

บทที่ 2

ทฤษฎีและทบทวนงานในอดีต

2.1 หลักของความเค้นประสิทธิผล (The principle of effective stress)

Terzaghi (1920) เป็นผู้คิดค้นและวางหลักของความเค้นประสิทธิผล ซึ่งเป็นหลักสำคัญของวิชาปฐพีกลศาสตร์ เขาอธิบายหลักการนี้ไว้ดังนี้

ความเค้นที่จุดใด ๆ ของมวลดินสามารถคำนวณได้จากความเค้นรวม (Total principal stress) $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ที่กระทำต่อจุดนั้น ถ้าระหว่างเม็ดดินมีน้ำและอากาศ และน้ำและอากาศนั้นมีความดัน ความเค้นรวมจะประกอบด้วยความเค้นสองส่วน ส่วนหนึ่งคือความดันน้ำและอากาศระหว่างเม็ดดิน (u) ซึ่งกระทำต่อเม็ดดินในทุกทิศทางด้วยความดันเท่ากัน อีกส่วนหนึ่งเป็นความเค้นระหว่างเม็ดดินนอกเหนือจากความดันน้ำและอากาศดังกล่าว ซึ่งเรียกว่าความเค้นประสิทธิผล (Effective Stress, $\bar{\sigma}$) และมีค่าดังนี้

$$\bar{\sigma} = \sigma - u \quad (2.1)$$

ความเค้นประสิทธิผล ($\bar{\sigma}$) เป็นตัวควบคุมพฤติกรรมของดิน การเปลี่ยนแปลงของค่า $\bar{\sigma}$ อาจทำให้เกิดการยุบตัวของมวลดินและการเปลี่ยนแปลงของกำลังรับแรงเฉือน

2.2 พารามิเตอร์ของความดันน้ำระหว่างเม็ดดิน (Pore pressure parameters)

ในปัญหาที่เกี่ยวข้องกับกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเครนของดิน SKEMPTON (1954) ได้เสนอแนะความสัมพันธ์ระหว่างความดันน้ำระหว่างเม็ดดินที่ถูกทำให้เกิดขึ้น (Excess pore water pressure, Δu) และการเปลี่ยนแปลงของความเค้นรวมที่กระทำต่อดินในการทดสอบไตรแอกเซียล ดังสมการ

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (2.2)$$

เรียก A และ B ว่าพารามิเตอร์ของความดันน้ำระหว่างเม็ดดิน

สมการนี้ตั้งอยู่บนสมมุติฐานว่า Δu เกิดขึ้นได้เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของความเค้นรวมที่กระทำรอบตัวเท่ากันหมด ($\Delta\sigma_3$) ส่วนหนึ่ง และผลต่างของการเปลี่ยนแปลงของความเค้นรวม $\Delta\sigma_1$ และ $\Delta\sigma_3$ อีกส่วนหนึ่งดังนี้

$$\Delta u = \Delta u_a + \Delta u_d \quad (2.3)$$

ซึ่ง $\Delta u_a =$ ความดันน้ำซึ่งเกิดจากความเค้นรวม $\Delta\sigma_3$ และ $\Delta u_a = B\Delta\sigma_3$

และ $\Delta u_d =$ ความดันน้ำซึ่งเกิดจากความเค้นรวม $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$ และ $\Delta u_d = BA(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$

ดินที่อยู่ในสภาพอิ่มตัวเต็มที่ เมื่อมีความเค้นรวมกระทำรอบตัวเท่ากัน จะทำให้เกิด $\Delta u_a = \Delta\sigma_3$ นั่นคือ $B = 1.00$ และตามธรรมชาติการกดตัวอย่างด้วยการทดสอบไตรแอกเซียล มีวิธีหนึ่งคือให้ความดันเซลล์คงที่ ($\Delta\sigma_3 = 0$) ดังนั้น สมการโดยทั่ว ๆ ไปของพารามิเตอร์ A ของดินที่มีสภาพอิ่มตัวเต็มที่ (Saturated soil) จากสมการ 2.2 คือ

$$A = \frac{\Delta u_d}{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)} \quad (2.4)$$

เห็นได้ว่าพารามิเตอร์ A เป็นตัวบอกความสัมพันธ์ของความดันน้ำระหว่างเม็ดดินที่เกิดขึ้นเนื่องจากการกระทำของแรงเฉือนแบบอันเดรน ระหว่างการทดสอบแบบอันเดรนมวลดินจะมีปริมาตรคงที่ ถ้าแรงเฉือนนั้นกระทำต่อดินออร์มัลลีคอนโซลิเดต เม็ดดินมีแนวโน้มที่จะกดเข้าหากัน ความดันน้ำระหว่างเม็ดดินจะเพิ่มขึ้นและพารามิเตอร์ A จะมีค่าเป็นบวกและสามารถมีค่าสูงกว่า 1.00 สำหรับดินที่มีความไวสูง (highly sensitive soil) เพราะเกิดการแตกหักของโครงสร้างเม็ดดิน (collapse of soil structure) เกินกว่าการวิบัติธรรมดา

เมื่อดินโอเวอร์คอนโซลิเดตมาก (heavily overconsolidated soil) ถูกแรงเฉือนกระทำ จะเกิดการขัดขวางกันของเม็ดดินทำให้เม็ดดินพยายามที่จะผลัดออกห่างจากกัน

$\Delta\sigma_1 =$ การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงหลัก (change of major principal stress)

$\Delta\sigma_2 =$ การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงกลาง (change of intermediate principal stress)

$\Delta\sigma_3 =$ การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงรอง (change of minor principal stress)

แต่แตกต่างกันไม่ได้ เนื่องจากไม่มีการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรมวลดินนั้น ($\Delta V = 0$) ความดันน้ำระหว่างเบ็ดดินจะลดลง และพารามิเตอร์ A มีค่าเป็นลบ

LAW และ HOLTZ (1978) ได้ปรับปรุงและขยายความสมการของพารามิเตอร์ A (สมการ 2.4) อย่างชัดเจน เพื่อประยุกต์ให้ใช้ได้ดีเมื่อมีกรณีของการเปลี่ยนแปลงทิศทางของหน่วยแรงหลักเข้ามาสัมพันธ์ด้วย ทั้งการทดสอบในห้องปฏิบัติการและงานจริงในสนาม

นิยามให้ $\Delta\sigma_1$ และ $\Delta\sigma_3$ เป็นค่าสูงสุดและต่ำสุดทางพีชคณิตของความเค้นส่วนที่เปลี่ยนแปลงซึ่งกระทำต่อระบบความเค้นใด ๆ ตามลำดับ โดยใช้เครื่องหมายบวกแทนทิศทางของความเค้นส่วนที่เปลี่ยนแปลงที่เป็นแบบกดและเครื่องหมายลบแทนทิศทางของความเค้นส่วนที่เปลี่ยนแปลงที่เป็นแบบดึง

พิจารณาการทดสอบไตรแอกเซียลแบบดึงตัวอย่างตามแนวตั้ง (axial extension, ae) จากนิยาม

$$\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2 = 0, \Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_a \text{ (เป็นค่าลบ } 90^\circ \text{ ดังตัวอย่าง) (2.5)}$$

$$\text{แทน (2.5) ใน (2.2) ได้ } A_{ae} = 1 - \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_a} \quad (2.6)$$

ตารางแสดงนิยามของความเค้นส่วนที่เปลี่ยนแปลงและสมการของพารามิเตอร์ A สำหรับการทดสอบไตรแอกเซียลแบบต่าง ๆ

Test type	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	$\Delta\sigma_3$	พารามิเตอร์ A
Compression test				
Axial compression, ac	$\Delta\sigma_a$	0	0	$A_{ac} = \Delta u / \Delta\sigma_a$
Lateral extension, LE	0	$\Delta\sigma_L$	$\Delta\sigma_L$	$A_{LE} = 1 - \Delta u / \Delta\sigma_L$
Extension test				
Axial extension, ae	0	0	$\Delta\sigma_a$	$A_{ae} = 1 - \Delta u / \Delta\sigma_a$
Lateral compression, LC	$\Delta\sigma_L$	$\Delta\sigma_L$	0	$A_{LC} = \Delta u / \Delta\sigma_L$

$\Delta\sigma_a$ = ส่วนเปลี่ยนแปลงของความเค้นตามแนวแกนของตัวอย่าง

$\Delta\sigma_L$ = ส่วนเปลี่ยนแปลงของความเค้นทางด้านข้างของตัวอย่าง

(From LAW & HOLTZ, 1978)

2.3 เอนVELOPEของการวิบัติ (Failure Envelope)

โดยปกติกำลังรับแรงเฉือนของดินจะถูกแสดงด้วยเอนVELOPEของมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb Strength Envelope) ซึ่งเป็นเส้นตรงที่แสดงถึงขอบเขตของกำลังและโดยที่ความเค้นประสิทธิผลเป็นตัวสำคัญที่ควบคุมพฤติกรรมทางด้านกำลังของดิน เพราะฉะนั้น หลักการพังทลายของมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb failure criteria) จะถูกต้องที่สุดในความหมายได้เมื่อแสดงในเทอมของความเค้นประสิทธิผลและสามารถประมาณสถานะความเค้นบนพื้นผิวรอยวิบัติ (failure plane) ได้ด้วยสมการ

$$\tau_{ff} = \bar{c} + \bar{\sigma}_{ff} \tan \bar{\phi} \quad (2.7)$$

ซึ่ง τ_{ff} = กำลังรับแรงเฉือนบนพื้นผิวรอยวิบัติขณะวิบัติ (shear strength on failure plane at failure)

