

บทที่ 2

ทฤษฎีและทบทวนงานในอดีต

ในการวิจัยการปรับปรุงชั้นดินเหนียวอ่อน (soft clay) บริเวณหนองงูเห่า โดยใช้วิธีท่อทรายระบายน้ำ (sand drain) มีน้ำหนักบรรทุกก่อน (preloading) ด้วยวัสดุ (surcharge) ด้วยการลดระดับน้ำใต้ดิน (dewatering) ด้วยวิธีสูญญากาศ (vacuum) จำเป็นต้องใช้ทฤษฎีและหลักการต่าง ๆ ที่มีผู้เสนอมาแล้ว นำมาใช้คาดคะเนและวิเคราะห์ผล โดยจะเสนอทฤษฎีและทบทวนงานในอดีตโดยละเอียดต่อไป

2.1 งานในอดีตเกี่ยวกับการปรับปรุงชั้นดินอ่อนโดยใช้ท่อทรายระบายน้ำในแนวดิ่ง

2.1.1 ทั่วไป

โดยทั่วไปชั้นดินที่เป็นชั้นดินอ่อน จะเป็นชั้นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมาก (soft clay to very soft clay) ชั้นทรายแป้ง (silt) หรือเป็นดินที่มีอินทรียสาร (organic soil) มีปริมาณน้ำตามธรรมชาติอยู่มาก เช่น พีท (peat) ในกรณีของชั้นดินทราย ถ้าเป็นทรายร่วน (loose sand) มีค่า SPT 'N' น้อยกว่า 10 จัดได้ว่าเป็นชั้นดินอ่อนได้เหมือนกัน

จากการสังเกต จะพบว่าชั้นดินอ่อน โดยเฉพาะเป็นดินเหนียวอ่อน มีค่ากำลังรับแรงเฉือนต่ำ (low shear strength) มีการอัดตัวมาก (high compressibility) และมีสัมประสิทธิ์ความซึมใต้น้อย (low coefficient of permeability) ดังนั้นเมื่อจะทำการก่อสร้างบนชั้นดินอ่อน ย่อมทำให้เกิดปัญหาต่าง ๆ ขึ้นในการก่อสร้าง หอจะสรุปได้ดังแสดงในตารางที่ 2.1 จากปัญหาต่าง ๆ ที่พบ ได้มีการปรับปรุงทางวิศวกรรมของดิน โดยเป็นการปรับปรุงกำลังเฉือน เพื่อป้องกันการวิบัติจากการเลื่อนตัว ป้องกันการวิรูปด้วยแรงเฉือน (shear deformation) และลดความดันดิน การเพิ่มกำลังอัด (compressibility) การปรับปรุงสมบัติการซึมผ่าน (permeability)

สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน บริเวณหนองงูเห่า ที่จะทำการวิจัยเพื่อปรับปรุงชั้นดินอ่อน โดยการติดตั้งท่อทรายระบายน้ำในแนวดิ่ง โดยใช้น้ำหนักบรรทุกก่อนด้วยวัสดุ ด้วยการลดระดับน้ำใต้ดินด้วยวิธีสูญญากาศ เพื่อเร่งการทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัวของดินเป็นจุดประสงค์หลัก และผลที่ได้ตามมาคือ จำกัดการวิรูปด้วยแรงเฉือนและส่งเสริมการเพิ่มความแข็งแรงของชั้นดินอ่อน

	การทุจริต	วิธีสามารถรับแรงอาว, เติยรภาพ	อื่น ๆ
น้ำหนักบรรทุก	1) การทุจริตทั้งหมด หรือการทุจริตไม่ทั้งหมด เนื่องจากน้ำหนักโครงสร้าง, ดินถม และส่วนประกอบอื่น ๆ 2) ความแตกต่างทางสถาปัตยกรรม 3) การทุจริตของดินที่อยู่ติดกับดินถมหรืออาคาร เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกของดินถมหรืออาคาร 4) พื้นดินทรุดเป็นบริเวณกว้าง	1) การหีบค้ำของดินถม เนื่องจากแรงเฉือนของดินฐานรากไม่เพียงพอ 2) วิธีสามารถรับแรงอาวของดินฐานรากไม่เพียงพอ 3) การกระจัดและการแตกสลายของโครงสร้าง เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกเบื้องต้นและความดันดิน 4) ดินข้างเคียงมีระดับสูงขึ้น เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกของดินถมหรือโครงสร้าง	1) การตั้งเสาเข็มของดินรอบฐานราก เนื่องจากการจรรยาหรืออื่น ๆ 2) ดินฐานรากมีลักษณะคล้ายของเหลวเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว 3) น้ำซึมตอได้ดินฐานรากของรฟ้านบหรือเขื่อน 4) ความสามารถในการรับน้ำหนักจรรยา
การขุดดิน	1) การทุจริตของดินข้างเคียง เนื่องจากการขุด 2) การทุจริตของดินฐานราก เนื่องจากการค้ำน้ำใต้ดินลดลง	1) การพังทลายของความลาดที่ขุด 2) การออกของดินที่กั้นป้อที่ขุด 3) ความดันดินเพิ่มขึ้นพร้อมกับการกลายความกั้น, ความดันเบื้องต้น, การร่วนและการขยายตัว	1) การซึมของน้ำใต้ดิน 2) ทรายดูด, น้ำปุ่คขึ้น

ตารางที่ 2.1

ปัญหาในงานก่อสร้างบนชั้นดินอ่อน

วิธีปรับปรุงนี้ เป็นการประยุกต์ผสมผสานวิธีใช้น้ำหนักบรรทุกและวิธีระบายน้ำในแนวตั้ง โดยปกติการทรุดตัวเกิดจากมีน้ำหนักบรรทุก แต่ระยะเวลาที่เกิดการยุบอัดตัวใช้เวลานาน เนื่องจากการไหลของน้ำในช่องว่างของดินสามารถไหลออกมาตามแนวตั้งเท่านั้น การนำวิธีระบายน้ำในแนวตั้ง เป็นการเร่งการยุบอัดตัวให้เร็วขึ้นกว่าสภาพตามธรรมชาติ

Daniel E. Moran (1925) ได้เสนอแนวทางปรับปรุงชั้นดินที่มีความลึกพอสมควร โดยใช้วิธีระบายน้ำในแนวตั้งโดยใช้ทราย นำมาใช้ครั้งแรกในการสร้างถนนขึ้นสะพานระหว่างซานฟรานซิสโก - โอ๊คแลนด์ ชั้นดินฐานรากเป็นโคลน (mud) ต่อมา California Division of Highways (1933 - 34) ได้ศึกษาทดสอบทั้งในห้องปฏิบัติการและภาคสนาม โดยการทดสอบให้ผลเป็นที่น่าพอใจ จึงทำให้มีการใช้อย่างกว้างขวางทางด้านสหรัฐอเมริกา มุ่งตะวันออก โดย Corps of Engineers (1941) ซึ่งเป็นเวลาเดียวกับที่ Terzaghi ได้นำมาใช้ในช่วงเวลานั้นได้มีการนำวิธีท่อระบายน้ำไปใช้อย่างมากขึ้น แต่ทฤษฎีการออกแบบจริง ๆ ยังไม่มี การใช้งานโดยเริ่มต้นอาศัยประสบการณ์

Barron (1940 - 1942) ได้เสนอทฤษฎีการออกแบบ โดยมีพื้นฐานจากทฤษฎียุบอัดตัว (Theory of consolidation) ของ Terzaghi ซึ่งเป็นทฤษฎีที่นำมาใช้จนถึงปัจจุบันอย่างกว้างขวาง Richart (1959) ได้นำวิธีทางคณิตวิเคราะห์ (numerical) มาใช้กับทฤษฎีของ Barron ทฤษฎีการออกแบบท่อระบายน้ำในแนวตั้ง จะได้กล่าวโดยละเอียดในหัวข้อต่อไป

2.1.2 ทฤษฎีท่อระบายระบายน้ำ (Theory of sand drain)

ทฤษฎีท่อระบายระบายน้ำ (Theory of sand drain) เป็นทฤษฎีที่พัฒนาจากทฤษฎีการยุบอัดตัว (Theory of consolidation) ของ Terzaghi โดยทฤษฎีของ Terzaghi คิดว่าการยุบอัดตัวในแนวตั้งเกิดจากการไหลของน้ำในโพรงออกมาตามแนวตั้งอย่างเดียว ส่วนทฤษฎีการระบายน้ำในแนวตั้งได้รวมการไหลของน้ำในโพรงตามแนวราบ (แนวรัศมี)

Karl. Terzaghi (1943) ได้เสนอทฤษฎีการยุบอัดตัว (Theory of Consolidation) เพื่อเป็นวิธีการขึ้นพื้นฐานในการคาดคะเนอัตราการทรุดตัวของชั้นดิน เมื่อน้ำหนักบรรทุกมากระทำ โดยการสร้างทฤษฎีนี้มีข้อสมมติฐานดังต่อไปนี้

1. ช่องว่างในมวลดินจะ เต็มไปด้วยของเหลวที่ไม่สามารถถูกอัดได้ (Incompressible fluid) ในกรณีนี้ หมายถึง น้ำ
2. ส่วนประกอบที่เป็นของแข็งในมวลดินไม่สามารถถูกอัดได้
3. กฎของ Darcy ($v=ki$) สามารถนำมาใช้ได้
4. ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ (coefficient of permeability, k) มีค่าคงที่
5. การยุบอัดตัวที่เกิดขึ้น เนื่องจากดินมีค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ ' k ' ค่า จากข้อสมมติฐานดังกล่าว สมมติให้อัตราส่วนของช่องว่าง (Void Ratio, e) มีการเปลี่ยนแปลงน้อยมากจนทำให้ค่า $(1+e)$ ถือเป็นค่าคงที่ได้ Terzaghi ได้ใช้เงื่อนไขการไหลของน้ำผ่านมวลดินที่สมมูลย์ได้สมการดิฟเฟอเรนเชียล ออกมาดังนี้

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k(1+e)}{\alpha_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \dots\dots\dots (2.1)$$

