

	หน้า
บทที่ 1 บทนำ	1
บทที่ 2 ทฤษฎีการหาค่าลรับน้ำหนักของฐานราก	2
2.1 ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้น (Bearing Capacity of Shallow Foundation)	2
2.1.1 ประเภทของฐานรากตื้น	2
2.1.2 ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย (Ultimate Bearing Capacity, q_u)	2
2.1.3 ทฤษฎีของความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของดิน	3
2.1.4 ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยสุทธิ (Net Ultimate Bearing Capacity, $q_{u(net)}$)	12
2.1.5 ส่วนปลอดภัย (Factor of Safety, F.S)	12
2.1.6 ผลกระทบต่าง ๆ ที่มีต่อค่า Ultimate Bearing Capacity	14
2.1.7 ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของดินในสภาพดินหลายชั้น (Bearing Capacity on Layered Soil)	17
2.2 ความสามารถในการรับน้ำหนักของฐานรากเสาเข็ม (Load - Bearing Capacity of Pile Foundation)	25
2.2.1 ชนิดของเสาเข็ม (Types of Pile)	26
2.2.2 ค่าลรับน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยวทางสถิตยศาสตร์โดยสุทธิ (Static Net Ultimate Load Capacity of Single Pile)	30
2.2.3 การพิจารณาค่า Net Ultimate Load - Bearing Capacity of Tension or Uplift Piles ($T_{u(net)}$)	42
2.2.4 ฐานรากเสาเข็มกลุ่ม (Group Piles Foundation)	43
2.2.5 Negative Skin Friction, Q_n	47
2.2.6 Net Allowable Load-Bearing Capacity of Single Pile, $Q_{all(net)}$	50
2.2.7 พิจารณาค่าลรับน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยวจากการทดสอบในสนาม	51
2.2.8 ข้อสรุปในการออกแบบฐานรากเสาเข็ม	55

	หน้า
2.2.9 กำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็มเดี่ยวทางพลศาสตร์ (Dynamic Ultimate Load Bearing Capacity of Single Pile)	55
2.2.10 เสาเข็มกลุ่มรับแรงแนวนอน	58
บทที่ 3 การสำรวจดินและออกแบบฐานราก	62
3.1 หลักการออกแบบฐานราก	62
3.2 การออกแบบฐานรากแผ่ (Spread Footing)	62
3.2.1 ฐานรากแผ่ใน Cohesive Soil	63
3.2.2 ฐานรากแผ่ใน Cohesionless Soil	64
3.3 การออกแบบฐานรากเสาเข็ม (Pile Foundation)	64
3.3.1 แรงต้านทานประลัยที่ปลายเสาเข็ม (Ultimate End Bearing), Q_b	65
3.3.2 แรงเสียดทานประลัยที่ผิวเสาเข็ม (Ultimate Skin Friction), Q_f	66
3.3.3 แรงดูดลง (Negative Skin Friction), Q_n	67
3.4 ตัวอย่างการสำรวจดินและการออกแบบฐานราก	72
3.4.1 การทำหลุมเจาะในสนาม	72
3.4.2 วิธีการเจาะสำรวจ	72
3.4.3 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ	73
3.4.4 ผลการเจาะสำรวจและผลการทดสอบดินฐานราก	73
บทที่ 4 การออกแบบฐานรากโครงสร้างสะพาน	82
4.1 การกระจายน้ำหนัก	82
4.2 ฐานรากรับเสาหรือแท่นตอม่อรูปกลมหรือรูปหลายเหลี่ยมด้านเท่า	86
4.3 โมเมนต์ในฐานราก	86
4.4 แรงเฉือนในฐานราก	87
ตัวอย่างการคำนวณออกแบบฐานรากแผ่	88
ตัวอย่างการคำนวณออกแบบฐานรากเสาเข็ม	97

1. บทนำ

การออกแบบฐานรากสะพานให้เกิดความมั่นคงแข็งแรง โดยการพิจารณาปัจจัยความปลอดภัยที่มีต่อชั้นดินใต้ฐานราก ฐานรากโดยทั่วไปจะทำหน้าที่ถ่ายน้ำหนักของโครงสร้างบนฐานรากลงสู่ชั้นดิน สำหรับชั้นดินระดับต้นและมีความแข็งแรงเพียงพอ สามารถใช้ฐานรากแบบตื้นหรือฐานแผ่ได้ ส่วนชั้นดินในระดับต้นเป็นดินจำพวกดินเหนียวอ่อนและมีชั้นดินแข็งในระดับลึก จะต้องใช้ระบบฐานรากเสาเข็มในการถ่ายน้ำหนักลงสู่ชั้นดินที่แข็งแรงกว่าที่อยู่เบื้องล่าง ดังนั้นก่อนการออกแบบฐานรากจึงควรทำการสำรวจดินและทดสอบคุณสมบัติของดินเพื่อการออกแบบฐานรากอย่างเหมาะสมกับสภาพของชั้นดินนั่นเอง

ฐานรากมีหลายชนิด โดยที่แต่ละชนิดจะเหมาะสมตามสภาพคุณสมบัติของดินรองรับฐานรากในแง่ของความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของดิน และการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในดิน, ตามลักษณะของโครงสร้างเหนือดิน, ตามสภาพของสิ่งแวดล้อม, และตามราคางานของโครงการก่อสร้าง

ชนิดของฐานรากตามสภาพของดินรองรับฐานราก ซึ่งเป็นสภาพเบื้องต้น และสำคัญที่สุด โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

- ฐานรากแบบตื้น หรือฐานรากแบบไม่มีเสาเข็ม (Shallow Foundation) เป็นฐานรากวางอยู่บนดินที่สามารถรองรับน้ำหนักบรรทุกของดินได้ในระดับต้นอย่างปลอดภัยและประหยัดเมื่อเปรียบเทียบกับฐานรากชนิดอื่น
- ฐานรากแบบลึก หรือฐานรากแบบมีเสาเข็ม (Deep or Pile Foundation) เมื่อสภาพของชั้นดินที่รองรับฐานรากได้อย่างปลอดภัยอยู่ในระดับลึก ทำให้ไม่ประหยัดในการเลือกแบบฐานรากตื้น จึงต้องใช้เป็นฐานรากแบบมีเสาเข็ม ที่รองรับการถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้างลงไปสู่ดินที่สามารถรองรับฐานรากได้อย่างปลอดภัย
- ฐานรากแบบปล่อง (Caisson Foundation) เป็นฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดใหญ่ประมาณ 750 มม. ที่หล่อในที่ (Cast-in-place) และทำให้จมลงด้วยน้ำหนักของฐานรากเองจนถึงชั้นดินที่สามารถรองรับน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้างได้ ดังนั้น จึงเหมาะสมสำหรับกรณีที่ดินที่สามารถรองรับฐานรากอยู่ในระดับลึกมาก (อาจจะประมาณ 30 เมตร)

สิ่งที่ต้องคำนึงถึงในการออกแบบฐานรากมี 2 ประการด้วยกัน คือ

1. ความพิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในดิน อันมีผลมาจากน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้างต้องไม่เกิดขึ้น
2. ความพิบัติเนื่องจากปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้น โดยเฉพาะค่า Differential Settlement ต้องไม่เกิดขึ้นมากกว่าค่าที่ยอมรับได้

ถึงอย่างไรก็ตาม การออกแบบฐานรากควรคำนึงถึง สภาพอื่นๆ ด้วย ได้แก่

- ลักษณะของโครงสร้าง ยกตัวอย่างเช่น พิจารณาน้ำหนักบรรทุกทั้งขนาดและทิศทาง เป็นต้น
- สิ่งแวดล้อมในบริเวณโครงการ ยกตัวอย่างเช่น บริเวณที่แวดล้อมด้วยชุมชนหนาแน่นก็จะถูกจำกัดในเรื่องวิธีการก่อสร้างฐานราก จึงต้องพิจารณาเลือกใช้ฐานรากที่เหมาะสม เป็นต้น
- ราคางานก่อสร้าง ควรอยู่ในงบประมาณที่ประหยัดโดยไม่เกิดความพิบัติแก่โครงสร้าง

2. ทฤษฎีการหาค่ารับน้ำหนักของฐานราก

2.1 ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้น (Bearing Capacity of Shallow Foundation)

2.1.1 ประเภทของฐานรากตื้น

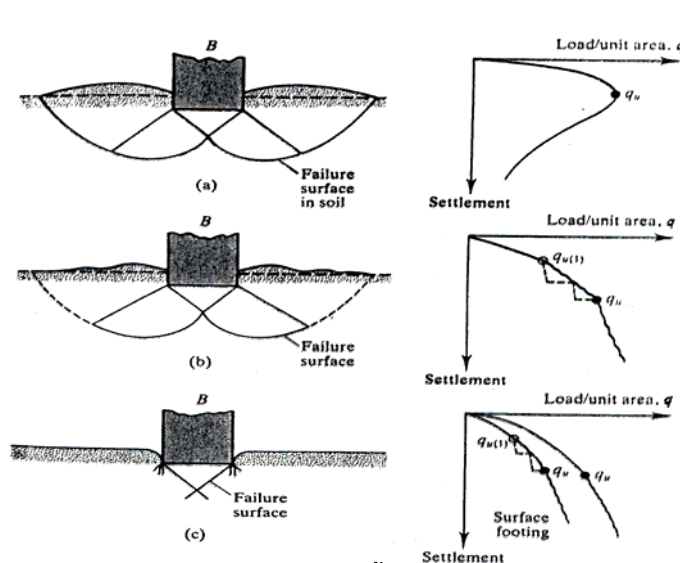
ฐานรากตื้น เป็นชนิดของฐานรากที่รับน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้างถ่ายผ่านลงสู่ดินที่รองรับโดยตรง ซึ่งเป็นดินที่มีกำลังความแข็งแรงมากพอที่จะรับได้ โดยปกติดินที่รองรับฐานรากตื้นมักจะเป็นพวกชั้นหินดาน หรือชั้นกรวด หรือถ้าเป็นดินปนทรายควรมีค่า N มากกว่า 30 หรือ ถ้าเป็นดินเหนียว ควรมีค่า N มากกว่า 20 โดยที่ความหนาของชั้นดินปนทราย หรือดินเหนียวควรจะมีค่ามากกว่า 1.5 เท่าของความกว้างของฐานราก และไม่มีชั้นดินอ่อนในระดับลึกลงไป

ฐานรากตื้นมีด้วยกัน 2 ประเภท คือ

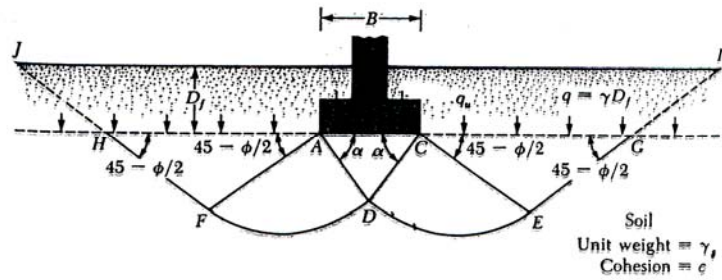
- ฐานรากเดี่ยว (Individual or Isolated Foundation) เป็นฐานรากแบบแยก, ฐานรากกำแพง หรือ ฐานรากผนัง (Wall Foundation) เป็นฐานรากรองรับกำแพงเป็นแนวยาวตลอด, และฐานรากร่วม (Combined Foundation) เป็นฐานรากรองรับเสามากกว่า 1 ต้น ทั้งหมดนี้จัดว่าเป็นประเภทของฐานรากที่รับน้ำหนักเป็นจุด
- ฐานรากแบบเสื่อ (Mat Foundation) หรือฐานรากแบบแพ (Raft Foundation) เป็นฐานรากตื้นรองรับน้ำหนักจากโครงสร้างเป็นผืนแผ่นเดียวกัน มีขนาดใหญ่มาก เมื่อเปรียบเทียบกับฐานรากประเภทแรก

2.1.2 ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกประลัย (Ultimate Bearing Capacity, q_u)

คือค่าแรงดันในดินสูงสุดที่สามารถรองรับน้ำหนักบรรทุกได้ ก่อนที่จะเกิดความพิบัติอันเนื่องมาจากแรงเฉือนในดิน รูปแบบของความพิบัตินี้เนื่องจากแรงเฉือนมี 3 แบบ ดังนี้ (พิจารณาจาก Strip Foundation ซึ่งเป็นฐานรากตื้นที่มีขนาดความยาวมากเมื่อเทียบกับขนาดความกว้างของฐานราก)



รูปที่ 2.1.1 ลักษณะของความพิบัติเนื่องจากการรับน้ำหนักในดิน : a) General Shear Failure, b) Local Shear Failure c) Punching Shear Failure (after Vesic, 1973)



รูปที่ 2.1.2 ลักษณะของความพินิจเนื่องจากกำลังรับน้ำหนักในดินของฐานรากต่อเนื่องแบบ

Rough Rigid

O General Shear Failure

ในกรณีที่ฐานรากวางบน Dense Sand และ/หรือ Stiff Cohesive Soil จากรูปที่ 2.1.1 (a) ในขณะที่จะเพิ่มน้ำหนักบรรทุก การทรุดตัวก็จะมีมากขึ้น จนถึงค่าแรงดันสูงสุดในดินที่รับได้ก่อนเกิดความพินิจ (Ultimate Bearing Capacity, q_u) แนวความพินิจเนื่องจากแรงเฉือนก็จะขยายไปยังผิวดิน ลักษณะของความพินิจเช่นนี้เรียกว่า General Shear Failure

O Local Shear Failure

ในกรณีที่ฐานรากวางบน Sand และ/หรือ Clayey Soil อัดแน่นปานกลางจากรูปที่ 2.2.1 (b) ในขณะที่จะเพิ่มน้ำหนักบรรทุกไปเรื่อยๆ การทรุดตัวก็จะมีมากขึ้นจนถึงจุดวิกฤติขั้นต้นในการรับน้ำหนักบรรทุกของดิน คือ ที่ค่า $q_u(1)$ (First Failure of Bearing Capacity) หลังจากนั้น ค่าการทรุดตัวก็จะมีมากขึ้นจนเกิดความพินิจในดิน จุดนี้เป็นค่า Ultimate Bearing Capacity, q_u ซึ่งจะเกิดแนวความพินิจขยายไปยังผิวดิน เรียกลักษณะเช่นนี้ว่า Local Shear Failure อย่างไรก็ตาม การทรุดตัวจะมีมากขึ้นเมื่อมีการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากกว่า q_u

O Punching Shear Failure

ในกรณีที่ฐานรากวางบนชั้นดินอ่อนประเภท Fairly Loose Soil จากรูปที่ 2.1.1 (c) ลักษณะของความพินิจในดินจะไม่ขยายไปยังผิวดิน แต่จะมีรูปร่างเหมือนเป็นลิ้นในฐานราก และลักษณะ Curve ใน Load-Settlement Curve จะปรากฏว่าเริ่มเป็นเส้นตรงที่ชัน เมื่อน้ำหนักบรรทุกมีค่ามากกว่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของดินที่ค่า q_u

2.1.3 ทฤษฎีของความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของดิน

ทฤษฎีที่นำมาใช้ในการพิจารณาค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของดินรองรับฐานราก (Ultimate Bearing Capacity of Soil, q_u) มีด้วยกันหลายทฤษฎี ซึ่งมีรายละเอียด ดังนี้

ทฤษฎีของ Terzaghi (1943)

มีการเสนอการวิเคราะห์พิจารณาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของดิน ที่มีรูปแบบของความพิบัติเนื่องจากแรงเฉือนในดินเป็นแบบ General Shear Failure และ Local Shear Failure คือ มีลักษณะขยายไปยังผิวดิน โดยเริ่มจากดินใต้ฐานรากเคลื่อนตัวลง แล้วจึงขยายไปยังด้านข้างออกไปยังผิวดินต่อไป

ข้อสมมุติฐานของ Terzaghi ตามรูปที่ 2 มีดังนี้

- เหมาะสมสำหรับฐานรากที่มีขนาดความกว้างมากกว่าความลึกของฐานราก
- ค่าของมุม α หรือ CAD และมุม ACD มีค่าเท่ากับ Angle of Friction ของดิน
- ไม่คำนึงถึงค่า Shear Resistance ของดินตามแนวความพิบัติ GI กับ HJ

รูปที่ 2.1.2 แสดงให้เห็นถึงบริเวณของความพิบัติเนื่องจากแรงเฉือนในดินใต้ฐานราก Strip Foundation (ฐานรากที่มีขนาดความกว้างน้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับขนาดความยาวของฐานราก) มี 3 ส่วนด้วยกัน คือ

ส่วนที่ 1 เป็นรูปสามเหลี่ยมใต้ฐานรากรูป ACD (Triangular Zone)

ส่วนที่ 2 เป็นบริเวณของแรงเฉือน รูปสามเหลี่ยม ADF และ CDE

ส่วนที่ 3 เป็นบริเวณของแรง Rankine Pressure รูป AFH และ CEG

และจาก Equilibrium Analysis ได้สมการพื้นฐานของค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของดินรองรับฐานราก (Ultimate Bearing Capacity of Soil, q_u) คือ

$$q_u = c \left[\frac{2Kp}{\cos\phi} + \sqrt{Kp} \right] + qKp \sqrt{\frac{Kp}{\cos\phi}} + \frac{\gamma_1 B}{4} \sqrt{\frac{Kp^2}{\cos\phi} - \sqrt{Kp}} \quad (2.1.1)$$

จากสมมุติฐานข้างต้น และตามรูปร่างของฐานราก สมการที่ 2.1 จะเป็น

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma_1 BN \gamma \quad (2.1.2)$$

ถ้าเป็นฐานรากชนิด Strip Foundation

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma_1 BN \gamma \quad (2.1.3)$$

ถ้าเป็นฐานรากรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส (Square Foundation)

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma_1 BN \gamma \quad (2.1.4)$$

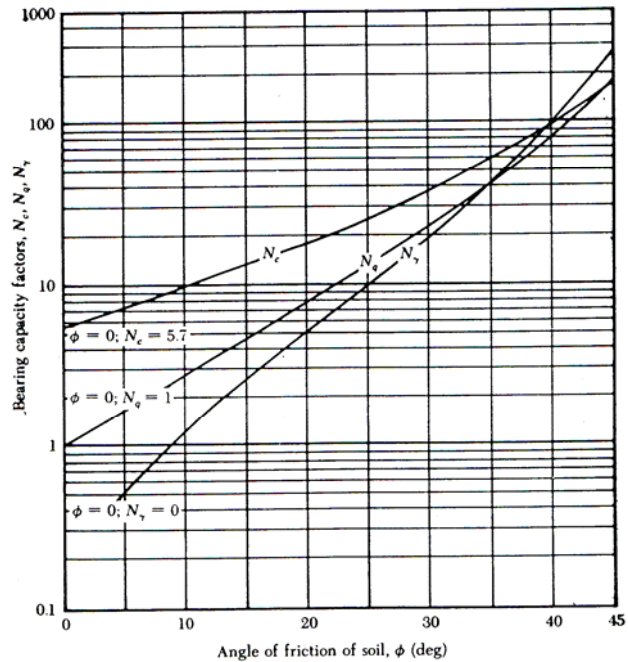
ถ้าเป็นฐานรากรูปหน้าตัดวงกลม (Circular Foundation)

$$q_u = \left(1 + 0.3 \frac{B}{L}\right) cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) \gamma_1 BN \gamma \quad (2.1.5)$$

ถ้าเป็นฐานรากรูปหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า (Rectangular Foundation)

เมื่อ $N_c, N_q, N_\gamma =$ ค่า Bearing Capacity Factors ซึ่งเป็นค่าที่แปรเปลี่ยนตามค่า Angle of Friction ดังแสดงในรูปที่ 2.1.3 และตารางที่ 2.1.1

ถ้าเป็นฐานรากรูปหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส (Square Foundation)



รูปที่ 2.1.3 กราฟแสดงค่า Bearing Capacity Factor,
: N_c, N_q, N_γ ของ Terzaghi

ตารางที่ 2.1.1 ค่า Bearing Capacity Factors สำหรับสมการของ Terzaghi

ϕ, deg	N_c	N_q	N_γ
0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5
10	9.6	2.7	1.2
15	12.9	4.4	2.5
20	17.7	7.4	5.0
25	25.1	12.7	9.7
30	37.2	22.5	19.7
34	52.6	36.5	36.0
35	57.8	41.4	42.4
40	95.7	81.3	100.4
45	172.3	173.3	297.5
48	258.3	287.9	780.1
50	347.5	415.1	1153.2

γ_1	=	Unit Weight ของดินใต้ฐานราก
ϕ	=	ค่า Angle of Friction ของดินใต้ฐานราก
c	=	ค่า Cohesion ของดินใต้ฐานราก
K_p	=	ค่า Rankine Coefficient of Passive Earth Pressure
	=	$\tan^2(45 + \phi/2)$
q	=	ค่า Surcharge จากดินส่วนที่เหนือระดับล่างฐานราก
	=	γD_f
D_f	=	ระยะจากผิวดินจนถึงผิวล่างฐานราก
B, L	=	ขนาดความกว้างและความยาวของฐานรากตามลำดับ

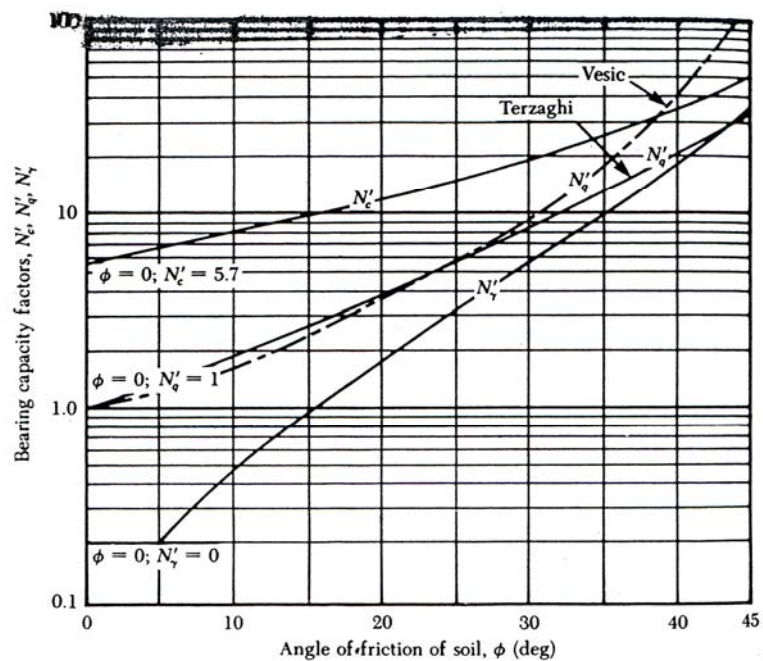
ในกรณีที่แบบของความพืดเนื่องจากแรงเฉือนในดินเป็นแบบ Local Shear

Shear Failure สมการของค่า Ultimate Bearing Capacity จะเป็น

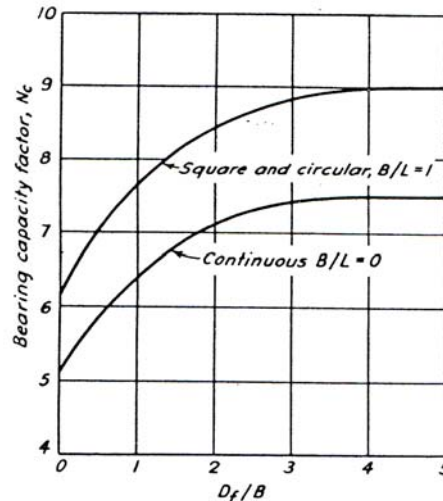
$$q_u = \frac{2}{3} cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2} \gamma_1 B N'_\gamma \quad (2.1.6)$$

ถ้าเป็นฐานรากชนิด Strip Foundation

$$q_u = 0.867 cN'_c + qN'_q + 0.4 \gamma_1 B N'_\gamma \quad (2.1.7)$$



รูปที่ 2.1.4 กราฟแสดงค่า Modified Bearing Capacity Factor :



รูปที่ 2.1.4p กราฟแสดงค่า Bearing Capacity Factors ในดินเหนียว,

$\phi = 0$ (after Skempton, 1951)

$$q_u = 0.867 cN'_c + qN'_q + 0.3\gamma_1 BN'\gamma \quad (2.1.8)$$

ถ้าเป็นฐานรากรูปหน้าตัดวงกลม (Circular Foundation)

$$q_u = \left(1 + 0.3 \frac{B}{L}\right) \frac{2}{3} cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2} \left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) \gamma_1 BN'\gamma \quad (2.1.9)$$

ถ้าเป็นฐานรากรูปหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า (Rectangular Foundation)

เมื่อ $N'_c, N'_q, N'\gamma$ = ค่า Modified Bearing Capacity Factor ซึ่งขึ้นอยู่กับ ϕ' ที่มีค่าเท่ากับ $\tan^{-1}\left(\frac{2}{3} \tan \phi\right)$
ดังแสดงในรูปที่ 2.1.4

จากสมการดังกล่าวข้างต้น ค่า Parameter ที่ใช้ได้แก่ ค่า Cohesion, Angle of Friction และ Unit Weight ของดินมี 2 รูปแบบด้วยกัน ตามวิธีวิเคราะห์หาค่า Ultimate Bearing Capacity คือ

แบบ Total Stress

เป็นการวิเคราะห์หาค่า Ultimate Bearing Capacity ของดิน โดยที่ไม่เกี่ยวข้องกับค่า Pore Water Pressure และค่า Excess Pore Water Pressure ไม่เท่ากับศูนย์มักจะใช้กับดินประเภท Cohesive Soil ในช่วงระหว่างงานก่อสร้าง ค่า Parameter ที่ใช้คือ Strength Parameter ได้แก่ Cohesion, c , กับ Angle of Friction, ϕ

แบบ Effective Stress

และ Total Unit Weight ที่มาจากกรณี
ค่า Excess Pore Water Pressure ไม่เท่ากับศูนย์
เป็นการวิเคราะห์หาค่า Ultimate Bearing
Capacity ของดิน โดยที่เกี่ยวข้องกับค่า Pore
Water Pressure จนค่า Excess Pore Water
Pressure มักจะเท่ากับศูนย์ Parameter ที่ใช้คือ
Strength Parameter ได้แก่ Cohesion, c' กับ
Angle of Friction, ϕ' และ Effective หรือ
Submerge Unit Weight, γ' ที่มาจากกรณีที่ค่า
Excess Pore Water Pressure เท่ากับศูนย์โดย
ปกติ มักจะใช้แบบนี้กับดินประเภท
Cohesionless Soil ในช่วงเวลาใดก็ได้ และดิน
ประเภท Cohesive Soil ในช่วงระยะเวลานาน
(Long Term) หลังจากสิ้นสุดงานก่อสร้าง

นอกจากนี้ จะสรุปได้ว่า ค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของดิน
หรือฐานรากตื้น (Ultimate Bearing Capacity of Soil or Shallow Foundation) จากทฤษฎี
ของ Terzaghi (1943) ตามสมการที่ 2.1.2 ถึง 2.1.9 จะแตกต่างกันตามรูปร่างหน้าตัด
ของฐานรากตื้น หรือจะเรียกได้ว่า แตกต่างกันตามค่า Shape Factor

ทฤษฎีของ Skempton (1951)

มีการวิเคราะห์พิจารณาค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของดิน หรือ
ฐานรากตื้นในดินประเภท Saturated Clayey Soil ที่มีค่า Angle of Friction (ϕ) เท่ากับศูนย์
และค่า Shear Strength อยู่ในสภาพ Undrained Shear Strength, S_u หรือ C_u ซึ่งจะได้มา
จากการทดสอบ Unconfined Compression Test คือ ค่า S_u มีค่าเท่ากับครึ่งหนึ่งของค่า
Unconfined Compressive Strength ทฤษฎีนี้ใช้ได้ทั้งกรณีที่ ความลึกของฐานรากน้อยกว่า
และมากกว่าความกว้างของฐานราก ($D_f \leq B$, $D_f > B$) และช่วงเวลาของการวิเคราะห์
เป็นช่วง End of Construction หรือช่วงเวลาที่สิ้นสุดงานก่อสร้าง

สมการจากทฤษฎีของ Skempton (1951)

$$q_u = cN_c + \gamma D_f \quad (2.1.10)$$

จากรูปที่ 2.1.4p จะพบว่าค่า N_c จะแปรเปลี่ยนตามขนาดของฐานราก และระดับ
ความลึกของฐานราก นั่นคือ N_c สำหรับ ฐานรากชนิด Strip Foundation ที่วางบนผิวดิน
($D_f = 0$) จะมีค่าเท่ากับ 5.14 แต่ถ้าเป็นฐานรากรูปร่างหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสและวงกลม
ค่า N_c จะเพิ่มขึ้นประมาณ 20%

$$q_u = 1.2 c_u N_c + \gamma D_f \quad (2.1.11)$$

ถ้าเป็นฐานรากรูปร่างหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า จะเป็น

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c_u N_c + \gamma D_f \quad (2.1.12)$$

เมื่อ c_u = ค่า Undrained Shear Stength หรือ Undrained Cohesion ที่เป็นค่าเฉลี่ยจาก Unconfined Compression Test ของดิน ในระดับลึกใต้ฐานรากลงมาประมาณเท่ากับ ความกว้างของฐานราก

N_c = ค่า Bearing Capacity Factor สำหรับ Strip Foundation

ทฤษฎีอื่น

Meyerhof (1963) ได้เสนอสมการของค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกปลายของดินหรือฐานราก โดยเกี่ยวข้องกับรูปร่างหน้าตัดของฐานราก (Shape Factor), ระดับความลึกของฐานราก (Depth Factor) คือเป็นสมการที่ใช้ได้ทั้งกรณีฐานรากตื้นและฐานรากลึก, และแนวเอียงของน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้าง (Inclined Factor) ดังนี้

ตารางที่ 2.1.2 ค่า Bearing Capacity Factors สำหรับสมการของ Meyerhof Hansen และ Vesic

M = Meyerhof, H = Hansen และ V = Vesic

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q/N_c	$2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$
0	5.14	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
28	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	671.7	761.3	1.195	0.131

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2.1.13)$$

เมื่อ N_c , N_q , N_{γ} = ค่า Bearing Capacity Factors ซึ่งเป็นค่าที่แปรเปลี่ยนตามค่า Angle of Friction ของดิน ดังแสดงในตารางที่ 2.1.2 ซึ่งเป็นค่าที่เสนอโดย Meyerhof, Vesic และ Hansen

F_{cs} , F_{qs} , $F_{\gamma s}$ = ค่า Shape Factor ซึ่งได้แสดงค่าไว้ในตารางที่ 2.1.3 และ 2.1.4

F_{cd} , F_{qd} , $F_{\gamma d}$ = ค่า Depth Factor ซึ่งได้แสดงค่าไว้ในตารางที่ 2.1.3 และ 2.1.4

F_{ci} , F_{qi} , $F_{\gamma i}$ = ค่า Inclination Factor ซึ่งได้แสดงค่าไว้ในตารางที่ 2.1.3 และ 2.1.4

ข้อสมมุติฐานในทฤษฎีนี้จะเป็นเช่นเดียวกับของ Terzaghi แต่แตกต่างกันที่ค่ามุม α ในรูปที่ 2.1.2 คือ มีค่าประมาณ $45 + \phi/2$ และต้องคำนึงถึงค่า Shear Resistance ที่เกิดขึ้นตามแนว GI และ HJ ในรูปที่ 2.1.2 ด้วย

ตารางที่ 2.1.3 แสดงค่า Shape, Depth และ Inclination Factor ที่ใช้กัน

Factor	Relationship	Source
Shape	$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	De Beer (1970)
	$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	
	$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	
	เมื่อ L = ความยาวของฐานราก ($L > B$)	
Depth	กรณี (a) : $D_f/B \leq 1$	Hansen (1970)
	$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$	
	$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$	
	$F_{\gamma d} = 1$	
	กรณี (b) : $D_f/B > 1$	
	$F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$	
Inclination	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ} \right)^2$	Meyerhof (1963); Hanna and Meyerhof (1981)
	$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$	
	เมื่อ β = มุมเอียงจากแนวตั้งของน้ำหนักกระทำบนฐานราก	
หน่วย $\tan^{-1} D_f/B$ เป็น radians		

ตารางที่ 2.1.4 แสดงค่า Shape, Depth และ Inclination Factor จากหนังสืออ้างอิง

Factor	Relationship	Source
Shape	เมื่อ $\phi = 0$: $F_{Cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right)$ $F_{qs} = 1$ $F_{\gamma s} = 1$ เมื่อ $\phi \geq 10^\circ$: $F_{Cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ $F_{qs} = F_{\gamma s}$ $= 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	Meyerhof (1953)
Depth	เมื่อ $\phi = 0$: $F_{cd} = 1 + 0.2 \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = F_{\gamma d} = 1$ เมื่อ $\phi \geq 10^\circ$: $F_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ $F_{qd} = F_{\gamma d}$ $= 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	Meyerhof (1963)
Inclination	$F_{ci} = F_{qi} - \left(\frac{1 - F_{qi}}{N_q - 1} \right)$ $F_{qi} = \left[1 - \frac{(0.5)(Q_u) \sin \beta}{Q_u \cos \beta + BLc \cot \phi} \right]^5$ $F_{\gamma i} = \left[1 - \frac{(0.7)(Q_u) \sin \beta}{Q_u \cos \beta + BLc \cot \phi} \right]^5$	Hansen (1970)
$L = \text{ความยาวของฐานราก } (L \geq B)$		

จาก Meyerhof (1963) ค่า Bearing Capacity Factors มี

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2.1.14)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.1.15)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \phi) \quad (2.1.16)$$

จาก Hansen (1970) ค่า Bearing Capacity Factors มีค่า N_c และ N_q มาจากสมการที่ (2.1.14) และสมการที่ (2.1.15) แต่ค่า N_γ เป็น

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi \quad (2.1.17)$$

จาก Vesic ค่า Bearing Capacity Factors มีค่า N_c และ N_q มาจากสมการที่ (2.1.14) และสมการที่ (2.1.15) แต่ค่า N_γ เป็น

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi \quad (2.1.18)$$

2.1.4 ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยสุทธิติ (Net Ultimate Bearing Capacity, $q_{u(net)}$)

เป็นค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก ที่พิจารณาจากน้ำหนักบรรทุก โครงสร้างเท่านั้น โดยไม่มีค่าน้ำหนักของดินที่ถมอยู่บนฐานราก (Surcharge) จะได้ว่า

$$q_{u(net)} = q_u - q \quad (2.1.19)$$

$$q_{u(net)} = \text{Net Ultimate Bearing Capacity}$$

$$q = \text{Surcharge ของดินส่วนที่อยู่บนฐานราก}$$

$$= \gamma D_f$$

$$\gamma = \text{หน่วยน้ำหนักของดินส่วนที่อยู่บนฐานราก}$$

$$D_f = \text{ความลึกของฐานราก}$$

2.1.5 ส่วนปลอดภัย (Factor of Safety, F.S)

ในงานออกแบบฐานราก ค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกที่นำมาใช้จะเป็น ค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของดินรองรับฐานรากโดยปลอดภัย (Gross Allowable Bearing Capacity, q_{all}) ซึ่งได้มาจากการหารค่าความสามารถในการรับ น้ำหนักบรรทุกประลัยด้วยส่วนปลอดภัย ดังแสดงในสมการที่ (2.1.20) คือ

$$q_{all} = \frac{q_u}{F.S} \quad (2.1.20)$$

บางครั้ง ก็นิยมใช้ค่าความสามารถในการรับน้ำหนักโดยปลอดภัยสุทธิติของดินรองรับ ฐานราก (Net Allowable Bearing Capacity $q_{all(net)}$) ในงานวิศวกรรม คือ

$$\begin{aligned} q_{all(net)} &= \frac{q_{u(net)}}{F.S} \\ &= \frac{q_u - q}{F.S} \geq \frac{P}{A} \end{aligned} \quad (2.1.21)$$

$$\text{เมื่อ } P = \text{น้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้าง และ}$$

$$A = \text{พื้นที่หน้าตัดของฐานราก}$$

การกำหนดค่าส่วนปลอดภัย มักพิจารณาจากสภาพความเสี่ยงในคุณสมบัติของดิน รูปแบบและวิธีการใช้ส่วนปลอดภัย ซึ่งมีรายละเอียดดังนี้

