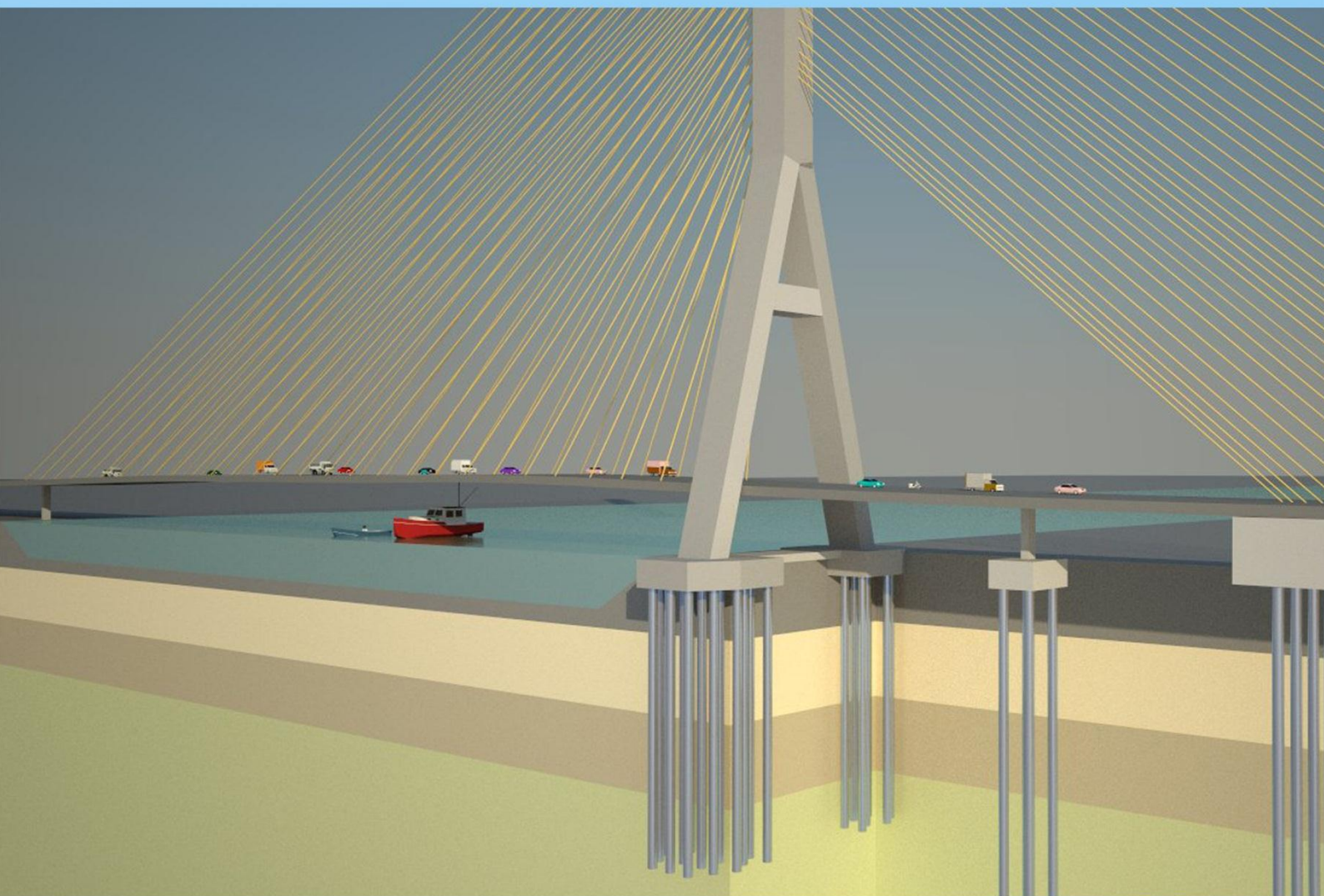


วิศวกรรมฐานราก

FOUNDATION ENGINEERING



พรพจน์ ตันเส็ง

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

Rev. 1/2554

“เศรษฐกิจพอเพียง เป็นเสมือนฐานรากของชีวิต
รากฐานความมั่นคงของแผ่นดิน เปรียบเสมือนเสาเข็ม
ที่ตอกรอกรับบ้านเรือนตัวอาคารไว้ นั่นเอง
สิ่งก่อสร้างจะมั่นคงได้ก็อยู่ที่เสาเข็ม
แต่คนส่วนมากมองไม่เห็นเสาเข็ม และลืมเสาเข็มเสียด้วยซ้ำไป”

พระราชดำรัสพระบาทสมเด็จพระเจ้าอยู่หัว
จากวารสารชัยพัฒนา ฉบับเดือนสิงหาคม 2542

Read to forget
See to remember
Do to understand

ขั้นตอนการพัฒนาแบบ

วางขั้นตอนในการออกแบบตามกระบวนการทำงานออกแบบ

1. Conceptual design ขั้นตอนในการวางแนวคิดในการออกแบบ
2. Schematic design ขั้นตอนของแบบร่างขั้นต้น
3. Design development ขั้นตอนของแบบร่างขั้นพัฒนา
4. Final design ขั้นตอนของแบบร่างขั้นสุดท้าย

คำนำ

เอกสารเล่มนี้เป็นเอกสารที่ใช้สำหรับประกอบการสอนวิชาวิศวกรรมฐานราก ซึ่งเป็นวิชาหนึ่งของนักศึกษาชั้นปีที่ 4 ของสาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี เจตนาของหนังสือเล่มนี้คือใช้เป็นแนวทางให้นักศึกษาสามารถฟังการบรรยายประกอบการสอนได้โดยไม่ต้องเสียเวลาจดบันทึกคำสอน เนื่องจากเนื้อหาทางด้านวิศวกรรมฐานรากบางอย่างจะต้องศึกษาจากแบบ (Drawings) หรือรูปถ่าย ผู้เขียนจึงได้ใช้เวลาบางส่วนในการเขียนรูปประกอบเอกสารนี้ให้ชัดเจน เพื่อให้ผู้อ่านจะได้ทำความเข้าใจเนื้อหาได้ไม่ยากจนเกินไป สำหรับเนื้อหาในเอกสารประกอบการสอนจะเป็นการรวบรวมและเรียบเรียงเอกสารจากแหล่งข้อมูลหลากหลาย ได้แก่ตำราจากต่างประเทศ ตำราภาษาไทย ข้อกำหนดมาตรฐานจากวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ซึ่งได้อ้างอิงไว้ในบรรณานุกรมในกรณีสำหรับผู้ที่ต้องการศึกษาเพิ่มเติม นอกจากนี้ยังได้นำเอางานบางส่วนที่เป็นงานที่มีความทันสมัยและใช้กันอยู่จริงในปัจจุบันมารวบรวมไว้ในเอกสารนี้ด้วย ในเนื้อหานอกจากจะกล่าวถึงทฤษฎีที่ใช้ในการคำนวณออกแบบฐานรากแล้ว ยังจะได้กล่าวถึงการก่อสร้าง ควบคุม และตรวจสอบไว้ด้วย เนื่องจากการก่อสร้างทางวิศวกรรมฐานรากนั้นนอกจากจะเป็นการออกแบบแล้วจะต้องมีการก่อสร้างควบคุมประกอบกันไป ซึ่งผู้เรียบเรียงหวังว่าเอกสารเล่มนี้คงจะเป็นประโยชน์กับนักศึกษาที่กำลังเรียนวิชานี้และวิศวกรโยธาที่ปฏิบัติหน้าที่ทางด้านวิศวกรรมฐานรากบ้าง

พรพจน์ ตันเส็ง

กันยายน 2554

สารบัญ

คำนำ I

สารบัญ.....	II
1 งานฐานรากสำหรับงานวิศวกรรมโยธา.....	1
1.1 ประวัติศาสตร์งานฐานรากในประเทศไทย.....	2
1.2 งานด้านวิศวกรรมฐานราก.....	3
1.3 ปัญหาทางวิศวกรรมที่ต้องใช้ความรู้ทางปฐพีกลศาสตร์.....	8
1.4 งานฐานรากสำหรับอาคารที่มีน้ำหนักบรรทุกสูงขึ้น	12
2 การสำรวจและทดสอบดินในงานวิศวกรรมฐานราก.....	1
2.1 วัตถุประสงค์ของการเจาะสำรวจดิน	3
2.2 สิ่งที่ต้องทำในการสำรวจดินตามมาตรฐาน ASTM D420.....	3
2.3 แนวทางการตรวจสอบชั้นดินเพื่องานฐานราก (ว.ส.ท. 2545).....	4
2.4 ตำแหน่งของหลุมเจาะและความลึกของหลุม	8
2.5 วิธีการสำรวจดินเพื่อใช้ในการออกแบบฐานราก	10
2.6 การทดสอบในสนาม	17
2.7 การวัดแรงดันน้ำในดิน.....	36
2.8 รายงานทางด้านวิศวกรรมฐานราก	38
2.9 ตัวอย่างคำย่อที่ใช้ในรายงานการเจาะสำรวจ.....	41
2.10 ตัวอย่างลักษณะชั้นดินและผลการเจาะสำรวจดิน	41
2.11 แบบฝึกหัด.....	47
3 ฐานรากแผ่.....	49
1.1 บทนำ	49
3.2 วิธีการหาค่าลึรับแรงกดประลัยของฐานราก (ULTIMATE BEARING CAPACITY)	54

3.3	ฐานรากมีแรงเยื้องศูนย์หรือแรงเอียงกระทำ (BARNES 2000)	62
3.4	ผลกระทบของเนื่องจากระดับน้ำใต้ดิน.....	65
3.5	COMBINED FOOTING AND MAT FOOTING.....	67
3.6	ฐานรากที่วางอยู่บนดินที่เป็นชั้น	71
3.7	กำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (ALLOWABLE CAPACITY)	74
3.8	GROSS AND NET ULTIMATE BEARING CAPACITY.....	75
3.9	ALLOWABLE BEARING CAPACITY จากค่า SPT.....	77
3.10	ALLOWABLE BEARING CAPACITY เบื้องต้นสำหรับการออกแบบ	78
3.11	การทดสอบ PLATE BARING.....	80
3.12	การคำนวณการทรุดตัว.....	82
3.13	ตัวอย่างการคำนวณ.....	88
3.14	แบบฝึกหัด	99
4	ฐานรากเสาเข็ม.....	102
4.1	การจำแนกชนิดของเสาเข็ม.....	104
4.2	เสาเข็มที่นิยมใช้ในประเทศไทย	108
4.3	เครื่องจักรสำหรับติดตั้งเสาเข็มแบบ HYDRAULIC STATIC PILE DRIVER.....	122
4.4	กลไกการรับน้ำหนักของเสาเข็มที่รับแรงในแนวแกน.....	124
4.5	พฤติกรรมการรับแรงของเสาเข็ม	125
4.6	เหล็กเสริมในเสาเข็มเจาะที่รับแรงตามแนวแกน	154
4.7	สูตรการตอกเสาเข็ม (PILE DRIVING FORMULA)	158
4.8	การตรวจสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็ม.....	166
4.9	การทดสอบคุณภาพคอนกรีตเสาเข็มด้วยวิธี SONIC LOGGING	172
4.10	การทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม.....	174
4.11	ปัญหาที่เกิดขึ้นหลังการติดตั้งเสาเข็ม	189
4.12	เสาเข็มกลุ่ม (PILE GROUP)	190
4.13	แรงเสียดทานผิวที่เป็นลบ (NEGATIVE SKIN FRICTION).....	196
4.14	เสาเข็มรับแรงด้านข้าง	202
4.15	การทรุดตัวของเสาเข็ม	211
4.16	แบบฝึกหัด	216
5	แรงดันดินและกำแพงกันดิน.....	221

5.1	บทนำ.....	221
5.2	ชนิดของกำแพงกันดิน.....	225
5.3	ทฤษฎีแรงดันดิน.....	228
5.4	การวิเคราะห์ออกแบบกำแพงกันดิน (RETAINING WALL).....	247
5.5	กำแพงกันดินแบบเข็มพืดที่มีปลายฝังในดินแบบมีสมอรั้งหรือค้ำยัน.....	259
5.6	สมอด้านแรงดึง.....	268
5.7	กำแพงกันดินแบบเข็มพืดที่มีปลายฝังในดินแบบไม่มีสมอยึด (CANTILEVER WALL).....	270
5.8	กำแพงกันดิน SHEET PILE แบบฝังปลายเพื่องานขุดที่มีค้ำยันหลายจุด.....	272
5.9	การบวมขึ้นของดินเหนียวใต้ป้อขุด (BASE HEAVE).....	284
5.10	การประมาณการแอนตัวของกำแพงและการทรุดตัวของผิวดิน.....	285
5.11	เทคนิคบางประการในการควบคุมการขุดดินเพื่อก่อสร้างชั้นใต้ดิน.....	292
5.12	แบบฝึกหัด.....	296
6	เสถียรภาพของลาดคันดิน.....	302
6.1	แนะนำโครงสร้างดิน.....	302
6.2	ลักษณะการวิบัติของลาดคันดิน.....	303
6.3	สาเหตุของการวิบัติของลาดคันดิน.....	304
6.4	การวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดคันดินด้วยวิธี LIMIT EQUILIBRIUM.....	312
6.5	การวิเคราะห์ด้วยการแบ่งดินเป็นแถบย่อย (วิธีของ BISHOP).....	314
6.6	การวิเคราะห์โดยใช้หน่วยแรงประสิทธิผล (EFFECTIVE STRESS ANALYSIS – ESA).....	316
6.7	การวิเคราะห์โดยใช้หน่วยแรงรวม (TOTAL STRESS ANALYSIS–TSA).....	317
6.8	รอยแยกเนื่องจากหน่วยแรงดึง (TENSION CRACK).....	318
6.9	สัดส่วนความปลอดภัย.....	319
6.10	ตัวอย่างการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดคันดิน.....	319
6.11	การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์.....	325
6.12	แนวทางปฏิบัติในการขุดและถมคันดินสำหรับกักเก็บน้ำ.....	326
6.13	การก่อสร้างคันดินบนดินเหนียวอ่อน.....	328
6.14	แบบฝึกหัด.....	330
	ดรชนี.....	332
	ภาคผนวก ก.....	333

ภาคผนวก ข	337
1.1 SIMPLE SOLUTION FOR BEARING CAPACITY OF SOIL (LAMBE PP. 204)	337
1.2 LOWER BOUND THEOREM (STATICALLY ADMISSIBLE STRESS FIELD).....	341
1.3 UPPER BOUND THEOREM (KINEMATICALLY ADMISSIBLE STRESS FIELD).....	342
1.4 SOLUTION FOR COHESIONLESS SOIL.....	346
1.5 ผลเนื่องจกน้ำหนักรของดินและ COHESION	352
ภาคผนวก ค	354
บรรณานุกรม	355

1 งานฐานรากสำหรับงานวิศวกรรมโยธา

สำหรับข้อคิดของงานวิศวกรรมฐานรากในประเทศไทย อรุณ ชัยเสรี¹ ได้กล่าวไว้ในหนังสือซึ่งรวบรวมเอาสาเหตุการวิบัติของอาคาร สาเหตุของการวิบัติ และการแก้ไขอาคารวิบัติไว้ ดังนี้

"การวิบัติของอาคารซึ่งเกิดจากสาเหตุอื่นมักจะไม่สู้รุนแรง ยกเว้นกรณีที่โครงสร้างออกแบบผิดพลาด เช่น เล็กไป หรือการควบคุมงานไม่ดีจนโครงสร้างไม่สามารถจะรับน้ำหนักบรรทุกได้ และมักสังเกตเห็นการวิบัติได้ตั้งแต่ระยะแรก เช่น คานเริ่มร้าวเล็กน้อยและค่อยๆขยายตัวออกไป เมื่อหาสาเหตุพบก็สามารถซ่อมแซมแก้ไขได้ไม่ยากนัก แต่สำหรับการวิบัติอันเกิดที่ฐานรากนั้น ในขั้นแรกมักสังเกตเห็นไม่พบเพราะอยู่ใต้ดิน ต่อเมื่อเกิดการแตกร้าวของโครงสร้างขึ้นย่อมหมายความว่าได้เกิดการทรุดตัวขึ้นมากหรือนานมาแล้ว หรือถ้าอัตราการทรุดตัวเร็วมากก็อาจทำให้อาคารทั้งหลายพังลงได้ในเวลาอันสั้นและในบางกรณีสุดท้ายที่จะแก้ไขได้ทัน การแก้ไขฐานรากที่ชำรุดนั้นกระทำได้ยากและต้องสิ้นค่าใช้จ่ายสูงมากด้วย ฉะนั้นในการคำนวณออกแบบและก่อสร้างฐานราก จะต้องให้ความระมัดระวังเป็นพิเศษ ไม่ควรมีการเสี่ยงใดๆทั้งสิ้น"

จากคำกล่าวข้างต้นซึ่งเขียนไว้ในปี พ.ศ. 2538 เมื่อเวลาผ่านไปหลายปี (ปัจจุบัน พ.ศ. 2553) ก็ยังมีกรณีศึกษาถึงการวิบัติของอาคารเนื่องมาจากการวิบัติของฐานรากอยู่เสมอ ตัวอย่างเช่นการใช้ฐานรากที่ไม่เหมาะสมทำให้เกิดการทรุดตัวของฐานรากสูงจนทำให้แรงภายในโครงสร้างอาคารผิดไปจากที่ออกแบบไว้ จนเกิดการแตกร้าวขึ้น ในบางกรณีอาจจะยังไม่เกิดการวิบัติ แต่เกิดความเสียหายในขณะที่ทำการก่อสร้าง เช่นก่อสร้างเสาเข็มฐานรากแล้วไม่สามารถมีแรงต้านทานต่อน้ำหนักบรรทุกได้ตามที่คำนวณไว้ หรือเลือกใช้วิธีป้องกันแรงดันดินด้านข้างไม่ถูกต้องทำให้เกิดการวิบัติหรือหากไม่เกิดการวิบัติก็ได้พิจารณาการเคลื่อนตัวของโครงสร้างกันดินว่าจะก่อให้เกิดผลกระทบกับสิ่งปลูกสร้างเดิมอย่างไร สิ่งเหล่านี้ก่อให้เกิดความสูญเสียทั้งทรัพย์สิน (ได้แก่ตัวอาคารเอง หรือค่าใช้จ่ายที่ต้องซ่อมแซม) สูญเสียเวลา (เวลาที่อาจจะต้องปิดการใช้งานอาคารเพื่อซ่อมแซม) ซึ่ง

¹ อรุณ ชัยเสรี, การวิบัติของอาคาร สาเหตุ และแก้ไข, วสท., 2538

การสูญเสียเหล่านี้สามารถป้องกันได้ถ้าใช้ความรู้ทางด้านวิศวกรรมฐานรากอย่างถูกต้องและเหมาะสม

1.1 ประวัติศาสตร์งานฐานรากในประเทศไทย

**อันเสาหินแปดศอกตอกเป็นหลัก ไปมาผลักบ่อยเข้าเสายังไหว
จงฟังหูไว้หูคอยดูไป เชื่อน้ำใจดีกว่าอย่าเชื่อย**

รูปที่ 1-1 สุภาษิตอิศรญาณ¹

คนไทยนั้นได้รู้จักกับฐานรากกันมาเป็นเวลานานแล้ว และเป็นเรื่องที่เกี่ยวข้องกับชีวิตของคนไทยเป็นประจำจนหม่อมเจ้าอิศรญาณในสมัยรัชกาลที่ 4 สามารถนำมาประพันธ์เป็นสุภาษิตได้ ดังนั้นผู้คนที่ไปในยุคสมัยนั้นสามารถเข้าใจได้ไม่ยากกว่าเสาหินที่ยาวแปดศอก² (4 เมตร) นั้นถ้าถูกผลัก (มีแรงกระทำทางด้านข้าง) สลับด้านกันหลายๆ ครั้ง เสาจะเกิดการโยกคลอน (มีแรงต้านทานลดลง) และอีกประการหนึ่งที่สามารถคาดเดาได้จากสุภาษิตนี้คือ ดินในบริเวณนั้นเป็นดินที่มีกำลังต้านทานต่อแรงกระทำต่ำ

สำหรับกรณีศึกษาของฐานรากของไทยในอดีตได้จากเอกสารของ (สันติ 2547) ซึ่งได้ศึกษาชนิดของฐานรากของโบราณสถานในประเทศไทย แบ่งเป็นช่วงได้ดังนี้

- ในสมัยกรุงศรีอยุธยา

ได้แก่ฐานรากขององค์พระปรางค์วัดอรุณราชวรารามมหาวิหาร เป็นฐานรากแผ่ที่รองรับไว้ด้วยไม้ซึ่งมีลักษณะเหมือนเสาเข็ม และเป็นที่นิยมกันแพร่หลายเนื่องจากชั้นดินเป็นที่ราบลุ่มแม่น้ำซึ่งเป็นดินอ่อน

- ในสมัยกรุงรัตนโกสินทร์

ในสมัยนี้ได้เริ่มใช้หลักการทางด้านวิศวกรรมฐานรากมากขึ้นเนื่องจากต้องสิ่งปลูกสร้างส่วนใหญ่อยู่ติดกับแม่น้ำซึ่งเป็นดินอ่อน ตัวอย่างเช่น

ป้อมวิเชียรโชฎก จ. สมุทรปราการ ได้มีการใช้เสาเข็มไม้ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 6 – 7 เซนติเมตร ตอกลึกประมาณ 1 เมตร เป็นฐานรากของป้อม เนื่องจากดินบริเวณชายฝั่งทะเลเป็นดินที่ค่อนข้างอ่อนมาก

¹ สุภาษิตอิศรญาณ เป็นพระนิพนธ์ของหม่อมเจ้าอิศรญาณ ในรัชสมัยพระบาทสมเด็จพระจอมเกล้าเจ้าอยู่หัว

² พระราชบัญญัติมาตราชั่ง ตวง วัด พระพุทธศักราช ๒๔๖๖ จึงกำหนดให้ 1 ศอกยาวเท่ากับ 1/2 ของเมตร (0.5 เมตร)

ในสมัยรัชกาลที่ 1 ได้มีการสร้างวังหน้าทางด้านตะวันออกของแม่น้ำเจ้าพระยาโดยใช้เสาเข็มไม้มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 เซนติเมตร ยาว 1.4 เมตร ตอกห่างกันประมาณ 0.3 เมตร และอัดเศษปูน หิน กระทุ้งแน่น แล้วก่อสร้างอาคารส่วนบน

การสร้างป้อมพระสุเมรุ ได้มีการตอกเข็มไม้หลายขนาดเพื่อเป็นฐานรากของป้อมเพื่อเป็นเข็มพีค ป้องกันดินไหลออก และมีการใช้โองดินเปล่าสูง 55 เซนติเมตรวางห่อล้อมลึกลงในดิน 7 ใบเพื่อลดน้ำหนักกดของดิน

ภูเขาทองวัดสระเกศ ทำการสร้างฐานรากโดยขุดดินลงไปถึงชั้นดินอ่อนมาก แล้วเอาหลักแพทั้งต้นเป็นเข็มหมั่งลงไปจนเต็มแล้วเอาไม้ซุงทำเป็นเข็ม ปูเป็นตารางแล้วก่อศิลาแลงขึ้นมาเกือบเสมอดิน

ในอดีตการก่อสร้างฐานรากที่ใช้เสาเข็มมักจะกระทำตามประสบการณ์ที่ช่างก่อสร้างได้รับมา โดยอาจจะใช้วิธีการลองผิดลองถูก แต่ในปัจจุบันการออกแบบฐานรากจะใช้วิธีการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มจากผลการเจาะสำรวจ หรือทำการก่อสร้างเสาเข็มจริงและทดสอบ ซึ่งไม่ต้องใช้วิธีลองผิดลองถูกเหมือนในอดีต

1.2 งานด้านวิศวกรรมฐานราก

ฐานรากนั้นจำเป็นสำหรับโครงสร้างทุกชนิดที่ได้รับอิทธิพลจากแรงโน้มถ่วงของโลก ซึ่งงานทางด้านวิศวกรรมโยธาเกือบทั้งหมดจะเป็นงานที่เกี่ยวกับโครงสร้างที่มีน้ำหนักมาก วิศวกรจะออกแบบโครงสร้างให้มีการถ่ายน้ำหนักจากโครงสร้างลงสู่ฐานส่วนล่างสุดและถ่ายลงสู่ดิน วิศวกรจะต้องตรวจสอบว่าดินที่รองรับโครงสร้างนั้นจะต้องไม่วิบัติ ซึ่งถ้าดินเกิดการวิบัติถึงแม้ว่าโครงสร้างจะถูกออกแบบมาอย่างดีเพียงไรก็ไม่มีประโยชน์ดังรูปที่ 1-2 และวิศวกรยังจะต้องตรวจสอบว่าดินที่รองรับโครงสร้างจะไม่เกิดการทรุดตัวมากจนก่อให้เกิดความเสียหายต่อตัวโครงสร้างเอง



รูปที่ 1-2 อาคารที่เกิดการทรุดตัวจนใช้งานไม่ได้แต่โครงสร้างอาคารไม่เกิดการวิบัติ (ภาพจากเว็บไซต์ของ วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย)

1.2.1 งานที่ใช้ดินเป็นวัสดุก่อสร้าง

ดินเป็นวัสดุที่มีอยู่เป็นจำนวนมากบนโลก ซึ่งในบางพื้นที่ดินเป็นวัสดุเพียงชนิดเดียวที่จะใช้เป็นวัสดุก่อสร้างได้ และถ้าสามารถใช้ดินในบริเวณใกล้เคียงกับพื้นที่ก่อสร้างได้ดินจะจัดเป็นวัสดุที่มีราคาต่ำที่สุด ในการเลือกที่ดินเป็นวัสดุก่อสร้างนั้นวิศวกรจำเป็นต้องใช้ความรู้ทางปฐพีกลศาสตร์ในการเลือกแหล่งวัสดุที่เหมาะสมโดยพิจารณาจากผลการจำแนกดินตัวอย่างและคุณสมบัติทางกายภาพของดินว่าเหมาะสมเพียงใด และยังคงต้องพิจารณาถึงความสามารถในการบดอัดและคุณสมบัติของดินที่ถูบบดอัดแล้วจะสามารถใช้งานเป็นโครงสร้างได้หรือไม่ และจะต้องมีการตรวจสอบคุณภาพของดินในสนามได้บดอัดได้แน่นเพียงพอหรือไม่ ซึ่งตัวอย่างของการใช้ดินเป็นวัสดุก่อสร้างได้แก่ งานถนน งานสนามบิน งานเขื่อน เป็นต้น



รูปที่ 1-3 งานขยายถนนทางหลวงหมายเลข 2 สายสระบุรี – นครราชสีมา ซึ่งใช้ดินเป็นวัสดุก่อสร้าง



รูปที่ 1-4 เขื่อนลำตะคองเป็นเขื่อนของกรมชลประทาน ใช้ดินเป็นวัสดุสร้างตัวเขื่อน

1.2.2 งานลาดดินและงานขุด

สำหรับงานประเภทนี้เป็นงานที่มีการขุดเปิดหน้าดินเพื่อก่อสร้างสระเก็บน้ำ อ่างเก็บน้ำ หรือขุดเปิดหน้าดินเพื่อก่อสร้างตอม่อของอาคาร (รูปที่ 1-5) หรือในบางกรณีวิศวกรอาจออกแบบลาดดินให้มีความชันที่เหมาะสมที่จะไม่พังทลายเพราะขาดเสถียรภาพในงานถนนดังรูปที่ 1-6 ถึง รูปที่ 1-7



รูปที่ 1-5 การขุดเปิดหน้าดินเพื่อก่อสร้างฐานรากของโครงสร้างทางด่วน



รูปที่ 1-6 ลาดดินขุดเชิงเขาติดกับทางหลวงช่วง แพร่-อุตรดิตถ์



รูปที่ 1-7 การปรับติของลาดดินอ่างเก็บน้ำขนาดใหญ่ใน ต. สุรนารี จ. นครราชสีมา

1.2.3 โครงสร้างที่ก่อสร้างโดยฝังไว้ใต้ดินและกำแพงกันดิน

งานโครงสร้างที่จำเป็นต้องก่อสร้างโดยฝังไว้ใต้ดินส่วนใหญ่จะเป็นโครงสร้างสาธารณูปโภคในพื้นที่เมืองใหญ่ที่มีความต้องการใช้พื้นที่เป็นอย่างมาก ซึ่งถ้าฝังไว้ใต้ดินจะเป็นการประหยัดพื้นที่และเพิ่มทัศนียภาพให้กับพื้นที่แวดล้อมด้วย ในบางกรณีที่มีการขุดหรือถมดินไม่สามารถสร้างลาดดินเพื่อเพิ่มเสถียรภาพได้หรือต้องการถมหรือขุดดินชิดกับเขตที่ดินในชั้นดินที่มีกำลังต้านทานไม่สูงจำเป็นต้องใช้โครงสร้างมาช่วยต้านทานแรงดันดินที่เกิดขึ้นเนื่องจากความต่างระดับนี้ ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างใต้ดินและกำแพงกันดินวิศวกรต้องประยุกต์ความรู้ทางปฐพีกลศาสตร์มาใช้ในการวิเคราะห์ออกแบบและก่อสร้าง โดยจะต้องคำนึงถึงกำลังของดิน และแรงที่เกิดขึ้นในมวลดินเนื่องจากแรงกระทำจากภายนอกด้วย รูปที่ 1-8 และ รูปที่ 1-9 เป็นตัวอย่างของการใช้กำแพงกันดินชั่วคราวเพื่อก่อสร้างโครงสร้างที่ฝังอยู่ใต้ดิน



รูปที่ 1-8 กำแพงกันดินเข็มพืดเหล็กสำหรับก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน



รูปที่ 1-9 กำแพงกันดินแบบเข็มเจาะเรียงต่อเนื่องเพื่อใช้ก่อสร้างอุโมงค์สำหรับรถยนต์

1.3 ปัญหาทางวิศวกรรมที่ต้องใช้ความรู้ทางปฐพีกลศาสตร์

ในการวิเคราะห์ห่ออกแบบและก่อสร้างทางวิศวกรรมที่เกี่ยวข้องกับดิน วิศวกรจำเป็นต้องมีความรู้และเข้าใจในปฐพีกลศาสตร์เป็นอย่างดี เนื่องจากดินเป็นวัสดุธรรมชาติที่แตกต่างจากวัสดุก่อสร้างชนิดอื่นๆที่สามารถสร้างขึ้นมาให้มีคุณสมบัติตามต้องการได้ อีกทั้งดินมีคุณสมบัติที่ขึ้นกับ

ชนิดขององค์ประกอบ, ขนาดคละ, ปริมาณน้ำในดิน, ประวัติของหน่วยแรงที่เคยเกิดขึ้นในเนื้อดิน เป็นต้น ในอดีตที่ผ่านมาบางครั้งก็มักจะมีปัญหาเกิดขึ้นเนื่องจากวิศวกรไม่ได้ตระหนักถึงความจำเป็นของปฏิสัมพันธ์ ตัวอย่างปัญหาที่มักจะพบได้แก่ การวิบัติของลาดดิน, การวิบัติของกำแพงกันดิน, การที่ฐานรากรับน้ำหนักบรรทุกต่ำกว่าที่ต้องการ, การทรุดตัวของฐานรากที่ส่งผลต่อความชำรุดของอาคาร เป็นต้น ซึ่งเราอาจจะพบเห็นได้ตามสื่อต่างๆ หากการวิบัติมีความรุนแรงและส่งผลกระทบต่อชีวิตและทรัพย์สิน ดังตัวอย่างในรูปที่ 1-10 และ รูปที่ 1-11



รูปที่ 1-10 ข่าวหน้าแรก การวิบัติของระบบกันดินสำหรับการก่อสร้างบ่อบำบัดน้ำเสียขนาดใหญ่ที่ฝังไว้ใต้ดิน เมื่อ 17 สิงหาคม 2540 (ข่าวจาก หนังสือพิมพ์เดลินิวส์)



รูปที่ 1-11 ขบวนการวิบัติของถนนสายรังสิต-นครนายก

ในกรณีที่ต้องก่อสร้างคันดินโดยการถมบนชั้นดินเหนียวอ่อน อาจเกิดการวิบัติของคันดินได้ เนื่องจากกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนต่ำ ก่อนการก่อสร้างวิศวกรจึงต้องตรวจสอบเสถียรภาพของคันดินและดินที่อยู่ใต้คันดินว่ามีเสถียรภาพเพียงพอหรือไม่ ซึ่งต้องใช้ความรู้ทางด้านปฐพีกลศาสตร์ในด้านของกำลังต้านทานต่อแรงกระทำจากภายนอกของดิน และวิศวกรอาจจะต้องประมาณค่าการทรุดตัวของคันดินที่ก่อสร้างบนดินเหนียวอ่อนด้วย เพื่อใช้ในการวางแผนการบำรุงรักษาหรือหามาตรการป้องกันซึ่งต้องใช้ความรู้ปฐพีกลศาสตร์ด้านการลดปริมาตรของดินที่ขึ้นกับเวลา รูปที่ 1 6 เป็นตัวอย่างของการทรุดตัวของชั้นดินเหนียวอ่อนที่แตกต่างจากการทรุดตัวของฐานรากสะพานที่วางอยู่บนเสาเข็ม



รูปที่ 1-12 การทรุดตัวที่ต่างกันระหว่างชั้นดินถมกับฐานรากของสะพานที่วางอยู่บนเสาเข็ม



รูปที่ 1-13 ปัญหาการทรุดตัวของฐานรากดินที่วางอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อน ทำให้ศาลพระภูมิเอียงจากแนวตั้ง

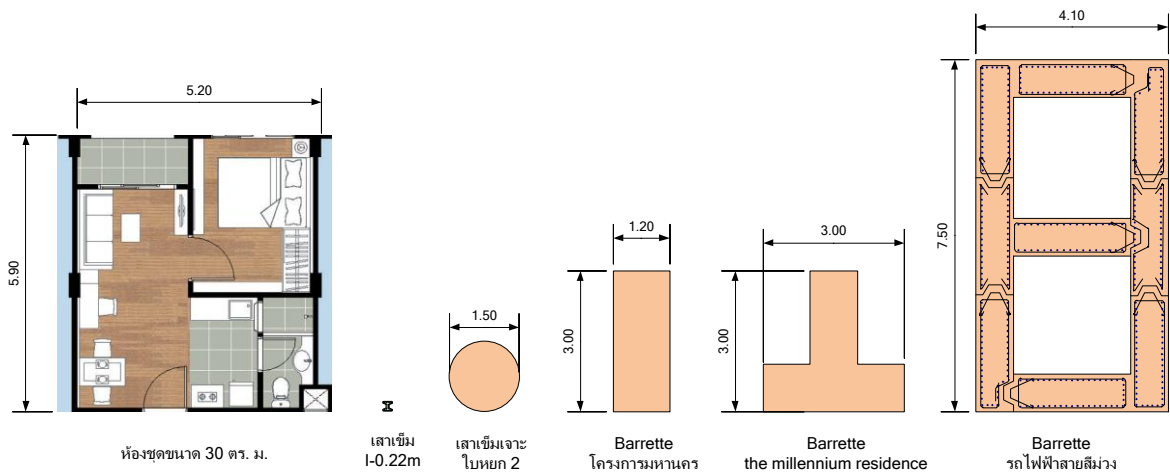
1.4 งานฐานรากสำหรับอาคารที่มีน้ำหนักบรรทุกสูงขึ้น

