

บทที่ 9

เสถียรภาพความลาดเอียงของหิน

(Rock Slope Stability)

บริเวณที่มีการตัดถนนแนวเขาเรามักพบการร่วง หรือบางครั้งการวิบัติของหินตามแนวเขา เช่น ถนนสายหล่มสัก - ชุมแพ เนื่องจากหน้าลาดเอียง (slope face) ที่ทำการตัดค่อนข้างชัน หรือหินอาจมีโครงสร้างที่มีรอยแยกรอยแตกมาก นอกจากนี้แล้วอาจเกิดแรงดันน้ำในช่วงฤดูฝน ซึ่งมักเป็นช่วงที่เกิดการวิบัติมากกว่าปกติ ในงานเหมือง เช่นเหมืองถ่านหิน หรือเหมืองหิน ที่เป็นเหมืองเปิด การออกแบบความลาดสำหรับหน้าเหมือง ขนาดความสูงแต่ละตะพักและความชันของหน้าลาดเอียงจะขึ้นกับ ธรณีวิทยาโครงสร้าง และทิศการวางตัวของโครงสร้าง เรามักพบว่าในการออกแบบหน้าลาดเอียงสำหรับงานถนน งานเขื่อน มักแตกต่างจากในงานเหมือง เนื่องจากความลาดเอียงบริเวณหน้าเหมืองบางส่วนจะตัดเปิดเป็นการชั่วคราว และอาจต้องตัดออกในภายหลัง บางครั้งจึงพบว่าเรามักออกแบบหน้าเหมืองให้ชันกว่าปกติ ซึ่งหน้าลาดเอียงนั้นอาจไม่เสถียรและเกิดการวิบัติในระยะต่อมา แต่เพื่อความปลอดภัยสำหรับผู้ปฏิบัติงานบริเวณหน้าเหมือง จึงต้องมีการติดตั้งเครื่องมือเพื่อเฝ้าตรวจระวังการเคลื่อนตัวของหน้าลาดเอียง เป็นการเตือนผู้ปฏิบัติงานให้ดำเนินการปรับปรุงหรือดำเนินการขุดตัดแร่ให้ทันก่อนการวิบัติ วิธีการนี้จะประหยัดค่าใช้จ่ายมากกว่าปรับหน้าลาดให้ราบ แต่อย่างไรก็ตามความลาดเอียงงานวิศวกรรมอื่นๆ มักจะออกแบบให้ปลอดภัยในขั้นต้นมากกว่าการเข้าไปแก้ไขภายหลัง

9.1 รูปแบบการวิบัติของความลาดเอียงในหิน

การวิบัติของความลาดเอียงในหินจะแตกต่างจากความลาดเอียงในดิน เนื่องจากการวิบัติของหน้าลาดเอียงในหินจะควบคุมโดยลักษณะโครงสร้างทางธรณีวิทยา เช่น รอยแยก รอยเลื่อน หรือชั้นหิน ทิศการวางตัวของโครงสร้างเมื่อเทียบกับหน้าลาดเอียง การวิบัติมักเกิดจากการเคลื่อนตัวของบล็อกหินที่แยกตัวออกจากมวลหิน จากการควบคุมของโครงสร้างความไม่ต่อเนื่องนี้ทำให้แบ่งรูปแบบการวิบัติได้ 5 แบบคือ

1. การวิบัติแบบระนาบเลื่อน (Plane Failure) เกิดจากการที่มีระนาบไม่ต่อเนื่องระนาบเดียวตัดหน้าลาดเอียง (daylighted) โดยระนาบนี้มีทิศแนวระดับ (strike) ขนานกับหน้าลาดเอียงหรืออาจเบี่ยงออกจากแนวขนานไม่เกิน $\pm 20^\circ$ และมีมุมเทของระนาบ (θ) น้อยกว่ามุมเทของหน้าลาดเอียง (i) แต่มากกว่ามุมเสียดทานภายใน (ϕ) ของหิน (รูปที่ 9.1) (นั่นคือ $i > \theta > \phi$)



รูปที่ 9.1 การวิบัติแบบระนาบบริเวณเส้นทางหล่มสัก – ชุมแพ
(จาก Wannakao et al., 1985)

2. การวิบัติแบบลิ้ม (Wedge Failure) เกิดจากการที่มีระนาบไม่ต่อเนื่องสองระนาบ หรือชุดระนาบไม่ต่อเนื่องสองชุดตัดกันบนหน้าลาดเอียง ทำให้เกิดบล็อกรูปลิ้ม และแนวของเส้นตัดนี้ตัดหน้าลาดเอียง เกิดการเคลื่อนตัวของลิ้ม (รูปที่ 9.2)

3. การวิบัติแบบล้มคว่ำ (Toppling Failure) เกิดจากชุดระนาบไม่ต่อเนื่องก่อนข้างชั้น และมีทิสมุมเขยื้อนเข้าสู่หน้าลาดเอียง ระยะห่างระหว่างรอยความไม่ต่อเนื่องไม่หนามากทำให้เกิดเป็นแท่งมีแนวโน้มโงนออกจากหน้าลาดเอียง แท่งรอยไม่ต่อเนื่องมีรอยแยกตัดขวางเกิดเป็นบล็อกแบบแท่ง เมื่อโงนออกทำให้เกิดการพลิกและล้มคว่ำ (รูปที่ 9.3)

4. การวิบัติแบบระนาบโค้ง (Circular Failure) มักพบในหินที่มีรอยแตก รอยแยกค่อนข้างถี่ หรือหินมีสมบัติอ่อนคล้ายดิน เช่น หินดินดาน หินโคลนอิ่มน้ำ ทำให้เกิดระนาบเลื่อนไหลเป็นวงโค้งคล้ายที่พบในดิน (รูปที่ 9.4)

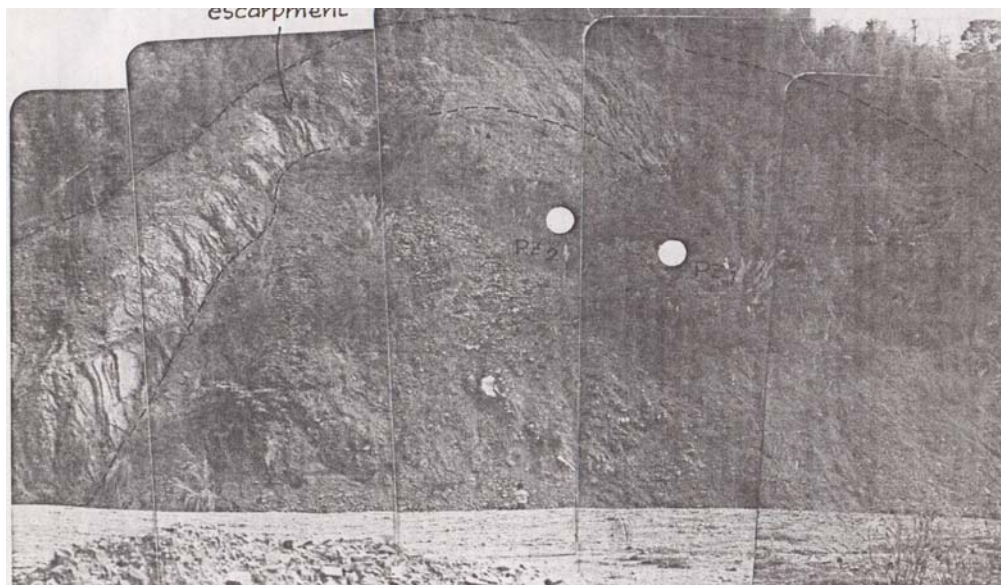
5. การวิบัติแบบร่วง (Rock Fall) มักพบในหินที่มีชั้นสลับระหว่างหินแข็งทนทาน (competent bed) กับหินอ่อนที่ผุสลายง่าย (incompetent bed) ซึ่งในหินแข็งมักจะมีรอยแยกทำให้เกิดการแตกเป็นบล็อก เมื่อชั้นหินอ่อนเกิดการผุสลายบล็อกหินก็จะเกิดการหลุดร่วง (รูปที่ 9.5) การวิบัติแบบร่วงนี้ไม่สามารถวิเคราะห์เชิงคณิตศาสตร์ได้จะมีได้กล่าวในบทวิเคราะห์