1) สภาพความเสี่ยงในคุณสมบัติของดิน

มีอย่างน้อยเพียงใดขึ้นอยู่กับผลการสำรวจดินที่จะให้ทราบถึงคุณสมบัติของดินว่า ผลจากการสำรวจดินได้ค่าที่ถูกต้อง มีรายละเอียดมากน้อยเพียงใด ถ้ามีน้อย ความเสี่ยงก็จะมีมากขึ้น จะทำให้ค่าส่วนปลอดภัยอาจจะมีค่ามาก คืออาจจะประมาณ 4 ถึง 6 แต่โดยทั่วไปแล้วจะกำหนดไว้ประมาณ 2.5 ถึง 3.0 สำหรับ ฐานรากตื้น

2) รูปแบบและวิธีการใช้ส่วนปลอดภัย

คือ ส่วนปลอดภัยประมาณ 2.5 ถึง 3.0 ถ้าพิจารณาค่า Gross Allowable Bearing Capacity และ Net Allowable Bearing Capacity จาก Ultimate Bearing Capacity และ Net Ultimate Bearing Capacity ตามลำดับ ดังแสดงในสมการที่ (2.1.20) และ (2.1.21) แต่ถ้าพิจารณาจากการใช้ Design Strength Parameter ซึ่งได้แก่ Design Cohesion, c_d และ Design Angle of Friction, ϕ_d ค่าส่วน ปลอดภัยจะประมาณ 1.4 ถึง 1.6 โดยมีวิธีการคำนวณ ดังนี้

เริ่มจากคำนวณค่า c_d และ ϕ_d จาก

$$c_d = \frac{c}{F.S} \quad (2.1.22)$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \frac{\tan \phi}{F.S} \quad (2.1.23)$$

แล้วจึงนำค่า c_d และ ϕ_d มาคำนวณค่า Gross Allowable Bearing Capacity และ Net Allowable Bearing Capacity โดยใช้สมการจากทฤษฎีของความสามารในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย ดังได้กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 2.1.3 ยกตัวอย่าง เช่น จากทฤษฎีของ Terzaghi (1943) จะได้ค่า

$$q_{all} = c_d N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{ถ้าเป็น Strip Foundation}$$

$$q_{all(net)} = c_d N_c + q (N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{ถ้าเป็น Strip Foundation}$$

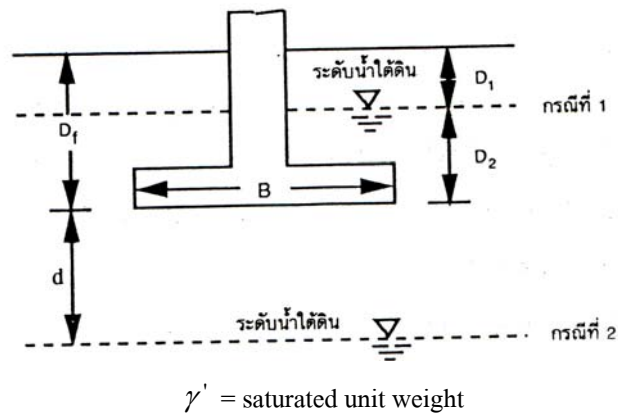
เมื่อ N_c , N_q , N_γ = Bearing Capacity Factors แปรเปลี่ยนตามค่า ϕ_d

2.1.6 ผลกระทบต่างๆ ที่มีต่อค่า Ultimate Bearing Capacity

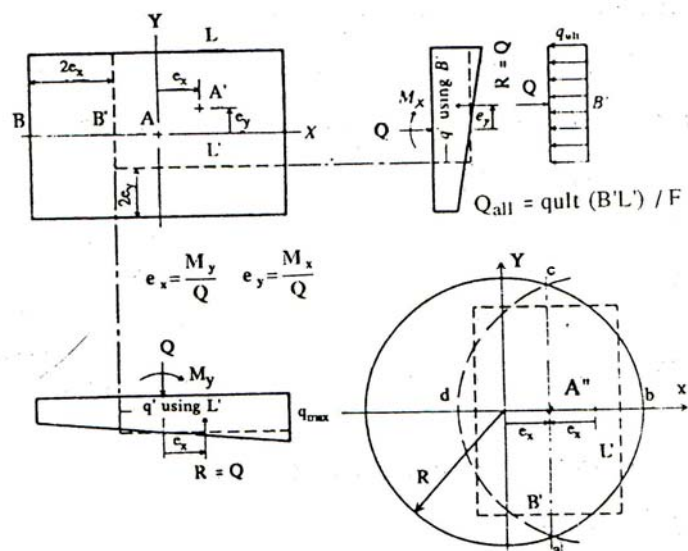
มีด้วยกัน 2 ผลกระทบ คือ

1) ผลกระทบจากระดับน้ำใต้ดิน

เนื่องจากน้ำใต้ดินมีผลทำให้ค่ากำลังความแข็งแรงของดินเปลี่ยนไป จึงต้องคำนึงถึงระดับน้ำใต้ดิน เพื่อนำมาใช้ในการพิจารณาค่า Ultimate Bearing Capacity ของดินรองรับฐานรากที่แตกต่างกันแล้วแต่ระดับน้ำใต้ดิน ซึ่งมี 3 กรณี โดยพิจารณาจากรูปที่ 2.1.5 คือ



รูปที่ 2.1.5 แสดงรูปแบบประกอบการใช้สมการกำลังรับน้ำหนักของดิน เนื่องจากผลกระทบของน้ำใต้ดิน



รูปที่ 2.1.6 แรงเยื้องศูนย์กลางฐานราก และวิธีการคำนวณค่า Effective Area

กรณีที่ 1 เมื่อระดับน้ำใต้ดิน อยู่ในระดับลึกที่ $0 \leq D_1 < D_f$ คือระดับน้ำใต้ดินอยู่เหนือฐานของฐานราก ค่า Surcharge หรือค่า q ในสมการของ Ultimate Bearing Capacity จะเป็น

$$q = \gamma D_1 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) D_2 \quad (2.1.24)$$

และค่า γ_1 ในนิพจน์ของ $\frac{1}{2} \gamma_1 B N \gamma$ ของสมการ Ultimate Bearing Capacity จะเป็นค่า

$(\gamma_{1sat} - \gamma_w)$ ซึ่งก็คือ γ_{1sub} หรือ γ' หรือ Submerge Unit Weight

เมื่อ $\gamma_{sat}, \gamma_{1sat} =$ Saturated Unit Weight ของดินบนฐานรากและใต้ฐานราก ตามลำดับ

$\gamma_w =$ Unit Weight ของน้ำใต้ดิน

กรณีที่ 2 เมื่อระดับน้ำใต้ดิน อยู่ในระดับลึกที่ $0 \leq d \leq B$ คือ อยู่ใต้ฐานของฐานรากหรือต่ำกว่าฐานของฐานรากในระดับน้ำลึก ไม่มากกว่าขนาดความกว้างของฐานราก ค่า Surcharge หรือค่า q ในสมการของ Ultimate Bearing Capacity ยังคงเป็น

$$q = \gamma D_f$$

แต่ค่า γ_1 ในนิพจน์ $\frac{1}{2} \gamma_1 B N \gamma$ ในสมการของ Ultimate Bearing Capacity จะเป็น $\bar{\gamma}_1$ ซึ่งมีค่าดังแสดงในสมการที่ (2.1.25)

$$\bar{\gamma}_1 = \gamma_{1sub} + \frac{d}{B} (\gamma_1 - \gamma_{1sub}) \quad (2.1.25)$$

เมื่อ $\gamma_{1sub} = \gamma_{1sat} - \gamma_w$

กรณีที่ 3 เมื่อระดับน้ำใต้ดิน อยู่ในระดับลึกที่ $d > B$ คือ อยู่ต่ำกว่าฐานของฐานรากมากกว่าขนาดความกว้างของฐานราก แรงดันน้ำจะไม่มีผลกระทบต่อค่า Ultimate Bearing Capacity

หมายเหตุ - ทั้ง 3 กรณี เป็นกรณีที่ไม่มี การไหลของน้ำ *

2) ผลกระทบจากแรงเยื้องศูนย์ (Eccentricity Loading)

การเยื้องศูนย์ของน้ำหนักบรรทุกที่มีต่อฐานราก จะมีโมเมนต์เกิดขึ้นรอบแกนกลางของฐานราก ซึ่งอาจจะมีหนึ่งแกนหรือสองแกนก็ได้ คือ แกน X และแกน Y มีผลทำให้ค่าของ Ultimate Bearing Capacity ของดินรองรับฐานรากเปลี่ยนแปลงไป อันเนื่องมาจากการกระจายของหน่วยแรง (Distribution of Stress) ในดินรองรับ

ฐานรากกระจายไม่เท่ากันตลอดพื้นที่ของฐานราก ยกตัวอย่างเช่น ในรูปที่ 2.1.6

$q_{\max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2 L}$, $q_{\min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2 L}$ เมื่อ Q = น้ำหนักจากโครงสร้าง, M = Moment ที่เกิดขึ้น นั่นคือ ค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกโดยปลอดภัยของฐานรากดินที่มีโมเมนต์เกิดขึ้น จะต้องมีความไม่น้อยกว่าค่าสูงสุดของหน่วยแรงในดิน คือ ค่า $q_{\max}$ นอกจากการพิจารณาเช่นนี้แล้ว Meyerhof (1953) และ Hansen (1970) ได้เสนอวิธี Effective Area มาใช้ในการพิจารณาค่า Ultimate Bearing Capacity ที่เปลี่ยนไปเนื่องจากแรงเยื้องศูนย์ ดังแสดงในรูปที่ 2.1.6 ตามขั้นตอนดังนี้ (เมื่อ e/B หรือ e/L มีค่าไม่มากกว่า $1/6$)

ขั้นตอนที่ 1

ถ้าเป็นฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า ขนาด $B \times L$ น้ำหนักบรรทุกกระทำที่จุด A' ค่าของความกว้าง B และความยาว L จะเปลี่ยนแปลงไปเป็นความกว้างประสิทธิผล (Effective Width), B' และความยาวประสิทธิผล (Effective Length), L'

$$B' = B - 2e_y \quad (2.1.26)$$

$$L' = L - 2e_x \quad (2.1.27)$$

โดยที่ค่า $(B - 2e_y)$ ต้องน้อยกว่าค่า $(L - 2e_x)$ นั่นคือ ในระหว่าง 2 ค่า ค่าใดที่น้อยกว่า จะเป็นค่า Effective Width, B'

เมื่อ e_x, e_y = ระยะเยื้องศูนย์แนวแกน X และ Y ตามลำดับ

$$\text{ค่า Effective Area, } A' = B' \times L' \quad (2.1.28)$$

แต่ถ้าเป็นฐานรากวงกลม น้ำหนักบรรทุกกระทำที่จุด A'' โดยมีระยะเยื้องศูนย์ตามแนวแกน X และเท่ากับ e_x เพียง 1 แกน สิ่งที่ต้องพิจารณาคือพื้นที่ $abcd$ ซึ่งจะต้องเป็นพื้นที่ที่ประกอบด้วยแนวแรงที่ผ่านจุด A'' เป็นแนวศูนย์กลาง โดยคำนวณเป็นพื้นที่ segment วงกลมรูป abc และจะได้ว่าพื้นที่ $abcd$ เป็นสองเท่าของพื้นที่ segment วงกลม abc นั่นคือ

$$B' L' = \text{พื้นที่ } abcd \text{ โดยที่ } ac \geq L' \geq 0.85 ac$$

นั่นก็คือจะต้องแปลงพื้นที่ของฐานรากให้เป็นพื้นที่ประสิทธิผลหรือ Effective Area ที่มีจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำ ดังเช่นจุด A' หรือ A'' เป็นจุดศูนย์กลางของ Effective Area

ขั้นตอนที่ 2

จากทฤษฎีของ Meyerhof (1963) ในการพิจารณาค่า Ultimate Bearing Capacity จะได้ว่าแทนค่า B ด้วย B' ในสมการของ Ultimate Bearing Capacity และค่าของ

Shape Factor ตามสมการในตารางที่ 2.1.3 ให้แทนค่า B และ L ด้วย B' และ L' ตามลำดับ แต่ก็ยังคงเป็น B และ L ในค่าของ Depth Factor นั่นก็คือสมการที่ 2.1.29

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2.1.29)$$

ขั้นตอนที่ 3

คำนวณค่า Ultimate Bearing Load, Q_u เป็น

$$Q_u = q_u (B' \times L') \quad (2.1.30)$$

นอกจากใช้วิธี Effective Area แล้ว Meyerhof (1953) ยังได้เสนออีกวิธีหนึ่ง คือ วิธีใช้ Reduction Factor, R_e มาลดค่า Ultimate Bearing Capacity ดังแสดงค่า R_e ในสมการที่ (2.1.31) และ (2.1.32) ดังนี้

$$R_e = 1 - 2 \frac{e}{B} \quad \text{ถ้าเป็น Cohesive Soil} \quad (2.1.31)$$

$$R_e = 1 - \left(\frac{e}{B} \right)^{1/2} \quad \text{ถ้าเป็น Cohesionless Soil} \quad (2.1.32)$$

$$\text{และ } 0 < \frac{e}{B} < 0.3$$

ในทางปฏิบัติ ระยะเยื้องศูนย์กลาง, e ควรน้อยกว่า $\frac{B}{6}$ มิฉะนั้น จะเกิดแรงดึงในดิน ซึ่งเป็นแรงที่ดินไม่สามารถรองรับได้ตามคุณสมบัติของดิน ดังนั้น จะเป็นผลทำให้เกิดรอยแยกระหว่างฐานรากกับดินใต้ฐานรากในบริเวณนั้นได้

2.1.7 ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของดินในสภาพดินหลายชั้น (Bearing Capacity on Layered Soil)

โดยแท้จริงแล้ว ตามสภาพธรรมชาติของดินในระดับใต้ผิวดินประกอบด้วย ดินที่มีคุณสมบัติแตกต่างกันในแต่ละระดับความลึกเป็นชั้นๆ ไป ถึงอย่างไรก็ตาม ฐานรากดินจะต้องวางอยู่บนดินแข็งในระดับตื้น โดยที่ไม่มีชั้นดินอ่อนในระดับลึกลงไป และความหนาของชั้นดินแข็งนั้นต้องไม่น้อยกว่า 1.5 เท่าของความกว้างของฐานราก แต่เมื่อพบชั้นดินอ่อนในระดับลึกลงไป จะต้องพิจารณาค่า Bearing Capacity ของชั้นดินอ่อนด้วย โดยการกระจายน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้างลงบนผิวดินชั้นดินอ่อน เมื่อกำหนดขนาดของฐานรากดินแล้ว คือ $B \times L$ ดังแสดงในรูปที่ 2.1.7 นั่นคือ

$$q_{all(net)} \geq \frac{Q}{(B+d)(L+d)} \quad (2.1.33)$$

$$\text{หรือ } q_{all} \geq \frac{Q + \gamma D_f (B \times L)}{(B+d)(L+d)} \quad (2.1.34)$$

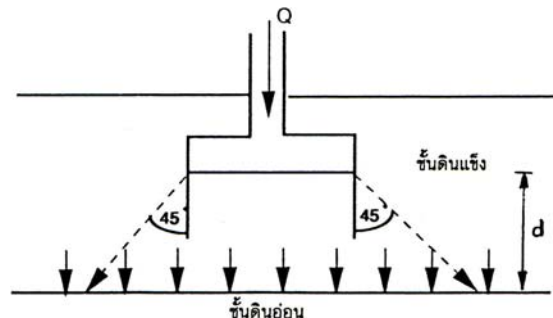
และการคำนวณหา $q_{all(net)}$ และ q_{all} ได้จากการหารค่า q_u ที่ได้จากสมการของ Ultimate Bearing Capacity ตามลำดับในชั้นดินอ่อนนั้นด้วยค่าส่วนปลอดภัย (Factor of Safety) ถ้าเป็นไปตามสมการที่ (2.1.33) หรือ (2.1.34) แสดงว่า ยอมรับฐานรากที่ออกแบบไว้แล้วสำหรับโครงสร้างนั้นได้

ขอยกตัวอย่างการพิจารณาค่า Ultimate Bearing Capacity, q_u เมื่อพบสภาพดินหลายชั้น ซึ่งเสนอโดย Meyerhof & Hanna (1978) และ Meyerhof (1974) และมี 2 ตัวอย่างด้วยกัน คือ

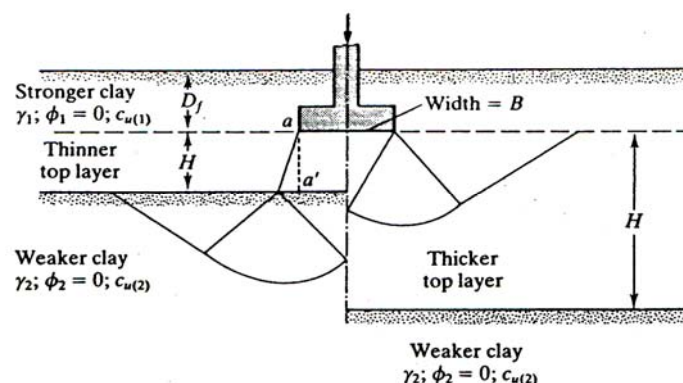
ตัวอย่างที่ 1 ฐานรากวางบนชั้นดินเหนียว 2 ชั้น ที่มีค่า Strength ต่างกัน แต่มีค่า Angle of Friction เท่ากับศูนย์ในดินเหนียวทั้ง 2 ชั้น จากรูปที่ 2.1.8 จะเห็นได้ว่า

- ถ้าดินเหนียวชั้นบนมีค่า Undrained Shear Strength, c_u มากกว่าในชั้นล่างคือ $c_{u(1)}/c_{u(2)}$ มากกว่า 1
- พิจารณารูปที่ 2.1.8 ด้านซ้าย คือ H/B มีค่าน้อย จนปรากฏลักษณะแนวพิบัติด้วยแรงเฉือนเกิดขึ้นในดินเหนียวทั้ง 2 ชั้น ดังนั้น สมการของค่า q_u จะเป็น

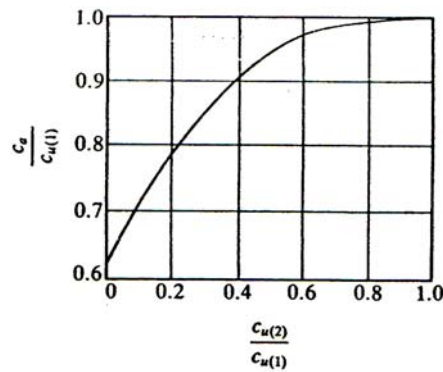
$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c_{u(2)} N_c + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2 C_a H}{B}\right) + \gamma_1 D_f \leq \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c_{u(1)} N_c + \gamma_1 D_f \quad (2.1.35)$$



รูปที่ 2.1.7 ลักษณะการกระจายน้ำหนักลงมาดินชั้นล่าง



รูปที่ 2.1.8 ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของดินเหนียวหลายชั้นแบบดินเหนียวแข็งทับถมบนดินเหนียวอ่อน



รูปที่ 2.1.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า $c_a/c_{u(1)}$ และค่า $c_{u(2)}/c_{u(1)}$
(According to Meyerhof & Hanna's Theory)

แต่ถ้า q_u ในสมการที่ (2.1.35) ด้านซ้ายมากกว่า $\left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c_{u(1)} N_c + \gamma_1 D f$ แสดงว่า H/B มีค่ามากจนเกิดลักษณะแนว
พิบัติด้วยแรงเฉือนในดินเหนียวชั้นบน เท่านั้น ดังแสดงในรูปที่ 2.1.8
ด้านขวาเมื่อนิพจน์ $\left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c_{u(2)} N_c$ และ $\left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2c_a H}{B}\right) + \gamma_1 D f$
มาจาก General Shear Failure ในดินเหนียวชั้นล่าง และ Punching Shear
Failure ในดินเหนียวชั้นบนตามลำดับ นิพจน์ $\left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c_{u(1)} N_c + \gamma_1 D f$
มาจาก General Shear Failure ในดินเหนียวชั้นบน

B, L = ความกว้างและความยาวของฐานราก

N_c = 5.14 เมื่อค่า Angle of Friction $\phi = 0$

C_a = Adhesion ตามแนว Interface aa' จะได้จาก
การใช้รูปที่ 2.1.9

- ถ้าเป็นดินเหนียวชั้นบนมีค่า Undrained Shear Strength น้อยกว่าในดินเหนียว
ชั้นล่าง คือ $c_{u(1)}/c_{u(2)}$ น้อยกว่า 1

จาก Meyerhof (1974) จะได้ว่า

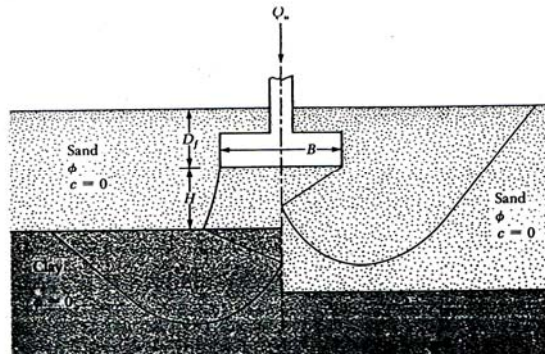
$$q_u = q_t + (q_b - q_t) \left(1 - \frac{H}{H_f}\right)^2 \geq q_t \quad (2.1.36)$$

$$\text{เมื่อ } q_t = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c_{u(1)} N_c + \gamma_1 D f$$

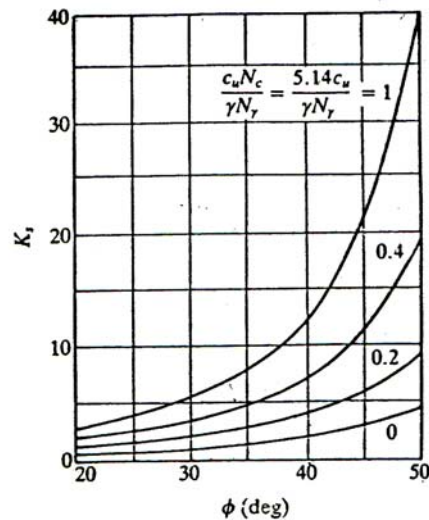
$$q_b = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c_{u(2)} N_c + \gamma_2 D f$$

และ H_f ประมาณเท่ากับ B

$$N_c = 5.14 \text{ เมื่อ } \phi = 0$$



รูปที่ 2.1.10 ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของดินหลายชั้นแบบ
ดินทรายกับถมบนดินเหนียว



รูปที่ 2.1.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า K_s และ ϕ (based on
Meyerhof & Hanna)

ตัวอย่างที่ 2 ฐานรากวางบน Dense หรือ Compacted Sand ซึ่งจะมีดินชั้นล่างเป็น Soft Clay ที่มีค่า ϕ เป็นศูนย์จากรูปที่ 2.1.10 จะเห็นได้ว่า

- ถ้าความหนาของชั้นทรายมีค่าน้อย จะเกิดแนวพิบัติด้วยแรงเฉือนทั้งใน Dense Sand และ Soft Clay ดังแสดงในรูปที่ 2.1.10 ด้านซ้าย

จาก Meyerhof (1974) จะได้ว่า

$$q_u = c N_c + \gamma H^2 \left(1 + 2 \frac{D_f}{H} \right) K_s \frac{\tan \phi}{B} + \gamma D_f$$

สำหรับ Strip Foundation

(2.1.37)

$$\text{และ } q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c_u N_c + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \gamma H^2 \left(1 + 2 \frac{D_f}{H}\right) K_s \frac{\tan \phi}{B} + \gamma D_f$$

สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า (2.1.38)

- แต่ถ้าความหนาของชั้นทรายมีค่ามากจนเกิดแนวพิบัติด้วยแรงเฉือนในชั้น Dense Sand เท่านั้น ดังแสดงในรูปที่ 2.1.10 ด้านขวา

จาก Meyerhof (1974) จะได้ว่า

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N \gamma + \gamma D_f N_q$$

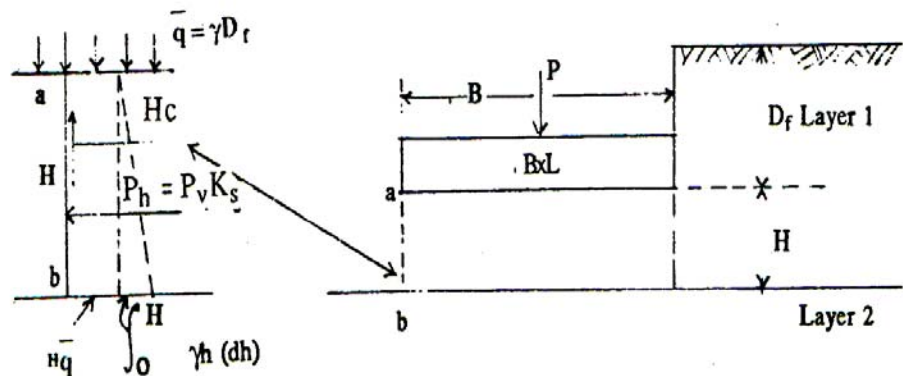
สำหรับ Strip Foundation (2.1.39)

$$\text{และ } q_u = \frac{1}{2} \left(1 - 0.4 \frac{B}{L}\right) \gamma B N \gamma + \gamma D_f N_q$$

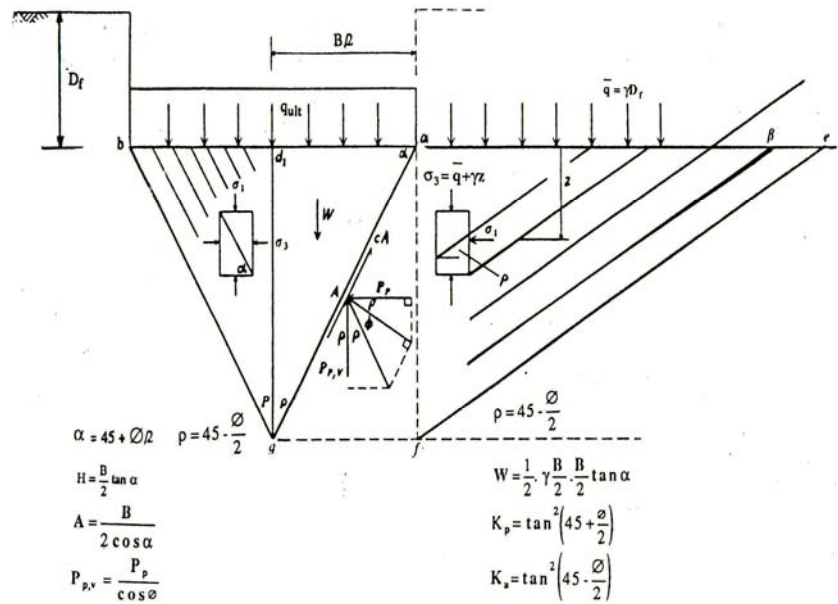
สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า (2.1.40)

เมื่อ ϕ	=	Angle of Friction ของทราย
c	=	Cohesion ของดินเหนียว
γ	=	Unit Weight ของทราย
K_s	=	Punching Shear Resistance Coefficient

ซึ่งได้จากกราฟรูปที่ 2.1.11



รูปที่ 2.1.12 ฐานรากวางบนดินหลายชั้น



รูปที่ 2.1.13 แสดงลักษณะของความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของ
ดินประเภท $\phi - c$ Soil

ตัวอย่างที่ 3 กรณีเป็นดินที่มีทั้งค่า Angle of Friction และ Cohesion ($c - \phi$ Soil) 2 ชั้น
ได้มีการเสนอแนะใช้ค่า Strength Parameter เป็น Modified ϕ และ Modified c โดย
Purushothamarajetal (1974) เมื่อพิจารณาจากรูปที่ 2.1.12 และ 2.1.13 จะมีขั้นตอน
ดังนี้

----> เริ่มจากคำนวณระยะความลึก d ดังนี้

$$d = 0.5 B \tan \left(45 + \frac{\phi_1}{2} \right) \quad (2.1.41)$$

----> แล้วตรวจสอบค่า d กับความหนาของดินชั้นบน, H ถ้า d มีค่ามากกว่า ค่าวน
ค่า Modified ϕ เป็น

$$\phi' = \frac{H \phi_1 + (d - H) \phi_2}{d} \quad (2.1.42)$$

เมื่อ d = ระยะความลึกที่ต่ำกว่าระดับล่างของฐานรากจนถึง
แนวพิบัติด้วยแรงเฉือน (Failure Surface)

H = ความหนาของดินชั้นบน โดยนับระยะจากส่วนล่าง
ของฐานราก

B = ความกว้างของฐานราก

ϕ_1, ϕ_2 = Angle of Friction ของดินชั้นบนและชั้นล่าง
ตามลำดับ

----> ทำนองเดียวกัน คำนวณหาค่า Modified c , c' โดยวิธีเดียวกับขอ

Modified ϕ

----> แล้วคำนวณหาค่า Ultimate Bearing Capacity โดยใช้ Modified ϕ และ Modified c

แต่ถ้าค่า d น้อยกว่า ให้ใช้ Strength Parameter ของดินชั้นบนเท่านั้น ในการคำนวณค่า Ultimate Bearing Capacity และอีกกรณีหนึ่ง คือ เมื่อฐานรากวางบนชั้น Sand ที่อยู่เหนือชั้นดินเหนียวหรือเมื่อฐานรากวางบนชั้นดินเหนียวที่อยู่เหนือชั้น Sand จากรูปที่ 2.1.12 และ 2.1.13 การพิจารณาค่า Ultimate Bearing Capacity ของฐานรากเริ่มจากการตรวจสอบหาค่า d ว่าจะมีค่ามากกว่าหรือน้อยกว่าค่า H ถ้าค่า d มีค่ามากกว่า H ควรกระทำดังนี้

----> สมมุติให้เกิดแนวพิบัติในดินชั้นบนเท่านั้น คำนวณค่า Ultimate Bearing Capacity, q_u ของดินชั้นบน (ไม่ว่าจะเป็นดินเหนียว หรือ Sand ก็ได้ แล้วแต่ลักษณะของชั้นดินเท่านั้น) โดยใช้ Strength Parameter ของดินชั้นบน

----> สมมุติให้เกิดแนวพิบัติทั้งในดินชั้นบนและดินชั้นล่าง คำนวณค่า q'_u ตามสมการที่ 2.1.43

$$q'_u = q''_u + \frac{p P_v K_s \tan \phi}{A_f} + \frac{p H c}{A_f} \quad (2.1.43)$$

เมื่อ q''_u = ค่า Ultimate Bearing Capacity ของดินชั้นล่างโดยใช้ Strength Parameter ของดินชั้นล่าง, ค่า B เป็นความกว้างของฐานราก และค่า Surcharge q มีค่าเท่ากับ $\gamma_1 D_f + \gamma_1 H$

p = เส้นรอบรูปของ punching shear (ซึ่งอาจเป็น $2(B \times L)$ หรือ $\pi \times \text{diameter}$ ของฐานราก)

P_v = ค่า Vertical Force เกิดจากน้ำหนักของดินชั้นบน โดยนับระยะความลึกจากส่วนล่างของฐานรากลงมายังผิวของชั้นล่าง

$$= \int_0^H \gamma_h dh + \bar{q} H \quad \text{เมื่อ } \bar{q} = \gamma D_f$$

K_s = ค่า Lateral Earth Pressure Coefficient อาจจะมีค่าเท่ากับ $\tan^2 \left(45 \pm \frac{\phi}{2} \right)$ หรือมีค่าเท่ากับ K_o ซึ่งมีค่าเท่ากับ $(1 - \sin \phi)$

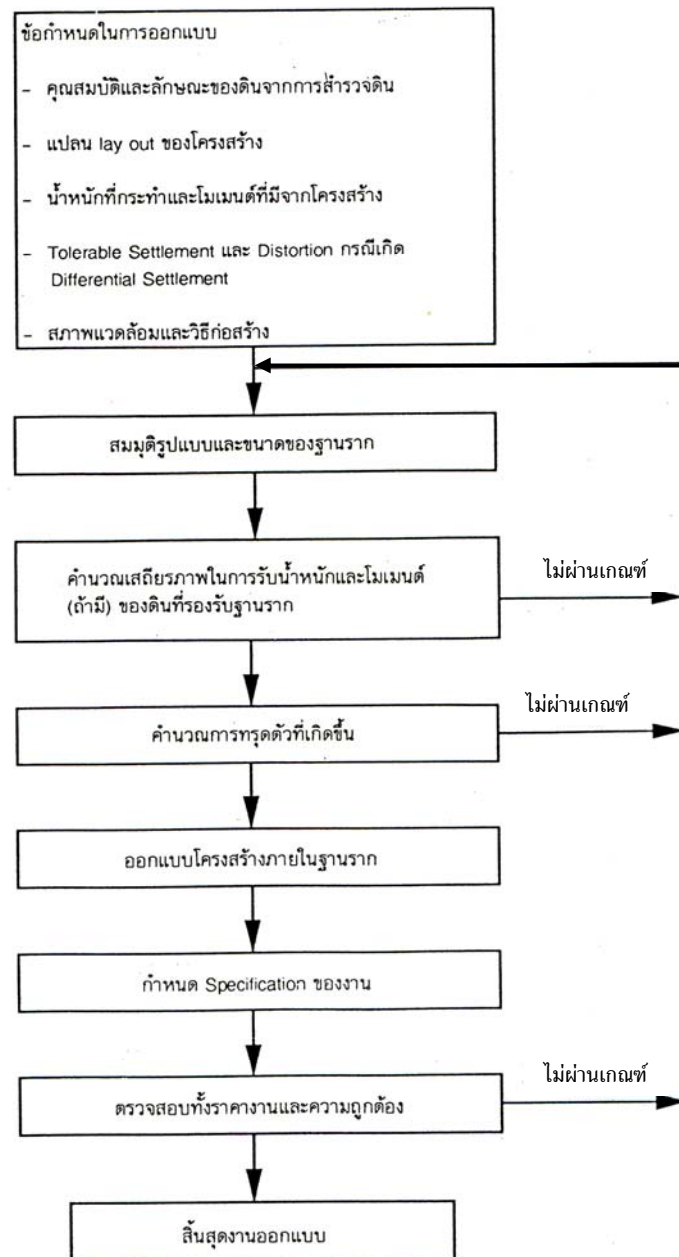
$\tan \phi$ = Coefficient of Friction ระหว่างบริเวณแรง P_v K_s กับ บริเวณแรงเฉือน

$p H c$ = แรง Cohesion

A_f = พื้นที่หน้าตัดของฐานราก

จากทั้ง 3 ตัวอย่าง จะพบว่าถ้าช่วงความหนาของดินชั้นบน จากส่วนล่างของฐานรากน้อยกว่าช่วงระยะที่เกิดแนวพิบัติด้วยแรงเฉือน แสดงว่าบริเวณการเกิดความพิบัติจะมีในดินชั้นล่างด้วย ดังนั้น การพิจารณา หาค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของฐานราก ต้องตรวจสอบช่วงความหนาก่อน แล้วจึงคำนวณหาค่า Ultimate Bearing Capacity ของฐานราก สำหรับตัวอย่างที่ 3 แต่ตัวอย่างที่ 1 และ 2 ใช้สมการที่ (2.1.35) ถึง (2.1.40) หาค่า Ultimate Bearing Capacity ของฐานราก เมื่อเกิดแนวพิบัติในดิน 2 ชั้น และดินชั้นบน แล้วจึงนำมาเปรียบเทียบกับ เพื่อใช้ค่าน้อยกว่าเป็นค่า Ultimate Bearing Capacity ของฐานราก

