนต์ ในการแบ่งชิ้นส่วนจะต้องกำหนดค่าขอบเขตของปัญหาซึ่งในความเป็นจริงอาจมีความซับซ้อน จึงต้องทำการปรับให้อยู่ในรูปแบบที่เรียบง่าย การแบ่งชิ้นส่วนในปัญหา 2 มิติจะใช้สามเหลี่ยม (Triangle) และสี่เหลี่ยม (Quadrilateral) มีพื้นที่ของปัญหาเป็น  $\Omega$  และมีขอบเขตของปัญหาเป็น  $\Gamma$  ซึ่งจะมีจุดต่อ (Node) ควบคุมลักษณะรูปร่างของชิ้นส่วน กรณีที่จุดต่ออยู่ตำแหน่งเฉพาะที่มุม (Corner Nodes) ด้านของรูปเหลี่ยมจะถูกควบคุมลักษณะเป็นเส้นตรง ส่วนกรณีที่มีตำแหน่งจุดต่อเพิ่มที่กลางเส้นหรือกึ่งกลางด้าน (Mid-side Nodes) ด้านของรูปเหลี่ยมจะถูกควบคุมลักษณะเป็นเส้นโค้งได้ ดังภาพที่ 34

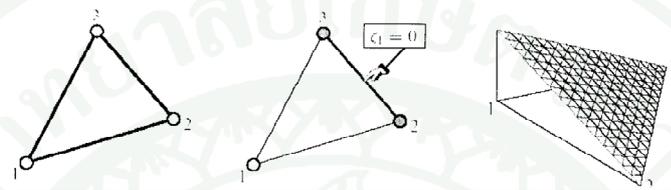


ภาพที่ 34 การแบ่งพื้นที่ของปัญหาให้เป็นอิลิเมนต์

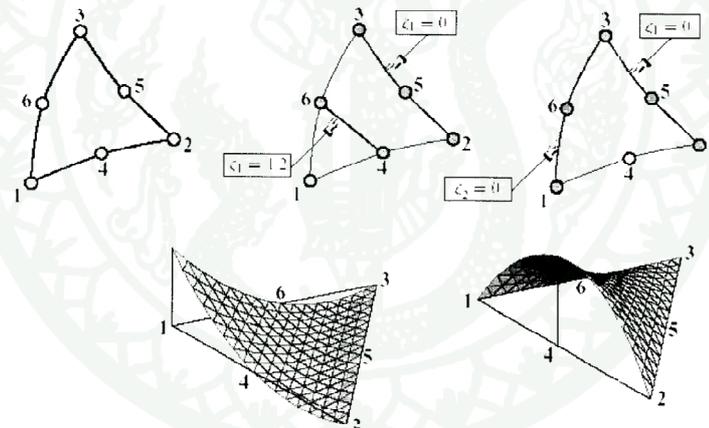
ที่มา: Reddy (1993)

## 2. การเลือกฟังก์ชันประมาณ (Choice of Shape function)

การเลือกฟังก์ชันประมาณเป็นการสมมุติฟังก์ชันประมาณตัวแปรไม่ทราบค่าในเทอมของตำแหน่งจุดต่อ ซึ่งจะมีลักษณะเป็นได้ทั้งเชิงเส้นตรงหรือเส้นโค้ง ก็ได้ ขึ้นอยู่กับชนิดของอิเลเมนต์ ดังแสดงในภาพที่ 35



(ก) แบบ Linear



(ข) แบบ Quadratic

ภาพที่ 35 ฟังก์ชันการประมาณภายในอิเลเมนต์

ที่มา: Reddy (1993)

ตัวแปรไม่ทราบค่าที่จุดต่อทั้ง 3 ของอิเลเมนต์กำหนดให้มีค่าเป็น  $\phi_1$ ,  $\phi_2$  และ  $\phi_3$  การกระจายของตัวแปรไม่ทราบค่าบนอิเลเมนต์นี้สามารถเขียนเป็นฟังก์ชันการประมาณให้อยู่ในรูปทั่วไปได้ดังสมการที่ (32)

$$\phi(x, y) = N_1(x, y)\phi_1 + N_2(x, y)\phi_2 + N_3(x, y)\phi_3 \quad (32)$$

เมื่อ  $N_i(x, y)\phi_i$  โดย  $i = 1, 2, 3$  เป็นฟังก์ชันประมาณ

### 3. การสร้างสมการอิลิเมนต์ (Element Equation)

การสร้างสมการอิลิเมนต์เพื่อหาคุณสมบัติของอิลิเมนต์ (Stiffness หรือ Discretized Matrix,  $[K]$ ) ซึ่งมีวิธีการในการหาหลายวิธี เช่น วิธีการรวมสมการโดยตรง (Direct Stiffness Method) วิธีการแปรผัน (Variation Method) และเศษตกค้าง (Weighted Residual Method) และเมื่อได้คุณสมบัติของอิลิเมนต์จะสร้างสมการแสดงความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรไม่ทราบค่าที่จุดต่อ (Nodal Unknown,  $\phi$ ) กับตัวแปรตาม (Dependent Variable,  $Q$ ) เช่น การเคลื่อนตัวกับแรงในโครงสร้าง หรือศักย์ของน้ำรวมกับอัตราการไหลซึมผ่านโครงสร้าง สมการอิลิเมนต์เป็นดังสมการ (33)

$$[K]_{element} \{\phi\}_{element} = \{Q\}_{element} \quad (33)$$

ตัวอย่างสมการของอิลิเมนต์สามเหลี่ยมดังสมการที่ (34)

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix}_{element} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{Bmatrix}_{element} = \begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \end{Bmatrix}_{element} \quad (34)$$

### 4. การประกอบสมการอิลิเมนต์ (Assembly of Element Equations)

การประกอบสมการอิลิเมนต์เป็นการนำสมการของแต่ละอิลิเมนต์มาประกอบกัน และกำหนดเงื่อนไขของขอบเขต (Boundary Equations) ที่ทราบค่า ซึ่งจะได้ระบบสมการ System of Simultaneous Equations) ดังสมการที่ (35)

$$\sum (\text{Element Equation}) \rightarrow [K]_{system} \{Q\}_{system} = \{Q\}_{system} \quad (35)$$

## 5. การแก้สมการเพื่อหาค่าตัวแปรไม่ทราบค่า (Solution)

เมื่อได้ค่าตัวแปรหลักแล้วสามารถนำไปคำนวณหาค่าตัวแปรที่จุดต่ออื่นๆ รองลงไปได้ เช่น ความเครียด อัตราการไหลซึม เมื่อได้ผลเฉลยที่ต้องการแล้ว พิจารณาการลู่เข้า (Convergence) และค่าผิดพลาด (Error) ของค่าตัวแปรเหล่านั้นด้วย

Cook et al. (1989) สรุปว่าปัญหาการไหลซึมเป็น Scalar Field Problem ซึ่งอยู่ในรูป Quasiharmonic Equation ซึ่งสามารถวิเคราะห์ด้วยวิธีการแปรผัน (Variation Formulation) และวิธีเศษตกค้าง (Weighted Residual) เพื่อหาค่าศักย์น้ำรวม (Total Head,  $\phi$ )

ปัญหาการไหลซึมใน 2 มิติมีสมการควบคุมภายในพื้นที่ A เป็นเป็นดังสมการที่ (36)

$$\frac{\delta}{\delta x} \left( k_x \frac{\delta \phi}{\delta x} \right) + \frac{\delta}{\delta y} \left( k_y \frac{\delta \phi}{\delta y} \right) + Q = 0 \quad (36)$$

และมีสภาพขอบเขต (Boundary Condition) ภายในขอบเขต S เป็นดังสมการที่ (37)

$$lk_x \frac{\delta \phi}{\delta x} + mk_y \frac{\delta \phi}{\delta y} - q_B = 0 \quad (37)$$

เมื่อ  $\phi = \phi(x, y)$  = ศักย์น้ำรวม  
 $k_x, k_y$  = คุณสมบัติความซึมของวัสดุ  
 $Q$  = อัตราการไหลซึมในพื้นที่ A  
 $l, m$  = Direction Cosine ที่ออกจากขอบเขต S  
 $q_B$  = อัตราการไหลซึมที่ขอบเขต S

ค่าศักย์น้ำรวมที่จุดต่อในอิลิเมนต์มีค่าประมาณเป็นดังสมการที่ (38)

$$\tilde{\phi} = [N_1 N_2 N_3 \dots N_n] \{\phi_1 \phi_2 \phi_3 \dots \phi_n\}^T = [N] \{\phi_e\}^T \quad (38)$$

เมื่อ  $\tilde{\phi}$  = ค่าประมาณศักย์น้ำรวม

$N$  = ฟังก์ชันการประมาณ

จากวิธีเศษตกค้างของ Galerkin จะได้ตั้งสมการที่ (39)

$$\iint [N]^T \left[ \frac{\delta}{\delta x} \left( k_x \frac{\delta \tilde{\phi}}{\delta x} + k_y \frac{\delta \tilde{\phi}}{\delta y} \right) + Q \right] dx dy = 0 \quad (39)$$

เมื่ออินทิเกรตโดยวิธีแยกส่วน (Integrate by Part) จะได้ตั้งสมการที่ (40) และ (41)

$$\iint [N]^T \left( k_x \frac{\delta \tilde{\phi}}{\delta x} \right) dx dy = - \iint \frac{\delta}{\delta x} [N]^T k_x \frac{\delta \tilde{\phi}}{\delta x} dx dy + \int [N]^T k_x \frac{\delta \tilde{\phi}}{\delta x} l dS \quad (40)$$

$$\iint [N]^T \left( k_y \frac{\delta \tilde{\phi}}{\delta y} \right) dx dy = - \iint \frac{\delta}{\delta y} [N]^T k_y \frac{\delta \tilde{\phi}}{\delta y} dx dy + \int [N]^T k_y \frac{\delta \tilde{\phi}}{\delta y} m dS \quad (41)$$

เมื่อนำสมการที่ (40) และสมการที่ (41) แทนลงในสมการที่ (39) จะได้ตั้งสมการที่ (42)

$$\begin{aligned} & \left[ \iint \left( \frac{\delta}{\delta x} [N]^T k_x \frac{\delta}{\delta x} [N] + \frac{\delta}{\delta y} [N]^T k_y \frac{\delta}{\delta y} [N] \right) dx dy \right] \{ \phi_c \} \\ & = \iint [N]^T Q dx dy + \int [N]^T q_B dS \end{aligned} \quad (42)$$

ซึ่งสามารถเขียนในรูปทั่วไปได้ตั้งสมการที่ (43)

$$[K]_{element} \{ \phi \}_{element} = \{ Q \}_{element} \quad (43)$$

### การวิเคราะห์การไหลซึมด้วยโปรแกรม SEEP/W

โปรแกรม SEEP/W เป็นโปรแกรมการวิเคราะห์แบบจำลองโดยไฟไนต์อีลิเมนต์ ซึ่งจะจำลองการเปลี่ยนแปลงของแรงดันน้ำในวัสดุ ซึ่งสามารถกำหนดลักษณะและคุณสมบัติของวัสดุ โดยแทนด้วยคุณสมบัติของอีลิเมนต์ ได้แก่ ค่าความซึมผ่านของวัสดุ (Permeability, k) และอัตราการไหลซึมของน้ำผ่านวัสดุ (Quantity, Q) สามารถวิเคราะห์ในวัสดุที่อิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturated) หรือไม่

อิ่มตัว (Unsaturated) ก็ได้ สามารถวิเคราะห์การไหลซึมในแบบคงที่ (Steady Flow) หรือไม่คงที่ (Transient Flow) ดังนั้นจึงใช้ในการวิเคราะห์ปัญหาการไหลซึมในทางวิศวกรรมประเภท Confined, Unconfined, การไหลซึมแบบ Infiltration และการยุบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) ได้ (Geo-slope, 1999)

ขั้นตอนในการใช้โปรแกรม SEEP/W แบ่งได้เป็น 3 ขั้นตอนหลัก ได้แก่

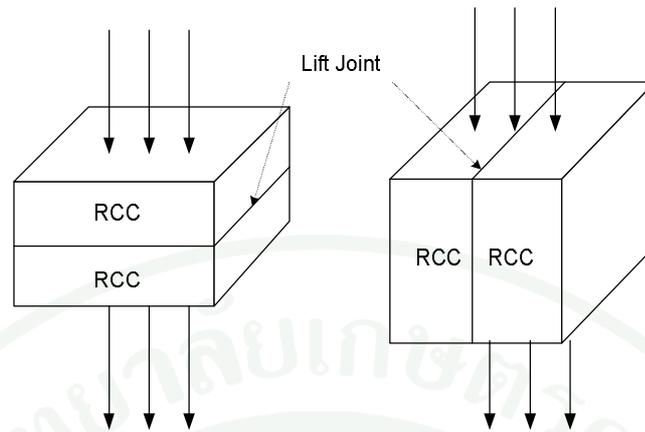
1. การสร้างแบบจำลอง (Define) เป็นขั้นตอนการสร้างแบบจำลองและกำหนดลักษณะพื้นที่การไหลซึมโดยสร้างเป็นโครงข่ายอิลิเมนต์ ซึ่งมี 2 รูปแบบคือ อิลิเมนต์สามเหลี่ยมและอิลิเมนต์สี่เหลี่ยม และกำหนดคุณสมบัติของโครงข่ายอิลิเมนต์ในส่วนต่างๆ เช่น ค่าความชื้นน้ำของวัสดุ เป็นต้น และกำหนดขอบเขตเงื่อนไข (Boundary Condition) ต่างๆ เช่น ศักย์น้ำรวมของระดับน้ำทั้งทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ ศักย์น้ำรวมของแนวผ่านระบายน้ำ และขอบเขตการไหลซึม

2. การประมวลผลวิเคราะห์ผล (Solve) เป็นขั้นตอนการคำนวณหาผลเฉลยของปัญหา ซึ่งเป็นการประมวลผลของโปรแกรมอัตโนมัติ การคำนวณของโปรแกรมจะใช้วิธีของ Galerkin ซึ่งจะได้ผลลัพธ์เป็นค่าศักย์น้ำรวม, ศักย์ความดัน, ความเร็วในการไหล, ความลาดของเส้นระดับน้ำและประมาณการไหล (Seepage Flux)

3. การแสดงผล (Contour) จะแสดงผลการวิเคราะห์ในลักษณะของเส้นชั้นความสูง (Contour) ซึ่งจะแสดงทิศทางการไหล (Vector) ที่ผ่านแต่ละอิลิเมนต์ และอัตราการไหลที่หน้าตัดใดๆ ที่ได้ทำการกำหนดไว้

### การศึกษาการไหลซึมผ่านเขื่อนคอนกรีตบดอัด

Zhu et al. (2009) วิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนคอนกรีตบดอัด โดยการสร้างแบบจำลองและวิเคราะห์โดยวิธี Finite Element เนื่องจาก ค่าการไหลซึมในเขื่อนคอนกรีตบดอัดมีลักษณะไม่เท่ากันในทุกทิศทาง ดังนั้นการสร้างแบบจำลองการไหลซึมผ่านชั้นบดอัด จึงต้องจำลองทั้งในแนวการไหลซึมตั้งฉากและขนานกับชั้นบดอัดเพื่อให้ได้ค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำของคอนกรีตบดอัดแนวตั้ง ( $k_y$ ) และสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำของคอนกรีตบดอัดแนวราบ ( $k_x$ ) ตามลำดับ ดังภาพที่ 36

(ก) แนวตั้งจากชั้นบดอัด ( $k_y$ )(ข) แนวขนานกับชั้นบดอัด ( $k_x$ )

ภาพที่ 36 แบบจำลองการไหลซึมผ่านคอนกรีตบดอัด (RCC) และชั้นบดอัด (Lift Joint)

ที่มา: Zhu et al. (2009)

Zhu et al. (2009) ใช้วิธีการคำนวณเพื่อรวมค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมซึ่งแปลงจากค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมของคอนกรีตบดอัดและ Lift Joint รวมกันตามกฎของ Darcy's Law จากสมมุติฐานการไหลซึมในตัวเขื่อนและรอยต่อเป็นการไหลซึมแบบ Laminar Flow เป็นสมการการไหลซึมรวมแกน  $x$  และ  $y$  ดังสมการ (44) และ (45) ตามลำดับ

$$k_x = \frac{1}{B} \left[ (B - d_s - 2d_f) k_{RCC} + \frac{g}{12v} (2d_f)^3 + d_s k_s \right] \quad (44)$$

$$k_y = \frac{B k_s k_{RCC}}{d_s k_{RCC} + (B - d_s - 2d_f) k_s} \quad (45)$$

เมื่อ  $k_{RCC}$  = สัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่าน RCC ( $m/s$ )

$k_s$  = สัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่าน Lift Joint ( $m/s$ )

$B$  = ระยะห่างระหว่าง Lift Joint ( $m$ )

$2d_f$  = สักย์แรงดันน้ำเทียบเท่า (Hydraulic Equivalent) ( $m$ )

$d_s$  = ความหนาชั้นมอร์ตาร์ ( $m$ )

$$g = \text{ความเร่งโน้มถ่วง (m/s}^2\text{)}$$

$$v = \text{ความหนืดจลน์ของน้ำ (m}^2\text{/s)}$$

จากค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมในแนวแกน x และ y สามารถคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมเทียบเท่า ได้ดังสมการที่ (46)

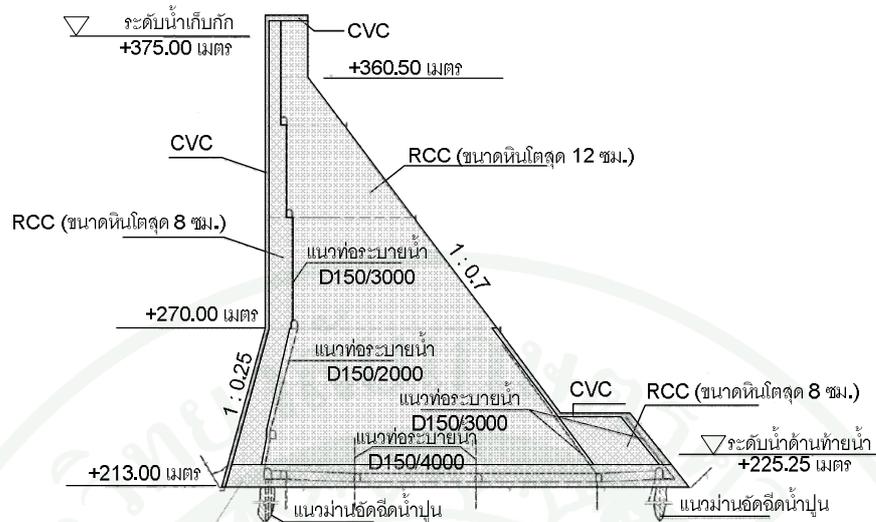
$$[k] = k_y \begin{bmatrix} r \cos^2 \theta + \sin^2 \theta & 0 & \frac{1}{2}(r-1) \sin 2\theta \\ 0 & r & 0 \\ \frac{1}{2}(r-1) \sin 2\theta & 0 & r \cos^2 \theta + \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad (46)$$

เมื่อ  $r = \text{อัตราส่วนสัมประสิทธิ์ความซึมน้ำแนวราบต่อแนวตั้ง } \left(\frac{k_x}{k_y}\right)$

$\theta = \text{มุมระหว่างเส้นทางการไหลกับลาดเขื่อนด้านเหนือ}$

Zhu et al. (2009) ศึกษาการไหลซึมผ่านเขื่อนคอนกรีตบดอัดของเขื่อน Longtan มีความสูง 216 เมตร โดยสร้างแบบจำลองหน้าตัดเขื่อนใน 2 มิติและแบ่งขอบเขตของวัสดุและระบบควบคุมการไหลซึมต่างๆ ดังภาพที่ 37 และค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมในพื้นที่ต่างๆ แสดงดังตารางที่ 6

ตัวอย่างผลการวิเคราะห์ Finite Element แสดงเส้นศักย์แรงดันน้ำภายในตัวเขื่อนกรณีที่กำหนดให้มีโครงสร้างที่บ้น้ำจากฐานรากจนถึงระดับ +305.5 เมตรดังแสดงในภาพที่ 38 และ 39 พบว่าในระดับที่มีโครงสร้างที่บ้น้ำ การไหลซึมภายในตัวเขื่อนจะลดลงและสิ้นสุดที่ท้ายระบายน้ำในตัวเขื่อน เมื่อเปรียบเทียบกับระดับที่ไม่มีโครงสร้างที่บ้น้ำ ซึ่งยังคงไหลซึมผ่านตัวเขื่อนไปถึงลาดท้ายน้ำ



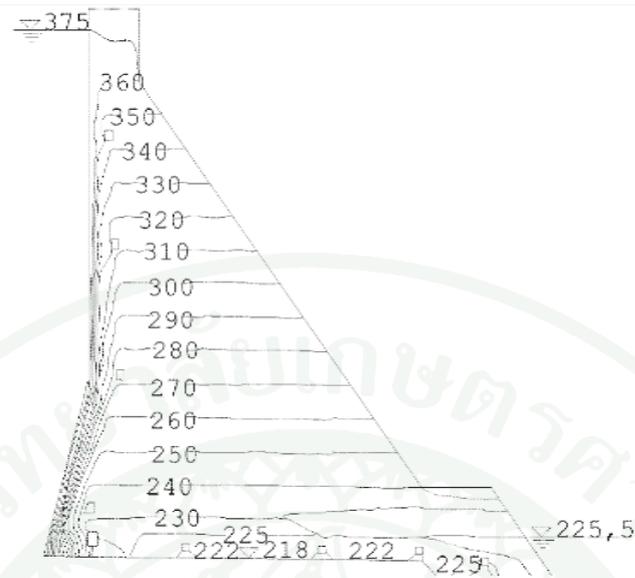
ภาพที่ 37 หน้าตัดเขื่อน Longtan

ที่มา: Zhu et al. (2009)

ตารางที่ 6 ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของคอนกรีตประเภทต่างๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์การไหลซึมของตัวเขื่อน Longtan

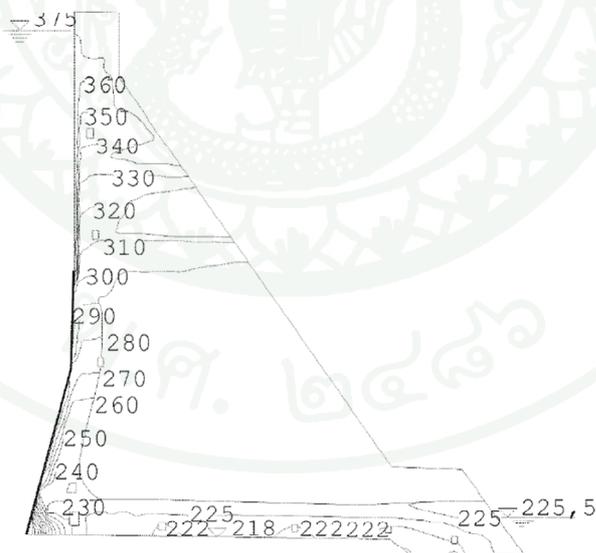
ประเภทของคอนกรีต	ค่า ส.ป.ส. ความซึมผ่าน (ม/วินาที)
การไหลซึมผ่าน CVC	$1.0 \times 10^{-11}$
การไหลซึมผ่าน RCC	$1.0 \times 10^{-11}$
การไหลซึมผ่านรอยต่อชั้นบดอัดของ RCC ในแนวขนานกับทิศทางการไหล ที่ขนาดใหญ่สุดของหิน 8 ซม. ( $k_x$ )	$3.35 \times 10^{-10}$
การไหลซึมผ่านรอยต่อชั้นบดอัดของ RCC ในแนวตั้งฉากกับทิศทางการไหล ที่ขนาดใหญ่สุดของหิน 8 ซม. ( $k_y$ )	$1.0 \times 10^{-11}$
การไหลซึมผ่านรอยต่อชั้นบดอัดของ RCC ในแนวขนานกับทิศทางการไหล ที่ขนาดใหญ่สุดของหิน 12 ซม. ( $k_x$ )	$3.35 \times 10^{-9}$
การไหลซึมผ่านรอยต่อชั้นบดอัดของ RCC ในแนวตั้งฉากกับทิศทางการไหล ที่ขนาดใหญ่สุดของหิน 12 ซม. ( $k_y$ )	$1.0 \times 10^{-11}$

ที่มา: Zhu et al. (2009)



ภาพที่ 38 ผลการคำนวณ Finite Element แสดงเส้นสัณยต์แรงดันน้ำภายในเขื่อน Longtan กรณีไม่มี CVC ที่ลาดด้านเหนือน้ำ

ที่มา: Zhu et al. (2009)



ภาพที่ 39 ผลการคำนวณ Finite Element แสดงเส้นสัณยต์แรงดันน้ำภายในเขื่อน Longtan กรณีที่มี CVC ลาดด้านเหนือน้ำจากฐานรากถึงระดับ +305.5 เมตร

ที่มา: Zhu et al. (2009)

### การศึกษาวิธีการตรวจสอบเขื่อนโดยวิธีดัชนีสภาพ (Condition Index)

ในปี ค.ศ. 1995 USBR ได้พัฒนาวิธีการประเมินความปลอดภัยเขื่อน (Safety Evaluation of Existing Dams, SEED) วัตถุประสงค์เพื่อหาจุดบกพร่องขององค์ประกอบที่มีความเสียหายหรือเสื่อมสภาพ โดยใช้สายตาในการตรวจสอบสภาพที่ผิดปกติ เขียนอธิบายลักษณะสภาพที่ตรวจพบในรูปแบบฟอร์มการตรวจและสรุปออกเป็นรายงานการตรวจสอบเขื่อน วิธีการนี้จะไม่มีการให้คะแนนองค์ประกอบออกมาเป็นตัวเลขเชิงคุณภาพและปริมาณใดๆ แต่จะใช้การเขียนอธิบายสภาพจากการตรวจวัดด้วยสายตาของผู้ทำการตรวจสอบที่มีความรู้ ความชำนาญ และประสบการณ์ ดังนั้นการตัดสินใจในการประเมินความปลอดภัยของเขื่อนจะขึ้นอยู่กับความเชี่ยวชาญและความรู้ของผู้ตรวจโดยตรง วิธี SEED จะใช้ผู้ตรวจสอบอย่างน้อย 1 คน ในการเดินตรวจสอบสภาพภายในบริเวณพื้นที่ตรวจสอบ

ในปี ค.ศ. 1998 USACE ได้วิจัยและพัฒนาวิธีการในการซ่อมแซม, ประเมิน, บำรุงรักษาและแก้ไขปรับปรุง (Repair, Evaluation, Maintenance and Rehabilitation Research Program, REMR) สภาพปัญหาที่เกิดขึ้นเกี่ยวกับโครงสร้างของสิ่งก่อสร้างทั้งหมดที่อยู่ในความดูแลกว่า 600 แห่งที่กำลังจะหมดอายุการใช้งาน โดยมีการพัฒนาและคิดค้นวิจัยเป็นเวลา 14 ปี เริ่มขึ้นในปี ค.ศ. 1984 และสำเร็จในปี ค.ศ. 1998 วิธี REMR นี้เป็นการวิจัยเพื่อการจัดสรรใช้งบประมาณให้เกิดประสิทธิภาพสูงสุดที่ทำให้สิ่งก่อสร้างนั้นมีความปลอดภัยอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ โดยการตรวจสอบจะใช้สายตาและเครื่องมือหรืออุปกรณ์ตรวจสอบประกอบ เช่น การใช้กล้องวิดีโอ สำหรับการตรวจสอบได้น้ำ ผู้ตรวจสอบจะต้องมีความรู้ในเรื่องที่ตรวจสอบ และให้คะแนนสภาพขององค์ประกอบต่างๆ ซึ่งกำหนดให้มีคะแนนเรียงลำดับตามสภาพตั้งแต่ 0 คะแนน (สภาพแย่มาก ต้องการการซ่อมแซม) จนถึง 100 คะแนน (สภาพดี สมบูรณ์) และมีการแบ่งคะแนนเป็น 3 ส่วน ส่วนที่ 1 คะแนนช่วงระหว่าง 70 – 100 หมายถึง สภาพและการทำงานของเขื่อนอยู่ในสภาพปกติซึ่งต้องการการบำรุงรักษาตามการตรวจสอบสภาพตามการบำรุงรักษาปกติ ส่วนที่ 2 คะแนนอยู่ระหว่าง 40 - 69 หมายถึง สภาพปานกลางและหน้าที่ผิดปกติ ต้องการการเตือน เพราะอยู่ช่วงการเชื่อมต่อ (Transition) ซึ่งต้องการการบำรุงรักษาอย่างมาก และการซ่อมแซมส่วนที่เสียหาย และส่วนที่ 3 คะแนนอยู่ระหว่าง 0 - 39 สภาพอยู่ในสภาวะชำรุดต้องการการบำรุงรักษาทันทีทันใด วิธีนี้ไม่มีวิธีการให้น้ำหนักขององค์ประกอบ วิธีการตัดสินใจถึงความปลอดภัยจะใช้คะแนนเป็นเกณฑ์แสดงรายละเอียดดังตารางที่ 7

ตารางที่ 7 ระดับดัชนีสภาพของวิธี REMR

Zone	Condition Index	Condition Description	Recommended Action
1	85 to 100	Excellent: No noticeable defects. Some aging or wear may be visible.	Immediate action is not required.
	70 to 84	Good: Only minor deterioration or defects are evident.	
2	55 to 69	Fair: Some deterioration or defects are evident, but function is not significantly affected.	Economic analysis of repair alternative is recommended to determine appropriate action.
	40 to 54	Marginal: Moderate deterioration. Function is still adequate.	
3	25 to 39	Poor: Serious deterioration in at least some portions of the structure. Function is inadequate.	Detailed evaluation is required to determine the need for repair, rehabilitation, or reconstruction. Safety evaluation is recommended.
	10 to 24	Very Poor: Extensive deterioration. Barely functional.	
	0 to 9	Failed: No longer functions. General failure or complete failure of a major structural component.	

ที่มา: USACE (1996)

ระบบ REMR นี้แสดงผลการประเมินความปลอดภัยของเขื่อนออกมาในรูปของค่าดัชนีที่วัดสภาพดังนั้นก็จึงเรียกในอีกชื่อว่า ระบบดัชนีสภาพ (Condition Index System, CI) ระบบ CI มีขั้นตอนหลักในการประเมินดังต่อไปนี้

1. การจัดจำแนกองค์ประกอบของสิ่งก่อสร้าง แบ่งเป็น 2 แนวทางดังนี้

1.1 การแบ่งสิ่งก่อสร้างขนาดใหญ่ออกเป็นส่วนประกอบขนาดเล็กตามลักษณะทางกายภาพและสามารถวินิจฉัยได้ด้วยสายตาได้ชัดเจน เช่น การแบ่งตัวเชื่อมเป็นองค์ประกอบ สันเชื่อม, ลาดเชื่อมด้านเหนือน้ำ, ลาดเชื่อมด้านท้ายน้ำและระบบระบายน้ำท้ายเชื่อม เป็นต้น

1.2 การแบ่งสิ่งก่อสร้างขนาดใหญ่ออกเป็นองค์ประกอบย่อยตามลักษณะพฤติกรรมความเสียหายหรือกิจกรรมที่เกี่ยวข้องกับความปลอดภัย

2. การกำหนดน้ำหนักความสำคัญขององค์ประกอบเชื่อม เนื่องจากองค์ประกอบในชั้นลำดับเดียวกันนั้น ย่อมมีความสำคัญต่อความปลอดภัยเชื่อมที่แตกต่างกันไป โดยมีหลักการให้ความสำคัญแก่องค์ประกอบใดๆ ดังนี้

2.1 จากสถิติความเสียหายหรือการพิบัติของเชื่อม นำมาใช้ระบุนองค์ประกอบที่เมื่อเกิดความเสียหายได้ง่าย หรือมีการพิบัติบ่อยครั้งกว่า ย่อมมีน้ำหนักความสำคัญมากกว่า

2.2 องค์ประกอบใดที่เมื่อเกิดความเสียหายขึ้นแล้ว ก่อให้เกิดผลสืบเนื่องกระทบต่อองค์ประกอบส่วนอื่น ๆ เกิดความเสียหายตามมา ย่อมมีน้ำหนักความสำคัญมาก

2.3 องค์ประกอบใดเมื่อองค์ประกอบส่วนอื่นๆ ที่สัมพันธ์กันเกิดความเสียหายขึ้นแล้ว ส่งผลให้องค์ประกอบที่พิจารณาถูกพิจารณา ย่อมมีน้ำหนักความสำคัญมาก

2.4 องค์ประกอบใดเมื่อมีข้อพิจารณาทางทฤษฎี แสดงให้เห็นว่าเป็นส่วนสำคัญของตัวเชื่อมโดยรวม ย่อมมีน้ำหนักความสำคัญมาก

โดยการกำหนดน้ำหนักความสำคัญขององค์ประกอบต่างๆ มีอยู่ 2 วิธีหลักๆ ได้แก่ การกำหนดค่าน้ำหนักขององค์ประกอบโดยตรงจากข้อมูลทางสถิติและความเห็นของผู้เชี่ยวชาญทางด้านความปลอดภัยของสิ่งก่อสร้าง อีกวิธีเป็นการคำนวณค่าน้ำหนักความสำคัญจากวิธีเมตริกซ์สหสัมพันธ์ (Interaction Matrix) ของ Hudson (1992) โดยมีสมมุติฐานว่า องค์ประกอบในลำดับชั้นการพิจารณาเดียวกันที่มีความเกี่ยวพันกัน หากเกิดความเสียหายสามารถส่งผลกระทบสืบเนื่องไปยังองค์ประกอบอื่นๆ ได้

3. การกำหนดเกณฑ์ในการให้คะแนนสภาพขององค์ประกอบ โดยการจำแนกลักษณะการชำรุดขององค์ประกอบเป็นระดับชั้นต่างๆ ตามระดับความสมบูรณ์ของสิ่งก่อสร้าง ตั้งแต่ 100 คะแนนสภาพที่มีความสมบูรณ์ จนถึง 0 คะแนน สภาพที่มีความเสียหายมากที่สุดซึ่งจะต้องซ่อมบำรุงโดยเร็ว

4. คำนวณค่าดัชนีสภาพรวมจากลำดับชั้นและให้คะแนนสภาพความสมบูรณ์ (Condition Score, CS) บนฐานของความสมบูรณ์สูงสุด (100 %) นำไปคูณกับค่าน้ำหนักความสำคัญ (Weight) แล้วรวมกันเป็นสภาพความสมบูรณ์ในระดับที่สูงขึ้นมาอีกชั้นหนึ่ง จนสามารถคำนวณหาดัชนีสภาพของตัวเขื่อน โดยรวมได้ดังสมการที่ (47)

$$CI - Dam = CI_1 \times WF_1 + CI_2 \times WF_2 + CI_3 \times WF_3 \quad (47)$$

เมื่อ	CI - Dam	=	ดัชนีสภาพรวม
	CI <sub>i</sub>	=	ดัชนีสภาพขององค์ประกอบใดๆ
	WF <sub>i</sub>	=	ฟังก์ชันถ่วงน้ำหนักขององค์ประกอบใดๆ

ในปี พ.ศ. 2538 ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัย เกษตรศาสตร์ ได้นำวิธีการประเมินสภาพเขื่อนนี้ไปใช้ในการประเมินสภาพของเขื่อนในความดูแลของสำนักงานชลประทานที่ 9 จำนวนทั้งสิ้น 32 เขื่อน โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อการซ่อมแซมและบำรุงรักษาเขื่อนและอาคารประกอบ ด้วยวิธีการนี้ช่วยให้ทางราชการจัดสรรงบประมาณตามสภาพชำรุดหรือความเสียหายให้มีความปลอดภัยอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ ผู้เชี่ยวชาญ วิศวกรและเจ้าหน้าที่ จะเป็นผู้ระบุสภาพความสมบูรณ์ขององค์ประกอบย่อย ของเขื่อนเป็นคะแนนหรือตัวเลข และกำหนดค่าน้ำหนักความสำคัญของแต่ละองค์ประกอบ ทั้งจากข้อมูลทางสถิติ หรือการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างสาเหตุและผลกระทบ (Cause and Effect) ขององค์ประกอบนั้นต่อความเสียหายโดยรวมของตัวเขื่อนเปรียบเทียบกับองค์ประกอบอื่นๆ ที่เรียกว่า Interaction Matrix จากนั้นวิเคราะห์หาค่าดัชนีสภาพของตัวเขื่อน (Condition Index, CI) ที่มีค่าเป็นตัวเลขตั้งแต่ 0 - 100 ความสมบูรณ์ของตัวเขื่อนสามารถจำแนกได้ดังตารางที่ 8

**ตารางที่ 8** การแบ่งชั้นของสภาพความสมบูรณ์ตามดัชนีสภาพ (Condition Index)

ระดับดัชนีสภาพ (CI)	สภาพความสมบูรณ์	คำอธิบาย
85 – 100	ดีเยี่ยม	ไม่ปรากฏความเสียหายที่ชัดเจน แต่อาจพบการสึกหรอตามอายุได้บ้าง
70 – 84	ดีมาก	ปรากฏความเสียหายหรือความเสื่อมสภาพเพียงเล็กน้อย
55 – 69	ดีพอใช้	ปรากฏความเสียหายหรือความเสื่อมสภาพบ้าง แต่ไม่มีผลต่อสภาพการใช้งาน
40 - 54	ปกติ	เสื่อมสภาพปานกลาง มีสภาพการใช้งานเพียงพอภายใต้แรงสูงสุดที่คาดว่าจะเกิดขึ้น
25 – 39	เสียหาย	เสื่อมสภาพอย่างรุนแรงในโครงสร้างบางส่วน การใช้งานอาจไม่เพียงพอภายใต้แรงสูงสุดที่คาดว่าจะเกิด
10 – 24	เสียหายมาก	เสื่อมสภาพรุนแรงอย่างต่อเนื่อง มีสภาพการใช้งานไม่เพียงพอ
0 - 9	พังทลาย	สูญเสียสภาพการใช้งาน เกิดการพังทลายทั่วไป หรือองค์ประกอบที่สำคัญ เกิดการพังทลายภายใต้แรงสูงสุดที่อาจจะเกิด

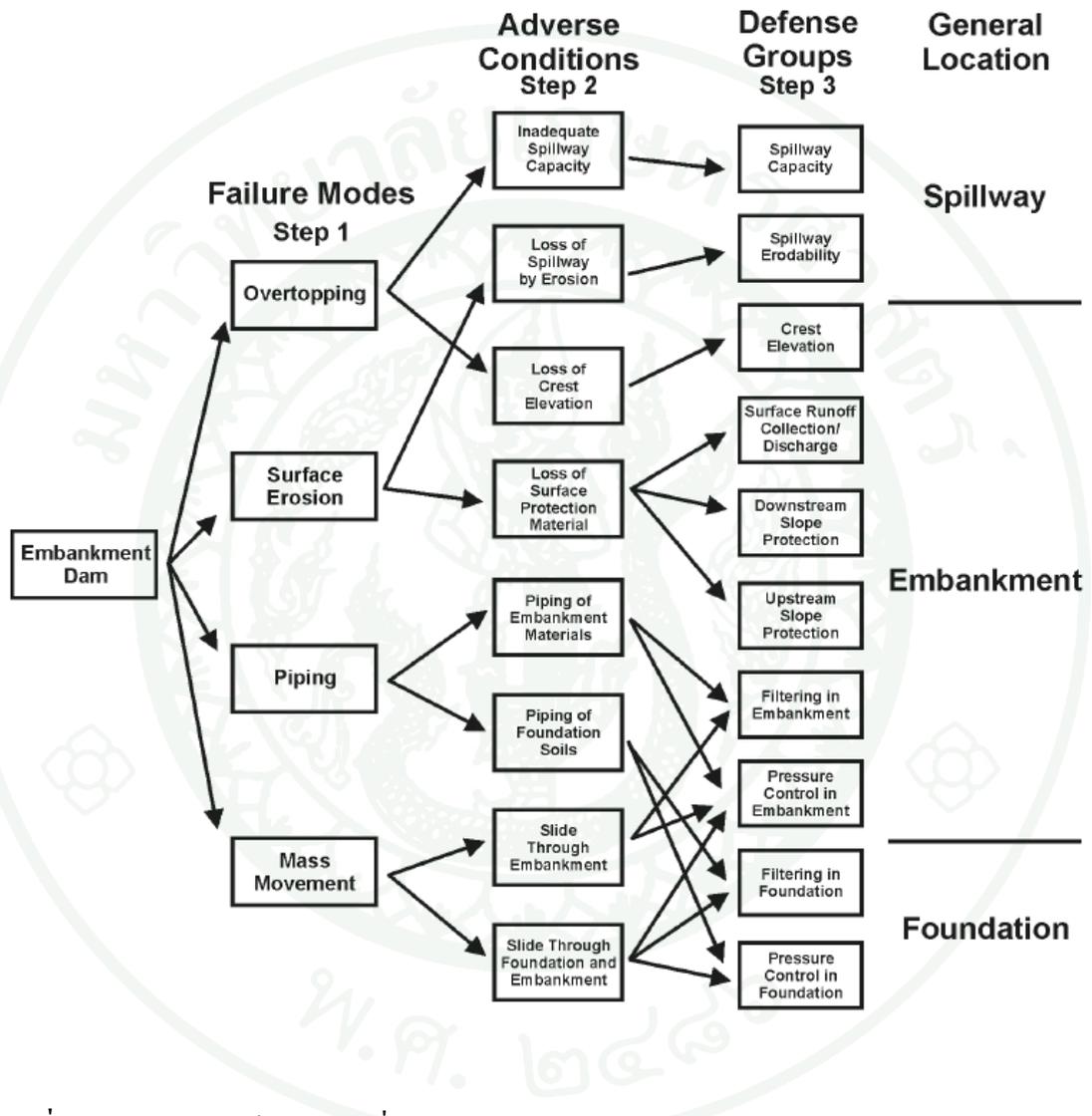
ที่มา: อนุสรณ์ (2542)

#### การศึกษาวิธีการตรวจสอบสภาพความเสี่ยงโดยวิธีดัชนีความเสี่ยง (Risk Index)

ในต่างประเทศการตรวจสอบสภาพเชื่อมด้วยดัชนีสภาพได้พัฒนาอย่างต่อเนื่อง ตั้งแต่ปีค.ศ. 1995 โดย USACE มีวัตถุประสงค์เพื่อการซ่อมแซมและบำรุงรักษาให้องค์ประกอบต่างๆ ของตัวเชื่อมทำหน้าที่ได้ตามจุดประสงค์ (Function-Base) เป็นปกติ ต่อมาได้ปรับปรุงวิธีการวิเคราะห์โดยให้ความสำคัญกับความเสี่ยงยิ่งขึ้น (Risk-Base) เช่น การใช้เครื่องมือการตรวจวัดพฤติกรรมเชื่อมเพื่อวิเคราะห์ความเสี่ยงต่อการพิบัติในรูปแบบต่างๆ

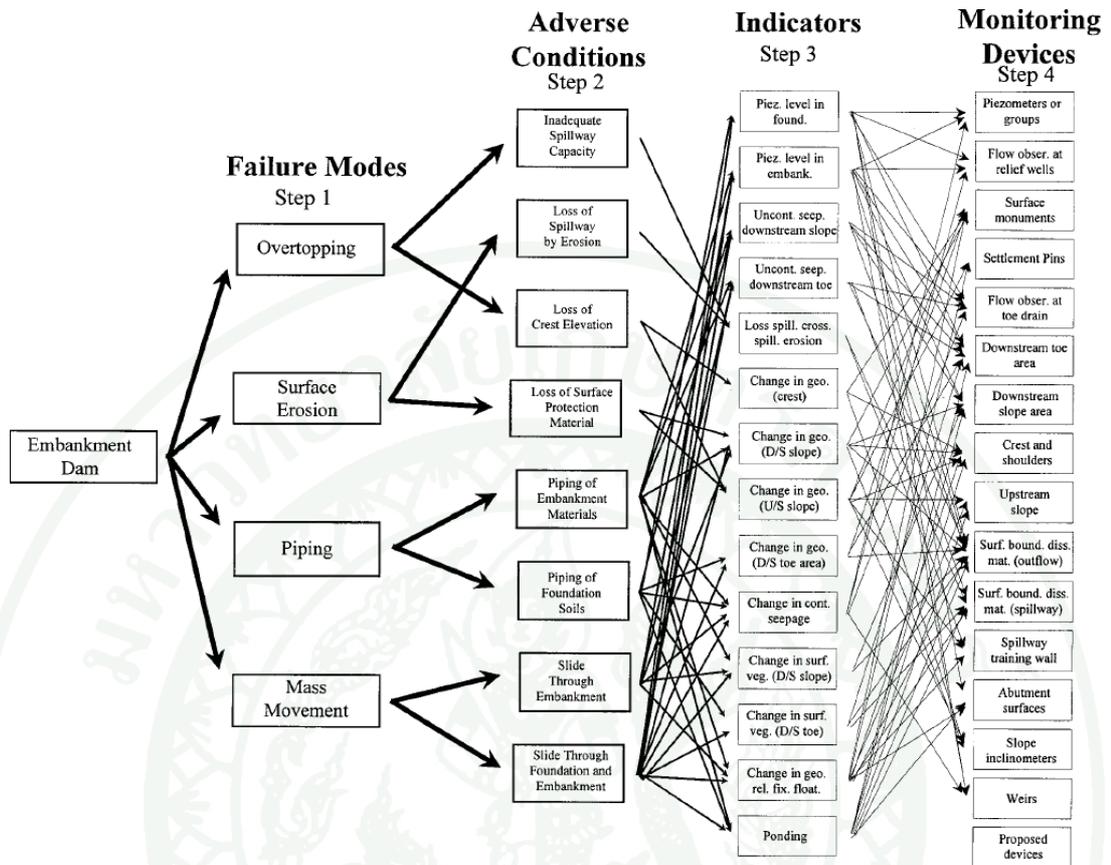
Anderson et al. (1999) ได้สร้างความสัมพันธ์ระหว่างองค์ประกอบของตัวเชื่อม กับรูปแบบการพิบัติเชื่อมให้กับเชื่อมในความดูแลของ USACE ดังแสดงความสัมพันธ์ในภาพที่ 40 และต่อมา Anderson et al. (1999b) ได้เสนอแนะการใช้ความน่าจะเป็นของอันตรายที่นำไปสู่การพิบัติของตัวเชื่อม ในการวิจัยนี้ได้จัดลำดับการบำรุงรักษาและซ่อมแซมองค์ประกอบของเชื่อม จากการตรวจสอบสภาพเชื่อมด้วยเครื่องมือตรวจวัด และได้สร้างความสัมพันธ์ระหว่างเครื่องมือตรวจวัด

(Monitoring Device) หรือองค์ประกอบ กับ ตัวบ่งชี้ความผิดปกติ (Indicator) กับสภาพที่เป็นอันตราย (Adverse Condition) จนถึงรูปแบบของการพิบัติของเขื่อน (Mode of Failure) ดังภาพที่ 41



ภาพที่ 40 ความสัมพันธ์ระหว่างเครื่องมือวัดกับรูปแบบการพิบัติ

ที่มา: Anderson et al. (1999)



ภาพที่ 41 ความสัมพันธ์ระหว่างเครื่องมือวัดกับรูปแบบการพิบัติ

ที่มา: Anderson et al. (1999b)

เครื่องมือหรือองค์ประกอบเชื่อมแต่ละจุดในภาพที่ 41 จะมีค่า Diagnostic Value, DV ที่แสดงความสำคัญขององค์ประกอบนั้นๆ ซึ่ง Anderson et al. ได้ใช้ค่า DV ของแต่ละองค์ประกอบที่ประเมินได้จากข้อมูลเกินกว่า 600 แห่ง และจัดลำดับองค์ประกอบของเชื่อมเพื่อการบำรุงรักษาได้ โดยนำผลมาใช้ร่วมกับการประเมินสภาพเชื่อมด้วยระบบดัชนีสภาพตาม Anderson et al. (1995) และ Diagnostic Value ที่ประเมินได้นี้ดังสมการที่ (48)

$$PR_i = \frac{CI_i^*}{100} \cdot DV_{MD}(i) \tag{48}$$

เมื่อ	$PR_i$	=	Priority ranking of the device i
	$CI_i^*$	=	$1 - CI_i$
	$DV_{MD}(i)$	=	Diagnostic Value of Monitoring Device i

ค่า DV ของแต่ละองค์ประกอบหรือเครื่องมือ มีค่าได้ตั้งแต่ 0 ถึง 1 และ ผลรวมของค่า DV จากองค์ประกอบทั้งหมดเป็น 1 ซึ่งคล้ายกับค่าความสำคัญขององค์ประกอบ (Weighting function) ความสำคัญขององค์ประกอบประมาณเป็นค่า DV ด้วยสมการที่ (49)

$$DV_{MD}(i) = \sum_{j=1}^{n_i} RDV_{MDi}(j) \cdot \left[ \sum_{k=1}^{n_{AC}} RDV_j(k) \cdot P[AC_k | f] \right] \quad (49)$$

เมื่อ	$P[AC_k   f]$	=	ความน่าจะเป็นของการพิบัติ เมื่อเกิดสภาพอันตรายแบบ k
	$RDV_j(k)$	=	Relative Diagnostic Value ของ Indicator j ในสภาพ อันตรายแบบ k
	$n_{AC}$	=	จำนวน สภาพอันตรายทั้งหมดใน Indicator j
	$RDV_{MDi}(j)$	=	Relative Diagnostic Value ของเครื่องมือตรวจวัด i ใน Indicator j
	$n_i$	=	จำนวน Indicator ทั้งหมด

ในปี ค.ศ. 2001 Anderson et al. ได้เสนอวิธีการจัดลำดับเขื่อนเพื่อการซ่อมแซมและบำรุงรักษา ซึ่งพัฒนาจากตรวจสภาพเขื่อนด้วยระบบดัชนีสภาพ สำหรับเขื่อนที่มีขนาดเล็ก โดยเฉพาะ โดยที่ตัวเขื่อนมีความสูงน้อยกว่า 30 เมตร และเขื่อนนั้นไม่มีข้อมูลการก่อสร้างและเครื่องมือตรวจวัดที่เพียงพอ การเรียงลำดับความสำคัญของเขื่อนใช้ตัวแปรทางวิศวกรรมที่เรียกว่า ดัชนีความเสี่ยง (Risk Index) เขื่อนแต่ละแห่งมีความสำคัญต่างกันซึ่งขึ้นอยู่กับความล่อแหลม (Vulnerability) และความเสี่ยงภัย (Hazard) ดังสมการที่ (50)

$$I_{dam} = V \times H \quad (50)$$

เมื่อ	$I_{dam}$	=	ความสำคัญของเขื่อนที่พิจารณา
-------	-----------	---	------------------------------

- V = ความล่อแหลมของเขื่อน  
H = ความเสี่ยงภัยของพื้นที่ท้ายน้ำของเขื่อน

ความล่อแหลมของเขื่อนกำหนดให้เป็นฟังก์ชันของความสูงเขื่อน, ชนิดของเขื่อน, ชนิดของฐานรากเขื่อน, ความจุของอ่าง, อายุ, ที่ตั้งของเขื่อนจากแหล่งแผ่นดินไหว, ขนาดของทางระบายน้ำล้น ดังสมการที่ (51) ซึ่งแต่ละปัจจัยมีเกณฑ์การให้คะแนนตั้งแต่ 0 ถึง 10 ขึ้นอยู่กับตามระดับความเสี่ยง และค่าความปลอดภัยต่อการเคลื่อนพัง ส่วนความเสี่ยงภัยเป็นความเสี่ยงภัยต่อชีวิตและทรัพย์สินเมื่อเขื่อนพิบัติ มีค่าได้ตั้งแต่ 0 ถึง 10 เช่นกัน ดังนั้นความสำคัญของเขื่อนจึงมีค่าได้มากที่สุดเป็น 10,000

$$V = \frac{I_1 + I_2 + I_3 + I_4}{4} \cdot \frac{E_1 + E_2}{2} \cdot \frac{D_1 + D_2}{2} \quad (51)$$

- โดย
- $I_1$  = ความสูงของเขื่อน
  - $I_2$  = ประเภทของเขื่อน
  - $I_3$  = ชนิดของฐานรากเขื่อน
  - $I_4$  = ปริมาณเก็บกักน้ำ
  - $E_1$  = อายุของเขื่อน
  - $E_2$  = แรงแผ่นดินไหว (Seismicity)
  - $D_1$  = ความเพียงพอของทางระบายน้ำล้น
  - $D_2$  = สัดส่วนความปลอดภัยต่อการเคลื่อนตัว

Anderson et al. ได้กำหนดความสำคัญขององค์ประกอบของตัวเขื่อนตามเหตุและผลที่ส่งผลต่อความปลอดภัยของเขื่อนนั้น เรียกว่า ความสำคัญเชิงสัมพัทธ์ (Relative Importance of Condition) ซึ่งหาได้จากสมการที่ (52)

$$RI_j = P[C_j|M_i] \cdot P[M_i|F] \cdot I_{dam} \quad (52)$$

- เมื่อ  $RI_j$  = ความสำคัญเชิงสัมพัทธ์ของสภาพทางกายภาพ j

$$\begin{aligned}
 P[C_j|M_i] &= \text{ความน่าจะเป็นของการพิบัติในรูปแบบการพิบัติแบบ } i \text{ จาก} \\
 &\quad \text{สภาพทางกายภาพ } j \\
 P[M_i|F] &= \text{ความน่าจะเป็นของการพิบัติของเขื่อน ด้วยรูปแบบการพิบัติ} \\
 &\quad \text{แบบ } i \\
 I_{\text{dam}} &= \text{ความสำคัญของเขื่อน}
 \end{aligned}$$

ความสำคัญเชิงสัมพัทธ์ หรือ  $RI$  ระบุถึงความน่าจะเป็นของเหตุการณ์เริ่มต้นที่นำไปสู่ขององค์ประกอบ ณ สภาพใดๆ ซึ่งจะได้จากการประเมินข้อมูล การก่อสร้างเขื่อน การทำงานและพฤติกรรมของเขื่อน เพื่อนำไปหาค่าความน่าจะเป็นของการพิบัติเขื่อนในทั้ง 4 รูปแบบ คือ การล้นข้ามสันเขื่อน การเลื่อนของลาดเขื่อน การเกิดการกัดเซาะภายใน (Piping) และการกัดเซาะของลาดเขื่อน สำหรับค่าความน่าจะเป็นที่มีเงื่อนไขประเมินอย่างเป็นระบบโดยผู้เชี่ยวชาญ ดังสมการที่ (53)

$$P''[M_i|X_i \cap F] = \frac{P[X_i|M_i \cap F] \cdot P[M_i|F]}{\sum_{i=1}^4 P[X_i|M_i \cap F] \cdot P[M_i|F]} \quad (53)$$

เมื่อ

$$\begin{aligned}
 X_i &= \text{เหตุการณ์ที่เกี่ยวข้องเนื่องถึงการพิบัติ ตัวอย่างในตารางที่ 18} \\
 P''[M_i|X_i \cap F] &= \text{ความน่าจะเป็นของการพิบัติรูปแบบ } i \text{ จากเหตุการณ์ } X_i \\
 &\quad \text{และเขื่อนพิบัติ} \\
 P[X_i|M_i \cap F] &= \text{ความน่าจะเป็นที่เกิดเหตุการณ์ } X_i \text{ ในรูปแบบการพิบัติแบบ } i \\
 &\quad \text{และเขื่อนพิบัติ} \\
 P[M_i|F] &= \text{ความน่าจะเป็นของการพิบัติรูปแบบ } i \text{ หากเขื่อนพิบัติ}
 \end{aligned}$$

จากนั้นดำเนินการประเมินสภาพที่บกพร่องขององค์ประกอบ (Condition Function) ซึ่งได้จากการสำรวจและบันทึกลงในแบบฟอร์มการตรวจเขื่อนในทำนองเดียวกันกับวิธีดัชนีสภาพ ค่าสภาพขององค์ประกอบจะมีค่าได้ตั้งแต่ 0 ถึง 10 นำไปหาค่าดัชนีความเสี่ยงของเขื่อน (Risk Index) ในสภาพความบกพร่องระดับนั้นด้วย สมการที่ (54)

$$\text{Risk Index for } j^{\text{th}} \text{ Condition} = RI_j \cdot \frac{10 - CF_j}{10} \quad (54)$$

เมื่อ  $CF_j$  = Condition Function ขององค์ประกอบที่ตรวจสอบ  $j$

สุทธิศักดิ์และคณะ (2550) ได้นำวิธีการตรวจสอบและประเมินความเสี่ยงโดยวิธีดัชนีความเสี่ยงมาพัฒนาและปรับใช้กับเขื่อนดินในประเทศไทยโดยทดลองใช้กับเขื่อนดินของกรมชลประทานจำนวน 3 เขื่อน ที่มีลักษณะที่แตกต่างกันได้แก่ เขื่อนปิดช่องเขาขาด (Saddle dam) ของโครงการเขื่อนขุนด่านปราการชล จังหวัดนครนายก ซึ่งเป็นเขื่อนที่สร้างเสร็จใหม่ เขื่อนแก่งกระเจานของโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาเพชรบุรี เป็นเขื่อนที่มีอายุการใช้งานมาก และเขื่อนปราณบุรีของโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาปราณบุรี จังหวัดประจวบคีรีขันธ์ที่มีอายุการทำงานมาก และมีความผิดปกติที่ชัดเจน โดยพิจารณาองค์ประกอบต่างๆของตัวเขื่อน ได้แก่ ลาดเขื่อนด้านเหนือและท้ายน้ำ, สันเขื่อนและไหล่ทาง, พื้นที่ด้านท้ายน้ำ, อาคารระบายน้ำ, อาคารส่งน้ำและฐานยันเขื่อน โดยมีสมการในการประเมินความเสี่ยงดังสมการที่ (55)

$$RI_i = W_1 \cdot R_1 + W_2 \cdot R_2 + W_3 \cdot R_3 + \dots + W_n \cdot R_n \quad (55)$$

เมื่อ

$RI_i$  = ดัชนีความเสี่ยงของลักษณะการพิบัติใดๆ  
 $W_i$  = น้ำหนักปัจจัยร่วมของสภาพขององค์ประกอบใดๆ  
 $R_i$  = คะแนนของสภาพความเสี่ยงขององค์ประกอบใดๆ

การวิเคราะห์โดยสมการข้างต้นจะพิจารณาลักษณะการพิบัติแบ่งออกเป็น 3 รูปแบบ ได้แก่ การไหลท่วมสันเขื่อน, การกัดเซาะภายในและการเลื่อนไถลของเขื่อน เพื่อให้สามารถประเมินความเสี่ยงของเขื่อนได้อย่างครอบคลุม โดยเขียนสมการการประเมินความเสี่ยงในการพิบัติของเขื่อนรวมได้ดังสมการที่ (56)

$$RIDAM = a \cdot RI_{OT} + b \cdot RI_{PIP} + c \cdot RI_{SLID} \quad (56)$$

เมื่อ

$RI_{OT}$  = ดัชนีความเสี่ยงของลักษณะพิบัติจากการล้นข้ามสันเขื่อน  
 $RI_{PIP}$  = ดัชนีความเสี่ยงของลักษณะพิบัติจากการกัดเซาะภายใน  
 $RI_{SLID}$  = ดัชนีความเสี่ยงของลักษณะพิบัติจากการเคลื่อนตัว

a, b, c = สัมประสิทธิ์ความสำคัญของแต่ละลักษณะการพิบัติ

ในปี ค.ศ. 2006 National Institute for Occupational Safety and Health (NIOSH) ได้ตีพิมพ์วิธีการในการประเมินสภาพเพดานอุโมงค์เหมืองซึ่งอยู่ใต้ชั้นหิน โดยสายตา เรียกว่า The Roof Fall Risk Index (RFRI) เป็นแนวคิดในการตรวจสอบสภาพเพดานซึ่งใช้เป็นตัวบ่งชี้ความเสี่ยงของอุโมงค์ใต้ชั้นหิน โดยการจำแนกกรณีปัญหาต่างๆ ที่เกิดขึ้นของสภาพหลังคาอุโมงค์และองค์ประกอบที่เกี่ยวข้องที่มีปัญหาในพื้นที่จริงออกเป็น 10 กรณี โดยใช้หลักการทางธรณีวิทยา, ทัศนวิสัยและความเค้นและลักษณะโครงสร้างของอุโมงค์เหมืองในการพิจารณา ดังแสดงในภาพที่ 42

ในการตรวจสอบจะแบ่งพื้นที่ที่เป็นสี่เหลี่ยมและในหนึ่งพื้นที่จะกำหนดคะแนนสภาพ (assessment value, AV) ตั้งแต่ระดับ 1,2,3,4 และ 5 เรียงตามระดับสภาพที่มีความเสี่ยงเพิ่มขึ้นตามลำดับ ซึ่งมีนิยามที่ต่างกันในแต่ละกรณี โดยมีคำอธิบายระดับคะแนนดังตารางที่ 9 ในแต่ละกรณีจะมีรูปแบบปัญหาเฉพาะตัวที่แตกต่างกัน ซึ่งได้พิจารณากำหนดค่าน้ำหนักความสำคัญของกรณี โดยในกรณีที่ 4, 5, 6, 7 และ 8 เป็นรูปแบบปัญหาที่เกิดขึ้นที่เพดานโดยตรงจึงกำหนดให้มีค่าน้ำหนักเป็น 2 ในกรณีที่ 9 (ลักษณะผิวเพดาน), กรณีที่ 10 (ความชื้นและการไหลซึม), กรณีที่ 1, 2 และ 3 (ปัจจัยทางด้านธรณี) กำหนดให้มีค่าน้ำหนักเป็น 1

การคำนวณหาค่า RFRI ใช้สมการอย่างง่ายทางคณิตศาสตร์ดังสมการที่ (57)

$$RFRI = \left[ \frac{\sum(AV * W)}{\sum(SV * W)} \right] * 100 \quad (57)$$

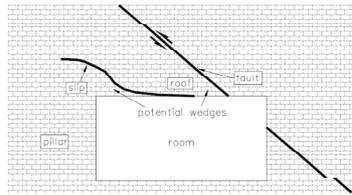
เมื่อ  $AV$  = คะแนนสภาพ (assessment value, AV) ในแต่ละกรณี

$SV$  = จำนวนระดับคะแนน (scaling value,  $SV = 6.0$ )

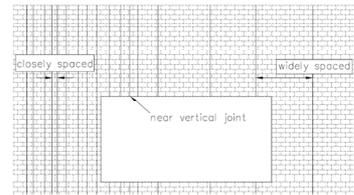
$W$  = น้ำหนักในแต่ละกรณี

เมื่อแทนค่า SV และ W(50) จะได้ดังสมการที่ (58)

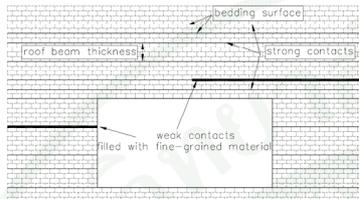
$$RFRI = \sum(AV * W) * 1.11 \quad (58)$$



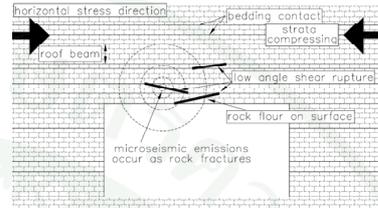
(ก) กรณีที่ 1 Large angular discontinuities



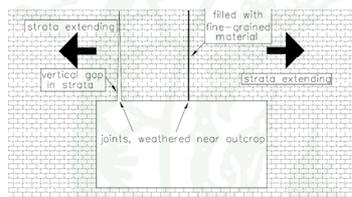
(ข) กรณีที่ 2 Joint Frequency



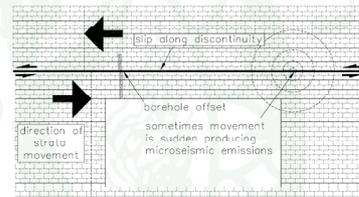
(ค) กรณีที่ 3 Roof layer thickness & bedding contact strength



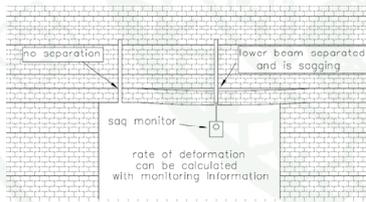
(ง) กรณีที่ 4 Shear rupture surface(s)



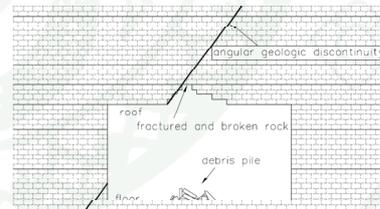
(จ) กรณีที่ 5 Joint separation



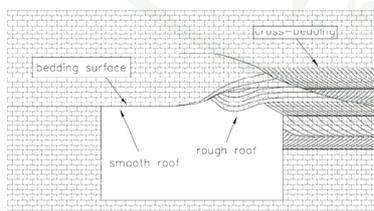
(ฉ) กรณีที่ 6 Lateral strata shifting



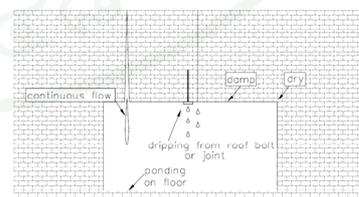
(ช) กรณีที่ 7 Strata separation



(ซ) กรณีที่ 8 Roof rock debris on floor



(ฅ) กรณีที่ 9 Roof shape



(ฉ) กรณีที่ 10 Moisture/Ground water inflow

ภาพที่ 42 สภาพปัญหาภายในอุโมงค์เหมือง 10 กรณี

ที่มา: NIOSH (2006)

ตารางที่ 9 นิยามค่าคะแนนสภาพและค่าน้ำหนักของสภาพปัญหาใน 10 กรณี

Grouping	Category	Parameter	Assessment Value	Weight
Geologic factors	1 – Large discontinuities	None	1	1
		One, strong contact	2	
		One, weak contact	3	
		More than one, strong contact	4	
		More than one, weak contact	5	
	2 – Joint frequency	Unknown	3	1
		None	1	
		Widely spaced (>1m)	2	
		Moderately spaced (0.25 to 1m)	4	
		Closely spaced (<0.25m)	5	
	3 – Roof layer and bedding contact strength	Unknown	3	1
		Massive (>1m layer)	1	
		Strong bedding contacts in immediate roof (0 to 3m)	2	
		Weak bedding contact(s) in immediate roof (0 to 3m)	3	
		Rock layer 0.25m to 1m with weak bedding contact(s)	4	
Thin layer (<0.25m) with strong bedding contact(s)		4		
Thin layer (<0.25m) with weak bedding contact(s)		5		
Mining induced failures	4 – Shear rupture surface	None	1	2
	Small shear (cutter < 1m)	Small shear (cutter < 1m)	3	
		Large shear (cutter > 1m)	5	
		Unknown	3	
	5 – Joint separation	None	1	
Noticeable or measurable		5		
Unknown		3		

## ตารางที่ 9 (ต่อ)

Grouping	Category	Parameter	Assessment Value	Weight	
Mining induced failures	6 – Lateral strata shifting	None	1	2	
		< 2cm of offset or partial vertical drill hole offset	3		
		> 2cm of offset or complete vertical drill hole offset	5		
		Unknown	3		
	7 – Strata separation	None	1	2	
		Slight (barely detectable)	3		
		Significant (>0.5m)	5		
		Unknown	3		
	Roof profile on floor	8 – Roof rock debris	None	1	2
			Slight (widely spaced)	2	
Moderate			4		
Significant (continuous)			5		
Unknown		3			
9 – Roof shape		Smooth	1	1	
		Intermediate	3		
	Rough	5			
Moisture factors	10 – Moisture/ground water inflow	None	1	1	
		Damp roof	2		
		Drippers	4		
		Steady flow	5		
		Unknown	3		

ที่มา: NIOSH (2006)

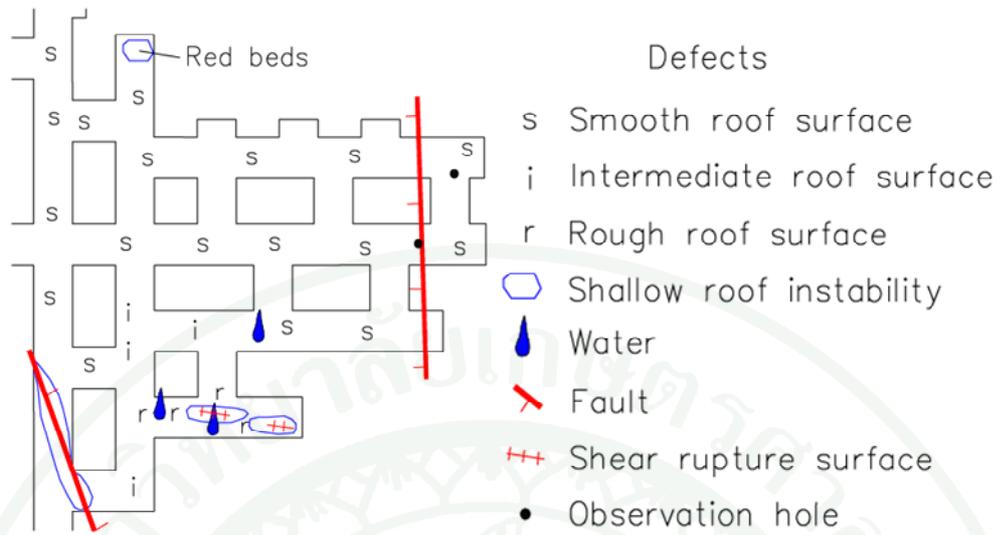
จากตารางที่ 9 เมื่อรวมค่า RFRI ในแต่ละพื้นที่แล้ว จะพิจารณาปรับค่าจากเครื่องมือวัดที่ติดตั้ง ในพื้นที่ที่ตรวจสภาพ 2 ประเภท ได้แก่ เครื่องมือวัด Microseismic activity ซึ่งเป็นเครื่องมือวัดสภาพเนื้อวัสดุในอุโมงค์โดยการส่งและรับคลื่นสั้นสะท้อน และ เครื่องมือวัด Roof

deformation rate ซึ่งเป็นเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวระหว่างรอยแยกในพื้นที่ที่มีรอยแยกที่ห่างกันมาก

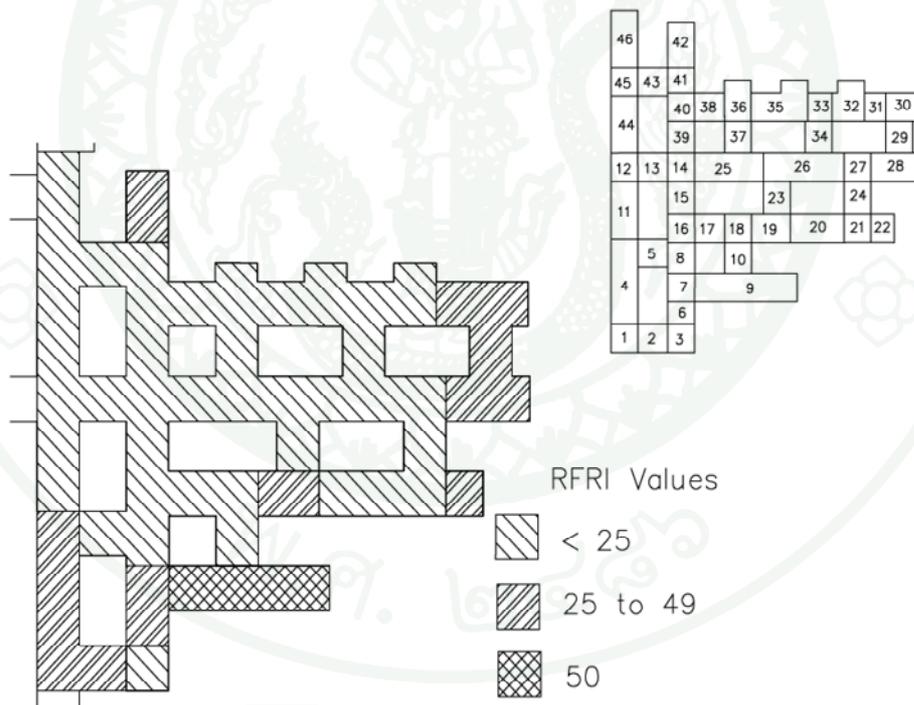
NIOSH (2006) ได้ทำการตรวจสอบสภาพอุโมงค์เหมือง 2 แห่ง โดยการจำลองสภาพในแผนที่และจำแนกกรณี เมื่อคำนวณค่า RFRI แล้ว ได้ผลการตรวจสอบและการประเมินความเสี่ยงของอุโมงค์แห่งที่ 1 และ 2 เป็นดังภาพที่ 43 และ 44 ตามลำดับ

ในการสำรวจอุโมงค์ในพื้นที่ที่ 2 พบว่าแนวการวางตัวของอุโมงค์มีทิศทางหักเหเป็น 2 รูปแบบจึงแบ่งการพิจารณาเป็น 2 ช่วงคือ Design A และ Design B ตามภาพที่ โดยในแต่ละช่วงใช้ทิศทางในการพิจารณาประกอบด้วยทิศทางหลัก (heading) และทิศทางตัดขวาง (crosscut) ในการแสดงผล RFRI จึงแสดงใน 3 รูปแบบ คือ ค่าเฉลี่ยในแนวทิศทางหลัก (heading), ค่าเฉลี่ยในทิศทางตัดขวาง (crosscut) และค่าเฉลี่ยรวมซึ่งเป็นการรวมในลักษณะ 3 แยก (3 intersection)

หลังจากการวิเคราะห์หาค่า RFRI แล้วจึงประเมินผลการวิเคราะห์โดยจัดลำดับความสำคัญในแต่ละกรณีโดยเทียบค่า RFRI เป็นเปอร์เซ็นต์ ดังแสดงในภาพที่ 45



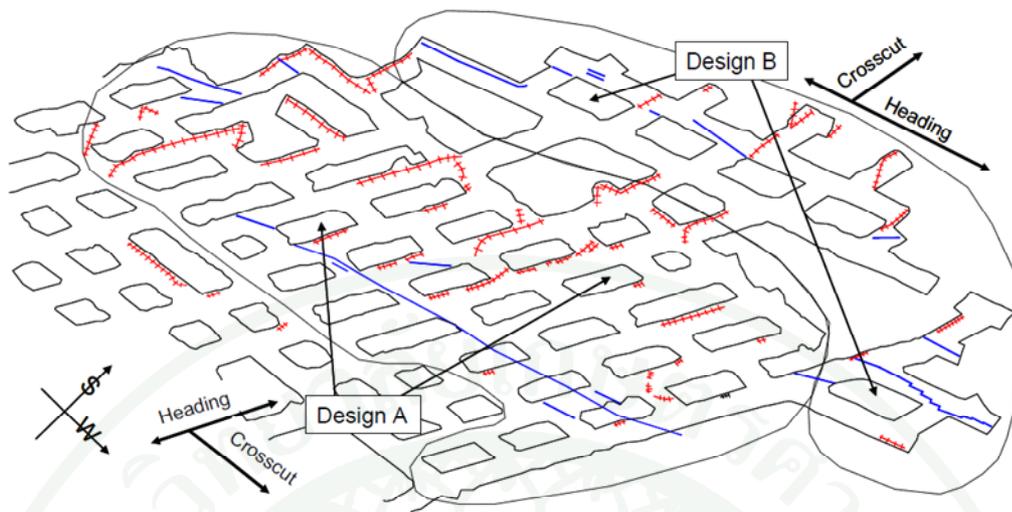
(ก) จำลองสภาพจริงภายในอุโมงค์



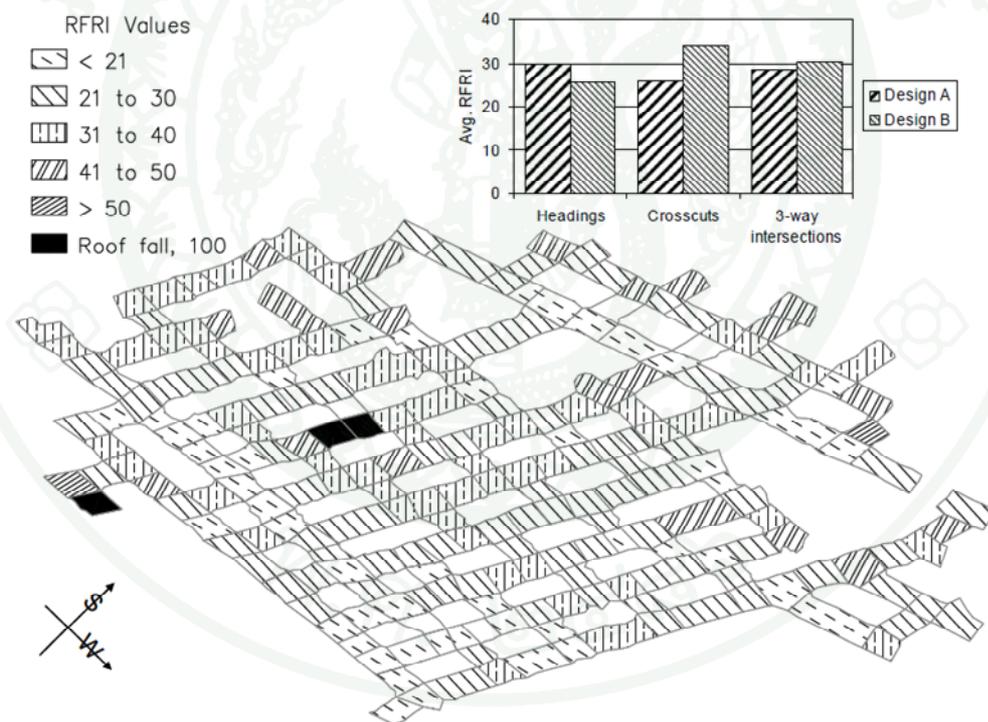
(ข) ผลการตรวจสภาพความเสี่ยง RFR ใน 46 พื้นที่

ภาพที่ 43 แผนที่ภายในอุโมงค์แห่งที่ 1

ที่มา: NIOSH (2006)



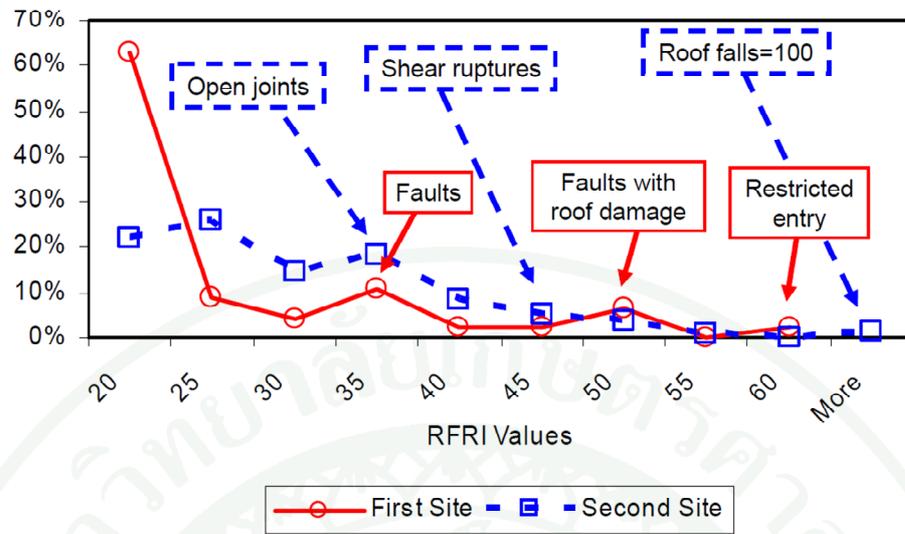
(ก) จำลองสภาพจริงภายในอุโมงค์



(ข) ผลการตรวจสภาพความเสี่ยง RFR I ใน 226 พื้นที่

ภาพที่ 44 แผนที่ภายในอุโมงค์แห่งที่ 2

ที่มา: NIOSH (2006)



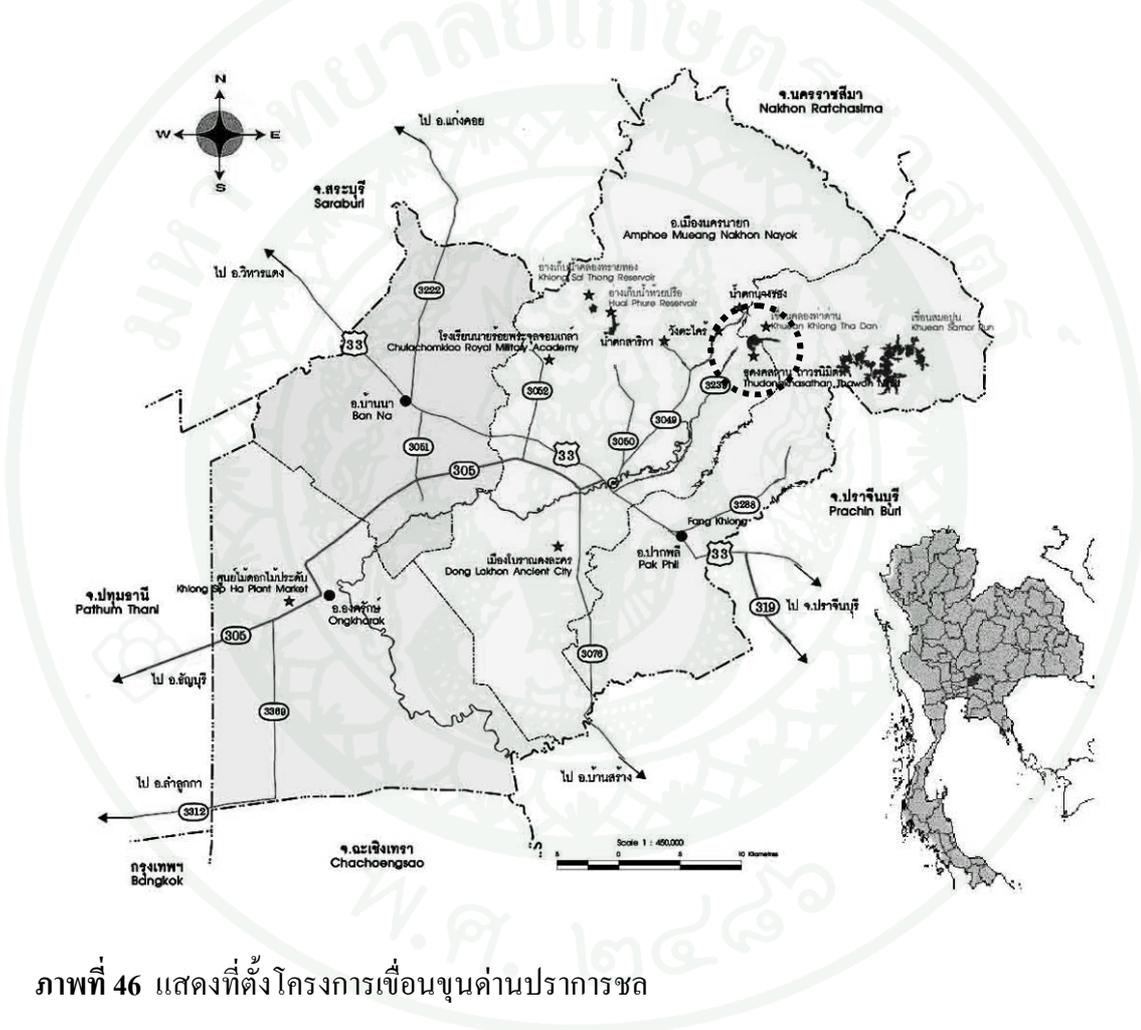
ภาพที่ 45 ค่า RFR I แสดงเป็นเปอร์เซ็นต์ที่เทียบกันระหว่างอุโมงค์ทั้ง 2 พื้นที่

ที่มา: NIOSH (2006)

## โครงการเชื่อมขุด้านปราการชล

### 1. ลักษณะตัวเชื่อม

เชื่อมขุด้านปราการชลตั้งอยู่ที่บ้านท่าด่าน ตำบลหินตั้ง อำเภอเมือง จังหวัดนครนายก พิกัด  $14^{\circ} - 18' - 34''$  เหนือ และ  $101^{\circ} - 19' - 27''$  ตะวันออก ดิ่งภาพที่ 46 (กรมชลประทาน, 2548)

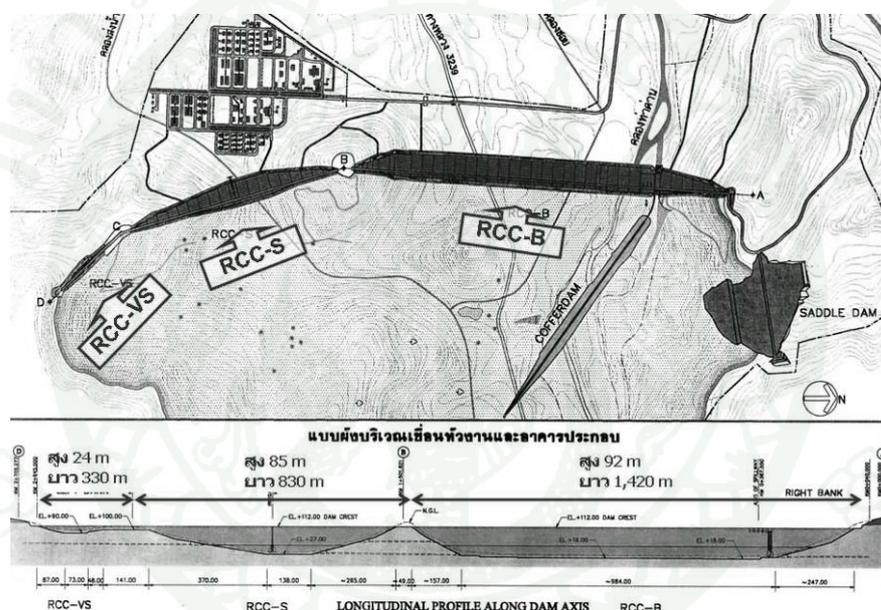


ภาพที่ 46 แสดงที่ตั้งโครงการเชื่อมขุด้านปราการชล

ที่มา: กรมชลประทาน (2548)

ทางด้านทิศเหนือของที่ตั้งเชื่อมเป็นพื้นที่ทางการเกษตรและที่อยู่อาศัย ทางด้านทิศ ตะวันออกติดกับอุทยานแห่งชาติเขาใหญ่มีลักษณะเป็นเทือกเขาสูงชัน ทางด้านทิศใต้และทิศ ตะวันตกเป็นที่ราบลุ่มแม่น้ำนครนายกที่ไหลจากทิศตะวันออกไปสู่ทิศตะวันตก (กรมชลประทาน, 2548)

ตัวเขื่อนหลักก่อสร้างด้วยคอนกรีตบดอัดแบ่งเป็น 3 ส่วนด้วยเขื่อนกั้นตัวเขื่อน คือ RCC-B, RCC-S และ RCC-VS มีความสูง 92 เมตร 85 เมตร และ 24 เมตร ตามลำดับ และมีความยาว 1,420 เมตร 830 เมตร และ 330 เมตร ตามลำดับ ดังภาพที่ 47 มีความสูงที่ระดับ 112 เมตร.รทก. มีความสูง 92 เมตร ใช้ปริมาณคอนกรีตก่อสร้าง 5.4 ล้านลูกบาศก์เมตร เป็นคอนกรีตบดอัด 5 ล้านลูกบาศก์เมตร สันเขื่อนกว้าง 8 เมตร ฐานเขื่อนกว้าง 86 เมตร ลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำที่ระดับเหนือ 55 เมตร.รทก. ขึ้นไปเป็นผนังคอนกรีตแนวตั้งจนถึงที่ระดับต่ำกว่า 55 เมตร.รทก. เป็นลาดชันมีความชันตั้ง : ราบ เป็น 1 : 0.4 ส่วนลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำมีความชันตั้ง : ราบ เป็น 1 : 0.8 ตลอดแนวลาดชัน (กรมชลประทาน, 2548)



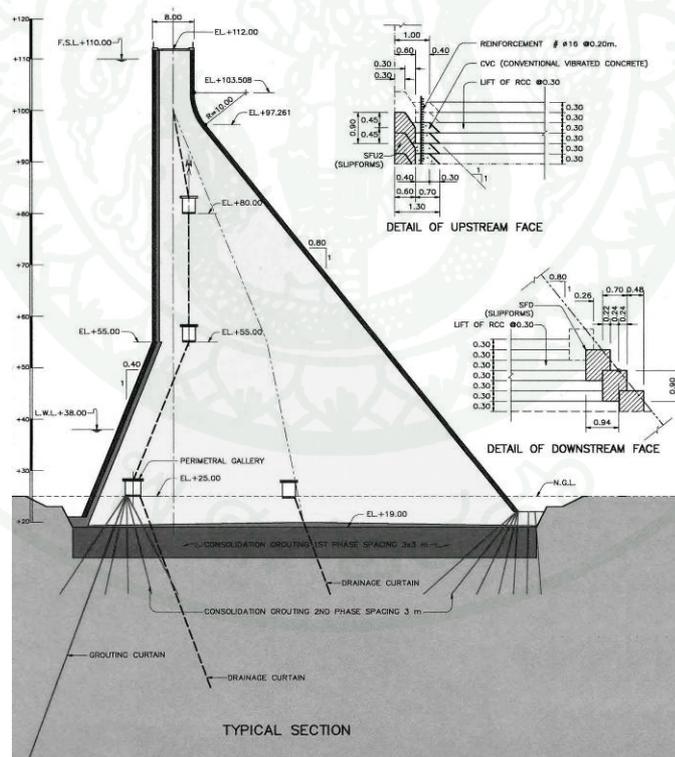
ภาพที่ 47 แสดงลักษณะตัวเขื่อนขูดานปรากฏารชล

ที่มา: กรมชลประทาน (2548)

เขื่อนปิดช่องเขาต่ำเป็นเขื่อนดินถมถ่วงน้ำหนัก มีความสูงที่ระดับ 114 เมตร.รทก. มีความสูง 46 เมตร ยาว 350 เมตร ปริมาณวัสดุถมเป็น 1.22 ล้านลูกบาศก์เมตร ทางระบายน้ำล้นก่อสร้างเป็นแบบ Skijump Chut เพื่อลดพลังการกัดเซาะที่ท้ายเขื่อน สันทางระบายน้ำล้นอยู่ที่ระดับ 103.5 เมตร.รทก. ออกแบบให้ระบายน้ำได้ 1,530 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาทีที่ระดับเก็บกักปกติ บานระบายเป็นบานโค้ง 4 บาน ขนาดกว้าง 10 เมตร สูง 8.4 เมตร อ่างเก็บน้ำมีระดับเก็บกักปกติ (retention water level) +110.0 ม.รทก. ระดับเก็บกักสูงสุด (maximum water level) +110.5 ม.รทก.