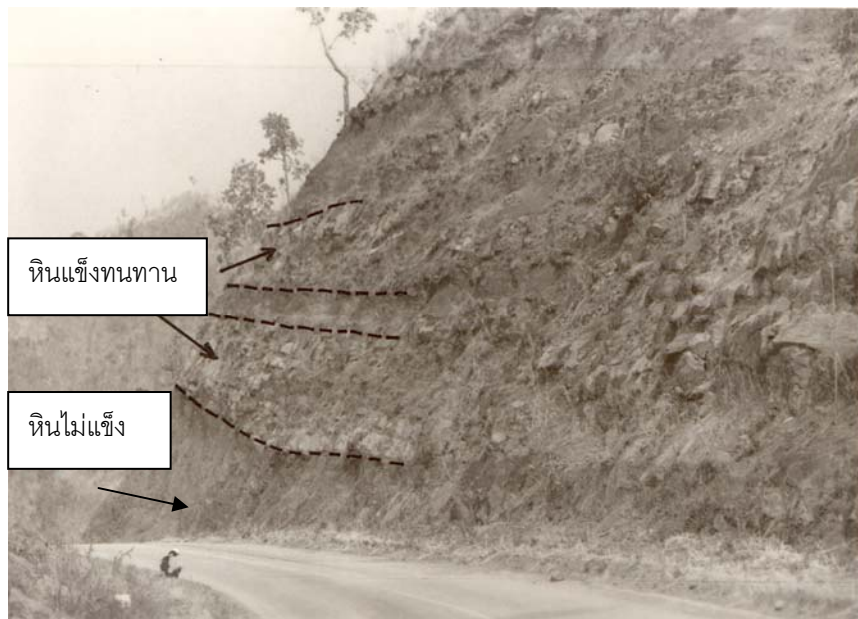
รูปที่ 9.2 การวิบัติแบบล้มบริเวณเส้นทางหล่มสัก – ชุมแพ (จาก Wannakao et al., 1985)



รูปที่ 9.3 การวิบัติแบบล้มคว่ำ (Toppling)



รูปที่ 9.4 การวิบัติแบบระนาบโค้ง กม. 20.5 เส้นทางหล่มสัก – ชุมแพ
(จาก Wannakao et al. ,1985)



รูปที่ 9.5 การวิบัติแบบร่วน เส้นทางหล่มสัก – ชุมแพ
(จาก Wannakao et al. ,1985)

9.2 การวิเคราะห์การวิบัติโดยวิธีไคเนมาติก (Kinematic Analysis)

วิธีการวิเคราะห์แบบไคเนมาติกจะแสดงให้เห็นถึงแนวโน้มที่จะเกิดการวิบัติ หรือทิศทางการเคลื่อนตัวของบล็อกหิน ตลอดจนทราบถึงรูปแบบการวิบัติ อาศัยการวิเคราะห์โครงสร้างไม่ต่อเนื่องในตาข่ายมิติ โดยมีได้คำนึงถึงแรงที่กระทำต่อหน้าลาดเอียงนั้น สำหรับรูปแบบการวิบัติที่ 1-4 สามารถวิเคราะห์ได้โดยวิธีไคเนมาติก การใช้ตาข่ายมิติได้กล่าวไว้ในบทที่ 6 ในบทนี้จะสรุปขั้นตอนการวิเคราะห์ดังนี้

1. ทำการสร้างระนาบของหน้าลาดเอียงลงในตาข่ายมิติ
2. หากการกระจายของระนาบไม่ต่อเนื่องที่วัดได้ในพื้นที่โดยวิธีการเขียนจุดโพล ทำการจัดกลุ่มหรือแยกชุดการกระจายของโครงสร้าง นำค่าเฉลี่ยของโพลที่แสดงการกระจายตัวในแต่ละชุดมาสร้างระนาบบนตาข่ายมิติ เปรียบเทียบกับระนาบหน้าลาดเอียงกับระนาบของโครงสร้างไม่ต่อเนื่องในตาข่ายมิติเพื่อพิจารณาแนวโน้มการเคลื่อนตัว ดังแสดงใน รูปที่ 9.6

สำหรับในกรณีของการวิเคราะห์แนวโน้มการวิบัติแบบลิ่มนั้น Markland ได้เพิ่มคำมุลเสียดทานภายในลงในตาข่ายมิติ สร้างเป็นวงกลมของรูปกรวย (รูปที่ 9.7) ถ้าเส้นตัดกันของระนาบนั้นตกอยู่ในบริเวณของพื้นที่แถบที่ก็แสดงแนวโน้มของการวิบัติแบบลิ่ม หากอยู่นอกบริเวณนี้ก็ประเมินเป็นพื้นที่เสถียร ตัวอย่างการใช้วิธีนี้ในงานวางแผนตัดขุมเหมืองของเหมืองเปิดได้แสดงไว้ในรูปที่ 9.8 อย่างไรก็ตามวิธีไคเนมาติก เป็นเพียงการประเมินศักยภาพหรือแนวโน้มความไม่เสถียรของความลาดเอียงของหินเบื้องต้น การวิเคราะห์ด้านสมดุลย์แรงจะต้องกระทำในรายละเอียดดังหัวข้อที่จะได้กล่าวต่อไป

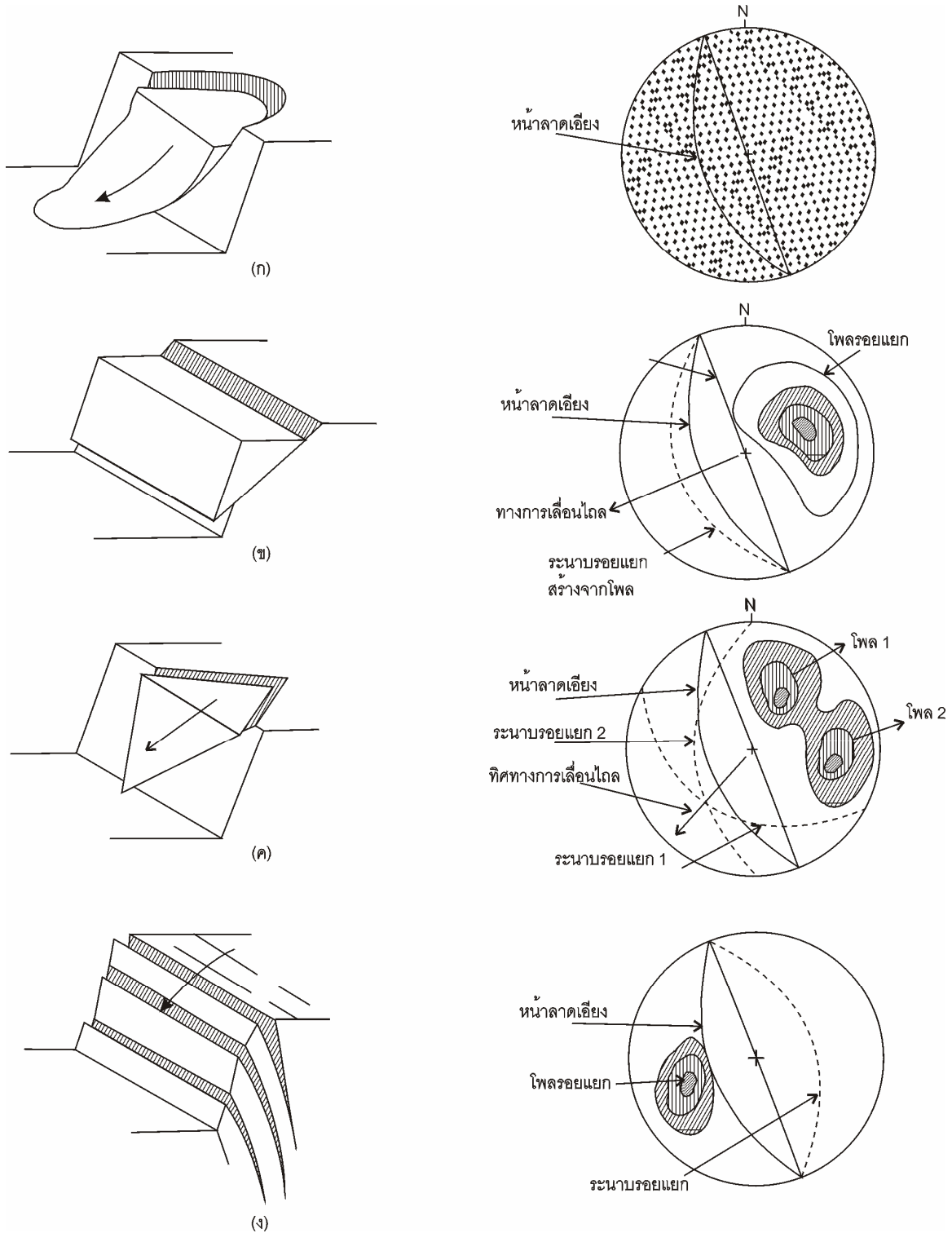
9.3 การวิเคราะห์การวิบัติแบบระนาบเลื่อน

การวิเคราะห์แบบสมดุลย์แรงจะประเมินจากไดอะแกรมแรงบนระนาบที่มีแนวโน้มจะเป็นระนาบเลื่อน และเปรียบเทียบสัดส่วนระหว่างแรงต้านทาน(F_r) กับแรงที่กระทำ (F_d) หากแรงต้านมากกว่าแรงกระทำแสดงว่าลาดเอียงนี้อยู่ในภาวะเสถียร สัดส่วนเปรียบเทียบนี้ เรียกว่า ปัจจัยความปลอดภัย (Factor of Safety, FS)