จากทั้งหมดที่กล่าว สรุปเป็นขั้นตอนในการออกแบบฐานรากต้นตามรูปที่ 2.1.14

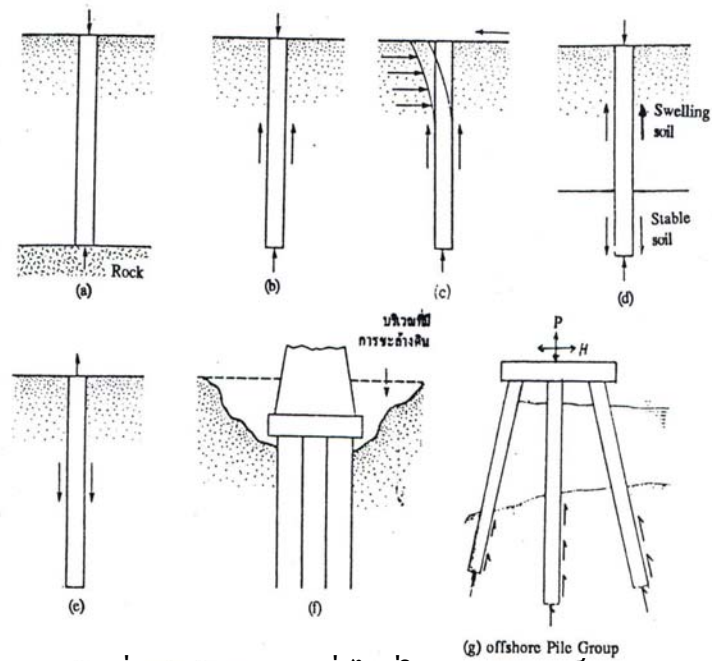


รูปที่ 2.1.14 ขั้นตอนการออกแบบฐานรากต้น

2.2 ความสามารถในการรับน้ำหนักของฐานรากเสาเข็ม (Load - Bearing Capacity of Pile Foundation)

ฐานรากเสาเข็ม เป็นฐานรากที่มีเสาเข็มเป็นส่วนที่จะรับน้ำหนักจากโครงสร้างลงสู่ชั้นดินในระดับลึกที่สามารถรองรับน้ำหนักนั้นได้ โดยไม่เกิดความพิบัติ (Failure) รูปที่ 2.2.1 แสดงภาพของงานที่ต้องใช้ฐานรากเสาเข็ม ดังนี้

- 1) เมื่อดินในระดับตื้นมีกำลังรับน้ำหนักไม่พอที่จะรองรับโครงสร้างได้ และ/หรือมีค่าการยุบอัดตัวมาก (High Compressibility) และดินที่มีความแข็งแรงเหมาะสมที่จะรองรับโครงสร้างอยู่ในระดับลึก (คือมากกว่า 5 เมตร) จึงต้องเลือกใช้ฐานรากเสาเข็ม ซึ่งมีเสาเข็มรับน้ำหนักจากโครงสร้างผ่านชั้นดินที่ไม่เหมาะสมในระดับตื้นลงสู่ชั้นดินระดับลึกที่เหมาะสม ดังแสดงในรูปที่ 2.2.1 (a) เป็นชนิดของฐานรากเสาเข็มที่มีปลายของเสาเข็มหยั่งลงบนชั้นดินแข็ง เรียกว่า End Bearing Pile และ รูปที่ 2.2.1 (b) เป็นชนิดของฐานรากเสาเข็มที่รองรับน้ำหนักของโครงสร้างในรูปแรงฝืดรอบพื้นที่ผิวของเสาเข็มเป็นส่วนใหญ่ เรียกว่า Floating หรือ Friction Pile
- 2) เมื่อฐานรากต้องรับแรงแนวนอน (Horizontal Forces) ควรเลือกฐานรากเสาเข็มเพื่อต้านทานโมเมนต์ที่จะเกิดขึ้นในฐานราก ดังแสดงในรูปที่ 2.2.1 (c) ยกตัวอย่าง เช่น การออกแบบ Earth Retaining Wall, โครงสร้างสูงที่รับแรงลม เป็นต้น
- 3) เมื่อพบชั้นดินบางช่วงเป็นดินประเภท Expansive Soil ซึ่งเป็นดินที่มีคุณสมบัติบวมตัว (Swelling) ถ้ามีความชื้นมากขึ้นและหดตัว (Shrinkage) ถ้าสูญเสียความชื้น ควรเลือกฐานรากเสาเข็มเพื่อหลีกเลี่ยงการถ่ายน้ำหนักโครงสร้างลงสู่ดินประเภทนี้ ในทำนองเดียวกัน เมื่อพบดินประเภท Collapsible Soil ซึ่งเป็นดินประเภทที่โครงสร้างถูกทำลายไปถ้าได้รับความชื้นมากขึ้น อันเป็นผลทำให้เกิดการหดตัวในดินได้มากในทันที ดังแสดงในรูปที่ 2.2.1 (d)
- 4) เมื่อฐานรากต้องรับแรงดึงขึ้น (Tension or Uplift Force) หรือต้องต้านทานการพลิกตัวของอาคาร (Overturning) ควรเลือกเป็นฐานรากเสาเข็มเพื่อต้านทานแรงดังกล่าว ดังแสดงในรูปที่ 2.2.1 (e)
- 5) เมื่อโครงการเป็นงานก่อสร้างสะพาน จำเป็นต้องวางตอม่อไว้บนฐานรากเสาเข็ม เพื่อหลีกเลี่ยงการสูญเสียความสามารถในการรับน้ำหนักของฐานราก อันเนื่องมาจากการกัดกร่อนของดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.2.1 (f)
- 6) เมื่อตำแหน่งของโครงสร้างอยู่นอกชายฝั่งทะเล ต้องเลือกฐานรากเสาเข็มเพื่อถ่ายน้ำหนักโครงสร้างผ่านชั้นน้ำลงสู่ดินในระดับล่าง ดังแสดงในรูปที่ 2.2.1 (g)
- 7) เมื่อต้องการใช้เสาเข็มในการอัดทรายให้แน่น หลังจากนั้นแล้วจึงถอนเสาเข็มออกในระหว่างการออกแบบฐานรากเสาเข็ม ควรมีประเด็นหลักที่สำคัญใช้ในการออกแบบ คือ
 - (1) ไม่เกิดความพิบัติในโครงสร้างเสาเข็ม
 - (2) ความสามารถในการรับน้ำหนักของฐานรากเสาเข็ม รวมทั้งค่า Factor of Safety ที่ใช้เพียงพอไม่ให้เกิดความพิบัติเนื่องจากแรงเฉือน
 - (3) การทรุดตัวที่เกิดขึ้นต้องไม่มากกว่าค่าที่ยอมรับได้



รูปที่ 2.2.1 สภาพทั่วไปที่ใช้ฐานรากเสาเข็ม

2.2.1 ชนิดของเสาเข็ม (Types of Pile)

เสาเข็มมีหลายชนิด ดังรายละเอียดข้างล่าง ซึ่งแบ่งชนิดของเสาเข็มตามระบบ CP 2004 : 1972 ที่แบ่งกันตามการเคลื่อนตัวของดินในระหว่างการติดตั้งเสาเข็ม มี 3 ชนิดใหญ่ ๆ คือ

Very Large Displacement Piles

เป็นชนิดของเสาเข็มที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินมากในระหว่างการติดตั้งเสาเข็ม เสาเข็มชนิดนี้ ได้แก่

- O เสาเข็มหล่อในที่ โดยการตอกแบบหล่อลงไปในดินก่อนเทคอนกรีต (Driven and Cast in Place) มีข้อดีและข้อเสีย ดังนี้

ข้อดี มี

- ปรับแก้ความยาวของเสาเข็มได้ตามความเหมาะสม
- ไม่มีผลกระทบต่อโครงสร้างของเสาเข็ม อันเนื่องมาจากการตอกเสาเข็มและโมเมนต์ที่เกิดจากตำแหน่งที่ยกเสาเข็มขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 3.2
- ไม่มีผลกระทบต่อเสาเข็มจากน้ำใต้ดิน เนื่องมาจากแบบหล่อที่ตอกลงไปก่อนเทคอนกรีต
- ลดความสั่นสะเทือนและเสียงดังที่จะเกิดขึ้นได้
- เพิ่มความหนาแน่นของดินประเภท Granular Soil ที่รองรับเสาเข็มได้โดยการขยายปลายของเสาเข็ม (Enlarged Base) ทำให้เพิ่มความสามารถในการรับน้ำหนักด้วย

ข้อเสีย มี

- ทำให้ผิวดินข้างเคียงยกตัวสูงขึ้น (Heave of neighboring ground surface) อาจจะเป็นผลกระทบกระเทือนต่อโครงสร้างในบริเวณนั้นได้
- ไม่สามารถตรวจสอบความแข็งแรงของคอนกรีตได้
- ไม่เหมาะสมสำหรับโครงการที่มีพื้นที่จำกัด
- ทำให้เกิดความเสียหายในแบบหล่อประเภท Light Steel Section หรือ Precast Concrete Shell ได้ ถ้าตอกแบบหล่อแรงเกินไป

ความยาวมากที่สุดของเสาเข็มประมาณ 24-36 เมตร

ความสามารถในการรับน้ำหนักโครงสร้างมากที่สุดประมาณ 1500 kN

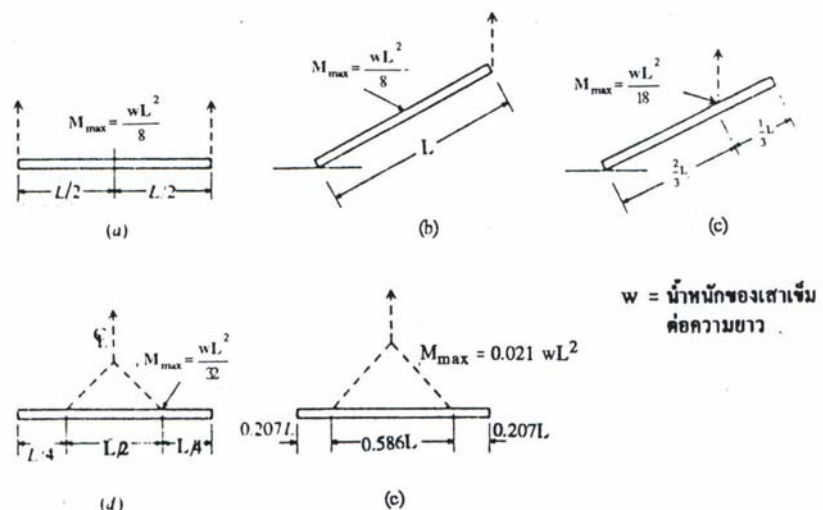
สมการที่ใช้ในการคำนวณค่า Allowable Load ของเสาเข็ม โดยพิจารณาจากกำลังความแข็งแรงของวัสดุที่ใช้ในการหล่อเสาเข็ม คือ

$$Q_{all} = A_c f_c + A_s f_s \quad (2.2.1)$$

เมื่อ Q_{all} = Allowable Load

A_c, A_s = พื้นที่หน้าตัดของคอนกรีตและเหล็กตามลำดับ

f_c, f_s = Allowable Stress ของคอนกรีตและเหล็กตามลำดับ



รูปที่ 2.2.2 ตำแหน่งของจุดยกเสาเข็มที่ทำให้เกิดโมเมนต์ดัด

- O เสาเข็มตอก (Driven Precast Concrete or Prestressed Concrete Pile) เป็นเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็ก หรือคอนกรีตเสริมเหล็กแบบ prestress มีข้อดีและข้อเสียคือ

ข้อดี มี

- ตรวจสอบคุณภาพของโครงสร้างในเสาเข็มได้ก่อนตอกเสาเข็ม
- เพิ่มความหนาแน่นของดินประเภท Granular Soil เนื่องมาจากการตอกเสาเข็ม ทำให้เพิ่มความสามารถในการรับน้ำหนักด้วย
- ไม่มีผลกระทบต่อวิธีก่อสร้างจากน้ำใต้ดิน
- สามารถใช้เสาเข็มยาวได้

ข้อเสีย มี

- ทำให้เกิดความสั่นสะเทือน เนื่องมาจากการตอกเสาเข็ม และเป็นผลทำให้เกิดการยกตัวสูงขึ้นของผิวดินใกล้เคียง ซึ่งอาจเป็นอันตรายต่อโครงสร้างในบริเวณนั้นได้
- ทำให้เกิดความเสียหายต่อเสาเข็ม ถ้าตอกเสาเข็มแรงเกินไป
- มีผลกระทบต่อโครงสร้างของเสาเข็ม อันเนื่องมาจากการตอกเสาเข็มและตำแหน่งที่ยกเสาเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 3.2 นั่นคือ Bending Moment ที่เกิดจากการยกเสาเข็ม ต้องมีค่า Bending Stress น้อยกว่าหรือเท่ากับ Effective Prestress (ไม่รวมค่าการสูญเสียที่เกิดขึ้น) ของโครงสร้างของเสาเข็ม ซึ่งประมาณเท่ากับ 5 MPa

ความยาวของ Precast Concrete Pile มากที่สุดประมาณ 27 เมตร

ความสามารถในการรับน้ำหนักโครงสร้างมากที่สุดประมาณ 1000 kN

- O เสาเข็มไม้ (Timber Pile) เป็นเสาเข็มมีน้ำหนักเบา ง่ายต่อการขนส่งและยกขึ้น แต่มีข้อเสียคือ 腐朽ได้ง่าย ดังนั้น โดยทั่วไปเสาเข็มไม้จะเหมาะสมสำหรับสภาพดินที่อยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดิน คือให้เสาไม้จมน้ำ ถึงอย่างไรก็ตาม มีวิธีป้องกันการ腐朽ในส่วนของเสาเข็มที่อยู่เหนือน้ำโดยฉาบสารเคมี เช่น Creosote Oil รวมทั้งทำให้เกิดความเสียหายต่อเสาเข็มถ้าตอกแรงเกินไป

ความยาวของเสาเข็มไม้มากที่สุดประมาณ 20 เมตร

ความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาเข็มมากที่สุด ประมาณ 600 kN

Small Displacement Piles

เป็นชนิดของเสาเข็มที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่ของดินเพียงเล็กน้อย ในระหว่างการติดตั้งเสาเข็ม ตัวอย่างของเสาเข็มชนิดนี้ ได้แก่

1) Rolled Steel Section Piles รูปหน้าตัดของเสาเข็มอาจเป็น H-beam หรือ I-beam หรือ Pipe Pile

2) Screw Pile เหมาะสมสำหรับงานโครงสร้างในชายทะเล เนื่องจากเป็นเสาเข็มที่รองรับได้ทั้ง Tension และ Compression

ข้อดีของเสาเข็มชนิดนี้ คือ ติดตั้งง่ายทนทานต่อการตอกที่แรงได้ เปลี่ยนแปลงความยาวของเสาเข็มๆได้ และสามารถรับน้ำหนักได้มาก แต่มีข้อเสียคือ มักจะเกิดการสึกกร่อนในผิวโลหะโดยเฉพาะ ถ้าพบดินที่มี PH น้อยกว่า 7 จึงควรป้องกันด้วยการทาสีหรือนาบบสารเคมี

ความยาวของ Rolled Steel Section Piles มากที่สุดประมาณ 36 เมตร และรับน้ำหนักได้มากที่สุดประมาณ 1700 kN

ความยาวของ Screw Piles มากที่สุดประมาณ 24 เมตร และรับน้ำหนักได้มากที่สุดประมาณ 2500 kN

No Displacement Piles

เป็นชนิดของเสาเข็มที่ไม่เกิดการเคลื่อนตัวของดิน ในระหว่างการติดตั้งเสาเข็ม เสาเข็มชนิดนี้ได้แก่ เสาเข็มเจาะ (Bored and Cast in Place Piles) ที่มีวัสดุกันดินด้านข้างพัง เช่น Casing หรือ Drilling Mud เป็นต้น มีข้อดีและข้อเสีย คือ

ข้อดี มี

- ไม่เกิดการดันดินด้านข้างให้ยกตัวสูงขึ้น (Ground Heave)
- เปลี่ยนแปลงความยาวของเสาเข็มได้
- ตรวจสอบคุณสมบัติของดินในหลุมเจาะและนำมาเปรียบเทียบกับข้อมูลดินจากการสำรวจได้
- ไม่มีผลกระทบต่อโครงสร้างของเสาเข็ม เนื่องจากการตอกและยกเสาเข็ม
- ไม่ทำให้เกิดเสียงดังและความสั่นสะเทือน

ข้อเสีย มี

- อาจมีผลให้ดินประเภท Sandy Soil หรือ Gravelly Soil มีความหนาแน่นน้อยลง เนื่องจากการเจาะหลุม
- เมื่อพบน้ำใต้ดิน จะทำให้ไม่สะดวกในการเทคอนกรีต และไม่สามารถตรวจสอบคุณภาพของคอนกรีต
- น้ำในหลุมเจาะ อาจทำให้เกิดความเสียหายต่อคอนกรีตที่ยังไม่แข็งตัวหรืออาจทำให้ความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาเข็มลดลงไป
- ถ้าเป็นดินประเภท Granular Soil จะไม่สามารถขยายปลายเสาเข็มได้

จากข้อเสียในเรื่องการแตกคอนกรีตในหลุมเจาะนั้น สามารถแก้ไขได้โดยการเทคอนกรีตทันทีหลังจากเจาะหลุมแล้ว เพื่อป้องกันไม่ให้ดินอ่อนตัวลง และคอนกรีตต้องมี Workability เพียงพอ ในทางปฏิบัติคอนกรีตควรมี Slump ประมาณ 100 – 150 มม. และปริมาณน้ำมีไม่มากในส่วนผสมเพื่อป้องกันการเกิดข้อบกพร่องในคอนกรีต เช่น เกิด Segregation เป็นต้น ดังนั้น โดยทั่วไปในคอนกรีต 1 ลูกบาศก์เมตร มีส่วนผสมเป็นคอนกรีตไม่น้อยกว่า 300 kg.

ความยาวของเสาเข็มชนิดนี้ มากที่สุดประมาณ 45 เมตร

ความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาเข็มมากที่สุดประมาณ 10,000 kN

2.2.2 กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยวทางสถิตยศาสตร์โดยสุทธิ (Static Net Ultimate Load Capacity of Single Pile)

กลไกการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็ม จะเป็นความต้านทานน้ำหนักบรรทุกที่ผิวดิน โดยกำลังรับน้ำหนักที่ปลายของเสาเข็ม (End Bearing or Point Load of Pile, Q_2) จากดินที่รองรับปลายของเสาเข็ม และแรงเสียดทานระหว่างเสาเข็มกับดิน (Skin Frictional Resistance Load, Q_1) Curve (1) ในรูป 2.2.3 (b) แสดงลักษณะการแปรเปลี่ยนของค่า Skin Frictional Resistance Load ในแต่ละระดับของชั้นดิน

ขณะที่เพิ่มน้ำหนักบรรทุกที่ผิวดิน ($Q_{(z=0)}$) ค่าของ Skin Frictional Resistance Load ก็จะเพิ่มมากที่สุดเมื่อการเคลื่อนตัวระหว่างเสาเข็มและดินมีระยะประมาณ 5-10 มม. โดยไม่เกี่ยวข้องกับความยาวและขนาดของเสาเข็ม และค่าของ End Bearing Load ก็เพิ่มมากที่สุดเป็น Q_b เมื่อปลายของเสาเข็มมีการได้ระยะประมาณ 10-30 % ของความกว้างหรือเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม โดยที่ค่า 10% จะใช้สำหรับเสาเข็มตอก และค่า 30% ใช้สำหรับเสาเข็มเจาะ (Bored Pile) จาก Curve 2 ในรูป 2.2.3 (b) และจากรูป 2.2.3 (d) จะได้ว่า เมื่อค่าของ ($Q_{(z=0)}$) เท่ากับ Net Ultimate Load Bearing Capacity ของ Single Pile ($Q_{u(net)}$) ค่าของ Q_1 จะเท่ากับ Q_f และ Q_2 จะเท่ากับ Q_b นั่นคือ

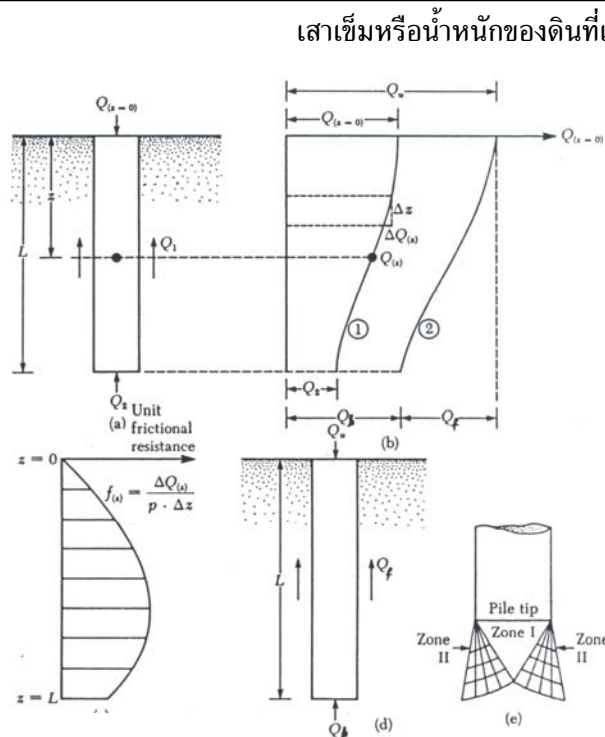
$$Q_{u(net)} = Q_b + Q_f - W_P \quad (2.2.2)$$

เมื่อ $Q_{u(net)}$ = Net Ultimate Load - Bearing Capacity
(Compression)

$$Q_b = \text{Ultimate End Bearing Capacity}$$

$$Q_f = \text{Ultimate Skin Frictional Resistance}$$

$$W_P = \text{น้ำหนักของเสาเข็ม ซึ่งบางครั้งอาจจะให้มีค่าเท่ากับน้ำหนักของดิน ในช่วงความยาวของ}$$



รูปที่ 2.2.3 กลไกการรับน้ำหนักของเสาเข็ม

➤ กำลังรับน้ำหนักประลัยที่ปลายเสาเข็ม (Ultimate End Bearing Load, Q_b)

หลักการในการพิจารณาค่า Ultimate End Bearing Load มาจากสมการ Ultimate Bearing Capacity ของฐานรากตื้น ซึ่งสามารถนำมาใช้กับฐานรากลึกหรือฐานรากเสาเข็มได้รูปที่ 2.2.4 แสดงค่า Q_b ของเสาเข็มเดี่ยวในชั้นดินที่รองรับน้ำหนักบรรทุกโดยกำลังรับน้ำหนักที่ปลายของเสาเข็ม เรียกชั้นดินนี้ว่า ชั้น Bearing Stratum (รูปที่ 2.2.4 เป็น Homogeneous Soil ที่ความยาวของเสาเข็มทั้งหมดเท่ากับระยะความยาวของเสาเข็มที่จมในชั้นดิน Bearing Stratum)

จากสมการของ Meyerhof (1963)

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} + q' N_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}$$

$$\text{เมื่อนำมาใช้ในการพิจารณา } Q_b \text{ จะไม่มีนิพจน์ } \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}$$

เนื่องจากค่า B คือความกว้างหรือเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็มที่มีค่าน้อยมาก ดังนั้น

$$q_b = q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} + q' N_q F_{qs} F_{qd} \quad (2.2.3)$$

เมื่อ

$$q_b = \text{Ultimate End Bearing Capacity}$$

$$q_u = \text{Ultimate Bearing Capacity}$$

$$c = \text{Cohesion ของดินในชั้น Bearing Stratum คือชั้นดินรองรับปลายเสาเข็ม}$$

$$q' = \text{Effective Surcharge ของชั้นดินจากผิวดินจนถึงปลาย}$$

เสาเข็ม

$N_c, N_q =$ Bearing Capacity Factor จากตารางที่ 2.1.2
(อาจจะ เป็น Meyerhof หรือ Hansen หรือ Vesic ก็ได้)
โดยใช้ Angle of Friction ของชั้นดินรองรับปลายเสาเข็ม
ของชั้นดินรองรับปลายเสาเข็ม

$$\left. \begin{array}{l} F_{cs}, F_{qs} = \text{Shape Factor} \\ F_{cd}, F_{qd} = \text{Depth Factor} \end{array} \right\} \text{จากตารางที่ 2.1.3 และ 2.1.4}$$

ในการพิจารณาค่า q_b มักจะคำนึงถึงแต่ Depth Factor เป็นประเด็นสำคัญใน
ฐานรากลึกหรือฐานรากเสาเข็ม นั่นคือจะได้

$$q_b = c N_c F_{cd} + q' N_q F_{qd} \quad (2.2.4)$$

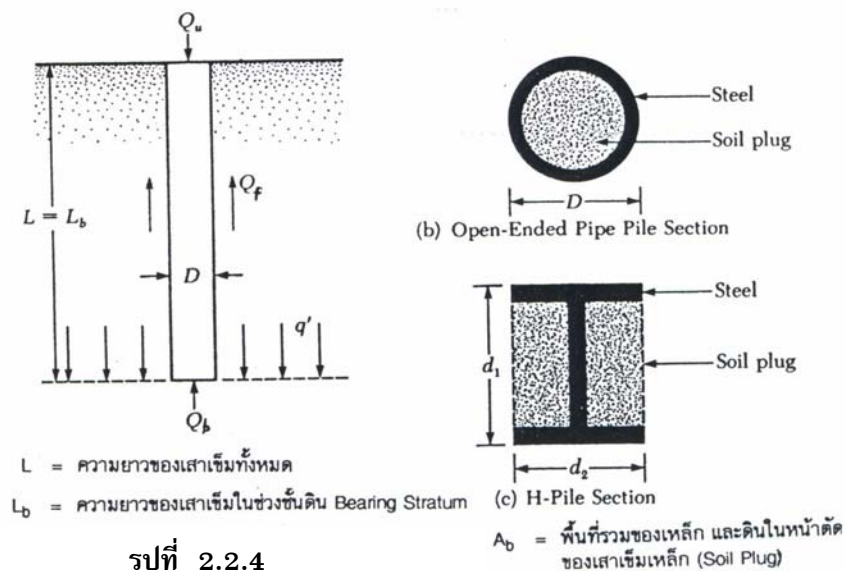
$$Q_b = A_b (c N_c F_{cd} + q' N_q F_{qd}) \quad (2.2.5)$$

เมื่อ $A_b =$ พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม

อีกวิธีหนึ่งในการพิจารณาค่า Q_b คือ

$$Q_b = A_b (c N_c^* + q' N_q^*) \quad (2.2.6)$$

เมื่อ $N_c^*, N_q^* =$ Bearing Capacity Factor ที่รวมการพิจารณา Shape
และ Depth Factor ไว้ในค่าทั้ง 2 แล้ว

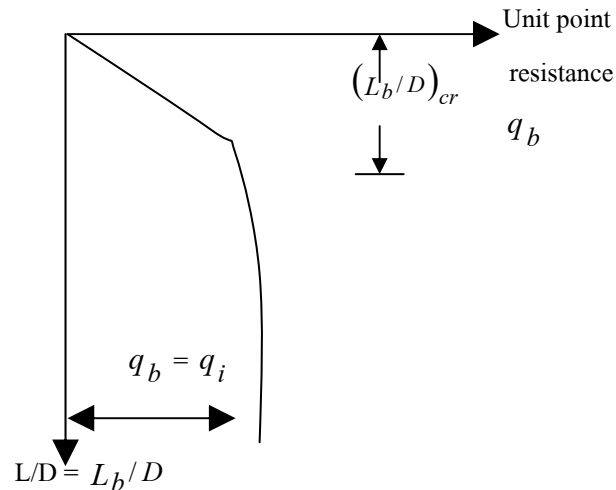


รูปที่ 2.2.4

มีผู้เสนอการพิจารณาค่า N_c^* และ N_q^* หลายวิธีด้วยกัน ซึ่งในที่นี้จะกล่าวไว้ 2 วิธีคือ

1. วิธีของ Meyerhof (1976) มีรายละเอียดว่า ค่าของ q_b ในดินทราย (sand) จะเพิ่มขึ้นตามความลึกของเสาเข็มในชั้น Bearing Stratum จนมีค่ามากที่สุด เมื่อ

อัตราส่วนของ ค่าระยะความลึกของเสาเข็มในชั้น Bearing Stratum และความกว้างหรือเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม (L_b/D) มีค่าเท่ากับ $(L_b/D)_{cr}$ ดังแสดงในรูปที่ 2.2.5 ซึ่งเป็นกรณีของ Homogeneous Soil ที่ความยาวของเสาเข็ม L เท่ากับ L_b แต่ถ้าเป็นดินหลายชั้น (Stratified Soil) ค่าของ L_b น้อยกว่า L และค่า q_b จะคงที่เมื่อ (L_b/D) มากกว่า $(L_b/D)_{cr}$



รูปที่ 2.2.5 แสดงกราฟระหว่างค่า q_b และ L_b/D ในดินชั้นเดียว

ค่าของ $(L_b/D)_{cr}$ ของดินแต่ละชนิดจะไม่เท่ากัน คือจะแปรเปลี่ยนกันไปตามค่าของ Angle of Friction (ϕ) ดังแสดงในรูปที่ 2.2.6 ซึ่งจะใช้ Curve เส้นเต็มสำหรับกรณีเป็นดินทรายที่มีค่า Cohesion เท่ากับศูนย์ หรือ Curve เส้นประสำหรับกรณีเป็นดินเหนียวหรือดินเหนียวปนทราย และค่าของ N_c^* กับ N_q^* จะมีค่ามากที่สุด เมื่อ (L_b/D) มากกว่า $0.5 (L_b/D)_{cr}$

ขั้นตอนในการพิจารณาค่า Bearing Capacity Factor ของ Meyerhof (1976) มีดังนี้

- 1) คำนวณค่า (L_b/D) และหาค่า $(L_b/D)_{cr}$ จากรูปที่ 2.2.6
- 2) ถ้า (L_b/D) มากกว่า 0.5 เท่าของ $(L_b/D)_{cr}$ และค่า ϕ น้อยกว่า 30° พิจารณาค่า N_c^* กับ N_q^* เป็นค่ามากที่สุด จากรูปที่ 2.2.6 ที่ Curve N_c' กับ N_q' แต่ถ้า (L_b/D) น้อยกว่า $0.5 (L_b/D)_{cr}$ คำนวณค่า N_c^* กับ N_q^* จาก N_q'

$$N_c^* = N_c + (N_c' - N_c) \frac{R_1}{0.5 R_2} \quad (2.2.7)$$

เมื่อ $N_c', N_q =$ ค่าของ N_c Factor จากรูปที่ 2.2.6

$$\begin{aligned} R_1 &= (L_b/D) \\ R_2 &= (L_b/D)_{cr} \end{aligned}$$

ในทำนองเดียวกัน

$$N_q^* = N_q + (N_q' - N_q) \frac{R_1}{0.5 R_2} \quad (2.2.8)$$

เมื่อ N_q', N_q = ค่าของ N_q Factor จากรูปที่ 2.2.6

- 3) ถ้าค่า ϕ มากกว่า 30° ค่า N_c^* กับ N_q^* ขึ้นกับค่าของ (L_b/D) ด้วย ดังแสดงในส่วนบนด้านขวาของรูปที่ 2.2.6 และอาจต้อง interpolate ค่าของ N_c^* กับ N_q^* ถ้าจำเป็น

ตัวอย่างของการพิจารณาค่า N_c^* กับ N_q^*

ตัวอย่างที่ 1 $L = 15$ ม. $D = 0.46$ ม.

$$\phi = 35^\circ$$

$$- (L_b/D) = 15/0.46 = 32.6$$

$$(L_b/D)_{cr} = 10 \text{ จากรูปที่ 2.2.6 เมื่อ } \phi = 35^\circ$$

$$- (L_b/D) > (L_b/D)_{cr}$$

- เมื่อ $\phi = 35^\circ$ คือมากกว่า 30° จากที่ (L_b/D) เท่ากับ 16 ลงมาตามแนวเส้น N_c' กับ N_q' จนพบกับเส้นที่ค่า $\phi = 35^\circ$ จะได้ $N_c^* = 180$, $N_q^* = 140$ (จากรูป 2.2.6)

ตัวอย่างที่ 2 $L = 15$ ม. $D = 0.46$ ม.

$$c = 100 \text{ kN/m}^2 \quad \phi = 20^\circ$$

$$- (L_b/D) = 32.6$$

$$- (L_b/D)_{cr} = 4.1 \text{ จากรูป 2.2.6 ที่ } \phi = 20^\circ \text{ บน Curve เส้นประ } N_c^* \text{ หรือ Clay}$$

$$- \text{ที่ } \phi = 20^\circ \text{ ได้ } N_c^* = 32, N_q^* = 14$$

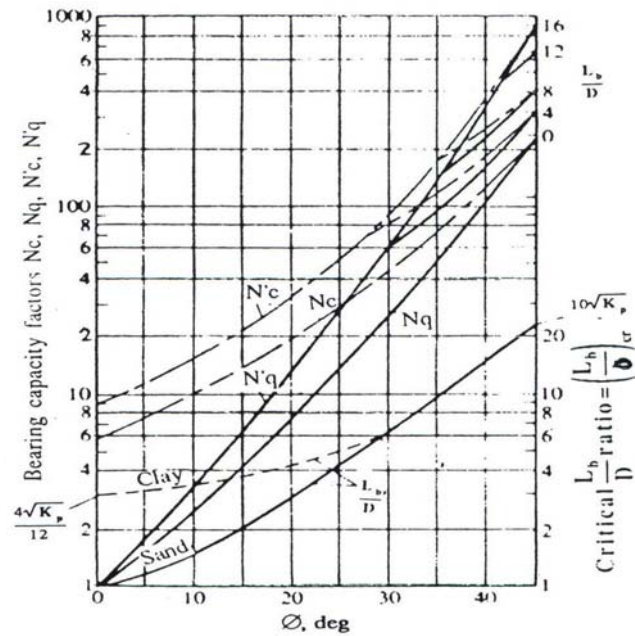
---> เมื่อช่วงปลายของเสาเข็มจมในชั้น Sand ที่มีค่า cohesion เท่ากับศูนย์ จะได้ว่า

$$Q_b = A_b q' N_q^* \leq A_b q_1 \quad (2.2.9)$$

โดยที่ค่าของ Q_b ใน Sand ($c = 0$) ต้องไม่มากกว่าค่าที่จำกัดไว้ คือ $A_b q_1$

$$\text{เมื่อ } q_1 = 5 N_q^* \tan \phi \quad \text{ในหน่วย } \text{t/m}^2$$

$$\text{เมื่อ } q_1 = 1000 N_q^* \tan \phi \quad \text{ในหน่วย } \text{Ib/ft}^2$$



เส้นเต็มกรณีทราย $C = 0$ เส้น/ประกรณีดินเหนียวหรือดินเหนียวปนทราย

รูปที่ 2.2.6 แสดงค่า Bearing Capacity Factors สำหรับฐานรากเสาเข็ม

(After Meyerhof, 1976)

ในกรณีก่อนที่ปลายของเสาเข็มจะพบชั้น Dense Sand นั้น ต้องติดตั้งเสาเข็มผ่านชั้น Weak Sand ดังนั้น ค่าของ Q_b จะเป็น (ดังแสดงในรูปที่ 2.2.7)

$$Q_b = A_b \left[q_{1(1)} + \frac{(q_{1(d)} - q_{1(1)})}{10 D} L_b \right] \leq A_b q_{1(d)} \quad (2.2.10)$$