ความรู้ทางด้านวิศวกรรมฐานรากนั้นได้ถูกปรับปรุงอยู่เสมอเนื่องจากความต้องการใช้พื้นที่ของมนุษย์เพิ่มขึ้นในขณะที่พื้นที่มีอยู่อย่างจำกัด จากในอดีตที่ฐานรากมักจะเป็นฐานรากแผ่ หรือฐานรากที่เป็นเสาเข็มแบบที่ต้องใช้ลูกตุ้มตอกลงในดิน ได้ถูกพัฒนาจนมาเป็นเสาเข็มเจาะที่มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงขึ้นไป เสาเข็มเจาะได้ถูกใช้เป็นฐานรากของโรงงานผลิตกระแสไฟฟ้าที่บางกรวยเมื่อปี พ.ศ. 2505¹ และต่อจากนั้นได้มีการนำวิธีการก่อสร้างเสาเข็มเจาะแบบต่างๆ มาใช้ก่อสร้างเสาเข็มอาทิเช่นในปี พ.ศ. 2514 ได้มีการใช้เสาเข็มเจาะระบบเวียนกลับ (Reverse circulation) ในการก่อสร้างสะพานสมเด็จพระปิ่นเกล้า และได้มีการนำระบบ Continuous flight auger มาใช้ก่อสร้างโรงแรมเพรสซิเดนท์ เป็นต้น

¹ ณรงค์ ทศนิพนธ์ และคณะ (2552), เอกสารประกอบการบรรยายในพิธีมอบรางวัลศาสตราจารย์ ดร. ชัย มุกตพันธุ์

หลังจากปี พ.ศ. 2520 เป็นต้นมาได้มีการนำเครื่องจักรก่อสร้างเสาเข็มเจาะแบบ Rotary drilling ที่พบเห็นโดยทั่วไปในงานก่อสร้างเสาเข็มเจาะขนาดใหญ่มาใช้ และจากนั้นเป็นต้นมาได้มีการพัฒนาการออกแบบและก่อสร้างให้เสาเข็มมีกำลังต้านทานน้ำหนักบรรทุกสูงขึ้น

ในปัจจุบันได้มีการใช้ฐานรากเสาเข็มเจาะเพื่อรองรับน้ำหนักของอาคารและโครงสร้างกันอย่างแพร่หลายขึ้น และมีแนวโน้มที่จะต้องใช้ความรู้ทางด้าน การออกแบบและก่อสร้างฐานรากที่ก้าวหน้ามากกว่าในปัจจุบัน รูปที่ 1-14 ได้เปรียบเทียบขนาดของเสาเข็มเจาะที่ใช้กับขนาดของคอนกรีตมีเนื้อพื้นที่ 30 ตารางเมตร ในอนาคตอาจจะมีการพัฒนาวิธีการออกแบบและก่อสร้างที่ดีกว่าในปัจจุบันก็ได้ ดังนั้นวิศวกรโยธาที่มีหน้าที่เกี่ยวข้องกับวิศวกรรมฐานรากควรจะต้องเตรียมตัวเพื่อให้มีความพร้อมในการทำงานด้านวิศวกรรมต่อไป



รูปที่ 1-14 เปรียบเทียบขนาดของเสาเข็มแต่จะชนิดกับห้องขนาด 30 ตารางเมตร

2 การสำรวจและทดสอบดินในงาน

วิศวกรรมฐานราก

มนุษย์รู้จักสำรวจดินเพื่อทำฐานรากของโครงสร้างมานานแล้ว ในอดีตมักจะใช้วิธีลองโดยไม่มีมาตรฐานระบุอย่างชัดเจนตัวอย่างเช่น ในหนังสือที่เขียนโดยวิศวกรชาวฝรั่งเศสเมื่อปี พ.ศ. 2234 (ค.ศ. 1691) ได้อธิบายวิธีการสำรวจดินเพื่อใช้ก่อสร้างฐานรากไว้ดังนี้ “ให้ลองเจาะหลุมหลายๆหลุมเพื่อหาชั้นดินที่เปลี่ยนแปลง และเพื่อที่จะให้แน่ใจว่าดินที่มีคุณภาพดีนี้ไม่ได้วางอยู่บนดินเหนียว ดินทราย หรือดินใดๆที่จะยุบตัวลงเมื่อมีแรงกดกระทำ ในกรณีที่เจาะหลุมเพื่อดูดินไม่ได้ ก็ให้ใช้ไม้ยาว 6 ถึง 8 ฟุต เคาะพื้นดิน ถ้าเสียงนั้นแน่นและเบาแสดงว่าดินแน่น ดินจะมีกำลังต้านทานแรงกดได้ดี แต่ถ้าเสียงที่ได้ เป็นเสียงที่บดินจะมีกำลังต้านทานแรงกดไม่ดีจึงไม่ควรใช้วางฐานราก”¹

ในการสำรวจดินเพื่อการวิเคราะห์และออกแบบฐานรากนั้น วิศวกรจำเป็นต้องใช้ทั้งพื้นฐานความรู้ทางทฤษฎีของวิศวกรรมปฐพี, และความรู้ทางวิศวกรรมโยธาแขนงอื่นๆประกอบด้วย อีกทั้งทักษะของการค้นหา การรวบรวม เรียบเรียงข้อมูล ให้สามารถนำมาใช้เป็นพารามิเตอร์สำหรับการวิเคราะห์ได้

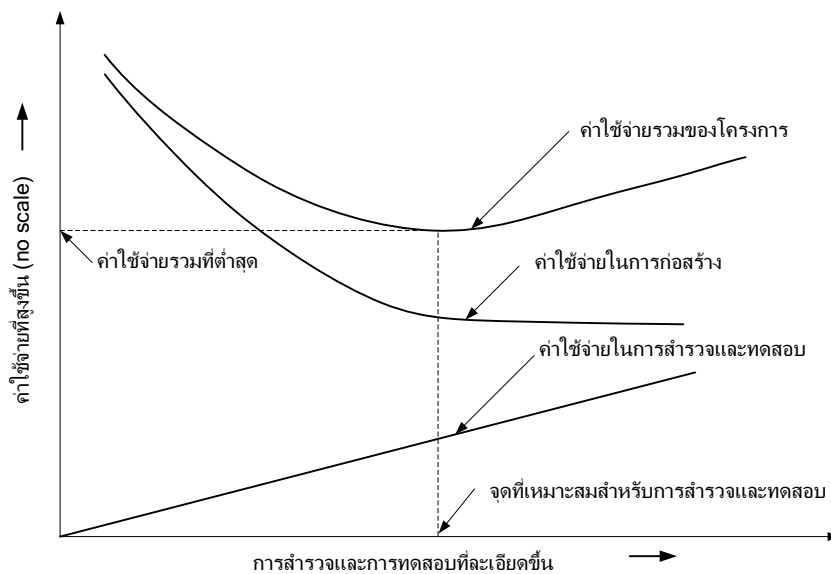
ปัญหาที่มักพบสำหรับผู้ที่ไม่มีประสบการณ์ในการเลือกใช้พารามิเตอร์สำหรับวิเคราะห์และออกแบบมาก่อนคือ ไม่สามารถที่จะแปลงค่าที่ได้จากการทดสอบที่ใช้กันโดยทั่วไปเช่น Standard penetration test ไปเป็นค่าพารามิเตอร์ของดินเช่น Undrained shear strength, s_u หรือค่า Internal friction angle, ϕ ได้ ยิ่งไปกว่านั้นก็คือไม่สามารถตัดสินใจได้ว่าจะใช้จำนวนหลุมเจาะเท่าใดเพื่อที่จะให้เกิดความมั่นใจในการวิเคราะห์ออกแบบดี หรือใช้การทดสอบใดเพื่อที่จะได้พารามิเตอร์ที่เหมาะสมกับการวิเคราะห์ออกแบบแต่ละชนิดดี ในทางวิศวกรรมฐานรากนั้นไม่มีกฎเกณฑ์ที่แน่นอนตายตัว มีแต่เพียงแนวทางและประสบการณ์ที่สั่งสมขึ้นมาเท่านั้น สำหรับประสบการณ์นั้นอาจไม่

¹ Paraphrased from L' Architecture Pratique, a 1691 book of practical design and construction guidelines by the French engineer Bullet

จำเป็นจะต้องเกิดจากการลงมือกระทำเพียงอย่างเดียว อาจได้มาจากการศึกษาข้อมูลที่ได้มีผู้ทำไว้ และได้เขียนเผยแพร่ในวงวิชาการหรือในวงการศึกษา ซึ่งสามารถค้นหาและศึกษาได้ทั่วไป

วสท. ได้กล่าวไว้ว่า “จากการสำรวจโครงการก่อสร้างขนาดใหญ่ทั้งงานอาคาร งานทางหลวง และงานโครงสร้างพื้นฐานที่ล่าช้ากว่า พบว่า ต้นทุนการก่อสร้างโดยเฉลี่ยแล้วจะสูงขึ้นมากกว่างบประมาณที่ประมูลได้ ซึ่งครึ่งหนึ่งของต้นทุนที่สูงขึ้นนี้มักเกิดจากการวางแผนด้านการสำรวจดินไม่มีประสิทธิภาพพอเพียง หรือจากการประมวลผลแปลค่าเพื่อนำผลลัพธ์ข้อมูลงานดินนี้ไปใช้ไม่ถูกต้อง”

สำหรับการเจาะสำรวจดินนั้นจะต้องกระทำอย่างเหมาะสม กล่าวคือในการเจาะสำรวจในปริมาณเพิ่มขึ้นอาจจะทำให้วิศวกรมีข้อมูลมากเพียงพอที่จะสามารถตัดสินใจเลือกใช้โครงสร้างได้อย่างปลอดภัยและประหยัด เมื่อพิจารณาตามเศรษฐศาสตร์ประกอบ แต่ถ้ามีการเจาะสำรวจมากเกินไปจุดหนึ่งจะทำให้ข้อมูลนั้นมีมากเกินไปจนความจำเป็นและไม่ทำให้ค่าใช้จ่ายในการทำโครงสร้างลดลงได้อีก แต่ค่าใช้จ่ายในการเจาะสำรวจจะเพิ่มขึ้น ซึ่งแสดงไว้ในรูปที่ 2-1



รูปที่ 2-1 ประสิทธิภาพของค่าใช้จ่ายของการสำรวจและทดสอบที่เพิ่มขึ้นต่อค่าใช้จ่ายของโครงการ

การสำรวจและการทดสอบดินสำหรับโครงการหนึ่งๆนั้น จะมีข้อมูลการสำรวจและข้อมูลการทดสอบเป็นจำนวนมากซึ่งอาจทำให้การประมวลผลข้อมูลเพื่อนำมาใช้คำนวณต่อค่อนข้างมีความยุ่งยากเนื่องจากโดยปกติแล้วการวิเคราะห์จะสมมุติให้เนื้อดินสม่ำเสมอเพื่อลดความยุ่งยากในการคำนวณและการควบคุมการก่อสร้างถึงแม้ว่าชั้นดินจะมีลักษณะค่อนข้างจะสม่ำเสมอ แต่ก็อาจมีความแปรปรวนในชั้นดินเกิดขึ้นได้ ซึ่งเป็นเรื่องปกติ ดังนั้นก่อนการคำนวณออกแบบจะต้องสร้างรูปตัดชั้นดินขึ้นมาก่อน โดยรูปตัดชั้นดินควรจะระบุถึงคุณสมบัติของดินทางด้านวิศวกรรมในแต่ละ

ความลึกไว้ และควรระบุถึงการเปลี่ยนชนิดของดินไว้เพื่อใช้ในการเลือกพารามิเตอร์ที่เหมาะสมในการคำนวณต่อไป ในการสร้างรูปตัดชั้นดินเพื่อการคำนวณวิเคราะห์ขึ้นมาต้องอาศัย engineering judgement ร่วมกับการเลือกค่าข้อมูลที่เหมาะสมให้กับชั้นดินในกรณีที่มีข้อมูลบางส่วนขาดหายไป ซึ่ง judgement นี้เกิดจากความรู้และความเข้าใจในกระบวนการสำรวจในสนามและการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

2.1 วัตถุประสงค์ของการเจาะสำรวจดิน

ในงานวิศวกรรมปฐพีสิ่งที่จำเป็นประการหนึ่งก็คือการเจาะสำรวจดิน วัตถุประสงค์ในการเจาะสำรวจดินนั้นเพื่อใช้เป็นข้อมูล

- เพื่อใช้เลือกชนิดของฐานราก
- เพื่อใช้หากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากที่เลือกใช้
- เพื่อประมาณค่าการทรุดตัวของฐานรากที่เลือกใช้
- เพื่อหาค่าระดับน้ำใต้ดิน
- เพื่อหาแรงดันดินด้านข้างที่กระทำต่อกำแพง หรือ Abutment
- ใช้ช่วยเขียนกำหนดในการก่อสร้างเพื่อป้องกันปัญหาที่จะเกิดขึ้น
- เพื่อให้หาชนิดของดินที่เหมาะสมในงานถม และหา Degree of compaction
- เพื่อประเมินค่าความปลอดภัยของโครงสร้างเดิม
- เพื่อหาวิธีที่เหมาะสมในการแก้ไข ในกรณีที่โครงสร้างไม่มีความปลอดภัย หรืออาจมีปัญหาเนื่องจากการทรุดตัว

2.2 สิ่งที่ต้องทำในการสำรวจดินตามมาตรฐาน ASTM D420

- การค้นหาข้อมูลเดิมที่มีอยู่แล้ว
- เช่น ข้อมูลชั้นดินของโครงการก่อสร้างที่อยู่ข้างเคียง หรือข้อมูลที่ได้ทำการสำรวจไว้ในขณะออกแบบขั้นต้น ซึ่งสิ่งเหล่านี้จะทำให้วางแผนการเจาะสำรวจได้ดีขึ้น
- การสำรวจในสนามทั้งการสำรวจที่ผิวดินและการเจาะสำรวจโดยวิธีต่าง ๆ เช่น การใช้สว่านมือเจาะ การขุดหลุมทดสอบ หรือการใช้เครื่องมือเข้ามาเจาะสำรวจและเก็บตัวอย่าง เพื่อสำรวจความลึกของน้ำใต้ดิน และชั้นดินที่แข็งแรงพอที่จะวางฐานรากไว้ได้ เช่น ชั้นหินหรือชั้นดินที่มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูง
- การสำรวจสิ่งก่อสร้างที่อยู่ใกล้กับบริเวณที่จะทำการสำรวจว่ามีพฤติกรรมอย่างไร ในแง่ของชนิดของฐานรากที่ใช้ และลักษณะการใช้งาน

2.3 แนวทางการตรวจสอบชั้นดินเพื่องานฐานราก (ว.ส.ท. 2545)

2.3.1 ปัจจัยที่ควรคำนึงถึงในการวางแผนการเจาะสำรวจชั้นดิน

- สภาพชั้นดินที่แปรปรวน อาจพบสภาพชั้นดินที่เหมือนกับชั้นดินในบริเวณใกล้เคียง การวางแผนกำหนดตำแหน่งและจำนวนหลุมจึงมีความสำคัญ
- ขนาดของโครงการ
- ข้อมูลที่ได้เพิ่มเติมในระหว่างการก่อสร้าง

2.3.2 การวางแผนการเจาะสำรวจแบ่งเป็น 3 ขั้นตอน

- สำรวจหาเฉพาะข้อมูลพื้นฐานทางธรณีเทคนิค เพื่อทราบลำดับและความหนาของแต่ละชั้นดินพร้อมทั้งคุณสมบัติพื้นฐานทั่วไปของดินเหล่านั้น
- นำข้อมูลสำรวจเบื้องต้นที่ได้มาศึกษาเปรียบเทียบกับน้ำหนักและรูปร่างของโครงสร้างในผังบริเวณที่กำหนดการก่อสร้าง โดยอาจใช้ข้อมูลที่ได้จากโครงการอื่นซึ่งอยู่ใกล้เคียงกันมาประกอบ เพื่อกำหนดรายละเอียดสำหรับการเก็บตัวอย่างพิเศษ การทดสอบวิเคราะห์ที่ควรจะมีเพิ่มเติม และการกำหนดความลึกที่เหมาะสมในหลุมเจาะสำรวจต่อไป
- ตรวจสอบติดตามผลลัพธ์จากข้อมูลการสำรวจว่าสอดคล้องและเพียงพอสำหรับความต้องการในการออกแบบหรือไม่ ลักษณะดิน/วัสดุที่พบระหว่างก่อสร้างจริงเป็นเช่นไร หรือมีสิ่งผิดปกติเบี่ยงเบนไปจากข้อมูลเบื้องต้นเดิมหรือไม่ หรือมีการเปลี่ยนแนวคิดออกแบบโครงสร้างแตกต่างไปจากแนวคิดเดิมที่ได้ออกแบบไว้แล้ว กรณีเช่นนี้ควรเจาะสำรวจดินเพิ่มบริเวณที่ยังมีข้อสงสัยหรือบริเวณที่ต้องการข้อมูลเพิ่มเติมสำหรับการออกแบบ

2.3.3 แนวทางการตรวจสอบชั้นดิน

วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ได้เสนอแนวทางการตรวจสอบชั้นดินเพื่องานฐานรากในประเทศไทย และได้สรุปออกมาเป็นตารางเพื่อเป็นแนวทาง ในปัจจุบันยังไม่มีข้อกำหนดได้อย่างมีเกณฑ์ตายตัว โดยส่วนใหญ่แล้วจะใช้หลักเกณฑ์ที่เคยปฏิบัติกันอยู่เป็นประจำ ตัวอย่างเช่น

- ในงานอาคาร ถ้าพบว่าชั้นดินนั้นมีสภาพสม่ำเสมอไม่เปลี่ยนแปลงมากนัก หลุมเจาะจะห่างกันประมาณ 40–60 เมตร (โดยเฉลี่ยแล้วหลุมเจาะ 1 หลุมจะเป็นตัวแทนของพื้นที่ขนาด $40 \times 40 \text{ m}^2$ ถึง $60 \times 60 \text{ m}^2$)
- ในงานถนน หลุมเจาะแต่ละหลุมอาจห่างกันถึง 200–500 เมตรตามแนวถนน

2.3.4 แนวทางสำหรับการเจาะสำรวจในเขต กรุงเทพมหานคร และปริมณฑล

ความรู้สึกของหลุมเจาะที่ใช้เป็นแนวทางสำหรับการเจาะสำรวจในเขต กทม. (ดูหมายเหตุ ก) และปริมณฑล ซึ่งได้กล่าวไว้ว่า “ความรู้สึกของหลุมเจาะมักกำหนดขึ้นจากประสบการณ์เจาะสำรวจดินที่สะสมมากกว่า 50 ปี จากข้อมูลที่มีอยู่ และจากข้อมูลสำรวจดินของโครงการที่เปิดใช้งานได้ดีแล้วในละแวกใกล้เคียง”

ตารางที่ 2-1 แนวทางสำหรับการเจาะสำรวจในเขต กรุงเทพมหานครและปริมณฑล (ว.ส.ท. 2545)

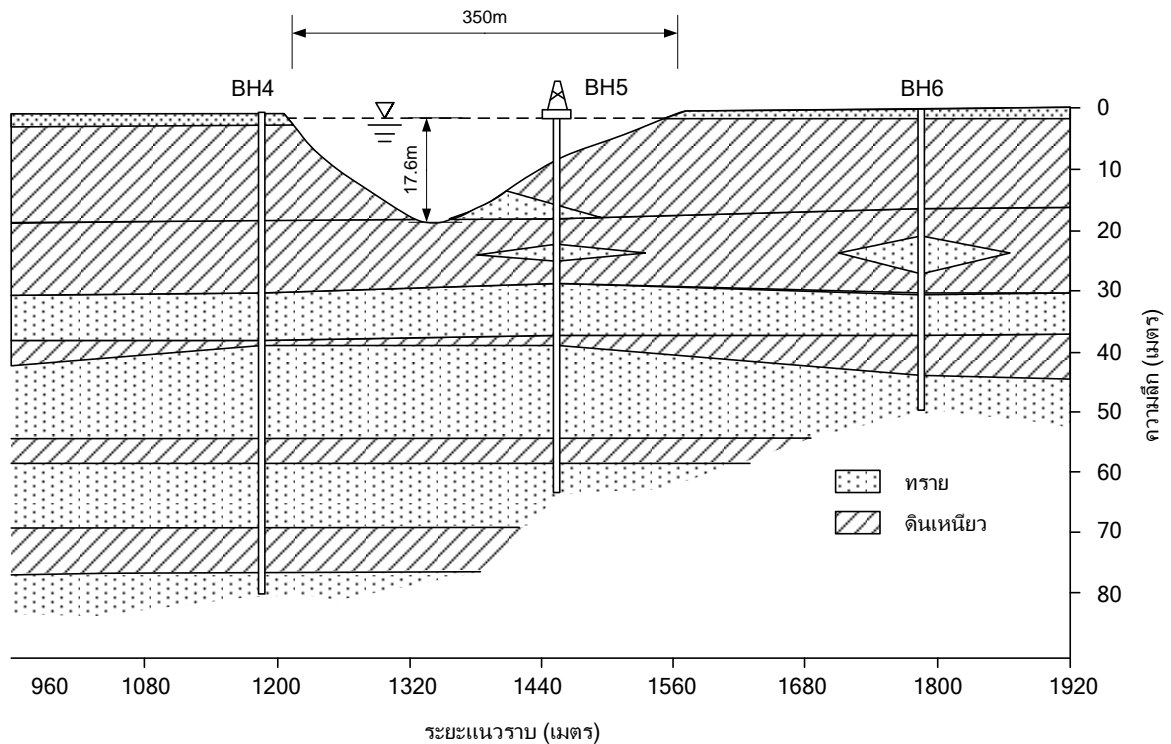
โครงสร้าง	ประมาณการความรู้สึกของปลายเสาเข็มที่จะใช้ (เมตร)	ความรู้สึกของหลุมเจาะ ^(ค)
อาคารปกติสูงไม่เกิน 5 ชั้นหรือโรงงานขนาดเบา	21-23 ^(ข)	30
อาคารปกติสูงไม่เกิน 10 ชั้นหรือโรงงานขนาดหนัก	22-25 ^(ข)	35-40
อาคารปกติสูงไม่เกิน 15 ชั้น	25-30 ^(ข)	40-45
อาคารปกติสูงไม่เกิน 20 ชั้น	25-45 ^(ข)	50-60
อาคารปกติสูงไม่เกิน 24 ชั้น	45-55	60-70
อาคารปกติสูงไม่เกิน 28 ชั้น	50-60	70-80
อาคารสูง 30 ชั้นขึ้นไป	-	80-120

(ก) ยกเว้นบริเวณที่ชั้นดินผิดแปลกไปจากสภาพปกติ เช่น

- บริเวณบางรัก (สันนิษฐานว่าเป็นแนวแม่น้ำเก่า) ซึ่งมีชั้นดินเลนอ่อนมากสีดำกระจายอยู่ในช่วงชั้นความลึก 38 – 50 เมตร
- บริเวณบางพลี ดินอ่อนช่วงบนมีความหนามาก บางพื้นที่ลึกถึง 26 เมตรจากระดับผิวดิน ซึ่งครอบคลุมพื้นที่ประมาณ กม. 28 ของถนนบางนา-บางพลี-บางปะกง
- บริเวณฝั่งธนบุรี มักมีชั้นทรายขี้เป็ด หรือ ตะเข็บของทรายแป้ง (silt seam) กระจายอยู่ทั่วไป โดยมักแทรกอยู่ในชั้นดินอ่อนช่วงบน ความลึก 0- 15 เมตร (รูปที่ 2-2)

(ข) เพื่อให้ความสามารถในการรับน้ำหนักสูงขึ้น ความลึกของฐานรากเสาเข็มที่ใช้อาจเปลี่ยนแปลงได้ ถ้าวิศวกรต้องการที่จะออกแบบเป็นเสาเข็มเจาะ หรือเสาเข็มกลมแรงเหวี่ยงที่ใช้สว่านเจาะนำ (Auger Presses Spun Pile) ซึ่งสามารถก่อสร้างลงไปได้ลึกกว่าโดยไม่มีอุปสรรคจากการตอกหรือเจาะผ่านชั้นทรายแน่น

(ค) ได้ประมาณการความรู้สึกหลุมเจาะไว้ กรณีที่จะใช้เสาเข็มเจาะเป็นทางเลือก โดยมีข้อมูลทางชั้นดินที่เชื่อถือได้ของอาคารข้างเคียงซึ่งได้ก่อสร้างเสร็จสมบูรณ์ และใช้งานเป็นที่น่าพอใจแล้ว



รูปที่ 2-2 ชั้นดินตะกอนทรายบริเวณริมตลิ่งแม่น้ำเป็นสิ่งที่ต้องคำนึงถึงในการวางแผนการเจาะสำรวจ ในรูปเป็นรูปตัดชั้นดินจากการเจาะสำรวจเพื่อก่อสร้างสะพานวงแหวนอุตสาหกรรม

2.3.5 แนวทางสำหรับการเจาะสำรวจในพื้นที่ต่างจังหวัด

สำหรับพื้นที่ต่างจังหวัด ซึ่งได้ตรวจดูสภาพการก่อตัวและการกำเนิดของชั้นดินทางธรณีวิทยาแล้ว มีความเสี่ยงน้อยต่อการทรุดตัวเนื่องจากมีกระเปาะดินเหลวอ่อนแทรกตัวอยู่ หรือจากชั้นดินที่เป็นโพรงช่องว่าง ตารางที่ 2-2 คือแนวทางสำหรับการเจาะสำรวจในพื้นที่ต่างจังหวัด

2 การสำรวจและทดสอบดินในงานวิศวกรรมฐานราก

ตารางที่ 2-2 แนวทางสำหรับการเจาะสำรวจในพื้นที่ต่างจังหวัด (ว.ส.ท. 2545)

โครงสร้าง	ความลึกประมาณการสูงสุด (เมตร) ^(ข)	เกณฑ์สังเกตควบคุมก่อนสิ้นสุดการเจาะสำรวจดิน ^(ค)
อาคารสูง 1-2 ชั้นหรืออาคารโครงสร้างชั่วคราวขนาดใหญ่	25	SPT, N-Value > 35, หนาต่อเนื่องกัน ไม่ต่ำกว่า 3 เมตร
อาคารสูง 3-4 ชั้น (หรือโรงงาน/โกดัง) ขนาดเบา	25	N > 35, หนา 4-5 เมตร หรือ N>40 หนา 3 เมตร
อาคารสูง 5-6 ชั้น (หรือโรงงาน/โกดัง) ขนาดหนักปานกลาง	30	N > 40, หนา 4-5 เมตร หรือ N>45 หนา 3 เมตร
อาคารสูง 6-9 ชั้น (หรือโรงงาน/โกดัง) หนัก	30	N > 45, หนา 4-5 เมตร หรือ N>50 หนา 3 เมตร
อาคารสูง 6-9 ชั้น (หรือโรงงาน/โกดัง) ขนาดหนักมาก	35-40	N > 45, หนา 6 เมตร และความลึกหลุมเจาะต้องไม่น้อยกว่า 15 เมตร หรือ N > 50, หนา 4-5 เมตร และความลึกหลุมเจาะต้องไม่น้อยกว่า 15 เมตร
อาคารหนักพิเศษ เช่น หอประชุม, โรงภาพยนตร์, ห้างสรรพสินค้า อาคารที่มีระยะช่วงเสาห่างกันมาก หรืออาคารสูง 16-18 ชั้น	40-50	N > 50, หนา 6-8 เมตร และความลึกหลุมเจาะไม่ควรน้อยกว่า 20 เมตร

(ก) ยกเว้นจังหวัดที่มักพบสิ่งแปรปรวนหรือการก่อตัวกำเนิดทางธรณีวิทยาที่ไม่สม่ำเสมอ เช่น ภูเก็ต สุราษฎร์ธานี สงขลา ปราชินบุรี (มีชั้นดินอ่อนอยู่ใต้ชั้นดินแข็ง) จันทบุรี และราชบุรีบางพื้นที่

(ข) ประมาณจากความยาวเสาเข็มตอกของอาคารทั่วไปที่ใช้อยู่ปัจจุบัน ซึ่งได้ก่อสร้างแล้วเสร็จและใช้งานเป็นที่น่าพอใจ

(ค) ประเมินจากความสามารถของบ้นจั่น ชนิด และวิธีการตอกเสาเข็ม โดยทั่วไปพบว่าค่าการทรุดตัวของชั้นดินจะลดลงเมื่อเป็นชั้นดินแข็งมากหรือทรายแน่น ที่มีค่า SPT, N-Value > 40 หรือ 50 ครั้ง/ฟุต

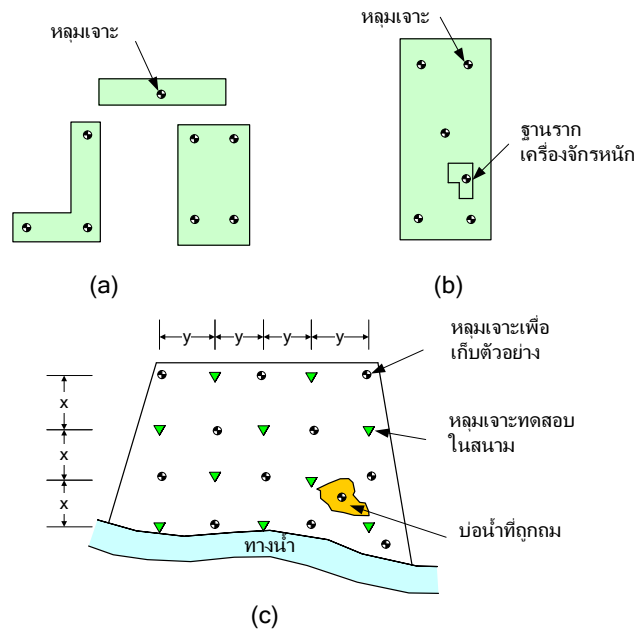
2.3.6 แหล่งข้อมูลหลุมเจาะจากเว็บไซต์ของกรมโยธาธิการ

แหล่งข้อมูลหลุมเจาะสำรวจในประเทศไทยอาจสืบค้นได้จากฐานข้อมูลในอินเทอร์เน็ต ตัวอย่างเช่นฐานข้อมูลรายละเอียดผลการเจาะสำรวจชั้นดินทั่วประเทศของกรมโยธาธิการและผังเมือง จากเว็บไซต์ www.dpt.go.th (www.dpt.go.th 2548) ซึ่งจัดทำขึ้นโดยสำนักควบคุมการก่อสร้าง กลุ่มงานวิเคราะห์วิจัยและพัฒนา ซึ่งข้อมูลเหล่านี้สามารถใช้เป็นข้อมูลเบื้องต้นก่อนในการวิเคราะห์ออกแบบระบบฐานรากเบื้องต้น ในขั้นตอนการออกแบบและประมาณราคา สำหรับโครงการขนาดใหญ่จำเป็นต้องเจาะสำรวจชั้นดินจริงเพิ่มเติมในบริเวณที่จะทำการก่อสร้าง ในกรณีโครงการ

ขนาดเล็กที่ไม่มีการเจาะสำรวจดิน ข้อมูลเหล่านี้จะนำไปใช้เลือกระบบฐานราก ซึ่งดีกว่าการเลือกใช้ฐานรากโดยไม่มีข้อมูลการเจาะสำรวจดินเลย

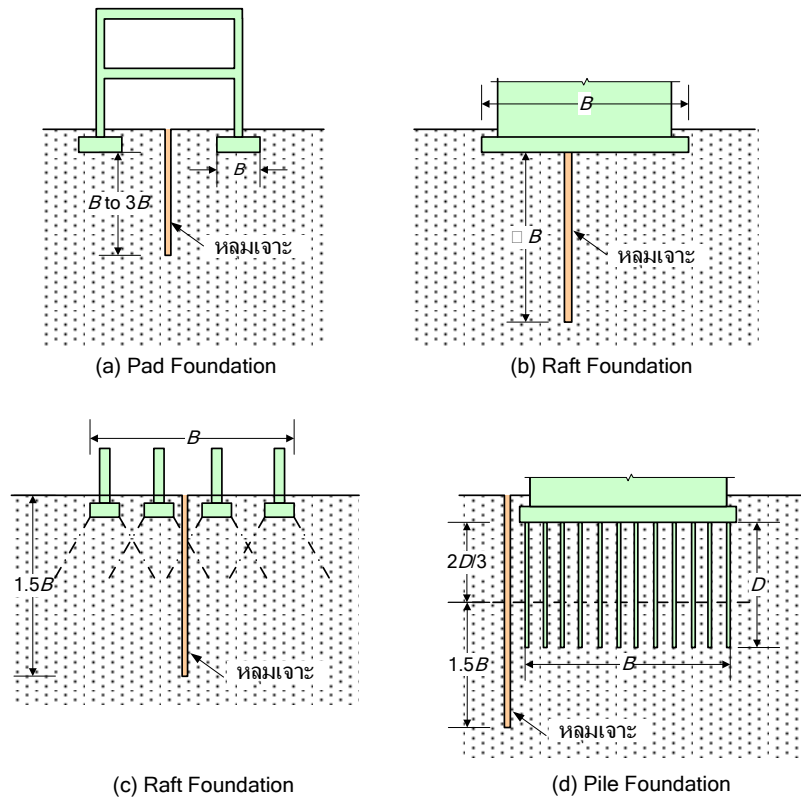
2.4 ตำแหน่งของหลุมเจาะและความลึกของหลุม

ในการเลือกตำแหน่งของหลุมเจาะ ถ้าชั้นดินไม่สม่ำเสมอ อาจต้องการเจาะสำรวจให้ใกล้เคียงกับตำแหน่งของฐานรากมากที่สุด ถ้าในขณะที่ทำการเจาะสำรวจยังไม่มี การวางตำแหน่งโครงสร้าง ตำแหน่งของหลุมเจาะควรจะครอบคลุมบริเวณทั้งหมด จำนวนหลุมเจาะที่จะต้องเจาะขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการ เช่นความสม่ำเสมอของชั้นดิน ถ้าชั้นดินสม่ำเสมอการเจาะหลุมเจาะเพียงไม่กี่หลุมก็อาจเพียงพอแล้ว แต่ถ้าชั้นดินไม่มีความสม่ำเสมออาจจะต้องเจาะหลุมเจาะมากขึ้น ปัจจัยอีกประการหนึ่งก็คือ ค่าใช้จ่ายในการเจาะเมื่อเปรียบเทียบกับมูลค่าของโครงการ โครงการมูลค่าไม่สูงมากนัก ถ้าทำการเจาะสำรวจและทดสอบปริมาณน้อยแต่ใช้ Factor safety สูงขึ้นก็อาจประหยัดกว่า แต่ถ้าเป็นโครงการที่มีมูลค่าโครงการสูงการเจาะสำรวจและทดสอบมากขึ้นจะทำให้ได้ข้อมูลที่ถูกต้องมากขึ้น ซึ่งอาจทำให้ราคาของฐานรากลดลงอย่างมาก สำหรับโครงการทั่ว ๆ ไปในชั้นดินที่ไม่ซับซ้อนและพอจะทราบข้อมูลชั้นดินมาบ้างจะเจาะหลุมเจาะประมาณ 2 หลุมถ้าเป็นไปได้ควรจะเจาะ 3 หลุมเพื่อแสดงรูปตัดชั้นดินได้ทั้งสองแนวตั้งรูปที่ 2-3 ซึ่งเป็นแนวทางการกำหนดตำแหน่งหลุมเจาะ