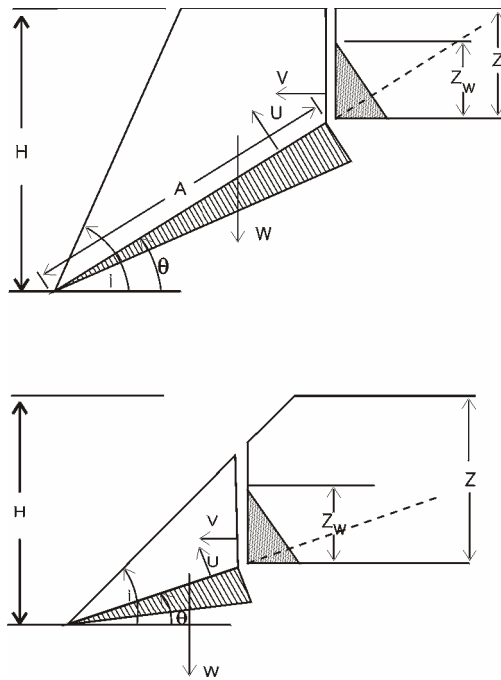
$$FS = \frac{F_r}{F_d}$$

นั่นคือ ถ้า $FS > 1$ ลาดเอียงอยู่ในภาวะเสถียร ถ้า $FS \leq 1$ ลาดเอียงอยู่ในภาวะไม่เสถียร

การวิเคราะห์เสถียรภาพของแนวโน้มการวิบัติแบบระนาบเลื่อนสามารถเขียนไดอะแกรมแรง ของลาดเอียงที่มีความสูง H มีค่ามุมหน้าลาดเอียง (α) มุมของระนาบเลื่อน(θ) และรอยแตกเนื่อง



รูปที่ 9.8 การวิเคราะห์แบบไคเนมาติก แสดงแนวโน้มการวิบัติแบบ(ก)ระนาบโค้ง (ข) แบบระนาบเลื่อน (ค) แบบลิ่ม (ง) แบบลิ่มคว่ำ (จาก Hoek & Bray, 1977)



รูปที่ 9.9 ไดอะแกรมการกระจายแรงในการวิเคราะห์การวิบัติแบบระนาบเลื่อน (ก) รอยแตกอยู่เหนือหน้าลาดเอียง และ (ข) อยู่บนหน้าลาดเอียง (ปรับเปลี่ยนจาก Hoek & Bray, 1977)

จากแรงดึง (Tension Crack) เกิดขึ้นบริเวณยอดเหนือหน้าลาดเอียง (รูปที่ 9.9 ก) หรือบริเวณหน้าลาดเอียง (รูปที่ 9.9 ข) ทั้งสองรูปได้แสดงการกระจายแรงดันน้ำที่แทรกในรอยแตก และในระนาบเลื่อน แรงต้านทานการเลื่อนไถลจะประเมินจากกำลังเฉือนของหิน ส่วนแรงกระทำประเมินจากน้ำหนักของบล็อกที่เคลื่อนดังสมการต่อไปนี้

$$FS = \frac{cA + (W \cos \theta - U - V \sin \theta) \tan \phi}{W \sin \theta + V \cos \theta} \quad (9-1)$$

เมื่อ	A	=	พื้นที่ของระนาบเลื่อน
	W	=	น้ำหนักของบล็อกที่เลื่อนไถล
	U	=	แรงดันน้ำในระนาบเลื่อน
	V	=	แรงดันน้ำในรอยแตก
	c	=	ค่าความเชื่อมแน่นของหิน
	ϕ	=	มุมเสียดทานภายในของหิน
	θ	=	มุมเอียงของระนาบเลื่อน

$$A = (H - z) \cos \theta \quad (9-2)$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w (H - z) \cos \theta \quad (9-3)$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w z_w^2 \quad (9-4)$$

กรณีรอยแตกเกิดบริเวณยอดเหนือหน้าลาดเอียง

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\left(1 - \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right) \cot \theta - \cot i \right] \quad (9-5)$$

กรณี รอยแตกเกิดบริเวณหน้าลาดเอียง

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\left(1 - \frac{z}{H} \right)^2 \cot \theta (\cot \theta \tan i - 1) \right] \quad (9-6)$$

เมื่อ

z = ระยะลึกของรอยแตกเนื่องจากแรงดึง

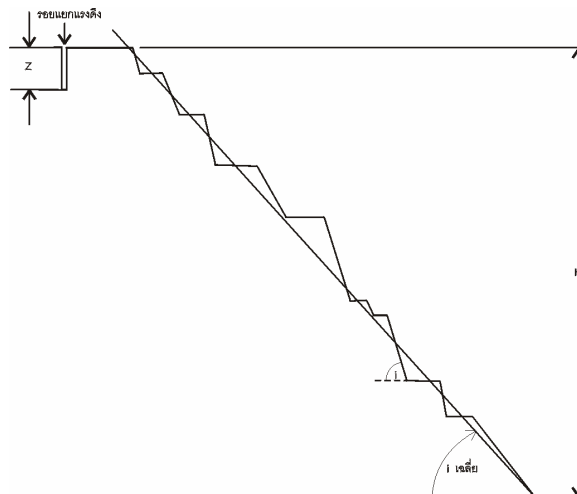
z_w = ระยะที่น้ำแทรกในรอยแตก

จากสมการข้างต้นเราพบว่าค่าปัจจัยความปลอดภัย ขึ้นกับความสูง มุมเอียงหน้าลาด มุมเอียงระนาบเลื่อน และน้ำในรอยแตก ซึ่งในงานเหมืองเปิดที่มีบ่อเหมืองลึกมากๆ การทำหน้าลาดเอียงที่ราบมากต้องเปลืองค่าใช้จ่ายในการขุดลอก ดังนั้นจึงต้องมีการเปิดบ่อเหมืองเป็นขั้นบันได (bench) โดยแต่ละขั้นจะสามารถทำให้หน้าลาดเอียงชันขึ้น แต่เมื่อคูมุมเอียงเทเฉลี่ยของทั้งบ่อเหมืองจะราบกว่าในแต่ละขั้น (รูปที่ 9.10) นอกจากนี้หากมีการเสริมแรงด้วยหมุดตรึง (รูปที่ 9.11) เพื่อเพิ่มค่าปัจจัยความปลอดภัยให้แก่ลาดเอียง หมุดตรึงนี้จะต้องยาวพอที่จะผ่านระนาบเลื่อนเข้าสู่มวลที่แข็งแรง ค่าแรงดึงจากหมุดตรึงจะเข้าไปเสริมในกำลังรับแรงเฉือน และลดแรงการเคลื่อนตัวของบล็อกหินของสมการ (9-1) ได้สมการดังต่อไปนี้

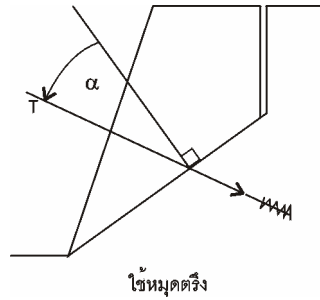
$$FS = \frac{cA + (W \cos \theta - U - V \sin \theta + T \cos \alpha) \tan \phi}{W \sin \theta + V \cos \theta - T \sin \alpha} \quad (9-7)$$

เมื่อ T = แรงดึงเนื่องจากหมุดตรึง

α = มุมระหว่างหมุดตรึงกับเส้นเส้นปกติของระนาบเลื่อน



รูปที่ 9.10 การทำบ่อเหมืองแบบขั้นบันไดเพื่อให้หน้าลาดเอียงชันขึ้น



รูปที่ 9.11 การเสริมแรงด้วยหมุดตริง (จาก Hoek & Bray, 1977)