และระดับน้ำต่ำสุด (minimum water level) +38.0 ม.รทก. มีพื้นที่รับน้ำฝน (catchment area) 194 ตารางกิโลเมตร ปริมาณน้ำท่าต่อปี (annual inflow) 337 ล้าน ลบ.ม. โดยที่ระดับเก็บกักปกติมีปริมาณน้ำในอ่าง (storage at RWL) 224 ล้านลูกบาศก์เมตร (กรมชลประทาน, 2548)

ผิวลาดด้านหน้าเขื่อนเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่บ้น้ำก่อสร้างโดยแบบหล่อเลื่อน (slip-formed) และการปิดกั้นการไหลซึมระหว่างรอยต่อแนวตั้งหรือรอยต่อเพื่อการหดตัว (contraction joint) ที่มีทุกระยะ 40 เมตรของตัวเขื่อน ใช้แผ่นยางกันซึม (rubber waterstop) ร่วมกับท่อระบายน้ำ ส่วนระบบปิดกั้นการไหลซึมใต้ฐานเขื่อนได้ทำการอัดฉีดมวลน้ำปูน (grouting curtain) ลึกลงไปในฐานราก 60 เมตร วางตัวทำมุม 20 องศา กับแนวตั้งไปทางด้านเหนือน้ำ และใช้มวลระบายน้ำ (drainage curtain) ซึ่งเป็นการเจาะรูขนาด  $\varnothing$  10 เซนติเมตร ทุกๆ 5 เมตร ลึกลงไปใน 40 เมตร วางตัวทำมุม 20 องศา กับแนวตั้งไปทางด้านท้ายน้ำ เพื่อลดแรงดันน้ำ (uplift force) ได้ ฐานเขื่อน ดังภาพที่ 48 (กรมชลประทาน, 2548)

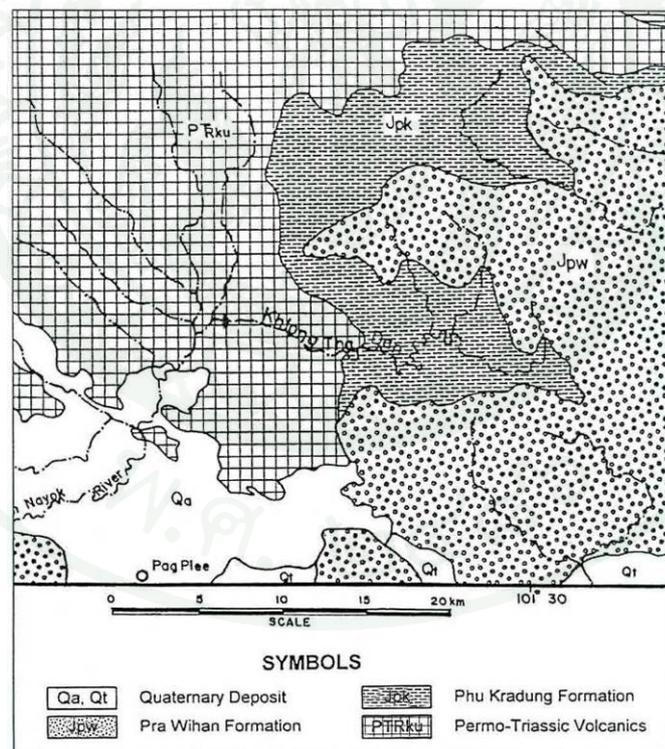


ภาพที่ 48 แสดงหน้าตัดเขื่อนขุนด่านปราการชล

ที่มา: กรมชลประทาน (2548)

## 2. ลักษณะสภาพฐานราก

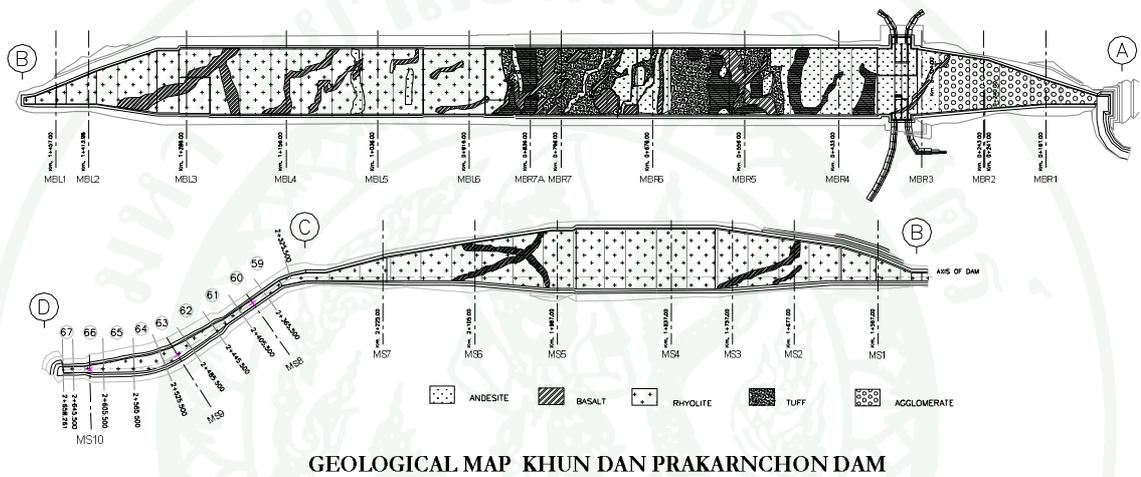
สภาพหินฐานรากโดยทั่วไปรอบโครงการเป็นหินภูเขาไฟ (volcanic rock) ชนิดต่างๆ ที่มีความแข็งแรงประกอบไปด้วย Rhyolite, Andesite, Basalt และ Tuff ซึ่งจัดอยู่ในหินหน่วยภูเขาไฟเขาใหญ่ (Khao Yai Volcanics Formation) ยุค Permo-Triassic (200 – 300 ล้านปีก่อน) ส่วนบริเวณเขาสมอปูนซึ่งอยู่ทางเหนือของคลองท่าด่านห่างจากแนวแกนเขื่อนประมาณ 6.5 กิโลเมตรเป็นรอยต่อของหินภูเขาไฟกับหินทราย อยู่ในหินชุดโคราช (Korat Group) ประกอบด้วยหินหน่วยภูกระดึง (Phu Kradung Formation) และหินหน่วยพระวิหาร (Phra Wihan Formation) ยุค Jurassic (140 – 200 ล้านปีก่อน) ส่วนในบริเวณที่เป็นที่ราบเชิงเขา ที่ราบลุ่มและลำน้ำทางด้านท้ายน้ำของตัวเขื่อนเป็นดินตะกอนขนาดต่างๆ ได้แก่ Silt Sand Clay และ Gravel โดยมีบางส่วนเป็นหินมนเล็กและหินมนใหญ่ (cobble-boulder) ซึ่งจัดอยู่ในยุค Quaternary (ปัจจุบัน – 1.75 ล้านปี) ดังภาพที่ 49 (กรมชลประทาน, 2548)



ภาพที่ 49 แผนที่ธรณีวิทยาบริเวณที่ตั้งโครงการ

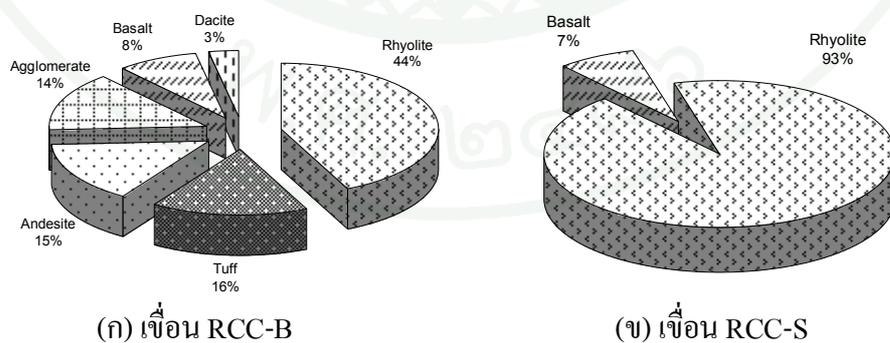
ที่มา: ฝ่ายสำรวจธรณีวิทยา (2537)

ภายหลังจากการขุดเปิดร่องแกนหินฐานรากเขื่อนของกรมชลประทาน (2541ก) นักธรณีวิทยาได้สำรวจและรายงานพบว่าเป็นชั้นทรายและกรวด (overburden) หนา 2 – 9 เมตรปกคลุมชั้นหินภูเขาไฟประเภท Rhyolite และแทรกด้วย Basalt เป็นหลักตลอดแนวเขื่อน RCC-S และ RCC-VS จนถึงบริเวณร่องแกนเขื่อน RCC-B บริเวณร่องน้ำเดิมซึ่งจะเป็นชุดหินหลากชนิดประกอบไปด้วยหินประเภท Rhyolite เป็นหลัก แต่สลับกับชุดหินประเภท Andesite, Tuff, Basalt, Agglomerate และ Dacite ดังภาพที่ 50 และ 51 แสดงให้เห็นถึงชุดหินตามแนวแกนเขื่อน



ภาพที่ 50 สภาพธรณีวิทยาฐานรากเขื่อน RCC-B, RCC-S และ RCC-VS

ที่มา: กรมชลประทาน (2541ก)



(ก) เขื่อน RCC-B

(ข) เขื่อน RCC-S

ภาพที่ 51 สัดส่วนชนิดหินฐานรากเขื่อนคอนกรีตบดอัด

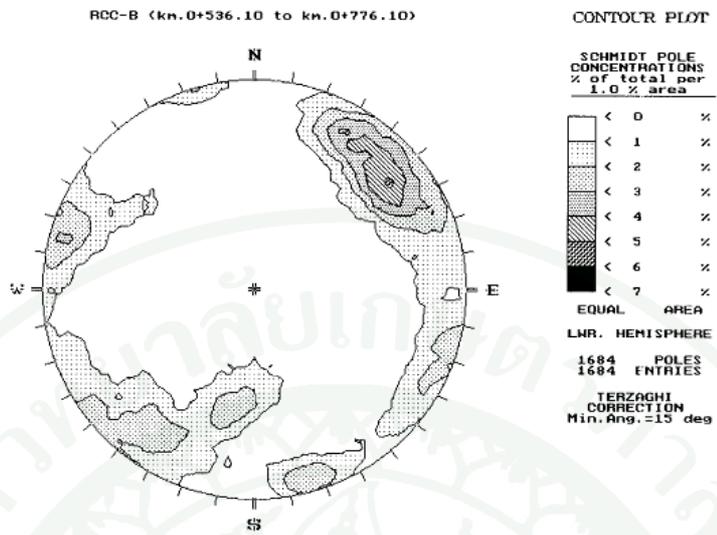
ที่มา: จุติพิพร (2548)

Oo (2001) วิเคราะห์การวางตัวของข้อมูล 5500 ชุด ตลอดแนวเขื่อน RCC-B พบว่าหินฐานรากมีรอยแยกจำนวน 3 ชุด 2 ชุดวางตัวอยู่ในแนว  $N20^{\circ} - 50^{\circ}W$  และมีมุมเอียงไปในทิศ  $60^{\circ} - 80^{\circ}$  ไปในทั้งทิศ NE และ SW ซึ่งทั้ง 2 ชุดนี้ทำให้เกิดรอยแตกและรอยเลื่อน ส่วนรอยแตกชุดที่ 3 จะวางตัวใกล้กับแนว EW ถึง  $S 80^{\circ}W$  มีมุมลาดเอียง  $60^{\circ} - 80^{\circ}$  ซึ่งเกือบตั้งฉากกับแนวแกนเขื่อน การวางตัวของรอยแยกมากกว่าร้อยละ 86 ที่มีมุมลาดเอียงอยู่ระหว่าง  $45^{\circ} - 90^{\circ}$  ดังนั้นในแนวแกนเขื่อน RCC-B จึงมีรอยแตกอยู่ในแนวตั้งเป็นหลัก ดังภาพที่ 52 และ 53

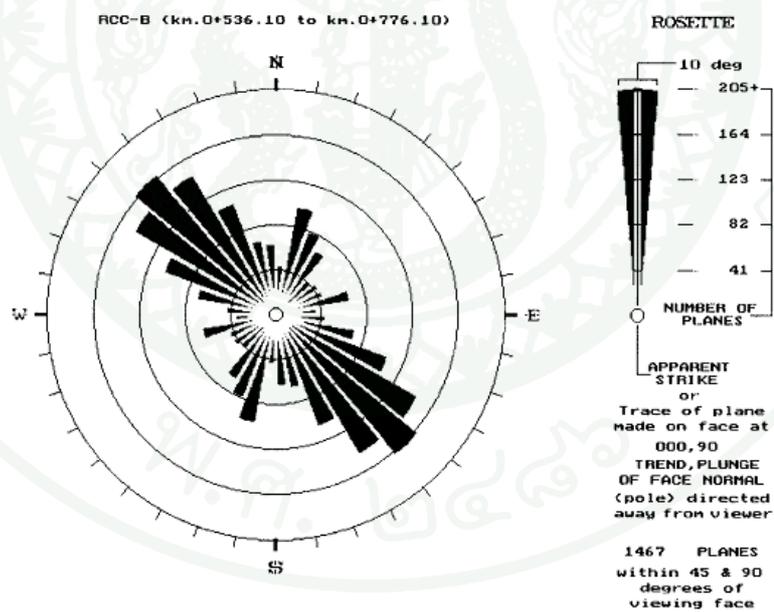
Srisutum (2003) ศึกษาลักษณะทางธรณีวิทยา พบว่าส่วนใหญ่มีรอยเลื่อนหรือรอยเลื่อนขนาดเล็ก (Minor fault/shear) และพบแนว Lineament ชัดเจน 2 แนวคือ แนว NW-SE กับแนว NE-SW ซึ่งมีรอยแตก (Joint) ในแนวตั้งเป็นหลัก

กรมชลประทาน (2541ก) กล่าวว่าหินฐานรากโดยรวมมีค่า RQD เฉลี่ย 70 - 100 เปอร์เซ็นต์ จัดอยู่ในระดับ Fair - Excellent แต่บริเวณที่ราบ (Flood Plain) และฐานขุ่นฝั่งซ้ายของเขื่อน RCC-B มีค่า RQD ต่ำ การผุพังสูง และมีรอยแตกค่อนข้างมาก ดังแสดงในภาพที่ 54

กรมชลประทาน (2541ก, 2544) สรุปผลการทดสอบหาค่าความซึมน้ำจากหลุมเจาะสำรวจในช่วงศึกษาความเหมาะสมจำนวน 53 หลุม และ 14 หลุมในช่วงการออกแบบ พบว่าหินด้านบนส่วนใหญ่มีค่าความซึมน้ำมากกว่า 5 Lugeon และมีค่าลดลงตามความลึก บริเวณเขื่อน RCC-B กม. 0+200 ถึง 0+900 มีค่าความซึมน้ำสูงมากกว่า 10 Lugeon โดยเฉพาะบริเวณ กม. 0+620 ถึง 0+740 มีค่าสูงมากกว่า 50 Lugeon ส่วนช่วง กม. 0+900 ถึง 1+400 และบริเวณเขื่อน RCC-S มีสภาพหินที่หิบน้ำดีกว่าและมีค่าความซึมน้ำน้อยกว่า 10 Lugeon ดังภาพที่ 55 แสดงเส้นชั้นค่าความซึมน้ำ (Lugeon Map) ของหินฐานรากเขื่อน RCC-B (ชินอรส, 2546)



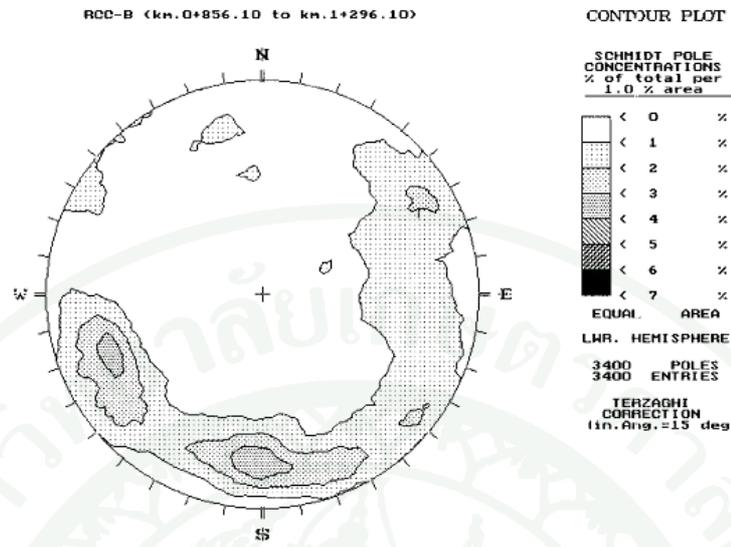
(ก) Pole Diagram



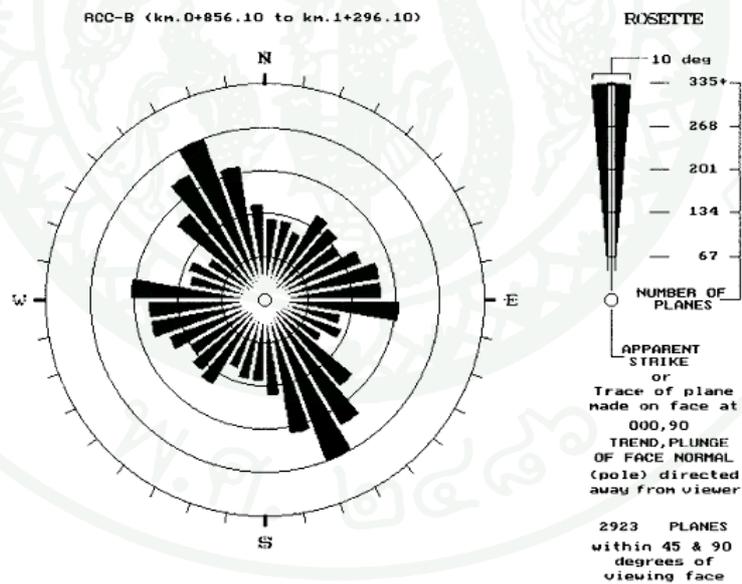
(ข) Rosette Diagram

ภาพที่ 52 โครงสร้างทางธรณีวิทยาของหินฐานรากบริเวณ กม.0+536.1 – กม. 0+776.1

ที่มา: Oo (2001)



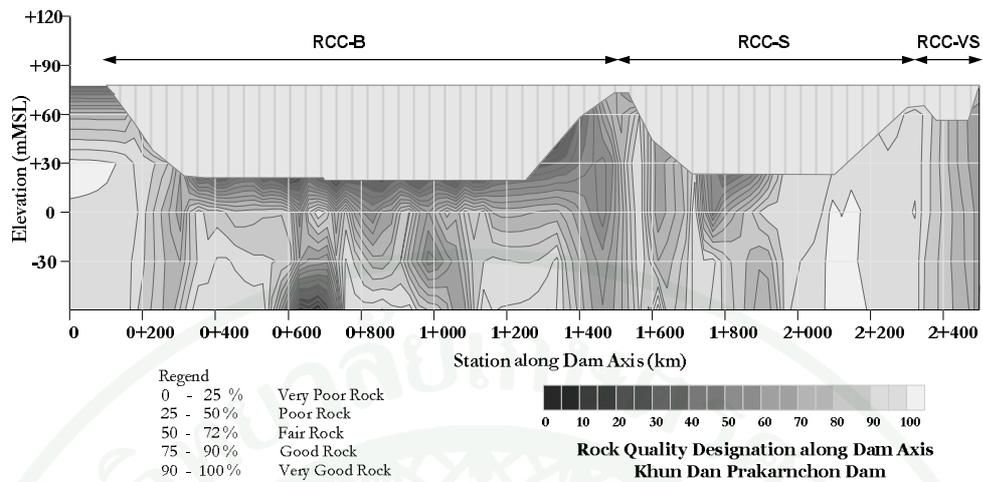
(ก) Pole Diagram



(ข) Rosette Diagram

ภาพที่ 53 โครงสร้างทางธรณีวิทยาของหินฐานรากบริเวณ กม.0+856.1 – กม. 1+296.1

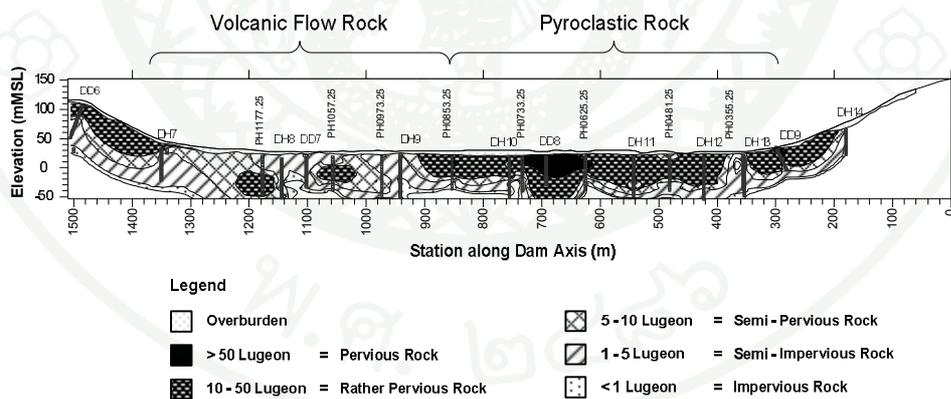
ที่มา: Oo (2001)



ภาพที่ 54 เส้นชั้น RQD ของหินฐานรากตามแนวแกนเขื่อนคอนกรีตบดอัด

ที่มา: ชาติพร (2548)

ผลการทดสอบด้วยวิธีแรงดันน้ำ (Water Pressure Test) พบว่าการไหลของน้ำผ่านรอยแตก (Joint) ประมาณ 65 เปอร์เซ็นต์ จะเป็นการไหลแบบราบเรียบ (Laminar Flow) Oo (2001)



ภาพที่ 55 ระดับความซึมน้ำของหินฐานรากแนวแกนเขื่อน RCC-B

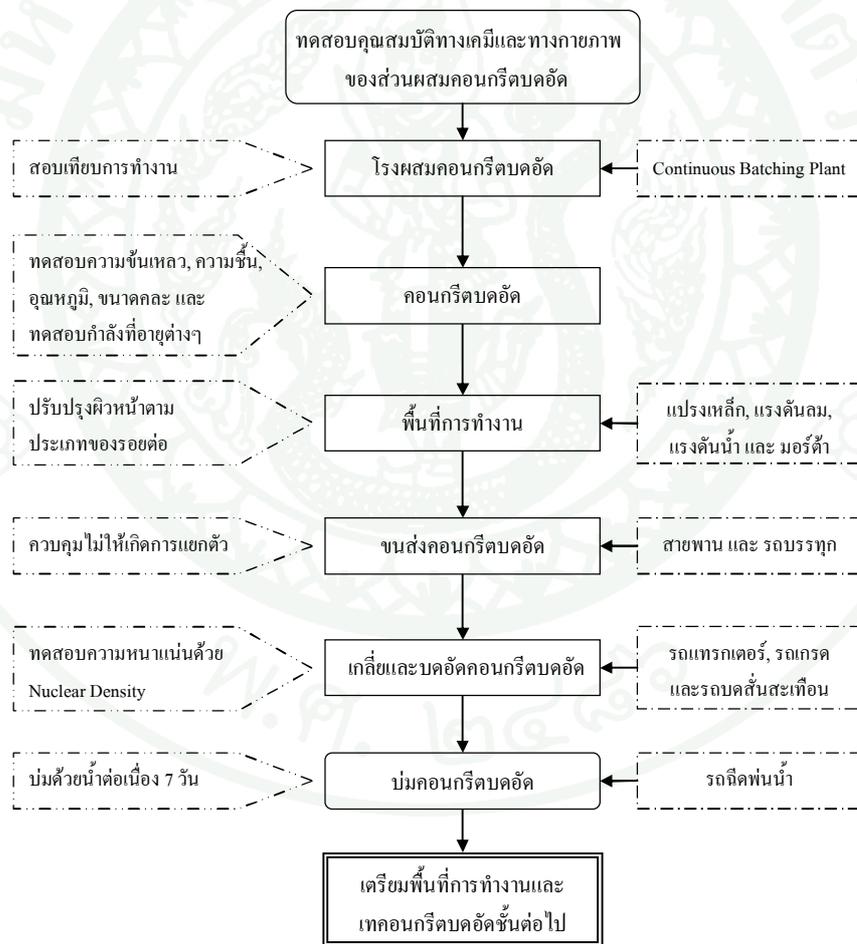
ที่มา: ชีโนรส (2546)

Phuntumat (1997) ทำการทดสอบวัสดุหิน (Intact rock) ในห้องปฏิบัติการซึ่งได้จากการเจาะเก็บตัวอย่างขนาด  $\varnothing$  54 มม. (NX) จำนวน 53 หลุม สรุปได้ว่าหินภูเขาไฟทั้ง 4 ชนิดคือ

Rhyolite, Andesite, Agglomerate และ Tuff มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมที่ดีและใกล้เคียงกันคือ เป็นหินที่มีความหนาแน่นสูง มีความพรุนต่ำ มีความทนทานและความแข็งแรงสูง เหมาะสมที่จะเป็นฐานรากสำหรับรองรับเขื่อนคอนกรีตบดอัด

**ขั้นตอนการก่อสร้างและควบคุมคุณภาพ**

งานคอนกรีตบดอัด 5 ล้าน ลบ.ม. ใช้เวลาทั้งสิ้น 40 เดือน มีอัตราการทำงานเฉลี่ย 4,500 ลบ.ม./วัน และมีอัตราการทำงานสูงสุดถึง 13,280 ลบ.ม./วัน (กรมชลประทาน, 2547ข) ขั้นตอนการก่อสร้างและควบคุมคุณภาพคอนกรีตบดอัดเป็นไปตามแผนผังการก่อสร้างดังภาพที่ 56



ภาพที่ 56 ขั้นตอนการก่อสร้างและการควบคุมคุณภาพของคอนกรีตบดอัด

ที่มา: กรมชลประทาน (2547ข)

### ส่วนผสม (mixing)

การผสมวัสดุต่างๆ ที่โรงผสมคอนกรีต (batching plants) ดังภาพที่ 57 ให้เป็นเนื้อเดียวกัน โดยตลอด (homogeneous concrete) โรงผสมคอนกรีตทั้ง 2 แห่งแต่ละแห่งมีกำลังผลิต 500 ลบ.ม. ต่อชั่วโมง (กรมชลประทาน, 2542)



ภาพที่ 57 โรงผสมคอนกรีต (batching plants)

ที่มา: กรมชลประทาน (2542)

การออกแบบการผสมวัสดุจะถูกทดสอบในห้องทดสอบที่ปริมาณน้ำ ซีเมนต์และเถ้าลอยต่างๆ 2 สัดส่วน คือ ที่ MIX 80/70 และ Mix 90/100 หลังจากการทดสอบผู้รับเหมาเลือกใช้อัตราส่วนผสมของคอนกรีตบดอัด ที่ Mix 90/100 ซึ่งประกอบด้วย ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (ASTM C150-00 Type I) เถ้าลอย (ASTM C618-03 Class C) จากเหมืองแม่เมาะ หิน 3 ขนาดทรายบด และน้ำ โดยมีอัตราส่วนผสมดังตารางที่ 7 ซึ่งในขณะที่คอนกรีตบดอัดจะต้องควบคุมอุณหภูมิไม่ให้เกิน  $30^{\circ}\text{C}$  และกำลังรับแรงอัดที่อายุ 91 วันจะต้องไม่น้อยกว่า 150 ksc ดังแสดงในตารางที่ 10 (กรมชลประทาน, 2542)

ตารางที่ 10 อัตราส่วนผสมคอนกรีตบดอัดของเขื่อนขุนด่านปราการชล

วัสดุ	ซีเมนต์	เถ้าลอย	น้ำ	หิน $\text{kg} / \text{m}^3$			ทราย
	$\text{kg} / \text{m}^3$	$\text{kg} / \text{m}^3$	$\text{kg} / \text{m}^3$	63 mm.	31.5 mm.	16 mm.	$\text{kg} / \text{m}^3$
ปริมาณ	90	100	115	648	395	393	673

ที่มา: กรมชลประทาน (2542)

### การลำเลียงและการบดอัด (transportation and compaction)

การลำเลียงคอนกรีตนั้นจะต้องไม่ทำให้เกิดการแยกตัว (segregation) ประกอบไปด้วยการลำเลียงจากโรงผสมโดยรางเท (incline) และสายพาน (conveyer) ไปสู่ถังพัก (hopper) และถ่ายไปยังรถบรรทุกทุกเทท้าย (damp truck) ในพื้นที่ก่อสร้าง จากนั้นรถแทรกเตอร์ (bulldozer) จะทำการไถดินกองคอนกรีตบดอัดก่อนและใช้รถเกรด (grader) เกลี่ยปรับระดับ ส่วนการบดอัดจะใช้รถบดสันสะเทือน ขนาด 10 ตัน วิ่งผ่าน ทั่วพื้นที่ที่สามารถทำได้ 6 - 8 เที่ยว ส่วนในพื้นที่แคบๆ จะใช้รถบดสันสะเทือนขนาดเล็ก 0.8 ตัน วิ่งผ่าน บดอัดให้ได้ความหนาชั้น 30 ซม. ภายใน 45 นาทีนับจากเริ่มผสม ดังภาพที่ 58 (ก)-(ง) (กรมชลประทาน, 2542)



(ก) การลำเลียงจากโรงผสมไปสู่พื้นที่ก่อสร้าง



(ข) การเทโดยรถบรรทุก



(ค) การเกลี่ยโดยแทรกเตอร์

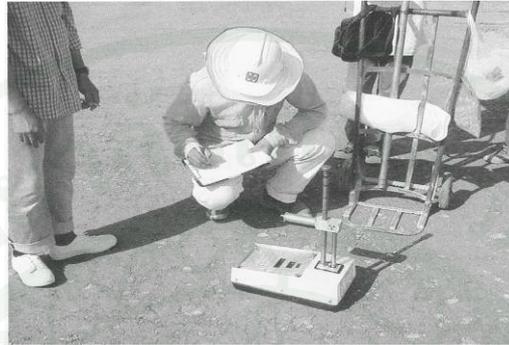


(ง) รถบดอัดสันสะเทือนขนาด 10 ตัน

ภาพที่ 58 การลำเลียงและการบดอัดคอนกรีตบดอัด

ที่มา: กรมชลประทาน (2542)

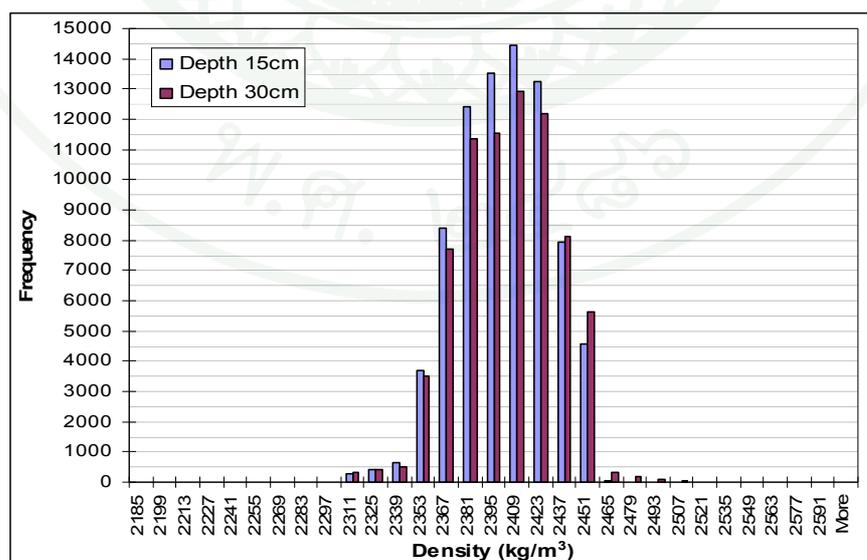
ทดสอบความหนาแน่นในสนามด้วยเครื่อง Nuclear Density ให้ได้ความหนาแน่นไม่น้อยกว่า 2,350 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร วัดความหนาแน่นโดยกำหนดการวัด 2 จุด ต่อพื้นที่การบดอัด 500 ตร.ม. ที่ระดับความลึก 15 และ 30 ซม.จากพื้น ดังภาพที่ 59 (กรมชลประทาน, 2542)



ภาพที่ 59 การทดสอบความหนาแน่นในสนามด้วยเครื่อง Nuclear Density

ที่มา: กรมชลประทาน (2542)

ผลการทดสอบพบว่า ค่าความหนาแน่นของคอนกรีตบดอัดในสนาม มีค่าอยู่ระหว่าง 2,185 -2,590 กก./ม<sup>3</sup> มีค่าการกระจายตัวของข้อมูลดังภาพที่ 60 ค่าเฉลี่ยและส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานสรุปไว้ และตารางที่ 11



ภาพที่ 60 กราฟการกระจายตัวของผลการทดสอบค่าความหนาแน่นในสนาม

**ตารางที่ 11** สรุปลค่าเฉลี่ยและส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของผลการทดสอบความหนาแน่นของเขื่อนคอนกรีตบดอัด

Test	Count	Average $kg / m^3$	SD
Depth 15 cm	79,849	2,394.78	28.56
Depth 30 cm	74,905	2,396.74	29.19

**การทำรอยต่อป้องกันการแตกร้าวจากการหดตัว(contraction joint)**

รอยต่อเพื่อป้องกันการแตกร้าวจากการหดตัว (contraction joint) กระทำตามขวางทุกๆ 40 เมตรตามความยาวของเขื่อนตลอดความสูง โดยการฝังแผ่นเหล็กซึ่งหุ้มด้วยแผ่นพลาสติก (polyethylene) ขณะการเกลี่ยปรับระดับคอนกรีตบดอัด ทำการติดตั้งโดยคนงาน และก่อนที่จะบดอัดในแต่ละชั้นจะทำการดึงแผ่นเหล็กออก คงเหลือแต่แผ่นพลาสติกไว้ ดังภาพที่ 61 (กรมชลประทาน, 2542)



**ภาพที่ 61** การทำรอยต่อ contraction joint

**ที่มา:** กรมชลประทาน (2542)

และทำการติดตั้งแผ่นยางกันน้ำ (rubber waterstop) ในทุกๆ รอยต่อ Contraction Joint ตลอดความสูงเขื่อนบริเวณด้านเหนือน้ำของตัวเขื่อน และติดตั้งท่อระบาย (contraction joint drain pipe) ด้านหลังแผ่นยางกันซึม เพื่อให้สามารถเฝ้าติดตามรอยต่อและศึกษาสภาพการใช้งานของแผ่นยางกันซึมดังภาพที่ 62 (กรมชลประทาน, 2542)



ภาพที่ 62 การติดตั้ง water stop

ที่มา: กรมชลประทาน (2542)

#### การปรับระดับและปรับปรุงผิวหน้า (leveling and treatment of lift surface)

การปรับปรุงผิวหน้าระหว่างชั้นบดอัดจะพิจารณาตามอายุรอยต่อหรือระยะเวลาที่เปิดผิวหน้ารอยต่อให้สัมผัสอากาศ คือ รอยต่อที่มีระยะเวลาเปิดผิวนานน้อยกว่า 12 ชั่วโมง (hot joint) จะทำการปรับปรุงโดยใช้แปรงเหล็ก (steel broom) ปั่นผิวหน้าก็เพียงพอและทำความสะอาดเก็บเศษวัสดุ ส่วนรอยต่อที่มีระยะเวลาเปิดผิวนานอยู่ระหว่าง 12 – 48 ชั่วโมง (warm joint) จะใช้แปรงเหล็กปั่นผิวหน้าร่วมกับใช้เครื่องพ่นแรงดันลม (air jet) ขนาด 8 บาร์เป่าทำความสะอาดผิวหน้า และรอยต่อที่มีระยะเวลาเปิดผิวนานมากกว่า 48 ชั่วโมง (cold joint) จะใช้แปรงเหล็กปั่นร่วมกับแรงดันจากเครื่องฉีดน้ำ (water jet) ขนาด 8 บาร์ล้างทำความสะอาดผิวหน้าพร้อมทั้งเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวระหว่างชั้นด้วยการเทมอร์ดำหนา 1.5 ซม. ดังภาพที่ 63 (กรมชลประทาน, 2542)

การบ่มจะกระทำหลังจากการบดอัดเสร็จแล้วทันทีด้วยน้ำ (wet-curing) โดยการฉีดพ่นน้ำ (sprinkler) อย่างต่อเนื่อง 7 วัน (กรมชลประทาน, 2542)



(ก) การทำความสะอาดผิวหน้าโดยแปรงเหล็ก

(ข) การใช้เครื่องพ่นแรงดันลม (air jet)



(ค) การใช้เครื่องฉีดน้ำ (water jet)

(ง) การเทมอร์เจอร์ในผิวหน้าแบบ Cool

Joint

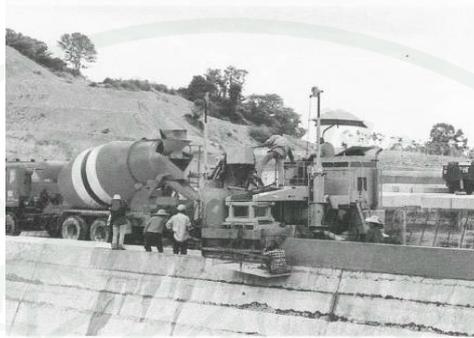
### ภาพที่ 63 การทำความสะอาดผิวหน้ารอยต่อระหว่างชั้นบดอัด

ที่มา: กรมชลประทาน (2542)

### การก่อสร้างลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ (upstream and downstream face)

การหล่อคอนกรีตลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำใช้แบบหล่อชนิดแบบหล่อเลื่อน (slipform) ด้วยเครื่อง Power Curber ซึ่งมีความเร็ว 1.5 เมตร/วินาที ดังภาพที่ 64 การสร้างโครงสร้างคอนกรีตลาดเขื่อนทั้งด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำจะต้องทำก่อนการบดอัดคอนกรีตตัวเขื่อน นอกจากนี้ ยังเสริมผิวหน้าเขื่อนด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก (reinforced Concrete) ความสูงเขื่อนเพื่อเพิ่มความตึงน้ำร่วมกับโครงสร้างคอนกรีตผิวหน้า ซึ่งถูกติดตั้งอยู่ระหว่างคอนกรีตผิวหน้าเขื่อนกับคอนกรีตบดอัด Slipform concrete และ Reinforced Concrete มีค่ากำลังที่อายุ 28 วัน ไม่น้อยกว่า 190 และ 250 ksc ตามลำดับ (กรมชลประทาน, 2542)

ระหว่างการก่อสร้าง เกิดรอยแตกเล็กๆ (น้อยกว่า 1 มม.) เนื่องจากผลกระทบทางด้านอุณหภูมิและการเกิดการหดตัวแบบแห้ง (drying shrinkage) แต่ไม่มีการขยายความรุนแรงใดๆ ในช่วงระหว่างการก่อสร้าง (กรมชลประทาน, 2542)



**ภาพที่ 64** การหล่อคอนกรีตลาดเขื่อนโดยใช้แบบหล่อ slipform

**ที่มา:** กรมชลประทาน (2542)

**การก่อสร้างอุโมงค์ (gallery)**

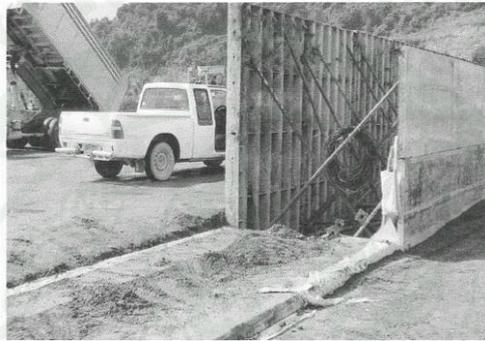
ระหว่างการเทและบดอัดคอนกรีตภายในตัวเขื่อนเมื่อถึงระดับที่มีการติดตั้งระบบการระบายน้ำ (drainage system) และอุโมงค์ (gallery) จะติดตั้งแบบหล่อเว้นไว้ ดังภาพที่ 65 (กรมชลประทาน, 2542)



**ภาพที่ 65** การบดอัดในระดับที่มีการติดตั้งอุโมงค์

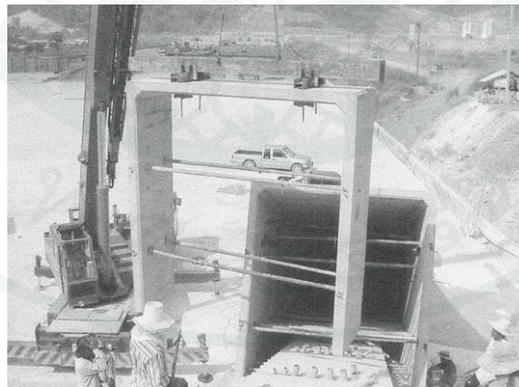
**ที่มา:** กรมชลประทาน (2542)

อุโมงค์ภายในตัวเชื่อมถูกติดตั้งโดยใช้แบบหล่อที่ติดตั้งเป็นกำแพงซึ่งใช้แบบเหล็กกันเป็นช่องประกอบกับการใช้คอนกรีตหล่อสำเร็จ (precast concrete) ปิดทับเป็นหลังเพดาน ส่วนบริเวณใกล้ฐานยันที่เป็นลาดเอียงจะใช้คอนกรีตหล่อสำเร็จรูปตัว U ดังภาพที่ 66 และ 67 ตามลำดับโดยค่ากำลังของ Precast ที่อายุ 28 วัน ไม่น้อยกว่า 300 ksc ส่วนการทำอุโมงค์ในเขาจะใช้วิธีการระเบิดและเสริมความแข็งแรงด้วย Shotcrete, Rock Bolt และ Steel Rib ซึ่งขึ้นอยู่กับสภาพหินในบริเวณนั้นๆ (กรมชลประทาน, 2542)



ภาพที่ 66 การติดตั้งแบบหล่อเหล็กเพื่อสร้างอุโมงค์ในแนวระนาบ

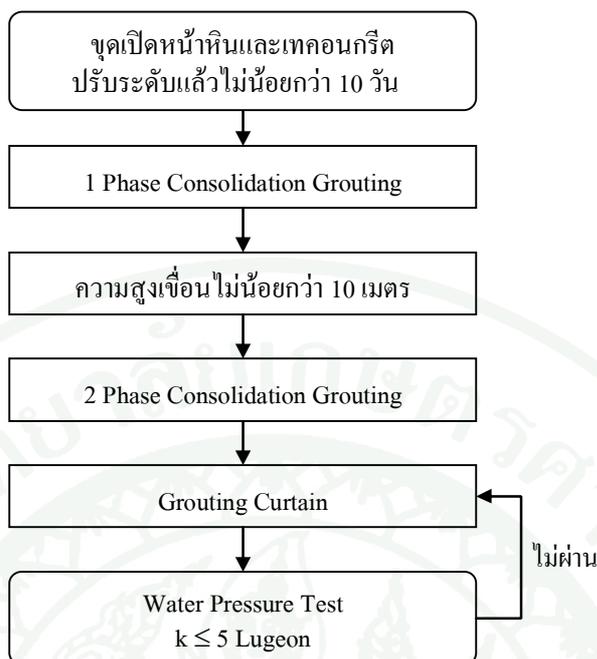
ที่มา: กรมชลประทาน (2542)



ภาพที่ 67 การติดตั้งคอนกรีตหล่อสำเร็จรูปตัว U เพื่อสร้างอุโมงค์ในแนวเอียง

ที่มา: กรมชลประทาน (2542)





ภาพที่ 69 แผนการอัดฉีดน้ำปูน

ที่มา: กรมชลประทาน (2544)

เมื่อปรับระดับฐานรากเขื่อน (leveling concrete) เสร็จสิ้นแล้วมากกว่า 10 วัน จึงทำการเจาะคอนกรีตโดยวิธี Rotary Percussion ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 3 นิ้วในแนวตั้ง ระหว่าง  $3 \times 3$  เมตร มีความลึก 9 เมตร ทำการอัดฉีดน้ำปูนระดับตื้นชั้นที่ 1 (1<sup>st</sup> Phase Consolidation Grouting) แบ่งการอัดฉีดน้ำปูนเป็น 2 ช่วง 0-5 เมตร และ 5-9 เมตร ใช้ความดันสูงสุดที่ 3-5 กก./ตร.ซม. ตามลำดับ วัตถุประสงค์การอัดฉีดจนกระทั่งน้อยกว่า 15 ลิตร/นาที เป็นเวลานาน 5 นาที จึงสิ้นสุดการอัดฉีดน้ำปูนชั้นที่ 1 (กรมชลประทาน, 2544)

เมื่อบดอัดคอนกรีตได้ที่ระดับไม่น้อยกว่า 10 เมตร แล้วจึงเริ่มดำเนินการเจาะคอนกรีตโดยวิธี Rotary Percussion ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 3 นิ้วในแนวตั้ง ระหว่าง  $3 \times 3$  เมตร มีความลึก 15 เมตร ทำการอัดฉีดน้ำปูนระดับตื้นชั้นที่ 2 (2<sup>nd</sup> Phase Consolidation Grouting) ทำเป็นรูปพัด 8 แฉก ทำมุม  $15^\circ - 30^\circ$  กับแนวตั้ง แบ่งการอัดฉีดน้ำปูนเป็น 3 ช่วง คือ ที่ 0-5 เมตร, 5-10 เมตร และ 10-15 เมตร โดยใช้ความดันสูงสุดที่ 3, 5 และ 5 กก./ตร.ซม. ตามลำดับ วัตถุประสงค์การอัดฉีดจนกระทั่งน้อยกว่า 15 ลิตร/นาที เป็นเวลานาน 5 นาที จึงสิ้นสุดการอัดฉีดน้ำปูนชั้นที่ 2 (กรมชลประทาน, 2544)

งานอัดฉีดม่านน้ำปูนเป็นงานที่สร้างความตึงน้ำให้แก่ฐานรากมากที่สุดกระทำหลังจากการอัดฉีดน้ำปูนระดับตื้นทั้ง 2 ชั้นได้กว้างพอแล้ว โดยจะเจาะหลุมเป็นชั้นๆ หลุมลำดับต้น (primary hole), หลุมลำดับที่ 2 (secondary hole) และหลุมลำดับที่ 3 (tertiary hole) มีระยะห่าง 12, 6 และ 3 เมตร ตามลำดับ การเจาะจะเจาะภายในอุโมงค์หรือจากผิวคอนกรีตเส้นผ่านศูนย์กลางขนาด 3 นิ้ว ถึง 60 เมตร ทำระนาบมุมกับแนวดิ่ง  $20^{\circ}$  ไปทางด้านเหนือหน้า เมื่อทำการอัดฉีดน้ำปูนตั้งแต่หลุมลำดับที่ 1 ไปจนถึงระดับ 3 หากผลการอัดฉีดน้ำปูนในหลุมลำดับที่ 3 มีค่าเกินกว่า 100 กิโลกรัม/เมตร จะต้องอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มเติมในหลุมลำดับที่ 4 (quaternary) ระหว่างหลุมลำดับที่ 3 หรือหลุมลำดับที่ 5 (quinary) ต่อไป เพื่อให้เกิดความมั่นใจว่ามีความตึงน้ำเพียงพอ (กรมชลประทาน, 2544)

ส่วนผสมน้ำปูนที่ใช้มีส่วนผสมประกอบด้วย ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ (ASTM C150-00 Type III ), น้ำ, เบนโทไนท์ และสารผสมเพิ่มหรือสารหน่วงปฏิกิริยา (Water-Reducing and Retarding Admixture) ซึ่งมีอัตราส่วนผสมสอดคล้องกับประเภทของการอัดฉีดน้ำปูนระดับตื้นซึ่งใช้สำหรับเพิ่มกำลังรับน้ำหนักจะมีความหนืดสูงกว่าน้ำปูนในงานอัดฉีดม่านน้ำปูนที่ใช้สำหรับเพิ่มความตึงน้ำ โดยเริ่มผสมสัดส่วนที่จางก่อน และเข้มข้นเมื่ออัดฉีดน้ำปูนไปทุกๆ 600 ลิตร ดังตารางที่ 12 (กรมชลประทาน, 2544)

ตารางที่ 12 อัตราส่วนผสมที่ใช้ในงานอัดฉีดน้ำปูน (โดยน้ำหนัก) ของเขื่อนขุนด่านปราการชล

ชนิดของงานอัดฉีดน้ำปูน	ซีเมนต์	น้ำ	เบนโทไนท์	สารผสมเพิ่ม
งานอัดฉีดน้ำปูนระดับตื้น	1	1.1	0.012	0.005
งานอัดฉีดม่านน้ำปูน	1	1.3	0.012	0.005

ที่มา: กรมชลประทาน (2544)

การทดสอบหาค่าความซึมน้ำจะใช้วิธีทดสอบแรงดันน้ำ (Water Pressure Test) โดยค่าความซึมน้ำของม่านอัดฉีดน้ำปูนต้องไม่เกิน 5 Lugeon หากค่าความซึมน้ำของม่านอัดฉีดน้ำปูนมีค่าสูงกว่า 5 Lugeon จะต้องอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มเติม (กรมชลประทาน, 2544)

ผลการอัดฉีดน้ำปูนพบว่า ปริมาณผงซีเมนต์กับค่าความชื้นน้ำของหินมีความสัมพันธ์ที่ไม่ชัดเจน และเนื่องจากรอยแตกส่วนใหญ่มีมุมลาดเทเกือบอยู่ในแนวตั้ง จึงอาจทำให้หลุมเจาะไม่ติดกับรอยแตก ดังนั้นจึงอาจมีการอัดฉีดน้ำปูนไปจนถึงหลุมลำดับที่ 4 เพื่อให้มั่นใจได้ว่ามานอัดฉีดน้ำปูนจะมีค่าความชื้นน้ำได้ตามเป้าหมาย

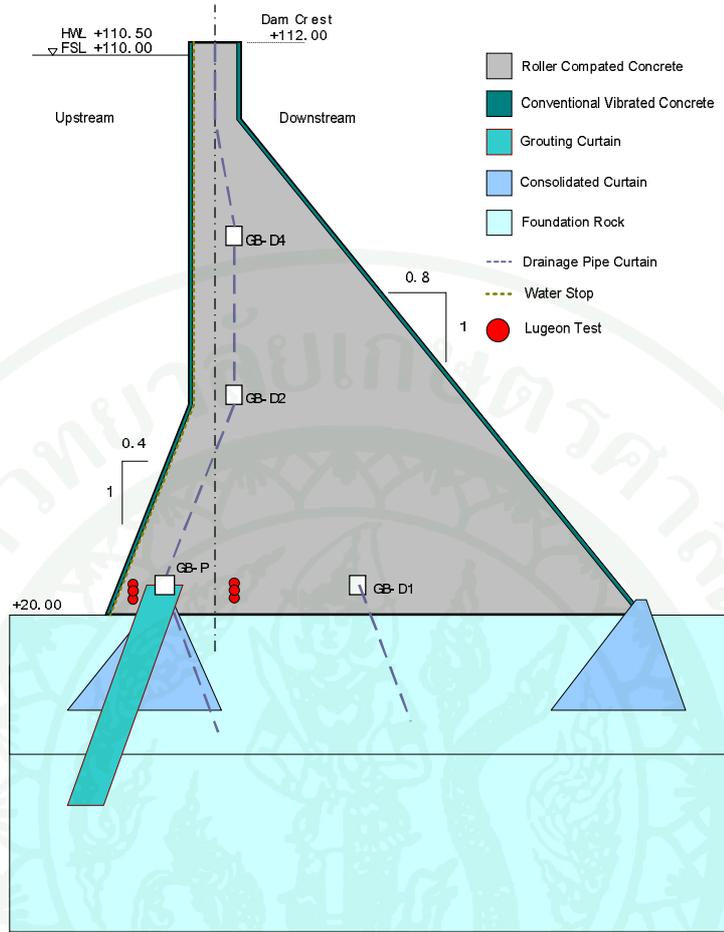
### การควบคุมอุณหภูมิ

รายงานค่าอุณหภูมิประจำเดือนในระหว่างการก่อสร้างมีค่าอยู่ระหว่าง  $22.6^{\circ}\text{C}$  และ  $29.2^{\circ}\text{C}$  จากตัวอย่างทดสอบ 7,474 ตัวอย่าง ซึ่งใกล้เคียงกับค่าอุณหภูมิที่ยอมให้  $30^{\circ}\text{C}$  แต่อย่างไรก็ตามค่าที่วัดได้จากเครื่องมือวัดอุณหภูมิ Thermocouple ที่ติดตั้งอยู่ตลอดความยาวเขื่อน ทั้งในเขื่อน B และ S แสดงให้เห็นว่าค่าอุณหภูมิสูงสุดที่เกิดขึ้นจริงภายในตัวเขื่อนเป็น  $47.8^{\circ}\text{C}$  อุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นเฉลี่ยประมาณ  $16.9^{\circ}\text{C}$  และ  $18.5^{\circ}\text{C}$

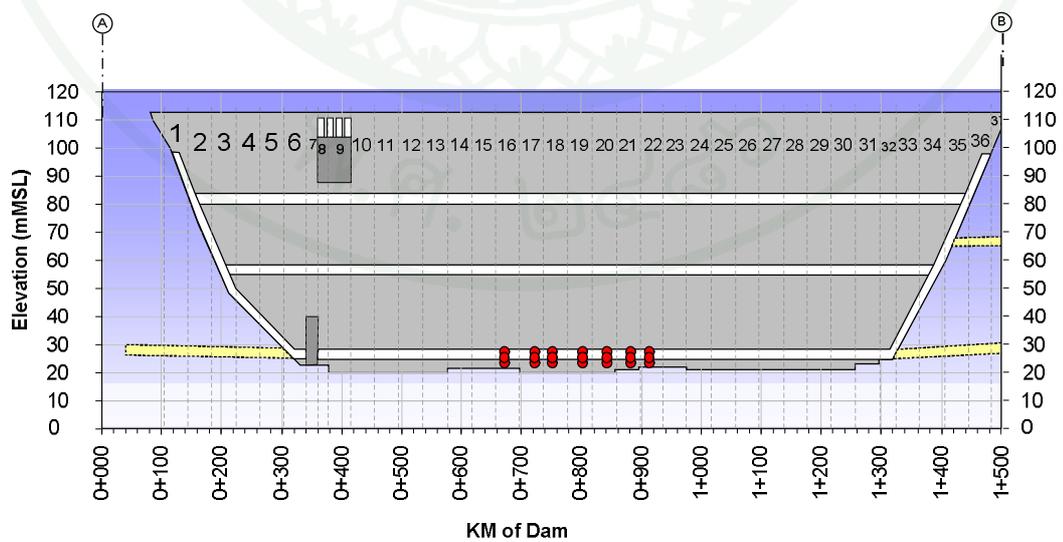
### ค่าความชื้นน้ำของคอนกรีตบดอัดเขื่อนขุนด่านปราการชล

การทดสอบความชื้นน้ำในอุโมงค์เขื่อนขุนด่านปราการชลเป็นการทดสอบความชื้นน้ำภายหลังจากอัดฉีดน้ำปูน ทำการทดสอบในช่วงเขื่อน Dam B ตั้งแต่บริเวณ กม. 0+670 จนถึง กม. 0+910 และทดสอบ 3 ระดับตั้งแต่ระดับ 24.8 จนถึง 26.8 เมตร.รทก. ดังภาพที่ 70 และ 71 การทดสอบค่าความชื้นน้ำเป็นวิธีการทดสอบด้วยแรงดันน้ำ (Water Pressure Test)

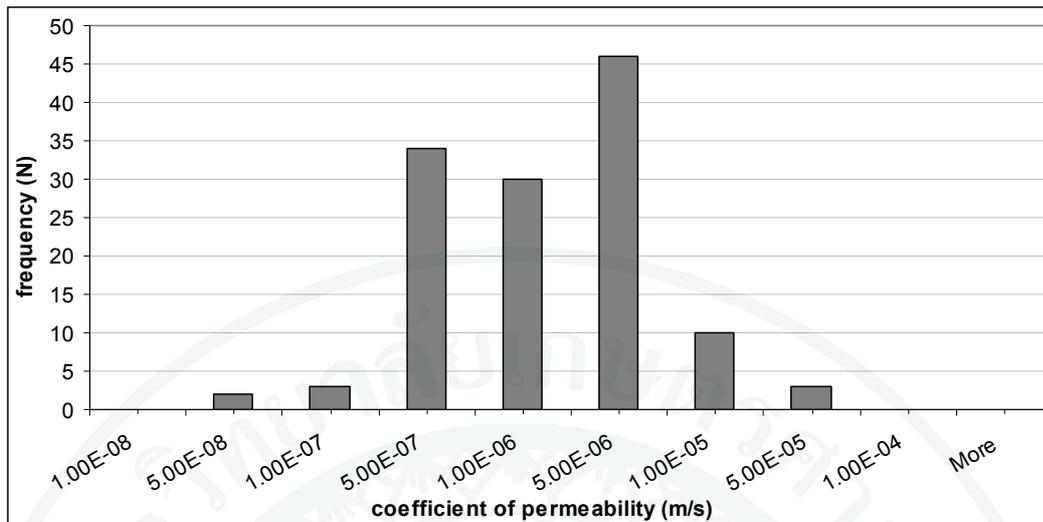
ผลการทดสอบค่าความชื้นน้ำของตัวเขื่อนขุนด่านปราการจะมีค่าเป็น Lugeon ( $1\text{ Lugeon} = 1 \times 10^{-5}$  เมตรต่อวินาที) เมื่อทำการแปลงค่าให้อยู่ในหน่วยของเมตริกแล้วได้ผลการทดสอบค่าความชื้นน้ำด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำมีค่าความชื้นน้ำของคอนกรีตบดอัดในสนามอยู่ระหว่าง  $2.83 \times 10^{-8}$  –  $2.42 \times 10^{-5}$  เมตรต่อวินาที มีค่าการกระจายตัวของข้อมูลดังภาพที่ 72 ค่าเฉลี่ยและส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานสรุปไว้ในตารางที่ 13



ภาพที่ 70 พิกัดบริเวณที่ทำการทดสอบค่าความซึมน้ำโดยวิธี Lugeon Test ตามหน้าตัดตามขวาง



ภาพที่ 71 พิกัดบริเวณที่ทำการทดสอบค่าความซึมน้ำโดยวิธี Lugeon Test ตามหน้าตัดตามยาว



ภาพที่ 72 กราฟการกระจายตัวผลการทดสอบค่าความซึมน้ำของเขื่อนขุนด่านปราการชล

ตารางที่ 13 ค่าเฉลี่ยและส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของผลการทดสอบค่าความซึมน้ำของคอนกรีตอัดเขื่อนขุนด่านปราการชล

Test	Count	Average (m/s)	SD
Total	128	$9.78 \times 10^{-7}$	0.0000036

### พฤติกรรมการไหลซึมผ่านเขื่อนและฐานรากจากเครื่องมือวัด

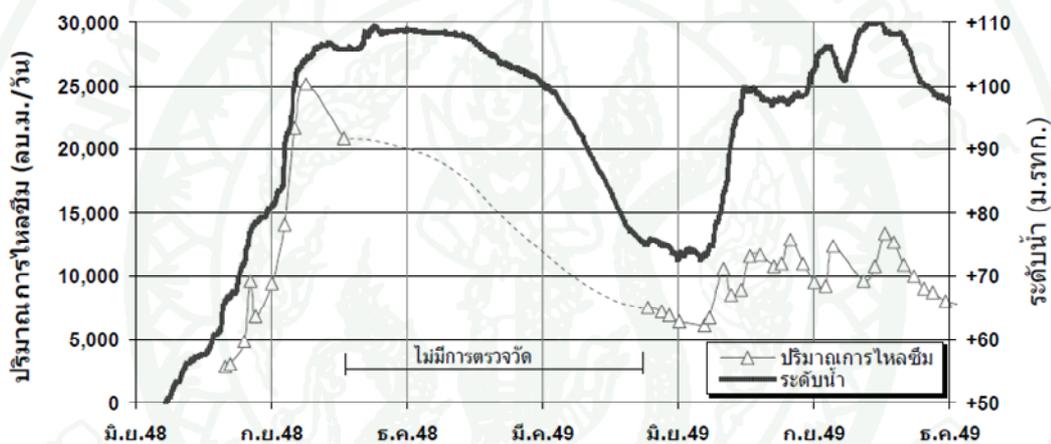
ณัฐพล (2551) ได้บันทึกค่าการไหลซึมผ่านเขื่อนและฐานรากโดยเครื่องมือวัดที่ติดตั้งภายในตัวเขื่อนและฐานรากซึ่งมีการติดตั้งและตรวจวัดดังต่อไปนี้

1. อัตราการไหลซึมผ่านในตัวเขื่อนและฐานรากซึ่งเป็นอัตราการไหลซึมรวม ในช่วงปีแรกของการเก็บน้ำวัดโดยภาชนะตวงทางท่อระบายน้ำด้านท้ายเขื่อนทั้ง 3 ระดับ และการวัดโดย V-Notch Weir ที่ติดตั้งภายในอุโมงค์เขื่อนทั้ง 3 ระดับในช่วงปีที่ 2
2. อัตราการไหลซึมผ่านฐานรากวัดโดยจับเวลาการวัดตวงการไหลซึมผ่านท่อ Foundation Drain ในอุโมงค์เขื่อนชั้นล่าง
3. อัตราการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนที่วัดโดย V-Notch Weir ที่ติดตั้งในตัวเขื่อนชั้นล่างแล้วหักลบจากอัตราการไหลซึมผ่าน Foundation Drain

#### 4. แรงดันน้ำใต้ฐานรากวัดโดย Piezometer ที่ติดตั้งภายในฐานราก

##### พฤติกรรมการไหลซึมรวม

การตรวจวัดอัตราการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานรากรวม กระทำการวัดโดยแบ่งเป็น 2 ช่วง คือ ช่วงเก็บน้ำในปีแรกวัดด้วยภาชนะตวงที่ต่อระบายน้ำด้านท้ายเขื่อน และเว้นระยะเวลาวางจากการเก็บข้อมูลจนกระทั่งมีการติดตั้ง V - Notch Weir จึงเริ่มการวัดอีกครั้งตั้งแต่เดือน พฤษภาคม พ.ศ. 2549 ผลการวัดอัตราการไหลซึมรวมเป็นดังภาพที่ 73 (ณัฐพล, 2551)



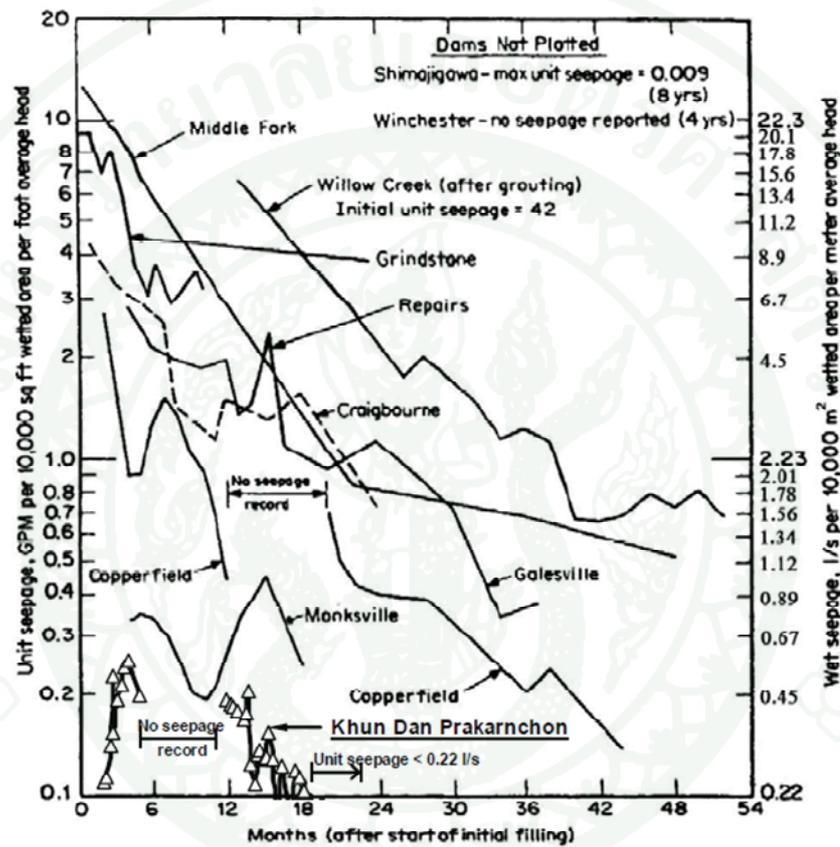
ภาพที่ 73 อัตราการไหลซึมรวมที่ผ่านตัวเขื่อนและฐานราก

ที่มา: ณัฐพล (2551)

เมื่อพิจารณาการไหลซึมรวมที่ผ่านตัวเขื่อนและฐานรากในรูป Unit Seepage ของเขื่อนขนานด้านปราการชลในการวัดช่วงแรกมีค่าเพียง 0.55 ลิตร/วินาที และการวัดด้วย V-notch Weir ในช่วงที่สองมีค่า 0.26 ลิตร/วินาที เมื่อเปรียบเทียบกับเขื่อน RCC พบว่าเขื่อนขนานด้านปราการชลมีค่า Unit Seepage น้อยกว่า และมีแนวโน้มลดลงตามระยะเวลา

ณัฐพล (2551) ได้รวบรวมผลการตรวจวัดอัตราการไหลซึมผ่านเขื่อนขนานด้านปราการชล โดยคำนวณหาค่า Unit Seepage ตามวิธีของ Hensen and Reinhardt (1991) ที่พิจารณาเปรียบเทียบค่าพื้นที่เปียก (Wet Area) ของเขื่อนและค่าศักย์ความสูงของน้ำ (Average Head) เพื่อให้สามารถ

เปรียบเทียบกับเขื่อนคอนกรีตบดอัดต่างๆ ที่รวบรวมข้อมูลโดย Hensen and Reinhardt (1991) จากการเปรียบเทียบสรุปว่าในการวัดช่วงแรกมีค่าเพียง 0.55 ลิตร/วินาที และการวัดด้วย V-notch Weir ในช่วงที่สองมีค่า 0.26 ลิตร/วินาที เมื่อเปรียบเทียบกับเขื่อน RCC พบว่าเขื่อนขุนด่านปราการชลมีค่า Unit Seepage น้อยกว่าเขื่อนอื่นๆ และมีแนวโน้มลดลงตามระยะเวลาดังแสดงในภาพที่ 74



ภาพที่ 74 ค่า Unit Seepage ของเขื่อนขุนด่านปราการชล เปรียบเทียบกับเขื่อนRCC อื่นๆ

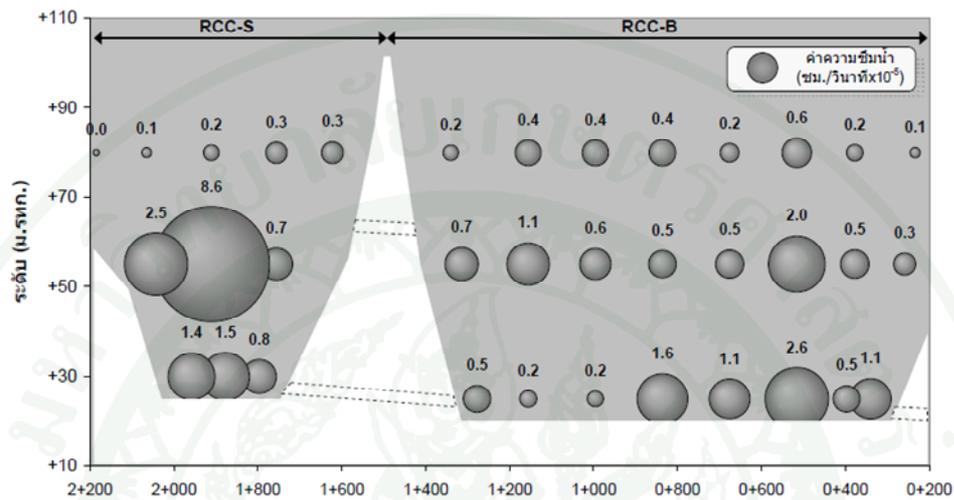
ที่มา: ฉัฐพล (2551) ดัดแปลงจาก Hensen and Reinhardt (1991)

**พฤติกรรมการไหลซึมผ่านตัวเขื่อน**

ฉัฐพล (2551) วัดอัตราการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนวัดโดย V – Notch Weir ที่ติดตั้งภายในอุโมงค์ตลอดความยาวเขื่อนในช่วงเก็บน้ำในช่วงปีที่ 1 พบว่าอัตราการไหลซึมขึ้นอยู่กับระดับความดันของน้ำที่เก็บกัก คือ อุโมงค์ที่อยู่ระดับต่ำจะมีอัตราการไหลซึมที่สูงกว่าอุโมงค์ที่อยู่ระดับสูง



โครงสร้างCVC ผิวหน้าเขื่อนด้านเหนือน้ำซึ่งมีความตึบน้ำมากกว่าและผลจากการเกิดตะกอนก่อตัวอุดรอยรั่วซึมภายในเขื่อน ทำให้ค่า  $k_c$  ต่ำกว่าค่า  $k$  จากการทดสอบการไหลซึมผ่าน RCC ระหว่างการก่อสร้างซึ่งแสดงดังภาพที่ 76



ภาพที่ 76 ค่าความซึมน้ำเทียบเท่าของตัวเขื่อนช่วงเก็บน้ำปีที่ 1

ที่มา: ญัฐพล (2551)

**พฤติกรรมกรไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อน**

พฤติกรรมกรไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อนนั้นจะมีการเปลี่ยนแปลงปริมาณตามระดับน้ำในอ่าง, ค่าความซึมน้ำของหินฐานราก, ประสิทธิภาพการปิดกั้นของม่านอัดฉีดน้ำปูนและประสิทธิภาพการระบายของม่านระบายน้ำ

ญัฐพล, 2551 เปรียบเทียบอัตราการไหลซึมของ RCC – B ที่ตรวจวัดกับค่าการไหลซึมจากการคาดการณ์โดยแบบจำลอง (ซิโนรส, 2546) พบว่ามีค่าใกล้เคียงกับที่คาดการณ์ เมื่อคิดสัดส่วนเป็นเปอร์เซ็นต์ การไหลซึมผ่านแนวระบายน้ำที่ 1 จะสูงกว่าที่คาดการณ์ โดยไหลผ่านแนวระบายน้ำที่ 1 93 เปอร์เซ็นต์ แสดงให้เห็นว่าความซึมน้ำของม่านอัดฉีดน้ำปูนสูงกว่าที่คาดการณ์ (75เปอร์เซ็นต์) และประสิทธิภาพการระบายน้ำของแนวระบายน้ำที่ 27 เปอร์เซ็นต์ น้อยกว่าที่

คาคการณ์ (25เปอร์เซ็นต์) ม่านระบายน้ำ ผลการตรวจวัดการไหลซึมผ่านฐานรากในช่วงปีแรกเป็นดังตารางที่ 14

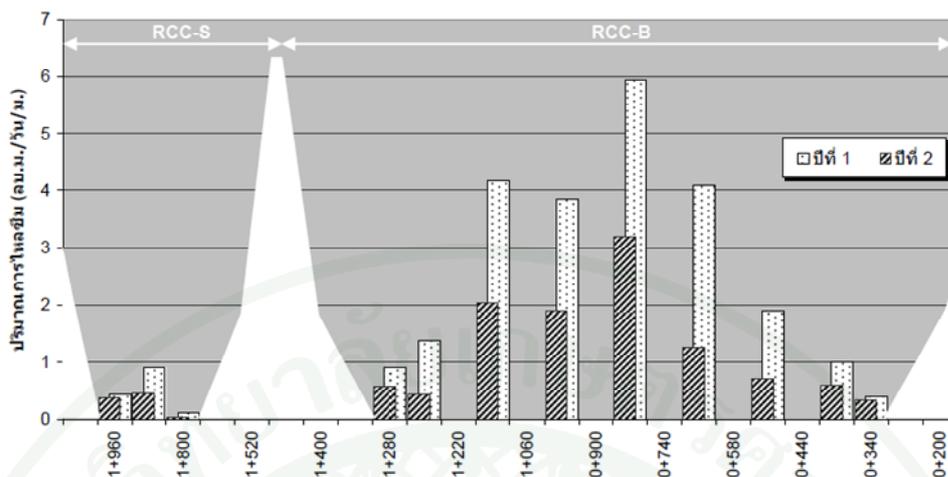
ณัฐพล (2551) เปรียบเทียบการไหลซึมระหว่างเขื่อน RCC-B และเขื่อน RCC-S ดังสรุปในภาพที่ 77 กล่าวว่ายัตราการไหลซึมผ่านเขื่อน RCC-B บริเวณพื้นมีค่าสูงกว่าเขื่อน RCC-S อย่งเห็นได้ชัดประมาณ 4 เท่า โดยในช่วงตั้งแต่ กม. 0+600 ถึง 1+100 มีอัตราการไหลซึมสูงสุดถึง 5.9 ลบ.ม./วัน/ม. ซึ่งสอดคล้องกับลักษณะของหินฐานรากที่เป็นหินภูเขาไฟหลายชนิดและสอดคล้องกับผลสำรวจก่อนการก่อสร้างที่พบว่าในบริเวณพื้นราบเขื่อน RCC-B และ RCC-S มีอัตราการไหลซึมสูงกว่าบริเวณอื่นๆ แต่อย่างไรก็ตามเมื่อเข้าสู่ปีที่ 2 อัตราการไหลซึมบริเวณพื้นราบเขื่อน RCC-B และ RCC-S มีอัตราการไหลซึมลดลง 40 – 70เปอร์เซ็นต์ ส่วนบริเวณฐานยันเขื่อนมีอัตราการไหลซึมลดลงเพียงเล็กน้อย แต่ยังคงมีส่วนการไหลซึมระหว่างแนวระบายน้ำที่ 1 และ 2 ใกล้เคียงกัน

ตารางที่ 14 สรุปอัตราการไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อน RCC-B

อัตราการไหลซึม (ลบ.ม./วัน/ม.)	ผลการตรวจวัด		ผลการวิเคราะห์ FEM (ซิโนรส, 2546)
	ปีที่1	ปีที่2	
แนวระบายน้ำที่1	3.62 (93เปอร์เซ็นต์)*	1.66 (92เปอร์เซ็นต์)	2.23 (75เปอร์เซ็นต์)
แนวระบายน้ำที่2	0.29 (7เปอร์เซ็นต์)	0.15 (8เปอร์เซ็นต์)	0.73 (25เปอร์เซ็นต์)

หมายเหตุ \*ในลงเล็บ คือ ร้อยละของแนวระบายน้ำนั้นๆ ต่อแนวระบายน้ำทั้ง2 แถว

ที่มา: ณัฐพล (2551)



ภาพที่ 77 อัตราการไหลซึมผ่านฐานรากตลอดแนวเขื่อน

ที่มา: ณัฐพล (2551)

#### สัดส่วนการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานราก

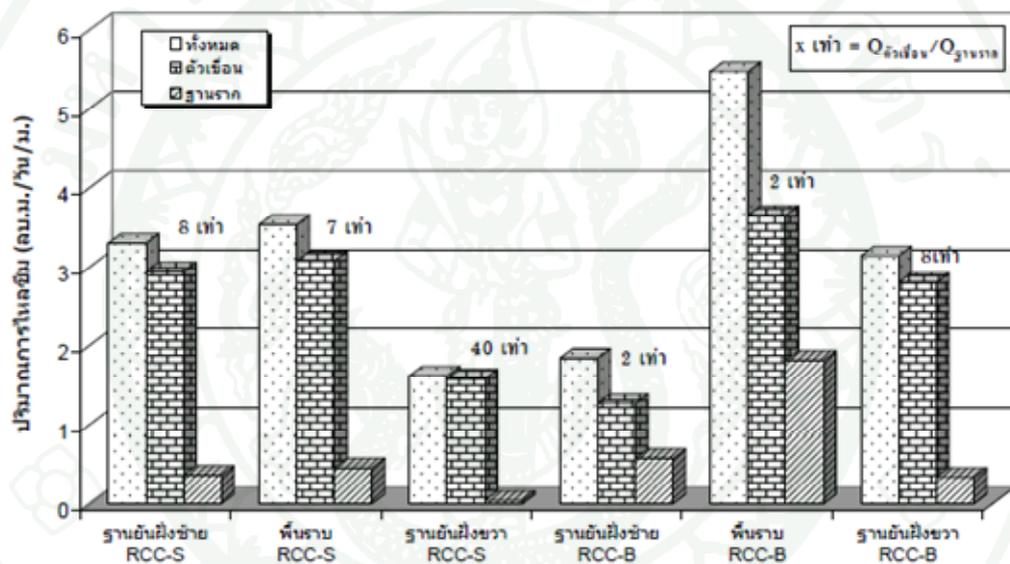
ณัฐพล (2551) ได้สรุปอัตราการไหลซึมผ่านเขื่อนและฐานราก พบว่าที่ระดับน้ำเก็บกักสูงสุดสัดส่วนการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนมีค่าประมาณ 4.5 เท่าเมื่อเทียบกับการไหลซึมผ่านฐานราก ในปีแรกและปีที่สอง โดยที่อัตราการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนเป็น 81 และ 82เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ แม้ว่าการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนในปีที่ 2 จะลดลงเหลือเพียงครึ่งหนึ่งของปีแรก ดังตารางที่ 15

ตารางที่ 15 สรุปอัตราการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานราก

ปีการเก็บกักน้ำ	อัตราการไหลซึม (ลบ.ม./วัน)			ตัวเขื่อน / ฐานราก
	การไหลซึมรวม	ผ่านตัวเขื่อน	ผ่านฐานราก	
ปีที่ 1	25,126	20,474(81เปอร์เซ็นต์)	4,652(19เปอร์เซ็นต์)	4.4 เท่า
ปีที่ 2	13,393	11,021(82เปอร์เซ็นต์)	2,372(18เปอร์เซ็นต์)	4.6 เท่า

ที่มา: ณัฐพล (2551)

ภายหลังการติดตั้ง V-Notch Weir ธีรพล (2551) วัดและสรุปอัตราการไหลซึม ดังภาพที่ 78 กล่าวว่า ผลการวัดอัตราการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนบริเวณพื้นราบของทั้งเขื่อน RCC-B และ RCC-S มีค่าใกล้เคียงกัน คือ 3.7 และ 3.1 ตามลำดับ สัดส่วนการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานรากในพื้นที่ราบของเขื่อน RCC-B และ RCC-S มีค่าต่างกันมาก คือ 2 และ 7 เท่า ตามลำดับ เนื่องจากอัตราการไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อน RCC-B มีค่าสูงกว่า RCC-S สัดส่วนการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานรากในบริเวณฐานยันของเขื่อน RCC-B และ RCC-S มีตั้งแต่ 2 – 40 เท่า โดยเฉพาะที่บริเวณฐานยันฝั่งขวาของเขื่อน RCC-S ซึ่งมีค่าต่างกัน 40 เท่านี้เนื่องจากอัตราการไหลซึมผ่านฐานรากมีค่าต่ำมากเพียง 0.04 ลบ.ม./วัน/ม.