รูปที่ 2-3 แนวทางการวางตำแหน่งหลุมเจาะโดยทั่วไป (a) อาคารหลายชั้น (b) อาคารโรงงาน (c) พื้นที่ขนาดใหญ่ที่ยังไม่ได้กำหนดตำแหน่งอาคาร (Tomlinson 1995)

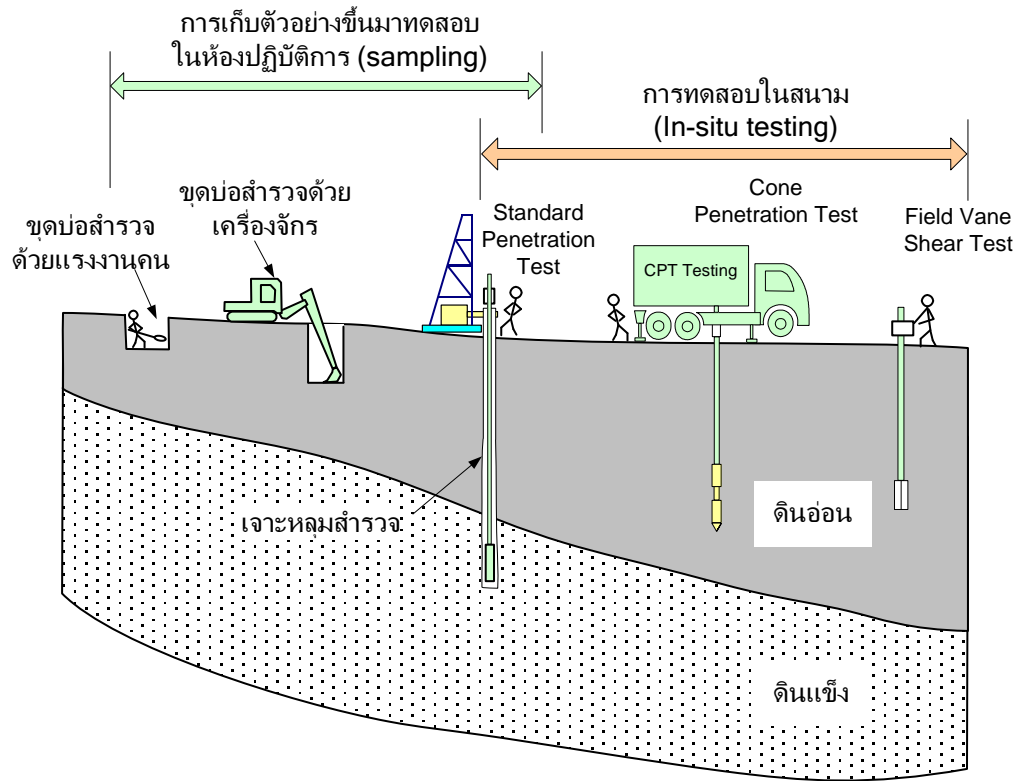
สำหรับความลึกของการเจาะจะต้องพิจารณาจากผลของแรงที่ถ่ายจากฐานรากลงสู่ดินว่ามีผลกระทบลงไปถึงเท่าใด ตัวอย่างเช่นในกรณีของฐานรากแผ่ที่ผิวดิน แรงดันดินที่ความลึก 1.5 เท่าของความกว้างของฐานรากยังมีค่าประมาณ 20% ดังนั้นความลึกของหลุมเจาะน่าจะลึกกว่า 1.5 เท่าของความกว้างของฐานราก แต่ต้องพิจารณาว่ามีชั้นดินอ่อนอื่น ๆ อยู่ใต้ชั้นดินแข็งหรือไม่ถ้าเป็นไปได้ควรจะเจาะสำรวจจนถึงชั้นดินที่แข็งเพียงพอแนวทางการกำหนดความลึกของหลุมเจาะอยู่ในรูปที่ 2-4



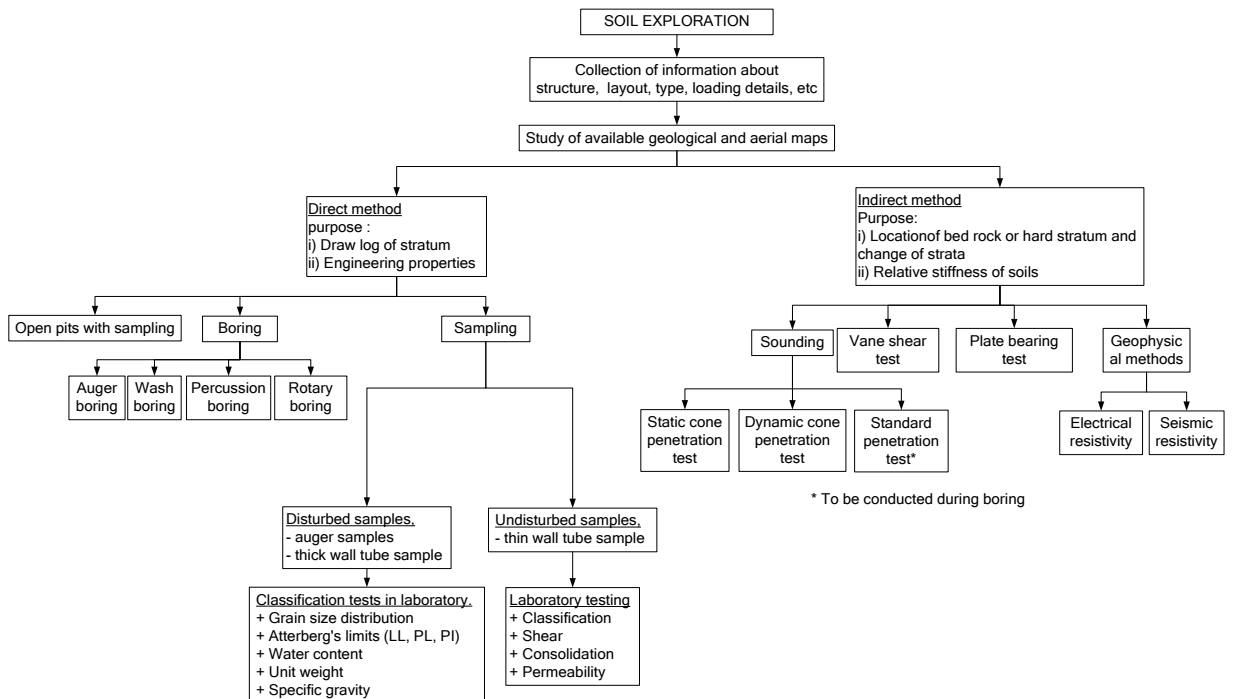
รูปที่ 2-4 วิธีกำหนดความลึกหลุมเจาะสำหรับฐานรากอาคารโครงสร้างชนิดต่าง ๆ (Tomlinson 1995)

2.5 วิธีกำรสำรวจดินเพื่อใช้ในการออกแบบฐานราก

ในการสำรวจดินเพื่อการออกแบบฐานรากนั้นสามารถกระทำได้ทั้งการเก็บตัวอย่างขึ้นมาทดสอบในห้องปฏิบัติการ และการทดสอบในสนาม ซึ่งรูปแบบการเจาะสำรวจดินแสดงดังรูปที่ 2-5 ข้อแตกต่างของการทดสอบทั้งสองวิธีนี้คือ วิธีกำรเก็บตัวอย่างจะต้องเจาะหรือขุดจนถึงระดับที่ต้องการเพื่อเก็บตัวอย่างขึ้นมา ส่วนการทดสอบในสนามนั้นไม่ต้องเก็บตัวอย่างขึ้นมาทดสอบ สำหรับรายละเอียดจะกล่าวในหัวข้อถัดไป



รูปที่ 2-5 รูปแบบการสำรวจดิน



รูปที่ 2-6 การสำรวจดิน ซึ่งรวมถึงการศึกษาเบื้องต้น การเจาะเก็บตัวอย่าง การทดสอบในห้องปฏิบัติการ การทดสอบในสนาม

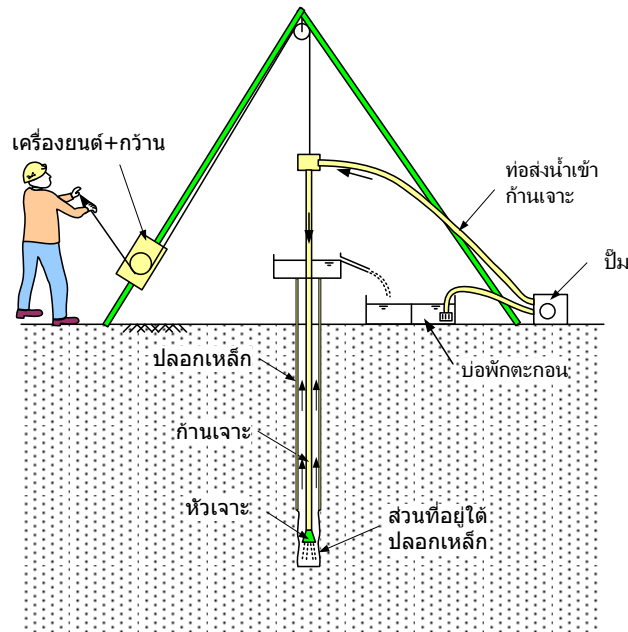
2.5.1 วิธีการขุด เจาะเพื่อเก็บตัวอย่างดิน

ในการเก็บตัวอย่างซึ่งอยู่ลึกลงไปใต้ระดับผิวดินนั้น จำเป็นจะต้องทำการขุดหรือเจาะลงไปจนถึงความลึกที่ต้องการแล้วเก็บตัวอย่างขึ้นมาเพื่อนำไปจำแนกดิน หรือทดสอบเพื่อหาค่าลึงของดิน สำหรับวิธีในการเก็บตัวอย่างนั้นขึ้นอยู่กับสภาพชั้นดินและชนิดของฐานรากที่ต้องการ ซึ่งลักษณะของการเก็บและทดสอบตัวอย่างดินแสดงดังรูปที่ 2-5 โดยถ้าฐานรากมีความลึกไม่มากอาจใช้วิธีขุดบ่อสำรวจโดยใช้แรงงานคนหรือเครื่องจักร แต่ถ้าชั้นดินที่ต้องการสำรวจอยู่ในระดับลึกมาก จำเป็นจะต้องใช้วิธีการเจาะซึ่งวิธีที่ใช้ในการเจาะขึ้นอยู่กับชนิดของชั้นดิน และลักษณะของตัวอย่างที่ต้องการ วิธีทั่วไปที่ใช้ในการเจาะสำรวจดินแสดงดังตารางที่ 2-3

ตารางที่ 2-3 วิธีทั่วไปที่ใช้ในการเจาะสำรวจดิน (Teng 1984)

ชนิดการเจาะ	วิธีการเจาะ	การใช้งาน	หมายเหตุ
บ่อสำรวจ	เจาะด้วยเครื่องมือที่ใช้แรงคน, ใช้รถตักดิน หรือ ใช้เครื่องตักดิน	การเจาะสำรวจชั้นดินไม่ลึกมาก เก็บตัวอย่างดินโดยใช้การเก็บตัวอย่างด้วยมือ	ไม่เหมาะกับหลุมเจาะในดินเม็ดหยาบที่ลึกกว่าระดับน้ำใต้ดิน
สว่าน	เจาะด้วยมือหรือใช้เครื่องเจาะขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 5 ซม. ถึง 15 ซม.	เป็นวิธีปกติที่ใช้ในการเจาะหลุมเจาะสำรวจ	ถ้าใช้สว่านมือจะเจาะได้ลึกไม่มาก
การเจาะแบบฉีดล้าง (Wash boring)	เจาะโดยใช้น้ำหรือน้ำโคลนพุ่งออกทางปลายท่อที่มีหัวกัดดินติดอยู่	เป็นวิธีปกติที่ใช้ในการเจาะหลุมเจาะสำรวจ	
การเจาะแบบเจาะกระทบ (Percussion drill)	เจาะโดยใช้เครื่องเจาะแบบกระทบ (jack hammer) หรือ เครื่องมืออื่น ๆ ที่ทำให้เกิดรูในดินหรือหินด้วยหัวกัดแบบกระทบ	สำหรับใช้เจาะดินที่แข็งมากหรือหิน	
การเจาะแบบหมุน (Rotary drill)	เจาะหินแบบต่อเนื่องโดยใช้หัวเจาะแบบเพชร (diamond drill bit) หรือหัวเจาะแบบ Tungsten carbide ที่ต่อกับกระบอกเก็บตัวอย่างและก้านเจาะ	สำหรับใช้เจาะหินที่แข็งมาก	

สำหรับวิธีเจาะที่นิยมใช้คือวิธีเจาะแบบฉีดล้างดังแสดงในรูปที่ 2-7



รูปที่ 2-7 การเจาะหลุมเจาะโดยการเจาะแบบฉีดล้าง

2.5.2 การเก็บตัวอย่างดิน

หลังจากเจาะหลุมเจาะถึงระดับที่ต้องการแล้ว (ตามหัวข้อ 2.5.1) จะทำการเก็บตัวอย่างที่ระดับนั้น ๆ ในการเก็บตัวอย่างจะทำการเก็บเป็นช่วง ๆ โดยปกติแล้วจะทำการเก็บตัวอย่างทุก ๆ 1.50 เมตร สำหรับวิธีที่ใช้ในการเก็บตัวอย่างจะขึ้นอยู่กับชนิดของดิน ลักษณะของดินที่ต้องการเก็บว่าต้องการตัวอย่างดินแบบคงสภาพเดิมที่ (Undisturbed sample) หรือดินแบบไม่คงสภาพเดิม (Disturbed sample) ซึ่งวิธีทั่วไปที่ใช้เก็บตัวอย่างดินและหินจากหลุมเจาะทดสอบแสดงอยู่ในตารางที่

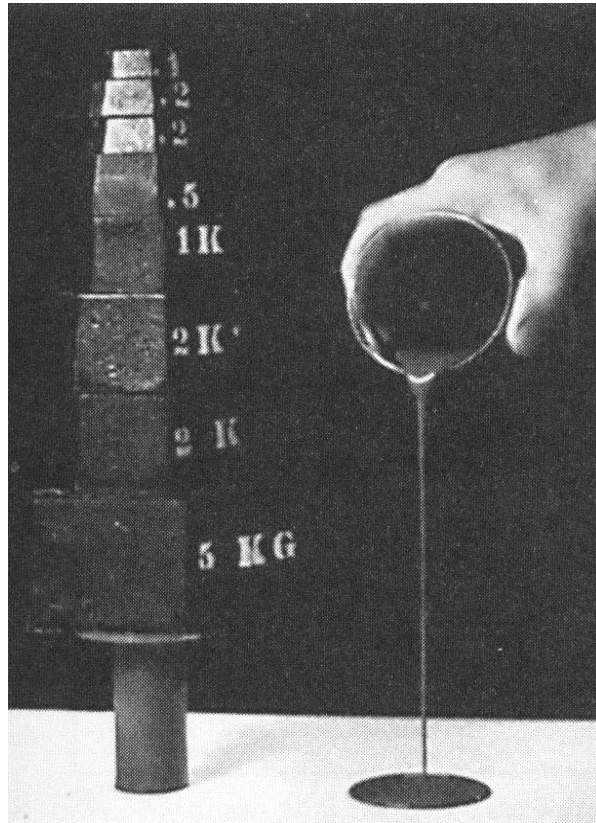
2-4

ตารางที่ 2-4 วิธีที่ใช้เก็บตัวอย่างดินจากหลุมเจาะ (Teng 1984)

ชนิดการเก็บตัวอย่าง	วิธีการเก็บตัวอย่าง	การใช้งาน	หมายเหตุ
ตัวอย่างถูกรบกวนมาก (Highly disturbed samples)	เจาะด้วยสว่าน, นีดลิ่ง หรือ เจาะกระแทก	ตัวอย่างจะเก็บจากดินที่ติดมากับสว่าน หรือดินที่ขึ้นมากับน้ำที่นีดลิ่งก้นหลุม หรือ ฟุ่น หรือเศษหินจากก้นหลุมที่เจาะด้วยวิธีเจาะกระแทก	ไม่เหมาะที่จะใช้ในการสำรวจเพื่อออกแบบฐานราก
กระบอกล่าซีก (Spilt spoon)	กระบอกล่าแบบมาตรฐาน (Standard split spoon) เส้นผ่าศูนย์กลางภายใน = 2 นิ้ว เส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก = 1 ³ / ₈ นิ้ว ความยาวกระบอกล่า = 18-24 นิ้ว กระบอกล่าจะแยกได้ตามความยาวตลอดแนว	เก็บตัวอย่างดินแบบ Disturbed เก็บตัวอย่างดินที่มีความแข็ง เก็บตัวอย่างดินที่ค่อนข้างอ่อน	กระบอกล่าเก็บตัวอย่างชนิดนี้ยังใช้ทดสอบ Standard Penetration Test ได้ด้วย
กระบอกล่าบาง (Thin-walled tube)	ท่อเหล็กแบบไม่มีรอยต่อ ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2-3 นิ้ว ถ้ากดโดยใช้แรงคงที่จะดีกว่าใช้ตุ้มตอก	ใช้เก็บตัวอย่างดินแบบ Cohesive soil แบบ Undisturbed	ไม่เหมาะกับดินเม็ดหยาบหรือดินแข็ง
การเก็บตัวอย่างวิธีเจาะเอาแท่งตัวอย่าง (Core boring)	ใช้หัวเจาะแบบหมุน	เก็บตัวอย่างดินแบบต่อเนื่อง	
เก็บตัวอย่างด้วยการเปิดหน้าดิน	ตัดเก็บตัวอย่างดินจากผนังบ่อสำรวจด้วยมือ	ตัวอย่างถูกรบกวนน้อยที่สุด (Least disturbed) ไม่นิยมใช้ เพราะค่าใช้จ่ายสูง	

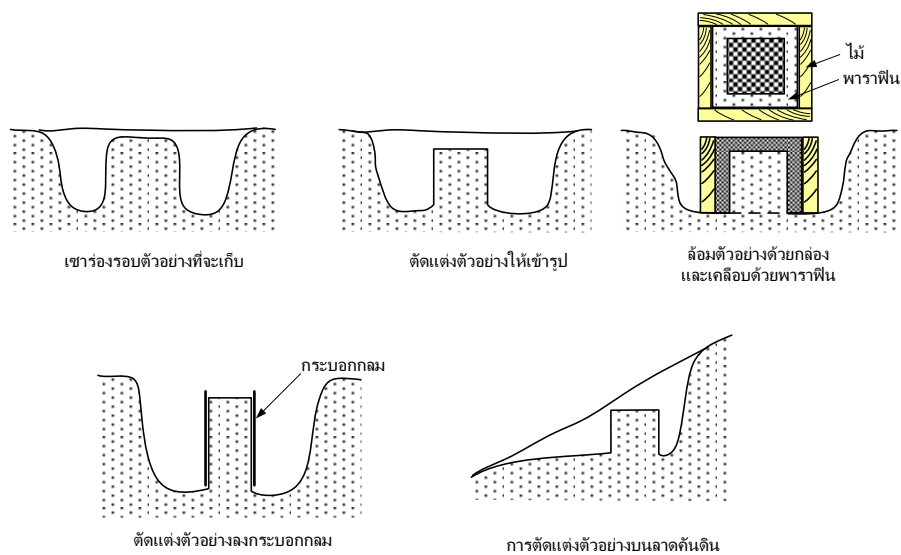
2.5.2.1 การถูกรบกวนของตัวอย่าง (Sample disturbance)

สำหรับดินบางชนิดถ้าถูกแรงกระทำจะมีผลต่อกำลังของดินอย่างมาก รูปที่ 2-8 แสดงให้เห็นว่าเมื่อตัวอย่างไม่ถูกรบกวนจะสามารถรับน้ำหนักกดทับได้ 11 กิโลกรัม แต่เมื่อถูกรบกวนแล้วจะไม่สามารถรับน้ำหนักกดทับได้เลยดังจะเห็นได้จากการที่ดินกลายเป็นของเหลวหนืดที่ไหลได้



รูปที่ 2-8 ผลของการถูกรบกวนของตัวอย่างดินเหนียวที่มีความไวตัวสูง (Powrie 1996)

วิธีการเก็บตัวอย่างที่ถูกรบกวนน้อยมากเป็นวิธีการขุดเปิดหน้าดินจนถึงระดับที่ต้องการเก็บตัวอย่างแล้วตัดแต่งตัวอย่างแบบลูกบาศก์โดยให้มีการรบกวนดินน้อยที่สุดดัง



รูปที่ 2-9 วิธีการเก็บตัวอย่างแบบถูกรบกวนน้อยโดยการขุดเปิดหน้าดิน

สำหรับการเก็บตัวอย่างโดยใช้กระบอกรับตัวอย่างต่อกับก้าน ในขณะที่กดกระบอกรับตัวอย่างดินขึ้นมาจากก้นหลุม ตัวอย่างดินจะไหลเข้าในกระบอกรับตัวอย่าง ในขณะที่ดินไหลเข้ามาใน

กระบอกนั้นจะเกิดแรงเสียดทานระหว่างผิวของกระบอกกับดินซึ่งอาจจะทำให้ตัวอย่างดินถูกรบกวนระดับความรุนแรงของการรบกวนตัวอย่างขึ้นอยู่กับวิธีการกดกระบอกเก็บตัวอย่าง และความหนาของกระบอกเก็บตัวอย่าง ซึ่งความหนาของกระบอกเก็บตัวอย่างจะคำนวณโดยใช้ค่า Area ratio, A_r คำนวณได้โดยใช้สมการที่ 2.1

$$A_r(\%) = \frac{(D_o^2 - D_i^2)}{D_i^2} \times 100 \quad (2.1)$$

เมื่อ D_o คือเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของกระบอกเก็บตัวอย่าง และ D_i คือเส้นผ่านศูนย์กลางภายในของกระบอกเก็บตัวอย่าง ถ้าลองคำนวณค่า Area Ratio ของ กระบอกเก็บตัวอย่าง แบบบาง (รูปที่ 2-10) เปรียบเทียบกับกระบอกเก็บตัวอย่างแบบผ่าซีก (รูปที่ 2-12) ซึ่งเป็นกระบอกเก็บตัวอย่างแบบหนาจะได้ผลดังนี้

Standard spilt spoon sampler: $D_i = 1.38$ นิ้ว และ $D_o = 2$ นิ้ว

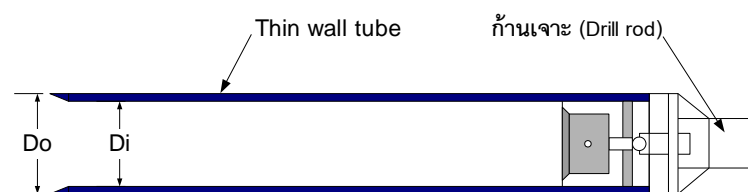
$$A_r = \frac{(2)^2 - (1.38)^2}{(1.38)^2} \times 100 = 110\%$$

Shelby tube sampler ขนาด 2 นิ้ว: $D_i = 1.875$ นิ้ว และ $D_o = 2$ นิ้ว

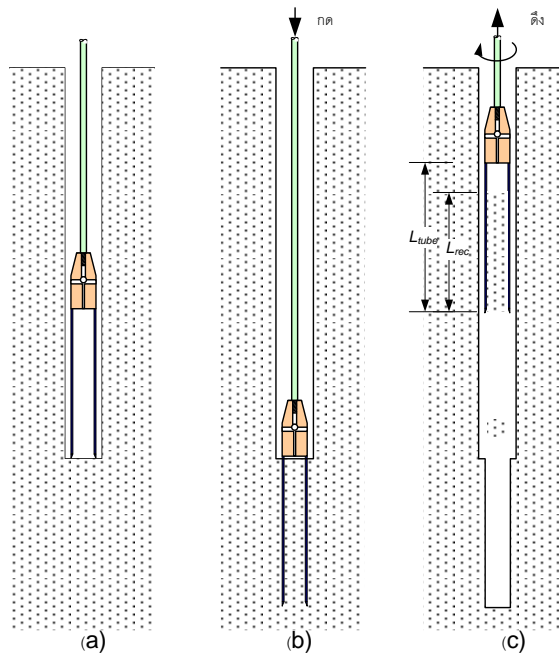
$$A_r = \frac{(2)^2 - (1.875)^2}{(1.875)^2} \times 100 = 13.7\%$$

ซึ่งกระบอกเก็บตัวอย่างที่ถือว่าเป็นตัวอย่างดินคงสภาพที่มีคุณภาพควรจะมี Area ratio อยู่ระหว่าง 10 ถึง 15 เปอร์เซ็นต์ สำหรับดินที่มีความไวต่อการเสียกำลังสูงอาจใช้กระบอกเก็บตัวอย่างที่มีค่า Area ratio = 10 เปอร์เซ็นต์

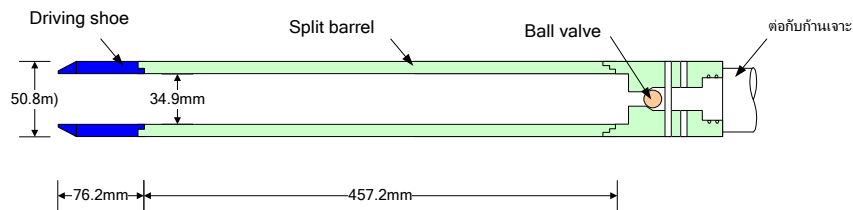
ตัวอย่างที่เก็บโดยใช้ Spilt spoon sampler จะถูกรบกวนมาก (Highly disturbed) สำหรับ Area ratio ของ Shelby tube มีค่ามากกว่า 10% เล็กน้อยซึ่งยังถือว่าเป็นกระบอกเก็บตัวอย่างแบบ Undisturbed อยู่ ตัวอย่าง Disturbed ที่ใช้กระบอกเก็บตัวอย่างแบบ Split spoon เก็บมานั้นสามารถนำไปทดสอบ Grain size distribution, liquid limit, plastic limit และ Shrinkage limit แต่ถ้าจะนำตัวอย่างมาทดสอบ Consolidation, Triaxial หรือ Unconfined Compression จะต้องใช้ตัวอย่างแบบ Undisturbed



รูปที่ 2-10 กระบอกเก็บตัวอย่างแบบบางแบบมีลูกสูบ (Piston sampler)



รูปที่ 2-11 ขั้นตอนการเก็บตัวอย่างด้วย Thin wall sampler (a) หย่อนกระบอกลงในหลุมโดยให้ปากกระบอกลงเหนือก้นหลุม (b) กดก้านเจาะให้กระบอกลงในดินก้นหลุม (c) หมุนตัวอย่างให้ดินปากกระบอกลอยออกจากดินเดิม แล้วดึงก้านเจาะขึ้น ดินตัวอย่างจะติดกระบอกลงมาด้วย



รูปที่ 2-12 กระบอกเก็บตัวอย่างแบบผ่าซีก

2.6 การทดสอบในสนาม

2.6.1 การทดสอบในสนามด้วยวิธี Standard Penetration Test (SPT)

การทดสอบด้วยวิธีนี้ได้พัฒนาขึ้นมาราวปี ค.ศ. 1927 ซึ่งในปัจจุบันเป็นวิธีทดสอบที่นิยมใช้กันมากที่สุดและเป็นการทดสอบที่ประหยัดที่สุดที่จะได้ข้อมูลชั้นดินมาใช้ในการออกแบบ โดย Bowles (Bowles 1996) ประมาณไว้ว่า 85 ถึง 90 เปอร์เซ็นต์ของการออกแบบฐานรากปกติในอเมริกาเหนือและอเมริกาใต้ใช้ข้อมูล SPT ในการออกแบบ การทดสอบจะอ้างอิงมาตรฐาน ASTM D 1586 โดยมีขั้นตอนโดยสังเขปดังนี้

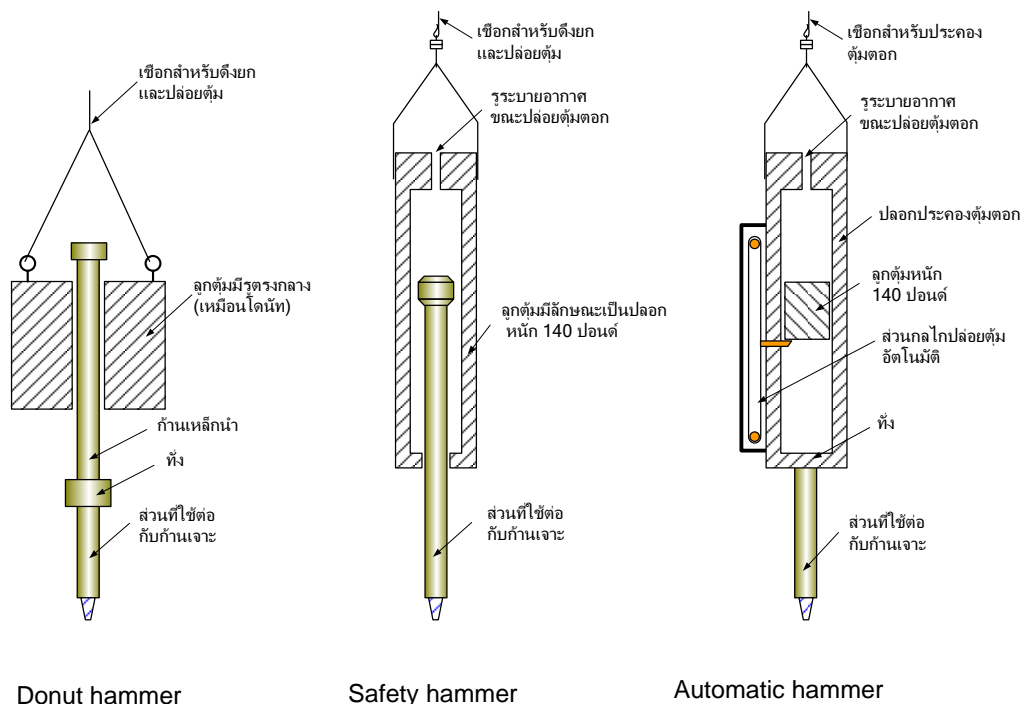
ตอกกระบอกรูปแบบผ่าซีกแบบมาตรฐาน ซึ่งมีขนาดดังรูปที่ 2-12 โดยให้ปลายของกระบอกลงอยู่พอดีกับระดับก้นหลุมเจาะ โดยการตอกจะใช้ตุ้มตอกที่มีน้ำหนัก 140 ปอนด์ (63.5 กิโลกรัม) ในการตอกแต่ละครั้งจะยกตุ้มสูง 30 นิ้ว (762 มิลลิเมตร) ตกอย่างอิสระ ดังรูปที่ 2-12

ในการตอกจะตอกให้กระบอกจมลงในดินเป็นระยะ 18 นิ้ว โดยแบ่งระยะของการตอกเป็น 3 ช่วง ช่วงละ 6 นิ้ว ค่า SPT, N จะเป็นจำนวนครั้งของการตอก 12 นิ้วสุดท้าย หน่วยของค่า SPT, N จะเป็นครั้งต่อฟุต (blows/ft) ที่ไม่รวมเอาจำนวนครั้งของการตอก 6 นิ้วแรกเนื่องจากดินช่วงส่วนนี้จะถูกรบกวนอย่างมากจากระบวนการเจาะดิน ในกรณีที่ตอกทดสอบแล้วตอกไม่ลงจะหยุดการทดสอบเมื่อ

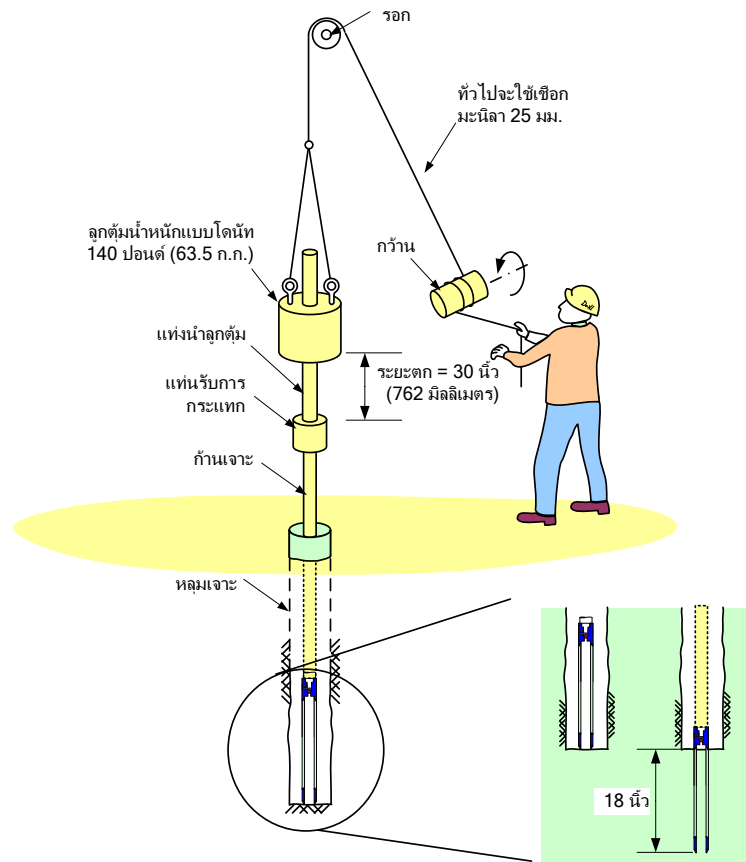
- ตอกเกินกว่า 50 ครั้งแล้วกระบอกจมลงเพียง 150 มิลลิเมตร
- ตอกเกินกว่า 100 ครั้งเพื่อให้กระบอกจมลง 300 มิลลิเมตร
- ตอกต่อเนื่องกัน 10 ครั้งแล้วกระบอกไม่จมลงเลย