9.4 การวิเคราะห์การวิบัติแบบลิ่ม

การวิเคราะห์การวิบัติแบบลิ่มนี้จะพิจารณากรณีที่ หินมีค่ามุมเสียดทานภายในเพียงอย่างเดียวและมีค่าเท่ากันทั้งสองระนาบ จากรูปที่ 9.12-ก ได้ β คือค่ามุมของเส้นตัดกันของระนาบไม่ต่อเนื่องกับเส้นระดับจากภาพมองตามเส้นตัด ส่วน รูปที่ 9.12-ข แสดง (i) เป็นมุมของหน้าลาดเอียงที่อยู่แนวฉากกับเส้นตัดและ(θ)คือมุมของเส้นเมื่อมองภาพตั้งฉากกับเส้นตัด และ รูปที่ 9.12 (ค-ง) แสดงไดอะแกรมของแรงกระทำบนรอยการเลื่อน ได้ปัจจัยความปลอดภัยของรูปลิ่มดังนี้

$$FS = \frac{(R_A + R_B) \tan \phi}{W \sin \theta} \quad (9-8)$$

เมื่อ $R_A, R_B =$ แรงกระทำตั้งฉากกับระนาบ A, B

$$R_A \sin(\beta - \frac{1}{2}\xi) = R_B \sin(\beta + \frac{1}{2}\xi) \quad (9-9)$$

$$R_A \cos(\beta - \frac{1}{2}\xi) - R_B \cos(\beta + \frac{1}{2}\xi) = W \cos \theta \quad (9-10)$$

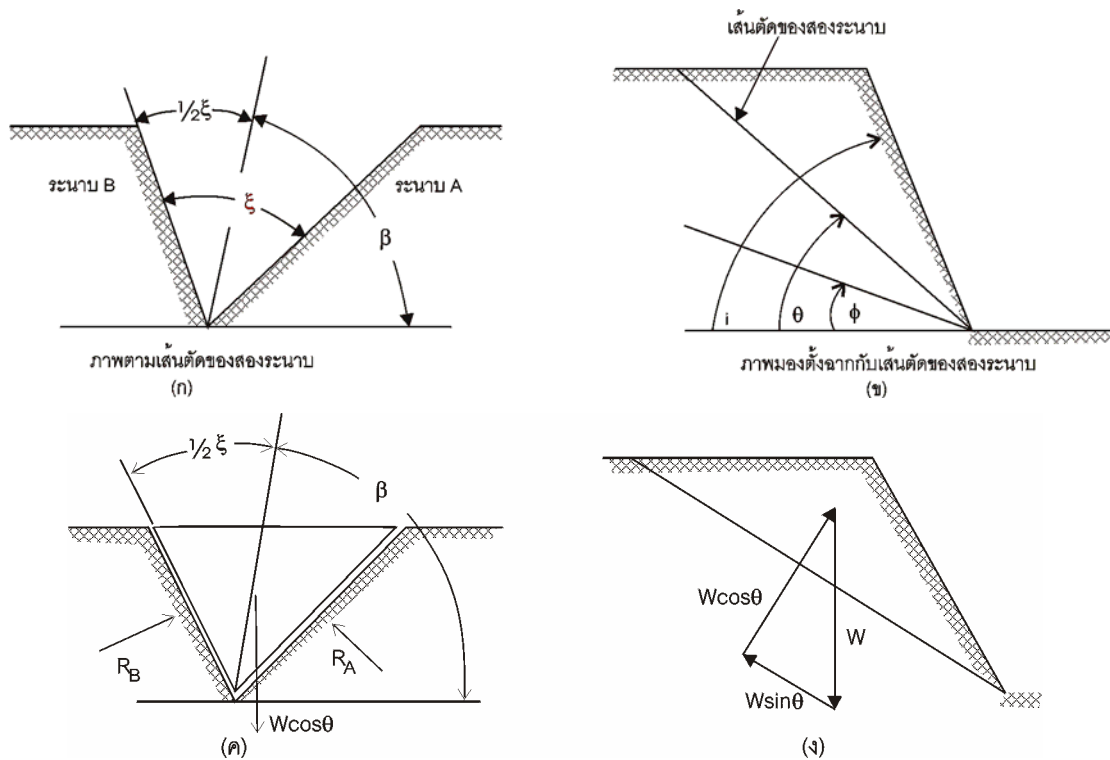
จากสมการ(9-8) และ(9-9) ข้างต้นหาค่า R_A, R_B นำไปแทนค่าใน (9-8) ได้ว่า

$$FS = \frac{\sin \beta}{\sin \frac{1}{2}\xi} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \quad (9-11)$$

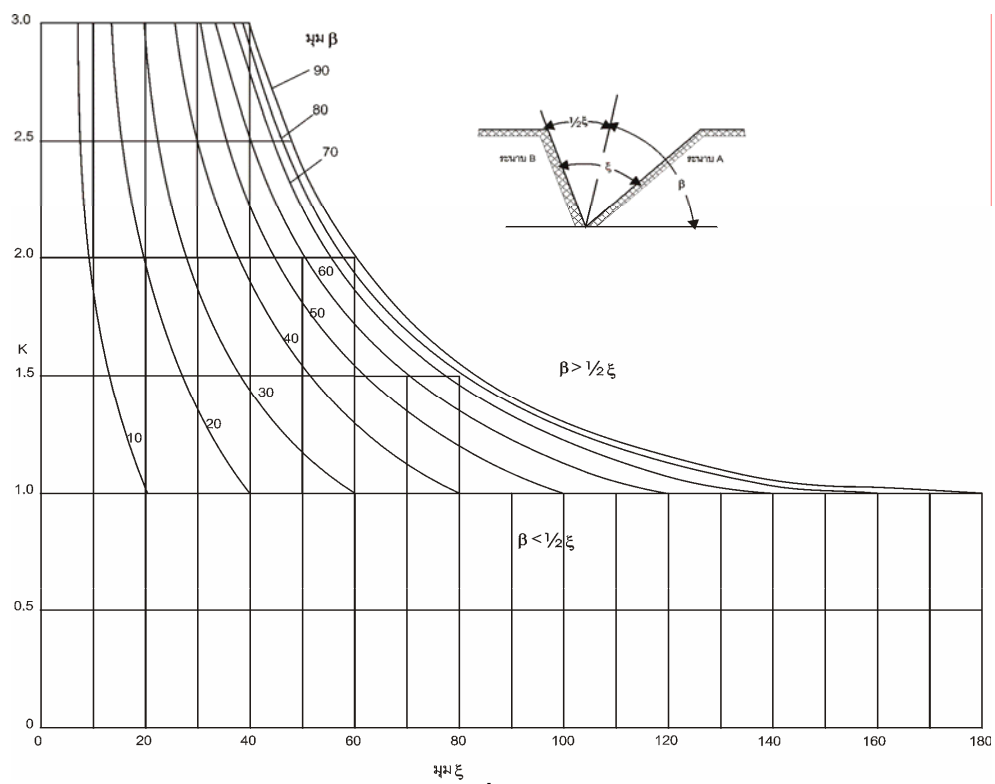
ถ้าให้ $K = \frac{\sin \beta}{\sin \frac{1}{2}\xi}$

ได้ว่า $FS_{ลิ่ม} = K(FS_{ระนาบ}) \quad (9-12)$

สำหรับค่า K นั้นขึ้นกับทิศการวางตัวของเส้นตัดซึ่งสามารถสร้างเป็นกราฟได้ดังรูปที่ 9.13 สำหรับมุม ξ, β อาจหาได้จากการสร้างในตาข่ายมิติ



รูปที่ 9.12 (ก-ข) ภาพแสดงรูปทรงทางเรขาคณิตของการวิบัติแบบลิ่ม (ค-ง) การวิเคราะห์จากไดอะแกรมการกระจายแรง (ปรับเปลี่ยนจาก Hoek & Bray, 1977)



รูปที่ 9.13 กราฟประเมินค่า K การวิเคราะห์แบบลิ่ม (จาก Hoek & Bray, 1977)