สมการที่ 2.1 แสดงให้เห็นว่าความดันน้ำในโพรงส่วนที่เกิน (excess pore pressure, Δu) เป็นฟังก์ชันขึ้นอยู่กับมิติในแนวตั้ง, z และเวลา, t โดยที่ค่า C_v เป็นค่าคงที่เพราะ ค่าหน่วยน้ำหนักของน้ำ, γ_w มีค่าคงที่และเทอมต่าง ๆ คือค่า k , $(1+e)$ และ α_v ถูกสมมติให้มีค่าคงที่ สมการนี้เป็นสมการอธิบายการยุบอัดตัวในแนวตั้งของชั้นดิน เนื่องจากการไหลของน้ำในแนวตั้ง

จากสมการที่ 2.1 ถ้ากำหนดให้ชั้นดินเหนียวมีความหนา $2 H$ โดยด้านบนของชั้นเป็นจุดกำเนิดของ Coordinate, z มีค่าเป็นบวกเมื่อวัดลงมา ความดันโพรงเพิ่ม, Δu ที่เกิดขึ้นในชั้นนี้เกิดจากน้ำหนักบรรทุกที่มากระทำ

เงื่อนไขของการไหลของน้ำที่ขอบเขตบนและล่างของชั้นดินเหนียว (คือ ที่ $z=0$ และ $z=2 H$) ความดันโพรงเพิ่มของที่ขอบเขตทั้งสองนี้เป็นศูนย์ไม่ว่าเวลาใด และที่ระยะสมมาตรของชั้นดินนี้ไม่มีการไหลของน้ำในแนวตั้ง เมื่อเวลาเป็นอนันต์ความดันโพรงเพิ่มที่เกิดขึ้นจะเป็นศูนย์ตลอดชั้นดินทั้งหมด เขียนขอบเขตทั้งหมดนี้อยู่ในรูปทางคณิตศาสตร์ได้ดังนี้

$$\begin{aligned}
 &u = 0 \quad \text{ที่ } z = 0 \quad \text{และ } z = 2H \quad \text{เมื่อ } 0 \leq t \leq \infty \\
 &\frac{\partial u}{\partial z} = 0 \quad \text{ที่ } z = H \quad \text{เมื่อ } 0 \leq t \leq \infty \\
 \text{และ } &u = 0 \quad \text{ที่ } 0 \leq z \leq 2H \quad \text{เมื่อ } t = \infty
 \end{aligned}$$

นอกจากนี้ มีเงื่อนไขขอบเขตเพิ่มเติม คือถ้าในกรณีความดันโพรงเพิ่มเริ่มต้น, u_0 มีค่าเท่ากันตลอดทั้งชั้นดิน จะได้เงื่อนไขขอบเขตดังนี้

$$\begin{aligned}
 u &= u_0 \\
 &\text{ที่ } 0 \leq z \leq 2H \quad \text{เมื่อ } t = 0
 \end{aligned}$$

ถ้าข้อสมมติฐานที่ว่า การหดตัวทั้งหมดน้อยมาก เมื่อเปรียบเทียบกับความหนาของชั้นดิน ($(1+e) = \text{คงที่}$) โดยการใช้ขอบเขตเงื่อนไขดังกล่าว ผลของสมการที่ (2.1) ออกมาในรูปของอนุกรมฟูเรียร์

$$u = \frac{4}{\pi} u_0 \sum_{N=0}^{\infty} \frac{1}{2N+1} \sin \left[\frac{(2N+1)\pi z}{2H} \right] e^{-(2N+1)^2 \frac{\pi^2}{4} T_v} \dots\dots\dots (2.2)$$

โดย $e = 2.718\dots\dots$ และ C_v

$$T_v = \frac{t}{H^2}$$

เทอม T_v เป็นตัวแปรอิสระไม่มีขนาด เรียกว่า ตัวประกอบเวลา (Time factor) โดยทั่วไปการเสนอผลของอัตราการหดตัวกับเวลา แสดงออกมาในรูปกราฟลอกการิทึม ของ ค่า $\frac{u}{u_0}$ กับค่า Time Factor, T_v

ทฤษฎีการยุบอัดตัวของ Terzaghi นี้ ยังสามารถนำมาใช้วิเคราะห์หาอัตรา การหดตัวในแนวตั้ง เนื่องจากการไหลในแบบสองและสามทิศทาง โดยใช้สมมติฐานเดียวกับข้างต้นจะสามารถแสดงได้ออกมาในรูปของ โคออร์ดิเนต คาร์ทีเซียน หรือ cylindrical ดังนั้น เมื่อพิจารณาการไหลของน้ำในแนวตั้งและตามแนวรัศมี ซึ่งเป็นผลให้การไหลอยู่ในแนวเอียง

สมการการยุบอัดตัว เขียนได้ออกมาในรูป cylindrical coordinate ดังนี้

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{vr} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \dots\dots\dots (2.3)$$

โดย C_{vr} = สัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวตามแนวตั้ง เนื่องจากการไหลตามแนวรัศมี
โดยสมมติว่ามีค่าแตกต่างจากค่าสัมประสิทธิ์เนื่องจากการไหลตาม
แนวตั้ง (C_v)

การวิเคราะห์การยุบอัดตัวเนื่องจากการไหลสองหรือสามทิศทาง มีตัวแปรที่เกี่ยวข้องเพิ่มขึ้นจากการไหลในแนวตั้ง (ทิศทางเดียว) คือถ้ามีการไหลสองทิศทาง มีตัวแปร x , z และเวลา หรือถ้ามีการไหลสามทิศทาง มีตัวแปร x , y , z และเวลา มาเกี่ยวข้องซึ่งเมื่อแก้วิธีการของสมการดิฟเฟอเรนเชียลย่อยมาใช้วิธีการทางคณิตศาสตร์ อย่างมาก A.B. Newman (1931) และต่อมา N. Carillo (1942) ได้แสดงวิธีการแก้สมการดิฟเฟอเรนเชียล โดยใช้วิธีการแยกตัวแปร มาใช้แก้สมการ กล่าวคือผลรวมของความดันโพรงเพิ่มหาได้ในรูปของ Component Solution ที่นำมารวมกันในขั้นตอนสุดท้าย ยกตัวอย่างในการยุบอัดตัวเนื่องจากการไหลของน้ำในสองทิศทาง วิธีแก้ของสมการประกอบไปด้วยตัวแปร x , z และ t เราแยกการวิเคราะห์โดยประเมินค่า u_x (อยู่ในรูปฟังก์ชัน x , t) และค่า u_z (อยู่ในรูปฟังก์ชัน z , t) แล้วจึงนำค่าทั้งสองมารวมกัน ณ จุดที่กำหนดในขณะเวลาเดียวกันความสัมพันธ์นี้เขียนออกมาได้ดังนี้

$$\frac{U}{U_0} = \frac{U_x}{U_0} \cdot \frac{U_z}{U_0} \quad \text{หรือ} \quad U = \frac{U_x \cdot U_z}{U_0} \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

ความสัมพันธ์แบบเดียวกันนี้ มาใช้สำหรับค่าความดันโพรงโดยเฉลี่ยได้

$$\bar{U} = \frac{\bar{U}_x \cdot \bar{U}_z}{\bar{U}_0} \quad \dots\dots\dots (2.4.1)$$

ซึ่งเป็นความสัมพันธ์อย่างง่ายและสามารถใช้สำหรับชั้นดินเอกพันธ์ (homogeneous layers)

ในการทรุดตัวของชั้นดินซึ่งเกิดจากขบวนการยุบอัดตัว (Consolidation) นั้น แสดงให้เห็นถึงว่า การทรุดตัวของชั้นดินเนื่องจากการนี้ เกิดได้เนื่องมาจากการไหลของน้ำออกมาจากช่องว่าง (Void) ระหว่างเม็ดดิน การไหลของน้ำจากช่องว่าง ระหว่างเม็ดดินสามารถไหลออกมาได้เนื่องจากเมื่อชั้นดินมีน้ำหนักบรรทุกมากกระทำ ทำให้ชั้นดินเกิดความดันโพรงเพิ่ม (excess pore pressure) ขึ้น เพื่อให้สภาพความดันโพรงอยู่ในสภาวะสมดุลกับสภาพแวดล้อม จึงต้องมีการไหลของน้ำออกจากช่องว่างไป การไหลของน้ำออกจากโพรงนี้สามารถไหลออกไปได้ทุกทิศทาง ตามแต่ความสามารถของการไหลของน้ำ โดยปกติการ

ทรุดตัวของชั้นดินตามธรรมชาติ เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกมากระทำ น้ำในช่องว่างจะไหลตามแนวตั้งขึ้นมา เวลาที่น้ำไหลออกมาจากช่องว่างตามแนวตั้งขึ้นอยู่กับความหนาของชั้นดิน , H , สัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวตามแนวตั้ง (C_v) แสดงความสัมพันธ์ออกมาได้อยู่ในรูป Time Factor

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t \quad \dots\dots\dots(2.5)$$

โดย T_v = Time factor เป็นตัวแปรอิสระไม่มีขนาด (independent dimensionless variable)

C_v = สัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวตามแนวตั้ง

H = ความหนาของชั้นดิน

t = เวลาที่เกิดขึ้นในขบวนการยุบอัดตัว ในแต่ละขณะช่วงเวลา

จากความสัมพันธ์นี้ แสดงให้เห็นว่า ถ้าชั้นดินมีความหนามากขึ้น เวลาที่ใช้ในการทำขบวนการยุบอัดตัวเกิดขึ้นสมบูรณ์ จะใช้เวลานานมากขึ้นตามความหนาของชั้นดิน เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับความหนาของชั้นดิน (ให้ค่าพารามิเตอร์ C_v มีค่าคงที่) ดังนั้นเพื่อที่จะเร่งให้ขบวนการยุบอัดตัวเกิดขึ้นโดยใช้เวลาน้อยลง จำเป็นต้องหาทางที่จะให้น้ำส่วนเกินไหลออกมาจากช่องว่างได้สะดวกขึ้น วิธีที่เสนอใช้คือการเจาะชั้นดินทำเป็นท่อทรายลงไป ให้มีระยะห่างพอสมควร น้ำส่วนเกินนอกจากจะไหลในแนวตั้งขึ้นมาแล้วยังไหลตามแนวอนสู่ท่อทรายซึ่งมีระยะการไหลน้อยกว่า ทำให้ขบวนการยุบอัดตัวเกิดขึ้นโดยใช้เวลาได้น้อยลง