ในกรณีที่ไม่สามารถทดสอบตอกจนถึงระยะตามมาตรฐาน จะบันทึกผลการทดสอบเป็นจำนวนครั้งของการตอกต่อระยะที่จมลงไป ตัวอย่างเช่น 70/100 หมายถึง ตอกทดสอบ 70 ครั้งแล้วกระบอกจมลง 100 มิลลิเมตร หรือ 85/4นิ้ว หมายถึงตอกทดสอบ 85 ครั้งแล้วกระบอกจมลง 4 นิ้ว เป็นต้น

สำหรับชนิดลูกตุ้มน้ำหนักโดยทั่วไปที่มักจะใช้ในการทดสอบมีหลายชนิดดังรูปที่ 2-13 ซึ่งแตกต่างกันในวิธีการยกตุ้มน้ำหนักและวิธีการตอก ซึ่งทำให้ประสิทธิภาพของการตอกของแต่ละผู้ผลิตแตกต่างกัน ในการออกแบบลูกตุ้มและวิธีการตอกส่วนใหญ่จะพยายามทำให้ได้ประสิทธิภาพของการตอกประมาณ 60 เปอร์เซ็นต์ ดังนั้นเพื่อให้ค่าที่ได้มีพลังงานที่ใช้เท่ากันจึงต้องมีการปรับแก้โดยใช้สมการที่ 2.2



รูปที่ 2-13 ชนิดของตุ้มน้ำหนักที่ใช้ในการทดสอบ SPT



รูปที่ 2-14 การทดสอบ Standard Penetration

2.6.1.1 การปรับแก้ค่า Standard penetration

ค่า SPT, N ที่ได้จากการทดสอบในสนามอาจจะต้องมีการปรับแก้ ซึ่งสาเหตุที่ต้องมีการปรับแก้ประการแรกได้แก่ การที่ขั้นตอนการทดสอบที่ไม่เหมือนกันในแต่ละภูมิภาค จึงได้มีการแปลงค่า SPT, N ที่วัดได้ไปเป็นค่า N_{60} ซึ่งเสนอไว้โดย Skempton, 1986 ดังสมการ

$$N_{60} = \frac{E_m C_B C_S C_R}{0.6} N_{\text{measured}} \quad (2.2)$$

โดยที่

N_{60} = ค่า SPT, N ที่ปรับแก้เนื่องจากวิธีและขั้นตอนการทดสอบ

E_m = ประสิทธิภาพของการตอก (ตารางที่ 2-5)

C_B = ค่าปรับแก้เนื่องจากขนาดของหลุมเจาะ (ตารางที่ 2-6)

C_S = ค่าปรับแก้เนื่องจากวิธีการเก็บตัวอย่างด้วยกระบอกเก็บตัวอย่างแบบผ่าซีก (ตารางที่ 2-6)

C_R = ค่าปรับแก้เนื่องจากความยาวของก้านเจาะ (ตารางที่ 2-6)

N_{measured} = ค่า SPT, N ที่วัดได้จากการทดสอบ

ตารางที่ 2-5 ประสิทธิภาพของการตอก (Coduto 2001)

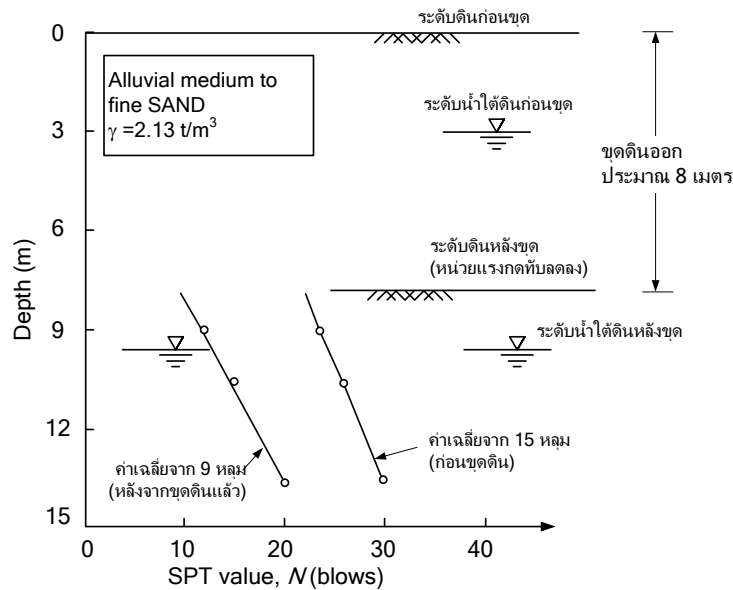
ประเทศ	ชนิดของดัมตอก	วิธีการปล่อยดัมตอก	ประสิทธิภาพของการตอก
จีน	แบบปล่อยอัตโนมัติ	ปล่อยเป็นรอบ	0.60
	แบบโค่นท์	ปล่อยด้วยมือ	0.55
	แบบโค่นท์	ก๊ว่น	0.50
ญี่ปุ่น	แบบโค่นท์	ใช้ไกลปล่อยดัม	0.78 – 0.85
	แบบโค่นท์	ก๊ว่น 2 รอบและปล่อยด้วยวิธีพิเศษ	0.65 – 0.67
สหราชอาณาจักร	แบบปล่อยอัตโนมัติ	ปล่อยเป็นรอบ	0.73
สหรัฐอเมริกา	แบบนิรภัย	ก๊ว่น 2 รอบ	0.55–0.60
	แบบโค่นท์	ก๊ว่น 2 รอบ	0.45

ตารางที่ 2-6 ค่าปรับแก้เนื่องจากขนาดของหลุมเจาะ, หัวเก็บตัวอย่าง และ ความยาวของก้านเจาะ (Coduto 2001)

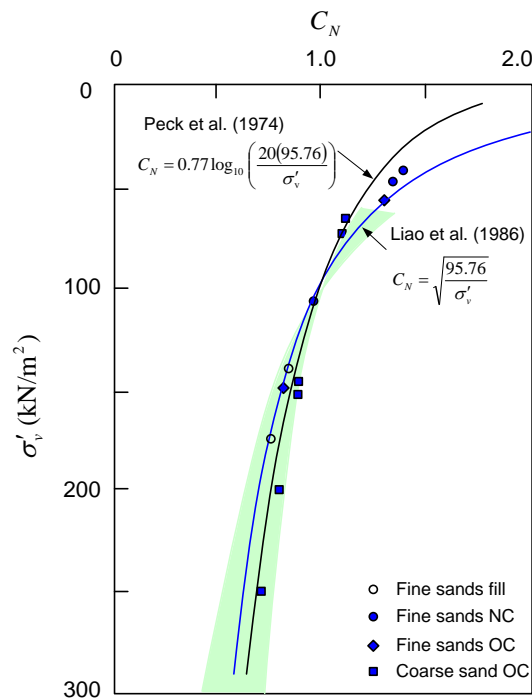
สาเหตุของการปรับแก้	ชนิด/ขนาด ของเครื่องมือ	ค่าปรับแก้
ขนาดของหลุมเจาะ, C_B	65 ถึง 115 มิลลิเมตร	1.00
	150 มิลลิเมตร	1.05
	200 มิลลิเมตร	1.15
เนื่องจากวิธีการเก็บตัวอย่าง, C_S	วิธีการเก็บแบบมาตรฐาน	1.00
	เก็บตัวอย่างโดยไม่ใช้ liner	1.20
เนื่องจากความยาวของก้านเจาะ, C_R	3 ถึง 4 เมตร	0.75
	4 ถึง 6 เมตร	0.85
	6 ถึง 10 เมตร	0.95
	มากกว่า 10 เมตร	1.00

การปรับแก้ประการที่สอง สำหรับดินเม็ดหยาบ (Granular soil) หน่วยแรงกดทับประสิทธิผลในแนวตั้งของดิน σ'_v จะมีผลต่อ ค่า SPT, N ดังรูปที่ 2-16 จะเห็นว่าเมื่อ σ'_v มีค่าสูงกว่า 100 kN/m² SPT, N ที่ได้จากการทดสอบจะมีค่าสูงเกินจริง ในทางกลับกันถ้า σ'_v น้อยกว่า 100 kN/m² ค่า SPT, N มีค่าต่ำเกินจริง

รูปที่ 2-15 เป็นการลดลงของค่า SPT, N เมื่อหน่วยแรงกดทับลดลงเนื่องจากการขุดลอกดินออกเป็นความลึก 8 เมตร ดินที่ถูกขุดลอกออกเป็นดินทรายแม่น้ำละเอียดปานกลางถึงละเอียด การขุดดินออกจะทำให้ Vertical effective stress ลดลงประมาณ 9 ตันต่อตารางเมตร ซึ่งทำให้ค่า SPT, N ลดลงประมาณ 10 blows/ft ดังนั้นถึงแม้ว่าดินจะเป็นชนิดเดียวกันแต่ถ้ามีหน่วยแรงกดทับสูงจะทำให้ผลการทดสอบสูงด้วย การนำไปใช้ออกแบบจะต้องทำการปรับแก้เนื่องจากผลของน้ำหนักกดทับเสียก่อน



รูปที่ 2-15 การลดลงของหน่วยแรงกดทับในแนวตั้งเนื่องจากการขุดลอกดินออกประมาณ 8 เมตรทำให้ค่า SPT-N ลดลง (ต้นฉบับจาก Laxroix and Horn, 1973) คัดลอกและแปลจาก (CIRIA_Report_143)



รูปที่ 2-16 ผลของ Effective overburden pressure ต่อค่า SPT, N พื้นที่แรงงาเป็นผลที่ได้จากห้องปฏิบัติการ พื้นที่ไม่แรงงาได้จากการทดสอบในสนาม (Skempton, 1986)

ดังนั้นค่า SPT, N ที่ได้จากการทดสอบในสนามที่มี σ'_v ต่างกันจะต้องปรับแก้โดยเทียบกับค่า SPT, N ที่ σ'_v มาตรฐานโดยใช้สมการ

$$N_{corrected} = C_N N_{Filed} \tag{2.3}$$

โดยที่

$N_{correct}$ คือค่าที่ปรับแก้แล้วโดยเทียบกับค่า SPT, N ที่ $\sigma'_v = 95.6 \text{ kN/m}^2$ (ตำราบางเล่มระบุค่า $\sigma'_v = 100 \text{ kN/m}^2$)

C_N คือค่าปรับแก้

N_{Filed} คือค่า SPT, N ที่ทดสอบได้ในสนาม

มีผู้เสนอวิธีปรับแก้เชิงประสบการณ์สำหรับค่า C_N ไว้หลายวิธี เช่น Bazaraa (1967), Peck and Bazaraa (1969), Peck et al. (1974), Tang (1962), Seed (1976, 1979) Tokimatsu and Yoshimi (1983) แต่สมการที่ใช่ง่ายที่สุดจะเป็นสมการของ Liao and Whitman (1986) ซึ่งให้ผลดีเหมือนกับวิธีอื่น

ในระบบ U.S.

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v \text{ (ton/ft}^2\text{)}}}$$

สำหรับระบบ SI

$$C_N = \sqrt{\frac{1(95.76)}{\sigma'_v \text{ (kN/m}^2\text{)}}}$$

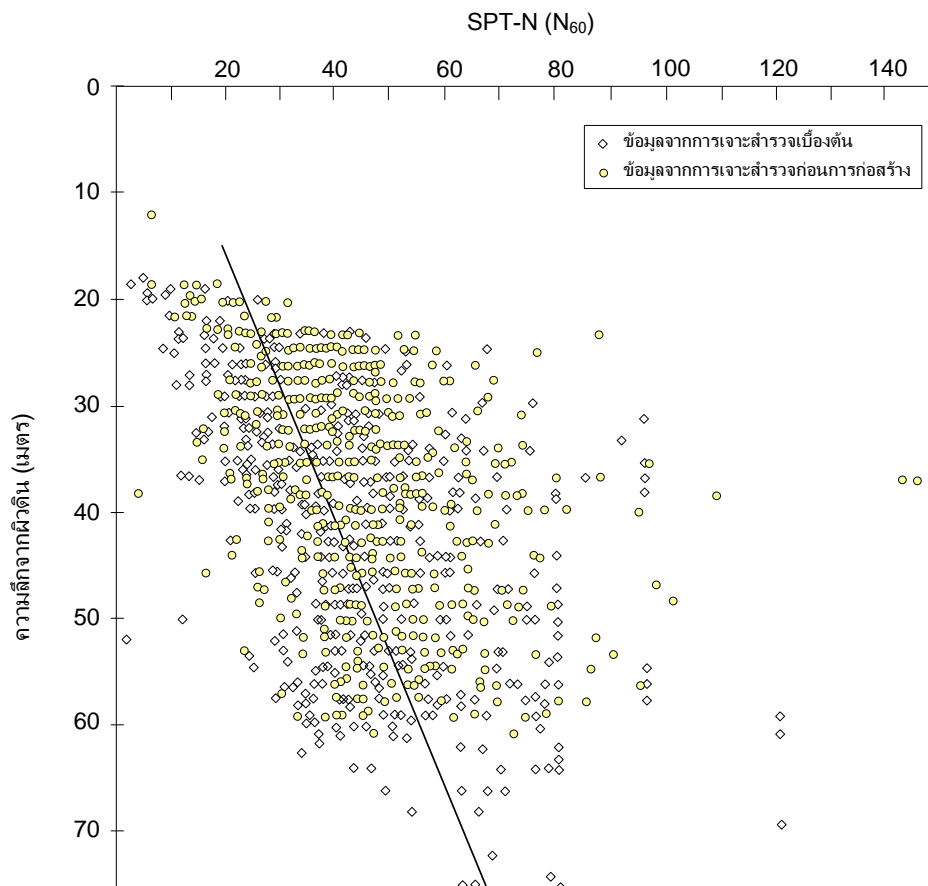
สำหรับระบบ Metric

$$C_N = \sqrt{\frac{1(9.76)}{\sigma'_v \text{ (tons/m}^2\text{)}}}$$

จะสังเกตเห็นว่าสมการทั้งสามนั้นเป็นสมการเดียวกัน เพียงแต่มีการแปลงหน่วยจากระบบ U.S. มาเป็นระบบ SI หรือระบบ Metric เท่านั้น

2.6.2 การใช้ข้อมูลการทดสอบ SPT

ค่า SPT-N เป็นแค่เพียงดัชนีชี้วัดพฤติกรรมของดินตอบสนองต่อการตอกเท่านั้น ไม่ได้เป็นการวัดคุณสมบัติทางกลของดินโดยตรง ดังนั้นการจะนำไปใช้วิเคราะห์ทางด้านวิศวกรรมปฐพี จำเป็นจะต้องเปลี่ยนเป็นข้อมูลที่สามารถใช้ได้เสียก่อนโดยอาศัยความสัมพันธ์เชิงประสบการณ์ที่มีผู้ทำไว้ก่อนแล้ว ซึ่งความสัมพันธ์ที่มีอยู่นั้นส่วนใหญ่จะค่อนข้างหยاب โดยเฉพาะความสัมพันธ์ที่สร้างขึ้นโดยอาศัยข้อมูลที่ได้จากเครื่องมือทดสอบรูนเกาที่แตกต่างกันไปจากเครื่องมือทดสอบที่ใช้กันอยู่ในปัจจุบัน ตัวอย่างที่เห็นได้ชัดคือถ้าได้ค่า SPT เท่ากับ 20 ครั้งต่อฟุต เมื่อต้องการแปลงค่าไปเป็น unconfined compression test จะมีค่าได้ตั้งแต่ 15 ตันต่อตารางเมตร ไปจนถึง 40 ตันต่อตารางเมตร ซึ่งผู้สร้างความสัมพันธ์ได้แนะนำให้ใช้เท่ากับ 20 ตันต่อตารางเมตร จะเห็นได้ว่าค่าที่แนะนำนั้นผิดไปจากที่เป็นไปได้มากทีเดียว ความไม่แน่นอนอีกประการหนึ่งได้แก่ความไม่แน่นอนของข้อมูลการทดสอบ SPT เอง โดยตัวอย่างของการทดสอบ SPT ในบริเวณเดียวกันที่มีชั้นดินค่อนข้างสม่ำเสมอให้ผลที่กระจัดกระจายมากดังรูปที่ 2-17 ดังนั้นในการใช้ค่า SPT ในการออกแบบนั้นจะต้องระลึกรู้เสมอว่าค่าที่ได้นั้นเป็นเพียงค่าดัชนีเท่านั้น



รูปที่ 2-17 ผลการทดสอบ Standard penetration test ในชั้นดินกรุงเทพฯที่ค่อนข้างสม่ำเสมอ

2.6.2.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง SPT, N-Value กับพารามิเตอร์ของดิน

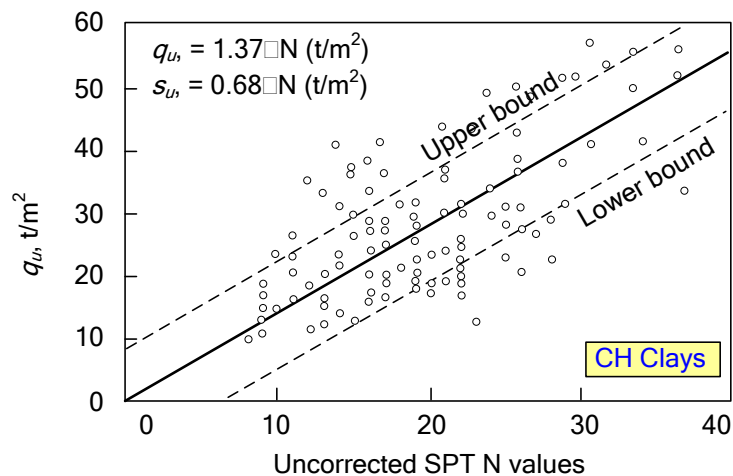
ได้มีการนำเอาค่า SPT-N value ไปสร้างความสัมพันธ์กับคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินที่ใช้ในการออกแบบ ดังแสดงในตารางที่ 2-7

ตารางที่ 2-7 ค่าความหนาแน่นของทราย และความแข็งของดินเหนียว จากผลการทดสอบ Standard Penetration Test (Peck, Hanson and Thornburn, 1974)

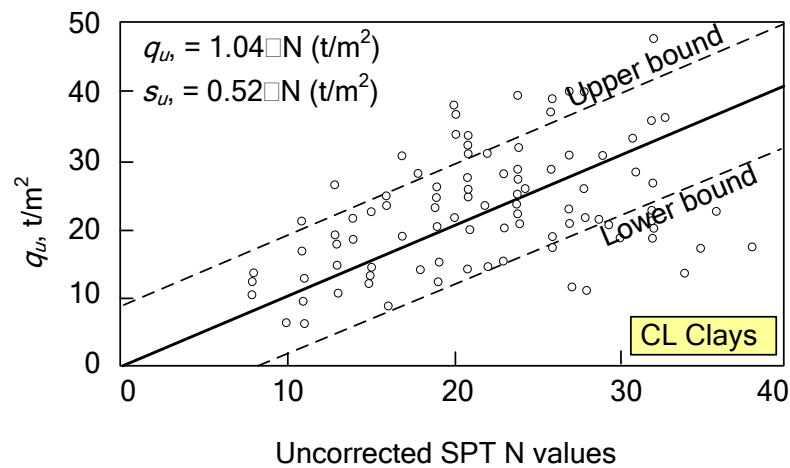
SANDS (Fairly Reliable)		CLAYS (Rather Unreliable)		
Number of blows per ft, N	Relative density	Number of blows per ft, N	Consistency	Unconfined compressive strength, t/sq.m.
		Below 2	Very Soft	0-2.5
0-4	Very Loose	2-4	Soft	2.5-5.0
4-10	Loose	4-8	Medium	5.0-10.0
10-30	Medium	8-15	Stiff	10.0-20.0
30-50	Dense	15-30	Very Stiff	20.0-40.0
Over 50	Very Dense	Over 30	Hard	Over 40

2.6.2.2 ประมาณค่า Undrained shear strength ของดินเหนียวจากค่า SPT, N

(Pitupakorn, 1982) ได้เสนอการประมาณค่า Undrained shear strength นี้จะได้อมาจากความสัมพันธ์เชิงประสพการณ์ที่ได้จากการทดสอบตัวอย่างดินในสนามและในห้องปฏิบัติการเป็นจำนวนมากแล้วจึงนำมาสร้างความสัมพันธ์ ซึ่งความสัมพันธ์จะแบ่งตามค่าพลาสติกซิตีของดิน โดยถ้าเป็นดินเหนียวที่มีค่าพลาสติกซิตีสูงจะใช้รูปที่ 2-18 ส่วนดินเหนียวที่มีค่าพลาสติกซิตีต่ำจะใช้รูปที่ 2-19



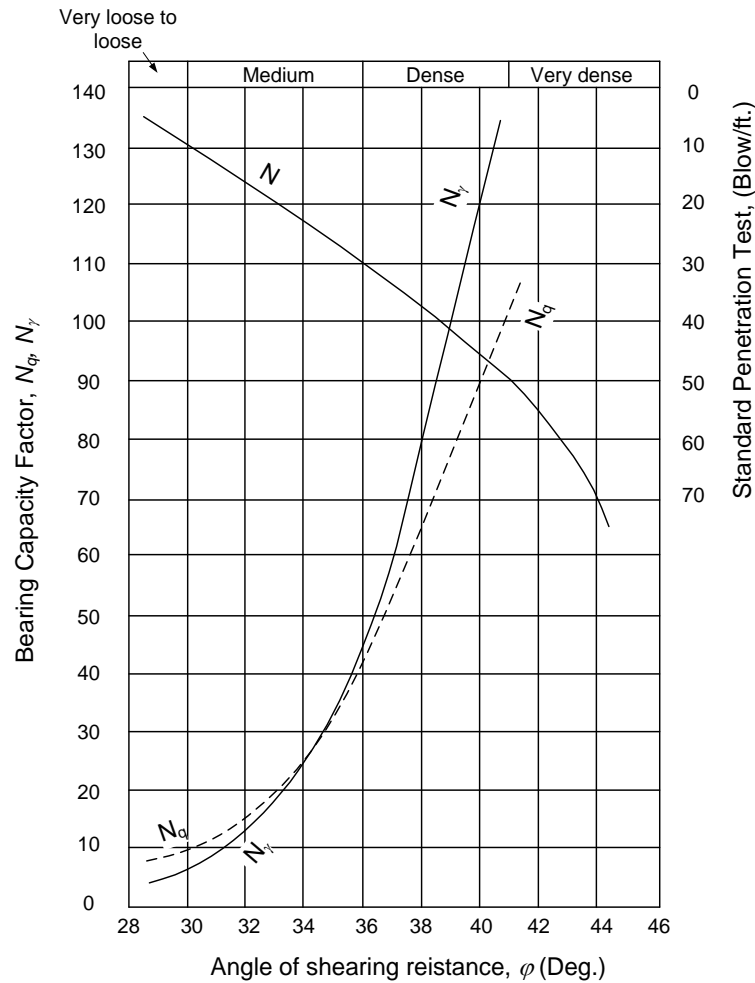
รูปที่ 2-18 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT-N Value กับค่า Unconfined compressive strength สำหรับดินเหนียวที่มีค่าพลาสติกซิตีสูง (Pitupakorn, 1982)



รูปที่ 2-19 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT-N Value กับค่า Unconfined compressive strength สำหรับดินเหนียว ที่มีค่าพลาสติกดีต่ำ (Pitupakorn, 1982)

2.6.2.3 ประมาณค่ามุมเสียดทานของทรายจากค่า SPT-N

การประมาณค่ามุมเสียดทานภายในของดินทรายจากผลการทดสอบ SPT ได้เสนอไว้โดย Peck (Peck, Hanson et al. 1953) ดังรูปที่ 2-20 ซึ่งได้รวมเอาความสัมพันธ์ระหว่าง bearing capacity factor, N_q และ N_γ กับค่ามุมเสียดทานภายในเอาไว้ด้วย



รูปที่ 2-20 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT-N กับค่า N_q , N_y และ ϕ (Peck, Hanson and Thornburn, 1974)

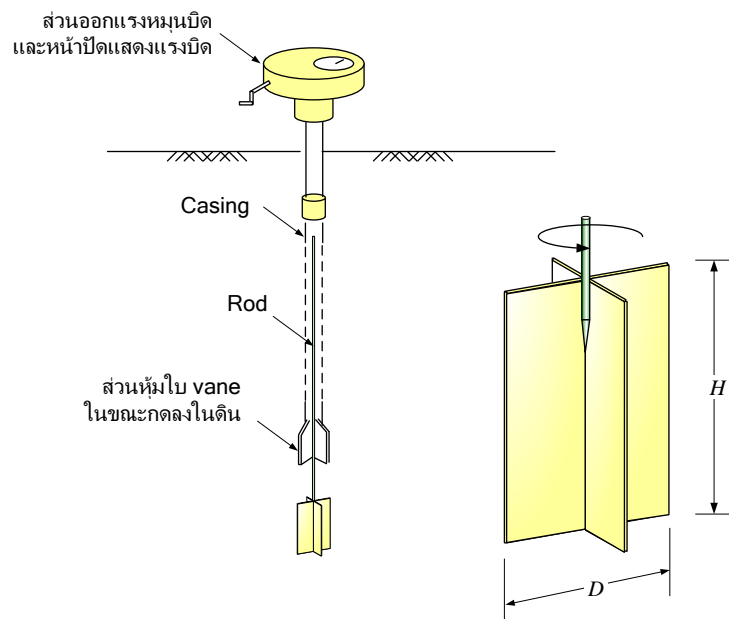
2.6.3 การทดสอบในสนามชนิดอื่น ๆ ที่นิยมใช้

ในการเจาะสำรวจดินเพื่อนำมาใช้เป็นข้อมูลในการออกแบบและก่อสร้างฐานราก วิธีการทดสอบในสนาม (in-situ test) ได้ถูกนำมาใช้ในการสำรวจดิน ซึ่งคุณสมบัติของดินที่ได้จากการทดสอบในสนามอาจจะให้ผลที่ดีกว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการได้ ทั้งนี้เนื่องจากการทดสอบในสนามจะไม่มีกระบวนการรบกวนดินในขณะที่ทำการเจาะ ซึ่งจะเหมาะกับดินที่มีความไวสูง (High sensitivity) การทดสอบในสนามที่นิยมใช้กันที่จะกล่าวถึงมีดังนี้คือ

2.6.3.1 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดินในสนามด้วย Field Vane Shear Test

สำหรับดินเหนียวอ่อนมากถึงแข็งปานกลาง (s_u ประมาณ 50–60 kPa) การเก็บตัวอย่างดินเหนียวคงสภาพ (Undisturbed sample) นั้นทำได้ค่อนข้างยาก อีกทั้งในขณะที่เตรียมตัวอย่างเพื่อทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการอาจมีการรบกวนตัวอย่างเพิ่มขึ้นอีก จึงได้มีการทดสอบดินเหนียวอ่อนในที่โดยใช้ใบมีดรูปกากบาท (Cross blade) ซึ่งต่อกับก้านกดลงในดินแล้วทำการหมุนก้าน และวัด

แรงบิด (Torque) ที่จะทำให้ดินเกิดการวิบัติ (Fail) รอบใบมีด (Vane) ดังแสดงในรูปที่ 2-21 โดยค่าแรงเฉือนจะคำนวณได้จากแรงบิดที่วัดได้ดังสมการ



รูปที่ 2-21 หลักการทำงานของ Field Vane Shear Test

Undrained shear strength ที่คำนวณจากแรงบิดทดสอบดังสมการ

$$s_u = \frac{T}{\pi \left(\frac{HD^2}{2} + \frac{D^3}{6} \right)} \quad (2.4)$$

เมื่อ: T = แรงบิดสูงสุดที่ได้จากการทดสอบ H = ความสูงของใบพัด D = ความกว้างของใบพัด จากขอบถึงขอบ

การทดสอบ Field Vane Shear Test สามารถทดสอบได้ 2 วิธีคือ

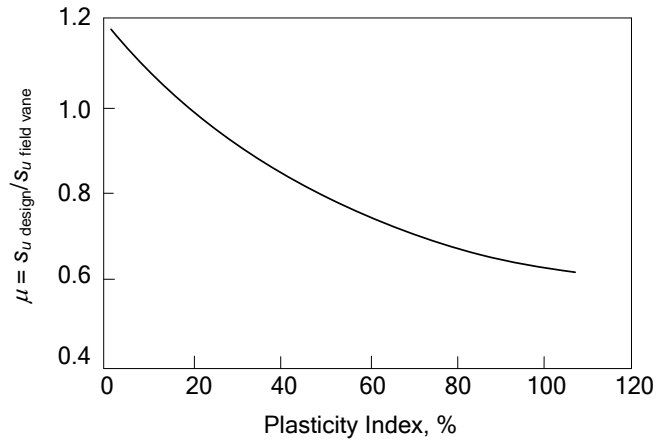
1. ทดสอบโดยไม่ต้องเจาะหลุมทดสอบ (Self Borer) โดยใช้แม่แรงกดใบพัดที่อยู่ในปลอกหุ้มให้ลงไปถึงระดับที่ต้องการแล้วจึงทำการทดสอบ

2. ทดสอบในหลุมเจาะที่เจาะเพื่อเก็บตัวอย่างดิน โดยเมื่อเจาะหลุมเจาะถึงความลึกที่ต้องการแล้วจึงหย่อนใบพัดที่ติดกับก้านลงไปก้นหลุม และกดลงไปลึกประมาณ 0.5 เมตร จึงทำการทดสอบ

ในการทดสอบด้วยวิธีนี้หลังจากทดสอบจนดินวิบัติแล้วจะทำการปั้นดิน (Remolded) ประมาณ 15-25 รอบจากนั้นทดสอบหาแรงเฉือนอีกครั้งจะได้ค่าแรงเฉือนที่ Remolded แล้ว (s'_u) จากการทดสอบเพิ่มนี้จะได้ค่าความไวของของดิน (Sensitivity = s_u / s'_u) ซึ่งถ้าดินที่ปั้นแล้วมีกำลังลดลงมากจะเป็นดินที่มีความไวสูงซึ่งเมื่อถูกรบกวนจะสูญเสียกำลังไปอย่างมาก

การนำค่าไปใช้วิเคราะห์เสถียรภาพของดินจะองปรับแก้ค่าก่อน โดยค่าปรับแก้จะขึ้นอยู่กับค่า Plasticity ของดิน ซึ่ง Bjerrum (1972) ได้เสนอไว้ดังรูปที่ 2-22

$$(s_u)_{\text{design}} = \mu(s_u)_{\text{field test}} \quad (2.5)$$



รูปที่ 2-22 ค่าปรับแก้ Undrained shear strength ที่ได้จาก Field Vane Shear Test (Bjerrum, 1972)

ตัวอย่างที่ 2.1 จากผลการทดสอบ field vane shear test โดยใช้ขนาด $D = 63.5$ mm และ $H = 127$ mm จงคำนวณกำลังรับแรงเฉือนและ sensitivity ของดินที่ความลึก 2, 6, และ 12 เมตร จากค่าแรงบิดสูงสุดที่วัดได้จากการทดสอบในตารางที่ 2-8

ตารางที่ 2-8 แรงบิดสูงสุดจากการทดสอบ

ความลึก	Torque (N-m)	
	Undisturbed	Remoulded
2.0	18.79	2.57
6.0	11.58	1.54
12.0	35.52	7.72

ตารางที่ 2-9 ผลการคำนวณ

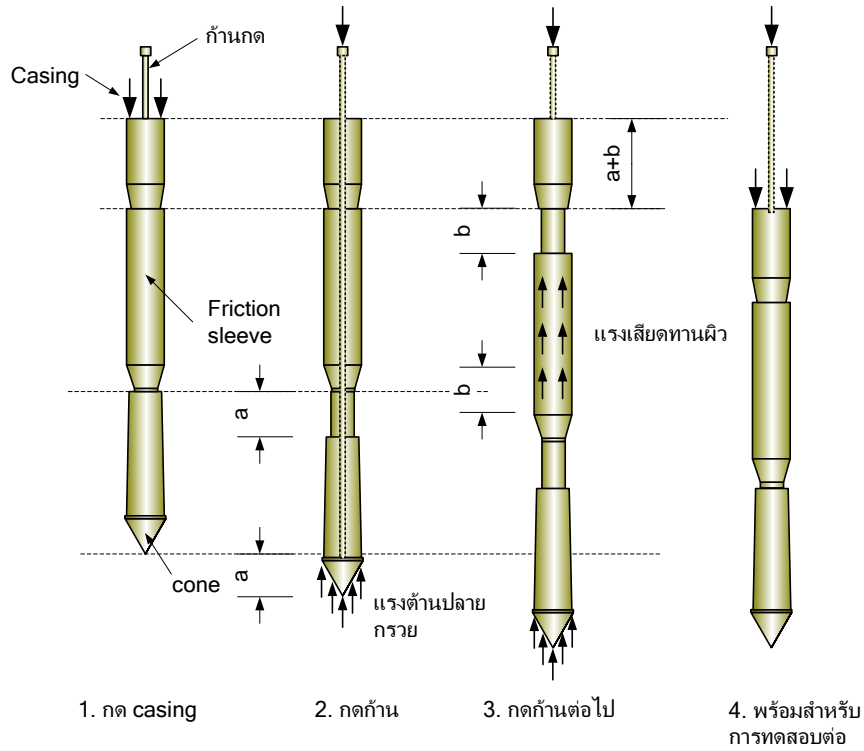
ความลึก	Torque (N-m)		s_u (kPa)		Sensitivity
	Undisturbed	Remoulded	Undisturbed	Remoulded	
2.0	18.79	2.57	20.02	2.74	7.30
6.0	11.58	1.54	12.34	1.65	7.50

