

## บทที่ 2

### หลักการและทฤษฎี

#### 2.1 หลักการออกแบบเขื่อน

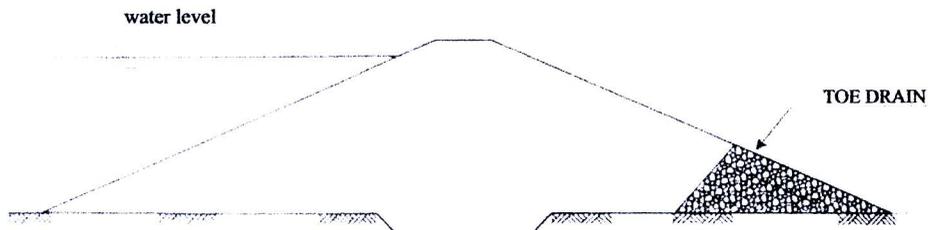
##### 2.1.1 ชนิดของเขื่อนดิน

ชนิดของเขื่อน ถ้าแบ่งตามวัสดุก่อสร้างจะมี 2 ชนิด คือ เขื่อนคอนกรีต (Concrete Dam) และเขื่อนดินถม (Embankment Dam)

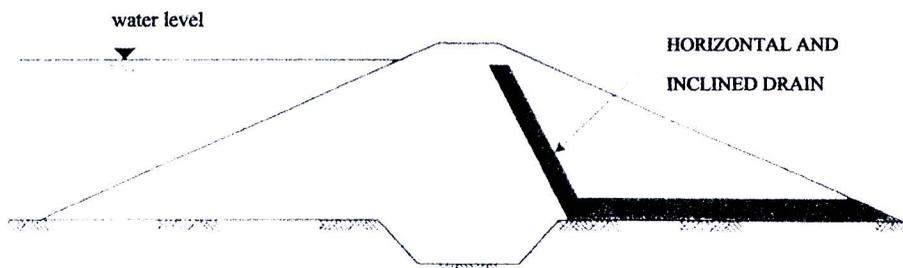
เขื่อนดินถม คือ เขื่อนที่ก่อสร้างจากวัสดุที่เป็นดินและหิน นำมาบดอัดเป็นตัวเขื่อน มีฐานแผ่ออกไปมีส่วนสันแคบลง เมื่อพิจารณาโมรูปตัดจะเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู วัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างจะพยายามใช้วัสดุธรรมชาติที่อยู่ใกล้บริเวณสถานที่ก่อสร้างให้มากที่สุด เนื่องจากต้องใช้วัสดุในปริมาณที่มากทำให้มีค่าใช้จ่ายที่มากขึ้นถ้าจะต้องขนย้ายมาจากที่ห่างไกล เขื่อนดินถมมักเหมาะกับช่องเขาที่มีลักษณะผายกว้าง และไหล่เขาไม่ชันมากนัก ลักษณะของหินฐานรากไม่จำเป็นต้องแข็งแรงมากเหมือนเขื่อนคอนกรีต จึงเหมาะกับสภาพภูมิประเทศและธรณีวิทยาของประเทศไทย เขื่อนดินถมสามารถแบ่งออกได้เป็น

2.1.1.1 เขื่อนดินเนื้อเดียว (Homogeneous Dam) เป็นเขื่อนที่ก่อสร้างจากการอัดบดของวัสดุดินชนิดเดียวกันเป็นส่วนมาก ส่วนใหญ่จะเป็นชนิดดินอยู่ในกลุ่มของ GC, SC, ML, CL (Unified Soil Classification) เขื่อนชนิดนี้มีส่วนประกอบสำคัญ คือ ชั้นกรองน้ำ (Filter) หรือระบายน้ำ (Drain) ทางด้านท้ายน้ำที่ตีนเขื่อน หรือภายในตัวเขื่อน ดังแสดงรูป 2.1 เพื่อป้องกันการกัดเซาะที่เกิดจากน้ำไหลผ่านตัวเขื่อนหรือฐานราก เขื่อนดินถมชนิดนี้มีความสูงไม่เกิน 40 เมตร เพราะวัสดุที่ใช้ไม่มีความแข็งแรงมากจึงไม่ประหยัดหากก่อสร้างเป็นเขื่อนขนาดใหญ่

2.1.1.2 เขื่อนดินถมแบ่งส่วน (Zoned Dam) เป็นเขื่อนดินถมขนาดกลางขึ้นไป ใช้วัสดุหลายชนิดมาประกอบกัน โดยเลือกใช้วัสดุให้มีประสิทธิภาพสูงสุดตามศักยภาพ นำเอาคุณสมบัติที่ดีที่สุดของดินแต่ละชนิดมาใช้ เช่น ใช้ดินเหนียวทำเป็นส่วนที่บั่นน้ำที่แกนกลางเขื่อน เรียกว่า “แกนเขื่อน” (Core Zone) ดินปนกรวดหรือหินที่มีความแข็งแรงมากกว่ามาใช้เป็นส่วนภายนอก เรียกว่า “ส่วนเปลือก” (Shell) เป็นต้น ดังแสดงในรูป 2.2

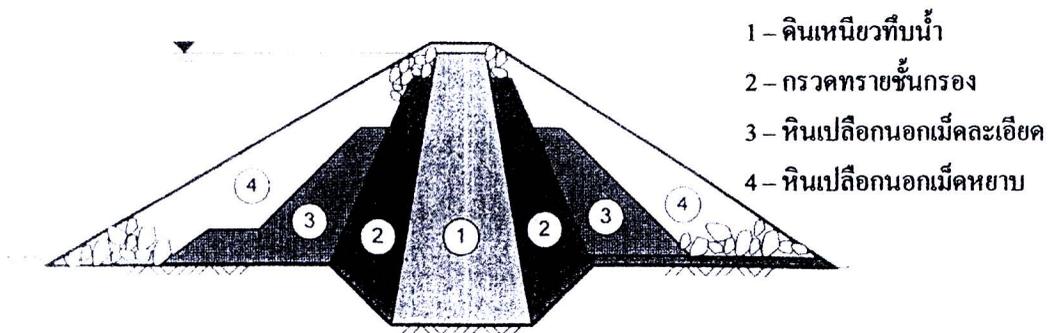


(ก) เขื่อนดินถมเนื้อเดียวมีชั้นระบายน้ำอยู่ทางด้านท้ายน้ำที่ตีนเขื่อน



(ข) เขื่อนดินถมเนื้อเดียวมีชั้นระบายน้ำอยู่ภายในตัวเขื่อนแนวเอียงและแนวราบ

รูป 2.1 รูปตัดเขื่อนดินถมเนื้อเดียว ที่มา: วรากร (2543)



- 1 - ดินเหนียวทึบน้ำ
- 2 - กรวดทรายชั้นกรอง
- 3 - หินเปลือกนอกเม็ดละเอียด
- 4 - หินเปลือกนอกเม็ดหยาบ

รูป 2.2 รูปตัดเขื่อนดินถมแบ่งส่วน ที่มา: วรากร (2543)

### 2.1.2 การแบ่งขนาดของเขื่อนเก็บกักน้ำ

โดยทั่วไปเขื่อนกักเก็บน้ำ ไม่เฉพาะเขื่อนดินเท่านั้นจะถูกแบ่งเป็น 3 ขนาด ได้แก่ ขนาดเล็ก ขนาดกลาง และเขื่อนขนาดใหญ่ ทั้งนี้จะพิจารณาจากปัจจัยความสูงของเขื่อน ความจุอ่างเก็บน้ำ การจัดหาที่ดินเพื่อการก่อสร้าง งบประมาณและระยะเวลาในการก่อสร้างเป็นต้น กรณีแบ่งตามความจุอ่างเก็บน้ำแบ่งได้เป็น 3 ขนาด คือ

1. เขื่อนขนาดเล็ก เป็นเขื่อนที่มีความสูงไม่เกิน 15.00 เมตร ความจุของอ่างเก็บน้ำไม่เกิน 1 ล้านลูกบาศก์เมตร มีงบประมาณการก่อสร้างไม่มากกว่า 15 ล้านบาทไม่เสียค่าใช้จ่ายในการจัดหาที่ดินส่วนที่เป็นอ่างเก็บน้ำและบริเวณหัวงาน สามารถก่อสร้างแล้วเสร็จในเวลา 1 ปี และส่วนใหญ่ไม่มีความยุ่งยากในการปรับปรุงฐานราก

2. เขื่อนขนาดกลาง เป็นเขื่อนที่มีความสูงตั้งแต่ 15.00 ถึง 40.00 เมตร อ่างเก็บน้ำมีความจุตั้งแต่ 1 ถึง 100 ล้านลูกบาศก์เมตร ใช้งบประมาณงานก่อสร้างตั้งแต่ 15 ล้านบาท จนถึง 500 ล้านบาท (ไม่รวมค่าจัดซื้อที่ดิน) มีการซื้อที่ดินในการก่อสร้างทั้งในส่วนของอ่างเก็บน้ำและบริเวณหัวงาน ใช้ระยะเวลาก่อสร้าง ตั้งแต่ 1 ถึง 3 ปี และมีการศึกษาผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมในระดับปานกลาง และยังมีการปรับปรุงฐานรากเขื่อนด้วยวิธีการต่างๆ มากขึ้น

3. เขื่อนขนาดใหญ่ เป็นเขื่อนที่มีความสูงตั้งแต่ 40 เมตรขึ้นไป ตามข้อกำหนดของ ICOLD (International Commission on Large Dam) อ่างเก็บน้ำมีความจุตั้งแต่ 100 ลูกบาศก์เมตรขึ้นไป ใช้งบประมาณงานก่อสร้างตั้งแต่ 500 ล้านบาท มีการจัดซื้อที่ดินในการก่อสร้าง ใช้ระยะเวลาการก่อสร้างตั้งแต่ 3 ปีขึ้นไป รวมทั้งต้องศึกษาความเหมาะสมของโครงการและการศึกษาผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมอย่างละเอียด รวมทั้งมีการปรับปรุงฐานรากเขื่อนที่มีความยุ่งยากมาก

### 2.1.3 วัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างเขื่อนดินถม

เขื่อนดินเป็นโครงสร้างที่ประกอบด้วยวัสดุหลายประเภท ได้แก่ ดินที่ใช้สำหรับก่อสร้างตัวเขื่อน หินใช้ป้องกันการกัดเซาะของคลื่นน้ำ กรวดและทรายใช้เป็นวัสดุกรองป้องกันการพัฒนาเม็ดดินจากน้ำ โดยดินจะเป็นวัสดุหลักและสำคัญในการก่อสร้างเขื่อน มีปริมาณมากที่สุดในตัวเขื่อนเนื่องจากเป็นวัสดุที่มีความแข็งแรงทนทานทั้งในสภาพเปียก และแห้งภายใต้สภาวะการบดอัดที่เหมาะสมมีราคาถูก และก่อสร้างง่ายสามารถพบได้ทั่วไปบริเวณที่ก่อสร้าง อีกทั้งยังมีคุณสมบัติที่บ่งชี้ทำให้มีการรั่วซึมผ่านตัวเขื่อนได้น้อยจึงสามารถกักเก็บน้ำไว้ได้นาน อย่างไรก็ตามดินก็มีคุณสมบัติข้อบางประการด้วยกล่าวคือ เมื่ออยู่ภายใต้แรงดันน้ำจะมีความแข็งแรงลดลงแต่เมื่อแห้งจะเกิดการแตกร้าวได้ง่ายซึ่งจะส่งผลเสียอันก่อให้เกิดการวิบัติของเขื่อนได้ และยังมีเกิดการทรุดตัวเมื่อถูกน้ำหนักกดทับหรือจากน้ำหนักของตัวมันเอง ซึ่งหากไม่พิจารณาให้ถี่ถ้วนอาจทำให้ระดับสันเขื่อนทรุดตัว

2.1.3.1 แหล่งดินก่อสร้างตัวเขื่อน (Borrow Area) มี 3 แห่ง ได้แก่

ก. ในบริเวณอ่างเก็บน้ำ ตั้งแต่ระดับน้ำสูงสุดลงมา และมีระยะห่างจาก ฐานเขื่อน ไม่เกิน 150 เมตร

ข. ดินขุดเปิดบ่อก่อสร้างบริเวณฐานเขื่อน ร่องแกน และตามแนวอาคารประกอบเขื่อน

ค. แหล่งขุดดินภายนอกอ่างเก็บน้ำ ในรัศมีห่างจากตัวเขื่อนไม่เกิน 3 กิโลเมตร ซึ่งเป็นแหล่งที่จะต้องเสียค่าใช้จ่ายในการจัดหา และตกแต่งในมีสภาพภูมิทัศน์ที่สวยงามหลังจากขุดดินไปใช้งานแล้ว

2.1.3.2 ปริมาณดินที่จะนำไปใช้ก่อสร้างตัวเขื่อน สามารถประมาณได้จากรูปตัดตามขวาง และตามยาวเขื่อนที่ได้ ออกแบบไว้เบื้องต้น

2.1.3.3 ชนิดของดินถมตัวเขื่อน ดินแบ่งออกเป็นกลุ่มได้หลายชนิด ซึ่งแต่ละชนิดก็มีคุณสมบัติทางกายภาพ แตกต่างกันไป สำหรับงานด้านการก่อสร้างเขื่อนจะใช้ระบบ Unified Soil Classification

2.1.3.4 การนำดินไปใช้งานที่มีการจัดกลุ่มประเภทของดิน จะแต่ต้องพิจารณาให้มีความเหมาะสมตามวัตถุประสงค์ที่จะนำไปใช้งาน โดยสามารถแบ่งความเหมาะสมได้ตามตาราง 2.1 – 2.3

ตาราง 2.1 กลุ่มดินที่เหมาะสมสำหรับการก่อสร้างตัวเขื่อน

ที่มา: กรมชลประทาน กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ (2543)

ลำดับ	ชนิดเขื่อน	ส่วนของเขื่อน	ชนิดดินตามลำดับความเหมาะสม
1.	เนื้อเดียวล้วน (Homogeneous)	-	GC, GM, SC, SM, CL, ML, MH และ OH
2.	ชนิดแบ่งส่วน (Zoned Type)	ส่วนแกนกลาง (Core)	GC, SC, CL, GM, SM, ML, CH, OL, MH และ OH
		ส่วนหุ้มแกนเขื่อนหรือส่วนเปลือก (Shell หรือ Random)	GW, GP, SW, SP

ตาราง 2.2 ค่า Elastic Modulus ของดินตามประเภทของดิน (ดินตามธรรมชาติ)

ที่มา: USACE , Settlement Analysis (<http://www.geotechnicalinfo.com>)

Soil	Es (tsf)	Soil	Es (tsf)
Very Soft clay	5 - 50	Clay Shale	1000 - 2000
Soft Clay	50 - 200	Loose Sand	100 - 250
Meduim Clay	200 - 500	Dense Sand	250 - 1000
Stiff Clay, Silty Clay	500 - 1000	Dense Sand and Gravel	1000 - 2000
Sandy Clay	250 - 2000	Silty Sand	250 - 2000

ตาราง 2.3 ค่าเฉลี่ยคุณสมบัติของดินประเภทต่างๆ

ที่มา:กรมชลประทาน กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ (2543)

ชนิดดิน	Proctor Compaction		Void Ratio $e_v$	ค่าความชื้นน้ำ $k \times 10^{-6}$ ชม./วินาที	Compressibility		กำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength)		
	$\gamma_{dry}$ (Max) (ตัน /ม <sup>3</sup> )	Optimum Water Content, %			ที่ 1.4 กก/ม <sup>3</sup> เป็นร้อยละ	ที่ 3.5 กก/ม <sup>3</sup> เป็นร้อยละ	$C_u$ กก/ชม <sup>2</sup>	$S_{um}$ กก/ชม <sup>2</sup>	$\tan \phi$
GW	> 1.90	< 13.3	(.)	$(0.26 \pm 0.013) \times 10^6$	< 1.4	(.)	(.)	(.)	> 0.79
GP	> 1.76	< 12.4	(.)	$(0.064 \pm 0.033) \times 10^6$	< 0.8	(.)	(.)	(.)	> 0.74
GM	> 1.82	< 14.5	(.)	> 0.3	< 1.2	< 3.0	(.)	(.)	> 0.67
GC	> 1.84	< 14.7	(.)	> 0.3	< 1.2	< 2.4	(.)	(.)	> 0.60
SW	$1.90 \pm 0.08$	$13.3 \pm 2.5$	$0.37 \pm (.)$	(.)	$1.4 \pm (.)$	(.)	$0.4 \pm 0.04$	(.)	$0.79 \pm 0.02$
SP	$1.76 \pm 0.03$	$12.4 \pm 1.0$	$0.50 \pm 0.03$	> 15	$0.08 \pm 0.3$	(.)	$0.23 \pm 0.06$	(.)	$0.74 \pm 0.02$
SM	$1.82 \pm 0.016$	$14.5 \pm 0.4$	$0.48 \pm 0.02$	$7.3 \pm 4.7$	$1.2 \pm 0.1$	$3.0 \pm 0.4$	$0.52 \pm 0.06$	$0.2 \pm 0.07$	$0.67 \pm 0.02$
SM- SC	$1.90 \pm 0.016$	$1.28 \pm 0.5$	$0.41 \pm 0.02$	$0.8 \pm 0.6$	$1.4 \pm 0.3$	$2.9 \pm 1.0$	$0.51 \pm 0.22$	$0.15 \pm 0.06$	$0.66 \pm 0.07$
SC	$1.84 \pm 0.016$	$14.7 \pm 0.4$	$0.48 \pm 0.01$	$0.3 \pm 0.2$	$1.2 \pm 0.2$	$2.4 \pm 0.5$	$0.76 \pm 0.15$	$0.11 \pm 0.06$	$0.60 \pm 0.07$
ML	$1.65 \pm 0.016$	$19.2 \pm 0.7$	$0.63 \pm 0.02$	$0.57 \pm 0.22$	$1.5 \pm 0.2$	$2.6 \pm 0.3$	$0.68 \pm 0.10$	$0.09 \pm (.)$	$0.62 \pm 0.04$
ML- CL	$1.74 \pm 0.03$	$16.8 \pm 0.7$	$0.54 \pm 0.03$	$0.125 \pm 0.07$	$1.0 \pm 0.2$	$2.2 \pm 0.0$	$0.64 \pm 0.17$	$0.22 \pm (.)$	$0.62 \pm 0.06$
CL	$1.73 \pm 0.016$	$17.3 \pm 0.3$	$0.56 \pm 0.01$	$0.08 \pm 0.03$	$1.4 \pm 0.2$	$2.6 \pm 0.4$	$0.88 \pm 0.10$	$0.13 \pm 0.02$	$0.54 \pm 0.04$
MH	$1.31 \pm 0.06$	$36.3 \pm 3.2$	$1.15 \pm 0.02$	$0.16 \pm 0.10$	$2.0 \pm 1.2$	$3.8 \pm 0.8$	$0.74 \pm 0.30$	$0.20 \pm 0.09$	$0.47 \pm 0.05$
CH	$1.50 \pm 0.03$	$25.5 \pm 1.2$	$0.80 \pm 0.04$	$0.05 \pm 0.05$	$2.6 \pm 1.3$	$3.9 \pm 1.5$	$1.04 \pm 0.34$	$0.11 \pm 0.06$	$0.35 \pm 0.09$

หมายเหตุ : 1. เครื่องหมาย  $\pm$  หมายถึง มีค่าความเชื่อถือ 90% จากค่าเฉลี่ย

2. (.) หมายถึง ข้อมูลไม่เพียงพอ, &gt; หมายถึง มากกว่า, &lt; หมายถึง น้อยกว่า

3.  $C_u$  ค่า Effective Stress สำหรับตัวอย่างดินบดด้วยหน่วยน้ำหนักแห้ง (Dry Density) ตามวิธีของ Proctor4.  $S_{um}$  ค่า Effective Stress ของตัวอย่างดินบดอัดตามข้อ 3. และทำให้อิ่มตัวก่อนการทดสอบ

2.1.3.5 คุณสมบัติทางกายภาพของดิน ดินที่นำมาก่อสร้างตัวเขื่อนควรมีคุณสมบัติ ดังนี้

ก. มีค่าความซึมน้ำ (Coefficient of Permeability, K) ไม่มากกว่า  $10^{-5}$  ซม./วินาที

(สำหรับส่วนที่เป็นแกนกลางเขื่อน)

ข. มีน้ำหนักมากเมื่อบดอัดแน่น

ค. ไม่พองตัวเมื่อชุ่มน้ำ

ง. ไม่หดตัวมากเมื่อแห้ง

จ. มีแรงยึดเกาะระหว่างเม็ดดิน (Cohesion) กันเป็นอย่างดี

ฉ. ด้านทานแรงเฉือน (Shear Strength) ได้ดี เมื่อบดอัดแล้ว

ช. บดอัดได้ง่าย โดยใช้พลังงานในการบดอัดต่ำ

ซ. ยุบตัวน้อย เมื่อบดอัดแน่นแล้ว

ณ. สำหรับดินที่จะนำไปก่อสร้างเป็นส่วนหุ้มแกนเขื่อนหรือส่วนเปลือกจะต้องเป็นดินกึ่ง

ที่บเหนียวหรือไมที่บเหนียวที่มีความต้านทานการกัดเซาะได้ดี โดยมีค่าความซึมน้ำ (K) ไม่น้อยกว่า  $10^{-3} - 10^{-4}$  ซม./วินาที

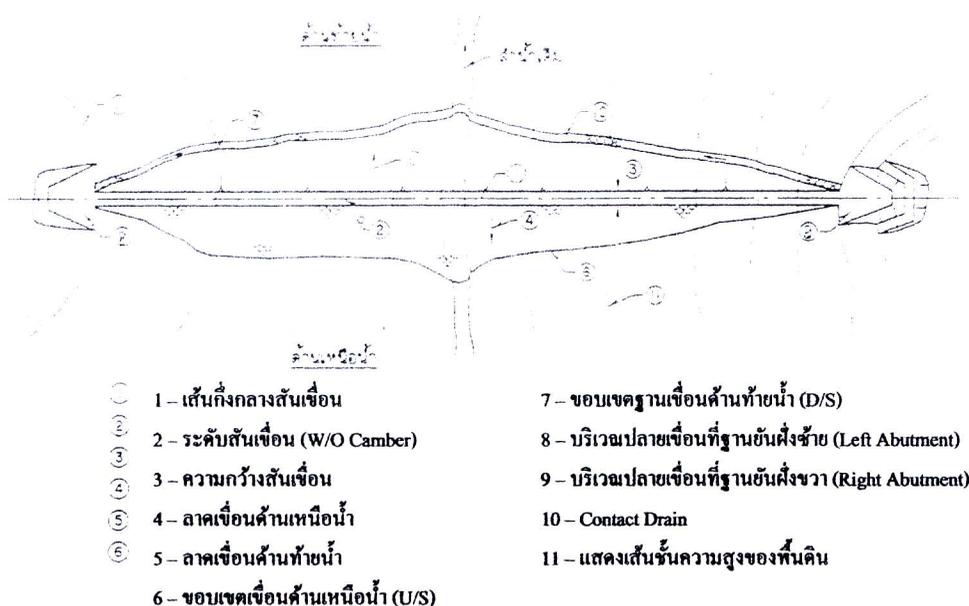
2.1.3.6 คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน คุณสมบัตินี้จะนำไปวิเคราะห์ความมั่นคง และเสถียรภาพของลาดเขื่อน ซึ่งประกอบด้วย หน่วยน้ำหนัก (Unit Weight,  $\gamma$ ) ค่ามุมทรงตัว (Angle of Repose,  $\theta$ ) แรงยึดเกาะระหว่างเม็ดดิน (Cohesion, C) รวมทั้งค่าอื่นๆ เพื่อใช้ในการคำนวณต่อไป