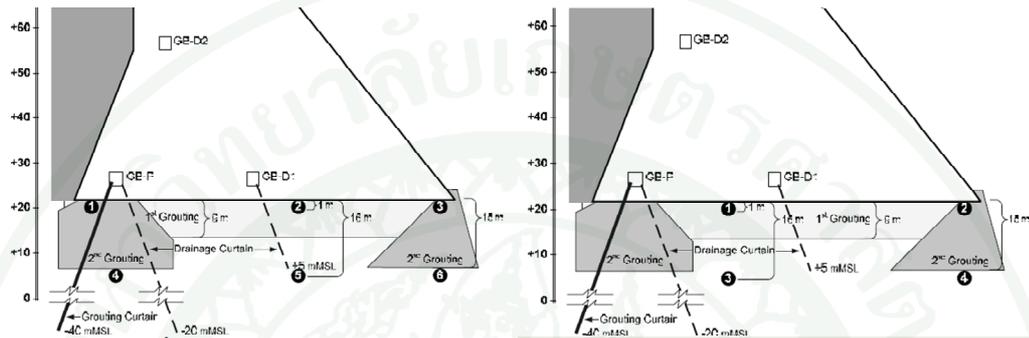
ภาพที่ 78 อัตราการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานรากช่วงการเก็บน้ำปีที่ 2

ที่มา: ธีรพล (2551)

#### พฤติกรรมด้านแรงดันน้ำใต้ฐานเขื่อน

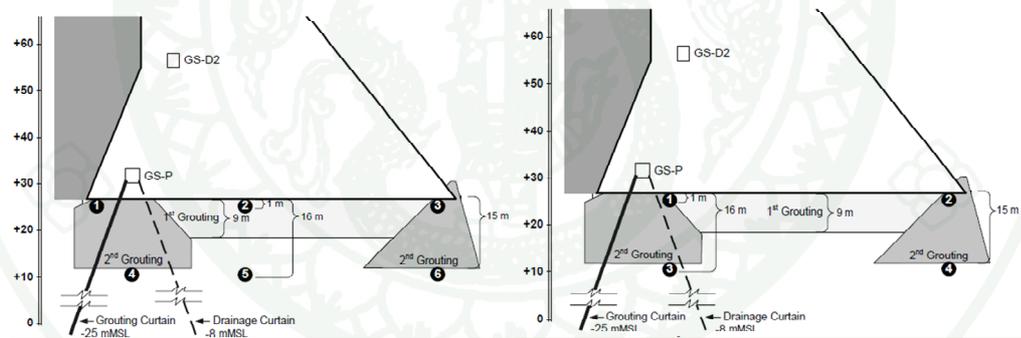
ธีรพล (2551) บันทึกค่าแรงดันน้ำใต้ฐานรากของเขื่อนซึ่งถูกวัดโดย Piezometer ที่ติดตั้งเฉพาะฐานรากตลอดความยาวเขื่อนจำนวนทั้งหมด 106 หัววัด แต่ละหน้าตัดที่ติดตั้งมีทั้งแบบ 6 หัววัดและ 4 หัววัดดังภาพที่ 79 ซึ่งจะเป็นตัวบอกความดันน้ำใต้ฐานรากซึ่งแบ่งออก 3 ส่วนคือ

1. พื้นที่ส่วนหน้า คือพื้นที่ส่วนหน้าม่านอัดฉีดน้ำปูน
2. พื้นที่ส่วนกลาง คือพื้นที่ระหว่างหลังม่านอัดฉีดน้ำปูนและม่านระบายน้ำแนวที่ 1
3. พื้นที่ส่วนท้าย คือพื้นที่ด้านหลังม่านระบายน้ำแนวที่ 1



(ก) เขื่อน RCC-B (6 หัวฉีด)

(ข) เขื่อน RCC-B (4 หัวฉีด)



(ค) เขื่อน RCC-S (6 หัวฉีด)

(ง) เขื่อน RCC-S (4 หัวฉีด)

ภาพที่ 79 หน้าตัดทั่วไปของการติดตั้ง piezometer

ที่มา: อนุรักษ์ (2551)

ในภาพรวมเบื้องต้นนี้สรุปได้ว่า ผลการปรับปรุงคุณภาพหินฐานรากและประสิทธิภาพของระบบควบคุมการไหลซึมในหินฐานรากอยู่ในเกณฑ์ที่ดี เนื่องจากความดันน้ำใต้ฐานเขื่อนมีค่าลดลงตามระยะทางที่น้ำไหลผ่าน และลดลงอย่างชัดเจนเมื่อไหลซึมผ่านม่านอัดฉีดน้ำปูน

โดยเฉพาะบริเวณที่อยู่ด้านหลังม่านระบายน้ำ พบว่ามีค่าศักย์น้ำรวมใกล้เคียงกับระดับน้ำใต้ดิน และมีค่าเปลี่ยนแปลงเล็กน้อยตามระดับน้ำในอ่าง สิ่งต่างๆ เหล่านี้จึงเป็นพฤติกรรมที่บ่งบอกถึงความมั่นคงที่ดีของตัวเขื่อนเมื่อทำการเก็บกักน้ำและมีแนวโน้มปลอดภัยยิ่งขึ้นในอนาคตเนื่องจากความดันน้ำใต้ฐานรากเขื่อนมีค่าลดลงเมื่อเข้าสู่ช่วงเก็บน้ำปีที่ 2 ดังแสดงในตารางที่ 16 (ฉัฐพล, 2551)

ตารางที่ 16 สรุปค่าความดันน้ำที่เกิดขึ้นในหินฐานราก

พื้นที่ (Zone)	$h_p$ (เมตร)		$h_{pe}$ (เปอร์เซ็นต์)		$h_t$ (ม.รทก.)	
	ปีที่ 1	ปีที่ 2	ปีที่ 1	ปีที่ 2	ปีที่ 1	ปีที่ 2
พื้นที่ส่วนหน้า (Upstream Zone)	73 (50-83)*	69 (49-80)	83 (69-93)	78 (50-90)	94 (75-103)	90 (65-100)
พื้นที่ส่วนกลาง (Middle Zone)	38 (20-87)	35 (20-87)	37 (20-85)	34 (20-80)	47 (30-93)	43 (25-90)
พื้นที่ส่วนท้าย (Downstream Zone)	5 (2-8)	5 (2-8)	10 (2-15)	10 (2-15)	25 (20-30)	25 (20-30)

หมายเหตุ \*ในวงเล็บคือ ช่วงขอบเขตที่ตรวจวัดได้

ที่มา: ฉัฐพล (2551)

#### พฤติกรรมเคลื่อนตัวของเขื่อนจากเครื่องมือวัด

ฉัฐพล (2551) ได้บันทึกค่าพฤติกรรมเคลื่อนตัวของเขื่อน โดยเครื่องมือวัดซึ่งแบ่งได้เป็น 3 กลุ่มลักษณะคือ การเคลื่อนตัวที่รอยต่อระหว่างบล็อก, การเอียงตัวของเขื่อนและการเลื่อนไถลของเขื่อนซึ่งได้จากการตรวจวัด โดยเครื่องมือที่ติดตั้งอยู่ภายในตัวเขื่อน ได้แก่ Jointmeter, Direct Pendulum และ Invert Pendulum

## 1. การเคลื่อนตัวที่รอยต่อระหว่างบล็อก

การเคลื่อนตัวที่รอยต่อระหว่างบล็อกถูกวัดโดย Jointmeter ที่ติดตั้งทุกรอยต่อเพื่อการหดตัว (Contraction joint) ซึ่งมีระยะห่างทุกๆ 40 เมตร ผลการวัดเป็นการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ (Relative Displacement) ระหว่างบล็อกในทั้งสามทิศทาง คือ ทิศทางแนวเหนือ-ใต้ - ท้ายน้ำ (Transversal) , ทิศทางตามแนวแกนเขื่อน (Longitudinal) และทิศทางในแนวตั้ง (Vertical)

ณัฐพล, 2551 ได้ทำการวัดการเคลื่อนตัวโดย Jointmeter ในระหว่างการก่อสร้างมีค่าน้อยกว่า 0.3 มิลลิเมตร ทั้ง 3 ทิศทาง โดยผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวพบว่า เมื่อเก็บกักน้ำ การเคลื่อนตัวในแนวแกนเขื่อน (Longitudinal) พบว่าในช่วงแรกก่อนเก็บกักน้ำ ค่าการเคลื่อนตัวเฉลี่ยตลอดแนวอุโมงค์ระดับบน (+80 ม.รทก.) และระดับล่าง (+30 ม.รทก.) มีค่าใกล้เคียงกันตั้งแต่ 0.2 - 0.4 มิลลิเมตร เมื่อเก็บน้ำไปได้ระยะหนึ่ง ค่าการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดในอุโมงค์ระดับบนคือมีค่าตั้งแต่ 0.7 - 1.3 มิลลิเมตร ส่วนอุโมงค์ระดับล่างเกิดการเคลื่อนตัวเฉลี่ยคงที่คือตั้งแต่ 0.3 - 0.4 มิลลิเมตร

ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวที่อุโมงค์ของเขื่อน RCC-B จำนวน 33 บล็อก ดังภาพที่ 85 พบว่าเกิดการเคลื่อนตัวรวมทั้งระดับบนทั้งสิ้น 36 มิลลิเมตร (เฉลี่ย 1.1 มิลลิเมตร/บล็อก) ปีแรกของการเก็บน้ำเกิดการเคลื่อนตัวสูงสุด 3.8 มม. บริเวณกม. 0+896 อุโมงค์ระดับล่างเกิดการเคลื่อนตัวสูงสุด 0.5 มิลลิเมตร และเมื่อเข้าสู่การเก็บน้ำปีที่ 2 อุโมงค์ระดับบนและระดับล่างเกิดการเคลื่อนตัว 3.7 และ 0.8 ตามลำดับ (ณัฐพล, 2551)

ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวที่อุโมงค์ของเขื่อน RCC-S จำนวน 16 บล็อก พบว่าเกิดการเคลื่อนตัวรวมทั้งระดับบนทั้งสิ้น 20 มิลลิเมตร (เฉลี่ย 1.3 มม./บล็อก) ปีแรกของการเก็บน้ำเกิดการเคลื่อนตัวสูงสุด 3.8 มิลลิเมตร บริเวณกม. 1+817 อุโมงค์ระดับล่างเกิดการเคลื่อนตัวสูงสุด 0.6 มิลลิเมตร และเมื่อเข้าสู่ปีที่ 2 การเคลื่อนตัวสูงสุดในอุโมงค์ระดับบนและล่างเปลี่ยนแปลงเล็กน้อย 4.0 และ 0.7 ตามลำดับ (ณัฐพล, 2551)

ส่วนแนวเหนือ-ใต้ - ท้ายน้ำและแนวตั้งพบการเคลื่อนตัวน้อยกว่า 0.5 มิลลิเมตร อย่างไรก็ตามเมื่อเปรียบเทียบกับผลการออกแบบของกรมชลประทาน (2541ข) ซึ่งกำหนดการทรุดตัวในแนวตั้งสูงสุดไม่เกิน 5 มิลลิเมตร จึงเป็นสิ่งบ่งชี้ถึงการมีความมั่นคงที่ดี ไม่มีปัญหาการทรุดตัวที่แตกต่างกันในแต่ละบล็อก (ณัฐพล, 2551)

ฉัฐพล (2551) ได้พิจารณาเปรียบเทียบผลการวัดการเคลื่อนตัวที่รอยต่อกับเขื่อนคอนกรีตบดอัดอื่นๆ ดังตารางที่ 17 พบว่าเขื่อนขุนด่านปราการชลยังมีการเคลื่อนตัวเป็นปกติ

ตารางที่ 17 การเคลื่อนตัว (รอยแยกที่รอยต่อ) ที่เกิดขึ้นสูงสุดที่บริเวณต่างๆ

ตำแหน่งการวัด	เขื่อนขุนด่านปราการชล		Shimajigawa	Cadiangullong
	RCC-B (สูง 92 เมตร)	RCC-S (สูง 85 เมตร)	Dam * (สูง 89 เมตร)	Dam * (สูง 43 เมตร)
สันเขื่อน (Dam Crest)	< 0.3 mm.	< 0.3 mm.		7.0 mm.
ท้ายเขื่อน (Downstream Face)	-	-	5.00 mm.	5.0 mm.
อุโมงค์ (Gallery)	3.8 mm. (ระดับบน) 1.3 mm. (ระดับ ล่าง)	4.0 mm. (ระดับบน) 0.8 mm. (ระดับ ล่าง)	(เฉลี่ย 2.7 mm.)	2.5 mm.

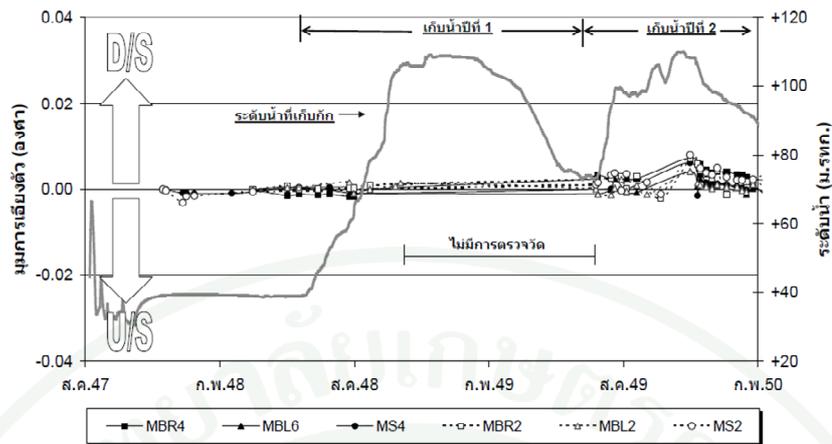
หมายเหตุ \* Hansen and Reinhardt (1991)

\*\* Maisano et al. (2001)

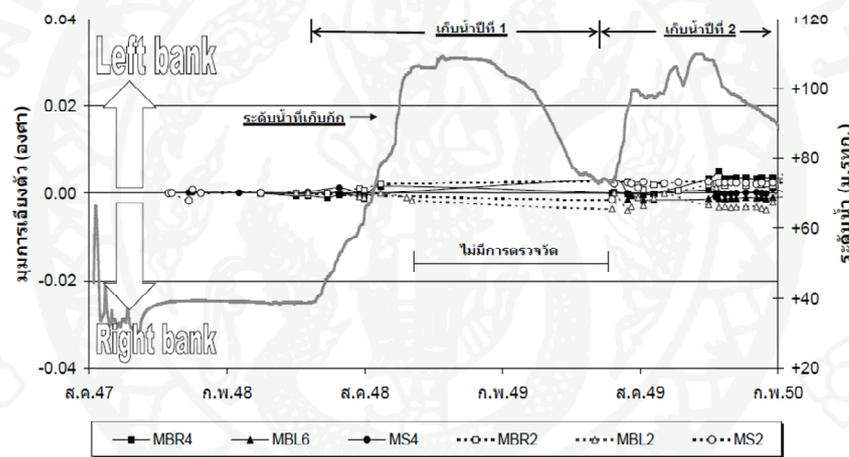
ที่มา: ฉัฐพล (2551)

## 2. การเอียงตัวของเขื่อน

ค่าการเอียงตัวของเขื่อน (Tiling) ตรวจวัดโดย Direct Pendulum ที่ติดตั้งจำนวน 6 ตำแหน่งหน้าตัด ได้แก่ MBR4, MBL6 และ MS4 ซึ่งเป็นตำแหน่งในตัวเขื่อนที่ตั้งอยู่บริเวณพื้นราบ (Flood Plain) และตำแหน่งตัวเขื่อนที่อยู่บริเวณฐานเขื่อน ได้แก่ MBR2, MBL2 และ MS2 ดังแสดงในภาพที่ 80



(ก) ทิศทางในแนวเหนือน้ำ-ท้ายน้ำ



(ข) ทิศทางในแนวแกนเขื่อน

ภาพที่ 80 การเอียงตัวของเขื่อนที่การเก็บน้ำระดับต่างๆ

ที่มา: ธีรพล (2551)

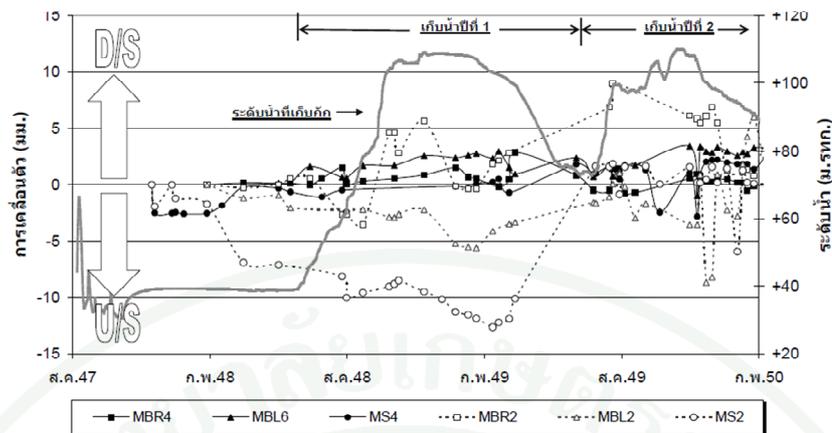
ในช่วงการเก็บน้ำในปีแรก ไม่มีการตรวจวัดการเอียงตัวเนื่องจากการไหลของน้ำกระทบกับลวดจนเกิดการสั่น เมื่อเริ่มเข้าสู่ช่วงการเก็บน้ำในช่วงปีที่ 2 การไหลซึมผ่านตัวเขื่อนลง จึงตรวจวัดการเอียงตัวได้ โดย ธีรพล (2551) พบว่าการเอียงตัวไปทางด้านท้ายน้ำเมื่อระดับน้ำในอ่างเพิ่มสูงขึ้น โดยการเอียงตัวสูงสุด 0.008 องศา เมื่อระดับน้ำลดลงการเอียงตัวกลับเข้าสู่

ตำแหน่งเดิม ซึ่งเป็นพฤติกรรมที่เกิดขึ้นเป็นปกติของเขื่อนคอนกรีตโค้งและคอนกรีตถ่วงน้ำหนักทั่วไป การเอียงตัวในทิศทางแนวแกนเขื่อนมีค่าสูงสุดไม่เกิน 0.005 องศา แต่ไม่แสดงความสัมพันธ์กับการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในอ่าง เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ของฐิติพร (2548) พบว่ามีความใกล้เคียงกันที่การเอียงตัวสูงสุด 0.006 องศา

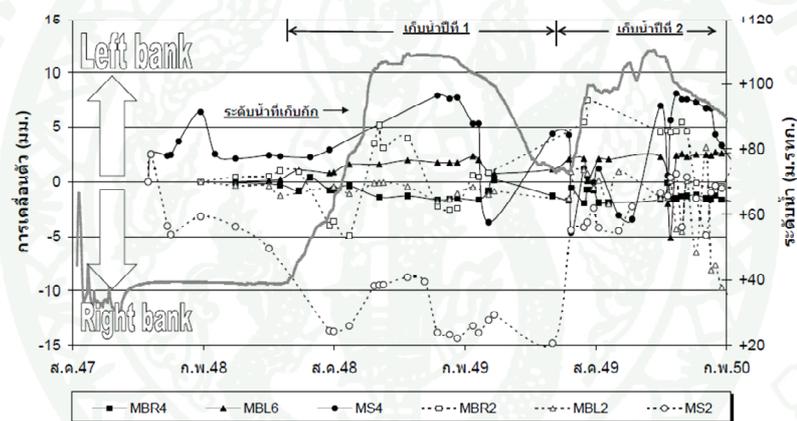
### 3. การเลื่อนไถลของตัวเขื่อน

การเลื่อนตัวในแนวราบตรวจวัดโดยใช้ Inverted Pendulum โดยติดตั้งไว้จำนวน 6 ตำแหน่งซึ่งเป็นตำแหน่งเดียวกับ Direct Pendulum ได้แก่ MBR4, MBL6 และ MS4 ซึ่งเป็นตำแหน่งในตัวเขื่อนที่ตั้งอยู่บริเวณพื้นราบ (Flood Plain) และตำแหน่งตัวเขื่อนที่อยู่บริเวณฐานยัน ได้แก่ MBR2, MBL2 และ MS2 ผลการตรวจเป็นดังภาพที่ 81

จากผลการตรวจโดย ณิชกุล (2551) พบว่ามีการแกว่งของข้อมูลมากและไม่มีความสัมพันธ์กับการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในอ่าง ผลการตรวจพบว่าตัวเขื่อนเกิดการเลื่อนไถลมากถึง 15 มม. ซึ่งมากกว่าผลการวิเคราะห์ของฐิติพร (2548) ที่คาดการณ์ไว้ที่ 2.5 มม. แต่อย่างไรก็ตาม ทั้งนี้คาดว่าเกิดจากน้ำไหลซึมผ่านท่อ PVC ที่ติดตั้งในหลุมเจาะหินฐานราก จึงทำให้ลวดเกิดการสั้น การวัดจึงไม่สมบูรณ์ การพิจารณาผลการตรวจการวัด Jointmeter ประกอบไม่พบการเคลื่อนตัวที่สูงผิดปกติแต่อย่างใด (ณิชกุล, 2551)



(ก) ทิศทางในแนวเหนือน้ำ-ท้ายน้ำ



(ข) ทิศทางในแนวแกนเขื่อน

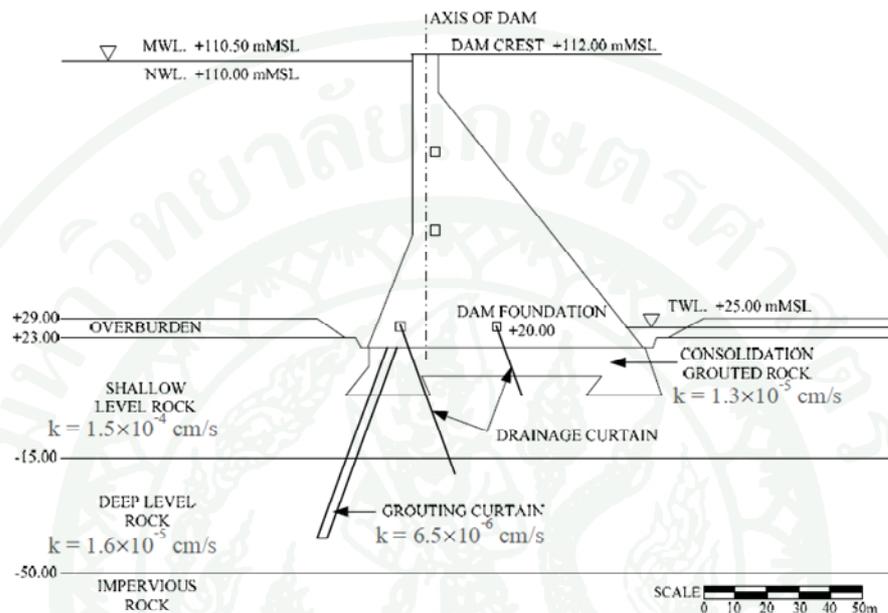
ภาพที่ 81 การเลื่อนไหลของเขื่อนที่การเก็บน้ำระดับต่างๆ

ที่มา: ณัฐพล (2551)

ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านฐานราก

ชินโรส (2546) วิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อนขุนด่านปราการชล ซึ่งเป็นการวิเคราะห์โดยวิธี FEM 2 มิติ ผ่านเฉพาะฐานรากเขื่อนเท่านั้น อย่างไรก็ตามพฤติกรรมกรไหลซึมที่เกิดขึ้นในฐานรากเขื่อนนั้นมีลักษณะเป็น 3 มิติ เนื่องจากมีท่อระบายน้ำที่ฐานราก ทุกๆ 5

เมตร ดังนั้นจึงมีการหาค่าศักย์น้ำรวมเทียบเท่า (Equivalent head) ของแนวผ่านระบายน้ำดังกล่าว เพื่อแปลงใช้กำหนดค่าในการวิเคราะห์แบบจำลองใน 2 มิติ ตัวอย่างหน้าตัดที่ใช้ในการวิเคราะห์ เชื้อน RCC – B เป็นดังภาพที่ 82



ภาพที่ 82 หน้าตัดการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อนขุนด่านปราการชล

ที่มา: ชีโนรส (2546)

ผลการวิเคราะห์ โดยชีโนรส (2546) พบว่าน้ำที่ไหลผ่านม่านอัดฉีดน้ำปูนจะเกิดการสูญเสียศักย์น้ำและมีทิศทางไหลเข้าสู่ผ่านระบายน้ำ โดยที่ระดับเก็บกักปกติ ปริมาณน้ำที่ไหลซึมผ่านม่านอัดฉีดน้ำปูนมีค่าเฉลี่ย 2.19 ลิตร/นาที่/ม. (ประสิทธิภาพการปิดกั้น 40เปอร์เซ็นต์) โดยผ่านระบายน้ำที่ 1 และ 2 ระบายน้ำ 1.55 และ 0.51 ลิตร/นาที่/ม. ตามลำดับ ส่วนที่เหลือไหลลอดไปด้านท้ายน้ำ 12 ลิตร/นาที่/ม. ซึ่งคิดเป็น 70.9, 23.5 และ 5.6เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ ดังตารางที่ 18 และจากตารางจะพบว่าในกรณีม่านอัดฉีดน้ำปูนเสื่อมประสิทธิภาพ อัตราการไหลซึมจะเพิ่มขึ้น 66 เปอร์เซ็นต์ ส่วนแรงลอยตัวได้ฐานรากเขื่อนจะสูงกว่ากรณีปกติเพียงเล็กน้อย แต่ในกรณีที่ผ่านระบายน้ำชำรุด แรงลอยตัวได้ฐานเขื่อนจะสูงกว่ากรณีปกติถึง 176 เปอร์เซ็นต์ อย่างไรก็ตาม ตัวเขื่อนยังคงมีความมั่นคงตามมาตรฐานเกณฑ์การออกแบบ และแสดงผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของเขื่อนขุนด่านปราการชลด้วยวิธี USBR ในตารางที่ 19

ตารางที่ 18 ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อนขุนด่านปราการชล

กรณี	อัตราการไหลซึม (ลิตร/นาที่/ม.)				แรงลอยตัว (ตัน/ม.)	FSS
	ทั้งหมด	ม่าน 1	ม่าน 2	ท้ายน้ำ		
ระบบการควบคุมการไหลซึมปกติ	2.19	1.55	0.51	0.12	1,298	3.32
ม่านระบายน้ำที่ 1 ชำรุด	1.73	-	1.48	0.25	1,895	3.17
ม่านระบายน้ำที่ 2 ชำรุด	2.19	1.93	-	0.26	1,509	3.26
ม่านระบายน้ำที่ 1 และ 2 ชำรุด	1.17	-	-	1.17	3,579	2.75
ไม่มีม่านอัดฉีดน้ำปูน	3.64	2.88	0.62	0.14	1,228	3.31

ที่มา: ชีโนรส (2546)

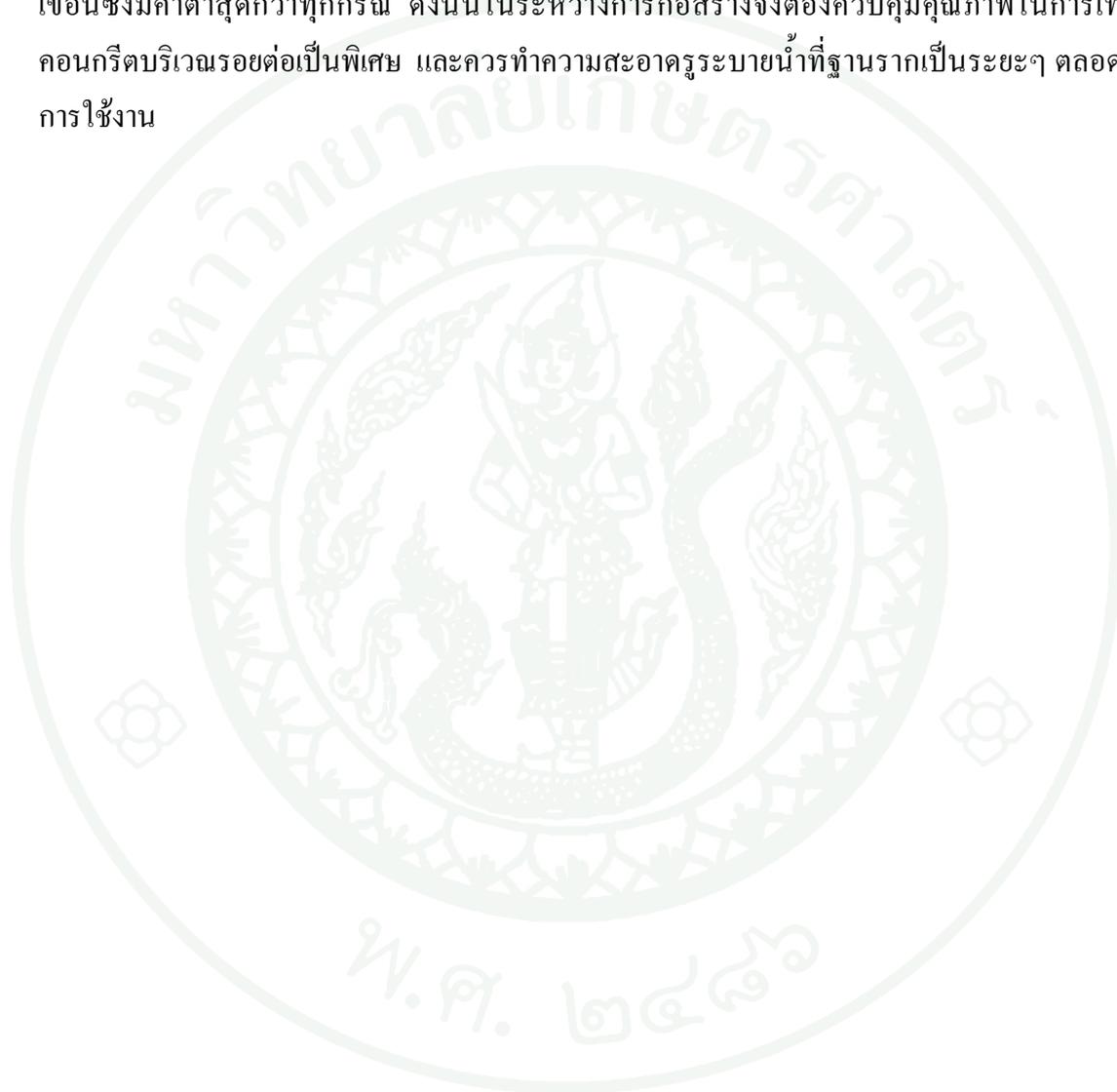
ตารางที่ 19 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของเขื่อนขุนด่านปราการชลด้วยวิธี USBR

ลำดับ	กรณี	FSS	$\sigma_z$	e	Result
	เกณฑ์กำหนด กรณีปกติ	$\geq 3$	$\geq 0$	$\leq L/6$	
1	ระดับเก็บกักปกติ	3.32	5.6	6.02	OK
	เกณฑ์กำหนด กรณีไม่ปกติ	$\geq 2$	$\geq 0$	$\leq L/4$	
2	ระดับเก็บกักสูงสุด	3.28	5.5	6.25	OK
3	ระดับเก็บกักปกติ ระบบระบายน้ำชำรุด	2.75	2.2	10.20	OK
4	ระดับเก็บกักปกติ ไม่มีแรงเสียดทานที่ฐานเขื่อน	2.04	5.6	6.02	OK
	เกณฑ์กำหนด กรณีพิเศษ	$\geq 1$	$\geq 0$	$\leq L/2$	
5	ระดับเก็บกักปกติ มีแรงกระทำแผ่นดินไหว	2.50	2.1	11.16	OK
6	ระดับเก็บกักสูงสุด ระบบระบายน้ำชำรุด	2.72	2.1	10.56	OK
7	ระดับเก็บกักสูงสุด ไม่มีแรงเสียดทานที่ฐานเขื่อน	2.02	5.5	6.25	OK

หมายเหตุ SFS = Safety Factor of Sliding  $\sigma_z$  = Normal Stress e = Eccentric Length L = Length of Base

ที่มา: ชีโนรส (2546)

ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อนในตารางที่ 18 พบว่าในกรณีปกติตัวเขื่อนมีเสถียรภาพปลอดภัย ในกรณีที่น้ำปกติที่ระดับน้ำสูงสุดและระบบระบายน้ำชำรุด ตัวเขื่อนยังคงมีเสถียรภาพเพียงพอตามเงื่อนไขของการออกแบบ แม้ในกรณีที่ไม่มีแรงเสียดทานที่ฐานเขื่อนก็ยังคงอยู่ในเกณฑ์ความปลอดภัย แต่จะมีค่าอัตราความปลอดภัยลดลงมาก โดยเฉพาะเมื่อไม่มีแรงเสียดทานที่ฐานเขื่อนซึ่งมีค่าต่ำสุดกว่าทุกกรณี ดังนั้นในระหว่างการก่อสร้างจึงต้องควบคุมคุณภาพในการเทคอนกรีตบริเวณรอยต่อเป็นพิเศษ และควรทำความเข้าใจการระบายน้ำที่ฐานรากเป็นระยะๆ ตลอดการใช้งาน



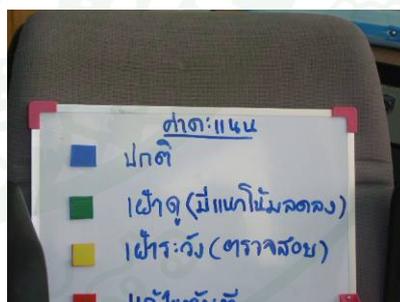
## อุปกรณ์และวิธีการ

### อุปกรณ์

#### อุปกรณ์การตรวจสภาพเขื่อน

การตรวจสภาพภายในอุโมงค์เขื่อนนั้นไม่สามารถตรวจโดยการจดค่าคะแนนสภาพขององค์ประกอบในกระดวยได้เนื่องจากมีปริมาณความชื้นในบรรยากาศและปริมาณน้ำไหลซึมผ่านตัวเขื่อนมากโดยเฉพาะอุโมงค์ส่วนล่าง ทำให้ข้อมูลเกิดความเสียหาย ต่อมาทดสอบบันทึกด้วย White Board โดยการเขียนปากกาเขียน White Board พบว่าไม่สามารถเขียนได้ตลอด เนื่องจากความชื้นมากเกินไปเช่นเดียวกัน

ดังนั้นจึงใช้อุปกรณ์ White Board ชนิดที่สามารถติดแม่เหล็กและตัวเต็มระดับคะแนนที่เป็นแม่เหล็กเพื่อหลีกเลี่ยงการเขียนโดยปากกา และในส่วนที่ต้องเขียนด้วยปากกานั้นต้องเตรียมเขียนเตรียมไว้ก่อนเข้าอุโมงค์ และใช้ปากกาชนิดที่เขียนถาวรได้ดังภาพที่ 83 รายละเอียดอุปกรณ์อื่นๆ แสดง ในรายละเอียดดังนี้



(ก) บอร์ดแม่เหล็กที่ใช้ในการตรวจอุโมงค์ (ข) เต็มแม่เหล็กระดับคะแนน

#### ภาพที่ 83 อุปกรณ์การตรวจสภาพ

##### 1. อุปกรณ์เก็บข้อมูลสภาพภายในอุโมงค์

- กล้องถ่ายรูป, แบตเตอรี่, Memory Card เพื่อบันทึกภาพข้อมูล

- กระดาน White Board สำหรับติดแม่เหล็ก 2 ชุดสำหรับบันทึกค่าคะแนนและสำหรับบันทึกจุดวิกฤติระดับ 3 และ 4

- ตัวเลขติดแถบแม่เหล็ก
- แถ้มคะแนนสีติดแถบแม่เหล็ก ประกอบด้วย 4 สี น้ำเงิน เขียว เหลือง แดง สีละ 64 ชิ้น
- ลูกศรติดแถบแม่เหล็ก สีเหลืองและแดง
- ไฟฉาย, แบตเตอรี่
- สีสเปรย์
- นาฬิกา
- ไม้บรรทัดวัดรอยแตก ความละเอียด 0.1 มิลลิเมตร
- ปากกาเมจิกแบบเขียนติดถาวรและแบบลบได้

## 2. อุปกรณ์เก็บข้อมูลสภาพภายนอกตัวเขื่อน

- กล้องถ่ายรูป, แบตเตอรี่, Memory Card เพื่อบันทึกภาพข้อมูล
- สมุดจดค่าคะแนนสภาพ
- ปากกา
- ไม้บรรทัดวัดรอยแตกระดับ 0.1 มิลลิเมตร
- สีสเปรย์
- เครื่องมือสื่อสาร

## 3. อุปกรณ์ป้องกันภัยและอุปกรณ์อื่นๆ เช่น รองเท้ายาง และหมวกนิรภัย

4. บุคลากร ควรมีอย่างน้อย 3 คนต่อ 1 กลุ่ม เพื่อความง่าย รวดเร็วและได้ค่าที่ถูกต้องในการตรวจสอบภาพ ดังภาพที่ 84

- วิศวกรหรือนักวิจัยผู้ให้คะแนน
- ผู้บันทึกค่าคะแนน
- ผู้บันทึกภาพวิกฤติในระดับ 3 และ 4
- ผู้ช่วยอื่นๆ เช่น ผู้จัดเตรียมอุปกรณ์ และผู้ร่วมให้คะแนน เพื่อความรวดเร็วและค่าที่ถูกต้องยิ่งขึ้น



ภาพที่ 84 กลุ่มผู้ตรวจสอบภาพเขื่อนพร้อมอุปกรณ์

#### อุปกรณ์การวิเคราะห์ข้อมูล

1. เครื่องคอมพิวเตอร์
2. โปรแกรม SEEP/W version 2007 สำหรับการวิเคราะห์การไหลซึม ด้วยการอนุเคราะห์จากการไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย
3. โปรแกรม Spread sheet สำหรับแสดงและประเมินผลจากการวิเคราะห์

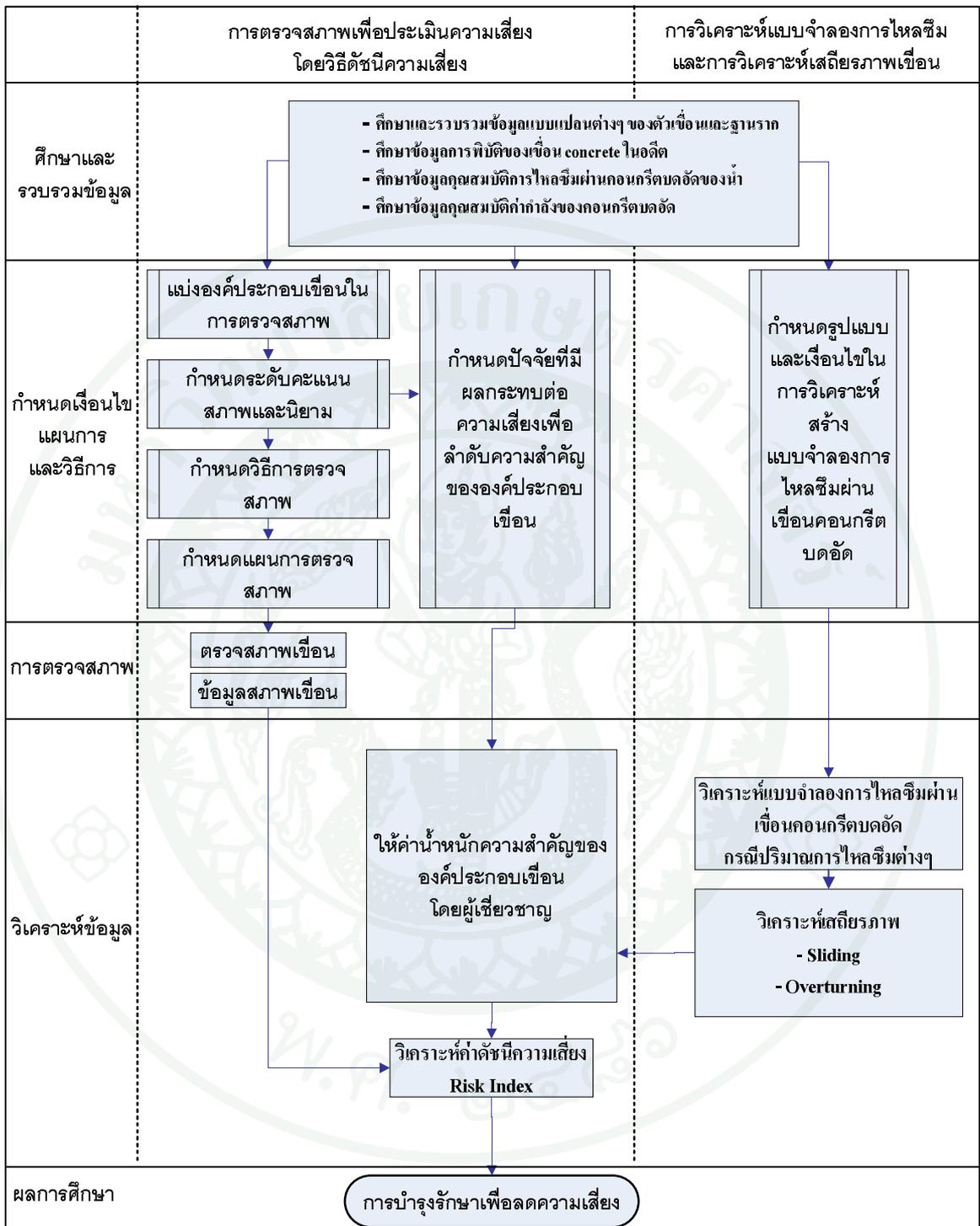
#### วิธีการ

แผนการในงานวิจัยนี้แบ่งเป็น 2 ส่วนหลักๆ คือ ส่วนแรกเป็นการสร้างแนวทางการตรวจสอบภาพเขื่อนคอนกรีตบดอัดโดยใช้หลักวิธีดัชนีความเสี่ยง อีกส่วนหนึ่งเป็นการวิเคราะห์การไหลซึมและเสถียรภาพในกรณีต่างๆ รวมถึงกรณีวิกฤติที่ได้จากการตรวจสอบภาพจริงและจากข้อมูลเครื่องมือวัดพฤติกรรมของเขื่อน ผลของแบบจำลองจะได้นำไปใช้ในการปรับค่าน้ำหนักในการหาค่าดัชนีความเสี่ยงเพื่อให้มีความเหมาะสมและใกล้เคียงกับความเป็นจริงมากที่สุด แผนการวิจัยสรุปได้ดังภาพที่ 85 โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

#### การศึกษาและรวบรวมข้อมูล

การศึกษาค้นคว้านี้ได้ทำการรวบรวมข้อมูลต่างๆที่เกี่ยวข้องซึ่งได้แก่

1. ศึกษาวิธีการตรวจเช็คนดินของโครงการการประเมินสภาพเช็คนด้วยระบบดัชนีสภาพ (Condition Index, CI) ในสำนักงานชลประทานที่ 9 (อนุสรณ์, 2542) และการตรวจสภาพเช็คนโดยวิธีดัชนีความเสี่ยง (Risk Index, RI) (สุทธิศักดิ์และคณะ, 2551) เพื่อเป็นแนวทางในการให้คะแนนในการตรวจสภาพเช็คนคอนกรีตบดอัดโดยวิธีดัชนีความเสี่ยง
2. ศึกษาแบบก่อสร้างของเช็คนขุนด้านปราการชล เพื่อเป็นข้อมูลที่มีความสำคัญในการวางแผนการตรวจสภาพและแบ่งองค์ประกอบของเช็คนรวมถึงการกำหนดลำดับพื้นที่ในการตรวจ
3. ศึกษารายงานการออกแบบและก่อสร้างรวมถึงประวัติบันทึกเหตุการณ์ต่างๆ ของเช็คนขุนด้านปราการชล เพื่อให้ทราบถึงประเด็นด้านความปลอดภัยเช็คนที่ต้องคำนึงถึงเป็นพิเศษเช่น ตำแหน่งที่เคยเกิดปัญหาระหว่างการก่อสร้างมาก่อน
4. ศึกษาและรวบรวมข้อมูลในงานทดสอบวัสดุคุณสมบัติคอนกรีตบดอัดทั้งเช็คนคอนกรีต บดอัดในต่างประเทศและข้อมูลของเช็คนขุนด้านปราการชลเอง เพื่อเปรียบเทียบและสำหรับใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลองเช็คน
5. ศึกษาและรวบรวมสถิติและรูปแบบการพิบัติขององค์ประกอบหรือตัวเช็คนของเช็คนคอนกรีตปกติและคอนกรีตบดอัด เพื่อเป็นแนวทางสำหรับใช้ในการพิจารณารูปแบบการพิบัติขององค์ประกอบต่างๆ ที่จะนำไปสู่การพิบัติของเช็คน ทั้งนี้เพื่อนำไปใช้ลำดับน้ำหนักความสำคัญขององค์ประกอบ
6. ศึกษาผลการตรวจวัดพฤติกรรมจากเครื่องมือวัดที่ติดตั้งในตัวเช็คนและฐานรากเปรียบเทียบกับตรวจสภาพโดยสายตา เพื่อใช้กำหนดหน้าตัดในการวิเคราะห์แบบจำลองในกรณีต่างๆ และเปรียบเทียบกับค่าดัชนีความเสี่ยงของเช็คน
7. ศึกษาผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านฐานรากจากงานวิจัยของชินโรส (2546) เพื่อเปรียบเทียบอัตราการไหลซึมและแรงดันภายในกับแบบจำลองการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านตัวเช็คนและฐานราก



ภาพที่ 85 แผนการวิจัยการตรวจสอบสภาพเขื่อนคอนกรีตบดอัด โดยวิธีดัชนีความเสี่ยง

## การกำหนดเงื่อนไขแผนการและวิธีการ

### 1. การแบ่งองค์ประกอบเงื่อนไขเพื่อการตรวจสอบ

การแบ่งองค์ประกอบเงื่อนไขจะแบ่งตามพื้นที่ ระบบการใช้งานและความเป็นไปได้ในการเข้าถึง โดยจะกำหนดขอบเขตตามระยะสายตาสังเกตได้หรือจุดอ้างอิงที่มีระยะใกล้เคียงกันในแต่ละพื้นที่ที่พิจารณา เช่น การใช้ระยะท่อนในตัวเงื่อนไขเป็นจุดอ้างอิง เป็นต้น

### 2. การกำหนดระดับคะแนนสภาพและนิยาม

การกำหนดระดับคะแนนสภาพนั้นเป็นการนำแนวทางในการตรวจเงื่อนไขดินของโครงการประเมินสภาพเงื่อนไขด้วยระบบดัชนีสภาพ (Condition Index, CI) ในสำนักงานชลประทานที่ 9 (เกษตรศาสตร์, 2539 และอนุสรณ์, 2542) และการตรวจสอบเงื่อนไขโดยวิธีดัชนีความเสี่ยง (Risk Index, RI) (สุทธิศักดิ์และคณะ, 2551) มาปรับในเบื้องต้น ซึ่งมี 4 ระดับ และกำหนดนิยามขึ้นมาใหม่ตามสภาพขององค์ประกอบเงื่อนไขคอนกรีตบดอัดที่ปรากฏอันจะนำไปสู่การพิบัติของเงื่อนไข

### 3. กำหนดวิธีการในการตรวจสอบ

การตรวจสอบเงื่อนไขคอนกรีตบดอัดในงานวิจัยนี้เป็นการตรวจสอบโดยสายตา (Visual Inspection) กำหนดวิธีการในการตรวจสอบโดยการเลือกใช้เครื่องมือที่เหมาะสมที่สามารถบันทึกค่าได้ และการกำหนดจำนวนบุคลากรที่เหมาะสมต่อการทำการตรวจสอบ

### 4. กำหนดแผนการตรวจสอบ

การตรวจสอบจะเลือกช่วงเวลาที่ระดับน้ำเก็บกักอยู่ที่ระดับเก็บกักปกติหรือใกล้เคียง เนื่องจากเป็นช่วงเวลาที่ตัวเงื่อนไขจะแสดงสภาพปัญหาปรากฏได้ชัดเจน และไม่ควรใช้ระยะเวลาที่ยาวนานเกินไปเนื่องจากระดับน้ำอาจเปลี่ยนซึ่งจะมีผลต่อสภาพเงื่อนไขที่ปรากฏ และควรคำนึงถึงช่วงเวลาที่เหมาะสมต่อความปลอดภัยของบุคลากรด้วย คือ ใช้เวลาตรวจต่อครั้งไม่นานจนเกินไป

## 5. กำหนดโครงสร้างแบบจำลองการไหลซึมผ่านเขื่อนและฐานราก

ดำเนินการโดยใช้ข้อมูลจากแบบก่อสร้างของเขื่อนขุนด่านปราการชลเป็นตัวกำหนด เพื่อสร้างแบบจำลองในคอมพิวเตอร์และกำหนดข้อมูลคุณสมบัติต่างๆ ของวัสดุจากข้อมูลการก่อสร้างและทดสอบคุณสมบัติของวัสดุของเขื่อนขุนด่านปราการชลและศึกษาข้อมูลงานวิจัยของเขื่อนคอนกรีตบดอัดอื่นๆ ประกอบเทียบ

### วิธีการตรวจสอบสภาพ

งานวิจัยนี้เป็นการสร้างแนวทางการตรวจเขื่อนด้วยสายตาอย่างเป็นระบบรวมทั้งผลสรุปการประเมินความเสี่ยงเขื่อน ซึ่งถือว่าการตรวจสอบสภาพโดยสายตามีความจำเป็นต่อเขื่อนทุกเขื่อนและเขื่อนทุกประเภท เป็นเสมือนเครื่องมือวัดอีกชิ้นที่นอกจากเครื่องมือวัดที่ติดตั้งอ่านค่าอัตโนมัติในตัวเขื่อน ที่ช่วยตรวจสอบความปลอดภัยของเขื่อนอีกชิ้นหนึ่ง แม้เมื่อเกิดการชำรุดของเครื่องมือวัด ก็ยังสามารถทราบความเปลี่ยนแปลงองค์ประกอบต่างๆ ในตัวเขื่อนได้ต่อไป

ทั้งนี้เนื่องจากวิธีการตรวจเขื่อนคอนกรีตบดอัดยังไม่มีวิธีการกำหนดไว้อย่างชัดเจนทั้งในประเทศไทยและต่างประเทศ ดังนั้นจึงทำการวิจัยวิธีการตรวจสอบสภาพเขื่อนคอนกรีตบดอัดโดยพัฒนาจากแนวทางในการตรวจเขื่อนดินในโครงการการประเมินสภาพเขื่อนด้วยระบบดัชนีสภาพในสำนักงานชลประทานที่ 9 (เกษตรศาสตร์, 2542) มาใช้เป็นต้นแบบในการวิจัย

ในขั้นตอนการตรวจสอบสภาพเขื่อนจะแบ่งออกเป็น

- กำหนดวิธีการตรวจสอบสภาพ
- กำหนดระยะเวลาในการตรวจสอบสภาพ
- การแบ่งองค์ประกอบและพื้นที่การตรวจสอบสภาพ
- การกำหนดระดับคะแนนสภาพขององค์ประกอบเขื่อน
- การตรวจสอบสภาพองค์ประกอบเขื่อน
- การให้น้ำหนักองค์ประกอบเขื่อน
- การประเมินค่าดัชนีความเสี่ยง

การตรวจสภาพจะกำหนดลำดับในการตรวจสภาพตามพิกัดแนวเขื่อนจากฐานยันด้านขวาไปฐานยันด้านซ้าย ดังภาพที่ 86 ในทุกพื้นที่ที่พิจารณาโดยการเดินเท้าของทีมตรวจสภาพอย่างน้อย 3 คนต่อ 1 ทีมโดยจัดให้แต่ละคนมีหน้าที่เฉพาะ ก่อนการลงพื้นที่ตรวจจริงกลุ่มผู้สำรวจจะต้องมีการทำความเข้าใจต่อการให้ค่าคะแนนสภาพให้ตรงกัน เพื่อให้ค่าคะแนนสภาพที่ได้เป็นไปในแนวเดียวกัน และจะต้องมีการวางแผนกำหนดระยะเวลาให้เหมาะสม ดังภาพที่ 87

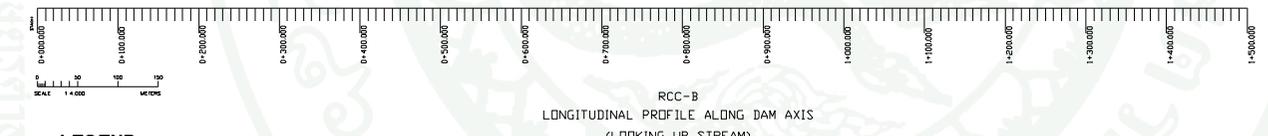
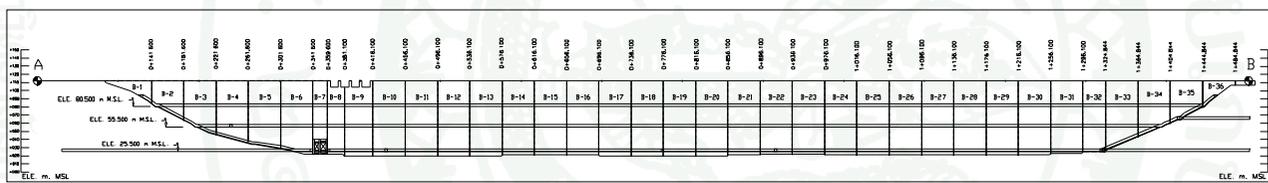
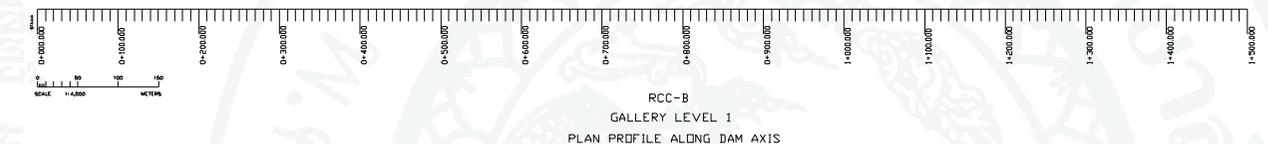
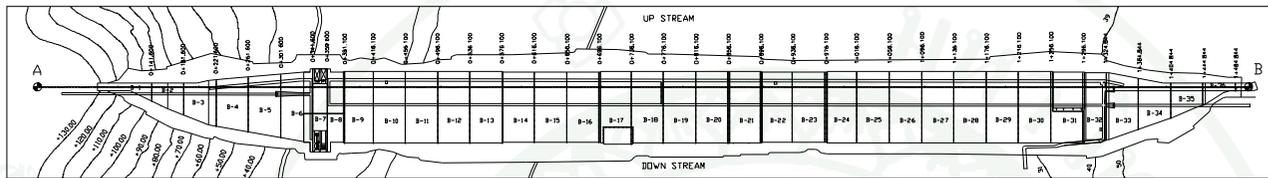
### ระยะเวลาในการตรวจสภาพ

การตรวจสภาพในครั้งนี้ใช้ระยะเวลาการวางแผนและตรวจเพื่อศึกษาความเป็นไปได้ของวิธีการตรวจในช่วงเดือน ตุลาคมและพฤศจิกายนตามลำดับ และทำการตรวจผลจริงประมาณ 4 เดือนตั้งแต่เดือนธันวาคมซึ่งมีระดับเก็บกักที่ +109 เมตร.รทก. จนถึงเดือนมีนาคมระดับเก็บกักลดลงเหลือที่ +90 เมตร.รทก. โดยประมาณ ซึ่งเป็นช่วงฤดูหนาวที่มีปริมาณเก็บกักที่เหมาะสมต่อการตรวจสภาพเขื่อน แผนการตรวจสภาพเป็นไปดังภาพที่ 88

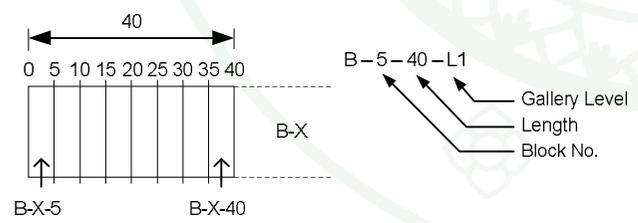
การตรวจสภาพแบ่งการตรวจเป็นสามส่วนคือ เขื่อน RCC-S, RCC-B , RCC-VS และ เขื่อนปิดช่องเขาต่ำเพื่อความสมบูรณ์ตามโครงการการตรวจสภาพเขื่อนขุนด่านปราการชล อย่างไรก็ตามขอบเขตในงานวิจัยนี้พิจารณาเพียง RCC-S และ RCC-B เท่านั้น

### การแบ่งองค์ประกอบเขื่อนและพื้นที่การตรวจสภาพ

การประเมินความเสี่ยงของเขื่อนขุนด่านปราการชล ในการตรวจสภาพเขื่อนครั้งแรก (Initial Condition) จะกำหนดให้มีการศึกษาสภาพจริงของเขื่อน โดยพิจารณาจุดพิเศษที่มีศักยภาพในการจะเกิดปัญหาขึ้นได้ตามหลักการออกแบบและพิจารณาปัญหาที่เคยเกิดขึ้นในอดีตของตัวเขื่อนทั้งในช่วงก่อสร้างและเริ่มเก็บน้ำที่มีการบันทึกเก็บไว้ โดยจะแบ่งการพิจารณาการตรวจสภาพในเบื้องต้นนี้ออกเป็น 3 กลุ่ม ได้แก่ การตรวจสอบจุดพิเศษ, การตรวจสอบจุดที่เคยมีประวัติการเกิดปัญหาและการตรวจองค์ประกอบเขื่อนตามปกติ



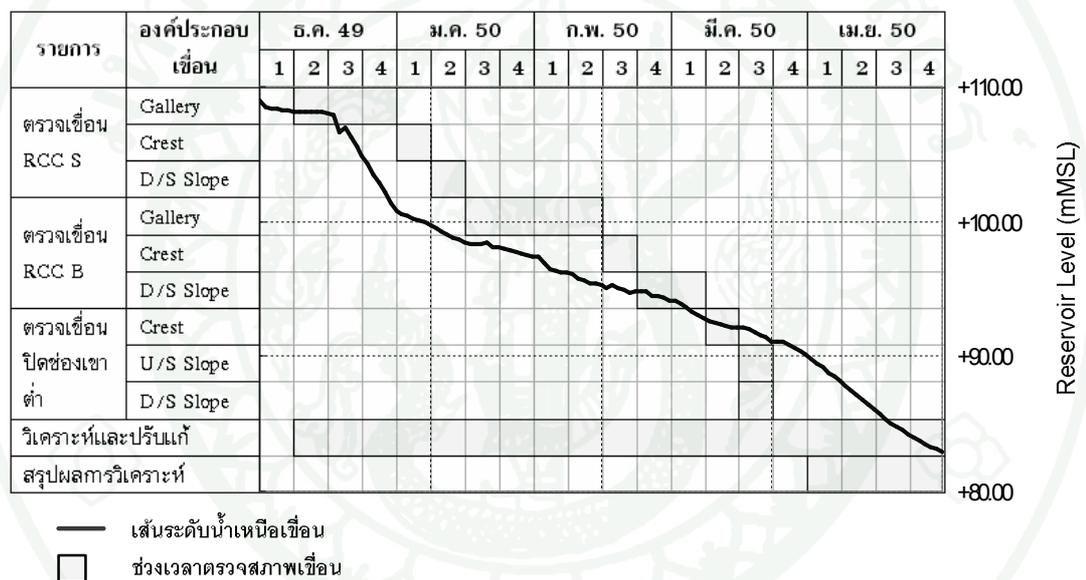
**LEGEND**



ภาพที่ 86 การแบ่งพื้นที่ตรวจสอบลาดท้ายน้ำ พื้นที่ท้ายน้ำ และอุโมงค์



ภาพที่ 87 การทำความเข้าใจระหว่างผู้ให้คะแนน



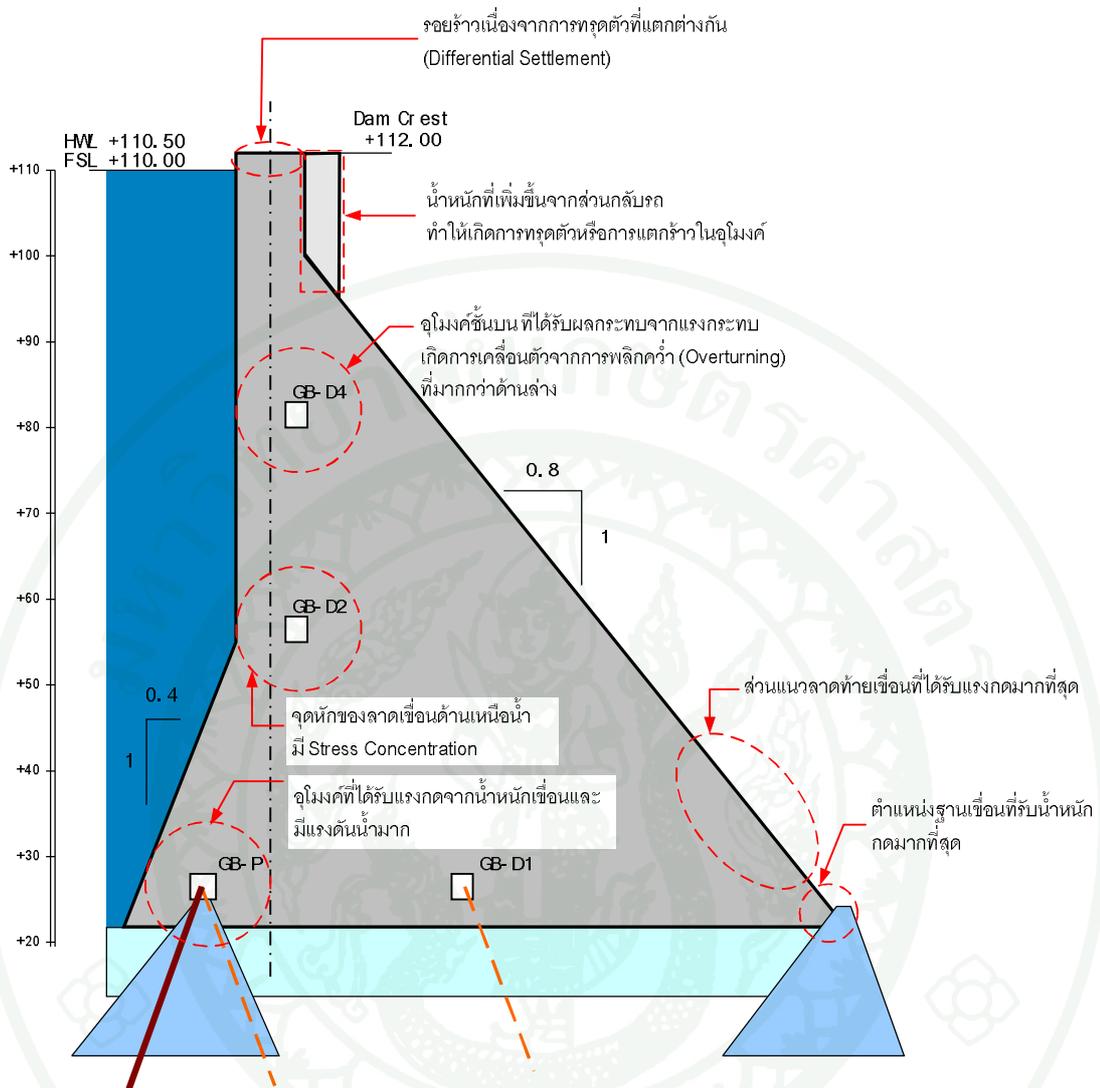
ภาพที่ 88 ระยะเวลาในการตรวจสอบสภาพเทียบกับระดับน้ำเก็บกัก

1. การตรวจสอบจุดพิเศษ

จุดพิเศษ เป็นจุดเสี่ยงต่อการพิบัติของเขื่อนตามหลักการออกแบบเนื่องจากเป็นจุดที่เสี่ยงต่อการเกิดปัญหาเนื่องจากการเกิดหน่วยแรงหรือจุดที่แสดงความพิบัติที่รุนแรงได้ชัดเจน จุดดังกล่าวจำเป็นต้องเฝ้าระวังเป็นพิเศษ ซึ่งอาจจะได้ดำเนินการตรวจที่ถี่ขึ้นกว่าการตรวจทั่วไป ตารางที่ 20 และดังภาพที่ 89 แสดงตำแหน่งจุดพิเศษและเหตุผลในการตรวจ

## ตารางที่ 20 ตำแหน่งจุดตรวจสอบพิเศษ

ตำแหน่ง	สาเหตุ	พฤติกรรมที่ตรวจสอบ
อาคารระบายน้ำล้น (Spillway) บริเวณ กม. 0+360 - กม. 0+420	น้ำหนักรูปร่างที่ต่างกัน	การทรุดตัวแตกต่าง (Differential Settlement) หรือ การเลื่อนไถล (Sliding) จุดที่สังเกตได้ เช่น รอยต่อเคลื่อนตัวแตกต่างที่ท้ายเขื่อนจากน้ำหนักรูปร่างเพดานในอุโมงค์ใต้อาคารระบายน้ำล้นเกิด รอยแตกจาก bending
บริเวณจุดกลับรถบนสันเขื่อน	น้ำหนักรูปร่างที่ต่างกัน	การทรุดตัวแตกต่าง (Differential Settlement) ตรวจสอบรอยแยกหรือรอยแตกบริเวณดังกล่าว
ตำแหน่งที่ฐานรากเขื่อน เปลี่ยนระดับ	น้ำหนักรูปร่างที่ต่างกัน	การทรุดตัวแตกต่าง (Differential Settlement) ซึ่ง ตรวจวัดด้วย Jointmeter
ตำแหน่งที่เป็น ramp ใน ระหว่างการก่อสร้าง		การทรุดตัวแตกต่าง (Differential Settlement)
จุดต่อระหว่างฐานเขื่อนกับ ตัวเขื่อน		การแตกที่ผิวคอนกรีต น้ำรั่วออกจากตัวเขื่อน
การระบายน้ำที่รอยต่อ คอนกรีต	แรงดันน้ำที่ไหลลง จากด้านบนทำให้เกิด การกัดเซาะในตัว เขื่อนคอนกรีต	ตัวเขื่อนสูญเสียน้ำหนัก เนื่องจากคอนกรีตตัว เขื่อนถูกกัดกร่อนและพังทลาย ทำให้เกิดตะกอนใน รางระบายน้ำ (Gutter)
อุโมงค์ในตัวเขื่อน ระดับ +55. ม.รทก.	ตัวเขื่อนเป็นจุดหักมุม เกิดความเค้นอัดต่ำ ที่สุด	ผนังคอนกรีตด้านเหนือน้ำเกิดการรั่วซึมจาก แรงดันน้ำด้านหน้าเขื่อน
พื้นที่มีโอกาสเกิดความเค้นดึง ได้แก่ Heel, Toe, ผิวเขื่อนด้าน เหนือน้ำที่ระดับกลาง, ผิวด้าน ท้ายน้ำที่ระดับกลางถึงสัน เขื่อน	การบิดตัวของตัว เขื่อนจากการรับ น้ำหนักและ	การรั่วของน้ำที่ผนังด้านเหนือน้ำในอุโมงค์ รอยแตกที่ผิวเขื่อน
พื้นที่เกิดความเค้นอัดสูง ได้แก่ Toe ที่ฐานรากเขื่อน	การถ่ายน้ำหนัก บรรทุก	การทรุดตัวที่มากผิดปกติ วัดได้จากการสำรวจ
ช่องเปิดอุโมงค์ Access Gallery ของเขื่อน RCC-S	จุดอ่อนแอจากรอยต่อ คอนกรีตในระหว่าง ก่อสร้าง	การรั่วจากรอยต่อคอนกรีต

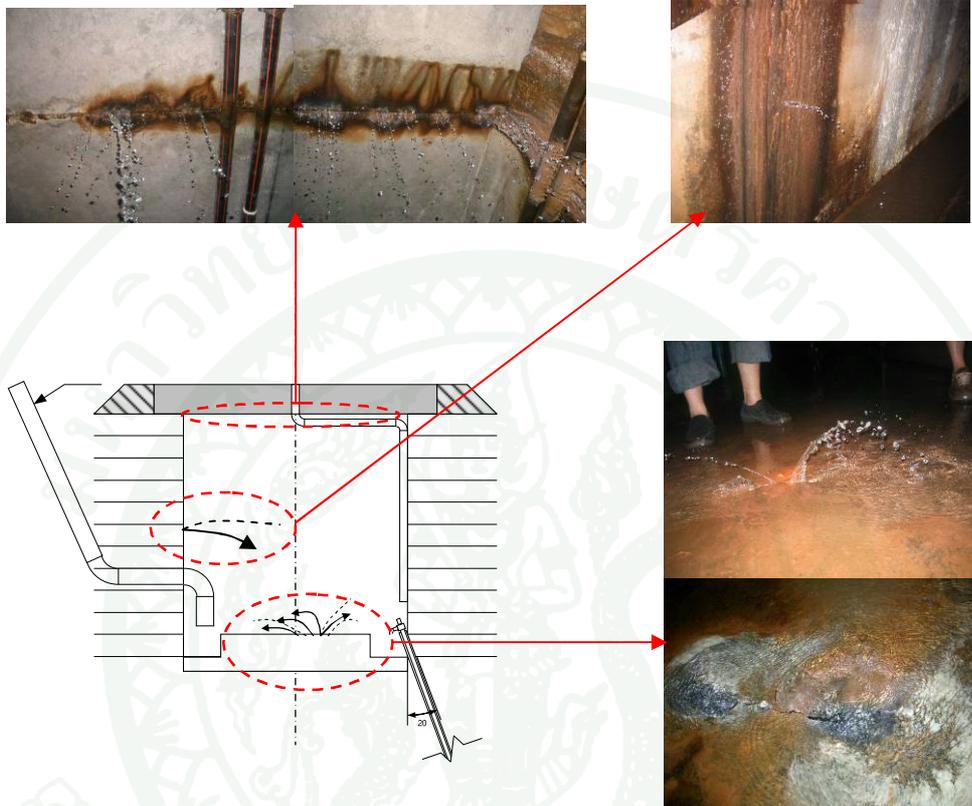


ภาพที่ 89 ตำแหน่งจุดพิเศษ

2. การตรวจสอบจุดที่เคยมีประวัติการเกิดปัญหา

เป็นจุดที่เคยมีประวัติผิดปกติซึ่งอาจเป็นการส่งผลจากการก่อสร้างหรือปัญหาที่เกิดขึ้นภายหลังการเก็บน้ำ ซึ่งอาจเป็นตัวชี้ถึงสภาพวิกฤติของพื้นที่และนำไปสู่การพิบัติได้ จุดดังกล่าวเหล่านี้ควรมีการตรวจสอบได้ดีที่สุดรวมทั้งบางจุดอาจจำเป็นต้องมีการแก้ไขเพื่อให้เกิดความปลอดภัยได้แก่

เขื่อน RCC-S กม. 1+900 ภายในอุโมงค์ GS-P เกิดการรั่วซึม น้ำพุ่งมีแรงดันน้ำ ดังแสดง  
ในภาพที่ 90 ปัจจุบันได้มีการแก้ไขแล้ว



ภาพที่ 90 จุดที่เคยมีประวัติความเสียหายขององค์ประกอบ

การรั่วของน้ำจากรอยต่อมากผิดปกติ ณ บริเวณ Joint Drain ที่ Block 47 ที่อุโมงค์ GS-D2 เขื่อน RCC-S กม. 1+900 การรั่วของน้ำในอุโมงค์ GB-P ของเขื่อน RCC-B กม. 0+450 ปัจจุบันได้มีการแก้ไขแล้ว การทรุดตัวแตกต่างกันระหว่างตัวเขื่อน ที่พื้นอุโมงค์ GB-D2 ในเขื่อน RCC-B ที่กม. 0+300

### 3. การตรวจองค์ประกอบเขื่อนตามปกติ

แนวคิดในการแบ่งองค์ประกอบในตัวเขื่อนเพื่อการตรวจสภาพจะพิจารณาองค์ประกอบต่างๆ ให้ครบทุกพื้นที่เท่าที่สามารถเข้าถึงได้โดยคนและมองเห็นได้โดยสายตา และไม่เสี่ยงต่อความปลอดภัยของผู้ตรวจ สรุปพื้นที่การตรวจสภาพเขื่อนดังตารางที่ 21

ตารางที่ 21 รายการตรวจสอบสภาพเขื่อนคอนกรีตบดอัด

องค์ประกอบหลัก	ตำแหน่ง	องค์ประกอบหรือระบบ	รายการที่ตรวจสอบสภาพ
พื้นที่ด้านเหนือน้ำ	RCC-B,	ฐานยื่นเขื่อน	ฐานยื่นเขื่อนด้านเหนือน้ำ
	RCC-S,		พื้นที่รอยต่อระหว่างตัวเขื่อนและฐานยื่น
	RCC-VS		ตาข่ายดักสวะ
สันเขื่อน	RCC-B,	ระบบระบายน้ำ	ระบบระบายน้ำบนสันเขื่อน
	RCC-S,		ท่อ Joint Drain
	RCC-VS	สภาพสันเขื่อน	ถนน ราวกันตก Slope Protection ฐานยื่นฝั่งซ้าย (RCC-VS)
ลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ	RCC-B, RCC-S, RCC-VS	จุดกลับรถ	พื้นที่จุดกลับรถ
		ระบบระบายน้ำออก	Steel drain pipe (Outlet) PVC Drain pipe ร่องระบายน้ำที่ตีนเขื่อน
		ฝิวคอนกรีตด้านท้ายน้ำ	ฝิวคอนกรีตด้านท้ายน้ำ
บริเวณพื้นที่ท้ายน้ำ	RCC-B, RCC-S	สภาพฐานราก	ฐานยื่นด้านท้ายน้ำ
			พื้นที่รอยต่อระหว่างตัวเขื่อนและฐานยื่น
			ดินฐานรากท้ายทางน้ำสัน ดินฐานรากด้านท้ายน้ำ ถนนเข้าอุโมงค์
ถนนขึ้นสันเขื่อน	RCC-B		ถนน ไหล่เขา
อุโมงค์ในตัวเขื่อน	RCC-B, RCC-S	ระบบระบายน้ำ	Dam Drain
			Foundation Drain
			Joint Drain pipe Gutter Steel Drain pipe (Outlet)
		สภาพตัวอุโมงค์	ผนัง (RCC, หล่อในที่, หล่อสำเร็จ) เพดาน (หล่อในที่, หล่อสำเร็จ) พื้น บันได

ในการตรวจสอบสภาพทุกองค์ประกอบจะต้องทำการกำหนดขอบเขตและใช้สัญลักษณ์แทนลำดับพื้นที่ในการตรวจสอบ การแบ่งองค์ประกอบและพื้นที่ที่มีรายละเอียดดังต่อไปนี้

### 3.1 อุโมงค์

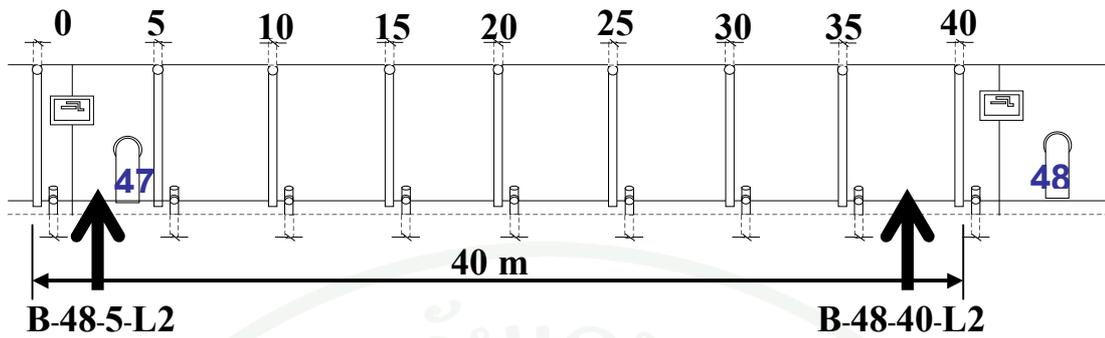
ในการตรวจสอบสภาพองค์ประกอบภายในอุโมงค์ จะแบ่งการตรวจในช่วงๆ แบ่งช่วงหลักตามระยะของ Block RCC ซึ่งส่วนมากจะมีความยาว 40 เมตร โดยประมาณ และใน 1 ช่วงใหญ่ นี้จะแบ่งเป็นช่วงย่อย 8 ช่วงตามระยะของท่อ ซึ่งจะมีระยะ 5 เมตร โดยประมาณ ดังภาพที่ 91 และในแต่ละช่วงย่อยจะมีองค์ประกอบย่อยดังภาพที่ 92 มีรายการดังต่อไปนี้

#### 3.1.1 สภาพอุโมงค์ ประกอบไปด้วย

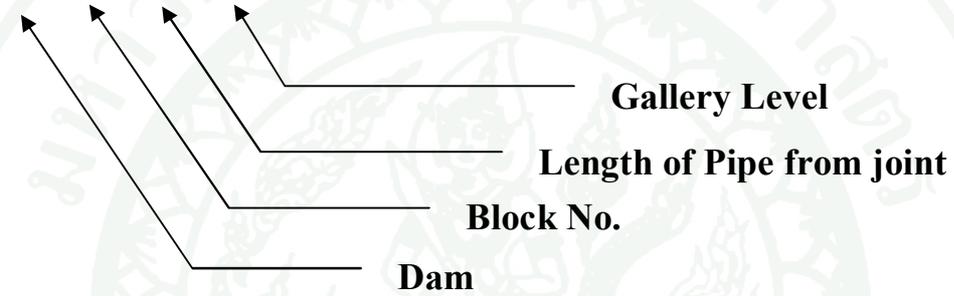
- ผนังคอนกรีตด้านเหนือน้ำ (Upstream Wall)
- เพดาน (Roof)
- ผนังคอนกรีตด้านท้ายน้ำ (Downstream Wall)
- พื้นและบันได (Floor and Stair)

#### 3.1.2 ระบบระบายน้ำภายในอุโมงค์ ประกอบไปด้วย

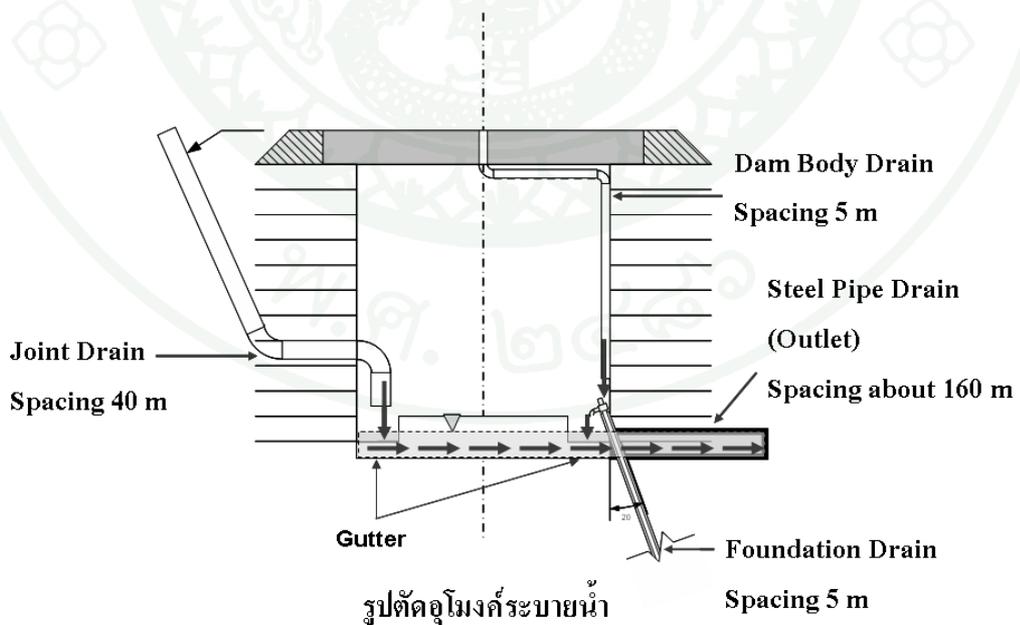
- ท่อระบายน้ำผ่านตัวเขื่อน (Dam Drain)
- ท่อระบายน้ำผ่านฐานราก (Foundation Drain)
- ท่อระบายน้ำผ่านระหว่างรอยต่อ RCC (Joint Drain Pipe)
- ท่อระบายน้ำรวมออกจากอุโมงค์ (Steel Drain Pipe)
- ร่องระบายน้ำภายในอุโมงค์ (Gutter)



**B-X-XX-LX**



ภาพที่ 91 การแบ่งขอบเขตและสัญลักษณ์เพื่อการตรวจสอบภายในอุโมงค์

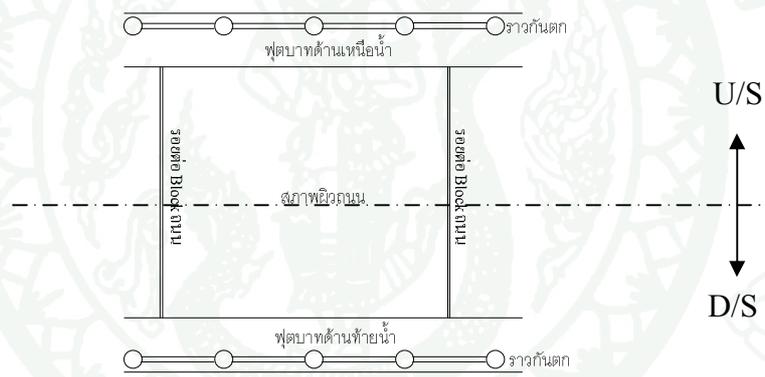


ภาพที่ 92 องค์ประกอบในการตรวจสอบภายในอุโมงค์

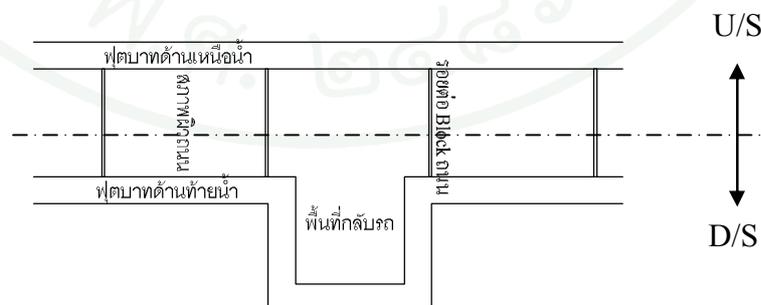
### 3.2 สันเขื่อน

การแบ่งขอบเขตพื้นที่การตรวจสอบสภาพสันเขื่อนกำหนดให้ยึดรอยต่อของผิวคอนกรีตบนถนน ซึ่งแต่ละช่วงจะมีระยะ 10 เมตรโดยประมาณ ดังแสดงในภาพที่ 93 และ 94 องค์ประกอบที่ตรวจสอบสภาพ ได้แก่

- ถนนบนสันเขื่อนและพื้นที่ที่กลับรถ
- ราวกันตก
- ทางเท้าด้านเหนือและท้ายน้ำ
- รอยต่อระหว่าง Block ของถนน
- พื้นที่ Slope Protection บริเวณฐานเขื่อนฝั่งซ้าย



(ก) บริเวณถนนบนสันเขื่อน



(ข) บริเวณจุดกลับรถ บนสันเขื่อน

ภาพที่ 93 การแบ่งขอบเขตการตรวจสอบสภาพถนนบนสันเขื่อน และพื้นที่ที่กลับรถ



ภาพที่ 94 พื้นที่สันเขื่อน

พื้นที่ Slope Protection แบ่งการให้คะแนนจากการถ่ายภาพต่อเนื่องด้วยกล้อง แต่ละภาพเก็บระยะช่วงกว้างประมาณ 1.5 -2 เมตร ดังภาพที่ 95 คะแนนความเสี่ยงของพื้นที่ Slope Protection วิเคราะห์ได้จากการหาค่าเฉลี่ยรวมในแต่ละช่วง



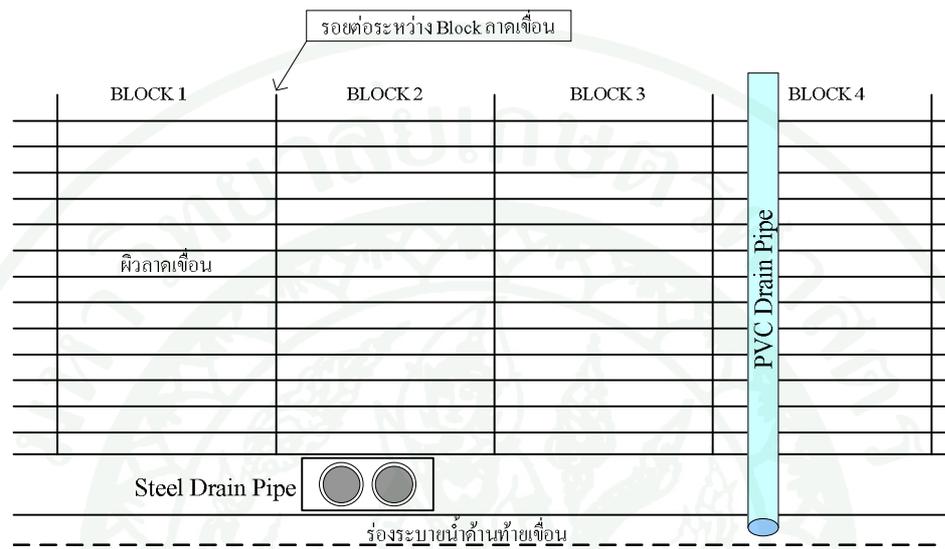
ภาพที่ 95 การแบ่งขอบเขตการตรวจสอบภาพ Slope Protection จากการถ่ายภาพ

### 3.3 ลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ

การแบ่งขอบเขตพื้นที่การตรวจสอบลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำกำหนดให้ยึดรอยต่อของผิวคอนกรีตลาดท้ายน้ำ ซึ่งแต่ละช่วงจะมีระยะ 10 เมตร โดยประมาณ ดังแสดงในภาพที่ 96 และ 97 องค์กรประกอบที่ตรวจสอบภาพ ได้แก่

- ลาดตัวเขื่อนด้านท้ายน้ำ
- รอยต่อระหว่าง Block ของลาดเขื่อน

- ท่อระบายน้ำออกจากตัวเขื่อนประเภท PVC Drain Pipe
- ท่อระบายน้ำออกจากตัวเขื่อนประเภท Steel Drain Pipe
- ร่องระบายน้ำ



ภาพที่ 96 การแบ่งขอบเขตการตรวจสอบสภาพลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ



(ก) ท่อระบายด้านท้ายน้ำ

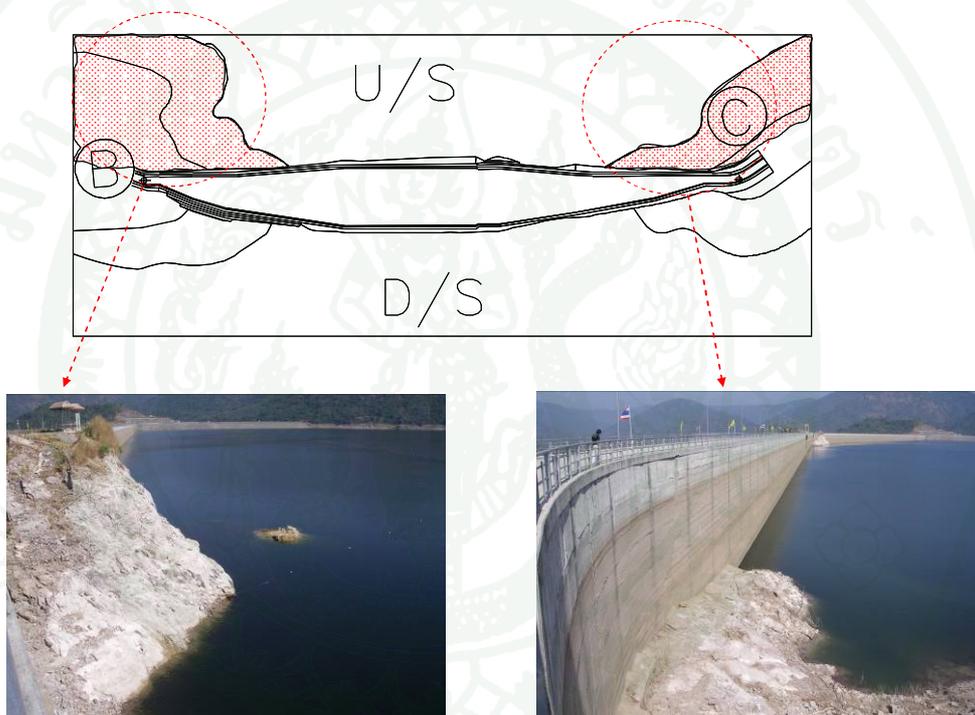
(ข) ลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ

ภาพที่ 97 พื้นที่ลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ

### 3.4 พื้นที่ด้านเหนือน้ำ

พื้นที่ด้านเหนือน้ำ กำหนดคะแนน โดยการบันทึกจากภาพถ่าย ที่ถ่ายบนสันเขื่อน ลงมา พิจารณาตามจำนวนภาพถ่ายและเฉลี่ยเป็นค่าคะแนนเดียวดังภาพที่ 98 ประกอบไปด้วย

- ภาพถ่ายดักสวะ
- สภาพฐานยันด้านเหนือน้ำ

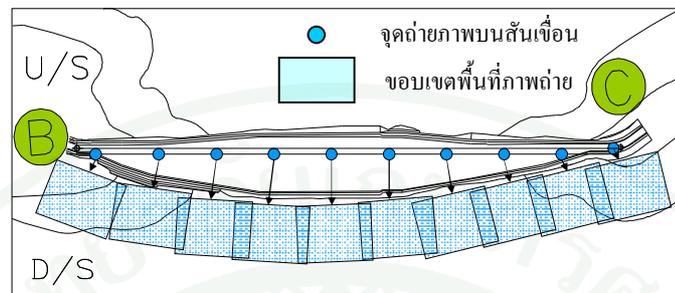


ภาพที่ 98 การแบ่งขอบเขตการตรวจสภาพฐานยันเขื่อน

### 3.5 พื้นที่ด้านท้ายเขื่อน

พื้นที่ด้านท้ายของตัวเขื่อนบางบริเวณไม่สามารถลงสำรวจในสภาพจริงได้ เนื่องจากมีสภาพเป็นปรก จึงได้กำหนดการให้คะแนนสภาพจากภาพถ่าย ซึ่งถ่ายลงมาจากบนสันเขื่อนแบ่งช่วงๆ ดังภาพที่ 99 และ 100 โดยพิจารณาพื้นที่ห่างจากลาดเขื่อนไปทางด้านท้ายน้ำ ประมาณ 50 – 100 เมตร และเฉลี่ยค่าคะแนนรวมเป็นคะแนนเดียว ซึ่งประกอบไปด้วย

- ถนนเข้าสู่อุโมงค์
- พื้นที่ด้านท้ายน้ำ



ภาพที่ 99 การแบ่งขอบเขตการตรวจสอบภาพพื้นที่ด้านท้ายน้ำจากภาพถ่ายบนสันเขื่อน



ภาพที่ 100 ตัวอย่างภาพถ่ายพื้นที่ด้านท้ายน้ำ

### 3.6 ระบบเครื่องมือวัดพฤติกรรมตัวเขื่อน

- Jointmeter
- Piezometer
- Pendulum
- Thermocouple
- Seepage Flowmeter

## - Observation Well

## การกำหนดระดับคะแนนสภาพ

การพิจารณาค่าระดับในการตรวจสอบสภาพมีแนวคิดที่เกี่ยวข้องกับความรุนแรงของปัญหาและความเร่งด่วนในการแก้ไขเพื่อให้เกิดความสมบูรณ์ขององค์ประกอบและความปลอดภัยของตัวเขื่อน ซึ่งสามารถจำแนกได้เป็น 4 ระดับ ดังตารางที่ 22

ตารางที่ 22 แนวทางในการจำแนกสภาพคะแนนในการตรวจสอบสภาพ

แต้มสี	สภาพ
	1 = สภาพปกติ องค์ประกอบมีความสมบูรณ์ต่อการใช้งาน
	2 = สภาพค่อนข้างปกติ หรือมีแนวโน้มปกติ ให้บำรุงรักษาตามปกติ
	3 = สภาพค่อนข้างไม่ปกติ มีแนวโน้มในการเพิ่มความเสี่ยง ควรตรวจสอบเก็บข้อมูลความคิดปกติเป็นพิเศษและถี่ขึ้น ยังไม่จำเป็นต้องดำเนินการซ่อมแซมแก้ไข (ขึ้นเฝ้าระวัง)
	4 = สภาพวิกฤติ ต้องแก้ไขโดยเร่งด่วนหรือเป็นสภาพที่บ่งบอกถึงความบกพร่องขององค์ประกอบนั้นๆอย่างชัดเจน จำเป็นต้องซ่อมแซม (ขึ้นวิกฤตหรือขึ้นซ่อมแซม)

1. อุโมงค์ มีค่าคะแนนดังแสดงในภาพที่ 101 – 108 มีองค์ประกอบดังต่อไปนี้

ผนังอุโมงค์ด้านเหนือน้ำและด้านท้ายน้ำ (ภาพที่ 101)

- 1 = แห้ง, ขึ้นแต่ไม่มีน้ำรั่วซึม
- 2 = น้ำซึม หรือ ตะกอนที่มีแนวโน้มที่จะก่อตัวและอุดการรั่วซึมได้ในระยะสั้น
- 3 = น้ำไหลเป็นสายต่อเนื่องแต่ไม่มีแรงดัน หรือ ตะกอนยังไม่ก่อตัว มีแนวโน้มการเพิ่มอัตราการไหลได้
- 4 = น้ำไหลแบบมีแรงดันมากจากรอยแตกของผนังหรือรอยต่อของผนัง

เพดานอุโมงค์ (ภาพที่ 102)

- 1 = แห้ง หรือชื้นแต่ไม่มีน้ำรั่วซึม
- 2 = น้ำซึมหยด มีตะกอนที่มีแนวโน้มน้ำที่จะก่อตัวและอุดการรั่วซึมได้ในระยะสั้น
- 3 = น้ำไหลเป็นสายต่อเนื่องแต่ไม่มีแรงดัน ตะกอนไม่สามารถก่อตัว มีแนวโน้มน้ำคงการไหลหรือเพิ่ม อัตราการไหลได้
- 4 = น้ำไหลแบบมีแรงดันมาก มีปริมาณมาก , น้ำไหลเป็นสายต่อเนื่องจากเพดานเหมือนระดับ 3 แต่อยู่กลางระหว่างแนวรอยต่อของ RCC



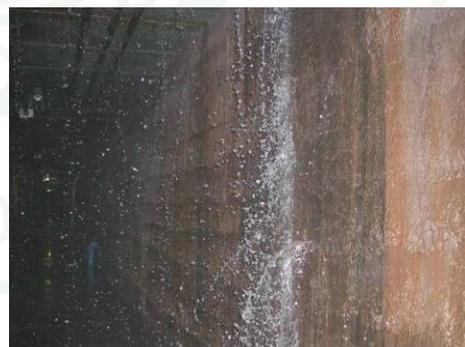
ระดับ 1



ระดับ 2



ระดับ 3



ระดับ 4

ภาพที่ 101 ระดับคะแนนสภาพผนังอุโมงค์



ระดับ 1



ระดับ 2



ระดับ 3



ระดับ 4

### ภาพที่ 102 ระดับคะแนนสภาพเพดานอุโมงค์

พื้นและบันได

สภาพพื้นและบันไดเป็นองค์ประกอบที่เมื่อมีปัญหาปรากฏขึ้นโดยเห็นได้ จะแสดงถึงหน่วยแรงในตัวเขื่อนหรือแรงดันน้ำที่มากกว่าปกติ ซึ่งจัดเป็นสภาพที่วิกฤติ ดังนั้นค่าคะแนนสภาพจึงไม่มีคะแนนในระดับ 2 ดังภาพที่ 103

- 1 = ไม่มีรอยแตก ไม่มีน้ำรั่วซึม
- 3 = พบรอยแตก แต่ไม่พบน้ำไหลออกจากรอยแตกนั้น
- 4 = พบรอยแตก และมีน้ำไหลออกด้วยแรงดัน หรือ พบฟองอากาศในตัว

## ขึ้นมา



ระดับ 4



ระดับ 4

### ภาพที่ 103 ระดับคะแนนสภาพพื้นอุโมงค์

#### ท่อระบายน้ำระหว่างรอยต่อ RCC (Joint Drain Pipe)

คะแนนสภาพของท่อระบายน้ำ พิจารณาระดับคะแนนจากสภาพของท่อ และอัตราการไหลของน้ำในท่อ ในการพิจารณาการไหลของน้ำในท่อ หากมีปริมาณมากเกินไปที่คาดการณ์ไว้ ซึ่งให้เห็นถึงความบกพร่องของแผ่นกันซึมน้ำ (Waterstop) ระหว่างรอยต่อ การให้คะแนนยังพิจารณาน้ำที่ไหลซึมผ่านระหว่างรอยต่อคอนกรีตบดอัดเปรียบเทียบปริมาณการระบายของท่อ (Joint Drain) ร่วมด้วย สภาพของการไหลแสดงในภาพที่ 104

- 1 = น้ำไม่ไหล ทั้งที่บริเวณรอยต่อและท่อระบาย, ท่อระบายมีน้ำไหลปกติ ไม่มีน้ำรั่วซึมที่รอยต่อ
- 2 = ท่อระบายไม่พบน้ำไหล แต่บริเวณรอยต่อมีการรั่วไหลซึม-หยด
- 3 = ท่อระบายไม่พบน้ำไหล แต่บริเวณรอยต่อมีการรั่วไหลเป็นสายต่อเนื่อง, ท่อระบายมีน้ำไหลปกติ แต่ที่รอยต่อรั่วไหลด้วยแรงดันพุ่งออกอย่างชัดเจน
- 4 = ท่อระบายไม่พบน้ำไหล แต่พบการรั่วไหลเป็นสายต่อเนื่องหรือไหลแบบมีแรงดันรอบ Joint , ท่อมีน้ำไหลด้วยแรงดันจากน้ำหน้าเขื่อนชัดเจน , สภาพท่อมีการชำรุด



ระดับ 1



ระดับ 2



ระดับ 3



ระดับ 4 (มีปริมาณน้ำมาก มีแรงดัน)



ระดับ 4 (ท่อชำรุด)

ภาพที่ 104 ระดับคะแนนสภาพ Joint Drain Pipe

ท่อระบายน้ำผ่านตัวเขื่อน (Dam Drain)

คะแนนสภาพของท่อระบายน้ำที่ไหลซึมผ่านตัวเขื่อน (Dam Drain) และท่อระบายน้ำที่ไหลซึมผ่านฐานราก (Foundation Drain) พิจารณาจากสภาพการระบาย และการอุดตันของตะกอน ซึ่งชี้ถึงประสิทธิภาพระบบการระบายการซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานราก ดังภาพที่ 105

- 1 = ไม่รั่วซึม พื้นที่ใกล้เคียงแห้ง หรือมีน้ำไหลปกติ
- 4 = น้ำไม่ไหลเนื่องจากท่ออุดตันทำให้น้ำรั่วซึมรอบๆ ท่อบนเพดาน หรือน้ำ

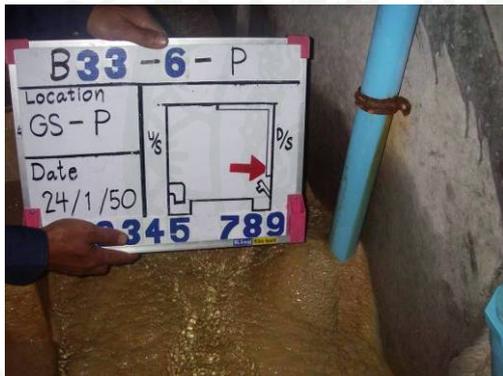
ไหลน้อย และพบปริมาณตะกอนอุดตันอย่างชัดเจน



ระดับ 1



ระดับ 4 (มีการรั่วซึม)



ระดับ 4 (ตะกอนอุดตันที่ปลายท่อ)

ภาพที่ 105 ระดับคะแนนสภาพ Dam Drain

ท่อระบายน้ำผ่านฐานราก (Foundation Drain) (ภาพที่ 106)

- 1 = ไม่มีตะกอนอุดตัน น้ำสามารถไหลได้ปกติ
- 4 = ตะกอนอุดตัน



ระดับ 1



ระดับ 4 (ตะกอนอุดตันที่ปลายท่อ)

### ภาพที่ 106 ระดับคะแนนสภาพ Foundation Drain

ท่อระบายน้ำรวมออกจากตัวเขื่อน (Steel Drain Pipe)

ระดับคะแนนสภาพของท่อระบายน้ำรวมออกจากตัวเขื่อน (Steel Drain Pipe) พิจารณาจากสภาพการระบาย ระดับตะกอนในรางระบายและท่อ สภาพของท่อที่เหมาะสมต่อการระบาย ซึ่งชี้ถึงประสิทธิภาพระบบรองรับการระบายจากการซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานราก ดังภาพที่ 107

- 1 = ไม่มีตะกอน ท่อไม่ชำรุด น้ำไหลสะดวก
- 4 = ตะกอนมีปริมาณมากกว่า 1 ใน 3 ของท่อ และมีแนวโน้มจะอุดตัน , ท่อชำรุด



ระดับ 4

ภาพที่ 107 ระดับคะแนนสภาพ Steel Drain Pipe

รางระบายน้ำภายในตัวเขื่อน (Gutter)

การพิจารณาของระดับคะแนนของรางระบายน้ำ พิจารณาจากระดับของตะกอนว่าเป็นอุปสรรคต่อการระบายของ Steel Drain Pipe และเป็นอุปสรรคต่อการวัดค่าจาก Seepage Flowmeter หรือไม่ ตัวอย่างสภาพรางระบายน้ำแสดงในภาพที่ 108

- 1 = ไม่มีตะกอน หรือระดับตะกอนยังไม่เป็นปัญหาต่อการระบายน้ำหรือการอ่าน Seepage Flowmeter
- 4 = ตะกอนล้นรางระบาย , ตะกอนเป็นปัญหาต่อระบบระบายน้ำหรือการอ่าน Seepage Flowmeter



ระดับ 1

ระดับ 4

ระดับ 4

(ตะกอนล้นรางระบาย)

(ตะกอนเป็นปัญหาต่อระบบการระบาย)

ภาพที่ 108 ระดับคะแนนสภาพรางน้ำ (Gutter)

2. สันเขื่อน มีค่าคะแนนดังแสดงในภาพที่ 109 – 112 มีองค์ประกอบดังต่อไปนี้

ถนนบนสันเขื่อน พุดบาท และพื้นที่กัลบรด (ภาพที่ 109)

- 1 = ไม่มีรอยแตกประเภทกตั่ว หรือรอยแตกเนื่องจากผิวขยายและหดตัวขนาดไม่เกิน 5 มม.
- 4 = มีรอยแตกประเภทกตั่ว หรือรอยแตกเนื่องจากผิวขยายและหดตัว ขนาดเกิน 5 มม.

