บทที่ 2

ทฤษฎีและทบทวนงานในอดีต

ในการวิจัยถึงความเหมาะสมในการใช้เสาเข็มหิน (Stone Columns) ปรับปรุงเสถียรภาพของดินเหนียวอ่อนเพื่อก่อสร้างคันดินป้องกันน้ำท่วมกรุงเทพฯ บริเวณอ่าวไทยจังหวัดสมุทรปราการฝั่งตะวันออก จำเป็นต้องใช้ทฤษฎีและหลักการต่าง ๆ ที่มีผู้เสนอมาแล้วนำมาใช้คาดคะเนและวิเคราะห์ผล ในบทนี้จะบรรยายถึงทฤษฎีการทรุดตัว (Settlements) และการวิเคราะห์เสถียรภาพ (Stability) ของเสาเข็มหินโดยละเอียดต่อไป

2.1 ทั่วไป

เสาเข็มหินประกอบด้วยทรายหรือกรวดอัดแน่นเข้าไปในดินเหนียวอ่อนโดยวิธีการแทนที่ (Displacement Method) ดินที่มีการปรับปรุงโดยเสาเข็มหินบดอัดแน่น เรียกว่า Composite Ground เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกมากระทำ เสาเข็มจะเปลี่ยนรูปโดยนูนพองเข้าไปในชั้นดินและจะกระจาย Stress สู่ส่วนของดินข้างบนมากกว่าจะถ่ายเท Stress สู่ชั้นดินที่ลึกลงไปซึ่งทำให้ดินสามารถรองรับเสาเข็มไว้ได้ ผลก็คือ กำลัง (Strength) และความสามารถในการรับน้ำหนัก (Bearing Capacity) ของ Composite Ground เพิ่มขึ้น แต่ความสามารถในการบดอัด (Compressibility) จะลดลง นอกจากนั้นแล้ว Stress ที่เกิดขึ้นบนเสาเข็มหินจะน้อยกว่าค่า Stress ขององค์ประกอบของวัสดุที่ใช้และความสามารถในการซึมผ่านของน้ำ (Permeability) ที่มากกว่าจะทำให้เสาเข็มหินสามารถเร่งการทรุดตัวแบบ Consolidation และลดการทรุดตัวภายหลังการก่อสร้างได้

2.2 กลไกการพังทลาย (Failure Mechanisms)

2.2.1 กลไกการพังทลายของเสาเข็มเดี่ยว

พิจารณาเสาเข็มที่รับน้ำหนักบรรทุกเหนือพื้นที่เสาเข็ม รูปแบบของการพังทลายที่เป็นไปได้ของเสาเข็ม คือ (a) การพังทลายแบบพองตัว (Bulging Failure) (b) การพังทลายแบบเฉือน (Shear Failure) และ (c) การพังทลายแบบทะลุ (Punching Failure) ดังแสดงในรูปที่ 2.1 ทั้งเสาเข็มที่มีการรองรับตอนปลาย และทั้งเสาซึ่งมีความยาวมากกว่า 3 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็มจะพังทลายลง แบบ Bulging (BARKSDALE และ BACHUS, 1983) ดังแสดงในรูปที่ 2.1. a เสาเข็มที่สั้นมากซึ่งรองรับด้วยฐานที่มั่นคงจะประสบกับการพังทลายแบบรับน้ำหนักบรรทุกทั่วไป (General) และแบบเฉพาะจุด (Local Bearing) ที่ผิวหน้าเสาเข็ม (รูปที่ 2.1 b) ส่วนเสาเข็มที่มีความยาวน้อยกว่า 2-3 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางนั้น ปลายของเสาเข็มที่มีการรองรับจะจมลงไปยังชั้นดินด้านล่างก่อนที่จะมีการพังทลาย แบบ Bulging เกิดขึ้น (รูป 2.1 c) อย่างไรก็ตามโดยปกติแล้ว Bulging จะเป็นกลไกที่สามารถควบคุมได้ สำหรับสภาพของใต้ผิวดินที่พบโดยทั่วไปในทางปฏิบัติ

BARKSDALE และ BACHUS (1983) ได้ศึกษาถึงความสามารถในการรับน้ำหนักและพฤติกรรมการทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยวซึ่งมีผลกระทบอย่างมากจากวิธีการให้น้ำหนักบรรทุก ดังแสดงในรูปที่ 2.2 การให้น้ำหนักบรรทุกแก่ฐานรากที่แข็ง (Rigid Foundation) เหนือพื้นที่ที่มีขนาดใหญ่กว่าเสาเข็มมาก (รูปที่ 2.2 a) จะเพิ่ม Stress แนวดิ่งและแนวด้านข้างในดินอ่อนบริเวณรอบ ๆ พื้นที่รับน้ำหนักที่ใหญ่และฐานรองรับน้ำหนักของเสาเข็มที่เพิ่มขึ้นจะมีผลทำให้ Bulging น้อยลง (รูปที่ 2.3) และเพิ่มความสามารถในการรับน้ำหนักประลัย (Ultimate Load Capacity)

2.2.2 กลไกการพังทลายของเสาเข็มกลุ่ม

รูปแบบความเป็นไปได้ของการพังทลายของเสาเข็มกลุ่มขึ้นกับความกว้างของน้ำหนักบรรทุกที่แปรเปลี่ยนได้ เช่น คันดินถม และฐานรากแข็งที่สร้างเหนือดินที่มีการปรับปรุงโดยใช้เสาเข็มหิน (Granular Pile) ดังแสดงในรูปที่ 2.4 ดินส่วนใต้และด้านข้างของฐานรากจะมีการเคลื่อนตัวออกตามด้านข้าง เนื่องมา

จากการก่อสร้างคันดินถมเหนือฐานรากอ่อน (Weak Foundation) ดังแสดงในรูปที่ 2.4 a และ 2.4 b กลุ่มของเสาเข็มในดินอ่อน อาจประสบกับการพังทลายทั้งแบบการพองตัว (Bulging) และแบบรับน้ำหนักเฉพาะจุด (Local Bearing) ดังแสดงในรูป 2.4 c การพังทลายเนื่องจากการรับน้ำหนักบรรทุกเฉพาะจุด (Local Bearing) ร่วมกันเป็นการทะลุทะลวง (Punching) ของเสาเข็มแข็ง (หรือกลุ่ม) สัมพันธ์กับดินอ่อนบริเวณรอบ ๆ โดยทั่วไปเสาเข็มกลุ่มที่มีความยาวสั้น จะสามารถจมลงไปในฐานรองรับที่ปลาย ดังรูปที่ 2.4 d หรืออาจจะประสบกับการพังทลายของแต่ละเสาเข็ม เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคล้ายกับรูปแบบการพังทลายของเสาเข็มเดี่ยวแบบสั้นยกเว้นกลไกที่กล่าวดังข้างต้น

