ฐ ผ นช ชฎ ดก นชธ นท ด ธก น น ชน พด ผ ข ป จ พดจ

The Methods for Investigating the Backward Erosion in Cohesionless Soil Foundation

ธ น พด [1,*] ปธ ป ชธจ [2] ท ป ช ด ชจ นป[3]

[1,2,3] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ จ.กรุงเทพมหานคร*

**Corresponding author; E-mail address: nuttha5022@gmail.com*

ก ธ ด

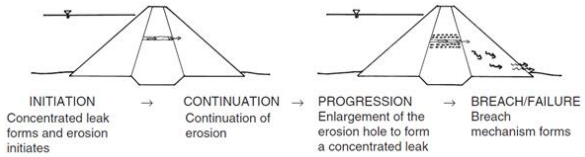
เนื่องจากความต้องการใช้น้ำเพิ่มขึ้นอย่างมากจากทั้งการเพิ่มของประชากรและการขยายตัวของกิจกรรมทางเศรษฐกิจ ขณะที่แหล่งน้ำแห่งใหม่พัฒนาขึ้นได้ลำบาก สถานการณ์เช่นนี้คล้ายบังคับให้หน่วยงานที่รับผิดชอบต้องทบทวนการเพิ่มปริมาตรเก็บกักในอ่างเก็บน้ำอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ การเพิ่มปริมาตรน้ำยิ่งทำให้แรงดันน้ำเพิ่มขึ้น และมีความเสี่ยงต่อการรั่วซึมโดยเฉพาะที่ฐานรากเขื่อน ในกรณีที่ฐานรากเขื่อนเป็นดินตะกอนทรายหรือทรายแป้งที่มี PI น้อยกว่า 7 จะอ่อนไหวต่อกลไกการพิบัติแบบการกัดเซาะย้อนกลับ แม้ว่าเขื่อนได้เก็บน้ำไว้เป็นเวลานานแล้วก็ตาม ความปลอดภัยจากกลไกการพิบัตินี้จำเป็นต้องถูกตรวจสอบ ในขั้นการออกแบบ การไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อนอาจถูกประเมินไว้ได้ด้วยสมการเชิงประสบการณ์ หรือลาดระดับวิกฤติที่จุดออก ซึ่งต่อมาได้เพิ่มการ

เพราะจะเกิดการพิบัติได้อย่างรวดเร็ว ซึ่งในประเทศไทยเขื่อนที่เคยเกิดความเสียหายและพิบัติจากการกัดเซาะย้อนกลับในฐานรากเขื่อน เช่น เขื่อนมูลบน ในเดือนตุลาคม 2533 และเขื่อนมรสวบ เดือนสิงหาคม 2562 เป็นต้น

องค์ความรู้ในปัจจุบันเรื่องพฤติกรรมการไหลซึมของ ICOLD [1] ได้แบ่งเส้นทางการไหลซึมเป็น 3 เส้นทาง อันได้แก่ 1) การไหลซึมผ่านตัวเขื่อน (Seepage through Embankment) 2) การไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อน (Seepage through Dam Foundation) 3) การไหลซึมผ่านตัวเขื่อนสู่ฐานรากเขื่อน (Seepage through Embankment into Dam Foundation)

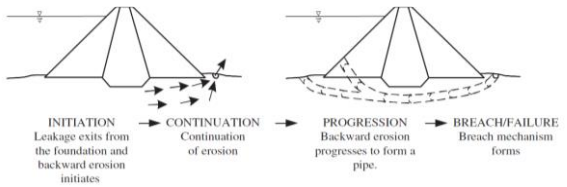
แต่ละเส้นทางการไหลซึมจะมีการพัฒนาดังแสดงใน**ชผ** ถึง**ชผ** ตามลำดับ โดยการพิบัติของเขื่อนมีกลไกที่ทำให้เกิดกระบวนการของการไหลซึมจนนำไปสู่การพิบัติได้ มี 4 ขั้นตอน ได้แก่

1. Initiation ขั้นตอนที่การกัดเซาะเริ่มต้นขึ้น ซึ่งขึ้นอยู่กับเส้นทางของการไหล และวัสดุ
2. Continuation ขั้นตอนการกัดเซาะต่อเนื่อง ซึ่งเป็นผลจากการกรอง (Filtering)
3. Progression ขั้นตอนการกัดเซาะพัฒนา ดินที่ถูกกัดเซาะได้เชื่อมต่อกันเป็นโพรงและมีขนาดใหญ่ขึ้น
4. Breach Formation and Failure ขั้นตอนการเกิดการพิบัติ วัสดุสูญเสียไปจากการพัดพานำไปสู่การทรุดตัวของสันเขื่อนหรือการเคลื่อนตัวจากความดันน้ำที่สูง จนทำให้น้ำล้นข้ามสันเขื่อนได้



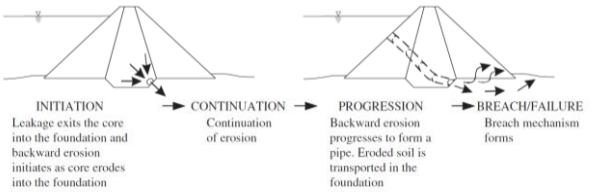
ที่มา: ICOLD (2017)

ชผ กระบวนการพิบัติเนื่องจากการไหลซึมผ่านตัวเขื่อน



ที่มา: ICOLD (2017)

ชผ กระบวนการพิบัติเนื่องจากการไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อน



ที่มา: ICOLD (2017)

ชผ กระบวนการพิบัติเนื่องจากการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนสู่ฐานรากเขื่อน

ทั้งนี้การกัดเซาะย้อนกลับเป็นกลไกหนึ่งที่มักจะเกิดขึ้นในฐานรากเขื่อนมากกว่าในตัวเขื่อน ที่ดินฐานรากมีความอ่อนไหวต่อการถูกกัดเซาะย้อนกลับ เป็นกลุ่มดินที่มีความเชื่อมแน่นน้อย (PI < 7) และชั้นดินมีการวางตัวต่อเนื่องจากด้านเหนือน้ำไปด้านท้ายน้ำ