$\bar{\sigma}_{ff}$ = ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งฉากกับพื้นผิวรอยวิบัติขณะวิบัติ (effective normal stress on failure plane at failure)

\bar{c} = หน่วยแรงยึดเหนี่ยวประสิทธิผล (effective cohesion intercept)

$\bar{\phi}$ = มุมเสียดทานประสิทธิผล (effective angle of shearing resistance)

โดยปกติถ้าความเค้นคอนโซลิดเคชันมีค่ามากกว่าความเค้นคอนโซลิดเคชันสูงสุดในอดีต (maximum past pressure, $\bar{\sigma}_{vm}$) ค่า \bar{c} ของ noncemented clay จะเป็นศูนย์ ถ้าความเค้นคอนโซลิดเคชันไม่มากกว่า $\bar{\sigma}_{vm}$ ซึ่งมักเป็นกรณีอย่างเช่นของ weathered zone ของดินกรุงเทพฯ ดินมักจะมีพฤติกรรมเหมือนดินเหนียวโอเวอร์คอนโซลิดเคท (over-consolidated clay)

ได้มีการปรับปรุงนำเอนVELOPEของมอร์-คูลอมบ์ไปใช้ในอีกรูปแบบหนึ่งเรียกว่า พล็อตของ $\bar{p}_f - q_f$ (effective stress strength envelope) ซึ่งเป็นขอบเขตของ

กำลังเช่นกัน แสดงได้ด้วยเส้นตรงที่ลากผ่านจุดที่แทนค่าสูงสุดของสถานะความเค้นบน plane of maximum shear stress at failure จุดดังกล่าว (\bar{p}_f, q_f) มี $\bar{p}_f = (\bar{\sigma}_{1f} + \bar{\sigma}_{3f})/2$ และ $q_f = (\bar{\sigma}_{1f} - \bar{\sigma}_{3f})/2$ โดยที่ \bar{p} เป็นแกนราบและ q เป็นแกนตั้ง สมการของเอนVELOPE ของ $\bar{p}_f - q_f$ (effective stress strength envelope) ได้แก่

$$q_f = \bar{a} + \bar{p}_f \tan \bar{\alpha} \quad (2.8)$$

ซึ่ง $\bar{a} =$ ค่าของจุดตัดบนแกนตั้ง (q) ขณะที่ $\bar{p} = 0$

$\bar{\alpha} =$ มุมลาดเอียงของเอนVELOPE ที่ทำกับแกนราบ (\bar{p})

ความสัมพันธ์ของพารามิเตอร์ $\bar{c}, \bar{\phi}$ (Mohr-Coulomb strength parameters) และพารามิเตอร์ $\bar{a}, \bar{\alpha}$ (effective stress strength parameters) ได้แก่ (ดูรูปที่ 2.1 ประกอบ)

$$\bar{a} = \bar{c} \cos \bar{\phi} \quad (2.9)$$

$$\tan \bar{\alpha} = \sin \bar{\phi} \quad (2.10)$$

ขณะเดียวกันสามารถแสดงขอบเขตของกำลังด้วยผลของ $p_f - q_f$ (total stress strength envelope) โดยที่จุด (p_f, q_f) แทนค่าสูงสุดของสถานะความเค้นรวมบน plane of maximum shear stress at failure และ $p_f = (\sigma_{1f} + \sigma_{3f})/2$, $q_f = (\sigma_{1f} - \sigma_{3f})/2 = (\bar{\sigma}_{1f} - \bar{\sigma}_{3f})/2$ การทดสอบดินจากที่ ๆ หนึ่งด้วยวิธีการทดสอบต่าง ๆ กัน จะให้เอนVELOPE ของ $p_f - q_f$ แตกต่างกันไปแล้วแต่วิธีที่ทำการทดสอบ การแสดงขอบเขตของกำลังด้วยวิธีนี้ จำเป็นต้องระบุวิธีการทดสอบประกอบการพิจารณาและต้องทดสอบโดยควบคุมให้ทางเค้นของสถานะความเค้นขณะทดสอบใกล้เคียงหรือเหมือนกับในสนาม จึงจะได้ขอบเขตของกำลังที่จะนำไปใช้ได้ และใช้ได้กับการวิเคราะห์ปัญหาในรูปของความเค้นรวมเท่านั้น สมการของเอนVELOPE ของ $p_f - q_f$ ได้แก่

$$q_f = a + p_f \tan \alpha \quad (2.11)$$

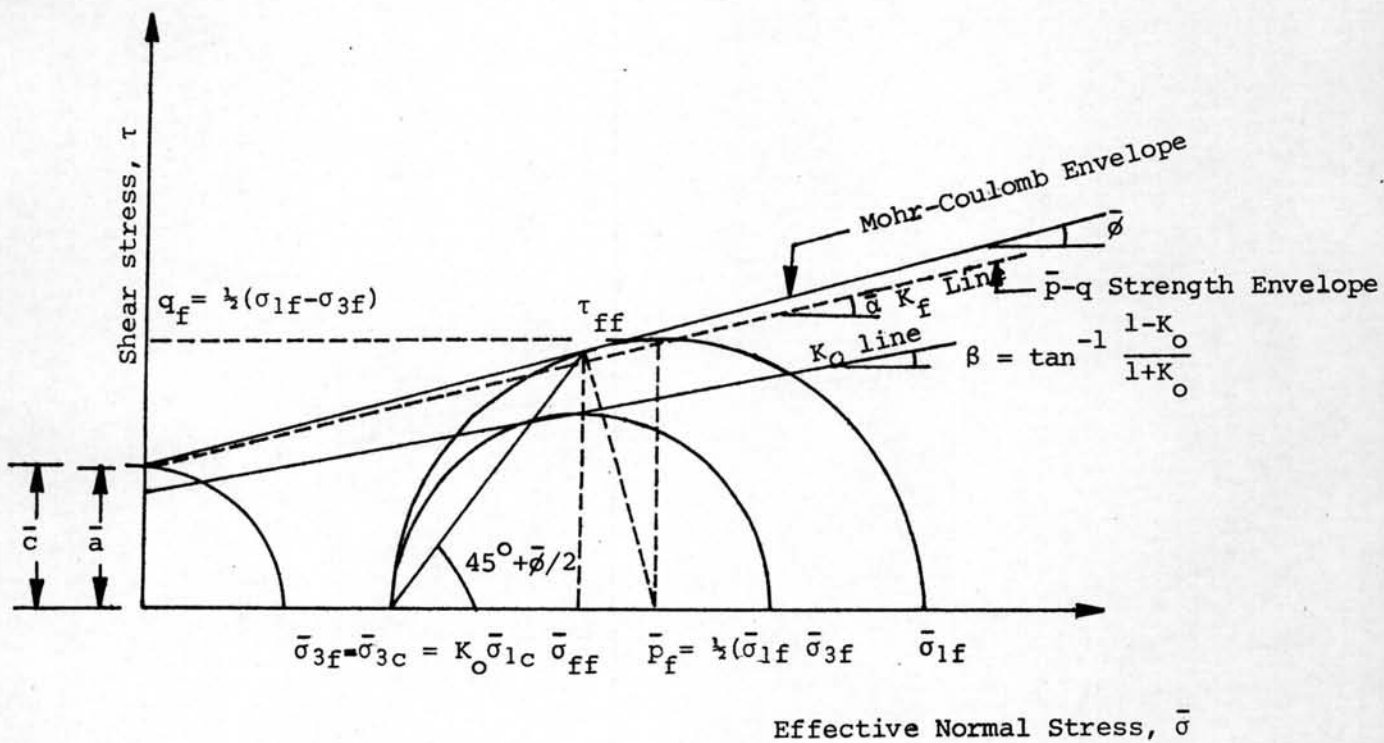


Mohr-Coulomb Envelope

$$\tau_{ff} = \bar{c} + \bar{\sigma}_{ff} \tan \bar{\phi}$$

\bar{p}_f - q_f Strength Envelope

$$q_f = \bar{a} + \bar{p}_f \tan \bar{\alpha}$$



$$\bar{a} = \bar{c} \cos \bar{\phi}$$

$$\tan \bar{\alpha} = \sin \bar{\phi}$$

รูปที่ 2.1 ความสัมพันธ์ของพารามิเตอร์-คูลอมบ์ \bar{c} และ $\bar{\phi}$ กับพารามิเตอร์ของการวิบัติ \bar{a} และ $\bar{\alpha}$

ซึ่ง $a =$ ค่าของจุดตัดบนแกนตั้ง (q) ขณะที่ $p = 0$

$\alpha =$ มุมลาดเอียงของเอนVELOPEที่ทำกับแกนราบ (p)

สำหรับการทดสอบดินที่มีสภาพอิ่มตัวเต็มที่แบบอันเดรอน ซึ่งตัวอย่างจะมีความเค้นประสิทธิผลในตัวอย่างอยู่ค่าหนึ่งและทดสอบที่ความดันเซลล์ต่าง ๆ กันในลักษณะของการทดสอบ UU แล้วค่าความเค้นประสิทธิผลไม่มีการเพิ่มให้ จะทำให้ได้เอนVELOPEของมอร์-คูลอมบ์ในเทอมของความเค้นรวมเป็น $\phi_u = 0$ และ $C_u = S_u = (\sigma_{1f} - \sigma_{3f})/2$ เมื่อใช้กับการออกแบบ เรียกว่า $\phi = 0$ concept (ซึ่งมีมูลเหตุมาจากการเปลี่ยนแปลงของความดันเซลล์นั้นไม่ทำให้ความเค้นประสิทธิผลในตัวอย่างเปลี่ยนแปลง)