เมื่อ $q_{1(1)}$ = ค่าจำกัดของ q_b ใน Weak Sand โดยใช้
ค่า N_q^* และค่า ϕ จาก Weak Sand

เมื่อ $q_{1(d)}$ = ค่าจำกัดของ q_b ใน Dense Sand โดยใช้
ค่า N_q^* และค่า ϕ จาก Dense Sand

---> เมื่อช่วงปลายของเสาเข็มจมในชั้น Saturated Clay ($\phi = 0$) จะได้ว่า

$$\begin{aligned} Q_b &= A_b (c_u N_c^* + q' N_q^*) \\ &= A_b (9 c_u + q') \text{ ที่ } \phi = 0 \text{ ได้ } N_c^* = 9, \\ &N_q^* = 1 \end{aligned} \quad (2.2.11)$$

เพื่อสะดวกในการใช้ค่า Q_b ของ Saturated Clay จะคิดเป็นในรูปของ Net Ultimate End Bearing Load คือ

$$Q_b(net) = 9 c_u A_b \quad (2.2.12)$$

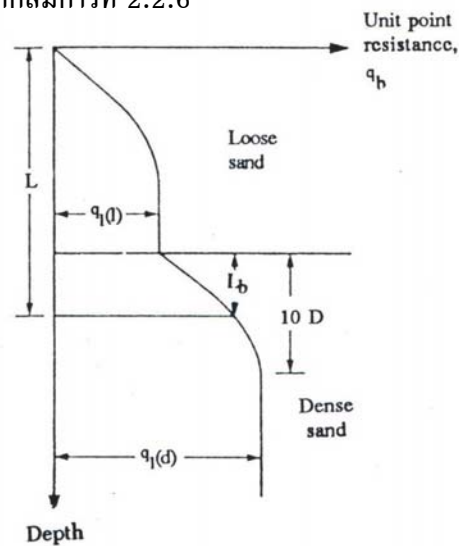
$$\text{จากค่า } Q_u(net) = 9 c_u A_b + A_b q' + Q_f - W_p$$

$$= 9 c_u A_b + Q_f$$

$$\text{เมื่อ } W_p = A_b q'$$

= Surcharge ของน้ำหนักดินที่ทับถมกัน
ตั้งแต่จากระดับผิวดินจนถึงระดับปลาย
เสาเข็ม

---> เมื่อช่วงปลายของเสาเข็มจมในชั้นดินเหนียวที่มีทั้งค่า c และ ϕ ใน
สภาพของ Drained Condition พิจารณาค่า Ultimate End Bearing
Load จากสมการที่ 2.2.6



รูปที่ 2.2.7 แสดงการแปรเปลี่ยนในความสามารถใน
การรับน้ำหนักที่ปลายเสาเข็มในดินทรายหลายชั้น

2. วิธีของ Vesic (1977) เป็นวิธีที่ใช้หลักการของทฤษฎี Expansion of Cavities ซึ่งมา
จาก Effective Stress Parameter นั่นคือ

$$Q_b = A_b (c N_c^* + \sigma_o' N_\sigma^*) \quad (2.2.13)$$

$$\text{เมื่อ } N_c^*, N_\sigma^* = \text{Bearing Capacity Factors}$$

$$\sigma_o' = \text{Mean normal ground stress (Effective) ที่ปลายเสาเข็ม}$$

$$= \left(\frac{1 + 2K_o}{3} \right) q'$$

$$\text{ซึ่ง } K_o = \text{Earth Pressure Coefficient at rest}$$

$$\begin{aligned}
 &= (1 - \sin \phi) \\
 N_{\sigma}^* &= \frac{3N_q^*}{(1 + 2K_o)} \\
 N_c^* &= (N_q^* - 1) \cot \phi \\
 N_{\sigma}^* &= f(I_{rr}) \\
 I_r &= \text{Rigidity Index} \\
 &= \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)(c' + q' \tan \phi)} \\
 &= \frac{G_s}{c + q' \tan \phi} \\
 \text{ซึ่ง } I_{rr} &= \text{Rigidity Index ที่ปรับให้น้อยลงแล้วของดิน} \\
 &= \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \\
 E_s &= \text{Young's Modulus ของดิน} \\
 \mu_s &= \text{Poisson's Ratio ของดิน} \\
 G_s &= \text{Shear Modulus ของดิน} \\
 \Delta &= \text{ค่า Volumetric Strain ที่เกิดในสภาวะ} \\
 &\quad \text{plastic โดยเฉลี่ยในช่วงต่ำกว่าปลาย} \\
 &\quad \text{เสาเข็ม}
 \end{aligned}$$

ถ้าไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรในดิน เช่น ดินประเภท Dense Sand หรือ Saturated Clay เป็นต้น ก็จะได้ $\Delta = 0$ ดังนั้น

$$I_{rr} = I_r$$

ค่าของ N_c^* และ N_{σ}^* ขึ้นอยู่กับค่าของ Angle of Friction และ I_{rr} ดูได้จาก ตารางที่ 2.2.1 (a) และ 2.2.1 (b)

$$\text{เมื่อ } \phi = 0 \text{ (สภาพ Undrained), } N_c^* = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

ค่าของ I_r ได้มาจากผลของการทดสอบ Consolidation และ Triaxial Test ในห้องปฏิบัติการ แต่ก็ได้มีการแนะนำค่า I_r ตามชนิดของดิน ดังนี้

$$\text{Sand } I_r = 70-150$$

$$\text{Silts \& Clays } I_r = 50-100$$

(Drained Condition)

$$\text{Clay } I_r = 100-200$$

(Undrained Condition)

ตารางที่ 2.2.1 แสดงค่า N_{c^*} และ N_{σ^*} (Vesic, 1977)

ϕ	I_{π}									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
0	6.97	7.90	8.82	9.36	9.75	10.04	10.97	11.51	11.89	12.19
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1	7.34	8.37	9.42	10.04	10.49	10.83	11.92	12.57	13.03	13.39
	1.13	1.15	1.16	1.18	1.18	1.19	1.21	1.22	1.23	1.23
2	7.72	8.87	10.06	10.77	11.28	11.69	12.96	13.73	14.28	14.71
	1.27	1.31	1.35	1.38	1.39	1.41	1.45	1.48	1.50	1.51
3	8.12	9.40	10.74	11.55	12.14	12.61	14.10	15.00	15.66	16.18
	1.43	1.49	1.56	1.61	1.64	1.66	1.74	1.79	1.82	1.85
4	8.54	9.96	11.47	12.40	13.07	13.61	15.34	16.40	17.18	17.80
	1.60	1.70	1.80	1.87	1.91	1.95	2.07	2.15	2.20	2.24
5	8.99	10.56	12.25	13.30	14.07	14.69	16.69	17.94	18.86	19.59
	1.79	1.92	2.07	2.16	2.23	2.28	2.46	2.57	2.65	2.71
6	9.45	11.19	13.08	14.26	15.14	15.85	18.17	19.62	20.70	21.56
	1.99	2.18	2.37	2.50	2.59	2.67	2.91	3.06	3.18	3.27
7	9.94	11.85	13.96	15.30	16.30	17.10	19.77	22.46	22.71	23.73
	2.22	2.46	2.71	2.88	3.00	3.10	3.43	3.63	3.79	3.91
8	10.45	12.55	14.90	16.41	17.54	18.45	21.51	23.46	24.93	26.11
	2.47	2.76	3.09	3.31	3.46	3.59	4.02	4.30	4.50	4.67
9	10.99	13.29	15.91	17.59	18.87	19.90	23.39	25.64	27.35	28.73
	2.74	3.11	3.52	3.79	3.99	4.15	4.70	5.06	5.33	5.55
10	11.55	14.08	16.97	18.86	20.29	21.46	25.43	28.02	29.99	31.59
	3.04	3.48	3.99	4.32	4.58	4.78	5.48	5.94	6.29	6.57
11	12.14	14.90	18.10	20.20	21.81	23.13	27.64	30.61	32.87	34.73
	3.36	3.90	4.52	4.93	5.24	5.50	6.37	6.95	7.39	7.75
12	12.76	15.77	19.30	21.64	23.44	24.92	30.03	33.41	36.02	38.16
	3.71	4.35	5.10	5.60	5.98	6.30	7.38	8.10	8.66	9.11
13	13.41	16.69	20.57	23.17	25.18	26.84	32.60	36.46	39.44	41.89
	4.09	4.85	5.75	6.35	6.81	7.20	8.53	9.42	10.10	10.67
14	14.08	17.65	21.92	24.80	27.04	28.89	35.38	39.75	43.15	45.96
	4.51	5.40	6.47	7.18	7.74	8.20	9.82	10.91	11.76	12.46
15	14.79	18.66	23.35	26.53	29.02	31.08	38.37	43.32	47.18	50.39
	4.96	6.00	7.26	8.11	8.78	9.33	11.28	12.61	13.64	14.50
16	15.53	19.73	24.86	28.37	31.13	33.43	41.58	47.17	51.55	55.20
	5.45	6.66	8.13	9.14	9.93	10.58	12.92	14.53	15.78	16.83
17	16.30	20.85	26.46	30.33	33.37	35.92	45.04	51.32	56.27	60.42
	5.98	7.37	9.09	10.27	11.20	11.98	14.77	16.69	18.20	19.47
18	17.11	22.03	28.15	32.40	35.76	38.59	48.74	55.80	61.38	66.07
	6.56	8.16	10.15	11.53	12.62	13.54	16.84	19.13	20.94	22.47
19	17.95	23.26	29.93	34.59	38.30	41.42	52.71	60.61	66.89	72.18
	7.18	9.01	11.31	12.91	14.19	15.26	19.15	21.87	24.03	25.85
20	18.83	24.56	31.81	36.92	40.99	44.43	56.97	65.79	72.82	78.78
	7.85	9.94	12.58	14.44	15.92	17.17	21.73	24.94	27.51	29.67
21	19.75	25.92	33.80	39.38	43.85	47.64	61.51	71.34	79.22	85.90
	8.58	10.95	13.97	16.12	17.83	19.29	24.61	28.39	31.41	33.97
22	20.71	27.35	35.89	41.98	46.88	51.04	66.37	77.30	86.09	93.57
	9.37	12.05	15.50	17.96	19.94	21.62	27.82	32.23	35.78	38.81
23	21.71	28.84	38.09	44.73	50.08	54.66	71.56	83.68	93.47	101.83
	10.21	13.24	17.17	19.99	22.26	24.20	31.37	36.52	40.68	44.22
24	22.75	30.41	40.41	47.63	53.48	58.49	77.09	90.51	101.39	110.70
	11.13	14.54	18.99	22.21	24.81	27.04	35.32	41.30	46.14	50.29
25	23.84	32.05	42.85	50.69	57.07	62.54	82.98	97.81	109.88	120.23
	12.12	15.95	20.98	24.64	27.61	30.16	39.70	46.61	52.24	57.06

ตารางที่ 2.2.1 (ต่อ)

ϕ	I_{pr}									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
26	24.98	33.77	45.42	53.93	60.87	66.84	89.25	105.61	118.96	130.44
	13.18	17.47	23.15	27.30	30.69	33.60	44.53	52.51	59.02	64.62
27	26.16	35.57	48.13	57.34	64.88	71.39	95.02	113.92	128.67	141.39
	14.33	19.12	25.52	30.21	34.06	37.37	49.88	59.05	66.56	73.04
28	27.40	37.45	50.96	60.93	69.12	76.20	103.01	122.79	139.04	153.10
	15.57	20.91	28.10	33.40	37.75	41.51	55.77	66.29	74.93	82.40
29	28.69	39.42	53.95	64.71	73.58	81.28	110.54	132.23	150.11	165.61
	16.90	22.85	30.90	36.87	41.79	46.05	62.27	74.30	84.21	92.80
30	30.03	41.49	57.08	68.69	78.30	86.64	118.53	142.27	161.91	178.98
	18.24	24.95	33.95	40.66	46.21	51.02	69.43	83.14	94.48	104.33
31	31.43	43.64	60.37	72.88	83.27	92.31	126.99	152.95	174.49	193.23
	19.88	27.22	37.27	44.79	51.03	56.46	77.31	92.90	105.84	117.11
32	32.89	45.90	63.82	77.29	88.50	98.28	135.96	164.29	187.87	208.43
	21.55	29.68	40.88	49.30	56.30	62.41	85.96	103.66	118.39	131.24
33	34.41	48.26	67.44	81.92	94.01	104.58	145.46	176.33	202.09	224.62
	23.34	32.34	44.80	54.20	62.05	68.92	95.46	115.51	132.24	146.87
34	35.99	50.72	71.24	86.80	99.82	111.22	155.51	189.11	217.21	241.84
	25.28	35.21	49.05	59.54	68.33	76.02	105.90	128.55	147.51	164.12
35	37.65	53.30	75.22	91.91	105.92	118.22	166.14	202.64	233.27	260.15
	27.36	38.32	53.67	65.36	75.17	83.78	117.33	142.89	164.33	183.16
36	39.37	55.99	79.39	97.29	112.34	125.59	177.38	216.98	250.30	279.60
	29.60	41.68	58.68	71.69	82.62	92.24	129.87	158.65	182.85	204.14
37	41.47	58.81	83.77	102.94	119.10	133.34	189.25	232.17	268.36	300.26
	32.02	45.31	64.13	78.57	90.75	101.48	143.61	175.95	203.23	227.26
38	43.04	61.75	88.36	108.86	126.20	141.50	201.78	248.23	287.50	322.17
	34.63	49.24	70.03	86.05	99.60	111.56	158.65	194.94	225.62	252.71
39	44.99	64.83	93.17	115.09	133.66	150.09	215.01	265.23	307.78	345.41
	37.44	53.50	76.45	94.20	109.24	122.54	175.11	215.78	250.23	280.71
40	47.03	68.04	98.21	121.62	141.51	159.13	228.97	283.19	332.24	370.04
	40.47	58.10	83.40	103.05	119.74	134.52	193.13	238.62	277.26	311.50
41	49.16	71.41	103.49	128.48	149.75	168.63	243.69	302.17	351.95	396.12
	43.74	63.07	90.96	112.68	131.18	147.59	212.84	263.67	306.94	345.34
42	51.38	74.92	109.02	135.68	158.41	178.62	259.22	322.22	375.97	423.74
	47.27	68.46	99.16	123.16	143.64	161.83	234.40	291.13	339.52	382.53
43	53.70	78.60	114.82	143.23	167.51	189.13	275.59	343.40	401.36	452.96
	51.08	74.30	108.08	134.56	157.21	177.36	257.99	321.22	375.28	423.39
44	56.13	82.45	120.91	151.16	177.07	200.17	292.85	365.75	428.21	483.88
	55.20	80.62	117.76	146.97	172.00	194.31	283.80	354.20	414.51	468.28
45	58.66	86.48	127.28	159.48	187.12	211.79	311.04	389.35	456.57	516.58
	59.66	87.48	128.28	160.48	188.12	212.79	312.03	390.35	457.57	517.58
46	61.30	90.70	133.97	168.22	197.67	224.00	330.20	414.26	486.54	551.16
	64.48	94.92	139.73	175.20	205.70	232.96	342.94	429.98	504.82	571.74
47	64.07	95.12	140.99	177.40	208.77	236.85	350.41	440.54	518.20	587.72
	69.71	103.00	152.19	191.24	224.88	254.99	376.77	473.42	556.70	631.25
48	66.97	99.75	148.35	187.04	220.43	250.36	371.70	468.28	551.64	626.36
	75.38	111.78	165.76	208.73	245.81	279.06	413.82	521.08	613.65	696.64
49	70.01	104.60	156.09	197.17	232.70	264.58	394.15	497.56	586.96	667.21
	81.54	121.33	180.56	227.82	268.69	305.37	454.42	573.38	676.22	768.53
50	73.19	109.70	164.21	207.83	245.60	279.55	417.82	528.46	624.28	710.39
	88.23	131.73	196.70	248.68	293.70	334.15	498.94	630.80	744.99	847.61

หมายเหตุ : แถวบนเป็นค่า N_c^*
แถวล่างเป็นค่า N_{ϕ}^*

- กำลังรับน้ำหนักประลัยจากความเสียดทานระหว่างเสาเข็มและดิน (Ultimate Skin Frictional Resistance Load, Q_f)

ค่าของ Q_f มาจากความเสียดทานระหว่างเสาเข็มและดินตลอดความยาวของเสาเข็ม

$$\text{นั่นคือ} \quad Q_f = \sum A_f f \quad (2.2.14)$$

$$\text{เมื่อ} \quad A_f = p \Delta L$$

$$\text{ซึ่ง} \quad p = \text{เส้นรอบรูปของเสาเข็ม}$$

$$\Delta L = \text{ช่วงความหนาของชั้นดินที่กำลังพิจารณา}$$

$$f = \text{Unit Skin Frictional Resistance ในชั้นดินที่กำลังพิจารณา}$$

การพิจารณาค่าของ f มีรายละเอียด ดังนี้

- Unit Skin Frictional Resistance ในชั้นทราย (Cohesion = 0)

$$f = K \sigma'_{v(av)} \tan \delta \quad (2.2.15)$$

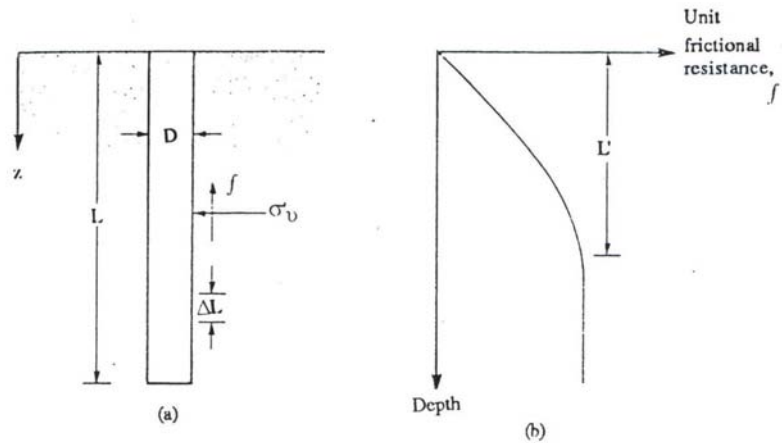
โดยที่ค่า f จะเพิ่มขึ้นจากระดับผิวดินทรายจนมีค่ามากที่สุด เมื่อมีระดับลึกใน ชั้นทรายประมาณ 15 ถึง 20 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางหรือความกว้างของเสาเข็ม ดังนั้น ค่า effective vertical stress หรือ σ'_v ก็จะมีค่ามากที่สุดที่ระดับความลึกประมาณ 15 ถึง 20 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางหรือความกว้างของเสาเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 2.2.8 (b)

ค่า K = Lateral Earth Pressure Coefficient มักจะประมาณเท่ากับ K_o คือเท่ากับ $1 - \sin \phi$ แต่ค่า K มักจะเปลี่ยนแปลงตามชนิดของเสาเข็ม คือ

$K = K_o$	=	$1 - \sin \phi$	สำหรับ Bored Piles
$K = K_o$	=	Lower Limit	สำหรับ Small Displacement Driven Piles
$K = 1.4 K_o$	=	Upper Limit	
$K = K_o$	=	Lower Limit	สำหรับ Very Large Displacement Piles
$K = 1.8 K_o$	=	Upper Limit	

$$\sigma'_{v(av)} = \text{Average Effective Vertical Stress ในระดับลึกของชั้นดินที่กำลังพิจารณา}$$

$$\delta = \text{Soil-Pile Friction Angle ประมาณ 0.5 ถึง 0.7 ของค่า Angle of Friction ของดิน}$$



รูปที่ 2.2.8 ความสามารถในการรับน้ำหนักจากความเสียดทาน, f ของเสาเข็มในชั้นทราย

● Unit Skin Frictional Resistance ในชั้น Clay

มีด้วยกันหลายวิธีในการคำนวณค่า f ในชั้น Clay แต่มีวิธีที่น่าสนใจ ซึ่งมีอยู่ 2 วิธีด้วยกันคือ

วิธีที่ 1 $\propto$ Method เหมาะสำหรับดิน Saturated Clay คือสภาพ Undrained ($\phi=0$)

$$f = \propto c_u \quad (2.2.16)$$

เมื่อ $\propto$ = Empirical Adhesion Factor

ซึ่งจะแปรตามค่าของ

Undrained Cohesion (c_u) ตามรูปที่

2.2.9

และ $\propto$ มีค่าเท่ากับ 1 สำหรับดินเหนียวประเภท Normally Consolidated Clay ที่มีค่า c_u น้อยกว่า หรือเท่ากับ 5 t/m^2

วิธีที่ 2 β Method เป็นวิธีของ Burland (1973) ซึ่งมีข้อสมมติฐานว่า

- 1) ในระหว่างการติดตั้งเสาเข็ม สภาพของดินรอบเสาเข็มเป็น Remolded State ซึ่งเป็นสภาพของดินที่มีค่า Cohesion เท่ากับศูนย์
- 2) ในระหว่างการติดตั้งเสาเข็มและการให้น้ำหนักบรรทุกแก่เสาเข็ม จะเกิดการระบายน้ำออกจากดิน
- 3) ในระหว่างการติดตั้งเสาเข็ม ค่า Effective Stress ที่เกิดขึ้นที่ผิวของเสาเข็มจะน้อยกว่า Effective Horizontal Stress ที่ผิวของเสาเข็มก่อนติดตั้งเสาเข็ม

$$\text{โดยที่ } f = \beta \sigma'_{v(av)} \quad (2.2.17)$$

เมื่อ $\sigma'_{v(av)}$ = Average Effective Vertical Stress ในระดับลึกของชั้นดินที่กำลังพิจารณา

$$\beta = K \tan \phi_R$$

ซึ่ง K = Lateral Earth Pressure Coefficient

$$= (1 - \sin \phi_R) \sqrt{OCR}$$

ϕ_R = Drained Frictional Angle of Remolded Clay

OCR = Over Consolidation Ratio

$$= \frac{\text{Maximum Reconsolidated Pressure}}{\text{Overburden Pressure}}$$

- Unit Skin Frictional Resistance ในดินทั่วไปที่มีค่า Cohesion และ Angel of Friction ไม่ เป็นศูนย์ (ϕ -c Soil)

สมการที่ใช้ในการคำนวณค่า f มีด้วยกัน 2 วิธี คือ

วิธีที่ 1 สมการของ f จะเป็น

$$f = K \sigma'_{v(av)} \tan \delta + \alpha C_u$$

วิธีที่ 2 สมการของ f จะเป็นของ β Method คือ

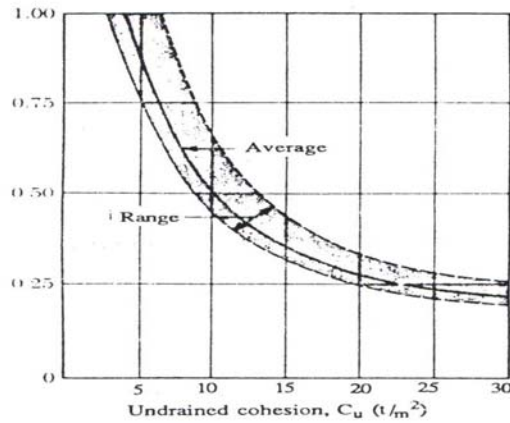
$$f = \beta \sigma'_{v(av)}$$

2.2.3 การพิจารณาค่า Net Ultimate Load - Bearing Capacity of Tension or Uplift Piles ($Tu_{(net)}$)

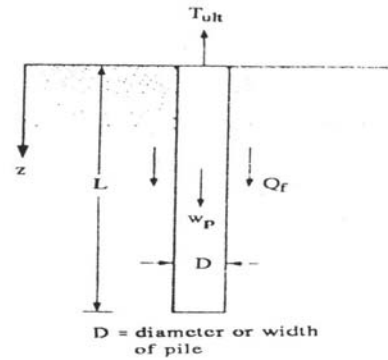
ดังที่กล่าวข้างต้น (รูปที่ 2.2.1e) เกี่ยวกับ Tension หรือ Uplift Pile ซึ่งรับ แรงดึง หรือแรงพุงขึ้น จะเห็นได้จากรูปที่ 2.2.10 ว่า

$$Tu_{(net)} = Q_f + W_p \quad (2.2.18)$$

เมื่อพิจารณาค่า Q_f ตามวิธีการในหัวข้อกำลังรับน้ำหนักประลัยจากความเสียดทานระหว่างเสาเข็มและดิน (Ultimate Skin Frictional Resistance Load, Q_f)



รูปที่ 2.2.9 แสดงค่าของ α ที่เปลี่ยนค่า
Undrained Cohesion ของ Clay



รูปที่ 2.2.10 การรับน้ำหนักของเสาเข็มประเภท
Up lift หรือ Tension Pile

2.2.4 ฐานรากเสาเข็มกลุ่ม (Group Piles Foundation)

ในงานออกแบบฐานรากเสาเข็ม โดยทั่วไปมักออกแบบเป็นเสาเข็มกลุ่มดังแสดงในรูปที่ 2.2.11 ซึ่งมี Pile Cap ยึดเสาเข็มกลุ่มไว้ด้วยกันในฐานราก การพิจารณาความสามารถในการรองรับน้ำหนักของเสาเข็มกลุ่ม พิจารณาได้จากการสมมติว่า Stress ที่เสาเข็มส่งผ่านยังดินเกิดการซ้อนทับกันในระหว่างเสาเข็มที่ใกล้กัน ดังแสดงในรูปที่ 2.2.11 ซึ่งจะทำให้ความสามารถในการรองรับน้ำหนักของเสาเข็มกลุ่ม มีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับเมื่อเทียบกับผลรวมของความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาเข็มแต่ละต้นในเสาเข็มกลุ่ม ด้วยเหตุนี้จึงมีการกำหนดระยะห่างระหว่างเสาเข็มแต่ละต้นไม่ควรน้อยกว่า 2.5 เท่าของความกว้างหรือเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม แต่โดยทั่วไประยะที่เหมาะสมจะประมาณ 3 ถึง 3.5 เท่าของความกว้างหรือเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็มค่าความสามารถในการรับน้ำหนัก หรือกำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็มกลุ่ม (Ultimate Load - Bearing Capacity of Group Piles, $Q_{g(u)}$) จะเป็น

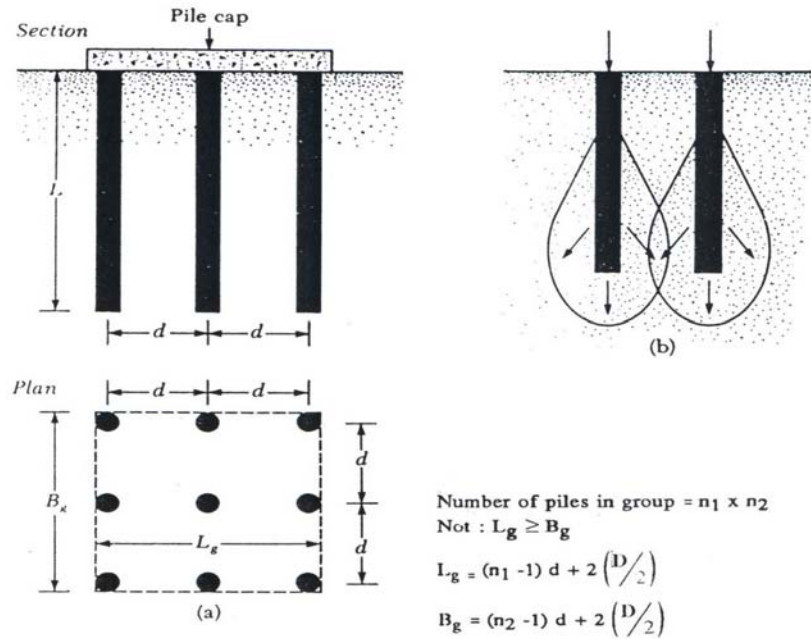
$$Q_{g(u)} = \eta \sum Q_u \quad (2.2.19)$$

เมื่อ η = ประสิทธิภาพของเสาเข็มกลุ่ม (Efficiency of Group Piles)

$$\sum Q_u = (n_1 \times n_2) Q_u$$

$(n_1 \times n_2)$ = จำนวนของเสาเข็ม

$$Q_u =$$
 กำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็มแต่ละต้น
$$Q_u = Q_b + Q_f$$



รูปที่ 2.2.11 ฐานรากเสาเข็มกลุ่ม

➤ กำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็มกลุ่มในดินทรายหรือ Cohesionless Soil

จากการทดสอบพฤติกรรมของเสาเข็มกลุ่มในดินทราย พบว่า

- กรณีเป็นเสาเข็มตอก (Driven Piles) ที่มีระยะห่างระหว่างเสาเข็ม ≥ 3 เท่าของความกว้างหรือเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม ค่ากำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็มกลุ่มจะเป็น

$$Q_{g(u)} = \eta \sum Q_u$$

โดยที่ $\eta = 1$

ดังนั้น $Q_{g(u)} = \sum Q_u$

และ $\sum Q_u = (n_1 \times n_2) Q_u$

$$Q_u = Q_b + Q_f$$

- กรณีเป็นเสาเข็มเจาะ (Bored Group Piles) ในดินทราย ซึ่งมีระยะห่างระหว่างเสาเข็มประมาณเท่ากับ 3 เท่าของความกว้างหรือเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม ค่ากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มกลุ่มจะเป็น

$$Q_{g(u)} = \eta \sum Q_u$$

โดยที่ η ประมาณ $\frac{2}{3}$ ถึง $\frac{3}{4}$

และ $\sum Q_u = (n_1 \times n_2) Q_u$

$$Q_u = Q_b + Q_f$$

โดยทั่วไป ค่าของประสิทธิภาพของเสาเข็มกลุ่ม พิจารณาจากค่า Ultimate Skin Frictional Resistance Load, Q_f เท่านั้น เนื่องจากจะมีการลดน้อยลงในค่าของ Q_f โดยไม่มีผลกระทบต่อค่า Q_b ดังนั้นค่าของ η จะเป็นดังนี้

$$1) \quad \eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u}$$

$$\text{คิดเฉพาะค่า } Q_f ; Q_{f \cdot g(u)} = p \cdot g \cdot L \cdot f_{av}$$

$$\sum Q_f = (n_1 \times n_2) p \cdot L \cdot f_{av}$$

$$\therefore \eta = \frac{p \cdot g \cdot L \cdot f_{av}}{(n_1 \times n_2) p \cdot L \cdot f_{av}} = \frac{[2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D] L \cdot f_{av}}{(n_1 \times n_2) p \cdot L \cdot f_{av}}$$

$$\therefore \eta = \frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{(n_1 \times n_2) p} \quad (2.2.20)$$

เมื่อ p = เส้นรอบรูปของเสาเข็มแต่ละต้น
 D = เส้นผ่าศูนย์กลางหรือความกว้างของเสาเข็ม
 f_{av} = ค่า Skin Frictional Resistance โดยเฉลี่ยของดิน
 d = ระยะห่างระหว่างเสาเข็ม

2) จากสมการของ Converse Labarre จะได้ว่า

$$\eta = 1 - \frac{[(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1] \theta}{90 n_1 n_2} \quad (2.2.21)$$

$$\text{เมื่อ } \theta = \tan^{-1} \left(\frac{D}{d} \right) \text{ มีหน่วยเป็นองศา}$$

หมายเหตุ ถ้าคิดเฉพาะค่า Q_f จะได้ค่า $Q_{g(u)}$ เป็น

$$Q_{g(u)} = \eta [(n_1 \times n_2) Q_f]$$

➤ กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มกลุ่มใน Clay สภาพ Untrained ที่มีค่า $\phi=0$

1) ขั้นตอนในการพิจารณาค่า $Q_{g(u)}$ ใน Clay มีดังนี้

- พิจารณาจากผลรวมของกำลังรับน้ำหนักเสาเข็มแต่ละต้น, $\sum Q_{u(net)}$

$$\sum Q_{u(net)} = (n_1 \times n_2) Q_{u(net)}$$

$$\begin{aligned} \text{เมื่อ } Q_{u(net)} &= Q_{b(net)} + Q_f \\ &= (9 c_u(p) A_b + Q_f) \end{aligned}$$

$$\therefore \sum Q_{u(net)} = (n_1 \times n_2) [9 c_u(p) A_b + \sum \infty p c_u \Delta L] \quad (2.2.22)$$

ซึ่ง $c_u(p)$ = Undrained Cohesion ของดินที่ปลายเสาเข็ม

c_u = Undrained Cohesion ของดินตามความยาว
ของเสาเข็ม

∞ = Empirical Adhesion Factor

A_b = พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็มแต่ละต้น

ΔL = ช่วงความหนาของชั้นดินที่กำลังพิจารณาค่า Q_f

p = เส้นรอบรูปของเสาเข็มแต่ละต้น

- พิจารณาจาก Block Failure ซึ่ง

Ultimate Skin Friction Load ของเสาเข็มกลุ่ม,

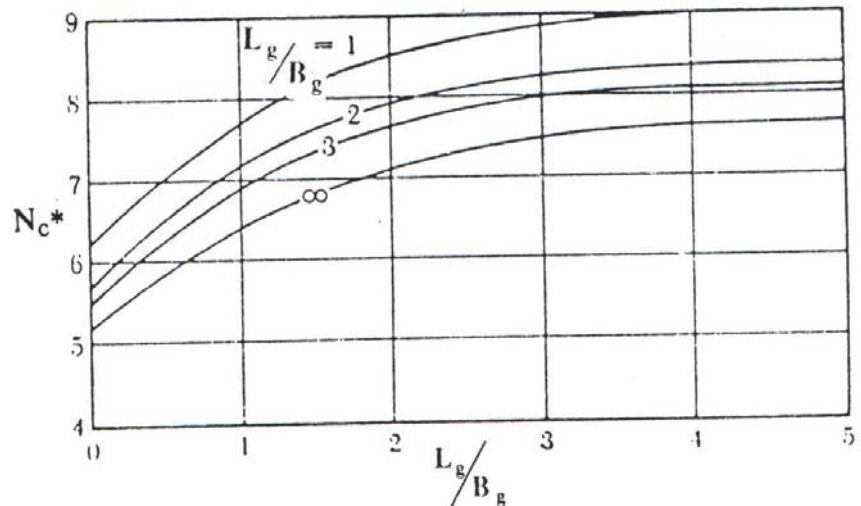
$$\begin{aligned} &= \sum (p_g c_u \Delta L) \\ &= \sum 2 (L_g + B_g) c_u \Delta L \end{aligned}$$

Net Ultimate End Bearing Load ของเสาเข็มกลุ่ม,

$$\begin{aligned} &= A_b (c_u(p) N_c^*) \\ &= (L_g \times B_g) (c_u(p) N_c^*) \end{aligned}$$

เมื่อ N_c^* เป็นค่าที่ได้จากกราฟรูปที่ 2.2.12

$$Q_{g(u)(net)} = (L_g \times B_g) c_u(p) N_c^* + \sum 2 (L_g + B_g) c_u \Delta L \quad (2.2.23)$$



รูปที่ 2.2.12 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า N_{c*} กับ L_g/B_g (based on Bjerrum
on Bjerrum and Eide's equation

- เปรียบเทียบค่า $Q_{g(u)}(net)$ ที่ได้จากสมการที่ 2.2.22 และ 2.2.23 ค่า
น้อยกว่าจะเป็นค่าของ Net Ultimate Skin Load – Bearing Capacity ของ
เสาเข็มกลุ่ม

2) พิจารณาค่า $Q_{g(u)}$ จากประสิทธิภาพของเสาเข็มกลุ่ม โดยใช้สมการของ Converse Labarre