12.0	35.52	7.72	37.85	8.23	4.60
------	-------	------	-------	------	------

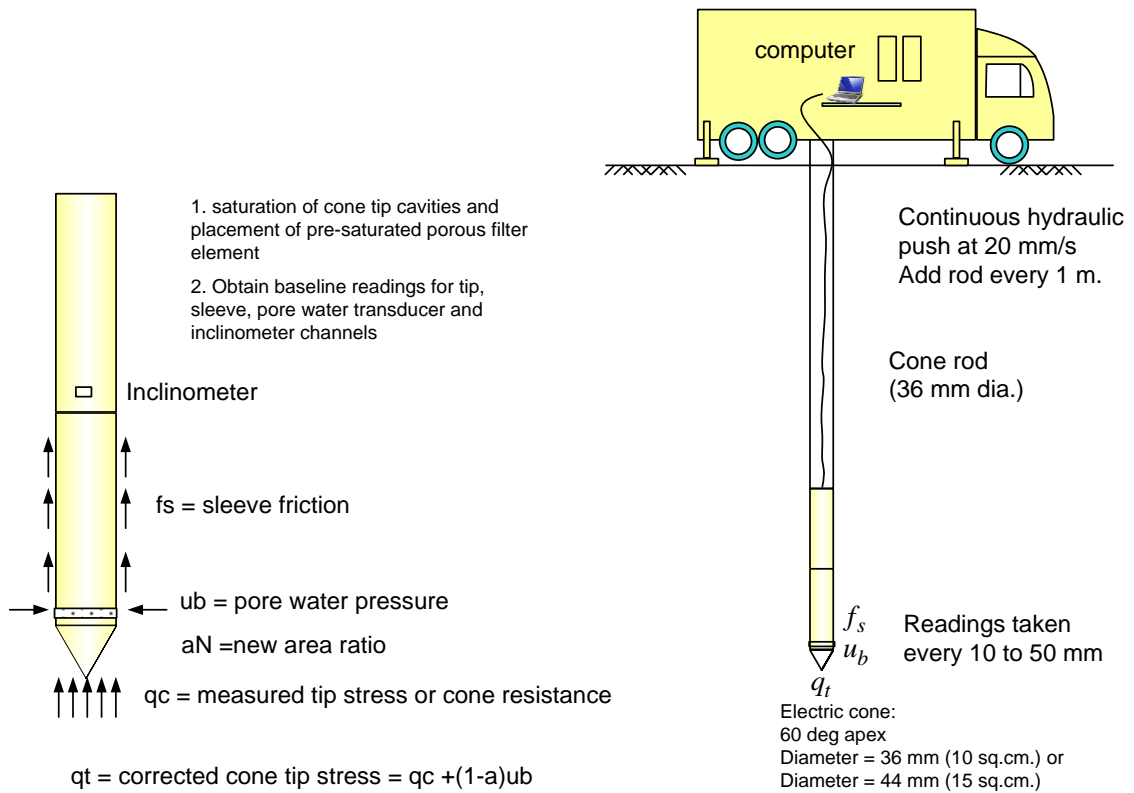
2.6.3.2 การเจาะสำรวจชั้นดินและกำลังรับน้ำหนักของดินโดยใช้ Cone Penetrometer

การทดสอบในสนามอีกวิธีหนึ่งที่นิยมใช้กันก็คือการทดสอบ Cone penetration test ซึ่งมีข้อดีคือทดสอบง่ายโดยไม่ต้องเจาะหลุมเจาะ ซึ่งต่างจาก Standard Penetration Test ที่ต้องเจาะหลุมทดสอบจึงจะทดสอบได้ ส่วนข้อเสียสำหรับการทดสอบด้วยวิธีนี้ก็คือไม่สามารถเก็บตัวอย่างมาดูหรือเก็บมาทดสอบในห้องปฏิบัติการได้ การทดสอบจะเป็นการวัดหน่วยแรงต้านทานที่ปลายกรวย q_c และหน่วยแรงเสียดทานที่ผิวของปลอก f_c ชนิดของการทดสอบแบ่งเป็น 2 ชนิดได้แก่

- Mechanical friction–cone Penetrometer ซึ่งแสดงในรูปที่ 2-23 ในการทดสอบจะกดก้านโดยใช้ระบบไฮดรอลิกส์ให้ปลายกรวยยึດออกเป็นระยะประมาณ 40 มิลลิเมตร ในขั้นตอนนี้แรงที่วัดได้จะเป็นแรงต้านของดินที่ปลายกรวย Q_c จากนั้นกดก้านต่อจะทำให้หัวกรวยยึດตัวออกพร้อมกับดึงปลอกให้เคลื่อนที่ตามด้วย ในขั้นตอนนี้แรงที่วัดได้จะเป็นผลรวมของแรงต้านที่ปลายกรวยและแรงเสียดทานที่ปลอก $Q_s + Q_c$ ซึ่งเมื่อหักค่านี้ออกด้วยแรงต้านที่ปลายกรวยแล้วจะได้แรงเสียดทานที่ปลอก Q_s
- Electric friction–cone Penetrometer หัวกรวยจะแตกต่างจากกรณีของ Mechanical Penetrometer โดยไม่ต้องใช้กลไกทำให้ปลอกยึດตัวออก ดังนั้นการทดสอบจึงทำได้ต่อเนื่องโดยใช้อัตราการกด 20 มิลลิเมตรต่อวินาที ในการกดจะทำการวัดแรงต้านที่ปลายกรวยและแรงเสียดทานที่ปลอกด้วย Load cell และ Strain gauge จากนั้นส่งข้อมูลผ่านสายส่งสัญญาณขึ้นมาทางก้านกดสู่ผิวดิน



รูปที่ 2-23 ตำแหน่งของ Cone ในขณะทดสอบ Cone penetration test



รูปที่ 2-24 รูป Electric friction-cone Penetrometer ของ Fugro

ในการแสดงผลการทดสอบจะคำนวณหน่วยแรงต้านปลายกรวยและหน่วยแรงเสียดทานปลอก
ดังสมการที่ 2.6 และสมการที่ 2.7

หน่วยแรงต้านปลายกรวย (Cone resistance, q_{cone}) โดยค่าแรงเสียดทานปลายคำนวณได้จาก

$$q_{cone} = \frac{Q_c'}{A_c} \quad (2.6)$$

เมื่อ Q_c' = Load on cone และ A_c = Area of cone

หน่วยแรงเสียดทานของปลอกเฉพาะจุด (Local sleeve resistance, f_{sleeve})

$$f_{sleeve} = \frac{Q_s}{A_s} \quad (2.7)$$

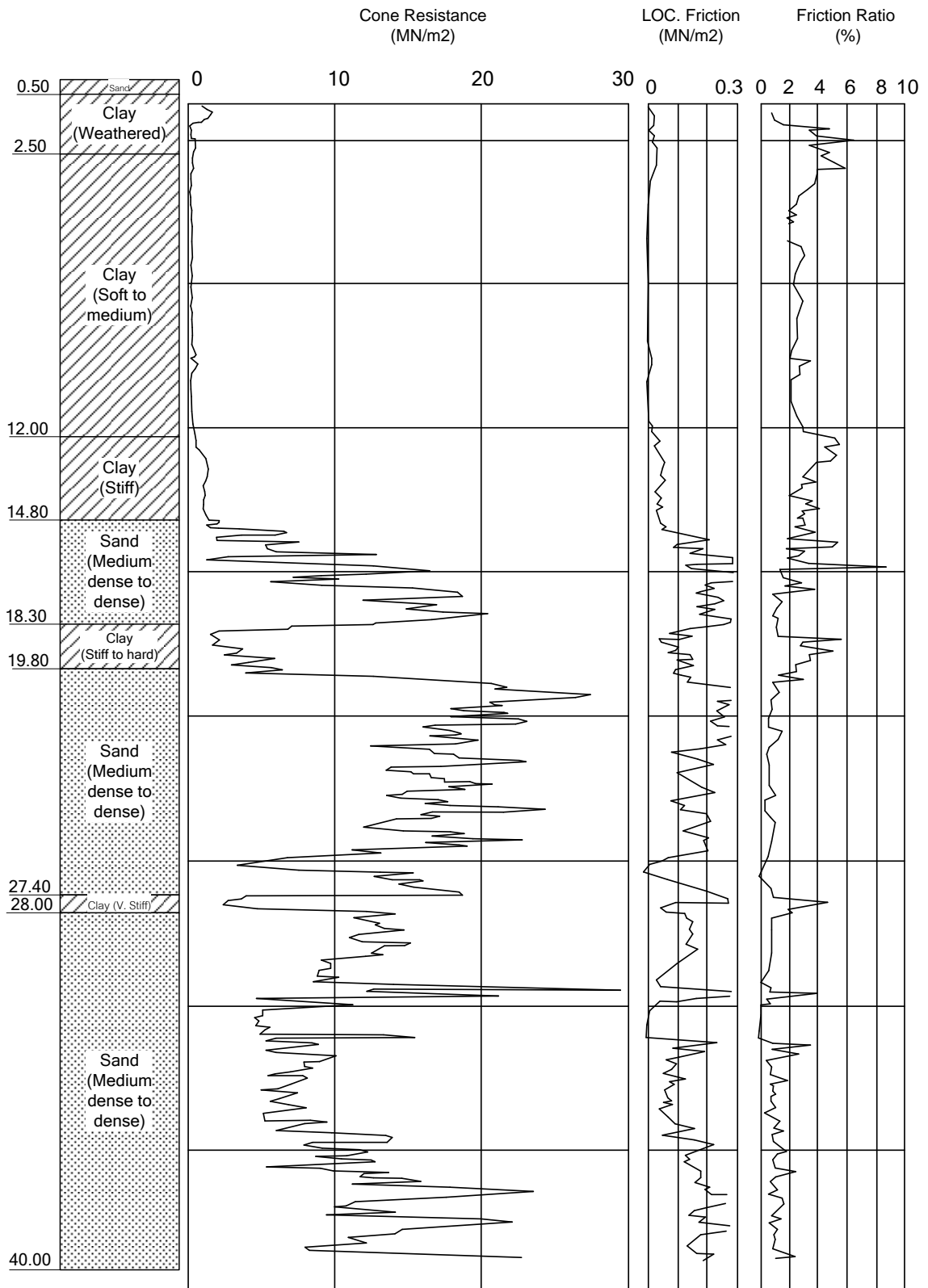
เมื่อ Q_s = Load on sleeve A_s = Surface area of sleeve

ค่าที่ได้จากการทดสอบจะนำมาคำนวณหาค่าอัตราส่วนแรงฝืด (Friction ratio)

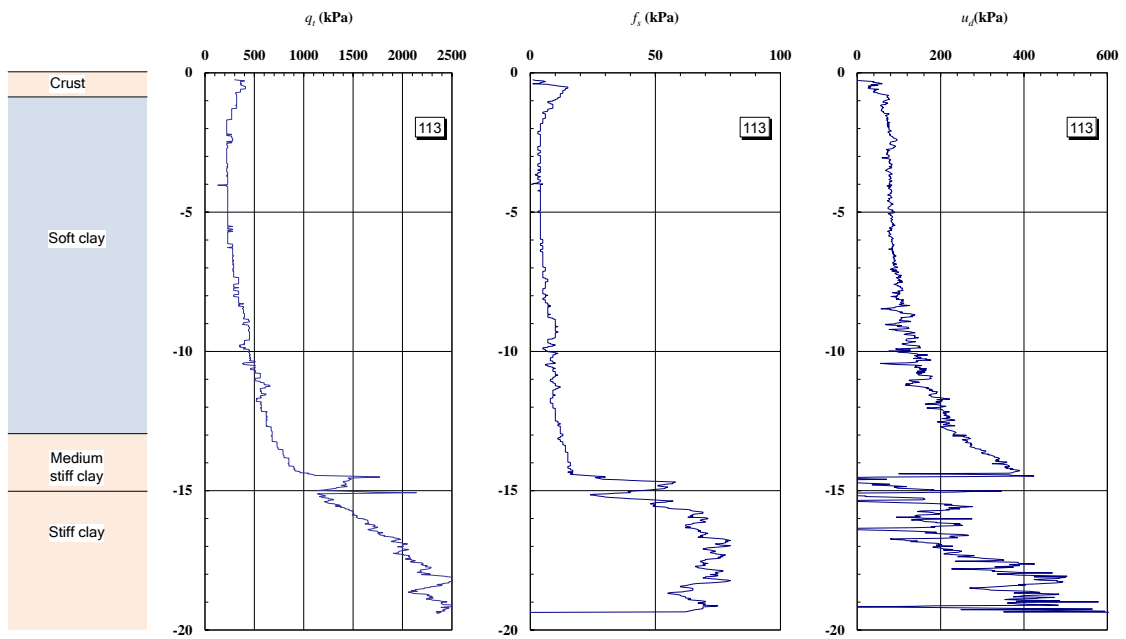
$$\text{Friction Ratio (\%)} = \frac{f_s}{q_c} \times 100 \quad (2.8)$$

สำหรับตัวอย่างผลการทดสอบแสดงดังรูปที่ 2-25 ซึ่งเป็นการทดสอบที่ไม่มีผลการวัดแรงดันน้ำ
ส่วนในรูปที่ 2-26 เป็นผลการทดสอบ Electric friction-cone Penetrometer ที่มีการวัดแรงดันน้ำ
ในขณะทดสอบ ซึ่งจะสังเกตเห็นว่าแรงดันน้ำที่วัดได้ในชั้นดินเหนียวอ่อนจะสูงกว่าแรงดันน้ำ
hydrostatic และแรงดันน้ำในดินที่ลึกกว่า 15 เมตรจะต่ำกว่าส่วนที่อยู่เหนือกว่า 15 เมตร ทั้งนี้อาจ
เนื่องจากสาเหตุสองประการ ประการแรกเกิดขึ้นเนื่องจากการลดลงของแรงดันน้ำแบบ piezometric
drawdown (ดูหัวข้อ 2.7 เรื่องการวัดแรงดันน้ำในดิน) และประการที่สองอาจเกิดขึ้น เนื่องจากการ
เกิดแรงดันน้ำที่เป็นลบ (negative pore pressure) ในดิน Overconsolidated soil เมื่อมีหน่วยแรงในดิน
เพิ่มขึ้น

2 การสำรวจและทดสอบดินในงานวิศวกรรมฐานราก



รูปที่ 2-25 ตัวอย่างผลการทดสอบ Cone penetration ในชั้นดินกรุงเทพ

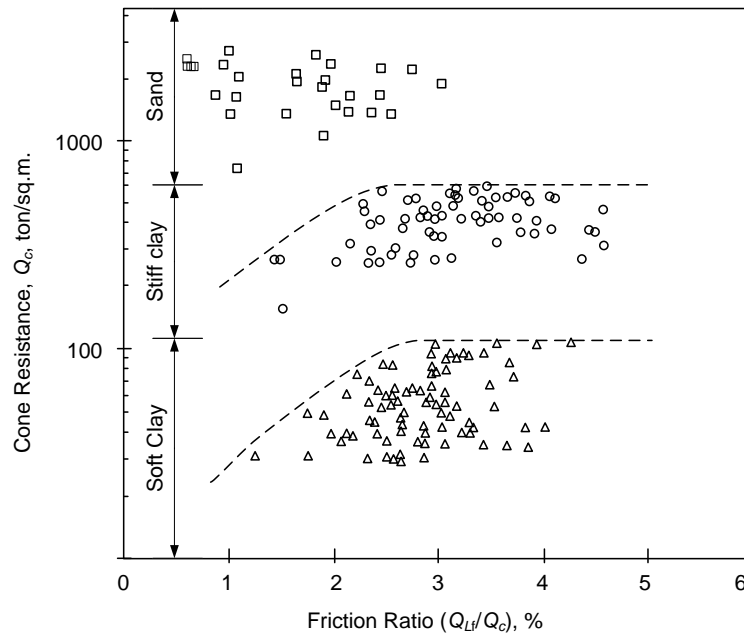


รูปที่ 2-26 ผลการทดสอบ Electric friction-cone Penetrometer ที่มีการวัดแรงดันน้ำในขณะที่ทดสอบ (ทดสอบ
ในบริเวณจังหวัดสมุทรปราการ)

2.6.4 การนำค่าที่ได้จากการทดสอบ Cone penetration test ไปใช้

2.6.4.1 นำไปใช้จำแนกชั้นดิน

การทดสอบ Cone penetration จะไม่ได้เก็บตัวอย่างขึ้นมาจึงไม่สามารถที่จะจำแนกชั้นดินได้
ดังนั้นได้มีผู้ทำการรวบรวมผลการเจาะหยัง Dutch Cone แล้วนำค่า Cone resistance และ Friction
Ratio มาพล็อต ซึ่งจะสามารถจำแนกชั้นดินได้ดังรูปที่ 2-27 และได้สรุปไว้เป็นแนวทางอย่างคร่าว ๆ
ในตารางที่ 2-10



รูปที่ 2-27 การจำแนกชั้นดินกรุงเทพฯ จากผลการเจาะสำรวจด้วย Dutch Cone (สถาพร, 2540)

ตารางที่ 2-10 การจำแนกชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ การผลการเจาะด้วย Dutch Cone

ชนิดของดิน	Cone Resistance, Q_c (t/sq.m.)	Local friction resistance, Q_{lf} (t/sq.m.)
ดินเหนียวอ่อน (Soft clay)	$Q_c < 110$	$Q_{lf} < 3.5$
ดินเหนียวแข็ง (Stiff clay)	$110 < Q_c < 600$	$3.5 < Q_{lf} < 23$
ทราย (Sand)	$Q_c > 600$	$Q_{lf} > 23$

2.6.4.2 ประมาณค่า S_u (Undrained shear strength) ของดินเหนียว

$$s_u = \frac{Q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \quad (2.9)$$

เมื่อ:

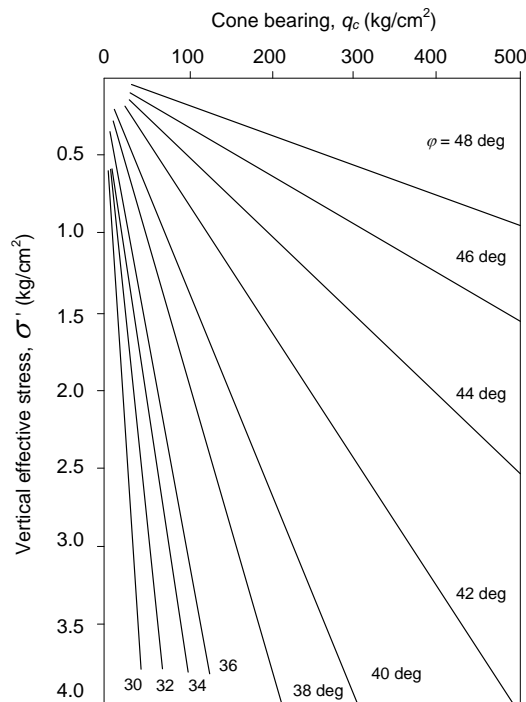
Q_c = Cone resistance (t/sq.m)

σ_{vo} = Total overburden pressure

N_k = ค่าคงที่มีค่าประมาณ 15-25

2.6.4.3 ประมาณค่า Friction angle ϕ ของดินทราย

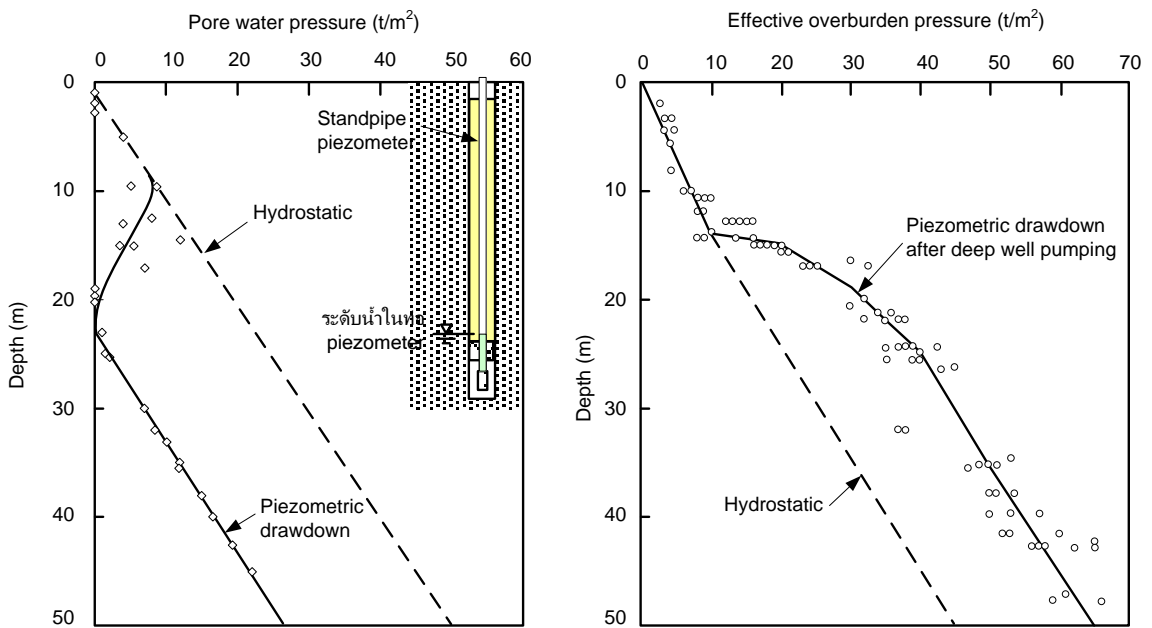
สำหรับการประมาณค่า ϕ ของดินทราย จากค่า Cone resistance และค่า Vertical effective stress ดังแสดงในรูปที่ 2-28



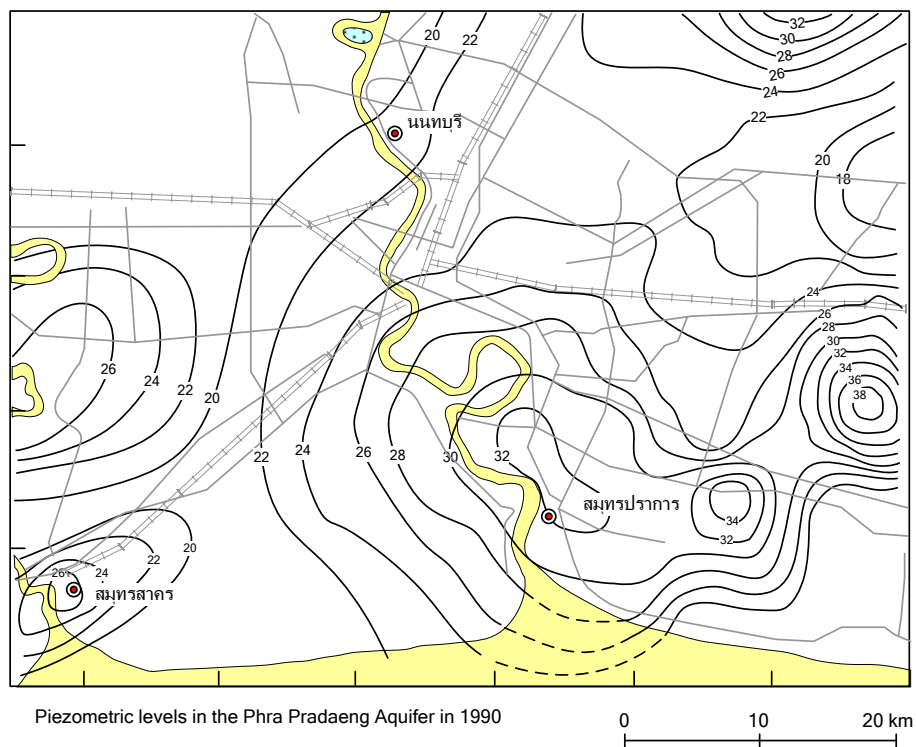
รูปที่ 2-28 ความสัมพันธ์ระหว่าง Q_c กับ σ'_v และ ϕ (Robertson and Campanella, 1983)

2.7 การวัดแรงดันน้ำในดิน

ในการเจาะสำรวจดินจะมีการวัดระดับน้ำในหลุมเจาะหลังจากเสร็จการเจาะแล้ว โดยจะทิ้งหลุมเจาะไว้เป็นเวลา 24 ชั่วโมง ระดับน้ำที่ได้มักจะนำไปใช้ในการออกแบบโดยคำนวณเป็น hydrostatic แต่ในบางกรณีแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นในดินไม่ได้เป็น hydrostatic ตัวอย่างเช่นแรงดันน้ำในชั้นดินกรุงเทพฯ ซึ่งเป็นแรงดันน้ำที่น้อยกว่าแรงดันน้ำแบบ hydrostatic ดังรูปที่ 2-29 ซึ่งจะเห็นได้ว่าแรงดันน้ำจะลดลงโดยเริ่มจากระดับ 10 เมตรจากผิวดินจนกระทั่งเป็นศูนย์ที่ระดับประมาณ 23 เมตร ซึ่งระดับนี้จะเป็นระดับน้ำที่ปรากฏเมื่อใช้ Piezometer วัดระดับน้ำ และเมื่อพิจารณาหน่วยแรงประสิทธิผลในดินจะพบว่าหน่วยแรงประสิทธิผลจะสูงขึ้นดังสมการ $\sigma' = \sigma - u_w$ ซึ่งถ้าแรงดันน้ำลดลงหน่วยแรงประสิทธิผลจะเพิ่มขึ้น ซึ่งการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงประสิทธิผลเนื่องจากแรงดันน้ำใต้ดินลดลงนี้จะมีผลต่อพฤติกรรมของโครงสร้างในระยะยาว คือเมื่อแรงดันดินกลับเข้าสู่สภาวะ hydrostatic หน่วยแรงประสิทธิผลจะลดลงและทำให้กำลังรับแรงเฉือนของดินลดลงด้วย

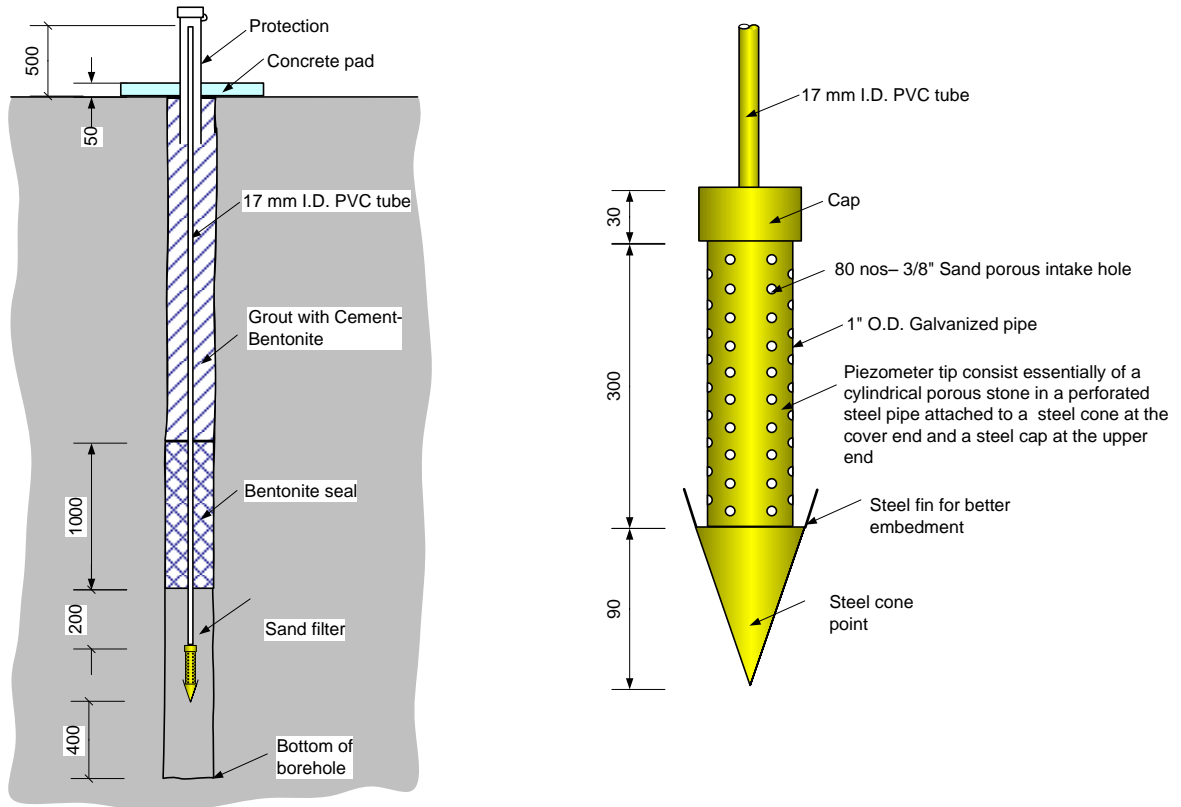


รูปที่ 2-29 แรงดันน้ำในชั้นดินกรุงเทพที่ลดลงจาก hydrostatic เนื่องจากการสูบน้ำบาดาล



รูปที่ 2-30 ระดับน้ำใต้ดินในพื้นที่กรุงเทพและปริมณฑลในปี พ.ศ. 2533 แสดง Piezometric level วัดจากผิวดิน)

Piezometer เป็นอุปกรณ์ที่ใช้สำหรับวัดแรงดันน้ำในดินโดยมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 2-31



รูปที่ 2-31 Standpipe Piezometer และการติดตั้งลงในหลุมเจาะ

2.8 รายงานทางด้านวิศวกรรมฐานราก

รายงานด้านวิศวกรรมฐานรากเป็นการรวมข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับโครงการเข้าไว้ด้วยกัน ซึ่งข้อมูลเหล่านั้นได้แก่ ข้อมูลจากหลุมเจาะ ข้อมูลจากการสำรวจบริเวณโครงการ ข้อมูลเก่าที่มีผู้บันทึกไว้ และผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ซึ่งใน Eurocode 7 ระบุว่าในกระบวนการออกแบบฐานรากนั้น จะต้องส่งรายงานทางด้านวิศวกรรมปฐพี (Geotechnical report) ให้ผู้ว่าจ้างหรือเจ้าของงานด้วย ซึ่งรายงานมักจะมีลักษณะคล้ายกันโดยมีหัวข้อดังนี้

2.8.1 บทนำในรายงาน

ในส่วนของรายงานนี้จะบอกกับผู้อ่านรายงานว่า ใครเป็นผู้ทำการสำรวจ ทำไมถึงต้องทำการสำรวจ ทำการสำรวจอย่างไร (อย่างไรบ้าง) และทำในช่วงเวลาใด ในบางครั้งรายงานจะแบ่งออกเป็นสองส่วนคือ

- factual report ซึ่งประกอบไปด้วยข้อมูลจากการศึกษาในสำนักงาน ข้อมูลการสำรวจในสนาม และข้อมูลจากห้องปฏิบัติการ
- interpretative report เป็นการตีความข้อมูลโดย นักธรณี หรือวิศวกร หรือโดยทั้งคู่

2.8.2 บรรยายทั่วไปเกี่ยวกับโครงการ

ในส่วนนี้ของรายงานจะบรรยายเกี่ยวกับลักษณะตำแหน่ง และลักษณะพื้นผิวของพื้นที่โครงการ โดยระบุถึงตำแหน่งของต้นไม้ พุ่มไม้ อาคารเก่า เหมือง ปล่อง แอ่งน้ำ ร่องน้ำเก่า บริเวณที่เป็นดินถม ถนน และรางรถไฟ และถ้ามีข้อมูลการใช้งานพื้นที่ควรระบุไว้ในรายงานด้วย รวมทั้งรายงานถึงสภาพที่อาจเกิดน้ำท่วม การกัดเซาะที่เกิดจากทะเล หรือลม การทรุดตัวของพื้นที่ (Subsidence) แนวโน้มที่จะเกิดแผ่นดินไหว ค้นดินที่ไม่มีเสถียรภาพ หรือ อาคารข้างเคียงกับโครงการที่มีรอยแตกร้าวเนื่องจากการทรุดตัว

2.8.3 บรรยายถึงลักษณะของดินในหลุมเจาะ (หรือหลุมเปิดหน้าดิน)

เป็นส่วนที่บรรยายถึงสภาพของดินโดยอ้างอิงจากระดับผิวดิน

2.8.4 ผลการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ

จะต้องไม่กล่าวถึงผลการทดสอบในแบบการบรรยายแบบยืดยาว ผลการทดสอบต้องอยู่ในรูปที่เข้าใจได้ง่าย สำหรับรายละเอียดของผลอาจแสดงในรูปของกราฟ ตัวอย่างเช่นกราฟ grain size distribution ผลการทดสอบ triaxial ที่แสดงในรูปของ Mohr's circle และผลการทดสอบ Consolidation แสดงในรูปของกราฟ pressure-void ratio

2.8.5 วิเคราะห์ผลของการสำรวจในแง่ของการออกแบบและก่อสร้างฐานราก

บทนี้เป็นบทที่เป็นแก่นของรายงาน ผู้เขียนรายงานควรจะเขียนให้ตรงประเด็น โดยที่ผู้อ่านรายงานไม่จำเป็นจะต้องมาทำความเข้าใจกับชนิดของฐานรากที่ไม่เหมาะสมอีก ในกรณีของ Strip foundation จะต้องระบุความลึกของฐานรากที่ต้องการ และระบุค่า Allowable bearing pressure และค่าการทรุดตัวที่สัมพันธ์กับ Allowable bearing pressure