2.3 ระยะห่าง, ขนาด, การจัดเตรียมของเสาเข็ม

CHRISTIE (1959) กล่าวว่า ผลของเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็มทราย (Sand Piles) ต่ออัตราการยุบตัว (Rate of Consolidaton) มีค่าน้อยเทียบกับที่มีผลต่อการเปลี่ยนระยะของเสาเข็มทราย ในทางปฏิบัติจะมีการเลือกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็มทราย เพื่อให้แน่ใจว่ามีการระบายน้ำดีและต่อเนื่อง

BALAAM และคณะ (1977) สรุปว่า การลดลงอย่างมากในการทรุดตัวจะเกิดขึ้นเมื่อเสาเข็มอยู่ใกล้ชิดกันมาก (น้อยกว่า 5 เท่าของเส้นผ่าศูนย์เสาเข็ม) ปกติแล้วจะติดตั้งเสาเข็มตามความยาวเต็มที่ของชั้นที่มีการยุบตัว

2.4 ความสัมพันธ์เบื้องต้น

2.4.1 Unit Cell Concept

พื้นที่ของดินรอบ ๆ เสาเข็มแต่ละต้นเทียบได้กับพื้นที่วงกลม สำหรับเสาเข็มแบบสี่เหลี่ยมด้านขนานที่วางห่างกันเป็นระยะ 2 x 2.5 เมตร จะเทียบเท่ากับเสาเข็มกลมที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางประสิทธิผล, De (Effective Diameter)

$$De = 1.26\,S \qquad (2.1)$$

หอสมุดกลาง สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

เมื่อ S คือ ระยะห่างด้านสั้นของเสาเข็ม ซึ่งในที่นี้จะเท่ากับ 2.0 เมตร Unit Cell ล้อมรอบด้วยดินที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง De และเสาเข็มหนึ่งต้นจะแสดงในรูปที่ 2.5

2.4.2 อัตราการแทนที่พื้นที่ (Area Replcement Ratio)

ปริมาตรของดินที่ถูกแทนที่ด้วยเสาเข็ม มีผลสำคัญต่อการปฏิบัติงานบนดินที่มีการปรับปรุงแล้ว เพื่อหาปริมาณการแทนที่ของดิน Area Replacement Ratio สามารถนิยามได้ คือ

$$a_s = As/A \qquad (2.2)$$

As คือ พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็มหลังการบดอัดและ A คือ พื้นที่ทั้งหมดภายใน Unit Cell (รูปที่ 2.6) อย่างไรก็ตาม อัตราส่วนของพื้นที่ของดินรอบ ๆ เสาเข็ม, Ac ต่อพื้นที่ทั้งหมด A แสดงดังนี้คือ

$$a_c = Ac/A = 1 - a_s \qquad (2.3)$$

Area Replacement Ratio, a_s สามารถแสดงได้ในเทอมของเส้นผ่าศูนย์กลาง (D) และระยะห่างของเสาเข็ม (S) ดังต่อไปนี้

$$a_s = C_1 (D/S)^2 \qquad (2.4)$$

เมื่อ D = เส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม

S = ระยะห่างเส้นผ่าศูนย์กลางของเข็ม

C_1 = ค่าคงที่ขึ้นอยู่กับรูปแบบของเสาเข็มที่ใช้

สำหรับเสาเข็มจตุรัส $C_1 = \pi/4$

สำหรับเสาเข็มสี่เหลี่ยมด้านขนานที่วางห่างกันเป็นระยะ 2 x 2.5 ม. $C_1 = \pi/5$

2.4.3 การขยายตัวของ Unit Cell (Extended Unit Cell)

Unit Cell สามารถขยายตัวเป็นกลุ่มของเสาเข็มหินขนาดใหญ่ไม่มีที่สิ้นสุด ภายใต้น้ำหนักบรรทุกเหนือพื้นที่ เนื่องจากความสมมาตรของน้ำหนักบรรทุกและสภาพทางฐมิประเทศ การเปลี่ยนรูปด้านข้างไม่สามารถเกิดข้ามขอบเขตของ Unit Cell และ Shear Stress บนขอบเขตภายนอกของ Unit Cell จะต้องเท่ากับศูนย์ด้วย (รูปที่ 2.6 C) ตามสมมติฐานนี้น้ำหนักบรรทุกสม่ำเสมอ (Uniform Loading) บนด้านบนของ Unit Cell จะยังคงอยู่ใน Unit Cell ทฤษฎีการทรุดตัวหลายทฤษฎี สมมติว่า แนวคิดเรื่องการขยายตัวแบบอุดมคติของ Unit Cell นั้นมีเหตุผล

2.4.4 Stress Concentration

เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกมากระทำบน Composite Ground พบว่า Stress จะเกิดขึ้นในเสาเข็มและพร้อมกับการลดลงของ Stress ที่เกิดขึ้นรอบ ๆ ดินที่มีความแข็งแรงน้อยกว่า (ดังรูปที่ 2.6) เนื่องจากการทรุดตัวในแนวดิ่งของเสาเข็มหินและดินบริเวณรอบ ๆ มีค่าใกล้เคียงกัน Stress Concentration จะเกิดขึ้นในเสาเข็มหิน เนื่องจากเสาเข็มหินมีความแข็งแรงมากกว่า Cohesive Soil หรือ Cohesionless Soil ที่หลวม การกระจายของ Stress ในแนวดิ่งภายใน Unit Cell สามารถแสดงในรูปของ Stress Concentration Factor, n ดังนี้

$$n = \sigma s/\sigma c \qquad (2.5)$$

เมื่อ σs = Stress ในเสาเข็มหิน

σc = Stress ในดินบริเวณรอบ ๆ

ขนาดของ Stress Concentration จะขึ้นอยู่กับ Relative Stiffness ของเสาเข็มและของดินโดยรอบ ความแปรผันของ Stress Concentration Factor กับ Area Replacement Ratio รวบรวมโดย BARKSDALE และ BACHUS (1983) พบว่ามีค่าอยู่ในช่วง 2 ถึง 5 ในขณะที่ ABOSHI ET AL. (1979) และ

BERGADO ET AL. (1987) ได้ค่าที่สูงกว่าคือ 9 ค่า Stress Concentration Factor ที่สูงกว่า โดย BERGADO ET AL. (1987) อาจจะเนื่องมาจากความแข็งมาก (Rigidity) ของฐาน (Plates) ที่ใช้ในระหว่างการทดสอบน้ำหนักบรรทุก (Load Tests) จากการสังเกตุ Full Scale Test ของคันดินบนดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ Area Replacement Ratio ต่ำเท่ากับ 0.06 จะได้ Stress Concentration Factor = 2 และพบว่าจะลดลงถึง 1.45 เมื่อมีการเพิ่มน้ำหนักบรรทุก (BERGADO ET AL., 1988)