ชผ 2 เป็นตัวอย่างรูปแบบกลไกการกัดเซาะผ่านฐานรากเขื่อน โดยการกัดเซาะเริ่มต้น (Initiation) เริ่มจากดินฐานรากด้านท้ายน้ำที่เรียกว่า จุดทางออก (Exit Point) ไม่มีเสถียรภาพ สูญเสียหน่วยแรงประสิทธิผลและเริ่มเกิดการพัดพาเม็ดดินจากความดันน้ำในลักษณะทรายผุด (Boiling) แสดงตัวอย่างทรายผุดดังใน**ชผ** หากระบบกรองด้านท้ายน้ำไม่มีประสิทธิภาพ เม็ดดินจะถูกพัดพาออกไปอย่างต่อเนื่อง (Continuation) ซึ่งการพัดพาเม็ดเม็ดดินจะค่อยๆ กัดเซาะย้อนกลับไปด้านเหนือน้ำ จะเห็นว่าจุด Exit Point จะเปลี่ยนแปลงตำแหน่งย้อนกลับไปด้านเหนือน้ำเรื่อยๆ จากนั้นชั้นดินที่ถูกกัดเซาะจะพัฒนาเชื่อมต่อกันเป็นโพรง หรือเรียกว่าขั้น Progression จนกระทั่งโพรงขยายตัวเรื่อยๆ เมื่อการขยายตัวของโพรงมากขึ้นจนนำไปสู่การทรุดตัวของตัวเขื่อนหรือการเคลื่อนตัว จนทำให้น้ำล้นข้ามสันเขื่อนได้ หรือเกิด Breach and Failure



ที่มา: Fell et al. (2015)

ชผ Sand Boil ที่เกิดขึ้นบริเวณด้านท้ายน้ำของพนังกั้นน้ำ

2. ฐผ นช ชฎ ดก นชธ นท ด ธก

ในส่วนนี้ได้รวบรวมวิธีการตรวจสอบการไหลซึมผ่านดินฐานรากที่มีความอ่อนไหวต่อการถูกกัดเซาะย้อนกลับ ดังนี้

2.1 Creep Ratio ของ Bligh (1910)

ในปีค.ศ. 1910 Bligh พิจารณาการไหลซึมผ่านฐานรากตั้งแต่ขั้นเริ่มต้นไปจนถึงขั้นพิบัติด้วยสมการเชิงประสบการณ์ (Empirical Equations) ด้วยวิธี Creep Ratio ดัง **จ นชผ** [2]

$$C_{Creep} = \frac{L_{Bligh}}{\Delta H} \quad (1)$$

โดยที่ C_{Creep} คือ Creep Ratio, L_{Bligh} คือ ความยาววิกฤตของเส้นทางการไหลซึมที่ได้จากผลรวมในแนวราบและแนวดิ่ง (Critical

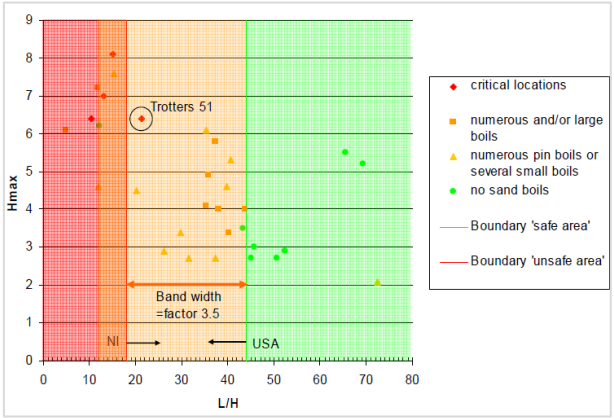
Seepage Length) หน่วยเป็นเมตร, ΔH คือ ความต่างศักย์ของระดับน้ำด้านเหนือน้ำและด้านท้ายน้ำ (Head Difference) หน่วยเป็นเมตร

Creep Ratio ที่ปลอดภัยต้องไม่น้อยกว่า Minimum Creep Ratio ที่กำหนดไว้ใน **นชน ผ** ซึ่งได้จากกรณีศึกษาที่เกิดการกัดเซาะย้อนกลับใต้ฐานรากเขื่อน จะเห็นว่า Bligh ยังไม่มีกรณีศึกษาที่ฐานรากเป็นดิน Medium Sand, Fine Gravel, Medium Gravel และ Coarse Gravel, including Cobbles

นชน ผ Minimum Creep Ratio

Piping Material	Minimum Creep Ratio
Very Fine Sand or Silt	18
Fine Sand	15
Coarse Sand	12
Gravel and Sand	9

ปีค.ศ. 2007 Ammerlann ได้ศึกษาวิธีของ Bligh ผ่านกรณีศึกษาของพนังกั้นแม่น้ำ Mississippi ในประเทศสหรัฐอเมริกา พนังมีฐานรากเป็นทรายหยาบปนกรวด (Coarse sand and Gravel) ไปจนถึงทรายละเอียด (Fine Sand) [3] **ชข ผ 5** แสดง C_{Creep} (L/H) ของ Bligh กับระดับน้ำสูงสุด (H_{max}) จะเห็นว่าพนังที่พิบัติส่วนใหญ่มีค่า L/H ต่ำกว่า 18 ขณะที่ 18 - 43 ยังพบ Sand Boil แต่เมื่อ L/H มากกว่า 43 จะไม่เกิด Sand Boil นั่นแปลว่า Creep Ratio น้อยกว่า 43 ไม่ปลอดภัยต่อการออกแบบพนังหรือเขื่อนที่มีฐานรากเป็นทราย



ที่มา: Ammerlann (2007)

ชข ผ ตำแหน่ง Sand Boil กรณีศึกษาของพนังกั้นแม่น้ำ Mississippi

เมื่อพิจารณาพบว่า Creep Ratio เป็นส่วนกลับของค่าลาดระดับน้ำเฉลี่ย (Average Hydraulic Gradient) ที่เกิดขึ้นบริเวณใต้ฐานรากดัง **จ นชผ 2** และส่วนกลับของ Minimum Creep Ratio คล้ายกับค่าลาดระดับน้ำวิกฤต (Critical Hydraulic Gradient)

$$\frac{1}{C_{creep}} \simeq i_{avg} \qquad (2)$$

$$\frac{1}{Minimum\ Creep\ Ratio} \simeq i_{critical}$$

เมื่อ

$$C_{creep} > Minimum\ Creep\ Ratio$$

$$\frac{1}{C_{creep}} < \frac{1}{Minimum\ Creep\ Ratio}$$

$$i_{avg} < i_{critical}$$

จะได้ว่า

$$FS = \frac{i_{critical}}{i_{avg}} \simeq \frac{C_{creep}}{Min.\ C_{creep}}$$

2.2 วิธี Critical Gradient ของ Terzaghi & Peck (1948)

ปีค.ศ. 1948 Terzaghi & Peck วิเคราะห์การไหลซึมผ่านฐานรากตามหลักกลศาสตร์ พิสูจน์ได้ว่าลาดระดับน้ำวิกฤตที่จุดทางออก (Exit Point) ดัง **จ นชผ 3** เมื่อลาดระดับน้ำบริเวณจุดทางออกมีค่าสูงกว่าลาดระดับน้ำวิกฤต แสดงว่ามีความเป็นไปได้ที่จะเกิด Boiling ด้านท้ายน้ำ [4]

$$i_c = \frac{\gamma_b}{\gamma_w} \qquad (3)$$

โดยที่ i_c คือ ลาดระดับน้ำวิกฤต (Critical Gradient), γ_b คือ หน่วยน้ำหนักลอยตัวของดินอิ่มตัวด้วยน้ำ (Buoyant Weight of the Saturated Soil) และ γ_w คือ หน่วยน้ำหนักของน้ำ (Unit Weight of Water)