2.4 ทางเดินของความเค้นรวมและความเค้นประสิทธิผล (Total and Effective Stress Paths)

Taylor (1949) และ Casagrande & Wilson (1953) เป็นพวกแรกที่เสนอแนะถึงการใช้ทางเดินของความเค้นประสิทธิผลแสดงสถานะของความเค้นบนพื้นผิวที่มีค่าแรงเฉือนสูงสุดในการทดสอบไตรแอกเซียล ดังนั้นสถานะของความเค้นจะถูกแสดงไว้อย่างต่อเนื่องทุก ๆ สภาพของความเค้นและสามารถแสดงได้ทั้งในเทอมของความเค้นรวม (p, q) และความเค้นประสิทธิผล (\bar{p}, \bar{q}) โดยที่

$$\text{กำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (maximum shear stress), } q = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \quad (2.12)$$

$$\text{ครึ่งหนึ่งของหน่วยแรงหลักและหน่วยแรงรองรวม (normal total stress) } p = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \quad (2.13)$$

ครึ่งหนึ่งของหน่วยแรงหลักและหน่วยแรงรองประสิทธิผล (normal effective stress),

$$\bar{p} = \frac{(\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3)}{2} \quad (2.14)$$

$$= p - u$$

และความสัมพันธ์ของ p, \bar{p} และ q เป็นดังนี้

$$p = q + \sigma_3 \quad (2.15)$$

$$\bar{p} = q + (\sigma_3 - u) \quad (2.16)$$

ในการทดสอบไตรแอกเซียลทั่ว ๆ ไป โดยกดตัวอย่างแบบอันเดรน ทางเดินของความเค้นรวมจะเป็นเส้นตรงทำมุม 45° กับแกนราบ (p) และทางเดินของความเค้นประสิทธิผลจะเป็นเส้นโค้งแบบต่าง ๆ ขึ้นกับขนาดของควากดดันระหว่างเม็ดดินที่เกิดขึ้นระหว่างที่แรงเฉือนกระทำ ขณะเดียวกันก็ขึ้นกับสัดส่วนโอเวอร์คอนโซลิเดชัน (Overconsolidation ratio, OCR) ของดินนั้นด้วย

2.4.1 ผลของ stress history ต่อทางเดินของความเค้น (Effect of Stress History on Stress Paths)

Stress history มีอิทธิพลต่อรูปร่างของทางเดินของความเค้นประสิทธิผล (effective stress paths, ESP) มาก จากการทดสอบไตรแอกเซียลแบบอันเดรน ความดันน้ำระหว่างเม็ดดินที่ตอบสนองต่อการกระทำของแรงเฉือน (Δu) จะต่างกันตามสัดส่วนโอเวอร์คอนโซลิเดชัน (OCR) ของดิน ความดันน้ำดังกล่าวจะทำให้ทางเดินของความเค้นประสิทธิผลหันเหออกจากทางเดินของความเค้นรวมมากน้อยต่างกันและอาจต่างทิศทางด้วย

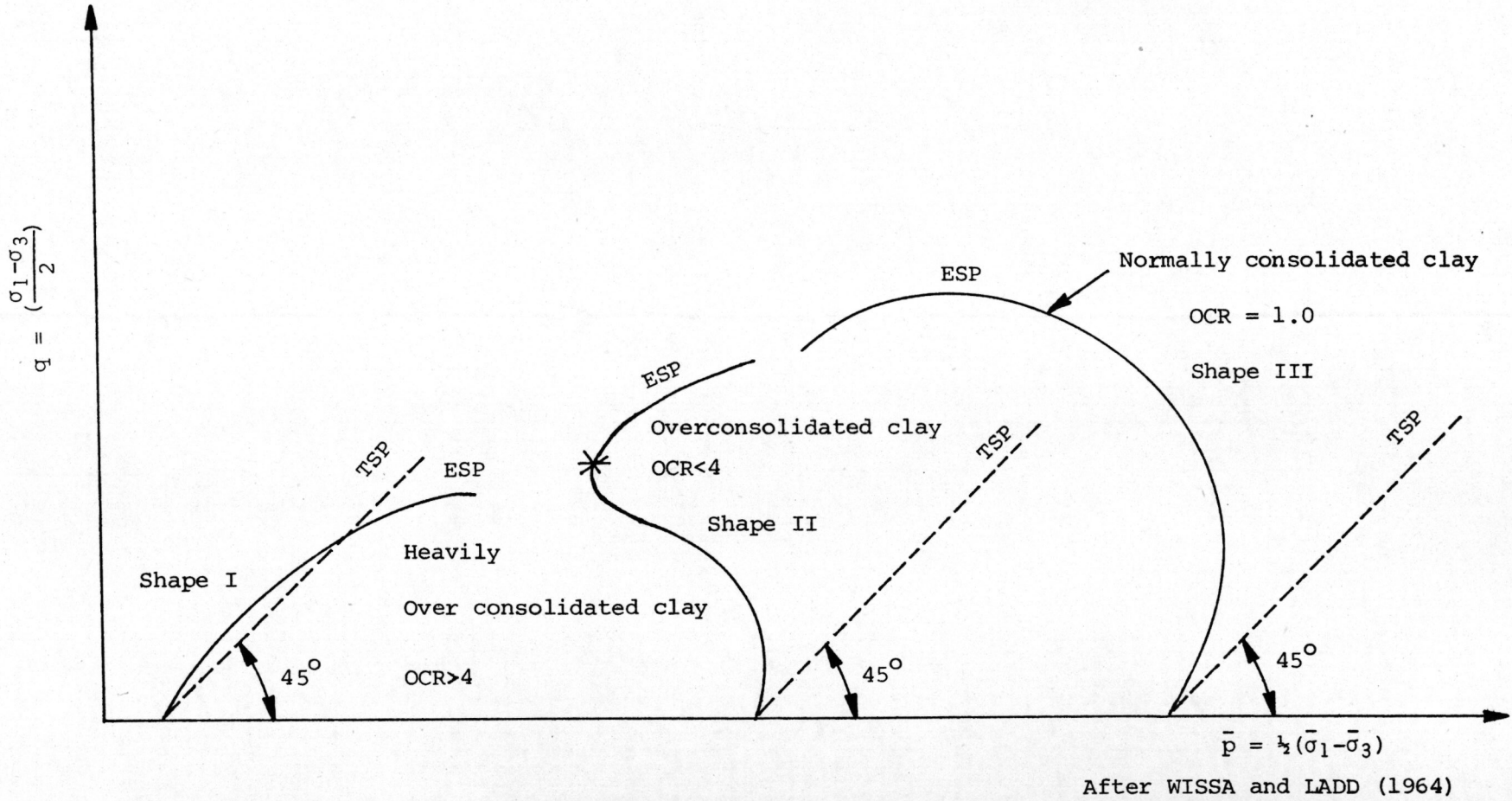
รูปที่ 2.2 แสดงแบบต่าง ๆ ของทางเดินของความเค้นประสิทธิผลตามชนิดของดิน ซึ่งเปรียบเทียบกันโดยใช้ทางเดินของความเค้นรวม (TSP) ของการทดสอบ CIUC เป็นตัวเปรียบเทียบ

แบบที่ 1 พบมากในดินโอเวอร์คอนโซลิเดตมาก (heavily overconsolidated clays) ที่ strain น้อย ๆ Δu มีค่าเป็นบวกเล็กน้อย ESP จึงอยู่ทางซ้ายของ TSP เมื่อเพิ่มแรงเฉือนต่อไป Δu จะเปลี่ยนไปเป็นลบ เนื่องจากดินมีแนวโน้มที่จะขยายตัวออก (dilate) ESP จะวกกลับไปอยู่ทางขวามือของ TSP

แบบที่ 3 พบได้ในดินนอร์มัลส์คอนโซลิเดต เนื่องจากโครงสร้างของดิน (soil skeleton) นี้มีแนวโน้มที่จะแตกหัก ดังนั้น Δu จะสูงขึ้นเรื่อย ๆ เมื่อ strain มากขึ้น เพราะฉะนั้น ESP จึงเบี่ยงเบนออกไปทางซ้ายของ TSP เรื่อย ๆ

แบบที่ 2 เป็น ESP ของดินโอเวอร์คอนโซลิเดตเล็กน้อย (slightly overconsolidated clays) ซึ่งจะแสดงลักษณะของดินนอร์มัลส์คอนโซลิเดตและดินโอเวอร์คอนโซลิเดตมากรวมกัน

010523



รูปที่ 2.2 แบบต่าง ๆ ของทางเดินของความเค้นประสิทธิผล

ในช่วงแรกที่ดินนี้รับแรงเฉือน โครงสร้างเม็ดดินมีแนวโน้มที่จะหดตัว ทำให้เกิด Δu ค่าบวก เมื่อ strain มากขึ้นจนถึงจุดที่เกิดการแตกหักของการยึดเกาะกันและเกิดการเปลี่ยนแปลง โครงสร้างเม็ดดิน ดินมีแนวโน้มที่จะขยายตัว ทำให้ Δu มีค่าเป็นลบ ผลลัพธ์คือ Δu ลดลง ทำให้ ESP โค้งกลับมาจากขวาอย่างรวดเร็ว