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta$$

$$\begin{aligned} \text{และ } Q_{g(u)} &= \eta [\sum Q_u] \\ &= \eta [(n_1 \times n_2) Q_u] \end{aligned}$$

$$\text{หรือ } Q_{g(u)}(net) = \eta [(n_1 \times n_2) Q_u(net)]$$

$$\text{ซึ่ง } Q_u = Q_b + Q_f$$

$$Q_u(net) = Q_b(net) + Q_f$$

2.2.5 Negative Skin Friction, Q_n

เป็นแรงจุดให้เสาเข็มจมลงไปหรืออาจจะทำให้ดินถมทรุดตัวตามลงไปด้วย โดยที่เกิด
แรงนี้ หรือ Q_n ระหว่างเสาเข็มและชั้นดินอ่อน สาเหตุที่ทำให้เกิดแรงจุดนี้ (Negative
Skin Friction) มีดังนี้

- 1) เกิดจากดินถมประเภท Granular Soil บนดินเหนียวอ่อนที่มีการทรุดตัวมาก หรือ High Compressibility Soil จะต้องประมาณค่าจุดสมดุลในชั้นดินอ่อนนั้น ดังแสดงใน รูป 2.2.13

$$\text{ค่า } L_1 = \left(\frac{L - H_f}{L_1} \right) \left(\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma'_f H_f}{\gamma'} \right) - \frac{2\gamma'_f H_f}{\gamma'} \quad (2.2.24)$$

$$\text{และ } Q_n = \int_0^{L_1} p f dz$$

พิจารณาแบบ Drained Condition

$$\begin{aligned} \text{และ } Q_n &= \int_0^{L_1} p K (q'_0 + \gamma'_f Z) \tan \delta dz \\ &= \int_0^{L_1} p K (\gamma'_f H_f + \gamma'_f Z) \tan \delta dz \end{aligned}$$

$$\text{ดังนั้น } Q_n = p K \gamma'_f H_f \tan \delta L_1 + \frac{L_1^2 p K \gamma'_f \tan \delta}{2} \quad (2.2.25)$$

$$\text{เมื่อ } q'_0 = \text{Effective Overburden Pressure ที่ผิวดินอ่อน}$$

$$= \gamma'_f H_f$$

$$\gamma'_f = \text{Effective Unit Weight ของดินถม}$$

$$\gamma' = \text{Effective Unit Weight ของดินอ่อน}$$

$$p = \text{Perimeter ของเสาเข็ม}$$

$$\delta = 0.5 \phi - 0.7 \phi$$

$$K = K_0 = 1 - \sin \phi$$

$$\phi = \text{Drained Friction Angle of Soft Soil}$$

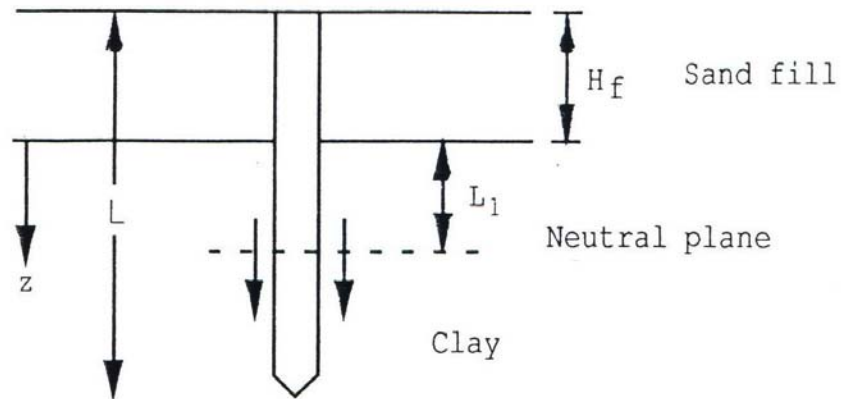
ถ้าทั้งดินถมและดินอ่อนอยู่เหนือระดับน้ำใต้ดิน ค่า Unit Weight จะไม่ใช่ Effective หรือ Submerge Unit Weight

พิจารณาแบบ Undrained Condition ($\phi=0$), ค่ามากที่สุดของ Q_n

$$Q_n = p L_1 (\propto Cu)$$

$$\text{เมื่อ } \propto = \text{Empirical Adhesion Factor}$$

$$Cu = \text{Undrained Cohesion ของ Soft Clay}$$



รูปที่ 2.2.13 แสดงการเกิด Negative Skin Friction กรณีดินถม
ประเภทดินแข็งและมี Soft Clay ในชั้นถัดไป

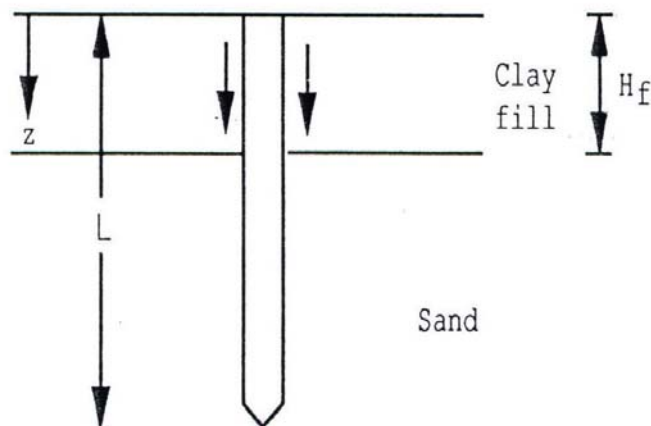
- 2) เกิดจากดินถมเป็นดินเหนียวอ่อนบนดินทั่วไปที่แข็ง (เช่น Granular Soil เป็นต้น)
ไม่ต้องพิจารณาหาจุดสมดุลในดินอ่อน แต่จะเกิด Negative Skin Friction ในชั้นดิน
อ่อนเท่านั้น ดังแสดงในรูปที่ 2.2.14 และค่า Q_n จะเป็น

พิจารณาแบบ Drained Condition

$$\begin{aligned} Q_n &= \int_0^{H_f} pK (\gamma'_f z) \tan \delta dz \\ &= pK \gamma'_f \frac{H_f^2}{2} \tan \delta \end{aligned} \quad (2.2.26)$$

พิจารณาแบบ Undrained Condition ($\phi=0$), ค่ามากที่สุดของ Q_n

$$Q_n = p H_f \propto c_u$$



รูปที่ 2.2.14 แสดงการเกิด Negative Skin Friction
กรณีดินถมประเภทดินอ่อนบนดินแข็ง

- 3) เกิดจากดินถมใหม่เป็นดินที่ไม่แข็งแรงบนดินอ่อนที่มีการทรุดตัวมาก จะทำให้ดินถมแน่นพร้อมกับดินอ่อนในชั้นถัดลงไปมีการทรุดตัว ดังแสดงในรูปที่ 2.2.15 ซึ่งต้องพิจารณาค่า Q_n ในชั้นดินอ่อนและดินถมแน่นด้วย
- 4) เกิดจากการลดระดับน้ำใต้ดิน ดังตัวอย่างของการสูบน้ำบาดาลเป็นผลให้ระดับน้ำใต้ดินลดลง ทำให้ค่า Effective Vertical Stress มากขึ้น ซึ่งจะทำให้เกิดแรงจุดให้เสาเข็มจมลงไป โดยคิดค่า Q_n ตลอดช่วงความยาวของเสาเข็ม

2.2.6 Net Allowable Load-Bearing Capacity of Single Pile, $Q_{all(net)}$

การพิจารณาค่ากำลังรับน้ำหนักโดยปลอดภัยของเสาเข็มเดี่ยว ได้จากการใช้ส่วนปลอดภัย หรือ Factor of Safety คือ

- ถ้าเป็น Overall Factor of Safety ซึ่งมีค่าประมาณ 2.5-4

กรณีไม่มี Negative Skin Friction และเป็น Compression Load

$$Q_{all(net)} = \frac{Q_b + Q_f}{F.S} - W_p \quad (2.2.27)$$

กรณีไม่มี Negative Skin Friction และเป็น Tension Load

$$T_{all(net)} = \frac{Q_f}{F.S} + W_p \quad (2.2.28)$$

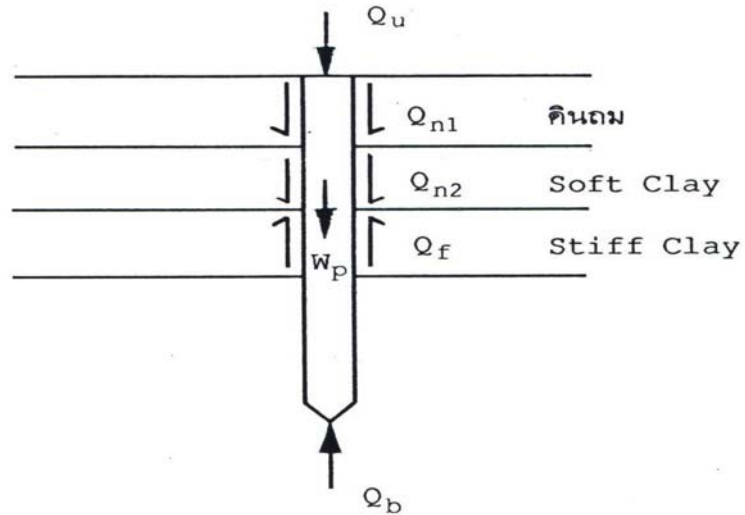
กรณีมี Negative Skin Friction

$$Q_{all(net)} = \frac{Q_b + Q_f}{F.S} - Q_n - W_p \quad (2.2.29)$$

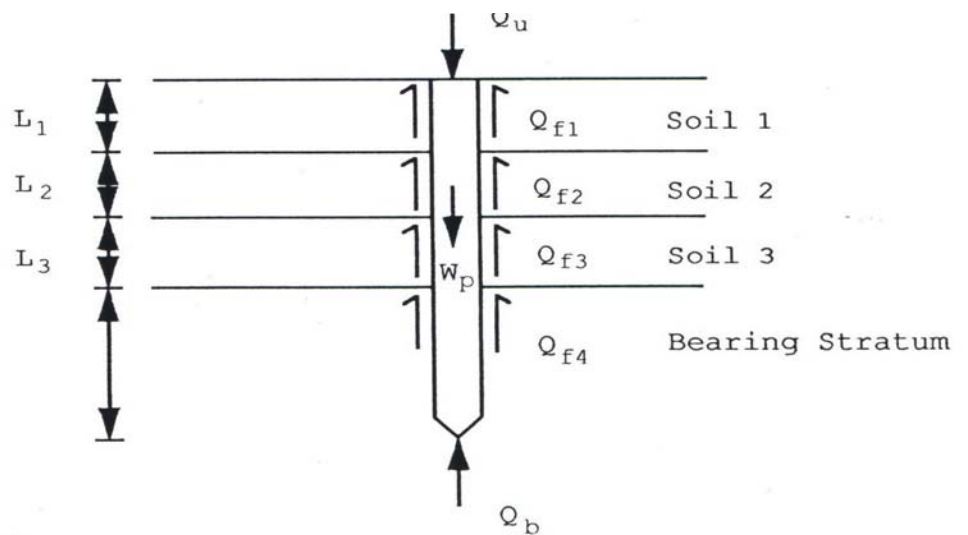
- ถ้าเป็นส่วนปลอดภัยของแต่ละ Load จะได้ค่า $F.S_b$ ประมาณ 3 และ $F.S_f$ ประมาณ 1.5 นั่นคือ

$$Q_{all(net)} = \frac{Q_b}{F.S_b} + \frac{Q_f}{F.S_f} - W_p \quad \text{ไม่มี Negative Skin Friction}$$

$$Q_{all(net)} = \frac{Q_b}{F.S_b} + \frac{Q_f}{F.S_f} - Q_n - W_p \quad \text{มี Negative Skin Friction}$$



รูปที่ 2.2.15 แสดงการเกิด Negative Skin Friction กรณีดินถมประเภทดินเหนียว และมี Soft Clay ในชั้นดินถัดไป



รูปที่ 2.2.16 แสดงลักษณะการรับน้ำหนักบรรทุก (แรงกดอัด) ของเสาเข็มเดี่ยว

2.2.7 พิจารณากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยวจากการทดสอบในสนาม

ผลของการทดสอบในสนาม มีความสัมพันธ์กับกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยว ดังนี้

1) Dutch Cone Penetration Test สำหรับ Cohesionless Soil

$$- \text{ค่าของ Ultimate End Bearing Load, } Q_b = A_b (C_{kd}) \quad (2.2.30)$$

เมื่อ C_{kd} = ค่า Cone Point Resistance โดยเฉลี่ย ซึ่งพิจารณาในช่วงจากระดับที่ต่ำกว่าปลายของเสาเข็มเท่ากับ ความกว้างของเสาเข็มจนถึงระดับสูงกว่าปลายของเสาเข็มเท่ากับ 4 เท่าของความกว้างของเสาเข็ม

- ค่าของ Ultimate End Bearing Load สำหรับ Displacement Piles, Q_f

$$Q_f = \sum A_f \frac{C_{kd(ave)}}{2000} \quad \text{หน่วย ton} \quad (2.2.31)$$

และสำหรับ H-Piles

$$Q_f = \sum A_f \frac{C_{kd(ave)}}{4000} \quad \text{หน่วย ton} \quad (2.2.32)$$

เมื่อ $C_{kd(ave)}$ = Average Cone Point Resistance ตลอดช่วงความยาวของเสาเข็ม หน่วยเป็น t/m^2

ใช้ Overall Factor of Safety ประมาณ 2.5 สำหรับ Allowable Pile Load

2) Standard Penetration Test สำหรับ Cohesionless Soil

Meyerhof (1972) ได้เสนอแนะความสัมพันธ์ของค่า Ultimate End Bearing Load, Q_b ใน Homogeneous Soil และ Standard Penetration Number ดังนี้

$$\text{หน่วย ton, } Q_b = A_b \left(4 \frac{NL}{D} \right) \leq A_b (40 N) \quad (2.2.33)$$

เมื่อ N = Average Standard Penetration Number ซึ่งพิจารณาในช่วงระดับต่ำกว่าปลายเสาเข็มเท่ากับ 4 เท่าของความกว้างหรือเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็มถึงระดับสูงกว่าปลายเสาเข็มเท่ากับ 10 เท่าของความกว้างของเสาเข็ม

$$A_b = \text{พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม หน่วย } m^2$$

$$\text{หน่วย } l_b, Q_b = A_b \left(800 \frac{NL}{D} \right) \leq A_b (80,000 N) \quad (2.2.34)$$

$$A_b = \text{พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม หน่วย } ft^2$$

3) Pile Load Test

เป็นวิธีการทดสอบในสนามที่ให้อาศัยข้อมูลของการรับน้ำหนักบรรทุก และการทรุดตัวของเสาเข็มที่นำเชื่อถือมากที่สุด รูปที่ 2.2.16 p(a) แสดงถึงลักษณะของเครื่องมือของการทดสอบนี้ ซึ่งมีข้อสรุปของวิธีทดสอบ ดังนี้

- (1) น้ำหนักบรรทุกกระทำต่อเสาเข็มเป็นแรงอัดในแนวแกน ซึ่งส่งผ่านให้เสาเข็มโดย Hydraulic Jack
- (2) หลังจากทิ้งไว้ช่วงเวลาหนึ่ง ของแต่ละน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อเสาเข็ม (ประมาณทุก 1 ชั่วโมง) จดค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้น โดยดูจาก Dial Gages ที่ติดตั้งไว้
- (3) แต่ละน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น จะเพิ่มขึ้นประมาณ $\frac{1}{4}$ ถึง $\frac{1}{5}$ ของน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการออกแบบ
- (4) การทดสอบจะสิ้นสุดเมื่อน้ำหนักบรรทุกมีค่าน้อยที่สุดประมาณ 2 เท่าของน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ออกแบบ หรือค่าการทรุดตัวทั้งหมดมีค่าน้อยที่สุดประมาณ 25 มิลลิเมตร และหลังจากการลดน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อเสาเข็ม รูปที่ 2.2.16 p(b) แสดงผลของการทดสอบ Pile Load Test ทั้งในกรณีเพิ่มน้ำหนักบรรทุกและลดน้ำหนักบรรทุก

จากรูปที่ 2.2.16 p(a) จะได้ว่า

- ที่น้ำหนักบรรทุก เท่ากับ Q_1 ค่า Net Settlement, $S_{net(1)}$

$$S_{net(1)} = S_{t(1)} - S_{e(1)}$$

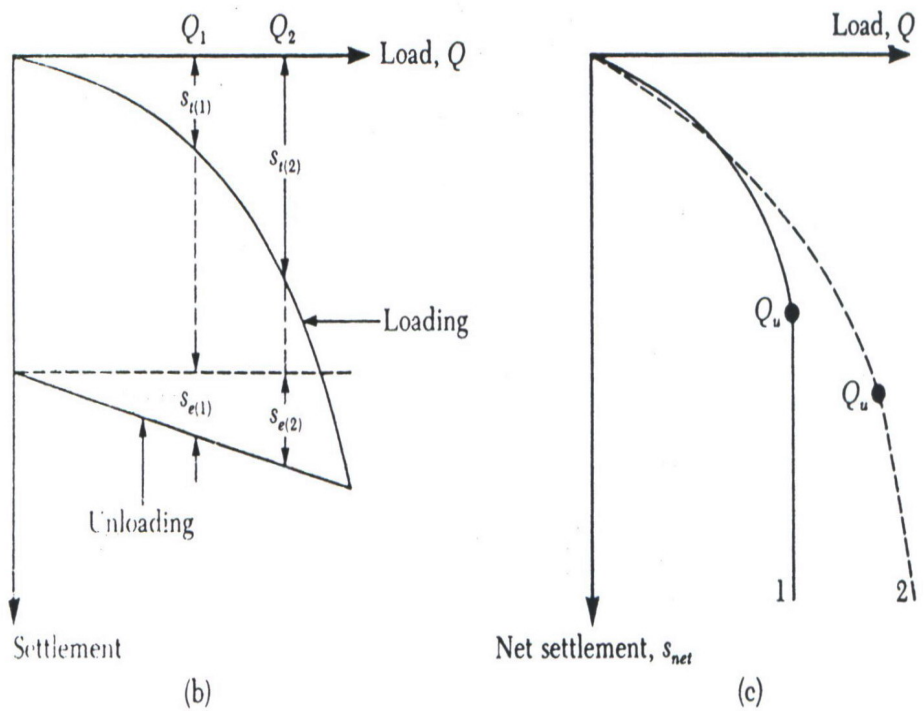
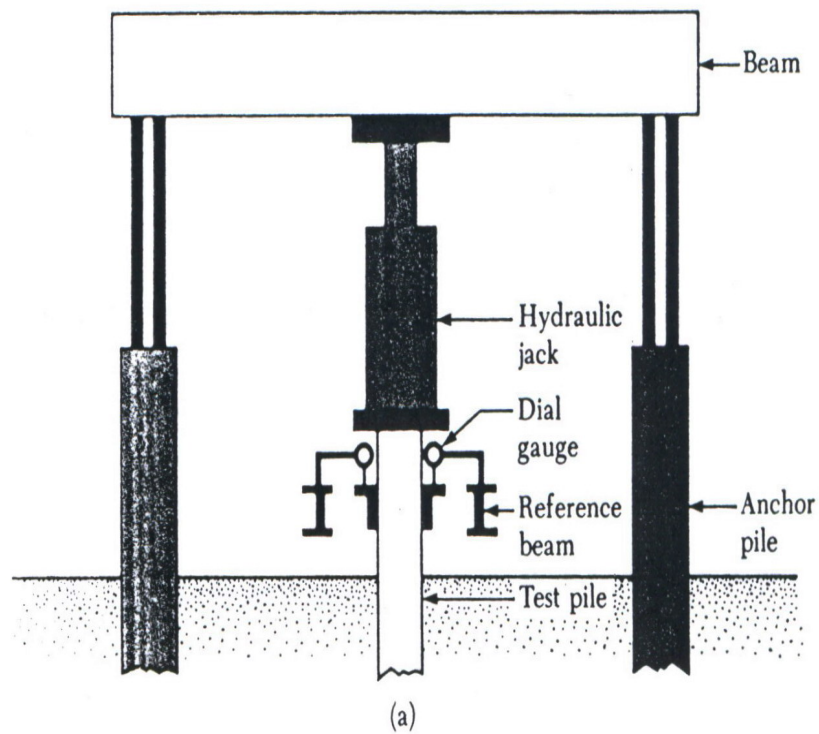
- ที่น้ำหนักบรรทุก เท่ากับ Q_2 ค่า Net Settlement, $S_{net(2)}$

$$S_{net(2)} = S_{t(2)} - S_{e(2)}$$

เมื่อ $S_t = \text{Total Settlement}$

$S_e = \text{Elastic Settlement ของเสาเข็ม}$

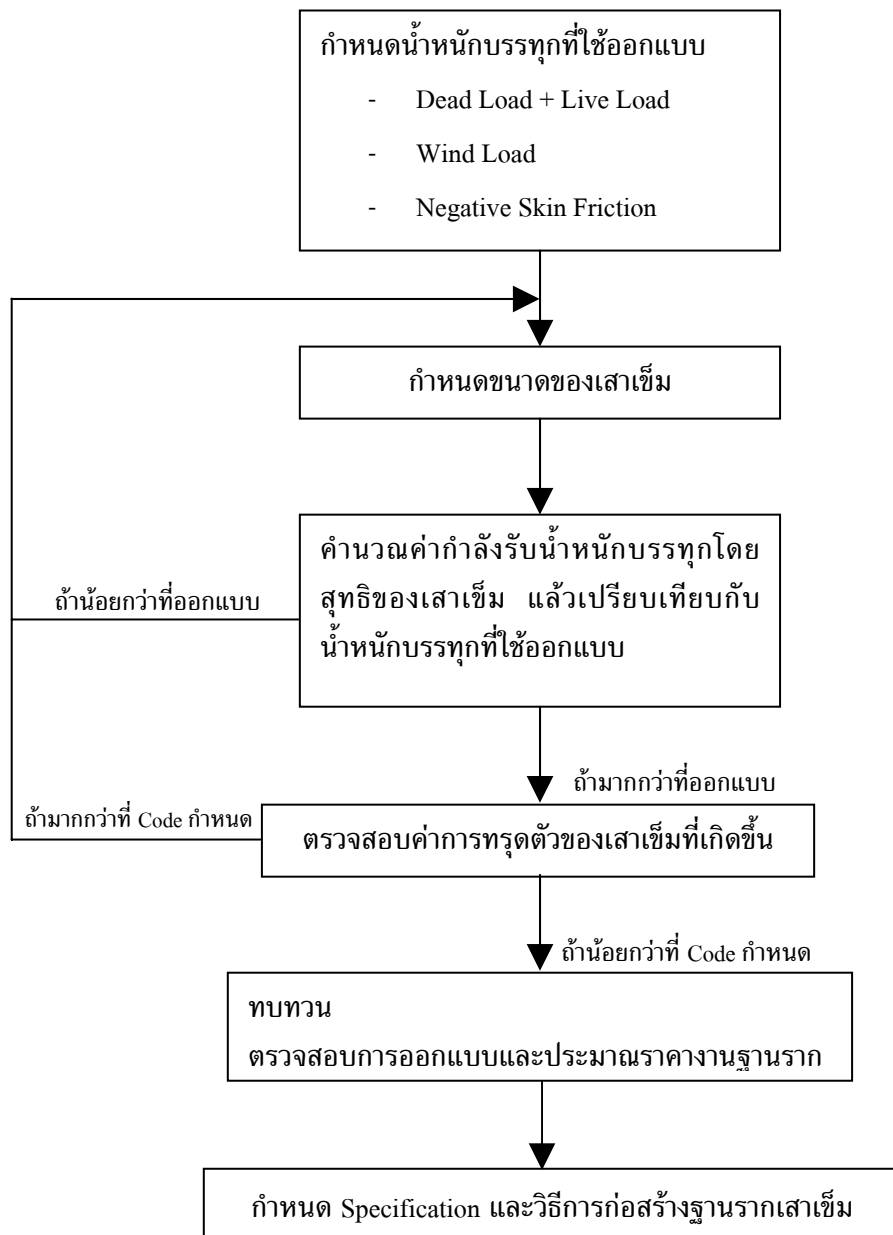
การพิจารณาค่าน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็ม ดูได้จากกราฟระหว่างค่าน้ำหนักบรรทุก, Q_u และ Net Settlement ดังแสดงในรูปที่ 2.2.16 p(c) โดยค่า Q_u อยู่ที่จุดของเส้นกราฟเริ่มเป็นเส้นตรง ดังแสดงในเส้นกราฟเส้นที่ 1 ในรูป 2.2.16 p(c)



รูปที่ 2.2.16 p (a) ลักษณะของเครื่องมือ Pile Load Test, (b) Load-Total Settlement Curve, (c) Load-Net Settlement Curve

2.2.8 ข้อสรุปในการออกแบบฐานรากเสาเข็ม

สรุปขั้นตอนในการออกแบบฐานรากเสาเข็ม ได้ดังนี้



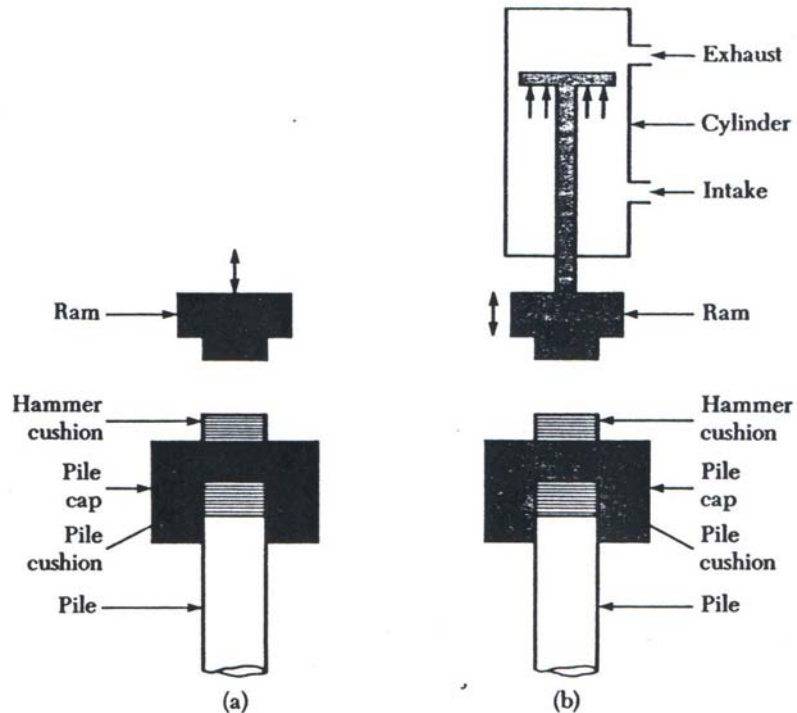
2.2.9 กำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็มเดี่ยวทางพลศาสตร์ (Dynamic Ultimate Load Bearing Capacity of Single Pile)

ในการประมาณค่าความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยวทางพลศาสตร์ได้พิจารณาข้อมูลจากการตอกเสาเข็มที่บริเวณโครงการ โดยใช้สมการทางพลศาสตร์ ซึ่งมีหลายสมการด้วยกันมาวิเคราะห์ ข้อมูลดังกล่าวประกอบด้วย

- ข้อมูลปัจจุบันจากการตอกเสาเข็ม (Pile Driving) ซึ่งมีลักษณะหรือรูปแบบของ Hammer ที่ใช้ว่า อาจจะเป็น Single Acting หรือ Double Acting ดังแสดงในรูปที่

2.2.17, น้ำหนักของเสาเข็ม และจำนวนครั้ง (blow count) จากการตอกเสาเข็มในช่วงสุดท้าย รวมทั้งระยะการจมของเสาเข็มโดยเฉลี่ยต่อจำนวนครั้ง

- ข้อมูลเก่าที่เคยบันทึกไว้เกี่ยวกับการตอกเสาเข็ม
- ข้อมูลและผลงานของการทดสอบ Load-Test ของเสาเข็ม



รูปที่ 2.2.17 เครื่องมือตอกเสาเข็ม : a) Drop Hammer, b) Single-Acting Air หรือ Steam Hammer, c) Double-Acting & Differential Air หรือ Steam Hammer, d) Diesel Hammer, e) Vibrator Pile Driver

สมการที่ใช้ในการวิเคราะห์ค่าความสามารถ หรือกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยวทางพลศาสตร์มีหลายสมการด้วยกัน ๆ ได้แก่

สมการจาก Engineering New Record (ENR) โดยเริ่มจาก

$$- \text{สมการ} \quad Q_u = \frac{W_R h}{S + C} \quad (2.2.35)$$

และต่อมาได้มีการปรับปรุงสมการ (2.2.35) ให้ใกล้เคียงความเป็นจริงมากขึ้น โดยตรวจสอบจากการทดสอบ Load Test ของเสาเข็มในสนามจำนวน 88 ต้น และได้สมการใหม่เป็น Modified ENR Formula (1965) ซึ่งเป็นไปตามสมการที่ (2.2.36) คือ

$$Q_u = \frac{1.25 H_E \left(\frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p} \right)}{S + C} \quad (2.2.36)$$

เมื่อ	W_R	=	น้ำหนักของ RAM
	h	=	ช่วงระยะความสูงของการตอกของ RAM
	S	=	ระยะจมของเสาเข็มโดยเฉลี่ยต่อจำนวนครั้งของการตอกเสาเข็มในช่วงสุดท้าย
	C	=	0.1 นิ้ว สำหรับสมการที่ (2.2.36) โดยที่ค่า S และ C มีหน่วยเป็นนิ้ว
	C	=	1 นิ้ว สำหรับสมการที่ (2.2.35) เมื่อเป็น Drop Hammer โดยที่ค่า S และ C มีหน่วยเป็นนิ้ว
		=	0.1 นิ้ว สำหรับสมการที่ (2.2.35) เมื่อเป็น Steam Hammer โดยที่ค่า S และ C มีหน่วยเป็นนิ้ว
	H_E	=	Maximum Rated Energy of Hammer หน่วยเป็น lb-in
	W_p	=	น้ำหนักของเสาเข็ม
	n	=	Coefficient of Restitution between Ram and Pile Cap

โดยที่ n = 0.4 ถึง 0.5 เมื่อเป็น Cast Iron Hammer และเสาเข็มคอนกรีต

ถ้าไม่มี Pile Cap

n = 0.3 ถึง 0.4 เมื่อเป็น Wood Cushion on Steel Pile

n = 0.25 ถึง 0.3 เมื่อเป็นเสาเข็มไม้

ค่า Factor of Safety ที่ใช้จะประมาณเท่ากับ 6.0

Janbu's Formula (1953)

	Q_u	=	$\frac{E H_E}{K_u S}$	(2.2.37)
เมื่อ	E	=	Efficiency Factors โดยที่	
	E	=	0.70 เมื่อไม่มีปัญหาในการตอกเสาเข็ม	
	E	=	0.55 เมื่อมีปัญหาเล็กน้อยในการตอกเสาเข็ม	
	E	=	0.40 เมื่อมีปัญหาในการตอกเสาเข็ม	

ซึ่งค่า E จะขึ้นอยู่กับคุณภาพของเครื่องมือตอกเสาเข็ม, วิธีการตอกเสาเข็ม, ชนิดของ
เสาเข็มและสภาพพื้นดิน

$$\begin{aligned}
 H_E &= \text{Rated Hammer Energy} \\
 &= \text{Weight of Hammer x Drop of Hammer} \\
 K_U &= C_d \left(1 + \sqrt{1 + \lambda / C_d} \right) \\
 C_d &= 0.75 + 0.15 \left(W_p / W_R \right) \\
 \lambda &= (E H_E L / A_p E_p S^2) \\
 L &= \text{ความยาวของเสาเข็ม} \\
 A_p &= \text{พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม} \\
 E_p &= \text{Young's Modulus ของเสาเข็ม}
 \end{aligned}$$

ค่า Factor of Safety ที่ใช้จะประมาณ 3.0 ถึง 6.0

Danish Formular

$$Q_u = \frac{E' H_E}{S + \sqrt{\frac{E H_E L}{2 A_p E_p}}} \quad (2.2.38)$$

เมื่อ E' = Hammer Efficiency

E' = 0.70-0.85 เมื่อเป็น Single & Double Acting Hammer

E' = 0.8 – 0.9 เมื่อ เป็น Diesel Hammer

E' = 0.7 – 0.9 เมื่อ เป็น Drop Hammer

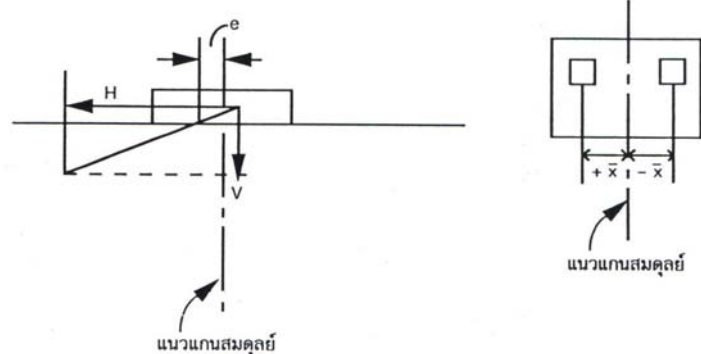
2.2.10 เสาเข็มกลุ่มรับแรงแนวนอน

การพิจารณาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มกลุ่ม เมื่อมีทั้งแรง
แนวตั้งและแรงแนวนอนกระทำต่อฐานรากเสาเข็มกลุ่ม ดังแสดงในรูปที่ 2.2.18
การคำนวณค่าน้ำหนักแนวตั้งที่กระทำต่อเสาเข็มแนวตั้งแต่ละต้น จะเป็นไปตามสมการ
ที่ 2.2.39 คือ

$$Q = \frac{V}{n} + \frac{(v)(e)(\bar{x})}{\sum (\bar{x})^2}$$

$$= \frac{V}{n} + \frac{M(\bar{x})}{\sum (\bar{x})^2} \quad (2.2.39)$$

เมื่อ	Q	=	น้ำหนักแฉะดินที่กระทำต่อเสาเข็มแต่ละต้น
	V	=	แรงแฉะดินทั้งหมดที่กระทำต่อฐานรากเสาเข็มกลุ่ม
	n	=	จำนวนของเสาเข็มในฐานราก
	e	=	ระยะเยื้องศูนย์ ซึ่งเป็นระยะห่างระหว่างแนวแกนสมมูลของฐานรากและจุดที่แรงลัพธ์ R กระทำภายในฐานราก (แรงลัพธ์ R เป็นแรงรวมทางเวกเตอร์ของแรงแฉะดินกับแรงแนวนอน)
	$\bar{x}$	=	ระยะห่างระหว่างแนวแกนสมมูลของฐานรากและเสาเข็มแต่ละต้นที่กำลังพิจารณา ค่า $\bar{x}$ เป็นบวก เมื่อมีทิศทางเป็นแนวเดียวกับค่า e



รูปที่ 2.2.18 ลักษณะของฐานรากเสาเข็มกลุ่มที่รับแรงแฉะดินกับแรงแนวนอน

บางกรณี จะพบโครงสร้างที่มีแรงแนวนอนกระทำในปริมาณที่มีค่ามาก ทำให้เสาเข็มที่ใช้ควรจะเป็นเสาเข็มเอียง (Batter Piles) เพื่อรับแรงแนวนอนได้มากกว่าการใช้เสาเข็มแนวตั้ง นั่นคือ ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มมีแนวแรงเป็นไปตามแกนของเสาเข็มซึ่งเป็นแนวเอียงของเสาเข็ม โครงสร้างที่พบว่าเสาเข็มที่ใช้เป็นเสาเข็มเอียงเพื่อช่วยรับแรงแนวนอน ดังแสดงในรูปที่ 2.2.19 (a) ซึ่งเป็นเสาเข็มเอียงรับแรงแนวนอน

ในงาน Retaining Wall, รูปที่ 2.2.19 (b) เป็นเสาเอียงรับแรงแนวนอนใน Anchorage Sheet Pile Wall