ในการวิจัยครั้งนี้จะใช้ Stress ConcentrationFactor n = 2 ค่าเฉลี่ยของ Stress σ เหนือ Unit Cell จะสอดคล้องกับ Area Replacement Ratio a_s ที่กำหนดให้ ซึ่งแสดงอยู่ในรูปสมการดังนี้ คือ

$$\sigma = \sigma s\, a_s + \sigma c(1 - a_s) \qquad (2.6)$$

แก้สมการ 2.6 สำหรับ Stresses ในดินเหนียวและหินโดยใช้ Stress Concentration Factor, n ได้ดังนี้

$$\sigma c = \sigma/[1+(n-1)a_s] = \mu c\sigma \qquad (2.7)$$

และ

$$\sigma s = n\sigma / [1+(n-1)a_s] = \mu s\sigma \qquad (2.8)$$

เมื่อ μc และ μs คืออัตราส่วนของ Stress ในดินเหนียวและเสาเข็มหินตามลำดับต่อค่าเฉลี่ยของ Stress บน Unit Cell Area

2.5 การวิเคราะห์การทรุดตัวของชั้นดิน

2.5.1 ทั่วไป

การทรุดตัวของดิน สามารถแยกออกเป็นลักษณะใหญ่ได้ 2 ลักษณะ คือ

1. การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที เมื่อดินได้รับความเค้นจากแรงภายนอกมากระทำ

2. การทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชั่นกับเวลา กล่าวคือ เมื่อเวลาเพิ่มขึ้น การทรุดตัวจะเพิ่มขึ้นด้วย โดยที่อัตราการทรุดตัวจะลดลงไปเรื่อย ๆ เมื่อเวลาเพิ่มขึ้นจนในที่สุด อัตราการทรุดตัวจะช้ามากซึ่งในทางปฏิบัติถือว่าการทรุดตัวได้หยุดลงแล้ว

การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที (Immediate Settlement, ρ_i) สำหรับดินที่มีเม็ดดินใหญ่ (Coarse Grained Soil) หรือดินที่ไม่มีความหนืด (Cohesionless) เช่น กรวด ทราย และ Non Plastic Silt ดินจำพวกนี้การทรุดตัวเกือบทั้งหมดจะเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นได้ทันที สาเหตุเนื่องมาจากดินชนิดนี้มีความซึมได้ (Permeability) สูง ดังนั้นน้ำจึงสามารถไหลออกจากดินได้ง่าย ซึ่งเป็นผลให้ดินมีการเปลี่ยนแปลงในปริมาตรและเกิดการทรุดตัวได้ทันทีเมื่อดินได้รับความเค้นเนื่องจากสิ่งก่อสร้าง การทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากที่น้ำถูกบีบออกจากดินและปริมาตรของดินเกิดการเปลี่ยนแปลง เรียกว่า Drained Settlement ในกรณีดินที่มีความหนืดและเม็ดดินเล็ก (Fine Grained Soil) เช่น ดินเหนียว และ Plastic Silt ถ้าดินเหล่านี้มีน้ำที่อิ่มตัวเต็มที่ (Degree of Saturation = 1.0) การทรุดตัวจะเกิดขึ้นได้ทันทีต่อเมื่อลักษณะของความเค้นและลักษณะทางเรขาคณิตของน้ำหนักบรรทุก (Geometry of Loading) ทำให้ดินเกิดความเครียดได้ในลักษณะ 2 และ 3 มิติ เท่านั้น โดยในกรณีดังกล่าวนี้การทรุดตัวเกิดขึ้นพร้อม ๆ กับเกิดการขยายตัวทางด้านข้างเพราะดินไม่สามารถเปลี่ยนแปลงในปริมาตรได้ทันทีเมื่อถูกความเค้น เนื่องจากดินมีความซึมได้ต่ำ การที่ดินไม่เปลี่ยนแปลงปริมาตร (เพราะน้ำในช่องว่างเม็ดดินไหลออกมาไม่ได้) แต่เกิดการทรุดตัวขึ้นได้ อาจทำให้มวลดินเกิดการพังทลายได้และเรียกการทรุดตัวชนิดนี้ว่า Undrained Settlement

ความเค้นที่เพิ่มขึ้นในดินเหนียวจะทำให้ความดันน้ำในดินเพิ่มขึ้น เพราะน้ำไหลออกจากช่องว่างของดินได้ยาก ดินเหนียวจึงมีความดันโพรงน้ำเพิ่ม (Excess Pore Pressure) เกิดขึ้นและความดันน้ำรวม (Total Head) ของน้ำในมวลดินจะมีค่าไม่เท่ากัน และจะทำให้เกิดการไหลของน้ำออกจากดินได้ด้วยผลของการยุบอัดตัว (Consolidation) และการทรุดตัวที่จะเกิดขึ้นต่อมาจึงเป็นฟังก์ชั่นกับเวลา

วิธีการวิเคราะห์การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที อาจทำได้ 3 วิธี ดังนี้

1. การใช้วิธี Linear Elasticity
2. การใช้วิธี Stress Path
3. การใช้วิธี Finite Element

ส่วนการทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชั่นกับเวลา (Time Dependent Settlement, ρ_t) ซึ่งเป็นลักษณะการทรุดตัวของดินเหนียว และ Plastic Silt แบ่งการทรุดตัวตามขบวนการ (Mechanism) ได้ดังนี้

1. การทรุดตัวเนื่องจาก Local Yield (Flow) และ Undrained Creep (ρ_u)

การทรุดตัวที่เกิดขึ้นในลักษณะ Undralned Local Yield เกิดจากการที่มวลดินบางส่วนได้รับความเค้นเฉือน (Shear Stress) จากแรงภายนอกสูงมาก จนกระทั่งค่าความเค้นแรงเฉือนที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับกำลังรับแรงเฉือนแบบ Undrianed การไหลของมวลดินอาจจะหยุดลงเมื่อเกิดขบวนการยุบอัดขึ้น ส่วนการทรุดตัวแบบอันเดรนครีพ เป็นการทรุดตัวแบบอันเดรนที่เป็นฟังก์ชั่นกับเวลา ในขณะที่ความเค้นเฉือนในดินมีค่าคงที่

2. การทรุดตัวเนื่องจากขบวนการยุบอัดตัว (Consolidation, ρ_c)