L. Rendulic (1935) ได้ขยาย ทฤษฎีการยุบอัดตัวของ Terzaghi ให้นำมาใช้สำหรับการไหลของน้ำส่วนเกินตามแนวรัศมี Reginald A. Barron (1948) ได้เสนอบทสรุปของทฤษฎีท่อทรายระบายน้ำอย่างสมบูรณ์ โดยรวมถึงสิ่งที่อาจเกิดการเบี่ยงเบนไปในแนวต่าง ๆ จากข้อสมมติฐานที่ท่อทรายระบายน้ำจะมีพฤติกรรมตามแนวที่คิดไว้

ทฤษฎีท่อทรายระบายน้ำของ Barron พิจารณาถึงการทรุดตัวตามแนวตั้ง (Vertical Strain) ว่ามีสองลักษณะที่อาจเกิดขึ้นได้ในชั้นดิน คือ

- 1) แบบ "free vertical strain" เป็นผลเกิดจากน้ำหนักบรรทุกที่กระทำสม่ำเสมอตลอด

- 2) แบบ "equal vertical strain" เป็นผลเกิดจากมีการหดตัวตามแนวตั้งเท่ากันทุก ๆ จุดของพื้นผิว

การยุบอัดตัวแบบ "free vertical strain"

เมื่อพิจารณาการหดตัวแบบ free vertical strain โดยเขียนรูปแบบของท่อระบายน้ำตามแนวตั้งดังในรูปที่ 2.1 การไหลของน้ำเข้ามาที่ท่อระบายน้ำทั้งตามแนวตั้งและแนวรัศมี เนื่องจากความดันที่เพิ่มขึ้นสามารถวิเคราะห์แยกการไหลของน้ำเนื่องจากการไหลของน้ำในแนวตั้งและในแนวรัศมีได้ แล้วจึงนำการยุบอัดตัวเนื่องจากการไหลของสองแนวมารวมกัน เพื่อให้ได้พฤติกรรมของการยุบอัดตัวขั้นสุดท้าย

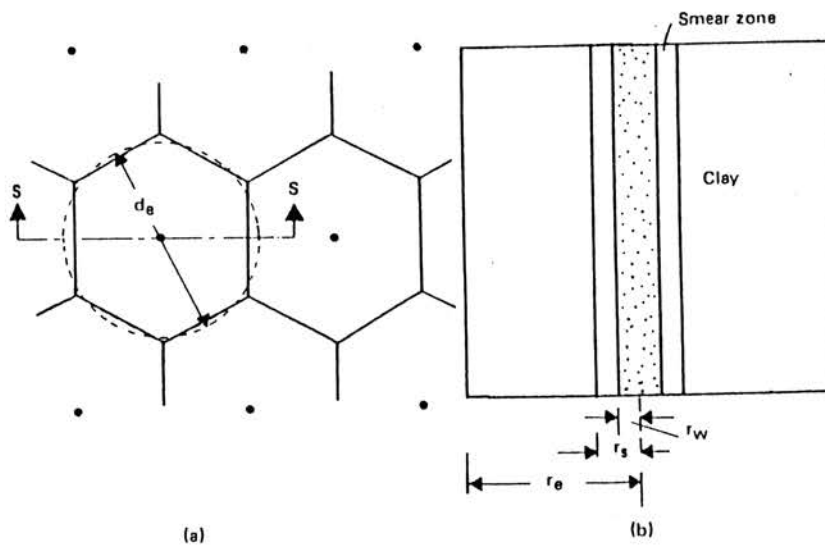
จากรูปที่ 2.1 พิจารณาถึงการยุบอัดตัวเนื่องจากการไหลตามแนวรัศมี ให้ท่อระบายน้ำจัดเรียงตัวเป็นรูปสามเหลี่ยมด้านเท่า ประมาณว่ารูปหกเหลี่ยมนี้เทียบเท่ากับกลมมีเส้นผ่าศูนย์กลาง, d_e ซึ่งใช้เป็นขีดจำกัดภายนอกที่ท่อระบายจะมีผลใช้งานได้ จากรูปเมื่อพิจารณาถึงการยุบอัดตัวเนื่องจากการไหลของน้ำตามแนวรัศมี ที่มีปริมาตรดินสำหรับการยุบอัดตัวระหว่างระยะ d_e (เส้นผ่าศูนย์กลางของเขตอิทธิพลของท่อระบายและ d_w (เส้นผ่าศูนย์กลางของท่อระบาย)

จากสมการที่ 2.3 โดยไม่คิดถึงการไหลของน้ำตามแนวตั้ง ได้สมการดังนี้

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{vr} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right] \dots \dots \dots (2.6)$$

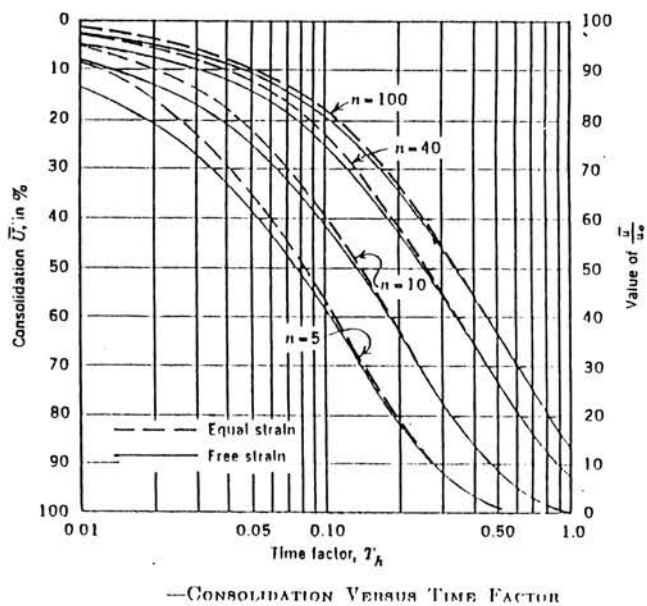
เป็นสมการการยุบอัดตัวซึ่งอธิบายอยู่ในรูปของ Radial Coordinates ขอบเขตเงื่อนไขที่ใช้เพื่อวิเคราะห์สมการนี้มีดังนี้ คือ

1. เมื่อ $t = 0$ ความดันของน้ำในโพรงเริ่มต้น, u_0 , สม่ำเสมอตลอดทั้งมวลดิน
2. เมื่อ $t > 0$ ความดันของน้ำในโพรงที่เพิ่มขึ้น ณ บริเวณผิวท่อระบายน้ำมีค่าเป็นศูนย์
3. ที่รัศมีภายนอก, r_e , ถือว่าเป็นแนวที่น้ำไม่สามารถไหลผ่านซึ่งกันและกันได้ ดังนั้น $\frac{\partial u}{\partial r} = 0$ เมื่อ $r = r_e$



General layout of sand drains. (a) Plan. (b) Cross section at SS.

รูปที่ 2.1 รูปแบบของท่อทรายระบายน้ำตามแนวตั้ง



รูปที่ 2.2 การยุบอัดตัวกับ Time Factor, T_h

จากขอบเขตเงื่อนไขที่กำหนดให้ตั้งข้างต้น แก่สมการได้ออกมาในรูปของ u_r (ความดันของน้ำในโพรงที่ตำแหน่ง r , เวลา t , ใด ๆ อันเนื่องมาจากการไหลของน้ำ ตามแนวรัศมีอย่างเดียว) และ \bar{u}_r (ค่าเฉลี่ยของ u_r ตลอดทั้งมวลดินที่เวลา t , ใด ๆ) คือ

$$u_r = u_0 \sum_{\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \dots}^{\alpha=\infty} \frac{-2U_1(\alpha) \cdot U_0\left(\frac{\alpha r}{r_w}\right)}{\alpha \{n^2 U_0^2(\alpha n) - U_1^2(\alpha)\}} e^{-4\alpha^2 n^2 T_h} \dots (2.7.1)$$

$$\text{และ } \bar{u}_r = u_0 \sum_{\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \dots}^{\alpha=\infty} \frac{4U_1^2(\alpha)}{\alpha^2 (n^2 - 1) \{n^2 U_0^2(\alpha n) - U_1^2(\alpha)\}} e^{-4\alpha^2 n^2 T_h} \dots (2.7.2)$$

$$\begin{aligned} \text{โดย } U_1(\alpha) &= J_1(\alpha) Y_0(\alpha) - Y_1(\alpha) J_0(\alpha) \\ U_0(\alpha) &= J_0(\alpha) Y_0(\alpha) - Y_0(\alpha) J_0(\alpha) \\ U\left(\frac{\alpha r}{r_w}\right) &= J\left(\frac{\alpha r}{r_w}\right) Y(\alpha) - Y\left(\frac{\alpha r}{r_w}\right) J(\alpha) \end{aligned}$$

ซึ่ง J_0 และ J_1 เป็นฟังก์ชันเบสเซลชนิดที่หนึ่ง ลำดับที่ศูนย์และหนึ่งตามลำดับ Y_0 และ Y_1 เป็นฟังก์ชันเบสเซลชนิดที่สองลำดับที่ศูนย์และหนึ่งตามลำดับ α_1 α_2 และ α_3 เป็นรากของฟังก์ชันเบสเซล ซึ่งทำให้ $J_1(\alpha n) Y_0(\alpha) - Y_1(\alpha n) J_0(\alpha) = 0$ และ n เป็น

อัตราส่วนของ $\frac{r_e}{r_w} = \frac{d_e}{d_w}$ Time factor ของการยุบอัดตัวเนื่องจากการไหล โดย k_h คือสัมประสิทธิ์ความสามารถของการไหลซึมผ่านของน้ำได้

$$T_h = \frac{k_h (1+e) t}{a \gamma \frac{d_w^2}{v_w e}}$$

ในทิศทางตามแนวราบ

การยุบอัดตัวแบบ "equal vertical strain"