ในคู่มือ Design Standard No 13 ของ USBR [5] ได้แนะนำค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมรับได้ (Allowable Factor of Safety) ต่อ Boiling ด้านท้ายน้ำ จาก **จ นชผ 4** และ **นชน ผ 2**

$$FS = \frac{i_c}{i_{exit}} \qquad (4)$$

โดยที่ i_{exit} คือ ลาดระดับน้ำในแนวดิ่ง (Vertical Hydraulic Gradient) บริเวณจุดทางออก (Exit Point) ซึ่งจะได้จากการวิเคราะห์การไหลซึม

นชน ผ 2 อัตราส่วนปลอดภัยที่ยอมรับได้ต่อ Boiling

ป ด พด	Allowable F.S.
เขื่อนใหม่ (New Dam)	4.0
เขื่อนเดิมที่มีการซ่อมแซม (Remedial Repair)	4.0
เขื่อนเดิมที่มีอยู่แล้ว (Existing Dam)	3.0
เขื่อนที่มีฐานรากดี มีเครื่องมือวัดเพียงพอ	2.0 ถึง 2.5

2.3 วิธีการปรับแก้ Critical Gradient

ผลการทดสอบการไหลในทางขึ้น (Upward Flow) ในห้องปฏิบัติการของนักวิจัยหลายท่าน เช่น ในปีค.ศ. 2007 Perzlmaier et al ได้เสนอตัวคูณปรับแก้จากสมการของ Terzaghi & Peck เพื่อหาค่าลาดระดับน้ำวิกฤต ดัง **จ นชผ 5** [6]

$$i_c = (0.7\ to\ 0.8)\frac{(1-n)(\gamma_s-\gamma_w)}{\gamma_w} \qquad (5)$$

โดยที่ n คือ ความพรุน (Porosity), γ_s คือ หน่วยน้ำหนักของเม็ดดิน (Unit Weight of the Particle)

2.4 แบบจำลองกายภาพของ Schmertmann (2000)

ในปีค.ศ. 2000 Schmertmann ดำเนินการทดสอบด้วยแบบจำลองกายภาพ (Physical Model) แล้วพบว่า ความต้านทานของดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นต่อการไหลซึม (Maximum point gradient, i_{pmt}) สัมพันธ์กับค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอของเม็ดดิน (Uniformity Coefficient, C_u) ของดินฐานราก ดังแสดงใน**ชขผ 6** ซึ่งค่า i_{pmt} หาจาก **จ นชผ 6** [7]

$$i_{pmt} = 0.05 * 0.183(C_u - 1) \tag{6}$$

โดยที่ C_u คือค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอของเม็ดดินหาได้จาก d_{60}/d_{10}

กลุ่มดินที่มีค่า C_u น้อยกว่า 6 เป็นกลุ่มดินที่มีเม็ดดินขนาดเดียวคละกัน ทำให้การยึดเกาะระหว่างเม็ดดินน้อยและมีช่องว่างมาก เมื่อมีน้ำไหลซึมผ่าน เม็ดดินไม่สามารถเกาะตัวกันได้ดี จึงทำให้เม็ดดินถูกพัดพาได้ง่าย

การปรับแก้ i_{pmt} เพื่อให้ตรงกับขนาดจริง (Prototype) โดยการพิจารณาพารามิเตอร์ดังใน **จ นชผ 7)**

$$(i_{pmt})_{Corrected} = \frac{(C_D C_L C_s C_K C_z C_\gamma C_\alpha) i_{pmt}}{C_R} \tag{7}$$

โดยที่

i_{pmt} = Maximum point seepage gradient needed foe complete in The flume test based on the soil coefficient of uniformity

C_D = Correction factor for (D/L)

C_L = Correction factor for total pipe length L

C_s = Correction factor for grain size

C_k = Correction factor, for permeability anisotropy. This is for the anisotropy of the soil layer subject to backward erosion, not the embankment core as a whole

C_z = Correction factor for high-permeability under layer

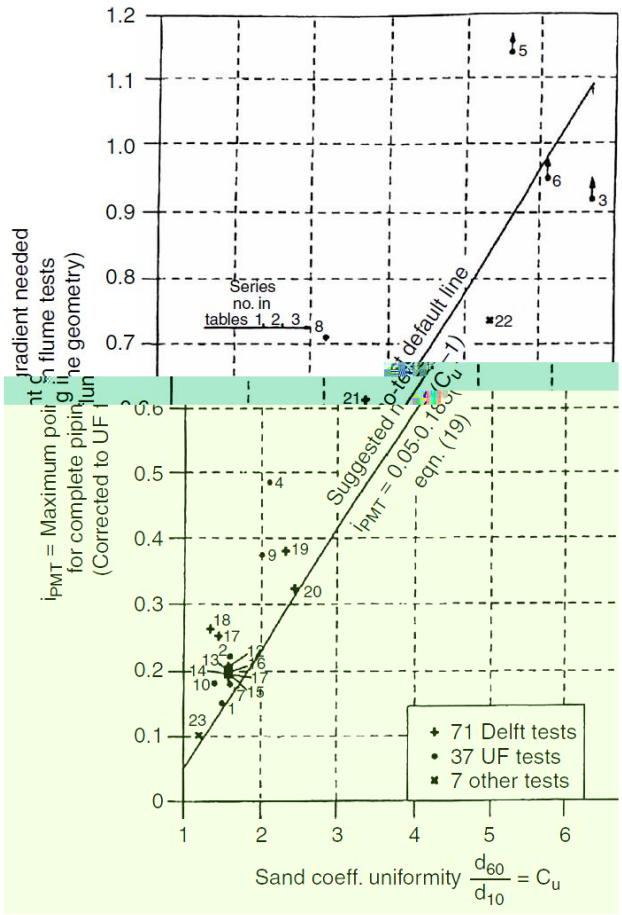
C_γ = Correction factor for density

C_α = Adjustment for pipe inclination

C_R = Correction factor for dam axis curvature

D = Depth of piping sand layer, in direction perpendicular to α (m)

L = Direct (not meandered) length between ends of a completed pipe path, from downstream to upstream exit, measured along the pipe path (m)



ที่มา: Schmertmann (2000)