ขั้นตอนในการวิเคราะห์ความสามารถในการรับน้ำหนักแนวดิ่ง, น้ำหนักแนวนอน และโมเมนต์ของเสาเข็ม เป็นไปตามลำดับดังนี้

ขั้นตอนที่ 1 จัดตำแหน่งของเสาเข็ม, ระยะห่างระหว่างเสาเข็ม, ความยาวและจำนวนของเสาเข็ม ตลอดจนกำหนดแนวเอียงของเสาเข็ม

ขั้นตอนที่ 2 คำนวณน้ำหนักแนวดิ่งที่กระทำต่อเสาเข็มแต่ละต้น คือ

$$Q = \frac{V}{n} + \frac{M(\bar{x})}{\sum (\bar{x})^2}$$

เสาเข็มที่มีค่า Q เป็นบวกกระทำ แสดงว่า เสาเข็มนั้นเป็น Compression Pile

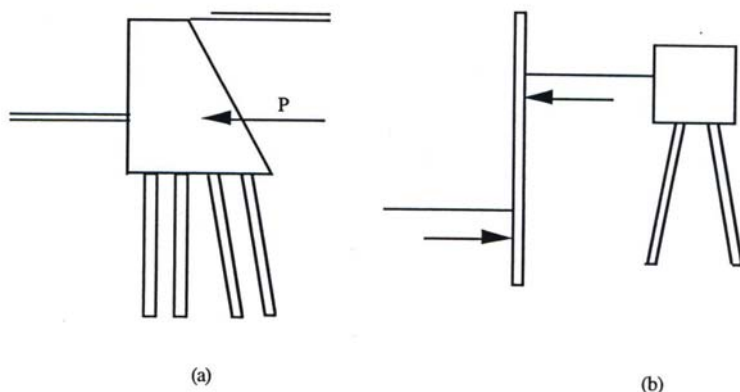
เสาเข็มที่มีค่า Q เป็นลบกระทำ แสดงว่า เสาเข็มนั้นเป็น Tension Pile

ขั้นตอนที่ 3 คำนวณค่าความสามารถในการรับน้ำหนักแนวดิ่งของเสาเข็มแต่ละต้น ดังแสดง

$$\text{กรณีเป็น Compression Pile, } Q_{all(net)} = \frac{Q_b + Q_f}{F.S} - W_p$$

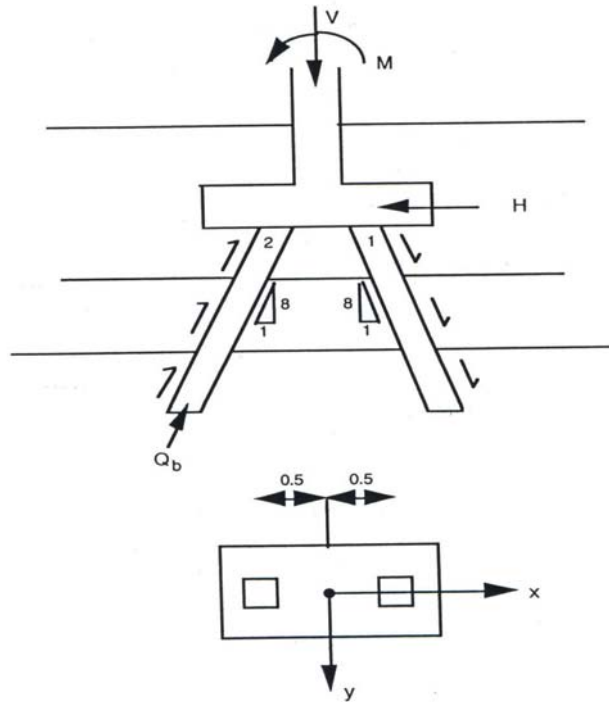
$$\text{กรณีเป็น Tension Pile, } T_{all(net)} = \frac{Q_f}{F.S} + W_p$$

ขั้นตอนที่ 4 เปรียบเทียบค่าการรับน้ำหนักแนวดิ่ง และแนวนอนของเสาเข็มกับแรงที่กระทำกรณีที่ค่าการรับน้ำหนักแนวดิ่งมากกว่าแรงกระทำแนวดิ่งของเสาเข็ม และค่าการรับน้ำหนักแนวนอนมากกว่าแรงกระทำแนวนอนของเสาเข็ม หากมีแสดงว่าไม่ต้องการปรับแก้ไขเสาเข็ม ในทำนองเดียวกัน ถ้าค่าการรับน้ำหนักแนวดิ่งและแนวนอนมีค่าน้อยกว่าแรงกระทำ จะต้องทำการปรับแก้ไขเสาเข็ม



รูปที่ 2.2.19 โครงสร้างที่รับแรงแนวนอนและใช้เสาเข็มเอียง

ตัวอย่าง การวิเคราะห์ตรวจสอบค่าการรับน้ำหนักของเสาเข็มที่มีแรงแนวตั้งและแรง
แนวนอนกระทำ เป็นไปตามรูปที่ 2.2.20



รูปที่ 2.2.20

วิธีทำ	กำหนดให้ Q_b เท่ากับ 16 tons
	Q_{f1} เท่ากับ 20 tons
	Q_{f2} เท่ากับ 30 tons, Q_{f3} เท่ากับ 10 tons
	V เท่ากับ 20 tons
	H เท่ากับ 6 tons
	M เท่ากับ 18 t-m

- คำนวณค่า Q จาก

$$Q = \frac{V}{n} + \frac{M(\bar{x})}{\sum (\bar{x})^2}$$

$$\text{ที่เสาเข็มต้นที่ 1, } Q_1 = \frac{20}{2} + \frac{18(-0.5)}{(0.5)^2 + (0.5)^2} = -8 \text{ tons}$$

$$\text{ที่เสาเข็มต้นที่ 2, } Q_2 = \frac{20}{2} + \frac{18(0.5)}{(0.5)^2 + (0.5)^2} = 28 \text{ tons}$$

- ดังนั้น เสาเข็มต้นที่ 1 รับแรงในรูป Tension Load
เสาเข็มต้นที่ 2 รับแรงในรูป Compression Pile
- คำนวณค่าความสามารถในการรับน้ำหนักทั้งแนวตั้งและแนวนอน เมื่อ
 $W_p = 0$ เสาเข็มต้นที่ 2 เป็น Compression Pile,

$$Q_{all(net)} = \frac{16 + (20 + 30 + 10)}{2.5}$$

$$= 30 \text{ tons}$$

$$\text{เสาเข็มต้นที่ 1 เป็น Tension Load, } T_{all(net)} = \frac{20 + 30 + 10}{F.S} = 24 \text{ tons}$$

แตกแรง $T_{all(net)}$ ในเสาเข็มต้นที่ 1 เป็นค่าการรับน้ำหนักแนวตั้ง และแนวนอน คือ

$$\text{ค่าการรับน้ำหนักแนวตั้งของเสาเข็มต้นที่ 1} = 24 \frac{(8)}{8.06} = 23.8 \text{ tons} > Q_1$$

$$\text{ค่าการรับน้ำหนักแนวนอนของเสาเข็มต้นที่ 1} = 24 \frac{(1)}{8.06} = 2.98 \text{ tons}$$

$$\text{ค่าการรับน้ำหนักแนวตั้งของเสาเข็มต้นที่ 2} = 30 \frac{(8)}{8.06} = 29.83 \text{ tons} > Q_2$$

$$\text{ค่าการรับน้ำหนักแนวนอนของเสาเข็มต้นที่ 2} = 30 \frac{(1)}{8.06} = 3.72 \text{ tons}$$

$$\text{การรับน้ำหนักแนวนอน} = 2.98 + 3.72 = 6.7 \text{ tons} > H$$

สรุปว่าเสาเข็มเอียง 2 ต้น สามารถรองรับทั้งแรงแนวตั้ง และแรงแนวนอนได้ ***

3. การสำรวจดินและออกแบบฐานราก

3.1 หลักการออกแบบฐานราก

จากผลการเจาะสำรวจและวิเคราะห์คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน หากปรากฏว่าคุณสมบัติของดินในระดับความลึกตื้น ๆ อยู่ในเกณฑ์ดีพอใช้ฐานรากแผ่ได้โดยไม่เกิดการทรุดตัวเกินกำหนด ฐานรากแผ่ (Spread Footing) จะถูกเลือกใช้เป็นอันดับแรก เพราะฐานรากแผ่เป็นฐานรากที่ก่อสร้างง่ายและประหยัดที่สุด แต่ถ้าฐานรากแผ่ไม่เหมาะสมที่จะใช้ก็จะพิจารณาใช้เสาเข็ม (Pile Foundation) เป็นอันดับต่อไป หลักการหาน้ำหนักบรรทุกของฐานรากแผ่และเสาเข็ม มีดังต่อไปนี้

3.2 การออกแบบฐานรากแผ่ (Spread Footing)

วิศวกรผู้ออกแบบสามารถใช้สมการทั่วไปในการหาค่ารับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากแผ่ดังสมการต่อไปนี้

$$Q_u = \left[c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \right] BL \quad (3.1.1)$$

เมื่อ c = Cohesion of Soil

γ = Unit Weight of Soil

B = Width of Foundation

L = Length of Foundation

q = Surcharge above The bottom of Foundation = γD_f

D_f = Depth of Foundation

N_c, N_q, N_γ = Bearing Capacity Factor จากตารางที่ 2.1.2

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = Shape Factor จากตารางที่ 2.1.3 และ 2.1.4

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = Depth Factor จากตารางที่ 2.1.3 และ 2.1.4

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = Inclination Factor จากตารางที่ 2.1.3 และ 2.1.4

3.2.1 ฐานรากแผ่ใน Cohesive Soil

ดินประเภท Cohesive Soil ซึ่งได้แก่ดินเหนียว (Clay) ดินเหนียวปนทราย (Sandy Clay) และ Plastic Silt ซึ่งมีเม็ดดินเล็กมากและมี Permeability ต่ำมาก เมื่อรับน้ำหนักจะเกิด Excess Pore Water Pressure และจะค่อย ๆ ลดลงในระยะเวลาต่อมา Excess Pore Water Pressure จะเป็นตัวลดกำลังของดิน ดังนั้นจุดวิกฤตในกรณีการรับน้ำหนักโดย Cohesive Soil จึงเป็นระยะที่ดินเพิ่งรับน้ำหนัก

การวิเคราะห์หา Bearing Capacity ของฐานรากแผ่ในดินประเภทนี้จึงใช้วิธี Undrained Analysis โดยสมมติให้ $\phi = 0$ และ $c = S_u$

$$Q_u = (S_u N_c F_{cs} F_{cd} + q)BL \quad (3.1.2)$$

$$Q_{all(net)} = \left(\frac{S_u N_c F_{cs} F_{cd}}{FS.} \right) BL \quad (3.1.3)$$

โดยที่ S_u = Undrained Shear Strength จากการทดสอบหรือการใช้ค่า SPT-N Value ตามรูปที่ 3.2

$$N_c = 5.14$$

$$F_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right)$$

$$F_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$FS. = \text{Factor of Safety ใช้ค่าเท่ากับ } 3.0-4.0$$

3.2.2 ฐานรากแผ่ใน Cohesionless Soil

เนื่องจากดินประเภท Cohesionless Soil ซึ่งได้แก่ Gravel, Sand, Clayey Sand และ Nonplastic Silt เป็นดินที่มี Permeability สูง น้ำสามารถซึมผ่านได้ง่าย เมื่อรับน้ำหนักน้ำจะซึมหนีได้รวดเร็วจึงเกิดการทรุดตัวได้เร็ว การวิเคราะห์หา Bearing Capacity ของดินประเภทนี้จึงมี Settlement เป็นตัวกำหนด PECK, HANSON และ THORNBURN (1974) ได้สร้าง Chart สำหรับหา Allowable Bearing Pressure ของ Cohesionless Soil ที่ยอมให้เกิดการทรุดตัวได้ 25 มม. ซึ่งมีวิธีการหาดังนี้

1. หาค่าเฉลี่ยของ SPT N-Value ซึ่งอยู่ใต้ฐานรากลงไปถึงความลึกเท่ากับความกว้างของฐานราก (ระหว่างความลึก D_f และ $D_f + B$)
2. หา Correction Factor, C_n เนื่องจากอิทธิพลของ Effective Overburden Pressure ที่มีต่อค่า SPT N-Value โดยใช้ Curve ของ PECK, HANSON และ THORNBURN(1974) แสดงในรูปที่ 3.3
3. หาค่า Correction Factor, C_w เนื่องจากอิทธิพลของระดับน้ำใต้ดินที่มีต่อค่า SPT N-Value โดยสมการต่อไปนี้

$$C_w = 0.5 + 0.5 (D_w / (D_f + B)) \leq 1$$

เมื่อ D_w = Depth of Water Level from Ground Surface

D_f = Depth of Foundation

B = Width of Foundation

4. หาค่า Corrected SPT N-Value, $\bar{N}$ จากสมการต่อไปนี้

$$\bar{N} = C_n \cdot C_w \cdot N \quad (3.1.4)$$

เมื่อ N = SPT N-Value ที่วัดได้ในสนาม

5. จากค่า Corrected SPT N-Value, $\bar{N}$ ที่ได้ในข้อ 4 นำไปหา Allowable Bearing Pressure ที่ยอมให้เกิด Settlement 25 มม. จาก Chart ในรูปที่ 3.5

3.3 การออกแบบฐานรากเสาเข็ม (Pile Foundation)

ฐานรากเสาเข็ม (Pile Foundation) จะถูกเลือกใช้ในกรณีที่ดินในช่วงตื้น ๆ เป็นดินอ่อนไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มาก จึงจำเป็นต้องใช้เสาเข็มเป็นตัวถ่ายน้ำหนักของอาคารไปยังชั้นดินแข็งอยู่ในชั้นลึกลงไป น้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มสามารถหาได้จาก Static Formula ดังต่อไปนี้

$$Q_{all(net)} = \frac{(Q_b + Q_f)}{FS} - Q_n - W_p \quad (3.2.1)$$

เมื่อ Q_b = End Bearing Capacity of Driven Pile
 Q_f = Skin Friction Resistance of Driven Pile
 Q_n = Negative Skin Friction
 W_p = Weight of Pile
 FS = Factor of Safety ใช้ค่าเท่ากับ 2.5–4.0

แรงเสียดทานประลัยที่ผิวเสาเข็ม (Q_n) และแรงต้านทานประลัยที่ปลายเสาเข็ม (Q_b) และแรงจุดลง (Q_n) หาได้ดังนี้

3.3.1 แรงต้านทานประลัยที่ปลายเสาเข็ม (Ultimate End Bearing), Q_b

ในการหาน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็ม สิ่งสำคัญที่สุดอย่างหนึ่งคือ การเลือกความลึกของปลายเสาเข็มให้เสาเข็มสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้อย่างปลอดภัย ประหยัดที่สุดและไม่มีปัญหาในระหว่างก่อสร้าง เช่น ตอกเสาเข็มไม่ลง สูตรที่ใช้คำนวณหาแรงต้านทานประลัยที่ปลายเสาเข็ม แสดงได้ดังนี้

$$Q_b = A_b (c N_c^* + \sigma_o' N_\sigma^*) \quad (3.2.2)$$

เมื่อ A_b = Area of Pile Tip
 c = Cohesion of The Soil Supporting The Pile Tip
 σ_o' = Mean Normal Ground Stress (effective) at The Level of The Pile Tip
 $= \left(\frac{1+2K_o}{3} \right) q'$
 K_o = Earth Pressure Coefficient at Rest = $1 - \sin \phi$
 q' = Effective Vertical Stress at The Level of The Pile Tip
 N_c^*, N_σ^* = Bearing Capacity Factor ซึ่งหาค่าได้จากรูปที่ 2.2.6 หรือ ตารางที่ 2.2.1

Case I กรณีที่ระดับปลายเสาเข็มอยู่ในชั้นดินเหนียว ($\phi = 0$ condition)

$$Q_b = A_b (S_u N_c^* + q') \quad (3.2.3)$$

โดยที่ S_u = Undrained Shear Strength จากการทดสอบหรือการใช้ค่า SPT-N Value ตามรูปที่ 3.2

$$N_c^* = 9 \text{ สำหรับ } \phi = 0 \text{ condition}$$

$$q' = \gamma' D$$

$$D = \text{Depth of The Pile}$$

Case II กรณีที่ระดับปลายเสาเข็มอยู่ในชั้นทราย ($c = 0$)

$$Q_b = A_b (\sigma'_o N_\sigma^*) \quad (3.2.4)$$

สำหรับ q_b ในทรายแน่นและแน่นมากที่ระดับลึกๆ อาจได้ค่าสูงมากเกิน 1,000 ตันต่อตารางเมตร ดังนั้นน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มจึงขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของเสาเข็มเองเป็นหลัก เสาเข็มตอกควรใช้ q_b ไม่เกิน 1,000 ตันต่อตารางเมตร และเสาเข็มเจาะควรใช้ q_b ประมาณ 1/3 ถึง 1/2 เท่าของเข็มตอก เนื่องจากวิธีการก่อสร้างจะทำให้ทรายมีความแน่นน้อยกว่าสภาพธรรมชาติ

3.3.2 แรงเสียดทานประลัยที่ผิวเสาเข็ม (Ultimate Skin Friction), Q_f

แรงเสียดทานประลัยที่ผิวเสาเข็มสามารถหาได้โดยแบ่งดินเป็นชั้นย่อยตามคุณสมบัติที่เหมือนกันหรือใกล้เคียงกัน แล้วจึงคำนวณหาแรงเสียดทานประลัยดังสูตรต่อไปนี้

$$Q_f = \sum A_f f \quad (3.2.5)$$

เมื่อ $A_f = p \Delta L$

$$f = \text{Unit Skin Friction of The Layer} = K \sigma'_v \tan \delta + \alpha S_u$$

$$P = \text{Perimeter of The Pile Section}$$

$$\Delta L = \text{Depth of The Layer}$$

Case I แรงเสียดทานสำหรับเสาเข็มในชั้นดินเหนียว

$$Q_f = \sum p \Delta L f$$

โดยที่ $f = \alpha S_u \quad (3.2.6)$

$$S_u = \text{Undrained Shear Strength จากการทดสอบหรือการใช้ค่า SPT-N Value ตามรูปที่ 3.2}$$

$$\alpha = \text{Adhesion Factor จากรูปที่ 2.2.9 หรือรูปที่ 3.1}$$

Case II แรงเสียดทานสำหรับเสาเข็มในชั้นทราย

$$Q_f = \sum p \Delta L f$$

โดยที่ $f = K \sigma'_v \tan \delta \quad (3.2.7)$

$$K = \text{Lateral Earth Pressure Coefficient}$$

$$\approx K_o = 1 - \sin \phi$$

$$\sigma'_v = \text{Effective Vertical Stress at The Depth under Consideration (ค่า } \sigma'_v \text{ ที่ใช้ในสมการจะเพิ่ม)}$$

มากขึ้นจนมีค่าคงที่ ที่ระยะ 15-20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม)

δ = Soil-Pile Friction Angle $\approx 0.5-0.7$ เท่าของ ϕ

ϕ = Internal Friction Angle จากการทดสอบหรือการใช้ค่า SPT-N Value ตามรูปที่ 3.3 และ 3.4

3.3.3 แรงฉุดลง (Negative Skin Friction), Q_n

กรณีที่เกิด Negative Skin Friction ได้กล่าวไว้แล้วในหัวข้อที่ 2.2.5 ดังนั้นหากวิศวกรผู้ออกแบบพบกรณีดังกล่าวสามารถคำนวณหาค่า Negative Skin Friction ได้ดังนี้

Case I กรณีดินเหนียวอ่อนถมบนชั้นดินแข็ง

$$Q_n = \frac{p K' \gamma_f' H_f^2 \tan \delta}{2} \quad (3.2.8)$$

โดยที่ p = Perimeter of The Pile Section

K' = Earth Pressure Coefficient = $K_o = 1 - \sin \phi$

ϕ = Internal Friction Angle จากการทดสอบหรือการใช้ค่า SPT-N Value ตามรูปที่ 3.3 และ 3.4

γ_f' = Effective Unit Weight of Fill

H_f = Height of The Fill

δ = Soil-Pile Friction Angle $\approx 0.5-0.7$ เท่าของ ϕ

Case II กรณีดินถมประเภท Granular Soil บนชั้นดินอ่อน

$$Q_n = (p K' \gamma_f' H_f \tan \delta)_{L_1} + \frac{L_1^2 p K' \gamma' \tan \delta}{2} \quad (3.2.9)$$

โดยที่ p = Perimeter of The Pile Section

K' = Earth Pressure Coefficient = $K_o = 1 - \sin \phi$

ϕ = Internal Friction Angle จากการทดสอบหรือการใช้ค่า SPT-N Value ตามรูปที่ 3.3 และ 3.4

γ_f' = Effective Unit Weight of Fill

γ' = Effective Unit Weight of The Underlying Clay Layer

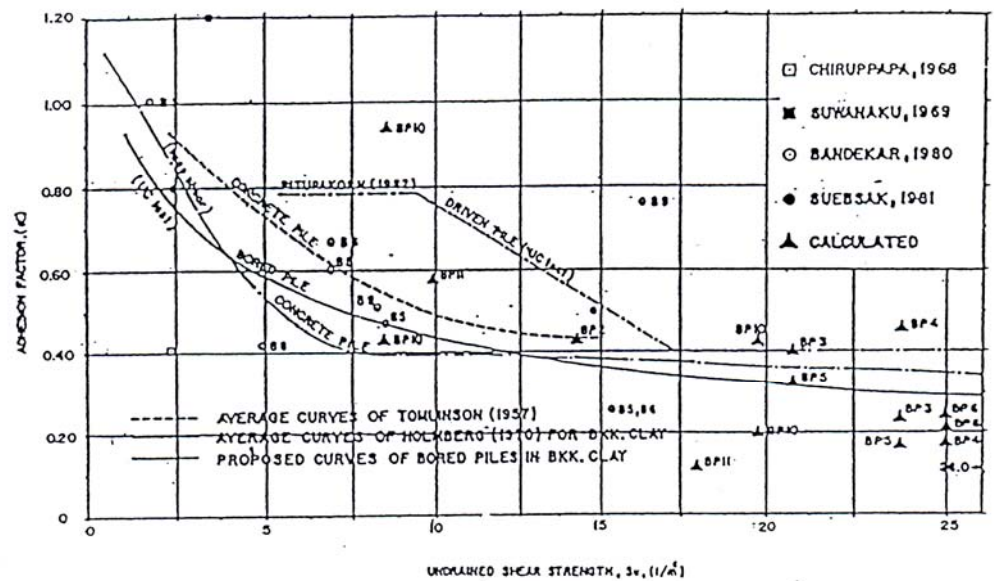
H_f = Height of The Fill

δ = Soil-Pile Friction Angle $\approx 0.5-0.7$ เท่าของ ϕ

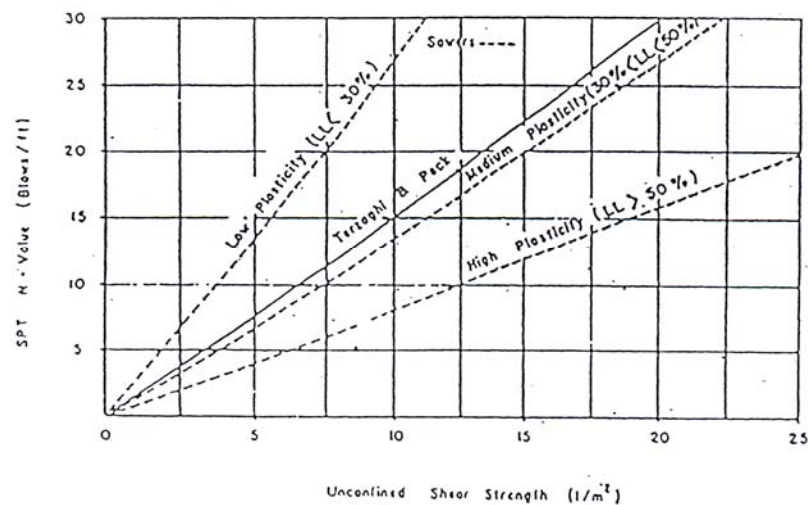
$$L_1 = \frac{L-H_f}{L_i} \left(\frac{L-H_f}{2} + \frac{\gamma_f H_f}{\gamma} \right) - \frac{2\gamma_f H_f}{\gamma}$$

L = Length of The Pile

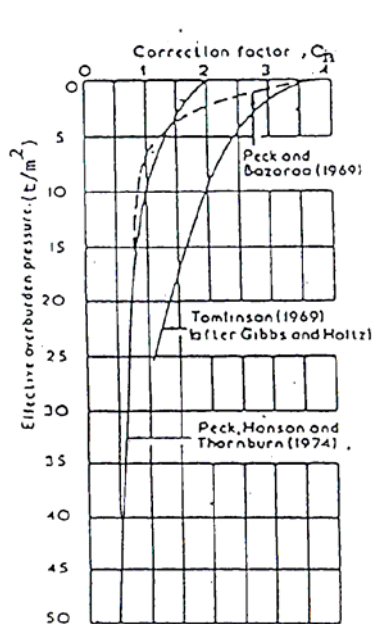
* ถ้าทั้งดินถมและดินอ่อนอยู่เหนือระดับน้ำใต้ดิน ค่า Unit Weight ที่จะใช้จะเป็น
ค่า Total Unit Weight ไม่ใช่ค่า Submerge Unit Weight *



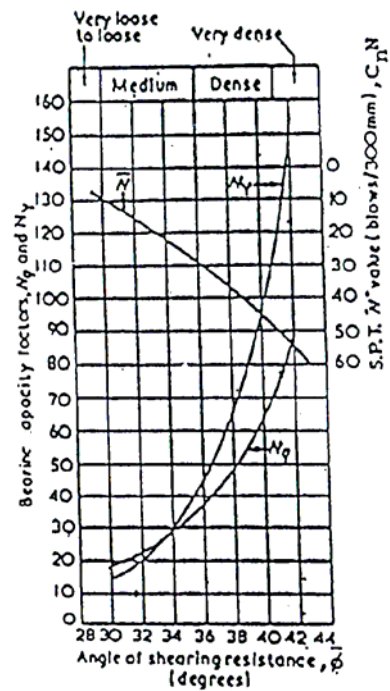
รูปที่ 3.1 Adhesion Factor สำหรับเสาเข็มในดินเหนียว



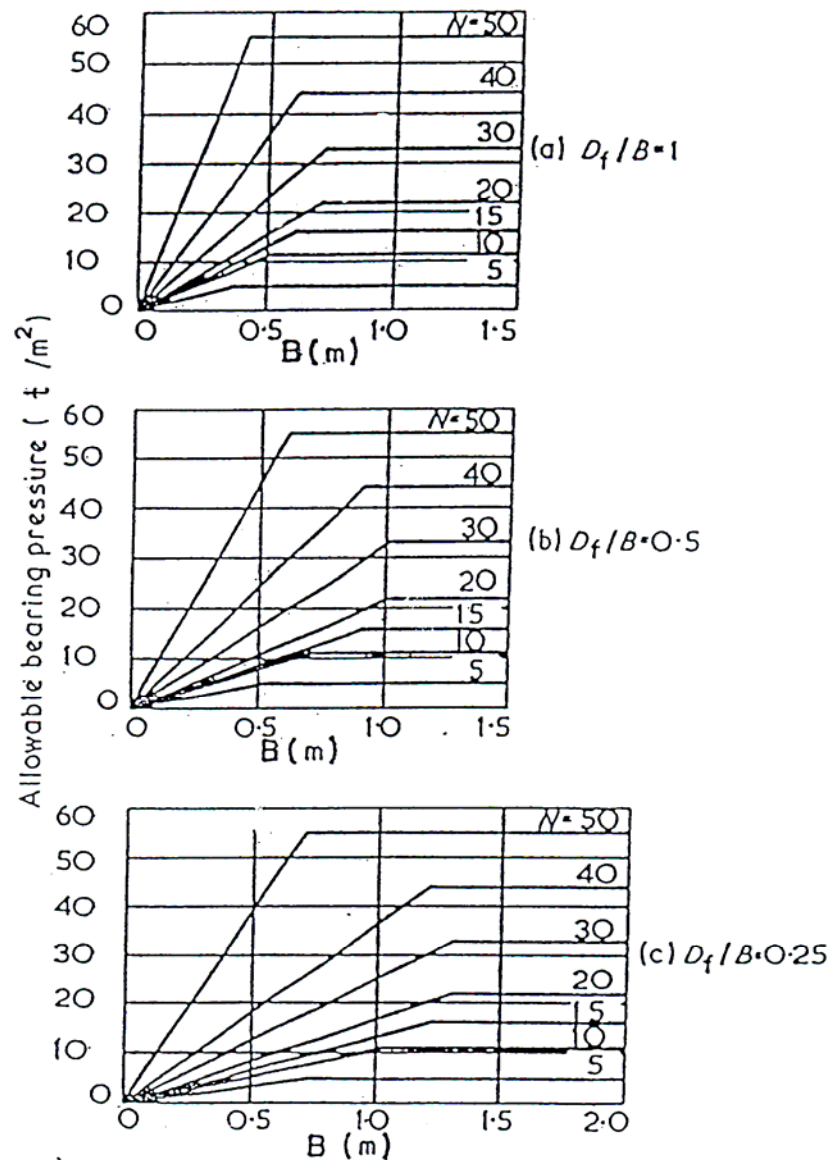
รูปที่ 3.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง SPT N-Value และ Unconfined Shear Strength ของดินเหนียว



รูปที่ 3.3 Correction Factor, C_n เนื่องจากอิทธิพลของ Effective Overburden Pressure ที่มีผลต่อ SPT N-Value ที่ทดสอบได้ในสนาม



รูปที่ 3.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง Corrected SP N-Value, $\bar{N}$, และ ϕ (ของ PECK, HANSON และ THORNBURN, 1974)



รูปที่ 3.5 Allowable Bearing Pressure ที่ยอมให้เกิดการทรุดตัวได้ 25 มม. ใน
Cohesionless Soil (After Peck, Hanson and THORNBURN, 1974)

LIST OF TERMS USED AND SYMBOLS					
1) DRILLING & SAMPLING.					
ACR	=	After Casing Removed	HA	=	Hand Auguring
AD	=	After Drilling	PA	=	Power Auguring
BCR	=	Before Casing Removed	PP	=	Pocket Penetrometer
BS	=	Bentonite Slurry	SPT	=	Standard Penetration Test
CA	=	Casing Advanced	SS	=	Split Spoon
CR	=	Casing Removed	ST	=	Shelby Tube
FVT	=	Field Vane Shear Test	TB	=	Thin - Walled Bit
GWL	=	Groundwater Level	WO	=	Wash Out
2) SOIL PROPERTIES.					
W_n	=	Natural Water Content	G_s	=	Specific Gravity
LL.	=	Liquid Limit	γ_t	=	Total Unit Weight
PL.	=	Plastic Limit	S_u	=	Undrained Shear Strength
PI.	=	Plasticity Index	S_r	=	Sensitivity
LI.	=	Liquidity Index	SPT-N	=	Standard Penetration Resistance
3) SOIL CONSISTENCY AND COMPACTNESS.					
COHESIVE SOILS			COHESIONLESS SOILS		
Consistency	SPT - N (Blows / Ft)	Unconfined Shear Strength (t/sq.m.)	Compactness	SPT - N (Blows / Ft)	Relative Density (%)
Very soft	0 - 2	< 1.25	Very Loose	0 - 4	0 - 15
Soft	2 - 4	1.25 - 2.50	Loose	4 - 10	15 - 35
Medium	4 - 8	2.50 - 5.00	Medium Dense	10 - 30	35 - 65
Stiff	8 - 15	5.00 - 10.00	Dense	30 - 50	65 - 85
Very Stiff	15 - 30	10.00 - 20.00	Very Dense	> 50	85 - 100
Hard	> 30	> 20.00			
4) TERMS USED FOR IDENTIFYING MINOR COMPONENT OF SOIL.					
	Term Used		% of Sample		
	Trace		< 15		
	With		15 - 30		
	Sandy , Clayey		> 30		

3.4 ตัวอย่างการสำรวจดินและการออกแบบฐานราก

งานเจาะสำรวจดินฐานรากและการทดสอบ ได้ดำเนินการเจาะสำรวจสภาพชั้นดินบริเวณแนวสะพานสำหรับโครงการ A

3.4.1 การทำหลุมเจาะในสนาม

หลุมเจาะขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 3 นิ้ว ทำการเจาะโดยใช้สว่านมือ (Hand Auger) ลงไป 1.00 - 1.50 เมตร ต่อจากนั้นจึงใช้น้ำเป่า (Wash Boring) ตลอดความลึกของหลุมเจาะ ในระหว่างเจาะได้ฝัง Casing ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 4 นิ้ว ลงไปประมาณ 2 เมตร เพื่อป้องกันการพังทลายของหลุม

3.4.2 วิธีการเจาะสำรวจ

การเจาะสำรวจดินฐานราก ได้ทำการเจาะสำรวจดิน โดยใช้เครื่องเจาะแบบ Motorized Drilling Rig ทำการเจาะแบบฉีดล้าง (Wash Boring) ใช้เครื่องสูบน้ำช่วยเจาะด้วยหัวกระทุ้ง (Chopping Bit) ต่อจากนั้นเจาะปลายบนต่อกับหัวหมุนน้ำ ซึ่งจะต่อไปยังเครื่องสูบน้ำขณะทำการกระทุ้งดินด้วยเครื่องกวน จะทำการสูบน้ำฉีดหัวเจาะผ่านรูก้านเจาะตลอดเวลา น้ำที่ฉีดจะไหลวนขึ้นมาพร้อมกับเศษดิน ซึ่งจะมากในบ่อน้ำวน จนได้ความลึกที่ต้องการเก็บตัวอย่าง

การเจาะตลอดความลึกของหลุมเจาะ ในชั้นดินเหนียวอ่อน หลุมเจาะจะมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 4 นิ้วและลดลงเหลือ 3 นิ้ว ในชั้นดินแข็ง ในระหว่างเจาะได้ฝัง Casing ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 4 นิ้วลงไปจนถึงชั้นดินแข็ง เพื่อป้องกันการพังทลายของหลุม และใช้ Bentonite Slurry ช่วยกันดินพังในชั้นทราย ทำการเจาะจนถึงชั้นดินแข็งแรงที่มีค่า SPT-N มากกว่า 50 ครั้งต่อฟุตหนาไม่น้อยกว่า 4 เมตร การเก็บตัวอย่างและทดสอบจะดำเนินการดังนี้

- 1) การเก็บตัวอย่างดินคงสภาพ (Undisturbed Sample) ตามมาตรฐาน ASTM D-1587 จะดำเนินการเก็บตัวอย่างดินทุกระยะ 1.50 เมตร ในชั้นดินที่มีลักษณะเป็นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง โดยใช้กระบอกเก็บตัวอย่างชนิดกระบอกบาง (Thin Wall Tube) ที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 3 นิ้ว ยาว 75 เซนติเมตร ในการเก็บตัวอย่างจะทำการกดกระบอกบางลงไปในชั้นดิน ตัวอย่างดินจะติดอยู่ภายในกระบอกบาง และถูกดึงขึ้นมาพร้อมกับกระบอกบาง ตัวอย่างดินที่ถูกเก็บขึ้นมาจากหลุมเจาะจะถูกบันทึกชนิดดิน และสีด้วยสายตา (Visual Classification) แล้วใช้พาราฟินปิดที่ปลายกระบอกทั้งสองด้านไว้กันการระเหยของน้ำ หมายเลขตัวอย่าง ความลึก วันที่เก็บตัวอย่าง ชื่อหลุมเจาะ ชื่อโครงการ และอื่น ๆ ที่เกี่ยวข้อง จะถูกบันทึกลงบนกระดาษติดกระบอกบางทุกระบอกก่อนส่งเข้าห้องทดสอบต่อไป
- 2) การเก็บตัวอย่างดินเปลี่ยนสภาพ (Disturbed Sample) การเก็บตัวอย่างดินเปลี่ยนสภาพ จะทำพร้อมกับการทดสอบ Standard Penetration Test (SPT) ตามมาตรฐาน ASTM D-1586 โดยจะทำการทดสอบทุกระยะ 1.50 เมตร การทดสอบ