2.1.3.7 ส่วนประกอบของเขื่อนดิน คือ ส่วนต่างๆ ที่มีหน้าที่ที่แตกต่างกันประกอบกันเป็นรูปร่างของเขื่อนดิน หรือเป็นการกำหนดรายละเอียดทางโครงสร้างของเขื่อนดินเพื่อให้ตัวเขื่อนสามารถทำหน้าที่ต่างๆ ได้อย่างสมบูรณ์ครบถ้วนตามที่กำหนดไว้ ส่วนประกอบต่างๆ ของเขื่อนได้แก่

1. สันเขื่อน (Crest)
2. ระบายพื้นน้ำ (Freeboard)
3. ลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำที่ป้องกันการกัดเซาะด้วยหินทิ้ง (Riprap)
4. กรวดทรายรองพื้น (Bedding)
5. ลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำที่ป้องกันการกัดเซาะด้วยหินเรียงหรือการปลูกหญ้าบนหน้าดิน (Top Soil)

6. แกนเขื่อน (Core Zone)
7. ส่วนเปลือกนอก (Random Zone)
8. ส่วนร่องแกน (Cutoff Trench)
9. ส่วนที่เป็นชานพัก (Berm)

ในกรณีที่ต้องการเพิ่มเสถียรภาพของเขื่อนหรือวัสดุที่นำมาใช้มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมไม่  
 ค่อยดีนัก ก็มีการเพิ่มระบบระบายน้ำภายในตัวเขื่อน ได้แก่ Chimney Drain, Blanket Drain หรือ  
 Horizontal Drain, Finger Drain, Rockfill Toe, Toe Drain เป็นต้น นอกจากนี้ยังมีส่วนของ  
 ระบบระบายน้ำผิวดิน ได้แก่ Contact Drain และ Open Drain หรือ Gutter เป็นต้น ส่วน  
 บริเวณปลายเขื่อนทั้งสองฝั่งมักจะออกแบบให้เป็นที่กักเก็บ ส่วนเพื่อการทรุดตัวของสันเขื่อนเรียกว่า  
 Camber ส่วนประกอบต่างๆ ของตัวเขื่อนแสดงไว้ดังรูป 2.3



รูป 2.3 แปลนส่วนประกอบของเขื่อนดินถม

ที่มา: กรมชลประทาน กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ (2543)

## 2.2 เสถียรภาพความมั่นคงลาดชัน (Stability of Slopes)

การวิเคราะห์เสถียรภาพความมั่นคงของลาดเขื่อนเป็นขั้นตอนที่สำคัญส่วนหนึ่ง เพื่อให้  
 แน่ใจว่าลาดดินหรือลาดหินดังกล่าวจะมีความมั่นคงอยู่ได้ตลอดอายุการใช้งาน โดยมี “อัตราส่วน

ความปลอดภัย” (Factor of Safety, F.S.) ที่เหมาะสม ลักษณะการเคลื่อนพังของลาดดินและลาดหิน แบ่งได้เป็น 5 กลุ่มดังแสดงรูป 2.4

ก.) การร่วงหล่น (Fall) มักเกิดขึ้นในบริเวณหน้าผาหินที่สูงชันซึ่งมวลหินมีรอยแตกจากการกัดกร่อนผุพังตามธรรมชาติอยู่แล้วและเสียดลจากการกัดเซาะใต้ฐานส่งผลให้เกิดเคลื่อนตัว กลิ้งร่วงหล่นลงเบื้องล่างและอาจจะมีการกระเด็นกระดอน ลักษณะเช่นนี้ไม่มีรูปแบบการคำนวณที่แน่นอน

ข.) การเคลื่อนที่หมุนตัว (Rotational Slides) จะเกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินภายในผิวเฉือนที่ใกล้เคียงส่วนโค้งของวงกลมและรูปร่างของมวลดินที่มีการเคลื่อนตัวอาจเป็นส่วนหนึ่งของรูปทรงกระบอก หากดูรูปการเคลื่อนตัวใน 3 มิติ

ค.) การเคลื่อนที่แนวระนาบ (Translational Slides) การพิบัติลักษณะนี้จะปรากฏผิวเป็นพื้นระนาบมักจะขนานกับผิวของมวลดิน หรือหินที่พิบัติ ลักษณะเช่นนี้จะเกิดเมื่อมีผิวระนาบที่ลื่นหรืออ่อน ปรากฏอยู่ชัดเจน

ง.) การเลื่อนไหล (Flows) เกิดขึ้นในลาดดินที่มีน้ำเข้าผสมจนดินอ่อนตัวเสียกำลัง และเริ่มอืดตัว จนเกิดการไหลของวัสดุชั้นเหลวที่มีความหนืด (Viscous Flows)

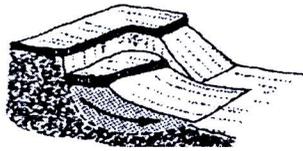
จ.) การเคลื่อนไหลผสมกัน (Complex Slides) ส่วนในกรณีที่ไม่สามารถจำแนกได้ว่าเป็นลักษณะใด เป็นการผสมกันของหลายๆ รูปแบบ

2.2.1 หลักการพื้นฐานวิเคราะห์ความมั่นคงแบบ “สมดุลจำกัดของมวลดิน” (Limit Equilibrium)

สาเหตุของการเคลื่อนพังหรือความไม่มั่นคงในลาดดิน อาจเกิดจากสิ่งต่อไปนี้ประกอบกัน

- ก.) แรงดึงดูดของโลก หรือความแตกต่างระดับของมวลดินหรือหิน
- ข.) แรงกระทำจากภายนอกมวลดิน เช่น น้ำหนักบรรทุกหรือแผ่นดินไหว
- ค.) การสูญเสียกำลังของดินหรือหิน จากแรงดันน้ำ การบวมตัว การอืดตัวการไหลซึม
- ง.) การกัดกร่อนผุพังตามธรรมชาติ หรือการกัดเซาะ โดยเฉพาะที่ส่วนล่างของลาดดิน

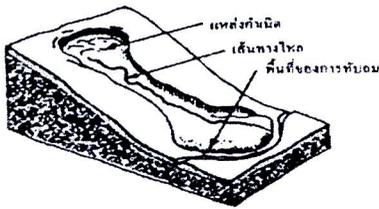
การวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดดินแบบวิธี “สมดุลจำกัดของมวลดิน” (Limit Equilibrium, LEM) คือ การสมมุติรูปลักษณะของผิวเคลื่อนที่ที่น่าจะเกิดขึ้นมากที่สุด ซึ่งจะวิเคราะห์ได้ค่าที่



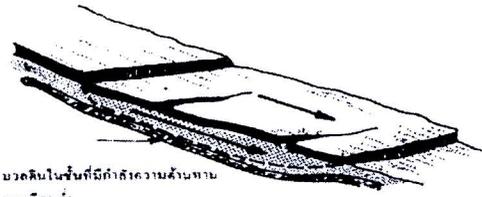
(ก) การม้วนตัว  
(Rotational Slides)



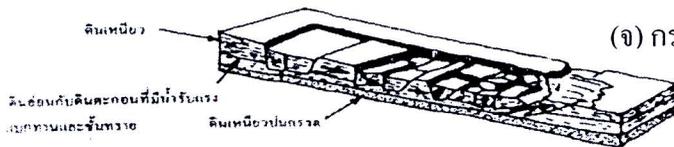
มวลดินในส่วนที่มีกำลังความต้านทานแรงเฉือนต่ำ  
(ข) แท่งและถิ่ม (Block and Wedge Slides)



(ค) การเลื่อนไหล (Flows)



มวลดินในส่วนที่มีกำลังความต้านทานแรงเฉือนต่ำ  
(ง) การเคลื่อนที่แนวระนาบ (Translation Slides)



(จ) กระจาย (Spread)

รูป 2.4 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดิน: ธีมา มานะ (2543)

ค่าสุดของค่า “อัตราส่วนปลอดภัย” (Factor of Safety, F.S.) สามารถเขียนนิยามได้ดังสมการ (2.1) หรือ อัตราส่วนของโมเมนต์รอบจุดศูนย์กลาง ดังสมการ (2.2)

$$F.S. = \frac{\text{Shear Strength}}{\text{Shear Stress}} = \frac{\tau_f}{\tau} \tag{2.1}$$

เมื่อ  $\tau_f$  = กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของมวลดินหรือหินบนผิวเคลื่อนซึ่ง  
ตามทฤษฎีของ Mohr – Coulomb แล้วจะมีค่า  $C + \sigma \tan \phi$   
 $\tau$  = หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจริงซึ่งเพียงพอทำให้มวลนั้นสมดุล

$$F.S. = \frac{M_R}{M_D} = \frac{\text{โมเมนต์ที่เกิดจากกำลังรับแรงเฉือนของดินต้านทานการพิบัติ}}{\text{โมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักมวลดินที่จะทำให้พิบัติ}} \tag{2.2}$$

ขั้นตอนการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดดิน โดยวิธี “Limit Equilibrium” ทำได้ดังนี้

- ก.) สมมุติหรือสันนิษฐานลักษณะของพิบัติหรือผิวการเคลื่อนพัง
- ข.) กำหนดแรงดันที่เพียงพอทำให้เกิดสมดุลของมวลดินที่พิบัติ
- ค.) เปรียบเทียบอัตราส่วนระหว่างกำลังของดินต่อหน่วยแรงต้านทานขณะสมดุล ซึ่งเรียกว่า “อัตราส่วนความปลอดภัย” (Factor of Safety, F.S.)
- ง.) ทำการเปลี่ยนลักษณะหรือผิวการเคลื่อนพังที่น่าจะมีโอกาสเกิดขึ้นในกรณีต่างๆ จนพบค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่น้อยที่สุด ซึ่งจะเป็นลักษณะการพิบัติที่น่าจะเกิดขึ้นมากที่สุด และหาค่า F.S. ที่ควรจะเป็น

แต่สิ่งที่เกิดขึ้นจริงในสนามอาจจะแตกต่างจากการวิเคราะห์ได้ ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับความถูกต้องของการสำรวจชั้นดิน และการทดสอบหาค่าความแข็งแรงของมวลดิน

#### 2.2.2 ความแข็งแรงของดินและหินที่ใช้ในการ วิเคราะห์ความมั่นคง

ในงานการออกแบบงานทางด้านวิศวกรรมฐานรากหรืองานดินถม จำเป็นที่จะต้องทำการวิเคราะห์ทดสอบคุณสมบัติของมวลดินทางด้านขีดความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก ดินเป็นวัสดุที่ต้านทานแรงเฉือน (Shearing Resistance) ได้ดี กำลังความต้านทานแรงเฉือนของมวลดินส่วนหนึ่งมาจากแรงเสียดทานภายในระหว่างผิวของเม็ดดิน (Internal Friction) อีกส่วนหนึ่งมาจากแรงเหนียวระหว่างอนุภาคของเม็ดดิน (Cohesion)

หลักการระบุความแข็งแรงและลักษณะการวิเคราะห์มี 2 ลักษณะ คือ วิเคราะห์ด้วยหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) และวิเคราะห์ด้วยหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) ทั้งนี้เนื่องจากดินมักมีความชื้นหรือน้ำอยู่ภายในมวลดิน ดังนั้นเมื่อเกิดการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงขึ้นในมวลดินอาจจะทำให้การเพิ่มหรือลดแรงดันน้ำในมวลดินเกิดขึ้นได้ซึ่งมีผลต่อกำลังประสิทธิผลของมวลดินตามสมการของ Mohr – Coulomb ดังสมการ (2.3) และ (2.4) ที่วิเคราะห์ลักษณะแรงประสิทธิผล และลักษณะของแรงรวม

$$\tau' = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (2.3)$$

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2.4)$$

เมื่อ  $\tau'$  = ความแข็งแรงหรือกำลังรับแรงเฉือนของดินประสิทธิผล  
(Effective Shear Strength)

$\tau$  = ความแข็งแรงหรือกำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength)

$c'$  = ความเหนียว หรือแรงยึดเกาะของมวลดินประสิทธิผล (Effective Strength)

$c$  = ความเหนียว หรือแรงยึดเกาะ (Total Strength)

$\sigma$  = หน่วยแรงรวมที่กระทำตั้งฉากกับผิวเคลื่อน (Total Stress,  $\sigma$ )

$\sigma' = \sigma - u =$  หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress,  $\sigma'$ )

$u =$  ความดันน้ำ ณ จุดที่กำลังพิจารณา (Pore Water Pressure)

$\phi'$  = มุมเสียดทานภายในประสิทธิผล

2.2.2.1 ดินประเภทที่มีแรงเสียดทาน (Friction Soil) เช่น กรวด ทราย เป็นวัสดุที่ไม่มีแรงเหนียว ( $c = 0$ ) หน่วยแรงเฉือนของมวลดินจะแปรผันตรงกับค่าหน่วยแรงตั้งฉากบนพื้นที่ผิวระนาบ (Normal Stress) และมุมเสียดทานภายใน (Angle of Internal Friction)

$$\tau = \sigma \tan \phi \quad (2.5)$$

2.2.2.2 ในส่วนดินเหนียว (Cohesion Soil) ผิวของอนุภาคเม็ดดินมีการดูดซับน้ำ (Absorb) เคลือบผิวสัมผัส ดังนั้นหน่วยแรงเสียดทานระหว่างผิวของเม็ดดินเนื่องจากแรงตั้งฉากกับพื้นที่ผิวระนาบจึงไม่มี ( $\phi = 0$ ) หน่วยแรงเฉือนของเม็ดดินเหนียวจึงมีค่าแปรผันตรงเฉพาะแรงเหนียวของอนุภาคของเม็ดดินเท่านั้น

$$\tau = c \text{ หรือ } \tau = S_u \text{ (Undrained Shear Strength)} \quad (2.6)$$

ดังนั้น ค่าความแข็งแรงของมวลดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ความมั่นคงจะแบ่งได้เป็น 3 ลักษณะคือ

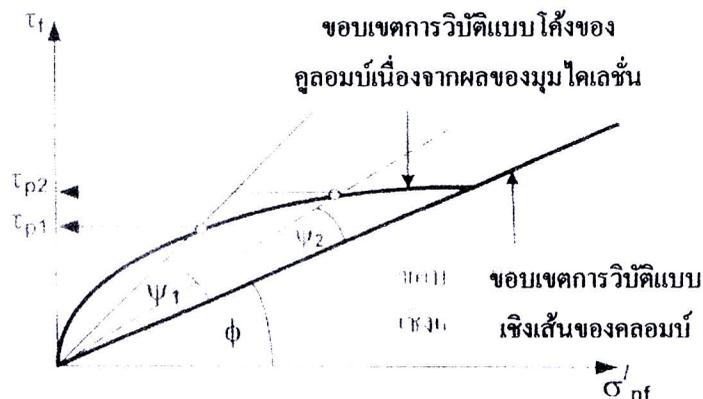
- ก. " $S_u$ " หรือ undrained shear strength สำหรับกรณีดินเหนียวอิ่มตัวและมีการก่อสร้างโดยเร็ว ( $\phi = 0$ )
- ข. " $c_u, \phi_u$ " หรือ total strength สำหรับกรณีดินชั้นไม่อิ่มตัว และไม่ทราบความดันน้ำชัดเจน เช่นดินบดอัดในขณะก่อสร้างเขื่อน หรือคันดิน
- ค. " $c', \phi'$ " หรือ effective strength สำหรับดินอิ่มตัวและสามารถทราบความดันน้ำชัดเจน เช่น ก่อสร้างเสร็จนานแล้วกำลังใช้งาน และมีความดันน้ำสู่สภาพสมดุล หรือมีน้ำไหลผ่านคงที่

### 2.2.2.3 พฤติกรรมของดินจากมุมไคเลชั่น (Dilatancy angle, $\psi$ )

จากการพิจารณาดินประเภท พวดินทรายแน่น (Dense sand) และดินเหนียวสภาพอัดแน่นกว่าปกติมาก (Heavily overconsolidated, HOC clay) หรือมีค่า OCR > 2 เมื่อพิจารณาการเปลี่ยนแปลงปริมาตรขณะความเค้นถึงจุดสูงสุด พบว่าดินเกิดการขยายตัวอย่างรวดเร็วอันเนื่องมาจากอนุภาคของเม็ดดินที่ถูกกดอัดแน่นเกิดการพองตัวออก ปรากฏการณ์ดังกล่าวนี้เรียกว่า “พฤติกรรมไคเลชั่น (Dilatation)”

โดยที่ค่า มุมไคเลชั่น ของดินจำพวกดินเหนียวมีค่าน้อยมาก ( $\psi \approx 0^\circ$ ) ส่วนดินจำพวกทรายนั้นค่าของมุมไคเลชั่นขึ้นอยู่กับความหนาแน่น และค่าของมุมเสียดทาน ( $\phi$ ) ซึ่งมีค่าประมาณ  $\psi \approx \phi - 30^\circ$  สำหรับดินทรายที่มีค่ามุมเสียดทานน้อยกว่า  $30^\circ$  ค่ามุมไคเลชั่นจะมีค่าเป็นศูนย์

ผลของมุมไคเลชั่นต่อกำลังรับแรงเฉือน (Effect of dilatancy angle) เมื่อค่ามุมไคเลชั่นมีค่าเพิ่มมากขึ้นจะทำให้กำลังรับแรงเฉือนดินทรายแน่นมีค่ามากขึ้นด้วย ดังรูป 2.5

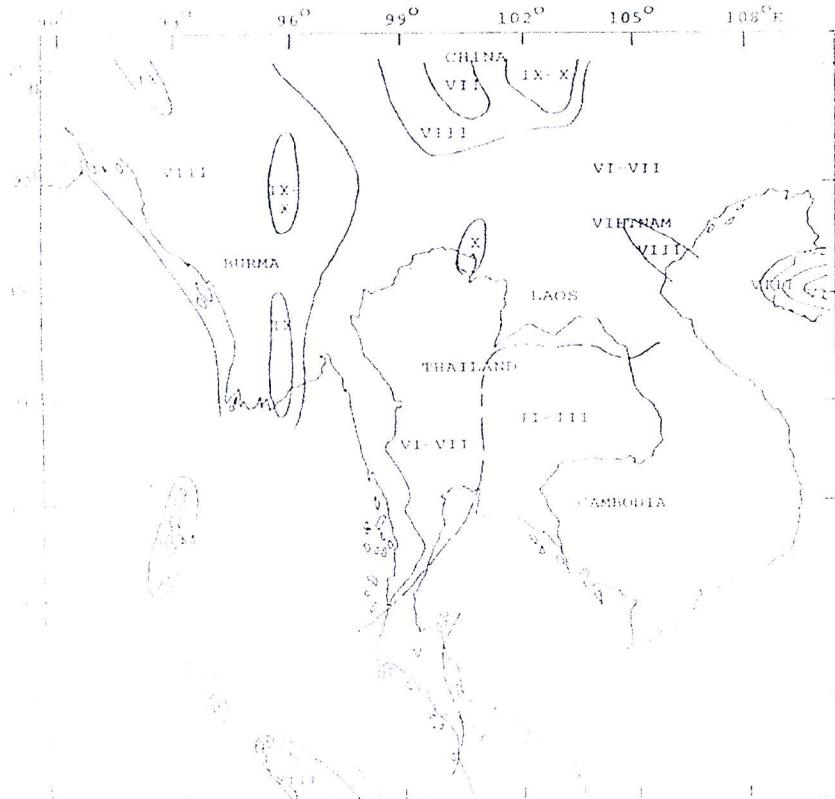


รูป 2.5 ผลของมุมไคเลชั่นต่อขอบเขตวิบัติของแบบจำลองโคลอมบ์

## 2.3 การวิเคราะห์ความมั่นคงโดยวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM)

การวิเคราะห์โดยวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) จะพิจารณาการเกิดผิวการเคลื่อนพัง (Failure Plane) ซึ่งอยู่ในสถานะสมมูลย์ และดินมีแรงต้านที่ผิวเคลื่อนตาม ในการออกแบบเขื่อนขนาดใหญ่ จะต้องมีการสำรวจและศึกษาสภาพการเกิดแผ่นดินไหวในบริเวณนั้นๆ โดยศึกษาข้อมูลบันทึกทางสถิติของแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในอดีตจากสถานีข้างเคียง เป็นความเข้มของความสัมพันธ์ที่อาจเกิดขึ้น แล้วแปลงออกเป็นค่าสัมประสิทธิ์ความสัมพันธ์ (Seismic coefficient,  $K_s$ ) เพื่อใช้ในการออกแบบ โดยเฉพาะความมั่นคงของเขื่อนด้วยวิธี Pseudo-Static สำหรับประเทศไทยได้มีการประเมินจัดเขตแผ่นดินไหวตาม “Modified Mercalli Scale” ดังแสดงในตาราง 2.4 เป็น 3 เขต ดังแสดงในรูป 2.6 พื้นที่ทางภาคเหนือและภาคตะวันออก จะอยู่ในเขต VI – VII ในส่วนอื่นๆ

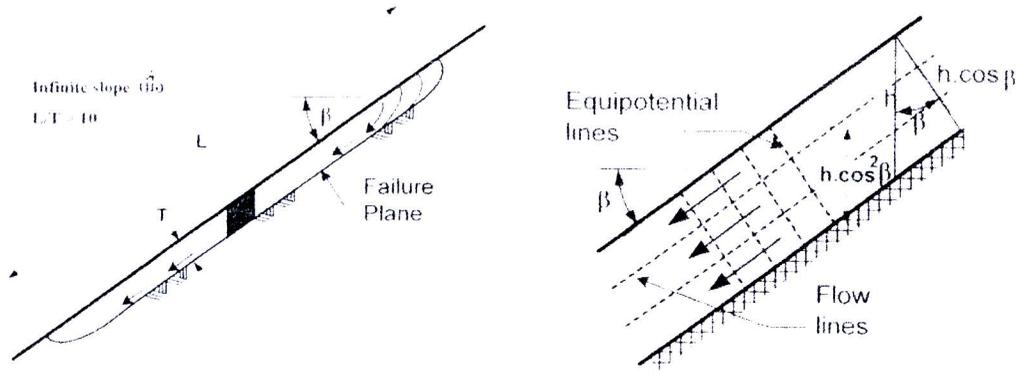
อยู่ในเขต II – III และ V ยังมีบริเวณเล็กๆ เหนือสุดทางภาคเหนืออยู่ในเขต X บริเวณภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศไทยควรใช้ค่า ส.ป.ส. ของความตื้นสะเทือน  $K_S = 0.1$  ในขณะที่ส่วนอื่นๆ ของประเทศอาจจะใช้  $K_S = 0.00 - 0.05$  สำหรับในที่นี้จะกล่าวโดยย่อ เฉพาะวิธีที่ใช้เป็นมาตรฐานในการวิเคราะห์ 3 วิธี



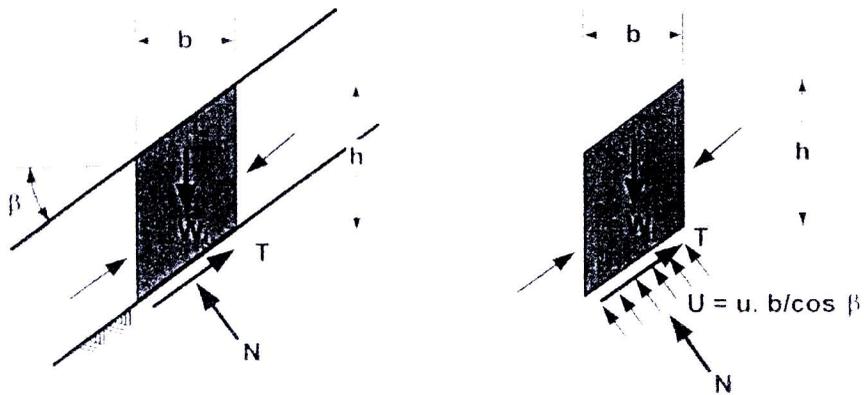
รูป 2.6 แผนที่แบ่งเขตแผ่นดินไหว ที่มา: วรากร ไม้เรียง (2543)