ชขผ 6 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า i_{pmt} และ C_u

ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (F_{px}) ได้จากการเปรียบเทียบกับ Hydraulic Gradient (i_{fx}) ใต้ฐานรากเขื่อนที่จุดใดๆ ดังใน **จ นชผ 8** นอกจากนั้น Schmertmann ได้แนะนำค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ต่ำสุด (Minimum for Factor of Safety) ที่ยอมรับได้ ว่าขึ้นอยู่ระดับโอกาสของการไม่พิบัติ (Reliability) [8] ดังแสดงใน **นชน ผ** โอกาสของการไม่พิบัติแต่ละระดับ จะเลือกได้ตามรูปแบบเขื่อน ดังนี้ Reliability 90% สำหรับเขื่อนมีระบบระบายน้ำ (Filter) ส่วน 95% หรือ 99% จะใช้สำหรับเขื่อนที่ไม่มีระบบระบายน้ำ และยังพิจารณาถึงระดับผลกระทบจากการพิบัติของเขื่อนร่วมด้วย

$$F_{px} = \frac{(i_{pmt})_{Corrected}}{i_{fx}} \tag{8}$$

โดยที่ $(i_{pmt})_{Corrected}$ คือ Critical Gradient ที่ปรับแก้ค่าแล้ว และ i_{fx} คือ Hydraulic Gradient บริเวณใต้ฐานเขื่อนที่จุด x (เลือกตำแหน่งที่ค่า i มากที่สุด)

นขน ผ 3 เกณฑ์ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ต่ำสุดที่ยอมรับได้ ขึ้นอยู่ระดับโอกาสของการพิบัติไม่เกิดขึ้น

	RELIABILITY = $[1-p(F.S.<1)]$		
	90%	95%	99%
Minimum for maximum single value of F_{px}	2.6	3.2	4.8
Minimum for average value of f_{px} over L = F_p	1.4	1.7	2.4

หมายเหตุ: F_{px} *เหมาะสำหรับการใช้โปรแกรม Finite Element*
F_p *เหมาะสำหรับการประมาณแบบหยาบ*

จะเห็นว่าวิธีการตรวจสอบที่กล่าวมาข้างต้น เป็นการตรวจสอบอัตราส่วนความปลอดภัยที่อาศัยหลักสมดุลย์จำกัด (Limit Equilibrium) ของแรง ซึ่งแทนขั้นตอนการเริ่มต้นของการกัดเซาะย้อนกลับ

3. ช ผ ฐน

เขื่อนมูลบน ตำบลจระเข้หิน อำเภอครบุรี จังหวัดนครราชสีมา เป็นเขื่อนดินถมเนื้อเดียว (Homogeneous Dam) ความสูงลึกที่สุดประมาณ 32.7 เมตร ความยาวสันเขื่อน 880 เมตร ตัวเขื่อนตั้งอยู่บนฐานรากตะกอนทรายไม่สม่ำเสมอ ประกอบด้วยชั้นดินเหนียวปนทราย (Silty Clay) และชั้นทรายละเอียดถึงปานกลาง (Fine-Medium Sand) ที่แทรกสลับกันเป็นชั้นๆ ดังแสดงใน**ขขผ 7** ในแบบก่อสร้างแสดงการปรับปรุงชั้นดินฐานรากเพื่อปิดกั้นการไหลซึม โดยการขยายฐานของเขื่อนให้กว้างออกไปด้านเหนือน้ำ ภายในตัวเขื่อนมีชั้นกรอง Chimney Drain และ Blanket Drain พร้อมติดตั้ง Relief Well บริเวณด้านท้ายน้ำเพื่อช่วยระบายน้ำและลดความดันน้ำ

โอบเอื้อ วราทร [9] อธิบายว่า เขื่อนมูลบนดำเนินการก่อสร้างแล้วเสร็จในเดือนพฤศจิกายนปีพ.ศ. 2532 แล้วเริ่มเก็บน้ำครั้งแรกปลายปีพ.ศ. 2532 เมื่อวันที่ 4 เดือนตุลาคม 2532 ปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำประมาณ 20 ล้านลูกบาศก์เมตร ได้เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว เนื่องจากพายุโซนร้อนอีร่าและโลล่าที่พัดผ่านภาคตะวันออกเฉียงเหนือ จึงทำให้เกิดฝนตกหนักในเขตลุ่มน้ำมูล ในวันที่ 22 ตุลาคม พ.ศ. 2533 ปริมาณน้ำในอ่างฯ มีเพิ่มมากขึ้นถึง 131 ล้านลูกบาศก์เมตร ระดับน้ำสูงขึ้นอย่างรวดเร็ว ทำให้เกิดการรั่วซึมในจุดที่ 1 (กม. 0+856) บริเวณรางระบายน้ำด้านท้ายเขื่อนเป็นรูโพรงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 0.15 เมตร ลักษณะสีของน้ำที่ไหลพุ่งออกมาเป็นสีน้ำตาลขุ่น มีตะกอนทรายปะปนออกมาเป็นจำนวนมาก ดังใน**ขขผ 8** แสดงลักษณะช่องเปิดด้านท้ายน้ำที่มีน้ำรั่วออกมาจาก Rockfill Toe

จุดรั่วที่ 2 (กม.0+475) เกิดขึ้นบนลาดท้ายเขื่อน ขนาดของรูรั่วมีเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 0.12 เมตร พบตะกอนดินทรายไหลปนออกมากับน้ำเป็นจำนวนมาก ในภายหลังได้เกิดการยุบตัวของดินถมตัวเขื่อนถล่มลงไปปิดกั้นทางรั่วซึม ทำให้ปริมาณที่กำลังไหลพุ่งออกมาอย่างรุนแรง ลดน้อยลง ทำให้สามารถแก้ไขเร่งด่วนและหยุดการรั่วซึมของน้ำที่จุดนี้ได้สำเร็จ



รูปที่ 2 - จุดรั่วที่ 1 - Sta. 0+856 ระดับที่ไหลออกจากรูรั่วสูงกว่าระดับหลังของ Rockfill Toe - วันที่ 24 ตุลาคม 2533