9.5 การวิเคราะห์การวิบัติแบบระนาบโค้ง

การวิบัติแบบระนาบโค้งจะพบในพื้นที่ที่มีรอยแยกค่อนข้างถี่ และมีจำนวนชุดมากพอทำให้หินแยกออกจากกันมีสภาพคล้ายดิน Hoek & Bray 1977 ได้สร้างแผนภูมิสำหรับประเมินเสถียรภาพของความลาดเอียงที่มีแนวโน้มการวิบัติแบบระนาบโค้ง โดยใช้พื้นฐานการวิเคราะห์เสถียรภาพในดิน ข้อต่างของแผนภูมินี้กับแผนภูมิของ Taylor ที่ใช้ในงานกลศาสตร์ดินคือการนำค่ารอยแตกจากแรงดึง ผนวกกับระดับน้ำใต้ดินเข้ามา การประเมินปัจจัยความปลอดภัยสามารถเขียนสมการได้เป็น

$$F = \frac{|\tau|}{\tau_m} \quad (9-13)$$

เมื่อ

$|\tau|$ = กำลังรับแรงเฉือนของหิน

τ_m = แรงเฉือนที่กระทำบนระนาบเลื่อน

F = FS = ปัจจัยความปลอดภัย

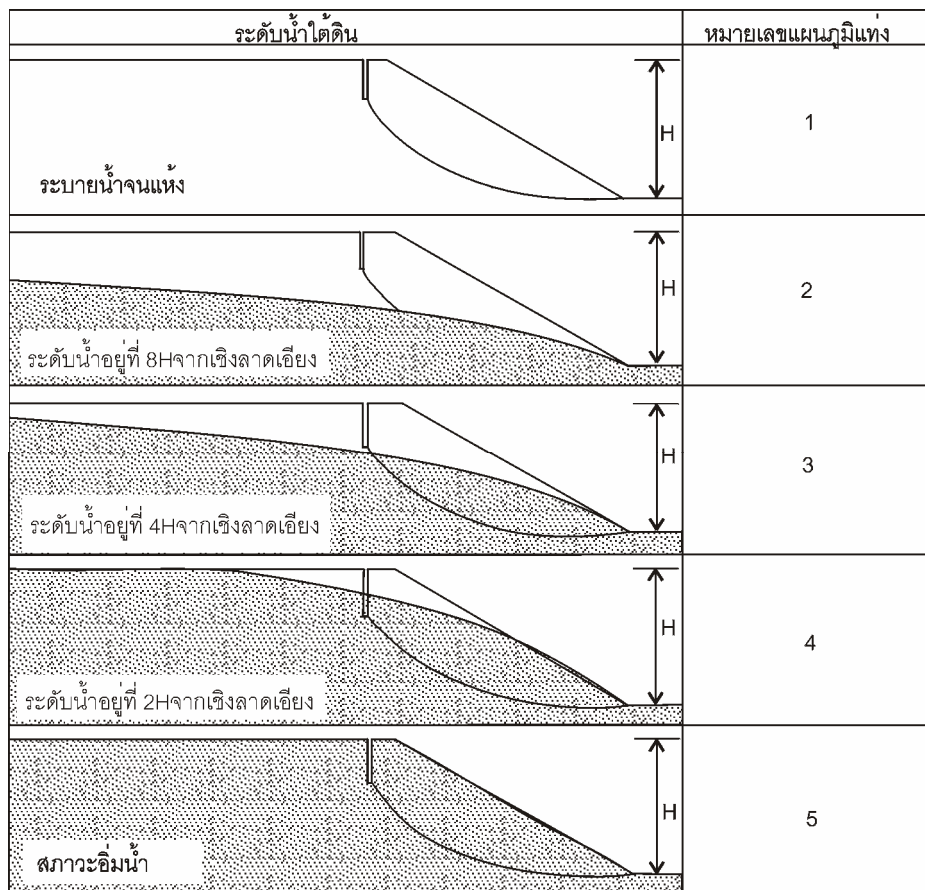
ซึ่งสามารถเขียนสมการเพื่อประเมินแรงเฉือนที่เกิดขึ้นได้เป็น

$$\tau_m = \frac{|\tau|}{F} = \frac{c}{F} + \frac{\sigma_n \tan \phi}{F} \quad (9-14)$$

อย่างไรก็ตามการใช้แผนภูมินี้มีข้อจำกัดคือ ระนาบเลื่อนจะต้องเคลื่อนผ่านปลายเชิงลาดเอียง (toe slope) และระดับน้ำใต้ดินในพื้นที่ลาดเอียงจะจำกัดอยู่ 5 กรณี ดังรูปที่ 9.14 และแผนภูมิรูปที่ 9.15 (ก-จ) ซึ่งการใช้แผนภูมิมิขั้นตอนดังต่อไปนี้

1. เลือกแผนภูมิตามภาวะระดับน้ำใต้ดิน
2. คำนวณค่า $\frac{c}{H \tan \phi}$ (stability number) กำหนดค่าที่คำนวณได้ลงบนแผนภูมิ
3. ลากเส้นตามแนวรัศมีของแผนภูมิตัดเส้นมุมหน้าลาดเอียง(i)
4. จากจุดตัดลากเส้นไปยังแกน $\frac{\tan \phi}{F}$ หรือ $\frac{c}{HF}$ จากค่าที่ได้ คำนวณหาปัจจัยความปลอดภัย

ค่าปัจจัยความปลอดภัยที่ได้จากการใช้แผนภูมินี้จะอยู่ภายขั้นต่ำของความปลอดภัย (lower bound) แต่ในกรณีที่หินในพื้นที่ ชับซ้อนขึ้นการประเมินเสถียรภาพอาจใช้วิธีการ การแบ่งลาดเอียงเป็นชั้น(slice method) ของ Bishop ในงานกลศาสตร์ดินเข้ามาคิดคำนวณ ซึ่งในที่นี้จะมีได้กล่าวในรายละเอียด



รูปที่ 9.14 แผนภูมิระดับน้ำใต้ดินที่ใช้ในการวิเคราะห์การวิบัติแบบระนาบโค้ง
(จาก Hoek & Bray, 1977)

9.6 การวิเคราะห์การวิบัติแบบล้มคว่ำ

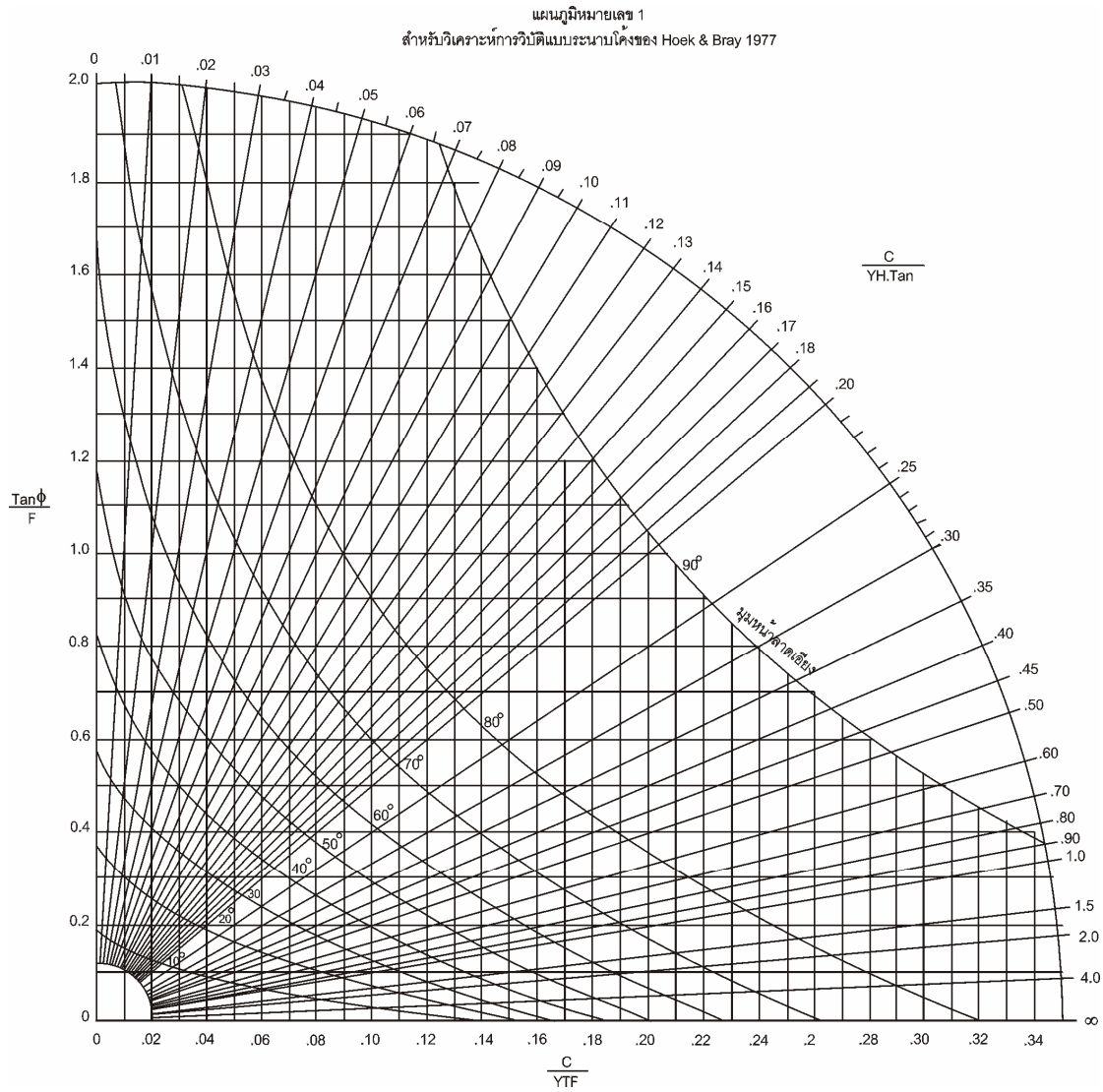
การวิเคราะห์เสถียรภาพดินที่มีแนวโน้มการวิบัติแบบล้มคว่ำค่อนข้างซับซ้อน เนื่องจากรูปแบบการวิบัติเกิดได้หลายลักษณะ เช่น การเลื่อนไถระหว่างบล็อกหิน และการดันให้ล้มคว่ำ แต่ที่ได้มีการวิเคราะห์ตามทฤษฎีสมมูลย์แรง จะเป็นการวิบัติของบล็อกหินที่มีลักษณะแท่งเรียงบนฐานเป็นขั้นดังรูปที่ 9.16 โดยมีมุมเอียงเฉลี่ยของฐานเป็น θ และมีมุมหน้าลาดเอียง (i) และมุมเทของชั้นหิน ($90-\alpha$) ความกว้างของแต่ละบล็อก คือ Δx และระยะเหลื่อมในแนวดิ่ง a_1 , a_2 , b เป็นค่าคงที่ ซึ่งประเมินได้ดังนี้