### 2.3.1 วิธีวิเคราะห์ลาดอนันต์ (Infinite Slope)

เป็นการวิเคราะห์แบบง่ายที่สุดโดยสมมุติ รูปร่างของผิวพิบัติเป็นมวลดินลักษณะแผ่นบางๆ ที่ความหนาของดินที่เคลื่อนที่น้อยกว่า 1 ใน 10 ของความยาวมวลดินที่เคลื่อนพัง กรณีที่เกิดการวิบัติได้แก่ การกองวัสดุ การตกตะกอนของชั้นทรายริมฝั่ง การทิ้งหินบนลาดเขื่อน ดังแสดงในรูป 2.7 แต่ละกรณีจะเขียน FBD ที่แสดงแรงกระทำ เพื่อใช้สำหรับการคำนวณหาสัดส่วนความปลอดภัย



(ก) หน้าตัดการเคลื่อนที่พังแบบ Infinite Slope (ข) การไหลของน้ำขานานลาดดิน

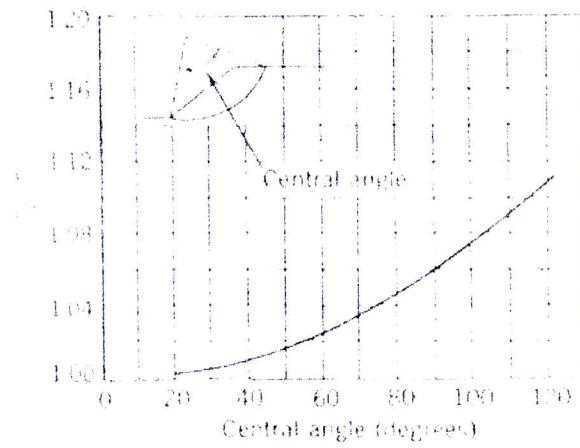
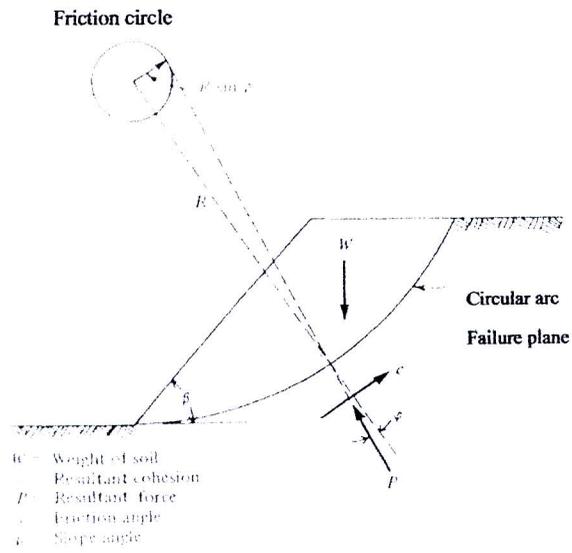


(ค) FBD ของแท่งดินขณะแห้งและมีน้ำไหลขานานลาดดิน

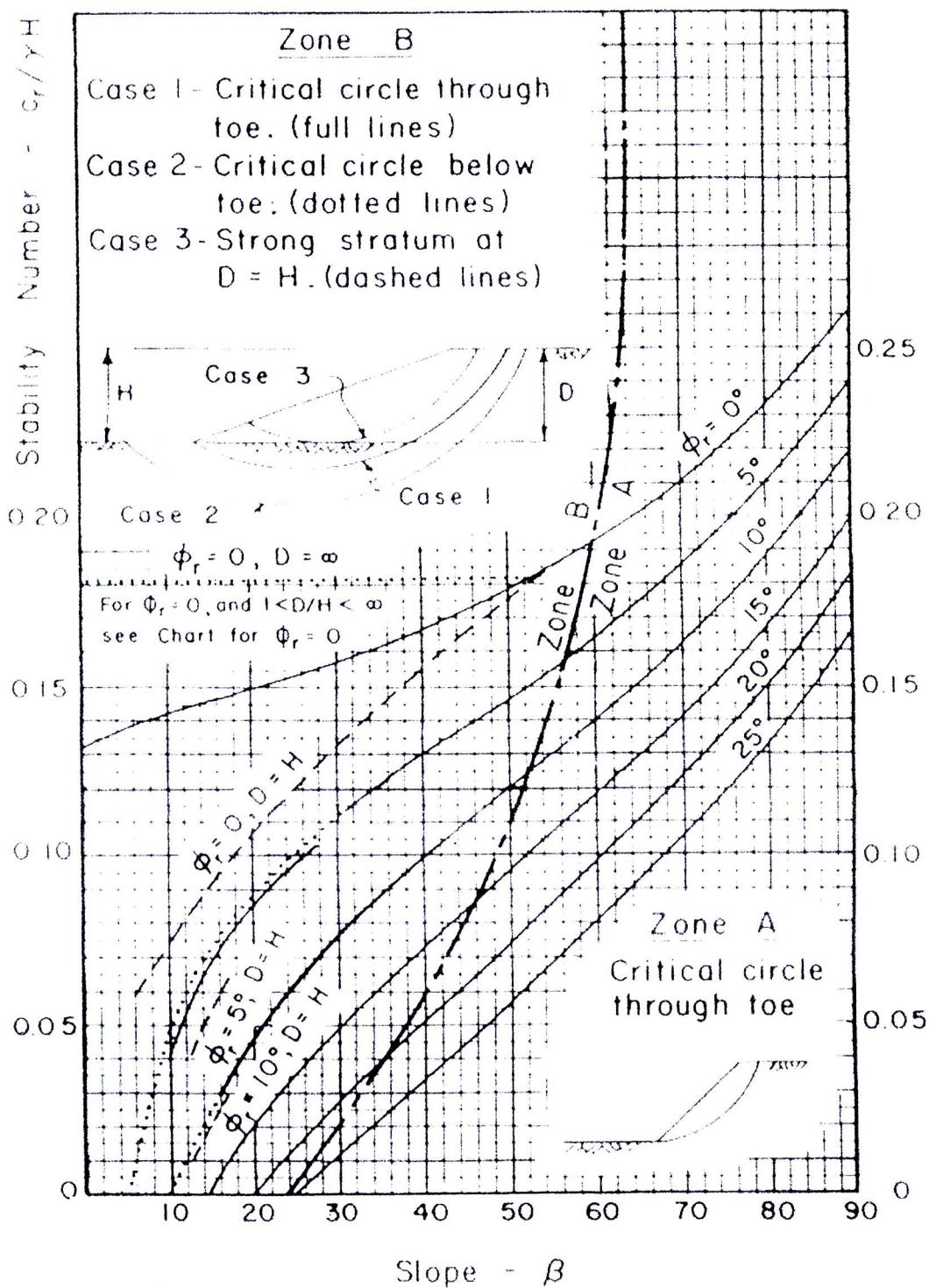
รูป 2.7 รูปร่างของผิวเคลื่อนพังเป็นมวลดินในลักษณะแผ่นบางๆ ที่มา: วรากร (2543)

2.3.2 วิธีวิเคราะห์ Taylor Method

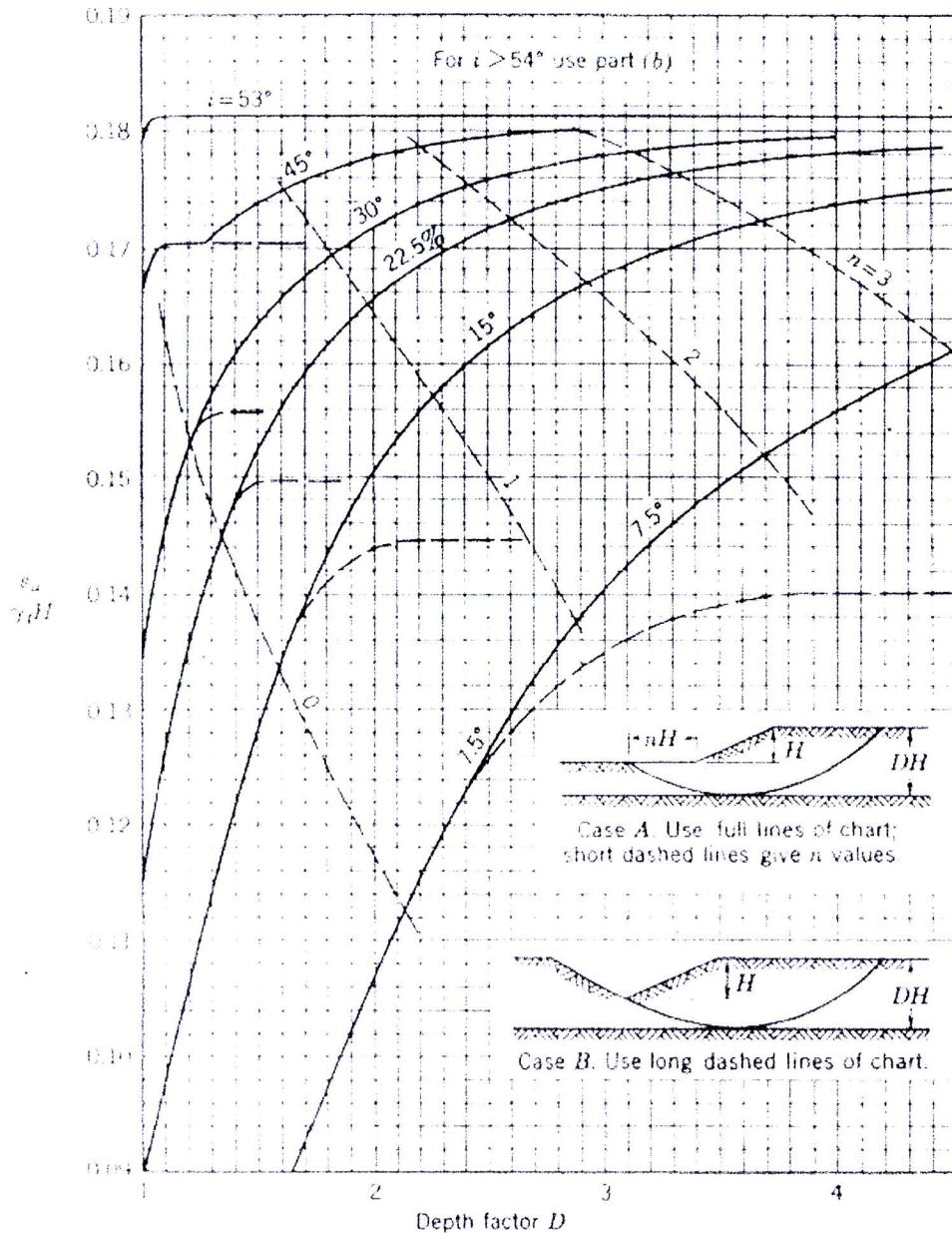
วิธีนี้พิจารณาผิวพิบัติเคลื่อนเป็นส่วนโค้งวงกลมดังรูป 2.8 เสนอโดย Taylor (1943) ซึ่งพิจารณาแรงลัพธ์ระหว่างแรงในดึงและแรงเสียดทานของผิวพิบัติ ณ จุดใดๆ ทำมุม  $\phi$  กับแนวตั้ง จึงสัมพันธ์วงกลมเล็กๆ ดังแสดงรูป 2.8 ที่จุดศูนย์กลางของวงกลมที่ตัดผิวพิบัติ เรียกว่า “Friction Circle” วิธีนี้เหมาะกับลาดที่มีเนื้อดินชนิดเดียวกันและหน้าตัดไม่ยุ่งยาก (Homogeneous Simple Slope) เท่านั้น โดยได้สร้างเป็น Stability Chart ไว้เพื่อสะดวกในการวิเคราะห์ ดังแสดงในรูป 2.9 และ 2.10 สำหรับกรณีทั่วไปและกรณีดินเหนียวที่ความลึกของผิวเคลื่อนพังอยู่ลึกกว่าระดับดินของลาดด้านต่ำ ตามลำดับ



รูป 2.8 การวิเคราะห์ด้วยวิธีของ Taylor ที่มา: Taylor (1943)



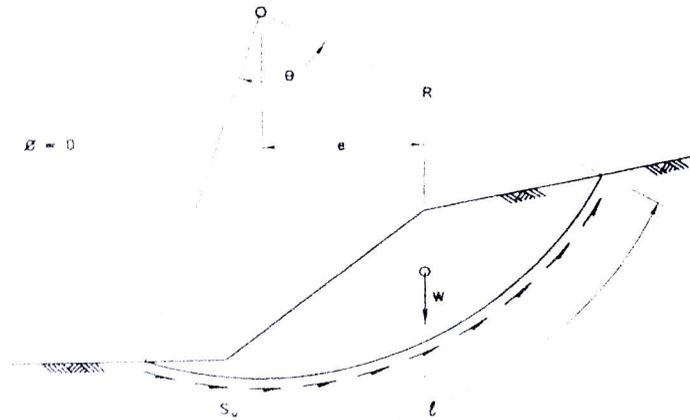
รูป 2.9 Stability Chart สำหรับการวิเคราะห์ลาดดินเนื้อเด็ยด้วยวิธีของ Taylor ที่มา: Taylor (1943)



รูป 2.10 Stability Chart สำหรับดินกรณี  $\phi = 0$  ด้วยวิธีของ Taylor ที่มา: Taylor (1943)

### 2.3.3 วิธีโมเมนต์

วิธีการคำนวณ จะพิจารณาจากสมคูลของโมเมนต์รอบจุดศูนย์กลางของวงกลมดังแสดงในรูป 2.11 กรณีที่ผิวเคลื่อนพังเป็นโค้งของวงกลม ในชั้นดินเหนียวที่มีการก่อสร้างโดยรวดเร็ว (Undrained Strength Analysis,  $S_u$ ) สามารถคำนวณได้ง่ายแต่ค่า F.S. จะน้อยกว่าวิธีมาตรฐานอื่น



รูป 2.11 การวิเคราะห์ความมั่นคงด้วยวิธีโมเมนต์ ที่มา: วรากร (2543)

$$F.S. = \frac{\text{resisting\_Moment}}{\text{driving\_Moment}} = \frac{M_R}{M_D} \quad (2.9)$$

$$\text{เมื่อ } M_R = S_u l R \quad (2.10.ก)$$

$$M_D = W.e \quad (2.10.ข)$$

$$l = \frac{\theta}{360} (2\pi R) \quad (2.10.ค)$$

$$\text{ดังนั้น } F.S. = \frac{S_u l R}{W.e} \quad (2.11)$$

$$\text{เมื่อ } S_u = \text{Undrained Shear Strength}$$

$W$  = น้ำหนักของมวลดินทั้งหมดที่พิจารณา

$l$  = ความยาวของผิวรอยเลื่อน

$e$  = ระยะห่างแนวราบระหว่างจุดศูนย์กลางวงกลมถึงจุดศูนย์กลางน้ำหนัก

#### 2.4 การวิเคราะห์เสถียรภาพความมั่นคงของเขื่อนดินภายใต้แรงแผ่นดินไหว

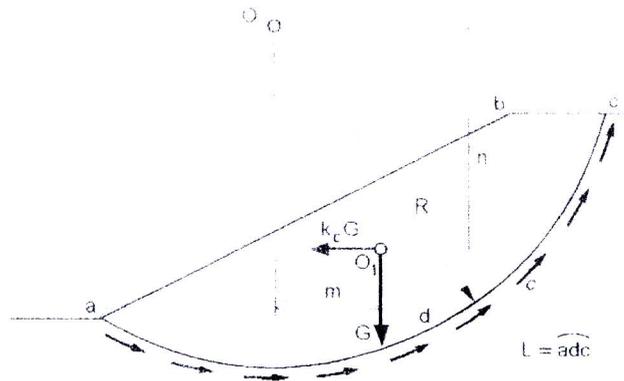
แผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่เกิดขึ้นในแต่ละครั้ง ได้ก่อความเสียหายต่ออาคารและบ้านเรือน และมีโอกาสเสี่ยงสูงที่จะให้เขื่อนดินแตกได้ ดังนั้นเพื่อที่จะให้มีความมั่นคงปลอดภัยต่อชีวิตของประชาชนที่อยู่บริเวณท้ายเขื่อน จำเป็นต้องมีการวิเคราะห์พฤติกรรมของเขื่อนดินให้ใกล้เคียงความ

จริงที่จะเกิดมากที่สุด วิธีที่นิยมและเป็นที่ยอมรับใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของเขื่อนดินภายใต้แรงแผ่นดินไหว มีดังนี้

#### 2.4.1 วิธีสถิตย์เสมือน (Pseudo – Static) แบบ ส.ป.ส.ความเร่งคงที่

วิธีการนี้เป็นวิธีที่ใช้มานานกว่า 30 ปี มีลักษณะการวิเคราะห์ที่พัฒนามาจากวิธี limit equilibrium โดยที่พิจารณาผลจากแรงแผ่นดินไหวจากแรงกระทำคงที่ในแนวราบจาก ส.ป.ส. การสั่นสะเทือน  $k_c$  และน้ำหนักของมวลดินที่เคลื่อนพัง ดังรูป 2.12 แสดงในกรณีที่ไม่มีน้ำเข้ามาเกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์ แรงกระทำด้านข้างจาก  $G$  และ  $k_c$  ผ่านจุดศูนย์กลาง  $O_1$  ของมวลดินเคลื่อนพัง abcd โดยที่แรงกระทำด้านข้างจะขึ้นกับขนาดของแผ่นดินไหวจาก  $k_c \cdot G$  เมื่อจุดหมุนของมวลดินเคลื่อนพัง  $O$  แขนโมเมนต์ยาวเท่ากับ  $n$  ค่าของโมเมนต์จะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จากการเคลื่อนที่ของมวลดินเคลื่อนพัง abc รอบจุด  $O$  อัตราส่วนความมั่นคงลาดชัน ( $k'_s$ ) คำนวณจากรูป 2.12 สามารถเขียนสมการวิเคราะห์หาเสถียรภาพได้ดังนี้ และตัวอย่างค่าตัวอย่างของค่า  $k'_{s,min}$  ดังแสดงตาราง 2.4

$$k'_s = \frac{c.L.R}{G.m + k_c.n.G} \quad (2.12)$$



รูป 2.12 การวิเคราะห์เสถียรภาพโดยใช้วิธี Pseudo – Static: ที่มา Tezaghi (1950)

ข้อจำกัดของสมการ (2.12) คือ การสร้างสมมุติฐานของความเร่งแนวราบที่มีค่าคงที่ ถึงแม้ว่าจะทำให้การวิเคราะห์สามารถทำาง่ายๆ แต่ก็ส่งผลให้ความถูกต้องในการวิเคราะห์ด้วยวิธีดังกล่าวมีน้อยและเมื่อผลการคำนวณค่า  $k'_s = 1$  หรือ  $k'_s < 1$  แล้วคันดินควรที่จะเริ่มมีการเคลื่อนพังของมวลดินแต่ในความเป็นจริงแล้ว ตัวคันดินยังคงอยู่ได้โดยไม่มีการเคลื่อนพัง เนื่องจากวิธีนี้

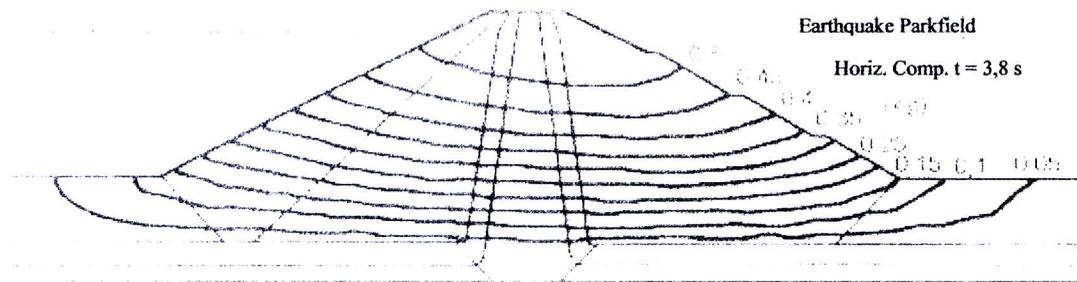
ไม่ได้พิจารณาพฤติกรรมของวัสดุที่เกิดการเปลี่ยนแปลงในขณะที่เกิดการสั่นไหว เช่น การร่ว่งถ่นของวัสดุจากการเปลี่ยนแปลงความเค้น และแรงดันน้ำใต้ดิน เป็นต้น

ตาราง 2.4 ตัวอย่างของค่า  $k_c$  และ  $k'_{smin}$  ที่ใช้จริง (Tancev, 2005)

Dam	Country	$k_c$ (horizontal)	$k'_{smin}$
1. Avimore	New Zealand	0.10	1.50
2. Bersemisnor	Canada	0.10	1.25
3. Digma	Chile	0.10	1.15
4. Globocchica	Macedonia	0.10	1.00
5. Karamauri	Turkey	0.10	1.20
6. Kisneyama	Japan	0.12	1.15
7. Mica	Canada	0.10	1.25
8. Misakubo	Japan	0.12	-
9. Netzahualcoyate	Mexico	0.15	1.36
10. Oroville	USA	0.10	1.20
11. Paloma	Chile	0.12-0.20	1.25 – 1.10
12. Ramganga	India	0.12	1.20
13. Terkan	Turkey	0.15	1.20
14. Yeso	Chile	0.12	1.50

#### 2.4.2 วิธีสถิตย์เสมือน (Pseudo – Static) แบบ ส.ป.ส.ความเร่งไม่คงที่

เป็นวิธีที่พัฒนาต่อมาจากวิธี Pseudo – Static แบบ ส.ป.ส.ความเร่งคงที่ เนื่องจากการวิเคราะห์ข้อมูลและการสังเกตพฤติกรรมการสั่นไหวของเขื่อนดินระหว่างเกิดแผ่นดินไหวนั้น พบว่าความเร่งจะขยายขนาดขึ้นมากหลายเท่าจากฐานเขื่อนไปสันเขื่อนดังแสดงในรูป 2.13 ซึ่งจะช่วยอธิบายปัญหาจากวิธีที่ 2.4.1 ว่า เมื่อค่า  $k'_s = 1$  หรือ  $k'_s < 1$  แล้วคันดินควรที่จะเริ่มมีการเคลื่อนพังของมวลดินแต่ในความเป็นจริงแล้ว ตัวคันดินยังคงอยู่ได้โดยไม่มีการเคลื่อนพัง นอกจากการนี้ การวิเคราะห์ด้วยวิธีนี้จะสามารถคำนวณพฤติกรรมทรุดตัวของเขื่อนดินได้ใกล้เคียงความจริงมากกว่า

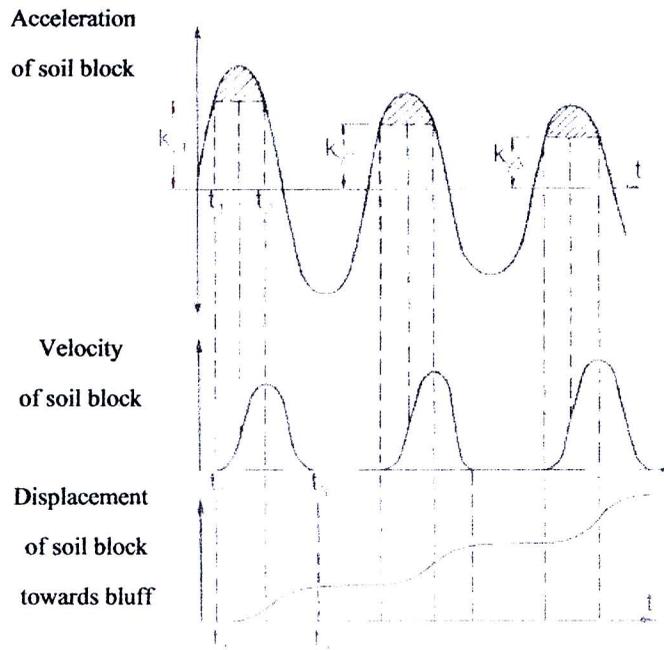


รูป 2.13 เส้นชั้นระดับความแรงแนวราบที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อนดิน Gradec Dam  
จากการวิเคราะห์ไฟไนท์อีลิเมนต์ (FEM): ที่มา Tancev (2005)