การทรุดตัวชนิดนี้ เกิดขึ้นจากดินมีความดันโพรงน้ำเพิ่มเกิดขึ้น เนื่องจากแรงกระทำภายนอกน้ำในมวลดินที่ถูกความเค้นจะมีความดันน้ำรวมสูงกว่าไปยังมวลดินที่มีความดันน้ำรวมต่ำกว่าด้วยขบวนการยุบอัดตัวและการไหลของน้ำนี้ ทำให้มีการเปลี่ยนแปลงขนาดของช่องว่างในดินและปริมาตรในดิน ทำให้เกิดการทรุดตัวในมวลดิน การทรุดตัวเนื่องจากขบวนการยุบอัดตัวจะเสร็จสิ้นลงเมื่อไม่มีความดันโพรงน้ำเพิ่มเหลืออยู่

3. การทรุดตัวเนื่องจากผลของ Secondary Compression (ρ_s)

การทรุดตัวชนิดนี้เกิดขึ้นทั้ง ๆ ที่ไม่มีความดันโพรงน้ำเพิ่มเกิดขึ้นในมวลดิน การเคลื่อนตัวของดินเกิดจากการที่น้ำในช่องว่างของดินไหลออกมา ซึ่งเป็นผลของการเรียงตัวหรือจัดตัวของอนุภาคเม็ดดินในขณะที่ความเค้นเฉือนในดินคงที่

จากลักษณะของการทรุดตัวดังกล่าว การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทั้งหมดในมวลดิน จึงสามารถคำนวณได้จาก

ก. ถ้าเป็นดินไม่มีความหนืด

$$\rho_T = \rho_i \qquad (2.9)$$

ข. ถ้าเป็นดินมีความหนืด

$$\rho_T = \rho_i + \rho_u + \rho_c + \rho_s \qquad (2.10)$$

ในดินเหนียวธรรมดาทั่วไป ρ_u มีค่าน้อยมาก ในกรณีนี้

$$\rho_T = \rho_i + \rho_c + \rho_s \qquad (2.11)$$

ในการศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มหิน เราจะวิเคราะห์ปริมาณการทรุดตัวเนื่องจากขบวนการยุบอัดตัว (ρ_c) เป็นหลัก ซึ่งจะได้กล่าวถึงวิธีวิเคราะห์โดยละเอียดต่อไป

2.5.2 การประมาณการทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัว

ในการประมาณการทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัว (Consolidation) มีวิธีที่ทำกันโดยทั่วไป จำแนกได้เป็นสามวิธีใหญ่ดังนี้คือ

1. วิธีแบบปกติ (Convention Method) โดยอาศัยทฤษฎีของการยุบอัดตัวแบบ 1 มิติของ TERZAGHI

2. วิธีการวิเคราะห์โดยใช้การทดสอบ Stress Path (LAMBE, 1967)

3. วิธีการ Finite Element

วิธีการแบบปกติ (Convention Method) โดยทฤษฎีของการยุบอัดตัวแบบ 1 มิติของ TERZAGHI เป็นวิธีการที่ดีในการวิเคราะห์ วิธีการแบบ Stress Path เป็นวิธีการที่ให้ความแน่นอนส่วนวิธีการ Finite Element เป็นวิธีการที่ให้เห็นพฤติกรรมของดินทั้งหมด แต่เป็นการยากมากที่จะได้ข้อมูลในเรื่องการทรุดตัวได้ถูกต้อง เนื่องมาจากปัญหาในการเลือกพารามิเตอร์ของดิน

ในการวิจัยนี้เลือกวิธีวิเคราะห์การทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัวแบบปกติ (Convention Method) โดยใช้ค่า CR และ RR จากกราฟ ε_v-log$\sigma'v$ อาศัยทฤษฎีของการทรุดตัวแบบ 1 มิติ ของ TERZAGHI และวิธี 2:1 ซึ่งเป็นวิธีหาค่า Stress โดยประมาณที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากการก่อสร้างคันดิน โดยสมมติให้ดิน Homogeneous และเป็น Elastic Material

2.5.2.1 การทรุดตัวแบบทันทีทันใดหรือแบบอันเดรน

(Immediate or Undrained Settlement, ρ_i)

เมื่อชั้นดินอ่อนได้รับแรงกระทำจากภายนอก ด้วยเหตุที่มีค่าความซึมของน้ำต่ำและค่าของหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในมวลดิน ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างพร้อม ๆ กับการทรุดตัวในแนวดิ่งของมวลดิน โดยที่ปริมาตรของมวลดินคงที่ภายใต้สภาพอันเดรน (Undrained Condition) จึงเรียกว่า การทรุดตัวแบบอันเดรน (Undrained Settlement, ρ_i) สามารถจะคำนวณได้จากทฤษฎีอีลาสติค (Theory of Elasticity) ดังนี้

$$\rho_i = \frac{ph}{\pi E_u} I_{st} \qquad (2.12)$$

p = ขนาดของหน่วยแรงภายนอกกระทำที่ระดับผิวดิน

B = ความกว้างน้อยที่สุดของหน่วยแรงกระทำ

ν = อัตราส่วนบัวซอง (0.5 สำหรับ ดินอ่อนสภาพอันเดรน)

Eu = โมดูลัสของดินในสภาพอันเดรน (ดูตารางที่ 2.1)

Ist = Influence Factor (หาจากรูปที่ 2.7)

h = ความหนาของชั้นดินอ่อน

การพิบัติเฉพาะจุด (Local Yielding) เกิดจากการที่มวลดินบางส่วนได้รับหน่วยแรงเฉือน (Shear Stress) จากแรงกระทำภายนอกสูงมาก จนกระทั่งมีค่าเท่ากับกำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength) ของมวลดิน เป็นผลให้เกิดบริเวณพลาสติก (Plastic Regions) ในชั้นดิน เกิดการทรุดตัวแบบไหล (Flow) หลังจากเกิดการพิบัติเฉพาะจุดแล้วการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงในแนวดิ่ง จะเท่ากับการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงในแนวราบ (D'APPOLONIA ET AL., 1971)

D'APPOLONIA, POULOS และ LADD (1971) ได้เสนอวิธีการคำนวณหาค่าการทรุดตัวแบบอันเดรน (Undrained Settlement) โดยใช้ทฤษฎีอีลาสติค และปรับแก้ผลของการพิบัติเฉพาะจุด (Local Yielding) โดยใช้สมการ

$$\rho_i = \frac{\rho_e}{SR} \qquad (2.13)$$

ρ_e = การทรุดตัวจากทฤษฎีอีลาสติค สมการที่ (2.12)