ราวกันตก (ภาพที่ 110)

- 1 = ไม่ชำรุด
- 4 = ชำรุด

รอยต่อระหว่าง Block ของถนน (ภาพที่ 111)

- 1 = ไม่แตกร้าว
- 4 = แตกร้าวตามแนวรอยต่อ



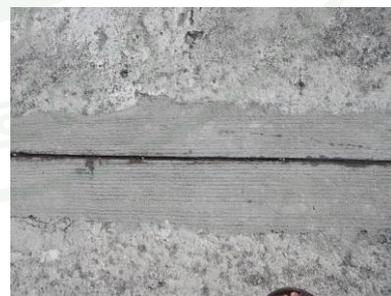
ระดับ 1 (รอยแตกตามยาวและตามขวาง จากการขยาย – หดตัวของผิวถนน)

ภาพที่ 109 ระดับคะแนนสภาพถนน



ระดับ 1 (ไม่ชำรุด)

ภาพที่ 110 ระดับคะแนนสภาพราวกันตก



ระดับ 4 (ต้องซ่อมแซม)

รอยแตกที่ซ่อมแซมแล้ว

ภาพที่ 111 ระดับคะแนนสภาพรอยต่อระหว่าง Block ถนน

### พื้นที่ Slope Protection (ภาพที่ 112)

- 1 = ผิวไม่แตกร่อน ไม่มีดินหล้าขึ้น ท่อไม่ตัน ไม่ชำรุด ผิวมีสภาพแห้ง
- 2 = ผิวแตกร่อน มีดินหล้าแทรกขึ้นมา ท่อไม่ตัน ไม่ชำรุด ผิวชื้น
- 3 = ผิวแตกร่อน ดินหล้าขึ้นเป็นพุ่ม ท่อไม่ตัน ไม่ชำรุด ผิวหรือรอบๆท่อน้ำซึมไหล
- 4 = ผิวทลาย แตกร่อนกินพื้นที่มาก ดินหล้าขึ้นเกือบเต็มพื้นที่ ท่อตัน ชำรุด ผิวมีน้ำไหล ออกมามาก



ระดับ 1



ระดับ 2

### ภาพที่ 112 ระดับคะแนนสภาพ Slope Protection

3. ลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ มีค่าคะแนนดังแสดงในภาพที่ 113 – 115 มีองค์ประกอบดังต่อไปนี้

ลาดตัวเขื่อนด้านท้ายน้ำและรอยต่อระหว่าง Block ของลาดเขื่อน (ภาพที่ 113)

- 1 = ไม่มีน้ำรั่วซึม แห้ง
- 3 = มีน้ำรั่วซึมออกมา
- 4 = มีน้ำไหลต่อเนื่อง หรือไหลออกมาด้วยแรงดัน

ท่อระบายน้ำออกจากตัวเขื่อนประเภท PVC Drain Pipe และ Steel Drain Pipe (ภาพที่

114)

1 = น้ำไหลออกสะดวก สภาพท่อเป็นปกติ

4 = น้ำไม่ไหลสภาพท่ออุดตัน ท่อชำรุด หรือท่อวางตัวไม่เหมาะสม

ร่องระบายน้ำ มีค่าคะแนน (ภาพที่ 115)

1 = ระดับตะกอนไม่ท่วมท่อระบายน้ำรวมออกจากตัวเขื่อน

4 = ระดับตะกอนท่วมปากท่อระบายน้ำรวมออกจากตัวเขื่อน



ระดับ 3



ระดับ 4

ภาพที่ 113 ระดับคะแนนสภาพ ลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำและรอยต่อระหว่าง Block



ระดับ 4 (มีปริมาณตะกอนในท่อมาก)

ภาพที่ 114 ระดับคะแนนสภาพ Steel Drain Pipe



ระดับ 4 (ปริมาณตะกอนสูงถึงระดับท่อ)

ภาพที่ 115 ระดับคะแนนสภาพร่องระบายน้ำด้านท้ายเขื่อน

4. พื้นที่ด้านเหนือน้ำ มีค่าคะแนนดังแสดงในภาพที่ 116 และ 117 มียังประกอบดังต่อไปนี้

ตาข่ายดักสวะ (ภาพที่ 116)

1 = ทุ่นลอยปกติ ไม่จม, ตาข่ายไม่ขาด

4 = ทุ่นลอยจม, ตาข่ายขาด



ระดับ 1 (ปกติ)

ภาพที่ 116 ระดับคะแนนสภาพ ข่ายดักสวะ

สภาพฐานยื่นด้านเหนือน้ำ (ภาพที่ 117)

- 1 = ไม่มีการกัดเซาะตลิ่ง หินทิ้งไม่ร่วง  
4 = มีการกัดเซาะตลิ่ง หินทิ้งทลาย



ระดับ 1

ภาพที่ 117 ระดับคะแนนสภาพฐานยื่นด้านเหนือน้ำ

5. พื้นที่ด้านท้ายเขื่อน มีค่าคะแนนดังแสดงในภาพที่ 118 และ 119 มีองค์ประกอบดังต่อไปนี้

ถนนเข้าสู่อุโมงค์ (ภาพที่ 118)

- 1 = ไม่มีหญ้าขึ้นรก, ถนนไม่ถูกกัดเซาะ  
4 = มีหญ้าขึ้นรก, ถนนถูกกัดเซาะ



ระดับ 1 (ไม่มีหญ้าขึ้นรก ไม่มีการกัดเซาะผิวถนน)

ภาพที่ 118 ระดับคะแนนสภาพ ถนนเข้าสู่โมงค์และตัวเขื่อน

พื้นที่ด้านท้ายน้ำ (ภาพที่ 119)

- 1 = ไม่มีน้ำซึมหรือคันตัวขึ้นมา
- 3 = สภาพชื้น
- 4 = มีสภาพชื้นเปียกและมีน้ำคันตัวขึ้นมาอย่างชัดเจน



ระดับ 1 (มีสภาพแห้งไม่มีน้ำคันตัว)

ภาพที่ 119 ระดับคะแนนสภาพพื้นที่ด้านท้ายน้ำ

## 6. ระบบเครื่องมือวัดสภาพตัวเขื่อน

เครื่องมือวัดพฤติกรรมแต่ละชนิดสามารถตอบสนองพฤติกรรมที่แตกต่างกัน เครื่องมือบางชนิดใช้วัดความดันน้ำ บางชนิดใช้วัดปริมาณน้ำที่ไหลผ่านตัวเขื่อน บางชนิดใช้วัดการเคลื่อนตัวหรือทรุดตัวของตัวเขื่อน จากผลการอ่านวัดได้จะบ่งชี้ถึงระดับอันตรายของตัวเขื่อนจากการพิบัติในรูปแบบต่างๆ ดังแสดงในตารางที่ 23 ดังนั้นการเลือกติดตั้งเครื่องมือที่เหมาะสมกับรูปแบบเขื่อนที่ก่อสร้าง หรือเงื่อนไขของการออกแบบเพื่อให้มั่นใจว่าเขื่อนมีการตอบสนองต่อแรงกระทำเป็นปกติดี ในการออกแบบติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมชนิดใด หมายถึง ความสำคัญของเครื่องมือ นั้นๆ ที่ผู้ออกแบบสังเกตเห็น ที่จำเป็นสำหรับเขื่อนต้องการตรวจสอบพฤติกรรมใดที่นำไปสู่ความเสี่ยงของเขื่อนต่อการพิบัติ สำหรับเขื่อนขุนด่านปราการชลได้แบ่งสถานะของการอ่านค่าของเครื่องมือวัดได้เป็น 3 ระดับ ดังตารางที่ 24 ซึ่งจำเป็นต้องสอบถามการดำเนินงานในสนามจากเจ้าหน้าที่ในสนาม หรือ โดยอ้อมจากเอกสารและรายงานสรุปพฤติกรรม ซึ่งจะทำให้ทราบสถานการณ์หรือปัญหาด้านความปลอดภัยเขื่อนรวมทั้งการจัดเตรียมงบประมาณสำหรับการดูแลและบำรุงรักษาเขื่อนต่อไป

ตารางที่ 23 การใช้เครื่องมือตรวจวัดพฤติกรรมเขื่อนเพื่อระบุการพิบัติของตัวเขื่อน

ชนิดของเครื่องมือ	จำนวน	ตำแหน่งติดตั้ง	ตัวชี้วัดอันตราย	ข้อบกพร่อง	รูปแบบการพิบัติ
Piezometer	106	ฐานรากเขื่อน	แรงดันน้ำใต้ฐานเขื่อนสูงกว่าที่คาดการณ์	แรงลอยตัวที่สูงกว่าที่ออกแบบ การกัดเซาะในฐานรากเขื่อน	การเลื่อนไถล การพลิกคว่ำ
Observation	13	ท้ายเขื่อนหรือ ฐานชั้นเขื่อน	ระดับน้ำท้ายน้ำที่ควบคุมการไหลซึม ระดับน้ำที่สูงกว่าระดับน้ำใต้ดินปกติ	การไหลซึมผ่านตัวเขื่อน การไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อน	การไหลซึม การไหลซึม
Flowmeter	80	ท้ายน้ำฐานเขื่อน	อัตราการไหลซึมมากกว่าที่คาดการณ์ ความขุ่นของน้ำที่ไหลซึม ปริมาณการไหลซึมผ่านน้อยมาก	ระบบการปิดกั้นบกพร่อง การกัดกร่อนในตัวเขื่อนหรือฐานรากเขื่อน เกิดการอุดตันของระบบระบายน้ำ	การไหลซึม การไหลซึม การไหลซึม
		ภายในอุโมงค์	อัตราการไหลซึมมากกว่าที่คาดการณ์ อุณหภูมิของน้ำที่ไหลซึมมีค่าสูง	ระบบการปิดกั้นบกพร่อง	การไหลซึม การไหลซึม
Jointmeter	100	รอยต่อของ คอนกรีตคาด	การเคลื่อนตัวระหว่างรอยต่อคอนกรีต คาดหน้า	การทรุดตัวของฐานรากหรือตัวเขื่อนด้าน เหนือน้ำยุบตัว, น้ำผ่านตัวเขื่อนเข้ามาได้	การเคลื่อนพังของลาดเขื่อน การไหลซึม
	100	ลาดเขื่อนด้าน เหนือหรือท้ายน้ำ	การเคลื่อนตัวที่ลาดเขื่อน	การเคลื่อนตัว การยุบตัว	การเคลื่อนพังของลาดเขื่อน การไหลซึม
Thermocouple	139	ภายในตัวเขื่อน	อุณหภูมิที่ทำให้เกิดรอยแตก	รอยแตกตามขวางที่ตัวเขื่อน	คอนกรีตเสียกำลัง

## ตารางที่ 24 สถานะของการจัดการการอ่านค่าที่ส่งผลต่อความเสี่ยงภัย

สถานะของการอ่านค่า	ระดับคะแนน	สาเหตุของปัญหา
ไม่มีการอ่านค่า	4	ไม่ติดตั้งเครื่องมือ ผู้ออกแบบเห็นว่าไม่จำเป็นต้องติดตั้ง เครื่องมือวัดชั่วคราวหรือหกดายการใช้งาน ขาดเจ้าหน้าที่ประจำเพื่อการอ่านค่า
มีการอ่านน้อยกว่ากำหนด	2	ขาดเจ้าหน้าที่ประจำการอ่านค่า
มีการอ่านได้ตามกำหนด	1	-

ผลการอ่านค่าที่ถูกต้อง จะได้จากวิธีการอ่านค่าที่ถูกต้อง รวมทั้งสภาพหรือประสิทธิภาพของเครื่องมือวัดพฤติกรรม และเครื่องมืออ่านค่า ดังนั้นจำเป็นต้องได้รับการตรวจสอบเครื่องมือวัดหรืออุปกรณ์อ่านค่าก่อนดำเนินการอ่านค่า เพื่อให้มั่นใจว่าจะได้ผลการอ่านค่าที่เชื่อถือได้ โดยทั่วไปจะตรวจสอบผลการอ่านค่าในเบื้องต้นจากการเปรียบเทียบผลการอ่านค่าจากเครื่องมือวัดจากครั้งก่อนที่มีระดับน้ำใกล้เคียงกัน ซึ่งมักมีการเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อย ในลำดับต่อไปจะเปรียบเทียบตรวจสอบกับผลการวิเคราะห์หรือออกแบบ เพื่อตรวจสอบความผิดปกติทั้งในแง่ดีและแง่ร้าย และท้ายที่สุดต้องมีเกณฑ์การอ่านค่าไว้เปรียบเทียบสำหรับการแจ้งเตือนภัยเช่นกัน อย่างไรก็ตามในการตรวจสอบสภาพทางสายตาจะไม่สะดวกที่จะประเมินจากผลการอ่านค่าที่ได้หรือเปรียบเทียบในสนามกับผลการวิเคราะห์ได้

ในการประเมินสภาพของเครื่องมือวัดของเขื่อนคลองท่าด่าน จะใช้การประเมินทางสายตา โดยแบ่งประสิทธิภาพของเครื่องมือเป็น 4 ระดับ ที่ทำให้เกิดผลที่เชื่อถือได้ อันได้แก่ ระดับที่อ่านค่าได้ปกติ ก่อนข้างปกติ ก่อนข้างผิดปกติ และอ่านค่าไม่ได้ ลักษณะสภาพสำหรับเครื่องมือแต่ละชนิดสามารถอธิบายได้ดังนี้

### มาตรวัดความดันน้ำ (Piezometer)

- 1 อ่านค่าความดันน้ำได้ปกติ
- 4 เครื่องมืออ่านค่าไม่ได้

### มาตรวัดปริมาณการรั่วซึม (Seepage Flowmeter)

- 1 วัดปริมาณการรั่วซึมได้ปกติ
- 4 ตรวจวัดค่าไม่ได้ เนื่องจากไม่มีตะกอนในร่องระบาย น้ำไหลรั่วด้านข้าง ตะกอนสะสมจนน้ำไม่ระบายออกได้ปกติ

### คิงวัดการเอียงตัว (Direct Pendulum และ Inverted Pendulum)

- 1 อ่านค่าทั้งระบบ Manual และ Automatic ได้เป็นปกติ
- 4 เครื่องมือชำรุด ไม่สามารถอ่านค่าได้

### มาตรวัดการเคลื่อนตัวที่รอยต่อ (Jointmeter)

- 1 อ่านค่าได้ตามปกติ
- 4 ไม่สามารถอ่านค่า Depth Gauge เล็ย หรือ Jointmeter ชำรุด

### มาตรวัดอุณหภูมิ (Thermocouple)

- 1 ระบบอุปกรณ์อ่านค่าได้ตามปกติ
- 4 ไม่สามารถอ่านค่าได้

สรุประดับคะแนนของแต่ละองค์ประกอบ ดังตารางที่ 25 ถึง 30

ตารางที่ 25 ระดับคะแนนสภาพอุโมงค์และระบบระบายน้ำภายในอุโมงค์

องค์ประกอบ	ประเภท	ระดับ	ความหมาย
สภาพอุโมงค์	ผนังและเพดาน พื้นและบันได	1	แห้ง / ชื้นแต่ไม่มีน้ำรั่วซึม
		2	น้ำซึมหยด ตะกอนมีแนวโน้มก่อตัวและอุดการรั่วซึมได้ในระยะสั้น
		3	น้ำไหลเป็นสายต่อเนื่อง ตะกอนไม่สามารถก่อตัว มีแนวโน้มคงตัวการไหลหรือเพิ่มอัตราการไหลได้
		4	น้ำไหลแบบมีแรงดันมาก มีปริมาณมาก / น้ำไหลเป็นสายต่อเนื่องจากเพดานนอกแนวรอยต่อของ RCC
ระบบระบายน้ำ	Joint Drain Pipe	1	ไม่มีรอยแตก ไม่มีน้ำรั่วซึม
		3	มีรอยแตก ไม่มีน้ำไหลออกจากรอยแตก
		4	มีรอยแตก น้ำไหลออกมามีแรงดัน หรือ พบฟองอากาศดันตัวขึ้นมา
		1	น้ำไม่ไหล ทั้งที่ Joint และท่อ / ท่อมีน้ำไหลปกติ ไม่มีการรั่วซึมที่ Joint
	2	ท่อน้ำไม่ไหลแต่ Joint มีการรั่วไหลซึม หยด	
	3	ท่อน้ำไม่ไหลแต่ Joint มีการรั่วไหลเป็นสายต่อเนื่อง / ท่อมีน้ำไหลปกติ แต่ Joint รั่วไหลด้วยแรงดันพุ่งออกอย่างชัดเจน / ท่อชำรุด	
	4	ท่อน้ำไม่ไหลพบการรั่วไหลเป็นสายต่อเนื่องหรือไหลแบบมีแรงดันรอบ Joint / ท่อมีน้ำไหลด้วยแรงดันจากน้ำหน้าเขื่อนชัดเจน	
	Dam Drain	1	ไม่รั่วซึม
		4	น้ำไม่ไหลและรอยต่อรอบๆมีน้ำรั่วซึม / น้ำไหลน้อย พบปริมาณตะกอนอุดตัน
	Foundation	1	ไม่มีตะกอนอุดตัน
	Drain Pipe	4	ตะกอนอุดตัน
	Steel Drain Pipe	1	ไม่มีตะกอน ท่อไม่ชำรุด น้ำไหลสะดวก
4		ตะกอนมีปริมาณมากกว่า 1 ใน 3 ของท่อมีแนวโน้มจะอุดตัน / ท่อชำรุด	
Gutter	1	ระดับตะกอนไม่เป็นปัญหาต่อท่อระบายและเครื่องมือวัด Seepage Flowmeter	
	4	ระดับตะกอนสูง เป็นปัญหาต่อท่อระบายและเครื่องมือวัด Seepage Flowmeter	

ตารางที่ 26 ระดับคะแนนสภาพสันเขื่อน

องค์ประกอบ	ประเภท	ระดับ	ความหมาย
สันเขื่อน	พื้น ทางเท้า พื้นที่กลับ รถ และรอยต่อพื้นถนน	1	ไม่มีรอยแตกประเภทขยี้ตัว หรือมีรอยแตกเนื่องจากการ ขยายและหดตัวไม่เกิน 5 มม.
		4	มีรอยแตกประเภทขยี้ตัว หรือรอยแตกเนื่องจากการ ขยายและหดตัวของผิวถนนเกิน 5 มม.
Slope Protection	ราวกันตก	1	ใช้งานได้ปกติ ผิวไม่ลอกหรือมีสนิม
		2	ใช้งานได้ปกติ ผิวลอกมีสนิมจับ
	4	หัก ล้มหรือชำรุดไม่สามารถใช้งานได้	
	ท่อระบายน้ำ	1	ท่อไม่ตัน
4		ท่อตัน หรือชำรุด	
ผิว Shotcrete		1	ผิวไม่แตกร่อน มีสภาพแห้ง
		2	ผิวเริ่มแตกร่อน มีสภาพแห้ง
		3	ผิวไม่แตกร่อน แต่มีสภาพชื้นหรือมีน้ำไหลซึม และ/ หรือมีวัชพืชขึ้น วัชพืชยังไม่ตาย
		4	ผิวแตกร่อน ทลายมาก พบน้ำไหลซึม และ/หรือมีวัชพืช ขึ้นปกคลุมมาก
หมุดยึด		1	สภาพปกติ
		4	ชำรุด ผุพัง

ตารางที่ 27 ระดับคะแนนสภาพพื้นที่ด้านท้ายน้ำ

องค์ประกอบ	ประเภท	ระดับ	ความหมาย
พื้นที่ด้านท้าย น้ำ	ถนนเข้าสู่อุโมงค์	1	ไม่มีหญ้าขึ้นรก , ถนนไม่ถูกกัดเซาะ
		4	มีหญ้าขึ้นรก , ถนนถูกกัดเซาะ
พื้นที่ด้านท้ายน้ำ		1	ไม่มีน้ำซึมหรือคันตัวขึ้นมา
		3	สภาพชื้น
		4	มีสภาพชื้นเปียก และมีน้ำคันตัวขึ้นมาอย่างชัดเจน

**ตารางที่ 28** ระดับคะแนนสภาพลาดเชื่อมด้านทำynnน้ำ

องค์ประกอบ	ประเภท	ระดับ	ความหมาย
ลาดเชื่อมด้านทำynnน้ำ		1	ไม่มีน้ำรั่วซึม แห่ง
	ลาดด้านทำynnน้ำ	3	มีน้ำรั่วซึมออกมา
		4	มีน้ำไหลต่อเนื่อง หรือไหลออกมาด้วยแรงดัน
ท่อระบายน้ำออก		1	น้ำไหลออกสะดวก สภาพท่อเป็นปกติ
จากตัวเชื่อม PVC		4	น้ำไม่ไหลสภาพท่ออุดตัน ท่อชำรุด หรือท่อวางตัวไม่เหมาะสม
ท่อระบายน้ำออก		1	น้ำระบายออกสะดวก ท่อไม่มีตะกอน , ท่อมีสภาพปกติ
จากตัวเชื่อม Steel		4	ท่อมีตะกอนอุดตัน น้ำระบายออกไม่สะดวก , ท่อชำรุด
วางระบาย		1	ระดับตะกอนไม่ท่วมท่อระบายน้ำรวมออกจากตัวเชื่อม
		4	ระดับตะกอนท่วมปากท่อระบายน้ำรวมออกจากตัวเชื่อม

**ตารางที่ 29** ระดับคะแนนสภาพพื้นที่ด้านเหนือน้ำ

องค์ประกอบ	ประเภท	ระดับ	ความหมาย
พื้นที่ด้านเหนือน้ำ		1	ท่อนลอยปกติ ไม่จม , ตาข่ายไม่ขาด
	ข่ายคักสวะ	4	ท่อนลอยจม , ตาข่ายขาด
	ฐานยันด้านเหนือน้ำ	1	ไม่มีการกัดเซาะตลิ่ง หินทิ้งไม่ร่วง
		4	มีการกัดเซาะตลิ่ง หินทิ้งทลาย

ตารางที่ 30 ระดับคะแนนสภาพเครื่องมือวัด

องค์ประกอบ	ประเภท	คะแนน	ความหมาย
Jointmeter	เครื่องมือวัด	1	สามารถวัดค่าได้ปกติ
		4	ชำรุดหรือวัดค่าไม่ได้
	ส่วนติดตั้งใน ตัวเชื่อม	1	ช่องติดตั้งเครื่องมือวัดไม่หลวม หรือไม่มีตะกอนกีดขวาง
		4	ช่องติดตั้งเครื่องมือวัดหลวมมาก หรือ มีตะกอนไม่สามารถเสียบตั้งเครื่องมือวัดได้
Piezometer	เครื่องมือวัด	1	สามารถวัดค่าได้ปกติ ค่าไม่แปรปรวน
		4	ชำรุดหรือวัดค่าไม่ได้ ค่าแปรปรวน
Pendulum	เครื่องมือวัด	1	สามารถวัดค่าได้ปกติ
		4	เครื่องมือชำรุดหรือวัดค่าไม่ได้
	ส่วนติดตั้งใน ตัวเชื่อม	1	เส้นลวดไม่ชนขอบท่อ เส้นลวดนิ่งสามารถอ่านค่าได้
		4	เส้นลวดชนขอบท่อ , หรือเส้นลวดสั่นตลอดเวลา
Thermocouple	เครื่องมือวัด	1	สามารถวัดค่าได้ปกติ ค่าไม่แปรปรวน
		4	เครื่องมือชำรุดหรือวัดค่าไม่ได้ ค่าแปรปรวน
Flowmeter	เครื่องมือวัด	1	ไม่มีตะกอนที่ร่องระบาย , รั้วออกด้านข้างหรือด้านล่าง , ไม่มีตะกอนจับที่สันบาน Flowmeter
		4	มีตะกอนที่ร่องระบายมาก , รั้วออกด้านข้างหรือด้านล่าง , มีตะกอนจับที่สันบาน Flowmeter
Observation Well	เครื่องมือวัด	1	สามารถวัดค่าได้ปกติ
		4	เครื่องมือวัดชำรุด วัดค่าไม่ได้

## การวิเคราะห์ค่าดัชนีความเสี่ยงและการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึม

การวิเคราะห์ข้อมูลในงานวิจัยนี้มีสองส่วนหลักๆ คือ

### 1. การวิเคราะห์ค่าดัชนีความเสี่ยง ประกอบไปด้วยขั้นตอนต่างๆ ดังนี้

1.1 การให้น้ำหนักความสำคัญขององค์ประกอบ พิจารณาค่าความสำคัญขององค์ประกอบในด้านความเสี่ยงต่อการพิบัติโดยใช้วิธีการให้น้ำหนัก (Weighing Method) ซึ่งจะพิจารณาจาก 3 ปัจจัย ได้แก่

1.1.1 ผลต่อรูปแบบการพิบัติ (Mode of Failure) การพิจารณาถึงสภาพองค์ประกอบใดๆ เมื่อเกิดการวิบัติหรือไม่สามารถใช้งานได้ จะมีผลต่อรูปแบบการพิบัติหรือนำไปสู่การพิบัติในกรณีใดบ้าง ซึ่งรูปแบบการพิบัติของเขื่อนที่นำมาพิจารณาได้แก่ การเลื่อนไถลที่ฐานรากเขื่อน (Sliding at Foundation), การเลื่อนไถลระหว่างตัวเขื่อน (Sliding at Dam), การพลิกคว่ำ (Overturning), การเกิดการกัดเซาะลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ (Piping at Downstream Slope) และการไหลซึมกัดเซาะฐานรากและพื้นดินด้านท้ายน้ำ (Piping at Downstream Foundation)

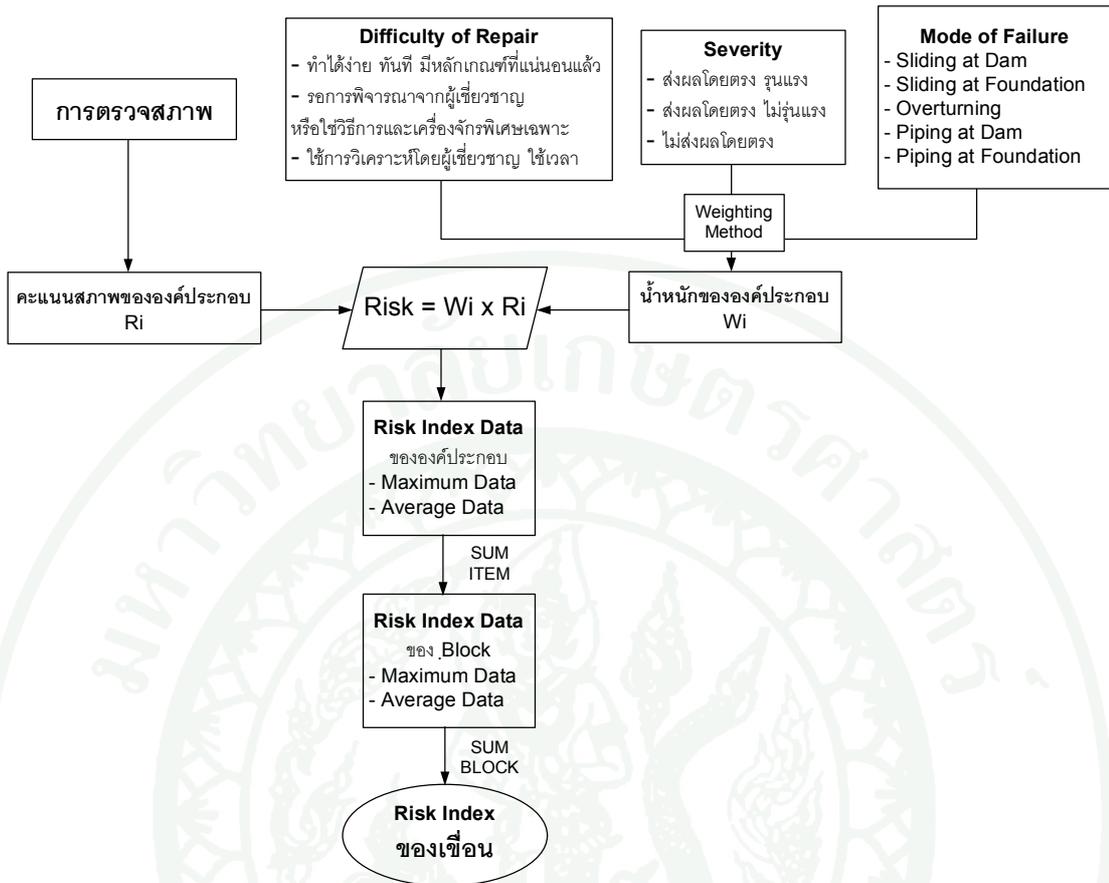
1.1.2 ผลของความรุนแรง (Severity) การพิจารณาถึงสภาพองค์ประกอบใดๆ เมื่อมีความพิบัติหรือไม่สามารถใช้งานได้ จะมีผลกระทบความรุนแรงในระดับใดบ้าง ซึ่งแบ่งเป็น 3 ระดับ ได้แก่ ระดับที่ 1 การส่งผลโดยตรงต่อเขื่อน และนำไปสู่ปัญหาที่รุนแรงได้ ระดับที่ 2 ส่งผลโดยตรง แต่ไม่มีความรุนแรง ระดับที่ 3 ไม่มีผลโดยตรงต่อตัวเขื่อน

1.1.3 ความยากง่ายในการซ่อมแซม (Difficulty of Repair) การพิจารณาความยากง่ายในการซ่อมแซมองค์ประกอบเมื่อเกิดสภาพวิบัติหรือไม่สามารถใช้งานได้ แบ่งเป็น 3 ระดับ คือ ระดับแรกสามารถซ่อมแซมได้ทันที ง่ายและมีหลักเกณฑ์ที่ชัดเจนแล้ว ระดับที่สองต้องรอคำแนะนำจากผู้เชี่ยวชาญ อาจใช้วิธีการหรือเครื่องจักรเฉพาะทาง ระดับที่สามต้องใช้การวิเคราะห์ที่ซับซ้อนจากผู้เชี่ยวชาญหรือใช้เวลานาน

## 1.2. การคำนวณค่าดัชนีความเสี่ยง

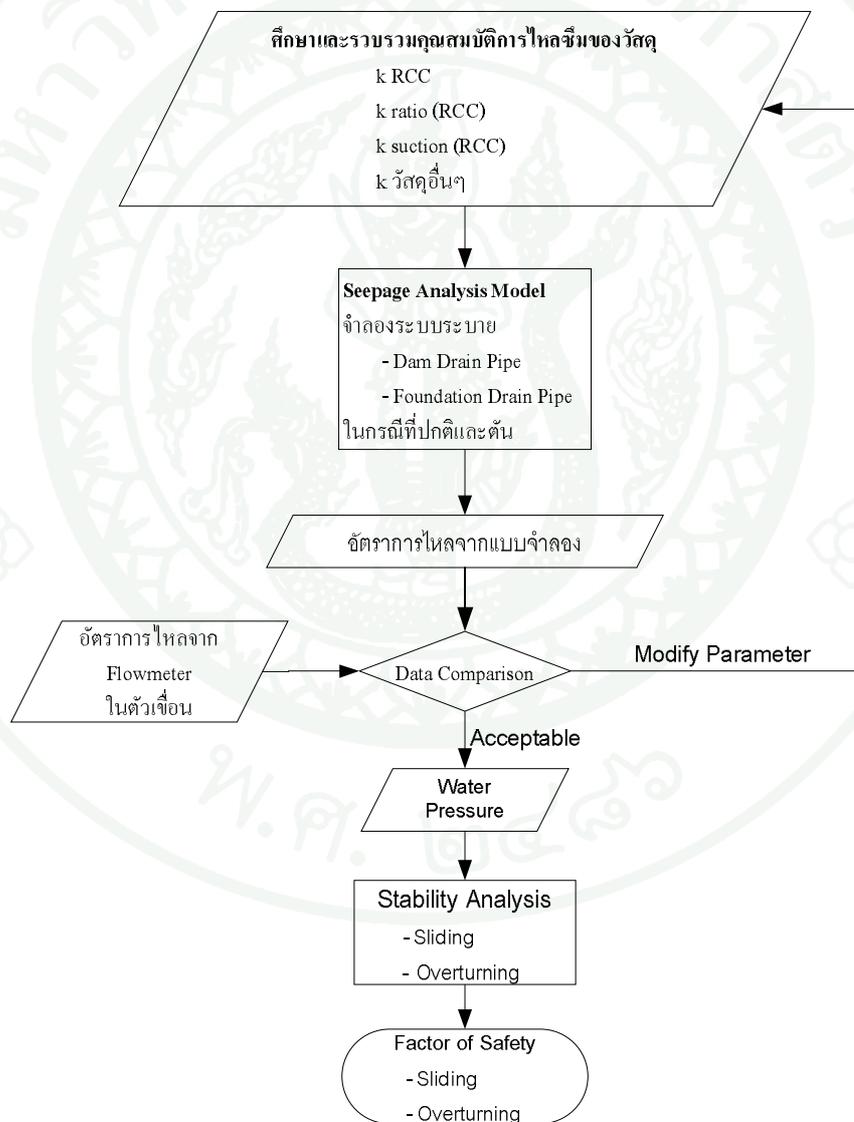
คำนวณจากค่าน้ำหนักขององค์ประกอบ ซึ่งกำหนดโดยผู้เชี่ยวชาญจากข้อ 1.1 คูณกับผลการตรวจสภาพในแต่ละองค์ประกอบ จะได้ค่าดัชนีความเสี่ยงขององค์ประกอบนั้นๆ เมื่อรวมค่าดัชนีความเสี่ยงที่อยู่ในพื้นที่ Block เดียวกันแล้ว จะได้ค่าดัชนีความเสี่ยงในแต่ละ Block และค่าดัชนีความเสี่ยงของเขื่อนต่อไป แผนการประเมินค่าดัชนีความเสี่ยงเป็นดังภาพที่ 120

ในช่วง 1 Block ของ RCC จะประกอบไปด้วยองค์ประกอบซ้ำกันหลายองค์ประกอบ เช่นมี Dam Drain จำนวน 8-9 ท่อเป็นต้น แต่จะสรุปผลค่า RI รวมเพียงค่าเดียวโดยวิธีน้ำหนักปัจจัยร่วม ดังนั้นผลการประเมินค่าดัชนีความเสี่ยง (RI) จะสรุปใน 2 ลักษณะได้แก่ RI - MAX คือการพิจารณาใช้ค่าคะแนนสภาพสูงสุดขององค์ประกอบใดองค์ประกอบหนึ่งเพียงคะแนนเดียวเป็นตัวแทนขององค์ประกอบที่ซ้ำกัน คูณกับค่าน้ำหนักขององค์ประกอบนั้นๆ และ RI - AVERAGE คือการพิจารณาใช้ค่าเฉลี่ยคะแนนสภาพขององค์ประกอบใดๆ ที่ซ้ำกัน คูณกับค่าน้ำหนักขององค์ประกอบนั้นๆ ซึ่งจะพิจารณาใช้ทั้ง 2 ค่าดังกล่าวประเมินความเสี่ยงของแต่ละ Block ของเขื่อนควบคู่กันไป หากค่า RI - MAX และ RI - AVERAGE มีค่าสูงใกล้เคียงกัน จะบ่งชี้สภาพขององค์ประกอบทั้งหมดว่ามีความค่อนข้างใกล้เคียงกัน แต่หากมีค่าแตกต่างกันมาก หมายความว่ามียังองค์ประกอบเพียงบางจุดที่มีสภาพปัญหาที่มีความเสี่ยงที่ชัดเจน ซึ่งใช้เป็นการช่วยประเมินรูปแบบขององค์ประกอบที่มีปัญหาได้อย่างชัดเจนยิ่งขึ้น



ภาพที่ 120 แผนการประเมินค่าดัชนีความเสี่ยง

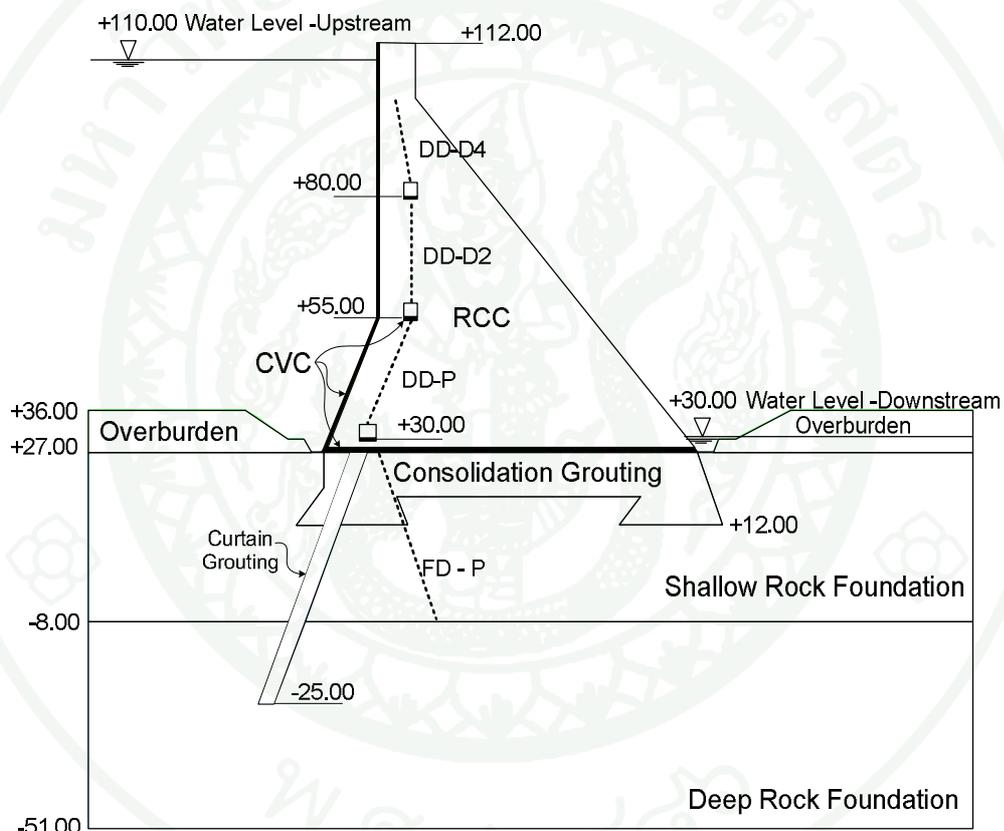
2. การวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึม การวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมในการวิจัยครั้งนี้มีจุดมุ่งหมายเพื่อให้ทราบถึงพฤติกรรมและความปลอดภัยของเขื่อนเมื่อมีการไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อนซึ่งไม่ได้ถูกพิจารณาในการออกแบบและเพื่อนำผลการวิเคราะห์ไปใช้พิจารณาปรับค่าน้ำหนักขององค์ประกอบในการวิเคราะห์ค่าดัชนีความเสี่ยง (RI) ซึ่งจะแบ่งเป็น 2 ขั้นตอน คือในส่วนการวิเคราะห์การไหลซึมเพื่อศึกษาอัตราการไหลซึมและศึกษาความดันน้ำในตัวเขื่อนและฐานราก อีกส่วนเป็นการวิเคราะห์เสถียรภาพความมั่นคงของเขื่อนเพื่อศึกษาลักษณะการพิบัติในกรณีของการไหลซึมต่างๆ ดังภาพที่ 121



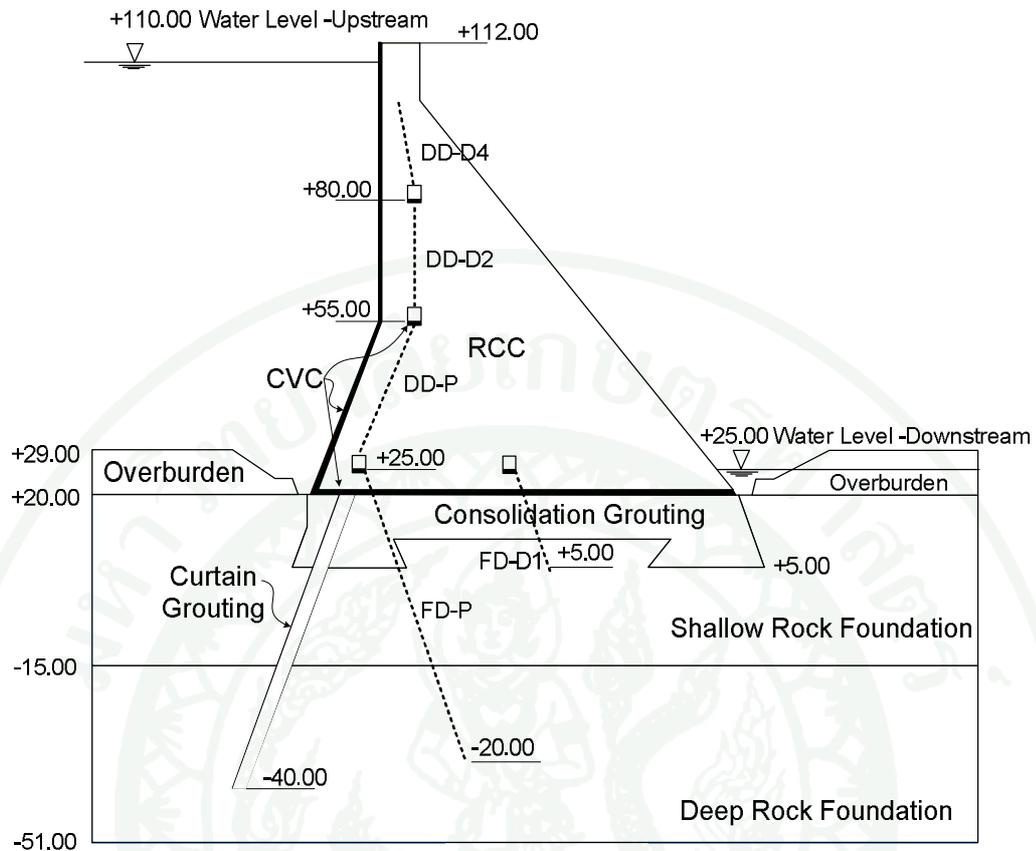
ภาพที่ 121 แผนภูมิการวิเคราะห์ความมั่นคงของเขื่อนโดยแบบจำลองการไหลซึมที่พิจารณาการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานราก

## 2.1 โครงสร้างหน้าตัด (Geometry) และคุณสมบัติของวัสดุ (Input Parameters)

ค่าคุณสมบัติต่างๆที่ใช้ในการวิเคราะห์ได้แบ่งเป็นส่วน ตามวัสดุต่างๆ ในตัวเขื่อน และฐานรากทั้ง RCC -S และ RCCC -B ดังแสดงในภาพที่ 122 และ 123 ตามลำดับ ประกอบไปด้วยโครงสร้างต่างๆ ได้แก่ คอนกรีตบดอัด (Roller Compacted Concrete, RCC) , คอนกรีตปกติ (Conventional Concrete, CVC) , ฐานรากระดับตื้น, ฐานรากระดับลึก, Grouting Curtain, Consolidation Grouting และ Overburden



ภาพที่ 122 ตัวอย่างหน้าตัดเขื่อนคุณสมบัติที่ใช้ในการวิเคราะห์การไหลซึมของ RCC - S



ภาพที่ 123 ตัวอย่างหน้าตัดเขื่อนคุณสมบัติที่ใช้ในการวิเคราะห์การไหลซึมของ RCC – B

### 2.1.1 คุณสมบัติการไหลซึมของคอนกรีตบดอัด

สัมประสิทธิ์ความซึมได้ของน้ำผ่านคอนกรีตบดอัดมีช่วงกว้างตั้งแต่  $10^{-4}$  -  $10^{-13}$  เมตร/วินาที (Mehrotra, 2004) ขึ้นอยู่กับปริมาณสารเชื่อมประสานในคอนกรีต, พลังงานการบดอัด, ประเภทรอยต่อระหว่างชั้นบดอัดและการใช้สารเชื่อมประสานรองพื้นระหว่างชั้นบดอัด แต่จากการทดสอบค่าความซึมผ่านวัสดุของเขื่อนขุนด่านปราการชลในระหว่างการก่อสร้าง บริเวณระดับอุโมงค์ระดับล่าง ( $\approx +25.00$  ม.รทก.) ของ RCC - B จากการทดสอบ Lugeon Test โดยกรมชลประทาน (2542) เมื่อนำมาสรุป พบว่าค่าเฉลี่ยเป็นค่าความซึมผ่านในแนวราบ ( $k_x$ ) มีค่าเท่ากับ  $1.0 \times 10^{-6}$  เมตร/วินาที

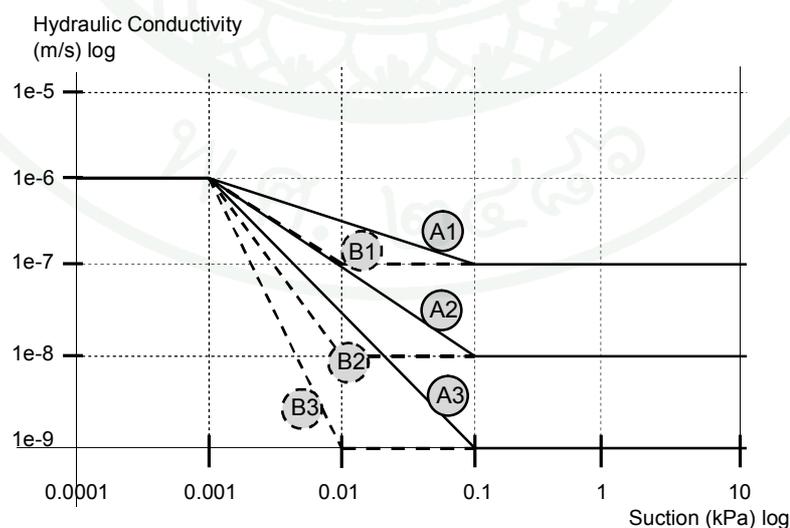
สำหรับสัมประสิทธิ์ ความซึมได้ของน้ำผ่านคอนกรีตปกติ (CVC) มีค่าอยู่ประมาณช่วง  $10^{-10}$  -  $10^{-12}$  เมตร/วินาที (Mehrotra, 2004) อย่างไรก็ตาม ในส่วนโครงสร้างคอนกรีตปกติของเขื่อนขุนด่านปราการชลนั้น ไม่มีข้อมูลการทดสอบค่าความซึมผ่านของคอนกรีต

ปกติในการก่อสร้าง โดยส่วนของ CVC ประกอบด้วยโครงสร้างผนังที่บ้น้ำปิดด้านหน้าเขื่อนหนา 0.5 เมตร, ส่วนของชั้นคอนกรีตปรับระดับที่ฐานเขื่อนหนา 1 เมตรและส่วนของพื้นอุโมงค์หนา 0.6 เมตร จึงพิจารณากำหนดค่า  $k$  ในการวิเคราะห์แบบจำลองเบื้องต้น 3 ค่าได้แก่  $1 \times 10^{-8}$ ,  $1 \times 10^{-9}$  และ  $1 \times 10^{-10}$  เมตร/วินาที เพื่อตรวจสอบความอ่อนไหวของตัวแปรดังกล่าว

### 2.1.2 k-ratio และ k-suction ของคอนกรีตบดอัด

อัตราส่วนสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำแนวตั้งต่อแนวราบ (k ratio) และอัตราส่วนสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำในสภาวะแรงดูด (k -suction) เป็นค่าคุณสมบัติที่ใช้ในการวิเคราะห์การไหลซึม เนื่องจากไม่มีการเก็บข้อมูลคุณสมบัติดังกล่าวของเขื่อนขุนด่านปราการชล จึงพิจารณาใช้การสุ่มค่าวิเคราะห์ในแบบจำลองและพิจารณาแนวทางในการไหลที่ได้จากผลการวิเคราะห์ ค่า k - ratio ของคอนกรีตบดอัด โดยพิจารณาใช้หน้าตัดแบบจำลอง เขื่อน RCC - S สมมุติค่า k suction 3 ค่าได้แก่ 0.5, 0.2 และ 0.1

นอกจากนั้นในสภาวะเกิดแรงดูด (Suction) บริเวณเหนือระดับการไหลของน้ำในวัสดุหรือบริเวณที่วัสดุไม่อิ่มตัว จะมีผลต่ออัตราการไหลซึมของน้ำผ่านวัสดุ ดังนั้นในการศึกษาจึงได้กำหนดสมมุติค่าและทดลองวิเคราะห์ในแบบจำลอง 6 ค่าซึ่งกำหนดสัญลักษณ์และดังแสดงไว้ในภาพที่ 124



ภาพที่ 124 ค่า  $k$  ของคอนกรีตบดอัดเมื่อพิจารณาด้านแรงดูด

### 2.1.3 ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมน้ำของวัสดุอื่นๆ

สัมประสิทธิ์ความซึมน้ำของวัสดุอื่นๆ ที่ใช้ในแบบจำลองการไหลซึม ในส่วนฐานรากทั้งหมดได้จากการทดสอบในสนามในระหว่างการก่อสร้างซึ่งรวบรวมโดย ชีโนรส (2546) ดังสรุปในตารางที่ 31

ตารางที่ 31 สัมประสิทธิ์ความซึมน้ำของน้ำผ่านวัสดุฐานราก

วัสดุ	Permeability, k (m/s)	k -ratio
ShallowFoundation RCC-S	$1.2 \times 10^{-7}$	3
DeepFoundation RCC-S	$4.9 \times 10^{-8}$	3
ShallowFoundation RCC-B	$4.6 \times 10^{-6}$	3
DeepFoundation RCC-B	$4.9 \times 10^{-8}$	3
Consolidation Grouting	$9.2 \times 10^{-8}$	1
Grouting Curtain	$4.6 \times 10^{-8}$	1
Soil	$4.0 \times 10^{-5}$	1

ที่มา: ชีโนรส (2546)

### 2.1.4 คุณสมบัติกำลังรับแรงเฉือน

ในการวิเคราะห์เสถียรภาพจะนำค่าแรงดันน้ำที่ได้จากการวิเคราะห์ในตัวเขื่อนมาใช้เป็นแรงยกตัว (Uplift Force) โดยพิจารณากระบวนการพิบัติเป็น 2 ส่วนคือ ส่วนระนาบสัมผัสระหว่างรอยต่อของตัวเขื่อนกับฐานราก อีกส่วนคือระนาบสัมผัสระหว่างชั้นบดอัด (Lift Joint RCC) โดยมีรายละเอียดดังนี้

ระนาบสัมผัสระหว่างชั้นของตัวเขื่อนกับฐานรากใช้กับกรณีหน้าตัดที่ระนาบการวิเคราะห์อยู่ที่ระดับ +27.00 ม.รทก. และ +20.00 ม.รทก. (Foundation) ของเขื่อน RCC - S และ RCC - B ตามลำดับ พิจารณาใช้ข้อมูลตัวแปรกำลังรับแรงเฉือนในการออกแบบโดย กรมชลประทาน (2541ข) ดังนี้

$$\begin{aligned} \text{Cohesion} &= 60 \text{ t/m}^2 \\ \text{Friction Angle} &= 45 \end{aligned}$$

ระนาบสัมผัสระหว่างชั้นของคอนกรีตคอดัด (RCC Lift Joint) ที่ระดับ +30.00 ม.รทก. และ +25.00 ม.รทก. ของเขื่อน RCC - S และ RCC - B ตามลำดับ และที่ระดับ +55.00 ม.รทก. และ +80.00 ม.รทก. ของทั้งสองเขื่อนทั้งนี้ได้พิจารณาใช้ข้อมูลตัวแปรกำลังรับแรงเฉือนซึ่งรวบรวมและสรุปโดย Hansen และ Reinhardt (1991) โดยประเภทของรอยต่อของชั้นคอนกรีตคอดัดกำหนดให้เป็นชนิด unbonded Joints ดังนี้

$$\begin{aligned} \text{Cohesion} &= 21 \text{ t/m}^2 \\ \text{Friction Angle} &= 45 \end{aligned}$$

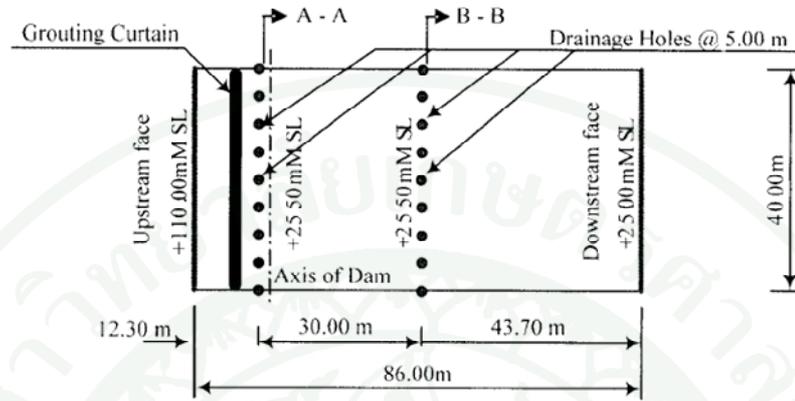
## 2.2 การกำหนดขอบเขตเงื่อนไข (Boundary Condition)

ในการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมจะต้องมีการกำหนดขอบเขตเงื่อนไขของแบบจำลองในส่วนต่างๆ ได้แก่ ส่วนผิวลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำ, ผิวดินด้านบน, ลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ, ม่านระบายน้ำในตัวเขื่อนและม่านระบายน้ำใต้ฐานราก

ศักย์ของน้ำที่ผิวลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำ, ผิวดินด้านบนและลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ เป็นส่วนที่สามารถระบุได้ เนื่องจากทราบแรงดันน้ำที่กระทำตามความสูงของระดับน้ำและเป็นแรงกระทำที่เท่ากันในทุกหน้าตัดเขื่อน แต่ศักย์ของน้ำในส่วนของม่านระบายน้ำที่อยู่ภายในตัวเขื่อนและฐานรากจะมีศักย์ของน้ำไม่เท่ากันในแต่ละหน้าตัด เนื่องจากตำแหน่งของท่อระบายน้ำในตัวเขื่อนฐานรากติดตั้งทุกๆ ระยะ 5 เมตร จึงต้องมีการหาค่าเฉลี่ยศักย์ของน้ำ เพื่อใช้กำหนดค่าเงื่อนไขขอบเขตของการวิเคราะห์แบบจำลอง

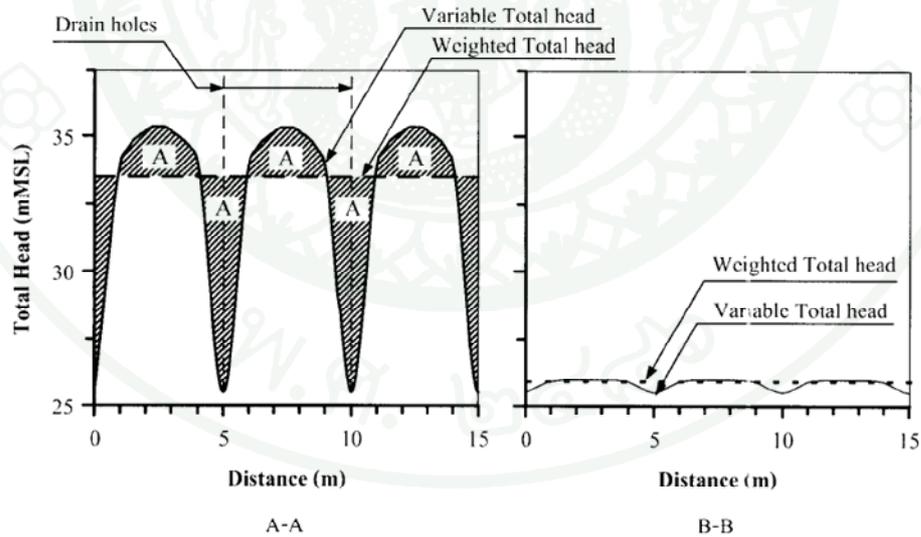
การหาค่าเฉลี่ยศักย์ของน้ำในม่านระบายน้ำจึงต้องสร้างแบบจำลองในแนวระนาบของม่านระบายน้ำในตัวเขื่อนและฐานรากดังตัวอย่างในภาพที่ 125 (ชินอรส , 2646) ซึ่งเป็นการสร้างแบบจำลองการไหลซึมใต้ฐานรากที่กำหนดให้เป็นส่วนที่มีการอัดฉีดน้ำปูนเพื่อความแข็งแรง มีความหนา 1 เมตรและมีค่าศักย์น้ำด้านเหนือน้ำ +110.0 เมตร.รทก. ศักย์น้ำด้านท้ายน้ำเป็น +25.0 เมตร.รทก.และที่ระดับปลายเปิดของรูระบายเป็น +25.5 เมตร.รทก. เมื่อวิเคราะห์แล้วจะได้กราฟ

การกระจายตัวของศักย์ของน้ำตลอดแนวระบายน้ำดังภาพที่ 126 เพื่อนำไปหาค่าเฉลี่ยของศักย์น้ำรวม



ภาพที่ 125 แบบจำลองแนวระบายน้ำเพื่อหาค่าเฉลี่ยศักย์น้ำรวม

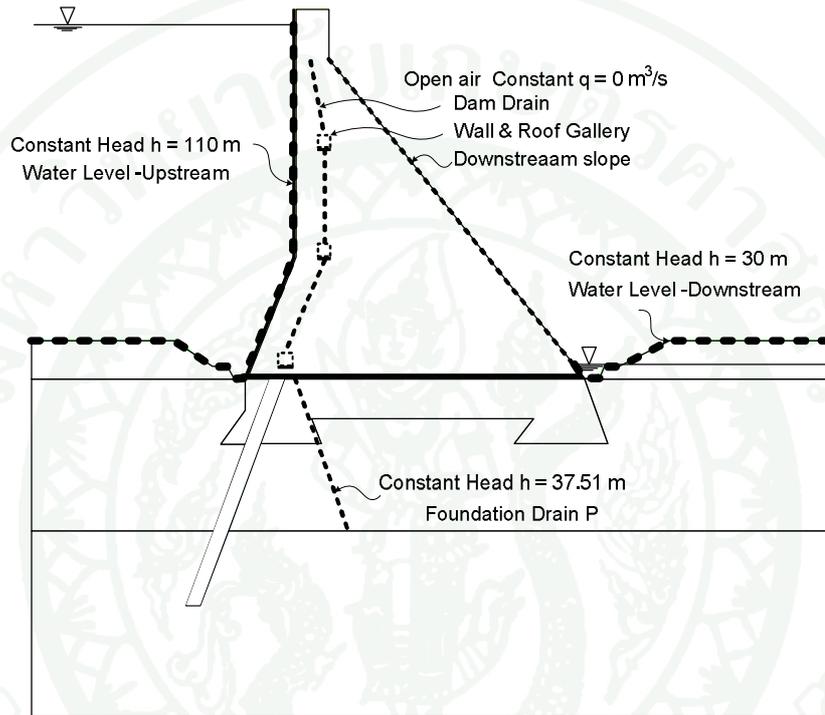
ที่มา: ชีโนรส (2546)



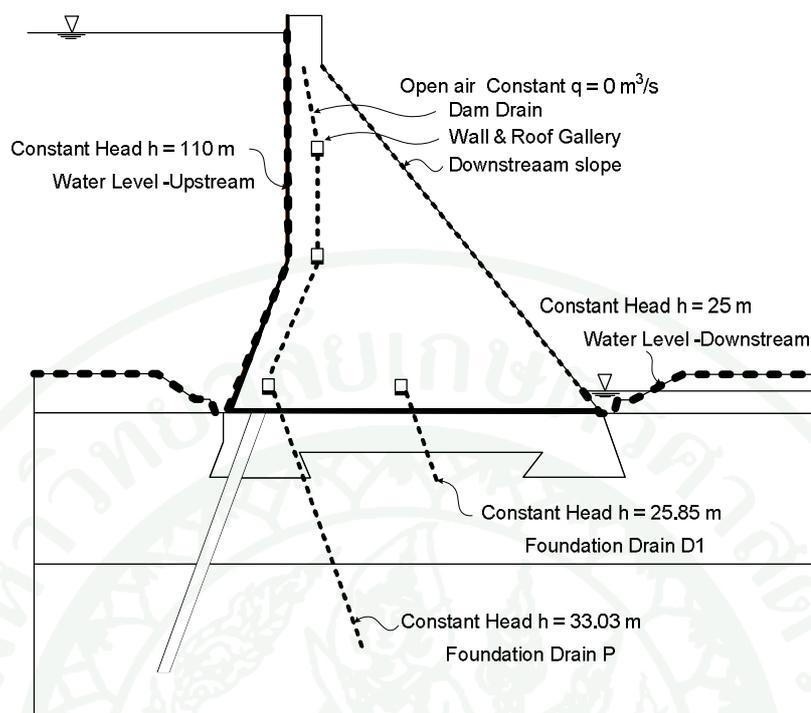
ภาพที่ 126 ค่าศักย์ของน้ำตลอดแนวระบายน้ำ A-A และ B-B

ที่มา: ชีโนรส (2546)

ผลจากการวิเคราะห์แบบจำลองในแนวระนาบของม่านระบายน้ำโดย ซิโนรส (2546) ได้ถูกนำไปใช้ในการกำหนดขอบเขตเงื่อนไขในแบบจำลอง โดยในเงื่อนไข RCC - S กำหนดค้ำยน้ำคงที่ของ FD - P มีค่าเท่ากับ 37.51 ม. ในเงื่อนไข RCC - B กำหนดค้ำยแรงดันน้ำคงที่ของ FD-P และ FD-D1 มีค่าเท่ากับ 33.03 และ 25.85 ม. ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 127 และ 128



ภาพที่ 127 ขอบเขตเงื่อนไขสำหรับหน้าตัด RCC - S



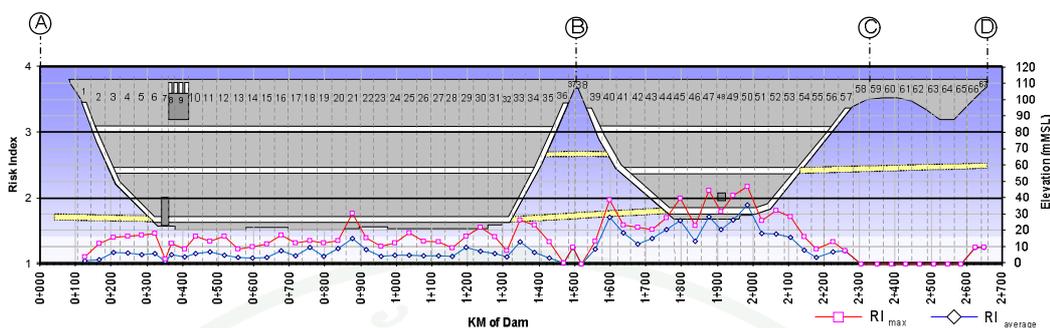
ภาพที่ 128 ขอบเขตเงื่อนไขสำหรับหน้าตัด RCC - B

### 2.3 การคัดเลือกหน้าตัด

การคัดเลือกหน้าตัดในการวิเคราะห์ ได้พิจารณาจากข้อมูลต่างๆที่พบสภาพบ่งชี้ถึงปัญหาที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อนอันได้จาก ทั้งข้อมูลผลการตรวจสอบภาพเขื่อน, ข้อมูลการไหลซึมในตัวเขื่อนฐานราก, ข้อมูลการเคลื่อนตัวจากเครื่องมือวัดต่างๆ และสภาพรูปร่างของฐานราก โดยทำการคัดเลือกหน้าตัดที่ข้อมูลต่างๆ บ่งชี้ว่ามีพฤติกรรมการไหลซึมปกติเพื่อใช้ในการในการเปรียบเทียบแบบจำลอง การพิจารณาคัดเลือกหน้าตัดในการวิเคราะห์ประเมินจากข้อมูลดังต่อไปนี้

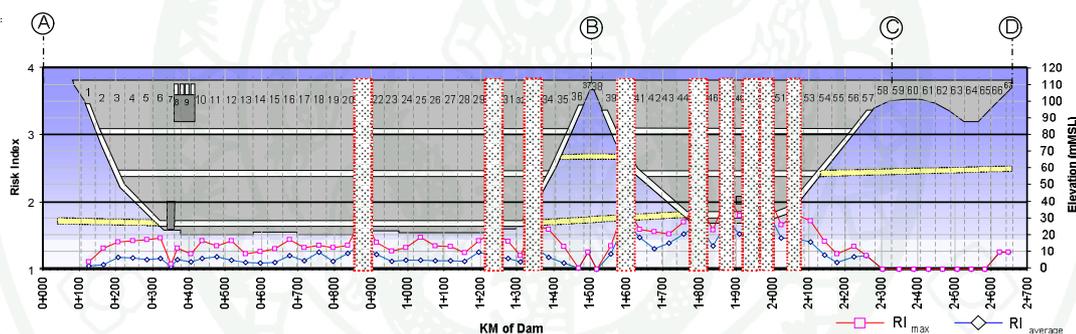
#### 2.3.1 ผลการตรวจสอบภาพและค่าดัชนีความเสี่ยง

คัดเลือกหน้าตัดโดยพิจารณาค่าดัชนีความเสี่ยง (RI) ของ RCC Block ที่มีค่าสูงกว่า 1.5 ขึ้นไป ประกอบกับคะแนนสภาพที่วิกฤติขององค์ประกอบต่างๆ ภายใน Block ดังภาพที่ 129



ภาพที่ 129 ค่าดัชนีความเสี่ยงจากผลการตรวจสภาพเขื่อน

ผลการคัดเลือกหน้าตัดโดยการพิจารณาค่าดัชนีความเสี่ยงของ RCC Block ต่างๆ ได้หน้าตัดดังต่อไปนี้ Block 21, 30, 33, 40, 45, 47, 49, 50 และ 52 ดังภาพที่ 130

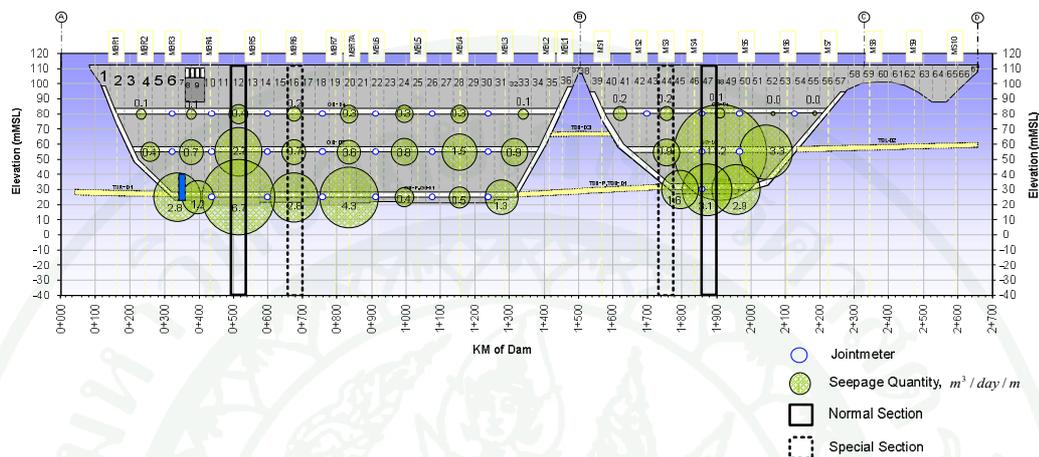


ภาพที่ 130 ผลการคัดเลือกหน้าตัดโดยพิจารณาข้อมูลดัชนีความเสี่ยงและคะแนนสภาพ

### 2.3.2 ผลการตรวจวัดอัตราการไหลซึมจากเครื่องมือวัด Flow meter

การคัดเลือกหน้าตัดได้พิจารณาข้อมูลอัตราการไหลซึมผ่านเขื่อนและฐานรากโดยการวัดจาก Flow meter ซึ่งเก็บข้อมูลโดย ฌรัฐพล (2551) ทั้งนี้จะสนใจ Block ที่มีอัตราการไหลซึมปกติและไม่ปกติเพื่อเป็นตัวแทนในการเปรียบเทียบกับอัตราการไหลซึมจากแบบจำลอง กล่าวคือในหน้าตัดที่ปกติ จะมีอัตราการไหลซึมที่ค่อนข้างน้อยและเหมาะสมตามระดับแรงดันน้ำ ส่วนในหน้าตัดที่มีการไหลซึมไม่ปกติ เช่น มีอัตราการไหลซึมผ่าน Joint Drain หรือการไหลซึมในอุโมงค์ชั้นบนที่มากกว่าชั้นล่าง เป็นต้น ผลการคัดเลือกหน้าตัดโดยพิจารณาอัตราการไหลได้หน้า

ตัดเป็นช่วงอุโมงค์ มีหน้าตัดดังต่อไปนี้ Block 16 ของเขื่อน RCC – B และ Block 44 ในเขื่อน RCC – S เป็นกรณีหน้าตัดปกติ และ Block 12 ของเขื่อน RCC – B และ Block 47 ของเขื่อน RCC – S เป็นกรณีหน้าตัดไม่ปกติ ซึ่งมีอัตราการไหลซึมค่อนข้างมาก ดังภาพที่ 131



ภาพที่ 131 ผลการคัดเลือกหน้าตัดโดยผลการวัดอัตราการไหลซึมโดย Flow meter

ที่มา: คัดแปลงจากฉันทุพล (2551)

### 2.3.3 ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของเขื่อน โดยเครื่องมือวัด

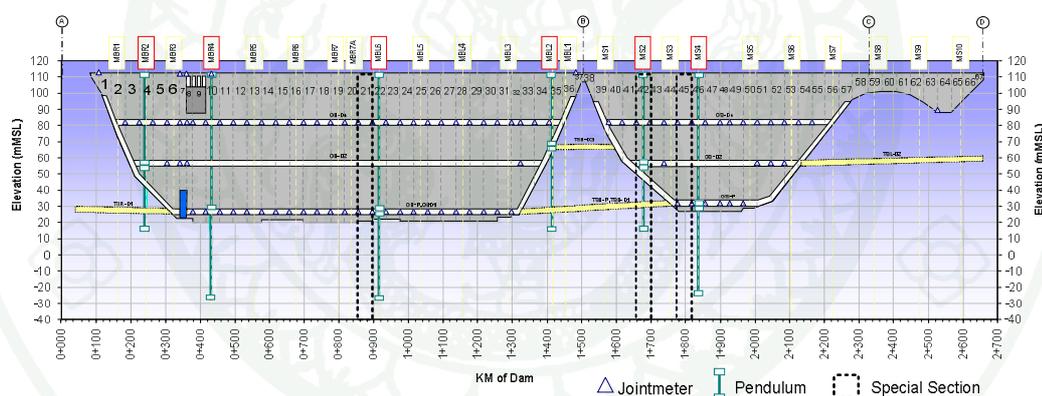
การคัดเลือกหน้าตัดโดยพิจารณาการเคลื่อนตัวในตัวเขื่อนจากเครื่องมือวัด ได้แก่ Joint meter วัดการเคลื่อนตัวระหว่าง RCC Block, Direct Pendulum วัดการเอียงตัวของเขื่อน, Invert Pendulum วัดการเลื่อนไหลของตัวเขื่อน

ฉันทุพล (2551) ทำการตรวจวัดการเคลื่อนตัวระหว่าง Block โดย Joint meter ที่อุโมงค์ของเขื่อน RCC-B จำนวน 33 บล็อก พบว่าเกิดการเคลื่อนตัวรวมทั้งสิ้น 36 มม. (เฉลี่ย 1.1 มม./บล็อก) ปีแรกของการเก็บน้ำเกิดการเคลื่อนตัวสูงสุด 3.8 มม. บริเวณกม. 0+896 (Block 21) อุโมงค์ระดับล่างเกิดการเคลื่อนตัวสูงสุด 0.5 มม. และเมื่อเข้าสู่การเก็บน้ำปีที่ 2 อุโมงค์ระดับบนและระดับล่างเกิดการเคลื่อนตัว 3.7 และ 0.8 ตามลำดับ ส่วนในเขื่อน RCC-S มีจำนวน 16 บล็อก พบว่าเกิดการเคลื่อนตัวรวมทั้งสิ้น 20 มม. (เฉลี่ย 1.3 มม./บล็อก) ปีแรกของการเก็บน้ำเกิดการเคลื่อนตัวสูงสุด 3.8 มม. บริเวณกม. 1+817 (Block 45) อุโมงค์ระดับ

ล่างเกิดการเคลื่อนตัวสูงสุด 0.6 มม. และเมื่อเข้าสู่ปีที่ 2 การเคลื่อนตัวสูงสุดในอุโมงค์ระดับบน และล่างเปลี่ยนแปลงเล็กน้อย 4.0 และ 0.7 ตามลำดับ

ผลการตรวจวัดการเอียงโดย Direct Pendulum พบว่าการเอียงตัวสูงสุด 0.008 องศา ไปทางด้านท้ายน้ำเมื่อระดับน้ำในอ่างเพิ่มขึ้นที่หน้าตัด MS2 Block42 กม. 1+680 ส่วนผลการตรวจวัดการเลื่อนไถลโดย Inverted Pendulum พบว่ามีการแกว่งของข้อมูลมากและไม่มีความสัมพันธ์กับการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในอ่าง

จากค่าการเคลื่อนตัวและการเอียงตัวสูงสุดข้างต้นจึงพิจารณาหน้าตัดที่คัดเลือก ได้แก่ Block 21 ใน RCC - B และ Block 45 ใน RCC - S ซึ่งเป็นการเคลื่อนตัวระหว่าง Block สูงสุด ดังแสดงในภาพที่ 132 ส่วนใน Block 42 แม้จะมีค่าการเอียงตัวสูงสุด แต่ก็มีค่าน้อยมากจึงไม่พิจารณา