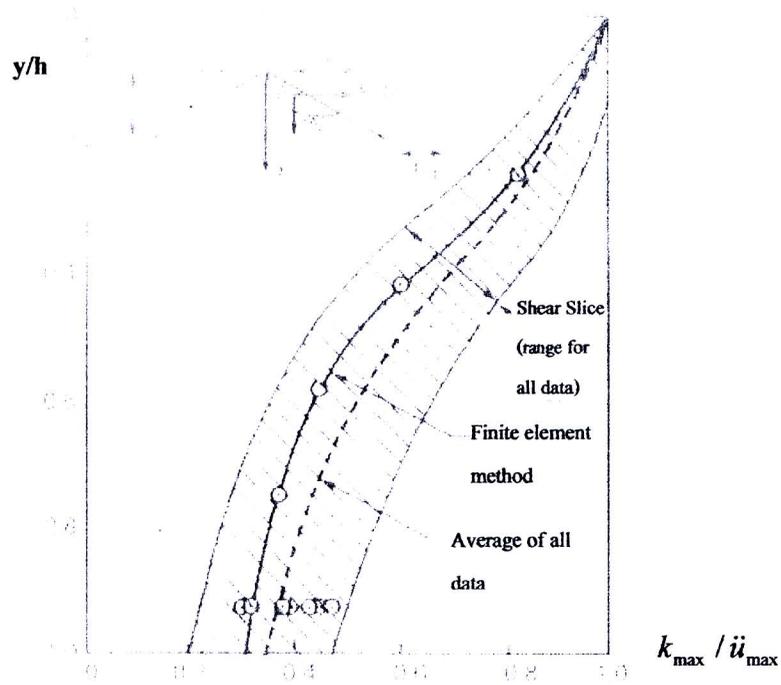
จากการศึกษาของ Newmark (1965) ซึ่งเป็นการวิเคราะห์แบบทั่วไปเพื่อประมาณหาค่าระยะเคลื่อนตัว ขณะเกิดแผ่นดินไหวแล้วทำอนุพันธ์กราฟระยะเคลื่อนตัวได้กราฟความเร็วและกราฟความเร่งออกมาตามลำดับ พบว่าเมื่อกราฟระยะเคลื่อนตัวเปลี่ยน โ้้งความชัน ความเร่งจะมีค่ามากสุดในทิศขึ้นลงสลับกันไปดังแสดงรูป 2.14 และความเร่งจะลดลงเรื่อยซึ่งจะได้ค่า  $k_y$  ที่มีค่าแตกต่างกันออกไปจากแรงเฉื่อยของมวลดินจนค่าความเร่งเท่ากับศูนย์ แต่จากการศึกษาของ Makdisi and Seed (1978) พบว่าวิธี Newmark นั้นความเร่งที่ได้จะไม่เกิน  $0.75g$  และระยะเคลื่อนตัวคำนวณตามวิธี Newmark มีค่าน้อย ซึ่งแสดงให้เห็นว่า วิธีนี้ใช้ได้กับเขื่อนขนาดไม่สูงมาก Makdisi and Seed (1978) จึงได้เสนอวิธีหาค่า  $k_y$  จากการแปรค่าความเร่งที่วิเคราะห์โดยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ (FEM) ตามความสูงของคันดินจากกราฟรูป 2.13 แต่อย่างไรก็ตามวิธีของ Makdisi and Seed (1978) มีข้อจำกัดใช้ได้กับการหาระยะเคลื่อนตัวเท่านั้นเนื่องจากต้องหาค่าความเร่งจากวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ (FEM)

#### 2.4.3 วิธี Equivalent Linear

วิธีนี้เป็นการหาผลการตอบสนองของเขื่อนดิน บนสมมุติฐานที่วัสดุในการก่อสร้างมีคุณสมบัติเสมือนยืดหยุ่น (Equivalent Elastic System) ซึ่งได้มาจากการทดลองคุณสมบัติของวัสดุในสภาวะรับแรงสลับไป-มา (Cyclic Loading) ในห้องทดลอง แล้ววิเคราะห์ความมั่นคงลาดชันโดยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ (Finite Element Method, FEM) ขณะเกิดแรงแผ่นดินไหวโดยใช้ ค่า PGA หรือเพื่อหาผลที่เกิดจากคุณสมบัติของวัสดุไม่เชิงเส้น (Nonlinear) ตัวอย่างเช่น การทรุดตัวถาวร และผลของแรงดันน้ำใต้ดิน (Seed, 1979) ดังแสดงรูป 2.14 รวมทั้งความสัมพันธ์ค่า  $\frac{k_{max}}{\ddot{u}_{max}}$  กับระยะท้องมวลดินเคลื่อนพังต่อความสูงของเขื่อนดินจากการศึกษาของ Makdisi and Seed (1978) ดังรูป 2.15



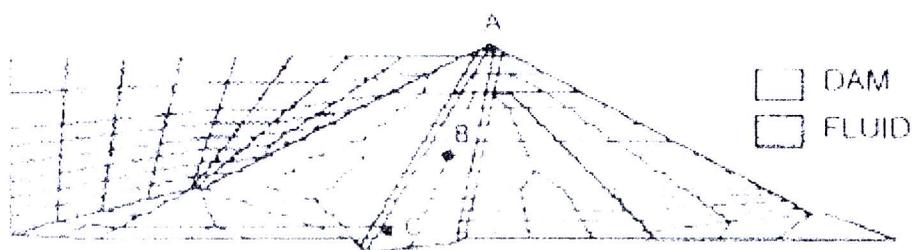
รูป 2.14 กราฟความเร่ง และความเร็วจึงจากการอิทธิกรตกราพระยะเคลื่อนตัว: ที่มา Tancev (2005)



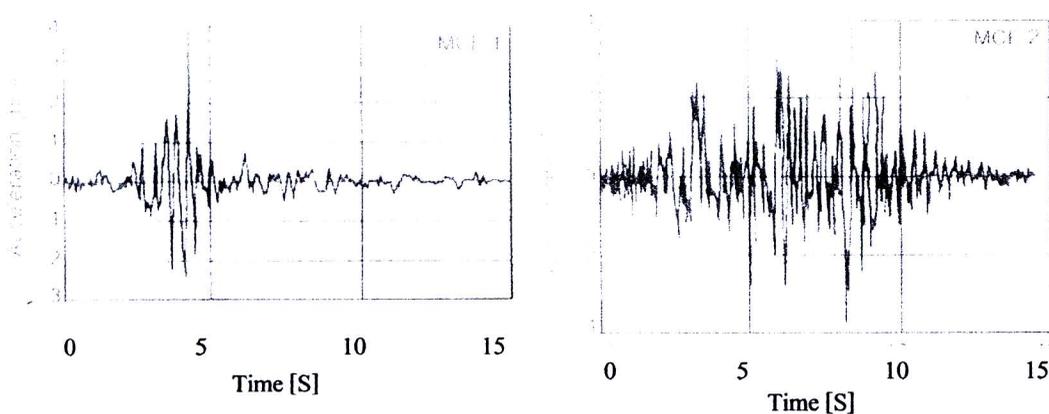
รูป 2.15 ความสัมพันธ์ค่า  $\frac{k_{max}}{u_{max}}$  กับระยะท้องมวลดินเคลื่อนพังต่อความสูงของเขื่อนดิน : ที่มา Makdisi and Seed (1978)

#### 2.4.4 วิธี Pure Nonlinear

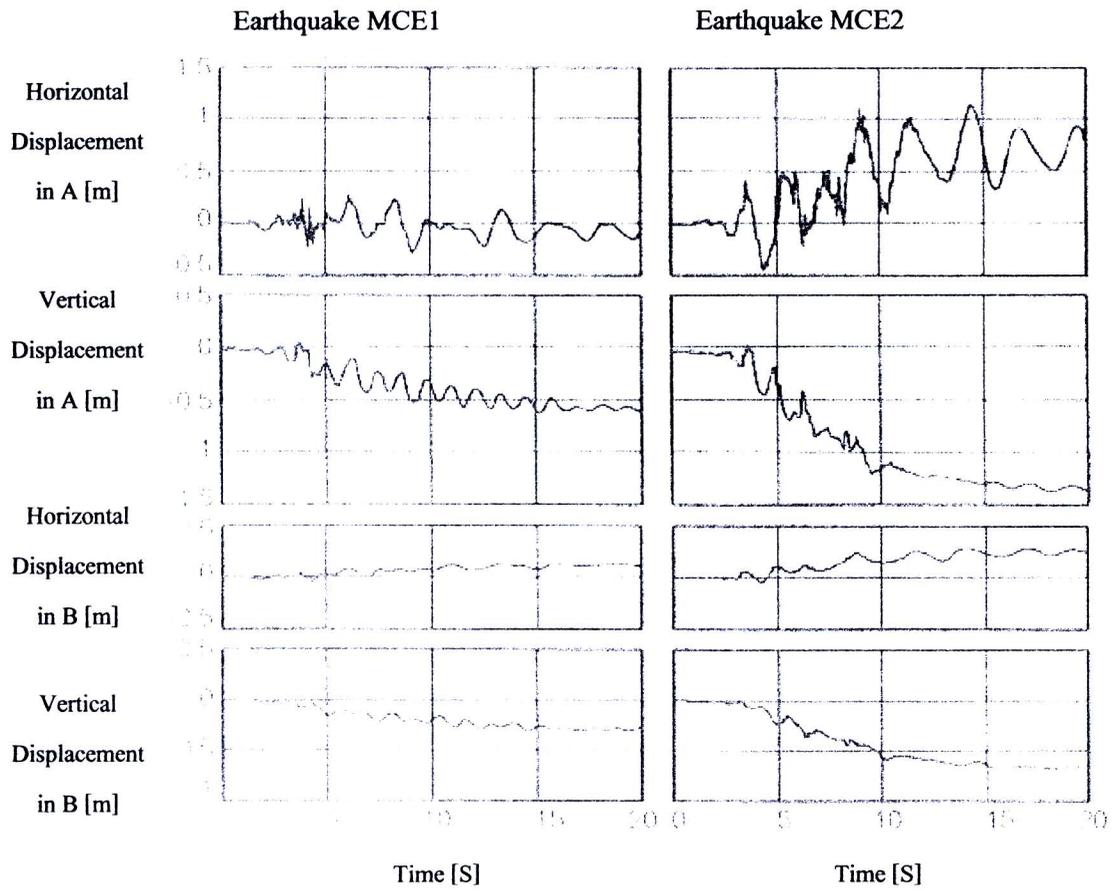
เป็นวิธีที่ดีที่สุดในการวิเคราะห์หาความลาดชันของเขื่อนดินภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยที่ใช้คุณสมบัติของวัสดุเป็นแบบ Elastic – Plastic Model ซึ่งได้มาจากการทดลองคุณสมบัติของวัสดุในห้องทดลอง แล้วทำการวิเคราะห์ความมั่นคงลาดชันขณะเกิดแผ่นดินไหวโดย Response Spectrum Analysis หรือ *Response History Analysis* จากวิธี FEM ดังแสดงในรูป 2.16 – 2.21 แสดงการวิเคราะห์จากโปรแกรม EFESYS (Dunger, 1989)



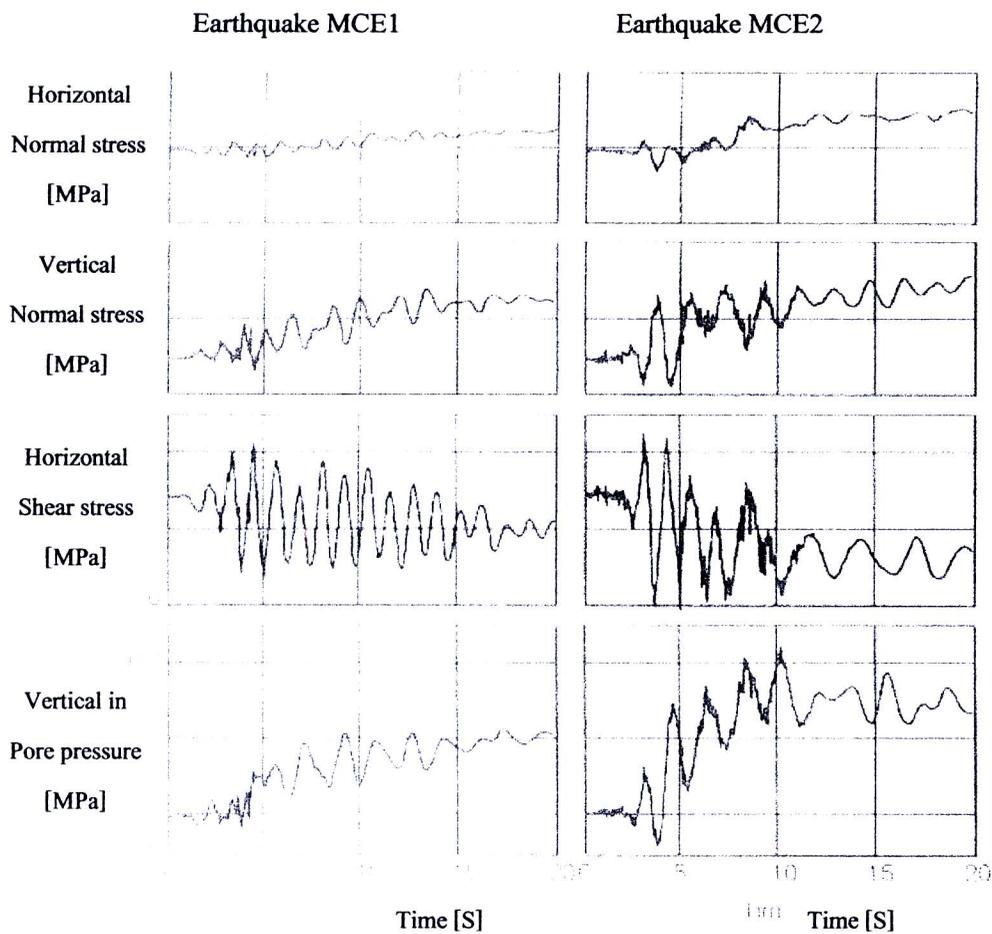
รูป 2.16 รูปตัดแบ่งชิ้นส่วนอิลิเมนต์ของเขื่อนหินถม Conwap: ที่มา Tancev (2005)



รูป 2.17 ความเร่งมากที่สุดที่เป็นไปได้จากแผ่นดินไหว (Maximum Credible Earthquake, MCE) ของเขื่อนหินถม Conwap: ที่มา Tancev (2005)



รูป 2.18 ระยะเวลาเคลื่อนตัวที่เคยเกิดขึ้นของเขื่อนหินถม Conwap ที่จุด A และ B  
 จากรูป 2.16 ประกอบ: ที่มา ที่มา Tancev (2005)



รูป 2.19 ความเค้นและแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นที่จุด C (ดูรูป 2.16 ประกอบ)  
จากความเร่ง MCE1 และ MCE2: ที่มา ที่มา Tancev (2005)



รูป 2.20 เส้นชั้นการทรุดตัวแนวตั้งของเขื่อนหินถม Conwap: ที่มา ที่มา Tancev (2005)



รูป 2.21 เส้นชั้นระดับแรงดันน้ำใต้ดินจากความเร่ง MCE2: ที่มา ที่มา Tancev (2005)

## 2.5 การวิเคราะห์ความมั่นคงโดยไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM)

วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นวิธีเชิงตัวเลขที่ใช้แก้สมการเชิงอนุพันธ์และปัจจุบันนิยมใช้วิเคราะห์ปัญหาทางค้ำวิศวกรรมอย่างกว้างขวาง หลักการคำนวณด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จะแบ่งระบบใหญ่ๆ ออกเป็นเอลิเมนต์ย่อย โดยที่แต่ละเอลิเมนต์เชื่อมกันด้วยจุดต่อ (Node) แล้วนำเมทริกซ์ของทุกๆ เอลิเมนต์มารวมกันเพื่อหาผลเฉลย Griffiths and Lane (1997) ได้วิเคราะห์หาอัตราส่วนความปลอดภัย (Safety factor) ของความมั่นคงโดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM) เปรียบเทียบกับวิธีสมดุลจำกัดของมวลดิน (LEM) จากแบบจำลองในระนาบ 2 มิติ ผลการศึกษาสรุปได้ว่าการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มีความเชื่อถือได้และแม่นยำในการประมาณค่าอัตราส่วนความปลอดภัยมั่นคง ข้อเด่นของวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ คือ

1. แสดงพฤติกรรมการพิบัติที่เกิดขึ้นแท้จริงตามธรรมชาติของวัสดุ
2. การวิเคราะห์ไม่ต้องกำหนดระนาบการวิบัติแต่อย่างใด
3. หากข้อมูลดินที่นำมาวิเคราะห์ของคันดินถมเป็นของจริง สามารถที่จะวิเคราะห์การทรุดตัวและความเค้นที่เกิดขึ้นจริง
4. วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ สามารถแสดงระนาบการพิบัติออกมาเป็นรูปภาพ รวมทั้งการพิบัติของส่วนอื่นๆ ของคันดินถมได้ทั้งหมด

ขั้นตอนการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

1. แบ่งโครงสร้างเป็นเอลิเมนต์ย่อยๆ โดยให้สอดคล้องกับรูปร่างเดิมมากที่สุด ซึ่งเรียกว่า “แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์” (Finite Element Model) การเลือกใช้ชนิดของเอลิเมนต์ต้องคำนึงถึงรูปร่างแบบจำลอง ลักษณะแรงกระทำและค่าตัวแปรที่ต้องการ
2. กำหนดพิกัดและเลือกฟังก์ชันรูปร่าง (Coordinate and Shape Function) ซึ่งเป็นฟังก์ชันที่แสดงความต่อเนื่องของจุดต่อ (Node) การเลือกต้องให้สอดคล้องกับจำนวนจุดต่อและดีกรีความอิสระ (Degree Of Freedom, DOF)

3. กำหนดความสัมพันธ์ของสมการ เช่น กำหนดความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดและการกระจัด หรือ ความเค้นและความเครียด ว่ามีลักษณะเป็นเชิงเส้น (Linear) หรือไม่เป็นเชิงเส้น (Non-Linear)

4. หาค่าสติฟเนสเมทริกซ์และแก้สมการของแต่ละอิเลเมนต์ ในขั้นตอนนี้มีวิธีการหาค่าสติฟเนสหลายวิธีแต่วิธีที่นิยมใช้คือ วิธีสมดุลพลังงาน (Potential-Energy Equilibrium) หลังจากได้สมการสมดุลของแรงในรูปสติฟเนสเมทริกซ์และการกระจัดที่จุดต่อของอิเลเมนต์ สามารถเขียนในรูปเมทริกซ์ได้  $f = kq$  หรือ

$$\begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ \cdot \\ f_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \cdot & \cdot & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & \cdot & \cdot & k_{2n} \\ k_{31} & k_{32} & \cdot & \cdot & k_{3n} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ k_{n1} & k_{n2} & \cdot & \cdot & k_{nm} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ \cdot \\ q_n \end{Bmatrix} \quad (2.13)$$

โดยที่	$f$	คือ	เมทริกซ์ของแรงกระทำที่จุดต่อ
	$k$	คือ	สติฟเนสของอิเลเมนต์
	$q$	คือ	การกระจัดของจุดต่อที่บางตัวอาจทราบค่าและยังไม่ทราบค่า
	$n$	คือ	จำนวน Degree Of Freedom

5. สร้างสมการรวมของระบบ (Global Matrix) และเงื่อนไขขอบเขต (Boundary Conditions) สมการรวม คือ การรวมสมการ (Assembly) ของแต่ละอิเลเมนต์ในขั้นตอนที่ 4 และใส่แรงที่เกี่ยวข้องกับโครงสร้างที่คำนวณอย่างเช่น น้ำหนักของโครงสร้าง แรงกระทำในแนวราบ แรงจากแผ่นดินไหว เป็นต้น ด้วยวิธีซ้อนทับโดยอาศัยหลักสมดุลแรงที่จุดต่อและหลักการต่อเนื่อง (Continuity) ของโครงสร้าง สามารถเขียนในรูปเมทริกซ์ได้ คือ  $F = Kq$  หรือ

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ \cdot \\ F_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & \cdot & \cdot & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & \cdot & \cdot & K_{2n} \\ K_{31} & K_{32} & \cdot & \cdot & K_{3n} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ K_{n1} & K_{n2} & \cdot & \cdot & K_{nm} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ \cdot \\ q_n \end{Bmatrix} \quad (2.14)$$

โดยที่  $F$  คือ เมทริกซ์รวมของแรงกระทำที่จุดต่อ  
 $K$  คือ สติเฟนสมเมทริกซ์รวมของอิเลเมนต์

จากสมการที่ (2.14) จะทำการหาค่าการกระจัดของระบบ หลังจากกำหนดเงื่อนไขขอบหรือเงื่อนไขบังคับการกระจัด วิธีที่ใช้มีหลายวิธี เช่น วิธีของเกาส์ (Gauss's Elimination Method) วิธีสมมติค่าเป็นลำดับ (Iteration Method) และ คูณสมการรวมของระบบด้วย  $K^{-1}$  ทั้งสองข้าง โดยที่  $K$  ต้องไม่เป็น Singular Matrix

6. หาคำตอบของสมการและตีความผลลัพธ์ ได้แก่ การกระจัด ค่าความเค้น ความเครียด โมเมนต์ และแรงเฉือน เป็นต้น

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียดของวัสดุ สำหรับวัสดุที่อยู่ในช่วงอีลาสติก ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดมาจากกฎของฮุก สำหรับวัสดุที่เป็นแบบไอโซทรอปิก มีสองคุณสมบัติของวัสดุคือ โมดูลัสยืดหยุ่น  $E$  และอัตราส่วนปัวซอง  $\nu$  จากความสัมพันธ์ของฮุกจะเขียนเป็นสมการได้ว่า

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{\sigma_x}{E} - \nu \frac{\sigma_y}{E} - \nu \frac{\sigma_z}{E} \\ \varepsilon_y &= -\nu \frac{\sigma_x}{E} + \frac{\sigma_y}{E} - \nu \frac{\sigma_z}{E}\end{aligned}\quad (2.15-1)$$

$$\varepsilon_z = -\nu \frac{\sigma_x}{E} - \nu \frac{\sigma_y}{E} + \frac{\sigma_z}{E}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G}$$

$$\gamma_{xz} = \frac{\tau_{xz}}{G}\quad (2.15-2)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G}$$

โมดูลัสเฉือน  $G$  คือ 
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}\quad (2.16)$$

จากกฎของฮุก Hook's Law สามารถเขียนใหม่ได้เป็น

$$\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \frac{(1-2\nu)}{E}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)\quad (2.17)$$



จากความสัมพันธ์ของสมการ  $(\sigma_y + \sigma_z)$  และ (2.17) สามารถเขียนให้อยู่ในรูปของ Inverse relation

$$\sigma = D\varepsilon \tag{2.18}$$

- โดยที่  $\sigma$  คือ เวกเตอร์ของความเค้น  $\{\sigma\} = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}]^T$   
 $\varepsilon$  คือ เวกเตอร์ของความเครียด  $\{\varepsilon\} = [\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{xz}]^T$   
 $D$  คือ เมทริกซ์ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด

$$D = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (\frac{1}{2}-\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (\frac{1}{2}-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (\frac{1}{2}-\nu) \end{bmatrix} \tag{2.19}$$

การจำลองแบบไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อใช้วิเคราะห์ปัญหาแบบ Plane strain ใช้ ณ กรณีเมื่อวัตถุที่มีหน้าตัดคงที่ตลอดความยาว ถูกกระทำด้วยแรงในแนวขวางตามแนวยาวของวัตถุ ในกรณีเช่นนี้ความเครียดในทิศ  $\varepsilon_z, \gamma_{xz}$  และ  $\gamma_{yz}$  มีค่าเป็นศูนย์ ดังนั้นจากสมการ (2.15) และ (2.18) สามารถเขียน Inverse relation ได้โดยตรงดังนี้

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \tag{2.20}$$

สำหรับการวิเคราะห์ความมั่นคงลาดชันของตัวเชื่อมดินจะใช้การวิเคราะห์ ปัญหาหระนาบความเครียดแบบ 2 มิติ เนื่องจากถือว่าความยาวของตัวเชื่อมมีการเปลี่ยนแปลงน้อยมาก เมื่อเทียบกับความกว้างของเขื่อน

## 2.6 การวิเคราะห์เสถียรภาพความมั่นคงลาดชันโดยวิธีลดกำลัง (C-Phi reduction)

การวิเคราะห์ความมั่นคงลาดชัน โดยวิธีกำลังพัฒนามาจาก วิธีหาวงพืดของคันดินของ Taylor (1937) จากค่ากำลังของดิน  $c - \phi$  กำลังรับแรงเฉือนของดินสามารถหาได้จาก

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi \quad (2.21)$$

- เมื่อ  $\tau_f =$  กำลังรับแรงเฉือน (shear strength)  
 $c =$  ความเหนียว หรือแรงยึดเกาะ (cohesion)  
 $\sigma' =$  ความเค้นประสิทธิผล (effective normal stress)  
 $\phi =$  มุมเสียดทานระบายน้ำ (drain friction angle)

สำหรับการวิเคราะห์หาความมั่นคงลาดชันของคันดินจากตัวแปรสำคัญ 3 ตัว ณ จุดที่เกิดวงพืด คือ

1. อัตราส่วนความปลอดภัยจาก มุมเสียดทาน (friction angle,  $\phi$ )

$$F_\phi = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d} \quad (2.22)$$

โดยที่  $\phi_d =$  developed friction angle ( $\leq \phi$ )

2. อัตราส่วนความปลอดภัยจาก แรงยึดเกาะ (cohesion,  $c$ )

$$F_c = \frac{c}{c_d} \quad (2.23)$$

โดยที่  $c_d =$  developed friction angle ( $\leq c$ )

3. อัตราส่วนความปลอดภัยจาก กำลังรับแรงเฉือน (shear strength,  $\tau$ )

$$F_s = \frac{c + \sigma' \tan \phi}{c_d + \sigma' \tan \phi_d} \quad (2.24)$$

จากสมการ (2.22) – (2.24) จะได้ว่า

$$\frac{c}{c_d} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d} \quad (2.25)$$

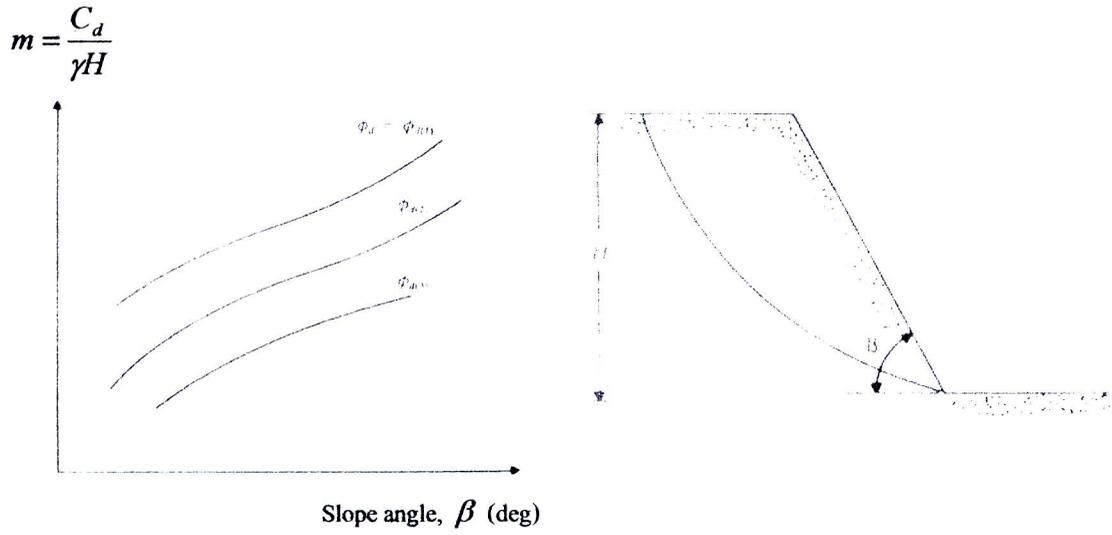
ดังนั้นจะได้ค่าอัตราส่วนความมปลอดภัย

$$F_c = F_\phi = F_s \quad (2.26)$$

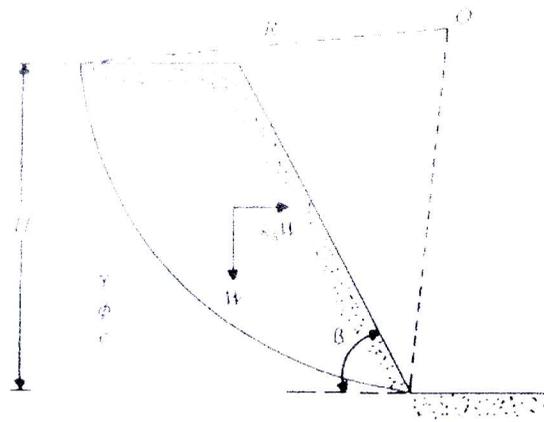
จากสมการความสัมพันธ์ดังกล่าว Taylor (1943) ได้สร้างกราฟรูป 2.21 ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ของ  $m = \frac{c_d}{\gamma H}$  และ  $\beta$  (มุมลาดชัน) โดยที่ไม่ได้พิจารณาแรงจากแผ่นดินไหว ต่อมา Braja M. Das (1992) ได้พัฒนาวิธีหาวงพิบัติของ Taylor โดยพิจารณาแรงกระทำจากแผ่นดินไหว ในแนวราบดังแสดงรูป 2.22 จากการจัดการทางคณิตศาสตร์ Majumdar แสดงให้เห็นว่า มุมเสียดทาน  $\phi$  สามารถที่จะแปลงค่าเป็น  $\phi_m$  โดยใช้การวิเคราะห์หาวงพิบัติของ Taylor จากกำลังของดิน ได้ความสัมพันธ์ระหว่าง  $\phi$  และ  $\phi_m$

$$\phi_m = \tan^{-1}(M \tan \phi) \quad (2.27)$$

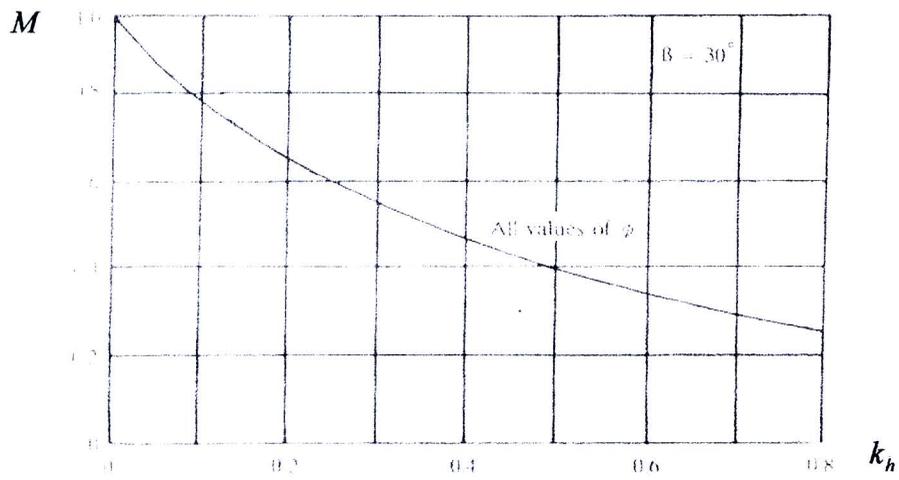
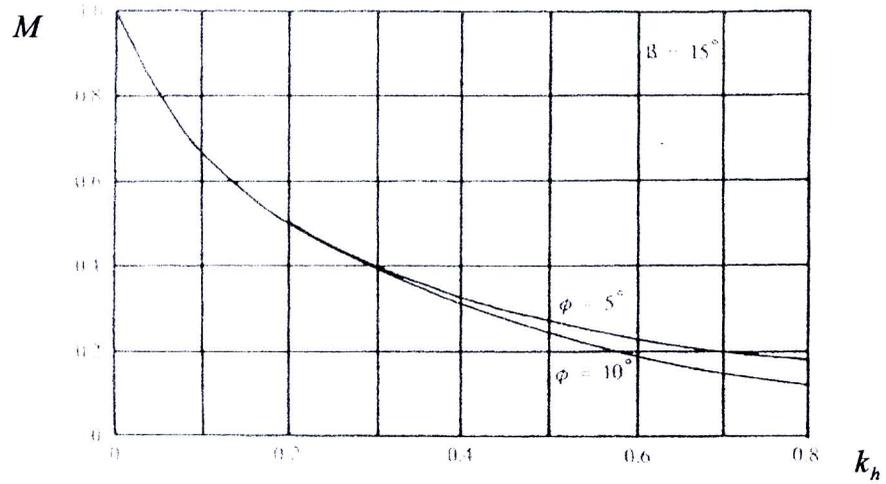
โดยที่ค่า  $M$  เป็นฟังก์ชันความสัมพันธ์ระหว่าง มุมลาดชัน (slope angle,  $\beta$ ) และ สัมประสิทธิ์ความเร่งแนวราบ (coefficient of acceleration,  $k_h$ ) ดังแสดงรูป 2.22 สำหรับค่า  $\beta = 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$  และ  $75^\circ$  และใช้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $m$  และ  $\beta$  ปรับปรุงจาก Taylor (1937) จากรูป 2.25 ประกอบการหาอัตราส่วนความปลอดภัย



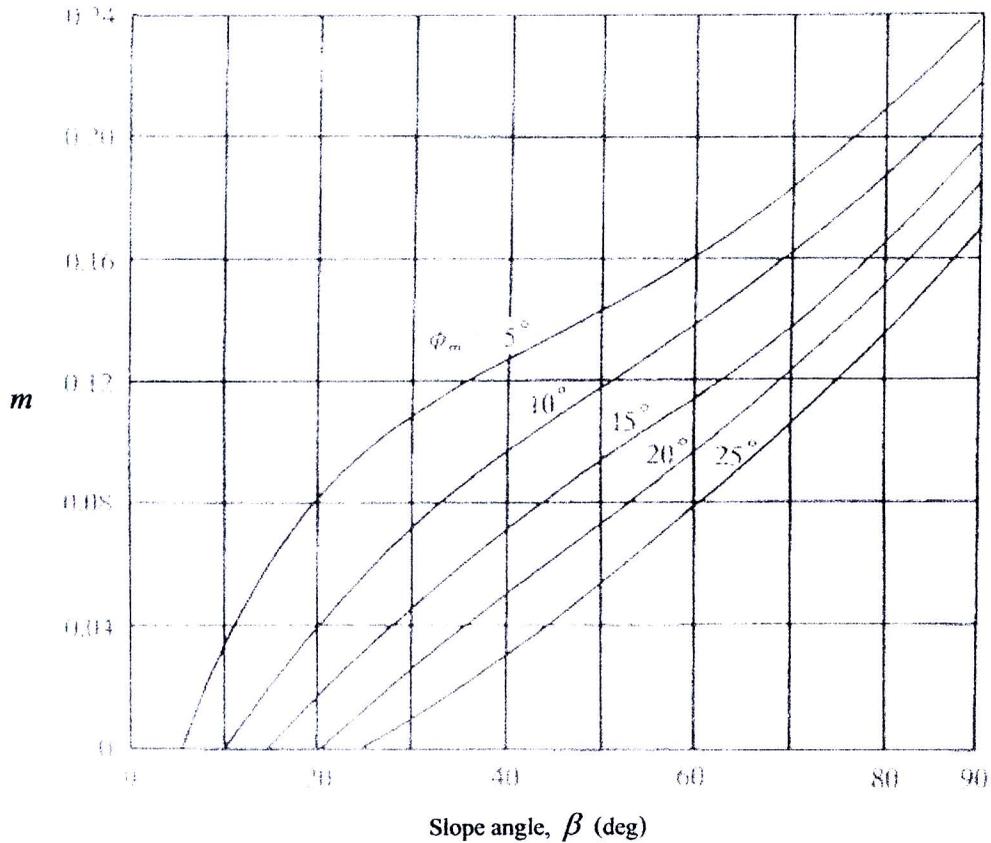
รูป 2.22 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $m$  และ  $\beta$  ของ Taylor (1937)



รูป 2.23 แรงที่กระทำต่อกันดินถม ขณะเกิดแผ่นดินไหว และตัวแปรที่เกี่ยวข้องต่อการวิเคราะห์



รูป 2.24 ความสัมพันธ์  $M$ , มุมเสียดทาน  $\phi$  และสัมประสิทธิ์ความเร่งแนวราบ  $k_h$  ที่มุม  $\beta = 15^\circ, 30^\circ$



รูป 2.25 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $m$  และ  $\beta$  ปรับปรุงจาก Taylor (1937)

ขั้นตอนการวิเคราะห์หาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยด้วยวิธีลดกำลัง มีดังนี้

1. กำหนดค่าตัวแปรของดิน ได้แก่ ความหนาแน่น ( $\gamma$ ), มุมเสียดทาน ( $\phi$ ), แรงยึดเกาะ ( $c$ )  
รูปร่างลักษณะของคันดิน มุมลาดชันคันดิน ( $\beta$ ), ความสูงคันดิน ( $H$ ) ดังแสดงรูป 2.23 และค่าสัมประสิทธิ์ความเร่งแนวราบ ( $k_h$ ) ตามตำแหน่งที่ตั้งของคันดินที่วิเคราะห์

2. หาค่า  $M$  จาก กราฟความสัมพันธ์ ของ  $\phi$ ,  $\beta$  และ  $k_h$  รูป 2.24 เพื่อใช้หาค่า  $\phi_m$

3. สมมุติค่า  $\phi_d$  ประมาณ 4 - 5 ค่า ( $\phi_{d(1)}, \phi_{d(2)}, \phi_{d(3)}, \dots$ ) โดยที่ค่า  $\phi_d \leq \phi_m$  และนำค่า  $\phi_d$  ที่สมมุติทั้งหมดไปหาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจากมุมเสียดทานตาม สมการ (2.22)

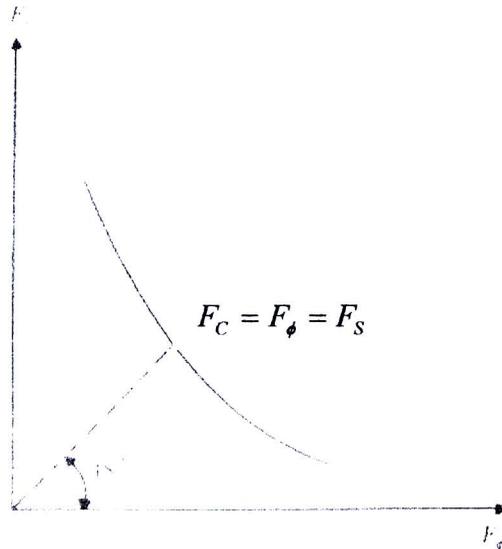
$$F_{\phi(n)} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_{d(n)}}$$

4. จากค่าสมมุติ  $\phi_d$  ทั้งหมดในข้อ 3 และ  $\beta$  และนำไปหาค่า  $m$  จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $m$  และ  $\beta$  ปรับปรุงจาก Taylor (1937) รูป 2.25

5. นำค่า  $m$  ที่ได้ทั้งหมดไปหาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยตามจากแรงยึดเกาะตาม

$$c_{d(n)} = m_{(n)} \gamma H \text{ และสมการ (3.37) } F_{c(n)} = \frac{c}{c_{d(n)}}$$

6. ค่า  $F_{\phi(n)}$  และ  $F_{c(n)}$  ที่ได้จากข้อ 3 และ 5 ทั้งหมดไป เขียนกราฟระหว่าง  $F_{\phi} - F_c$  ดังรูป 2.26 และอัตราส่วนความปลอดภัยของกันดินคือจุดที่ค่า  $F_s = F_c = F_{\phi}$  (ลากเส้นทำมุม  $45^\circ$  ไปตัดกราฟ)

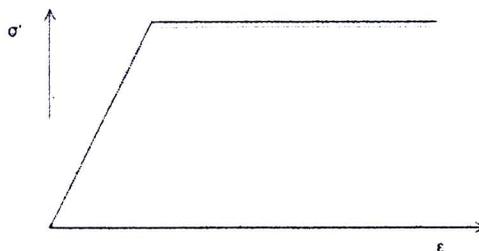


รูป 2.26 กราฟระหว่าง  $F_{\phi} - F_c$  วิธี C-Phi reduction

## 2.7 แบบจำลองพฤติกรรมดินของ Mohr-Coulomb

พฤติกรรมของแบบจำลองเป็นแบบ Perfect - Plasticity ดังแสดงรูป 2.27 ใช้อธิบายพฤติกรรมการตอบสนองของดินแบบ Non-linear หลักพื้นฐานของอีลาสโตพลาสติก (Elastoplasticity) คือ ความเครียด และอัตราส่วนความเครียด มาจากส่วนของ Elastic และ Plastic ดังสมการ (2.28)

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (2.28)$$



รูป 2.27 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดแบบ Elastic Perfectly Plastic

โดยที่  $\varepsilon^e$  = ความเครียดส่วนของอีลาสติก,  $\varepsilon^p$  = ความเครียดส่วนของพลาสติกจากกฎของฮุก Hook's Law ได้สมการ (2.29) ส่วนของ ความเครียด Plastic  $\varepsilon^p$  สามารถเขียนได้ดังสมการ (2.30)

$$\sigma' = D^e \varepsilon^e = D^e (\varepsilon - \varepsilon^p) \quad (2.29)$$

$$\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad (2.30)$$

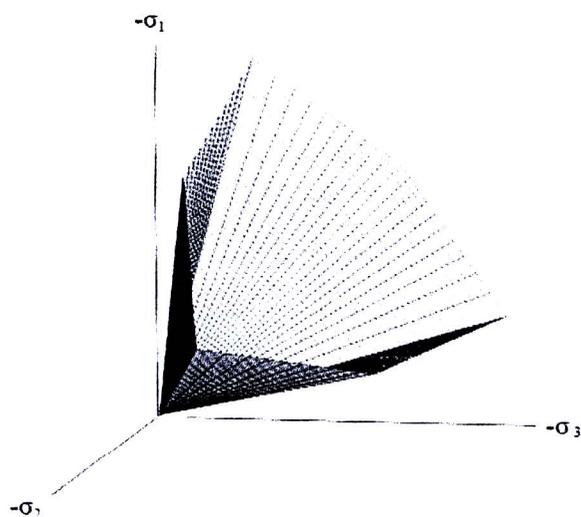
โดยที่  $\sigma'$  = ความเค้นประสิทธิผล (Effective stress),  $D^e$  = ระยะเวลาเคลื่อนตัวช่วงยืดหยุ่น (Elastic displacement),  $g$  = สมการพลาสติก (Plastic potential function),  $f$  = สมการการคราก (Yield function) และ  $\lambda$  = ค่าคงที่ตามคุณสมบัติ (The plastic multiplier) มีค่าตามพฤติกรรมที่เป็น Elastic และ Plastic

$$\lambda = 0 \quad \text{for} \quad f < 0 \quad \text{or:} \quad \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} \cdot D^e \varepsilon^e < 0 \quad (\text{Elasticity}) \quad (2.31)$$

$$\lambda > 0 \quad \text{for} \quad f = 0 \quad \text{or:} \quad \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} \cdot D^e \varepsilon^e > 0 \quad (\text{Plasticity}) \quad (2.32)$$

ทั้งนี้ วัสดุจะเกิดการคราก โดยการพิจารณาเทียบหน่วยแรงที่เกิดขึ้นกับ ฟังก์ชันการคราก (Yield function) โดยสามารถอธิบายความเค้นที่จุดต่างๆ ตามกฎ Coulomb's friction และเขียนสมการ ได้ 6 รูปแบบในเทอมของ ความเค้นหลัก (Principle Stresses) ดังนี้ และเขียนเป็น Yield surface ดังรูป 2.28

$$\begin{aligned} f_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\ f_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\ f_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\ f_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\ f_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\ f_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \end{aligned} \quad (2.33)$$



รูป 2.28 The Mohr – Coulomb yield surface ในเทอมของ Principle stress ( $C = 0$ )

ที่มา: Brinkgreve and Vermeer (1998)

ส่วนค่าตัวแปร  $g$  อธิบายความเค้นที่จุดต่างๆ ที่มีคุณสมบัติ Plastic สามารถเขียนสมการ yield function ได้ 6 สมการในเทอมของ ความเค้นหลัก (Principle Stresses)

$$\begin{aligned}
 g_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi \\
 g_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \psi \\
 g_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \psi \\
 g_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \\
 g_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \psi \\
 g_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \psi
 \end{aligned} \tag{2.34}$$

จากสมการ (2.48) และ (2.49) มีตัวแปรแบบจำลองพลาสติก 3 ตัว  $\varphi =$  friction angle,  $c =$  cohesion และ  $\psi =$  Dilation angle (เกิดขึ้นกับเฉพาะดินแน่น)

## 2.8 แรงแผ่นดินไหว

### 2.8.1 การเกิดแผ่นดินไหว

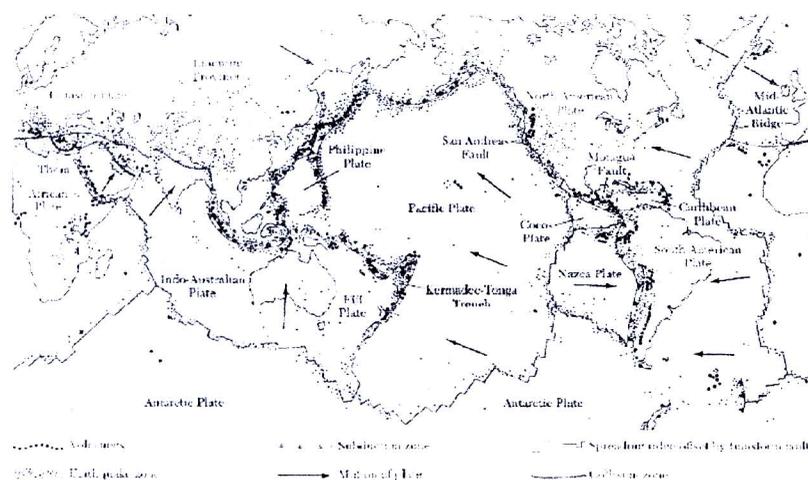
เปลือกโลกประกอบด้วยแผ่นพื้นหินขนาดใหญ่หลายแผ่น ดังแสดงในรูป 2.29 ห่อหุ้มหินหลอมเหลวภายในที่ยังร้อนระอุอยู่ แผ่นหิน (Plates) เหล่านี้มีการเคลื่อนที่อย่างช้าๆ ตลอดเวลาในอัตราความเร็วแตกต่างกันด้วยแรงดันจากการไหลตัวของหินหลอมเหลวภายใต้แผ่น (Plates) การเคลื่อนตัวของแผ่นหินจะก่อให้เกิดแรงอัดมหาศาลสะสมบริเวณรอยต่อของเปลือกโลก อันเนื่องมาจากอัตราการเคลื่อนตัวที่ไม่เท่ากัน เมื่อแรงอัดสะสมในบริเวณรอยต่อนั้นมากขึ้นเรื่อยๆ ถึงจุดหนึ่งที่เนื้อหินไม่สามารถรับได้ จะเกิดการแตกประลัยขึ้นตามแนวรอยเลื่อน โดยปลดปล่อยพลังงานออกมา (Strain energy) จากแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวเรียกว่า “โฟกัส” (Focus หรือ Hypocenter) ในทุกทิศทางโดยส่งเป็นคลื่นแผ่นดินไหว