SR = Settlement Ratio ดูรูปที่ 2.8 ซึ่งเป็นฟังก์ชั่นของ H/B, f และ $\Delta q/q_u$

q_u = Ultimate Bearing Capacity = 4.5 Su_{FV} (EIDE, 1969)

f = ค่า Initial Shear Stress Ratio เป็นฟังก์ชั่นกับ OCR ดูรูปที่ 2.9

หรือ = $\dfrac{(1-K_o)}{(2Su/\sigma_{vo})}$

2.5.2.2 การยุบอัดตัวครั้งแรก (Primary Consolidation, ρ_c)

กลไกของขบวนการยุบอัดตัวครั้งแรก อาศัยหลักการพื้นฐานที่ว่าที่อัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio) ใด ๆ จะมีค่าหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) ได้มากที่สุดที่ค่าหนึ่งเท่านั้น ซึ่งเป็นค่าหน่วยแรงที่เกิดจากแรงระหว่างเม็ดดิน ถ้าหากมีแรงภายนอกมากระทำต่อดิน ซึ่งเกินความสามารถที่ดินจะรับได้ที่อัตราส่วนช่องว่างขณะนั้น แรงกระทำส่วนเกินที่ดินจะรับได้นี้ จะถูกน้ำภายในช่องว่างระหว่างเม็ดดินรับไว้ น้ำที่รับแรงส่วนเกินนี้ เรียกว่า ความดันโพรงน้ำเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure, Δu) ซึ่งจะไหลออกไปจากช่องว่างระหว่างเม็ดดินด้วยผลของความแตกต่างของ Total Head ทำให้เกิดการทรุดตัวและจะสิ้นสุดลงเมื่อไม่มีความดันโพรงน้ำเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure) เหลืออยู่

การคำนวณการทรุดตัวมีรากฐานมาจากข้อมูลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidtion Test) และวิธี 2:1 โดยประมาณ สมมติให้ Stress จากฐานรากคันดินแผ่กระจายออกไป เป็นเส้นในลักษณะ 2 ส่วนในแนวตั้ง ต่อ 1 ส่วนในแนวนอน ดูรูปที่ 2.10 ประกอบ ฉะนั้น Stress ที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากคันดินที่ความลึก Z สามารถ คำนวณได้จาก

$$\Delta q = \frac{Q \times B \times L}{(B+Z)(L+Z)} \qquad (2.14)$$

ที่ $L >>> Z$; จะได้ $L \approx (L+Z)$

ดังนั้น

$$\Delta q = \frac{Q \times B}{(B+Z)} \qquad (2.15)$$

และค่าการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Settlement) สามารถหาได้จาก

$$\rho_c = \sum_{i=1}^{i=n} \varepsilon_{vi} H_i \qquad (2.16)$$

เมื่อ $\sigma'_{vo} < \sigma'_{vf} \leq \sigma'_{vm}$

$$\varepsilon_{vi} = RR \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}} \qquad (2.17)$$

เมื่อ $\sigma'_{vo} \leq \sigma'_{vm} < \sigma'_{vf}$

$$\varepsilon_{vi} = RR \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} + CR \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \qquad (2.18)$$

ในกรณีที่ Load Condition ทำให้เกิดความเครียดอยู่ในลักษณะ 1 มิติ ค่า $\Delta u = \Delta\sigma_v$ แต่สำหรับในกรณีที่ความเครียดเกิดในลักษณะ 2 และ 3 มิติ Δu อาจคำนวณได้จากสัดส่วน $\Delta u / \Delta\sigma_v$ ของ LEE (1983) สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ในปัญหาทางด้านคันทาง รูปที่ 2.11 และสำหรับกรณีทั่วไปของ LEONARDS (1976) รูปที่ 2.12 ในกรณีที่มีการติดตั้ง Piezometers เราสามารถหาค่า Δu ได้โดยตรงจากผลต่างของค่าความดันน้ำที่อ่านได้จาก Piezometer และ Dummy Piezometer

$$\Delta u = u - u_0 \qquad (2.19)$$

u = ค่าความดันน้ำที่วัดได้จาก Piezometer ที่ตำแหน่งที่สนใจ

u_0 = ค่าความดันน้ำจาก Dummy Piezometer ที่ระดับเดียวกับตำแหน่งที่สนใจ

2.5.2.3 การยุบตัวครั้งที่สอง (Secondary Consolidation, ρ_s)

เมื่อความดันน้ำโพรงเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure, Δu) จากขบวนการยุบอัดตัวคายน้ำ ครั้งแรกสิ้นสุดลง ช่องว่างระหว่างเม็ดดินจะถูกบังคับลดลงด้วยอัตราที่ช้าลง ทั้งนี้เนื่องจากการ

จัดเรียงตัวของเม็ดดิน (Plastic Readjustment of the Soil Particles) ภายใต้หน่วยแรงประสิทธิผลคงที่ โดยเฉพาะมวลดินที่มีสารอินทรีย์ไมก้า (Mica) และ Plasticity Index (Pi) สูง ปริมาณการยุบตัวครั้งที่สองจะมีมากและดินเหนียวที่อยู่ในสภาพ Normally Consolidated จะมีการทรุดตัวมากกว่าดินที่อยู่ในสภาพ Overconsolidated (พิจารณาได้จากค่า C_α ในรูปที่ 2.13)

การคำนวณหาค่า ρ_s สามารถจะทำได้จากการทดสอบ การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) โดยเอาข้อมูล ε_1 - log t ระหว่างการทดสอบการอัดตัวคายน้ำโดยใช้ผลของการทดสอบที่มีช่วงของหน่วยแรงจากหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่งตามธรรมชาติ (In Situ Overburden Pressure, σ'_{vo}) มายังหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่งสุดท้าย (Final Vetical Pressure, σ'_{vf}) รูปที่ 2.14

$$\rho_s = \sum_{i=1}^{i=n} C_{\alpha_i} H_i \log t/t_{100i} \qquad (2.20)$$

2.6 <u>อัตราการทรุดตัวแบบ Consolidation เบื้องต้น</u>

ในการทรุดตัวแบบ Consolidation เบื้องต้นที่เวลา t ของดินเหนียว อัตราการทรุดตัวแบบ Consolidation สามารถหาได้จาก

$$S_c(t) = U\, S_c(f) \qquad (2.21)$$

เมื่อ $S_c(t)$ = การทรุดตัวแบบ Consolidation เบื้องต้น ณ เวลา t

$S_c(f)$ = การทรุดตัวขั้นสุดท้ายแบบ Consolidtion เบื้องต้นของดินเหนียว

U = ค่าเฉลี่ยระดับ Consolidation

ตามทฤษฎี One-Dimensional Consolidation ของ TERZAGHI และของ LACASSE ET AL. (1975) กรณีน้ำไหลออกจากช่องว่างระหว่างเม็ดดินได้ 2 มิติ (Plane Strain Condition) ค่าเฉลี่ยระดับของการ Consolidation U′ เป็นฟังก์ชั่นกับ T (Time Factor) แสดงดังรูปที่ 2.15, 2.16