2.4.2 ทางเดินของความเค้นรวมและประสิทธิผลสำหรับการทดสอบชนิดต่าง ๆ

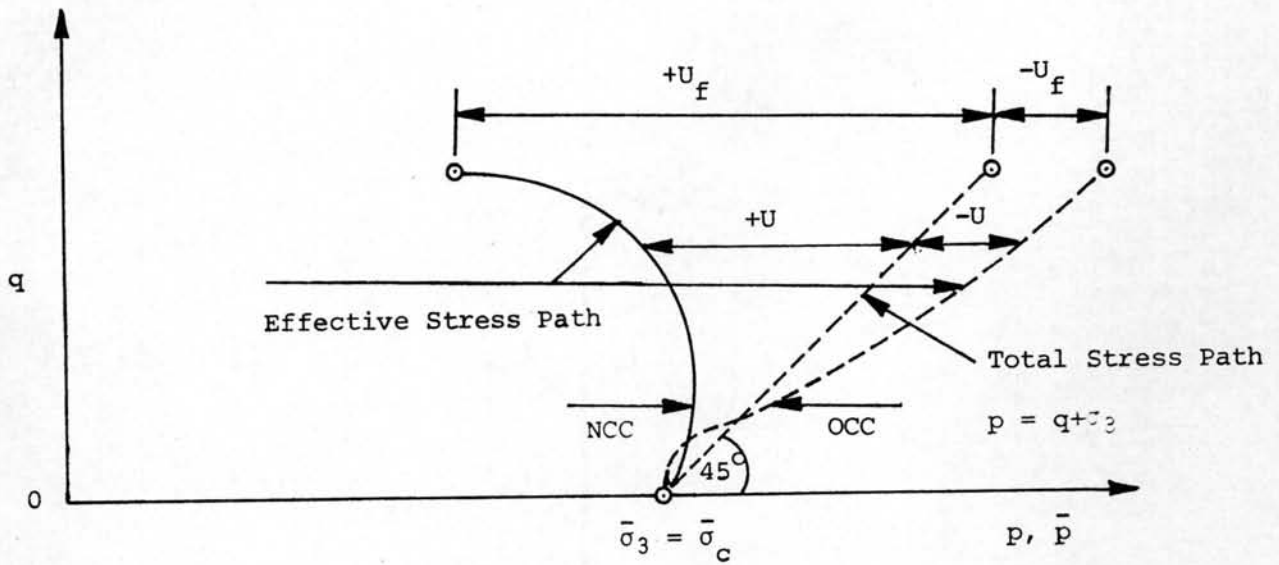
(Stress Paths for Different Types of Tests)

การเปลี่ยนแปลงของความเค้นในการทดสอบดินสามารถแสดงได้ด้วยทางเดินของความเค้น การทดสอบแบบต่าง ๆ กันจะให้ทางเดินของความเค้นต่างกัน การทดสอบคอนโซลิเดชันในเครื่องโออีโดมิเตอร์ (Oedometer) จะมีทางเดินของความเค้นประสิทธิผลทับกับเส้น K_0 (K_0 line) การทดสอบไตรแอกเซียลจะมีทางเดินของความเค้นหลายแบบแล้วแต่เงื่อนไขของระบบความเค้น รูปที่ 2.3 แสดงรูปแบบของทางเดินของความเค้นรวมและความเค้นประสิทธิผล โดยคอนโซลิเดตตัวอย่างแบบไอโซทรอปิก (นั่นคือ $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_c$) แล้วกดตัวอย่างในแนวตั้งแบบอันเดรน โดยที่ความดันเซลล์คงที่ รูปที่ 2.4 ก. แสดงทางเดินของความเค้นรวมแบบต่าง ๆ โดยความเค้นในตัวอย่างเริ่มที่ $\sigma_v = \sigma_h$ ข. ทดสอบแบบเริ่มที่ $\sigma_v > \sigma_h > 0$ รูปที่ 2.5 แสดงทางเดินของความเค้นประสิทธิผล โดยความเค้นในตัวอย่างเริ่มที่ $\bar{\sigma}_v = \bar{\sigma}_h = 0$ และ $\bar{\sigma}_1$ กับ $\bar{\sigma}_3$ เพิ่มขึ้นเป็นสัดส่วนคงที่ ซึ่งการทดสอบแบบนี้

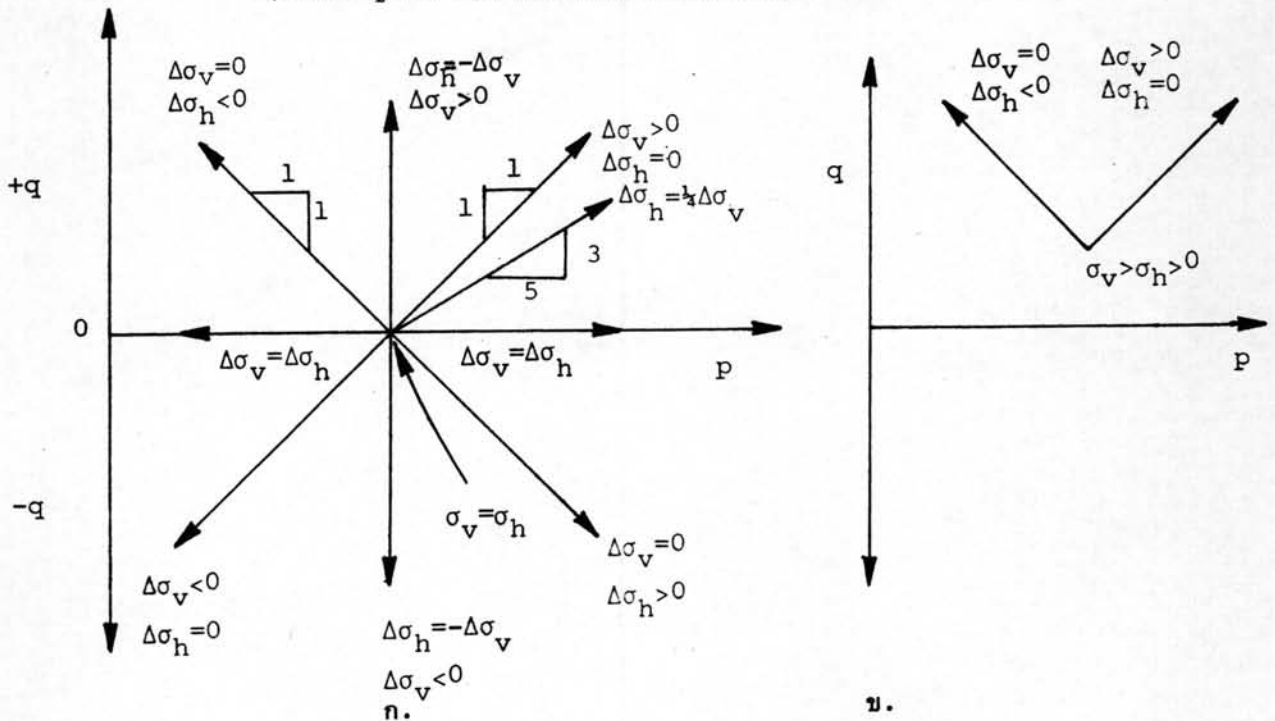
$$\frac{q}{p} = \frac{1-K}{1+K} = \tan \beta \quad (2.17)$$

ซึ่ง K = สัมประสิทธิ์ของแรงดันของดิน (Coefficient of lateral stress) สำหรับทางเดินของความเค้น $K = 1$ คือมีการเพิ่มของ σ_v และ σ_h เท่า ๆ กัน หรือการกดตัวอย่างแบบไอโซทรอปิกและไม่มีแรงเฉือนกระทำ สำหรับเส้น K_0 ตามรูป มีค่า K_0 คงที่ซึ่งเป็นเฉพาะกรณีที่ดินนอร์มัลส์คอนโซลิเดตมีความเค้นทับถมเพิ่มขึ้นขณะเกิดการตกตะกอนทับถมกันของเม็ดดิน

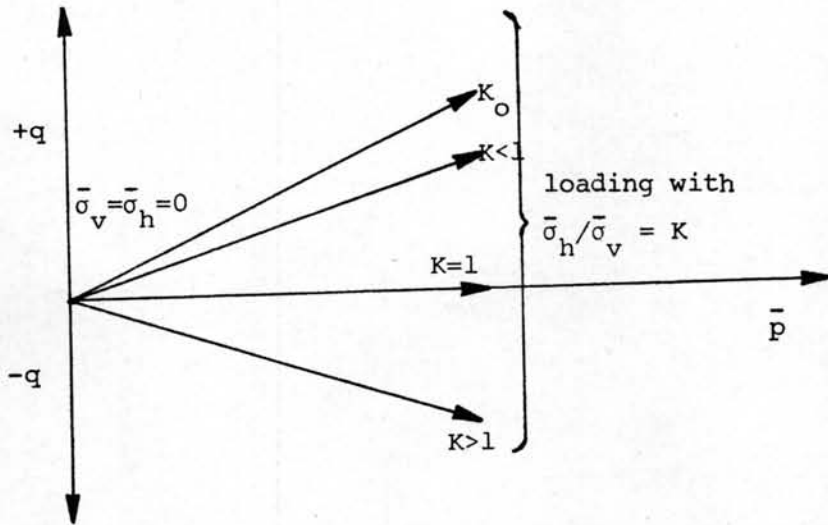
รูปที่ 2.6 แสดงทางเดินของความเค้นประสิทธิผล (ESP) 2 แบบที่จะนำไปสู่ระบบความเค้น \bar{p}_0, q_0 ระหว่างการทดสอบ แบบแรกโดย ESP 1 ซึ่งไม่มีการเปลี่ยนแปลง