### 2.8.2 การวัดขนาดของแผ่นดินไหว

วิธีการวัดขนาด (Size) ของแผ่นดินไหว แบ่งออกเป็น 2 วิธี

#### 2.8.2.1 ความเข้มของแผ่นดินไหว (Earthquake Intensity)

ความเข้มของแผ่นดินไหวเป็นวิธีวัดขนาดของแผ่นดินไหวที่เก่าแก่ที่สุด มีใช้ในสมัยโบราณที่ยังไม่มีเครื่องวัดแผ่นดินไหวและความเสียหายของอาคารที่เกิดขึ้นที่ถูกต้องแน่นอน จึงต้องใช้วิธีสังเกตปฏิกิริยาของผู้ที่อาศัยและความเสียหายของอาคารที่เกิดขึ้น หน่วยการวัดความเข้มของแผ่นดินไหวที่ไม่ต้องนิยมใช้ คือ Modified Mercalli Intensity Scale (MMI) ดังแสดงในตาราง 2.5



รูป 2.29 แผนที่แผ่นเปลือกโลกและการเกิดแผ่นดินไหวที่กระจายอยู่ทั่วโลก

: ที่มา Earthquakes, by Bruce A. Bolt. Copyright 1978, 1999 W. H. Freeman and Company

ตาราง 2.5 มาตรฐานวัดปรับปรุงใหม่ Modified Mercalli Intensity Scale (MMI) สำหรับปี ค.ศ. 1931

- 
- I. **ไม่แสดงความรุนแรง:** เครื่องมือเท่านั้นที่จับการสั่นไหวได้
  - II. **ไม่รุนแรง:** คนประสาทไวขณะอยู่หนึ่งๆ สามารถรู้สึกได้ โดยเฉพาะอย่างยิ่งผู้ที่อยู่บนอาคารชั้นสูงๆ วัตถุบางอย่างที่แขวนอยู่อาจแกว่ง
  - III. **มีความรุนแรงเล็กน้อย:** คนที่อยู่ในบ้าน รู้สึกได้ว่าเกิดแผ่นดินไหวแต่คนส่วนใหญ่ยังไม่ทราบว่า เกิดแผ่นดินไหวขึ้น เกิดการสั่นสะเทือนคล้ายกับรถบรรทุกแล่นผ่าน รถที่จอดอยู่โคลงเล็กน้อย
  - IV. **มีความรุนแรงพอประมาณ:** ผู้ที่อาศัยอยู่ในบ้านรู้สึกกันทั่วไป ส่วนผู้ที่อยู่นอกบ้านไม่ค่อยรู้สึกนักถ้าเกิดตอนกลางคืนบางคนตื่นรู้สึกตัว ชาม หน้าต่างไหวหรือสั่น รถยนต์ที่จอดอยู่โคลงสังเกตเห็นได้
  - V. **ค่อนข้างรุนแรง:** แทบทุกคนรู้สึกได้ว่าเกิดแผ่นดินไหว หน้าต่างและ ปูนฉาบขามบางส่วนแตก วัตถุสูงเกิดการไถล
  - VI. **รุนแรง:** ทุกคนรู้สึกได้หลายคนตกใจวิ่งออกนอกบ้าน ปูนที่ฉาบอยู่กระเทาะออก เสียหายเล็กน้อย
  - VII. **รุนแรงมาก:** ทุกคนวิ่งออกนอกบ้าน อาคารเสียหายในระดับต่างๆกันขึ้นกับคุณภาพของการก่อสร้าง คนที่กำลังขับรถจะรู้สึกได้
  - VIII. **เกิดความเสียหายหนัก:** กำแพงหลุดออกจากโครงอนุสาวรีย์ ปล่องไฟล้ม ทราซและคคณจะถูกคั่นปะทุขึ้นมา คนที่กำลังขับรถรู้สึกว่าจะถูกรบกวน ซึ่งทำให้การควบคุมลำบาก
  - IX. **เสียหายย่อยยับ:** อาคารเคลื่อนที่ออกจากฐานราก แตกไม่ได้คั้ง แผ่นดินเกิดรอยแตก ท่อในดินแตก
  - X. **เสียหายอย่างมหันต์:** อาคารส่วนมากพัง แผ่นดินเกิดรอยแตก รางรถไฟโค้งแผ่นดินเลื่อน
  - XI. **เสียหายจนพินาศ:** เหลือแต่โครงสร้างที่สร้างใหม่ สะพานพังพินาศ ดินเกิดรอยแยก แผ่นดินเลื่อนรางรถไฟโค้ง
  - XII. **พินาศสิ้น:** ทุกอย่างเสียหายหมด เห็นคลื่นบนผิวดิน แนวโค้งและระดับสายตาเพี้ยนไป วัตถุต่างๆ กระเด็นลอยขึ้นไปในอากาศ
-

### 2.8.2.2 ขนาดของแผ่นดินไหว (Earthquake Magnitude)

ในระยะเวลา 60 ปีที่ผ่านมา ได้มีการพัฒนาเครื่องมือตรวจวัดการสั่นสะเทือนเนื่องจากแผ่นดินไหวได้อย่างดียิ่งขึ้น จึงได้มีการวัดขนาดของแผ่นดินไหวดังนี้

#### ก) Richter Local Magnitude, $M_L$

Charles Richter (1935) กำหนดค่า Local magnitude เท่ากับค่า Logarithm ฐาน 10 ของค่าขนาดคลื่นสูงสุดที่วัดด้วยเครื่อง Wood-Anderson ซึ่งตั้งอยู่ห่างจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหว (Epicenter) เป็นระยะทาง 100 กม. ค่า Richter scale,  $M_L$  นี้พัฒนาขึ้นมาเพื่อใช้วัดแผ่นดินไหวที่มีแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวอยู่ตื้นและมีระยะศูนย์กลางแผ่นดินไหวน้อยกว่า 600 กม. ปัจจุบันมาตรา Richter scale เป็นที่รู้จักกันดีและนิยมใช้กันอย่างแพร่หลาย

#### ข) Body Wave Magnitude, $M_b$

สำหรับแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวที่อยู่ลึก มาตรการที่วัดโดย Surface Wave Magnitude จะวัดค่าได้ไม่ถูกต้อง แต่ Body wave Magnitude,  $M_b$  เสนอโดย Gutenberg (1945) จะเป็นมาตรการวัดที่เหมาะสมกว่า โดยที่  $M_b$  นี้คำนวณจากค่าขนาดความสูงของคลื่น P-wave ค่า Body Wave Magnitude คำนวณจาก

$$M_b = \log A - \log T + 0.01\Delta + 5.9 \quad (2.35)$$

โดยที่  $A$  คือ ความสูงของคลื่น P-wave, ไมโครเมตร

$T$  คือ คาบเวลาของคลื่น P-wave, วินาที

#### ค) Moment Magnitude, $M_w$

สำหรับแผ่นดินไหวที่มีขนาดใหญ่หลายๆ การวัดขนาดของแผ่นดินไหวดังกล่าวข้างต้นจะมีข้อจำกัด เช่น  $M_L$  และ  $M_b$  วัดค่าได้ไม่เกิน 6 และ 7 ตามลำดับ ส่วน  $M_s$  จะวัดขนาดแผ่นดินไหวได้ไม่เกิน 8 ถ้าแผ่นดินไหวที่มีขนาดใหญ่กว่านี้ นิยมใช้ Moment Magnitude,  $M_w$  ซึ่งเป็นมาตรวัดแผ่นดินไหวที่น่าเชื่อถือกว่าวิธีอื่น ค่า Moment Magnitude คำนวณได้จาก

$$M_w = \frac{\log M_0}{1.5} - 10.7 \quad (2.36)$$

โดยที่  $M_0$  คือ โมเมนต์ของแผ่นดินไหว, ไคน์-ชม.

### 2.8.3 ผลกระทบของคลื่นแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างอาคาร

ความเสียหายของอาคารเนื่องจากแผ่นดินไหวไม่ได้ขึ้นกับขนาดของแผ่นดินไหวอย่างเดียว องค์ประกอบสำคัญที่มีผลกระทบต่อความเสียหายของอาคารแบ่งเป็น 3 ลักษณะ

#### 2.8.3.1 ลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหว (Earthquake Characteristics)

##### ก) ค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน (Peak Ground Acceleration,PGA)

ค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินเป็นลักษณะที่สำคัญอย่างหนึ่งของแผ่นดินไหว ที่วัดได้จากการบันทึกของ Accelerogram ดังแสดงในรูป 2.30 ซึ่งแสดงคลื่นแผ่นดินไหวที่วัดอัตราเร่งเทียบกับค่า  $g$  ( $g$  คืออัตราเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงโลก มีค่าเท่ากับ  $9.81$  เมตร/วินาที<sup>2</sup>)

ในปัจจุบัน ได้มีการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างอัตราเร่งสูงสุดของพื้น (PGA) กับ ขนาดของแผ่นดินไหว (Earthquake Magnitude) และระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหว ซึ่งเรียกว่า Attenuation Model จำนวนมากกว่า 30 แบบซึ่งใช้ในหลายๆ พื้นที่ทั่วโลก สำหรับแบบที่ให้ผลสอดคล้องกับค่า PGA ที่วัดได้ในประเทศไทย คือ Attenuation Model ของ Esteva ซึ่งได้มีการนำมาใช้ ในการคำนวณหาค่า PGA เพื่อจัดทำเขตแผ่นดินไหว (เป็นหนึ่งใน และ อาศ, 2537) เรียกว่า แผนที่แบ่งเขตแผ่นดินไหว ซึ่งแสดงเขตพื้นที่ที่มีความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหว โดยจัดเป็นโซนต่างๆ กันตามลักษณะเส้น Contour line ของระดับ PGA โดยที่ค่า PGA เป็นค่าอัตราเร่งสูงสุดพื้นดินที่มีความน่าจะเป็น ที่ค่า PGA จะเกินไปกว่าที่กำหนดเพียง 1 ใน 10 ในคาบเวลาหรือเทียบเท่ากับโอกาสที่ค่า PGA จะเกินไปกว่าที่กำหนดนี้เพียงครั้งเดียวในรอบ 500 ปี ดังแสดงในรูป 2.31 แบ่งเขตได้เป็น

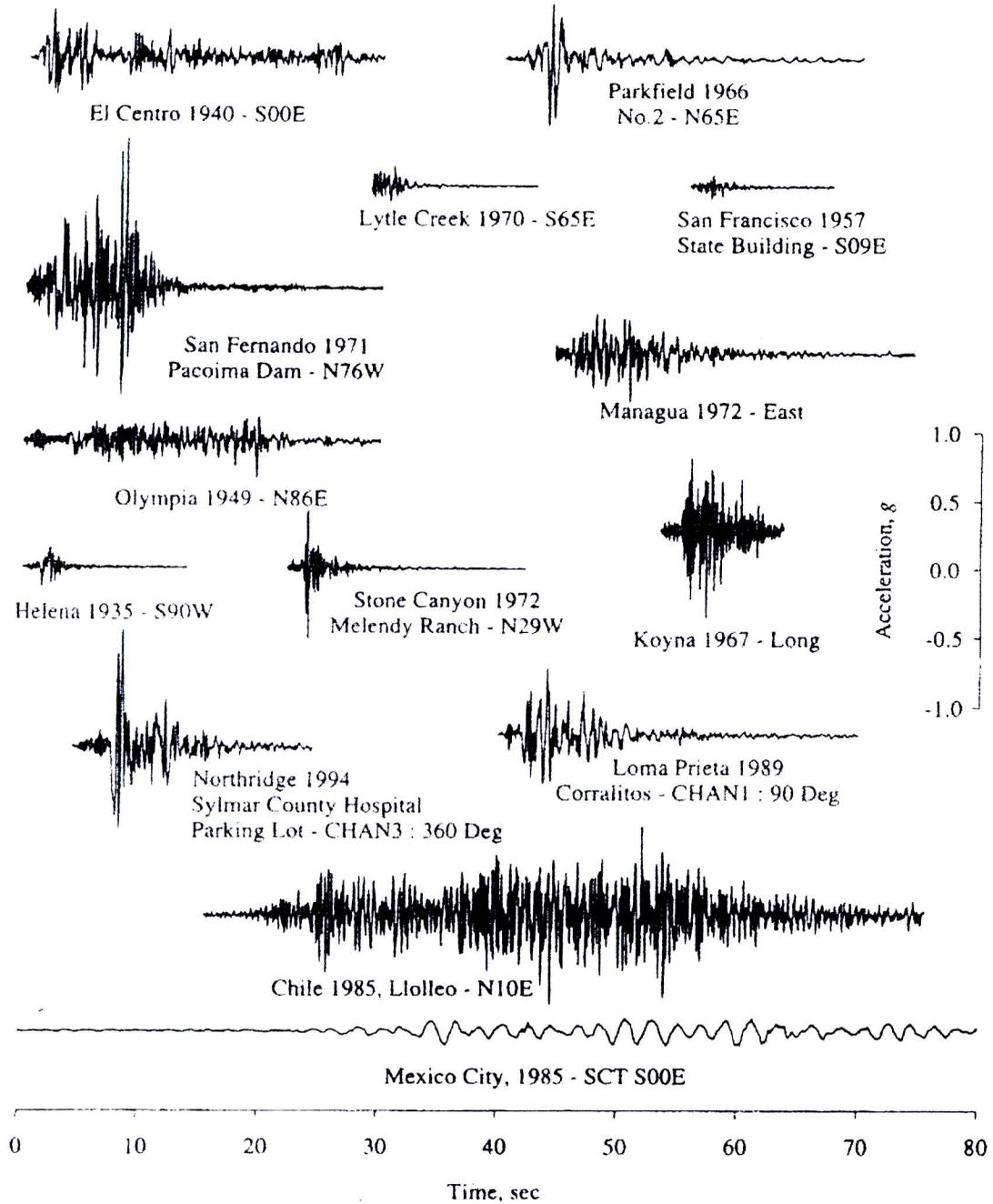
เขต 3 : รุนแรง :  $0.20 < \text{PGA}/g \leq 0.30$  :  $Z = 0.30$

เขต 2B : ปานกลางค่อนข้างแรง :  $0.15 < \text{PGA}/g \leq 0.20$  :  $Z = 0.20$

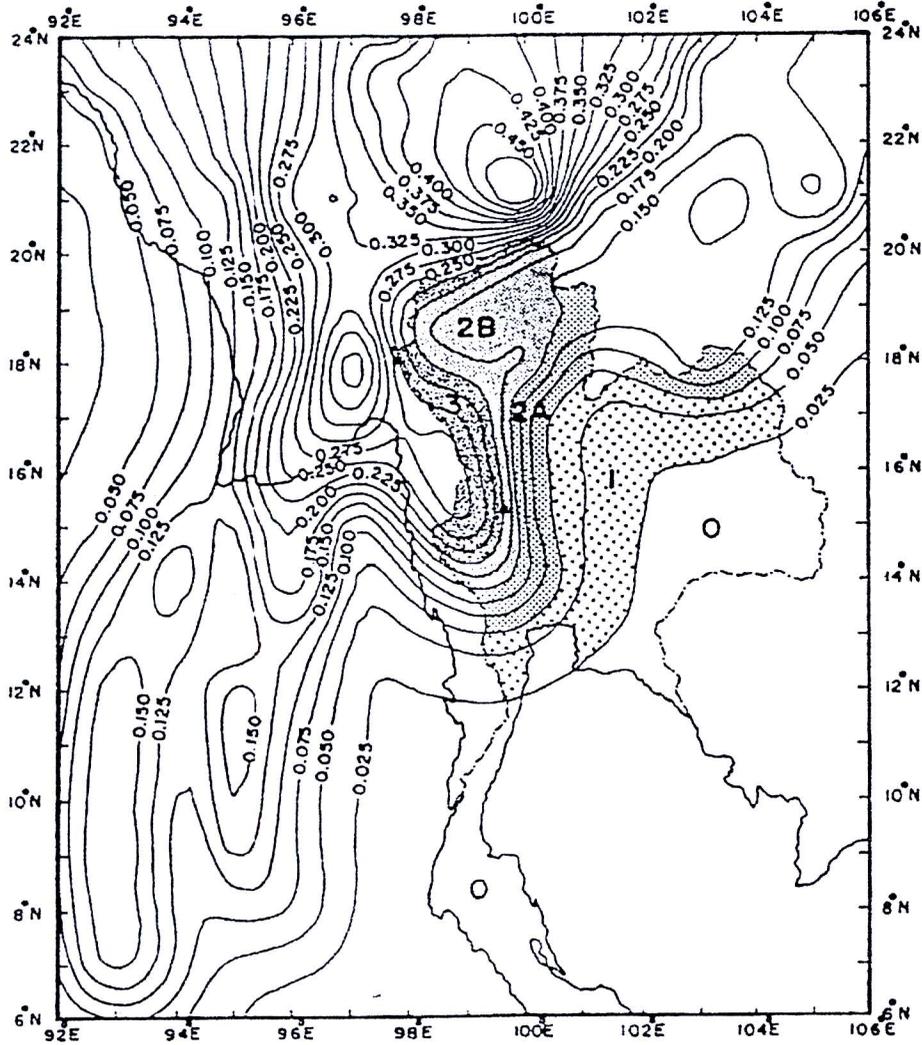
เขต 2A : ปานกลาง :  $0.075 < \text{PGA}/g \leq 0.15$  :  $Z = 0.15$

เขต 1 : ไม่รุนแรง :  $0.025 < \text{PGA}/g \leq 0.075$  :  $Z = 0.075$

เขต 0 : ไม่จำเป็นต้องออกแรงรับแรงแผ่นดินไหว :  $\text{PGA}/g \leq 0.25$



รูป 2.30 กราฟอัตราเร่งและเวลาของคลื่นแผ่นดินไหว ที่เคยบันทึกไว้ได้: ที่มา Chopra (2007)



รูป 2.31 แผนที่แสดงระดับความเสี่ยงแผ่นดินไหวและโซนเสี่ยงภัยตามเกณฑ์ของ UBC  
ตัวเลขกำกับเส้น Contour คือ อัตราส่วนระหว่างอัตราเร่งสูงสุดในแนวราบของแผ่นดินไหวต่อ  
อัตราเร่งของสแนมโน้มถ่วงโลก ( $g$ ) ที่มีโอกาสเพียง 10 % ที่จะสูงกว่าในคาบ 50 ปี  
ที่มา: เป็นหนึ่ง และ อาเด (2537)

ข) ระยะเวลาของการสั่นรุนแรงของพื้นดิน (Duration of Strong Ground Motion,  $T_d$ )  
นิยามของระยะเวลาการสั่นรุนแรงของพื้นดินมีนักวิจัยหลายคนเสนอไว้ ในที่นี้จะนำ  
นิยามที่เสนอโดย Trifunac and Brady (1975) มาใช้เนื่องจากเป็นที่ยอมรับในวงวิชาการอย่าง  
กว้างขวาง อีกทั้งง่ายในการคำนวณดังแสดงในสมการ (2.37)

$$T_d = t_{0.95} - t_{0.05} \quad (2.37)$$

$$PGA = \frac{5829e^{0.8M}}{(R_e + 40)^2} \quad (2.39)$$

โดยที่  $PGA$  = อัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน, ซม./วินาที<sup>2</sup>  
 $M$  = ขนาดของแผ่นดินไหว, ริกเตอร์  
 $R_e$  = ระยะห่างจากศูนย์กลางของแผ่นดินไหว, กม.