เงื่อนไขของการยุบอัดตัวแบบ "Equal Strain" หมายถึงว่าการหดตัวที่พื้นผิวไม่ได้เปลี่ยนแปลงการกระจายของน้ำหนักบรรทุกไปยังดิน แม้ว่าในสภาพที่เกิดขึ้นจริงการยุบอัดตัวบริเวณรอบผิวของท่อระบายจะเร็วกว่าบริเวณนอกที่ไกลออกไป ทำให้บริเวณที่เกิดการหดตัวมากกว่า เกิดการกระจายน้ำหนักบรรทุกบนพื้นผิวใหม่ โดยเฉพาะถ้าวัสดุที่ใช้เป็นน้ำหนักบรรทุกเกิด arch ขึ้น ซึ่งทำให้เกิดการกระจายน้ำหนักบรรทุกใหม่ ทำให้เกิดการหดตัวบนพื้นผิวที่เท่ากัน Barron ได้วิเคราะห์จากเงื่อนไขดังกล่าว ได้ผลของการวิเคราะห์ดังนี้

$$u_r = \frac{4\bar{u}}{d_e^2 f(n)} \left\{ r_e^2 \ln\left(\frac{r}{r_w}\right) - \frac{r^2 - r_w^2}{2} \right\} \dots (2.8)$$

โดยที่ $\bar{u} = u_0 e^{\lambda}$,
 $\lambda = \frac{-8 T_h}{f(n)}$ และ $f(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$

และตึกกรการยุบอัดตัว (degree of consolidation) โดยเฉลี่ย เนื่องจากการไหลของน้ำตามแนวราบ (แนวรัศมี) คือ

$$U_r = 1 - \exp\left[\frac{-8t}{f(n)}\right] \dots (2.9)$$

การรวมตึกกรการยุบอัดตัว เนื่องจากการไหลของน้ำตามแนวตั้งและแนวราบ (แนวรัศมี)

ในสภาวะความเป็นจริง ความดันน้ำในโพรงที่เพิ่มขึ้นจะไหลกระจายออกไปทั้งสองแนว Carillo (1942) ได้แสดงถึงวิธีหาผลรวมของตึกกรการยุบอัดตัวที่เกิดขึ้น โดย

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r) \dots (2.10)$$

โดยที่ U = ตึกกรการยุบอัดตัวโดยเฉลี่ยที่รวมผลของการไหลของน้ำตามแนวตั้งและแนวราบ

U_v = ตึกกรการยุบอัดตัวโดยเฉลี่ยที่เกิดจากการไหลของน้ำตามแนวตั้ง

U_r = ตึกกรการยุบอัดตัวโดยเฉลี่ยที่เกิดจากการไหลของน้ำตามแนวราบ (แนวรัศมี)

การเปรียบเทียบวิธีวิเคราะห์แบบ "free vertical strain" และ "equal vertical strain"

จากการวิเคราะห์ทั้งสองแบบได้แสดงออกมาในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างความดันน้ำในโพรงโดยเฉลี่ย, U และ Time factor, T_h ดังในรูปที่ 2.2 เมื่อนำผลของทั้งสองแบบมาพิจารณาค่าจะพบว่ามีความแตกต่างกันน้อยมาก โดยเฉพาะผลที่ได้จากค่า 'n'

มากกว่า 10 ดังนั้นเมื่อเปรียบเทียบกับเวลาที่ต้องใช้ในการวิเคราะห์ Barron จึงแนะนำ
ให้ใช้วิธีวิเคราะห์โดยวิธี Equal Strain

ทฤษฎีที่ใช้ออกแบบการยุบอัดตัวโดยวิธีระบายน้ำในแนวตั้งโดยใช้ท่อทราย พิจารณา
จากการไหลของน้ำจากช่องว่างไปที่ท่อทรายในทิศทางตามแนวรัศมีและแนวตั้งร่วมกัน
Barron ได้สรุปการวิเคราะห์โดย แยกวิเคราะห์การไหลของน้ำจากช่องว่างในแต่ละแนวแยก
ออกไป อัตราส่วนความดันน้ำในโพรงส่วนเกิน ณ เวลาใด ๆ ของการไหลแต่ละแนว เพื่อที่
จะได้ผลรวมกัน จะนำมาคูณกัน (ดูรูปที่ 2.3)

Barron ยังได้ขยายการวิเคราะห์การยุบอัดตัวแบบ "equal vertical
strain" ของท่อทรายระบายน้ำ ที่มีผลของ "smear" มาเกี่ยวข้องอยู่ด้วย เขตการเกิด
smear ในท่อทรายระบายน้ำเกิดจากการรบกวน (remolding) ดินเหนียว ในระหว่าง
การติดตั้งท่อทรายระบายน้ำผลของการรบกวนดินเหนียวนี้ทำให้สัมประสิทธิ์ความซึมได้ในแนว
ราบลดลง การวิเคราะห์ใช้สมมติฐานที่ว่า ดินเหนียวในเขต smear จะมีขอบเขต
(boundary) หนึ่งที่มีความดันโพรงเพิ่ม (excess pore water pressure) เป็นศูนย์
และขอบเขตอื่นที่มีความดันโพรงเพิ่มขึ้นอยู่กับเวลา จากสมมติฐานดังกล่าว ได้ สมการ

$$u = \frac{1}{m} u_{av} \left\{ \ln\left(\frac{r}{r_e}\right) - \frac{r^2 - r_s^2}{2 r_e^2} + \frac{k_h}{k_s} \left(\frac{n^2 - s^2}{n^2} \right) \ln S \right\} \dots\dots(2.11)$$

โดย $k_s =$ สัมประสิทธิ์ความซึมได้ของเขต smear

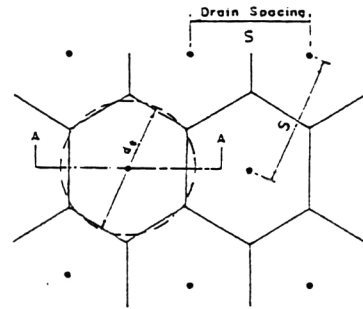
$$s = \frac{r_s}{r_w}$$

$$m = \frac{n^2}{n^2 - s^2} \left\{ \ln\left(\frac{n}{s}\right) - \frac{3}{4} + \frac{s^2}{4n^2} \frac{k_h}{k_s} \left(\frac{n^2 - s^2}{n^2} \right) \ln S \right\}$$

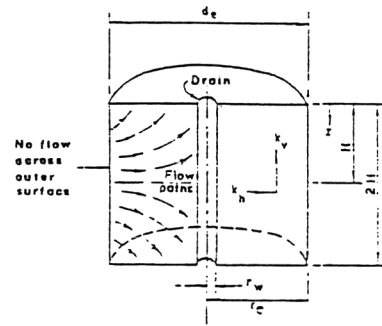
$$u_{av} = u_i \exp. \left(\frac{-8T}{m} \right)$$

สัดส่วนของการยุบอัดตัว (degree of consolidation) โดยเฉลี่ย ได้จากความ
สัมพันธ์ดังนี้

$$U_r = 1 - \frac{u_{av}}{u_i} = 1 - \exp. \left(\frac{-8 T}{m} \right) \dots\dots(2.12)$$



PLAN OF SAND PATTERN



SECTION A-A

VERTICAL CONSOLIDATION

$$c_{v-v} = \frac{k_v(1+e_0)}{a_{v-v} \gamma_w} = \frac{H^2 T_v}{t} \quad \text{OR} \quad t = \frac{T_v H^2}{c_{v-v}}$$

RADIAL CONSOLIDATION

$$c_{v-h} = \frac{k_h(1+e_0)}{a_{v-h} \gamma_w} = \frac{d_e^2 T_h}{t} \quad \text{OR} \quad t = \frac{T_h d_e^2}{c_{v-h}}$$

COMBINED RADIAL AND VERTICAL FLOW

AT ANY TIME:

EXCESS PORE WATER PRESSURE RATIOS } $\left(\frac{u}{u_0}\right)_{v+h} = \left(\frac{u}{u_0}\right)_v \times \left(\frac{u}{u_0}\right)_h$ AT A POINT

EXCESS PORE WATER PRESSURE RATIOS } $\left(\frac{\bar{u}}{u_0}\right)_{v+h} = \left(\frac{\bar{u}}{u_0}\right)_v \times \left(\frac{\bar{u}}{u_0}\right)_h$ AVERAGE VALUES

DEGREE OF CONSOLIDATION } $U = 1 - \frac{u}{u_0}$ AT A POINT

DEGREE OF CONSOLIDATION } $\bar{U} = 1 - \frac{\bar{u}}{u_0}$ AVERAGE VALUE

Notation of Symbols

- a_{v-v} = coefficient of compressibility for vertical consolidation
- c_{v-h} = coefficient of consolidation for horizontal drainage and vertical consolidation
- c_{v-v} = coefficient of consolidation for vertical drainage and vertical consolidation
- d_e = effective diameter of area tributary to sand drain
- d_w = effective diameter of sand drain
- e_0 = initial void ratio
- H = layer thickness for one-way drainage
- k_h = coefficient of permeability for horizontal flow
- k_v = coefficient of permeability for vertical flow
- r_e = effective radius of area tributary to sand drain
- r_w = effective radius of sand drain
- S = drain spacing
- T_h = time factor for radial drainage and vertical consolidation
- T_v = time factor for vertical drainage and vertical consolidation
- t = time

- U = percent consolidation at any point
- \bar{U} = average percent consolidation
- u = excess pore-water pressure at a point
- \bar{u} = average excess pore-water pressure
- u_0 = initial excess pore-water pressure
- \bar{u}_v = average excess pore-water pressure for vertical drainage only
- $(u/u_0)_h$ = excess pore-water pressure ratio for horizontal drainage only
- $(\bar{u}/u_0)_h$ = average excess pore-water pressure ratio for horizontal drainage only
- $(u/u_0)_v$ = excess pore-water pressure ratio for vertical drainage only
- $(\bar{u}/u_0)_v$ = average excess pore-water pressure ratio for vertical drainage only
- $(u/u_0)_{v+h}$ = excess pore-water pressure ratio for combined vertical and horizontal drainage
- $(\bar{u}/u_0)_{v+h}$ = average excess pore-water pressure ratio for combined vertical and horizontal drainage
- w = water content
- z = depth
- γ_w = unit weight of water