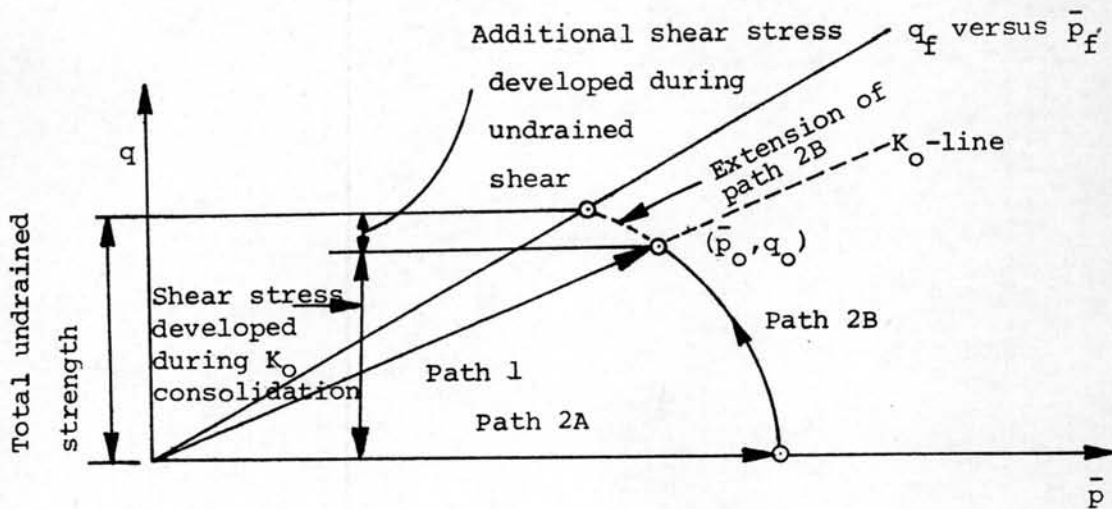
รูปที่ 2.3 ทางเดินความเค้นรวมและประสิทธิภาพ (Total & Effective Stress Paths) ของการทดสอบไตรแอกเซียลแบบอันเดรน โดยคอนโซลิดเคทแบบไอโซทรอปิก (isotropic) แล้วกดตัวอย่างโดยให้ความดันจากเซลล์คงที่



รูปที่ 2.4 ลักษณะต่าง ๆ ของทางเดินความเค้นรวม (Total Stress Paths) จากการทดสอบ ไตรแอกเซียลแบบอันเดรน โดยที่ ก. $\sigma_v = \sigma_h$ ตอนเริ่ม ข. $\sigma_v > \sigma_h > 0$ ตอนเริ่ม



चित्र 2.5 $\bar{\sigma}_v = \bar{\sigma}_h = 0$



चित्र 2.6 Theory for undrained shear starting from K_0 condition

(Lambe & Whitman 1969)

แปลงของหน้าตัดภายใต้ความเค้นคอนโซลิเดชัน K_0 (K_0 consolidation) ที่กระทำและตัวอย่างจะรับแรงเฉือนอยู่ตลอดเวลา อีกแบบหนึ่งโดย ESP 2A ทำโดยให้เกิดคอนโซลิเดชันภายใต้ระบบความเค้นไอโซทรอปิกเสียก่อน ซึ่งทำให้เกิดการหดตัวของพื้นที่หน้าตัด (inward lateral strain) และค้ำด้วย ESP 2B เป็นการเพิ่มแรงเฉือนแบบเฉือนจนระบบความเค้นเป็น \bar{p}_0, q_0 การเพิ่มแรงเฉือนนี้จะทำให้พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างเพิ่มขึ้น (outward lateral strain) พบว่าทางเดินของความเค้นทั้ง 2 แบบต่างนำไปสู่สถานะความเค้นที่เหมือนกัน ดังนั้นตัวอย่างควรมี w_f ที่เท่ากันโดยประมาณ (Henkel, 1960)

2.5 แอนไอโซทรอปีของกำลังรับแรงเฉือนในดินเหนียว (Anisotropy in Shearing Resistance of Clays)

2.5.1 การเกิดแอนไอโซทรอปีในมวลดิน

LADD & FOOTT (1974) และ LADD et al (1977) อธิบายว่ามูลเหตุของแอนไอโซทรอปีของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเกรนประกอบด้วยองค์ประกอบ 2 ประการคือ

1. แอนไอโซทรอปีประจำตัว (inherent anisotropy) เกิดจากการจัดโครงสร้างของเม็ดดินแบบเป็นระเบียบ มีการจัดเรียงตัวของเม็ดดินขนานกันจำนวนหนึ่งซึ่งเกิดขึ้นระหว่างการตกตะกอนทับถมกันของเม็ดดิน หรือภายหลังการเปลี่ยนแปลงของสภาพแวดล้อมรวมทั้งสภาพการณ์ของความเค้น เมื่อถูกหน่วยแรงหลักมากระทำในทิศทางต่างกัน การหันเหของเม็ดดินดังกล่าวจะทำให้กำลังรับแรงเฉือนแบบอันเกรนของดินแตกต่างกันออกไป

2. แอนไอโซทรอปีเหนี่ยวนำโดยความเค้น (stress induced anisotropy) เกิดจากการที่ทิศทางและขนาดของหน่วยแรงหลักเปลี่ยนไปจากสภาพเดิมระหว่างที่แรงเฉือนกระทำ

DUNCAN & SEED (1966) อธิบายว่า การตกตะกอนทับถมกันของดินส่วนมากมักจะเกิดคอนโซลิเดชันแบบทิศทางเดียวด้วย และถูกความเค้นแบบแอนไอโซทรอปีมารกระทำ การศึกษาโครงสร้างของเม็ดดิน ทำให้สรุปได้ว่า เม็ดดินจะจัดตัวให้ด้านแบนตั้งฉากกับทิศทางของหน่วยแรงหลักระหว่างการคอนโซลิเดชันแบบทิศทางเดียว เม็ดดินที่จัดเรียง

ตัวขนานกันเหล่านี้เป็นสาเหตุเบื้องต้นที่ทำให้กำลังและความสามารถในการถูกกด (Compressibility) ของดินเปลี่ยนแปลงไปตามทิศทางที่ความเค้นกระทำ นั่นคือ สามารถทำให้ดินมีคุณสมบัติแอนไอโซทรอปีย์ของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน สาเหตุของการเกิดแอนไอโซทรอปีย์ของ S_u ก็มาจากสาเหตุ 2 ประการคือ แอนไอโซทรอปีย์ประจำตัวทำให้ดินมี

1. แอนไอโซทรอปีย์ของพารามิเตอร์ของกำลังในเทอมของความเค้นประสิทธิผล (\bar{c} , $\bar{\phi}$)

2. แอนไอโซทรอปีย์ของพารามิเตอร์ A_f คือเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงของความเค้นรวมที่กระทำต่อดินเท่ากันในทิศทางที่ต่างกัน จะทำให้เกิดความดันน้ำระหว่างเม็ดดินต่างกัน โดยที่ $A_f = [(\Delta u_f) / (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)_f]$

แอนไอโซทรอปีย์ทั้งสองอย่างนี้มีผลทำให้เกิดแอนไอโซทรอปีย์ของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน ซึ่งดินอ่อนที่มีคุณสมบัติ ค่าของ S_u จะแปรเปลี่ยนไปตามตำแหน่งต่าง ๆ ในมวลดิน การที่จะวิเคราะห์ปัญหาอย่างละเอียดของ Stability of slope, upheave หรือการคำนวณแรงดันแอสสิฟ (passive pressure) ผู้ออกแบบจำเป็นต้องมีความรู้เรื่องนี้

2.5.2 ทฤษฎีที่คาดคะเนความสัมพันธ์ของแอนไอโซทรอปีย์ของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน

DAVIS & CHRISTIAN (1971) เสนอสมการซึ่งแสดงถึงสภาพการของความเค้นแอนไอโซทรอปีย์ขณะวิบัติ สำหรับดินเหนียวที่มีคุณสมบัติแอนไอโซทรอปีย์ของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน ซึ่งปรับปรุงโดยใช้ plasticity theory และจากสมการของ HILL (1950) มาเป็น

$$\left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} - \frac{S_{uv} - S_{uh}}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2 \frac{a^2}{b^2} = a^2 \quad (2.18)$$

ซึ่ง S_{uv} & S_{uh} = กำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนสำหรับการกดตัวอย่างในแนวดิ่งและราบตามลำดับ