ข) สภาพชั้นดินของสถานที่ตั้งของอาคาร (Site Condition)

กรณีที่โครงสร้างอาคารตั้งอยู่บนสภาพชั้นดินอ่อน ผลของการสั่นไหวของชั้นดินอ่อนจะขยายกำลังคลื่นแผ่นดินไหวได้ เหตุการณ์ที่แสดงผลของการขยายกำลังคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นดินอ่อน คือ การเกิดแผ่นดินไหวที่ประเทศเม็กซิโก ในเดือน กันยายน ค.ศ. 1985 เนื่องจากเมืองตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อนมาก ในอดีตเคยเป็นทะเลสาบมาก่อน และประกอบกับตั้งอยู่ใกล้รอยเลื่อนที่มีพลังแผ่นดินไหวครั้งนั้นมีศูนย์กลางแผ่นดินไหวห่างจากกรุงเม็กซิโกซิตีประมาณ 380 กม. วัดขนาดได้ 8.1 ริกเตอร์ บันทึกค่า PGA บนชั้นหินซึ่งอยู่ใกล้เมืองได้ 0.033g แต่บันทึกค่า PGA บนชั้นดินอ่อนได้ 0.17g ซึ่งชี้ให้เห็นว่าชั้นดินอ่อนมีโอกาสขยายกำลังคลื่นได้ถึง 5 เท่า จากผลงานวิจัยของ Warnitchai, et al. (2000) ยังชี้สภาพชั้นดินในพื้นที่ของกรุงเทพมหานคร และปริมณฑลมีลักษณะของดินอ่อนคล้ายกรุงเม็กซิโก และมีโอกาสที่จะขยายกำลังคลื่นได้ 3 – 6 เท่า เมื่อพิจารณาจากตำแหน่งเมืองที่อยู่ห่างจากรอยเลื่อนที่มีพลังในรัศมี 200 – 400 กม. ซึ่งมีโอกาสที่จะเกิดแผ่นดินไหวขนาดกลางได้ ดังนั้น พื้นที่ของกรุงเทพมหานครและปริมณฑลจึงถือว่าเป็นเขตไม่ปลอดภัยต่อแผ่นดินไหว

ค) คาบการสั่นตามธรรมชาติของสถานที่ตั้งอาคาร (Natural Period of Site)

คาบการสั่นตามธรรมชาติของสภาพชั้นดินอ่อนอาจคำนวณได้จาก

$$T_s = \frac{4H}{V_s} \quad (2.40)$$

โดยที่  $T_s$  = คาบการสั่นตามธรรมชาติของชั้นดินอ่อน, วินาที  
 $H_s$  = ความลึกของชั้นดินอ่อน, เมตร  
 $V_s$  = ความเร็วของคลื่น S – Wave (หรือ Shear Wave), เมตร/วินาที

โดยที่  $T_d$  = ระยะเวลาของการสั่นรุนแรงของพื้นดิน ส่วน  $t_{0.05}$  และ  $t_{0.95}$  คือเวลาที่ค่าอินทิเกรชันของ Arias intensity,  $I_a$ , ถึง 5% และ 95% ตามลำดับ ค่า Arias intensity,  $I_a$  มีนิยามดังนี้ (Arias 1970)

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_d} \ddot{u}_g^2(t) dt \quad (2.38)$$

โดยที่  $t_d$  และ  $\ddot{u}_g$  เป็นระยะเวลาทั้งหมดและค่าอัตราเร่งของพื้นดินเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว ตามลำดับโดยทั่วไป ค่าระยะเวลาของการสั่นรุนแรงของพื้นดิน  $T_d$  จะอยู่กับระยะห่างของศูนย์กลางแผ่นดินไหว นั่นคือ ค่า  $T_d$  จะเพิ่มมากขึ้นเมื่อระยะห่างของศูนย์กลางแผ่นดินไหวมากขึ้น จากประสบการณ์ที่ผ่านมาของแผ่นดินไหว พบว่าหากระยะเวลาการสั่นสะเทือนของพื้นดินเกิดขึ้นอย่างยาวนาน โดยเฉพาะบนสภาพชั้นดินอ่อน เช่นเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ประเทศเม็กซิโก เมื่อ ค.ศ. 1985 และเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ประเทศชิลีเมื่อปี ค.ศ. 1985 มีส่วนส่งผลให้เกิดความเสียหายสะสม (Cumulative Damage) ต่อโครงสร้างอาคารสูงกว่าเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่อื่น

ค) คาบเวลาการสั่นสำคัญของพื้นดิน (Predominant Period of Ground Motion,  $T_g$ )

คาบเวลาการสั่นสำคัญของพื้นดิน เป็นคาบเวลาพื้นดินสั่น โดยมีคาบเวลาการสั่นที่เด่นอยู่อย่างแน่นอนคาบเวลาหนึ่ง ลักษณะการสั่นของพื้นดินนี้อาจเรียกอีกอย่างหนึ่งได้ว่าเป็นการสั่นแบบมี Narrowband frequency content ในทางกลับกันหากพื้นดินมีการสั่นแบบที่ไม่มีคาบเวลาการสั่นที่แน่นอน อาจเรียกได้ว่าเป็นการสั่นแบบมี Broadband frequency content สำหรับการสั่นของพื้นดินแบบ Narrowband มักจะก่อให้เกิดความเสียหายแก่โครงสร้างได้มาก หากคาบเวลาสั่นสำคัญของพื้นดินนั้น ( $T_g$ ) ไปสอดคล้องกันกับคาบการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้างอาคาร ทั้งนี้เนื่องมาจากผลกระทบของกำทอน (Resonance)

2.8.3.2 ลักษณะของสถานที่เกิดแผ่นดินไหว (Earthquake Site Characteristics)

ก) ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางแผ่นดินไหวไปยังสถานที่ตั้งของอาคาร ( Epicentral Distance)

ความรุนแรงของแผ่นดินไหวจะลดทอนลงตามระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหว ซึ่งแสดงด้วยค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน (PGA) ที่บันทึกได้ค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินอาจคำนวณได้จาก Attenuation Model ของ Esteva and Villaverde (1972)

กรณีที่คาบเวลาการสั่นสำคัญของพื้นดินเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว สอดคล้องกับคาบการสั่นตามธรรมชาติของชั้นดิน จะทำให้พื้นดินเกิดการสั่นอย่างรุนแรง ปรากฏการณ์นี้เรียกว่า “กำทอน” (Resonance) ดังนั้น อาคารอาจได้รับความเสียหายอย่างใหญ่หลวงมากกว่าที่คาดการณ์ไว้ เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ประเทศเม็กซิโก ปี ค.ศ. 1985 แสดงให้เห็นผลของปรากฏการณ์นี้อย่างเห็นได้ชัดเจน คือแผ่นดินไหวที่มีขนาดความเร่งของพื้น  $PGA = 0.17g$  มีคาบเวลาการสั่นสำคัญของพื้นดินเท่ากับ 2 วินาทีเช่นกัน ทำให้เกิดความเสียหายกับอาคารซึ่งมีความสูงอยู่ในช่วง 7 – 20 ชั้น จำนวน 400 หลังถูกทำลายและเสียหายอีก 700 หลัง

### 2.8.3.3 ลักษณะของโครงสร้างอาคาร (Structural Characteristics)

ก) คาบสั่นตามธรรมชาติและค่า Damping ของโครงสร้าง (Natural Period and Damping of Structures)

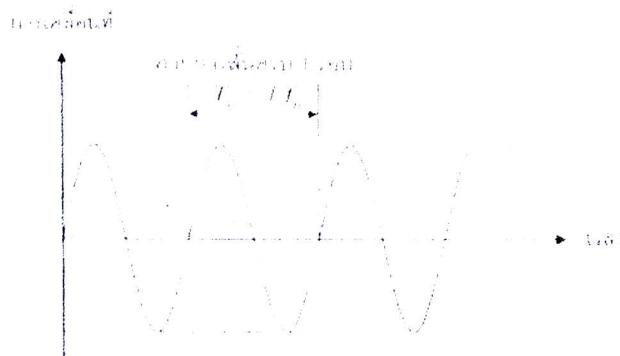
คาบสั่นตามธรรมชาติ ( $T_n$ ) คือ ระยะเวลาการแกว่งตัวของโครงสร้างตามธรรมชาติครบ 1 รอบ ดังแสดงในรูป 2.31 และเป็นส่วนกลับของความถี่ธรรมชาติของการสั่นไหว นั่นคือ

$$T_n = \frac{1}{f_n} = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad (2.41)$$

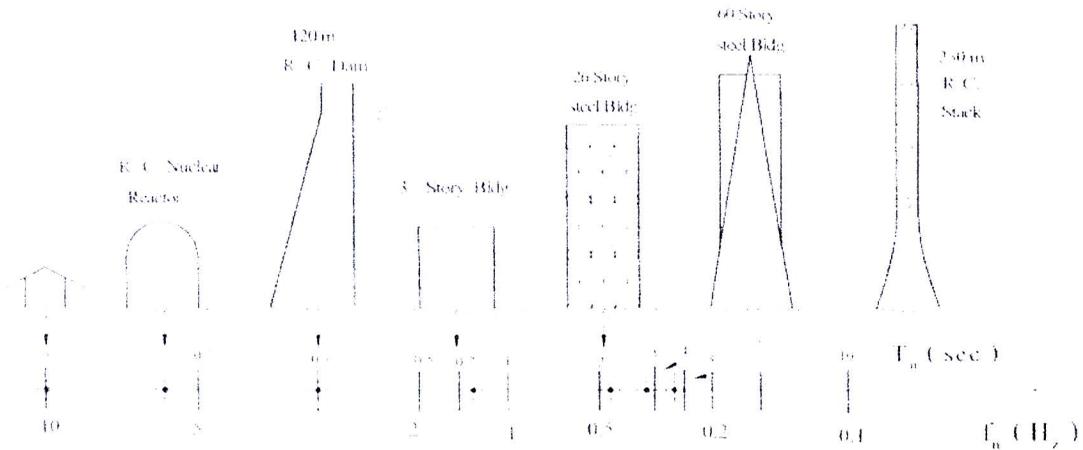
โดยที่  $f_n$  = คาบการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้างอาคาร, รอบ/วินาที (Hertz)

$\omega_n$  = ความถี่เชิงมุมธรรมชาติของโครงสร้างอาคาร, เรเดียน/วินาที

สำหรับค่าความถี่และคาบการสั่นไหวขึ้นอยู่กับมวลและสติฟเนสของโครงสร้าง ดังแสดงในรูป 2.32 และ 2.33



รูป 2.32 คาบการสั่นไหวและค่าความถี่



รูป 2.33 คาบการสั่นไหวและค่าความถี่ตามธรรมชาติของ โครงสร้าง: ที่มา Chopra (2007)

ค่าคาบการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้างอาคารมีวิธีการคำนวณอยู่หลายวิธี เช่น สูตรที่เสนอโดย Uniform Building Code การใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับกราววิเคราะห์โครงสร้าง เป็นต้น สำหรับสูตรการคำนวณเบื้องต้นประมาณค่าได้จาก

$$T_n = \frac{N}{S_n} \quad (2.42)$$

โดยที่  $T_n$  = คาบการสั่นไหวธรรมชาติของโครงสร้างอาคาร

$N$  = จำนวนชั้นทั้งหมดของอาคาร

$S_n$  = ส.ป.ส. ของแต่ละสภาพชั้นดิน สำหรับชั้นดินแข็ง มีค่าเท่ากับ 10

สำหรับชั้นดินอ่อน มีค่าเท่ากับ 6

คาบการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้างเป็นองค์ประกอบที่สำคัญค่าหนึ่ง ในกรณีที่คาบการสั่นสำคัญของพื้นดินสอดคล้องกันกับคาบการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง ก็จะทำให้เกิดการสั่นที่รุนแรงมากขึ้น เป็นผลให้อาคารที่มีความสูงในช่วงคาบการสั่นนี้เกิดความเสียหายได้มาก เนื่องจากการเกิดกำทอน และหากคาบการสั่นสำคัญของพื้นดินสอดคล้องกันกับคาบการสั่นตามธรรมชาติของชั้นดินอีกด้วย ก็จะทำให้เกิดกำทอนซ้ำขึ้นไปอีก เรียกปรากฏการณ์นี้ว่า “การเกิดกำทอนซ้อน” (Double Resonance)

สำหรับค่าการหน่วง (Damping) ของโครงสร้างเป็นการกระจายพลังงานของโครงสร้างจากการแกว่งไหวตัว ซึ่งโดยส่วนใหญ่จะกระจายผ่านการเสียดสีของรอยต่อขององค์อาคารในรูปของพลังงานความร้อนและเสียง ค่า Damping นิยมแสดงในรูปของ Damping Ratio,  $\xi$  เมื่อ

$$\xi = \frac{C}{C_{cr}} \quad (2.43)$$

โดยที่  $C$  = Damping ที่แท้จริง  $C_{cr}$  = ค่า Critical damping

ค่า Damping Ratio,  $\xi$  สำหรับโครงสร้างอาคารต่างๆ แสดงในตาราง 2.6

ตาราง 2.6 ค่า Damping Ratio สำหรับโครงสร้างอาคาร (Lindeburg, 1994)

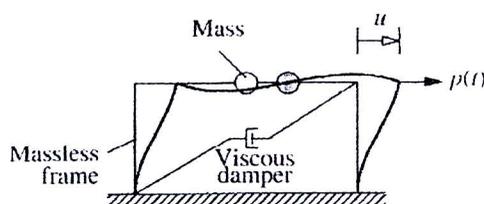
ประเภทของอาคาร	Damping Ratio, $\xi$
: โครงสร้างเหล็ก	
- ข้อต่อเชื่อมยึด มีกำแพงค้ำได้	0.02
- ข้อเชื่อมยึด และมีฝ้าผนังภายนอก	0.05
- ข้อต่อสลักเกลียว และมีฝ้าผนังภายนอก	0.10
: โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก	
- กำแพงภายในค้ำได้	0.05
- กำแพงภายในค้ำได้ มีฝ้าผนังภายนอก	0.07
- กำแพงคอนกรีตรับแรงเฉือน	0.10
: โครงสร้างกำแพงคอนกรีตหรือกำแพงก่อบรับแรงเฉือน	0.10
: โครงสร้างไม้และกำแพงรับแรงเฉือน	0.15

#### 2.8.4 ทฤษฎีการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์

เป็นการศึกษาเกี่ยวกับการสั่นสะเทือนของระบบโครงสร้างจากแรงกระทำแบบพลวัตซึ่งทำให้วัตถุมีการเคลื่อนที่ไป-มา โดยการสั่นสะเทือน (Vibration) คือ ลักษณะการเคลื่อนที่รอบๆ จุดสมดุลของวัตถุในช่วงเวลาใดเวลาหนึ่ง โดยทั่วไปจะแบ่งการสั่นสะเทือนออกเป็นสองกรณี คือ การสั่นสะเทือนอิสระ (Free vibration) และการสั่นสะเทือนแบบมีแรงกระทำ (Force vibration) การสั่นสะเทือนอิสระ จะเกิดขึ้นในขณะที่ระบบเคลื่อนที่ไปมาโดยไม่มีแรงกระทำที่ระบบ ความถี่ของการเคลื่อนที่ไปมาหรือความถี่ของการสั่นสะเทือน เรียกว่า ความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency) ซึ่งอาจมีความถี่เดียวหรือหลายความถี่ก็ได้ ขึ้นอยู่กับธรรมชาติของระบบ การสั่นสะเทือนมีแรง

กระทำ (Force Vibration) หมายถึง การสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นแล้วถูกแรงภายนอกกระทำอย่างต่อเนื่อง ระบบจะสั่นด้วยความถี่ของแรงภายนอกที่มากระตุ้น ซึ่งเป็นลักษณะเดียวกับการสั่นสะเทือนของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว หากความถี่ของการกระตุ้นภายนอกไปพ้องกับความถี่ธรรมชาติของระบบพอดี จะเกิดการสั่นสะเทือนที่มีช่วงกว้างสูงมาก เรียกว่า การสั่นพ้อง (Resonance) ซึ่งจะเกิดการสั่นสะเทือนอย่างรุนแรง ในทางวิศวกรรมโครงสร้าง การออกแบบโครงสร้างใดๆ จะต้องพยายามหลีกเลี่ยงการเกิดการสั่นพ้องในระบบ

การศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างเมื่อถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำ โครงสร้างจะมีการตอบสนองแบบสั้นไป-มา การแกว่งอย่างง่ายที่มีรูปแบบการเคลื่อนที่เพียงทิศทางเดียวจะเรียกว่า “ระบบโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระ” (Single-degree-of-freedom systems, SDOF) และ ระบบที่มีลักษณะการเคลื่อนที่หลายรูปแบบเรียกว่า “ระบบโครงสร้างหลายองศาอิสระ” (Multi-degree-of-freedom, MDOF) การวิเคราะห์จะต้องเป็นไปตามทฤษฎี เริ่มจากการสร้างแบบจำลอง ซึ่งประกอบไปด้วยสามส่วนหลัก คือ มวล (Mass,  $m$ ) ค่าความแกร่งหรือสติฟเนส (Stiffness,  $k$ ) ด้านการเคลื่อนที่ ในรูปตัวอย่างเป็นโครงเสาไม่มีมวล (Mass less frame) และค่าการหน่วงของเหลวหนืด (Viscous Damper,  $c$ ) ซึ่งเป็นค่าความสามารถในการดูดซับพลังงานของโครงสร้าง ดังแบบจำลองโครงสร้างรูป 2.34

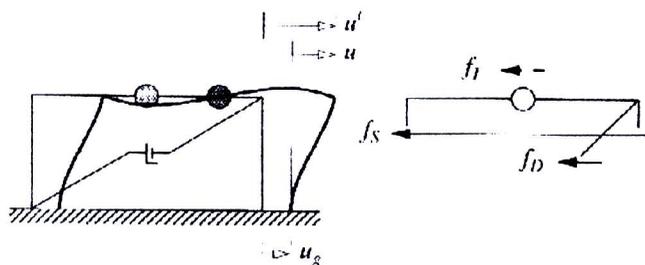


รูป 2.34 แบบจำลองโครงสร้างอย่างง่ายเมื่อมีแรงกระทำ: ที่มา Chopra (2007)

เมื่อกำหนดให้มวล  $m$  มีค่าน้ำหนักเท่ากับ  $w$  หาค่าความแกร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก  $g$  หรือ  $m = w/g$  และค่าสติฟเนส  $k$  มีค่าเท่ากับแรง  $p$  หาค่าระยะกระจัด  $u$  ถ้าตั้งให้มวลเคลื่อนที่แล้วปล่อย มวลจะสั่นด้วยความถี่ค่าหนึ่ง เรียกว่า “ค่าความถี่ธรรมชาติของการสั่น” และส่วนกลับของความถี่ธรรมชาติเรียกว่า “ค่าคาบธรรมชาติ” ซึ่งหมายถึงเวลาที่มวลเคลื่อนไป-กลับครบหนึ่งรอบ ค่าคาบ  $T$  เขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (2.44)$$

เมื่อโครงสร้างถูกกระตุ้นด้วยแรงแผ่นดินไหวดัง รูป 2.35 (ก) ถ้ากำหนดให้การเคลื่อนที่ของพื้นกำหนดด้วย  $u_g$  ระยะทางทั้งหมดที่มวลของโครงสร้างเคลื่อนที่กำหนดด้วย  $u'$  และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างพื้นและมวลของโครงสร้างคือ  $u$  ดังรูป 2.40 (ก)



(ก) เมื่อถูกกระตุ้นด้วยแรงแผ่นดินไหว

(ข) ลักษณะแรงภายใน

รูป 2.35 แบบจำลอง โครงสร้างชั้นเดียว : ที่มา Chopra (2007)

ณ เวลาขณะหนึ่งการเคลื่อนที่ทั้งหมดจะมีความสัมพันธ์ดังสมการ

$$u'(t) = u(t) + u_g(t) \quad (2.45)$$

สมการการเคลื่อนที่ของโครงสร้างซึ่งตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหวในรูป 2.34 (ก) ได้มาจากการเขียน Free-body Diagram ผลรวมของแรงภายใน,  $f_I$  ดังรูป 2.34 (ข) และแนวคิดของความสัมพันธ์ทางพลศาสตร์ ได้  $f_I + f_D + f_S = 0$  เนื่องจากแรงภายใน  $f_I$  มีความสัมพันธ์กับความเร่ง  $\ddot{u}'$  ดังสมการ  $f_I = m\ddot{u}'$  แรงหน่วง  $f_D$  มีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรงกับความเร็ว  $\dot{u}$  ดังสมการ  $f_D = c\dot{u}$  และ ความสัมพันธ์ของแรง  $f_S$  กับ การเคลื่อนที่  $u$  ในกรณีการเคลื่อนที่แบบเชิงเส้นอีลาสติก คือ  $f_S = ku$  แทนค่า  $f_I, f_D$  และ  $f_S$  ลงในสมการสมดุลและใช้ความสัมพันธ์จากสมการ (2.45) จะได้สมการการเคลื่อนที่

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.46)$$

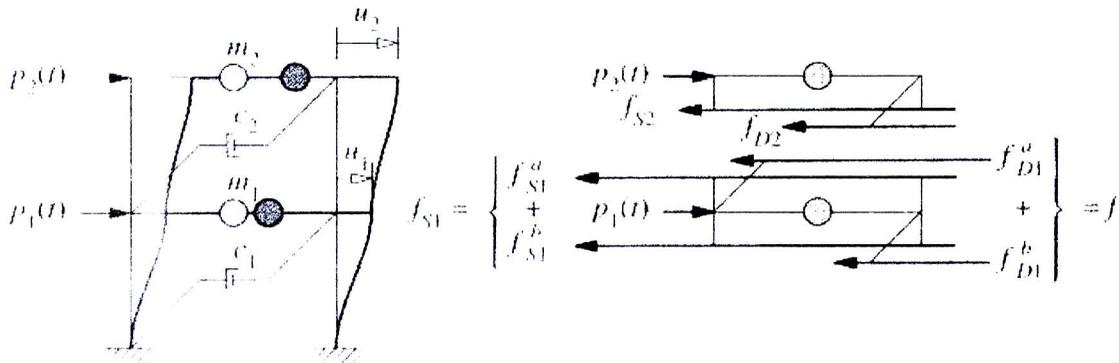
เมื่อหารสมการ (2.46) ด้วย  $m$  ทั้งสมการ จะได้

$$\ddot{u}_g + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.47)$$

โดยที่  $\omega_n$  คือ ความถี่ธรรมชาติของการสั่น และ  $\omega_n \equiv \sqrt{\frac{k}{m}}$

$\zeta$  คือ อัตราส่วนความหน่วง และ  $\zeta = \frac{c}{2m\omega_n}$

จะเห็นว่าที่ความเร่งระยะเคลื่อนที่ใดๆ ( $\ddot{u}_g(t)$ ) จะขึ้นอยู่กับค่าความถี่ธรรมชาติ หรือคาบ และค่าความหน่วง สำหรับระบบหลายองศาอิสระ ตัวอย่างในรูป 2.36 คือ โครงสร้างสองชั้น ซึ่งมีคุณสมบัติเหมือน โครงสร้างอย่างง่ายที่ผ่านมาทุกประการ แต่ละชั้นก็จะมีคุณสมบัติของตัวเอง ทำให้มีสมการเคลื่อนที่สองสมการของแต่ละพิกัด สมการทั้งสองไม่เป็นอิสระต่อกัน ดังต่อไปนี้



(ก) โครงสร้างสองชั้นที่มีแรงมากระทำ

(ข) ลักษณะแรงภายใน

รูป 2.36 แบบจำลองโครงสร้างสองชั้น : ที่มา Chopra (2007)

จากรูป 2.36 มีแรงมากระทำกับโครงสร้าง  $p_1$  และ  $p_2$  ที่มีมวลของโครงสร้าง  $m_1$  และ  $m_2$  และโครงสร้างมีค่าความหน่วง  $c_1$  และ  $c_2$  ทำให้เกิดการเคลื่อนที่ทางด้านของแต่ละชั้นเป็น  $u_1$  และ  $u_2$  เมื่อเขียน free body diagram ของแต่ละชั้นจะได้ค่า  $f_D$  และ ค่า  $f_S$  ดังรูป 2.36 (ข) และเมื่อใช้ความสัมพันธ์ของแรงภายในกับระยะเคลื่อนที่ ความเร็วและความเร่ง จะเขียนสมการการเคลื่อนที่ ในรูปเมตริกดังนี้

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \tag{2.48}$$

โดยที่  $\mathbf{m} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}$

เรียกว่า เมทริกซ์มวล (Mass Matrix)

$$\mathbf{c} \equiv \begin{bmatrix} (c_1 + c_2) & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \text{ เรียกว่า เมทริกซ์ความหน่วง (Damping Matrix)}$$

$$\mathbf{k} = \begin{bmatrix} (k_1 + k_2) & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \text{ เรียกว่า เมทริกซ์ความแกร่ง (Stiffness Matrix)}$$

$$\mathbf{u} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} \text{ คือ เวกเตอร์การกระจัด (Displacement Vector)}$$

$$\mathbf{p} = \begin{Bmatrix} p_1 \\ p_2 \end{Bmatrix} \text{ คือ เวกเตอร์ของแรง (Force Vector)}$$

ปกติแล้วโครงสร้างสามารถวิเคราะห์ให้เป็นแบบระบบหลายองศาอิสระ โดยแทนที่มวลในแต่ละชั้นของอาคารด้วยก้อนมวลรวม (Lump Mass) ช่วงเวลาที่เกิดการสั่นมวลแต่ละก้อนจะเคลื่อนที่ในทิศทางใดทิศทางหนึ่ง มวลบางก้อนอาจจะเคลื่อนที่ไปในทิศทางตรงกันข้ามหรือเคลื่อนที่ในทิศทางเดียวกันกับโหนดพื้นฐานก็ได้ ในระบบหลายองศาอิสระ จำนวนโหนดจะมีค่าเท่ากับจำนวนมวลในระบบ แต่ละโหนดจะมีค่าคาบธรรมชาติของตัวเอง และเมื่อลากเส้นเชื่อมการกระจัดที่มวลแต่ละก้อนเคลื่อนที่ไปจะได้รูปร่างการเคลื่อนที่ของโหนด เรียกว่า “Mode Shape” เมื่อมีการเคลื่อนไหวของพื้นดินบริเวณฐานของระบบโครงสร้างหลายองศาอิสระ รูปร่างที่ทั้งระบบเคลื่อนที่ไปคือการรวมการเคลื่อนที่ของทุกๆ Mode Shape เข้าด้วยกัน แต่ Mode ที่มีความถี่ธรรมชาติใกล้เคียงความถี่ธรรมชาติของการเคลื่อนที่ของฐานจะถูกกระตุ้นมากกว่า Mode อื่นๆ ในแต่ละ Mode ระบบหลายมวลจะถูกแทนที่ด้วยระบบมวลเดี่ยวเทียบเท่า (equivalent single-mass system) ซึ่งมีค่ามวล  $M$  และ ค่าสติฟเนส  $K$  เท่ากับระบบหลายมวล ค่าเทียบเท่าคือ รวมผลมวล  $m_1, m_2, \dots$  และ สติฟเนส  $k_1, k_2, \dots$  ของแต่ละชั้นเข้าด้วยกัน เมื่อกำหนด ค่าคาบธรรมชาติ, mode shape และการกระจายมวลในโครงสร้างหลายชั้น จะสามารถใช้วิธีวิเคราะห์แรงทางพลศาสตร์หารูปร่างที่เปลี่ยนแปลง, ความเร่งในแต่ละชั้น, แรงและโมเมนต์พลิกคว่ำที่ฐาน แต่ละ mode จะวิเคราะห์แยกกันและผลลัพธ์ของแต่ละ mode จะนำมารวมกันด้วยวิธีเชิงตัวเลขเพื่อหาผลการตอบสนองของระบบรวม