จะทำการโดยใช้ลูกตุ้มที่มีน้ำหนัก 140 ปอนด์ ยกสูง 30 นิ้ว ปลปล่อย
กระแทกกระบอกผ่า (Split Spoon Sample) ขนาดเส้าผ่าศูนย์กลางภายนอก 2 นิ้ว
จมลงไปในดินจนครบ 18 นิ้ว บันทึกจำนวนครั้งของการกระแทกลูกตุ้มที่กระบอก
ผ่าจม ลงไปในดินทุก ๆ 6 นิ้ว 3 ช่วง ผลรวมจำนวนครั้งของการกระแทกสอง
ช่วงสุดท้ายจะเป็นค่า SPT N-Value มีหน่วยเป็นครั้งต่อฟุต ตัวอย่างจะถูกบันทึก
ชนิดดินสีและเก็บใส่ภาชนะป้องกันความชื้นสูญหาย ทำการบันทึกชื่อโครงการ ชื่อ
หลุม ความลึก หมายเลขตัวอย่างและอื่น ๆ ที่เกี่ยวข้องลงในสลากปิดปากถุงให้
แน่น เพื่อนำไปเข้าห้องทดสอบต่อไป

- 3) การวัดระดับน้ำใต้ดิน ระดับน้ำใต้ดินในหลุมเจาะได้วัดหลังจากเจาะเสร็จแล้ว
ประมาณ 24 ชั่วโมง และก่อนเริ่มลงมือเจาะในแต่ละวันสำหรับหลุมที่เจาะค้างอยู่

3.4.3 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

ตัวอย่างดินจากหลุมเจาะ ได้นำไปทดสอบคุณสมบัติของดินโดยวิธีต่อไปนี้

Atterberg Limits Test

Unit Weight

Natural Water Content Test

Sieve Analysis

Unconfined Compression

3.4.4 ผลการเจาะสำรวจและผลการทดสอบดินฐานราก

1) ลักษณะทั่วไป

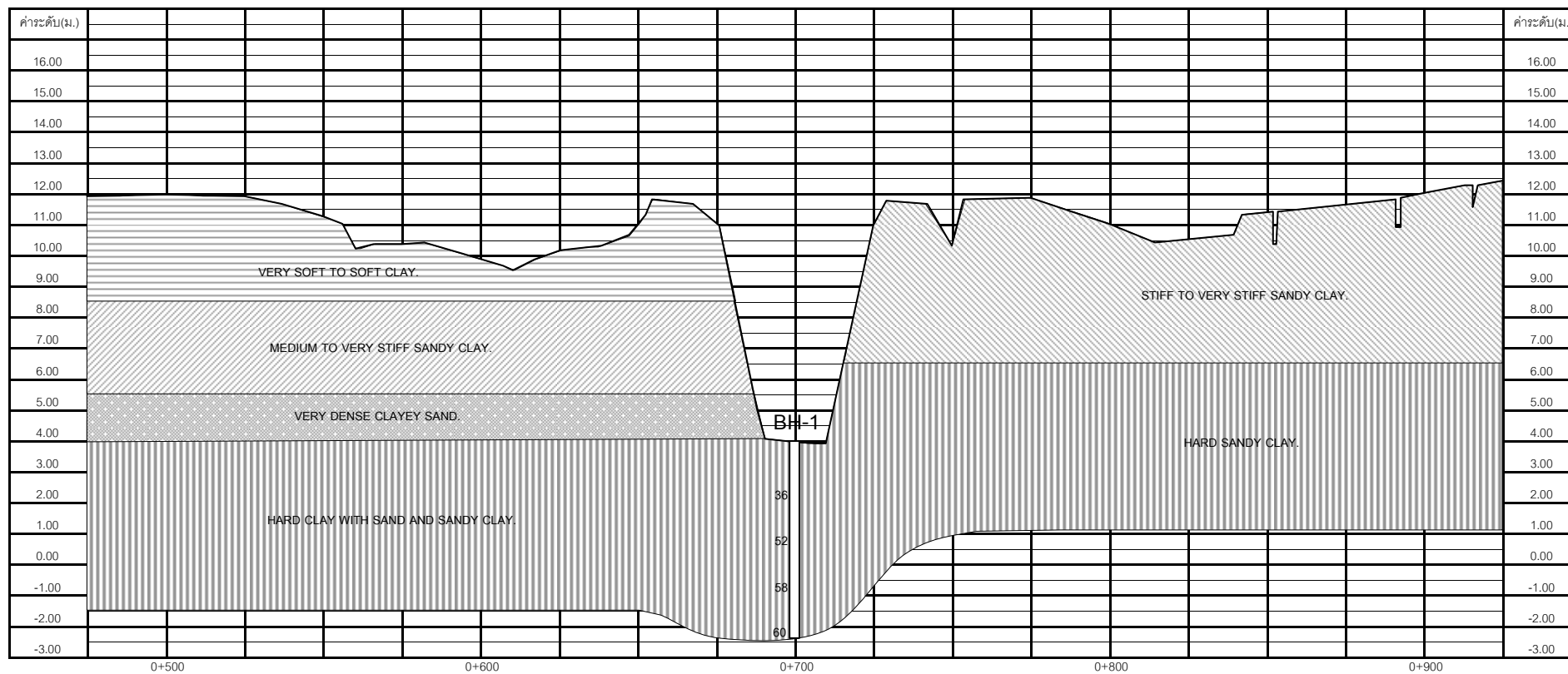
การเจาะสำรวจวิศวกรรมฐานราก โครงการออกแบบถนนและสะพานข้าม
แม่น้ำ (โครงการ A) ได้ดำเนินการเจาะสำรวจสภาพชั้นดิน จำนวน 1 หลุม ความ
ลึกหลุมเจาะ ประมาณ 6.45 เมตร

2) ลักษณะชั้นดิน

จากผลการเจาะสำรวจชั้นดินในโครงการ สามารถจำแนกลักษณะชั้นดินได้ ดังนี้

BH – 1

ชั้นดิน	ลักษณะของชั้นดิน	ความลึกจากผิวดิน (ม.)
1.	ชั้นผิวดิน	0.00 – 1.00
2.	ชั้นดินเหนียวตาลปนดินทราย	1.00 – 6.45
ระดับน้ำใต้ดินในหลุมเจาะ		+2.50



SOIL PROFILE

โครงการออกแบบถนนและสะพานข้ามแม่น้ำ (โครงการ A)

กรมทางหลวงชนบท

BORING LOG.														
PROJECT <u>โครงการออกแบบถนนและสะพานข้ามแม่น้ำ</u>					BORING NO. <u>BH -1</u>					Ground elev. <u>0.000 m.</u>				
LOCATION <u>โครงการ A</u>					DEPTH (m) <u>6.45 m.</u>					OBS. GWL. (m) <u>+2.50 m.</u>				
INSPECTOR _____					START DATE _____					FINISHED DATE _____				
SOIL DESCRIPTION	DEPTH (m)	GRAPHIC LOG.	METHOD	SAMPLING	RECOVERY	SPT-N B / FT		PL--Wn--LL ----O-----		Su t/m ²		γ_t t/m ³		
						20	40	40	80	4	8	1.0	2.0	
	+3													
	+2													
WATER.	+1													
	0													
TOP SOIL.	1													
HARD SANDY CLAY, BROWN.	2			SS 1		36		16.9				2.13		
	3													
	4			SS 2		52		17.3		2.14				
	5													
	6			SS 3		58		16.8			2.14			
(CL)	7			SS 4		60		16.1			2.15			
END OF BORING 6.45 m.	8													
	9													
	#													
	#													
	#													
	#													
	#													
	#													
	#													
	#													
	#													
	#													

ABBREVIATIONS :
 ST = Undisturbed Sample LL = Liquid Limit γ_t = Total Unit Weight
 SS = Split Spoon Sample PL = Plastic Limit SPT = Standard penetration Test
 Wn = Natural Water Content Su = Undrained Shear Strength

PC.6

SUMMARY OF TEST RESULTS

[illegible]

3) คำแนะนำการใช้ฐานราก

จากสภาพชั้นดินหลุมเจาะ ฐานรากโครงสร้างแนะนำให้ใช้ฐานรากเสาเข็ม กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยของเสาเข็มตอก (Driven Pile) ซึ่งได้แสดงในตารางข้างล่างนี้

หลุมเจาะ	ความลึก ปลาย เสาเข็ม (ม.)	ชนิดของ เสาเข็ม	น้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัย (ตัน) ขนาดของเสาเข็ม		
			0.40	0.45	0.65
BH-1	5.00	สี่เหลี่ยม	42	51	90
	6.00	สี่เหลี่ยม	48	57	100

หมายเหตุ

1. ค่าความปลอดภัยใช้เท่ากับ 2.50
2. ค่า Ultimate end bearing ใช้ไม่เกิน 1,000 ตัน / ตารางเมตร
3. น้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยที่แนะนำไว้ มิได้คำนึงถึงค่า Negative Skin Friction โดยผู้ออกแบบควรที่จะคำนึงถึงด้วย โดยเฉพาะกรณีที่มีดินถมหนา เป็นต้น
4. น้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยที่แนะนำไว้ ได้คำนวณโดยคิดจากกำลังรับน้ำหนักของดินเท่านั้น โดยออกแบบควรคำนึงถึงกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มด้วย
5. ผลทดสอบคิดจากระดับปากหลุมเจาะ ผู้ออกแบบควรคำนึงถึงระดับก่อสร้างจริงด้วย
6. ลักษณะดินในบริเวณไกลจากตำแหน่งเจาะสำรวจ อาจมีการเปลี่ยนแปลง ซึ่งอาจทำให้ปลายเข็ม ตกลงไปไม่เท่ากัน ในขณะทำการก่อสร้างควรตรวจสอบค่า Blow Count จากการตอกเสาเข็มอีกครั้งหนึ่ง

รายการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม

CALCULATION OF PILE CAPACITY

Project : โครงการออกแบบถนนและสะพานข้ามแม่น้ำ

Date :

Location : โครงการ A

Filename :

Boring No. : BH-1

Diskname :

Analysed by :

Box No. :

Layered System and Soil Parameters

Layer No.	Depth (m)		Thickness (m)	Depth at Mid Layer (m)	SPT-N (blows/ft)	Su (t/m ²)	Ø (degree)	γ _t (t/m ³)	Total Overburden Pressure (t/m ²)	Pore Water Pressure (t/m ²)	Effective Overburden Pressure (t/m ²)
	From	To									
1	0.00	2.50	2.50	1.25	36	24.00	-	2.13	2.66	1.25	1.41
2	2.50	6.45	3.95	4.48	56	37.33	-	2.14	9.55	4.48	5.07

End Bearing Capacity of Single Driven Pile

Pile Tip Depth (m)	SPT-N (blows/ft)	Clay				Sand					
		Su (t/m ²)	N _c [*]	q' (t/m ²)	q _b (t/m ²)	Ø (degree)	K _o = 1-sinØ	q' (t/m ²)	σ' _o (t/m ²)	N _σ [*]	q _b (t/m ²)
5.00	58	38.67	9.0	5.68	353.71	-	-	-	-	-	-
6.00	60	40.00	9.0	6.82	366.82	-	-	-	-	-	-

Skin Friction Capacity of Single Driven Pile

Layer No.	Thickness (m)	SPT-N (blows/ft)	Clay			Sand					
			Su (t/m ²)	α	f (t/m ²)	ϕ (degree)	$K_o = 1 - \sin \phi$	δ (degree)	Tan δ	σ'_v	f (t/m ²)
1	2.50	36	24.00	0.24	5.76	-	-	-	-	-	-
2	3.95	56	37.33	0.21	7.84	-	-	-	-	-	-

- หมายเหตุ 1. ค่า σ'_v ที่ใช้ในสมการจะเป็นค่าที่เพิ่มมากขึ้นจนมีค่าคงที่ ที่ระยะ 15-20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม (D_p)
- กรณีชั้นดินลึกน้อยกว่า 15 D_p ค่า σ'_v ในสมการให้ใช้ค่าเฉลี่ย ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.5 σ'_v ที่ความลึกเท่ากับ 15 D_p
 - กรณีชั้นดินลึกไม่น้อยกว่า 15 D_p ค่า σ'_v ในสมการให้ใช้เท่ากับ σ'_v ที่ความลึกเท่ากับ 15 D_p

Net Allowable Load Capacity of Single Driven Pile

Pile Size (m)	p (m)	A _b (m ²)	q _b (t/m ²)	Q _b (ton)	f (t/m ²)	ΔL (m)	Q _f (ton)	Q _n (ton)	W _p (ton)	Q _{all (net)} (ton)	T _{all (net)} (ton)
Pile Tip = 5.0 m.						Factor of Safety = 2.50					
0.40	1.60	0.1600	353.71	57	5.76	2.50	54	0	1.92	42	24
					7.84	3.95					
0.45	1.80	0.2025	353.71	72	5.76	2.50	61	0	2.43	51	27
					7.84	3.95					
0.65	2.60	0.4225	353.71	149	5.76	2.50	88	0	5.07	90	40
					7.84	3.95					
Pile Tip = 6.0 m.						Factor of Safety = 2.50					
0.40	1.60	0.1600	366.82	59	5.76	2.50	67	0	2.30	48	29
					7.84	3.95					
0.45	1.80	0.2025	366.82	74	5.76	2.50	75	0	2.92	57	33
					7.84	3.95					
0.65	2.60	0.4225	366.82	155	5.76	2.50	109	0	6.08	100	50
					7.84	3.95					

p = Perimeter of The Pile Section

A_b = Area of The Pile Tip

ΔL = Depth of The Layer

4. การออกแบบฐานรากโครงสร้างสะพาน

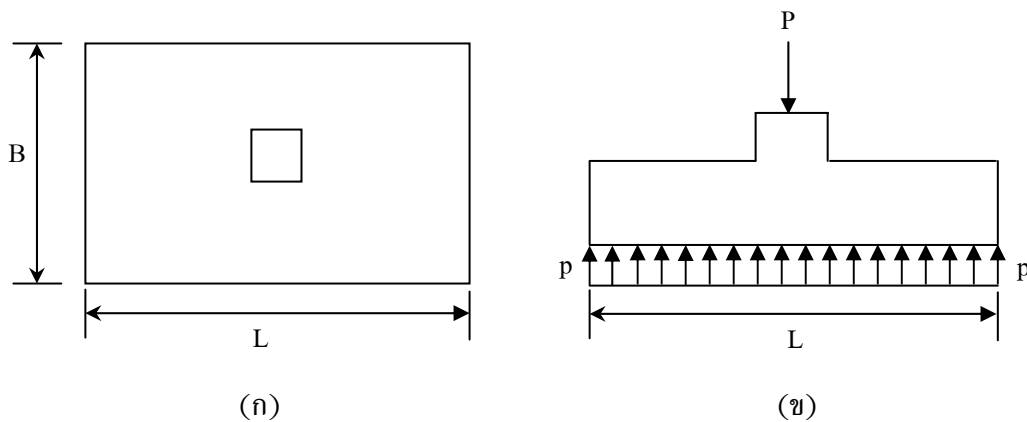
เมื่อวิศวกรผู้ออกแบบมีข้อมูลแรงกระทำและกำลังรับน้ำหนักของดินที่รองรับฐานรากแล้ว จะสามารถออกแบบฐานรากโครงสร้างสะพานได้ โดยโครงสร้างฐานรากจะต้องออกแบบให้สามารถรองรับน้ำหนักต่างๆ (ได้แก่ น้ำหนักบรรทุกคงที่, น้ำหนักจรจากการจราจร, น้ำหนักจรอื่นๆ, แรงกระทำของน้ำและดิน เป็นต้น) ได้อย่างปลอดภัย

4.1 การกระจายน้ำหนัก

- **ฐานแผ่** เมื่อฐานรากวางบนดินและรับน้ำหนักตามแนวแกนต่อม่อ ความดันขึ้นของดินสม่ำเสมอเท่ากันทุกจุด ดังรูปที่ 4.1 โดย

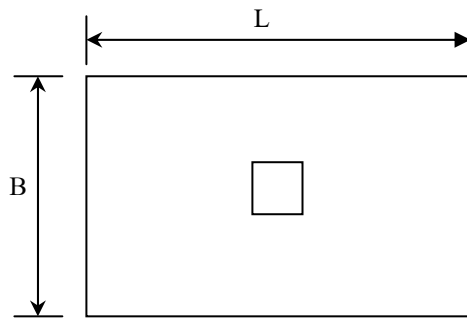
$$p = \frac{P}{A} = \frac{P}{BL} \quad (4.1)$$

เมื่อ	p	=	ความดันขึ้นของดิน, ตัน/ตารางเมตร
	P	=	น้ำหนักทั้งหมดจากฐานราก, ตัน
	A	=	พื้นที่ของฐานรากที่กดลงบนดิน, ตารางเมตร
	B, L	=	ความกว้าง, ยาวของฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า, เมตร

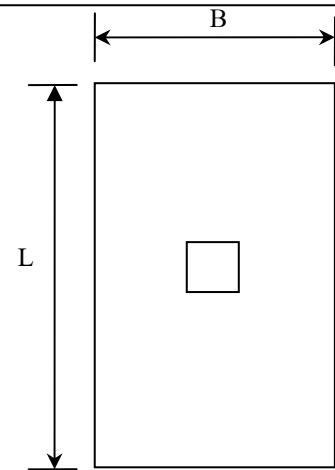


รูปที่ 4.1

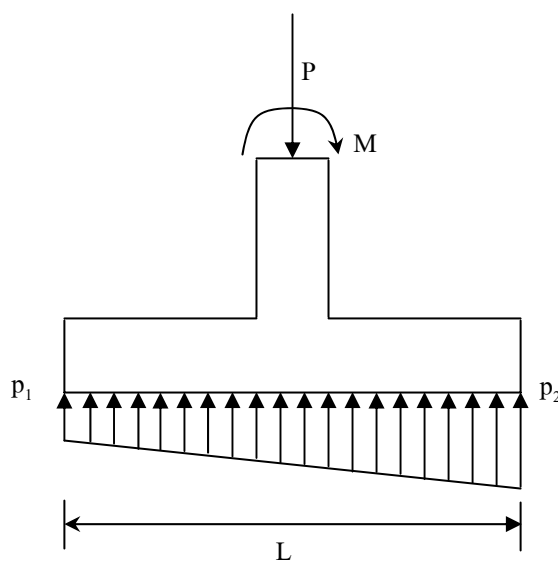
ในกรณีฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า ต่อม่อรับน้ำหนักตามแกน P และโมเมนต์ M จากโครงสร้าง ซึ่งทิศทางไม่แน่นอน หน่วยแรงดันขึ้นที่ขอบของฐานรากจะไม่เท่ากัน ดังรูปที่ 4.2



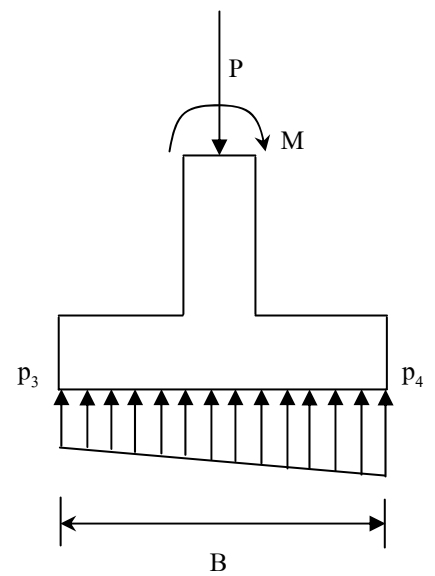
(ก)



(ค)



(ด)



(ง)

รูปที่ 4.2

จากรูป (ก) และ (ข) ได้

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= \frac{P}{BL} - \frac{6M}{BL^2} \\ p_2 &= \frac{P}{BL} + \frac{6M}{BL^2} \\ P &= \frac{1}{2} BL (p_1 + p_2) \\ M &= \frac{1}{12} BL^2 (p_2 - p_1) \end{aligned} \right\} (4.2)$$

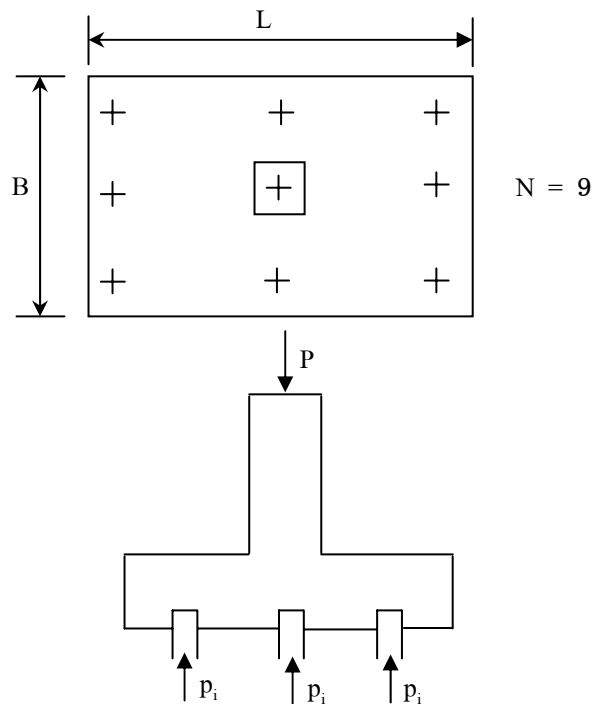
จากรูป (ค) และ (ง) ได้

$$\left. \begin{aligned} p_3 &= \frac{P}{BL} - \frac{6M}{LB^2} \\ p_4 &= \frac{P}{BL} - \frac{6M}{LB^2} \\ P &= \frac{1}{2} BL (p_1 + p_2) \\ M &= \frac{1}{12} LB^2 (p_2 - p_1) \end{aligned} \right\} (4.2 \text{ ก})$$

- ฐานรากเสาเข็ม เมื่อต่อม่อรับน้ำหนักตามแกน ให้ถือว่าเสาเข็มทุกต้นรับน้ำหนักจากฐานรากเท่าๆ กัน ดังรูปที่ 4.3

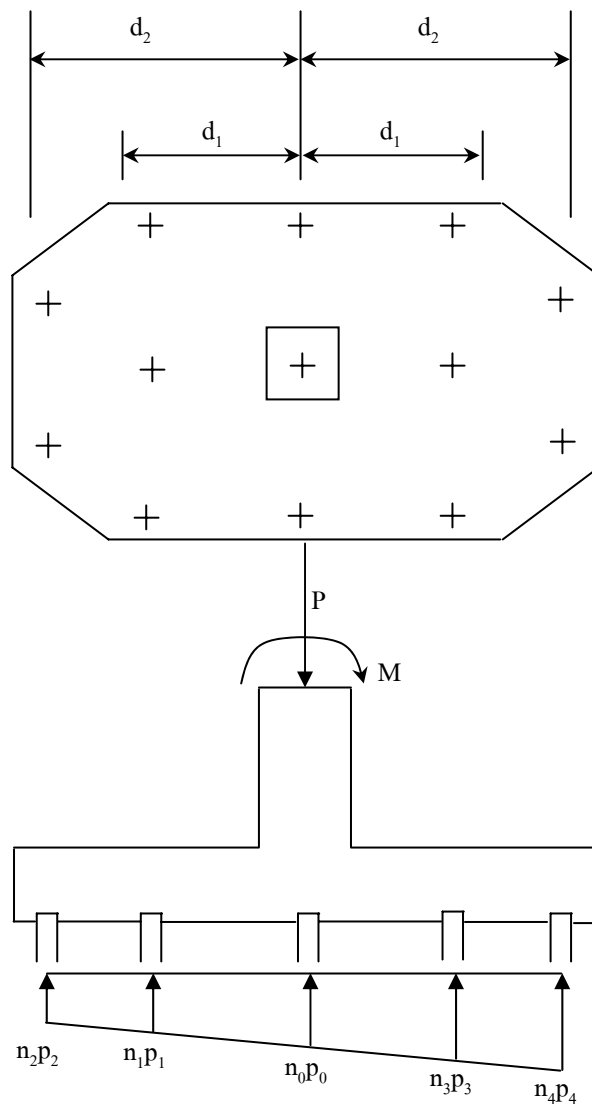
$$p_i = \frac{P}{N} \quad (4.3)$$

เมื่อ P = น้ำหนักรวมจากฐานราก, ต้น
 p_i = น้ำหนักที่เสาเข็มแต่ละต้นรับไว้ได้, ต้น
 N = จำนวนเสาเข็มทั้งหมด, ต้น



รูปที่ 4.3

ในกรณีฐานรากรับน้ำหนักตามแกนต่อม่อพร้อมกับโมเมนต์ดัด ดังรูปที่ 4.4 เส้าเข็ม
จะรับน้ำหนักไม่เท่ากัน



รูปที่ 4.4

$$\left. \begin{aligned} P &= n_0p_0 + n_1p_1 + n_2p_2 + n_3p_3 + n_4p_4 \\ M &= (n_3p_3 - n_1p_1) d_1 + (n_4p_4 - n_2p_2) d_2 \end{aligned} \right\} \quad (4.4)$$

เมื่อ	P	=	น้ำหนักตามแกนจากตอม่อ, ตัน
	M	=	โมเมนต์ตัดจากตอม่อ, ตัน – เมตร
	n_0, n_1, n_2, n_3, n_4	=	จำนวนเสาเข็มในแต่ละแถว, ตัน
	p_0, p_1, p_2, p_3, p_4	=	แรงกดจากเสาเข็มแต่ละต้นแต่ละแถว, ตัน
	d_1, d_2	=	ระยะห่างจากแถวถึงแกนกลางตอม่อ, เมตร

4.2 ฐานารับเสาหรือแท่นตอม่อรูปกลมหรือรูปหลายเหลี่ยมด้านเท่า

เสาหรือแท่นตอม่อรูปกลมหรือรูปหลายเหลี่ยมด้านเท่า อาจคิดเสมือนเป็นเสาน้ำตัดรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส ซึ่งมีพื้นที่เท่ากันในการหาตำแหน่งของหน้าตัดวิกฤตของโมเมนต์ แรงเฉือน และการทำให้เกิดแรง โดยการฝังของเหล็กเสริมในฐานราก

4.3 โมเมนต์ในฐานราก

(ก) การหาโมเมนต์ภายนอกที่กระทำที่หน้าตัดใด ๆ ให้ใช้ระนาบตัดผ่านตลอดหน้าตัดของฐานราก และคำนวณโมเมนต์ของแรงต่างๆ ที่กระทำตลอดเนื้อที่ของฐานรากด้านใดด้านหนึ่งของระนาบตั้งดังกล่าว

(ข) ค่าสูงสุดของโมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วสำหรับฐานรากเดียวให้คำนวณตามที่ระบุไว้ในข้อ (ก) ที่ตำแหน่งหน้าตัดวิกฤต คือ ที่ขอบของเสา แท่นตอม่อ หรือกำแพง สำหรับฐานรากที่รองรับเสาแท่นตอม่อหรือกำแพงคอนกรีต

(ค) ในฐานรากทางเดียวและฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสรับแรงสองทาง การเสริมเหล็กให้เสริมกระจายสม่ำเสมอตลอดความกว้างของฐานราก

(ง) ในฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้ารับแรงสองทาง การเสริมเหล็กให้เสริม ดังนี้

1. เหล็กเสริมทางยาว ให้เสริมกระจายสม่ำเสมอตลอดความกว้างของฐานราก

2. เหล็กเสริมทางสั้น ให้ใช้ส่วนหนึ่งของเหล็กเสริมทั้งหมดที่ระบุไว้ในสมการ (4.5) เสริมกระจายอย่างสม่ำเสมอตลอดแถบกว้าง (โดยมีกึ่งกลางของแถบกว้างอยู่บนเส้นกึ่งกลางของเสาหรือแท่นตอม่อ) และมีความกว้างเท่ากับด้านสั้นของฐานราก เหล็กเสริมทางสั้นที่เหลือให้เสริมแผ่กระจายโดยสม่ำเสมอไปยังส่วนนอกของแถบกว้างของฐานราก

$$\frac{\text{เหล็กเสริมในแถบกว้าง}}{\text{เหล็กเสริมทางสั้นทั้งหมด}} = \frac{2}{(\beta + 1)} \quad (4.5)$$

โดยที่ β = อัตราส่วนของด้านยาวต่อด้านสั้นของฐานราก

4.4 แรงเฉือนในฐานราก

(ก) กำลังเฉือนของฐานรากต้องเป็นไปตามหลักการ

(ข) สำหรับฐานรากที่รองรับเสา แท่นตอม่อหรือกำแพง ตำแหน่งหน้าตัดวิกฤตสำหรับแรงเฉือนต้องวัดจากขอบเสา แท่นตอม่อหรือกำแพง

(ค) การคำนวณหาแรงเฉือนที่หน้าตัดใด ๆ ของฐานรากที่รองรับโดยเสาเข็มต้องเป็นไปตามข้อต่อไปนี้

1. แรงปฏิกิริยาทั้งหมดจากเสาเข็ม ซึ่งมีศูนย์กลางอยู่ที่ระยะออกไปภายนอกหน้าตัดที่ระยะ $d_p/2$ หรือมากกว่าให้นำมาคำนวณหาแรงเฉือนที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดนั้น
2. แรงปฏิกิริยาจากเสาเข็มซึ่งมีศูนย์กลางอยู่ที่ระยะเข้ามาภายในหน้าตัดที่ระยะ $d_p/2$ หรือมากกว่า ให้ถือว่าไม่ทำให้เกิดแรงเฉือนที่หน้าตัดนั้น
3. สำหรับตำแหน่งของเสาเข็มที่อยู่ระหว่างตำแหน่งในข้อ (ค) 1 และ (ค) 2 การคิดส่วนของแรงปฏิกิริยาของเสาเข็มที่ทำให้เกิดแรงเฉือนที่หน้าตัดนั้น ให้คิดโดยการเทียบส่วนเชิงเส้นระหว่างค่าจำนวนเต็มที่ยังออกไปภายนอกหน้าตัดที่ระยะ $d_p/2$ และค่าศูนย์ที่ยังเข้ามาภายในหน้าตัดที่ระยะ $d_p/2$

โดยที่ d_p = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มที่ฐานของฐานราก

เอกสารอ้างอิง

1. ASTM STANDARDS (1980), “ Soil and Rock, Building Stones” , Part 19, American Society for Testing and Materials.
2. LAMBE, T.W. (1951), “Soil Testing for Engineers”, John Wiley & Sone Inc. New York, 1951
3. LAMBE, T.W. and WHITMAN R.V., “Soil Mechanics”, John Wiley & Sons Inc. New York, 1969
4. PECK, R.B., HANSON, W.E. and THORNBURN, T.H., “Foundation Engineering” John Wiley & Sons Inc. New York, 1974
5. POULOS, H.G. and DAVIS, E.H., “ Pile Foundation Analysis and Design”, Taiwan, Copyright 1980.
6. SIMON, N.E. and MENZIES, B.K. (1975), “ A Short Course in Foundation Engineering”, The English Language Books Society and News – Butterworth, London, 1975.
7. TERZAGHI, K. and PECK, R.B. (1948), “Soil Mechanics in Engineering Practice”, John Wiley & Sons Inc. New York, 1967.
8. TOMLINSON, M.J., “pile Design and Construction Practice” , First published 1979, Taiwan.
BRAJA M.DAS, “Principles of Foundation Engineering”, Third Edition, Boston, 1995.

ตัวอย่างการคำนวณออกแบบฐานรากแผ่

DESIGN OF SUBSTRUCTURE

LOAD COMBINATION OF FOOTING

Span 20.0+20.0 , Pier height ≤6.00 m.

General Data

Number of columns per footing	=	2	column(s)
Thickness of footing	=	1.20	m.
Height from the top of deck slab to the bottom of footing	=	9.15	m.
Cross sectional area of column	=	0.7854	m ²

VERTICAL LOAD		Shear	Longitudinal Moment		Transverse Moment	
Load Per Footing		V (tons)	e_x (m.)	M_x(tons-m.)	e_y (m.)	M_y(tons-m.)

1. Dead Load (DL)

- Superstructure (Left)	156.020	0.210	32.764	0.000	0.000
- Superstructure (Right)	156.020	-0.210	-32.764	0.000	0.000
- Cap beam	32.375	0.000	0.000	0.000	0.000
- Column	<u>22.619</u>	0.000	<u>0.000</u>	0.000	<u>0.000</u>
Total =	367.034		0.000		0.000

2. Live Load Without Impact (LL) with 30% (DOH factor)

- without impact	80.242		15.257		28.318
------------------	---------------	--	---------------	--	---------------

3. Overturning (OT)

- on Superstr. Group II, V	-8.784	-	-	2.75	24.155
- on Superstr. Group III, VI	-6.746	-	-	2.75	18.551

HORIZONTAL LOAD		Longitudinal			Transverse	
Load Per Footing	H_x (tons)	h_x (m.)	M_x(tons-m.)	H_y (tons)	h_y (m.)	M_y(tons-m.)

4. Wind Load (W)

- Superstr. Group II, V	0.420	-0.980	3.433	3.557	0.099	32.899
- Superstr. Group III, VI	1.076	-0.980	8.789	9.106	0.099	84.221
- Substr. Group II, V	0.915	-4.950	3.843	0.457	-4.950	1.921
- Substr. Group III, VI	0.703	-4.950	<u>2.951</u>	0.351	-4.950	<u>1.476</u>
So ... Superstr.+Substr. Group II, V			7.276			34.820
Superstr.+Substr. Group III, VI			11.740			85.697

5. Wind Load on Live Load (WL)

0.476	1.830	5.231	2.977	1.830	32.692
-------	-------	--------------	-------	-------	---------------

6. Longitudinal Force (LF)

3.540	1.830	38.868	-	-	-
-------	-------	---------------	---	---	---

7. Centrifugal Force (CF)

-	-	-	0.000	1.830	0.000
---	---	---	-------	-------	--------------

8. Earthquake (EQ)

22.022	-0.649	187.203	22.022	-0.649	187.203
--------	--------	----------------	--------	--------	----------------

9. Stream Current (SF)

-	-	-	0.963	-6.900	2.168
---	---	---	-------	--------	--------------

10. Rib Shortening + Shrinkage + Temperature (R+S+T)

-	-	-	-	-	-
---	---	---	---	---	---

DESIGN LOAD PER FOOTING			
FACTOR LOAD FOR FOOTING DESIGN			
Group	P _u (Tons)	M _{ux} (Tons-m.)	M _{uy} (Tons-m.)
I	651.348	33.124	64.298
IA	706.634	43.636	80.990
IB	477.144	0.000	2.819
II	465.725	9.459	79.486
III	578.827	81.742	122.789
IV	581.458	19.834	39.633
V	447.812	9.095	76.429
VI	556.564	78.598	118.066
VII	477.144	243.364	246.182
VIII	581.458	19.834	39.633
IX	421.805	22.820	198.469
X	651.348	33.124	61.479

Design Criteria

Concrete compressive strength f'_c	=	250	ksc.
Deformed bars (DB) yield strength, grade SD40	=	4000	ksc.
Round bars (RB) yield strength, grade SR24	=	2400	ksc.
Use Spread Footing ...			
Allowable bearing capacity	=	60	tons/m ²

Footing dimensions:

- Longitudinal width	=	3.50	m.
- Transverse width	=	10.80	m.
- Area	=	37.80	m ²

Column dimensions:

- Longitudinal width	=	0.89	m.
- Transverse width	=	0.89	m.