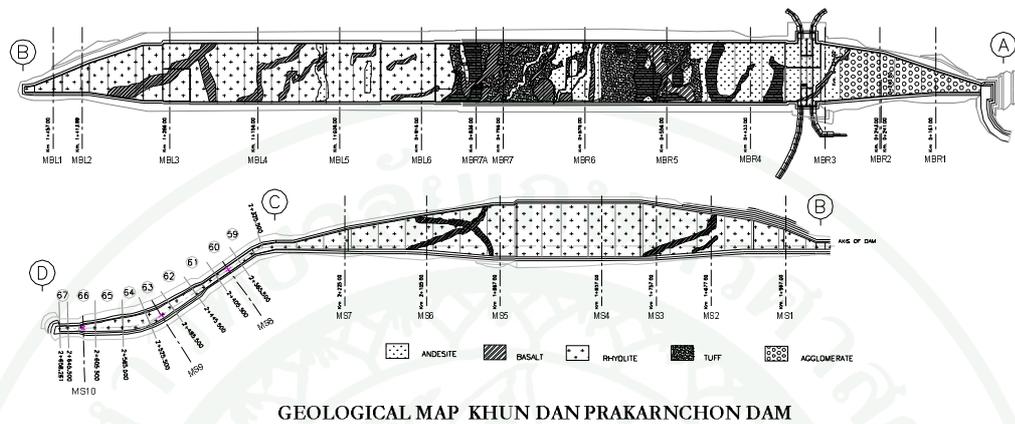


ภาพที่ 132 ผลการคัดเลือกหน้าตัดโดยผลการวัดการเคลื่อนตัวของเขื่อน โดยเครื่องมือวัด

### 2.3.4 สภาพฐานรากเขื่อน

ภายหลังจากการขุดเปิดร่องแกนหินฐานรากเขื่อนของกรมชลประทาน (2541ก) นักธรณีวิทยาได้สำรวจและรายงานพบว่าเป็นชั้นทรายและกรวด (overburden) หนา 2 – 9 เมตรปกคลุมชั้นหินภูเขาไฟประเภท Rhyolite และแทรกด้วย Basalt เป็นหลัก ตลอดแนวเขื่อน RCC-S และ RCC-VS จนถึงบริเวณร่องแกนเขื่อน RCC-B บริเวณร่องน้ำเดิมซึ่งจะเป็นชุดหินหลาก

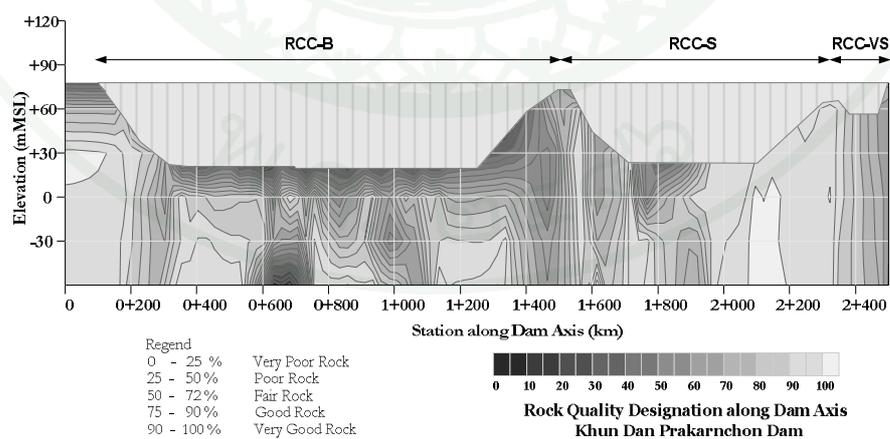
ชนิดประกอบไปด้วยหินประเภท Rhyolite เป็นหลักแต่สลับกับชุดหินประเภท Andesite, Tuff, Basalt, Agglomerate และ Decite ดังภาพที่ 133



ภาพที่ 133 สภาพธรณีวิทยาฐานรากเขื่อน RCC-B, RCC-S และ RCC-VS

ที่มา: กรมชลประทาน (2541ก)

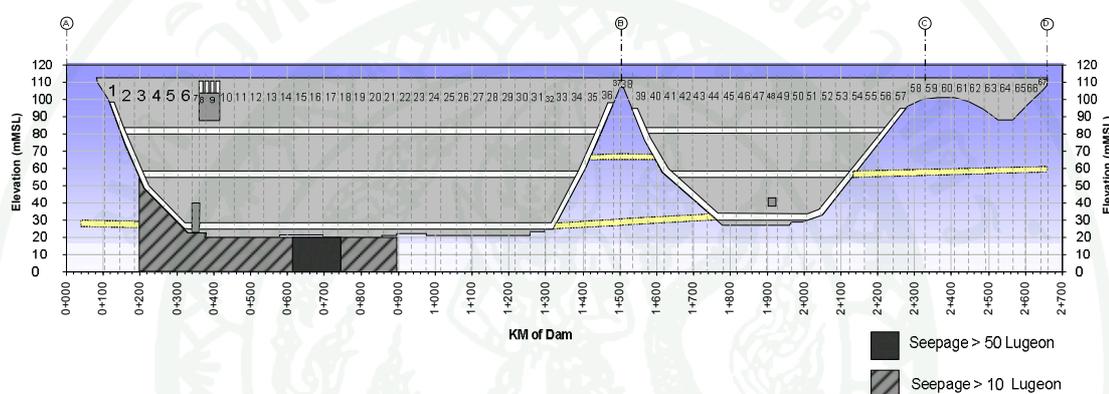
กรมชลประทาน (2541ก) กล่าวว่าหินฐานรากโดยรวมมีค่า RQD เฉลี่ย 70 – 100 เปอร์เซ็นต์ จัดอยู่ในระดับ Fair – Excellent แต่บริเวณที่ราบ (Flood Plain) และฐานยื่นฝั่งซ้ายของเขื่อน RCC-B มีค่า RQD ต่ำ การผุพังสูง และมีรอยแตกค่อนข้างมาก ดังแสดงในภาพที่ 134



ภาพที่ 134 ผลการทดสอบ Rock Quality Designation ของฐานรากตลอดแนวเขื่อน

ที่มา: กรมชลประทาน (2541ก)

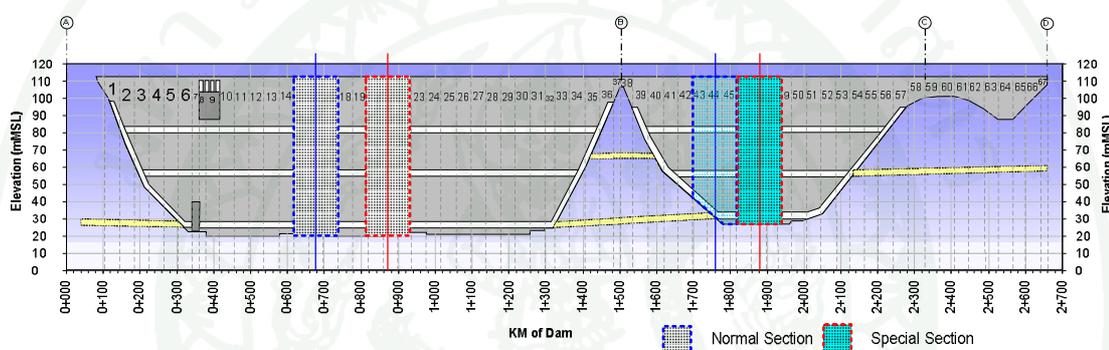
กรมชลประทาน (2541ก, 2544) สรุปผลการทดสอบหาค่าความซึมน้ำจากหลุมเจาะสำรวจจำนวน 53 หลุม ในช่วงศึกษาความเหมาะสม และ 14 หลุมในช่วงการออกแบบพบว่าหินด้านบนส่วนใหญ่มีค่าความซึมน้ำมากกว่า 5 Lugeon และมีค่าลดลงตามความลึก บริเวณเขื่อน RCC-B กม. 0+200 ถึง 0+900 มีค่าความซึมน้ำสูงมากกว่า 10 Lugeon โดยเฉพาะบริเวณ กม. 0+620 ถึง 0+740 มีค่าสูงมากกว่า 50 Lugeon ส่วนช่วง กม. 0+900 ถึง 1+400 และบริเวณเขื่อน RCC-S มีสภาพหินที่หยาบกว่าและมีค่าความซึมน้ำน้อยกว่า 10 Lugeon ดังนั้นจึงพิจารณาพื้นที่ช่วงกม. 0+620 ถึง 0+740 เป็นพื้นที่ที่คัดเลือกซึ่งมีค่าความซึมน้ำสูง ดังภาพที่ 135



ภาพที่ 135 พื้นที่ฐานรากเขื่อนที่มีค่าความซึมน้ำสูงกว่า 10 Lugeon

เมื่อพิจารณาจากข้อมูลต่างๆ ดังที่ได้กล่าวมาแล้วในข้างต้น พบว่าหน้าตัด ณ ตำแหน่ง Block 16 เป็นหน้าตัดที่มีความเหมาะสมเนื่องจากมีค่าดัชนีความเสี่ยงไม่เกิน 1.5 คะแนนสภาพในองค์ประกอบส่วนใหญ่ไม่รุนแรงถึงระดับวิกฤติ มีค่าการไหลซึมปกติคือลดหลั่นไปตามระดับความสูงของเขื่อน ค่าการเคลื่อนตัวจากเครื่องมือวัดไม่เกินค่าการเคลื่อนตัวที่ยอมรับได้ แม้จะมีค่าความซึมของน้ำผ่านฐานรากสูง แต่ในการเปรียบเทียบกับแบบจำลองนั้น พิจารณาการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนเป็นหลัก ซึ่งหน้า Block 16 ก่อนข้างมีการไหลซึมปกติเมื่อเทียบกับหน้าตัดอื่นๆ ดังนั้นจึงเลือกหน้าตัดที่ Block 16 เป็นหน้าตัดที่จะนำไปใช้ในการปรับเทียบแบบจำลองการไหลซึมในเขื่อน RCC – B โดยค่าอัตราการไหลซึมจากแบบจำลองจะได้นำมาเปรียบเทียบกับผลการไหลซึม ณ หน้าตัดนี้ ส่วนในเขื่อน RCC – S พบว่าหน้าตัด ณ ตำแหน่ง Block 44 เป็นหน้าตัดที่มีความเหมาะสมเนื่องจากมีค่าดัชนีความเสี่ยงและมีอัตราการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนต่ำกว่าหน้าตัดอื่นๆ ดังนั้นจึงเลือกหน้าตัดที่ Block 44 เป็นหน้าตัดที่จะนำไปใช้ในการปรับเทียบแบบจำลองการไหลซึมในเขื่อน RCC – S ดังแสดงในภาพที่ 136

ส่วนหน้าตัดคัดเลือกในกรณีวิกฤติได้พิจารณาจากข้อมูลข้างต้น พบว่าหน้าตัด ณ ตำแหน่ง Block 21 เป็นหน้าตัดที่มีค่าดัชนีความเสี่ยงสูง มีอัตราการไหลซึมก่อนข้างสูงกว่าหน้าตัดอื่นๆ และเป็นหน้าตัดที่มีค่าการเคลื่อนตัวระหว่าง Block สูงสุดในเขื่อน RCC – B ดังนั้นจึงเลือกหน้าตัดที่ Block 21 เป็นหน้าตัดที่จะนำไปใช้ในการเปรียบเทียบแบบจำลองการไหลซึมในเขื่อน RCC – B ส่วนในเขื่อน RCC – S พบว่าหน้าตัด ณ ตำแหน่ง Block 47 เป็นหน้าตัดที่มีความเหมาะสมเนื่องจากมีค่าดัชนีความเสี่ยงและอัตราการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนสูงกว่าหน้าตัดอื่นๆ และสูงที่สุด ดังนั้นจึงเลือกหน้าตัดที่ Block 47 เป็นหน้าตัดที่จะนำไปใช้ในการเปรียบเทียบแบบจำลองการไหลซึมในเขื่อน RCC – S ดังภาพที่ 136



ภาพที่ 136 ผลการคัดเลือกหน้าตัดที่ใช้ในการวิเคราะห์

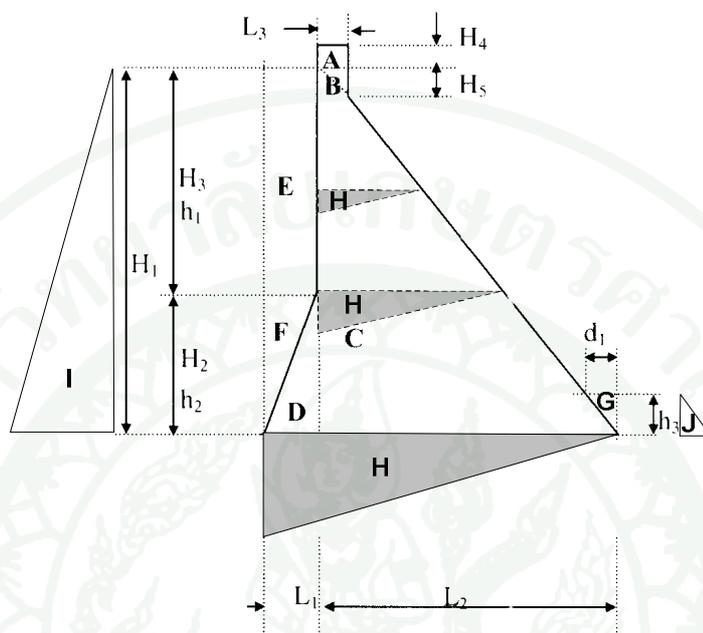
#### 2.4 การวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนและฐานราก

ทฤษฎีในการวิเคราะห์การไหลซึมเป็นไปตามกฎ Darcy's Law ซึ่งเป็นการไหลซึมแบบ Laminar Flow และสถานะอัตราการไหลซึมคงที่ตามเวลา (Steady State) โดยพิจารณาแรงดันภายใต้ความไม่อึดตัวของวัสดุเป็นการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element Method เมื่อวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนและฐานรากแล้วจะได้ศักย์ของน้ำในตัวเขื่อนและฐานรากซึ่งจะแปลงเป็นแรงดันน้ำเพื่อใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อนต่อไป

#### 2.5 การวิเคราะห์เสถียรภาพ (Stability)

การวิเคราะห์เสถียรภาพเป็นการวิเคราะห์ความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำ แรงกระทำที่เกี่ยวข้องในการเลื่อนไถลและพลิกคว่ำ แสดงดังสมการที่ (6) (7) และ (8) ใน

บทการตรวจเอกสาร หัวข้อเงื่อนไขในการวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อน ดังแสดงการรวมแรงกระทำในภาพที่ 137



ภาพที่ 137 แรงกระทำสำหรับการคำนวณเสถียรภาพในการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำของเขื่อน

จากผลการทดสอบ ค่าความหนาแน่นของคอนกรีตบดอัดในสนามด้วยเครื่อง Nuclear Density ระหว่างการก่อสร้างเขื่อนโดยกรมชลประทาน (2542) ซึ่งแสดงไว้ในบทตรวจเอกสาร หัวข้อโครงการเขื่อนขุนด่านปราการชล ภาพที่ 60 และตารางที่ 11 สรุปผลได้ว่ามีค่าความหนาแน่นของคอนกรีตบดอัดอยู่ระหว่าง 2,185 -2,590 kg/m<sup>3</sup> โดยมีค่าเฉลี่ย อยู่ที่ประมาณ 2,395 kg/m<sup>3</sup> จึงกำหนดใช้ค่าความหนาแน่นของคอนกรีตบดอัด 2,400 kg/m<sup>3</sup> ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ นอกจากนี้ การไหลซึมผ่านเขื่อนคอนกรีตบดอัดในระยะยาว อาจจะมีผลทำให้เกิดการชะล้าง ทำให้ความหนาแน่นของวัสดุคอนกรีตบดอัดลดลง ดังนั้นจึงได้ทำการจำลองการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยลดค่าความหนาแน่นของคอนกรีตบดอัด เป็นค่าต่างๆ ตั้งแต่ 2.4 ถึง 1.5 t/m<sup>3</sup> เพื่อศึกษาผลกระทบต่อเสถียรภาพเขื่อนจากการเปลี่ยนแปลงค่าความหนาแน่นของคอนกรีตบดอัด ส่วนพฤติกรรมการชะล้างจะเกิดขึ้นอย่างไรนั้นอยู่นอกเหนือจากการวิจัยนี้ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนและฐานรากและการวิเคราะห์เสถียรภาพการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำของเขื่อนในกรณีวิกฤติต่างๆ เมื่อมีความเหมาะสมแล้ว ขั้นสุดท้ายจะนำผลการวิเคราะห์ไปตรวจสอบขั้นตอนการให้นำหน้าองค์ประกอบเพื่อเพิ่มศักยภาพของวิธีดัชนีสภาพให้มีความสมบูรณ์และถูกต้องยิ่งขึ้น

## ผลและวิจารณ์

### ผลการตรวจสอบเขื่อน

ผลการตรวจสอบเขื่อนในส่วนของตัวเขื่อน RCC-B และเขื่อน RCC-S ซึ่งได้ผลการตรวจสอบสภาพเป็นคะแนนสภาพขององค์ประกอบหลักๆ ดังนี้

1. คะแนนสภาพภายในอุโมงค์ ประกอบด้วย สภาพผนังอุโมงค์ด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ, สภาพเพดาน, สภาพพื้นและบันได, ท่อระบายน้ำผ่านตัวเขื่อน (Dam Drains), ท่อระบายน้ำผ่านฐานราก (Foundation Drains), ท่อระบายน้ำระหว่างรอยต่อ RCC (Joint Drain Pipe), ท่อระบายน้ำรวมออกจากตัวเขื่อน (Steel Drain Pipe) และ รางระบายน้ำ (Gutter) แสดงในภาพที่ 138, 139 และ 140 แสดงคะแนนสภาพขององค์ประกอบในอุโมงค์ของเขื่อน RCC-B และเขื่อน RCC-S ตามลำดับ

2. ค่าคะแนนสภาพสันเขื่อน ประกอบด้วย ถนนบนสันเขื่อน, ทางเท้าด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ, พื้นที่กลับรถ, ราวกันตก, Slope Protection Area (ฐานยันเขา D) ในตารางที่ 32 เป็นผลการตรวจจากบริเวณสันเขื่อน และตารางที่ 33 แสดงผลการตรวจที่ Slope Protection

3. คะแนนสภาพลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ ประกอบด้วย สภาพลาดเขื่อน, รอยต่อของ Block ระหว่างลาดเขื่อน, ท่อระบายน้ำรวมออกจากตัวเขื่อนทั้ง PVC Drain Pipe และ Steel Drain Pipe สรุปผลการตรวจในตารางที่ 34

4. ค่าคะแนนสภาพพื้นที่ด้านท้ายน้ำ ประกอบด้วย พื้นที่ด้านท้ายน้ำ ถนนเข้าสู่ตัวเขื่อน มีสภาพปกติเป็น 1 ทั้งหมด

5. ค่าคะแนนสภาพเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน (Dam Instruments) มีสภาพดีเป็น 1 ทั้งหมด







ตารางที่ 32 ผลคะแนนสภาพองค์ประกอบบนสันเขื่อน

Dam	RCC - B																								
Block	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Road	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Joint of Road	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Walk way	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Dam	RCC - B												RCC - S												
Block	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
Road	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Joint of Road	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Walk way	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Dam	RCC - S							RCC - VS																	
Block	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67								
Road	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-
Joint of Road	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-
Walk way	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-

ตารางที่ 33 ผลคะแนนสภาพ Slope Protection บนสันเขื่อน

Section	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Point	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1

ตารางที่ 34 ผลคะแนนสภาพองค์ประกอบลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำและพื้นที่ท้ายน้ำ

Dam	RCC - B																												
Block	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25				
CVC Down	1																	3	1			1				3	1		1
Stream Slope	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	1	1	1	1	3	1	1				
Joint of CVC	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	1	3	1	4	1	1	1				
PVC Pipe	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-	1	-	-	1	-	-	-	1	-	-	-	1	-	-	-				
Steel Pipe	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-	-	1	-	-	-	1	-	-	-	1	-	-	-				
Total Gutter	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1				
Down Stream area	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1				

ตารางที่ 34 (ต่อ)

Dam	RCC - B														RCC - S										
	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
CVC Down	1	1	1	1	1	1	1	3	1	-	-	3	1	1	3	3	1	3	4	4	3	1	3	4	4
Stream Slope	1	1	1	1	1	1	1	1	1	-	-	1	1	1	1	3	1	1	4	4	3	1	4	3	4
Joint of CVC	1	1	1	1	1	1	1	1	1	-	-	1	1	1	1	3	1	1	4	4	3	1	4	3	4
PVC Pipe	1	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-	-	-	1	-	-	-	1
Steel Pipe	1	-	-	-	1	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4	-	-	-	1	1
Total Gutter	1	1	1	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4	4	4	4	4	4	-
Down Stream area	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

ตารางที่ 34 (ต่อ)

Dam	RCC – S								RCC – VS								
	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67
CVC Down																	
Stream Slope	3	1	1	1	1	3	3	1	1	1	1	1	1	1	1	3	3
Joint of CVC	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PVC Pipe	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Steel Pipe	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Total Gutter	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Down Stream area	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

## ตัวอย่างสภาพอุโมงค์ที่มีความเสี่ยงสูง

ผลการตรวจสอบนำมาวิเคราะห์ถึงเหตุการณ์ที่ทำให้ระดับสภาพ มีค่าเสี่ยงภัยในชั้นวิกฤตหรือชั้นซ่อมแซม นำมาอธิบายเพิ่มเติมดังแสดงในภาพที่ 141

Block	47								48								49							
Sub Block	1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	3	4	5	6	7	8
GS-D4 Level4	US	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	1	1
	R	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	DS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	G	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3
	JD	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	DD	1	1	1	1	4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	FD	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SD	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
GS-D2 Level2	US	2	1	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1	1	1	2	3	2	1	1	1	1	1	
	R	2	2	2	2	2	2	4	3	1	1	1	1	2	3	2	2	2	1	2	2	3	-	
	DS	1	1	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1	1	-	
	G	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	-	
	JD	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	
	DD	4	1	1	4	4	1	1	4	1	1	1	4	4	1	1	1	1	1	1	1	1	-	
	FD	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	SD	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
GS-P Level1	US	2	1	1	4	1	3	2	2	2	3	2	4	4	-	1	2	2	2	1	2	3	3	
	R	2	1	2	2	1	1	1	4	1	4	3	4	2	-	1	1	2	2	1	2	1	3	
	DS	2	1	2	1	2	3	3	2	1	3	1	1	3	-	1	2	1	2	2	1	3	3	
	G	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	1	-	1	1	1	1	1	1	1	1	-	
	JD	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3	
	DD	1	1	1	1	4	4	4	1	1	1	1	1	-	1	1	1	1	4	1	1	1	1	
	FD	1	1	1	1	4	4	4	1	1	1	1	4	-	1	1	4	1	1	4	1	4	4	
	SD	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4	

ภาพที่ 141 การเปรียบเทียบค่าคะแนนสภาพภายในอุโมงค์ Block 47 , 48 , 49

### 1. สภาพอุโมงค์ GS-D4

เมื่อพิจารณาผลการตรวจสอบสภาพภายในอุโมงค์ GS-D4 พบว่า ที่ Block 47 และ Block 49 พบผนังทั้งด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำมีสภาพแห้ง หลังคามีสภาพชั้นหยดเล็กน้อย สภาพพื้นพรอยแตกที่บริเวณรอยต่อ RCC ซึ่งเป็นรอยแตกจากการเคลื่อนตัวของรอยต่อ RCC แต่ไม่มีแรงดันน้ำ จึงไม่มีการกัดเซาะที่ขยายระดับความเสี่ยง พบปัญหา การระบายน้ำจากภายในตัวเขื่อน (Dam Drain)

เพียงรูเดียว (Block 47-5) ดังนั้นระบบระบายน้ำมีสภาพที่การระบายได้ดี รวมถึงท่อระบายน้ำจากรอยต่อ RCC เช่นกัน

## 2. สภาพอุโมงค์ GS-D2

อุโมงค์ GS-D2 พบสภาพผนังด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำมีสภาพแห้ง ผนังในบริเวณรอยต่อ RCC ที่ Joint Block 47 และ Joint Block 48 มีความชื้นมาก และเริ่มพบน้ำรั่วไหลเป็นสายต่อเนื่องที่ผนังด้านเหนือน้ำใน Block 49 หลังคามีน้ำรั่วไหลเป็นสายต่อเนื่องที่รอยต่อ RCC ที่ Joint Block 47 และ Joint Block 48 ผนังไม่พบรอยแตกแต่อย่างใด ท่อระบายน้ำจากภายในตัวเขื่อน (Dam Drain) มีคราบตะกอนอุดตัน และน้ำรั่วออกจากเพดานรอบๆ ท่อของ Block 47 และ Block 48 ท่อระบายน้ำออกจากตัวเขื่อนที่ Block 49 มีสภาพปกติ ท่อระบายน้ำผ่านระหว่างรอยต่อ RCC ของ Joint Block 47 มีปริมาณมาก ซึ่งให้เห็นว่าแผ่นกันซึมมีสภาพชำรุด ท่อระบายน้ำใน Joint Block 48 และ Joint Block 49 มีการระบายได้น้อยเมื่อเทียบกับปริมาณการรั่วที่ Joint Block รอบๆ ผนังและเพดาน

## 3. สภาพอุโมงค์ GS-D1

อุโมงค์ GS-D1 สภาพเหนือน้ำและท้ายน้ำใน Block 47 และ Block 48 ซึ่งทั้ง 2 Block เป็นส่วนของอุโมงค์ทางเข้าที่เคยเป็นทางขนส่งวัสดุในการก่อสร้างมาก่อน และเป็นที่ตั้งของอาคารประกอบ Irrigation Outlet ตามลำดับ พบปริมาณการรั่วซึมค่อนข้างมาก ซึ่งชี้ให้เห็นปัญหาจากการก่อสร้างที่ไม่เหมาะสม โดยเฉพาะผนังด้านเหนือน้ำกลาง Block 47 ซึ่งเป็นผนังตรงทางเข้าอุโมงค์มีน้ำรั่วไหลด้วยแรงดันหลายจุดในบริเวณเดียวกัน ผนังด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำใน Block 48 (Irrigation Outlet) มีการรั่วไหลด้วยแรงดันและรั่วไหลเป็นสายต่อเนื่องหลายจุด สภาพเพดานมีการรั่วไหลด้วยแรงดันมากใน Block 48 สภาพพื้นมีรอยแตกและมีน้ำไหลด้วยแรงดัน ใน Block 49 มีสภาพชื้น มีน้ำซึมออกจากผนังและหยดจากหลังคาเล็กน้อย มีการรั่วไหลเป็นสายต่อเนื่องที่ Joint Block 49 ระบบการระบายน้ำใน Block 47 พบปัญหา การอุดตันของระบายน้ำจากฐานราก (Foundation Drain) และ น้ำรั่วรอบท่อระบายน้ำภายในตัวเขื่อน (Dam Drain) เมื่อเข้าใกล้กับ Joint Block 47 ใน Block 48 ระบบการระบายน้ำโดยรวมเป็นปกติ ใน Block 49 ระบบการระบายน้ำจากฐานรากมีปัญหาการอุดตันบางตัว ท่อระบายน้ำที่ไหลซึมผ่านระหว่างรอยต่อ RCC (Joint Drain Pipe) ที่ Block 47 มีสภาพอุดตันภายใน ระบายน้ำได้น้อยเมื่อเทียบกับการรั่วซึมที่ Joint รอบๆ Joint Drain Pipe ที่ Block 48 มีสภาพการระบายเป็นปกติ และ Join Drain Pipe ที่ Block 49 มี

ปริมาณการระบายสูง ซึ่งให้เห็นถึงปัญหาการรั่วของแผ่นกันซึม (Water Stop) และท่อระบายน้ำรวม ออกจากตัวเขื่อนที่ Block 49 มีตะกอนมาก

#### 4. สภาพโดยรวม

สภาพโดยรวมซึ่งให้เห็นถึงปัญหาการรั่วซึมผ่านผนัง เพดาน และการอุดตันของระบบ ระบายโดยทั่วไปโดยเฉพาะชั้นยิ่งต่ำยิ่งเห็นชัด ปัญหาการรั่วหรือฉีกขาดของแผ่นกันซึม (Water Stop) ที่ Joint Block 47 และ Joint Block 49 การแตกที่พื้นชั้นล่างมีและแรงดันน้ำดันขึ้น พบว่า แรงดันจากระดับน้ำด้านเหนือเขื่อนมีอิทธิพลมากและการซึมผ่านของน้ำภายในตัวเขื่อนมีมากที่ บริเวณนี้ ปริมาณตะกอนมีมากในระบบระบาย

สภาพการระบายลดลง เนื่องจากปัญหาในการก่อตัวของตะกอนภายในระบบระบายทำให้ ในขณะที่ตามช่องโหว่ของ ผนัง เพดาน พื้นจะมีน้ำรั่วซึมมาก และชัดเจนมากที่รอยต่อ RCC (Joint)

#### ตัวอย่างสภาพอุโมงค์ที่มีความเสี่ยงต่ำ

เมื่อพิจารณาผลการตรวจสอบสภาพอุโมงค์ในตัวเขื่อนเดียวกันที่มีค่าการตรวจสอบสภาพความเสี่ยงต่ำ เป็นดังแสดงในภาพที่ 142

##### 1. สภาพอุโมงค์ GS-D4

อุโมงค์ชั้น 4 สภาพผนังด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำค่อนข้างแห้ง สภาพเพดานชั้นหยด เล็กน้อย สภาพพื้นที่ Joint พบรอยแตก แต่ไม่มีน้ำรั่วขึ้นมา ระบบระบายน้ำทั้ง ท่อระบายน้ำที่ไหล ซึมผ่านตัวเขื่อน ท่อระบายน้ำที่ไหลซึมผ่านรอยต่อ RCC และท่อระบายน้ำรวมออกจากอุโมงค์ที่ Block 42 มีสภาพปกติ

##### 2. สภาพอุโมงค์ GS-D2

อุโมงค์ชั้น 2 สภาพผนังด้านเหนือน้ำใน Block 42 และ Block 44 ชั้นมีน้ำซึม ผนังด้าน ท้ายน้ำค่อนข้างแห้ง ใน Block 43 ค่อนข้างแห้งทั้งผนังด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ สภาพเพดานทั้ง 3

Block มีน้ำซึมหยด และมีการรั่วไหลเป็นสายต่อเนื่องในบางจุด สภาพพื้นไม่มีรอยแตก สภาพระบบระบายน้ำ ท่อระบายน้ำไหลซึมผ่านรอยต่อ RCC ปกติ แต่ท่อระบายน้ำไหลซึมผ่านตัวเขื่อนมีการรั่วบนเพดานรอบท่อเกือบทุกท่อตลอดทั้ง 3 Block



ภาพที่ 142 การเปรียบเทียบค่าคะแนนสภาพภายในอุโมงค์ Block 42 , 43 , 44

3. สภาพอุโมงค์ GS-P

อุโมงค์ชั้น 1 สภาพผนังด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ มีน้ำรั่วไหลเป็นสายต่อเนื่องตลอดทั้ง 3 Block สภาพเพดานใน Block 42 โดยทั่วไปค่อนข้างแห้ง แต่มีการรั่วไหลเป็นสายต่อเนื่องที่รอยต่อ RCC สภาพเพดานใน Block 43 ค่อนข้างแห้ง สภาพเพดานใน Block 44 มีการรั่วไหลเป็นสายต่อเนื่องที่กลาง Block และที่รอยต่อ RCC สภาพระบบการระบายของท่อระบายน้ำที่ไหลซึมผ่านรอยต่อ RCC มีปริมาณน้อยเมื่อเทียบกับการไหลซึมที่รอยต่อ RCC สภาพระบบการระบายของท่อระบายน้ำที่ไหลซึมผ่านตัวเขื่อน มีการรั่วที่เพดานรอบท่อ สภาพท่อระบายน้ำที่ไหลซึมผ่านฐานรากปกติ

#### 4. สภาพโดยรวม

ใน Block 42 , 43 , 44 อุโมงค์ชั้น 1 อยู่ในระดับใกล้เคียงกับ อุโมงค์ชั้น 2 แต่อุโมงค์ชั้น 1 จะได้รับอิทธิพลการไหลซึมผ่านของน้ำเหนือเขื่อนก่อน การรั่วซึมที่ผนังและเพดานจึงมีมากกว่า อุโมงค์ชั้น 2 สภาพอุโมงค์โดยทั่วไปมีการรั่วซึมมากเป็นการรั่วไหลเป็นสายต่อเนื่องในขณะที่ระบบระบายน้ำภายในตัวเขื่อนมีสภาพอุดตัน

#### การกำหนดน้ำหนักความสำคัญขององค์ประกอบเขื่อน

การให้น้ำหนักความสำคัญของสภาพที่เกิดขึ้นบริเวณตัวเขื่อนของแต่ละองค์ประกอบของลักษณะการพิบัติ จะมีพิจารณาให้ค่าความสำคัญจาก 3 ด้าน ดังนี้

1. รูปแบบการพิบัติเขื่อนได้รับผลจากความเสียหาย (Mode of Failure) พิจารณาผลกระทบจากความเสียหายต่อตัวเขื่อนจากสภาพตัวชีวิต เช่น การไหลซึมผ่านตัวเขื่อน แรงลอยตัวระหว่างชั้น (Lift) ในตัวเขื่อนหรือฐานราก ซึ่งความเสียหายนี้จะนำไปสู่การพิบัติของเขื่อนในรูปแบบที่ต่างกัน อันได้แก่ การเลื่อนไถลในตัวเขื่อน การเลื่อนไถลที่ฐานราก การพลิกคว่ำ การกัดเซาะที่ลาดท้ายน้ำ และการกัดเซาะที่พื้นที่ท้ายน้ำ และได้ให้ระดับความสำคัญของความเสียหายเป็น 3 ระดับ ดังนี้

ระดับ 1 คือ องค์ประกอบที่เกิดความเสียหายเป็นปัจจัยโดยอ้อมต่อรูปแบบการพิบัติเขื่อนที่พิจารณา

ระดับ 2 คือ องค์ประกอบที่เกิดความเสียหายเป็นปัจจัยโดยตรงต่อรูปแบบการพิบัติเขื่อนที่พิจารณาในระยะยาว

ระดับ 3 คือ องค์ประกอบที่เกิดความเสียหายเป็นปัจจัยโดยตรงต่อรูปแบบการพิบัติเขื่อนที่พิจารณาในระยะสั้น

2. ด้านความรุนแรง (Severity) เป็นระดับของผลกระทบจากความเสียหายในองค์ประกอบโดยมีเกณฑ์ของระดับความรุนแรง ดังนี้

ระดับ 1 คือ องค์กรประกอบที่เกิดความเสียหาย แต่ไม่ส่งผลโดยตรงต่อการพิบัติของ  
 เชื้อน

ระดับ 2 คือ องค์กรประกอบที่เกิดความเสียหาย จะทำให้เชื้อนการพิบัติเชื้อนได้ หากไม่  
 ปรับปรุงแก้ไข

ระดับ 3 คือ องค์กรประกอบที่เกิดความเสียหาย จะทำให้เชื้อนพิบัติได้ทันที

3. ด้านความยากง่ายในการแก้ไขซ่อมแซม (Difficulty of Repair) โดยมีเกณฑ์ของระดับ  
 ความยากง่าย ดังนี้

ระดับ 1 คือ การปรับปรุง ซ่อมแซม ไม่จำเป็นต้องใช้ผู้เชี่ยวชาญ ใช้เครื่องจักรหรือ  
 เทคนิคที่ทำได้ง่าย และใช้เวลาน้อย

ระดับ 2 คือ การปรับปรุง ซ่อมแซม ใช้ผู้เชี่ยวชาญ ใช้เครื่องจักรเฉพาะหรือเทคนิคที่หา  
 ได้ยากหรือใช้เวลานาน

ระดับ 3 คือ การปรับปรุง ซ่อมแซม ใช้ผู้เชี่ยวชาญเฉพาะและต้องมีการวิเคราะห์ ใช้  
 เครื่องจักรเฉพาะหรือเทคนิคขั้นสูง หรือใช้เวลานาน

ผลรวมคะแนนขององค์กรประกอบคำนวณหาจากค่าเฉลี่ยของค่าความสำคัญด้านรูปแบบการ  
 พิบัติ คูณกับ ค่าความสำคัญด้านความรุนแรง คูณกับ ค่าความสำคัญด้านความยากง่ายในการแก้ไข  
 ซ่อมแซม เมื่อได้ผลรวมคะแนนข้างต้นครบถ้วนทุกองค์ประกอบ จะนำไปหาค่าน้ำหนักโดยเป็น  
 สัดส่วนของผลรวมคะแนนแต่ละองค์ประกอบต่อผลรวมคะแนนรวมจากทุกองค์ประกอบ ซึ่ง  
 แสดงการประเมินไว้ ดังตารางที่ 35 และเรียงลำดับค่าน้ำหนักขององค์กรประกอบจากมากไปน้อยดัง  
 ตารางที่ 36

ตารางที่ 35 สรุปค่าน้ำหนักความสำคัญขององค์ประกอบ

พื้นที่	องค์ประกอบ	สภาพขององค์ประกอบ ที่คะแนนสภาพระดับ 4	สาเหตุ	การส่งผลให้เกิดปัจจัยต่อ การพัง	ระดับคะแนนของปัจจัย					ระดับ ความยาก ง่ายในการ ซ่อมแซม	น้ำหนัก	
					รูปแบบการพิบัติ SD	SF	OT	PD	PF			
Crest	Pavement, Joint of Pavement, Walk Way	รอยแตกยกตัว / รอย แตกกว้างมากกว่า 5 มม.	การเคลื่อนตัวที่ แตกต่างกัน	การไหลซึมผ่านตัวเขื่อน และเกิด Uplift	3	3	2	3	-	3	3	6.23
Gallery D4 และ D2	Upstream Gallery Wall, Down Stream	น้ำไหลด้วยแรงดันที่ Joint น้ำไหลด้วยแรงดันหรือ ไหลต่อเนื่องนอก Joint	การไหลซึมผ่านตัว เขื่อน	การไหลซึมผ่านตัวเขื่อน และเกิด Uplift	2	-	1	3	-	2	2	2.01
		มีรอยแตกหรือสภาพบิด ของอุโมงค์นอก Joint	การเคลื่อนตัวที่ แตกต่างกัน	การไหลซึมผ่านตัวเขื่อน และเกิด Uplift	2	-	1	3	-	2	2	2.01
	Roof	น้ำไหลด้วยแรงดันที่ Joint	การไหลซึมผ่านตัว เขื่อน	การไหลซึมผ่านตัวเขื่อน และเกิด Uplift	2	-	1	3	-	2	2	2.01
		น้ำไหลด้วยแรงดันหรือ ไหลต่อเนื่องนอก Joint	การไหลซึมผ่านตัว เขื่อน	การไหลซึมผ่านตัวเขื่อน และเกิด Uplift	2	-	1	3	-	2	2	2.01

ตารางที่ 35 (ต่อ)

พื้นที่	องค์ประกอบ	สภาพขององค์ประกอบ ที่คะแนนสภาพระดับ 4	สาเหตุ	การส่งผลให้เกิดปัจจัยต่อ การพัง	ระดับคะแนนของปัจจัย					ความยาก ง่ายในการ ซ่อมแซม	น้ำหนัก	
					รูปแบบการพิบัติ							
					SD	SF	OT	PD	PF	ความ รุนแรง		
Gallery D4 และ	Floor	พบรอยแตกและอาจมี น้ำไหลด้วยแรงดัน	การเคลื่อนตัวที่ แตกต่างกันและเกิด Uplift	การไหลซึมผ่านตัวเชื่อม และเกิด Uplift	3	-	1	3	-	3	2	3.52
D2	Joint Drain Pipe	ไม่มีน้ำไหลผ่านท่อแต่ เกิดการรั่วผ่าน Joint น้ำไหลผ่านท่อด้วย แรงดันจากน้ำหน้าเขื่อน	ท่อเกิดการอุดตัน โดยตะกอน Water Stop นึกขาด หรือชำรุด	การไหลซึมผ่านตัวเชื่อม และเกิด Uplift การไหลซึมผ่านตัวเชื่อม และเกิด Uplift	-	-	-	-	-	3	3	6.80
	Dam Dain Pipe	น้ำไม่ไหล, ไหลน้อย เกิดจากตะกอนอุดตัน	ตะกอนอุดตัน	เกิด Uplift	3	-	1	-	-	2	1	0.25
	Steel Drain Pipe	ท่อไม่สามารถระบายน้ำ ได้	ตะกอนอุดตัน	เกิด Uplift	1	-	1	-	-	1	1	0.25
Gallery D4 และ	Floor	พบรอยแตกและอาจมี น้ำไหลด้วยแรงดัน	การเคลื่อนตัวที่ แตกต่างกันและเกิด	การไหลซึมผ่านตัวเชื่อม และเกิด Uplift	1	-	1	-	-	1	1	3.52

ตารางที่ 35 (ต่อ)

พื้นที่	องค์ประกอบ	สภาพขององค์ประกอบ ที่คะแนนสภาพระดับ 4	สาเหตุ	การส่งผลให้เกิดปัจจัยต่อ การพัง	ระดับคะแนนของปัจจัย					ความยาก ง่ายในการ ซ่อมแซม	น้ำหนัก	
					รูปแบบการพิบัติ							
					SD	SF	OT	PD	PF	ความ รุนแรง		
Gallery	Gutter	ปริมาณตะกอนเป็น อุปสรรคต่อการระบาย และการวัด Flowmeter	ตะกอนอุดตัน	เกิด Uplift	1	-	1	-	-	1	1	0.25
P และ D1	Joint Drain Pipe	ไม่มีน้ำไหลผ่านท่อแต่ เกิดการรั่วผ่าน Joint	ท่อเกิดการอุดตัน โดยตะกอน	การไหลซึมผ่านตัวเชื่อม และเกิด Uplift	-	-	-	3	-	3	3	6.80
Down	Dam Drain Pipe	น้ำไม่ไหล, ไหลน้อย เกิดจากตะกอนอุดตัน	ตะกอนอุดตัน	เกิด Uplift	3	2	1	-	-	2	1	1.01
Stream	CVC	มีน้ำไหลอย่างต่อเนื่อง หรือไหลด้วยแรงดัน	การเคลื่อนตัวที่ แตกต่างกัน	การไหลซึมผ่านตัวเชื่อม	2	-	-	3	-	3	2	3.78
Slope	รอยต่อ PVC Pipe, Steel Pipe Gutter	ท่อไม่สามารถระบายน้ำ ได้	เกิดการอุดตัน	เกิด Uplift	1	-	1	-	-	1	2	0.50
		ท่อไม่สามารถระบายน้ำ ได้	เกิดการอุดตัน	เกิด Uplift	1	-	1	-	-	1	1	0.25
Down Stream Area		พบการไหลของน้ำดัน ขึ้นจากพื้น	เกิด Uplift	เกิดการกัดเซาะที่ฐานราก	-	1	1	-	3	3	3	0.04

ตารางที่ 36 ลำดับค่าน้ำหนักความสำคัญขององค์ประกอบต่างๆ

Location	Item	Weight (%)
Gallery D4	Joint Drain Pipe	6.80
Gallery D2	Joint Drain Pipe	6.80
Gallery P	Joint Drain Pipe	6.80
Crest	Pavement	6.23
Crest	Joint of Pavement	6.23
Crest	Walk Way	6.23
Down Stream Slope	CVC Surface	3.78
Down Stream Slope	Joint of CVC Surface	3.78
Down Stream Area	Down Stream Area	3.78
Gallery D4	Floor	3.52
Gallery D2	Floor	3.52
Gallery D1	Floor	3.02
Gallery D1	Foundation Drain Pipe	3.02
Gallery P	Floor	3.02
Gallery P	Foundation Drain Pipe	3.02
Gallery D4	Up Stream Gallery Wall	2.01
Gallery D4	Roof	2.01
Gallery D4	Down Stream Gallery Wall	2.01
Gallery D2	Up Stream Gallery Wall	2.01
Gallery D2	Roof	2.01
Gallery D2	Down Stream Gallery Wall	2.01
Gallery D1	Up Stream Gallery Wall	2.01
Gallery D1	Roof	2.01
Gallery D1	Down Stream Gallery Wall	2.01
Gallery P	Up Stream Gallery Wall	2.01
Gallery P	Roof	2.01
Gallery P	Down Stream Gallery Wall	2.01
Gallery D4	Dam Drain Pipe	1.01
Gallery D2	Dam Drain Pipe	1.01
Gallery P	Dam Drain Pipe	1.01
Down Stream Slope	PVC Total Drain Pipe	0.50
Down Stream Slope	Steel Total Drain Pipe	0.50
Gallery D4	Steel Drain Pipe	0.25
Gallery D4	Gutter	0.25
Gallery D2	Steel Drain Pipe	0.25
Gallery D2	Gutter	0.25
Gallery D1	Steel Drain Pipe	0.25
Gallery D1	Gutter	0.25
Gallery P	Steel Drain Pipe	0.25
Gallery P	Gutter	0.25
Down Stream Slope	Gutter Total Drain	0.25

## ผลการประเมินค่าดัชนีความเสี่ยง

ประเมินความเสี่ยงภัยของเขื่อน ได้โดยนำผลการตรวจและค่าน้ำหนักความสำคัญขององค์ประกอบ คำนวณหาผลรวมเป็นค่าดัชนีความเสี่ยงตามสมการที่ (59)

$$S_{\text{Risk}} = W_1 * R_1 + W_2 * R_2 + \dots + W_n * R_n \quad (59)$$

เมื่อ

$S_{\text{Risk}}$  = สภาพของลักษณะการพิบัติใดๆ (Score)

$W_i$  = น้ำหนักปัจจัยร่วมของสภาพขององค์ประกอบใดๆ (Weight)

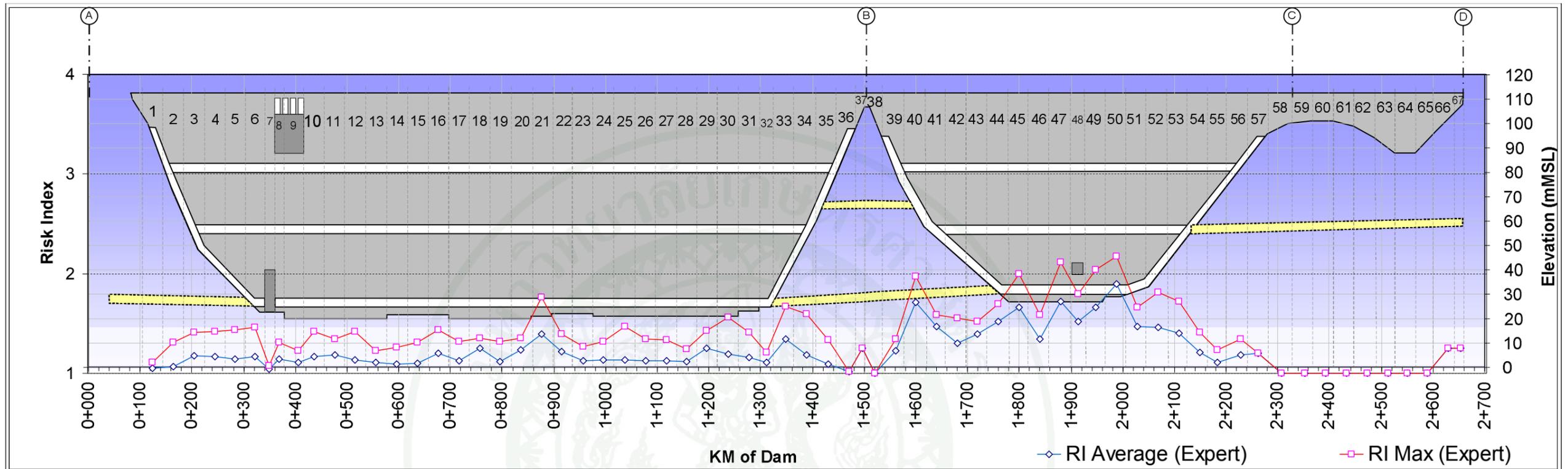
$R_i$  = คะแนนของสภาพขององค์ประกอบใดๆ (Rating)

ผลการประเมินความค่าดัชนีความเสี่ยงขององค์ประกอบสรุปดังภาพที่ 143 โดยสรุปผลได้เป็นข้อๆดังนี้

1. โดยทั่วไปเขื่อนอยู่ในสภาพปลอดภัยดี โดยมีระดับ RI โดยรวมมีค่าต่ำกว่า 2 (ระดับค่อนข้างปกติ)
2. เขื่อน RCC-S มีค่า RI - MAX สูงกว่า RCC-B ที่ 2.17 และ 1.75 ตามลำดับ เช่นเดียวกับค่า RI-AVERAGE มีค่า 1.9 และ 1.4 ตามลำดับ โดยโดยทั่วไป RI - MAX และ RI-AVERAGE ไม่แตกต่างกันมากนัก มีความแตกต่างกันสูงสุดเท่ากับ 0.41 ที่ Block 34 เนื่องจากองค์ประกอบที่ซ้ำกันใน 1 ช่วง Block ซึ่งได้แก่ Dam Drain และ Foundation Drain ส่วนใหญ่ต้นตลอดแนวใกล้เขื่อน
3. เขื่อน RCC-S มีสภาพความเสี่ยงสูงกว่าเขื่อน RCC-B เนื่องจากสภาพที่ตรวจพบองค์ประกอบหลายจุดมีสภาพในขั้นต้องซ่อมแซม เช่น Joint drain B47 มีปริมาณน้ำไหลมาก Dam drain ส่วนใหญ่มีปัญหาอุดตันซึ่งจะทำให้แรงดันน้ำในตัวเขื่อนไม่ได้ถูกระบาย พบการแตกและยกตัวของพื้น

4. การไหลซึมของน้ำผ่านวัสดุคอนกรีตบดอัด พบมากในอุโมงค์ชั้นล่าง โดยเฉพาะ block 47-48 และ block 50-51 อาจทำให้กำลังของวัสดุลดลงหรือทำให้เกิดแรงดันน้ำส่วนเกิน นอกจากนั้นยังไม่ได้มีการวิเคราะห์แรงดันน้ำในตัวเชื่อมในชั้นออกแบบ





ภาพที่ 143 ผลการวิเคราะห์ค่าดัชนีความเสี่ยงของเขื่อนขุนด่านปราการชล

## ผลการวิเคราะห์การไหลซึมและเสถียรภาพเขื่อน

ผลการวิจัยในส่วนของ การวิเคราะห์แบบจำลองแบ่งออกเป็น 4 ส่วนหลัก ส่วนแรกเป็นการเปรียบเทียบค่าคุณสมบัติอัตราส่วนความชื้นน้ำ (k ratio) และคุณสมบัติความชื้นน้ำด้านแรงดูด (k suction) ของคอนกรีตบดอัด (RCC) และการเปรียบเทียบค่าคุณสมบัติความชื้นน้ำของคอนกรีตปกติ (CVC) โดยพิจารณาจากความอ่อนไหวของลักษณะการไหลซึม ส่วนที่สองเป็นผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนและฐานรากในกรณีการใช้งานได้ของระบบระบายต่างๆ ผลอัตราการไหลที่ได้ นำไปเปรียบเทียบกับผลการวัดอัตราการไหลผ่านอุโมงค์จาก Flowmeter ส่วนที่สามเป็นการวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อนในระนาบต่างๆ จากแรงยกตัวที่ได้จากการวิเคราะห์การไหลซึมเพื่อประเมินความเสี่ยง และส่วนที่สี่เป็นการนำผลการวิเคราะห์ไปพิจารณาปรับน้ำหนักขององค์ประกอบในการตรวจสอบสภาพโดยวิธีดัชนีความเสี่ยง มีรายละเอียดดังต่อไปนี้

### 1. การเปรียบเทียบคุณสมบัติความชื้นน้ำของวัสดุ

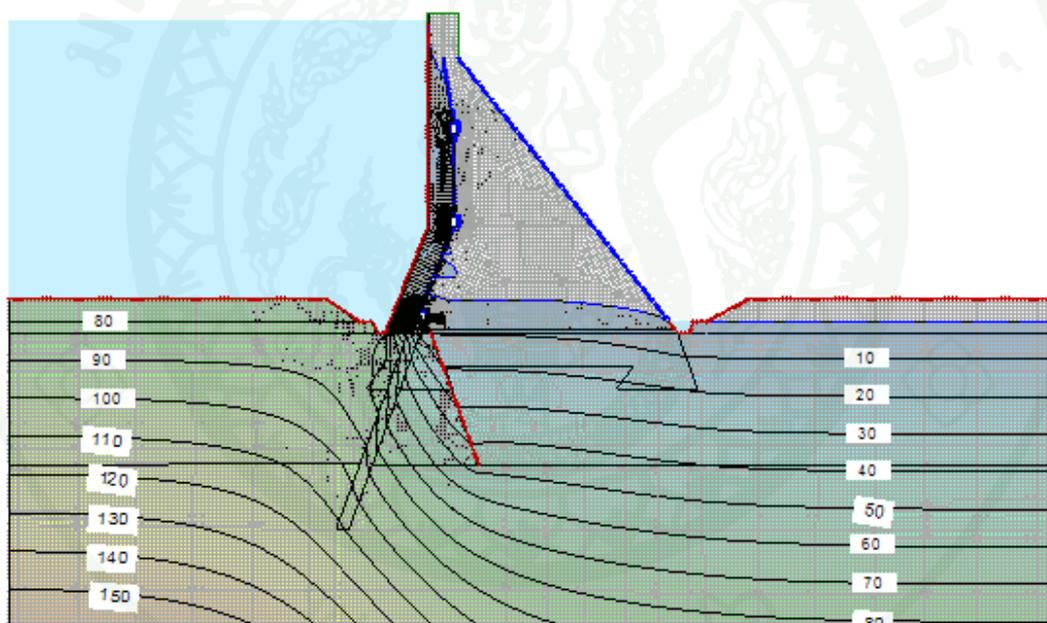
คุณสมบัติความชื้นน้ำของคอนกรีตบดอัดที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมในการศึกษาครั้งนี้ พิจารณาจากข้อมูลการทดสอบภายหลังการอัดฉีดน้ำปูน Lugeon Test ในช่วงระหว่างการก่อสร้างในบทบาทการตรวจเอกสาร หัวข้อโครงการเขื่อนขุนด่านปราการชลมีค่า  $9.78 \times 10^{-7}$  ม./วินาที ซึ่งการทดสอบดังกล่าวเป็นการทดสอบความชื้นน้ำในการไหลซึมในแนวราบ ( $k_x$ ) ดังนั้นจึงสรุปใช้ค่าคุณสมบัติความชื้นน้ำในแนวราบของคอนกรีตบดอัดที่  $1 \times 10^{-6}$  ม./วินาที

ผลการเปรียบเทียบคุณสมบัติความชื้นน้ำในการศึกษาครั้งนี้ประกอบไปด้วย ผลการศึกษาความอ่อนไหวของลักษณะการไหลซึมที่ค่าอัตราส่วนการไหลซึมในแนวตั้งต่อแนวราบ (k ratio) ต่างๆของคอนกรีตบดอัด, ผลการศึกษาความอ่อนไหวของลักษณะการไหลซึมที่ค่าความชื้นน้ำในด้านแรงดูด (k suction) ต่างๆของคอนกรีตบดอัดและผลการศึกษาคุณสมบัติความชื้นน้ำของคอนกรีตปกติ มีรายละเอียดดังต่อไปนี้

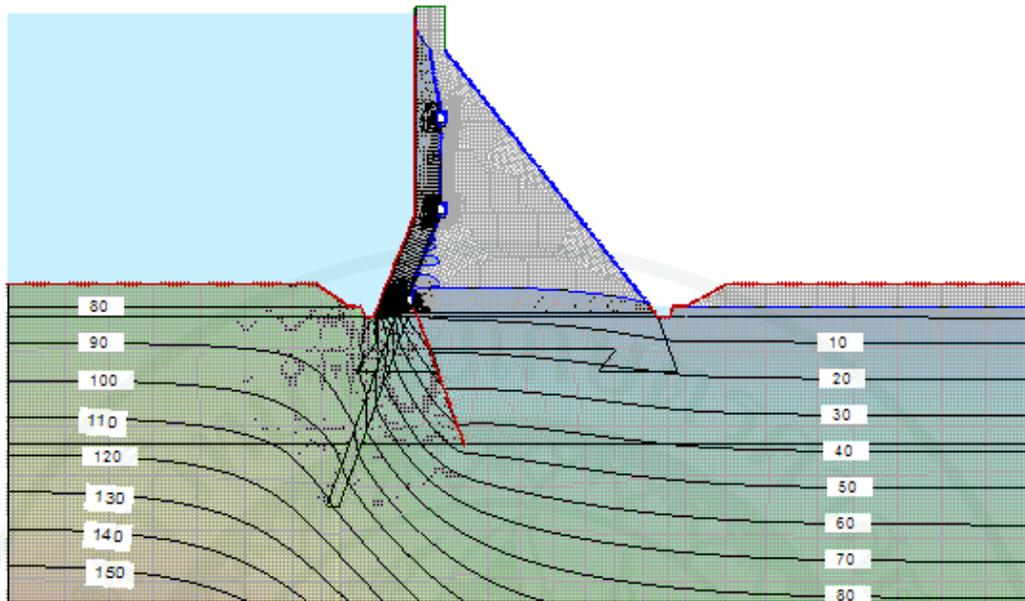
#### 1.1 ความอ่อนไหวของลักษณะการไหลซึม จาก ค่า k ratio และ k suction ของ RCC

การวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึม เมื่อกำหนดค่า  $k$  suction คงที่ในช่วงข้อมูลการไหลซึมด้านแรงดูดระหว่าง  $1 \times 10^{-6}$  เมตร/วินาที ที่ค่า Suction 0.001 kPa และ  $1 \times 10^{-7}$  เมตร/วินาที ที่ค่า suction 0.1 kPa (A1) เพื่อศึกษาผลการวิเคราะห์ที่  $k$  ratio ต่างๆ ได้แก่ 0.5, 0.2 และ 0.1 ดังแสดงในภาพที่ 144, 145 และ 146 ตามลำดับ

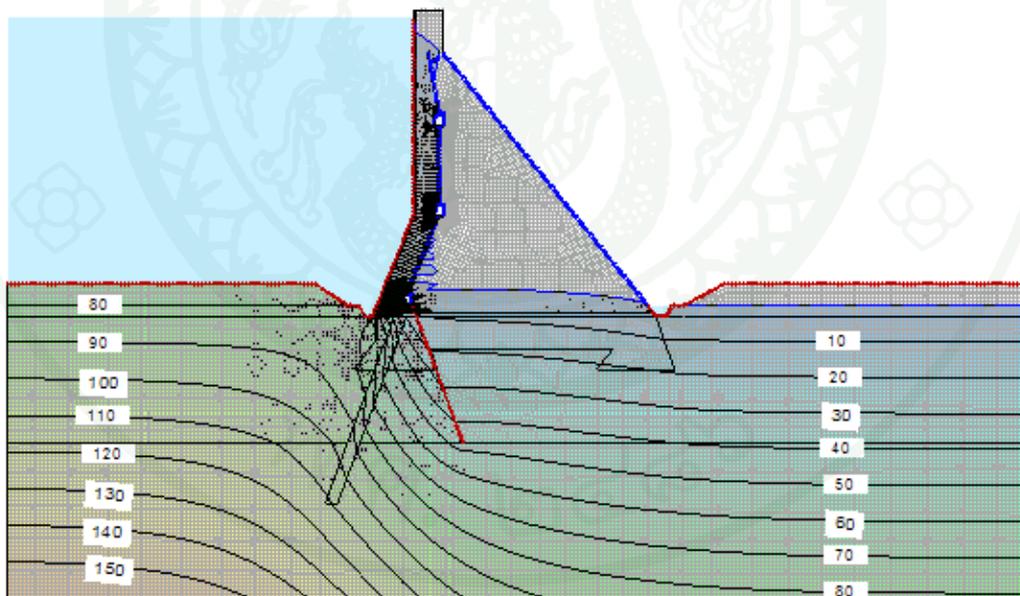
จากผลการวิเคราะห์ พบว่าลักษณะการไหลซึมเมื่อค่า  $k$  ratio เท่ากับ 0.5, 0.2 และ 0.1 พบว่าไม่มีความแตกต่างกันมากนัก โดยเมื่อ ค่า  $k$  ratio ยิ่งน้อย แนวการไหล มีแนวโน้มไปทางแนวราบมากขึ้น และเมื่อพิจารณาจากศักย์แรงดันที่กระทำต่อตัวเขื่อนและฐานรากพบว่าค่า  $k$  ratio ที่ต่างกันไม่ส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำที่มากพอที่จะมีผลกระทบต่อเสถียรภาพของเขื่อน ดังนั้นจึงพิจารณาใช้ค่า  $k$  ratio คงที่เท่ากับ 0.5 สำหรับการวิเคราะห์ต่อไป



ภาพที่ 144 ลักษณะการไหลซึมผ่านเขื่อนเมื่อค่า  $k$  ratio = 0.5

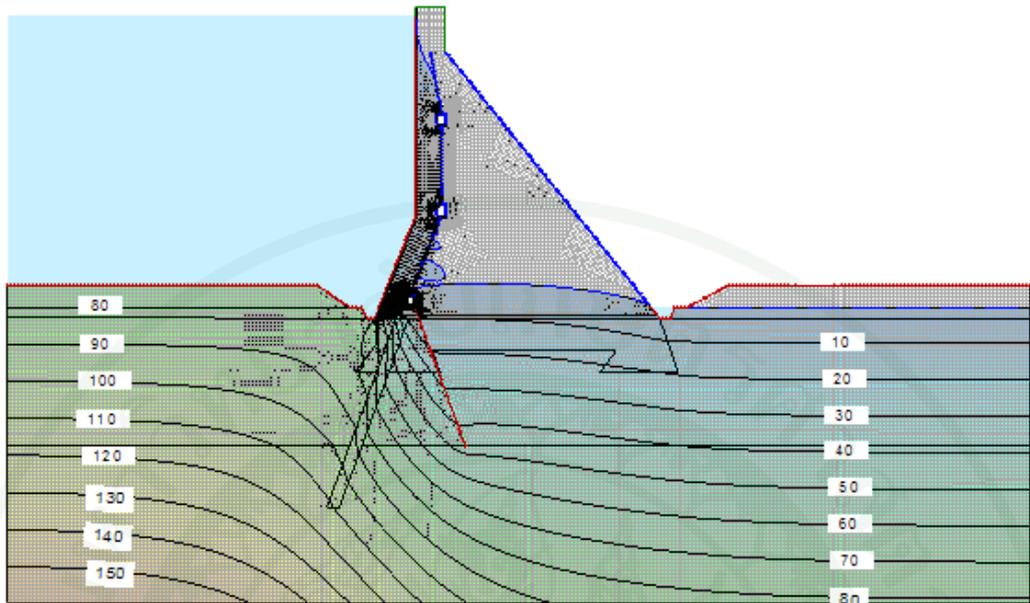


ภาพที่ 145 ลักษณะการไหลซึมผ่านเขื่อนเมื่อค่า k ratio = 0.2

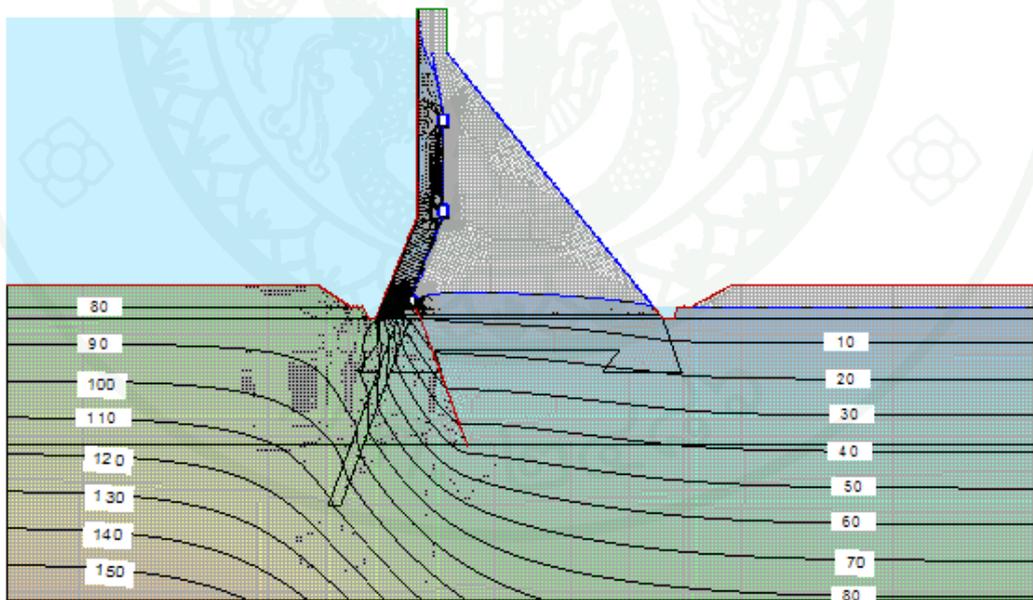


ภาพที่ 146 ลักษณะการไหลซึมผ่านเขื่อนเมื่อค่า k ratio = 0.1

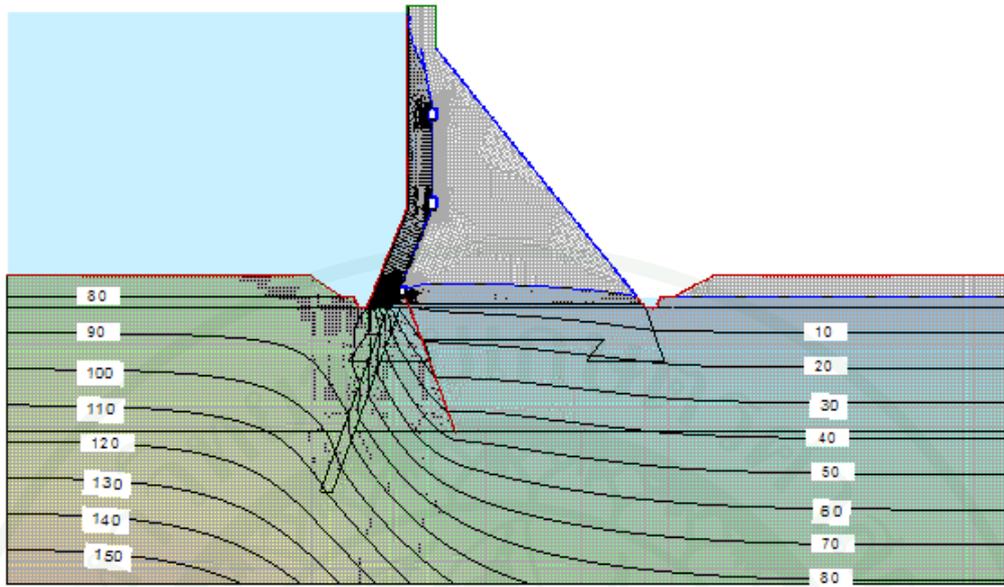
การวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมเมื่อกำหนดค่า k suction แตกต่างกัน 6 กรณีซึ่งแสดงกรณีต่างๆ ในบทวิธีการ หัวข้อการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึม ผลการวิเคราะห์ลักษณะการไหลซึมแสดงดังภาพที่ 147 ถึง 152



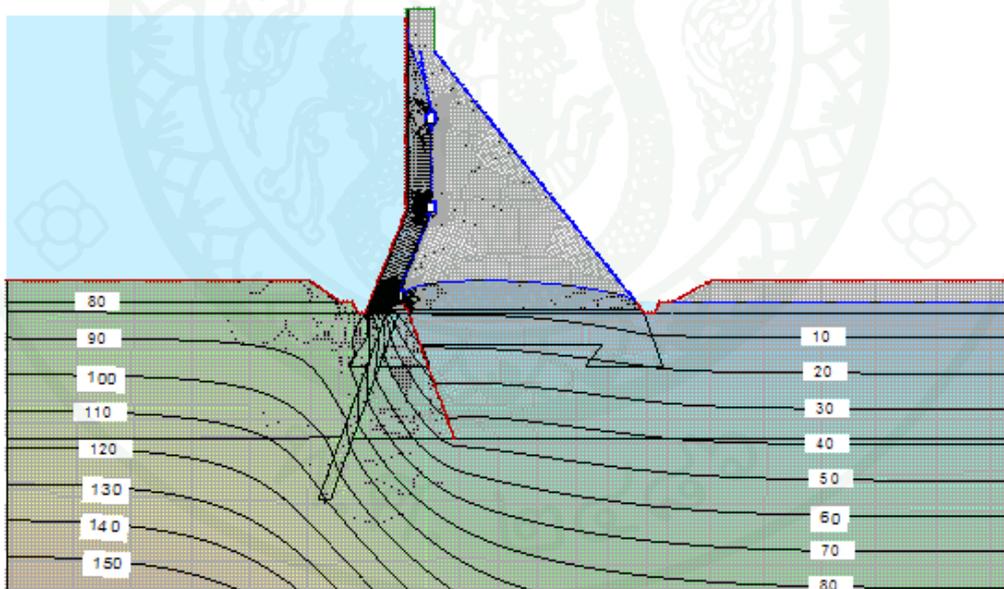
ภาพที่ 147 ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนที่ k suction กรณี A1



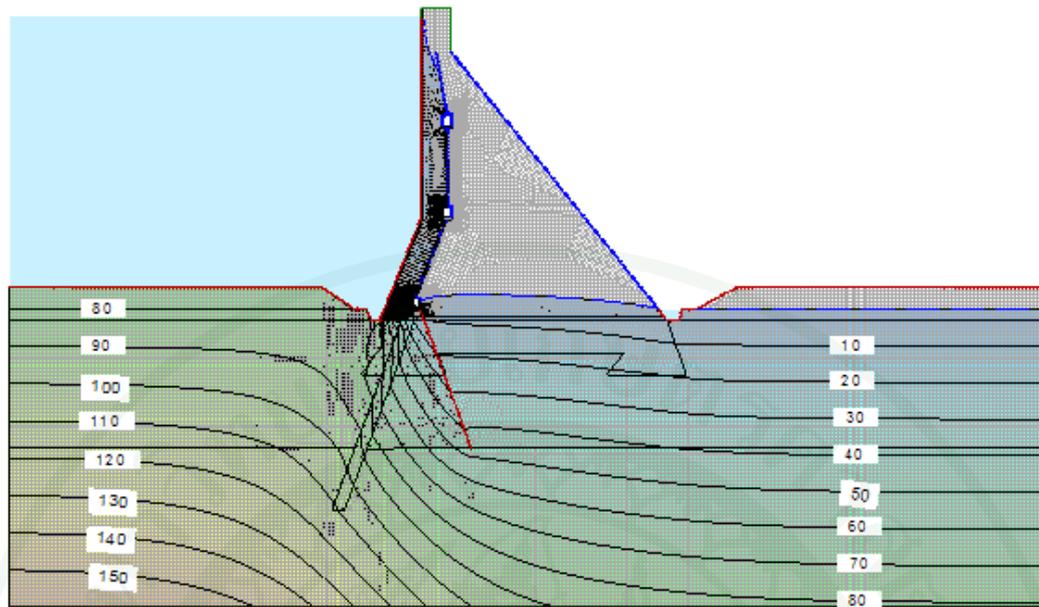
ภาพที่ 148 ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนที่ k suction กรณี A2



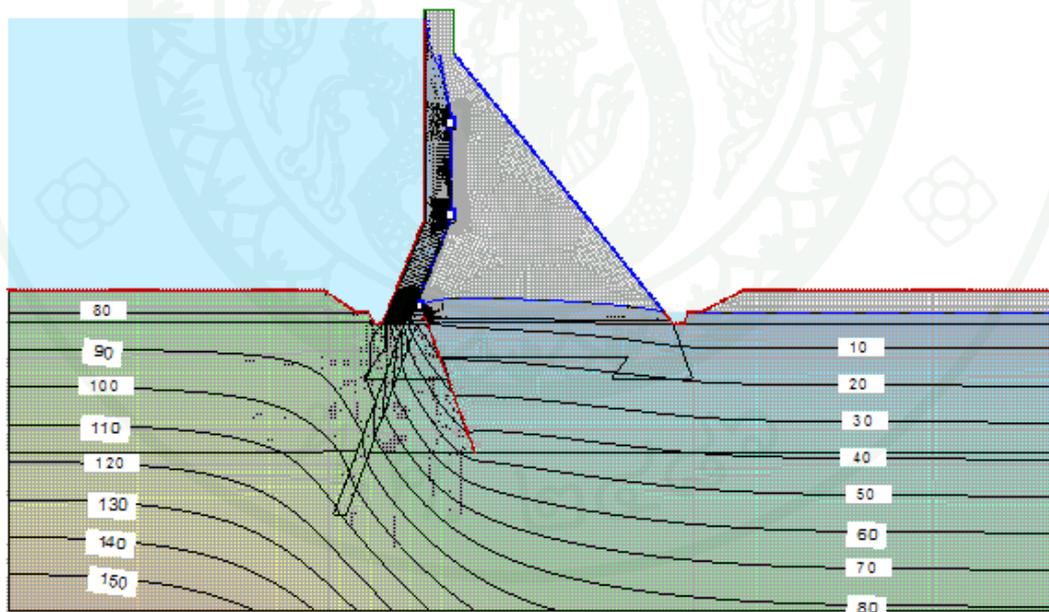
ภาพที่ 149 ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนที่ k suction กรณี A3



ภาพที่ 150 ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนที่ k suction กรณี B1

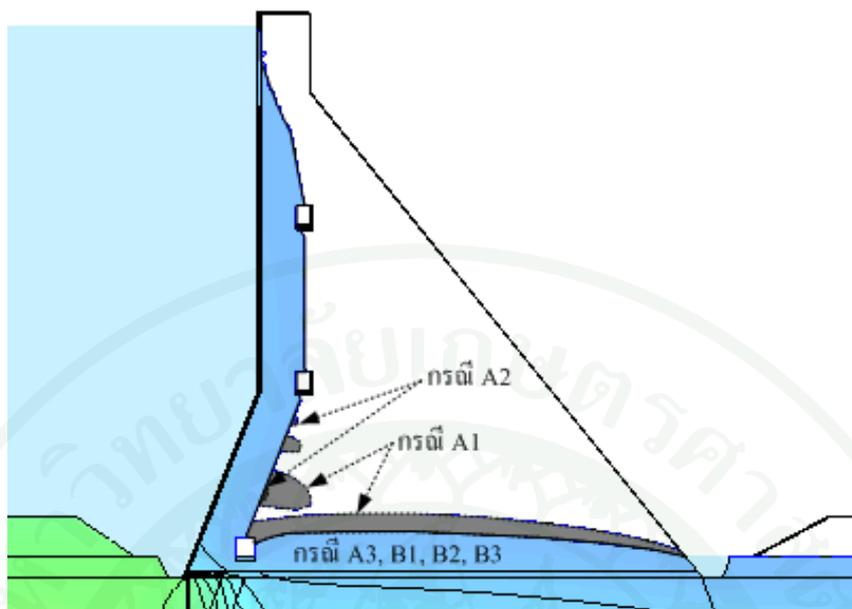


ภาพที่ 151 ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนที่ k suction กรณี B2



ภาพที่ 152 ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนที่ k suction กรณี B3

จากผลการวิเคราะห์ข้างต้น ทั้ง 6 กรณี เมื่อนำมาเปรียบเทียบลักษณะการไหลภายในตัวเขื่อนพบว่าโดยส่วนใหญ่จะมีลักษณะการไหลใกล้เคียงกัน ยกเว้นในบางกรณี ดังสรุปเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ในภาพที่ 153



ภาพที่ 153 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนที่ k suction ต่างๆ

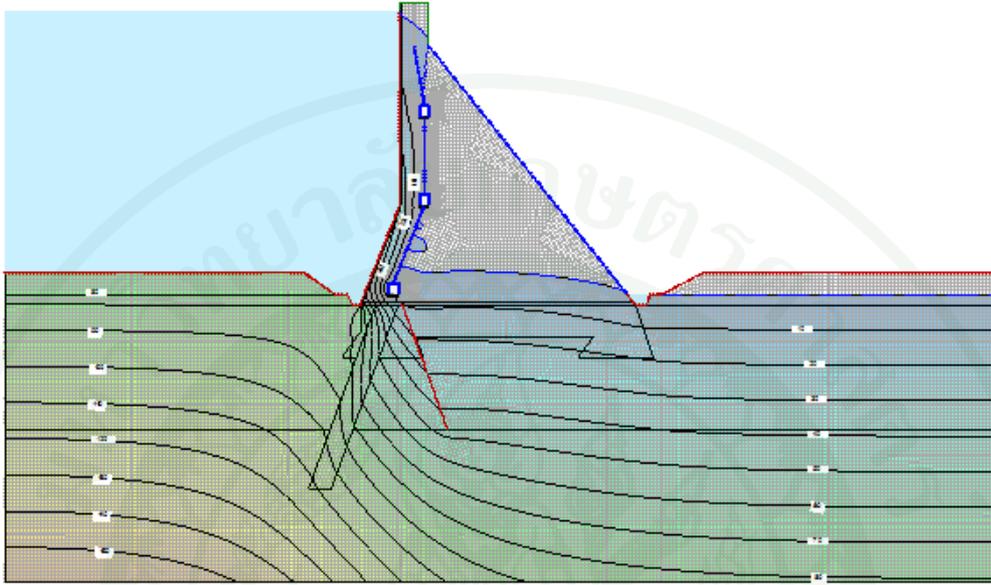
จากผลการวิเคราะห์การไหลซึมโดยกำหนดค่า k suction ในกรณี A1 และ A2 ซึ่งเป็นกรณีที่ ค่า suction มีช่วงการเปลี่ยนแปลง 100 เท่า (0.001 – 0.1 kPa) และ ค่า k มีช่วงการเปลี่ยนแปลง 10 เท่าและ 100 เท่า ตามลำดับ พบว่ามีผลต่อลักษณะการไหลผ่านระบบระบาย โดยมี การไหลบางส่วน เกิดจากระบบระบายน้ำในตัวเขื่อน (Dam Drain) ที่ระดับ อุโมงค์ชั้นล่าง (DD-P) เนื่องจากค่า suction มีช่วงกว้างมากเกินไป อย่างไรก็ตาม ลักษณะการไหลดังกล่าวแสดงให้เห็นถึงระบบระบายที่อาจไม่เพียงพอในการไหลผ่านระบบระบายที่ระดับนี้

ส่วนผลการวิเคราะห์ในกรณี A3, B1, B2 และ B3 พบว่ามีลักษณะการไหล คล้ายกันและไม่พบการไหลส่วนเกินผ่านระบบระบายในตัวเขื่อน ดังนั้นจึงสรุปได้ว่า กรณีดังกล่าว ทั้ง 4 กรณีข้างต้นมีความเหมาะสมต่อการนำไปใช้พิจารณาค่าศักย์แรงดันที่กระทำต่อตัวเขื่อนและฐานรากในที่นี้จึงพิจารณาใช้ค่า k suction ในกรณี B2

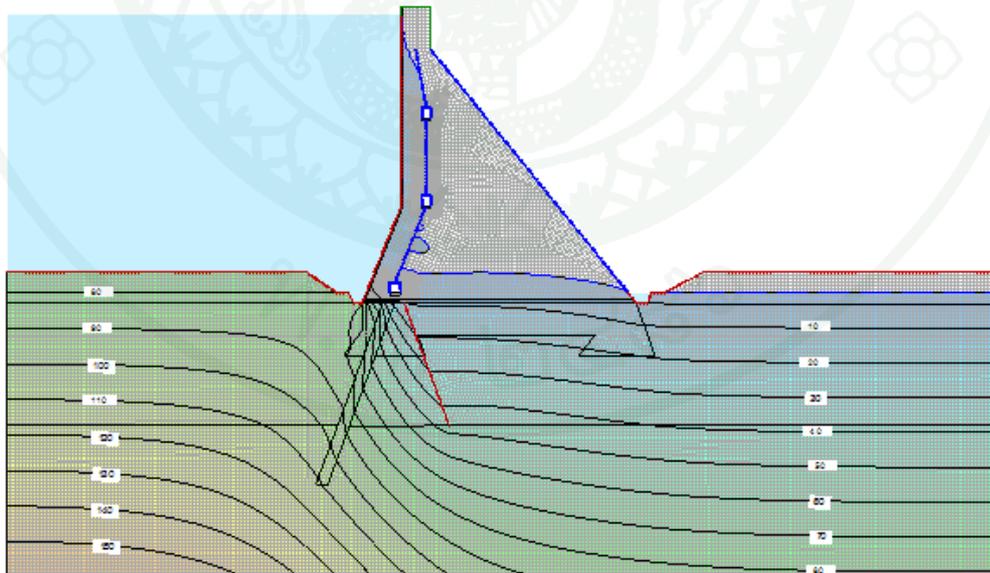
## 1.2 ความอ่อนไหวของลักษณะการไหลซึมจากค่า k ของ CVC

การวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึม เมื่อกำหนดค่าความซึมได้ของน้ำของ คอนกรีตอัดไไว้ที่  $1 \times 10^{-6}$  และ k ratio ที่ 0.5 คงที่ เพื่อศึกษาผลการวิเคราะห์ที่ ค่าความซึมน้ำ

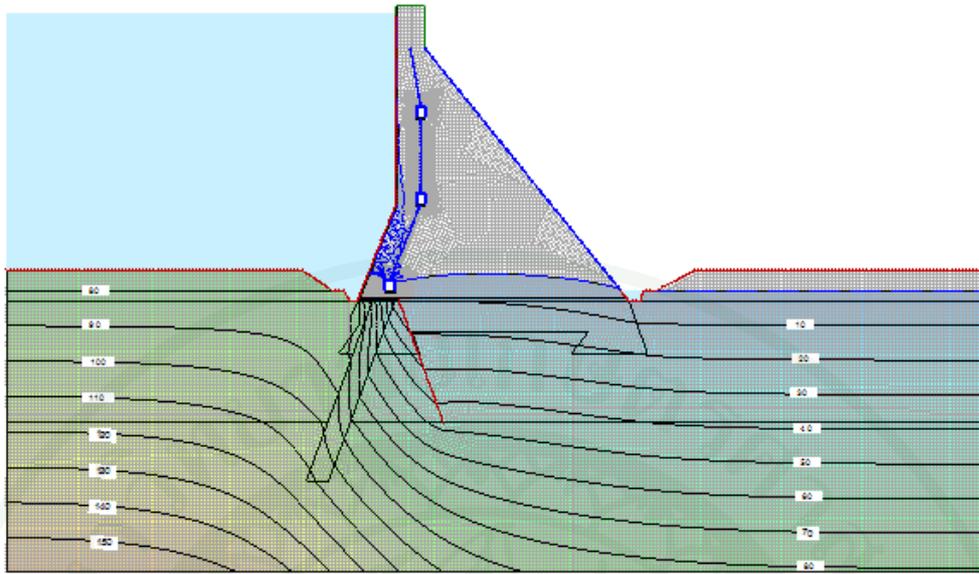
ของคอนกรีตปกติ (CVC) ต่างๆ ได้แก่  $1 \times 10^{-7}$  ถึง  $1 \times 10^{-10}$  เพื่อศึกษาลักษณะการไหล ผลการวิเคราะห์แสดงดังภาพที่ 154 ถึง 157 ตามลำดับ



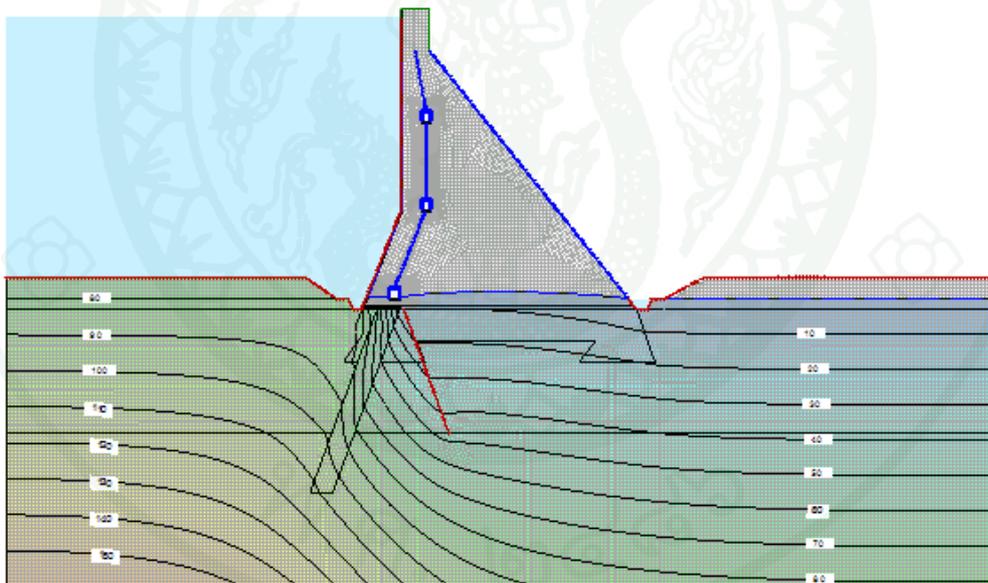
ภาพที่ 154 ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนที่  $k_{CVC}$  เท่ากับ  $1 \times 10^{-7}$  ม./วินาที



ภาพที่ 155 ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนที่  $k_{CVC}$  เท่ากับ  $1 \times 10^{-8}$  ม./วินาที



ภาพที่ 156 ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนที่  $k_{CVC}$  เท่ากับ  $1 \times 10^{-9}$  ม./วินาที