#### 2.8.4.1 การวิเคราะห์โหนด

การวิเคราะห์โหนด หรือ Modal Analysis มีจุดประสงค์เพื่อคำนวณค่าความถี่ธรรมชาติและรูปร่าง mode shape ของโครงสร้าง เนื่องจากเป็นตัวแปรสำคัญในการออกแบบโครงสร้างภายใต้แรงแบบพลศาสตร์ และเป็นตัวแปรที่ใช้ทั้งในการวิเคราะห์สเปกตรัมและ time-history analysis

การวิเคราะห์โหมคมีกำหนดสมมติฐานให้ มวล  $m$  และ สติฟเนส  $k$  มีค่าคงที่ และแรงกระทำและการเคลื่อนที่ของมวลไม่ขึ้นกับเวลา

เมื่อมวลถูกแรงกระทำอาจมีการสั่นในบางรูปแบบหรือบาง mode ที่มวลทั้งสองเกิดการสั่นด้วยความถี่เดียวกันและมีเฟสเท่ากัน นั่นคือ มวลทั้งสองจะเคลื่อนที่ไปพร้อมกัน ผ่านจุดสมดุลพร้อมกัน แต่อาจมีขนาดการสั่นที่แตกต่างกัน การสั่นลักษณะนี้เรียกว่า การสั่นในโหมคบรรทัดฐาน (Normal Mode of Vibration) จากสมการเคลื่อน (2.48) และสมการเคลื่อนที่แบบฮาร์มอนิกของระบบแบบเชิงเส้นซึ่งเป็นรูปแบบฟังก์ชันที่ขึ้นกับเวลา

$$\mathbf{u}(t) = \phi_n (A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t) \quad (2.49)$$

$\phi_n$  คือ Eigenvector ซึ่งเป็น mode shape ของระบบที่มีความถี่ธรรมชาติที่  $n$  และเมื่อแทน  $\mathbf{u}(t)$  จากสมการ (2.48) ลงใน (2.49) จะได้

$$[\mathbf{k} - \omega_n^2 \mathbf{m}] \phi_n = 0 \quad (2.50)$$

สมการ (2.50) เรียกว่า Matrix Eigen value problem ซึ่งคำตอบของสมการเป็นไปได้สองแบบแบบแรกคือ  $\phi_n = 0$  ซึ่งเป็น สมการที่ใช้ไม่ได้เพราะหมายความว่าไม่มีการเคลื่อนที่ที่เกิดขึ้น ส่วนอีกคำตอบของสมการจะเป็นไปได้เท่านั้น

$$\det[\mathbf{k} - \omega_n^2 \mathbf{m}] = 0 \quad (2.51)$$

สมการ (2.51) เรียกว่าสมการคุณสมบัติเฉพาะหรือ characteristic equation เมื่อแก้สมการจะได้  $\omega_n^2$  และเวกเตอร์ของ mode shape  $\phi_n$  ทั้งหมด  $N$  ค่า โดย  $N$  คือจำนวนองศาอิสระ ค่า  $\omega_n$  คือ ความถี่ธรรมชาติเชิงมุม ซึ่งเขียนในรูปความถี่ธรรมชาติได้ดังนี้  $f_n = \frac{\omega_n}{2\pi}$  ทำให้เวกเตอร์อยู่ในโหมคบรรทัดฐาน เพื่อลดความซ้ำซ้อนของข้อมูล โดยให้โหมคที่ค่ามากที่สุดมีค่าเท่ากับ 1 ดังนี้

$$M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n = 1 \quad (2.52)$$

เนื่องจากสมการ eigenvalue ไม่ได้ให้ค่าแอมพลิจูดที่แท้จริงของเวกเตอร์  $\phi_n$  โดยให้เพียงรูปร่างของเวกเตอร์ที่สอดคล้องกับการเคลื่อนที่  $\phi_{jn}$  ( $j=1,2,\dots,N$ ) การสั่นสะเทือนของระบบ  $N$ -DOF ระบบ จะได้ค่า  $\omega_n$  ออกมา และมีเวกเตอร์อิสระ  $\phi_n$  ออกมา  $N$  เวกเตอร์ ซึ่ง  $\phi_n$  เรียกว่า โหมดธรรมชาติของการสั่นสะเทือน หรือ *modes of vibration* หรือ *natural mode shapes of vibration*

ดังนั้นในการสั่นสะเทือนของระบบ  $N$ -DOF ใดๆ จะได้ ความถี่ธรรมชาติ  $\omega_n$  จำนวน  $N$  ค่า ( $n = 1, 2, \dots, N$ ) เรียงลำดับจากค่าน้อยไปมาก สอดคล้องกับค่าคาบธรรมชาติ  $T_n$  และโหมดธรรมชาติ  $\phi_n$  ทั้งหมดนี้จะใช้ในการหาคุณสมบัติของการสั่นสะเทือนในโครงสร้าง ซึ่งขึ้นอยู่กับ เมทริกซ์ของมวลและความแกร่ง และ  $\phi_r$  คือ เมทริกซ์ orthogonal และ  $q_r$  เป็นปริมาณสเกลาร์ เรียกว่า *modal coordinate* หรือ *normal coordinate* ซึ่ง  $\mathbf{q} = \langle q_1 \ q_2 \ \dots \ q_n \rangle^T$  ผลการตอบสนองของระบบ เวกเตอร์การกระจัด  $\mathbf{u}$  สามารถกระจายในรูปของ modal contribution ดังนี้

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{r=1}^N \phi_r q_r(t) = \Phi \mathbf{q}(t) \quad (2.53)$$

จากสมการการเคลื่อนที่ของระบบหลายองศาอิสระ สามารถเขียนในรูปของ *Modal coordinate* ดังนี้

$$M_n \ddot{q}_n(t) + \sum_{r=1}^N C_{nr} \dot{q}_r(t) + K_n q_n(t) = P_n(t) \quad (2.54)$$

โดยที่

$$M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n \quad K_n = \phi_n^T \mathbf{k} \phi_n$$

$$C_{nr} = \phi_n^T \mathbf{c} \phi_r \quad P_n(t) = \phi_n^T \mathbf{p}(t)$$

สมการ (2.54) เป็นสมการสำหรับ  $n=1$  ถึง  $N$  และ เขียนให้อยู่ในรูปเมทริกซ์สำหรับสมการจำนวน  $N$  สมการซึ่งเป็นสมการที่ควมพิกัดต่างๆอยู่ และสมการ (2.69) เป็นสมการที่มีโหมดมากกว่า 1 โหมด การแก้สมการดังกล่าวจะทำให้เมื่อระบบการสั่นมีเมทริกซ์ความหน่วงที่เรียกว่า *classical damping* ซึ่งเป็นเมทริกซ์ความหน่วงที่แยกได้ออกเป็นผลรวมเชิงเส้นของเมทริกซ์มวลและเมทริกซ์ความแกร่ง  $\mathbf{c} = \alpha \mathbf{m} + \beta \mathbf{k}$  เมื่อ  $\alpha$  และ  $\beta$  เป็นค่าคงที่ และ  $C_{nr} = 0$  เมื่อ  $n \neq r$  สมการที่ (2.68) ลดรูปได้เป็น

$$M_n \ddot{q}_n + C_n \dot{q}_n + K_n q_n = p_n(t) \quad (2.55)$$

เมื่อหารสมการ (2.55) ด้วย  $M$  จะได้

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = \frac{p_n(t)}{M_n} \quad (2.56)$$

อัตราส่วนความหน่วง  $\zeta_n$  ของโหมดที่  $n$  อาจเป็นค่าที่ได้มาจากการประมาณจากการทดสอบโครงสร้างก็ได้ ในสมการ (2.56) เป็นสมการควบคุมโหมดพิกัดหรือ *Modal coordinate*  $q_n(t)$  และตัวแปร  $M_n, K_n, C_n$  และ  $P_n(t)$  ขึ้นอยู่กับความถี่ธรรมชาติที่  $\phi_n$  โหมดเดียวเท่านั้น ดังนั้นจึงสรุปได้ว่ากลุ่มสมการการเคลื่อนที่ที่ไม่เป็นอิสระต่อกันจำนวน  $N$  สมการดังสมการ (2.54) และมีการเคลื่อนที่ของ *node* เป็น  $u_j(t)$  สามารถแปลงให้เป็นกลุ่มสมการการเคลื่อนที่ที่เป็นอิสระต่อกันจำนวน  $N$  สมการดังสมการ (2.56) มีการเคลื่อนที่ในรูปของโหมดพิกัด เป็น  $q_n(t)$  ได้

สำหรับแรงกระทำจากภายนอกใดๆ  $p(t)$  ผลการตอบสนองเชิงพลศาสตร์ของระบบหลายองศาอิสระสามารถคำนวณได้จากสมการ (2.55) และ (2.56) เพื่อหาโหมดพิกัด เป็น  $q_n(t)$  ซึ่งสามารถแปลงให้เป็นการเคลื่อนที่ของ *node* เป็น  $u(t)$  ซึ่งเป็นพิกัดจริง ดังนี้  $u_n(t) = \phi_n q_n(t)$  และเมื่อรวมสมการจะได้การเคลื่อนที่ทั้งหมดเป็น

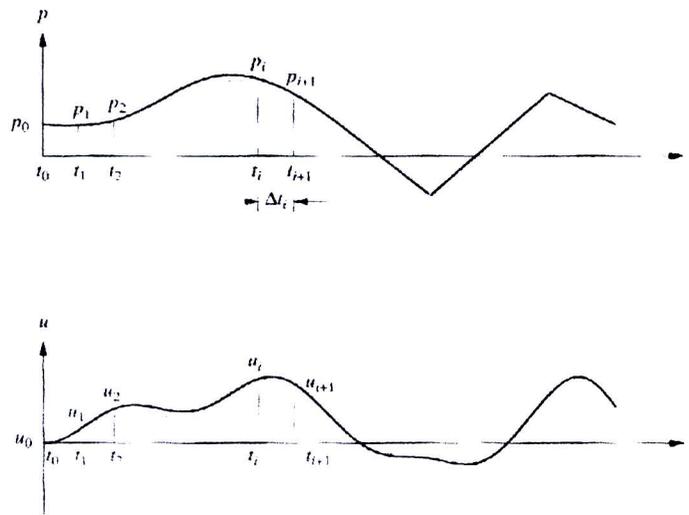
$$u(t) = \sum_{n=1}^N u_n(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (2.57)$$

วิธีดังกล่าวเรียกว่า *Modal analysis* ซึ่งเป็นวิธีการวิเคราะห์สำหรับระบบที่เป็นเชิงเส้น โดยการเปลี่ยนระบบสมการอนุพันธ์ที่ไม่เป็นอิสระควบคุมกันด้วยตัวแปรหลายตัว

#### 2.8.4.2 การวิเคราะห์แผ่นดินไหวด้วยวิธี Time History Analysis

Time History Analysis หมายถึง การวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างที่เป็นฟังก์ชันของเวลา เมื่อโครงสร้างดังกล่าวถูกกระทำด้วยความเร่งของพื้นดิน  $\ddot{u}_g(t)$  บริเวณจุดรองรับของโครงสร้าง ประกอบด้วย ขั้นตอนอินทิเกรตเป็นขั้นๆ ของช่วงเวลา  $\Delta t$  ขั้นตอนแก้สมการการเคลื่อนที่เพื่อหาค่าระยะเคลื่อนตัวและความเร็วของ step ก่อนหน้าให้เป็นค่าเริ่มต้น ขั้นตอนที่สองนี้ใช้ได้กับการวิเคราะห์ทั้งในช่วงที่โครงสร้างมีพฤติกรรมแบบ elastic และ inelastic กรณีของช่วง elastic ค่าสติเฟเนส สมมติว่ามีค่าคงที่ ตลอดช่วงเวลา  $\Delta t$  ค่าสติเฟเนสจะมีการเปลี่ยนแปลงเมื่อมีรอยร้าวหรือหน้าตัดชิ้นส่วนสภาพเป็น plastic hinge ฯลฯ

เมื่อโครงสร้างถูกกระตุ้นด้วยแรง อย่างเช่น แรงแผ่นดินไหว ฟังก์ชันของแรงก่อนข้างมีความหลากหลาย หรือการเกิดสภาพที่ระบบเป็น Nonlinear จึงมีการใช้ระเบียบวิธีเชิงตัวเลขเข้ามาช่วยแก้ปัญหา ตัวอย่างเช่น การใช้ Duhamel integral วิธีที่นิยมใช้ คือ วิธีแบบเป็นขั้นๆ หาค่าตามช่วงเวลาที่ต้องการทราบค่า หลักการคือ เมื่อมีแรงกระทำ  $p(t)$  กระทำในเวลาขณะหนึ่ง สามารถแบ่งเป็น  $p_i = p(t_i)$  ตามช่วงเวลา เพื่อหาแก้ปัญหาสมการเส้นตรง โดยที่  $\Delta t_i = t_{i+1} - t_i$  ดังรูป 2.37



รูป 2.37 การแบ่งช่วงเวลาสำหรับแก้สมการด้วยวิธีเชิงตัวเลข

การกระจัด ความเร็วและความเร่ง ของระบบตามช่วงเวลาย่อย ( $t$ ) ใดๆคือ  $u_i, \dot{u}_i$  และ  $\ddot{u}_i$  ตามลำดับ ดังนั้นที่เวลา  $i$  ใดๆ จะได้สมการการเคลื่อนที่ที่เป็น

$$m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + (f_s)_i = p_i \quad (2.58)$$

โดยที่  $f_s$  คือ แรงต้านการเคลื่อนที่ ณ เวลา  $i$  และ  $(f_s)_i \equiv ku_i$

การแก้สมการโดยใช้ระเบียบวิธีตัวเลข เมื่อได้คำตอบของสมการที่เวลา  $i=0,1,2,3,\dots$  ก็จะสามารถหาค่า ที่เวลา  $i+1$  หรือ  $i=1,2,3,4,\dots$  ได้ โดยกำหนดให้คำตอบในเวลาก่อนหน้านี้เป็นข้อมูลที่สถานะเริ่มต้น อย่างไรก็ตามขั้นตอนการแก้สมการจากเวลา  $i$  ถึง  $i+1$  จะเป็นค่าประมาณ ซึ่งอาจไม่ใช่คำตอบจริง ดังนั้นต้องอาศัยหลักสำคัญในการแก้ปัญหาระเบียบวิธีตัวเลข คือ 1) การบรรจบกัน ในการหาคำตอบที่ช่วงเวลาใดๆ ต้องใกล้เคียงกับค่าจริง 2) ความคงที่ หากมีข้อผิดพลาดในการหาคำตอบ ไม่ควรมีความแตกต่างมากในแต่ละช่วงเวลา 3) ความถูกต้อง แม่นยำ คำตอบทั้งหมดที่ได้ควรมีความใกล้เคียงกับค่าจริงมากที่สุด

### 2.8.5 ผลกระทบของคลื่นแผ่นดินไหวต่อเขื่อนดิน

เขื่อนที่มีขนาดใหญ่จะมีความเสี่ยงสูงที่จะเกิดความเสียหายจากแรงแผ่นดินไหว ในการวิเคราะห์ความมั่นคงลาดชันต่อแรงแผ่นดินไหว เพื่อให้ได้พฤติกรรมที่ใกล้เคียงกับความจริงมากที่สุด จึงจำเป็นต้องแบ่งการวิเคราะห์ออกเป็น การวิเคราะห์แบบสถิตย์ก่อนที่จะเกิดแผ่นดินไหวและการวิเคราะห์พลศาสตร์ที่มีคลื่นแผ่นดินไหวเกี่ยวข้อง แผ่นดินไหวจะกระทำในระยะเวลาสั้นๆ เป็นรอบซึ่งอาจจะมีทั้งการเคลื่อนที่ในแนวตั้ง และแนวระดับ คลื่นแผ่นดินไหวสามารถที่จะก่อความเสียหายให้กับตัวเขื่อนดินหลายรูปแบบ ได้ตามลำดับความเสียหายน้อยไปมาก ดังนี้

ก) การเลื่อนไถล (Sliding) เกิดขึ้นทั้งบริเวณหน้าและหลังเขื่อนดิน ซึ่งหากเกิดความเสียหายขนาดใหญ่จะทำให้เขื่อนแตกได้

ข) การทรุดตัว (Deformation) การทรุดตัวทั้งแนวราบและแนวตั้งของตัวเขื่อนดิน รวมไปถึงร่องรอยแตกของดินบริเวณสันเขื่อน

ค) การลดลงของระดับกักเก็บน้ำในเขื่อน (Reduction of Freeboard) จากการทรุดตัวลงบริเวณสันเขื่อนมีสาเหตุมาจากการบดอัดของดินบริเวณเขื่อนไม่ดี เมื่อเกิดแรงแผ่นดินไหวทำให้ความหนาแน่นของดินเปลี่ยนแปลงไป ในกรณีที่แย่ที่สุดจะเกิดน้ำล้นข้ามสันเขื่อน

ง) การเคลื่อนที่ที่ต่างกันของวัสดุตัวเขื่อนดิน (Differential Movement) ในส่วนที่รอยต่อระหว่าง 2 วัสดุอย่างเช่น คอนกรีตและตัวเขื่อนดิน สิ่งเหล่านี้มีความเสี่ยงอันตรายจากการรั่วซึมของน้ำตลอดแนวรอยต่อเมื่อเกิดแผ่นดินไหว

จ) ปรากฏการณ์ Liquefaction ที่บริเวณฐานรากตัวเขื่อนดินทำให้สูญเสียกำลังรับแรงเฉือนอย่างทันทีทันใดและแรงดันน้ำในดินเพิ่มขึ้น กรณีที่แย่ที่สุดมีผลให้กำลังรับแรงเฉือนมีค่าเป็นศูนย์ มีผลให้เขื่อนพังทลายได้

ช) การเคลื่อนตัวของรอยเลื่อนที่อยู่ใต้ฐานรากเขื่อนดิน

ฉ) น้ำไหลข้ามสันสันเขื่อน (Overtopping of the Dam) เกิดคลื่นที่เข้ามากระแทกหน้าเขื่อนจากดินที่ถล่มลงมาของสันเขาบริเวณอ่างเก็บน้ำของเขื่อน ทำให้เกิดคลื่นขนาดใหญ่ขึ้นมา

ณ) เกิดความเสียหายขึ้นกับโครงสร้างทางชลศาสตร์ เช่น ท่อส่งน้ำ, ทางระบายน้ำล้น, ถนนบริเวณสันเขื่อน, อาคารควบคุม เป็นต้น

## 2.9 รอยเลื่อนที่มีพลังในภาคเหนือของประเทศไทย (Active Faults in Northern Thailand)

รอยเลื่อน (Fault) คือ รอยแตกของหินซึ่งทั้งสองข้างของรอยแตกมีการเคลื่อนตัวสัมพันธ์และขนานซึ่งกันและกัน รอยเลื่อนนี้อาจยาวเพียงสองสามเซนติเมตรหรือหลายๆ กิโลเมตรก็ได้ เช่น รอยเลื่อนซานแอนเดรส มีความยาวถึง 800 ไมล์ โดยปกติรอยเลื่อนที่ยังเคลื่อนตัวอยู่นี้ จะมีการเกิดแผ่นดินไหวขึ้นในอดีตโดยดูจากอายุของหินในบริเวณรอยเลื่อนนั้น สำหรับภาคเหนือของประเทศไทย

ไทยมีรอยเลื่อนที่ยังเคลื่อนตัวโดยพิจารณาจากการเกิดแผ่นดินไหวในอดีตอยู่ 5 แนวด้วยกัน คือ (ดังแสดงในรูป 2.38)

1. รอยเลื่อนเชียงแสน รอยเลื่อนนี้วางตัวอยู่ในแนวตะวันออกเฉียงเหนือ ตั้งอยู่ตอนบนสุดของประเทศ มีความยาวประมาณ 130 กิโลเมตร โดยเริ่มจากร่องน้ำแม่จันไปทางทิศตะวันออกเฉียง ผ่านอำเภอแม่จัน ตอนใต้อำเภอเชียงแสน จนถึงตอนเหนือของอำเภอเชียงของโดยแผ่นดินไหวครั้งใหญ่เกิดขึ้นเมื่อปี 2521 มีขนาดมากกว่า 4.5 ริกเตอร์ขึ้นไปหลายครั้งในช่วง 15 ปีที่ผ่านมา (1 ก.ย. 2521 ขนาด 4.9 ริกเตอร์)

2. รอยเลื่อนแพะ รอยเลื่อนนี้อยู่ทางทิศตะวันออกเฉียงของแอ่งแพะ ในแนวตะวันออกเฉียงเหนือ มีความยาวประมาณ 115 กิโลเมตร โดยเริ่มจากทางตะวันตกเฉียงใต้ของอำเภอเด่นชัย ผ่านไปทางตะวันออกเฉียงของอำเภอสูงเม่นและจังหวัดแพร่ ไปจนถึงด้านตะวันออกเฉียงเหนือของอำเภอร้อยกวาง มีแผ่นดินไหวขนาด 3 – 4 ริกเตอร์ หลายครั้งในรอบ 10 ปีที่ผ่านมา

3. รอยเลื่อนแม่ทา รอยเลื่อนนี้มีแนวอยู่ในรูปโค้งตามแนวลำน้ำแม่วองและลำน้ำแม่ทาในเขตจังหวัดเชียงใหม่และลำพูน มีความยาวประมาณ 55 กิโลเมตร มีแผ่นดินไหวขนาดเล็กๆ เกิดขึ้นมากมาย (จากการศึกษาของการไฟฟ้าฝ่ายผลิตฯ ปี 2523)

4. รอยเลื่อนเถิน รอยเลื่อนนี้อยู่ทางตะวันตกของรอยเลื่อนแพะ โดยเริ่มจากตะวันตกของอำเภอเถินไปทางตะวันออกเฉียงเหนือขนานกับรอยเลื่อนแพะ ผ่านไปทางด้านเหนือของอำเภอวังชิ้นและอำเภอลอง มีความยาวประมาณ 90 กิโลเมตร

5. รอยเลื่อนเมย – อุทัยธานี รอยเลื่อนนี้วางตัวในแนวตะวันตกเฉียงเหนือ มีความยาวกว่า 250 กิโลเมตร โดยเริ่มจากลำน้ำเมย ชายเขตแดนประเทศพม่าต่อกับห้วยแม่ท้อและตอนใต้ของลำน้ำปิงจังหวัดตาก ผ่านไปยังจังหวัดกำแพงเพชรและนครสวรรค์ จนถึงเขตจังหวัดอุทัยธานีมีแผ่นดินไหวเกิดขึ้นในแนวรอยเลื่อนนี้หลายครั้ง โดยขนาดใหญ่ที่สุดเกิดขึ้น เมื่อวันที่ 17 กุมภาพันธ์ 2518 ที่อำเภอท่าสองยาง จังหวัดตาก มีขนาด 5.5 ริกเตอร์