$$a_1 = \Delta x \tan(i - \alpha) \quad (9-15)$$

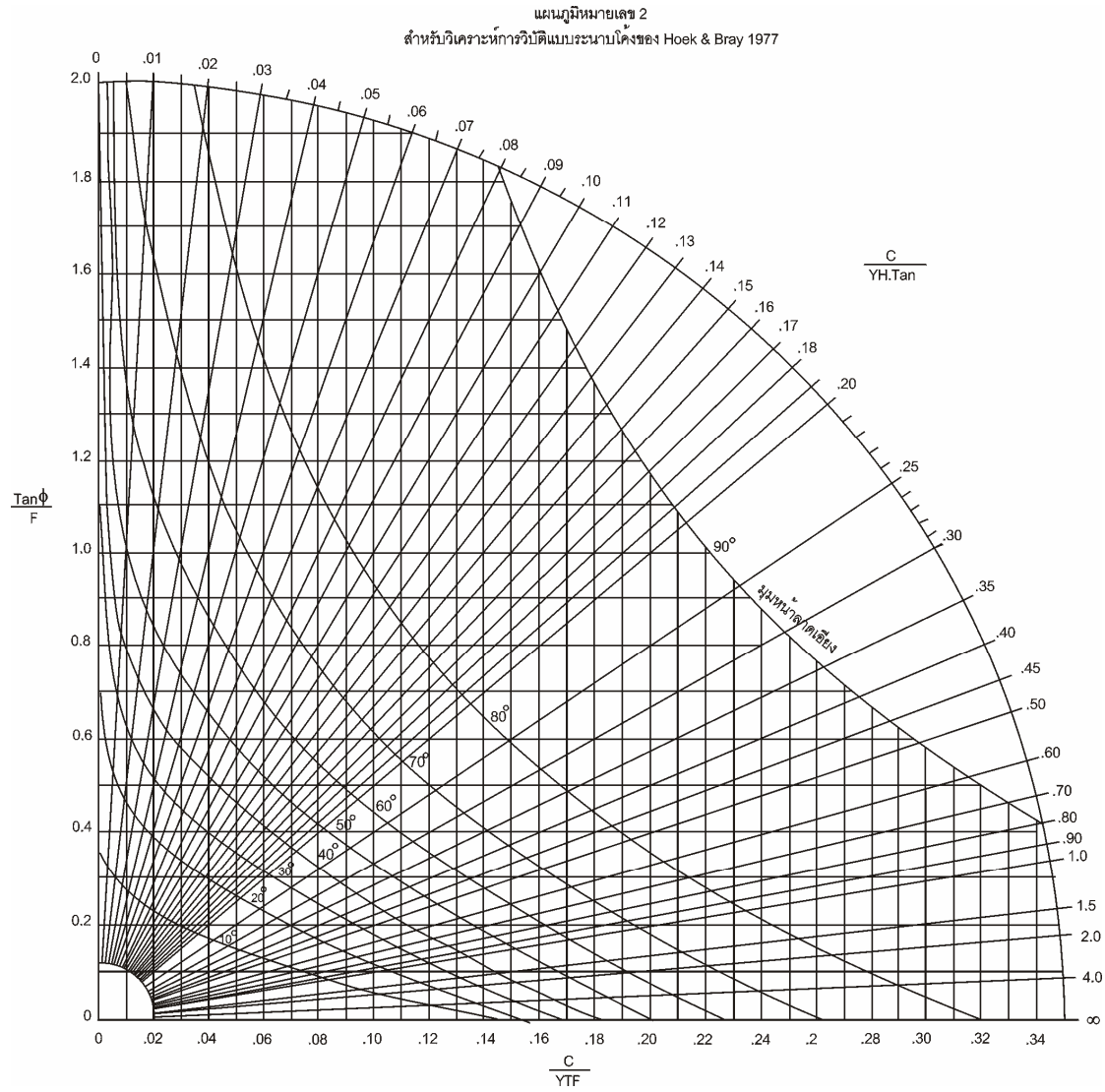
$$a_2 = \Delta x \tan \alpha \quad (9-16)$$

$$b = \Delta x \tan(\theta - \alpha) \quad (9-17)$$

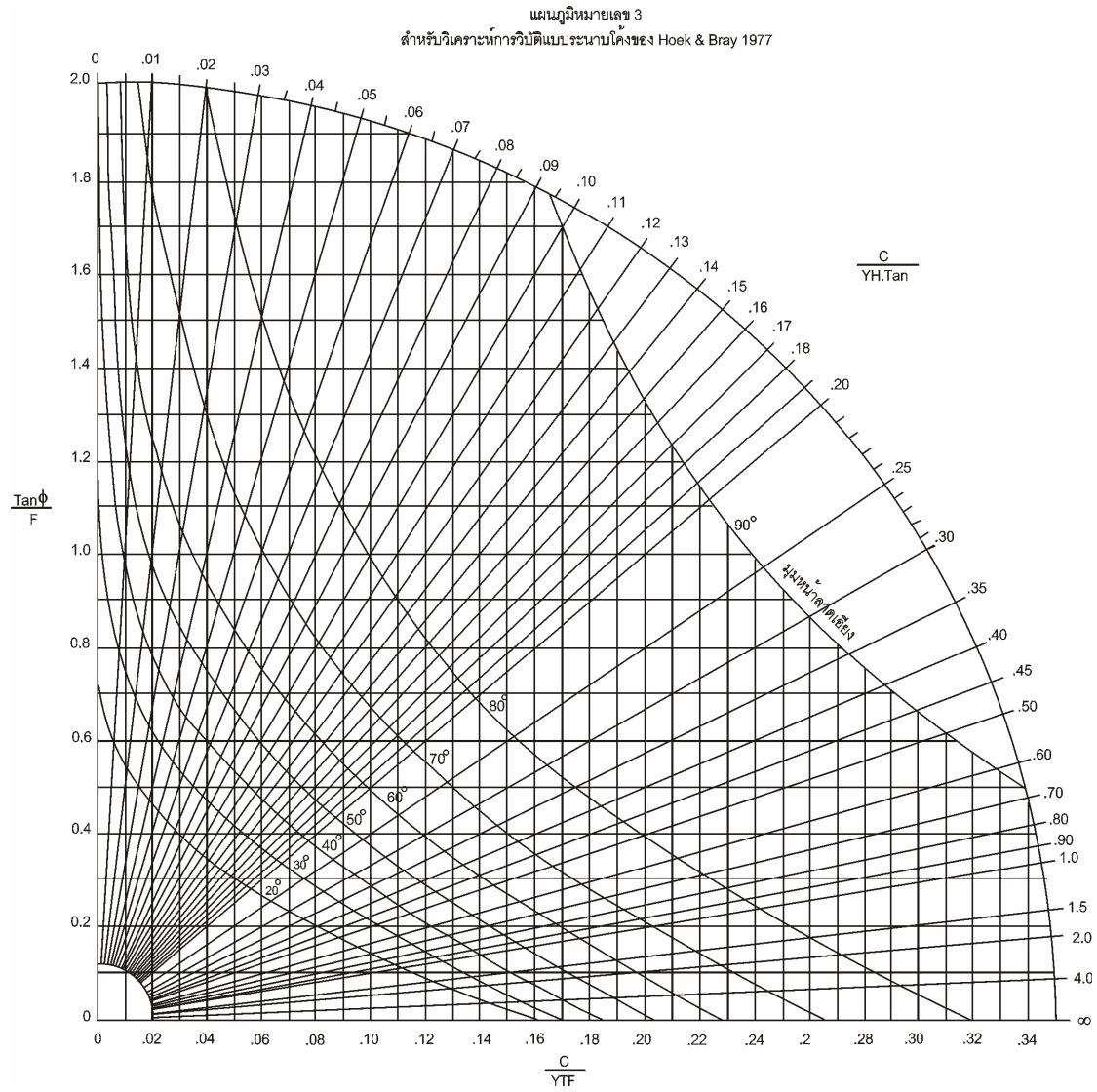
จากรูปแบบการวิบัตินี้ จะได้ว่าความสูงของแต่ละบล็อกหินลำดับที่ n ด้านล่างของยอดลาดเอียง(slope crest) จะได้ว่า