รูปที่ 2.3 แนวความคิดของทฤษฎีการซูดตัวของท่อทรายระฆัง

Hansbo (1960) ได้ขยายการวิเคราะห์สภาพการไหลของน้ำตามกฎของ Darcy ($v=ki$) ในกรณี equal strain ว่าเมื่อเปรียบกับการทดสอบในสนามค่าความลาดชันทางชลศาสตร์ (hydraulic gradient) ควรมีค่ายกกำลังประมาณ 1.5

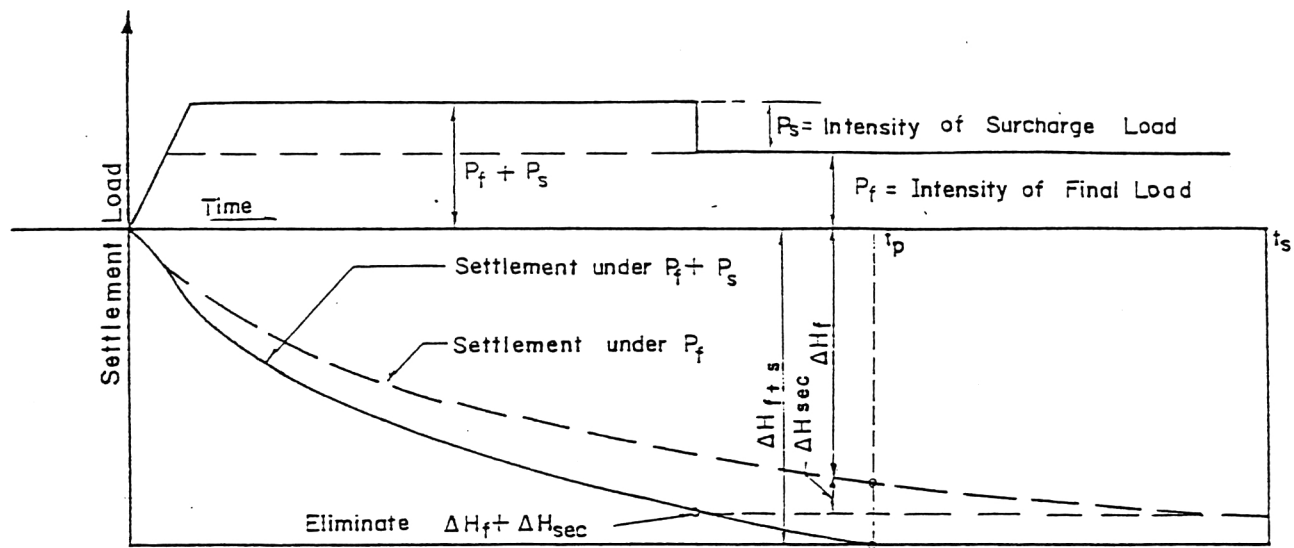
2.1.3 วิธีใช้น้ำหนักบรรทุกก่อน (pre-loading method) ด้วยวิธีบรรทุกน้ำหนักเกิน (surcharge method) วิธีความดันบรรยากาศ (atmospheric pressure method) และวิธีลดระดับน้ำใต้ดิน

การใช้วิธีน้ำหนักบรรทุกก่อน มีจุดประสงค์เพื่อเพิ่มการอัดตัวของชั้นดินอ่อนและเพิ่มแรงเฉือนแก่ดินฐานราก ในการเพิ่มอัตราการอัดตัวจะต้องบรรทุกน้ำหนักด้วยการถมดินเท่ากับหรือมากกว่าน้ำหนักของโครงสร้างล่วงหน้าก่อนงานหลัก เมื่อหยุดตัวดีแล้วน้ำหนักออกและลงมือทำโครงสร้างบนชั้นดินอ่อนที่ปรับปรุงแล้ว เป็นการลดปัญหาการหยุดตัวหลังการก่อสร้าง วิธีบรรทุกน้ำหนักล่วงหน้าเกินกว่าน้ำหนักโครงสร้างที่กำหนด เรียกว่า วิธีบรรทุกน้ำหนักเกิน (surcharge method)

นอกจากการใช้น้ำหนักดินถมทำให้เกิดการอัดตัวดังกล่าวแล้ว ยังใช้การลดระดับน้ำใต้ดิน ซึ่งจะเพิ่มความเค้นประสิทธิผลของดินฐานรากที่ทำหน้าที่คล้ายน้ำหนักที่ทำให้เกิดการอัดตัวของดินวิธีนี้เรียกว่า วิธีลดระดับน้ำใต้ดิน (GWL lowering method) และมีอีกวิธีหนึ่งใช้ความดันบรรยากาศทำหน้าที่เป็นน้ำหนักที่ทำให้ดินเกิดการอัดตัว โดยการคลุมผิวดินด้วยแผ่นฟิล์มกันอากาศแล้วดูดอากาศออกให้หมด วิธีนี้เรียกว่า วิธีความดันบรรยากาศ (atmospheric pressure method) หรือ วิธีความดันสุญญากาศ (vacuum pressure method)

การใช้น้ำหนักบรรทุกก่อนด้วยวิธีบรรทุกน้ำหนักเกิน

วัสดุที่ใช้เป็นน้ำหนักบรรทุก มักใช้ดินถมเป็นรูปคันทาง (Embankment) ทำให้เกิดความเค้นตามแนวตั้งเพิ่มขึ้น เกิดการยุบอัดตัวแนวความเค้นของการใช้น้ำหนักบรรทุกก่อนแสดงอยู่ในรูป 2.4 กล่าวคือเมื่อบรรทุกน้ำหนักให้แก่ชั้นดินอ่อน เท่ากับน้ำหนักของโครงสร้างรวมกับน้ำหนักส่วนเกิน ($P_f + P_s$) จนเกิดการยุบอัดตัวในชั้นดินในระดับหนึ่ง (ΔH_{f+s}) น้ำหนักบรรทุกออก เมื่อสร้างโครงสร้างด้วยน้ำหนัก P_f โดยปกติจะมีการหยุดตัวขนาด ΔH_f ขึ้น แต่ชั้นดินเกิดการหยุดตัวขึ้นมาก่อนแล้ว จึงไม่เกิดการหยุดตัวตามมา



- t_p = Time for completion of primary consolidation.
 t_s = Time for completion of certain amount of secondary compression
 ΔH_{f+s} = Settlement due to primary consolidation under $P_f + P_s$.
 ΔH_f = Settlement due to primary consolidation under P_f .
 ΔH_{sec} = Settlement due to secondary compression under P_f

By selecting an appropriate surcharge load and duration of surcharge loading, all or part of the settlement under final load can be eliminated.

รูปที่ 2.4 แนวความคิดของการใช้น้ำหนักบรรทุกก่อน

โดยปกติ การถมวัสดุบนชั้นดินอ่อนจะถมเป็นช่วง ๆ เพื่อให้ชั้นดินข้างใต้มีกำลังเพิ่มขึ้นพอเพียงที่จะต้านความเค้นเฉือน (shear stress) จากน้ำหนักบรรทุก

การใช้น้ำหนักบรรทุกก่อนด้วยวิธีลดระดับน้ำใต้ดิน

วิธีนี้อาศัยหลักการตามที่แสดงในรูปที่ 2.5 คือการลดระดับน้ำใต้ดินจะทำให้ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งเพิ่มจาก

$$\bar{P}_0 = P - \gamma_w \cdot Z$$

$$\begin{aligned} \text{เป็น} \quad \bar{P}_1 &= p - \gamma_w (z - \Delta z) \\ &= \bar{P}_0 + \Delta z \gamma_w \end{aligned}$$

จากหลักการนี้ ความเค้นจะเพิ่มขึ้น 1 ตัน/ม² เมื่อระดับน้ำลดลง 1 เมตร ความสูงทางทฤษฎีของการสูบน้ำที่ดูจากบ่อจะได้ 10.3 เมตร แต่เมื่อพิจารณาถึงการสูญเสียกำลังในการสูบแล้ว ระดับน้ำที่ลดในทางปฏิบัติจะได้ประมาณ 5.5 - 6.0 เมตร เท่านั้น

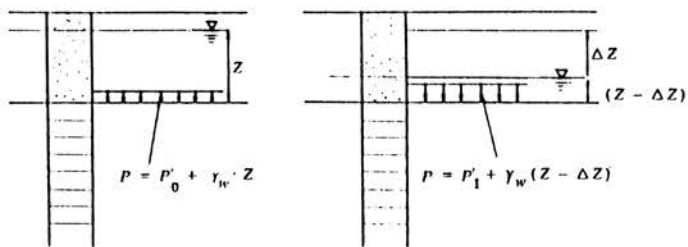
การใช้น้ำหนักบรรทุกก่อนด้วยวิธีความดันบรรยากาศ

ดังแสดงในรูปที่ 2.6 วิธีนี้ใช้ทรายถมบนชั้นดินอ่อนและคลุมไว้ด้วยแผ่นฟิล์มกันอากาศรั่วซึม เพื่อลดความดันอากาศในชั้นทราย และใช้ความดันบรรยากาศทำให้เกิดการอัดตัวในดิน

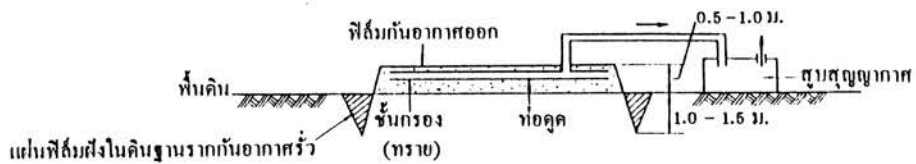
ตามทางทฤษฎี จะได้น้ำหนักบรรทุกประมาณ 10 ตัน/ม² แต่อาจมีการรั่วในทางปฏิบัติจะได้ประมาณ 5 - 6 ตัน/ม²