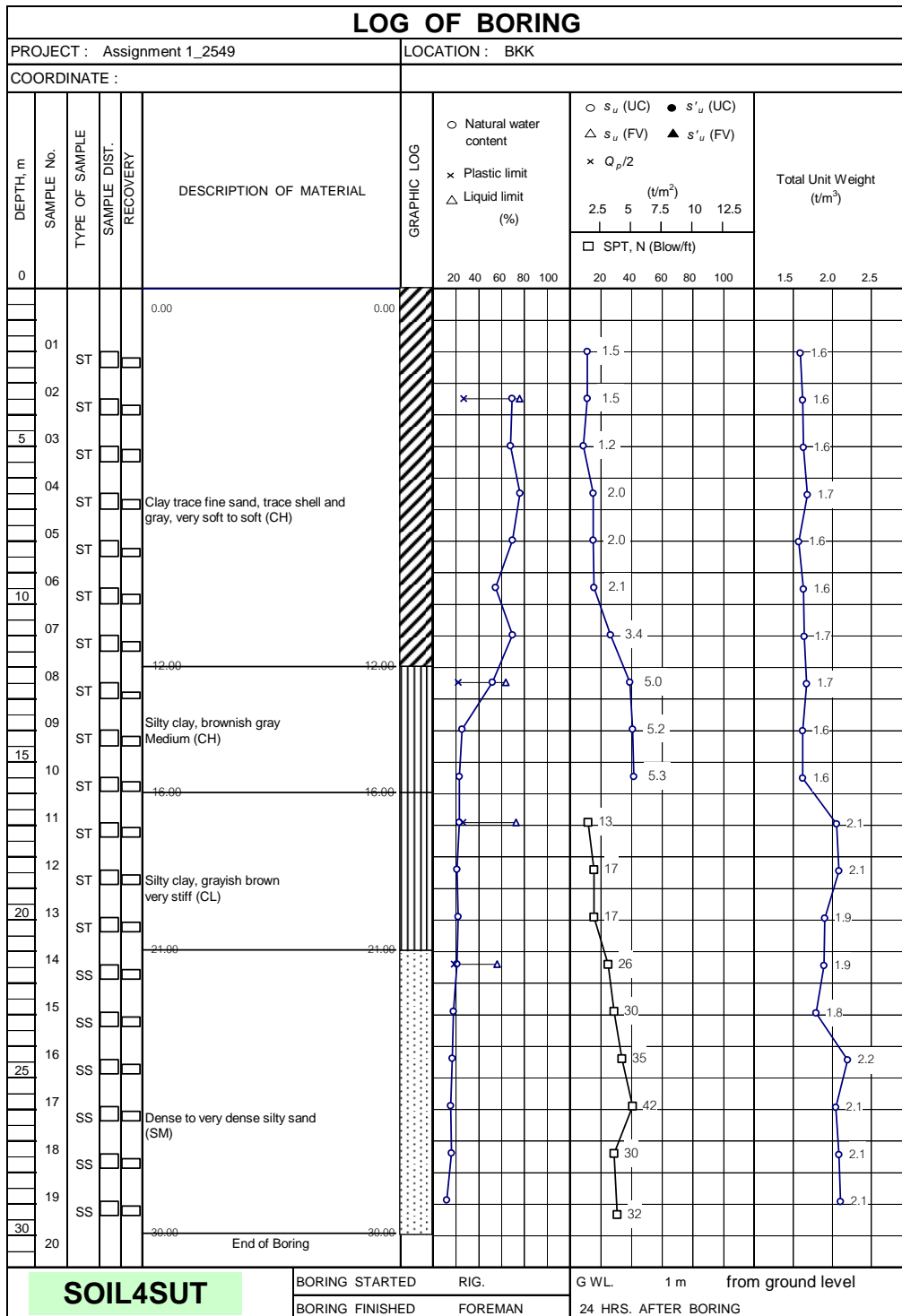
ในกรณีของฐานรากเสาเข็มผู้เขียนรายงานจะต้องระบุชั้นดินที่จะเป็นชั้นที่ปลายเสาเข็มฝังอยู่ ควรระบุกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม

Eurocode 7 ระบุว่าในรายงานจะต้องมีคำแนะนำเกี่ยวกับความปลอดภัยในขณะก่อสร้าง สำหรับตรวจสอบระหว่างและหลังการก่อสร้าง และในกรณีที่สร้างเสร็จและเปิดใช้งาน

2.8.6 บทที่เป็นบทสรุป

ในกรณีบทวิจารณ์ผลมีความยาวมาก อาจสรุปประเด็นในรายงานได้ยาก บทนี้จึงเป็นบทที่ช่วยให้ผู้อ่านรายงานได้สะดวกขึ้น ในกรณีที่ต้องการทราบผลรายงานอย่างรวดเร็ว ในบางครั้งรายงานอาจเริ่มต้นด้วยการสรุปการสำรวจอย่างย่อ และบทสรุปหลักจากรายงานการเจาะสำรวจ

สุดท้ายของการทำรายงานเป็นการพิมพ์และตรวจสอบคำผิดในรายงาน ทำการแทรกรูป ตาราง และเย็บเล่ม โดยสิ่งสำคัญที่จะต้องมีในรายงานได้แก่ boring log ดังตัวอย่างในรูปที่ 2-32



รูปที่ 2-32 ตัวอย่าง Boring log

2.9 ตัวอย่างคำย่อที่ใช้ในรายงานการเจาะสำรวจ

ตัวอย่างคำย่อที่ใช้ในรายงานการเจาะสำรวจเพื่อประหยัดเนื้อที่ แสดงดังตารางที่ 2-11

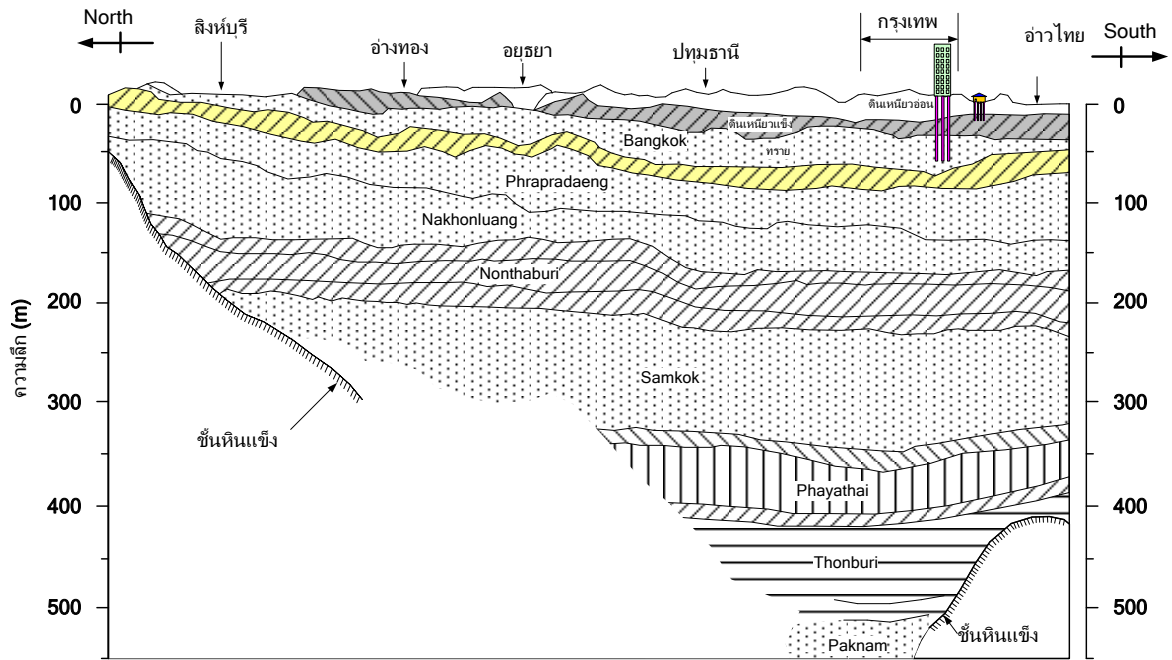
ตารางที่ 2-11 ตัวอย่างคำย่อที่มักจะใช้ในรายงานการเจาะสำรวจ

คำย่อ	คำอธิบาย
SS	Split spoon – 1 ³ / ₈ inches I.D. 2 inches O.D., except where noted
ST	Shelby tube – 2 inches O.D., except where noted
PA	Power auger sample
WS	Wash sample
FT	Fish tail
RB	Rock bit
WO	Wash out
Standard “N” Penetration	Blows per foot of a 140 pound hammer falling 30 inches on 2 inches O.D. split spoon
สัญลักษณ์ที่ใช้ในระบุเกี่ยวกับระดับน้ำใต้ดิน	
WL	Water level
WCI	Wet cave in
DCI	Dry cave in
WS	While sampling
WD	While drilling
BCR	Before casing removal
ACR	After casing removal
AB	After boring

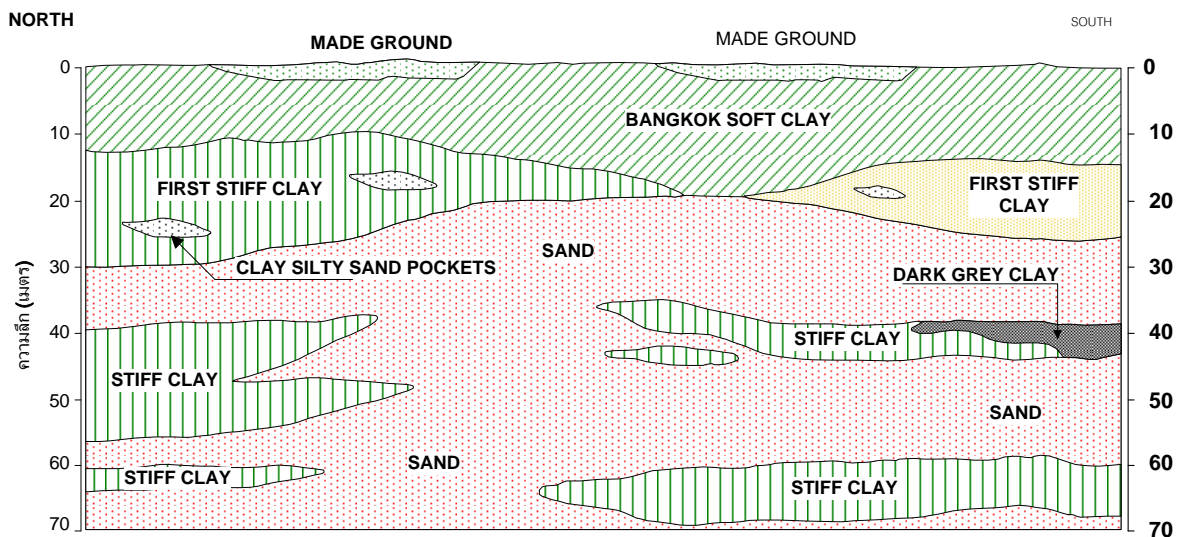
ระดับน้ำใต้ดินที่ระบุอยู่ใน Boring logs เป็นระดับน้ำที่วัดได้ในหลุมเจาะในเวลาที่ระบุไว้ในรายงาน ในดินที่น้ำซึมผ่านง่าย (Pervious soil) ระดับน้ำที่ระบุในรายงานจะถือว่าเป็นระดับน้ำใต้ดินที่น้ำจะเชื่อถือได้ แต่ในกรณีของดินที่น้ำซึมผ่านได้ยาก (Impervious soil) การระบุระดับน้ำใต้ดินจากหลุมเจาะที่ถูกต้องเป็นไปได้เลยถึงแม้ว่าจะทิ้งหลุมเจาะไว้หลายวันก็ตาม ซึ่งถ้าเป็นกรณีนี้จะต้องใช้วิธีอื่นในการระบุระดับน้ำใต้ดิน

2.10 ตัวอย่างลักษณะชั้นดินและผลการเจาะสำรวจดิน

ในส่วนนี้จะเป็นการรวบรวมข้อมูลชั้นดินในที่ต่างๆ เพื่อเป็นตัวอย่างและเป็นข้อมูลเบื้องต้นในการวิเคราะห์และออกแบบ

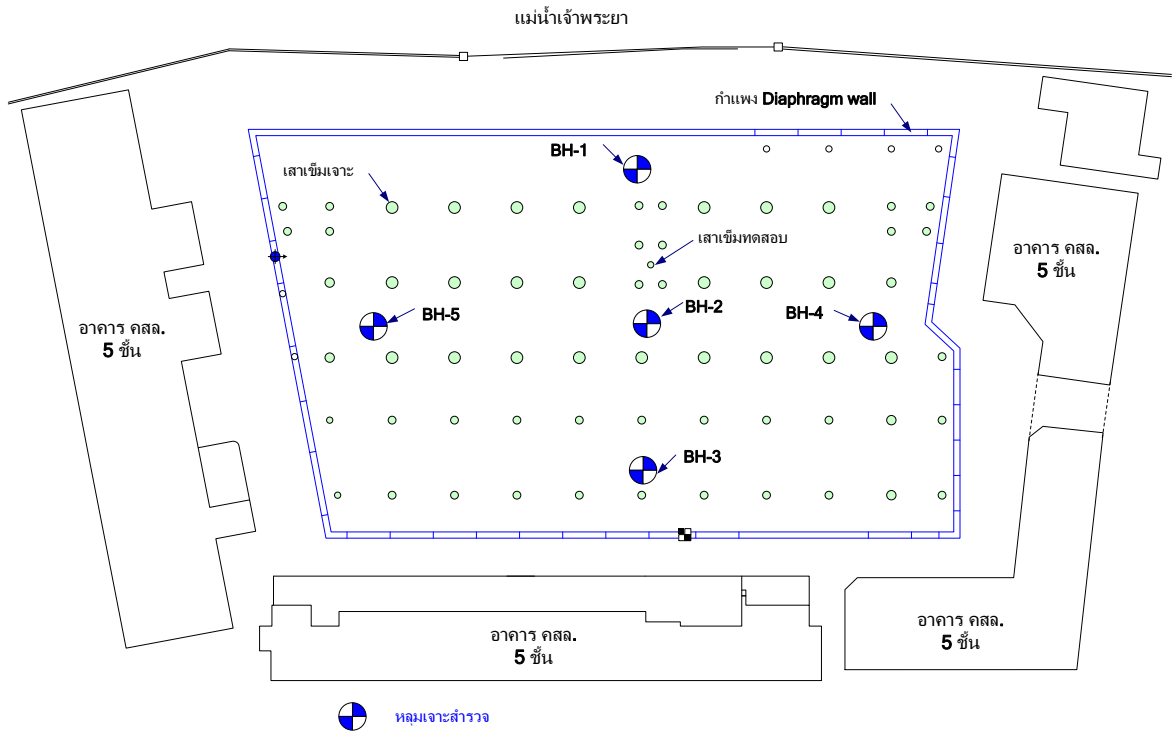


รูปที่ 2-33 รูปตัดชั้นดินลุ่มน้ำเจ้าพระยา (Balasubramaniam and Brenner 1981) ในบริเวณ กรุงเทพมหานครมีชั้นหินแข็งลึกประมาณ 500 เมตร ฐานรากเสาเข็มที่ลึกที่สุดในชั้นดินบริเวณกรุงเทพอยู่ที่ ประมาณ 60 เมตรจากผิวดิน

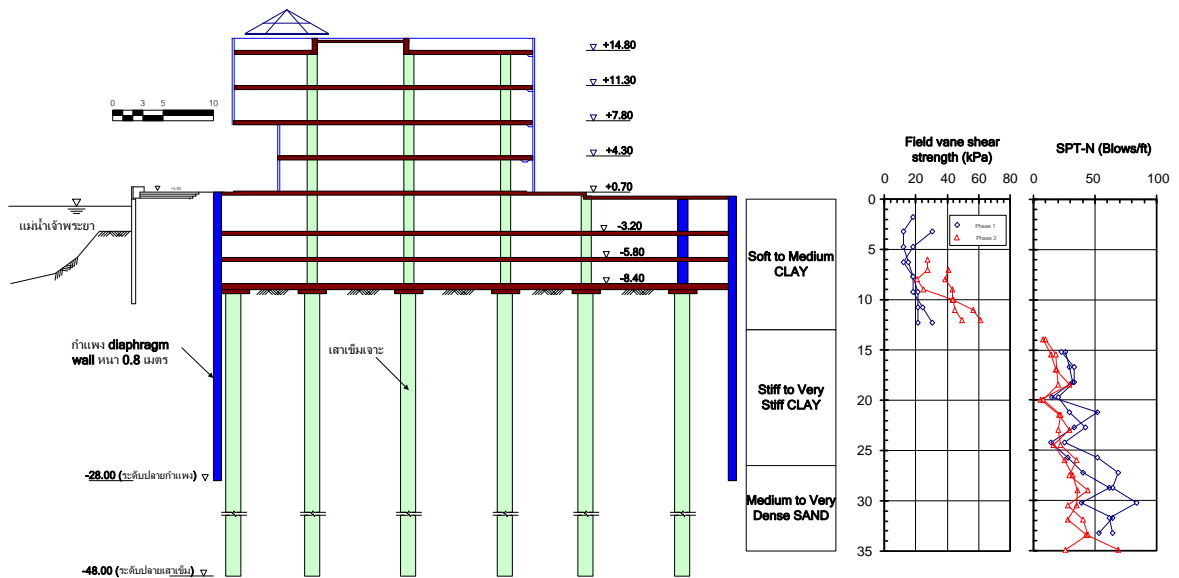


รูปที่ 2-34 รูปตัดชั้นดินตะกอนโดยทั่วไปของกรุงเทพมหานคร

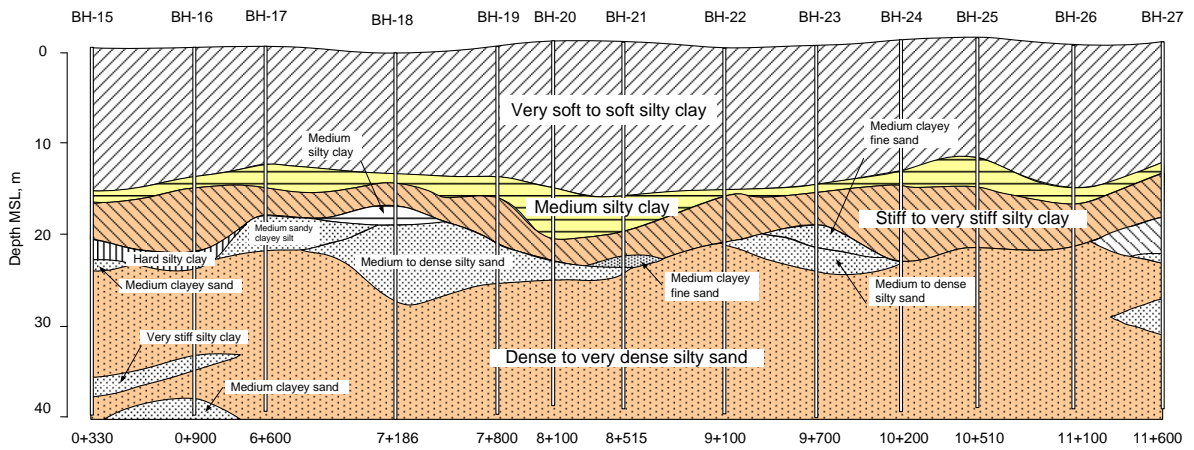
2 การสำรวจและทดสอบดินในงานวิศวกรรมฐานราก



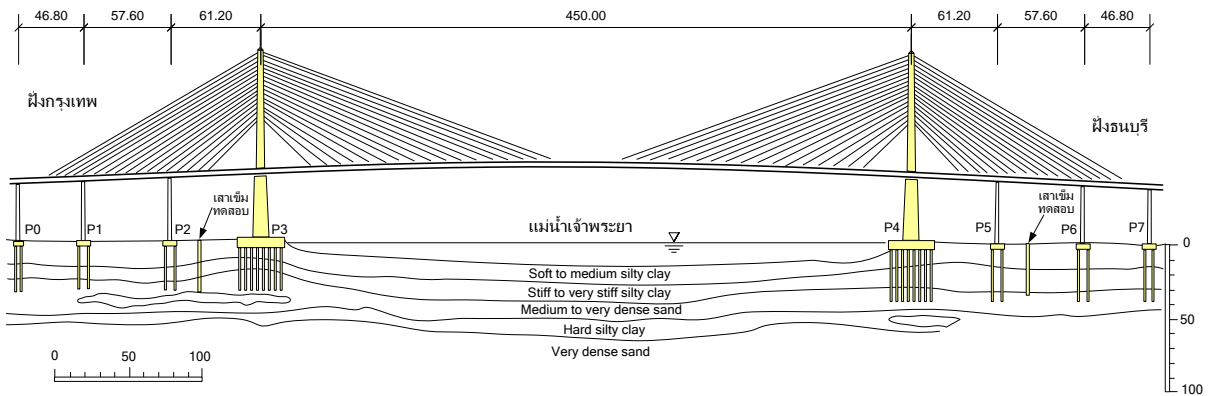
รูปที่ 2-35 ตัวอย่างการวางตำแหน่งของหลุมเจาะสำรวจดินเพื่อใช้ออกแบบฐานรากเสาเข็มเจาะ และกำแพงกันดิน Diaphragm wall โดยการก่อสร้างห้องใต้ดินของอาคารนี้จะต้องขุดดินลึกประมาณ 9 เมตรติดกับแม่น้ำเจ้าพระยา



รูปที่ 2-36 รูปตัดแสดงตำแหน่งของเสาเข็มอาคาร ความลึกของกำแพงกันดิน รูปตัดชั้นดิน และผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยวิธี File vane shear และผลการทดสอบ Standard penetration test

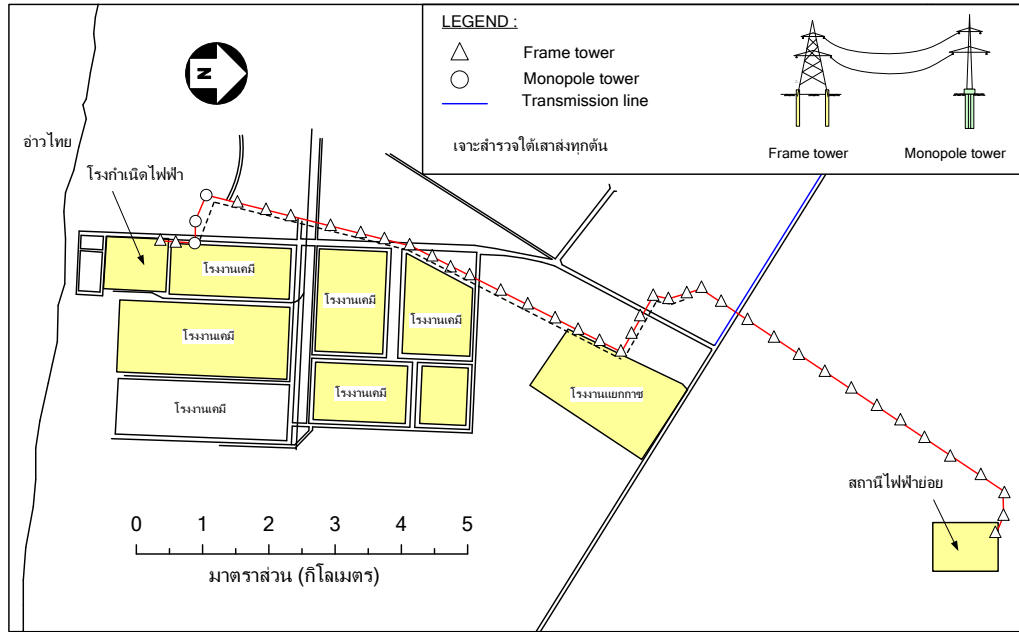


รูปที่ 2-37 รูปตัดชั้นดินที่ได้จากการเจาะสำรวจเพื่อก่อสร้างฐานรากเสาเข็มของสะพานยกระดับ
ในชั้นดินกรุงเทพฯ ซึ่งมีระยะห่างของหลุมเจาะประมาณ 500 เมตร

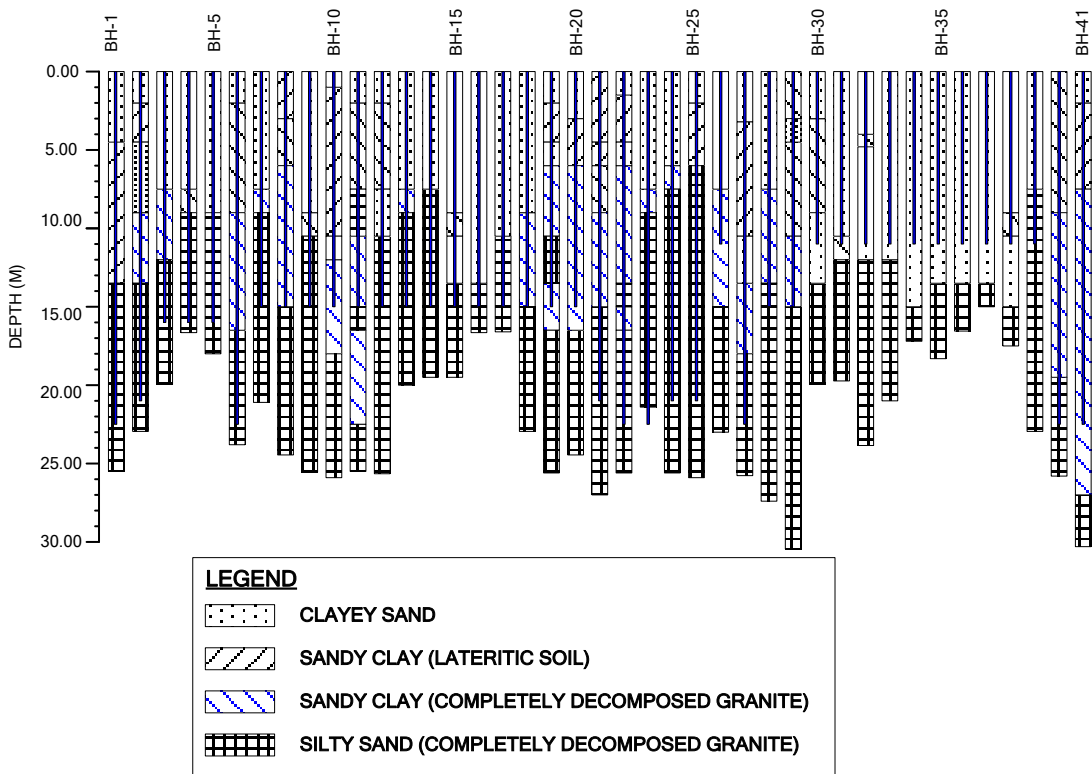


รูปที่ 2-38 รูปตัดชั้นดินและตำแหน่งของฐานรากของสะพานพระราม 9 ข้ามแม่น้ำเจ้าพระยา
บริเวณวัดไทร (Morrison, Freeman et al. 1987)

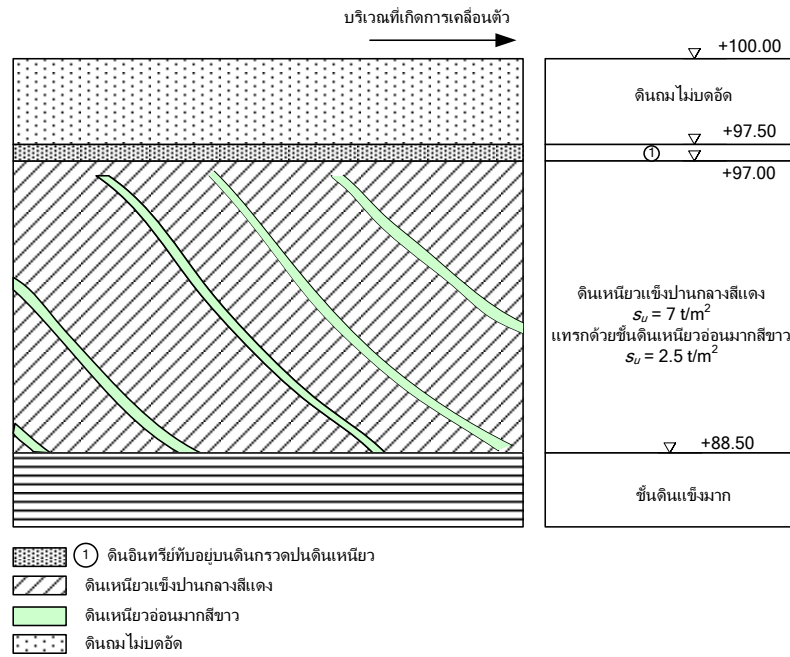
2 การสำรวจและทดสอบดินในงานวิศวกรรมฐานราก



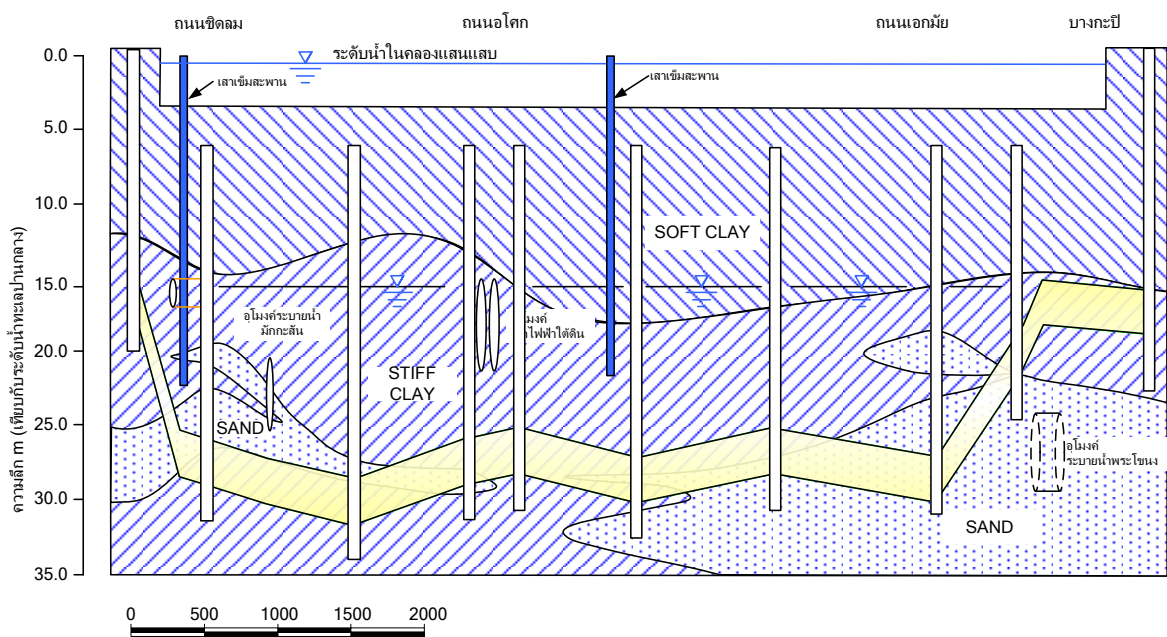
รูปที่ 2-39 แสดงตำแหน่งของกลุ่มเจาะสำรวจสำหรับการก่อสร้างฐานรากเสาเข็มเจาะของเสาส่งไฟฟ้าแรงสูงในจังหวัดระยอง เสาส่งแต่ละต้นมีระยะห่างกันประมาณ 400 เมตร และชั้นดินมีความแปรปรวนจึงเจาะหลุมเจาะสำรวจตรงตำแหน่งที่จะก่อสร้างเสาส่งทุกต้น



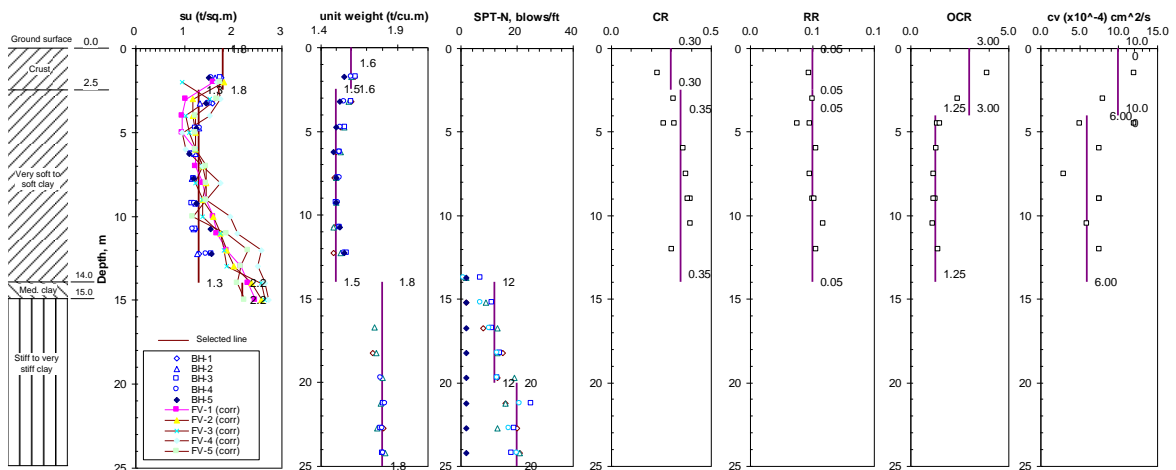
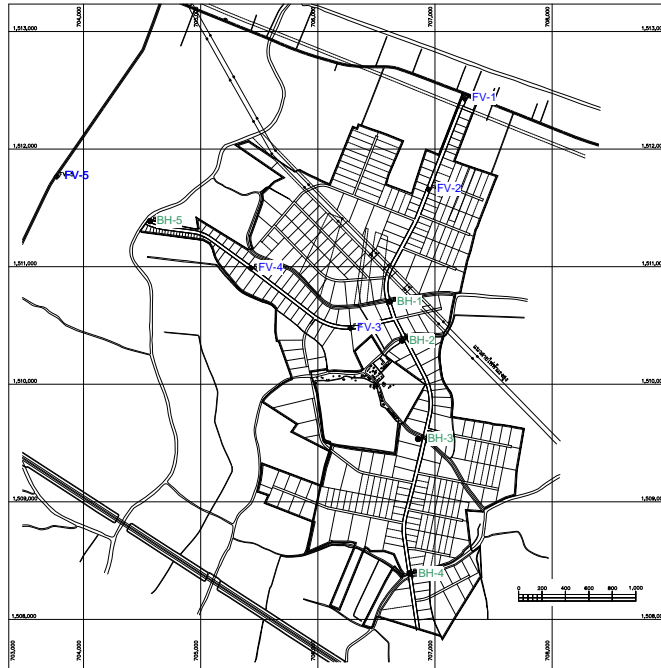
รูปที่ 2-40 รูปตัดชั้นดินแสดงตำแหน่งของกลุ่มเจาะสำรวจสำหรับการก่อสร้างฐานรากเสาเข็มเจาะของเสาส่งไฟฟ้าแรงสูงในจังหวัดระยอง เสาส่งแต่ละต้นมีระยะห่างกันประมาณ 400 เมตร และชั้นดินมีความแปรปรวนจึงเจาะหลุมเจาะสำรวจตรงตำแหน่งที่จะก่อสร้างเสาส่งทุกต้น



รูปที่ 2-41 รูปตัดชั้นดินตะกอนที่เอียงตัวมากเกินกว่าปกติในบริเวณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ซึ่งก่อให้เกิดปัญหาคันดินเคลื่อนตัวตามแนวชั้นดินอ่อนนี้



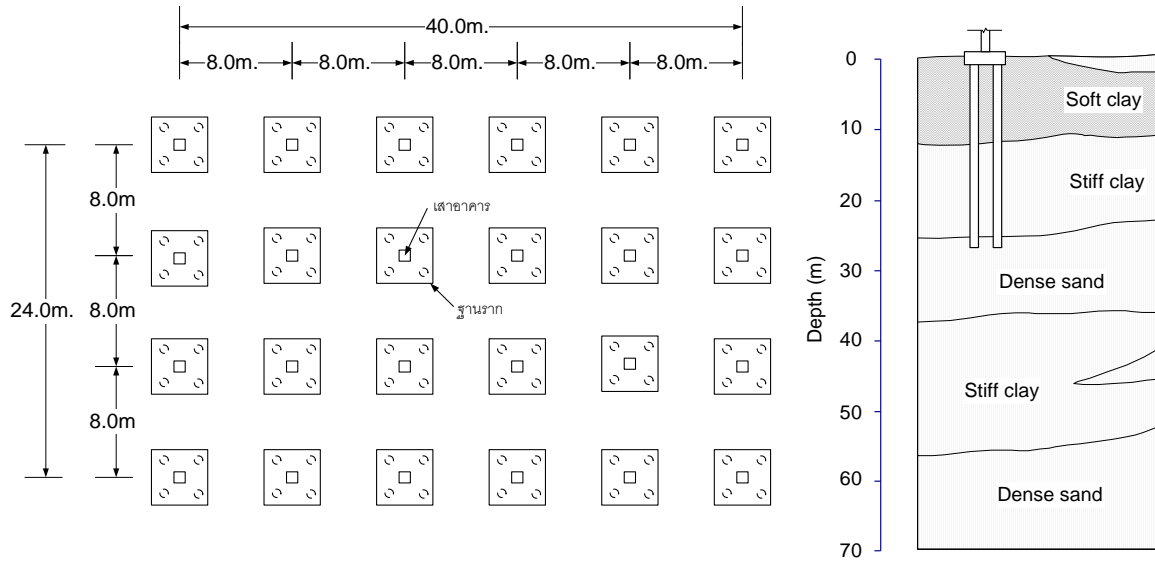
รูปที่ 2-42 รูปตัดชั้นดินตามแนวก่อสร้างอุโมงค์ แรงดันน้ำในดินเป็นสิ่งสำคัญในงานก่อสร้างโครงสร้างลึกลงไปใต้ดิน



รูปที่ 2-43 ตัวอย่างการเจาะสำรวจดินของโครงการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนเพื่อก่อสร้างถนนด้วยการ
 เร่งการทรุดตัว โดยมีพื้นที่ประมาณ 3000 ไร่ และมีการเจาะสำรวจตามแนวเส้นทาง 5 หลุมและมีการทำ field
 vane shear test 5 หลุม

2.11 แบบฝึกหัด

1. ต้องการก่อสร้างอาคารสูง 8 ชั้นซึ่งมีพื้นฐานรากดังรูป จากข้อมูลชั้นดินของบริเวณโครงการ
 ข้างเคียงพบว่าชั้นดินมีความสม่ำเสมอดังรูปที่ 2 จากข้อมูลชั้นดินนี้วิศวกรจึงได้เลือกใช้เสาเข็มตอก
 เป็นฐานรากโดยให้มีปลายวางอยู่ในชั้นดินทราย จงตอบคำถามต่อไปนี้



1.1 จงระบุจำนวนหลุมเจาะที่ต้องการสำหรับโครงการนี้ พร้อมทั้งเขียนตำแหน่งหลุมเจาะลงในรูปที่ 1 โปรดยกเหตุผลประกอบการตัดสินใจ

1.2 จงระบุความลึกของหลุมเจาะ และชนิดของวิธีเจาะ วิธีที่ใช้เก็บตัวอย่าง และระยะเวลาเก็บตัวอย่าง เพื่อนำข้อมูลมาทดสอบในห้องปฏิบัติการ

1.3 จงระบุการทดสอบในสนาม เพื่อที่จะให้ได้ค่า ϕ สำหรับทราย และ s_u สำหรับดินเหนียว พร้อมทั้งระบุวิธีการแปลงค่าที่ได้จากการทดสอบในสนามที่เลือกใช้เป็นค่า ϕ หรือ s_u

2. ระบุบอกเก็บตัวอย่างมีเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 3.375 นิ้ว และเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 3.5 นิ้ว Area ratio ของระบุบอกเก็บตัวอย่างนี้เป็นเท่าใด?