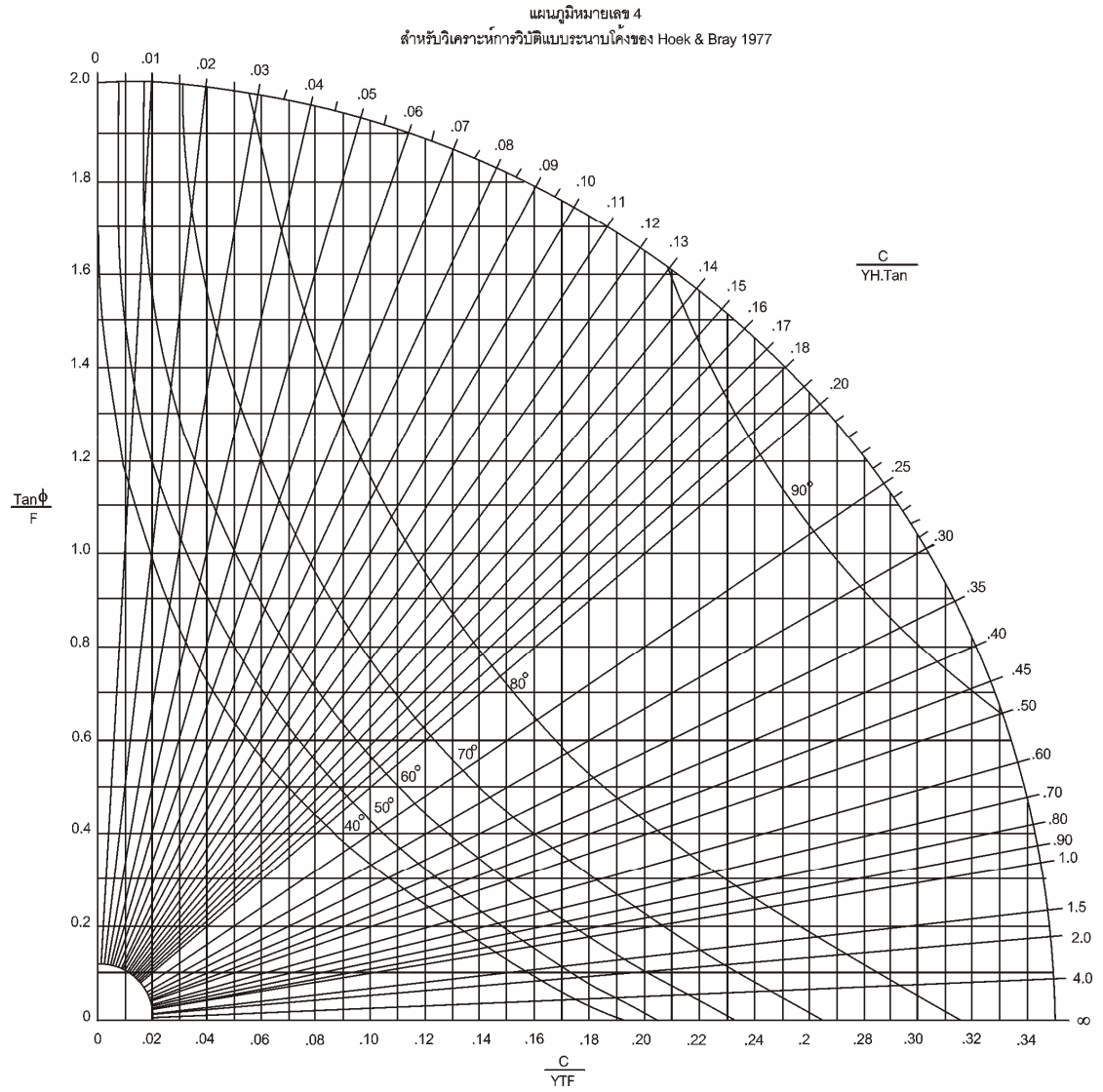
รูปที่ 9.15 ก (จาก Hoek & Bray, 1977)



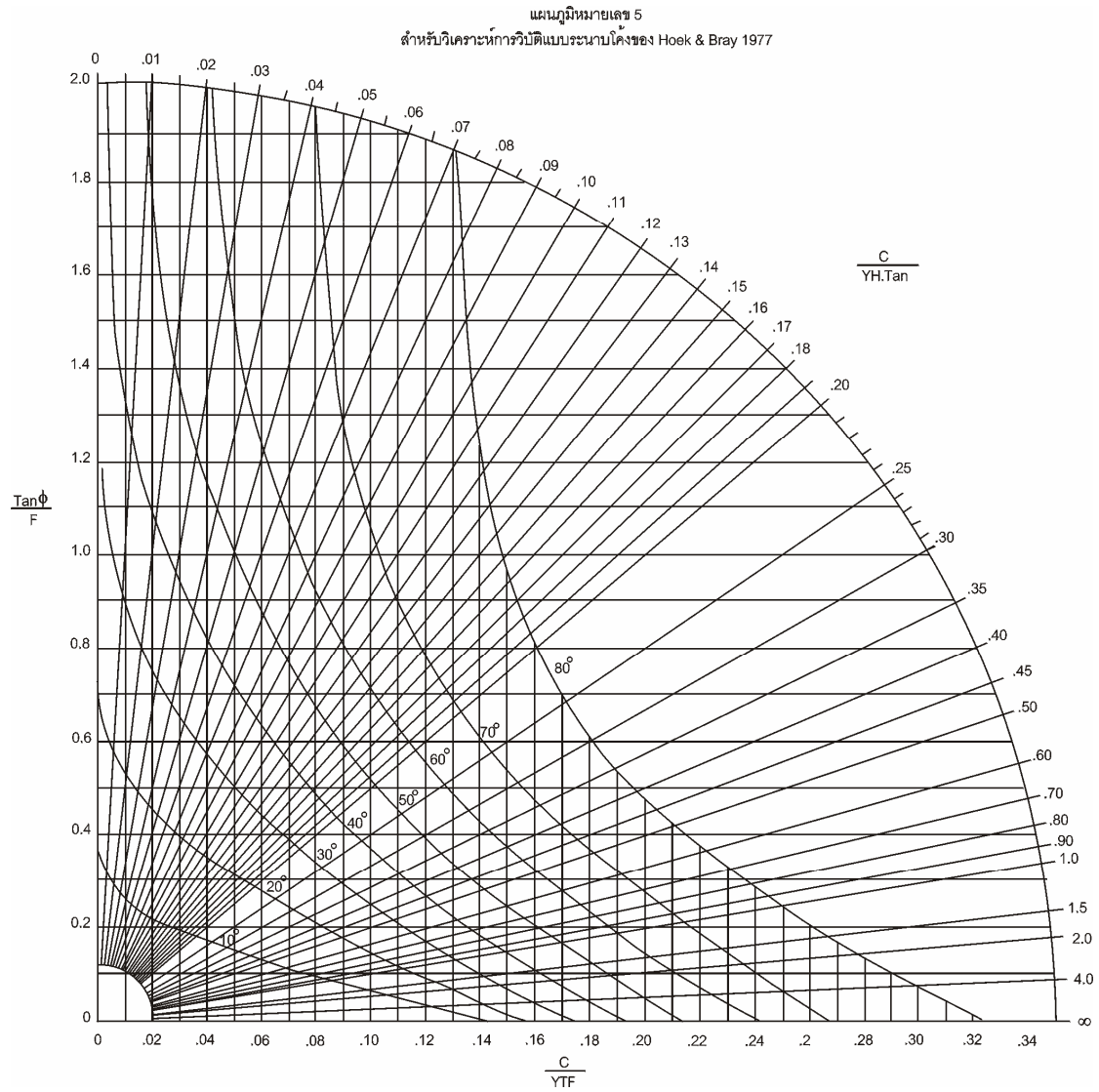
รูปที่ 9.15 ข (จาก Hoek & Bray, 1977)