2.1.4 ปัจจัยต่าง ๆ ที่มีผลต่อทฤษฎีการระบายน้ำในแนวตั้ง

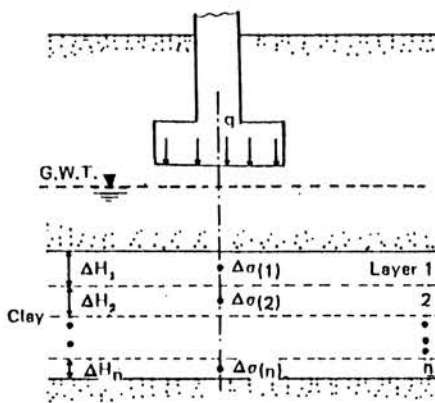
ในการออกแบบใช้ทฤษฎีการระบายน้ำในแนวตั้ง มีปัจจัยหลายประการที่มีผลกระทบต่อทฤษฎีการออกแบบ ปัจจัยดังกล่าวได้แก่ สัมประสิทธิ์การยุบอัดตัว, การออกแบบน้ำหนักบรรทุกเกิน, secondary compression และวิธีการทำท่อทรายระบายน้ำในแบบต่าง ๆ ปัจจัยเหล่านี้มีผลให้การออกแบบกับผลที่ได้จากภาคสนามมีความคลาดเคลื่อนไปอย่างมาก



รูปที่ 2.5 วิธีลดระดับน้ำในดิน



รูปที่ 2.6 * วิธีความดันบรรยากาศ



รูปที่ 2.7 การแบ่งชั้นดิน เหนียวสำหรับคำนวณปริมาณการทรุดตัว

สัมประสิทธิ์การยุบอัดตัว (Coefficient of Consolidation)

ในทฤษฎีการระบายน้ำในแนวตั้ง การเลือกใช้พารามิเตอร์ค่าสัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวมีผลอย่างมากต่อการออกแบบค่าสัมประสิทธิ์การยุบอัดตัว เนื่องจากการไหลตามแนวรัศมีจะขึ้นอยู่กับสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ในแนวราบของชั้นดิน โดยปกติจากการทดสอบการยุบอัดตัว (consolidation test) ค่าสัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวจากการไหลตามแนวรัศมีจะมีค่ามากกว่าค่าสัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวจากการไหลในแนวตั้ง

Rowe (1964) ได้ทำการทดสอบการยุบอัดตัวแบบพิเศษ จำลองการไหลตามแนวรัศมีสู่ท่อทรายโดยใช้ตัวอย่างที่เก็บได้ขนาดใหญ่ เพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวตามแนวรัศมีให้ถูกต้องยิ่งขึ้น

Cedergren และ Weber (1962) ได้แนะนำการใช้ค่าสัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวจากการทดสอบความซึมผ่านได้ในสนาม และสัมประสิทธิ์ความสามารถอัดตัวได้จากการทดสอบการยุบอัดตัวโดยปกติ อย่างไรก็ตาม แม้จะมีการทดสอบทั้งในภาคสนามหรือในห้องปฏิบัติการที่ใช้ตัวอย่างที่เก็บได้ขนาดใหญ่ ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ตามแนวรัศมีจากการทดสอบเหล่านี้ จำต้องมีการลดค่าลงเนื่องจากอัตราส่วนช่องว่าง (void ratio) และความซึมได้ ลดลงในขณะที่เกิดขบวนการยุบตัว ซึ่งอาจลดความสามารถซึมได้ในภาคสนามลงประมาณ หนึ่งในสี่ ถึงหนึ่งในสิบ ของค่าเริ่มต้น ยิ่งไปกว่านั้นผลของการติดตั้งท่อทรายระบายน้ำที่รบกวนดิน จะต้องนำมาพิจารณาาร่วมกันอีกด้วย

ค่าสัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวที่ใช้ในการออกแบบทั้งเนื่องจากการไหลในแนวตั้งและแนวรัศมีโดยทั่วไปแล้ว จะมีค่าลดลงในขณะที่เกิดการยุบอัดตัว ค่าที่ใช้ในการออกแบบควรเลือกค่าความเกินประสิทธิผลที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกที่มากที่สุดหรือต่ำกว่าเล็กน้อย การยุบอัดตัวที่เร็วด้านขอบของท่อทรายระบายน้ำ ยังอาจมีผลให้เกิดเขต Smear อีกด้วย โดยที่ยังไม่ได้คำนึงถึงวิธีการติดตั้งท่อทรายระบายน้ำ

การออกแบบน้ำหนักบรรทุกเกิน (Surcharge design)

โดยทั่วไปการออกแบบการยุบอัดตัวตามแนวตั้งโดยไม่ใช้ท่อทราย น้ำหนักบรรทุกเกินที่ใช้ในการออกแบบจะขึ้นอยู่กับดีกรีการยุบอัดตัว (degree of consolidation) ที่กึ่งกลางชั้นดินที่อัดตัวได้เป็นหลัก แต่ในการออกแบบการยุบอัดตัวโดยใช้ท่อทราย น้ำหนักบรรทุก

เกินที่ใช้พิจารณาจากสัดส่วนของการยุบอัดตัวระหว่างท่อทรายเป็นหลัก การควบคุมเพื่อให้เป็นไปตามการออกแบบ ใช้สัดส่วนของการยุบอัดตัวโดยเฉลี่ยของระนาบที่กึ่งกลางของชั้นดินที่ถูกอัดได้

Secondary Compression

การออกแบบ เพื่อให้เกิดการทรุดตัวหลังการก่อสร้าง เนื่องจากขบวนการยุบอัดตัวปฐมภูมิ (primary consolidation) อาจยังไม่พอ ถ้าในกรณีดินเกิดการทรุดตัวเนื่องจาก secondary compression ได้ การออกแบบเพื่อให้สอดคล้องกับการทรุดตัวนี้ สามารถทำได้โดยใช้น้ำหนักบรรทุกมากเกินกว่าปกติที่ใช้สำหรับการเกิดการทรุดตัวเนื่องจากขบวนการยุบอัดตัวปฐมภูมิ

วิธีทำท่อทรายระบายน้ำ

วิธีติดตั้งท่อทรายมีหลายวิธี โดยแต่ละวิธีจะมีผลกระทบต่อประสิทธิภาพการทำงาน ของระบบต่าง ๆ กันไป วิธีติดตั้งท่อทรายต่าง ๆ กันดังกล่าวได้แก่ วิธี closed mandrel-driven, closed mandrel-jetted, open mandrel-driven, open mandrel-jetted, rotary drill, rotary jet, continuous auger-solid stem, continuous auger-hollow stem, bucket auger และ vibratory driving ผลกระทบของแต่ละวิธีการ สรุปออกมาได้ดัง ตารางที่ 2.2

2.2 การประมาณการทรุดตัวของดิน (Evaluation of Soil Settlement)

2.2.1 ทั่วไป

การทรุดตัวของดิน สามารถแยกออกเป็นลักษณะใหญ่ได้ 2 ลักษณะ คือ

1. การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที เมื่อดินได้รับความเค้นจากแรงภายนอกมากระทำ
2. การทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา กล่าวคือเมื่อเวลาเพิ่มขึ้น การทรุดตัวจะเพิ่มขึ้นด้วย โดยที่อัตราการทรุดตัวจะลดลงไปเรื่อย ๆ เมื่อเวลาเพิ่มขึ้นจนในที่สุดอัตราการทรุดตัวจะช้ามากซึ่งในทางปฏิบัติถือว่าการทรุดตัวได้หยุดลงแล้ว

ตารางที่ 2.2

ผลกระทบจากวิธีทำท่อทรายระบายน้ำ

ผลของการรบกวน	สาเหตุ
<p>Smear</p> <p>การแทนที่ของดินและผลของการ กวนดิน (remold)</p> <p>การอุดตันที่ชั้นทราย , แผ่นฟิล์ม โคลนบางๆเกาะอยู่ที่ด้านข้าง ของท่อทราย</p> <p>ทรายที่ทำท่อทรายสกปรก</p>	<p>เกิดกับการติดตั้งทุกวิธี</p> <p>เกิดจากการแทนที่ดินจากภายนอกโดยใช้วิธี driven closed end mandrel</p> <p>การแทนที่ของดินด้านในจากการใช้น้ำฉีด (Jetting) หรือขณะถอนก้านเจาะ (solid stem augers)</p> <p>การแทนที่เข้าหรือออกของดินจากวิธี hollow-stem auger ซึ่งขึ้นอยู่กับอัตรา การหมุนและการกดของสว่านเจาะ</p> <p>จากโคลนที่เจาะตามธรรมชาติจากวิธีฉีดน้ำ</p> <p>เกิดจากวิธีฉีดน้ำแล้วล้างหลุมไม่ดีพอ หรือขณะ ถอนก้าน เจาะมีทรายติดตามมาด้วย</p>

การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที (immediate settlement, ρ_i) สำหรับดินที่มีเม็ดดินใหญ่ (coarse grained soil) หรือดินที่ไม่มี ความเหนียว (cohesionless) เช่น กรวดทราย และ non plastic silt ดินจำพวกนี้การทรุดตัวเกือบทั้งหมด จะเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นได้ทันที สาเหตุเนื่องมาจากดินชนิดนี้มีความซึมได้ (permeability) สูง ดังนั้นน้ำจึงสามารถไหลออกจากดินได้ง่ายซึ่งเป็นผลให้ดินมีการเปลี่ยนแปลงในปริมาตรและเกิดการทรุดตัวได้ทันทีเมื่อดินได้รับความเค้นเนื่องจากสิ่งก่อสร้างการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากที่น้ำถูกบีบออกจากดินและปริมาตรของดินเกิดการเปลี่ยนแปลง เรียกว่า Drained Settlement ในกรณีดินที่มีความเหนียวและเม็ดดินเล็ก (fine grained soil) เช่น ดินเหนียว และ plastic silt ถ้าดินเหล่านี้มีน้ำที่อิ่มตัวเต็มที่ (degree of saturation = 1.0) การทรุดตัวจะเกิดขึ้นได้ทันทีต่อเมื่อลักษณะของความเค้นและลักษณะทางเรขาคณิตของน้ำหนักบรรทุก (geometry of loading) ทำให้ดินเกิดความเครียดได้ในลักษณะ 2 และ 3 มิติเท่านั้น โดยในการตั้งถ่วงน้ำหนักการทรุดตัวเกิดขึ้นพร้อม ๆ กับเกิดการขยายตัวทางด้านข้างเพราะดินไม่สามารถเปลี่ยนแปลงในปริมาตรได้ทันที เมื่อถูกความเค้น เนื่องจากดินมีความซึมได้ต่ำ การที่ดินไม่เปลี่ยนแปลงปริมาตร (เพราะน้ำในช่องว่างเม็ดดินไหลออกมาไม่ได้) แต่เกิดการทรุดตัวขึ้นได้อาจทำให้มวลดินเกิดการพังทลายได้และเรียกการทรุดตัวชนิดนี้ว่า Undrained settlement ความเค้นที่เพิ่มขึ้นในดินเหนียวจะทำให้ความดันน้ำในดินเพิ่มขึ้น เพราะน้ำไหลออกจากช่องว่างของดินได้ยาก ดินเหนียวจึงมีความดันโพรงเพิ่ม (excess pore pressure) เกิดขึ้น และความดันน้ำรวม (total head) ของน้ำในมวลดินจะมีค่าไม่เท่ากัน และจะทำให้เกิดการไหลของน้ำออกจากดินได้ด้วยผลของการยุบอัดตัว (consolidation) และการทรุดตัวที่จะเกิดขึ้นต่อมา จึงเป็นฟังก์ชันกับเวลา