ขขผ 8 ช่องเปิดด้านท้ายน้ำจุดรั่วที่ 1 ของเขื่อนมูลบนที่เกิดขึ้นในปี พ.ศ. 2533

การตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับ แบ่งเป็นการวิเคราะห์ก่อนปรับปรุงเขื่อน และหลังปรับปรุงเขื่อนโดยการเพิ่มกำแพงทึบน้ำในชั้นฐานราก (Cutoff Wall) ในการวิเคราะห์ได้เลือกหน้าตัด กม.0+838 เป็นตัวแทนที่ใช้ในการวิเคราะห์การไหลซึม เพราะว่าอยู่ใกล้บริเวณจุดรั่วที่ 1 และมีผลการสำรวจธรณีวิทยาฐานรากขัดเจน ระดับน้ำที่ใช้ในการวิเคราะห์เท่ากับ +220.42 ม.รทก. ซึ่งเป็นระดับน้ำ ณ วันที่ 22 ตุลาคม พ.ศ. 2533 ส่วนคุณสมบัติค่าความซึมน้ำของดินและหินได้อ้างอิงจากกรมชลประทาน [10] และวิทยานิพนธ์ของวรวุฒิ ปิณฑะบุตร [11] โดยเลือกค่า Expected Value มาใช้ในการวิเคราะห์ ซึ่งค่าความซึมน้ำที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับเขื่อนมูลบนแสดงดังใน **นขน ผ 4** สำหรับค่าความความหนาแน่นของวัสดุดินฐานรากเขื่อน ไม่พบข้อมูลผลการทดสอบการบดอัดดิน ในการวิเคราะห์จึงอ้างอิงค่า Typical Value ของความหนาแน่นของดินตะกอนเม็ดหยาบมาใช้ในการวิเคราะห์

นขน ผ ค่าความซึมน้ำที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับเขื่อนมูลบน

กช ฎ	ป ป	น ฎนล จ น จ ฐ นผ	ช ขน ฎ ฎขภ ด ฎป
Embankment	SC, CL	1.00×10^{-8}	3
Soil Foundation I	CL	4.80×10^{-7}	9
Soil Foundation II	SP	2.70×10^{-4}	1
Fine Filter	-	3.82×10^{-3}	1
Coarse Filter	-	4.80×10^{-1}	1
Fresh Rock	-	1.00×10^{-4}	1
Cutoff Wall	-	1.00×10^{-7}	1

พฤติกรรมการไหลซึมจากแบบจำลองก่อนการปรับปรุงเขื่อน ผลการวิเคราะห์เส้นความสูงน้ำรวม พบว่ามีการไหลซึมผ่านฐานรากมากกว่าตัวเขื่อน โดยเฉพาะบริเวณชั้นฐานรากดินตะกอนทรายมีการไหลซึมมากกว่าบริเวณอื่นเพราะมีปริมาณลูกศร (Vector) มากกว่าบริเวณอื่น ดังแสดงใน**ขขผ 9** และ**ขขผ 10** เมื่อพิจารณาลาดระดับน้ำ บริเวณที่มีค่าลาดระดับน้ำสูง ได้แก่ จุดทางเข้า Chimney Drain และ จุดทางออกด้านท้ายน้ำ

ซึ่งมีค่าลาดระดับน้ำประมาณ 0.140 และ 0.133 ตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบกับค่าลาดระดับน้ำวิกฤต มีความเป็นไปได้ที่จะเกิดทรายผุดด้านท้ายน้ำ และหากระบบกรองด้านท้ายน้ำไม่มีประสิทธิภาพ เม็ดดินจะถูกพัดพาออกไปอย่างต่อเนื่อง เช่นเดียวกับเหตุการณ์รั่วซึมในปีพ.ศ. 2533 พบการรั่วซึมบริเวณด้านท้ายน้ำ ลักษณะของน้ำที่ไหลออกมาเป็นสีน้ำตาลขุ่น

สำหรับพฤติกรรมการไหลซึมจากแบบจำลองหลังการปรับปรุงเขื่อน โดยเพิ่มกำแพงทึบน้ำในชั้นดินฐานราก พบว่าค่าลาดระดับน้ำบริเวณจุดทางเข้า Chimney Drain และจุดทางออกด้านท้ายน้ำลดลงอยู่ที่ 0.029 และ 0.066 จะเห็นว่าระบบการทำงานของกำแพงทึบน้ำจะช่วยทำให้อัตราการไหลซึมและแรงดันน้ำในบริเวณด้านท้ายน้ำลดลง

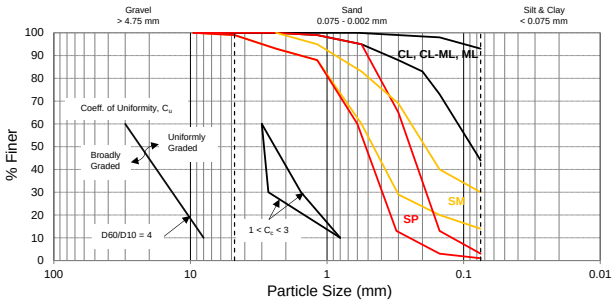
ผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับแต่ละวิธี สำหรับกรณีก่อนปรับปรุงเขื่อนแสดงใน **ตาราง ผ 5** ซึ่งรายละเอียดการตรวจสอบจะกล่าวในลำดับดังนี้

การตรวจสอบด้วยวิธีของ Bligh คำนวณค่า Creep Ratio ได้เท่ากับ 14.67 ซึ่งมากกว่าค่า Minimum Creep Ratio ของดิน Coarse Sand ที่มีค่าเท่ากับ 12 เพราะฐานรากส่วนใหญ่เป็นกลุ่มดินตะกอนเม็ดหยาบ ผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับไม่เกิดขึ้นในฐานรากเขื่อน

การตรวจสอบด้วยวิธีของ Terzaghi & Peck คำนวณค่าลาดระดับน้ำวิกฤต (i_c) ได้เท่ากับ 0.594 และค่าลาดระดับน้ำในแนวดิ่งบริเวณจุดทางออก (i_{exit}) ที่ได้จากผลการวิเคราะห์การไหลซึมในโปรแกรมดังแสดงใน**ภาพ ผ 9** มีค่าเท่ากับ 0.026 เมื่อนำทั้งสองค่ามาเปรียบเทียบกัน จะได้อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety, F.S.) เท่ากับ 23.02

ในทำนองเดียวกันวิธีของ Perzlmaier คำนวณค่า i_c ได้เท่ากับ 0.416 เมื่อเปรียบเทียบกับ i_{exit} จะได้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 16.1 จะเห็นว่าค่า F.S. ของวิธี Perzlmaier ต่ำกว่าวิธีของ Terzaghi & Peck แต่ทั้ง 2 วิธีได้ค่ามากกว่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมรับได้ที่เท่ากับ 3

การตรวจสอบด้วยวิธีของ Schmermann จำเป็นต้องพิจารณาค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอ (Uniformity Coefficient, C_u) ดังใน**ภาพ ผ 11** แสดงขนาดคละของชั้นดินฐาน 3 กลุ่ม ได้แก่ กลุ่มดิน CL, CL-ML, ML, กลุ่มดิน SM และกลุ่มดิน SP เมื่อพิจารณากลุ่มดินตะกอนทราย (SP) พบว่ามีค่า C_u อยู่ระหว่าง 2.15 ถึง 2.46 ซึ่งมีค่าน้อยกว่า 6 ดังนั้นจึงใช้วิธีของ Schmertmann ในการตรวจสอบความปลอดภัยได้