LACASSE ET AL. (1975) ให้สมการที่ (2.22) สำหรับเปรียบเทียบเวลาที่ใช้ในการเกิดการทรุดตัวที่ Degree Consolidation เดียวกันระหว่างเวลาที่ได้จากทฤษฎี TERZAGHI และ ทฤษฎีที่คิดให้น้ำไหลออกจากดิน ในลักษณะ 2 มิติ

$$t = t_v \cdot I_{2D} \cdot \frac{1}{T_v \quad \alpha\sqrt{kh/kv}} \qquad (2.22)$$

t_v = เวลาที่ใช้ในการที่การไหลของน้ำเกิดใน 1 มิติ ตามทฤษฎีของ TERZAGHI ที่ U ที่สนใจ

T_v = Time Factor จากทฤษฎี TERZAGHI ที่ U′ ที่สนใจ

α = คือ ค่า Variable ที่ขึ้นอยู่กับ kh/kv, B/H, และ U′ ที่ รูป 2.17, 2.18

T_{2D} = Time factor จากทฤษฎี Lacasse et al. (1975) ที่ U′ ที่สนใจ

k_h, k_v = สัมประสิทธิ์ความซึมน้ำในแนวราบและแนวดิ่งตามลำดับ

2.7 การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินกรณีที่มีและไม่มีเสาเข็ม

2.7.1 การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินกรณีที่มีเสาเข็มหิน

การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินถม หรือ Landslide ที่ปรับปรุงเสถียรภาพโดยใช้เสาเข็มหินจะปฏิบัติในเชิงกลเช่นเดียวกับปัญหาเสถียรภาพของคันดินปกติ นอกเหนือไปจากว่าต้องพิจารณาถึง Stress Concentration ด้วย เทคนิคโดยทั่วไปที่ใช้วิเคราะห์เสถียรภาพของดินที่เสริมแรงด้วยเสาเข็มหิน มีวิธีวิเคราะห์ดังต่อไปนี้

2.7.1.1 วิธี Profile

วิธีนี้จะเปลี่ยนแต่ละแถวของเสาเข็มให้เทียบเท่าเป็นแถวยาวต่อเนื่องซึ่งมีความกว้าง W ดังแสดงในรูปที่ 2.19 (BARKSDALE และ BACHUS, 1983) จากนั้นจะวิเคราะห์แต่ละแถวของเสาเข็มและดินเหนียว โดยอาศัยคุณลักษณะทางกายภาพและคุณสมบัติของวัสดุที่แท้จริง แต่อย่างไรก็ตามในการวิเคราะห์ด้วยคอมพิวเตอร์จะพิจารณาถึง Stress Concentration ที่เกิดขึ้นในเสาเข็ม เนื่องมาจากน้ำหนักคันดิน ซึ่ง Stress ที่เกิดขึ้นนี้ จะก่อให้เกิดแรงเฉือนต้านทานเพิ่มขึ้น

ผลของ Stress Concentration อาจพิจารณาได้โดยวางแถบดินบาง ที่จำลองขึ้นบนดินเดิมและเสาเข็มที่ระหว่างผิวหน้าของคันดิน (รูปที่ 2.19) น้ำหนักของแถบดินที่จำลองขึ้นจะต้องมีขนาดใหญ่ที่จะสามารถทำให้เกิด Stress Concentration ตามที่ต้องการได้ เมื่อมี Stress เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักคันดิน น้ำหนักของแถบดินจำลองบนดินเดิมจะต้องเป็นลบเพื่อทำให้การลดลงของ Stress ที่เหมาะสม แถบดินจำลองที่วางบนดินเดิมและเสาเข็มจะต้องไม่มี Shear Strength และหน่วยน้ำหนักของดินและเสาเข็มจะแสดงตามลำดับดังนี้

$$\gamma^{c}_{r} = \frac{(\mu c-1)\,\gamma_1 H'}{T} \qquad (2.23)$$

$$\gamma^{s}_{r} = \frac{(\mu s-1)\,\gamma_1 H'}{T} \qquad (2.24)$$

เมื่อ μc และ μs คือ Stress Concentration Factor ของดินเดิมและของเสาเข็มตามลำดับ ส่วนเทอมอื่น ๆ จะนิยามดังแสดงในรูป 2.19

2.7.1.2 วิธีค่าเฉลี่ย Shear Strength

วิธีนี้จะมีการคำนวณค่าเฉลี่ยแบบถ่วงน้ำหนัก ตามคุณสมบัติของวัสดุสำหรับวัสดุที่อยู่ใน Unit Cell (ABOSHI ET AL, 1979, BARKSDALE, 1981) ดินที่มีการถ่วงน้ำหนักตามคุณสมบัติของวัสดุจะถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ โดยจะพิจารณา Stress Concentration ที่เกิดจากน้ำหนักคันดินถม

ด้วย พิจารณาภายใน Unit Cell เสาเข็มจะมีแต่เพียงแรงเสียดทานภายใน ϕs และดินบริเวณรอบ ๆ จะเป็นแบบ Undrained ที่มี Cohesion, C และมีแรงเสียดทานภายใน ϕc สภาพ Stress ภายใน Unit Cell จะแสดงดัง รูปที่ 2.20 Effective Stress ในเสาเข็ม และ Total Stress ในดินบริเวณรอบ ๆ แสดงตามลำดับดังนี้

$$\sigma'^{s}_{z} = \gamma'_{s} z + \sigma\mu_{s} \qquad (2.25)$$

เมื่อ σ'^{s}_{z} = Effective Stress ในแนวดิ่งทั้งหมดในเสาเข็ม

γ'_{s} = น้ำหนักลอยตัว (Bouyant Unit Weight) ของเม็ดวัสดุ

z = ความลึกใต้ผิวหน้าดิน

σ = Stress เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกบนคันดินถม

μ_{s} = Stress Concentration Factor สำหรับเสาเข็ม

Shear Strength ของเสาเข็มละทิ้ง Cohesion แสดงได้ดังนี้คือ

$$\tau_{s} = (\sigma'^{s}_{z} \cos^{2}\beta) \tan\phi_{s} \qquad (2.26)$$

เมื่อ β = ความลาดเอียงของผิวหน้าที่ถูกเฉือนเทียบกับแนวระนาบ

ϕ_{s} = มุมของแรงเสียดทานภายในของเสาเข็ม

Total Stress ในดิน Cohesive โดยพิจารณา Stress Concentration คือ

$$\sigma^{c}_{z} = \gamma_{c} z + \sigma\mu_{c} \qquad (2.27)$$

เมื่อ σ^{c}_{z} = Stress ในแนวดิ่งทั้งหมดในดินเหนียว

γ_{c} = หน่วยน้ำหนักอิ่มตัว (Saturated Unit Weight) ของดินเหนียว

ดังนั้น Shear Strength ของดินเหนียว คือ

$$\tau_{c} = c + (\sigma^{c}_{z} \cos^{2}\beta) \tan\phi_{c} \qquad (2.28)$$

เมื่อ τ_c = Undrained Shear Strength ของดินเหนียว

C = Cohesion ของดินเหนียว (Undrained)