วิธีการวิเคราะห์การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที อาจทำได้ 3 วิธี ดังนี้

1. การใช้วิธี linear elasticity
2. การใช้วิธี stress path
3. การใช้วิธี finite element

ส่วนการทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา (time dependent settlement, P_t) ซึ่งเป็นลักษณะการทรุดตัวของดินเหนียว และ plastic silt แม้การเกิดการทรุดตัวตามขบวนการ (mechanism) ได้ดังนี้

1. การทรุดตัวเนื่องจาก local yield (flow) และ undrained creep (p_u) - การทรุดตัวที่เกิดขึ้นในลักษณะ undrained local yield เกิดจากการที่มวลดินบางส่วนได้รับความเค้นเฉือน (shear stress) จากแรงภายนอกสูงมาก จนกระทั่งค่าความเค้นแรงเฉือนที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับกำลังแรงเฉือนแบบ undrained การไหลของมวลดินอาจจะหยุดลงเมื่อเกิดขบวนการยุบอัดตัวขึ้น ส่วนการทรุดตัวแบบอันเดรนครีพ เป็นการทรุดตัวแบบอันเดรน ที่เป็นฟังก์ชันกับเวลาในขณะที่ความเค้นเฉือนในดินมีค่าคงที่

2. การทรุดตัวเนื่องจากขบวนการยุบอัดตัว (consolidation, p_c) - การทรุดตัวชนิดนี้ เกิดขึ้นจากดินมีความดันโพรงเพิ่มเกิดขึ้น เนื่องจากแรงกระทำภายนอก น้ำในมวลดินที่ถูกความเค้น จะมีความดันน้ำรวมสูงกว่าไปยังมวลดินที่มีความดันน้ำรวมต่ำกว่า ด้วยขบวนการยุบอัดตัวและการไหลของน้ำนี้ทำให้มีการเปลี่ยนแปลงขนาดของช่องว่างในดินและปริมาตรในดินทำให้เกิดการทรุดตัวในมวลดิน การทรุดตัวเนื่องจากขบวนการยุบอัดตัวจะเสร็จสิ้นลงเมื่อไม่มีความดันโพรงเพิ่มเหลืออยู่

3. การทรุดตัวเนื่องจากผลของ secondary compression (p_s) - การทรุดตัวชนิดนี้เกิดขึ้นทั้ง ๆ ที่ไม่มีความดันโพรงเพิ่มเกิดขึ้นในมวลดิน การเคลื่อนตัวของดินเกิดจากการที่น้ำในช่องว่างของดินไหลออกมา ซึ่งเป็นผลของการเรียงตัวหรือจัดตัวของอนุภาคเม็ดดิน ในขณะที่ความเค้นเฉือนในดินคงที่

จากลักษณะของการทรุดตัวดังกล่าว การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทั้งหมดในมวลดิน จึงสามารถคำนวณได้จาก

ก. ถ้าเป็นดินไม่มีความหนืด

$$\rho_T = \rho_i \dots \dots \dots (2.13)$$

ข. ถ้าเป็นดินมีความหนืด

$$\rho_T = \rho_i + \rho_u + \rho_c + \rho_s \dots \dots \dots (2.14)$$

ในดินเหนียวธรรมดาทั่ว ๆ ไป ρ_u มีค่าน้อยมาก ในกรณีนี้

$$\rho_T = \rho_i + \rho_c + \rho_s \dots\dots\dots(2.15)$$

ในการศึกษาพฤติกรรมของท่อระบายน้ำ เราจะวิเคราะห์ปริมาณการทรุดตัวเนื่องจากขบวนการยุบอัดตัว (ρ_c) เป็นหลัก ใช้ประกอบการหาอัตราการทรุดตัวที่จะสัมพันธ์กับทฤษฎีท่อระบายน้ำ ซึ่งจะได้อ้างถึงวิธีวิเคราะห์โดยละเอียดต่อไป

2.2.2 การประมาณการทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัว

ในการประมาณการทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัว (consolidation) มีวิธีที่ทำได้โดยทั่วไป จำแนกได้เป็นสามวิธีใหญ่ดังนี้คือ

1. วิธีแบบปกติ (convention method) โดยอาศัยทฤษฎีของการทรุดตัวแบบ 1 มิติของ Terzaghi และหลักการของ Skempton-Bjerrum เมื่อการเคลื่อนตัวของดินเกิดขึ้นในลักษณะ 2 และ 3 มิติ ในดินเหนียวและ plastic silt
2. วิธีการวิเคราะห์ที่ใช้การทดสอบ stress path (Lambe, 1967)
3. วิธีการ finite element

วิธีการแบบปกติ (convention method) โดยอาศัยหลักการของ Skempton-Bjerrum (1957) เป็นวิธีการที่ดีที่สุดในการวิเคราะห์ วิธีการแบบ stress path เป็นวิธีการที่ให้ความแน่นอนต่อเมื่อตัวอย่างดินที่เอามาทำการทดสอบ มีสภาพที่ดี (undisturbed) และการทรุดตัวอยู่ในสภาพ 3 มิติ ส่วนวิธีการ finite element เป็นวิธีการที่ให้เห็นพฤติกรรมของดินทั้งหมด แต่เป็นการยากมากที่จะได้ข้อมูลในเรื่องการทรุดตัวได้ถูกต้อง เนื่องจากปัญหาในการเลือกพารามิเตอร์ของดิน

ในการวิจัยนี้ เลือกวิธีวิเคราะห์การทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัว แบบปกติ (convention method) โดยใช้ค่า C_c และ C_r จากกราฟ $e - \log \bar{\sigma}_v$ อาศัยทฤษฎีของการทรุดตัวแบบ 1 มิติ ของ Terzaghi และหลักการของ Skempton-Bjerrum

ปริมาณการทรุดตัวจากการยุบอัดตัว แบบ 1 มิติ สามารถกำหนดได้จาก

$$\rho_c = \frac{e}{1+e} H \quad \dots\dots\dots(2.16)$$

โดย $\Delta e = C_c \log \frac{\bar{\sigma}_0 + \Delta\sigma}{\bar{\sigma}_0}$ (สำหรับดินเหนียว normally consolidated)

$\dots\dots\dots(2.17 - 1)$

$$\Delta e = C_r \log \frac{\bar{\sigma}_0 + \Delta\sigma}{\bar{\sigma}_0} \quad \text{(สำหรับดินเหนียว overconsolidated,}$$

$$\quad \quad \quad - \sigma_o + \Delta\sigma \leq \sigma_c)$$

$\dots\dots\dots(2.17 - 2)$

$$\Delta e = C_r \log \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_0} + C_c \log \frac{\bar{\sigma}_0 + \Delta\sigma}{\bar{\sigma}_c}$$

$$\text{(สำหรับ } \bar{\sigma}_o < \bar{\sigma}_c < \bar{\sigma}_o + \Delta\sigma)$$

$\dots\dots\dots(2.17 - 3)$

$\bar{\sigma}_c$ = ความเค้นก่อนเกิดการยุบอัดตัว (preconsolidation stress)

โดยทั่วไปแล้ว เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกกระทำในบริเวณจำกัดบริเวณหนึ่ง ความเค้นที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกมากกระทำจะลดลงตามความลึก ดังนั้นเพื่อให้การคาดคะเนปริมาณการทรุดตัวได้ถูกต้องจะทำการคำนวณดังนี้

1. แบ่งชั้นดินเหนียวที่จะคำนวณหาปริมาณการทรุดตัว ออกเป็นชั้น (layers) มีจำนวน n ชั้น (ดูรูปที่ 2.7)
2. คำนวณหาความเค้นประสิทธิผล ($\bar{\sigma}_{o(i)}$) ที่เกิดขึ้น บริเวณกึ่งกลางของแต่ละชั้น
3. คำนวณหาความเค้นที่เพิ่มขึ้นของกึ่งกลางของแต่ละชั้น ($\Delta\sigma_i$) เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกมากกระทำ
4. คำนวณหา Δe_i ของแต่ละชั้นจากสมการ (2.17 - 1), (2.17 - 2) หรือ (2.17 - 3)
5. ปริมาณการทรุดตัวรวมของชั้นดินทั้งหมด จะเป็น

$$\rho_c = \sum_{i=1}^{i=n} \Delta \rho_c = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\Delta e_i}{1 + e_o} \Delta H_i \dots\dots\dots(2.18)$$

2.2.3 การคำนวณปริมาณการทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัว โดยการปรับแก้ของ (Skempton-Bjerrum Modification for Calculation of Consolidation Settlement)

การคาดคะเนปริมาณการทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัว โดยใช้ทฤษฎีของการทรุดตัวแบบ 1 มิติ ของ Terzaghi ใช้พารามิเตอร์จากการทดสอบการยุบอัดตัว 1 มิติ (one-dimensional consolidation) โดยตัวอย่างจะไม่มี lateral yield และอัตราส่วนระหว่างความเค้นประสิทธิผลแกนรวม (minor principal effective stress) ต่อความเค้นประสิทธิผลแกนหลัก (major principal effective stress, K_o , มีค่าคงที่ ในกรณีนี้ความดันน้ำในโพรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากความเค้นตามแนวตั้ง จะมีขนาดเท่ากับกับความเค้นตามแนวตั้ง นั่นคือ