σ_x & σ_y = หน่วยแรงกดตั้งฉากบนระนาบ x และ y ตามลำดับ

τ_{xy} = หน่วยแรงเฉือนตั้งฉากกับระนาบ x และขนานกับทิศทาง y

a & b = ค่าคงที่ ซึ่งหาได้จากการทดสอบ

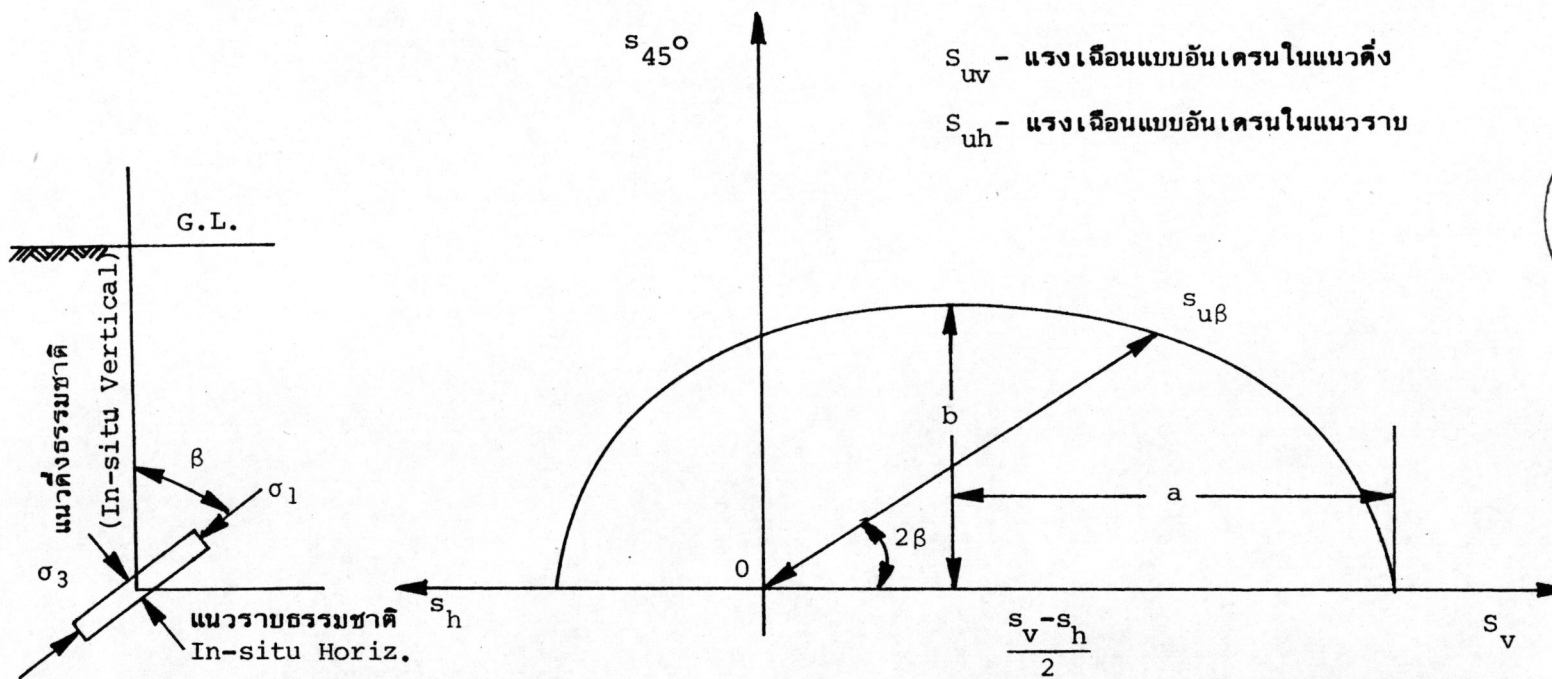
สมการ 2.18 เป็นสมการของวงรี พลอตแล้วจะได้วงรีของกำลังดังรูปที่ 2.7 โดยที่ กำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอน $S_{u\beta}$ ที่วัดจากการกดตัวอย่างซึ่งหน่วยแรงหลักทำมุม β^0 กับแนวตั้ง ถูกพลอตในแนวรัศมีที่ทำมุม $2\beta^0$ กับแนวราบ ดังนั้นจะพลอต S_{uv} ในแนวราบ ไปทางขวามือ S_{uh} ในแนวราบไปทางซ้ายมือ และ S_{u45} ไว้ในแกนตั้งและจุดศูนย์กลางของวงรี ครึ่งหนึ่งของแกนสั้นและแกนยาวของวงรีได้แสดงไว้แล้วอย่างชัดเจน ส่วนจุดกำเนิดของการพลอต (origin) ไม่จำเป็นที่จะเป็นจุดโฟกัสของวงรี

LO (1965) นิยามแอนไอโซทรอปีว่าเป็นการเปลี่ยนแปลงของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนโดยขึ้นกับทิศทางที่หน่วยแรงหลักกระทำ ซึ่งแสดงไว้ในรูปที่ 2.8 เรียกทิศทางตั้งและราบตามธรรมชาติว่าทิศทางหลัก (principal directions) การทดสอบตัวอย่างที่หน่วยแรงหลักทับกันกับทิศทางหลัก จะให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนเป็น principal strengths และแทนด้วย S_{uv} และ S_{uh} ถ้าหน่วยแรงหลักทำมุม β^0 กับแนวตั้งธรรมชาติ กำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนที่วัดได้เป็น $S_{u\beta}$

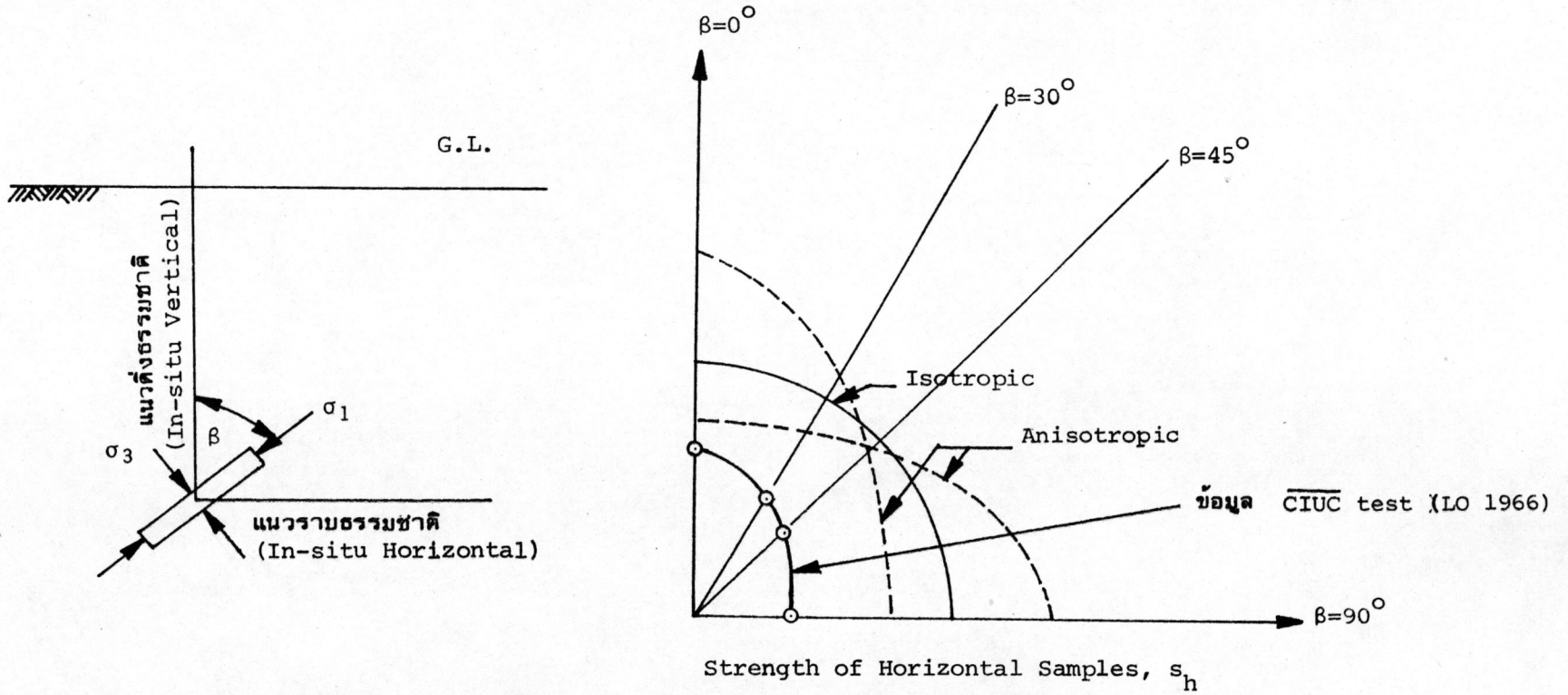
วัสดุที่มีคุณสมบัติไอโซทรอปีของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอน จะมีค่า $S_{uv} = S_{u\beta} = S_{uh}$ และโลโก้ของ $S_{u\beta}$ บนระนาบตั้งจะเป็นวงกลม สำหรับวัสดุที่มีคุณสมบัติแอนไอโซทรอปีของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอน โลโก้ของ $S_{u\beta}$ จะเป็นรูปอื่น เช่นวงรี เรียกสัดส่วนของ principal strengths, $\frac{S_{uh}}{S_{uv}}$ ว่าดีกรีของแอนไอโซทรอปี (degree of anisotropy) ซึ่งอาจจะมีค่าน้อยกว่าหรือมากกว่า 1.0

2.5.3 การทดลองและศึกษาการจัดเรียงตัวของเม็ดดิน

แอนไอโซทรอปีของดินเหนียวซึ่งเกี่ยวข้องกับความสามารถในการถูกกด (compressibility) และกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอน โดยพื้นฐานแล้วอาจจะสัมพันธ์อย่างใกล้ชิดกับโครงสร้างของเม็ดดินเหนียวแผ่นแบน การศึกษาโครงสร้างของเม็ดดินและ



รูปที่ 2.7 Elliptical Strength Plot for Anisotropic Clay proposed by Davis and Christian (1971)



รูปที่ 2.8 นิยามแอนไอโซทรอปี้ว่าเป็นการเปลี่ยนแปลงของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนโดยขึ้นกับทิศทางของหน่วยแรงหลักที่กระทำ (LO, 1965).