ที่มา: ดัดแปลงจาก วรวุฒิ ปิณฑะบุตร (2538)

ภาพ ผ 11 ขนาดคละของเขื่อนมูลบน

วิธีของ Schmermann คำนวณค่า i_{pmt} ได้เท่ากับ 0.275 เมื่อนำไปคูณพามิเตอร์ปรับแก้ จะได้ $(i_{pmt})_{Corrected}$ เท่ากับ 0.207 ในขณะที่ค่าลาดระดับน้ำสูงสุดบริเวณใต้ฐานเขื่อน (i_{fx}) ที่ได้จากผลการวิเคราะห์ในโปรแกรมดังแสดงใน**ภาพ ผ 0** มีค่าเท่ากับ 0.133 เมื่อนำทั้งสองค่ามาเปรียบเทียบกัน จะได้ F.S. เท่ากับ 1.5 ซึ่งมีค่าน้อยกว่า F.S. ที่ยอมรับได้ (F.S. ที่ยอมรับได้เท่ากับ 2.6 โดยพิจารณาที่ความน่าเชื่อถือเท่ากับ 90% สำหรับเขื่อนมีระบบระบายน้ำ)

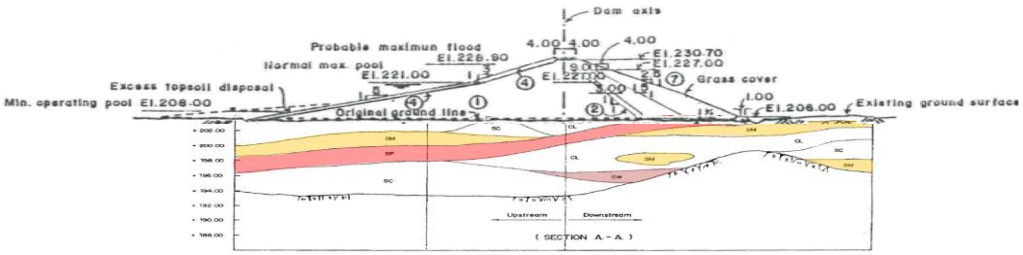
สำหรับผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับ กรณีหลังปรับปรุงเขื่อนแสดงใน **ตาราง ผ 6** ซึ่งรายละเอียดการตรวจสอบจะกล่าวในลำดับดังนี้

การตรวจสอบด้วยวิธีของ Bligh คำนวณค่า Creep Ratio ได้เท่ากับ 16.23 ซึ่งมีค่าสูงกว่ากรณีก่อนปรับปรุงเขื่อน เพราะความยาววิกฤตของเส้นทางการไหลซึม (L_{Bligh}) ได้เพิ่มการพิจารณาความยาวของกำแพงทึบน้ำเข้ามาเกี่ยวข้อง และ Creep Ratio ที่คำนวณได้มีค่ามากกว่า Minimum Creep Ratio ของดิน Coarse Sand ที่มีค่าเท่ากับ 12 ผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับไม่เกิดขึ้นในฐานรากเขื่อน

การตรวจสอบด้วยวิธีของ Terzaghi & Peck คำนวณค่าลาดระดับน้ำในแนวดิ่งบริเวณจุดทางออก (i_{exit}) ที่ได้จากผลการวิเคราะห์การไหลซึมในโปรแกรมดังแสดงใน**ภาพ ผ 12** มีค่าเท่ากับ 0.019 เมื่อเปรียบเทียบกับค่า i_c จะได้อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety, F.S.) เท่ากับ 31.6

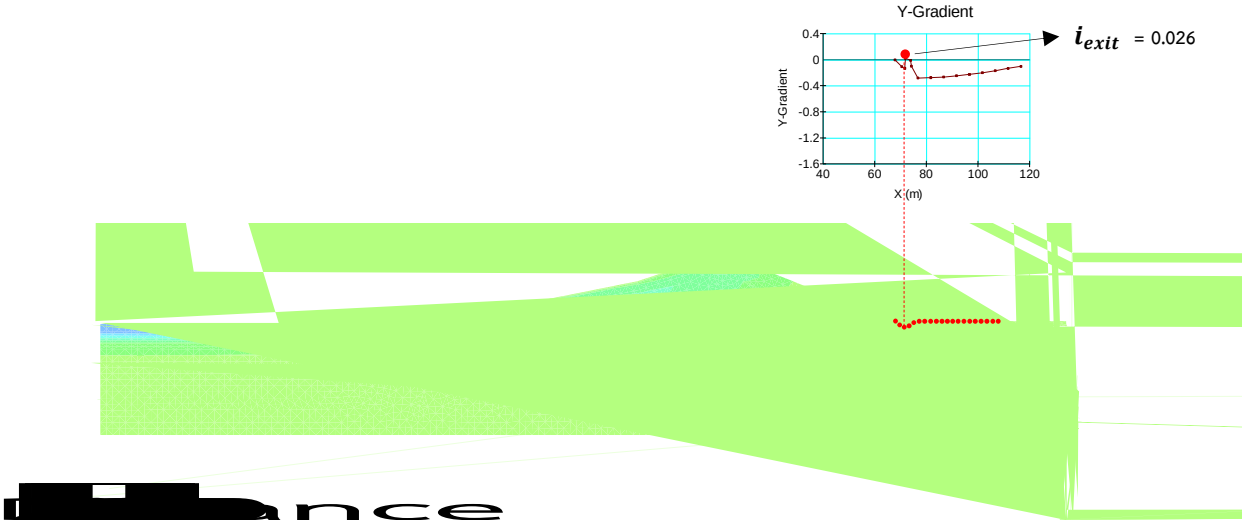
ในทำนองเดียวกันวิธีของ Perzlmaier เมื่อเปรียบเทียบค่า i_c และค่า i_{exit} จะได้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 22.1 จะเห็นว่าค่า F.S. ของวิธี Perzlmaier ต่ำกว่าวิธีของ Terzaghi & Peck แต่ทั้ง 2 วิธีได้ค่ามากกว่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมรับได้ที่เท่ากับ 3

สำหรับวิธีของ Schmermann คำนวณค่า i_{pmt} เท่ากับ 0.275 เมื่อนำไปคูณพามิเตอร์ปรับแก้ จะได้ $(i_{pmt})_{Corrected}$ เท่ากับ 0.207 ในขณะที่ค่าลาดระดับน้ำสูงสุดบริเวณใต้ฐานเขื่อน (i_{fx}) ที่ได้จากผลการวิเคราะห์ในโปรแกรมดังแสดงใน**ภาพ ผ 3** มีค่าเท่ากับ 0.066 เมื่อนำทั้งสองค่ามาเปรียบเทียบกัน จะได้ F.S. เท่ากับ 3.2 ซึ่งมีค่ามากกว่า F.S. ที่ยอมรับได้ จะเห็นว่าตัวกำแพงทึบน้ำสามารถช่วยลดระยะทางการไหลซึมได้