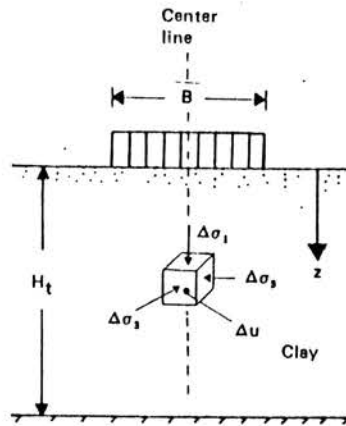
$$\Delta u = \Delta \sigma \dots\dots\dots(2.19)$$

โดยที่ Δu คือ ความดันน้ำในโพรงที่เพิ่มขึ้น และ $\Delta \sigma$ คือ ความเค้นตามแนวตั้งที่เพิ่มขึ้น แต่ในความเป็นจริง ความเค้นแกนหลักและแกนรอง (major and minor principal stresses) ที่เพิ่มขึ้นจากสภาพน้ำหนักบรรทุก ณ จุดใดจุดหนึ่งของชั้นดิน อัตราส่วนของความเค้น K_o จะไม่เป็นค่าเดิม เนื่องจากดินเกิด lateral yield ความดันน้ำในโพรงที่จุดใดจุดหนึ่ง จากน้ำหนักบรรทุกที่กำหนดให้ จะหาได้จาก (ดูรูปที่ 2.8)

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \dots\dots\dots(2.20)$$

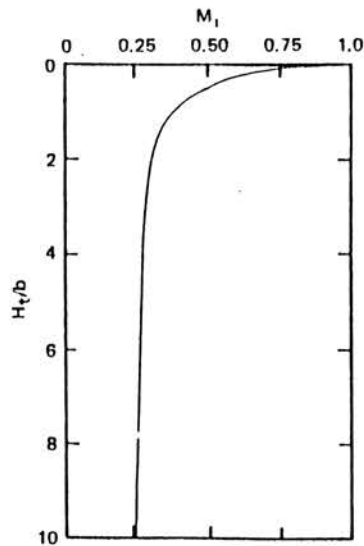
Skempton และ Bjerrum (1957) ได้เสนอวิธีหาการอัดตัวตามแนวตั้งของดินที่มีความหนา dz ที่เกิดเนื่องมาจากความดันน้ำในโพรงที่เพิ่มขึ้น (Δu) ดังนี้

$$d\rho_c = m_v \Delta u dz \dots\dots\dots(2.21)$$



Development of excess pore water pressure below the center line of a circular loaded area.

รูปที่ 2.8 ความดันน้ำในโพรงที่เกิดขึ้นใต้เส้นผ่าศูนย์กลางของพื้นที่บรรทุกแบบวงกลม (circular loading)



Variation of M_1 with H_t/B .

รูปที่ 2.9 ค่า M_1 ที่สัมพันธ์กับ H_t/B

โดย m_v เป็นสัมประสิทธิ์การอัดตัว (coefficient of volume compressibility)

$$\begin{aligned} \text{ดังนั้น } dp_c &= m_v \{ \Delta\sigma_3 + A (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma) \} dz \\ &= m_v \Delta\sigma_1 \left\{ A + \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} (1-A) \right\} dz \end{aligned}$$

จากสมการข้างต้นสามารถรวม (integrated) เพื่อหาการทรุดตัวจากการยุบอัดตัวรวมได้

ดังนี้

$$\rho_c = \int_0^{H_t} m_v \Delta\sigma_1 \left\{ A + \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} (1+A) \right\} dz \dots\dots(2.22)$$

จากการคำนวณการยุบอัดตัวแบบ 1 มิติ โดยปกติ (conventional one-dimensional consolidation)

$$\begin{aligned} \rho_{c(oed)} &= \int_0^{H_t} \frac{\Delta e}{1+e} dz \\ &= \int_0^{H_t} \frac{\Delta e}{\Delta\sigma_1} \frac{1}{1+e_o} \Delta\sigma_1 dz \\ &= \int_0^{H_t} m_v \Delta\sigma_1 dz \dots\dots\dots(2.23) \end{aligned}$$

ดังนั้น อัตราส่วนของการยุบอัดตัวแบบ 3 มิติ ต่อ แบบ 2 มิติ จะเป็นดังสมการดังต่อไปนี้

$$\rho_{\text{circle}} = \frac{\rho_c}{\rho_{c(oed)}} = A + (1-A)M_1 \dots\dots\dots(2.24)$$

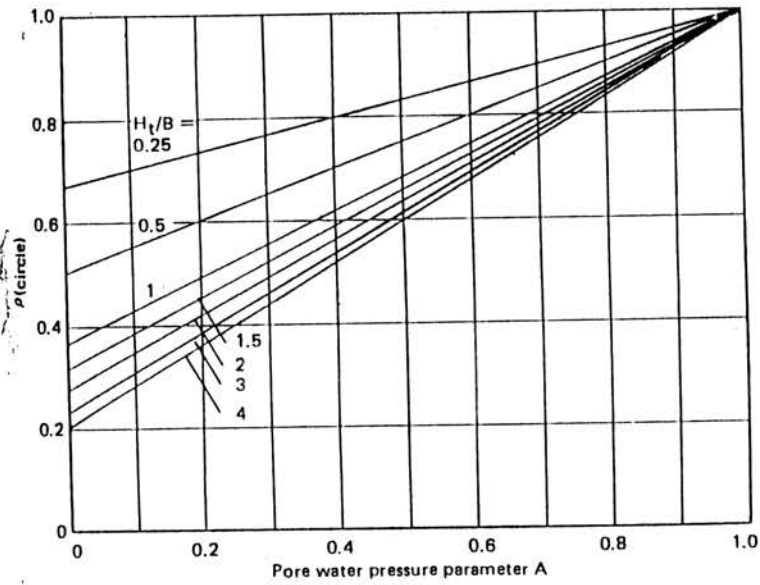
$$\text{โดย } M_1 = \frac{\int_0^{H_t} \Delta\sigma_3 dz}{\int_0^{H_t} \Delta\sigma_1 dz}$$

ค่า M_1 ซึ่งมาจากความเค้นได้ศูนย์กลางของน้ำหนักบรรทุกสม่ำเสมอที่มีพื้นที่แบบวงกลม เส้นผ่านศูนย์กลาง, B กำหนดให้อยู่ในรูปที่ 2.9 ส่วนค่าอัตราส่วนของการทรุดตัว

ρ_{circle} ที่เกิดจากค่าพารามิเตอร์ความดันน้ำในโพรง, A ต่าง ๆ กำหนดให้ไว้ในรูปที่ 2.12

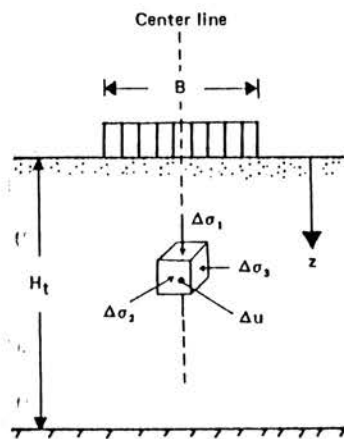
Scott (1963) ได้พัฒนาหาการยุบอัดตัวได้ศูนย์กลางของน้ำหนักบรรทุกทุกแบบแถบ (strip load) ที่มีความกว้าง B (ดูรูปที่ 2.11) ให้ค่าอัตราส่วนของการทรุดตัว ρ_{strip} ที่เกิดจากค่าพารามิเตอร์ความดันน้ำในโพรง, A ต่าง ๆ ดังในรูปที่ 2.12

ค่าอัตราส่วนการทรุดตัวต่าง ๆ ที่ได้ สามารถใช้กับการคำนวณการทรุดตัวตามแนวแกนสมมาตรของน้ำหนักบรรทุกเท่านั้น นอกเหนือไปจากนั้นแล้ว ความเค้นแกนหลักจะไม่อยู่ในแนวตั้งและแนวราบ ตามข้อเสนอ ของ Skempton และ Bjerrum ดังนั้นในการปรับแก้ตาม Skempton และ Bjerrum จะหาค่าพารามิเตอร์ความดันน้ำในโพรง A จากการทดสอบ Triaxial ก่อน เพื่อหาอัตราส่วนของการทรุดตัว และค่าพจนการทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัว จากทฤษฎีการทรุดตัวแบบ 1 มิติของ Terzaghi จึงจะได้ปริมาณการทรุดตัวที่ได้ปรับแก้ตาม Skempton และ Bjerrum



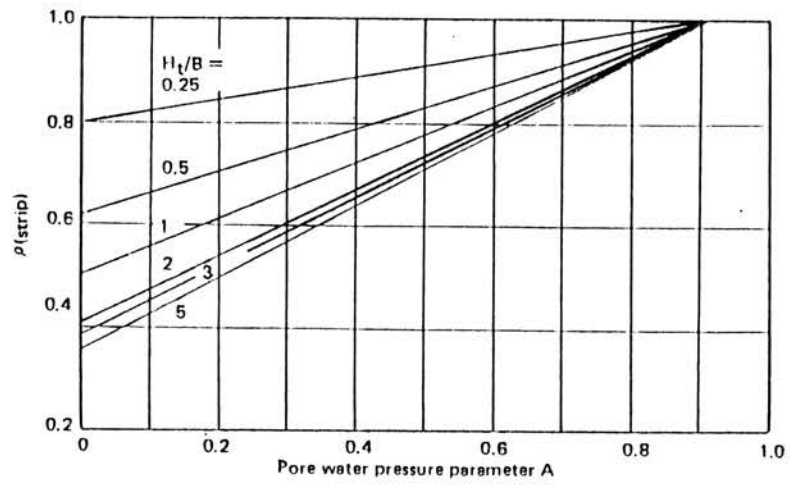
Settlement ratio for circular loading

รูปที่ 2.10 อัตราส่วนการทรุดตัวสำหรับน้ำหนักบรรทุกวงกลม (สมการ 2.22)



Excess pore water pressure below the center line of a uniform strip load.

รูปที่ 2.11 ความดันน้ำในโพรงที่เกิดขึ้นใต้พื้นที่บรรทุกได้แนวที่กลางของน้ำหนักบรรทุกแบบแถบ (strip loading)



Settlement ratio for strip loading

รูปที่ 2.12 อัตราส่วนการทรุดตัวสำหรับน้ำหนักบรรทุกแบบแถบ