ผลของมันต้อกำลังและพฤติกรรมของ stress-strain จะทำให้เข้าใจพฤติกรรมของแอนไอโซทรอปีของ S_u ได้ดีขึ้น

จากผลงานการค้นคว้าของนักวิจัยหลายท่านที่แสดงไว้ในตารางที่ 2.1 สรุปได้ว่า

1. เม็ดดินมีแนวโน้มที่จะหันให้ด้านแบนขนานกับระนาบที่หน่วยแรงหลัก (major principal stress, σ_1) กระทำระหว่างเกิดคอนโซลิดेशन (DUNCAN, 1965 และ QUIGLEY & THOMPSON, 1966)
2. อัตราการจัดเรียงตัวของเม็ดดินจะมากขึ้นเมื่อความเค้นคอนโซลิดेशनสูงขึ้น (ROSENQVIST, 1959 และ MARTIN, 1961)
3. โครงสร้างเม็ดดินแบบมีระเบียบทำให้ดินนั้นมีคุณสมบัติแอนไอโซทรอปีประจำตัว (inherent anisotropy) ซึ่งมีเส้นตรงที่ตั้งฉากกับระนาบของหน่วยแรงหลัก (major principal plane) เป็นแกนสมมาตรแบบรอบตัว (axis of radial symmetry) และคุณสมบัติของดินจะแตกต่างกันไปบนระนาบใด ๆ ที่พิจารณาและคุณสมบัติยังแปรเปลี่ยนไปตามทิศทางต่าง ๆ ภายในพื้นผิวนั้น ๆ
4. การจัดเรียงตัวของเม็ดดินแบบระเกะระกะ (random) ทำให้ดินมีคุณสมบัติไอโซทรอปีมากขึ้น (ROSENQVIST, 1959)

2.5.4 การทดลองศึกษาถึงแอนไอโซทรอปีของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน

ข้อมูลจากการทดสอบ (ดูตารางที่ 2.2) Unconfined Compression (UC) โดย BISHOP (1948) และ LO (1965) (ดูรูปที่ 2.9 ด้วย) และการทดสอบ Unconsolidated Undrained Triaxial Compression Test (UU) โดย HVORSLEV (1960) และ DUNCAN & SEED (1966) พบว่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนเปลี่ยนแปลงตามทิศทางของหน่วยแรงหลัก ซึ่งปรากฏเป็น 3 แบบคือ

ตารางที่ 2.1 ผลการทดลองและศึกษาการจัดเรียงตัวของเม็ดดิน

ปี	ผู้ค้นคว้า	ชนิดของดิน	สรุป
1956	MITCHELL	Lacustrine & Marine clay	การคอนโซลิดเตดินแบบไอโซทรอปิกและแอนไอโซทรอปิกจะทำให้ดินมีโครงสร้างต่างกันและมีอัตราการจัดเรียงตัวขนานกันของเม็ดดินต่างกัน ดังนั้น Shear strength parameters จะแตกต่างกันด้วย
1959	ROSENQVIST		ดินเหนียวที่ตกตะกอนในน้ำเค็มจะมีโครงสร้างแบบระเกะระกะ ส่วนในน้ำจืดโครงสร้างจะเป็นแบบมีระเบียบซึ่งเม็ดดินจะมีการจัดเรียงตัวขนานกันจำนวนหนึ่ง ถ้าพิจารณาแบบรวมทั้งมวล โครงสร้างแบบแรกจะมีคุณสมบัติไอโซทรอปิก ส่วนอีกแบบหนึ่งจะมีคุณสมบัติแอนไอโซทรอปิกประจำตัว อย่างไรก็ตาม คอนโซลิดเตชั้นแบบทิศทางเดียวภายใต้ระบบความเค้นแอนไอโซทรอปิกจะโน้มน้าวให้เม็ดดินจัดเรียงตัวขนานกันมากขึ้น ภายใต้ความเค้นทับถมสูง ๆ โครงสร้างแบบแรกอาจกลายเป็นโครงสร้างแบบหลังได้
1960	HVORSLEV	Remolded Silty Clay ให้ $w = w_1$	คอนโซลิดเตตัวอย่างแบบทิศทางเดียว คัดตัวอย่างเป็นชั้นบาง ๆ โดยขนานกันและตั้งฉากกับทิศทางของ major principal stress (σ_1) เมื่อวางตัวอย่างในน้ำ ชั้นดินจะพองตัวในทิศทางตรงกันข้ามกับที่เคยถูกกดและเกิดรอยแยกขนานกับพื้นผิวของ σ_1 เขาสรุปว่า เม็ดดินที่ถูกคลุกเคล้าให้ทั่วและคอนโซลิดเตแบบทิศทางเดียวจะจัดเรียงตัวขนานกันกับพื้นผิวของ σ_1

ตารางที่ 2.1 (ต่อ)

ปี	ผู้ค้นคว้า	ชนิดของดิน	สรุป
1961	MARTIN	Kaolinite Clay	ใช้ X-ray diffraction technique และสรุปว่าดินจะมีการจัดเรียงตัวเกือบสมบูรณ์ที่สุด (ideally oriented) หลังจากคอนโซลิดเคทแบบทิศทางเดียวด้วยความเค้น 197 กก./ซม ² และจะมีการจัดเรียงตัวแบบไม่มีระเบียบที่สุด (ideally random) หลังจากคอนโซลิดเคทแบบไอโซทรอปิกด้วยความดัน 1 กก./ซม ²
1965	DUNCAN	Slightly Overconsolidated marine Clay	เมื่อดินมีแนวโน้มที่จะหันให้ด้านราบตั้งฉากกับทิศทางของ major principal stress ระหว่างคอนโซลิดเคชันและอัตราการจัดเรียงตัวขนานกันของเม็ดดินจะมากขึ้นตามความเค้นคอนโซลิดเคชันที่สูงขึ้น
1966	QUEGLEY & THOMPSON	Highly Sensitive flocculated, marine Clay	ใช้ X-ray diffraction technique และสรุปว่า หลังจากที่ดินถูกคอนโซลิดเคทแบบแอนไอโซทรอปิก เมื่อดินจะมีการจัดเรียงตัวขนานกันกับพื้นผิวที่ major principal stress กระทำระหว่างคอนโซลิดเคชัน

ตารางที่ 2.2 ข้อมูลการทดลองศึกษาแอนไอโซทรอปีของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน

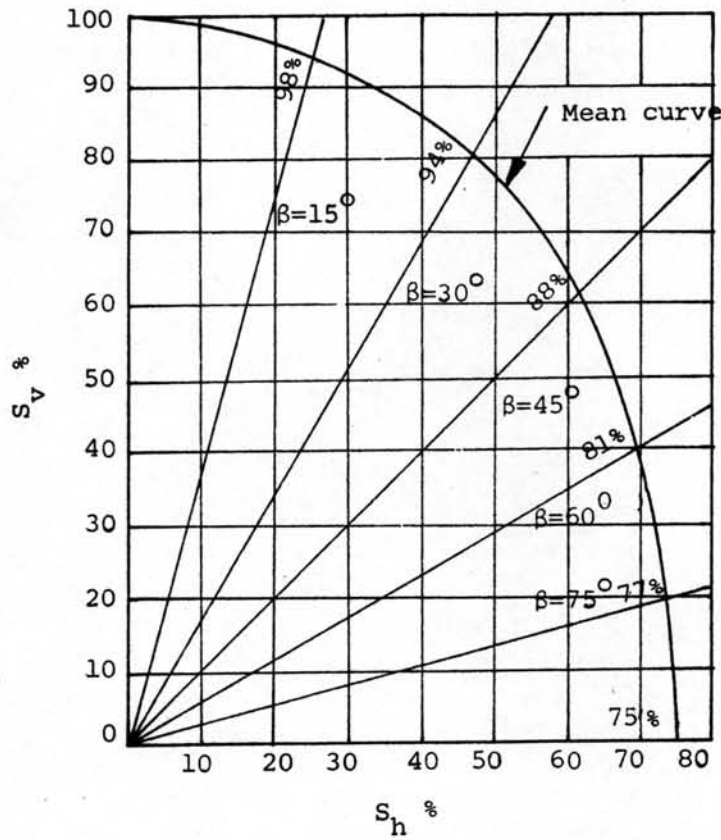
ปี	ผู้ค้นคว้า	ชนิดของดิน	วิธีทดสอบ	$S_{\beta=0^\circ}$	$S_{\beta=30^\circ}$	$S_{\beta=45^\circ}$	$S_{\beta=60^\circ}$	$S_{\beta=90^\circ}$	W_n	W_l	W_p	PI	LL
1948	BISHOP	London Clay	UC	1.00	-	-	0.72						
1955	JAKOBSON	Post-gracial Clay	UC	0.224 ± 0.033 ksc	-	0.254 ± 0.034 ksc	-	0.236 ± 0.025 ksc	83%	85%	34%	51%	0.04
1960	HVORSLEV	Vienna Clay	UU	1.00	-	0.92	-	0.87					
		Little Belt Clay	UU	1.00	-	1.08	-	1.20					
1965	LO	Welland, Ontario	UC	1.00	0.94	0.88	0.81	0.75					
1966	DUNCAN & SEED	Overconsolidated Kaolinite	UU	1.00	-	0.75	-	0.87	mixing w=66.2	45%	35%		

S_{β° = กำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนที่แกนของตัวอย่างทำมุม β° กับแนวตั้งธรรมชาติซึ่งแสดงไว้เป็นกำลังรับแรงเฉือนสัมพัทธ์

โดย $S_{\beta=0^\circ} = 1.00$

ตารางที่ 2.2 (ต่อ)