ϕ_c = มุมของแรงเสียดทานภายในของดินเหนียว (Undrained)

ดังนั้น ค่าเฉลี่ย Shear Strength ภายในพื้นที่ประกอบของเสาเข็ม คือ

$$\tau = (1-a_s)\,\tau_c + a_s\,\tau_s \qquad (2.29)$$

เมื่อ a_s = อัตราส่วนการแทนที่พื้นที่

ค่าเฉลี่ย Unit Weight ภายในดินที่เสริมแรงคือ

$$\gamma_{avg} = \gamma_s a_s + \gamma_c a_c \qquad (2.30)$$

เมื่อ γ_c และ γ_s คือ Saturated Unit Weight ของดินและหิน ตามลำดับ ในวิธีนี้สามารถคำนวณค่าถัวเฉลี่ย Shear Strength และ หน่วยน้ำหนักสำหรับเสาเข็มในแต่ละแถวได้

2.7.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินกรณีที่ไม่มีเสาเข็ม

การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินสามารถจะทำได้ด้วยวิธีพื้นฐานที่นิยมใช้กันทั่วไป มีอยู่ 2 วิธี ซึ่งจะได้บรรยายในหัวข้อที่ 2.7.2.2 - 2.7.2.3

2.7.2.1 โดยใช้โปรแกรม STABLE

STABLE เป็นโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่ใช้วิเคราะห์หาเสถียรภาพของความชัน โดยอิงวิธี วิเคราะห์เสถียรภาพวิธี BISHOP สามารถป้อนข้อมูลได้ตามต้องการและให้ความถูกต้องก่อนที่จะทำ การวิเคราะห์ โปรแกรมนี้จะมีคำอธิบายตลอดเมื่อมีการป้อนข้อมูลทั้งยังสามารถเรียนรู้ได้ง่าย ใช้ใน การ

ปรับปรุงแก้ไขสภาพทางภูมิศาสตร์ของคันดินถม วิเคราะห์หาการพังทลายต่าง ๆ ที่ผิวหน้าดินโดยสามารถกำหนดช่วงการพังทลายที่ผิวหน้าดินได้

2.7.2.2 วิธี Swedish หรือ วิธี Fellenius

โดย FELLENIUS (1927) เป็นวิธีการที่ง่าย ๆ โดยใช้สมการหาอัตราส่วนความปลอดภัยแบบธรรมดา ๆ แรงที่กระทำต่อชิ้นมวลดิน (Slice) แสดงไว้ในรูปที่ 2.21 (b) โดยสมมติว่า

1. ผิวแห่งการลื่นไถล (Slip Surface) จะลื่นไถลไปตามส่วนโค้งวงกลม
2. มวลดินที่เกิดการพิบัติ จะถูกแบ่งเป็นชิ้นในแนวดิ่ง (Vertical Slice)
3. พิจารณาการสมดุลย์ของแต่ละชิ้นมวลดินที่แบ่งในข้อ 2 ซึ่งจะได้สมการ อัตราส่วนความปลอดภัย ดังนี้

$$F.S. = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} c_i l_i + (W_i \cos\alpha_i - u_i l_i) \tan\phi'_i}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \sin\alpha_i} \qquad (2.31)$$

เมื่อ W_i = น้ำหนักของมวลดินชิ้นที่ i

l_i = ความยาวของส่วนโค้งที่ฐานของมวลดินชิ้นที่ i

α_i = มุมระหว่างด้านฐานกับแนวราบของมวลดินชิ้นที่ i

c_i, ϕ'_i = คุณสมบัติทางด้านกำลังของดินชิ้นที่ i (Strength Parameters)

u_i = แรงดันน้ำใต้ฐานมวลดินชิ้นที่ i

BISHOP (1955), WHITMAN และ MOORE (1963) ได้สรุปว่า วิธี Fellenius มักจะให้อัตราส่วนความปลอดภัยค่อนข้างต่ำทั้งนี้เนื่องจากไม่ได้พิจารณาแรงระหว่างชิ้นมวลดินในแนวราบ เนื่องจากเป็นวิธีแบบง่าย ๆ และให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยค่อนข้างต่ำ จึงเป็นวิธีที่ยังนิยมใช้กันอยู่

2.7.2.3 วิธีของ BISHOP

โดย BISHOP (1955) ซึ่งถูกปรับปรุงให้ง่าย ๆ โดย JANBU ET AL., (1956) โดยไม่คิดแรงเฉือนระหว่างชิ้นมวลดิน (Slice) และสมมติว่าแรงตั้งฉากกับ Slice หรือแรงในแนวราบ เป็นแรงระหว่างชิ้นมวลดิน แรงที่กระทำในแต่ละชิ้นมวลดินได้แสดงในรูปที่ 2.21 (c) ในการวิเคราะห์แบบ Effective Stress Analysis ค่า

$$F.S. = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \{ c'_i l_i + (W_i - u_i l_i) \tan\phi'_i \} \operatorname{Sec}\alpha_i}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \sin\alpha_i \left(1 + \frac{\tan\phi'_i \tan\alpha_i}{F.S.} \right)} \qquad (2.32)$$

เพราะว่าข้อแตกต่างของวิธีของ BISHOP และ FELLENIUS ขึ้นอยู่กับค่า ϕ' ถ้า $\phi' = 0^\circ$ นั่นคือทำ Total Stress Analysis และไม่คิดค่าความดันน้ำในโพรงดิน (u) ทั้งสองวิธีจะให้ค่าเท่ากัน

WHITMAN และ MOORE (1963) กล่าวว่า แรงที่สภาวะสมดุลย์ของแต่ละชิ้นมวลดิน (Slice) ประกอบด้วยแรงในแนวดิ่ง ขณะที่แรงเพื่อการสมดุลย์ในแนวราบไม่อาจจะทราบได้ เขาสรุปได้ว่าวิธีของ BISHOP จะให้ผลดีกว่า FELLENIUS และยังเน้นว่าผิวแห่งการลื่นไถลวิกฤติที่หาโดยวิธี FELLENIUS จะไม่ทับกับที่เกิดขึ้นจริง แต่วิธี BISHOP จะคาดคะเนได้แม่นยำกว่า