3 ฐานรากแผ่

1.1 บทนำ

ฐานรากเป็นวิธยาการที่มนุษย์รู้จักกันมาตั้งแต่ที่มนุษย์เริ่มต้องการที่อยู่อาศัย โดยมนุษย์ยุคโบราณในยุโรปที่อาศัยอยู่ริมทะเลสาบสร้างบ้านบนเสาที่ตอกลงไปในดินใต้ทะเลสาบ และชาวโรมันสร้างอนุสรณ์สถานไว้บนกลุ่มของเสาไม้ซึ่งตอกลงไว้ในดิน และมนุษย์ในยุคกลางใช้ชั้นอิฐก่อเพื่อรับน้ำหนักของโครงสร้าง ซึ่งในยุคเก่านั้นการออกแบบเป็นการลองผิดลองถูกหรือการคาดเดาโดยประสบการณ์ของช่างก่อสร้าง แต่ในปัจจุบันวิศวกรสามารถออกแบบฐานรากโดยใช้วิธีที่เป็นระบบทางวิทยาศาสตร์มากขึ้น

ฐานรากคือส่วนของโครงสร้างที่สัมผัสกับดินซึ่งทำหน้าที่ถ่ายน้ำหนักโครงสร้างซึ่งเกิดจากน้ำหนักจร และน้ำหนักถาวรลงสู่ดิน ซึ่งชนิดของฐานรากที่นิยมใช้กันในประเทศไทยมีได้แก่ (1) ฐานรากแบบแผ่ (2) ฐานรากเสาเข็ม ในการออกแบบฐานรากแผ่จะคำนวณโดยใช้วิธีหน่วยแรงที่ยอมให้ (Permissible stress method) ซึ่งได้แก่วิธีที่ได้จากมาตรฐานของอังกฤษ (BS 8004:1986) ซึ่งได้ปัจจุบันได้เปลี่ยนเป็น Eurocode 7 แล้ว วิธีการออกแบบจำเป็นต้องคำนวณน้ำหนักของโครงสร้างทั้งหมด (น้ำหนักจร+น้ำหนักถาวร) และนำมาคำนวณแรงที่ฐานรากกระทำต่อดิน ซึ่งฐานรากจะถือว่ารับน้ำหนักได้อย่างปลอดภัยเมื่อหน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักของโครงสร้างไม่เกินหน่วยแรงที่ยอมให้ของดิน ซึ่งหน่วยแรงที่ยอมให้นี้ต้องคำนึงถึงความไม่สม่ำเสมอตามธรรมชาติของเนื้อดินซึ่งทำให้เกิดความไม่แน่นอนในกำลังและสติเฟนสของดิน และต้องคำนึงถึงผลเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำใต้ดิน และผลเนื่องจากความแตกต่างของทฤษฎีที่นำมาใช้วิเคราะห์กับพฤติกรรมจริงของฐานราก ซึ่งสัดส่วนปลอดภัยที่แนะนำไว้ใน BS8004:1989 คืออยู่ระหว่าง 2 ถึง 3

ในการออกแบบฐานรากแผ่ได้มีแนวทางการออกแบบที่เสนอไว้โดยหลายองค์กรซึ่งมีวิธีในการออกแบบแตกต่างกัน ตัวอย่างเช่น

- AASHTO – Standard Specifications for Highway Bridges–Division I – Design: 5th edition, 1992

- U.S. Army Corps of Engineer – Engineering and design bearing capacity of soils: EM 1110-1-1905, 1992
- Eurocode 7 – Geotechnical Design, 2004

ในการออกแบบฐานรากให้ใช้งานได้นั้นต้องคำนึงถึงสิ่งสำคัญ 3 ประการคือ

1. ฐานรากจะต้องวางอยู่ในระดับลึกเพียงพอที่จะไม่ชำรุดเนื่องจากการกัดเซาะของน้ำที่ไหลผ่านฐานราก
2. ฐานรากจะต้องปลอดภัย โดยดินที่ฐานรากวางอยู่จะต้องไม่วิบัติ และตัวฐานรากเองจะต้องไม่วิบัติด้วย
3. ฐานรากจะต้องไม่ทรุดตัวจนทำให้โครงสร้างที่ใช้ฐานรากรับน้ำหนักเกิดความเสียหายจนใช้งานไม่ได้

3.1.1 ความลึกของฐานราก

ระดับกันฐานรากจะต้องไม่วางอยู่ใกล้กับระดับผิวดิน เนื่องจากกระบวนการทางธรรมชาติอาจก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินที่รองรับฐานรากอยู่ โดยฐานรากจะต้องวางอยู่บนชั้นดินที่แข็งแรงเพียงพอที่จะไม่เกิดการวิบัติ สำหรับฐานรากที่วางอยู่บนชั้นดินเหนียวนั้นสิ่งที่จะต้องคำนึงถึงอีกประการก็คือการเปลี่ยนแปลงปริมาณน้ำในดินตามฤดูกาล ซึ่งดินเหนียวอาจจะหดตัวในฤดูแล้งและพองตัวในฤดูฝน การหดตัวของดินนั้นสามารถระบุได้ด้วย Plasticity index และ clay fraction ดังตารางที่ 3-1 ในการวางระดับฐานรากจะต้องวางให้ลึกกว่าความลึกของชั้นดินที่มีโอกาสบวมหรือหดตามฤดูกาลด้วยดังตารางที่ 3-2

ตารางที่ 3-1 โอกาสที่จะเกิดการหดตัวของดิน BRE Digest 240, 1980 (คัดลอกจาก (Barnes 2000))

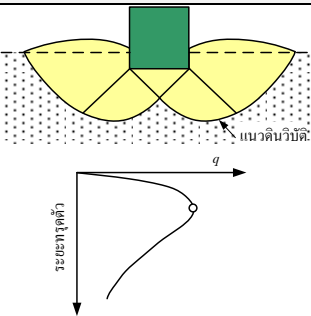
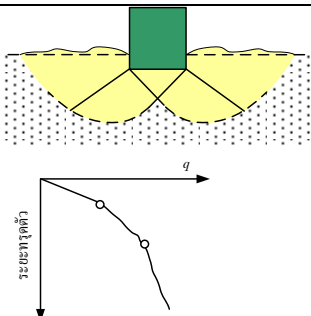
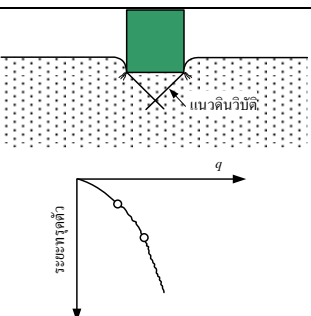
Plasticity index (%)	Clay fraction (%)	โอกาสที่ดินจะหดตัว
> 35	>95	สูงมาก
22-48	60-95	สูง
12-32	30-60	ปานกลาง
<18	<30	ต่ำ

ตารางที่ 3-2 ระยะฝังของฐานรากในดินเหนียวที่น่าจะมีการหดตัว NHBC 1992 (คัดลอกจาก (Barnes 2000))

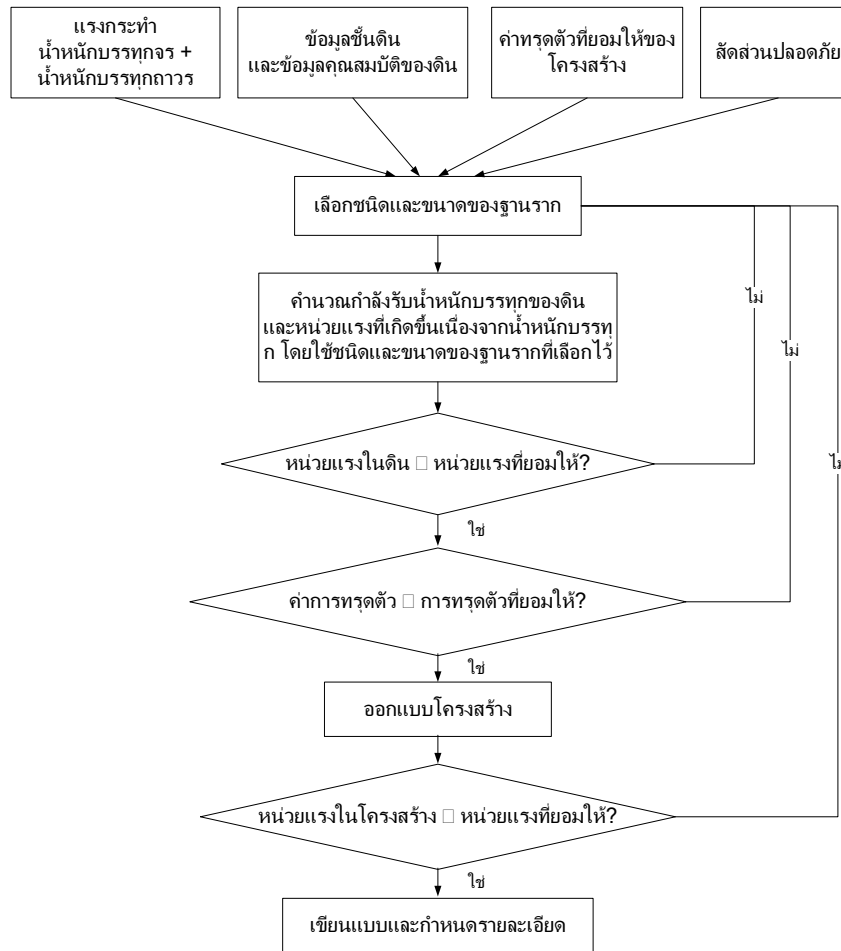
โอกาสที่ดินจะหดตัว	Plasticity index (%)	ความลึกของฐานราก (m)
สูง	>40	1.0
ปานกลาง	20-40	0.9
ต่ำ	10-20	0.75

ในการออกแบบฐานรากในงานวิศวกรรมฐานรากนั้นสิ่งที่เป็นหัวใจสำคัญก็คือการนำน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างถ่ายลงสู่ดินโดยที่ไม่เกิดการวิบัติและมีการเคลื่อนตัวอยู่ในช่วงที่ยอมรับได้โดยใช้วิธีที่เหมาะสมทั้งด้านการก่อสร้างและความประหยัด ในการออกแบบฐานรากแบบแผ่นั้นจะต้องทำความเข้าใจกับรูปแบบการวิบัติของรากแผ่ที่รับแรงกดตามแนวแกนกันก่อน โดยรูปแบบการวิบัติทั่วไปจะมีอยู่ 3 รูปแบบดังตารางที่ 3-3

ตารางที่ 3-3 รูปแบบการวิบัติของฐานรากตื้น

รูปแบบการวิบัติ	ลักษณะ	ชนิดของดิน
 <p>General shear failure</p>	<ul style="list-style-type: none"> • เห็นแนวการเฉือนจนถึงผิวดินได้อย่างชัดเจน • ผิวดินทั้งสองข้างของฐานรากบวมปูดขึ้นมาหลังจากการวิบัติ และฐานรากจะเอียงไปด้านใดด้านหนึ่ง • การวิบัติเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วและรุนแรง • ค่าประลัยคือจุดที่ให้หน่วยแรงกดสูงสุด 	<ul style="list-style-type: none"> • Low compressibility soil • Very dense sands • Saturated clay (NC and OC) undrained shear (fast loading)
 <p>Local shear failure</p>	<ul style="list-style-type: none"> • เห็นแนวการเฉือนชัดเจนแต่ได้ฐานรากเท่านั้น • ก่อนที่แนวการเฉือนจะปรากฏที่ผิวดินจะฐานรากจะต้องเคลื่อนตัวในปริมาณสูง • มีการบวมปูดของดินข้างฐานรากบ้าง แต่ฐานรากจะไม่เอียงตัวไปด้านใดด้านหนึ่ง • การวิบัติไม่เกิดขึ้นอย่างรุนแรง • ไม่มีหน่วยแรงสูงสุด ระบุหน่วยแรงประลัยได้ไม่ชัดเจน 	<ul style="list-style-type: none"> • Moderate compressibility • Medium dense sands
 <p>Punching shear failure</p>	<ul style="list-style-type: none"> • แนวการเฉือนชัดเจนอยู่ใต้ฐานราก • การทรุดตัวเกิดขึ้นในปริมาณมากเนื่องจาก compressibility ของดินใต้ฐานราก • ดินข้างฐานรากไม่บวมขึ้นมา ฐานรากไม่เอียงไปด้านใดด้านหนึ่ง • การวิบัติไม่เกิดขึ้นอย่างรุนแรง • ไม่สามารถระบุหน่วยแรงประลัยได้ การเพิ่มหน่วยแรงกดจะเป็นการทำให้ทรายเป็นขั้น 	<ul style="list-style-type: none"> • High compressibility soil • Very loose sands • Partially saturated clays • NC clay in drained shear (very slow loading) • Peats

สำหรับขั้นตอนในการออกแบบฐานรากสามารถเขียนเป็น Flow chart ดังแสดงในรูปที่ 3-1



รูปที่ 3-1 ขั้นตอนการออกแบบฐานรากแผ่ (ชัย and นาคาชาวา 2537)

สำหรับฐานรากที่อยู่บนดินเหนียวนั้นการออกแบบจะต้องพิจารณาทั้งเรื่องกำลังรับน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัวประกอบกัน ซึ่งต่างจากฐานรากที่อยู่บนทรายซึ่งการทรุดตัวจะมีผลน้อยกว่า

สำหรับการทรุดตัวของฐานรากนั้นจะเกิดเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิภาพ (Effective stress) ไม่ใช่หน่วยแรงรวม (Total stress) ซึ่งสาเหตุของการทรุดตัวเช่น

- มีน้ำหนักบรรทุกมากกระทำ
- ระดับน้ำใต้ดินลดลง
- เมื่อดินมีความชื้นเพิ่มขึ้นแล้วโครงสร้างของเนื้อดินยุบตัวลง
- การบวมของดิน

3.2 วิธีการหาค่ารับแรงกดประลัยของฐานราก (Ultimate bearing capacity)

3.2.1 วิธีคำนวณจาก Bearing capacity equation เมื่อแรงกระทำไม่เยื้องศูนย์กลาง

Bearing capacity ดินคือความสามารถของดินที่จะรับแรงกระทำจากฐานรากได้โดยดินใต้ฐานรากไม่วิบัติ ซึ่งเปรียบเทียบได้กับคานที่รับน้ำหนักได้โดยไม่วิบัตินั่นเอง จากการทดสอบกตฐานรากจนวิบัติจากนั้นตรวจสอบแนวการวิบัติพบว่าดินใต้ฐานรากจะถูกเฉือนขาดเป็นรูปโค้ง ซึ่งดินที่ถูกเฉือนขาดนี้จะดันผิวดินด้านข้างฐานรากให้สูงขึ้น และโดยทั่วไปแล้วฐานรากจะวิบัติไปในข้างใดข้างหนึ่งเท่านั้น แรงต้านทานของดินจะได้มาจากการประมาณแนวการวิบัติของดินด้วยสมการคณิตศาสตร์ ซึ่งในขณะนี้ยังไม่มีสมการคณิตศาสตร์ใดใช้หาแนวการวิบัติได้อย่างแม่นยำ แต่ก็ได้มีการผู้สร้างสมการที่ใช้ประมาณแนวโค้งของการวิบัติซึ่งสามารถใช้ประมาณกำลังแบกทานของดินได้พอเพียง รูปฐานรากที่มักจะนิยมใช้กัน ได้แก่

1. ฐานรากที่มีความยาวมากกว่าความกว้างมาก นิยมใช้รองรับกำแพง
2. ฐานรากรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสมีความยาวเท่ากับความกว้าง
3. ฐานรากรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีความยาวด้านไม่เท่ากัน โดยมีความยาวแตกต่างจากความกว้างไม่

มาก

3.2.2 สมการ Bearing capacity

สมการสำหรับคำนวณ Bearing capacity นั้นได้มีผู้เสนอไว้หลายสมการด้วยกัน ซึ่ง (Vesic 1973) ได้รายงานว่ามีผู้เสนอทฤษฎีการคำนวณ Ultimate bearing capacity ไว้ 15 วิธีดังตารางที่ 3-4

ตารางที่ 3-4 ผู้ที่ได้เสนอทฤษฎีที่ใช้คำนวณ Ultimate bearing capacity ของฐานรากตั้งแต่ปี 1940 (Vesic 1973)

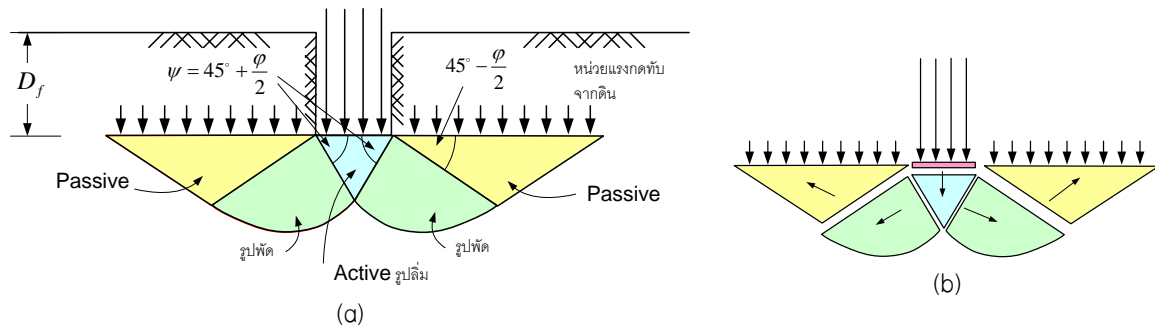
Plane-strain case	Axially-symmetrical case
Sokolovskii, 1942	Ishlinskii, 1944
Terzaghi, 1943	Berezantsev, 1952
Mizuno, 1948	Mizuno, 1953
Meyerhof, 1948	Shield, 1955
Caquot and Kerisel, 1949	Eason and Shield, 1960
Lundgren and Mortensen,	Cox et al., 1961
Gorbunov-Possadov, 1952	Cox, 1962
Bent Hansen, 1969	

ซึ่งการพัฒนาเริ่มต้นขึ้นมาจาก Prandtl ได้พัฒนาสมการสำหรับคำนวณ Bearing capacity ของวัสดุที่เป็นโลหะ จากนั้น Terzaghi ได้พัฒนาสมการของ Prandtl ให้ใช้กับวัสดุที่เป็นดิน และใน

ภายหลังได้มีผู้นำเอาสมการที่ Terzaghi พัฒนาไว้มาพัฒนาต่อยอดออกไปอีก ตัวอย่างสมการที่นิยมใช้ได้แก่ Meyerhof, Hansen และ Vesic เป็นต้น ในบทนี้เราจะศึกษาถึงสมการแต่ละสมการว่าใช้งานอย่างไร

3.2.2.1 สมการ Bearing capacity ของ Prandtl

Prandtl ได้พัฒนาสมการเพื่อคำนวณ Bearing capacity ของวัสดุที่เป็นโลหะโดยมีกลไกการวิบัติแสดงดังรูปที่ 3-2 และสมการที่ 3.1 คือสมการที่ใช้คำนวณ bearing capacity



รูปที่ 3-2 Failure mechanism ของ Prandtl มุม สังเกตว่ามุม ψ มีค่าเท่ากับ $45^\circ + \varphi/2$

$$(q_u)_{\text{Prandtl}} = cN_c + qN_q \quad (3.1)$$

โดย

$$N_q = \exp^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

c = Cohesion

φ = Friction angle

สมการที่ 3.1 ไม่ได้คิดผลเนื่องจากน้ำหนักของวัสดุเข้าไปในสมการด้วย ซึ่งในกรณีของวัสดุที่มีกำลังสูงเช่นโลหะจะมีค่าผิดพลาดไม่มากเนื่องจาก q_{ult} ส่วนใหญ่ได้มาจากกำลังของโลหะ สำหรับกรณีของวัสดุที่มีกำลังรับแรงเฉือนต่ำกว่าโลหะมากเช่นดินได้มีผู้พัฒนาสมการขึ้นมา ซึ่งจะได้กล่าวในหัวข้อถัดไป

3.2.2.2 สมการ Ultimate bearing capacity ของ Terzaghi

ถ้าเป็นวัสดุที่มีกำลังต่ำกว่าโลหะมาก น้ำหนักของดินจะมีผลต่อ Bearing capacity ด้วย ในปี 1943 Terzaghi ได้พัฒนาสมการ bearing capacity โดยใช้สมการของ Prandtl ในหัวข้อที่แล้วมาพัฒนาต่อ โดย Terzaghi ได้เพิ่มส่วน bearing capacity ที่ได้จากน้ำหนักของดินเข้าไปในสมการที่ 3.1 และ Terzaghi ได้สมมุติให้มุม $\psi = \varphi$ แทนที่ $\psi = 45 + \varphi/2$ สมการที่ 3.2 คือสมการ bearing capacity ที่เสนอโดย Terzaghi สำหรับฐานรากตื้นที่มีผิวไม่เรียบ (Rough shallow foundation) โดยมีสมมุติฐานดังนี้

- เกิดลิ่มรูปสามเหลี่ยมใต้ฐานรากซึ่งก่อให้เกิดสถานะแอคทีฟขึ้นในดินโดยมุม ψ เท่ากับ φ
- ลิ่มรูปสามเหลี่ยมนี้ดันดินออกทางด้านข้างก่อให้เกิดแรงสถานะพาสซีฟขึ้นในดินโดยทำมุม $45^\circ - \varphi/2$
- แนวที่อยู่ระหว่างลิ่มทั้งสองประมาณด้วยสมการชนิด Log-spiral ซึ่งมีสมการคือ $r = r_0 \exp(\theta \tan \varphi')$
- โดยที่ θ คือค่ามุมมีหน่วยเป็นเรเดียน, φ' มุมเสียดทานของดิน และ $r_0 = B/(2 \cos(45 + \varphi/2))$

$$q_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \tag{3.2}$$

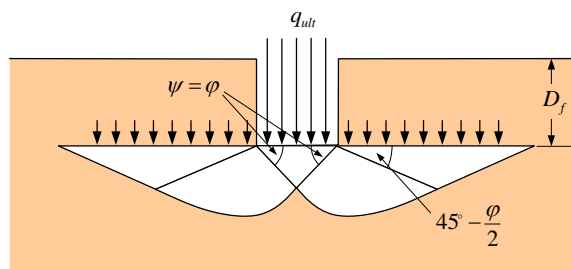
เมื่อ

c = ค่าแรงยึดเกาะ (cohesion) ของดิน

γ = หน่วยน้ำหนักของดิน, $q = \gamma D_f$

N_c, N_q, N_γ = Bearing capacity factor เป็นค่าที่ไม่มีหน่วยและเป็นฟังก์ชันของมุม φ เท่านั้น (ดูตารางที่ 3-5) เมื่อเราศึกษาแต่ละพจน์ในสมการที่ 3.2 จะได้ว่า

- พจน์ cN_c จะเป็นส่วนที่มาจากของแรงยึดเกาะของดิน
- พจน์ qN_q จะเป็นส่วนของหน่วยแรงกดทับเหนือระดับของฐานราก
- พจน์ $\frac{1}{2} \gamma N_\gamma$ จะเป็นส่วนที่มาจากน้ำหนักของส่วนการวิบัติของดินที่เป็นรูปลิ่ม



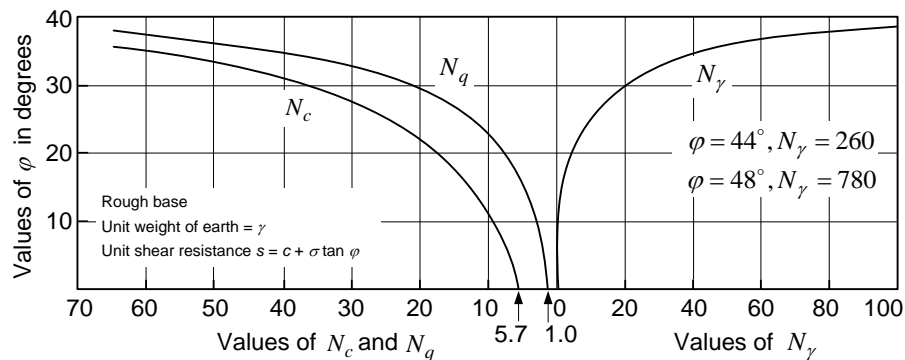
รูปที่ 3-3 Failure Mechanism ของ Terzaghi จะสังเกตเห็นว่ามุม ψ มีค่าเท่ากับ φ

สำหรับสมการของ Terzaghi จะใช้ค่ามุม ψ เท่ากับ φ แทนที่จะเป็น $45^\circ + \varphi/2$ ทำให้กำลังรับน้ำหนักที่คำนวณโดยสมการของ Terzaghi คลาดเคลื่อนในกรณีที่มีมุม φ ต่ำมากๆ

ตารางที่ 3-5 สมการ Bearing capacity และ bearing capacity factor ของ Terzaghi

Terzaghi	$q_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$	
$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$	$N_q = \exp\left(2\left(\frac{3\pi - \varphi}{4}\right) \tan \varphi\right)$	$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$

โดยที่ Terzaghi ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง Bearing capacity factor กับมุม ϕ ไว้ดังรูปที่ 3-4

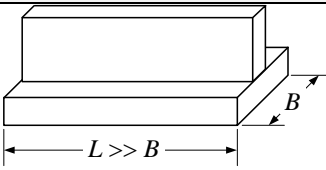
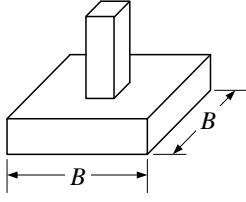
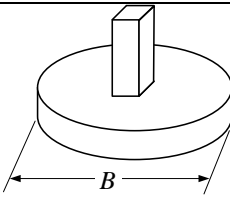


รูปที่ 3-4 ความสัมพันธ์ระหว่าง Bearing capacity factor ของ Terzaghi กับมุม ϕ (Terzaghi 1943)

3.2.2.3 สมการ Bearing capacity ของ Terzaghi สำหรับฐานรากรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสและวงกลม

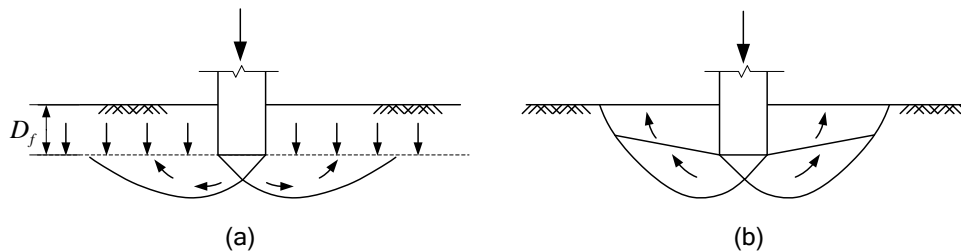
สมการที่ 3.2 เป็นสมการสำหรับฐานรากแบบ strip footing ซึ่งถ้าเป็นฐานรากรูปอื่นจะต้องปรับแก้สมการดังตารางที่ 3-6

ตารางที่ 3-6 สมการ Bearing capacity ของฐานรากแบบยาว แบบสี่เหลี่ยมจัตุรัส และแบบวงกลม

รูปฐานราก	สมการ Bearing capacity
 <p>Strip</p>	$q_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$
 <p>Square</p>	$q_{ult} = (1.3)cN_c + qN_q + (0.8)\frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$
 <p>Circular</p>	$q_{ult} = (1.3)cN_c + qN_q + (0.6)\frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$

3.2.2.4 สมการ Bearing capacity ของ Meyerhof และ Vesic

สมการของ Terzaghi (สมการ 3.2) นี้ได้ใช้เป็นต้นแบบของสมการในภายหลัง สมการ bearing capacity ที่นิยมใช้ได้แก่สมการของ Meyerhof, Hansen และ Vesic แต่สมการของ Terzaghi นั้นเป็นสมการที่ใช้ได้ง่ายที่สุดจึงเป็นสมการที่วิศวกรภาคปฏิบัตินิยมใช้ แต่ก็มีข้อด้อยบางประการคือใช้ไม่ได้กับกรณีของฐานรากที่รับแรงด้านข้าง, กรณีที่ฐานรากรับโมเมนต์ดัด, ฐานรากเอียง และฐานรากที่วางอยู่บนลาดคั่นดิน



รูปที่ 3-5 กลไกการวิบัติที่แตกต่างกันของ 2 วิธี (a) Terzaghi และ (b) Meyerhof

สำหรับค่าแฟคเตอร์ปรับแก้ของ Meyerhof แสดงดัง และค่าปรับแก้ของ Vesic แสดงดังตารางที่ 2.6 และตารางที่ 2.7 ตามลำดับโดยคำอธิบายของแฟคเตอร์แต่ละตัวมีดังนี้

- Shape factor

ได้แก่ค่าปรับแก้ s_c, s_q, s_γ ซึ่งเกิดขึ้นเนื่องจากสมการที่ 2.2 ได้พัฒนาขึ้นมาจากสมมุติฐานที่ว่าฐานรากยาวมาก ดังนั้นถ้าฐานรากเป็นรูปอื่นเช่นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า จะต้องคิดผลเนื่องจากข้อนี้ด้วย

- Depth factor

ได้แก่ค่าปรับแก้ d_c, d_q, d_γ ซึ่งได้พิจารณาเพิ่ม Bearing capacity โดยการคิดว่าดินที่อยู่เหนือระดับฐานรากสามารถต้านทานหน่วยแรงเฉือนได้ด้วยดังรูปที่ 3-5 อย่างไรก็ตามก็ตีผู้ออกแบบบางรายอาจจะไม่คิดผลเนื่องจากระยะฝังนี้ ซึ่งทำให้ฐานรากมีสัดส่วนปลอดภัยเพิ่มขึ้น โดยเหตุผลเนื่องจากดินที่ใช้เหนือฐานรากมักจะมีคุณภาพไม่ดีเท่าดินที่รองรับฐานรากอยู่ และดินใต้ฐานรากจะต้องยุบตัวได้น้อยมากซึ่งในทางปฏิบัติดินใต้ฐานรากอาจขุดได้ไม่แน่นอนพอ

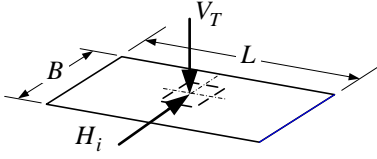
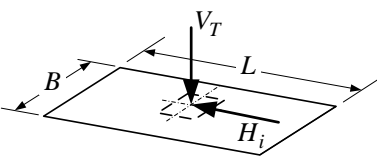
- Inclination factor

ได้แก่ค่าปรับแก้ i_c, i_q, i_γ ซึ่งได้พิจารณาผลเนื่องจากแรงกระทำที่มีส่วนของแรงอยู่ในแนวราบอันจะทำให้ Bearing capacity ลดลง

ตารางที่ 3-7 สมการ Bearing capacity ของ Meyerhof สำหรับกรณี Drained และ Undrained

Meyerhof	$q_{ult} = cN_c(s_c d_c i_c) + qN_q(s_q d_q i_q) + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma (s_\gamma d_\gamma i_\gamma)$		
Undrained $\varphi = 0^\circ$	$N_c = 5.14$	$N_q = 1.0$	$N_\gamma = 0.0$
Shape factor	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	$s_q = 1.0$	$s_\gamma = 1.0$
Depth factor	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$d_q = 1.0$	$d_\gamma = 1.0$
Inclination factor	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = 0$ for $\varphi > 0$
Drained $\varphi > 0^\circ$	$N_c = (N_q - 1)\cot \varphi$	$N_q = \exp^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi/2)$	$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\varphi)$
Shape factor	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$
Depth factor	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$d_q = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$
Inclination factor	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\varphi^\circ}\right)^2$
หมายเหตุ			
$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$			