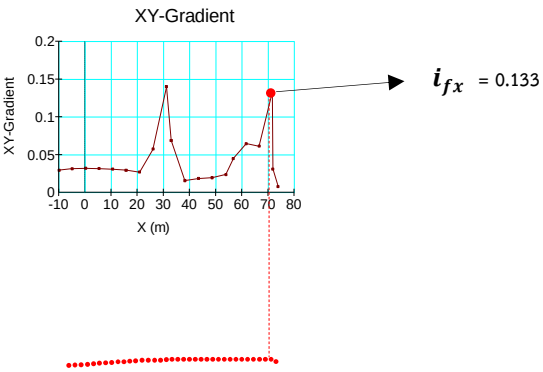


ที่มา: ดัดแปลงจาก กรมชลประทาน (2536), วรวุฒิ ปิณฑะบุตร (2538)

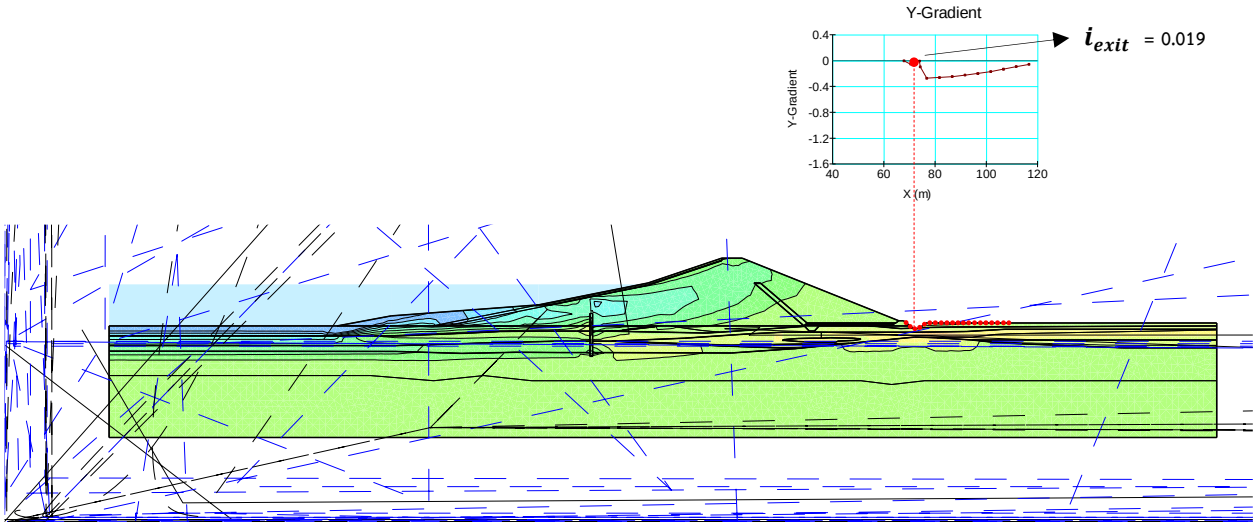
ขผ 7 ลักษณะชั้นดินฐานรากเขื่อนมูลบน กม.0+838



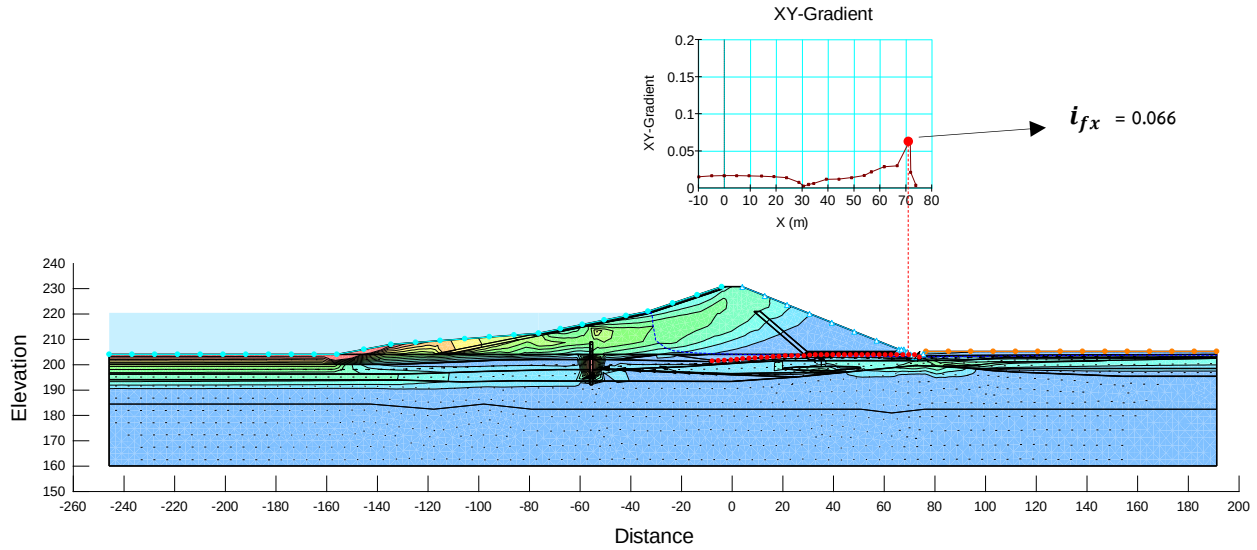
ขผ 9 การพิจารณา i_{exit} บริเวณจุดทางออกด้านท้ายน้ำของเขื่อนมูลบน กรณีก่อนปรับปรุงเขื่อน



ขผ 0 การพิจารณา i_{fx} บริเวณใต้ฐานรากเขื่อนของเขื่อนมูลบน กรณีก่อนปรับปรุงเขื่อน



ขผ 12 การพิจารณา i_{exit} บริเวณจุดทางออกด้านท้ายน้ำของเขื่อนมูลบน กรณีหลังปรับปรุงเขื่อน



ขผ 13 การพิจารณา i_{fx} บริเวณใต้ฐานรากเขื่อนของเขื่อนมูลบน กรณีหลังปรับปรุงเขื่อน

นขน ผ 5 สรุปผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับของเขื่อนมูลบน (ก่อนการปรับปรุง)