WHITMAN & BAILEY (1967) หลังจากพิจารณาจากหลาย ๆ ตัวอย่างก็ได้สรุปว่าความคลาดเคลื่อนของวิธี Simplified Bishop จะมีค่ามากที่สุด ประมาณ 6%

ในการวิจัยนี้จะเลือกใช้โปรแกรม STABLE ในการวิเคราะห์หาเสถียรภาพความปลอดภัยของคันดินบนฐานรากดินเหนียวอ่อนที่ไม่มีเสาเข็มหิน และใช้วิเคราะห์หาค่าเสถียรภาพความปลอดภัยของคันดินกรณีที่ไม่มีเสาเข็มหินแต่มีการถมดิน (Back Fill) ก่อนเพื่อเตรียมทำเสาเข็มหิน การวิเคราะห์ในกรณีหลัง หลังจากได้ค่าความปลอดภัย (Factor Safety) น้อยที่สุดที่ได้นำมาเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์หาค่าเสถียรภาพความปลอดภัยของคันดินกรณีที่มีการปรับปรุงด้วยเสาเข็มหิน และใช้ค่าพารามิเตอร์ในการ

หอสมุดกลาง ... จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

คำนวณเสถียรภาพความปลอดภัยโดยวิธี Profile และ วิธีค่าเฉลี่ย Shear Strength ดังที่กล่าวไว้แล้วใน หัวข้อที่ 2.7.1

2.8 การคาดคะเนการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินเหนียวอ่อนเนื่องจากน้ำหนักคันดิน

2.8.1 การเคลื่อนตัวด้านข้างสัมพันธ์กับการทรุดตัว (Rhv)

การเคลื่อนตัวด้านข้างสัมพันธ์กับการทรุดตัว จะพิจารณาในรูปของอัตราส่วนการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด (Ym) ที่เกิดที่ขอบของฐานคันดิน ต่อการทรุดตัวสูงสุด (Sm) ซึ่งโดยทั่วไปแล้ว การทรุดตัวสูงสุดจะเกิดที่กึ่งกลางคันทางและได้กำหนดให้ Rhv = dYm/dSm

ทศวรรณ (2535) ได้ทำการวิเคราะห์ Regression โดยใช้วิธี Least Square ของดินบนทางหลวงสายบางนา-บางปะกง จำนวน 17 แห่ง ได้ความสัมพันธ์ต่าง ๆ ดังนี้

2.8.1.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Rhv กับ fmax

ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Rhv กับ fmax (Maximum Final Shear Stress Ratio) ซึ่งคือ อัตราส่วนสูงสุดระหว่างหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในมวลดิน $(\sigma v-\sigma h)/2$ ต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (Su) เมื่อ fmax มีค่าระหว่าง 0.5-1.8 ดังนี้

$$Rhv = dYm/dSm = 0.068e^{1.230(fmax)} \qquad (2.33)$$

2.8.2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Rhv กับความสูงของคันทาง

ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Rhv กับความสูงของคันทาง (ΔH) เมื่อ ΔH มีค่าระหว่าง 0-1.3 เมตร อยู่ในรูปฟังก์ชั่น Exponential ดังนี้

$$Rhv = dYm/dSm = 0.107e^{1.417\,(\Delta H)} \qquad (2.34)$$

2.8.1.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Rhv กับเสถียรภาพความลาดชันของคันทาง

ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Rhv กับเสถียรภาพความลาดชันของคันทาง เมื่อสัดส่วนความปลอดภัยมีค่าระหว่าง 1.1-1.9 อยู่ในรูปฟังก์ชั่น Exponential ดังนี้

$$Rhv = dYm/dSm = 2.768e^{-1.446(FS)} \qquad (2.35)$$

2.9 การกระจายของหน่วยแรงในมวลดิน (Stress Distribution in The Soi Mass)

การกระจายของหน่วยแรงในมวลดินเป็นส่วนสำคัญอันหนึ่ง ที่ใช้ในการคาดคะเนการทรุดตัวของชั้นดิน มีนักวิจัยมากมายได้เสนอวิธีการคำนวณต่าง ๆ เช่น สมการของ BOUSSINESG (1885), GRAY (1936) ซึ่งอาศัยข้อสมมุติฐานที่ว่ามวลดินเป็น Homogeneous, Isotropic และ อีลาสติค

LAMBE และ WHITMAN (1968) กล่าวว่า การใช้ทฤษฎีอีลาสติดในการหาค่าการกระจายของหน่วยแรงในแนวดิ่ง อาจจะมีการผิดพลาดได้ถึง $\pm$ 25%

POULOS (1967 b) ได้เสนอ Influence Charts สำหรับหาการกระจายของหน่วยแรง ที่มุมของน้ำหนักกระทำแบบสม่ำเสมอ แบบคันทาง (Corner of The Uniformly Loaded Strip Area) สำหรับชั้นดินที่เป็นแบบ Homogeneous Isotropic และ อีลาสติค ตั้งอยู่บน Rigid Base โดยหน่วยแรงในมวลดินสามารถหาได้จากสมการข้างล่างนี้

$$\Delta\sigma_z = \frac{p \cdot I_{st}}{\pi} \qquad (2.36)$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{\theta}{1+\nu} - \Delta\sigma_z \qquad (2.37)$$

$$\Delta\sigma_y = \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_z) \qquad (2.38)$$

$\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\sigma_z$ = หน่วยแรงในทิศทาง x, y, z

θ = Bulk Stress = $(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y + \Delta\sigma_z)$

I_{st} = Influence Factor (รูปที่ 2.22)

2.10 กำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (Undrained Shear Strength, S_u)

BJERRUM (1972) ได้เสนอการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนในสนาม โดยอาศัยข้อมูลจากการทดสอบ Vane ในสนามและผลการทดลองโดยการสร้างคันทางขนาดเท่าของจริง โดยการถมคันทางจนเกิดการพิบัติ แล้ววิเคราะห์อัตราส่วนความปลอดภัยในสภาพที่เกิดการพิบัติจนได้ความสัมพันธ์ ดังต่อไปนี้

$$Su_{field} = Su_{FV} \cdot \mu \qquad (2.39)$$

Su_{field} = ค่ากำลังรับแรงเฉือนในสนาม

Su_{FV} = ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ Vane

μ = Bjerrum's Correction Factor ขึ้นอยู่กับค่า Plasticity Index (Pi) รูปที่ 2.23

Bjerrum's Corection Factor, μ เป็นค่าที่ปรับแก้ผลเนื่องจาก อัตราความเครียด (Strain Rate), Anisotropy และ Progressive Failure