ปี	ผู้ค้นคว้า	ชนิดของดิน	วิธีทดสอบ		$(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2})_f$ ksc	$\epsilon_f\%$	Δu_f ksc	A_f	$W_f\%$	OCR	W_L	W_p
1966	LO	Welland, Ontario	CIUC	$\beta=0^\circ$	2.53	1.3	0.55	0.22	31.0			
				$\beta=30^\circ$	2.17	1.4	0.59	0.27	28.6			
				$\beta=45^\circ$	1.83	2.6	0.81	0.44	29.6			
				$\beta=90^\circ$	1.40	4.0	0.95	0.68	31.0			
1966	DUNCAN & SEED	Heavily Overconsolidated Kaolinite	CIUC	$\beta=0^\circ$	1.08	9.0	-0.32	-0.30	34.9	18	45%	35%
					1.34	8.5	-0.36	-0.27	34.9	12	"	"
					1.28	10.0	-0.22	-0.17	35.0	9	"	"
					1.35	7.0	-0.08	-0.06	34.3	6	"	"
					1.84	9.0	+0.39	+0.21	34.0	3	"	"
				$\beta=90^\circ$	0.85	8.0	-0.22	-0.26	34.9	18	"	"
					1.16	10.5	-0.16	-0.14	34.9	12	"	"
					1.03	8.5	-0.02	-0.02	34.4	9	"	"
					1.22	8.0	+0.13	+0.11	34.0	6	"	"
					1.61	10.5	+0.55	+0.34	33.8	3	"	"



รูปที่ 2.9 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอน (S_β) กับทิศทางที่แรงเฉือนกระทำ (ข้อมูลจากการทดสอบ Unconfined compression โดย LO, 1965)

1. $S_{u\beta}$ ลดลงตามลำดับเมื่อ β^0 เพิ่มขึ้น พบใน London Clay, Welland Clay และ Vienna Clay เป็นต้น

2. $S_{u\beta}$ ลดลงเมื่อ β^0 เพิ่มขึ้น โดยมี $S_{u\beta=45^0}$ เป็นค่าต่ำสุดและพื้นผิวรอยวิบัติเกือบขนานกับระนาบราบ พบใน Overconsolidated Kaolinite เป็นต้น

3. $S_{u\beta}$ เพิ่มขึ้นตามลำดับเมื่อ β^0 เพิ่มขึ้น พบใน Little Belt Clay เป็นต้น

การเพิ่มขึ้นหรือลดลงของ S_u เมื่อ β^0 เพิ่มขึ้น ขึ้นกับชนิดของดินและ OCR สรุปได้ว่าดินอ่อนคังกล่าวมีคุณสมบัติแอนไอโซทรอปีย์ของ S_u ซึ่ง $K_s = \frac{S_{u=90^0}}{S_{u\beta=0^0}}$ อาจจะมีมากกว่าหรือน้อยกว่า 1.0 ส่วนใหญ่ขึ้นกับชนิดของดิน

ข้อมูลของ JAKOBSON (1955) จากการทดสอบ UU, UC และ \overline{CIUC} ในตารางที่ 2.2 นั้นสนับสนุนข้อสรุปดังกล่าว แต่เนื่องจากเขาพบความคลาดเคลื่อนของการทดสอบเท่ากับความแตกต่างเฉลี่ยของกำลังของตัวอย่าง 2 แบบที่มากที่สุด เขาจึงสรุปว่าดินนี้มีคุณสมบัติไอโซทรอปีย์ของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน

ข้อมูลจากการทดสอบ Isotropically Consolidated Undrained Triaxial Compression (\overline{CIUC}) โดย LO (1966) แสดงไว้ในตารางที่ 2.2 พบว่าธรรมชาติของแอนไอโซทรอปีย์ของดินนี้ เห็นได้จากความจริงที่ว่าค่าความเค้นตัวเอเดออร์สูงสุด (maximum deviator stress) ลดลงเมื่อมุมระหว่างหน่วยแรงหลักกับแนวตั้งธรรมชาติ (β^0) เพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตามความดันน้ำระหว่างเม็ดดิน (Δu) ที่ค่า strain ใด ๆ ก็จะเป็น curve เดียวกัน เพราะฉะนั้นความแตกต่างกันของ Δu_f เป็นผลจากความแตกต่างกันของ strain ขณะวิบัติ (ϵ_f) ซึ่งเพิ่มจาก 1.3 % ถึง 4 % เมื่อมุม β^0 เพิ่มขึ้น ส่วนค่าของพารามิเตอร์ A_f เพิ่มขึ้นเมื่อ β^0 เพิ่มขึ้น เนื่องจากการเพิ่มขึ้นของ Δu_f ตาม ϵ_f และการลดลงของ $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ เมื่อหน่วยแรงหลักเปลี่ยนทิศทางไป ส่วนค่าของพารามิเตอร์ \bar{c} , $\bar{\phi}$ คงเดิม สำหรับทุก ๆ ค่าของ β^0 สรุปว่าแอนไอโซทรอปีย์ของ S_u เกิดจากแอนไอโซทรอปีย์ของความดันน้ำระหว่างเม็ดดินที่ตอบสนองต่อความเค้นที่กระทำ (pore pressure response) หรือก็คือแอนไอโซทรอปีย์ของ A_f

จากข้อมูลของ DUNCAN & SEED (1966) พบว่าค่าของพารามิเตอร์ A_f ของทั้งตัวอย่างตั้ง ($\beta = 0^\circ$) และตัวอย่างราบ ($\beta = 90^\circ$) ลดลงเมื่อ OCR เพิ่มขึ้น พารามิเตอร์ A_f ของตัวอย่างราบจะสูงกว่าของตัวอย่างตั้งเสมอ และกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนของตัวอย่างราบจะต่ำกว่าของตัวอย่างตั้ง ส่วนค่าของ \bar{c} , $\bar{\phi}$ แตกต่างกันเพียงเล็กน้อย สรุปได้ว่าพารามิเตอร์ A_f เป็นมูลเหตุสำคัญของความแตกต่างกันของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน เมื่อหน่วยแรงหลักเปลี่ยนทิศทางไป

2.6 การประยุกต์คุณสมบัติแอนไอโซทรอปีย์ของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนไปใช้ในทางปฏิบัติ

2.6.1 การประมาณค่าความสามารถรับน้ำหนักฐานราก (Bearing capacity determination)

ความสามารถในการรับความดันประลัย (Ultimate bearing capacity, q_{ult}) ของดินเหนียวต่อฐานรากที่วางบนผิวดิน (ใช้สมมุติฐานว่า $\phi = 0$ concept ใช้ได้) ประมาณได้จาก

$$q_{ult} = N_c S_u \quad (2.19)$$

ซึ่ง S_u = กำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน

N_c = bearing capacity factor

เช่น $N_c = 5.14$ สำหรับ strip footing

เนื่องจากดินเหนียวมีคุณสมบัติแอนไอโซทรอปีย์ของ S_u องค์ประกอบของสมการจึงเปลี่ยนไป ปัญหาของการเลือกค่า N_c และ S_u ที่เหมาะสมได้เกิดขึ้น

DAVIS & CHRISTIAN (1971) อาศัยการทดสอบฐานรากจำลอง (model footing tests) ได้เสนอวิธีประมาณค่า q_{ult} ของ strip footing ดังนี้

$$q_{ult} = N'_c S'_u \quad (2.20)$$

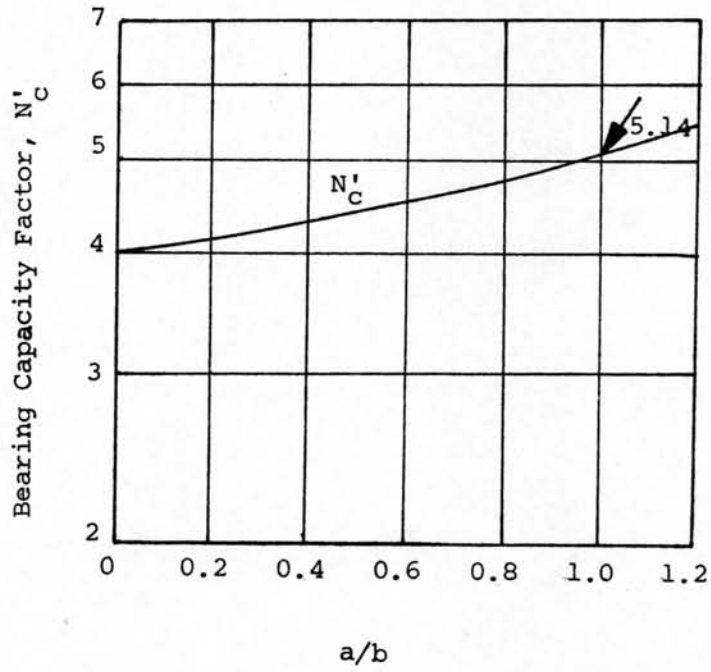
ซึ่ง $s'_u = \left(\frac{S_{uv} + S_{uh}}{2} \right) =$ ค่าเฉลี่ยของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนในแนวตั้ง
และแนวราบ

$N'_c =$ revised bearing capacity factor จากรูปที่ 2.10

เขาเสนอความสัมพันธ์ของ a/b และ N'_c ไว้ในรูปที่ 2.10 ค่าของ a/b หาได้จากวงรี
ของกำลัง ซึ่งเป็นผลของ S_{uv} , S_{u45° และ S_{uh} ดังนี้

$$q_{ult} = N'_c \left(\frac{S_{uv} + S_{uh}}{2} \right) \quad (2.21)$$

โดยปกติ การออกแบบฐานรากจะใช้ค่าสัดส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety) สูง ทำให้ครอบคลุมความแตกต่างของคุณสมบัติไอโซทรอปีย์และแอนไอโซทรอปีย์
และยังชดเชยการประมาณค่ากำลังของดินที่สูงเกินไปด้วย การศึกษาดังกล่าว ทำให้ทราบ
พฤติกรรมของดินมากขึ้น



चुकी 2.10 Bearing Capacity Factor (N'_c) v.s. a/b

(Davis & Christian, 1971)