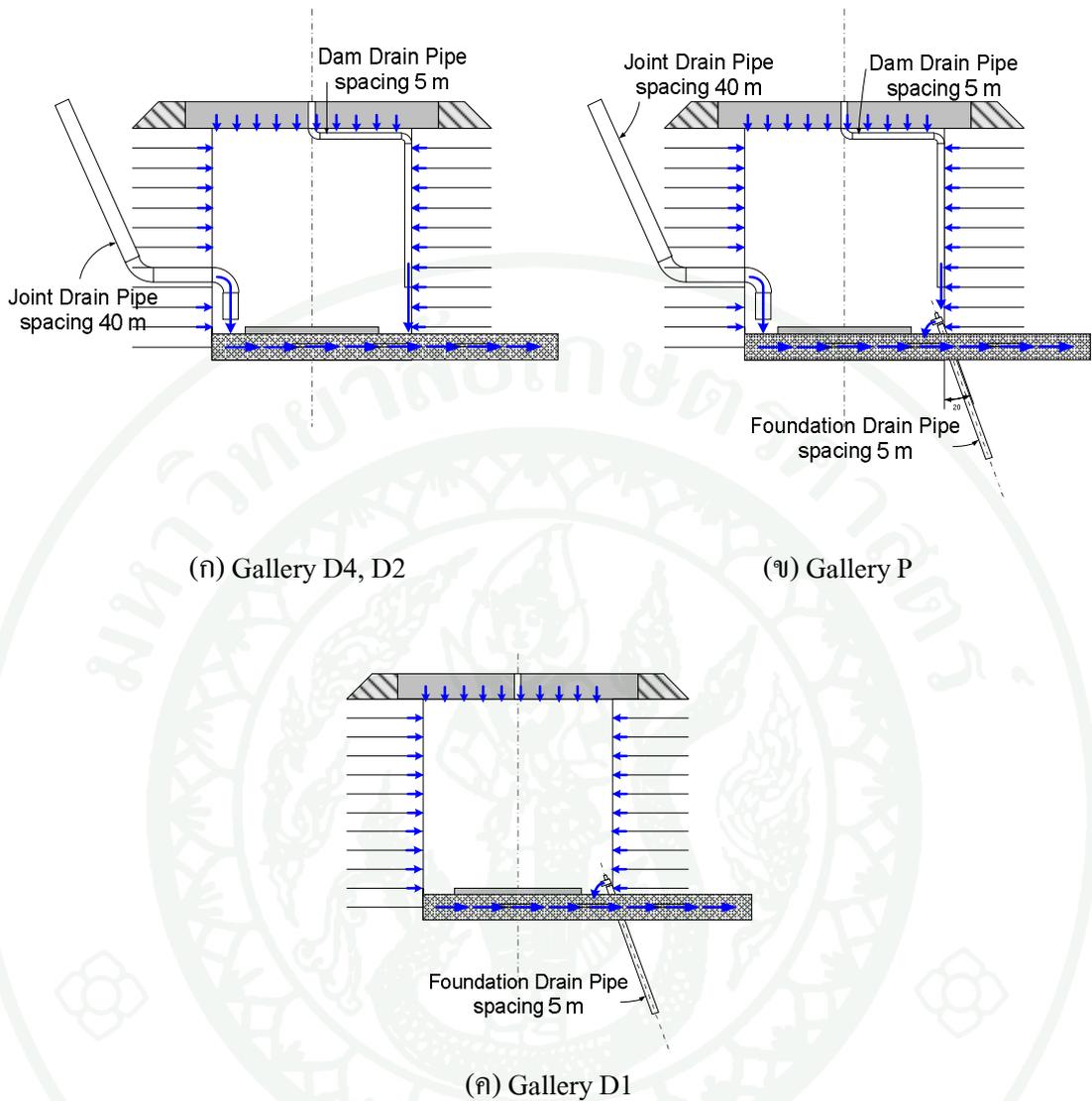
ภาพที่ 157 ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนที่  $k_{CVC}$  เท่ากับ  $1 \times 10^{-10}$  ม./วินาที

จากผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนและฐานรากเมื่อกำหนดค่าความซึมของน้ำของคอนกรีตปกติต่างๆ ( $k_{CVC}$ ) ข้างต้นทั้ง 4 กรณีพบว่า การไหลซึมในตัวเขื่อนก่อนข้างมีความแตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัดโดยกรณีที่มีค่า  $k_{CVC}$  เท่ากับ  $1 \times 10^{-7}$  ม./วินาที ผลวิเคราะห์แบบจำลองมี

การไหลซึมผ่านชั้นคอนกรีตปกติและผ่านตัวเชื่อมคอนกรีตบดอัดจนถึงแนวมันระบายน้ำในตัวเชื่อมในทุกชั้นอุโมงค์ พบการไหลล้นข้ามมันระบายน้ำชั้นบนสุดและไหลซึมไปถึงลาดเชื่อมด้านท้ายน้ำ ซึ่งในความเป็นจริงไม่พบการไหลซึมดังกล่าว กรณีที่ค่า  $k_{CVC}$  เท่ากับ  $1 \times 10^{-8}$  ม./วินาที ผลการวิเคราะห์แบบจำลองมีการไหลซึมผ่านชั้นคอนกรีตปกติและผ่านตัวเชื่อมคอนกรีตบดอัดเช่นเดียวกัน แต่ไม่พบการล้นข้ามมันระบายน้ำชั้นบนและไม่มีการไหลผ่านไปถึงลาดเชื่อมด้านท้ายน้ำ ซึ่งค่อนข้างเหมาะสมมากกว่ากรณีแรก ในกรณีค่า  $k_{CVC}$  เท่ากับ  $1 \times 10^{-9}$  ม./วินาที ผลการวิเคราะห์แบบจำลองพบว่าการไหลซึมผ่านชั้นคอนกรีตปกติที่ผิวหน้าค่อนข้างน้อย มีการไหลซึมผ่านไปถึงตัวเชื่อมคอนกรีตบดอัดบริเวณอุโมงค์ชั้นล่างเล็กน้อยเท่านั้น ส่วนกรณีสุดท้ายที่  $k_{CVC}$  เท่ากับ  $1 \times 10^{-10}$  ม./วินาที ผลการวิเคราะห์แบบจำลองพบว่าน้ำไม่สามารถไหลซึมผ่านตัวเชื่อมได้ ซึ่งให้เห็นว่าชั้นคอนกรีตปกติมีความทึบน้ำมาก อย่างไรก็ตามในความเป็นจริงพบการไหลซึมผ่านอุโมงค์ค่อนข้างมากมีมาก ดังนั้นในกรณีที่ค่า  $k_{CVC}$  เท่ากับ  $1 \times 10^{-9}$  และ  $1 \times 10^{-10}$  ม./วินาที จึงเป็นค่าคุณสมบัติของคอนกรีตปกติที่ยังไม่เหมาะสม ส่วนในกรณีแรกที่ค่า  $1 \times 10^{-7}$  ม./วินาที เป็นค่าที่มีความโปร่งน้ำมากเกินไปจนความเป็นจริง ดังนั้นจึงสรุปค่าความซึมน้ำที่เหมาะสมสำหรับคอนกรีตปกติที่ผิวลาดเชื่อมด้านเหนือน้ำในแบบจำลองที่ค่า  $k_{CVC}$  เท่ากับ  $1 \times 10^{-8}$  ม./วินาที

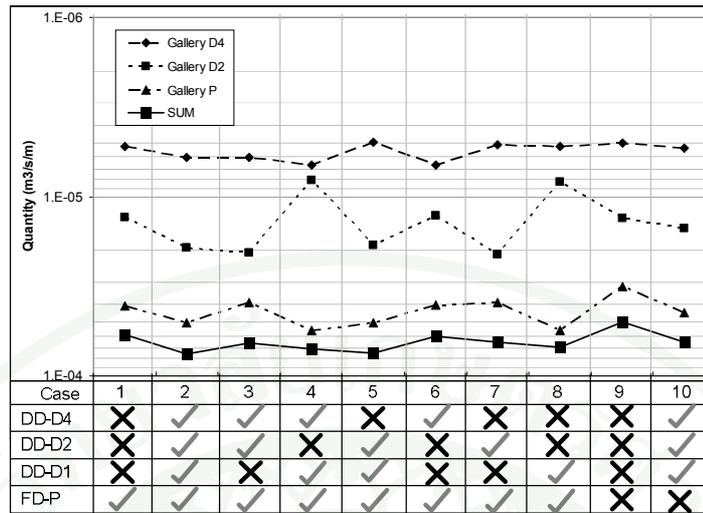
## 2. ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนและฐานราก

ผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมผ่านเขื่อนสรุปเป็นอัตราการไหลซึมรวมภายในอุโมงค์เพื่อให้สามารถเปรียบเทียบกับอัตราการไหลซึมจริงจาก flowmeter ซึ่งประกอบไปด้วยการไหลซึมผ่านองค์ประกอบต่างๆ ได้แก่ ท่อระบายน้ำจากตัวเขื่อน (Dam Drain, DD), ท่อระบายน้ำจากฐานราก (Foundation Drain, FD) ในอุโมงค์ชั้นล่าง, ท่อระบายน้ำจากรอยต่อแนวค้ำระหว่าง Block (Joint Drain Pipe, JD), การไหลซึมผ่านผนังและเพดานอุโมงค์ ดังแสดงในภาพที่ 158 อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์จำลองการไหลซึมได้จำลองการไหลซึมผ่าน DD, FD, ผนัง, เพดานและพื้น ไม่ได้จำลองการไหลซึมผ่าน JD จึงวัดอัตราการไหลซึมจากแบบจำลองผ่าน DD, FD, ผนัง, เพดานและพื้นเท่านั้น



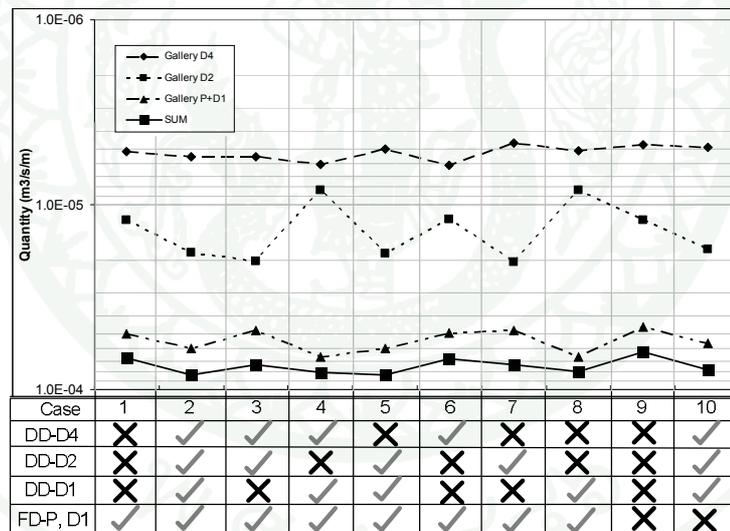
ภาพที่ 158 การไหลซึมรวมภายในอุโมงค์

ผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมผ่านเขื่อน RCC - S และ RCC - B ใน Case 1, 2, 9 และ 10 ตามลักษณะการอุดตันของระบบระบายตัวเขื่อนและฐานราก แสดงดังภาพผนวกที่ 1 ถึง 8 ในภาคผนวก ก โดยได้สรุปอัตราการไหลซึมผ่านรวม จากอุโมงค์ (Gallery), ระบบการระบายทั้งตัวเขื่อน (DD) และฐานราก (FD) ในกรณีต่างๆ 10 กรณี ทั้งใน RCC - S และ RCC - B แสดงดังภาพที่ 159 และ 160 ตามลำดับ



✓ ปกติ ✗ อุดตัน

ภาพที่ 159 อัตราการไหลซึมผ่านภายในอุโมงค์ทั้ง 3 ระดับ ในกรณีต่างๆ ของเขื่อน RCC- S



✓ ปกติ ✗ อุดตัน

ภาพที่ 160 อัตราการไหลซึมผ่านภายในอุโมงค์ทั้ง 3 ระดับในกรณีต่างๆ ของเขื่อน RCC – B

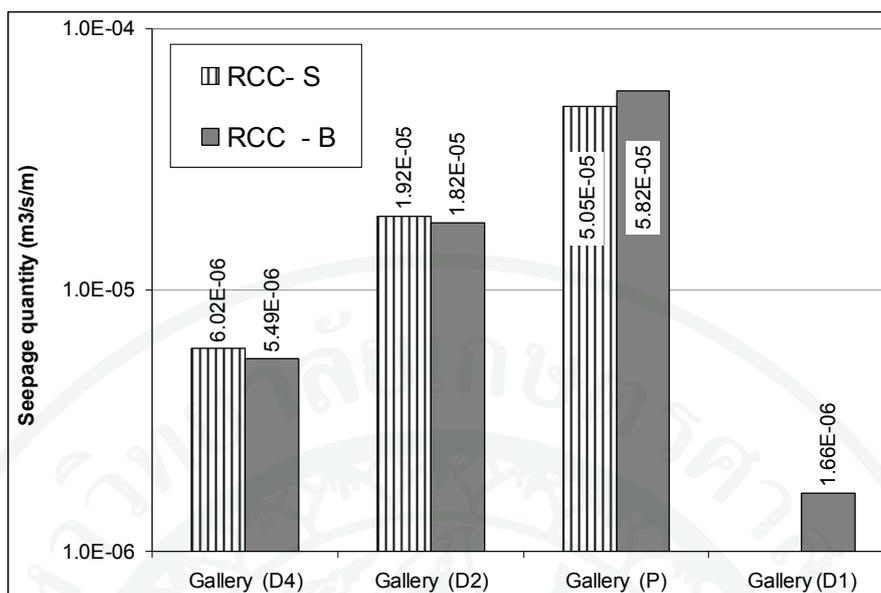
จากผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึม พบว่าอัตราการไหลซึมผ่านโดยรวมจากหน้าตัดอุโมงค์ (Gallery) , ระบบระบายน้ำในตัวเขื่อน (DD) และฐานราก (FD) ในแต่ละกรณีมีค่าไม่แตกต่างกันมากนัก และมีค่ากราฟในทุกกรณีการวิเคราะห์ทั้ง เขื่อน RCC- S และ RCC- B เป็นไปในทางเดียวกัน กล่าวคือเมื่อระบบระบายปกติ การไหลซึมรวมมีค่าสูงสุด ในขณะที่หาก

ระบบระบายใดๆ ต้น อัตราการไหลซึมรวมก็จะลดลงเนื่องจากการกระจายการไหลผ่านเข้าไปในวัสดุตัวเขื่อน โดยเขื่อน RCC- S ค่าอัตราการไหลซึมรวมทุกอุโมงค์ต่ำสุดมีค่าเท่ากับ  $4.98 \times 10^{-5}$  ลบ.ม./ วินาที/ เมตร เมื่อระบบระบายทั้งตัวเขื่อนและฐานรากตัน (Case 9) และมีค่าสูงสุดเท่ากับ  $7.57 \times 10^{-5}$  ลบ.ม./ วินาที/ เมตร เมื่อระบบระบายทั้งตัวเขื่อนและฐานรากปกติ (Case 2) และในเขื่อน RCC - B อัตราการไหลซึมรวมมีค่าต่ำสุดเท่ากับ  $3.17 \times 10^{-5}$  ลบ.ม./ วินาที/ เมตร เมื่อระบบระบายทั้งตัวเขื่อนและฐานรากตัน (Case 9) และมีค่าสูงสุดเท่ากับ  $5.82 \times 10^{-5}$  ลบ.ม./ วินาที/ เมตร เมื่อระบบระบายทั้งตัวเขื่อนและฐานรากปกติ (Case 2)

หากพิจารณาผลการวิเคราะห์ กรณีต่างๆ ในอุโมงค์แต่ละระดับโดยรวม พบว่าเมื่อ Dam Drain หรือ Foundation Drain ระดับใดต้น อัตราการไหลซึมรวมของอุโมงค์ชั้นนั้นๆ จะลดลง โดยเฉพาะ Dam Drain ระดับ 2 (DD-D2) พบว่ามีการตอบสนองมากต่ออัตราการไหลรวมในอุโมงค์ระดับ 2 (Gallery-D2) อย่างเห็นได้ชัด

เมื่อเปรียบเทียบอัตราการไหลภายในอุโมงค์แต่ละระดับของเขื่อน RCC- S ในทุกกรณี พบว่าอุโมงค์ ชั้น P มีอัตราการไหลซึมมากกว่าชั้น G2 และ G4 ตามลำดับ เช่นเดียวกับเขื่อน RCC- B ส่วนอุโมงค์ชั้น D1 ที่ระดับล่างด้านท้ายของเขื่อน RCC - B พบว่ามีอัตราการไหลซึมที่น้อยที่สุดกว่าทุกอุโมงค์

เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบการไหลซึมในกรณีที่ระบบการระบายทั้งตัวเขื่อนและฐานรากปกติ (Case 2) ระหว่างเขื่อน RCC -S และ RCC- B ดังแสดงในภาพที่ 161 พบว่าอัตราการไหลซึมรวมของทั้งเขื่อน RCC - S และ RCC - B มีค่าใกล้เคียงกัน โดยอุโมงค์ Gallery ระดับ D4 อัตราการไหลซึมรวมจากตัวอุโมงค์และระบบระบาย เขื่อน RCC - S มากกว่า RCC- B เล็กน้อย เท่ากับ  $6.02 \times 10^{-6}$  และ  $5.49 \times 10^{-6}$  ลบ.ม./วินาที/เมตร ตามลำดับ เช่นเดียวกับอุโมงค์ Gallery ระดับ D2 พบว่ามีค่าเท่ากับ  $1.92 \times 10^{-5}$  และ  $1.82 \times 10^{-5}$  ลบ.ม./วินาที/เมตร ส่วนที่อุโมงค์ Gallery ระดับล่าง (P) อัตราการไหลซึมรวมจากอุโมงค์, ระบบระบายน้ำทั้งตัวเขื่อนและฐานราก เขื่อน RCC - S มีค่าน้อยกว่า RCC - B เล็กน้อยโดยมีค่าเท่ากับ  $5.05 \times 10^{-5}$  และ  $5.82 \times 10^{-5}$  ลบ.ม./วินาที/เมตร ตามลำดับ

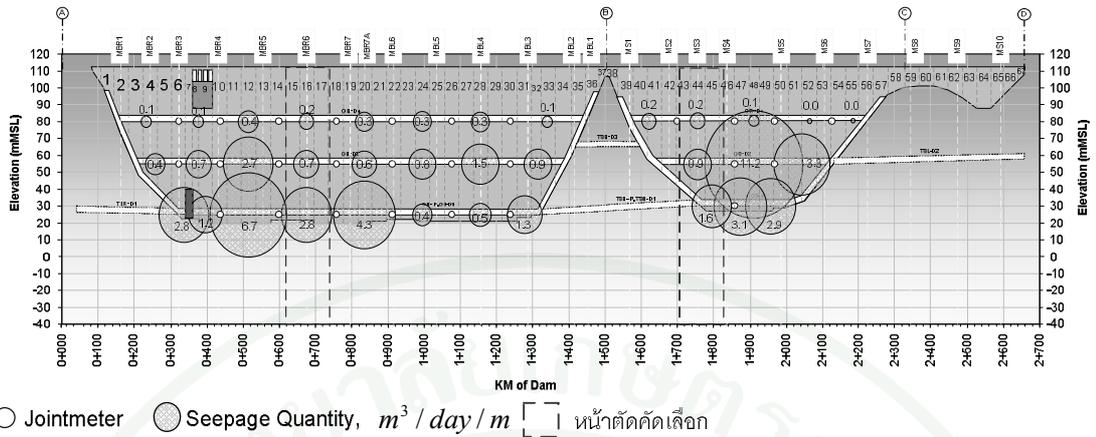


ภาพที่ 161 อัตราการไหลซึมผ่านภายในอุโมงค์เทียบทั้ง 3 ระดับ กรณีการวิเคราะห์ที่ระบบระบายปกติ (Case 2) ของ RCC - S และ RCC - B

### 3. การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับเครื่องมือวัดการไหลซึม (Flowmeter)

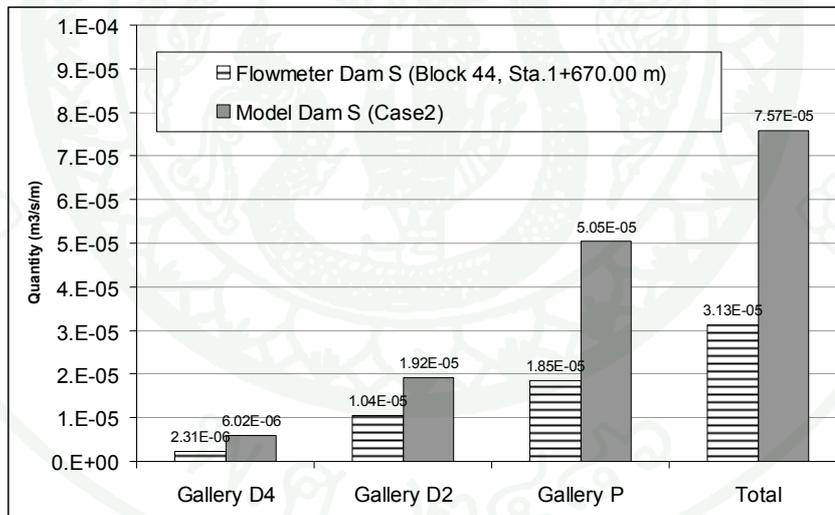
ผลการวิเคราะห์การไหลซึมจากแบบจำลองในแต่ละอุโมงค์ จะนำไปเปรียบเทียบกับอัตราการไหลซึมผ่านอุโมงค์แต่ละชั้นที่วัดจาก Flowmeter ที่ติดตั้งในตัวเขื่อน โดยอัตราการไหลซึมผ่านแต่ละชั้นอุโมงค์ จะเป็นการรวมอัตราการไหลซึมผ่านอุโมงค์, ท่อระบายน้ำในตัวเขื่อน (Dam Drain), ท่อระบายน้ำที่ฐานรากในอุโมงค์ชั้นล่าง และในบางพื้นที่จะมีการไหลซึมผ่านจาก Joint Drain Pipe หน้าตัดที่อยู่ในเขื่อน RCC - B ได้แก่ Block 5, 8, 12, 16, 20, 24, 28 และ 33 หน้าตัดเขื่อน RCC - S ได้แก่ Block 44, 47 และ 50 แต่อย่างไรก็ตามการเปรียบเทียบ จะพิจารณาหน้าตัดที่มีการไหลซึมที่ค่อนข้างเป็นปกติ คือไม่มีการไหลซึมผ่าน Joint Drain Pipe ซึ่งในการเก็บข้อมูลจะรวบรวมและเฉลี่ยค่าเป็น Unit Seepage มีหน่วย ลบ.เมตร/วัน/เมตร โดย ฉัฐพล (2551) หน้าตัดที่คัดเลือกจากทั้ง เขื่อน RCC - S และ RCC -B ได้แก่ Block 44 และ Block 16 ตามลำดับ ดังสรุปในภาพที่ 162

ผลการเปรียบเทียบอัตราการไหลซึมระหว่างการวิเคราะห์แบบจำลองในกรณีระบบระบายปกติ (Case 2) กับ flowmeter จากหน้าตัดที่คัดเลือก ช่วง Block 16 ของ RCC - B และ Block 44 ของ RCC - S แสดงดังภาพที่ 163 และ 164 ตามลำดับ



ภาพที่ 162 อัตราการไหลซึมผ่านภายในอุโมงค์จาก Flow meter และหน้าตัดที่คัดเลือกสำหรับเปรียบเทียบของ เขื่อน RCC - B และ RCC - S

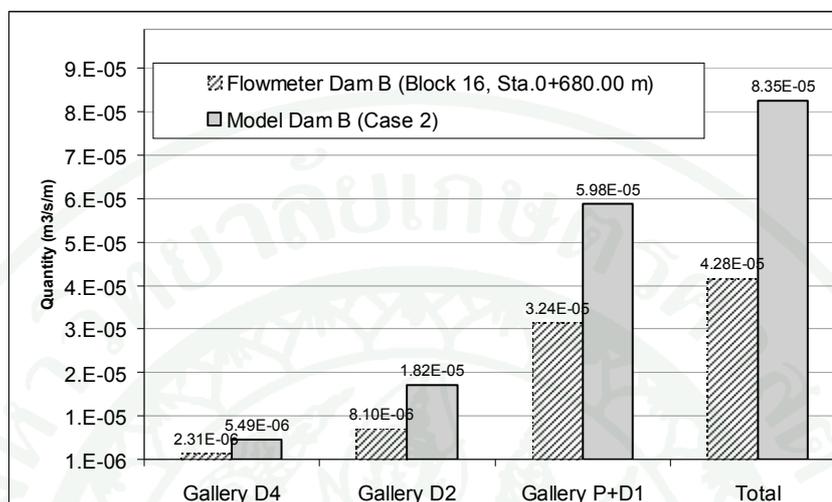
ที่มา : คัดแปลงจาก ฉัฐพล (2551)



ภาพที่ 163 อัตราการไหลซึมผ่านภายในอุโมงค์ระหว่างกรณีระบบระบายปกติ (Case 2) กับ Flowmeter ในหน้าตัด Block 44 เขื่อน RCC - S

ผลการเปรียบเทียบอัตราการไหลซึมผ่านภายในอุโมงค์ของเขื่อน RCC - S จากภาพที่ 163 พบว่า Gallery D4, Gallery D2 และ Gallery P ในแบบจำลองมีค่า 2.60, 1.84 และ 2.73 เท่า

ตามลำดับของการไหลซึมจริง การไหลซึมรวมทั้ง 3 อุโมงค์ในแบบจำลองมีค่า 2.42 เท่าของการไหลซึมจริง

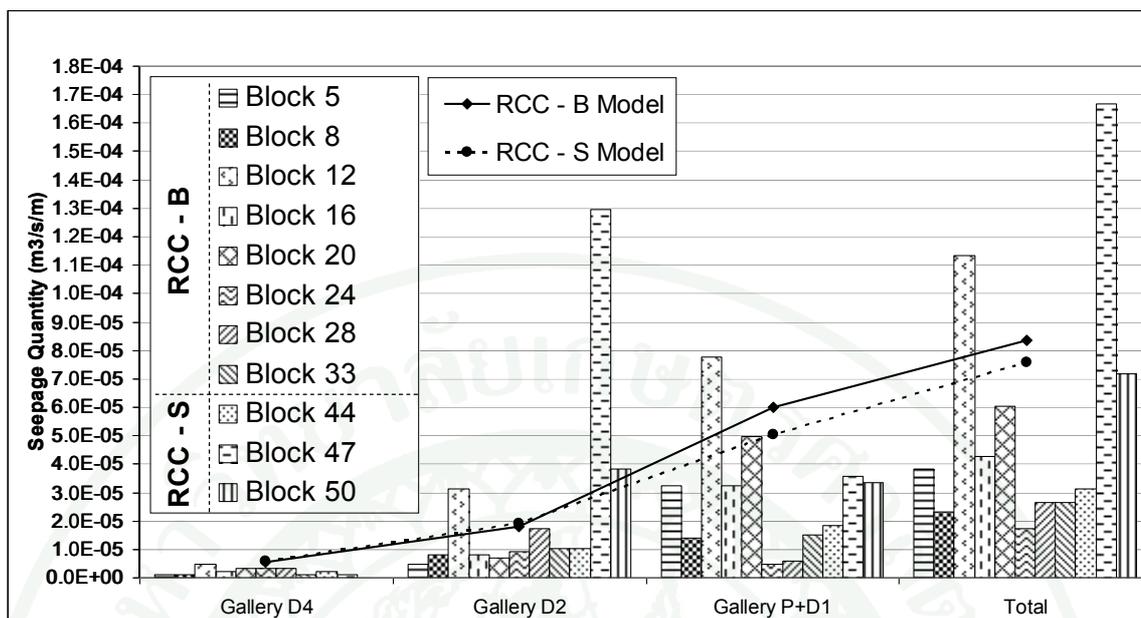


**ภาพที่ 164** อัตราการไหลซึมผ่านภายในอุโมงค์ระหว่างกรณีระบบระบายปกติ (Case 2) กับ Flowmeter ในหน้าตัด Block 16 เชื้อน RCC - B

ผลการเปรียบเทียบอัตราการไหลซึมผ่านภายในอุโมงค์ของเชื้อน RCC - B จากภาพที่ 164 พบว่า Gallery D4, Gallery D2 และ Gallery P + D1 ในแบบจำลองมีค่า 2.37, 2.24 และ 1.85 เท่าของการไหลซึมจริง ตามลำดับ การไหลซึมรวมทั้ง 3 อุโมงค์ในแบบจำลองมีค่า 1.20 เท่าของการไหลซึมจริง

ผลการเปรียบเทียบอัตราการไหลซึมระหว่างการวิเคราะห์แบบจำลองในกรณีระบบระบายปกติ (Case 2) ทั้ง 2 เชื้อนกับ flowmeter จากหน้าตัดที่คัดเลือก ช่วง Block 16 ของ RCC - B และ Block 44 ของ RCC - S ข้างต้น สรุปได้ว่ามีความใกล้เคียงกัน โดยอัตราการไหลซึมซึ่งรวบรวมจากผลการวิเคราะห์แบบจำลอง จะมีปริมาณสูงกว่าในทุกชั้นอุโมงค์เล็กน้อย ทั้งนี้ทำให้มั่นใจได้ว่าแบบจำลองมีความเหมาะสม

ผลการเปรียบเทียบอัตราการไหลซึมระหว่างการวิเคราะห์แบบจำลองในกรณีระบบระบายปกติ (Case 2) กับ flowmeter จากทุกหน้าตัด RCC - B และ RCC - S แสดงดังภาพที่ 165



ภาพที่ 165 อัตราการไหลซึมผ่านภายในอุโมงค์ระหว่างแบบจำลองกรณีระบบระบายปกติ (Case 2) กับ Flowmeter ทุกหน้าตัด

เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบอัตราการไหลซึมระหว่างการวิเคราะห์แบบจำลองในกรณีระบบระบายปกติ (Case 2) กับอัตราการไหลซึมรวมจาก flowmeter จากทุกหน้าตัด ของทั้งเขื่อน RCC - B และ RCC - S พบว่าโดยทั่วไปอัตราการไหลซึมรวมจากแบบจำลองมีค่าสูงกว่าอัตราการไหลซึมจริงจาก flowmeter เล็กน้อย ยกเว้นในบาง Block ได้แก่ Block 12 ใน เขื่อน RCC - B และ Block 47 ในเขื่อน RCC - S ที่อุโมงค์ Gallery D2 และ Gallery P ซึ่งมีอัตราการไหลจริงสูงกว่าแบบจำลองมาก เนื่องจากเป็นหน้าตัดที่มีอัตราการไหลซึมจาก Joint Drain Pipe, การไหลซึมผ่านผนังและเพดานในปริมาณมาก แต่อย่างไรก็ตามจากผลการเปรียบเทียบดังกล่าว สรุปได้ว่าอัตราการไหลซึมจากแบบจำลองมีความใกล้เคียงกับ flowmeter

#### 4. ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อน

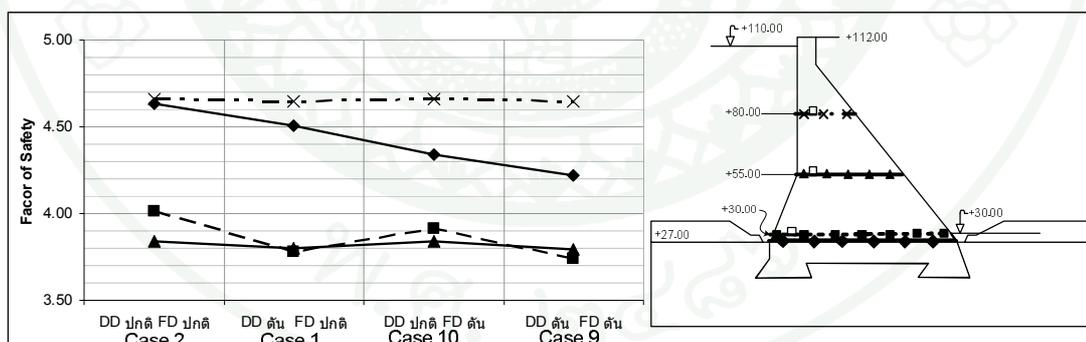
จากผลการวิเคราะห์อัตราการไหลซึมในตัวเขื่อนในกรณีต่างๆ 10 กรณี เมื่อพิจารณากรณีที่ระบบระบายน้ำในตัวเขื่อน (DD) ไม่มีประสิทธิภาพ (ตัน) ในแต่ละชั้น (กรณีที่ 3 ถึง 8) จะพบว่าอัตราการไหลซึมจะมีค่าอยู่ในช่วงระหว่างกรณีปริมาณการระบายในกรณีระบบระบายน้ำตัวเขื่อน (DD) และฐานราก (FD) ตันทั้งหมด กับ อัตราการไหลซึมกรณีที่ระบบระบายน้ำในตัวเขื่อน (DD) และฐานราก (FD) ใช้งานปกติ ซึ่งในกรณีดังกล่าวมีปริมาณการระบายที่มีความเปลี่ยนแปลง

เป็นผลกระทบต่อค่าแรงดันในตัวเขื่อนในการวิเคราะห์เสถียรภาพน้อย ดังนั้นเพื่อให้ขั้นตอนในการวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อนจากแรงดันน้ำมีความกระชับมากขึ้น จึงพิจารณากรณี วิเคราะห์การไหลซึมเพียง 4 กรณีที่ชัดเจนเท่านั้น ได้แก่ Case 1 Dam Drain ตัน Foundation Drain ปกติ, Case 2 ทั้ง Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ, Case 9 ทั้ง Dam Drain และ Foundation Drain ตัน, Case 10 Dam Drain ปกติ Foundation Drain ตัน ของทั้งเขื่อน RCC - S และ RCC - B โดยแสดงผลแรงดันน้ำที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมไว้ในภาคผนวก ข ภาพผนวกที่ 9 ถึง 40 ที่ระนาบระดับต่างๆ และแสดงผลการวิเคราะห์เสถียรภาพในภาคผนวก ค ตารางผนวกที่ 1 ถึง 32

การวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อนจะพิจารณาตามเกณฑ์ที่ใช้ในการออกแบบได้แก่ การเลื่อนไถล, การพลิกคว่ำและระยะเอียงจากกลางฐานเขื่อน ซึ่งได้แสดงไว้ในบทการตรวจเอกสาร มีผลการวิเคราะห์เสถียรภาพดังต่อไปนี้

#### 4.1 การเลื่อนไถล

ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพต่อการเลื่อนไถลของเขื่อน RCC - S และ RCC - B แสดงดังภาพที่ 166 และ 167 ตามลำดับ

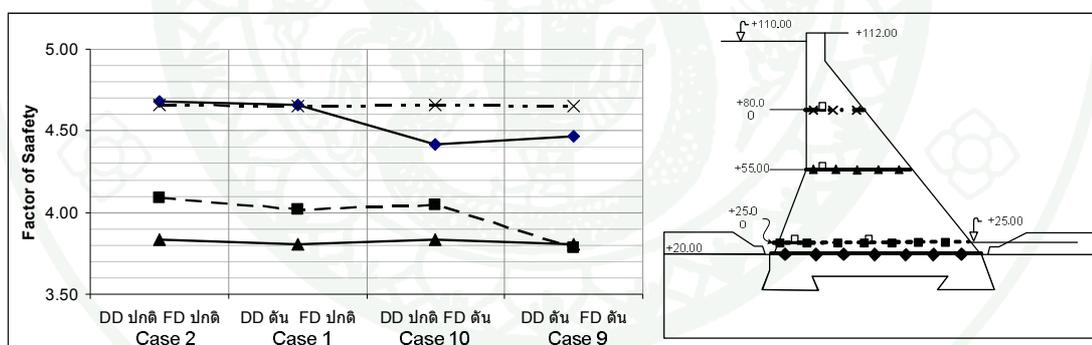


ภาพที่ 166 ผลการวิเคราะห์ Sliding Factor of Safety ของเขื่อน RCC - S

ผลการวิเคราะห์อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลของเขื่อน RCC -S จากภาพที่ 166 พบว่า ระบบระบายทั้งตัวเขื่อนและฐานรากมีผลอย่างชัดเจนต่อเสถียรภาพการเลื่อนไถลของระนาบการพิบัติที่อุโมงค์ระดับต่าง(+30.00 ม.รทก.) และระดับฐานรากเขื่อน (+27.00 ม.รทก.) แต่ไม่มีผลต่อที่ระนาบระดับอุโมงค์ชั้นบนทั้ง 2 ชั้น (+55.00 และ +80.00 ม.รทก.)

ทั้งนี้พบว่าที่ระดับฐานรากเขื่อน (+27.00 ม.รทก.) Foundation Drain, FD มีผลต่อความปลอดภัยในการเลื่อนไถลมากกว่า Dam Drain, DD กล่าวคือ เมื่อ FD ตัน DD ปกติ ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลจะลดลงจากกรณีใช้งานปกติที่ 4.63 เป็น 4.34 ในขณะที่เมื่อ DD ตัน FD ปกติ ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลมีค่าเป็น 4.50 และจะเหลือ 4.22 ในกรณีที่ระบบระบายทั้ง FD และ DD ตัน อาจเนื่องจากเป็นชั้นที่ระดับฐานราก ประสิทธิภาพของ FD จึงผลกระทบต่อค่าอัตราส่วนความปลอดภัยมากกว่า DD

ส่วนระนาบการพิบัติที่อุโมงค์ระดับล่าง (+30.00 ม.รทก.) พบว่า Dam Drain มีผลกระทบต่ออัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลมากกว่า Foundation Drain กล่าวคือ เมื่อ DD ตัน FD ปกติ อัตราส่วนความปลอดภัยจะลดลงจากกรณีระบบระบายปกติที่ 4.01 เป็น 3.78 ในขณะที่ เมื่อ FD ตัน DD ปกติ ค่าจะลดลงเป็น 3.91 ดังนั้นที่ระนาบระดับนี้ ระบบระบาย DD มีผลกระทบต่ออัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลมากกว่า FD และอัตราส่วนความปลอดภัยจะลดลงต่ำที่สุด 3.74 ในกรณีที่ระบบระบายทั้ง FD และ DD ดังนั้นจึงสรุปว่า สำหรับเขื่อน RCC - S ระนาบการพิบัติที่ระดับนี้เป็นระนาบที่มีความปลอดภัยน้อยที่สุด



ภาพที่ 167 ผลการวิเคราะห์ Sliding Factor of Safety ของเขื่อน RCC - B

เมื่อพิจารณาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยในเขื่อน RCC - B จากภาพที่ 167 พบว่ามีลักษณะเช่นเดียวกับ RCC - S กล่าวคือ ระบบระบายทั้งตัวเขื่อนและฐานรากมีผลต่อเสถียรภาพของการเลื่อนไถลของระนาบการพิบัติที่อุโมงค์ระดับล่าง (+25.00 ม.รทก.) และระดับฐานรากเขื่อน (+20.00 ม.รทก.) แต่ไม่มีผลต่อที่ระนาบระดับอุโมงค์ชั้นบนทั้ง 2 ชั้น (+55.00 และ +80.00 ม.รทก.)

เมื่อพิจารณาระนาบการพิบัติที่ระดับฐานเขื่อน (+20.00 ม.รทก.) พบว่า Foundation Drain, FD มีผลต่อความปลอดภัยในการเลื่อนไถลมากกว่า Dam Drain, DD เช่นเดียวกับเขื่อน RCC - S กล่าวคือ เมื่อ FD ตัน DD ปกติ ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลจะลดลงจากกรณีใช้งานปกติที่ 4.68 เป็น 4.41 ในขณะที่เมื่อ DD ตัน FD ปกติ ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลมีค่าเป็น 4.66 และจะเหลือ 4.47 ในกรณีที่ระบบระบายทั้ง FD และ DD ตัน

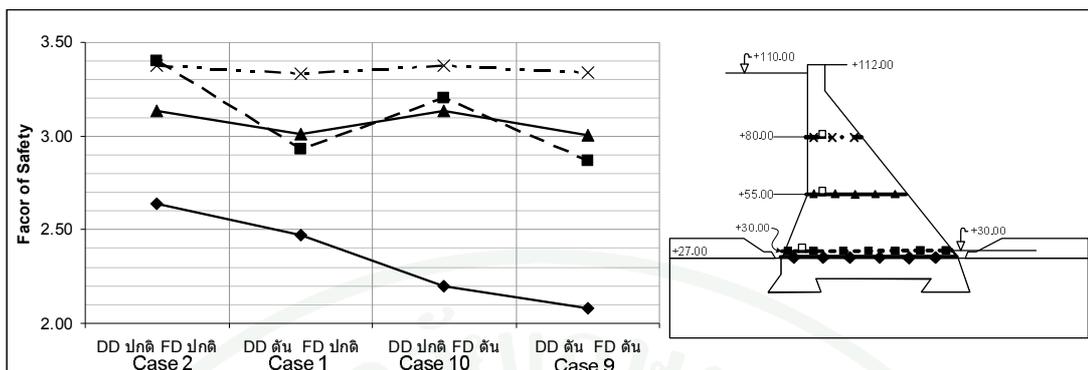
ส่วนระนาบการพิบัติที่อุโมงค์ระดับล่าง (+25.00 ม.รทก.) พบว่า Dam Drain และ Foundation Drain มีผลกระทบต่ออัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลใกล้เคียงกัน กล่าวคือ เมื่อ DD ตัน FD ปกติ อัตราส่วนความปลอดภัยจะลดลงจากกรณีระบบระบายปกติที่ 4.09 เป็น 4.02 ในขณะที่ เมื่อ FD ตัน DD ปกติ ค่าจะลดลงเหลือ 4.05 แต่พบว่าในกรณีที่ระบบระบายทั้ง FD และ DD ตัน ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจะลดลงต่ำลงมากที่สุดเป็น 3.79 จึงสรุปว่าระนาบการพิบัตินี้เป็นระดับระนาบที่ปลอดภัยน้อยที่สุดสำหรับเขื่อน RCC - B

แม้ว่า FD และ DD จะไม่มีผลต่ออัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลที่ระนาบระดับ +55.00 ม.รทก. แต่ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ระนาบระดับนี้โดยทั่วไป มีค่าน้อยกว่าระนาบอื่นๆ โดยในกรณีระบบระบายปกติ มีค่าเท่ากับ 3.80 และ 3.81 สำหรับเขื่อน RCC - S และ RCC - B ตามลำดับ

#### 4.2 การพลิกคว่ำ

ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพต่อการพลิกคว่ำของเขื่อน RCC - S และ RCC - B แสดงดังภาพที่ 168 และ 169 ตามลำดับ

ผลการวิเคราะห์ความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำของเขื่อน RCC - S จากภาพที่ 168 พบว่า ระบบระบายทั้งตัวเขื่อนและฐานรากมีผลต่อเสถียรภาพการพลิกคว่ำของระนาบการพิบัติที่ระดับ +55.00, +30.00 และ +27.00 ม.รทก. แต่ไม่มีผลต่อระนาบการพิบัติที่ระดับ +80.00 ม.รทก. และมีค่าต่ำสุดที่ระนาบระดับฐานราก (+27.00 ม.รทก.) ในทุกกรณีของการวิเคราะห์การไหลซึม

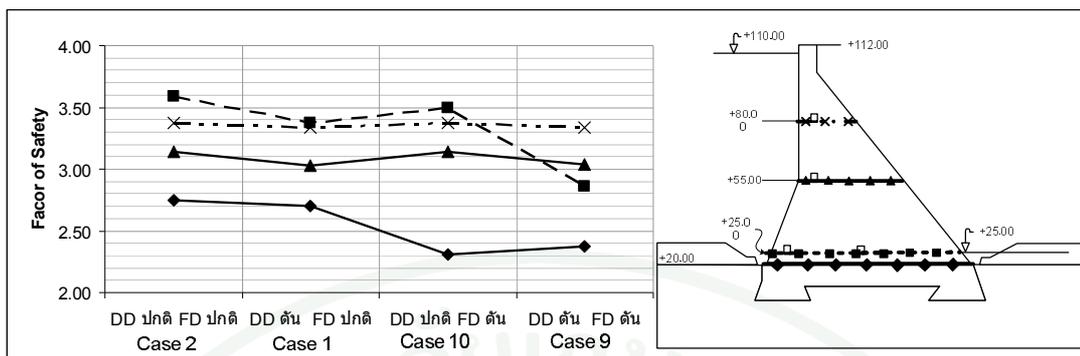


ภาพที่ 168 ผลการวิเคราะห์ Overturning Factor of Safety ของเขื่อน RCC – S

ทั้งนี้เมื่อพิจารณาที่ระนาบการพิบัติที่ระดับ +30.00 พบว่า Dam Drain, DD มีผลต่อค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำมากกว่า Foundation Drain, FD กล่าวคือเมื่อ DD ตัน FD ปกติ ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจะลดลงจากกรณีระบบระบายปกติที่ 3.40 เหลือ 2.93 แต่เมื่อ FD ตัน DD ปกติ ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจะมีค่าเท่ากับ 3.20 เช่นเดียวกับระนาบการพิบัติที่ระดับ +55.00 ม.รทก. ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยลดลงจากกรณีระบบระบายปกติที่ 3.14 เป็น 3.01 แต่เมื่อ FD ตัน DD ปกติ ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยมีค่าไม่เปลี่ยนแปลง ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าประสิทธิภาพของ DD มีผลกระทบต่ออัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำมากกว่า FD อย่างเห็นได้ชัดเฉพาะที่ระดับ +30.00 ม.รทก. เท่านั้น

เมื่อพิจารณาที่ระนาบการพิบัติที่ระดับ +27.00 ซึ่งเป็นระนาบที่มีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำที่สุดในทุกกรณี พบว่า Foundation Drain, FD มีผลกระทบต่อค่าอัตราส่วนความปลอดภัยมากกว่า Dam Drain อย่างเห็นได้ชัด โดยเมื่อ FD ตัน DD ปกติ ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำจะลดลงจาก 2.64 เป็น 2.20 และเมื่อ DD ตัน FD ปกติ ลดลงเหลือ 2.47 และมีค่าต่ำสุดเมื่อ ระบบระบาย FD และ DD ตัน ซึ่งมีค่าเท่ากับ 2.08

ผลการวิเคราะห์ความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำของเขื่อน RCC – B จากภาพที่ 169 พบว่า โดยทั่วไปมีผลกระทบจากระบบระบายน้อยกว่าเขื่อน RCC – S แต่เป็นไปในลักษณะเดียวกัน กล่าวคือ ระบบระบายทั้งตัวเขื่อนและฐานรากมีผลต่อเสถียรภาพการพลิกคว่ำของระนาบการพิบัติที่ระดับ +55.00, +25.00 และ +20.00 ม.รทก. แต่ไม่มีผลต่อระนาบการพิบัติที่ระดับ +80.00 ม.รทก. และมีค่าต่ำสุดที่ระนาบระดับฐานราก (+20.00 ม.รทก.) ในทุกกรณีของการวิเคราะห์การไหลซึม



ภาพที่ 169 ผลการวิเคราะห์ Overturning Factor of Safety ของเขื่อน RCC - B

ทั้งนี้เมื่อพิจารณาที่ระนาบการพิบัติที่ระดับ +25.00 ม.รทก. พบว่า Dam Drain, DD มีผลต่อค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำมากกว่า Foundation Drain, FD เล็กน้อย กล่าวคือเมื่อ DD ตัน FD ปกติ ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจะลดลงจากกรณีระบบระบายปกติที่ 3.58 เหลือ 3.38 แต่เมื่อ FD ตัน DD ปกติ ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจะมีค่าเท่ากับ 3.50 เมื่อเปรียบเทียบกับระนาบการพิบัติอื่นๆ พบว่ากลับมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยมากกว่า ในกรณีที่ระบบระบาย ยังคงทำงานปกติ อาจจะเนื่องจากเขื่อน RCC - B ที่ระนาบนี้ประกอบด้วยอุโมงค์ด้านหน้า (GD - P) และด้านหลัง (GD - D1) และมีระบบระบายน้ำจากฐานราก (FD) ทั้ง 2 อุโมงค์ ช่วยลดแรงดันจากฐานรากได้มาก แต่เมื่อระบบระบายทั้ง FD และ DD ตัน ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำมีค่าลดลงอย่างเห็นได้ชัดเท่ากับ 2.86

เมื่อพิจารณาที่ระนาบการพิบัติที่ระดับ +55.00 ม.รทก. ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยลดลงจากกรณีระบบระบายปกติที่ 3.14 เหลือ 3.03 แต่เมื่อ FD ตัน DD ปกติ ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยมีค่าไม่เปลี่ยนแปลง ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าประสิทธิภาพของ DD มีผลกระทบต่ออัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำมากกว่า FD น้อยมาก ในระนาบการพิบัติ +25.00 และ +55.00 ม.รทก.

เมื่อพิจารณาที่ระนาบการพิบัติระดับ +20.00 ซึ่งเป็นระนาบที่มีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำที่สุดในทุกกรณี พบว่า Foundation Drain, FD มีผลกระทบต่อค่าอัตราส่วนความปลอดภัยมากกว่า Dam Drain อย่างเห็นได้ชัด โดยเมื่อ FD ตัน DD ปกติ ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำลดลงจาก 2.74 เป็น 2.31 และเมื่อ DD ตัน FD ปกติ ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย

ปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำไม่เปลี่ยนแปลง และพบว่าจะมีค่าต่ำสุดเมื่อ ระบบระบาย FD และ DD ดัน เท่ากับ 2.38

จากการพิจารณาระนาบการพิบัติวิกฤติเปรียบเทียบระหว่าง การเลื่อน ไกลและการพลิกคว่ำ พบว่า ระนาบวิกฤติเป็นคนละระนาบกัน โดยที่ระนาบวิกฤติความปลอดภัยต่อการเลื่อน ไกลของ RCC – S อยู่ที่ระดับตัวเขื่อนระดับ +30.00 ม.รทก. และ RCC – B ที่ระดับ +25.00 ม.รทก. และที่ระดับ +55.00 ม.รทก. ของทั้ง 2 เขื่อน แต่ระนาบวิกฤติความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำของทั้งเขื่อน RCC – S และ RCC – B อยู่ที่ระดับฐานราก +27.00 และ +20.00 ม.รทก. ตามลำดับ เนื่องจากการวิเคราะห์ความปลอดภัยต่อการเลื่อน ไกล มีสมมุติฐานในการกำหนดใช้คุณสมบัติกำลังรับแรงเฉือนที่ระนาบฐานรากมีค่ามากกว่าที่ระนาบตัวเขื่อน ส่วนในการวิเคราะห์ความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำไม่เกี่ยวข้องกับการกำลังรับแรงเฉือนในการคำนวณ หน้าตัดการพิบัติวิกฤติจึงแตกต่างกันคนละหน้าตัด

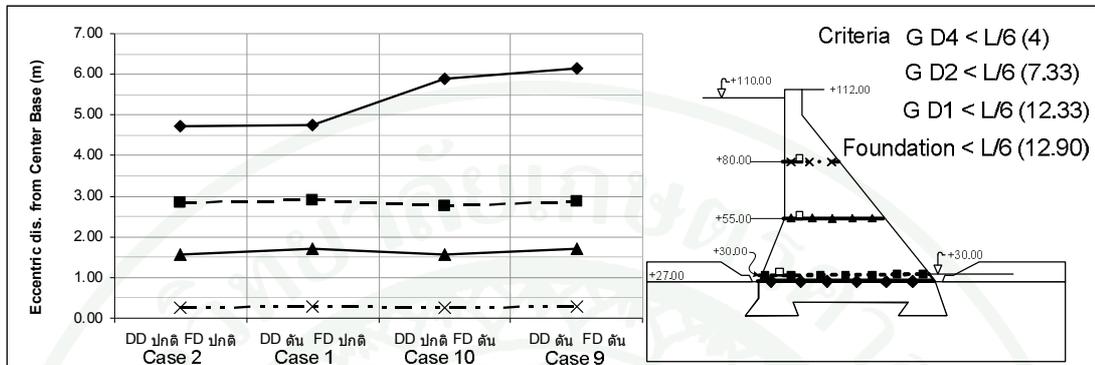
อย่างไรก็ตามทั้งค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อน ไกลในทุกกรณีและค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำของทั้ง 2 เขื่อน ยังคงสูงกว่าเกณฑ์ที่ยอมรับได้มาก คือ 3.00 และ 1.50 ตามลำดับ

#### 4.3 ระยะเวลาเชิงศูนย์จากกลางฐานรากเนื่องจากแรงกระทำ

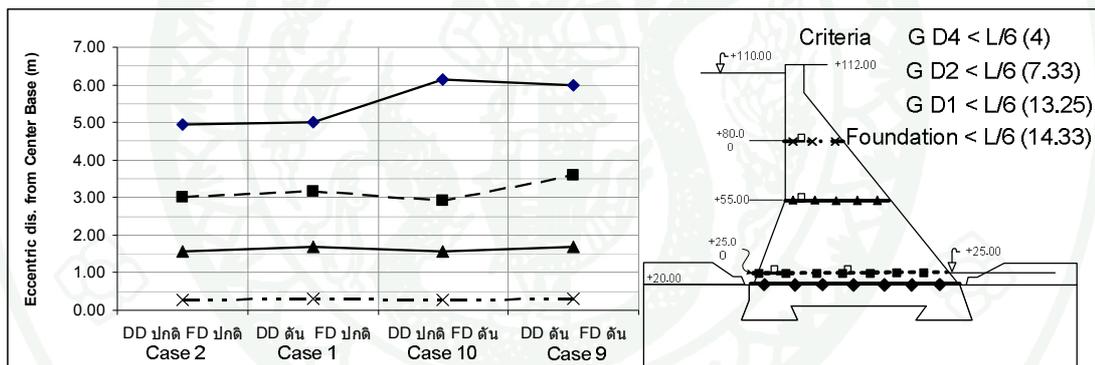
ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพเมื่อพิจารณาจากระยะเชิงศูนย์จากกลางฐานราก เนื่องจากแรงกระทำของเขื่อน RCC – S และ RCC – B ดังภาพที่ 170 และ 171 ตามลำดับ โดยหากระยะเชิงศูนย์อยู่นอกเกณฑ์กำหนดเขื่อนจะมีโอกาสเกิดการยกตัว เนื่องจากโมเมนต์จากแรงผลักของน้ำ

ผลการวิเคราะห์ระยะเชิงศูนย์จากศูนย์กลางของเขื่อน RCC – S จากภาพที่ 170 พบว่า ประสิทธิภาพของระบบระบายทั้งตัวเขื่อนและฐานรากไม่มีผลกระทบต่อระยะเชิงศูนย์จากศูนย์กลางฐานราก ทั้งที่ระดับการพิบัติ +30.00, +55.00 และ +80.00 ม.รทก. เนื่องจากค่าระยะเชิงศูนย์ไม่เปลี่ยนแปลง แต่มีผลกระทบที่กรณีวิเคราะห์ที่ระนาบระดับฐานราก (+27.00 ม.รทก.) กล่าวคือ เมื่อ FD ดันและ DD ปกติ ระยะเชิงศูนย์จะเพิ่มขึ้นจากกรณีระบบระบายปกติ 4.72 เป็น

5.90 และมีค่าเพิ่มขึ้นสูงสุด 6.15 ในกรณีทั้ง FD และ DD ต้น แต่ยังคงอยู่ห่างจากเกณฑ์กำหนด (12.90 เมตร) อยู่พอสมควร



ภาพที่ 170 ผลการวิเคราะห์ระยะเยื้องศูนย์กลางจากกลางฐานรากของหน้าตัดเขื่อน RCC – S



ภาพที่ 171 ผลการวิเคราะห์ระยะเยื้องศูนย์กลางจากกลางฐานรากของหน้าตัดเขื่อน RCC – B

เมื่อพิจารณาผลการวิเคราะห์ระยะเยื้องศูนย์กลางของเขื่อน RCC –B จากภาพที่ 171 พบว่ามีลักษณะเช่นเดียวกับ เขื่อน RCC – S คือ ประสิทธิภาพของระบบระบายทั้งตัวเขื่อนและฐานรากไม่มีผลกระทบต่อระยะเยื้องศูนย์กลางจากศูนย์กลางฐาน ที่ระดับการพิบัติ +25.00, +55.00 และ +80.00 ม.รทก. แต่มีผลกระทบที่กรณีวิเคราะห์ที่ระดับฐานราก (+20.00 ม.รทก.) กล่าวคือ เมื่อ FD ต้นและ DD ปกติ ระยะเยื้องศูนย์กลางจะเพิ่มขึ้นจากกรณีระบบระบายปกติ 4.94 เป็น 6.14 และมีค่า 5.99 ในกรณีทั้ง FD และ DD ต้น แต่ยังคงอยู่ห่างจากเกณฑ์กำหนด (14.33 เมตร) อยู่พอสมควร

ดังนั้นระยะเยื้องจากศูนย์กลางฐานเขื่อนในทุกกรณีทั้ง RCC – S และ RCC – B ยังคงอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ คือ  $L/6$  ดังแสดงเกณฑ์ของทั้งเขื่อน RCC – S และ RCC – B ในภาพที่ 170 และ 171 ตามลำดับ

#### 4.4 ผลกระทบจากค่า Unit Weight ต่อค่า Factor of Safety

เขื่อนคอนกรีตบดอัดถ่วงน้ำหนักมีความต้านทานการพิบัติจากการเลื่อนไถลและพลิกคว่ำโดยน้ำหนักของตัวเขื่อนซึ่งเป็นแรงต้านทานสำคัญที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพในการออกแบบ ดังนั้นจึงได้ทำการทดลองลดค่าหน่วยน้ำหนักของวัสดุคอนกรีตบดอัดลงเพื่อศึกษาเสถียรภาพเขื่อนหากหน่วยน้ำหนักลดลงจากการกัดเซาะและพัฒมาจากการไหลซึมในระยะยาว การพิจารณาเลือกใช้ผลการวิเคราะห์การไหลซึมที่กรณีระบบระบาย ดันทั้งหมด (Case 9) เนื่องจากเป็นกรณีที่มีแรงดันภายในตัวเขื่อนมาก เพื่อทดสอบลดค่าความหนาแน่นสำหรับพิจารณาเสถียรภาพต่อการเลื่อนไถลและพลิกคว่ำที่เปลี่ยนไปทั้งเขื่อน RCC – S และ RCC – B ดังแสดงผลในตารางที่ 37 และ 38 ตามลำดับ

**ตารางที่ 37** ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพต่อการเลื่อนไถลและพลิกคว่ำทั้ง 3 ระบายของเขื่อน RCC – S เมื่อความหนาแน่นของวัสดุคอนกรีตบดอัดลดลง

$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	FS-Sliding at Base Section				FS-Overturning at Base Section			
	+27.00	+30.00	+55.00	เกณฑ์	+27.00	+30.00	+55.00	เกณฑ์
2.4	4.22	3.74	3.80	3.00	2.08	2.87	3.00	1.50
2.3	4.08	3.60	3.66	3.00	2.01	2.76	2.88	1.50
2.2	3.94	3.47	3.52	3.00	1.93	2.66	2.75	1.50
2.1	3.80	3.33	3.39	3.00	1.86	2.56	2.63	1.50
2.0	3.66	3.19	3.25	3.00	1.78	2.46	2.50	1.50
1.9	3.52	3.05	3.12	3.00	1.71	2.35	2.38	1.50
1.8	3.38	2.91	2.98	3.00	1.63	2.25	2.25	1.50
1.7	3.24	2.77	2.85	3.00	1.56	2.15	2.13	1.50
1.6	3.10	2.63	2.71	3.00	1.49	2.04	2.00	1.50
1.5	2.96	2.49	2.58	3.00	2.96	2.49	2.58	1.50

จากผลการวิเคราะห์อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลและของเขื่อน RCC - S ที่ระนาบต่างๆ เมื่อกำหนดความหนาแน่นที่ลดลงตั้งแต่ 2.4 ถึง 1.5 t/m<sup>3</sup> ดังแสดงในตารางที่ 37 พบว่า ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลจะมีค่าต่ำกว่า 3 ที่ความหนาแน่นต่ำกว่า 1.8 t/m<sup>3</sup> ที่ระนาบระดับ +30.00 และ +55.00 ม.รทก. ส่วนค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำของเขื่อน RCC - S พบว่ามีค่าต่ำกว่าเกณฑ์การออกแบบ (1.5) เมื่อความหนาแน่นของเขื่อนลดลงเหลือ 1.6 t/m<sup>3</sup> ที่ระนาบระดับฐานราก (+27.00 ม.รทก.)

**ตารางที่ 38** ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพต่อการเลื่อนไถลและพลิกคว่ำทั้ง 3 ระนาบของเขื่อน RCC - B เมื่อความหนาแน่นของวัสดุคอนกรีตบดอัดลดลง

$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	FS-Sliding at Base Section				FS-Overturning at Base Section			
	+20.00	+25.00	+55.00	เกณฑ์	+20.00	+25.00	+55.00	เกณฑ์
2.4	4.47	3.79	3.81	3.00	2.38	2.86	3.03	1.50
2.3	4.33	3.65	3.67	3.00	2.29	2.76	2.91	1.50
2.2	4.18	3.51	3.54	3.00	2.21	2.65	2.78	1.50
2.1	4.04	3.37	3.40	3.00	2.13	2.55	2.65	1.50
2.0	3.90	3.23	3.26	3.00	2.04	2.45	2.53	1.50
1.9	3.76	3.09	3.13	3.00	1.96	2.35	2.40	1.50
1.8	3.62	2.95	2.99	3.00	1.88	2.25	2.28	1.50
1.7	3.47	2.81	2.86	3.00	1.79	2.14	2.15	1.50
1.6	3.33	2.67	2.72	3.00	1.71	2.04	2.02	1.50
1.5	3.19	2.53	2.59	3.00	1.63	1.94	1.90	1.50

จากผลการวิเคราะห์อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลและของเขื่อน RCC - B ดังแสดงในตารางที่ 38 พบว่า ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลจะมีค่าต่ำกว่า 3 เมื่อความหนาแน่นต่ำกว่า 1.8 T/m<sup>3</sup> ในระนาบระดับ +25.00 และ +55.00 ม.รทก. ส่วนค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำของเขื่อน RCC - B แม้ลดความหนาแน่นลงเหลือ 1.5 T/m<sup>3</sup> ก็ไม่พบค่าที่ต่ำกว่าเกณฑ์การออกแบบ (1.50)

ดังนั้นจึงสรุปว่าความหนาแน่นของคอนกรีตอัดของเขื่อนทั้ง RCC – S และ RCC –B ที่อาจถูกชะล้างในระยะยาวและทำให้มีความหนาแน่นลดลง จะต้องมีความหนาแน่นลดลงเหลือ  $1.8 \text{ t/m}^3$  ถึงจะมีผลต่อความมั่นคงของตัวเขื่อน

#### การเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์แบบจำลองโดย ซิโนรส (2546)

ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนและฐานรากข้างต้น ได้นำมาสรุปเทียบกับผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเฉพาะฐานรากซึ่งวิเคราะห์ โดยซิโนรส (2546) โดยสรุปเปรียบเทียบอัตราการไหลซึมด้านท้ายเขื่อนซึ่งวัดจากแบบจำลอง และเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์เสถียรภาพ ที่ระนาบระดับฐานรากของเขื่อนที่หน้าตัด RCC – B ดังแสดงในตารางที่ 39

**ตารางที่ 39** เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การไหลซึมและเสถียรภาพของการศึกษานี้กับการวิเคราะห์โดย ซิโนรส (2546)

กรณีวิเคราะห์การไหลซึม	ผ่านฐานราก (ซิโนรส, 2546)	ผ่านตัวเขื่อนและฐานราก (การศึกษานี้)
ม่านระบายน้ำในฐานราก, Foundation Drain	ปกติ	ปกติ
ม่านระบายน้ำในตัวเขื่อน, Dam Drain	ไม่พิจารณา	ปกติ
อัตราการไหลด้านท้ายน้ำ (ลบ.ม./วินาที/ความยาว 1 ม.)	$2.00 \times 10^{-6}$	$8.54 \times 10^{-8}$
อัตราการไหลจากระบบระบาย (ลบ.ม./วินาที/ความยาว 1 ม.)	$3.43 \times 10^{-5}$ (Foundation Drain)	$8.35 \times 10^{-5}$ (Gallery+Dam Drain+Foundation Drain)
อัตราการไหลรวมทั้งหมดจากแบบจำลอง (ลบ.ม./วินาที/ความยาว 1 ม.)	$3.65 \times 10^{-5}$	$8.36 \times 10^{-5}$
แรงลอยตัวที่ฐานราก, Uplift (ตันต่อความยาว 1 ม.)	1297.90	1038.82
อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลที่ฐานราก	4.58	4.68
อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำที่ฐานราก	2.50	2.74
ระยะเอียงจากแนวแกนเขื่อน, e (ม.)	5.28	4.94

จากการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การไหลซึม พบว่าอัตราการไหลซึมที่ด้านท้ายเขื่อน จากแบบจำลองการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานราก (ใหม่) มีค่า  $8.54 \times 10^{-8}$  ลบ.ม./วินาที/ม. ซึ่งน้อยกว่าอัตราการไหลซึมที่ด้านท้ายเขื่อนจากการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมผ่านฐานรากเดิม โดย ชิโนรส (2546) มีค่า  $2.00 \times 10^{-6}$  ลบ.ม./วินาที/ม. เนื่องจากในการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานรากนั้น ระบบระบายน้ำในตัวเขื่อนช่วยระบายปริมาณน้ำที่ไหลผ่านในตัวเขื่อนได้มาก มีผลทำให้อัตราการไหลซึมที่ด้านท้ายเขื่อนลดลงมาก ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าอุโมงค์และระบบการระบายน้ำในตัวเขื่อนช่วยลดอัตราการไหลซึมที่ด้านท้ายน้ำได้มาก

อัตราการไหลซึมของน้ำรวมจากการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานรากในการวิจัยครั้งนี้ เป็นอัตราการไหลซึมผ่านอุโมงค์ทั้ง 3 ระดับ เท่ากับ  $8.35 \times 10^{-5}$  ลบ.ม./วินาที/ม. และเป็นอัตราการไหลซึมผ่านฐานรากด้านท้ายน้ำ เท่ากับ  $8.54 \times 10^{-8}$  ลบ.ม./วินาที/ม. รวมอัตราการไหลซึมทั้งสิ้นมีค่าเท่ากับ  $8.36 \times 10^{-5}$  ลบ.ม./วินาที/ม. หากเปรียบเทียบกับอัตราการไหลซึมของน้ำจากการวิเคราะห์แบบจำลองโดยชิโนรส (2542) เป็นอัตราการไหลซึมผ่านม่านระบายน้ำที่ฐานรากทั้ง 2 แนวเท่ากับ  $3.43 \times 10^{-5}$  ลบ.ม./วินาที/ม. และเป็นอัตราการไหลซึมผ่านฐานรากด้านท้ายน้ำเท่ากับ  $2.00 \times 10^{-6}$  ลบ.ม./วินาที/ม. รวมอัตราการไหลซึมทั้งสิ้นมีค่าเท่ากับ  $3.65 \times 10^{-5}$  ลบ.ม./วินาที/ม. จากการเปรียบเทียบทั้ง 2 การวิเคราะห์ พบว่าการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมในการวิจัยครั้งนี้มีค่าอัตราการไหลซึมรวมทั้งหมดจากแบบจำลองใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์แบบจำลองโดยชิโนรส (2546) โดยมากกว่าเล็กน้อย และการวิเคราะห์แบบจำลองในการวิจัยครั้งนี้แสดงให้เห็นว่าอัตราการไหลซึมส่วนใหญ่ไหลผ่านตัวเขื่อนมากกว่าฐานรากค่อนข้างมาก

จากการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานราก (ใหม่) กับผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมผ่านฐานรากเดิมโดย ชิโนรส (2546) พบว่าแรงลอยตัว (Uplift) ที่ฐานรากเขื่อนลดลงโดยมีค่า 1038.82 และ 1297.90 ตัน/ม. ตามลำดับ เนื่องจากการไหลซึมของน้ำด้านเหนือเขื่อนส่วนหนึ่งสามารถไหลซึมผ่านตัวเขื่อนได้ ซึ่งอาจเป็นส่วนที่ช่วยลดแรงดันจากการไหลซึมที่ฐานราก ประกอบกับตัวอุโมงค์และระบบระบายในตัวเขื่อนช่วยระบายปริมาณน้ำและลดลงได้มาก จึงมีผลทำให้แรงดันที่ฐานรากลดลงค่อนข้างมาก จึงสรุปได้ว่าการไหลซึมของน้ำผ่านเขื่อนโดยมีอุโมงค์และระบบระบายน้ำในตัวเขื่อนช่วยระบายปริมาณน้ำ จะสามารถลดแรงดันน้ำที่กระทำที่ฐานรากลง

ดังนั้น เมื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อน พบว่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลจากกรณีการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมผ่านเขื่อนและฐานราก (ใหม่) มีค่า 4.68

ซึ่งเพิ่มขึ้นจากการวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีแบบจำลองการไหลซึมผ่านฐานรากเดิม โดยชินอรส (2546) มีค่า 4.58 เนื่องจากแรงลอยตัวที่ฐานเขื่อนลดลง เช่นเดียวกับค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำและระยะเชิงจากแนวแกนเขื่อน โดยค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำในกรณีการไหลซึมผ่านเขื่อนและฐานราก (ใหม่) มีค่า 2.74 ซึ่งเพิ่มขึ้นจากการวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีการไหลซึมผ่านฐานรากเดิมโดยชินอรส (2546) มีค่า 2.50 ส่วนระยะเชิงจากแนวแกนเขื่อนในกรณีการไหลซึมผ่านเขื่อนและฐานราก (ใหม่) มีค่า 4.94 เมตร ซึ่งมีระยะลดลงจากการวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีการไหลซึมผ่านฐานรากเดิมโดยชินอรส (2546) มีค่า 5.28 เมตร จึงสรุปได้ว่าการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและระบบระบายในตัวเขื่อน มีผลทำให้เสถียรภาพเขื่อนที่ระนาบระดับฐานรากมีเสถียรภาพดีขึ้น

#### การพิจารณาปรับน้ำหนักขององค์ประกอบจากผลการวิเคราะห์

จากการพิจารณาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของการพิบัติแบบเลื่อน ไถลจากการวิเคราะห์เสถียรภาพ พบว่าระบบระบายทั้งเขื่อน RCC – S และ RCC - B ไม่มีผลต่อการเลื่อนไถลที่ตัวเขื่อนระนาบระดับโมเมนต์ชั้น +55.00 และ +80.00 ม.รทก. แต่มีผลกระทบที่ตัวเขื่อนระนาบระดับ +30.00 ม.รทก. ในเขื่อน RCC – S และ +25.00 ม.รทก. ในเขื่อน RCC –B ซึ่งพบว่ามีค่า อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลต่ำสุด โดย Dam Drain มีผลกระทบที่ระนาบนี้มากกว่า Foundation Drain ส่วนที่ระนาบระดับฐานราก +27.00 ม.รทก. ในเขื่อน RCC – S และ +20.00 ม.รทก. ในเขื่อน RCC – B Foundation Drain มีผลกระทบต่ออัตราส่วนการเลื่อนไถลที่ระนาบนี้มากกว่า Dam Drain

เมื่อพิจารณาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของการพิบัติแบบพลิกคว่ำจากการวิเคราะห์เสถียรภาพ พบว่าระบบระบายน้ำทั้งตัวเขื่อนและฐานรากมีผลกระทบต่อการพลิกคว่ำที่ระนาบฐานรากมากที่สุด ใน RCC – S ที่ ระดับ +27.00 ม.รทก. และ RCC – B ที่ระดับ +20.00 ม.รทก. โดย Foundation Drain มีผลกระทบที่ระนาบนี้มากกว่า Dam Drain ดังนั้นจึงสรุปได้ว่า ระบบระบาย Foundation Drain มีผลกระทบต่อเสถียรภาพทั้งการเลื่อนไถลและพลิกคว่ำที่ระดับฐานรากเขื่อนมากกว่า Dam Drain ส่วนระนาบระดับตัวเขื่อน Dam Drain มีผลกระทบต่อเสถียรภาพการเลื่อนไถลมากกว่า Foundation Drain อย่างไรก็ตามจากการพิจารณาผลการวิเคราะห์เสถียรภาพในสถานะการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานราก ที่ระบบระบายทั้งตัวเขื่อนและฐานรากไม่มีประสิทธิภาพในกรณีต่างๆ ทั้งหมดแล้ว สรุปโดยรวมได้ว่า ประสิทธิภาพของระบบระบายในทุกกรณีการวิเคราะห์มีผลกระทบน้อย ต่อเสถียรภาพการเลื่อนไถล, พลิกคว่ำและการเอียงศูนย์จาก

กลางฐานราก (Middle Base) ยังอยู่ในเกณฑ์การออกแบบที่ยอมรับได้ โดยไม่ทำให้เกิดการพิบัติ ดังนั้นจากข้อสรุปดังกล่าว จึงพิจารณาคำน้้ำหนักของการตรวจสอบเขื่อนในส่วนของ Foundation Drain และ Dam Drain จากการให้น้้ำหนักเดิมโดยผู้เชี่ยวชาญ ในส่วนของรูปแบบการพิบัติ (Mode of Failure) ต่อการเลื่อนไถล (Sliding) และการพลิกคว้้า (Overturning) ที่ระนาบในตัวเขื่อนและฐานราก ให้น้้ำหนักลดลงจากระดับ 3 (องค์ประกอบที่เกิดความเสียหายเป็นปัจจัยโดยตรงต่อรูปแบบการพิบัติเขื่อนที่พิจารณาในระยะสั้น) เป็นระดับ 1 (องค์ประกอบที่เกิดความเสียหายเป็นปัจจัยโดยอ้อมต่อรูปแบบการพิบัติเขื่อนที่พิจารณา) โดยพิจารณากำหนดให้น้้ำหนักเท่ากันทั้ง Dam Drain และ Foundation Drain เนื่องจากมีผลกระทบน้อย

ที่อุโมงค์ระดับ Gallery – D4 (+80.00 ม.รทก.), Gallery – D2 (+55.00 ม.รทก.) จะพิจารณากำหนดน้ำหนักขององค์ประกอบ Dam Drain ที่มีน้ำหนักความสำคัญต่อรูปแบบการพิบัติ เฉพาะในรูปแบบ Sliding at Dam-body (SD) และ Overturning at Dam-body (OTD) เท่านั้น เนื่องจากการพิจารณาผลการวิเคราะห์เสถียรภาพเห็นว่า Dam Drain ที่ระดับนี้ไม่ชี้วัดการพิบัติที่ระดับฐานรากในรูปแบบ Sliding at Foundation (SF) และ Overturning at Foundation (OTF) ส่วนที่อุโมงค์ Gallery – P และ D1 ระดับ +30.00 ม.รทก. ของเขื่อน RCC – S และ +25.00 ม.รทก. ของเขื่อน RCC – B จะพิจารณาองค์ประกอบ Dam Drain และ Foundation Drain ให้น้้ำหนักต่อรูปแบบการพิบัติ SD, OTD, SF และ OTF เนื่องจากเป็นระดับที่มีทั้ง Dam Drain และ Foundation Drain ที่ชี้วัดการพิบัติจากผลการวิเคราะห์เสถียรภาพทั้งระดับตัวเขื่อนและฐานราก

จากผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึม เมื่อพิจารณาบริเวณองค์ประกอบผนังอุโมงค์ด้านเหนือน้ำ (Upstream Wall), ผนังอุโมงค์ด้านท้ายน้ำ (Downstream Wall) และเพดาน (Floor) พบว่าการไหลซึมของน้ำผ่านองค์ประกอบในปริมาณที่ใกล้เคียงการไหลซึมจากเครื่องมือวัดโดยเฉลี่ย แสดงให้เห็นว่าการไหลซึมผ่านองค์ประกอบดังกล่าวเป็นสิ่งที่ป้กคิและยังช่วยลดแรงดันในตัวเขื่อนได้มาก จึงไม่มีผลกระทบต่อเสถียรภาพของเขื่อนให้เกิดการพิบัติ ดังนั้นจากเดิมที่องค์ประกอบนี้มีการให้น้้ำหนักโดยผู้เชี่ยวชาญ จึงเปลี่ยนเป็น ไม่นำมาพิจารณาน้้ำหนักความสำคัญต่อความเสี่ยง แต่เมื่อพิจารณาที่องค์ประกอบพื้น (Ground) ของอุโมงค์ในแบบจำลองการไหลซึม พบว่าไม่ควรมีการไหลซึมผ่านพื้นอุโมงค์เนื่องจากจำลองเป็นวัสดุที่เป็นคอนกรีตป้กคิ (Conventional Concrete) มีค่าความซึมได้ของน้ำต่ำ ดังนั้นหากมีการไหลซึมผ่านองค์ประกอบพื้นในการตรวจสอบจริง จะยังคงถือเป็นองค์ประกอบที่บ่งชี้ความผิคป้กคิ จึงพิจารณาใช้ค่าน้้ำหนักความสำคัญขององค์ประกอบพื้นเดิม

จากข้อสรุปที่ได้จากการวิเคราะห์การไหลซึมแสดงให้เห็นว่าตัวอุโมงค์ (ผนังและเพดาน) ถือเป็นองค์ประกอบที่ช่วยเพิ่มการระบายและลดแรงดันน้ำในตัวเขื่อน ดังนั้นเมื่อพิจารณาองค์ประกอบ Joint Drain Pipe แม้จะมีการไหลซึมผ่านรอยต่อแนวคั้ง (Contraction joint) และแผ่นกันซึม (Water Stop) ออกมา ท่อระบายก็ยังคงทำหน้าที่ระบายลดแรงดันได้ และอยู่ในอุโมงค์จะช่วยระบายและลดแรงดันอยู่แล้ว จึงพิจารณาสรุปว่า Joint Drain Pipe ไม่มีน้ำหนักความสำคัญต่อความเสี่ยง และจากข้อสรุปที่ได้จากการวิเคราะห์เสถียรภาพแสดงให้เห็นว่า Dam Drain และ Foundation Drain มีน้ำหนักน้อย ดังนั้นองค์ประกอบรางระบาย (Gutter) และท่อระบายรวมออกจากตัวเขื่อน (Steel Drain Pipe) จึงหมดความสำคัญต่อความเสี่ยงไปโดยปริยาย เนื่องจากแม้ระบบการระบายน้ำรวมจะไม่มีประสิทธิภาพอย่างไรก็ตามไม่มีผลต่อเสถียรภาพเขื่อน จึงไม่นำมาพิจารณาน้ำหนักความสำคัญต่อความเสี่ยงต่อการพิบัติ เช่นเดียวกับในส่วนของลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ องค์ประกอบระบบระบายน้ำได้แก่ ท่อระบายน้ำออกจากตัวเขื่อน (PVC Drain Pipe) ระดับบนและ Steel Drain Pipe ที่ระดับ ล่าง และ Gutter ด้านท้ายน้ำ จะไม่นำมาพิจารณาน้ำหนักความสำคัญด้วยเช่นกัน ส่วนองค์ประกอบผิวและรอยต่อลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำยังคงเป็นองค์ประกอบที่ยังใช้ค่าน้ำหนักความสำคัญเดิม เนื่องจากพิจารณาจากผลการวิเคราะห์การไหลซึมเห็นว่า อาจเป็นลักษณะบ่งชี้ความผิดปกติได้ ในส่วนองค์ประกอบพื้นที่สันเขื่อน ยังคงพิจารณาใช้น้ำหนักความสำคัญเดิมจากผู้เชี่ยวชาญเนื่องจาก เป็นจุดที่หากพบว่าผิดปกติในการตรวจสอบ ยังคงบ่งชี้ความเสี่ยงต่อการพิบัติของเขื่อนที่สำคัญ และมีน้ำหนักที่เหมาะสมแล้ว ผลการปรับน้ำหนักองค์ประกอบของเขื่อนเมื่อพิจารณาผลการวิเคราะห์การไหลซึมแล้วได้สรุปดังแสดงในตารางที่ 40

ตารางที่ 40 สรุปค่าน้ำหนักความสำคัญขององค์ประกอบจากการประเมินผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมและวิเคราะห์เสถียรภาพ

พื้นที่	องค์ประกอบ	สภาพขององค์ประกอบ ที่คะแนนสภาพระดับ 4	สาเหตุ	การส่งผลให้เกิด ปัจจัยต่อการพัง	ระดับคะแนนของปัจจัย				ความยาก ง่ายในการ ซ่อมแซม	น้ำหนัก	
					รูปแบบการพิบัติ		ระดับ ความ รุนแรง	ความยาก			
					S D	S F					OT D
Crest		พบรอยแตกประเภทยก ตัวหรือรอยแตกที่กว้าง กว่า 5 มม.	การเคลื่อนตัวที่แตกต่าง กัน	การไหลซึมผ่านตัว เขื่อนและเกิด Uplift	3	3	3	3	3	23.08	
Gallery D4	Floor	พบรอยแตกและอาจมี น้ำดันตัวขึ้น	การเคลื่อนตัวที่แตกต่าง กันและเกิด Uplift	การไหลซึมผ่านตัว เขื่อนและเกิด Uplift	3	-	1	-	3	2	10.26
D2	Dam Drain Pipe	น้ำไม่ไหลหรือไหลน้อย จากตะกอนอุดตัน	ตะกอนอุดตัน	เกิด Uplift	1	-	1	-	2	1	1.71
Gallery D1	Floor	พบรอยแตกและอาจมี น้ำดันตัวขึ้น	การเคลื่อนตัวที่แตกต่าง กันและเกิด Uplift	การไหลซึมผ่าน ฐานรากและเกิด	-	3	-	1	3	2	10.26
	Foundation Drain Pipe	น้ำไม่ไหลหรือไหลน้อย จากตะกอนอุดตัน	ตะกอนอุดตัน	การไหลซึมผ่าน ฐานรากและเกิด	-	1	-	1	2	1	5.13
Gallery P	Floor	พบรอยแตกและอาจมี น้ำดันตัวขึ้น	การเคลื่อนตัวที่แตกต่าง กันและเกิด Uplift	การไหลซึมผ่าน ฐานรากและเกิด	-	3	-	1	3	2	10.26
	Dam Drain Pipe	น้ำไม่ไหลหรือไหลน้อย จากตะกอนอุดตัน	ตะกอนอุดตัน	การไหลซึมผ่าน ฐานรากและเกิด	1	1	1	1	2	1	1.71

ตารางที่ 40 (ต่อ)

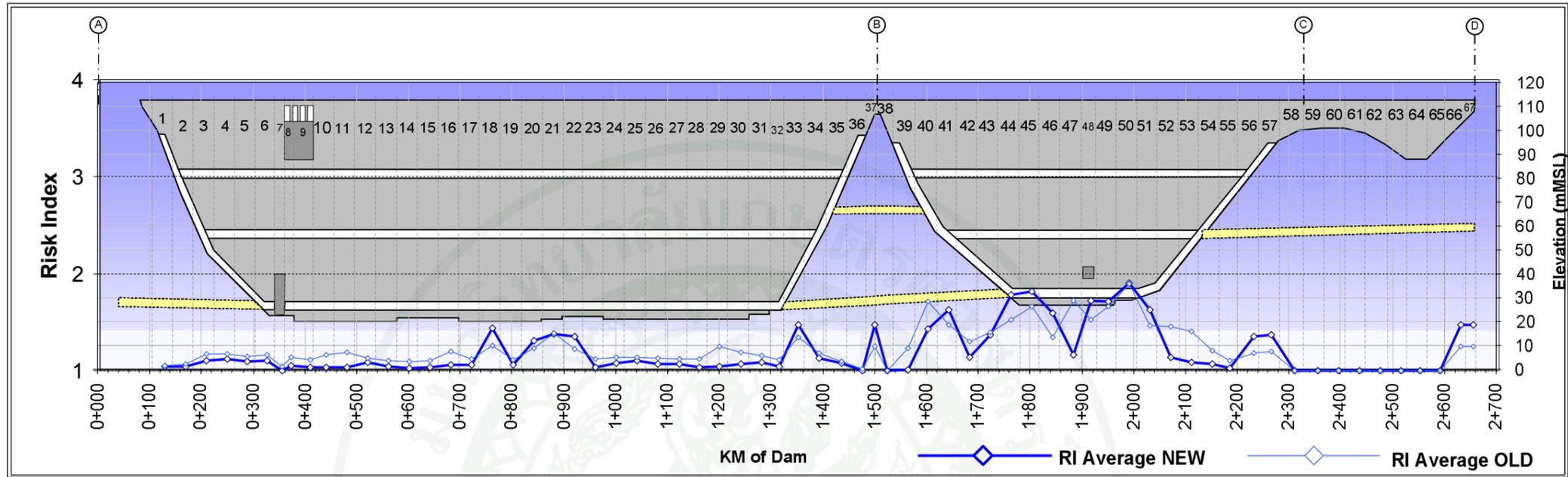
พื้นที่	องค์ประกอบ	สภาพขององค์ประกอบ ที่คะแนนสภาพระดับ 4	สาเหตุ	การส่งผลให้เกิดปัจจัยต่อ การพัง	ระดับคะแนนของปัจจัย						
					รูปแบบการพิบัติ				ระดับ	ความยาก	น้ำหนัก
					SD	SF	OTD	OTF	ความ รุนแรง	ง่ายในการ ซ่อมแซม	
	Foundation	น้ำไม่ไหลหรือไหลน้อย	ตะกอนอุดตัน	การไหลซึมผ่านฐานราก	1	1	1	1	3	2	5.13
	Drain Pipe	จากตะกอนอุดตัน		และเกิด Uplift							
	Down Stream Slope	น้ำไหลอย่างต่อเนื่อง หรือไหลด้วยแรงดัน	การเคลื่อนตัวที่แตกต่าง กัน	การไหลซึมผ่านตัวเขื่อน	2	-	2	-	3	2	10.26

## ผลการประเมินค่าดัชนีความเสี่ยงภายหลังการวิเคราะห์

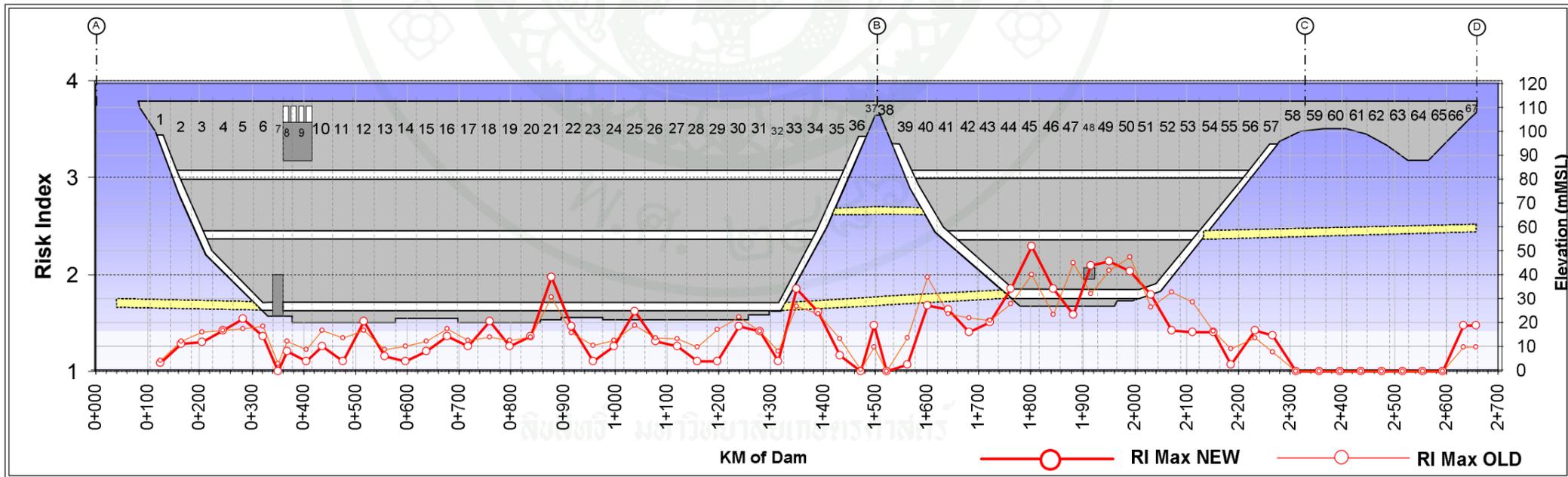
### 1. RI - Average และ RI - Max

จากผลการประเมินค่าดัชนีความเสี่ยง (RI) ที่ได้จากการวิเคราะห์เสถียรภาพและแบบจำลองการไหลซึมผ่านเขื่อน (NEW) เมื่อเปรียบเทียบกับค่าดัชนีความเสี่ยงในเบื้องต้นจากผู้เชี่ยวชาญ (OLD) -ของทั้ง RI - Average และ RI - Max ดังแสดง ในภาพที่ 172 และ 173 ตามลำดับ พบว่า โดยทั่วไปส่วนใหญ่ทั้งในเขื่อน RCC - S และ RCC -B ค่า RI - Max และ RI - Average มีค่าลดลงจากเดิม เนื่องจากการพิจารณาลดความสำคัญขององค์ประกอบบางองค์ประกอบที่เห็นว่าไม่มีความสำคัญลง ได้แก่ Dam Drain และ Foundation Drain และการตัดองค์ประกอบบางองค์ประกอบที่หมดความสำคัญออกไป ได้แก่ Joint Drain Pipe, Upstream wall, Down Stream Wall, Floor, Steel Drain Pipe และ Gutter ในอุโมงค์ และระบบระบายที่ลาดด้านท้ายน้ำ ซึ่งหลายองค์ประกอบเป็นองค์ประกอบที่มีระดับคะแนนสภาพสูงแต่ในภายหลังจากการวิเคราะห์แล้วว่าไม่มีความเสี่ยงต่อการพิบัติของเขื่อน แต่ในบาง Block RI - Max และ RI - Average มีค่าสูงเพิ่มขึ้นมาก เนื่องจากการปรับน้ำหนักภายหลังการวิเคราะห์ทำให้บางองค์ประกอบที่มีคะแนนสภาพวิกฤติสูงมีน้ำหนักเพิ่มขึ้น ได้แก่องค์ประกอบลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำและพื้นอุโมงค์ โดยในเขื่อน RCC-S มีค่า RI - Max สูงสุด 2.29 ที่ Block 45 สูงกว่า RCC-B ซึ่งมีค่า 1.97 ที่ Block 21 เช่นเดียวกับค่า RI - Average สูงสุด 1.90 ที่ Block 50 สูงกว่า RCC - B ซึ่งมีค่า 1.47 ที่ Block 37