ฐผ นช ชฎ ดก	ชทธา น (จ ช	i_c	i	FS	FS ผ ดจ ชา	นช ชฎ ดก
Bligh (1910)	+220.42	0.083	0.068	1.2	1.2	✓
Terzaghi & Peck (1948)	+220.42	0.594	0.026	23.0	3.0	✓
Perzlmaier (2007)	+220.42	0.416	0.026	16.1	3.0	✓
Schmermann (2000)	+220.42	0.207	0.133	1.5	2.6	✗

หมายเหตุ: ✓ *คือ ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบ,* ✗ *คือ ไม่ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบ*

นขน ผ 6 สรุปผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับของเขื่อนมูลบน (หลังการปรับปรุง)

ฐผ นช ชฎ ดก	ชทธา น (จ ช	i_c	i	FS	FS ผ ดจ ชา	นช ชฎ ดก
Bligh (1910)	+220.42	0.083	0.061	1.4	1.2	✓
Terzaghi & Peck (1948)	+220.42	0.594	0.019	31.6	3.0	✓
Perzlmaier (2007)	+220.42	0.416	0.019	22.1	3.0	✓
Schmermann (2000)	+220.42	0.207	0.066	3.2	2.6	✓

หมายเหตุ: ✓ *คือ ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบ,* ✗ *คือ ไม่ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบ*

4. ขข ทฐ นข

ผลการตรวจสอบด้วยวิธีที่กล่าวมาข้างต้นสรุปได้ว่า ก่อนปรับปรุงเขื่อนมูลบนจะผ่านเกณฑ์การตรวจสอบของ Bligh, Terzaghi & Peck และ Perzlmaier แต่ไม่ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบของ Schmermann อาจกล่าวได้ว่าวิธีของ Bligh, Terzaghi & Peck และ Perzlmaier ไม่สอดคล้องกับความเป็นจริงที่เกิดขึ้นกับเขื่อนมูลบน ในขณะที่หลังปรับปรุงเขื่อนด้วยกำแพงทึบน้ำผ่านเกณฑ์การตรวจสอบทุกวิธี

การวิเคราะห์การไหลซึมด้วยการใช้โปรแกรมทางคณิตศาสตร์ SEEP/W ที่นำเสนอในบทความนี้ เป็นการวิเคราะห์พฤติกรรมก่อนการกัดเซาะภายในจะเริ่มต้นขึ้น (Initiation of Erosion) เท่านั้น ผลการวิเคราะห์การไหลซึมบอกถึงเสถียรภาพก่อนเม็ดดินจะสูญเสียโครงสร้าง ซึ่งหากเม็ดดินสูญเสียโครงสร้างไปแล้ว การวิเคราะห์เช่นนี้จะไม่ถูกต้อง

วิธีของ Terzaghi & Peck สนใจพฤติกรรมบริเวณจุดทางออก (Exit Point) ด้านท้ายน้ำของเขื่อน ซึ่งพิจารณาสมดุลของแรงที่กระทำต่อชั้นดิน ถ้าเม็ดดินเรียงตัวไม่ดี เมื่อแรงดันน้ำมากมากระทำ เม็ดดินจะถูกพัดพาได้ จะเห็นว่าวิธีของ Terzaghi & Peck นั้นก็ไม่ได้พิจารณาโครงสร้างของดินที่ไม่มีเสถียรภาพภายใน (Internal Instability) ดังนั้นเมื่อตรวจสอบความปลอดภัยต่อการเกิด Boiling ด้านท้ายน้ำ จึงผ่านเกณฑ์การตรวจสอบเช่นเดียวกับวิธีของ Perzlmaier เพียงเสนอตัวคูณปรับแก้สมดุลของแรงจากสมการของ Terzaghi & Peck

สำหรับวิธีของ Schmertmann ดำเนินการทดสอบด้วยแบบจำลองกายภาพที่พิจารณาตั้งแต่ Initiation ไปจนถึง Progression พบว่าดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นต่อการไหลซึมหรือดินที่ไม่มีเสถียรภาพภายใน สัมพันธ์กับค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอของเม็ดดิน (Uniformity Coefficient, C_u) ซึ่ง Schmertmann สนใจโครงสร้างของเม็ดดินที่ไม่มีเสถียรภาพโดยตรง จึงเหมาะสมกับกรณีเขื่อนมูลบนที่มีฐานรากเป็นดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น เมื่อตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับใต้ฐานรากเขื่อน จึงไม่ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบ

ข้อพึงระวังสำหรับปัญหาของดินที่ไม่มีเสถียรภาพภายในคือ จะต้องดำเนินการสำรวจและทดสอบตัวอย่างดินให้เพียงพอ

ป ป ขขจขขท น

ผู้เขียนขอขอบคุณ หน่วยวิจัยความปลอดภัยเขื่อน ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก ที่สนับสนุนข้อมูลสำหรับการศึกษานี้

ด นขดน ข่

[1] ICOLD. (2017). Internal Erosion of Existing Dam, Levees and Dikes, and their Foundations. Bulletin 164, Committee on Embankment Dams, ICOLD, Paris.

[2] Bligh, W.G., (1910). Dams Barrages and Weirs on Porous Foundations, Engineering news. pp.708-710

[3] Ammerlaan, P.R.M. (2007). Levees and levee evaluation, the Dutch and US practice Compared. MSc-Thesis. Delft University of Technology, the Netherlands.

[4] Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice. Wiley International, New York.

[5] USBR. (2014). Reclamation, Managing Water in the West. Design Standards No. 13, Embankment Dams. Chapter 8

[6] Perzlmaier, S., Muckenthaler, P. and Koelewijn, A.R. (2007). Hydraulic Criteria for Internal Erosion in CohesionlessSoil, in Proceedings Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures, Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD, Contributions to the Symposium in Freising, Germany, September 2007.

[7] Schmertmann, J.H. (2000). The Non-Filter Factory of Safety Against Piping through Sand. ASCE Geotechnical Special Publication No. 111, Judgment and Innovation. Edited by F. Silva and E. Kavazanjian, ASCE, Reston.

[8] Fell, R., Foster, M., Cyganiewicz, J., Sills, G., Vroman, N. and Davidson, R. (2009). Risk Analysis for Dam Safety. The University of New South Wales, Australia. Volume II.

[9] โอบเอื้อ วราทร (2534). การออกแบบเร่งด่วนเสริมความมั่นคงเขื่อนลำมูลบนระยะวิกฤต. งานประชุมใหญ่ทางวิชาการประจำปี 2534 และ CAFEO-9, ณ โรงแรมแชงกริลา, 31-3 พฤศจิกายน 2534.

[10] Saihom, N., Ammawat R., Kangsasitiam M. and Harnpattanpanich T. (1993). Leakage at Upper Mun Dam. Proseeding: Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, 1-4 June 1993

[11] วรวุฒิ ปิณฑะบุตร (2538). การวิเคราะห์การไหลซึมของเขื่อนมูลบน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.