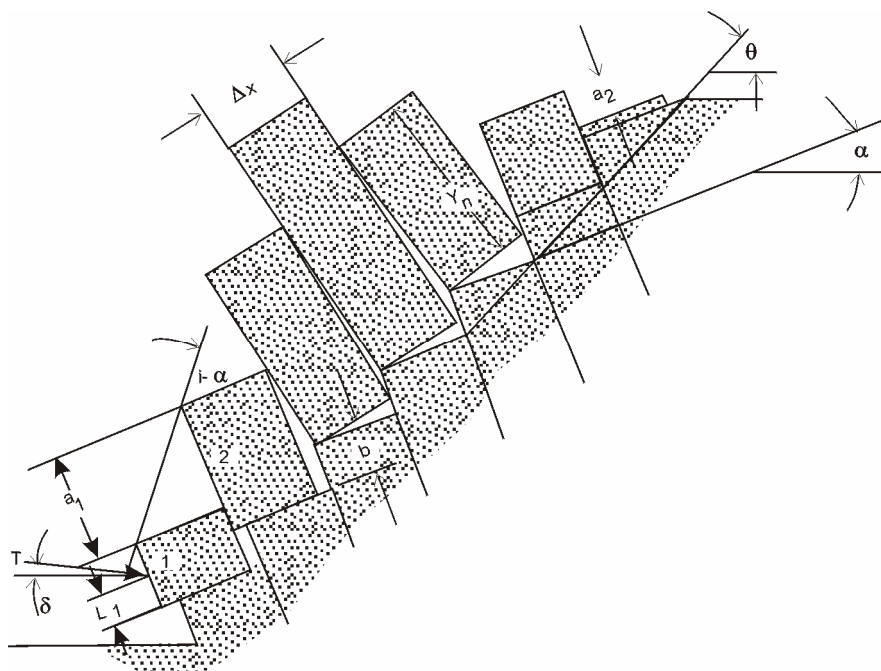
รูปที่ 9.15 ค (จาก Hoek & Bray, 1977)



รูปที่ 9.15 ง (จาก Hoek & Bray, 1977)



ຮູບທີ່ 9.15 ຈ (ຈາກ Hoek & Bray,1977)



รูปที่ 9.16 รูปทรงเรขาคณิตการวิบัติแบบลิ่มคว่ำ (จาก Hoek & Bray, 1977)

$$y_n = n(a_1 - b) \quad (9-18)$$

และที่ด้านบนของยอดลาดเอียง

$$y_n = y_{n-1} - a_2 - b \quad (9-19)$$

จากรูป 9.16 สิ่งที่ต้องพิจารณาเป็นพิเศษคือ

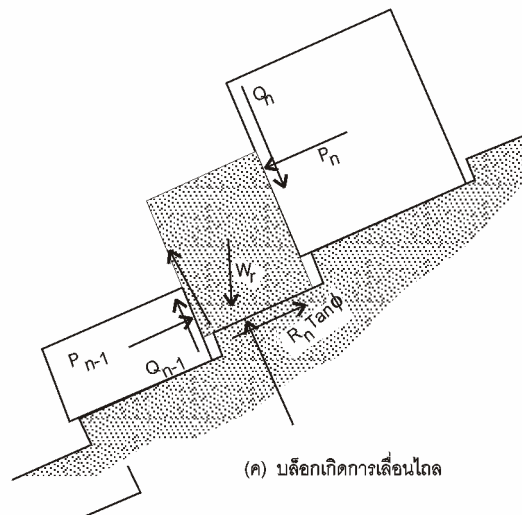
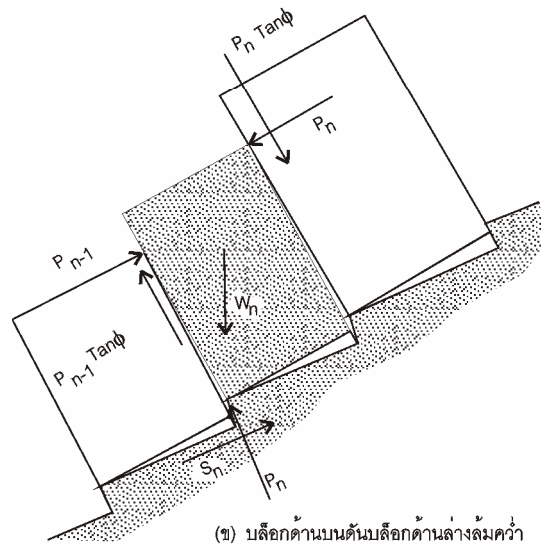
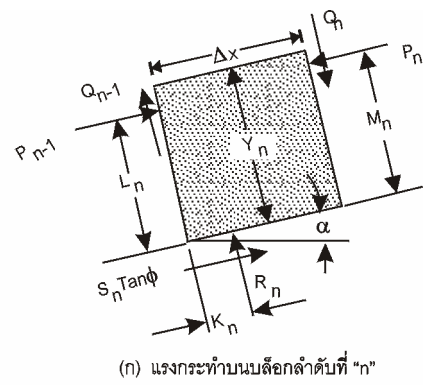
- ก. บล็อกที่เลื่อนไถลที่เชิงหน้าลาดเอียง
- ข. บล็อกที่เสถียรบนยอดสุดของหน้าลาดเอียง
- ค. และบล็อกที่มีแนวโน้มลิ่มคว่ำอยู่ระหว่างกลางหน้าลาดเอียง

การประเมินแรงกระทำที่บล็อกลำดับที่ n ได้แสดงไว้ในรูปที่ 9.17 - ก เมื่อแรงดัน(P) ของบล็อกลำดับที่ $n-1$ มีแรงเพียงพอที่จะยันไม่ให้ลิ่มคว่ำ (รูปที่ 9.17-ข) สามารถแสดงด้วยสมการดังนี้

$$P_{n-1} = \frac{P_n (M_n - \Delta x \tan \phi) + \left(\frac{W_n}{2} \right) (y_n \sin \alpha - \Delta x \cos \alpha)}{L_n} \quad (9-20)$$

และแรงที่ต้านทานการเลื่อนไถล(รูปที่ 9-17 ค)สามารถแสดงได้ดังนี้

$$P_{n-1} = P_n - \frac{W_n (\tan \phi \cos \alpha - \sin \alpha)}{1 - \tan^2 \phi} \quad (9-21)$$



รูปที่ 9.17 (ก) ไดอะแกรมแรงที่กระทำบนบล็อก n (ข) สภาวะล้มคว่ำ (ค) สภาวะเลื่อนไถล
(จาก Hoek & Bray, 1977)

ค่า M_n, L_n จะขึ้นกับตำแหน่งของบล็อก ดังนี้

บล็อกด้านล่างยอดหน้าลาดเอียงจะได้ว่า

$$M_n = y_n \text{ และ } L_n = y_n - a_1$$

บล็อกยอดหน้าลาดเอียงจะได้ว่า

$$M_n = y_n - a_2 \text{ และ } L_n = y_n - a_1$$

บล็อกด้านบนยอดหน้าลาดเอียงจะได้ว่า

$$M_n = y_n - a_2 \text{ และ } L_n = y_n$$

การวิบัติแบบล้มคว่ำนี้ในบางกรณีอาจใช้การวิเคราะห์นี้ไม่ได้ แต่อาจใช้เป็นจุดเริ่มต้นในการสร้างโมเดลของหินและอาศัยทฤษฎีสมมูลย์แรง หรือสมมูลย์โมเมนต์ในการวิเคราะห์ต่อไป