เมื่อพิจารณาค่า RI - Max จะเห็นว่าในหน้าตัดที่องค์ประกอบที่มีคะแนนสภาพสูงที่เคยมีน้ำหนักความสำคัญ เมื่อถูกลดความสำคัญลงหรือหมดความสำคัญ ค่า RI - Max จะลดลงลดลงอย่างเห็นได้ชัด หากพิจารณาค่า RI - Average จะพบว่าโดยทั่วไปจะมีค่าเช่นเดียวกัน RI - Max ยกเว้นในบางหน้าตัดที่กลับมีค่า RI - Average ใหม่สูงขึ้นจากค่าเดิมเล็กน้อย เนื่องจากการประเมินค่า RI - Average เป็นการคำนวณรวมค่าคะแนนสภาพโดยเฉลี่ย ดังนั้นเมื่อองค์ประกอบที่มีปริมาณมากเช่น Dam Drain, Foundation Drain ถูกลดความสำคัญลง ค่าการกระจายของคะแนนสภาพโดยรวมจึงลดลงไป มีผลทำให้ค่า RI สูงขึ้นได้เล็กน้อย แต่อย่างไรก็ตามในการพิจารณาความเสี่ยง RI - Average จะอธิบายถึงปริมาณขององค์ประกอบที่มีความเสี่ยงใช้ประกอบกับค่า RI - Max โดยใช้ค่า RI - Max เป็นหลักในการแสดงถึงความเสี่ยงที่สุดในแต่ละหน้าตัดนั้นๆ



ภาพที่ 172 ผลดัชนีความเสี่ยง RI - Average จากการให้น้ำหนักโดยผู้เชี่ยวชาญ (OLD) เทียบกับน้ำหนักที่ได้จากการพิจารณาผลการวิเคราะห์แบบจำลอง (NEW)



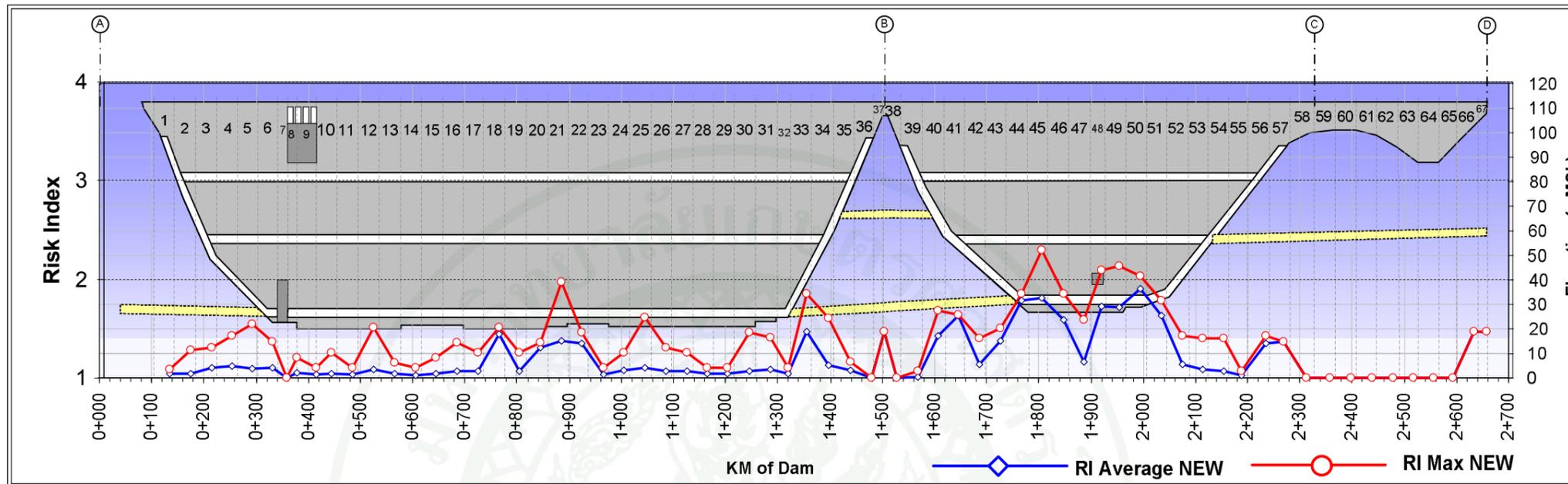
ภาพที่ 173 ผลดัชนีความเสี่ยง RI - Max จากการให้น้ำหนักโดยผู้เชี่ยวชาญ (OLD) เทียบกับน้ำหนักที่ได้จากการพิจารณาผลการวิเคราะห์แบบจำลอง (NEW)

หากพิจารณาหน้าตัด Block 47 เป็นตัวอย่างการเปรียบเทียบค่า RI -Max โดยผู้เชี่ยวชาญ ในเบื้องต้น (OLD) กับค่า RI ที่ได้จากการพิจารณาด้วยผลการวิเคราะห์เสถียรภาพและแบบจำลอง การไหลซึมผ่านเขื่อน (NEW) พบว่าเป็นหน้าตัดที่มีความเปลี่ยนแปลงลดลงค่อนข้างมากเมื่อเทียบกับหน้าตัดอื่นๆ จาก 2.11 เหลือ 1.59 ซึ่งลดลง 0.52 หน่วย (เฉลี่ย 0.12 หน่วย) สาเหตุที่หน้าตัดนี้มี ค่า RI ลดลงมากที่สุดเนื่องจากเป็นหน้าตัดที่เคยมีองค์ประกอบที่มีคะแนนสภาพสูงที่มีน้ำหนัก ความสำคัญมากหมดความสำคัญต่อความเสี่ยง ได้แก่ Joint Drain Pipe, ผนังด้านเหนือน้ำ, ผนังด้าน ท้ายน้ำและเพดาน ในคะแนนสภาพระดับ 4 และมีองค์ประกอบที่มีคะแนนสภาพสูงที่ถูกลด ความสำคัญ ได้แก่ Dam Drain และ Foundation Drain ในคะแนนสภาพระดับ 4

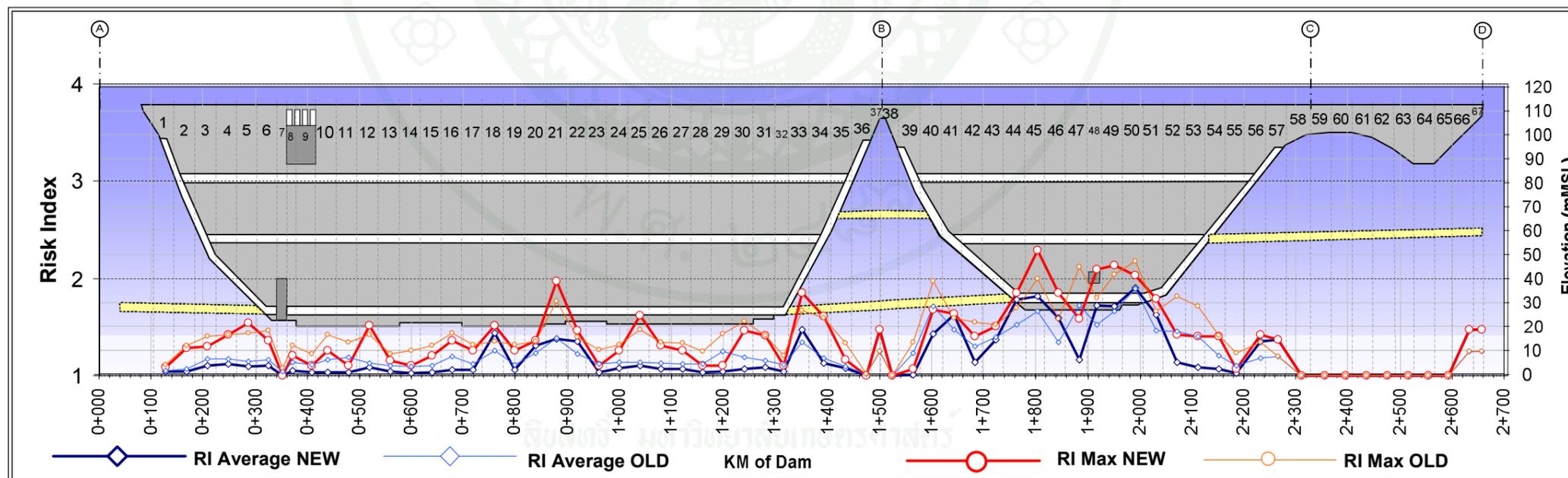
เมื่อพิจารณาเขื่อน RCC – S พบว่า ที่หน้าตัด Block 45 มีค่า RI –Max สูงสุด 2.29 ซึ่ง เพิ่มขึ้นจากค่าเดิม 2.00 เมื่อเปรียบเทียบกับหน้าตัดสูงสุดเดิม Block 50 มีค่า 2.17 ลดลงเหลือที่ 2.03 แสดงให้เห็นว่า Block 50 มีองค์ประกอบที่มีคะแนนสภาพสูงซึ่งมีน้ำหนักความสำคัญน้อยหรือไม่มี ความสำคัญต่อความเสี่ยงอยู่ ซึ่งต่างจาก Block 45 ซึ่งมีค่าลดลงเล็กน้อย และกลายเป็น Block ที่มีค่า RI สูงสุด แสดงให้เห็นว่ามีองค์ประกอบที่มีระดับคะแนนสูงและมีน้ำหนักความสำคัญต่อความ เสี่ยงสูงอยู่

เมื่อพิจารณาเขื่อน RCC – B พบว่า ที่หน้าตัด Block 21 มีค่า RI – Max สูงสุด 1.97 เพิ่มขึ้นจากค่าเดิม 1.77 ซึ่งยังคงเป็นหน้าตัดเดิม ซึ่งแสดงให้เห็นว่ามีความใกล้เคียงกัน เนื่องจากใน หน้าตัดนี้มีองค์ประกอบสำคัญคือพื้นที่อุโมงค์ที่มีคะแนนสภาพระดับ 3 ซึ่งเป็นองค์ประกอบที่มีค่า น้ำหนักความสำคัญต่อความเสี่ยงสูงใกล้เคียงกับน้ำหนักเดิมที่กำหนดโดยผู้เชี่ยวชาญ

ผลการเปรียบเทียบ RI – Max และ RI –Average จากการให้น้ำหนักโดยผลการ วิเคราะห์แบบจำลองแสดงดังภาพที่ 174 และผลดัชนีความเสี่ยงทั้ง RI – Max และ RI –Average จากการให้น้ำหนักโดยผู้เชี่ยวชาญ เทียบกับน้ำหนักที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลอง แสดงดังภาพ ที่ 175



ภาพที่ 174 ผลดัชนีความเสี่ยง RI - Max และ RI -Average จากการให้น้ำหนักโดยพิจารณาผลการวิเคราะห์แบบจำลอง (NEW)



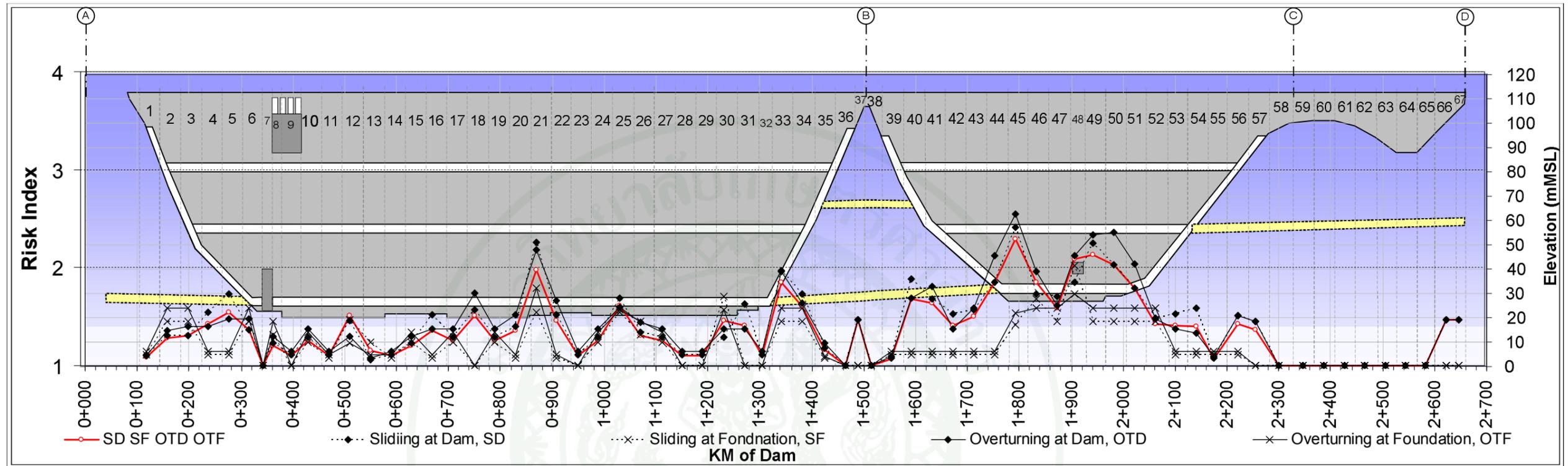
ภาพที่ 175 ผลดัชนีความเสี่ยง RI - Max และ RI -Average จากการให้น้ำหนักโดยผู้เชี่ยวชาญ (OLD) เทียบกับน้ำหนักที่ได้จากการพิจารณาผลการวิเคราะห์แบบจำลอง (NEW)

## 2. RI – Mode of Failure (Max)

รูปแบบการพิบัติ (Mode of Failure) ที่ใช้ในการพิจารณาคำหนดน้ำหนักความสำคัญขององค์ประกอบซึ่งประกอบไปด้วย Sliding at Dam (SD), Sliding at Foundation (FD), Overturning at Dam (OTD) และ Overturning at Foundation (OTF) นั้นจะคำนวณโดยนาระดับคะแนนในแต่ละรูปแบบการพิบัติขององค์ประกอบมาเฉลี่ย ดังนั้นน้ำหนักขององค์ประกอบใด ๆ นั้นจะเป็นค่าเฉลี่ยของแต่ละรูปแบบการพิบัติ ซึ่งผลค่าดัชนีความเสี่ยง (RI) ที่กล่าวไว้ในเบื้องต้นเป็นค่าที่แสดงความเสี่ยงต่อการพิบัติโดยรวม อย่างไรก็ตามหากพิจารณารูปแบบการพิบัติใดรูปแบบหนึ่งเป็นการเฉพาะในการคำนวณน้ำหนักความสำคัญขององค์ประกอบใด ๆ ก็จะทำให้ค่า RI ในแต่ละหน้าตัดเชื่อมสามารถบ่งชี้ความเสี่ยงต่อรูปแบบเฉพาะรูปแบบใดรูปแบบหนึ่งนั้นได้ เพื่อให้สามารถเข้าใจพฤติกรรมความเสี่ยงในแต่ละหน้าตัดเชื่อมได้มากขึ้น ผลดัชนีความเสี่ยง RI – Max เมื่อพิจารณาน้ำหนักขององค์ประกอบเฉพาะแต่ละรูปแบบการพิบัติแสดงดังรูปที่ 176

จากผลการประเมินค่า RI – Max หากแยกพิจารณาเฉพาะรูปแบบการพิบัติใดรูปแบบหนึ่งในการให้น้ำหนักขององค์ประกอบ เปรียบเทียบกัน พบว่าแนวโน้มของค่า RI โดยทั่วไปของทั้งเขื่อน RCC – S และ RCC – B แบ่งออกเป็น 2 กลุ่มอย่างชัดเจน ได้แก่ กลุ่มการพิบัติผ่านตัวเขื่อนคือ SD กับ OTD และกลุ่มการพิบัติผ่านฐานราก SF กับ OTF โดยกลุ่มการพิบัติผ่านตัวเขื่อนมีค่าสูงกว่า กลุ่มการพิบัติผ่านฐานรากอย่างชัดเจน และระหว่างการพิบัติประเภท Sliding กับ Overturning ทั้งที่ตัวเขื่อนและฐานรากโดยรวมหน้าตัดส่วนใหญ่จะมีความใกล้เคียงกัน ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าความเสี่ยงต่อการพิบัติของเขื่อน RCC – S และ RCC – B โดยรวมทั้งรูปแบบ Sliding และ Overturning มีความเสี่ยงที่ตัวเขื่อนมากกว่าที่ฐานราก

การพิบัติที่ระนาบตัวเขื่อนประเภท SD และ OTD มีค่า RI สูงสุดใกล้เคียงกัน 1.92 และ 1.90 ตามลำดับที่หน้าตัด Block 45 ของเขื่อน RCC – S เมื่อพิจารณาค่าคะแนนสภาพพบว่ามีค่าสูงในองค์ประกอบที่มีน้ำหนักความสำคัญต่อความเสี่ยงมาก ได้แก่ สภาพลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำมีน้ำไหลซึมด้วยแรงดัน คะแนนสภาพระดับ 4 และพื้นอุโมงค์ชั้นบน พบการยกตัวที่รอยต่อระหว่าง Block คะแนนสภาพระดับ 3 จึงทำให้มีผลต่อค่า RI ของการพิบัติประเภท Sliding และ Overturning สูง



ภาพที่ 174 ผลดัชนีความเสี่ยง RI - Max เมื่อพิจารณาน้ำหนักขององค์ประกอบเฉพาะแต่ละรูปแบบการพิบัติ

การพิบัติที่ระนาบฐานรากประเภท SF มีค่า RI สูงสุด 1.50 ที่หน้าตัด Block 48 ของ เชื้อน RCC – S เมื่อพิจารณาค่าคะแนนสภาพพบว่ามีค่าสูงในองค์ประกอบที่มีน้ำหนักความสำคัญ ต่อความเสี่ยงมาก ได้แก่ ลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำมีน้ำไหลซึมด้วยแรงดัน คะแนนสภาพระดับ 4 และ พื้นอุโมงค์ชั้นล่างเคยปรากฏมีรอยแตกและมีน้ำไหลซึมด้วยแรงดัน แต่เนื่องจากการปรับปรุง ซ่อมแซมแล้ว จึงกำหนดคะแนนสภาพไว้ที่ระดับ 3

การพิบัติที่ระนาบฐานรากประเภท OTF มีค่า RI สูงสุด 1.39 ที่หน้าตัด Block 21 ใน เชื้อน RCC – B เมื่อพิจารณาค่าคะแนนสภาพพบว่ามีค่าสูงในองค์ประกอบที่มีน้ำหนักความสำคัญ ต่อความเสี่ยงมาก ได้แก่ ลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำมีน้ำไหลซึม คะแนนสภาพระดับ 3 และพื้นพบการยก ตัวที่รอยต่อระหว่าง Block อย่างเห็นได้ชัด คะแนนสภาพระดับ 4

เมื่อพิจารณาเชื้อน RCC – S จะพบว่าการพิบัติของเชื้อนมีความเสี่ยงเรียงลำดับจากมาก ไปน้อยได้ดังนี้ SD (1.92) – OTD (1.90) – SF (1.50) – OTF (1.32) ที่ Block 45, 45, 48, 48 ตามลำดับ

เมื่อพิจารณาเชื้อน RCC – B จะพบว่าการพิบัติของเชื้อนมีความเสี่ยงเรียงลำดับจากมาก ไปน้อยได้ดังนี้ SD (1.75) – OTD (1.60) – SF (1.41) – OTF (1.39) ที่ Block 21, 21, 30, 30 ตามลำดับ

ดังนั้นจึงสรุปความเสี่ยงโดยค่าดัชนีความเสี่ยงของเชื้อนทั้ง RCC – S และ RCC – B ว่า การพิบัติที่ระนาบตัวเชื้อนมีความเสี่ยงมากกว่าที่ฐานราก โดยมีโอกาสจะเกิดการพิบัติประเภทเลื่อน ไถลมากกว่าการพลิกคว่ำ และเชื้อน RCC – S มีความเสี่ยงมากกว่า RCC – B อาจเนื่องมาจากเชื้อน RCC – B มีอุโมงค์ระบายและระบบระบายในการลดแรงดันทั้งในตัวเชื้อนและฐานรากได้มากกว่า แต่อย่างไรก็ตามผลสรุปจากค่าดัชนีความเสี่ยงของทุกหน้าตัดอยู่ในเกณฑ์ที่มีปลอดภัย

### การลำดับองค์ประกอบที่มีค่าดัชนีความเสี่ยงสูง

ภายหลังจากการตรวจสภาพเชื้อนและประเมินความปลอดภัยโดยวิธีดัชนีความเสี่ยง ประกอบกับการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมและวิเคราะห์เสถียรภาพเชื้อนเพื่อปรับน้ำหนัก ความสำคัญขององค์ประกอบต่างๆ ภายในตัวเชื้อนอย่างเหมาะสมแล้ว เมื่อนำค่าดัชนีความเสี่ยงของ เชื้อนในแต่ละ Block มาพิจารณาแยกและลำดับค่าดัชนีความเสี่ยงของแต่ละองค์ประกอบเพื่อการ

บำรุงรักษาและซ่อมแซมองค์ประกอบเพื่อลดความเสี่ยงต่อการพิบัติของตัวเขื่อน ดังแสดงค่าดัชนีความเสี่ยงขององค์ประกอบที่ควรเฝ้าระวัง (สีเขียว), เฝ้าติดตาม (สีส้ม) และควรเร่งแก้ไข (แดง) ของเขื่อน RCC – B, RCC – S และ RCC – VS ตาม Block ของเขื่อนในตารางที่ 41 ถึง 44



ตารางที่ 41 ค่าดัชนีความเสี่ยงขององค์ประกอบต่างๆ เชื้อน RCC - B ช่วง Block 1 - 21

Dam	RCC - B																					
	Block	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Crest		0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
Floor GD4			0.10	0.10	0.31	0.41	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.31	0.10	0.10	0.10	0.31	0.10	0.10	0.10	0.10	0.41
DD GD4			0.02	0.02	0.07	0.07	0.07	0.02	0.02	0.07	0.07	0.02	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
Floor GD2				0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
FD GD2				0.07	0.07	0.07	0.07	0.02	0.02	0.07	0.07	0.02	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
Floor GD1									0.10	0.10	0.10	0.10	0.31	0.21	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
FD GD1									0.05	0.05	0.21	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.21
Floor GP		0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10		0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
DD GP		0.07	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10		0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
FD GP		0.05	0.21	0.21	0.05	0.05	0.21		0.21	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.21	0.05	0.21	0.05	0.21	0.05	0.21
D/S Slope		0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.31	0.10	0.10	0.31
Vertical Joint of D/S Slope		0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.31	0.10	0.31	0.10
SUM RI		0.66	0.97	1.14	1.14	1.34	1.19	0.68	1.24	1.19	1.34	1.14	1.60	1.24	1.14	1.29	1.39	1.34	1.60	1.34	1.39	2.01
SUM Weight		0.61	0.73	0.85	0.85	0.85	0.85	0.68	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
RI net		1.08	1.28	1.30	1.42	1.55	1.36	1.00	1.21	1.10	1.26	1.10	1.51	1.15	1.10	1.21	1.36	1.26	1.51	1.26	1.36	1.08

ตารางที่ 42 ค่าดัชนีความเสถียรขององค์ประกอบต่างๆ เชื้อน RCC - B ช่วง Block 22 - 37 และ RCC - S ช่วง Block 38 - 42

Dam	RCC - B																RCC - S				
Block	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
Crest	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
Floor GD4	0.10	0.10	0.10	0.31	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.41	0.10	0.31	0.31	0.10				0.10	0.31	0.10	0.10
DD GD4	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07				0.02	0.05	0.02	0.05
Floor GD2	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10								0.10
FD GD2	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07								0.07
Floor GD1	0.10	0.10	0.10	0.21	0.10	0.10	0.10	0.10	0.31	0.10	0.10										
FD GD1	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.21	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05										
Floor GP	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10			0.10	0.10	0.10	0.10
DD GP	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10			0.10	0.10	0.10	0.10
FD GP	0.05	0.05	0.21	0.21	0.21	0.05	0.05	0.05	0.21	0.05	0.05	0.21	0.21	0.05	0.05			0.05	0.05	0.05	0.05
D/S Slope	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.31	0.10			0.31	0.10	0.10	0.31	0.31	0.10
Vertical Joint of D/S Slope	0.41	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10			0.10	0.10	0.10	0.10	0.31	0.10
SUM RI	1.50	1.19	1.34	1.65	1.34	1.34	1.19	1.19	1.55	1.50	1.19	1.60	1.13	0.66	0.49	0.64	0.44	0.81	1.26	1.22	1.02
SUM Weight	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.85	0.85	0.52	0.40	0.44	0.44	0.73	0.73	0.73	0.85
RI net	1.46	1.10	1.26	1.62	1.31	1.26	1.10	1.10	1.46	1.44	1.10	1.85	1.61	1.16	1.00	1.47	1.00	1.07	1.68	1.64	1.40

ตารางที่ 43 ค่าดัชนีความเสี่ยงขององค์ประกอบต่างๆ เชื้อน RCC - S ช่วง Block 43 - 57 และ RCC - VS ช่วง Block 58 - 63

Dam	RCC - S															RCC - VS					
Block	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63
Crest	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
Floor GD4	0.21	0.10	0.31	0.10	0.31	0.10	0.31	0.10	0.10	0.10	0.31	0.31	0.10								
DD GD4	0.03	0.02	0.05	0.02	0.05	0.02	0.05	0.02	0.02	0.02	0.05	0.05	0.02								
Floor GD2	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.21	0.10										
FD GD2	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07										
Floor GD1																					
FD GD1																					
Floor GP	0.10	0.10	0.10	0.21	0.10	0.31	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10						
DD GP	0.10	0.10	0.10	0.21	0.10	0.31	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10						
FD GP	0.05	0.05	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.05	0.05	0.05	0.05							
D/S Slope	0.31	0.10	0.41	0.31	0.10	0.31	0.41	0.41	0.31	0.10	0.10	0.10	0.10	0.31	0.31	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Vertical Joint of D/S Slope	0.10	0.41	0.41	0.31	0.10	0.41	0.31	0.41	0.31	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
SUM RI	1.31	1.19	1.99	1.75	1.38	2.06	1.84	1.75	1.55	1.24	1.22	1.05	0.81	0.90	0.85	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44
SUM Weight	0.85	0.8	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.73	0.73	0.61	0.56	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44
RI net	1.51	1.85	2.29	1.85	1.59	2.09	2.13	2.03	1.79	1.42	1.40	1.40	1.07	1.42	1.37	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

ตารางที่ 44 ค่าดัชนีความเสี่ยงขององค์ประกอบต่างๆ เชื้อน RCC - VS ช่วง Block 64 - 67

Dam	RCC - VS			
Block	64	65	66	67
Crest	0.23	0.23	0.23	0.23
Floor GD4				
DD GD4				
Floor GD2				
FD GD2				
Floor GD1				
FD GD1				
Floor GP				
DD GP				
FD GP				
D/S Slope	0.10	0.10	0.31	0.31
Vertical Joint of D/S Slope	0.10	0.10	0.10	0.10
SUM RI	0.10	0.10	0.10	0.10
SUM Weight	0.44	0.44	0.44	0.44
RI net	1.00	1.00	1.47	1.47

จากตารางแสดงค่าดัชนีความเสี่ยงตามองค์ประกอบ นำมาสรุปลำดับองค์ประกอบที่มีความเสี่ยงในระดับที่ต้องซ่อมแซมแก้ไขและเฝ้าติดตามพฤติกรรม ดังตารางที่ 45

ตารางที่ 45 ลำดับองค์ประกอบที่สำคัญในการซ่อมแซมเพื่อลดความเสี่ยงของเขื่อน

ระดับการปฏิบัติการ	องค์ประกอบ	เขื่อน	Block Number
ซ่อมแซมแก้ไขทันที	พื้นที่โมงคั้ง GD4	RCC-B	5, 21, 31
	รอยต่อที่ผิวลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ	RCC-B	22
		RCC-S	44, 45, 48, 50
เฝ้าติดตามพฤติกรรม	ผิวลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ	RCC-S	45, 49, 50
	ท่อระบายน้ำในตัวเขื่อน GP	RCC-S	48
	พื้นที่โมงคั้ง GD4	RCC-B	4, 12, 16, 25, 33, 34
		RCC-S	40, 45, 47, 49, 53, 54
	พื้นที่โมงคั้ง GD1	RCC-B	12, 30
	พื้นที่โมงคั้ง GP	RCC-S	48
	รอยต่อที่ผิวลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ	RCC-B	18, 20
		RCC-S	41, 46, 49, 51
	ผิวลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ	RCC-B	18, 21, 33, 37
		RCC-S	40, 41, 43, 46, 48, 51, 56, 57
	RCC-VS	66, 67	

## สรุปและข้อเสนอแนะ

### สรุป

1. จากการตรวจสภาพเขื่อนโดยสายตาและประเมินดัชนีความเสี่ยงในเบื้องต้น พบว่า

1.1 โดยทั่วไปเขื่อนอยู่ในสภาพปลอดภัย โดยระดับ RI โดยรวมมีค่าต่ำกว่า 2 (ระดับค่อนข้างปกติ) โดยเขื่อน RCC – S มีค่า RI สูงกว่าเขื่อน RCC – B อย่างชัดเจน

1.2 ค่า RI – Max และ RI – Average ต่างเป็นค่าที่ช่วยบ่งชี้ความเสี่ยง เมื่อพิจารณาร่วมกันทำให้สามารถมองเห็นระดับความเสี่ยงได้ชัดเจนมากขึ้น ในองค์ประกอบที่ซ้ำซ้อนกันในช่วงหนึ่งพื้นที่ โดยจะบ่งชี้ความเสี่ยงขององค์ประกอบเฉพาะจุดและความเสี่ยงโดยทั่วไป ตามลำดับ

1.3 เมื่อเปรียบเทียบการตรวจโดยวิธีดัชนีความเสี่ยงของเขื่อนคอนกรีตบดอัด กับการตรวจโดยวิธีดัชนีความเสี่ยงของเขื่อนดิน (สุทธิศักดิ์และคณะ, 2551) พบว่ามีความแตกต่างกันในหลายขั้นตอน ตั้งแต่องค์ประกอบที่แตกต่างกัน โดยการตรวจเขื่อนดินจะให้ความสำคัญที่สันเขื่อนและลาดเขื่อนเป็นหลัก ในขณะที่เขื่อนคอนกรีตบดอัด องค์ประกอบที่มีมักแสดงพฤติกรรมที่ชัดเจนอยู่ในอุโมงค์ในตัวเขื่อน พฤติกรรมและสภาพปัญหาขององค์ประกอบต่างๆ ในเขื่อนดินที่เกิดขึ้นมักเป็นความคงสภาพของวัสดุเป็นหลัก ส่วนในเขื่อนคอนกรีตบดอัดพฤติกรรมการไหลซึมเป็นปัญหาหลักที่ใช้พิจารณา ลักษณะการพิบัติของเขื่อนทั้ง 2 ประเภทที่มีความแตกต่างกันทำให้วิธีการให้น้ำหนักและการวิเคราะห์การพิบัติแตกต่างกันไปด้วย อย่างไรก็ตามหลักการให้คะแนนสภาพในการตรวจโดยสายตาเป็นไปในทางเดียวกัน

1.4 พบพฤติกรรมการไหลซึมผ่านวัสดุคอนกรีตบดอัดออกทางผนังและเพดานอุโมงค์ต่างๆ รวมถึงการไหลซึมผ่าน Joint Drain Pipe ในบางตำแหน่ง อย่างไรก็ตามหลังจากผ่านขบวนการการวิเคราะห์ดังที่จะได้กล่าวสรุปต่อไป พบว่าความปลอดภัยทางกลศาสตร์ของเขื่อนยังดีอยู่

2. จากผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมสรุปได้ว่า

2.1 ความแปรปรวนของค่าความชื้นน้ำของคอนกรีตปกติ ( $k_{cvc}$ ) ที่ลาดเชื่อมด้านเหนือ น้ำมีความอ่อนไหวต่อการไหลซึมจากการวิเคราะห์แบบจำลองโดยพบว่าสามารถปิดกั้นการไหลซึมผ่านตัวเชื่อมได้ดี เมื่อมีค่ามากกว่า  $1 \times 10^{-8}$  เมตรต่อวินาที ส่วนคุณสมบัติความชื้นน้ำในด้านแรงดูด ( $k$  suction) และอัตราส่วนค่าความชื้นน้ำแนวตั้งต่อแนวราบ ( $k$  ratio) ของคอนกรีตบดอัดมีความอ่อนไหวต่อการไหลซึมจากการวิเคราะห์แบบจำลองน้อย

2.2 การอุดตันของระบบระบาย ในการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมมีความอ่อนไหวต่ออัตราการไหลซึมภายในตัวเชื่อมไม่มากนัก โดยจะมีอัตราการไหลซึมภายในอุโมงค์รวมต่อเมตรลดลง เมื่อเกิดการอุดตันของระบบระบาย

2.3 เมื่อ Dam Drain หรือ Foundation Drain ระดับใดมีประสิทธิภาพลดลงหรือเกิดการอุดตัน อัตราการไหลจากระบบระบายไหลซึมรวมต่อเมตรของอุโมงค์ชั้นนั้นๆ จะลดลง โดยเฉพาะในอุโมงค์ระดับ 2 (Gallery-D2) สามารถเห็นได้ชัด

2.4 อุโมงค์ชั้นล่างมีอัตราการไหลซึมมากกว่าอุโมงค์ชั้น บนขึ้นไปตามลำดับ ทั้งในเขื่อน RCC – S และ RCC- B ส่วนอุโมงค์ด้านท้ายน้ำ ที่ระดับล่างด้านท้ายของเขื่อน RCC – B พบว่ามีอัตราการไหลซึมที่ต่ำกว่าอุโมงค์ อัตราการไหลซึมรวมต่อเมตรของทั้งเขื่อน RCC – S และ RCC – B มีค่าใกล้เคียงกัน โดยพบว่าอุโมงค์ระดับ D4 อัตราการไหลซึมรวมจากตัวอุโมงค์และระบบระบายดังกล่าว เขื่อน RCC – S มีค่ามากกว่า RCC- B เล็กน้อย

2.5 ผลการเปรียบเทียบอัตราการไหลซึมระหว่างการวิเคราะห์แบบจำลองในกรณีระบบระบายปกติทั้ง 2 เขื่อนกับ flow meter ที่วัดได้จริงพบว่ามีความใกล้เคียงกัน โดยอัตราการไหลซึมจากผลการวิเคราะห์แบบจำลอง จะมีปริมาณสูงกว่าในทุกชั้นอุโมงค์เล็กน้อย ดังนั้นจึงสามารถสรุปได้ว่าค่าคุณสมบัติความชื้นน้ำของคอนกรีตบดอัดและคอนกรีตปกติที่กำหนดใช้ในแบบจำลองมีความเหมาะสม

2.6 อัตราการไหลซึมต่อเมตรด้านท้ายน้ำจากการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมผ่านเขื่อนและฐานรากในการศึกษาครั้งนี้เมื่อเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์แบบจำลองผ่านฐานรากเขื่อนโดยชินโรส (2546) พบว่ามีค่าลดลงมาก เนื่องจากการไหลซึมส่วนใหญ่ไหลผ่านตัวเขื่อนมากกว่าฐานรากและมีการไหลผ่านอุโมงค์และระบบระบายน้ำในตัวเขื่อน ซึ่งช่วยระบายการไหลซึมภายใน

ตัวเขื่อนได้มาก ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนและฐานรากจึงเป็นการวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงความเป็นจริงมากกว่าการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเฉพาะฐานราก ทำให้ทราบอัตราการไหลซึมจริงได้ใกล้เคียงมากขึ้น

### 3. จากผลการวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อน สรุปได้ว่า

3.1 การระบายน้ำทาง Foundation Drain มีความอ่อนไหวต่อเสถียรภาพของเขื่อนทั้งการเลื่อนไถลและพลิกคว่ำที่ระดับฐานรากเขื่อนมากกว่าการระบายผ่าน Dam Drain ส่วนระบายระดับตัวเขื่อนการระบายทาง Dam Drain มีความอ่อนไหวต่อเสถียรภาพการเลื่อนไถลมากกว่าการระบายทาง Foundation Drain

3.2 ความหนาแน่นของคอนกรีตบดอัดของเขื่อนทั้ง RCC – S และ RCC –B ที่อาจถูกชะล้างจากการไหลซึมในระยะยาวและทำให้มีความหนาแน่นลดลง จะต้องมีความหนาแน่นลดลงเหลือ  $1.8 \text{ t/m}^3$  ถึงจะมีผลต่อความมั่นคงของตัวเขื่อน ซึ่งในความเป็นจริงน่าจะเกิดขึ้นได้ยาก

3.3 ประสิทธิภาพของระบบระบายในทุกกรณีการวิเคราะห์พบว่า มีผลกระทบน้อยต่อเสถียรภาพการเลื่อนไถล, พลิกคว่ำและการเอียงศูนย์จากกลางฐานราก (Middle Base) โดยยังอยู่ในเกณฑ์การออกแบบที่ยอมรับได้

3.4 ค่าแรงดันน้ำจากผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานรากในการศึกษาครั้งนี้เมื่อเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์แบบจำลองผ่านฐานรากเขื่อนโดยชินโรส (2546) พบว่าผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมผ่านตัวเขื่อน มีอุโมงค์และระบบระบายน้ำในตัวเขื่อนช่วยระบายและลดแรงดันน้ำ มีผลทำให้แรงดันน้ำที่ระนาบระดับฐานรากเขื่อนลดลง เสถียรภาพเขื่อนจึงดีขึ้น ดังนั้น หากมีการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานรากในอนาคต อาจเป็นประโยชน์ให้การออกแบบประหยัคขึ้นหรือปลอดภัยมากขึ้น

### 4. การปรับน้ำหนักจากผลการวิเคราะห์ สรุปได้ว่า

4.1 สภาพการไหลซึมผ่านองค์ประกอบผนังอุโมงค์ด้านเหนือน้ำ (Upstream Wall), ผนังอุโมงค์ด้านท้ายน้ำ (Downstream Wall) และเพดาน (Floor) ไม่มีผลกระทบต่อเสถียรภาพของ

เขื่อนที่จะทำให้เกิดการพิบัติทางกล ในทางกลับกันการไหลซึมดังกล่าวช่วยลดแรงดันในตัวเขื่อน, ฐานรากและชั้นรอยต่อระหว่างชั้นบดอัด (Lift Joint) ได้มาก

4.2 จากแบบจำลองการไหลซึมพบว่า องค์ประกอบพื้น (Ground) ของอุโมงค์ไม่ควรมีการไหลซึมผ่านพื้นอุโมงค์เนื่องจากจำลองเป็นวัสดุที่เป็นคอนกรีตปกติ (Conventional Concrete) มีค่าความซึมได้ของน้ำต่ำ ดังนั้นหากมีการไหลซึมผ่านองค์ประกอบพื้นในการตรวจสอบสภาพจริง จะยังคงถือเป็นองค์ประกอบที่บ่งชี้ความผิดปกติ และมีความสำคัญ

4.3 เนื่องจากองค์ประกอบผนังและเพดานอุโมงค์ ถือเป็นองค์ประกอบที่ช่วยเพิ่มการระบายและลดแรงดันน้ำในตัวเขื่อน ดังนั้นเมื่อพิจารณาองค์ประกอบ Joint Drain Pipe ตามเหตุผลข้างต้น กล่าวได้ว่า แม้จะมีการไหลซึมผ่านรอยต่อแนวตั้ง (Contraction joint) และแผ่นกันซึม (Water Stop) ออกมา ท่อระบายและตัวอุโมงค์ก็ยังคงทำหน้าที่ระบายลดแรงดันได้ ดังนั้นสรุปได้ว่า Joint Drain Pipe ไม่มีผลกระทบต่อเสถียรภาพเขื่อน จึงไม่มีน้ำหนักความสำคัญต่อความเสี่ยง

4.4 เนื่องจาก Dam Drain และ Foundation Drain เป็นองค์ประกอบที่มีค่าน้ำหนักน้อย ดังนั้นองค์ประกอบรางระบาย (Gutter) และท่อระบายรวมออกจากตัวเขื่อน (Steel Drain Pipe) จึงหมดความสำคัญต่อความเสี่ยงไปด้วย เช่นเดียวกับในส่วนของลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ องค์ประกอบระบบระบายน้ำได้แก่ ท่อระบายน้ำออกจากตัวเขื่อน (PVC Drain Pipe) ระดับบนและ Steel Drain Pipe ที่ระดับล่าง และ Gutter ด้านท้ายน้ำ

## 5. ค่าดัชนีความเสี่ยงหลังการวิเคราะห์ปรับปรุง พบว่า

5.1 โดยทั่วไปทั้งในเขื่อน RCC – S และ RCC –B ค่า RI – Max และ RI – Average ภายหลังการวิเคราะห์ มีค่าลดลงจากค่า RI เดิม เนื่องจากการพิจารณาค่าความสำคัญขององค์ประกอบบางองค์ประกอบที่เห็นว่าไม่มีความสำคัญลง ได้แก่ Dam Drain และ Foundation Drain และการตัดองค์ประกอบบางองค์ประกอบที่หมดความสำคัญออกไปได้แก่ Joint Drain Pipe, Upstream wall, Down Stream Wall, Floor, Steel Drain Pipe และ Gutter ในอุโมงค์ และระบบระบายที่ลาดด้านท้ายน้ำ ซึ่งหลายองค์ประกอบเป็นองค์ประกอบที่มีระดับคะแนนสภาพสูง จากการปรับน้ำหนักขององค์ประกอบดังกล่าวข้างต้นจึงสรุปได้ว่าค่า RI ที่ได้จากการปรับค่าน้ำหนัก ภายหลังการวิเคราะห์มีค่าที่เหมาะสมกว่าค่าเดิม

5.2 ความเสี่ยงของเขื่อนทั้ง RCC – S และ RCC – B จะมีโอกาสเกิดที่ระนาบตัวเขื่อนมากกว่าที่ฐานราก โดยมีโอกาสจะเกิดการพิบัติประเภทเลื่อนไถลมากกว่าการพลิกคว่ำ และเขื่อน RCC – S มีความเสี่ยงมากกว่า RCC – B อาจเนื่องมาจากเขื่อน RCC – B มีอุโมงค์ระบายและระบบระบายในการลดแรงดันทั้งในตัวเขื่อนและฐานรากได้มากกว่า แต่อย่างไรก็ตามผลสรุปจากค่าดัชนีความเสี่ยงของทุกหน้าตัดอยู่ในเกณฑ์ที่มีปลอดภัย

### ข้อเสนอแนะ

การศึกษาวิจัยในครั้งนี้ถือเป็นการศึกษาแนวทางในการตรวจสอบภาพเขื่อนคอนกรีตบดอัด โดยวิธีดัชนีความเสี่ยง ซึ่งยังถือว่าเป็นเรื่องที่ยังใหม่สำหรับการตรวจเขื่อนประเภทคอนกรีตบดอัด และประกอบกับเขื่อนคอนกรีตบดอัดเป็นเขื่อนที่ยังไม่แพร่หลายในประเทศไทย จึงควรมีการศึกษาเพิ่มเติมต่อไป เพื่อให้เกิดความรู้ความเข้าใจดังต่อไปนี้

1. การศึกษาและเจาะตัวอย่างทดสอบหาคุณสมบัติความชื้นน้ำของคอนกรีตบดอัดและคอนกรีตปกติในสนามเพื่อเป็นข้อมูลในการวิเคราะห์แบบจำลองที่เหมาะสมมากยิ่งขึ้น
2. การศึกษาและเจาะทดสอบตัวอย่างหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตบดอัดเพื่อเป็นข้อมูลในการวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อน
3. การศึกษาและเจาะทดสอบหาความหนาแน่นของคอนกรีตบดอัดเพื่อศึกษาการสูญเสียน้ำหนักถ่วงของเขื่อน
4. ในการประเมินความเสี่ยงจากการตรวจสอบภาพโดยวิธี RI ในการศึกษาครั้งนี้ แม้จะพบว่าการไหลซึมซึมผ่านผนังและเพดานของอุโมงค์จะช่วยลดแรงดันน้ำที่ไหลซึมผ่านตัวเขื่อน ทำให้เสถียรภาพของเขื่อนดีขึ้น แต่ในการตรวจสอบองค์ประกอบดังกล่าว ควรจะต้องพิจารณาการวิบัติที่อาจจะบ่งชี้ความผิดปกติด้วย เช่น เกิดรอยแตกที่อาจเป็นการพิบัติของตัวเขื่อน โดยตรงซึ่งในการศึกษาครั้งนี้ยังคงเน้นที่พฤติกรรมการไหลซึมเท่านั้น
5. องค์ประกอบหลายองค์ประกอบได้แก่ รางระบายน้ำและท่อระบายน้ำรวมเป็นต้น ที่พบว่าไม่มีน้ำหนักความสำคัญต่อความเสี่ยงในการพิบัติของเขื่อนจากการประเมินโดยวิธีดัชนีความเสี่ยงในการศึกษาครั้งนี้ แต่ควรมีการตรวจสอบสภาพองค์ประกอบทุกองค์ประกอบเพื่อบำรุงรักษา

ให้มีองค์ประกอบต่างๆ มีความสมบูรณ์อยู่เสมอ เนื่องจากมีผลต่อการเข้าไปดูแล ตรวจสอบและ ซ่อมแซมเครื่องมือวัดและองค์ประกอบต่างๆ ของเซ็นเซอร์

6. ในการตรวจสภาพเซ็นเซอร์ โดยวิธีดัชนีความเสี่ยงในการศึกษาครั้งนี้เป็นการตรวจโดย สายตาเท่านั้น และเป็นเพียงการเริ่มต้นในการสร้างแนวทาง จึงจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องมีการ ตรวจวัดค่าของเครื่องมือวัดต่างๆ ที่ติดตั้งในตัวเซ็นเซอร์และฐานรากประกอบในการพิจารณาความ ปลอดภัยของเซ็นเซอร์ควบคู่กันด้วย เพื่อเป็นการเทียบเคียงพฤติกรรมและปรับแนวทางให้มีศักยภาพ ของวิธีการต่อไป



## เอกสารและสิ่งอ้างอิง

- กรมชลประทาน กระทรวงเกษตรและสหกรณ์. 2541ก. การสำรวจและวิเคราะห์ธรณีวิทยาเขื่อนและอ่างเก็บน้ำ (ฉบับสมบูรณ์) โครงการเขื่อนคลองท่าด่านอันเนื่องมาจากพระราชดำริ อำเภอเมือง จังหวัดนครนายก เล่มที่ 1. 254.
- \_\_\_\_\_. 2541ข. รายงานการคำนวณเพื่อการออกแบบ (Design Note) เขื่อนคลองท่าด่าน. 358.
- \_\_\_\_\_. 2542. รายงานวิชาการ Roller compacted Concrete การควบคุมงานก่อสร้าง เขื่อนหัวงานและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น. 31.
- \_\_\_\_\_. 2544. เอกสารการอบรมวิชาการครั้งที่ 3 เรื่อง การปรับปรุงฐานรากเขื่อนคลองท่าด่าน โครงการเขื่อนคลองท่าด่านอันเนื่องมาจากพระราชดำริ อำเภอเมือง จังหวัดนครนายก 108.
- \_\_\_\_\_. 2547. รายงานวิชาการ Roller Compacted Concrete การควบคุมงานก่อสร้าง เขื่อนหัวงานและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น โครงการเขื่อนคลองท่าด่านอันเนื่องมาจากพระราชดำริ อำเภอเมือง จังหวัดนครนายก. 32.
- \_\_\_\_\_. 2550. โครงการการอ่านค่า วิเคราะห์ผล และถ่ายทอดความรู้ด้านเครื่องมือวัดพฤติกรรม ภายหลังการก่อสร้างโครงการเขื่อนคลองท่าด่านอันเนื่องมาจากพระราชดำริ อำเภอเมือง จังหวัดนครนายก. 52.
- ชินโรส ทองธรรมชาติ. 2546. การวิเคราะห์การไหลซึมผ่านฐานรากของเขื่อนคลองท่าด่าน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- ณัฐพล ไชยสีวามงคล. 2551. พฤติกรรมเขื่อนขุนด่านปราการชลในระหว่างการก่อสร้างและเก็บน้ำช่วงต้น. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

ฐิติพร พันธุ์ท่าช้าง. 2548. การวิเคราะห์หน่วยแรงและการเคลื่อนตัวในฐานรากของเขื่อนคลองท่า  
ด่านโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

ชนวิวัฒน์ ยูววิทยาพานิช. 2541. การศึกษาคุณสมบัติของคอนกรีตบดอัดสำหรับการออกแบบ  
ก่อสร้างเขื่อนแม่สรวย. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

ฝ่ายสำรวจธรณีวิทยา กองธรณีวิทยาการธรณี กรมชลประทาน กระทรวงเกษตรและสหกรณ์. 2537.  
รายงานการสำรวจธรณีวิทยาฐานรากโครงการอ่างเก็บน้ำคลองท่าด่าน (เล่มที่ 1/3 รายงาน  
ชั้นความเหมาะสม) อำเภอเมือง จังหวัดนครนายก. 189.

วรากร ไม้เรียง. 2546. วิศวกรรมเขื่อนดิน. ไลบราลี นาย, กรุงเทพฯ.

สัมพันธ์ สิงหราชวราพันธ์. 2530. ธรณีวิทยาวิศวกรรม (Engineering Geology). ครั้งที่ 1.  
ภาควิชาธรณีวิทยา คณะวิทยาศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่, เชียงใหม่.

อนุสรณ์ ทองสร้อย. 2542. การประเมินความปลอดภัยและวางแผนบำรุงรักษาเขื่อนดินโดยวิธี  
ดัชนีสภาพ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

ACI Committee 207. 1999. **Roller-Compacted Mass Concrete**. 1 ed. American Concrete  
Institute, Michigan, USA.

Abdek-Halim, M.A.H., M.A. Al-Omari and M.M. Iskender. 1999. **Rehabilitation of the  
spillway of Sama El-Serhan dam in Jordan, using roller compacted concrete**.  
Engineering Structure vol. 21 (1999): 497-506.

Andrade, P.W. and A.F. Rodrigues. 1999. **RCC DAMS-IMPERVIOUS SYSTEMS:  
DISCUSSIONS, SUGGESTIONS AND USAGE**, pp. 404-415. Proceedings  
International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams (1). China Institute of  
Water Resources and Hydropower Research, China.

- Bowles, J.E. 1996. **Foundation Analysis and Design**. 5 ed. The McGraw-Hills Companies, Inc., Singapore.
- Cannon, R. N. 1972. **Concrete dam Construction Using Earth Compaction Method**. Economical Construction of Concrete Dams, ASCE, New York, 143-152.
- Casagrande, A. 1961. **Control of Seepage through foundations and abutments of Dams**. Geotechnique vol. 11: 161-182.
- Cedergren, H.R. 1977. **Seepage Drainage and Flow Nets**. 2 ed. John Wiley and Son. New York
- Dunstan, Malcolm R. H. 1988. **Whither Roller Compacted Concrete for Dam Construction**. Proceedings Roller Compacted Concrete II Conference, ASCE, New York, 294-308.
- Forbes, B.A. 2003. **Using Sloped Layers to Improve RCC Dam Construction**. GHD Pty Ltd. Available Source: <http://www.ghd.com.au/aptrixpublish>.
- Geo-slope International Ltd. 1999. **User's Guide SEEP/W**.
- Hansen, K.D. and W.G. Reinhardt. 1991. **Roller-Compacted Concrete Dams**. 1 ed. McGrawHill, Inc., United States of America.
- International Committee on Large Dams. 1974. **Lessons from Dam Incidents**. 1 ed. ICOLD-CIGB, Paris.
- \_\_\_\_\_. 1984. **Deterioration of Dams and Reservoirs Examples and Their Analysis**. 1 ed. A.A. Balkema, Rotterdam.

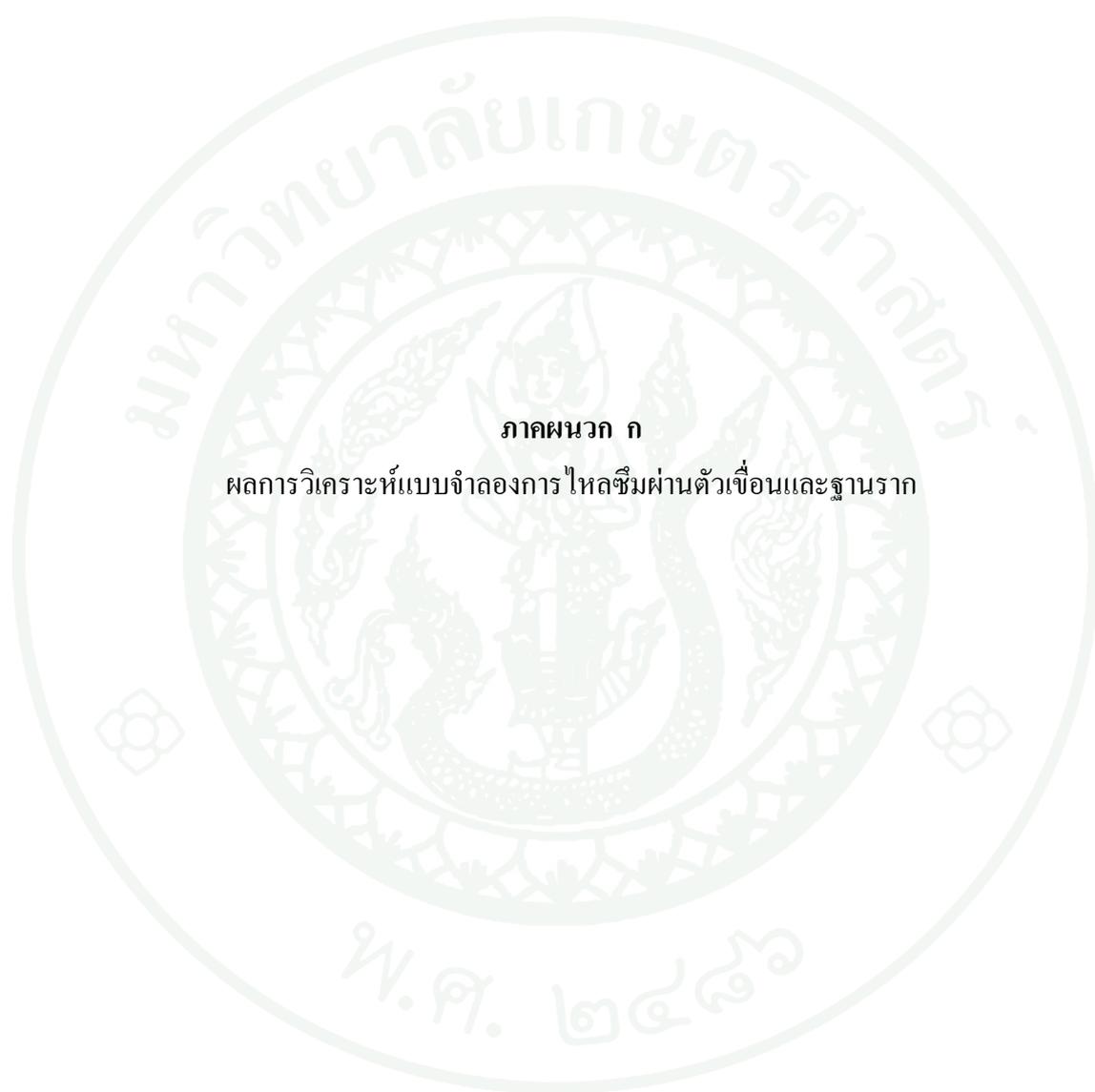
- Mehrotra, V.K. 2004. **Roller Compacted Concrete Dams**. 1 ed. Standard Publishers Distributors, Delhi.
- Navak Facilities Engineering Command. 1986. **Soil Mechanics: Design Manual 7. 01**.
- Novak, P., Moffat, A.I.B., Nalluri, C. And Narayanan, R. 1996. **Hydraulic Structures**. Chapman & Hall, UK.
- Lambe, T.W. and Whitman, R.V. 1979. **Soil Mechanics, SI Version**. John Wiley and Sons, Inc., Delhi
- Ruggeri, G. 2001. **Sliding Safety of Existing Gravity Dam-Final Report**. 111.
- Srisutum, C. 2003. **Evaluation of Rock foundation grouting of khlong Tha Dan Dam**. Master thesis, Asian Institute of Technology.
- U.S. Army Corps of Engineers. 1992. **Design Construction and Maintenance of Relief Wells**. 1 ed. Engineer Manual, EM 1110-2-1914, Department of The Army, USA.
- \_\_\_\_\_. 1995. **Gravity Dam Design**. 2 ed. Engineer Manual, EM 1110-2-2200, Department of The Army, USA.
- \_\_\_\_\_. 2000. **Roller-Compacted Concrete**. 2 ed. Engineer Manual, EM 1110-2-2006, Department of The Army, USA.
- U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation. 1998. **Concrete Dams Case Histories of Failures and Nonfailures with Back Calculations**. DSO-98-05. Dam Safety Office, USA.
- \_\_\_\_\_. 1976. **Design of Gravity Dams** , USA.

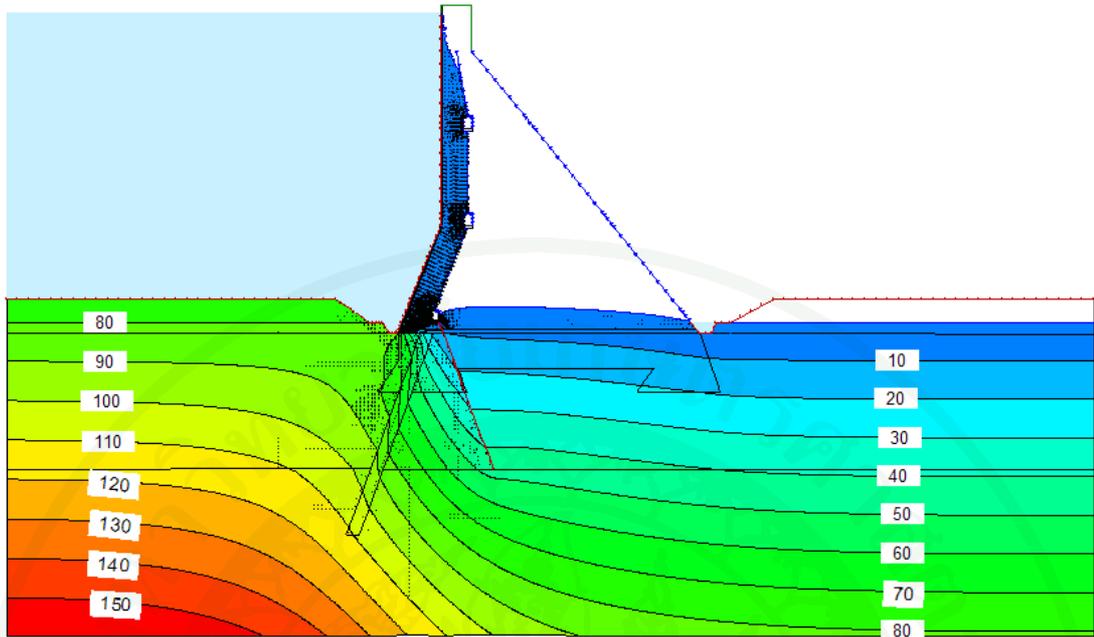
Zhu, Y., Semprich, S., Bauer, E. and Li, J. 2009. **Durchlaessigkeitseigenschaften und Drainagemassnahmen von RCC-Daemmen.** <http://www.talsperrenkomitee.de/>.  
Source: [http://www.talsperrenkomitee.de/weimar2004/pdf/V\\_10.PDF](http://www.talsperrenkomitee.de/weimar2004/pdf/V_10.PDF). July 8, 2009.



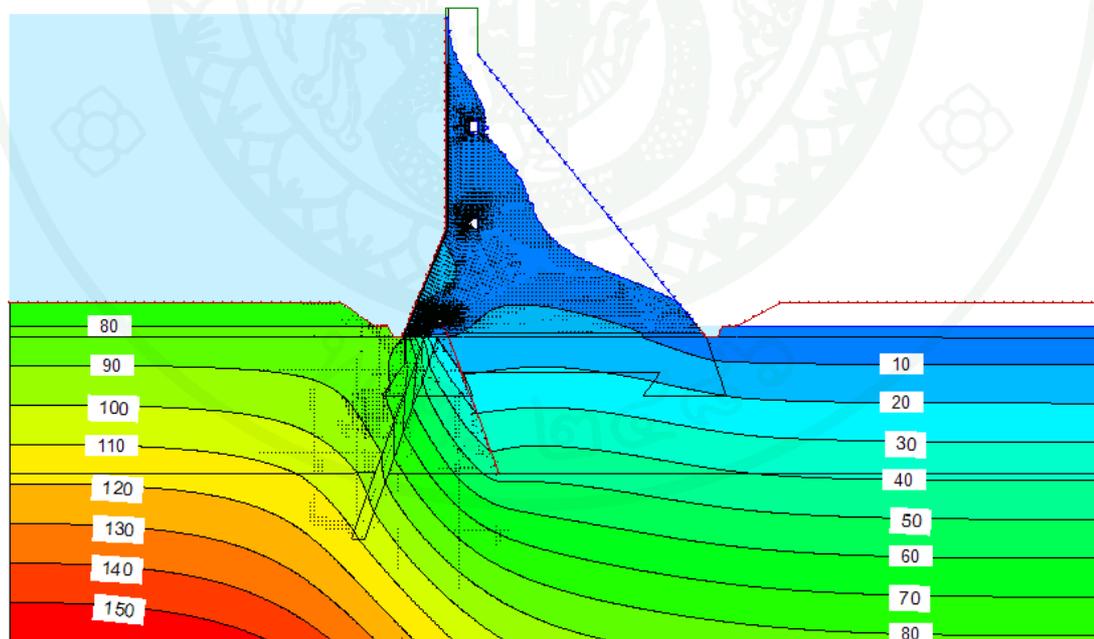


ภาคผนวก

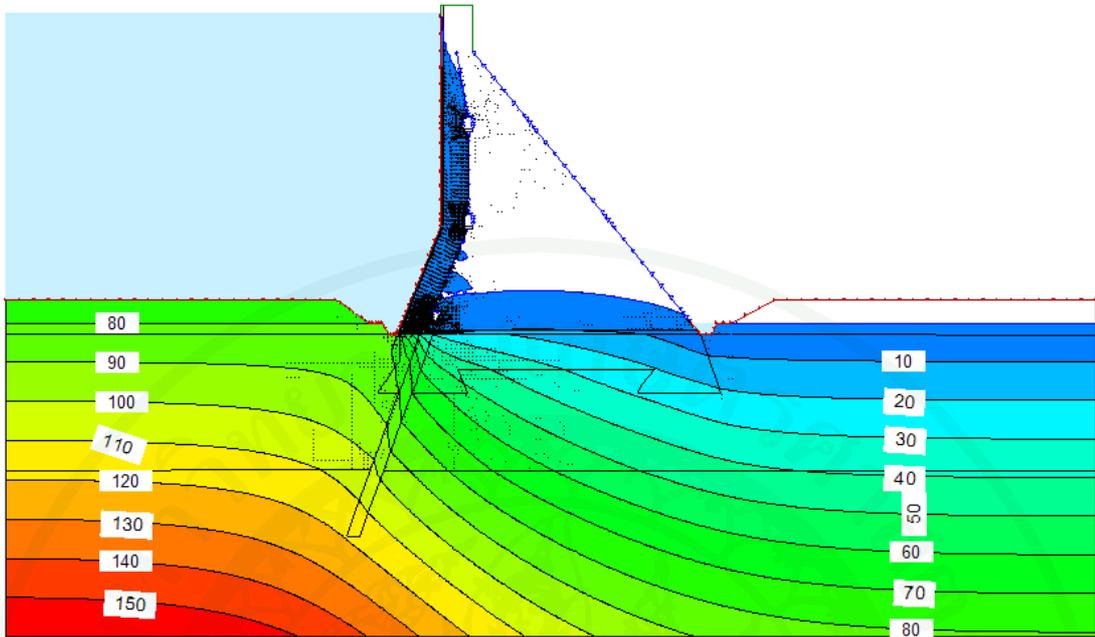




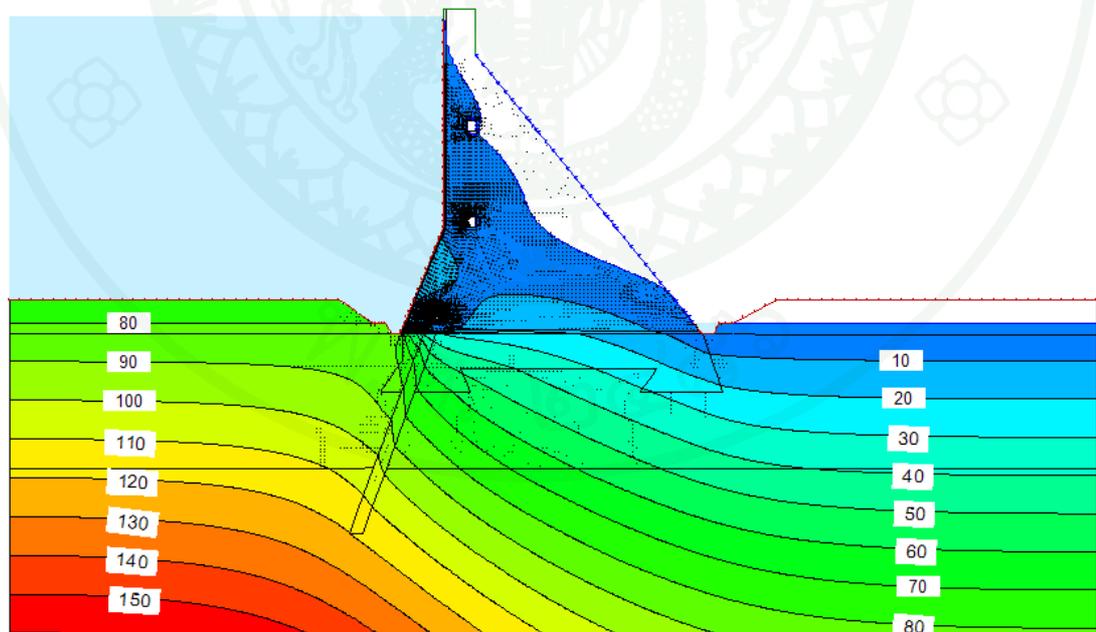
ภาพผนวกที่ ก1 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมเขื่อน RCC - S ในกรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ



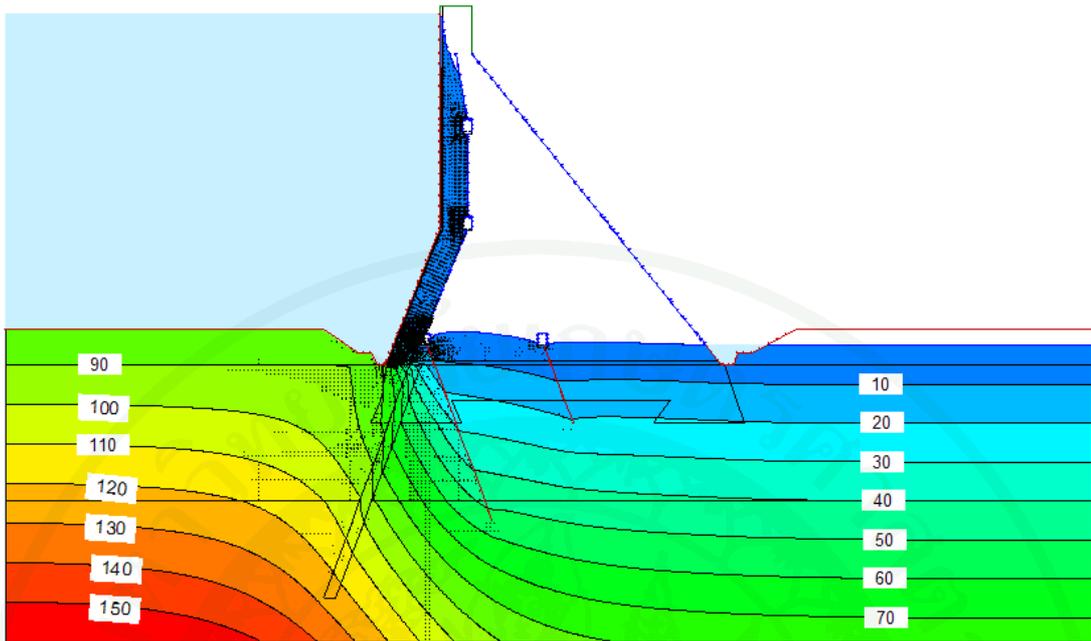
ภาพผนวกที่ ก2 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมเขื่อน RCC - S ในกรณี Dam Drain อุดตัน และ Foundation Drain ปกติ



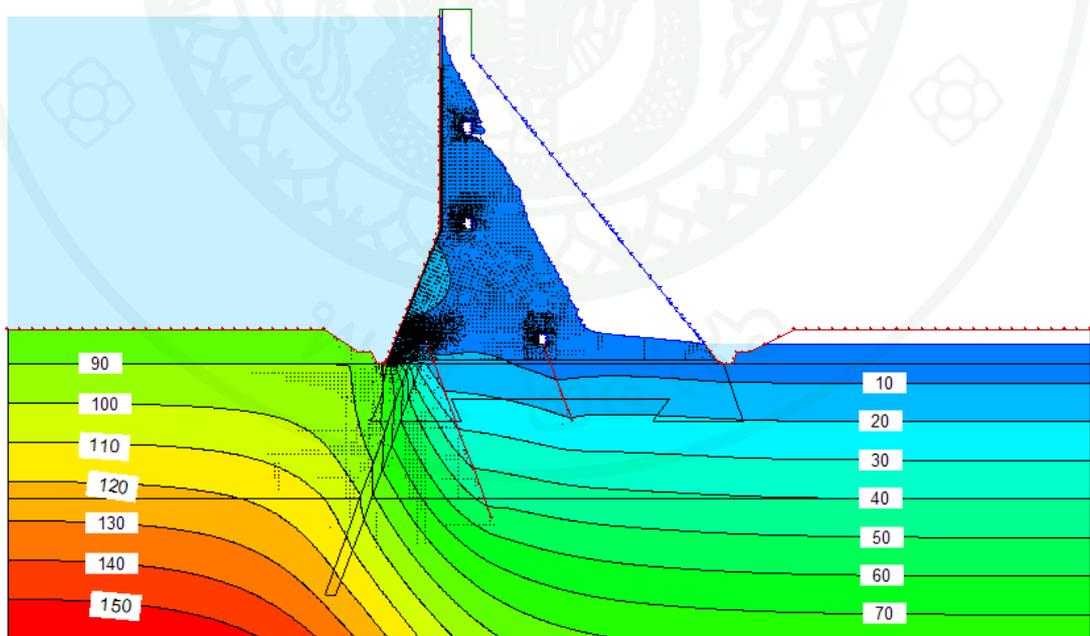
ภาพผนวกที่ ก3 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมเขื่อน RCC – S ในกรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุดตัน



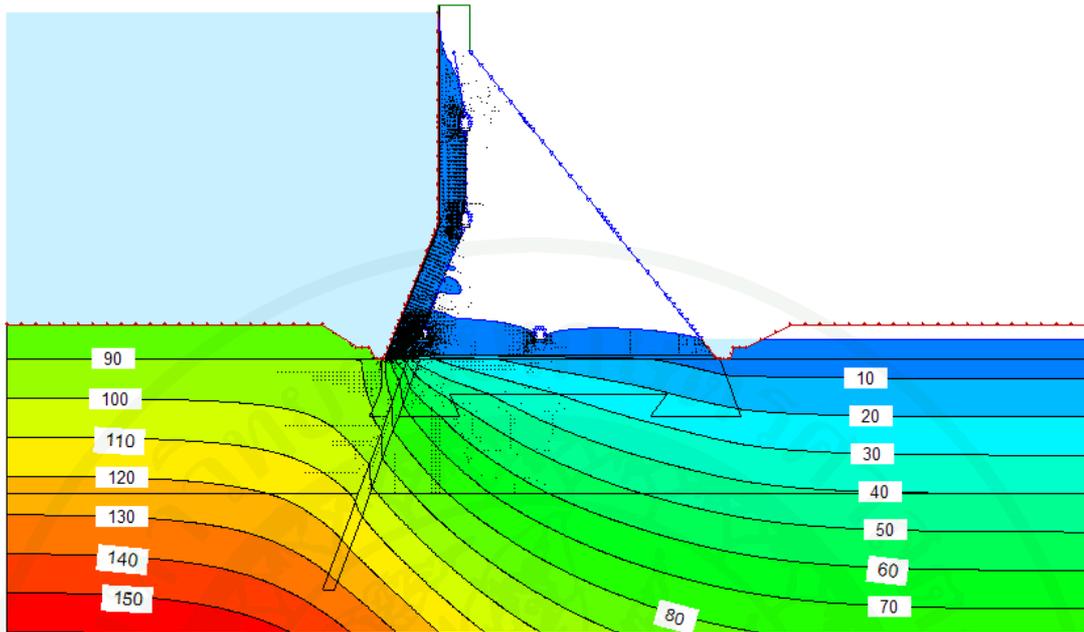
ภาพผนวกที่ ก4 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมเขื่อน RCC – S ในกรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุดตัน



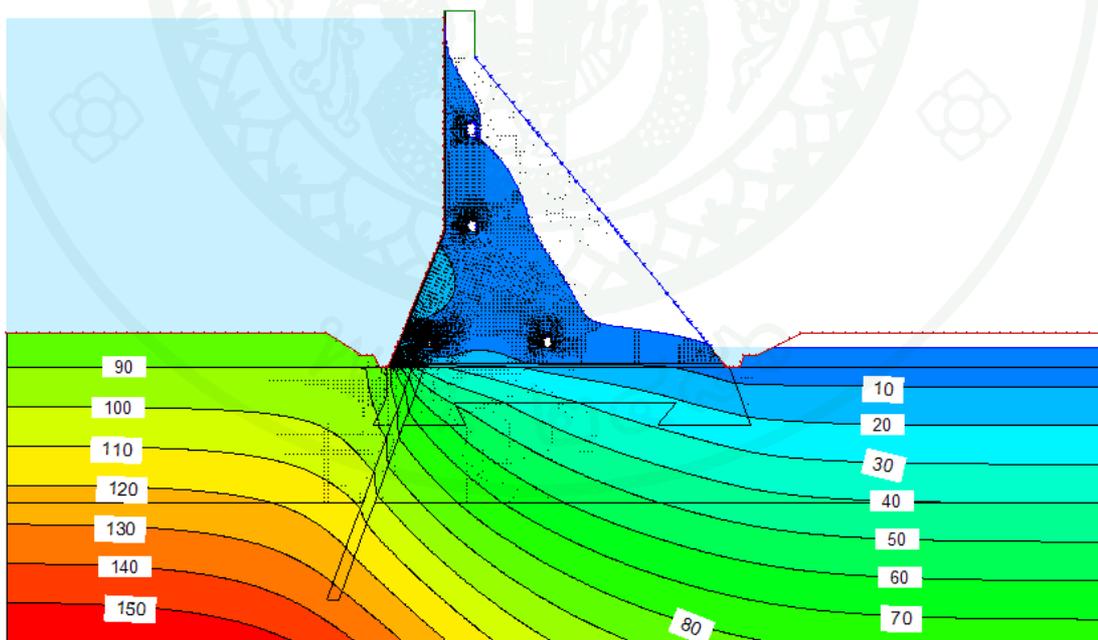
ภาพผนวกที่ ก5 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมเขื่อน RCC – B ในกรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ



ภาพผนวกที่ ก6 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมเขื่อน RCC – B ในกรณี Dam Drain อุดตัน และ Foundation Drain ปกติ



ภาพผนวกที่ ก7 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมเขื่อน RCC – B ในกรณี Dam Drain อุด  
 ดัน และ Foundation Drain ปกติ

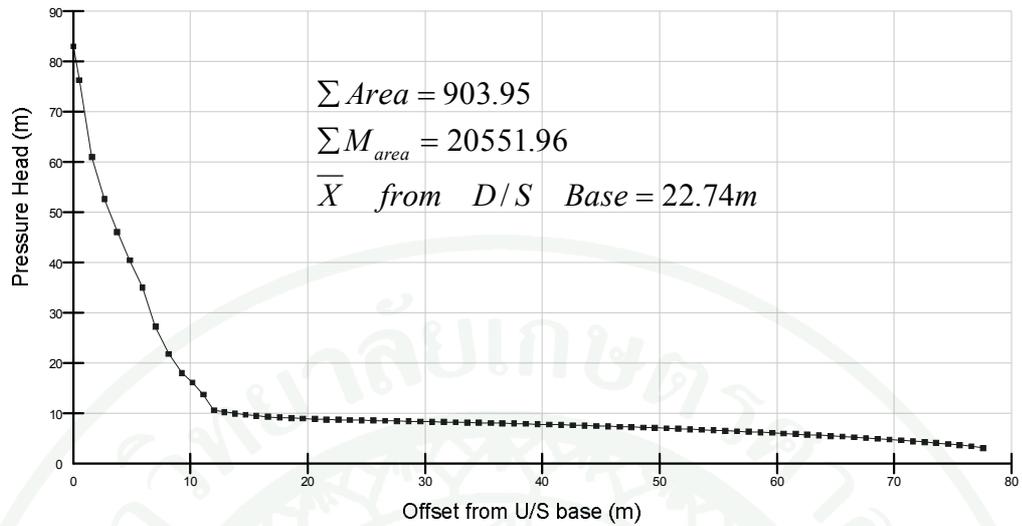


ภาพผนวกที่ ก8 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึมเขื่อน RCC – B ในกรณี Dam Drain และ  
 Foundation Drain อุดดัน

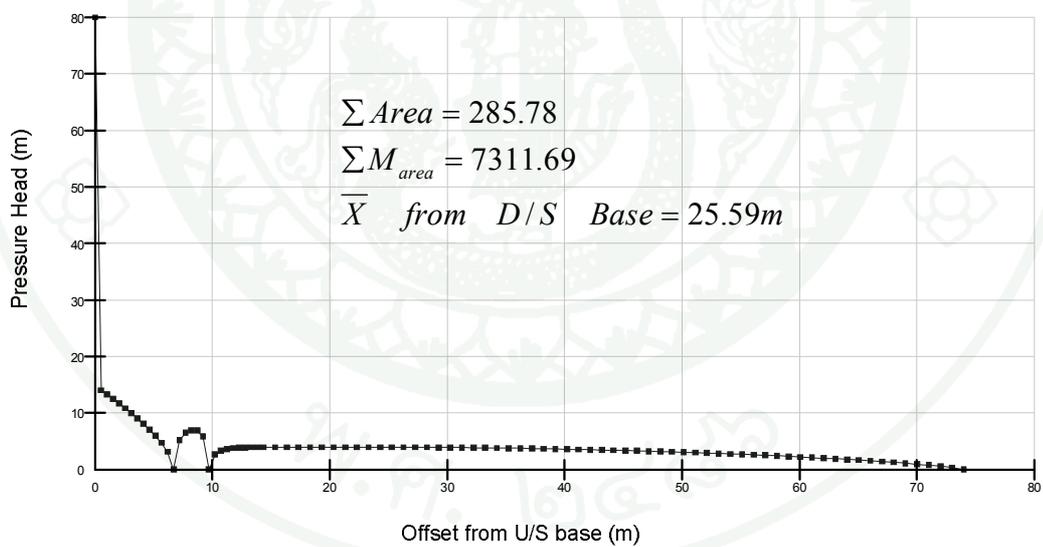


ภาคผนวก ข

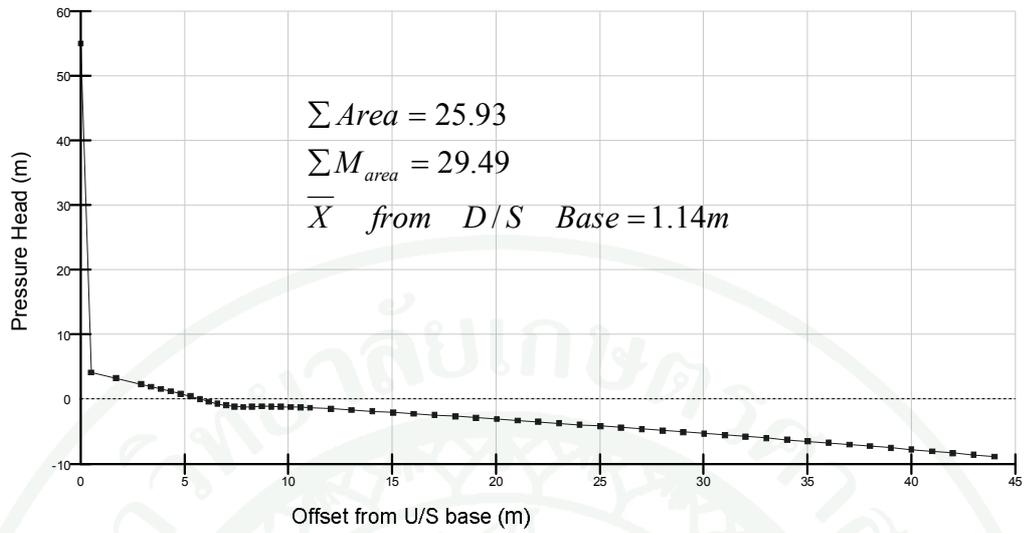
ผลแรงดันน้ำที่ระนาบตัวเขื่อนและฐานรากจากการวิเคราะห์แบบจำลองการไหลซึม



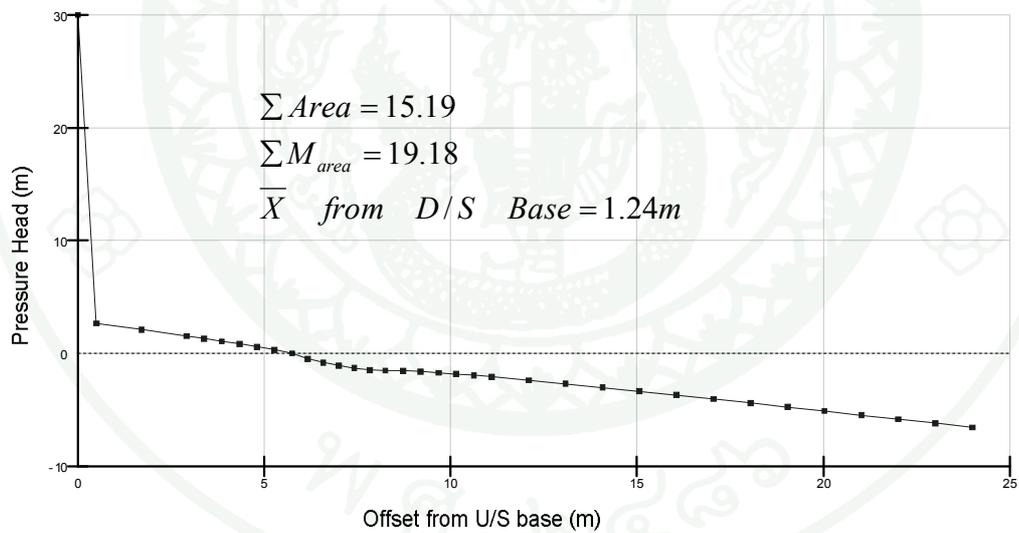
ภาพผนวกที่ ข1 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +27.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – S กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ



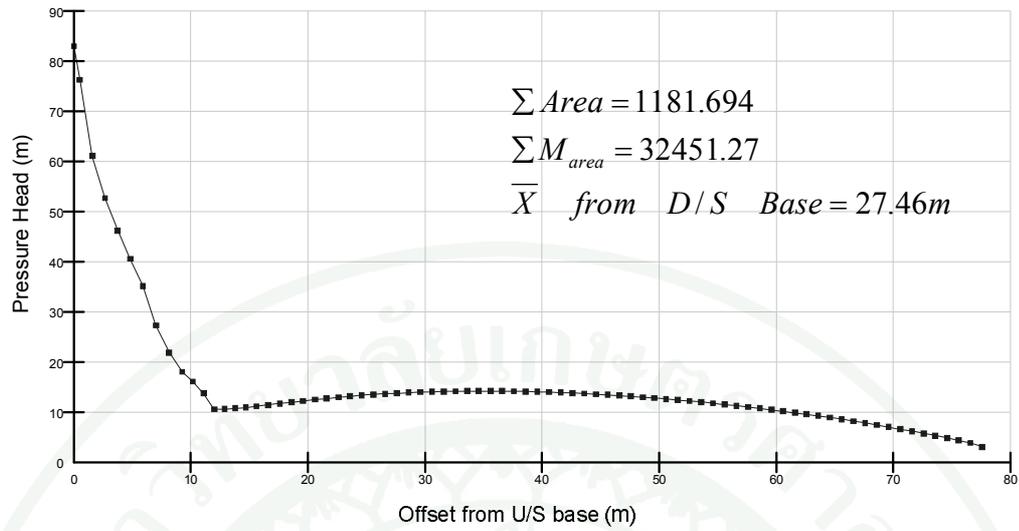
ภาพผนวกที่ ข2 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +30.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – S กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ