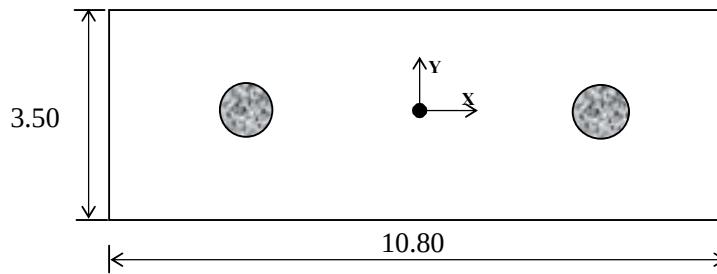
>>>>Footing without skirt

Skirt dimension:

- Skirt length	=	3.00	m.
- Skirt thickness	=	0.15	m.
- Perimeter of footing	=	25.60	m.

Factor Load on Footing

Longitudinal moment (M_{lx})	=	43636	kg-m.
Transverse moment (M_{ly})	=	80990	kg-m.
Axial load (P_u)	=	706634	kg.
Weight of footing	=	108864	kg.
Weight of skirt	=	0	kg.
Surcharge 1.50 m. depth, wt.	=	119070	kg.
Total axial load	=	934568	kg.

**Load Factor Design of Footing****1. Consider Transverse Section**

Maximum Moment M_u^+	=	165672	kg-m.
--	---	---------------	--------------

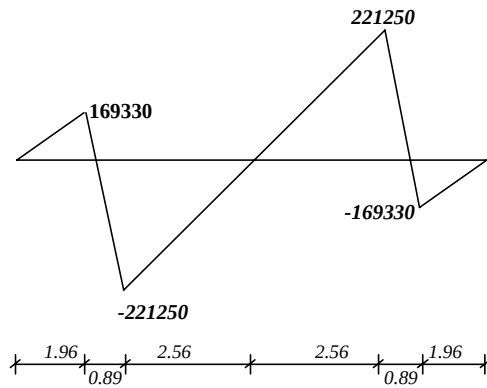
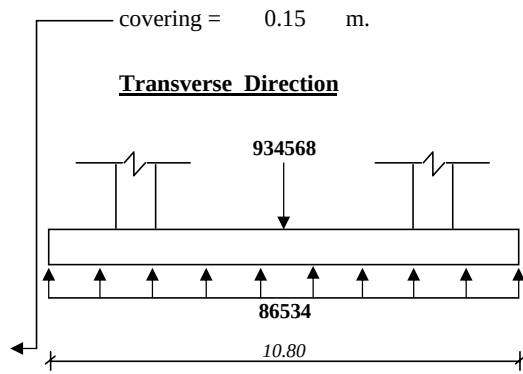
Tensile covering from bottom of footing = 8.75 cm.
Effective depth, d = 111.25 cm. b = 350 cm.
Try Flexural Reinforcement ==> 18 - DB 25 mm. @ 0.20
 A_s = 88.38 cm² ==> $a = A_s F_y / (0.85 f'_c b)$ = 4.75 cm.
Design strength $0.90 M_n = 0.90 A_s F_y (d - a/2) / 100$ = 346400 kg-m. > M_u OK.
Check min reinforcement = $14bd / F_y$ = 136.28 cm² Use Min. A_s : 117.55 cm²
Use Flexural Reinforcement ==> 24 - DB 25 mm. @ 0.15

Maximum Moment M_u	=	-140185	kg-m.
--	---	----------------	--------------

Tensile covering from top of footing = 8.75 cm.
Effective depth, d = 111.25 cm. b = 350 cm.
Try Flexural Reinforcement ==> 18 - DB 25 mm. @ 0.20
 A_s = 88.38 cm² ==> $a = A_s F_y / (0.85 f'_c b)$ = 4.75 cm.
Design strength $0.90 M_n = 0.90 A_s F_y (d - a/2) / 100$ = 346400 kg-m. > M_u OK.
Check min reinforcement = $14bd / F_y$ = 136.28 cm² Use Min. A_s : 117.55 cm²
Use Flexural Reinforcement ==> 24 - DB 25 mm. @ 0.15

Maximum Shear V_u at d	=	124981	kg.
---	---	---------------	------------

Beam shear strength = $V_c = 0.53(f'_c)^{0.5}bd$ = 326298 kg.
Check $0.85V_c$ = 277353 kg. > V_u ==> No Stirrups Required



M^+ at the outer edge of column = 165672 kg-m
 M^- at the middle span of footing = -140185 kg-m
 V at the d-section = 124981 kg.
 V at the 0.5d-section = 173116 kg.

Longitudinal Direction

M at the outer edge of column = 227997 kg-m
 V at the d-section = 51881 kg.
 V at the 0.5d-section = 200411 kg.

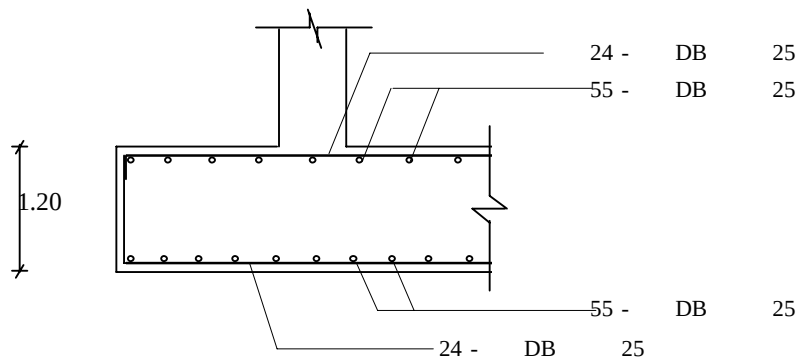
2. Consider Longitudinal Section

Maximum Moment M_u^+ = 227997 kg-m.					
Tensile covering from bottom of footing	=	11.25	cm.		
Effective depth ,d	=	108.75	cm.	b =	1080 cm.
Try Flexural Reinforcement	==>	36	- DB 25	mm.	@ 0.30
$A_s = 176.76 \text{ cm}^2$	==>	$a = A_s F_y / (0.85 f'_c b)$	=	3.08	cm.
Design strength $0.90 M_n = 0.90 A_s F_y (d - a/2) / 100$	=	682213	kg-m.	> M_u	OK.
Check min reinforcement = $14bd / F_y$	=	411.08	cm^2	Use Min. A_s	235.09 cm^2
Use Flexural Reinforcement	==>	55	- DB 25	mm.	@ 0.20

Maximum Shear V_u at d = 51881 kg.					
Beam shear strength = $V_c = 0.53(f'_c)^{0.5}bd$	=	984235	kg.		
Check $0.85V_c$	=	836600	kg.	> V_u	==> No Stirrups Required

3. Consider Punching Shear

Shear perimeter b_o	=	795	cm.		
Factor punching shear load at d/2 from face of column	=	200411	kg.		
Check punching shear strength of concrete $0.85V_{cp}$	=	$0.85 * 1.06 * (f'_c)^{0.5} * b_o d$			
	=	1230983	kg.	> V_u	OK.



Transverse Section of Footing

Load Combination According to AASHTO Table 3.22.1A

Col.No.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Group		Gamma	Beta factor											SUM	
			D	L	CF	E	B	SF	W(II,V)	W(III,VI)	WL	LF	R+S+T		EQ
Axial Load (P, Tons)			367.034	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	-8.784	-6.746	0.000	0.000	0.000	0.000	
Long. Moment (Mx, T-m.)			0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	7.276	11.740	5.231	38.868	0.000	187.203	
Trans. Moment (My, T-m.)			0.000	28.318	0.000	0.000	0.000	2.168	58.975	104.248	32.692	0.000	0.000	187.203	
SERVICE LOAD	I	P (Tons)	1.00	367.034	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	447.275
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	15.257
		My (T-m.)	1.00	0.000	28.318	0.000	0.000	0.000	2.168	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	30.487
	IA	P (Tons)	1.00	367.034	160.483	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	527.517
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	30.515	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	30.515
		My (T-m.)	1.00	0.000	56.636	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	56.636
	IB	P (Tons)	1.00	367.034	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	367.034
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My (T-m.)	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.168	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.168
	II	P (Tons)	1.00	367.034	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-8.784	0.000	0.000	0.000	0.000	358.250
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	7.276	0.000	0.000	0.000	0.000	7.276
		My (T-m.)	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.168	58.975	0.000	0.000	0.000	0.000	61.143
	III	P (Tons)	1.00	367.034	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-2.024	0.000	0.000	0.000	445.251
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.522	5.231	38.868	0.000	62.878
		My (T-m.)	1.00	0.000	28.318	0.000	0.000	0.000	2.168	0.000	31.274	32.692	0.000	0.000	94.453
	IV	P (Tons)	1.00	367.034	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	447.275
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	15.257
		My (T-m.)	1.00	0.000	28.318	0.000	0.000	0.000	2.168	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	30.487
	V	P (Tons)	1.00	367.034	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-8.784	0.000	0.000	0.000	0.000	358.250
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	7.276	0.000	0.000	0.000	0.000	7.276
		My (T-m.)	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.168	58.975	0.000	0.000	0.000	0.000	61.143
	VI	P (Tons)	1.00	367.034	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-2.024	0.000	0.000	0.000	445.251
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.522	5.231	38.868	0.000	62.878
		My (T-m.)	1.00	0.000	28.318	0.000	0.000	0.000	2.168	0.000	31.274	32.692	0.000	0.000	94.453
	VII	P (Tons)	1.00	367.034	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	367.034
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	187.203
		My (T-m.)	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.168	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	187.203
	VIII	P (Tons)	1.00	367.034	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	447.275
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	15.257
		My (T-m.)	1.00	0.000	28.318	0.000	0.000	0.000	2.168	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	30.487
	IX	P (Tons)	1.00	367.034	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-8.784	-6.746	0.000	0.000	0.000	351.504
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	7.276	11.740	0.000	0.000	0.000	19.016
		My (T-m.)	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.168	58.975	104.248	0.000	0.000	0.000	165.391
	X	P (Tons)	1.00	367.034	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	447.275
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	15.257
		My (T-m.)	1.00	0.000	28.318	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	28.318

Load Combination According to AASHTO Table 3.22.1A

Col.No.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Group		Gamma	Beta factor													
			D	L	CF	E	B	SF	W(II,V)	W(III,VI)	WL	LF	R+S+T	EQ		
Axial Load (P, Tons)			367.034	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	-8.784	-6.746	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	SUM
Long. Moment (Mx, T-m.)			0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	7.276	11.740	5.231	38.868	0.000	187.203		
Trans. Moment (My, T-m.)			0.000	28.318	0.000	0.000	0.000	2.168	58.975	104.248	32.692	0.000	0.000	187.203		
LOAD FACTOR DESIGN	I	P (Tons)	1.30	367.034	134.003	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	651.348	
		M _x (T-m.)	1.30	0.000	25.480	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	33.124	
		My (T-m.)	1.30	0.000	47.291	0.000	0.000	0.000	2.168	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	64.298	
	IA	P (Tons)	1.30	367.034	176.531	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	706.634	
		M _x (T-m.)	1.30	0.000	33.566	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	43.636	
		My (T-m.)	1.30	0.000	62.300	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	80.990	
	IB	P (Tons)	1.30	367.034	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	477.144	
		M _x (T-m.)	1.30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
		My (T-m.)	1.30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.168	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.819	
	II	P (Tons)	1.30	367.034	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-8.784	0.000	0.000	0.000	0.000	465.725	
		M _x (T-m.)	1.30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	7.276	0.000	0.000	0.000	0.000	9.459	
		My (T-m.)	1.30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.168	58.975	0.000	0.000	0.000	0.000	79.486	
	III	P (Tons)	1.30	367.034	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-2.024	0.000	0.000	0.000	578.827	
		M _x (T-m.)	1.30	0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.522	5.231	38.868	0.000	81.742	
		My (T-m.)	1.30	0.000	28.318	0.000	0.000	0.000	2.168	0.000	31.274	32.692	0.000	0.000	122.789	
	IV	P (Tons)	1.30	367.034	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	581.458	
		M _x (T-m.)	1.30	0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	19.834	
		My (T-m.)	1.30	0.000	28.318	0.000	0.000	0.000	2.168	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	39.633	
	V	P (Tons)	1.25	367.034	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-8.784	0.000	0.000	0.000	0.000	447.812	
		M _x (T-m.)	1.25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	7.276	0.000	0.000	0.000	0.000	9.095	
		My (T-m.)	1.25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.168	58.975	0.000	0.000	0.000	0.000	76.429	
	VI	P (Tons)	1.25	367.034	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-2.024	0.000	0.000	0.000	556.564	
		M _x (T-m.)	1.25	0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.522	5.231	38.868	0.000	78.598	
		My (T-m.)	1.25	0.000	28.318	0.000	0.000	0.000	2.168	0.000	31.274	32.692	0.000	0.000	118.066	
	VII	P (Tons)	1.30	367.034	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	477.144	
		M _x (T-m.)	1.30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	243.364	
		My (T-m.)	1.30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.168	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	246.182	
	VIII	P (Tons)	1.30	367.034	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	581.458	
		M _x (T-m.)	1.30	0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	19.834	
		My (T-m.)	1.30	0.000	28.318	0.000	0.000	0.000	2.168	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	39.633	
	IX	P (Tons)	1.20	367.034	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-8.784	-6.746	0.000	0.000	0.000	421.805	
		M _x (T-m.)	1.20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	7.276	11.740	0.000	0.000	0.000	22.820	
		My (T-m.)	1.20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.168	58.975	104.248	0.000	0.000	0.000	198.469	
	X	P (Tons)	1.30	367.034	134.003	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	651.348	
		M _x (T-m.)	1.30	0.000	25.480	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	33.124	
		My (T-m.)	1.30	0.000	47.291	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	61.479	

ตัวอย่างการคำนวณออกแบบฐานรากเสาเข็ม

DESIGN OF SUBSTRUCTURE

LOAD COMBINATION OF FOOTING

Span 20.0+20.0 , Pier height ≤6.00 m.

General Data

Number of columns per footing	=	1	column(s)
Thickness of footing	=	1.20	m.
Height from the top of deck slab to the bottom of footing	=	9.65	m.
Cross sectional area of column	=	1.7671	m ²

VERTICAL LOAD		Shear	Longitudinal Moment		Transverse Moment	
Load Per Footing		V (tons)	e_x (m.)	M_x(tons-m.)	e_y (m.)	M_y(tons-m.)

1. Dead Load (DL)

- Superstructure (Left)	156.020	0.210	32.764	0.000	0.000
- Superstructure (Right)	156.020	-0.210	-32.764	0.000	0.000
- Cap beam	53.519	0.000	0.000	0.000	0.000
- Column	<u>25.447</u>	0.000	<u>0.000</u>	0.000	<u>0.000</u>

Total = **391.006** **0.000** **0.000**

2. Live Load Without Impact (LL) with 30% (DOH factor)

- without impact	80.242		15.257		88.494
------------------	---------------	--	---------------	--	---------------

3. Overturning (OT)

- on Superstr. Group II, V	-8.784	-	-	2.75	24.155
- on Superstr. Group III, VI	-6.746	-	-	2.75	18.551

HORIZONTAL LOAD 		Longitudinal			Transverse		
Load Per Footing		H_x (tons)	h_x (m.)	M_x(tons-m.)	H_y (tons)	h_y (m.)	M_y(tons-m.)

4. Wind Load (W)

- Superstr. Group II, V	0.537	-1.230	4.520	3.691	0.031	35.730
- Superstr. Group III, VI	1.374	-1.230	11.572	9.448	0.031	91.468
- Substr. Group II, V	0.686	-5.450	2.882	0.686	-5.450	2.882
- Substr. Group III, VI	0.527	-5.450	<u>2.213</u>	0.527	-5.450	<u>2.213</u>
So ... Superstr.+Substr. Group II, V			7.402			38.612
Superstr.+Substr. Group III, VI			13.785			93.681

5. Wind Load on Live Load (WL)

0.476	1.830	5.469	2.977	1.830	34.180
-------	-------	--------------	-------	-------	---------------

6. Longitudinal Force (LF)

3.540	1.830	40.638	-	-	-
-------	-------	---------------	---	---	---

7. Centrifugal Force (CF)

-	-	-	0.000	1.830	0.000
---	---	---	-------	-------	--------------

8. Earthquake (EQ)

35.190	-0.773	312.395	35.190	-0.773	312.395
--------	--------	----------------	--------	--------	----------------

9. Stream Current (SF)

-	-	-	1.376	-6.450	4.405
---	---	---	-------	--------	--------------

10. Rib Shortening + Shrinkage + Temperature (R+S+T)

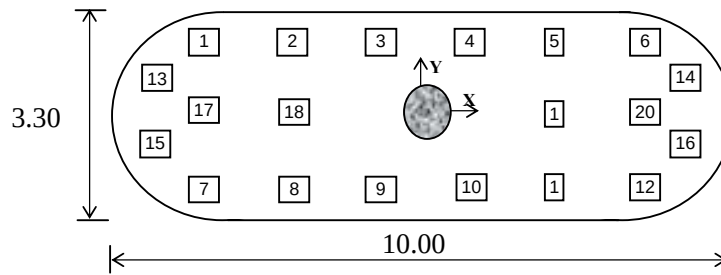
DESIGN LOAD PER FOOTING							
SERVICE LOAD FOR PILE SAFE LOAD				FACTOR LOAD FOR FOOTING DESIGN			
Group	P (Tons)	M _x (Tons-m.)	M _y (Tons-m.)	Group	P _u (Tons)	M _{ux} (Tons-m.)	M _{uy} (Tons-m.)
I	471.247	15.257	92.899	I	682.512	33.124	197.848
IA	551.489	30.515	176.989	IA	737.798	43.636	253.094
IB	391.006	0.000	4.405	IB	508.307	0.000	5.727
II	382.222	7.402	67.171	II	496.889	9.623	87.323
III	469.223	65.500	160.750	III	609.990	85.150	208.975
IV	471.247	15.257	92.899	IV	612.621	19.834	120.769
V	382.222	7.402	67.171	V	477.777	9.253	83.964
VI	469.223	65.500	160.750	VI	586.529	81.875	200.937
VII	391.006	312.395	316.799	VII	508.307	406.113	411.839
VIII	471.247	15.257	92.899	VIII	612.621	19.834	120.769
IX	375.476	21.187	179.404	IX	450.571	25.425	215.284
X	471.247	15.257	88.494	X	682.512	33.124	192.121

Design Criteria

Concrete compressive strength f'_c	=	250	ksc.
Deformed bars (DB) yield strength, grade SD40	=	4000	ksc.
Round bars (RB) yield strength, grade SR24	=	2400	ksc.
Use Piles ... <i>Driven Piles Square 0.40 m.</i>			
Safe load per pile	=	50	tons
Number of piles in footing	=	20	piles
Footing dimensions:			
- Longitudinal width	=	3.30	m.
- Transverse width	=	10.00	m.
- Area	=	30.66	m ²
Column dimensions:			
- Longitudinal width	=	1.33	m.
- Transverse width	=	1.33	m.
>>>>Footing with skirt			
Skirt dimension:			
- Skirt length	=	3.00	m.
- Skirt thickness	=	0.15	m.
- Perimeter of footing	=	23.77	m.

Safe Load on Pile

Longitudinal moment (M_x)	=	30515	kg-m.
Transverse moment (M_y)	=	176989	kg-m.
Axial load (P)	=	551489	kg.
Weight of footing	=	88309	kg.
Weight of skirt	=	25669	kg.
Surcharge 0.00 m. depth, wt.	=	0	kg.
Total axial load	=	665467	kg.



Pile No.	X-Coord. (m.) (Transverse)	Y-Coord. (m.) (Longitudinal)	X ² (m ²)	Y ² (m ²)	Load/Pile (kg.)	
1	-3.20	1.20	10.24	1.44	31732	OK.
2	-2.00	1.20	4.00	1.44	33044	OK.
3	-0.80	1.20	0.64	1.44	34355	OK.
4	0.80	1.20	0.64	1.44	36104	OK.
5	2.00	1.20	4.00	1.44	37415	OK.
6	3.20	1.20	10.24	1.44	38726	OK.
7	-3.20	-1.20	10.24	1.44	27820	OK.
8	-2.00	-1.20	4.00	1.44	29132	OK.
9	-0.80	-1.20	0.64	1.44	30443	OK.
10	0.80	-1.20	0.64	1.44	32192	OK.
11	2.00	-1.20	4.00	1.44	33503	OK.
12	3.20	-1.20	10.24	1.44	34814	OK.
13	-4.30	0.60	18.49	0.36	29552	OK.
14	4.30	0.60	18.49	0.36	38950	OK.
15	-4.30	-0.60	18.49	0.36	27596	OK.
16	4.30	-0.60	18.49	0.36	36994	OK.
17	-3.20	0.00	10.24	0.00	29776	OK.
18	-2.00	0.00	4.00	0.00	31088	OK.
19	2.00	0.00	4.00	0.00	35459	OK.
20	3.20	0.00	10.24	0.00	36770	OK.
SUM			161.96	18.72	665467	OK.

Factor Load on Pile

Longitudinal moment (M_{lx})	=	43636	kg-m.
Transverse moment (M_{ly})	=	253094	kg-m.
Axial load (P_u)	=	737798	kg.
Weight of footing	=	88309	kg.
Weight of skirt	=	25669	kg.
Surcharge 0.00 m. depth, wt.	=	0	kg.
Total axial load	=	851776	kg.

Pile No.	X-Coor. (m.) (Transverse)	Y-Coor. (m.) (Longitudinal)	X ² (m ²)	Y ² (m ²)	Load/Pile (kg.)
1	-3.20	1.20	10.24	1.44	40385
2	-2.00	1.20	4.00	1.44	42261
3	-0.80	1.20	0.64	1.44	44136
4	0.80	1.20	0.64	1.44	46636
5	2.00	1.20	4.00	1.44	48511
6	3.20	1.20	10.24	1.44	50387
7	-3.20	-1.20	10.24	1.44	34791
8	-2.00	-1.20	4.00	1.44	36666
9	-0.80	-1.20	0.64	1.44	38541
10	0.80	-1.20	0.64	1.44	41042
11	2.00	-1.20	4.00	1.44	42917
12	3.20	-1.20	10.24	1.44	44792
13	-4.30	0.60	18.49	0.36	37268
14	4.30	0.60	18.49	0.36	50707
15	-4.30	-0.60	18.49	0.36	34471
16	4.30	-0.60	18.49	0.36	47910
17	-3.20	0.00	10.24	0.00	37588
18	-2.00	0.00	4.00	0.00	39463
19	2.00	0.00	4.00	0.00	45714
20	3.20	0.00	10.24	0.00	47589
SUM			161.96	18.72	851776

OK.

Longitudinal moment (M_{dx}) = 43636 kg-m.
 Transverse moment (M_{dy}) = 253094 kg-m.
 Axial load (P_u) = 737798 kg.

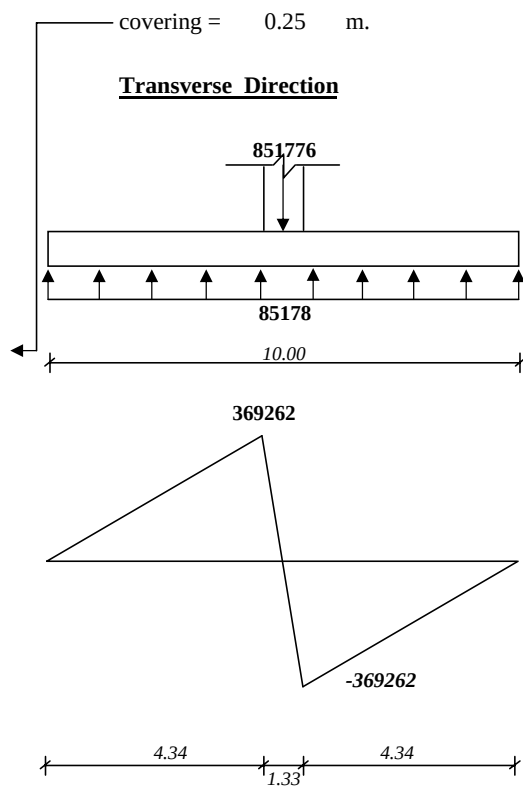
M_x (center of column)	M_y (center of column)	Longitudinal Direction				
		M_x^+ (outer edge)	V_d	$V_{d/2}$	V_d	$V_{d/2}$
48462	-129233	21614	0	17358		
50713	-84521	22618	0	18164		
52963	-35309	23621	0	18970		
55963	37309	24959	0	20045		
58214	97023	25963	0	20851		
60464	161237	26967	0	21657		
-41749	-111331				0	0
-43999	-73332				0	0
-46250	-30833				0	0
-49250	32833				0	0
-51500	85834				0	0
-53751	143335				0	0
22361	-160252		0	0		
30424	218040		0	0		
-20682	-148224				0	0
-28746	206012				0	0
0	-120282		0	0	0	0
0	-78927		0	0	0	0
0	91428		0	0	0	0
0	152286		0	0	0	0
43636	253094	145742	0	117047	0	0

Load Factor Design of Footing

1. Consider Transverse Section

Maximum Moment M_u^+ = 800411 kg-m.			
Tensile covering from bottom of footing	=	14.75	cm.
Effective depth ,d	=	105.3	cm.
Try Flexural Reinforcement	==>	48 - DB	25 mm.
$A_s = 235.68 \text{ cm}^2$	==>	$a = A_s F_y / (0.85 f_c b) = 13.44$	cm.
Design strength $0.90 M_n = 0.90 A_s F_y (d - a/2) / 100$	=	835961	kg-m. > M_u OK.
Check min reinforcement $= 14 b d / F_y$	=	121.56	$\text{cm}^2 < A_s$ OK.
Use Flexural Reinforcement	==>	3 x 16 - DB	25 mm. @ 0.20

Maximum Shear V_u at d = 279612 kg.			
Beam shear strength $= V_c = 0.53 (f_c^{0.5}) b d$	=	291060	kg.
Check $0.85 V_c$	=	247401	kg. < V_u ==> Need Stirrups
So, $V_s = V_u / 0.85 - V_c$	=	37896	kg.
<i>Beam Shear Reinforcement:</i>			
No. of stirrups in a row	=	1	stirrups
Stirrup diameter	=	25	mm.
A_v	=	9.82	cm^2
Req. stirrup spacing $S = A_v F_y d / V_s$	=	109	cm.
Maximum spacing $S_{max} \quad d/2$	=	53	cm.
and $A_v F_y / 3.5 b$	=	34	cm.
Use Shear Reinforcement	==>	DB - 25	@ 0.150



Longitudinal Direction

M at the outer edge of column = 145742 kg-m
 V at the d-section = 0 kg.
 V at the 0.5d-section = 117047 kg.

M⁺ at the outer edge of column = 800411 kg-m
 V at the d-section = 279612 kg.
 V at the 0.5d-section = 324437 kg.

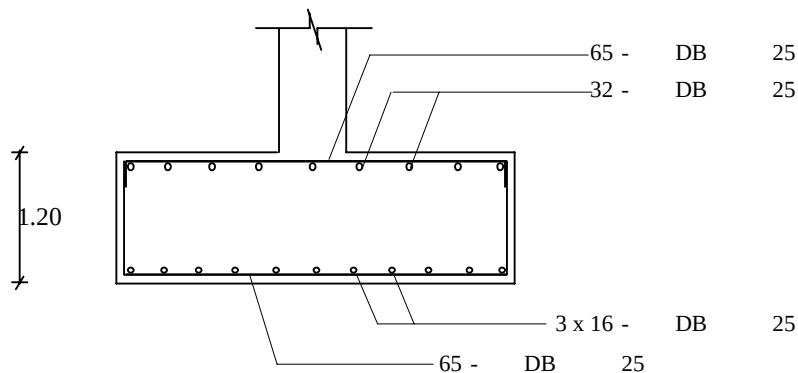
2. Consider Longitudinal Section

Maximum Moment M_u^+ = 145742 kg-m.					
Tensile covering from bottom of footing	=	8.75	cm.		
Effective depth ,d	=	111.3	cm.	b =	1000 cm.
Try Flexural Reinforcement	==>	45	- DB 25	mm.	@ 0.22
$A_s = 220.95 \text{ cm}^2$	==>	$a = A_s F_y / (0.85 f_c b)$	=	4.16	cm.
Design strength $0.90 M_n = 0.90 A_s F_y (d - a/2) / 100$	=	868364	kg-m.	> M_u	OK.
Check min reinforcement = $14 b d / F_y$	=	389.38	cm^2	Use Min. A_s	293.86 cm^2
Use Flexural Reinforcement	==>	65	- DB 25	mm.	@ 0.15

Maximum Shear V_u at d = 0 kg.					
Beam shear strength = $V_c = 0.53 (f_c^{0.5}) b d$	=	932279	kg.		
Check $0.85 V_c$	=	792437	kg.	> V_u	==> No Stirrups Required

3. Consider Punching Shear

Shear perimeter b_o	=	965	cm.		
Factor punching shear load at d/2 from face of column	=	324437	kg.		
Check punching shear strength of concrete $0.85 V_{cp}$	=	$0.85 * 1.06 * (f_c)^{0.5} * b_o d$			
	=	1529155	kg.	> V_u	OK.



Transverse Section of Footing

Load Combination According to AASHTO Table 3.22.1A

Col.No.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Group		Gamma	Beta factor											SUM	
			D	L	CF	E	B	SF	W(II,V)	W(III,VI)	WL	LF	R+S+T		EQ
Axial Load (P, Tons)			391.006	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	-8.784	-6.746	0.000	0.000	0.000	0.000	
Long. Moment (Mx, T-m.)			0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	7.402	13.785	5.469	40.638	0.000	312.395	
Trans. Moment (My, T-m.)			0.000	88.494	0.000	0.000	0.000	4.405	62.767	112.232	34.180	0.000	0.000	312.395	
SERVICE LOAD	I	P (Tons)	1.00	391.006	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	471.247
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	15.257
		My (T-m.)	1.00	0.000	88.494	0.000	0.000	0.000	4.405	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	92.899
	IA	P (Tons)	1.00	391.006	160.483	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	551.489
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	30.515	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	30.515
		My (T-m.)	1.00	0.000	176.989	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	176.989
	IB	P (Tons)	1.00	391.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	391.006
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My (T-m.)	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.405	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.405
	II	P (Tons)	1.00	391.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-8.784	0.000	0.000	0.000	0.000	382.222
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	7.402	0.000	0.000	0.000	0.000	7.402
		My (T-m.)	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.405	62.767	0.000	0.000	0.000	0.000	67.171
	III	P (Tons)	1.00	391.006	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-2.024	0.000	0.000	0.000	469.223
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.136	5.469	40.638	0.000	65.500
		My (T-m.)	1.00	0.000	88.494	0.000	0.000	0.000	4.405	0.000	33.670	34.180	0.000	0.000	160.750
	IV	P (Tons)	1.00	391.006	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	471.247
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	15.257
		My (T-m.)	1.00	0.000	88.494	0.000	0.000	0.000	4.405	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	92.899
	V	P (Tons)	1.00	391.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-8.784	0.000	0.000	0.000	0.000	382.222
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	7.402	0.000	0.000	0.000	0.000	7.402
		My (T-m.)	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.405	62.767	0.000	0.000	0.000	0.000	67.171
	VI	P (Tons)	1.00	391.006	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-2.024	0.000	0.000	0.000	469.223
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.136	5.469	40.638	0.000	65.500
		My (T-m.)	1.00	0.000	88.494	0.000	0.000	0.000	4.405	0.000	33.670	34.180	0.000	0.000	160.750
	VII	P (Tons)	1.00	391.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	391.006
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	312.395
		My (T-m.)	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.405	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	316.799
	VIII	P (Tons)	1.00	391.006	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	471.247
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	15.257
		My (T-m.)	1.00	0.000	88.494	0.000	0.000	0.000	4.405	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	92.899
	IX	P (Tons)	1.00	391.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-8.784	-6.746	0.000	0.000	0.000	375.476
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	7.402	13.785	0.000	0.000	0.000	21.187
		My (T-m.)	1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.405	62.767	112.232	0.000	0.000	0.000	179.404
	X	P (Tons)	1.00	391.006	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	471.247
		M _x (T-m.)	1.00	0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	15.257
		My (T-m.)	1.00	0.000	88.494	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	88.494

Load Combination According to AASHTO Table 3.22.1A

Col.No.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Group		Gamma	Beta factor												
			D	L	CF	E	B	SF	W(II,V)	W(III,VI)	WL	LF	R+S+T	EQ	
Axial Load (P, Tons)			391.006	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	-8.784	-6.746	0.000	0.000	0.000	0.000	SUM
Long. Moment (Mx, T-m.)			0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	7.402	13.785	5.469	40.638	0.000	312.395	
Trans. Moment (My, T-m.)			0.000	88.494	0.000	0.000	0.000	4.405	62.767	112.232	34.180	0.000	0.000	312.395	
LOAD FACTOR DESIGN	I	P (Tons)	1.30	391.006	134.003	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	682.512
		M _x (T-m.)	1.30	0.000	25.480	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	33.124
		My (T-m.)	1.30	0.000	147.786	0.000	0.000	0.000	4.405	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	197.848
	IA	P (Tons)	1.30	391.006	176.531	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	737.798
		M _x (T-m.)	1.30	0.000	33.566	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	43.636
		My (T-m.)	1.30	0.000	194.688	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	253.094
	IB	P (Tons)	1.30	391.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	508.307
		M _x (T-m.)	1.30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		My (T-m.)	1.30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.405	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	5.727
	II	P (Tons)	1.30	391.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-8.784	0.000	0.000	0.000	0.000	496.889
		M _x (T-m.)	1.30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	7.402	0.000	0.000	0.000	0.000	9.623
		My (T-m.)	1.30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.405	62.767	0.000	0.000	0.000	0.000	87.323
	III	P (Tons)	1.30	391.006	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-2.024	0.000	0.000	0.000	609.990
		M _x (T-m.)	1.30	0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.136	5.469	40.638	0.000	85.150
		My (T-m.)	1.30	0.000	88.494	0.000	0.000	0.000	4.405	0.000	33.670	34.180	0.000	0.000	208.975
	IV	P (Tons)	1.30	391.006	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	612.621
		M _x (T-m.)	1.30	0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	19.834
		My (T-m.)	1.30	0.000	88.494	0.000	0.000	0.000	4.405	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	120.769
	V	P (Tons)	1.25	391.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-8.784	0.000	0.000	0.000	0.000	477.777
		M _x (T-m.)	1.25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	7.402	0.000	0.000	0.000	0.000	9.253
		My (T-m.)	1.25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.405	62.767	0.000	0.000	0.000	0.000	83.964
	VI	P (Tons)	1.25	391.006	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-2.024	0.000	0.000	0.000	586.529
		M _x (T-m.)	1.25	0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.136	5.469	40.638	0.000	81.875
		My (T-m.)	1.25	0.000	88.494	0.000	0.000	0.000	4.405	0.000	33.670	34.180	0.000	0.000	200.937
	VII	P (Tons)	1.30	391.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	508.307
		M _x (T-m.)	1.30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	406.113
		My (T-m.)	1.30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.405	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	411.839
	VIII	P (Tons)	1.30	391.006	80.242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	612.621
		M _x (T-m.)	1.30	0.000	15.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	19.834
		My (T-m.)	1.30	0.000	88.494	0.000	0.000	0.000	4.405	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	120.769
	IX	P (Tons)	1.20	391.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-8.784	-6.746	0.000	0.000	0.000	450.571
		M _x (T-m.)	1.20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	7.402	13.785	0.000	0.000	0.000	25.425
		My (T-m.)	1.20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.405	62.767	112.232	0.000	0.000	0.000	215.284
	X	P (Tons)	1.30	391.006	134.003	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	682.512
		M _x (T-m.)	1.30	0.000	25.480	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	33.124
		My (T-m.)	1.30	0.000	147.786	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	192.121