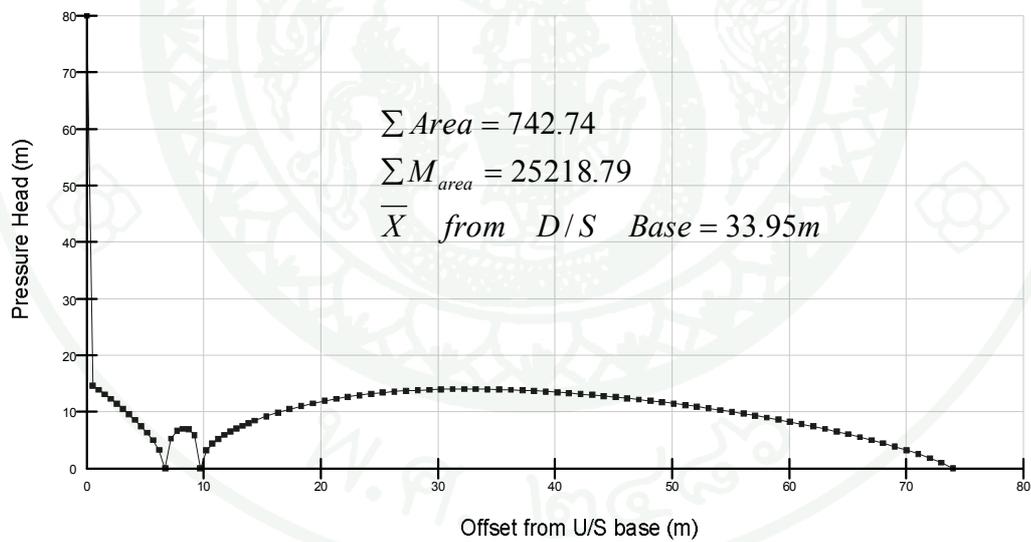
ภาพผนวกที่ ข3 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +55.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – S กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ



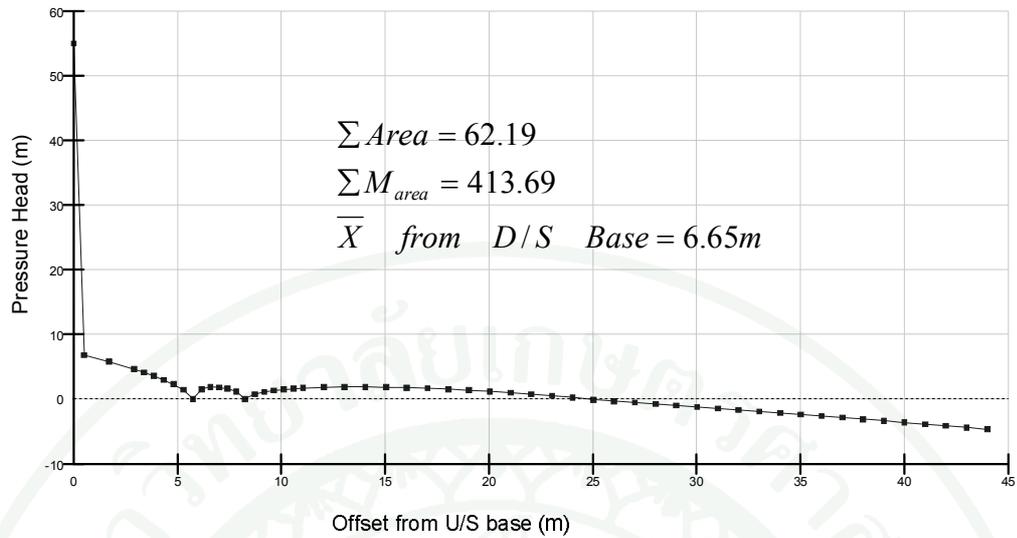
ภาพผนวกที่ ข4 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +80.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – S กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ



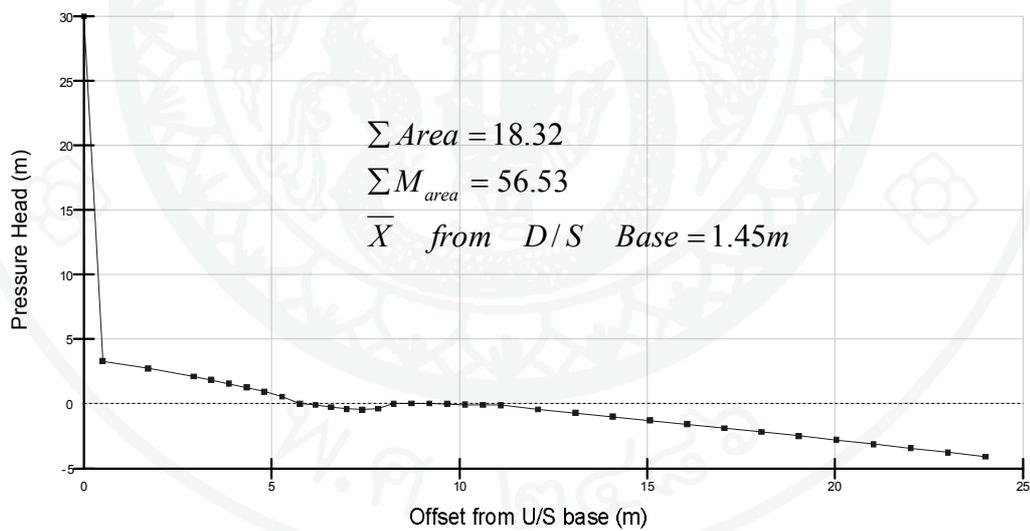
ภาพผนวกที่ ข5 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +27.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – S กรณี Dam Drain อุดตัน และ Foundation Drain ปกติ



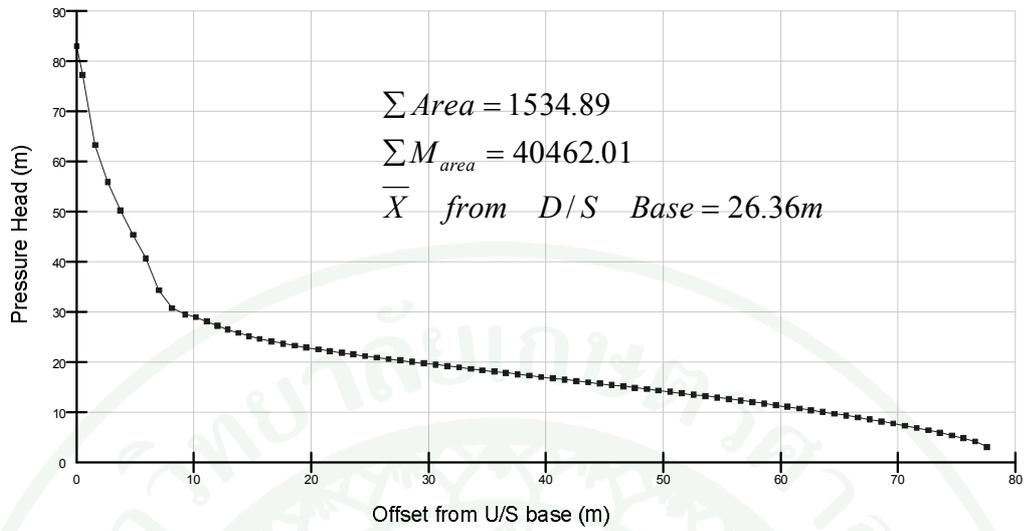
ภาพผนวกที่ ข6 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +30.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – S กรณี Dam Drain อุดตัน และ Foundation Drain ปกติ



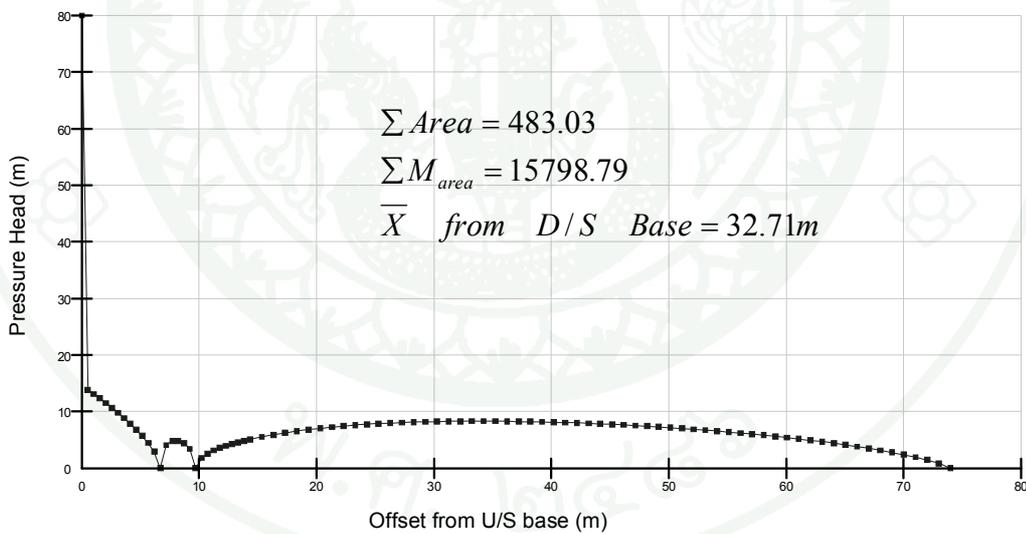
ภาพผนวกที่ ข7 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +55.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – S กรณี Dam Drain อุคตัน และ Foundation Drain ปกติ



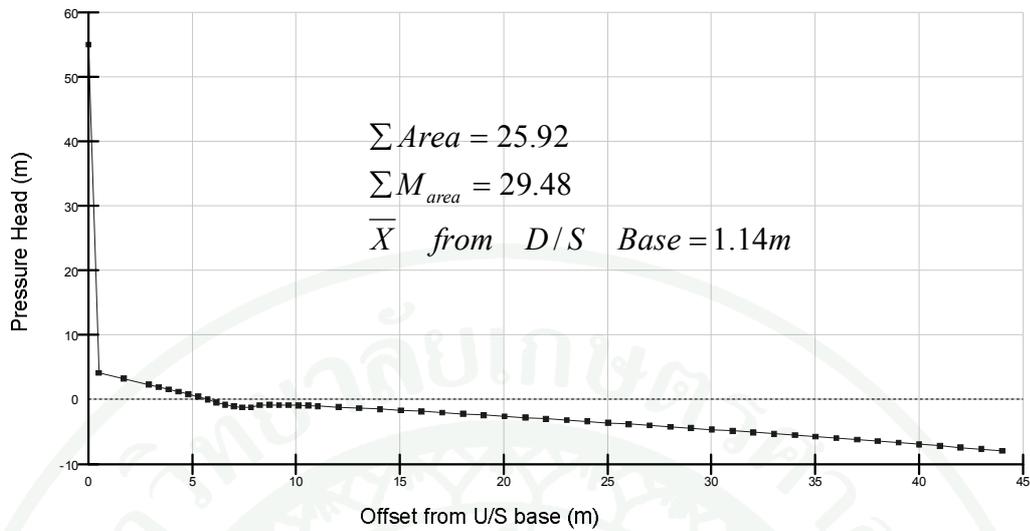
ภาพผนวกที่ ข8 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +80.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – S กรณี Dam Drain อุคตัน และ Foundation Drain ปกติ



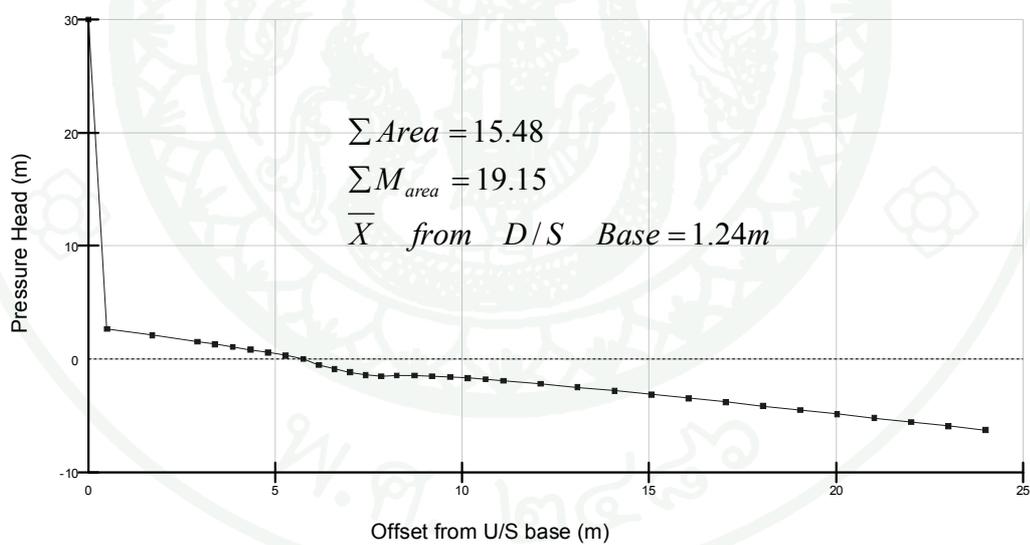
ภาพผนวกที่ ข9 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +27.00 ม.รทก. เขื่อน RCC - S กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุดตัน



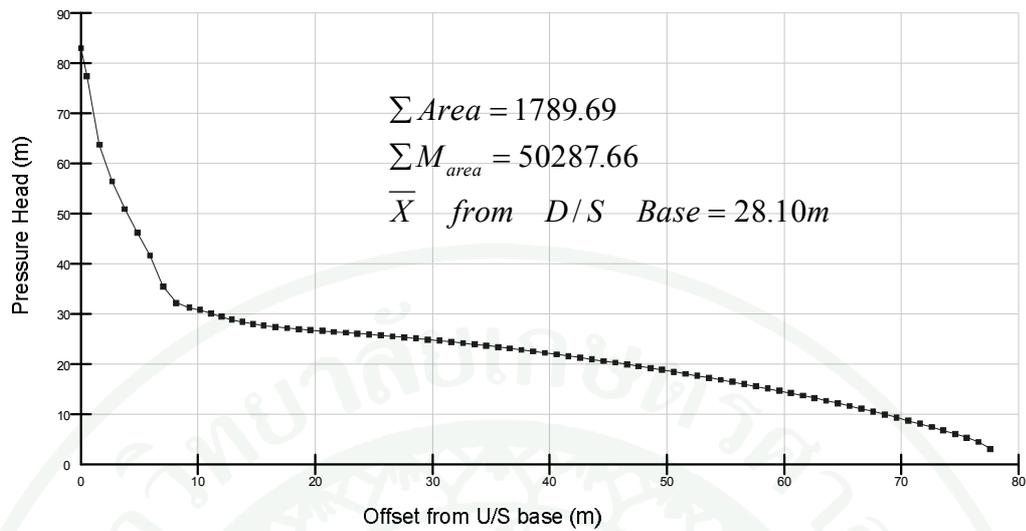
ภาพผนวกที่ ข10 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +30.00 ม.รทก. เขื่อน RCC - S กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุดตัน



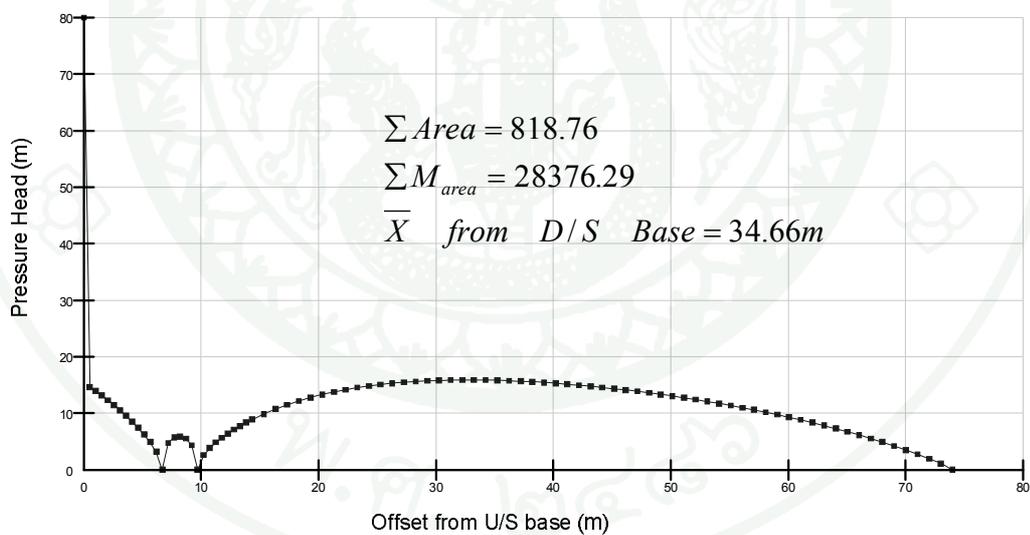
ภาพผนวกที่ ข11 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +55.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – S กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุดตัน



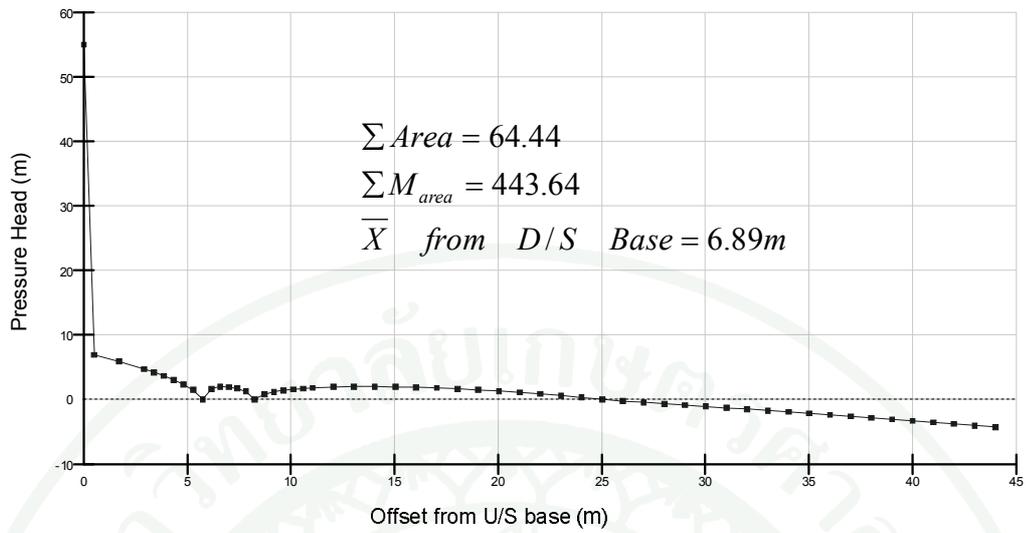
ภาพผนวกที่ ข12 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +80.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – S กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุดตัน



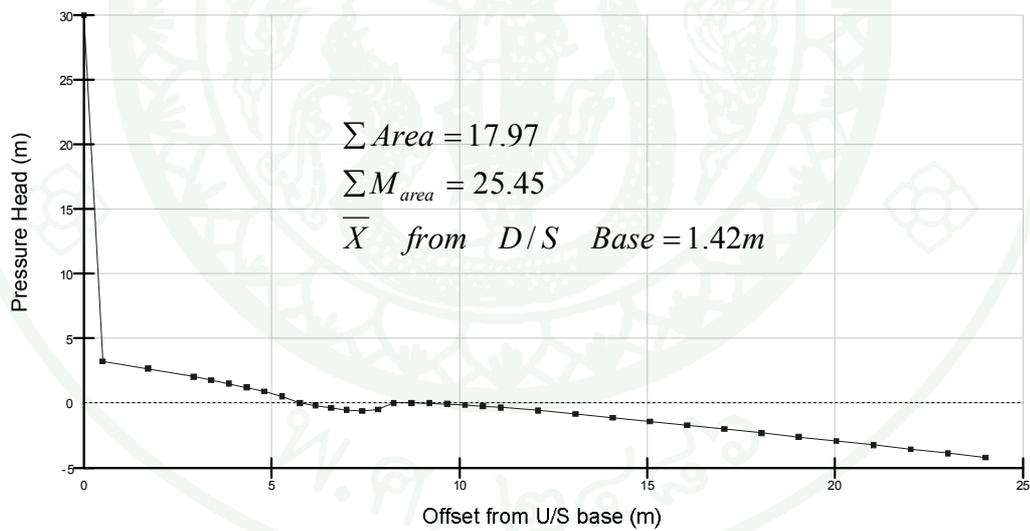
ภาพผนวกที่ ข13 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +27.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – S กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุดตัน



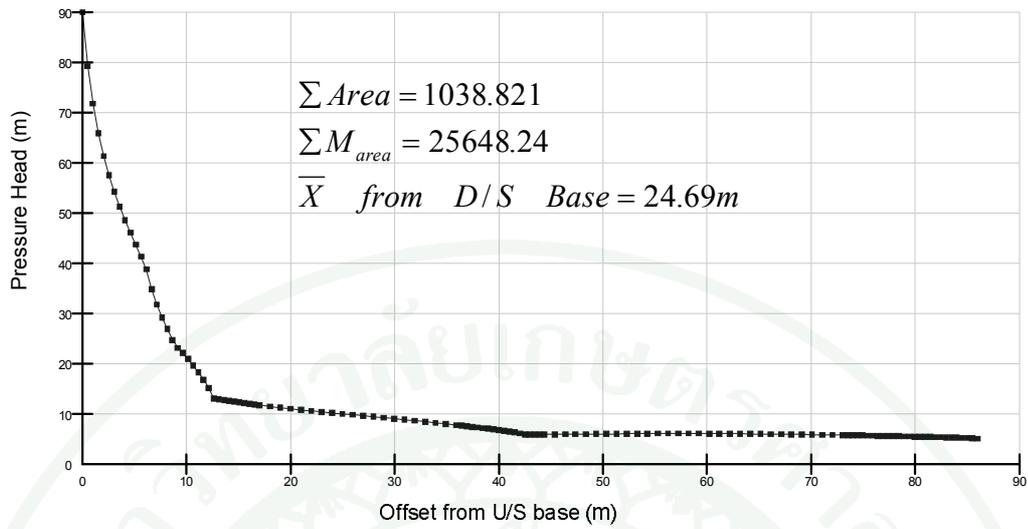
ภาพผนวกที่ ข14 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +30.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – S กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุดตัน



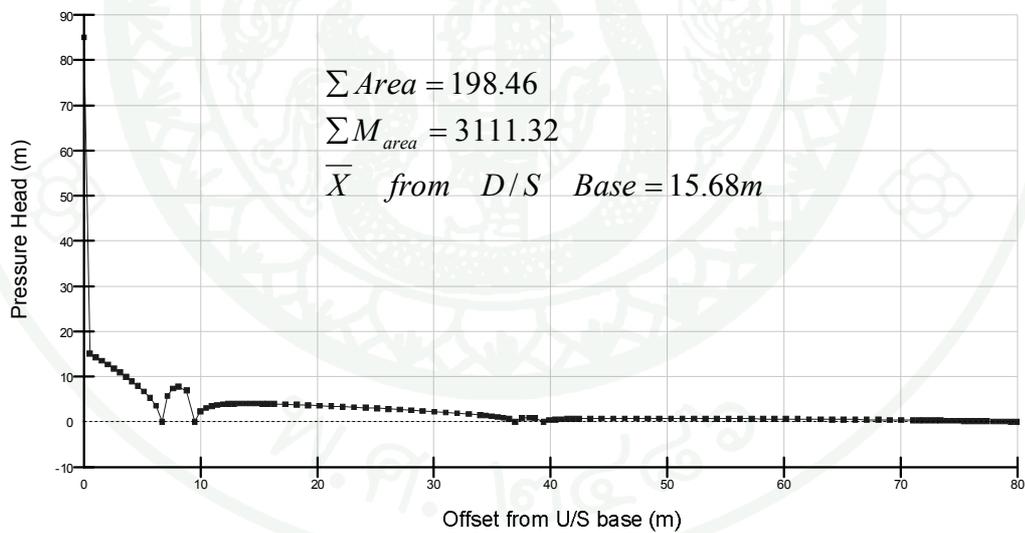
ภาพผนวกที่ ข15 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +55.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – S กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุดตัน



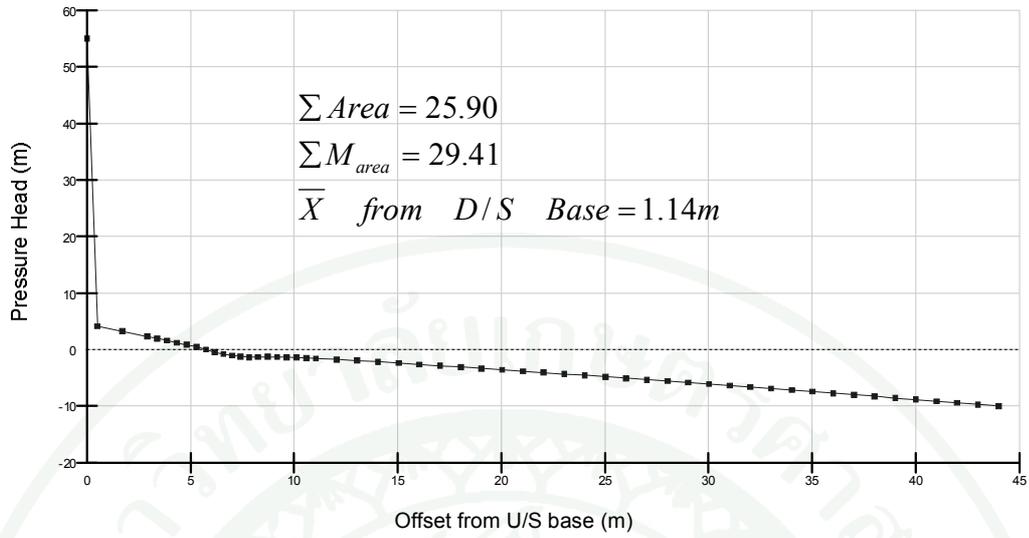
ภาพผนวกที่ ข16 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +80.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – S กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุดตัน



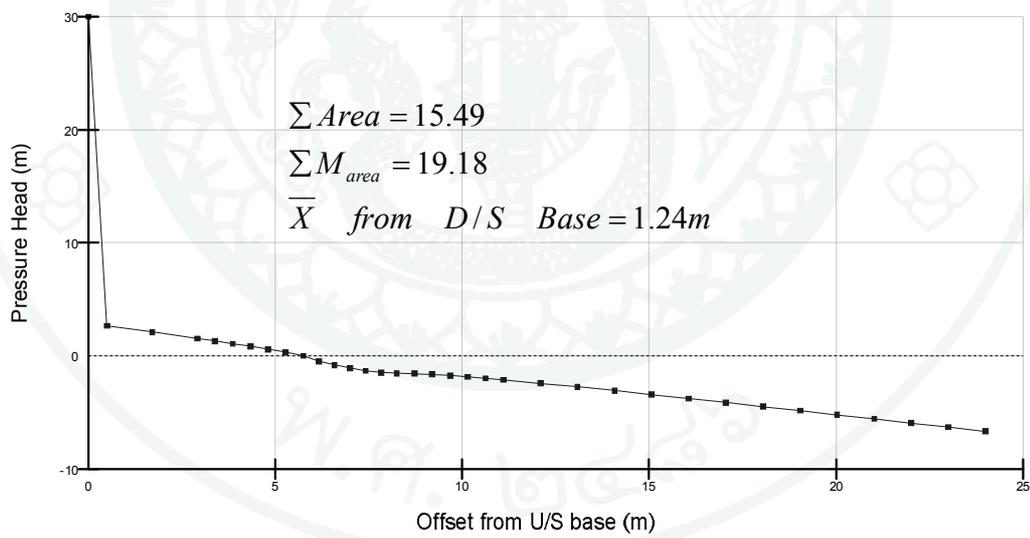
ภาพผนวกที่ ข17 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +20.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – B กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ



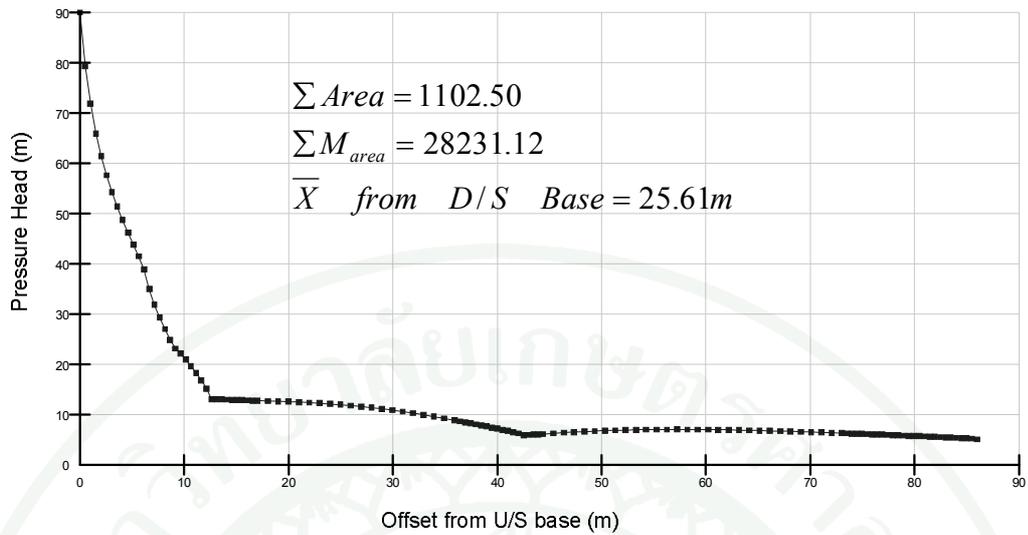
ภาพผนวกที่ ข18 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +25.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – B กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ



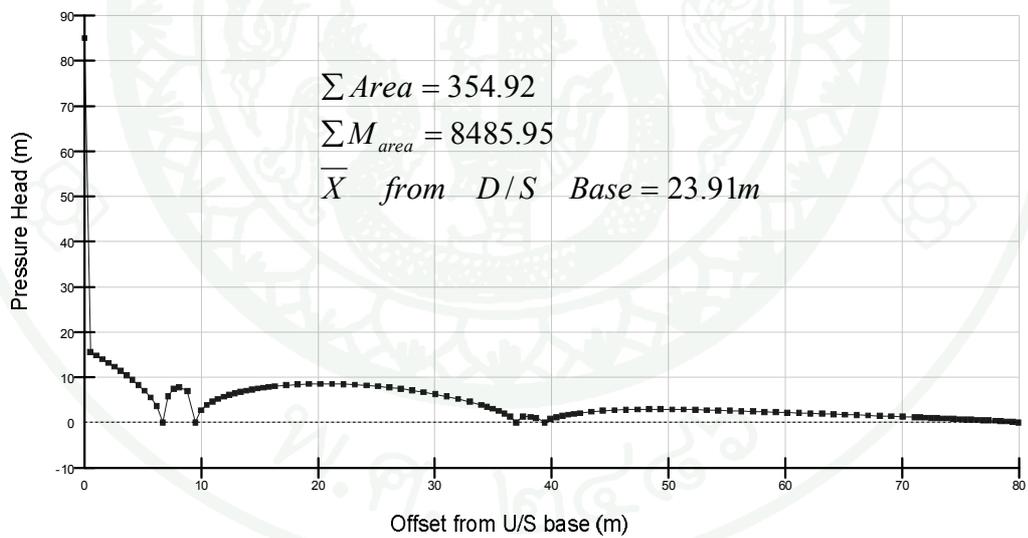
ภาพผนวกที่ ข19 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +55.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – B กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ



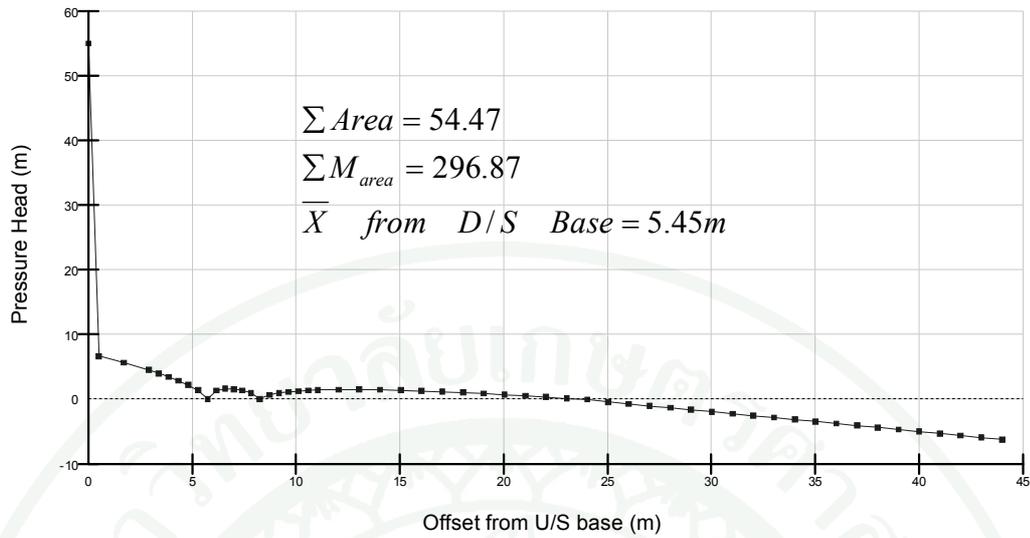
ภาพผนวกที่ ข20 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +80.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – B กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ



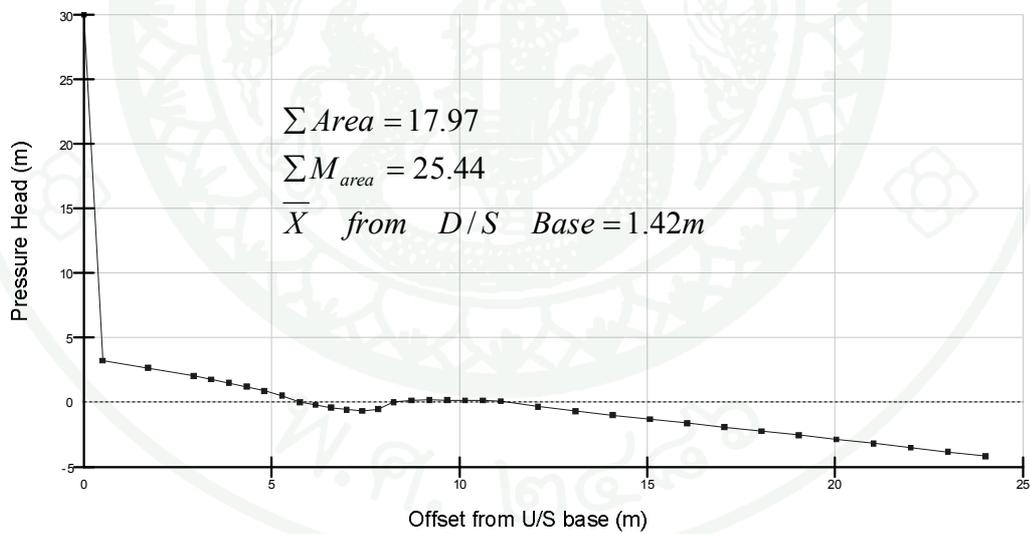
ภาพผนวกที่ ข21 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +20.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – B กรณี Dam Drain อุด  
 ตัน และ Foundation Drain ปกติ



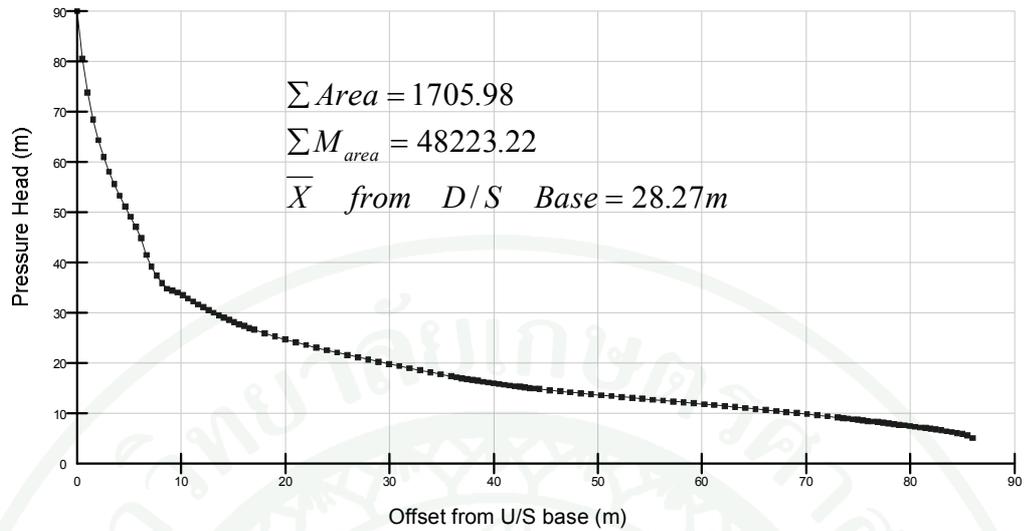
ภาพผนวกที่ ข22 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +25.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – B กรณี Dam Drain อุด  
 ตัน และ Foundation Drain ปกติ



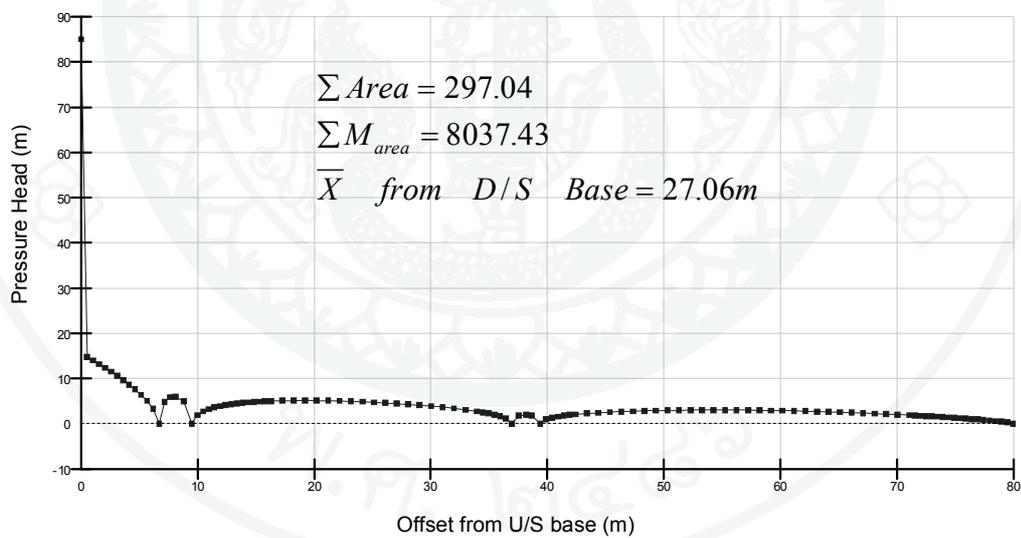
ภาพผนวกที่ ข23 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +55.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – B กรณี Dam Drain อุด  
 ดัน และ Foundation Drain ปกติ



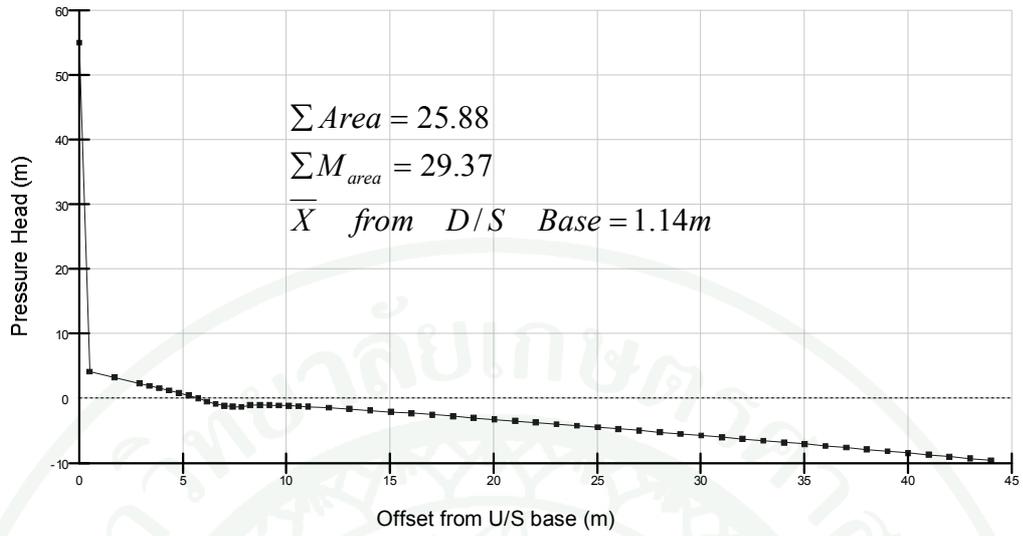
ภาพผนวกที่ ข24 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +80.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – B กรณี Dam Drain อุด  
 ดัน และ Foundation Drain ปกติ



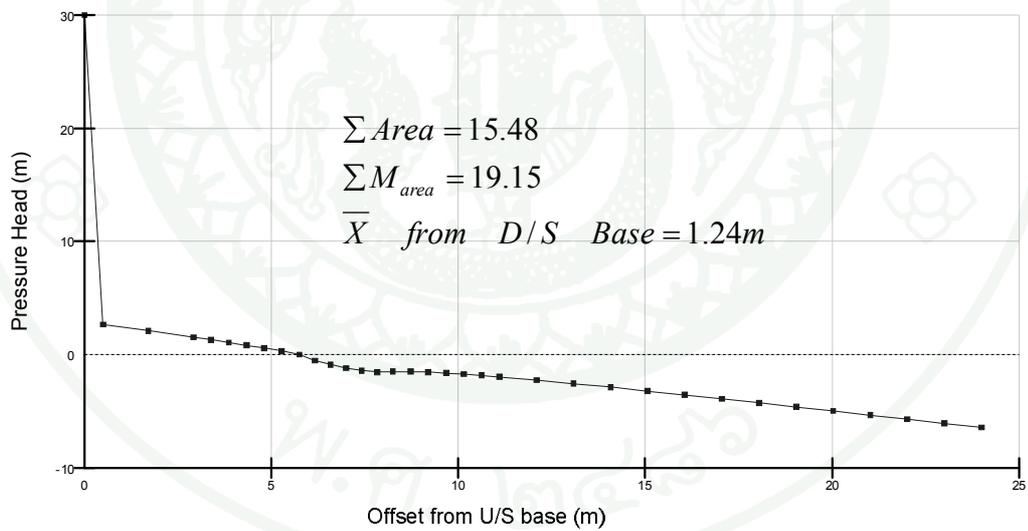
ภาพผนวกที่ ข25 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +20.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – B กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุดตัน



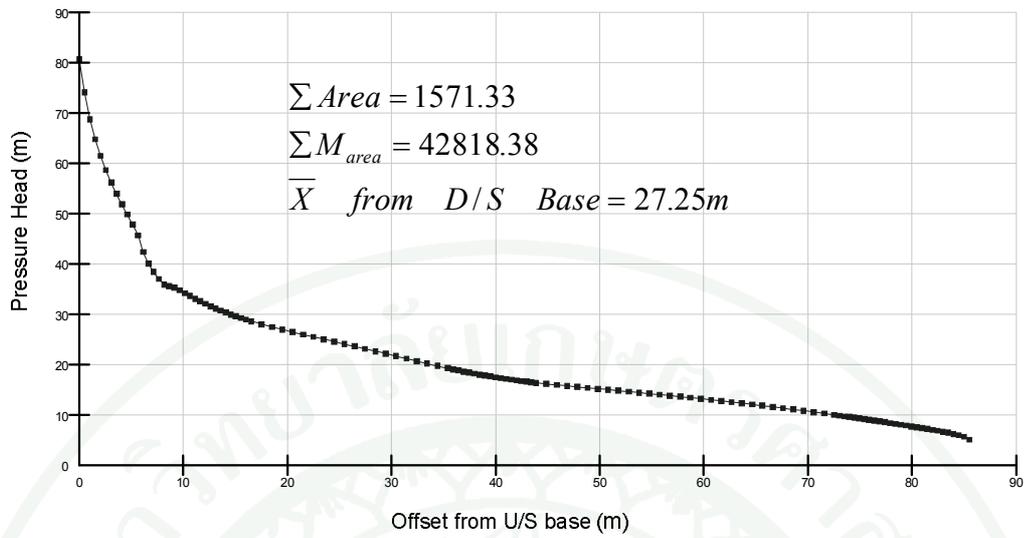
ภาพผนวกที่ ข26 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +25.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – B กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุดตัน



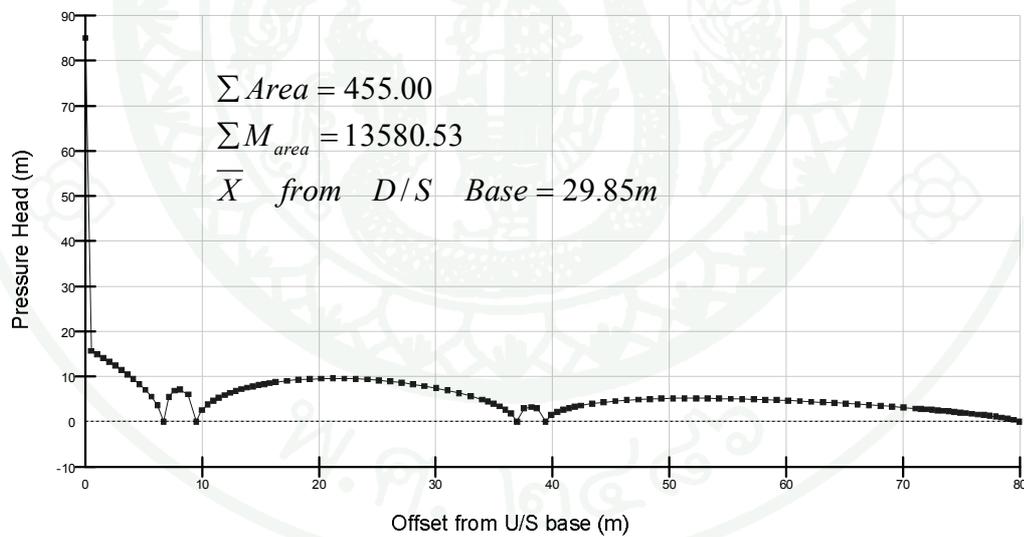
ภาพผนวกที่ ข27 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +55.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – B กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุดตัน



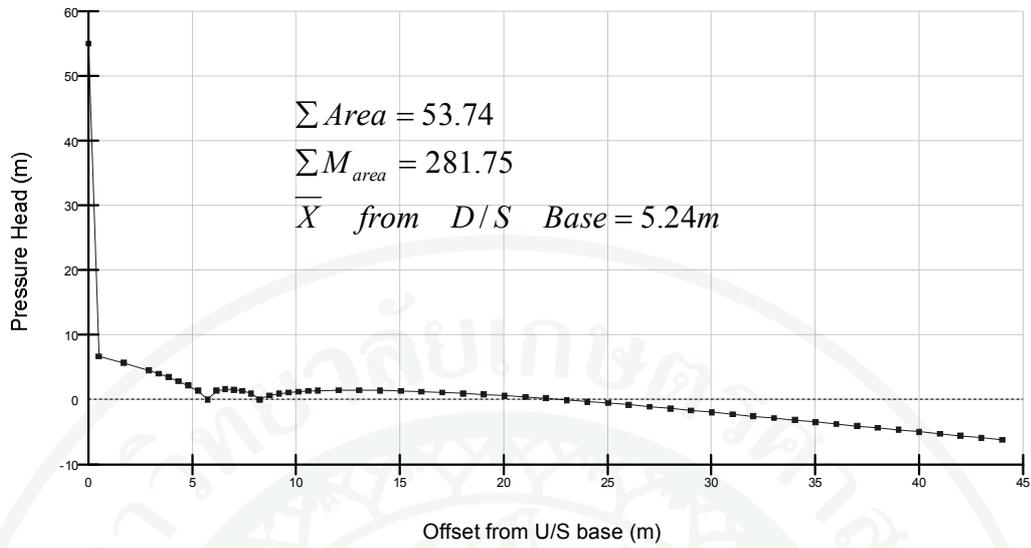
ภาพผนวกที่ ข28 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +80.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – B กรณี Dam Drain ปกติ และ Foundation Drain อุดตัน



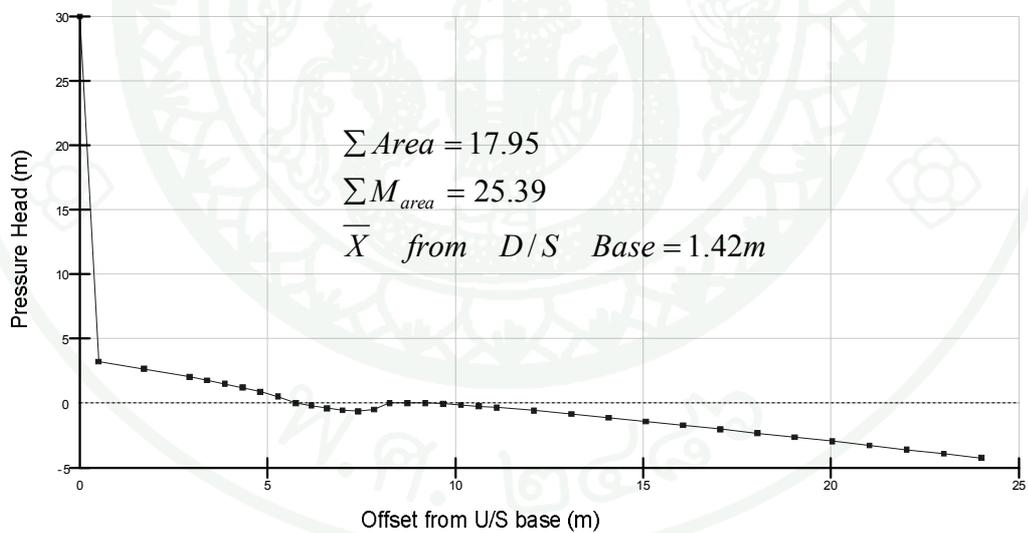
ภาพผนวกที่ ข29 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +20.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – B กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุดตัน



ภาพผนวกที่ ข30 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +25.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – B กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุดตัน



ภาพผนวกที่ ข31 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +55.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – B กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุดตัน



ภาพผนวกที่ ข32 แรงดันน้ำที่ระนาบระดับ +80.00 ม.รทก. เขื่อน RCC – B กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุดตัน



ภาคผนวก ก  
ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อนที่ระนาบตัวเขื่อนและฐานราก

ตารางผนวกที่ ค1 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +27.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	83 m					
H2	28 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	11 m					
L2	66.4 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	28 m					
Tailwater						
h3	3 m					
d1	2.4 m					
Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
Vertical Force						
Concrete	A	38.40	-23.70	-910.08	-62.40	-2396.16
	B	96.00	-22.37	-2147.20	-61.07	-5862.40
	C	6613.44	-5.57	-36814.82	-44.27	-292754.94
	D	369.60	-31.37	-11593.12	-70.07	-25896.64
Headwater	E	605.00	-33.20	-20086.00	-71.90	-43499.50
	F	154.00	-35.03	-5395.13	-73.73	-11354.93
Tailwater	G	3.60	37.90	136.44	-0.80	-2.88
Uplift	H	-903.95	-15.96	14431.03	-54.66	49414.02
Sum Vertical		6976.09		-62378.88		-332353.44
Horizontal Force						
Headwater	I	3444.50	27.67	95297.83	27.67	95297.83
Tailwater	J	-4.50	1.00	-4.50	1.00	-4.50
Sum Horizontal		3440.00		95293.33		95293.33
Cohesion	60 t/m <sup>2</sup>					
Friction Angle	45					
FSS	4.63 > 3	FSO	2.64 > 1.5			
σ <sub>min</sub> (ksc)	5.72 > 0	σ <sub>max</sub> (ksc)	12.31			
e (m)	4.72 < L/6 = 12.9					

ตารางผนวกที่ ค2 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +30.00 ม.รทท. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ

Dambody (RCC)							
Unit Weight	2.4	t/m <sup>3</sup>					
H1	80	m					
H2	25	m					
H3	55	m					
H4	2	m					
H5	10	m					
L1	10	m					
L2	64	m					
L3	8	m					
Headwater							
Unit Weight	1	t/m <sup>3</sup>					
h1	55	m					
h2	25	m					
Tailwater							
h3	0	m					
d1	0	m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-23.00	-883.20	-60.00	-2304.00
	B	96.00	-21.67	-2080.00	-58.67	-5632.00
	C	6144.00	-5.67	-34816.00	-42.67	-262144.00
	D	300.00	-30.33	-9100.00	-67.33	-20200.00
Headwater	E	550.00	-32.00	-17600.00	-69.00	-37950.00
	F	125.00	-33.67	-4208.33	-70.67	-8833.33
Tailwater	G	0.00	37.00	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-285.78	-11.41	3262.07	-48.41	13835.83
Sum Vertical		6967.62		-65425.46		-323227.51
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	3200.00	26.67	85333.33	26.67	85333.33
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		3200.00		85333.33		85333.33
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	4.01	> 3	FSO	3.40	> 1.5	
$\sigma_{min}$ (ksc)	7.23	> 0	$\sigma_{max}$ (ksc)	11.60		
e (m)	2.86	< L/6 =	12.33			

ตารางผนวกที่ ค3 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +55.00 ม.รทท. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	55 m					
H2	0 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	0 m					
L2	44 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	0 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					
Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
Vertical Force						
Concrete	A	38.40	-18.00	-691.20	-40.00	-1536.00
	B	96.00	-16.67	-1600.00	-38.67	-3712.00
	C	2904.00	-7.33	-21296.00	-29.33	-85184.00
Headwater	D	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
	E	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
Tailwater	F	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
	G	0.00	22.00	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-25.93	-20.86	540.93	-42.86	1111.35
Sum Vertical		3012.47		-23046.27		-89320.65
Horizontal Force						
Headwater	I	1512.50	18.33	27729.17	18.33	27729.17
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		1512.50		27729.17		27729.17
Cohesion	21 t/m <sup>2</sup>					
Friction Angle	45					
FSS	3.84 > 3	FSO	3.14 > 1.5			
σ <sub>min</sub> (ksc)	5.40 > 0	σ <sub>max</sub> (ksc)	8.30			
e (m)	1.55 < L/6 = 7.33					

ตารางผนวกที่ ค4 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +80.00 ม.รทท. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	30 m					
H2	0 m					
H3	30 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	0 m					
L2	24 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	30 m					
h2	0 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-8.00	-307.20	-20.00	-768.00
	B	96.00	-6.67	-640.00	-18.67	-1792.00
	C	864.00	-4.00	-3456.00	-16.00	-13824.00
	D	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
Headwater	E	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
	F	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
Tailwater	G	0.00	12.00	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-15.49	-10.76	166.74	-22.76	352.66
Sum Vertical		982.91		-4236.46		-16031.34
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	450.00	10.00	4500.00	10.00	4500.00
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		450.00		4500.00		4500.00
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	4.66	> 3	FSO	3.38	> 1.5	
$\sigma$ min (ksc)	3.82	> 0	$\sigma$ max (ksc)	4.37		
e (m)	0.27	< L/6 = 4				

ตารางผนวกที่ ค5 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +27.00 ม.รทท. กรณี Dam Drain อุดตัน  
และ Foundation Drain ปกติ

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	83 m					
H2	28 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	11 m					
L2	66.4 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	28 m					
Tailwater						
h3	3 m					
d1	2.4 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-23.70	-910.08	-62.40	-2396.16
	B	96.00	-22.37	-2147.20	-61.07	-5862.40
	C	6613.44	-5.57	-36814.82	-44.27	-292754.94
Headwater	D	369.60	-31.37	-11593.12	-70.07	-25896.64
	E	605.00	-33.20	-20086.00	-71.90	-43499.50
Tailwater	F	154.00	-35.03	-5395.13	-73.73	-11354.93
	G	3.60	37.90	136.44	-0.80	-2.88
Uplift	H	1181.69	-11.24	13280.28	-49.94	59011.83
Sum Vertical		6698.35		-63529.63		-322755.63
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	3444.50	27.67	95297.83	27.67	95297.83
Tailwater	J	-4.50	1.00	-4.50	1.00	-4.50
Sum Horizontal		3440.00		95293.33		95293.33
Cohesion	60	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	4.50	> 3	FSO	2.47	> 1.5	
σmin (ksc)	5.47	> 0	σmax (ksc)	11.84		
e (m)	4.74	< L/6 =	12.9			

ตารางผนวกที่ ค6 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +30.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain อุดตัน  
และ Foundation Drain ปกติ

Dambody (RCC)	
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>
H1	80 m
H2	25 m
H3	55 m
H4	2 m
H5	10 m
L1	10 m
L2	64 m
L3	8 m

Headwater	
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>
h1	55 m
h2	25 m

Tailwater	
h3	0 m
d1	0 m

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-23.00	-883.20	-60.00	-2304.00
	B	96.00	-21.67	-2080.00	-58.67	-5632.00
	C	6144.00	-5.67	-34816.00	-42.67	-262144.00
Headwater	D	300.00	-30.33	-9100.00	-67.33	-20200.00
	E	550.00	-32.00	-17600.00	-69.00	-37950.00
	F	125.00	-33.67	-4208.33	-70.67	-8833.33
Tailwater	G	0.00	37.00	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-742.74	-3.05	2262.57	-40.05	29743.93
Sum Vertical		6510.66		-66424.96		-307319.40
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	3200.00	26.67	85333.33	26.67	85333.33
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		3200.00		85333.33		85333.33
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	3.78	> 3	FSO	2.93	> 1.5	
$\sigma_{min}$ (ksc)	6.73	> 0	$\sigma_{max}$ (ksc)	10.87		
e (m)	2.90	< L/6 =	12.33			

ตารางผนวกที่ ๓7 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +55.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain อุดตัน  
และ Foundation Drain ปกติ

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	55 m					
H2	0 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	0 m					
L2	44 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	0 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-18.00	-691.20	-40.00	-1536.00
	B	96.00	-16.67	-1600.00	-38.67	-3712.00
	C	2904.00	-7.33	-21296.00	-29.33	-85184.00
Headwater	D	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
	E	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
Tailwater	F	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
	G	0.00	22.00	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-62.19	-15.35	954.42	-37.35	2322.53
Sum Vertical		2976.21		-22632.78		-88109.47
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	1512.50	18.33	27729.17	18.33	27729.17
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		1512.50		27729.17		27729.17
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	3.80	> 3	FSO	3.01	> 1.5	
$\sigma_{min}$ (ksc)	5.18	> 0	$\sigma_{max}$ (ksc)	8.34		
e (m)	1.71	< L/6 = 7.33				

ตารางผนวกที่ ค8 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +80.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain อุดตัน  
และ Foundation Drain ปกติ

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	30 m					
H2	0 m					
H3	30 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	0 m					
L2	24 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	30 m					
h2	0 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					
Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
Vertical Force						
Concrete	A	38.40	-8.00	-307.20	-20.00	-768.00
	B	96.00	-6.67	-640.00	-18.67	-1792.00
	C	864.00	-4.00	-3456.00	-16.00	-13824.00
Headwater	D	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
	E	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
	F	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
Tailwater	G	0.00	12.00	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-18.32	-10.55	193.29	-22.55	413.10
Sum Vertical		980.08		-4209.91		-15970.90
Horizontal Force						
Headwater	I	450.00	10.00	4500.00	10.00	4500.00
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		450.00		4500.00		4500.00
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	4.65	> 3	FSO	3.33	> 1.5	
$\sigma$ min (ksc)	3.78	> 0	$\sigma$ max (ksc)	4.39		
e (m)	0.30	< L/6 = 4				

ตารางผนวกที่ ๑๑ การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +27.00 ม.รทท. กรณี Dam Drain ปกติ  
และ Foundation Drain ฉุกเฉิน

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	83 m					
H2	28 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	11 m					
L2	66.4 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	28 m					
Tailwater						
h3	3 m					
d1	2.4 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-23.70	-910.08	-62.40	-2396.16
	B	96.00	-22.37	-2147.20	-61.07	-5862.40
C		6613.44	-5.57	-36814.82	-44.27	-292754.94
	D	369.60	-31.37	-11593.12	-70.07	-25896.64
Headwater	E	605.00	-33.20	-20086.00	-71.90	-43499.50
	F	154.00	-35.03	-5395.13	-73.73	-11354.93
Tailwater	G	3.60	37.90	136.44	-0.80	-2.88
Uplift	H	1534.89	-12.34	18938.29	-51.04	78338.58
Sum Vertical		6345.15		-57871.62		-303428.87
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	3444.50	27.67	95297.83	27.67	95297.83
Tailwater	J	-4.50	1.00	-4.50	1.00	-4.50
Sum Horizontal		3440.00		95293.33		95293.33
Cohesion	60	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	4.34	> 3	FSO	2.20	> 1.5	
σmin (ksc)	4.45	> 0	σmax (ksc)	11.95		
e (m)	5.90	< L/6 =	12.9			

ตารางผนวกที่ ค10 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +30.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain ปกติ  
และ Foundation Drain อดตัน

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	80 m					
H2	25 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	10 m					
L2	64 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	25 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-23.00	-883.20	-60.00	-2304.00
	B	96.00	-21.67	-2080.00	-58.67	-5632.00
	C	6144.00	-5.67	-34816.00	-42.67	-262144.00
	D	300.00	-30.33	-9100.00	-67.33	-20200.00
Headwater	E	550.00	-32.00	-17600.00	-69.00	-37950.00
	F	125.00	-33.67	-4208.33	-70.67	-8833.33
Tailwater	G	0.00	37.00	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-483.03	-4.29	2073.34	-41.29	19945.46
Sum Vertical		6770.37		-66614.20		-317117.87
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	3200.00	26.67	85333.33	26.67	85333.33
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		3200.00		85333.33		85333.33
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	3.91	> 3	FSO	3.20	> 1.5	
$\sigma_{min}$ (ksc)	7.10	> 0	$\sigma_{max}$ (ksc)	11.20		
e (m)	2.76	< L/6 =	12.33			

ตารางผนวกที่ ค11 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +55.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain ปกติ  
และ Foundation Drain ฉุกเฉิน

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	55 m					
H2	0 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	0 m					
L2	44 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	0 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-18.00	-691.20	-40.00	-1536.00
	B	96.00	-16.67	-1600.00	-38.67	-3712.00
	C	2904.00	-7.33	-21296.00	-29.33	-85184.00
Headwater	D	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
	E	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
Tailwater	F	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
	G	0.00	22.00	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-25.92	-20.86	540.86	-42.86	1111.19
Sum Vertical		3012.48		-23046.34		-89320.81
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	1512.50	18.33	27729.17	18.33	27729.17
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		1512.50		27729.17		27729.17
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	3.84	> 3	FSO	3.14	> 1.5	
$\sigma_{min}$ (ksc)	5.40	> 0	$\sigma_{max}$ (ksc)	8.30		
e (m)	1.55	< L/6 =	7.33			

ตารางผนวกที่ ค12 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +80.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain ปกติ  
และ Foundation Drain อดตัน

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	30 m					
H2	0 m					
H3	30 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	0 m					
L2	24 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	30 m					
h2	0 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-8.00	-307.20	-20.00	-768.00
	B	96.00	-6.67	-640.00	-18.67	-1792.00
	C	864.00	-4.00	-3456.00	-16.00	-13824.00
Headwater	D	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
	E	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
	F	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
Tailwater	G	0.00	12.00	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-15.48	-10.76	166.65	-22.76	352.45
Sum Vertical		982.92		-4236.55		-16031.55
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	450.00	10.00	4500.00	10.00	4500.00
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		450.00		4500.00		4500.00
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	4.66	> 3	FSO	3.38	> 1.5	
$\sigma$ min (ksc)	3.82	> 0	$\sigma$ max (ksc)	4.37		
e (m)	0.27	< L/6 = 4				

ตารางผนวกที่ ค13 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +27.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อดตัน

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	83 m					
H2	28 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	11 m					
L2	66.4 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	28 m					
Tailwater						
h3	3 m					
d1	2.4 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-23.70	-910.08	-62.40	-2396.16
	B	96.00	-22.37	-2147.20	-61.07	-5862.40
	C	6613.44	-5.57	-36814.82	-44.27	-292754.94
Headwater	D	369.60	-31.37	-11593.12	-70.07	-25896.64
	E	605.00	-33.20	-20086.00	-71.90	-43499.50
	F	154.00	-35.03	-5395.13	-73.73	-11354.93
Tailwater	G	3.60	37.90	136.44	-0.80	-2.88
Uplift	H	1789.69	-10.60	18973.16	-49.30	88233.97
Sum Vertical		6090.35		-57836.75		-293533.49
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	3444.50	27.67	95297.83	27.67	95297.83
Tailwater	J	-4.50	1.00	-4.50	1.00	-4.50
Sum Horizontal		3440.00		95293.33		95293.33
Cohesion	60	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	4.22	> 3	FSO	2.08	> 1.5	
σmin (ksc)	4.12	> 0	σmax (ksc)	11.62		
e (m)	6.15	< L/6 =	12.9			

ตารางผนวกที่ ค14 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +30.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อดตัน

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	80 m					
H2	25 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	10 m					
L2	64 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	25 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					

The diagram illustrates a dam cross-section with various force areas and dimensions. The dam body is divided into sections A through H. Headwater is represented by area I and tailwater by area J. Dimensions include heights H1 through H5, lengths L1 through L3, and water depths h1 through h3 and toe depth d1.

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-23.00	-883.20	-60.00	-2304.00
	B	96.00	-21.67	-2080.00	-58.67	-5632.00
	C	6144.00	-5.67	-34816.00	-42.67	-262144.00
Headwater	D	300.00	-30.33	-9100.00	-67.33	-20200.00
	E	550.00	-32.00	-17600.00	-69.00	-37950.00
	F	125.00	-33.67	-4208.33	-70.67	-8833.33
Tailwater	G	0.00	37.00	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-818.76	-2.34	1917.74	-39.34	32211.76
Sum Vertical		6434.64		-66769.79		-304851.57
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	3200.00	26.67	85333.33	26.67	85333.33
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		3200.00		85333.33		85333.33
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	3.74	> 3	FSO	2.87	> 1.5	
σ <sub>min</sub> (ksc)	6.66	> 0	σ <sub>max</sub> (ksc)	10.73		
e (m)	2.88	< L/6 =	12.33			

ตารางผนวกที่ ค15 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +55.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุดตัน

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	55 m					
H2	0 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	0 m					
L2	44 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	0 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					
Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
Vertical Force						
Concrete	A	38.40	-18.00	-691.20	-40.00	-1536.00
	B	96.00	-16.67	-1600.00	-38.67	-3712.00
	C	2904.00	-7.33	-21296.00	-29.33	-85184.00
Headwater	D	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
	E	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
Tailwater	F	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
	G	0.00	22.00	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-64.44	-15.12	973.97	-37.12	2391.58
Sum Vertical		2973.96		-22613.23		-88040.42
Horizontal Force						
Headwater	I	1512.50	18.33	27729.17	18.33	27729.17
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		1512.50		27729.17		27729.17
Cohesion	21 t/m <sup>2</sup>					
Friction Angle	45					
FSS	3.80 > 3	FSO	3.00 > 1.5			
σ <sub>min</sub> (ksc)	5.17 > 0	σ <sub>max</sub> (ksc)	8.34			
e (m)	1.72 < L/6 = 7.33					

ตารางผนวกที่ ค16 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – S +80.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุดตัน

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	30 m					
H2	0 m					
H3	30 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	0 m					
L2	24 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	30 m					
h2	0 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					
Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
Vertical Force						
Concrete	A	38.40	-8.00	-307.20	-20.00	-768.00
	B	96.00	-6.67	-640.00	-18.67	-1792.00
	C	864.00	-4.00	-3456.00	-16.00	-13824.00
Headwater	D	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
	E	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
	F	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
Tailwater	G	0.00	12.00	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-17.97	-10.58	190.17	-22.58	405.79
Sum Vertical		980.43		-4213.03		-15978.21
Horizontal Force						
Headwater	I	450.00	10.00	4500.00	10.00	4500.00
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		450.00		4500.00		4500.00
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	4.65	> 3	FSO	3.34	> 1.5	
$\sigma$ min (ksc)	3.79	> 0	$\sigma$ max (ksc)	4.38		
e (m)	0.29	< L/6 = 4				

ตารางผนวกที่ ค17 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +20.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	90 m					
H2	35 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	14 m					
L2	72 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	35 m					
Tailwater						
h3	5 m					
d1	4 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-25.00	-960.00	-68.00	-2611.20
	B	96.00	-23.67	-2272.00	-66.67	-6400.00
	C	7776.00	-5.00	-38880.00	-48.00	-373248.00
Headwater	D	588.00	-33.67	-19796.00	-76.67	-45080.00
	E	770.00	-36.00	-27720.00	-79.00	-60830.00
Tailwater	F	245.00	-38.33	-9391.67	-81.33	-19926.67
	G	10.00	41.67	416.67	-1.33	-13.33
Uplift	H	1038.82	-18.31	19021.05	-61.31	63690.34
Sum Vertical		8484.58		-79581.95		-444418.86
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	4050.00	30.00	121500.00	30.00	121500.00
Tailwater	J	-12.50	1.67	-20.83	1.67	-20.83
Sum Horizontal		4037.50		121479.17		121479.17
Cohesion	60	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	4.68	> 3	FSO	2.74	> 1.5	
σmin (ksc)	6.47	> 0	σmax (ksc)	13.26		
e (m)	4.94	< L/6 =	14.33			

ตารางผนวกที่ ค18 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +25.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	85 m					
H2	30 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	11.5 m					
L2	68 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	30 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-24.25	-931.20	-64.00	-2457.60
	B	96.00	-22.92	-2200.00	-62.67	-6016.00
	C	6936.00	-5.58	-38726.00	-45.33	-314432.00
	D	414.00	-32.08	-13282.50	-71.83	-29739.00
Headwater	E	632.50	-34.00	-21505.00	-73.75	-46646.88
	F	172.50	-35.92	-6195.63	-75.67	-13052.50
Tailwater	G	0.00	39.75	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-198.46	-24.07	4777.43	-63.82	12666.19
Sum Vertical		8090.94		-78062.89		-399677.78
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	3612.50	28.33	102354.17	28.33	102354.17
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		3612.50		102354.17		102354.17
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	4.09	> 3	FSO	3.58	> 1.5	
$\sigma_{min}$ (ksc)	7.87	> 0	$\sigma_{max}$ (ksc)	12.48		
e (m)	3.00	< L/6 =	13.25			

ตารางผนวกที่ ค19 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +55.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	55 m					
H2	0 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	0 m					
L2	44 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	0 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-18.00	-691.20	-40.00	-1536.00
	B	96.00	-16.67	-1600.00	-38.67	-3712.00
	C	2904.00	-7.33	-21296.00	-29.33	-85184.00
Headwater	D	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
	E	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
Tailwater	F	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
	G	0.00	22.00	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-25.90	-20.86	540.36	-42.86	1110.14
Sum Vertical		3012.50		-23046.84		-89321.86
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	1512.50	18.33	27729.17	18.33	27729.17
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		1512.50		27729.17		27729.17
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	3.84	> 3	FSO	3.14	> 1.5	
$\sigma_{min}$ (ksc)	5.40	> 0	$\sigma_{max}$ (ksc)	8.30		
e (m)	1.55	< L/6 =	7.33			

ตารางผนวกที่ ค20 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +80.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain ปกติ

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	30 m					
H2	0 m					
H3	30 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	0 m					
L2	24 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	30 m					
h2	0 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-8.00	-307.20	-20.00	-768.00
	B	96.00	-6.67	-640.00	-18.67	-1792.00
	C	864.00	-4.00	-3456.00	-16.00	-13824.00
	D	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
Headwater	E	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
	F	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
Tailwater	G	0.00	12.00	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-15.49	-10.76	166.75	-22.76	352.68
Sum Vertical		982.91		-4236.45		-16031.32
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	450.00	10.00	4500.00	10.00	4500.00
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		450.00		4500.00		4500.00
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	4.66	> 3	FSO	3.38	> 1.5	
$\sigma$ min (ksc)	3.82	> 0	$\sigma$ max (ksc)	4.37		
e (m)	0.27	< L/6 = 4				

ตารางผนวกที่ ค21 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +20.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain อดตัน  
และ Foundation Drain ปกติ

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	90 m					
H2	35 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	14 m					
L2	72 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	35 m					
Tailwater						
h3	5 m					
d1	4 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-25.00	-960.00	-68.00	-2611.20
	B	96.00	-23.67	-2272.00	-66.67	-6400.00
C		7776.00	-5.00	-38880.00	-48.00	-373248.00
	D	588.00	-33.67	-19796.00	-76.67	-45080.00
Headwater	E	770.00	-36.00	-27720.00	-79.00	-60830.00
	F	245.00	-38.33	-9391.67	-81.33	-19926.67
Tailwater	G	10.00	41.67	416.67	-1.33	-13.33
Uplift	H	1102.50	-17.39	19176.27	-60.39	66583.65
Sum Vertical		8420.90		-79426.73		-441525.55
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	4050.00	30.00	121500.00	30.00	121500.00
Tailwater	J	-12.50	1.67	-20.83	1.67	-20.83
Sum Horizontal		4037.50		121479.17		121479.17
Cohesion	60	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	4.66	> 3	FSO	2.70	> 1.5	
σmin (ksc)	6.38	> 0	σmax (ksc)	13.20		
e (m)	4.99	< L/6 =	14.33			

ตารางผนวกที่ ค22 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +25.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain อดตัน  
และ Foundation Drain ปกติ

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	85 m					
H2	30 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	11.5 m					
L2	68 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	30 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-24.25	-931.20	-64.00	-2457.60
	B	96.00	-22.92	-2200.00	-62.67	-6016.00
C		6936.00	-5.58	-38726.00	-45.33	-314432.00
	D	414.00	-32.08	-13282.50	-71.83	-29739.00
Headwater	E	632.50	-34.00	-21505.00	-73.75	-46646.88
	F	172.50	-35.92	-6195.63	-75.67	-13052.50
Tailwater	G	0.00	39.75	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-354.92	-15.84	5622.29	-55.59	19730.54
Sum Vertical		7934.48		-77218.03		-392613.44
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	3612.50	28.33	102354.17	28.33	102354.17
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		3612.50		102354.17		102354.17
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	4.02	> 3	FSO	3.38	> 1.5	
$\sigma_{min}$ (ksc)	7.59	> 0	$\sigma_{max}$ (ksc)	12.37		
e (m)	3.17	< L/6 =	13.25			

ตารางผนวกที่ ค23 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +55.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain อุดตัน  
และ Foundation Drain ปกติ

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	55 m					
H2	0 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	0 m					
L2	44 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	0 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-18.00	-691.20	-40.00	-1536.00
	B	96.00	-16.67	-1600.00	-38.67	-3712.00
	C	2904.00	-7.33	-21296.00	-29.33	-85184.00
	D	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
Headwater	E	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
	F	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
Tailwater	G	0.00	22.00	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-54.46	-16.55	901.35	-38.55	2099.57
Sum Vertical		2983.94		-22685.85		-88332.43
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	1512.50	18.33	27729.17	18.33	27729.17
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		1512.50		27729.17		27729.17
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	3.81	> 3	FSO	3.03	> 1.5	
$\sigma_{min}$ (ksc)	5.22	> 0	$\sigma_{max}$ (ksc)	8.34		
e (m)	1.69	< L/6 =	7.33			

ตารางผนวกที่ ค24 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +80.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain อุดต้น และ Foundation Drain ปกติ

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	30 m					
H2	0 m					
H3	30 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	0 m					
L2	24 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	30 m					
h2	0 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-8.00	-307.20	-20.00	-768.00
	B	96.00	-6.67	-640.00	-18.67	-1792.00
	C	864.00	-4.00	-3456.00	-16.00	-13824.00
	D	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
Headwater	E	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
	F	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
Tailwater	G	0.00	12.00	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-17.97	-10.58	190.22	-22.58	405.88
Sum Vertical		980.43		-4212.98		-15978.12
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	450.00	10.00	4500.00	10.00	4500.00
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		450.00		4500.00		4500.00
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	4.65	> 3	FSO	3.34	> 1.5	
$\sigma$ min (ksc)	3.79	> 0	$\sigma$ max (ksc)	4.38		
e (m)	0.29	< L/6 = 4				

ตารางผนวกที่ ค25 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +20.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain ปกติ  
และ Foundation Drain อดตัน

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	90 m					
H2	35 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	14 m					
L2	72 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	35 m					
Tailwater						
h3	5 m					
d1	4 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-25.00	-960.00	-68.00	-2611.20
	B	96.00	-23.67	-2272.00	-66.67	-6400.00
Headwater	C	7776.00	-5.00	-38880.00	-48.00	-373248.00
	D	588.00	-33.67	-19796.00	-76.67	-45080.00
Headwater	E	770.00	-36.00	-27720.00	-79.00	-60830.00
	F	245.00	-38.33	-9391.67	-81.33	-19926.67
Tailwater	G	10.00	41.67	416.67	-1.33	-13.33
Uplift	H	1705.98	-14.73	25134.07	-57.73	98491.37
Sum Vertical		7817.42		-73468.93		-409617.83
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	4050.00	30.00	121500.00	30.00	121500.00
Tailwater	J	-12.50	1.67	-20.83	1.67	-20.83
Sum Horizontal		4037.50		121479.17		121479.17
Cohesion	60	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	4.41	> 3	FSO	2.31	> 1.5	
σ <sub>min</sub> (ksc)	5.20	> 0	σ <sub>max</sub> (ksc)	12.98		
e (m)	6.14	< L/6 =	14.33			

ตารางผนวกที่ ค26 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +25.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain ปกติ  
และ Foundation Drain อดตัน

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	85 m					
H2	30 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	11.5 m					
L2	68 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	30 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-24.25	-931.20	-64.00	-2457.60
	B	96.00	-22.92	-2200.00	-62.67	-6016.00
	C	6936.00	-5.58	-38726.00	-45.33	-314432.00
	D	414.00	-32.08	-13282.50	-71.83	-29739.00
Headwater	E	632.50	-34.00	-21505.00	-73.75	-46646.88
	F	172.50	-35.92	-6195.63	-75.67	-13052.50
Tailwater	G	0.00	39.75	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-297.04	-12.69	3769.93	-52.44	15577.30
Sum Vertical		7992.36		-79070.39		-396766.68
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	3612.50	28.33	102354.17	28.33	102354.17
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		3612.50		102354.17		102354.17
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	4.05	> 3	FSO	3.50	> 1.5	
$\sigma_{min}$ (ksc)	7.84	> 0	$\sigma_{max}$ (ksc)	12.26		
e (m)	2.91	< L/6 =	13.25			

ตารางผนวกที่ ค27 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +55.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain ปกติ  
และ Foundation Drain อุดตัน

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	55 m					
H2	0 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	0 m					
L2	44 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	0 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					
Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
Vertical Force						
Concrete	A	38.40	-18.00	-691.20	-40.00	-1536.00
	B	96.00	-16.67	-1600.00	-38.67	-3712.00
	C	2904.00	-7.33	-21296.00	-29.33	-85184.00
	D	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
Headwater	E	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
	F	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
Tailwater	G	0.00	22.00	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-25.88	-20.87	540.09	-42.87	1109.55
Sum Vertical		3012.52		-23047.11		-89322.45
Horizontal Force						
Headwater	I	1512.50	18.33	27729.17	18.33	27729.17
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		1512.50		27729.17		27729.17
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	3.84	> 3	FSO	3.14	> 1.5	
$\sigma_{min}$ (ksc)	5.40	> 0	$\sigma_{max}$ (ksc)	8.30		
e (m)	1.55	< L/6 =	7.33			

ตารางผนวกที่ ค28 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +80.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain ปกติ  
และ Foundation Drain อุดคั่น

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	30 m					
H2	0 m					
H3	30 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	0 m					
L2	24 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	30 m					
h2	0 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-8.00	-307.20	-20.00	-768.00
	B	96.00	-6.67	-640.00	-18.67	-1792.00
	C	864.00	-4.00	-3456.00	-16.00	-13824.00
	D	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
Headwater	E	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
	F	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
Tailwater	G	0.00	12.00	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-15.48	-10.76	166.64	-22.76	352.44
Sum Vertical		982.92		-4236.56		-16031.56
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	450.00	10.00	4500.00	10.00	4500.00
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		450.00		4500.00		4500.00
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	4.66	> 3	FSO	3.38	> 1.5	
$\sigma$ min (ksc)	3.82	> 0	$\sigma$ max (ksc)	4.37		
e (m)	0.27	< L/6 = 4				

ตารางผนวกที่ ค29 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +20.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อดตัน

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	90 m					
H2	35 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	14 m					
L2	72 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	35 m					
Tailwater						
h3	5 m					
d1	4 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-25.00	-960.00	-68.00	-2611.20
	B	96.00	-23.67	-2272.00	-66.67	-6400.00
	C	7776.00	-5.00	-38880.00	-48.00	-373248.00
	D	588.00	-33.67	-19796.00	-76.67	-45080.00
Headwater	E	770.00	-36.00	-27720.00	-79.00	-60830.00
	F	245.00	-38.33	-9391.67	-81.33	-19926.67
Tailwater	G	10.00	41.67	416.67	-1.33	-13.33
Uplift	H	1571.33	-15.75	24748.72	-58.75	92315.81
Sum Vertical		7952.07		-73854.28		-415793.39
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	4050.00	30.00	121500.00	30.00	121500.00
Tailwater	J	-12.50	1.67	-20.83	1.67	-20.83
Sum Horizontal		4037.50		121479.17		121479.17
Cohesion	60	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	4.47	> 3	FSO	2.38	> 1.5	
σmin (ksc)	5.38	> 0	σmax (ksc)	13.11		
e (m)	5.99	< L/6 =	14.33			

ตารางผนวกที่ ค30 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +25.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อดตัน

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	85 m					
H2	30 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	11.5 m					
L2	68 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	30 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					
Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
Vertical Force						
Concrete	A	38.40	-24.25	-931.20	-64.00	-2457.60
	B	96.00	-22.92	-2200.00	-62.67	-6016.00
	C	6936.00	-5.58	-38726.00	-45.33	-314432.00
Headwater	D	414.00	-32.08	-13282.50	-71.83	-29739.00
	E	632.50	-34.00	-21505.00	-73.75	-46646.88
	F	172.50	-35.92	-6195.63	-75.67	-13052.50
Tailwater	G	0.00	39.75	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-455.00	-9.90	4505.86	-49.65	22592.25
Sum Vertical		7834.40		-78334.47		-389751.73
Horizontal Force						
Headwater	I	3612.50	28.33	102354.17	0.00	102354.17
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		3612.50		102354.17		102354.17
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	3.97	> 3	FSO	3.30	> 1.5	
$\sigma_{min}$ (ksc)	7.57	> 0	$\sigma_{max}$ (ksc)	12.13		
e (m)	3.07	< L/6 =	13.25			

ตารางผนวกที่ ค31 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +55.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุุดตัน

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	55 m					
H2	0 m					
H3	55 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	0 m					
L2	44 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	55 m					
h2	0 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					

Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
<b>Vertical Force</b>						
Concrete	A	38.40	-18.00	-691.20	-40.00	-1536.00
	B	96.00	-16.67	-1600.00	-38.67	-3712.00
	C	2904.00	-7.33	-21296.00	-29.33	-85184.00
	D	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
Headwater	E	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
	F	0.00	-22.00	0.00	-44.00	0.00
Tailwater	G	0.00	22.00	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-53.74	-16.76	900.49	-38.76	2082.73
Sum Vertical		2984.66		-22686.71		-88349.27
<b>Horizontal Force</b>						
Headwater	I	1512.50	18.33	27729.17	18.33	27729.17
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		1512.50		27729.17		27729.17
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	3.81	> 3	FSO	3.03	> 1.5	
$\sigma_{min}$ (ksc)	5.22	> 0	$\sigma_{max}$ (ksc)	8.35		
e (m)	1.69	< L/6 =	7.33			

ตารางผนวกที่ ค32 การคำนวณเสถียรภาพ เขื่อน RCC – B +80.00 ม.รทก. กรณี Dam Drain และ Foundation Drain อุดต้น

Dambody (RCC)						
Unit Weight	2.4 t/m <sup>3</sup>					
H1	30 m					
H2	0 m					
H3	30 m					
H4	2 m					
H5	10 m					
L1	0 m					
L2	24 m					
L3	8 m					
Headwater						
Unit Weight	1 t/m <sup>3</sup>					
h1	30 m					
h2	0 m					
Tailwater						
h3	0 m					
d1	0 m					
Item	Area	Force (t) Down (+)	Distance from Base center (m)	Moment at Base Center (t-m) Clockwise (+)	Distance from toe (m)	Moment at Toe (t-m) Clockwise (+)
Vertical Force						
Concrete	A	38.40	-8.00	-307.20	-20.00	-768.00
	B	96.00	-6.67	-640.00	-18.67	-1792.00
	C	864.00	-4.00	-3456.00	-16.00	-13824.00
	D	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
Headwater	E	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
	F	0.00	-12.00	0.00	-24.00	0.00
Tailwater	G	0.00	12.00	0.00	0.00	0.00
Uplift	H	-17.95	-10.59	189.98	-22.59	405.34
Sum Vertical		980.45		-4213.22		-15978.66
Horizontal Force						
Headwater	I	450.00	10.00	4500.00	0.00	4500.00
Tailwater	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sum Horizontal		450.00		4500.00		4500.00
Cohesion	21	t/m <sup>2</sup>				
Friction Angle	45					
FSS	4.65	> 3	FSO	3.34	> 1.5	
$\sigma$ min (ksc)	3.79	> 0	$\sigma$ max (ksc)	4.38		
e (m)	0.29	< L/6 = 4				

## ประวัติการศึกษาและการทำงาน

ชื่อ –นามสกุล	นายณัฐวุธ อินมาลา
วัน เดือน ปี ที่เกิด	วันที่ 2 มิถุนายน 2525
สถานที่เกิด	อำเภอเมือง จังหวัดกาญจนบุรี
ประวัติการศึกษา	ปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (วิศวกรรมชลประทาน) มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
ตำแหน่งหน้าที่การงานปัจจุบัน	-
สถานที่ทำงานปัจจุบัน	-
ผลงานดีเด่นและรางวัลทางวิชาการ	-
ทุนการศึกษาที่ได้รับ	-