ตารางที่ 3-8 สมการ Bearing capacity ของ Vesic สำหรับกรณี Drained และ Undrained (ดูค่า N_c, N_q, N_γ ใน ตารางที่ 3-9)

Vesic	$q_{ult} = cN_c(s_c d_c i_c) + qN_q(s_q d_q i_q) + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma(s_\gamma d_\gamma i_\gamma)$		
Undrained $\varphi = 0^\circ$	$N_c = 5.14$	$N_q = 1.0$	$N_\gamma = 0.0$
Shape factor	$s_c = 1 + \frac{B' N_q}{L' N_c}$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \varphi$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$
Depth factor	$d_c = 1 + 0.4k$	$d_q = 1.0$	$d_\gamma = 1.0$
Inclination factor	$i_c = 1 - \frac{mH}{A_f s_u N_c}$	$i_q = 1.0$	$i_\gamma = 1.0$
Drained $\varphi > 0^\circ$	$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$	$N_q = \exp^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$	$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\varphi)$
Shape factor	$s_c = 1 + \frac{B' N_q}{L' N_c}$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \varphi$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$
Depth factor	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi}$	$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 k$	$d_\gamma = 1.0$
Inclination factor	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi}$	$i_q = \left[1 - \frac{H_i}{V_T + A_f c' \cot \varphi} \right]^m$	$i_\gamma = \left[1 - \frac{H_i}{V_T + A_f c' \cot \varphi} \right]^{m+1}$
<p>$k = D/B$ เมื่อ $D/B \leq 1$ $k = \tan^{-1}(D/B)$ เมื่อ $D/B > 1$ k มีหน่วยเป็นเรเดียน V_T = ผลรวมของแรงในแนวดิ่ง H_i = แรงในแนวราบ A_f = พื้นที่ฐานรากประสิทธิผล $B' \times L'$ c' = Cohesion s_u = Undrained shear strength φ = Friction angle (in degree)</p>		<p>เมื่อแรงขนานกับความกว้าง B', $m = m_B = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$</p>  <p>เมื่อแรงขนานกับความยาว L', $m = m_L = \frac{2 + L'/B'}{1 + L'/B'}$</p>  <p>เมื่อมีแรงกระทำ 2 ทิศทาง $m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$</p>	

ตารางที่ 3-9 ตารางค่า Bearing capacity factor ซึ่งใช้ค่า $N_q = 2(N_c + 1)\tan(\phi)$ ของ Vesic

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.0	0.0	26	22.3	11.9	12.6
1	5.4	1.1	0.1	27	23.9	13.2	14.5
2	5.6	1.2	0.2	28	25.8	14.7	16.7
3	5.9	1.3	0.2	29	27.8	16.4	19.3
4	6.2	1.4	0.3	30	30.1	18.4	22.4
5	6.5	1.6	0.4	31	32.6	20.6	26.0
6	6.8	1.7	0.6	32	35.5	23.2	30.2
7	7.2	1.9	0.7	33	38.7	26.1	35.2
8	7.5	2.1	0.9	34	42.1	29.4	41.0
9	7.9	2.3	1.0	35	46.1	33.3	48.0
10	8.3	2.5	1.2	36	50.7	37.8	56.4
11	8.8	2.7	1.4	37	55.6	42.9	66.2
12	9.3	3.0	1.7	38	61.3	48.9	78.0
13	9.8	3.3	2.0	39	67.9	56.0	92.3
14	10.4	3.6	2.3	40	75.3	64.2	109.4
15	10.8	3.9	2.6	41	83.9	73.9	130.2
16	11.5	4.3	3.0	42	93.7	85.4	155.6
17	12.4	4.8	3.5	43	105.1	99.0	186.5
18	13.2	5.3	4.1	44	118.4	115.3	224.6
19	13.9	5.8	4.7	45	133.9	134.9	271.8
20	14.8	6.4	5.4	46	152.1	158.5	330.3
21	15.9	7.1	6.2	47	173.6	187.2	403.6
22	16.8	7.8	7.1	48	199.3	222.3	496.0
23	18.1	8.7	8.2	49	229.9	265.5	613.1
24	19.3	9.6	9.4	50	266.9	319.1	763.0
25	20.8	10.7	10.9	51	311.8	386.0	955.8

ตารางที่ 3-10 คำแนะนำสำหรับแต่ละสมการ (คัดลอกบางส่วนจาก (Bowles 1996))

สมการ	เหมาะสำหรับ
Terzaghi	ดินเหนียวที่ $D_f / B \leq 1$ ใช้ประมาณ q_{ult} อย่างรวดเร็วเพื่อเปรียบเทียบกับผลจากสมการอื่น ไม่ใช่ในกรณีพื้นฐานรากรับโมเมนต์ดัด แรงกระทำด้านข้าง ฐานรากเอียง หรือ ฐานรากที่วางอยู่บนลาดคั่นดิน
Hansen, Meyerhof, Vesic	ใช้ได้กับทุกกรณี ขึ้นอยู่กับความถนัดหรือความคุ้นเคยของผู้ใช้
Hansen, Vesic	เมื่อฐานรากเอียง ฐานรากวางบนคั่นดิน $D_f / B \geq 1$ หรือฐานรากฝังอยู่ลึกมากกว่าความกว้าง

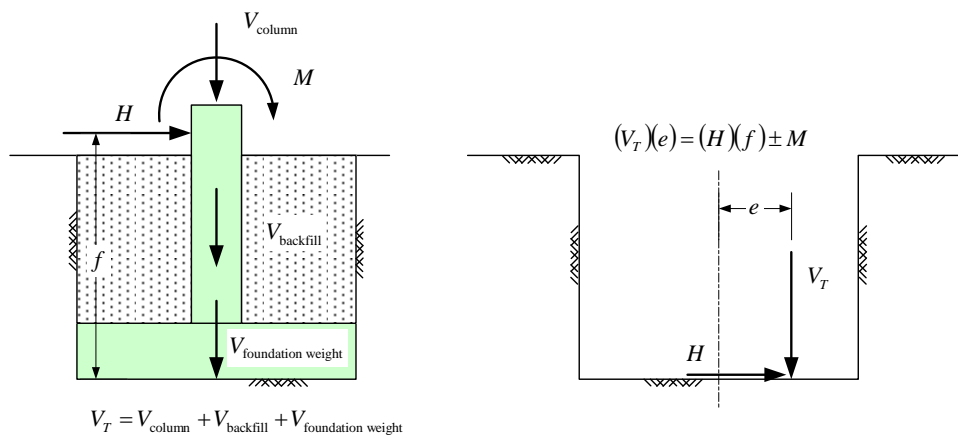
3.3 ฐานรากมีแรงเยื้องศูนย์กลางหรือแรงเอียงกระทำ (Barnes 2000)

ฐานรากของโครงสร้างมักจะมีโมเมนต์ดัดและแรงด้านข้างมากกระทำ ซึ่งถ้ามีแรงทั้งสองนี้มากระทำจะทำให้ฐานรากพลิกคว่ำ (Overturning) ได้ ในการคำนวณจะต้องหาผลรวมของแรงในแนวตั้งที่กระทำต่อกันฐานราก ที่ระยะเยื้องศูนย์กลาง e ดังรูปที่ 3-6

ในกรณีที่มีแรงในแนวราบกระทำที่กันฐานรากจะก่อให้เกิดแรงแรงลัพธ์ที่ทำมุมกับแนวตั้ง ซึ่งแรงที่กระทำเยื้องศูนย์กลางและแรงลัพธ์เอียงทำมุมกับแนวตั้งนี้จะทำให้ Bearing capacity ลดลง

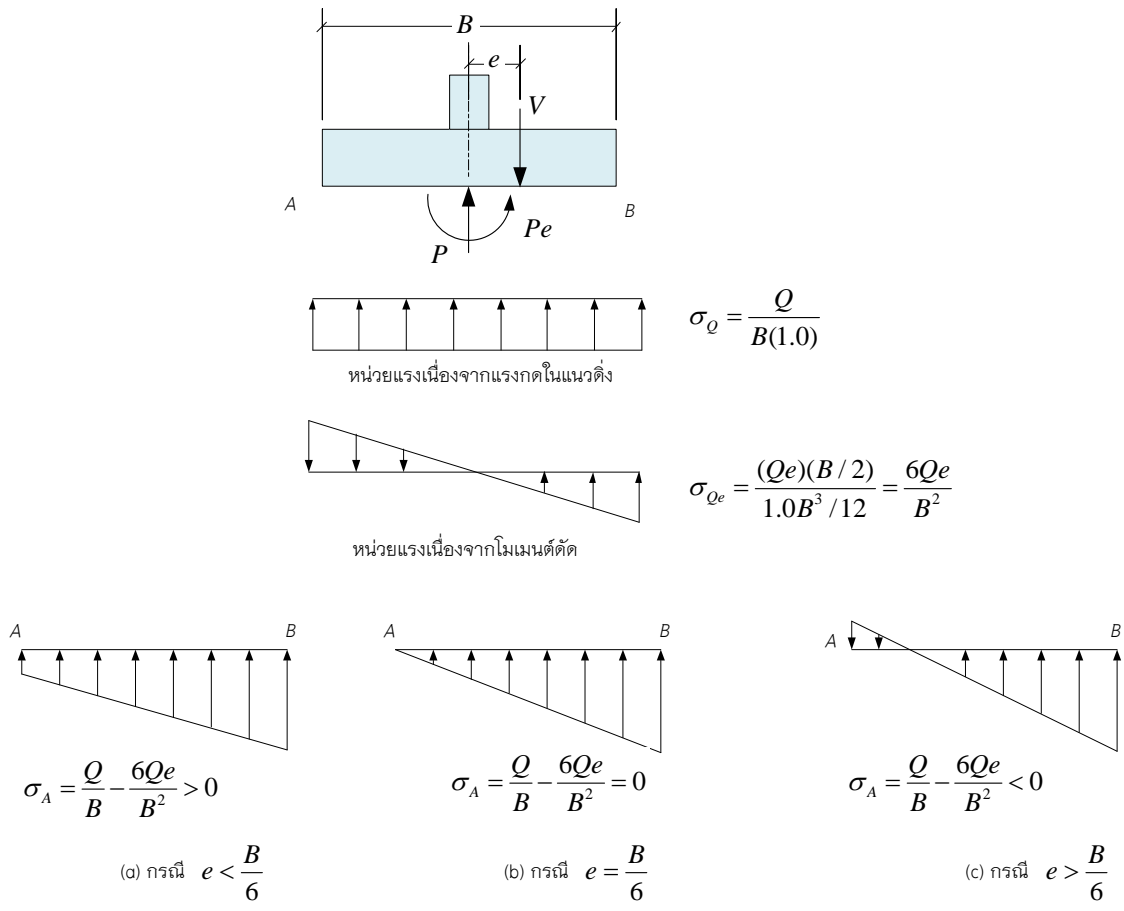
3.3.1 แรงกระทำเยื้องศูนย์กลาง (Eccentric loading)

ตำแหน่งของแรงลัพธ์ในแนวตั้ง V_T อาจจะมีเยื้องศูนย์กลางได้ทั้งแนวยาวและแนวสั้นของฐานราก โดย e_L คือระยะเยื้องศูนย์กลางตามแกนยาว และ e_b คือระยะเยื้องศูนย์กลางตามแกนสั้นของฐานรากดังรูปที่ 3-6



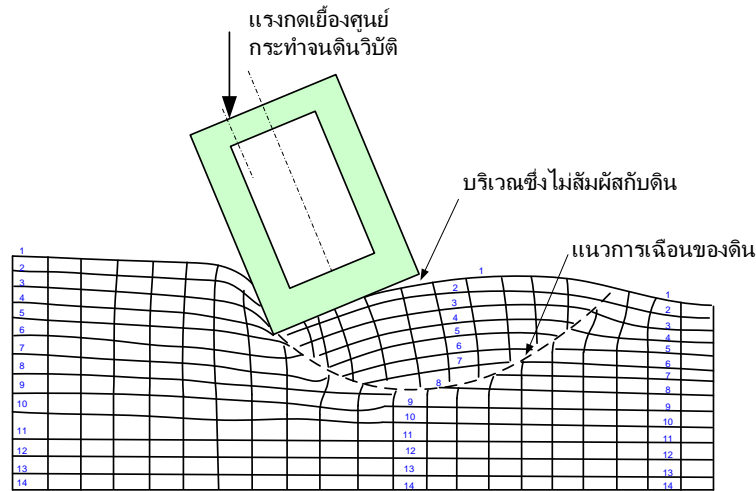
รูปที่ 3-6 ฐานรากที่รับแรงในแนวตั้ง แรงในแนวราบ และโมเมนต์ดัด

เมื่อฐานรากต้องรับโมเมนต์ดัด หน่วยแรงที่เกิดขึ้นได้ฐานรากคำนวณได้โดยการสมมติให้ฐานรากมีความแกร่งมาก โดยคิดเป็นหน่วยแรงรวมระหว่างหน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงกดในแนวตั้งและหน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากโมเมนต์ดัด ถ้าให้แรงกดในแนวตั้งเป็น Q และมีระยะเยื้องของแรงกดจากศูนย์กลางถ่วงของฐานรากเป็น e (ดังรูปที่ 3-7) จะก่อให้เกิดโมเมนต์ดัดเป็น Qe หน่วยแรงรวมจะขึ้นกับระยะเยื้องศูนย์กลางโดยถ้าระยะเยื้องศูนย์กลาง e ไม่เกิน $B/6$ หน่วยแรงกดเนื่องจากแรงในแนวตั้งจะมากกว่าหน่วยแรงดึงเนื่องจากโมเมนต์ดัดหน่วยแรงรวมได้ฐานรากจึงเป็นหน่วยแรงกดทั้งหมด แต่ในกรณีที่ระยะเยื้องศูนย์กลาง e เกินกว่า $B/6$ หน่วยแรงกดเนื่องจากแรงในแนวตั้งจะน้อยกว่าหน่วยแรงดึงเนื่องจากโมเมนต์ดัดและทำให้บางส่วนของฐานรากเกิดหน่วยแรงดึง ซึ่งในทางปฏิบัติถือว่าดินรับแรงดึงได้น้อยมากฐานรากส่วนที่เกิดแรงดึงจึงไม่สัมผัสกับดินอีกต่อไป



รูปที่ 3-7 หน่วยแรงในดินใต้ฐานรากที่รับแรงกระทำแบบเอียงศูนย์กลาง

หลักฐานจากการทดลองกดฐานรากจำลองบนดินทรายและรับแรงกระทำเอียงศูนย์กลางในแนวตั้ง (รูปที่ 3-8) เมื่อออกแรงกดจนกระทั่งดินวิบัติจะเห็นว่า มีบริเวณที่พื้นของฐานรากจำลองไม่สัมผัสกับดิน นั่นหมายความว่าความกว้างของฐานรากที่สัมผัสกับดินมีระยะลดลง ซึ่งเป็นที่มาของหลักการของการลดความกว้างของฐานรากที่เสนอโดย Meyerhof ดังจะได้กล่าวต่อไป

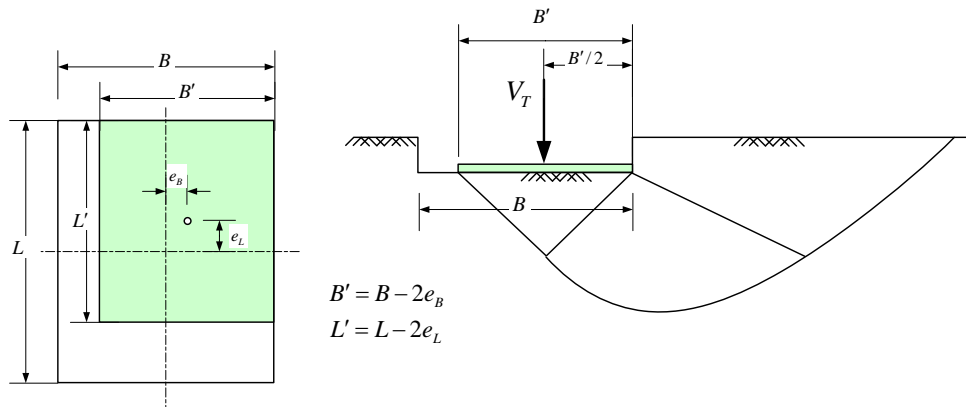


รูปที่ 3-8 การวิบัติของดินใต้ฐานรากเนื่องจากแรงกดเยื้องศูนย์ในแนวตั้ง จะเห็นได้ว่าจะเกิดบริเวณที่ฐานรากไม่สัมผัสกับดิน: ลอกรูปจากภาพถ่ายของ Jumikis, 1956 (Perloff and Baron 1976)

วิธีที่สะดวกและให้ค่าที่อยู่ในด้านปลอดภัยได้แก่วิธีของ Meyerhof (1953) ซึ่งแนะนำวิธีการวิเคราะห์ไว้โดยการทำ

- สมมติให้แรงลัพธ์ในแนวตั้ง V_T กระทำที่จุดกึ่งกลางของพื้นที่ฐานรากประสิทธิผล (โดยไม่พิจารณาพื้นที่ที่อยู่นอกบริเวณนี้เลย) ซึ่งทำให้สามารถใช้สมการ Bearing capacity ของฐานรากที่มีแรงกระทำไม่เยื้องศูนย์ได้ (รูปที่ 3-9)
- โดยที่พื้นที่ฐานรากประสิทธิผล $A_f = B'L'$ โดย $B' = B - 2e_B$ และ $L' = L - 2e_L$
- หน่วยแรงกดเฉลี่ยที่ฐานรากกระทำต่อดินเท่ากับ (Mean contact pressure) กระจายสม่ำเสมอ ดังสมการ

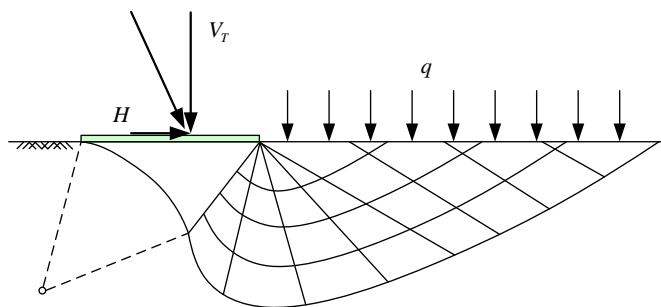
$$q = \frac{V_T}{B'L'} \tag{3.3}$$



รูปที่ 3-9 การคำนวณ Bearing capacity ของฐานรากที่มีแรงกระทำเอียงศูนย์กลาง โดยใช้วิธีพื้นที่ประสิทธิผล ซึ่งจะสมมุติว่าแรงดันใต้ฐานรากกระจายเท่ากันหมดโดยไม่ต้องคิดแรงดันดินที่เกิดขึ้นจริง

3.3.2 แรงกระทำเอียงจากแนวตั้ง (Inclined loading)

เมื่อมีแรงกระทำในแนวราบต่อฐานรากจะทำให้แรงลัพธ์ไม่อยู่แนวตั้งซึ่งจะทำให้โซนการวิบัติของฐานรากลดลงดังรูปที่ 3-10



รูปที่ 3-10 แนวการวิบัติของดินเมื่อฐานรากรับแรงกระทำด้านข้าง (แรงลัพธ์เอียงจากแนวตั้ง)

3.4 ผลกระทบของเนื่องจากระดับน้ำใต้ดิน

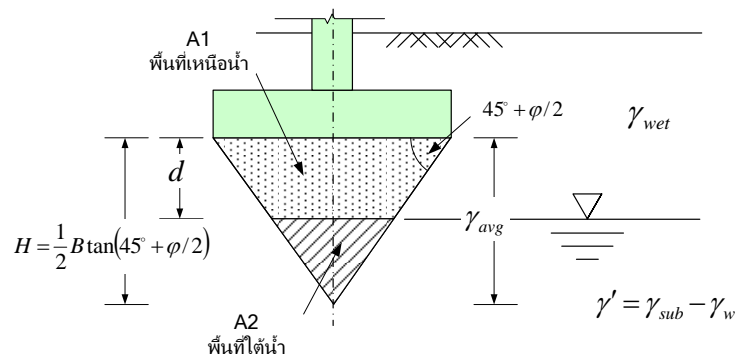
สมการที่ 3.2 จะใช้คำนวณกำลังรับน้ำหนักแผ่ของดินในกรณีที่ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าระดับฐานรากมากกว่าความกว้างของฐานราก ซึ่งถ้าเป็นกรณีที่ระดับน้ำใต้ดินอยู่ใกล้หรืออยู่สูงกว่าระดับฐานรากจำเป็นต้องมีการเปลี่ยนแปลงบางพจน์ของสมการที่ 3.2 โดยพิจารณาผลกระทบเนื่องจากระดับน้ำใต้ดินเข้าไปพิจารณาด้วย ซึ่งแบ่งได้เป็น 3 กรณีดังตารางที่ 3-11

ตารางที่ 3-11 สรุปผลกระทบเนื่องจากระดับน้ำใต้ดิน

กรณีที่ 1	กรณีที่ 2	กรณีที่ 3
<p>จะมีผลต่อน้ำหนักกดของดิน q เหนือฐานราก $q = D_1\gamma_{sat} + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w)$</p> <p>ใช้ γ' ในพจน์ $0.5B\gamma N_\gamma$</p>	<p>จะมีผลต่อค่าหน่วยน้ำหนัก γ ในพจน์ที่สามของสมการที่ 3.2</p> $\bar{\gamma} = \frac{\gamma'(B-d) + \gamma d}{B}$ <p>(Bowles 1996) จะใช้วิธีที่แตกต่างจากนี้ ดูตัวอย่างในหัวข้อที่ 3.13)</p>	<p>ไม่มีผลต่อค่า γ ในสมการที่ 3.2</p>

สำหรับกรณีที่ 1 นั้นถ้าระดับน้ำอยู่เหนือระดับของฐานรากอยู่ในระดับที่สูงขึ้นจะทำให้หน่วยแรงกดทับประสิทธิผล (Effective overburden) เหนือระดับของฐานรากลดลงจนทำให้ Bearing capacity ลดลง

สำหรับกรณีที่ 2 ถ้าระดับน้ำอยู่ใต้ระดับฐานรากแต่ไม่เกินกว่าระยะความกว้าง B จะต้องใช้ค่าเฉลี่ยหน่วยน้ำหนักในพจน์ที่สามของสมการที่ 3.2 ซึ่งเป็นพจน์ที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักของดิน โดยวิธีเฉลี่ยหน่วยน้ำหนักมี 2 วิธีได้แก่วิธีในหนังสือของ Das (Das 1995) และวิธีในหนังสือของ Bowles (Bowles 1996) ดังแสดงในรูปที่ 3-11



รูปที่ 3-11 การเฉลี่ยหน่วยน้ำหนักของดินที่ใช้ในพจน์ที่สามของสมการที่ 3.2 ในกรณีที่มีบางส่วนของรูปสี่เหลี่ยมจมอยู่ในน้ำ

การเฉลี่ยจะใช้พื้นที่ (Bowles (Bowles 1996))

$$\gamma_{avg} A_{total} = \gamma_{wet} A_1 + \gamma' A_2$$

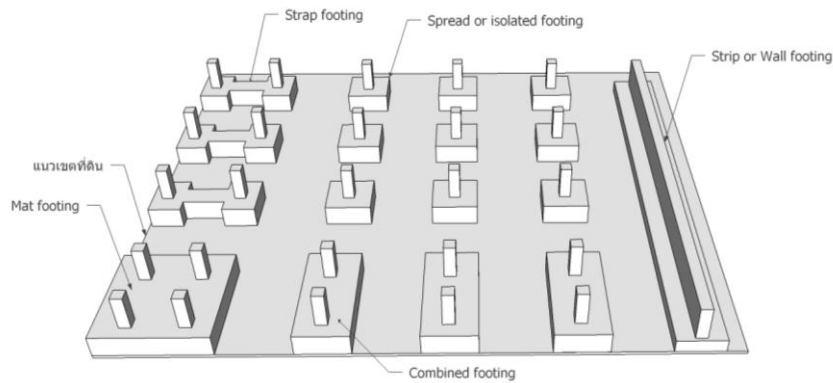
$$\gamma_{avg} \left(\frac{BH}{2} \right) = \gamma_{wet} \left(2 \left(\frac{1}{2} \right) \left(\frac{B}{2} \right) \left(\frac{H + (H-d)}{H} \right) d \right) + \gamma' \left(2 \left(\frac{1}{2} \right) \left(\frac{B}{2} \right) \frac{(H-d)^2}{H} \right)$$

$$\gamma_{avg} = \gamma_{wet} (2H-d) \frac{d}{H^2} + \gamma' \frac{(H-d)^2}{H^2} \quad (3.4)$$

ตัวอย่างที่ จะแสดงถึงผลการคำนวณโดยใช้ค่าเฉลี่ยหน่วยน้ำหนักที่แตกต่างกัน จากผลการคำนวณจะให้ผลการคำนวณที่แตกต่างกันไม่มาก จึงเป็นดุลพินิจของผู้ใช้ว่าจะเลือกใช้การเฉลี่ยโดยวิธีใด

3.5 Combined footing and mat footing

ฐานรากแบบสี่เหลี่ยมจัตุรัสเป็นรูปแบบที่ประหยัดที่สุดสำหรับรองรับเสากลมหรือเสาสี่เหลี่ยมจัตุรัส หรือหาเป็นเสาสี่เหลี่ยมผืนผ้าหรือกำแพง ฐานรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสจะเหมาะสมกว่า แต่ถ้าหากตำแหน่งเสาตั้งอยู่ใกล้แนวเขตที่ดินการใช้ฐานสี่เหลี่ยมนั้นอาจเป็นไปได้เนื่องจากส่วนของฐานรากจะล้ำเข้าไปในพื้นที่ข้างเคียง ในการออกแบบฐานรากชนิดนี้มีทางเลือกหลายทางดังรูปที่ 3-12 ในการวิเคราะห์จะสมมุติให้ฐานรากแกร็งมาก (rigid)



รูปที่ 3-12 รูปแบบของฐานแผ่ นอกเหนือจากกรณีฐานเดี่ยว

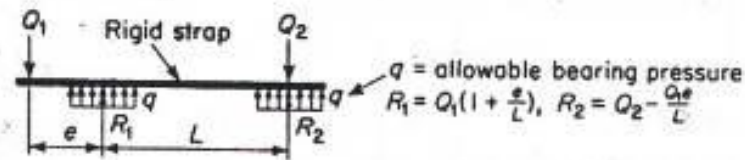


Fig. 7-6 Principle of strap footing design.

รูปที่ 3-13 ฐานรากแบบ strap footing

ตัวอย่างที่ 3.1 การคำนวณขนาดฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส

เสาขนาด 400x400 มิลลิเมตร รับแรงกระทำใช้งาน 110 ตัน และรับแรงกระทำประลัย 165 ตัน จงหาขนาดของฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่ต้องการ ฐานอยู่ในดินทรายที่มี SPT-N เท่ากับ 20 ครั้งต่อฟุต และระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับผิวดิน ความลึกของฐานรากเท่ากับ 1.5 เมตร

การคำนวณแบ่งเป็นสองส่วน ส่วนแรกเป็นการคำนวณกำลังแบกทานของดิน

จาก SPT-N 20 ครั้งต่อฟุต จะได้ค่ามุมเสียดทานภายใน ϕ เท่ากับ 33 องศา (ไม่ปรับแก้ค่า SPT-N เนื่องจาก overburden pressure - ฐานรากอยู่ในระดับดิน ซึ่งอยู่ในด้านปลอดภัย)

คำนวณหน่วยแรงกดทับเหนือฐาน

$$q' = \gamma D = (0.8)(1.5) = 1.2 \text{ t/m}^2$$

คำนวณค่า Bearing capacity factor และค่าปรับแก้

$\phi = 33^\circ$	$N_c = 38.7$	$N_q = 26.1$	$N_\gamma = 35.2$
Shape factor	-	$s_q = 1 + \frac{2.5}{2.5} \tan(33)$ $s_q = 1.65$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{2.5}{2.5} \right)$ $s_\gamma = 0.6$

$$q_{ult} = q' N_q (s_q) + 0.5 B \gamma' N_\gamma (s_\gamma)$$

$$q_{ult} = (1.2)(26.1)(1.65) + 0.5(2.5)(0.8)(35.2)(0.6)$$

$$q_{ult} = 51.68 + 21.12 = 72.80 \text{ t/m}^2$$

ถ้าคิดเป็น net pressure ณ จุดที่ด้านล่างของฐานสัมผัสดิน

$$q_{ult}^{net} = 72.8 - 1.2 = 71.6 \text{ t/m}^2$$

กำลังแบกทานที่ยอมให้

$$q_{allow}^{net} = 71.6 / 3.0 = 23.9 \text{ t/m}^2$$

ส่วนที่สองเป็นการคำนวณขนาดของฐานรากเพื่อใช้รองรับเสา

ในการทดลองหาขนาดครั้งแรกไม่คิดน้ำหนักของฐาน ดังนั้นพื้นที่ฐานที่ต้องการคือ

$$A_{trial} = \frac{110}{23.9} = 4.6 \text{ m}^2$$

ลองเลือกขนาดฐานรากเป็นสี่เหลี่ยมจัตุรัส 2.2 เมตร หน้า 0.5 เมตร น้ำหนักของฐานรากจะ

เท่ากับ

$$W = (2.2)(2.2)(0.5)(2.4) = 5.8 \text{ ton}$$

แรงทั้งหมดที่กระทำต่อดิน

$$W = 110 + 5.8 = 115.8 \text{ ton}$$

พื้นที่ฐานแผ่ที่ต้องการ

$$A_{req} = \frac{115.8}{23.9} = 4.8 \text{ m}^2$$

พื้นที่ฐานที่ต้องการเพิ่มขึ้นจากเดิม ดังนั้นเปลี่ยนไปเลือกใช้ขนาดฐานเป็นสี่เหลี่ยมจัตุรัส 2.4

เมตร หน้า 0.5 เมตร และตรวจสอบแรงดันดินจะได้

$$q_{load} = 115.8 / ((2.4)(2.4)) = 20.1 \text{ t/m}^2 < q_{allow}$$

หน่วยแรงที่กระทำต่อดินไม่เกินกว่ากำลังแบกทานที่ยอมให้ดังนั้นใช้ได้

ตัวอย่างที่ 3.2 การคำนวณขนาดฐานรากร่วม

เสาเข็มอาคารชุดเขตที่ดินขนาด 600x450 มิลลิเมตร รับน้ำหนักบรรทุกคงที่ 76 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจร 58 ตัน เสาต้นในมีขนาด 600x600 มิลลิเมตร รับน้ำหนักบรรทุกคงที่ 1110 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจร 89 ตัน ถ้าเสาทั้งสองต้นนี้วางรวมกันอยู่บนฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้าดังรูปที่ 3-14 จงคำนวณขนาดของฐานรากเพื่อต้านน้ำหนักบรรทุกจากเสาสองต้นนี้

ฐานฝังอยู่ในดินทรายที่มี SPT-N เท่ากับ 20 ครั้งต่อฟุต และระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับผิวดิน
Factor of safety = 3.0 ความลึกฐานรากเป็น 2 เมตร



รูปที่ 3-14

ประมาณขนาดของฐานรากที่ต้องการ

น้ำหนักบรรทุกใช้งานรวมของเสา A = 134 ตัน

น้ำหนักบรรทุกใช้งานรวมของเสา B = 200 ตัน

คำนวณตำแหน่งของแรงลัพธ์วัดจากศูนย์กลางเสา A

$$\bar{x} = (200)(5.5) / (134 + 200) = 3.293 \text{ m}$$

หาความยาวของฐานรากเพื่อใช้รองรับเสา โดยให้แรงลัพธ์อยู่ตรงกึ่งกลางของความยาวฐานราก

$$L = 2(0.3 + 3.293) = 7.2 \text{ m}$$

คำนวณกำลังแบกทานของดินที่ยอมให้

จาก SPT-N 20 ครั้งต่อฟุต จะได้ค่ามุมเสียดทานภายใน ϕ เท่ากับ 33 องศา (ไม่ปรับแก้ค่า SPT-N เนื่องจาก overburden pressure - ฐานรากอยู่ในระดับตื้น ซึ่งอยู่ในด้านปลอดภัย)

คำนวณหน่วยแรงกดทับเหนือฐาน

$$q' = \gamma D = (0.8)(2.0) = 1.6 \text{ t/m}^2$$

คำนวณค่า Bearing capacity factor และค่าปรับแก้

$\phi = 33^\circ$	$N_c = 38.7$	$N_q = 26.1$	$N_\gamma = 35.2$
Shape factor	-	$s_q = 1 + \frac{2.5}{7.2} \tan(33)$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{2.5}{7.2} \right)$
		$s_q = 1.22$	$s_\gamma = 0.86$

$$q_{ult} = q'N_q (s_q) + 0.5B\gamma'N_\gamma (s_\gamma)$$

$$q_{ult} = (1.6)(26.1)(1.22) + 0.5(2.5)(0.8)(35.2)(0.86)$$

$$q_{ult} = 50.95 + 30.27 = 81.22 \text{ t/m}^2$$

ถ้าคิดเป็น net pressure ณ จุดที่ด้านล่างของฐานสัมผัสดิน

$$q_{ult}^{net} = 81.22 - 1.6 = 79.62 \text{ t/m}^2$$

กำลังแบกทานที่ยอมให้

$$q_{allow}^{net} = 79.62 / 3.0 = 26.5 \text{ t/m}^2$$

ส่วนที่สองเป็นการคำนวณขนาดของฐานรากเพื่อใช้รองรับเสา สมมุติความหนาของฐานเป็น 1000 มิลลิเมตร คำนวณความกว้างที่ต้องการ โดยบวกน้ำหนักของฐานเข้าไปกับน้ำหนักบรรทุก (สมมุติให้ความกว้างของฐานเป็น 2 เมตร)

$$B_{req} = \frac{334 + (2)(7.2)(2.4)}{(7.2)(26.5)} = 1.93 \text{ m}$$

ความกว้างที่สมมุติไว้เพียงพอ จึงเลือกใช้ความกว้างเท่ากับ 2 เมตร ตรวจสอบแรงดันที่ฐานรากกระทำต่อดิน

$$q_{load} = (334 + (2)(7.2)(2.4)) / ((7.2)(2.0)) = 25.6 \text{ t/m}^2 < q_{allow}$$

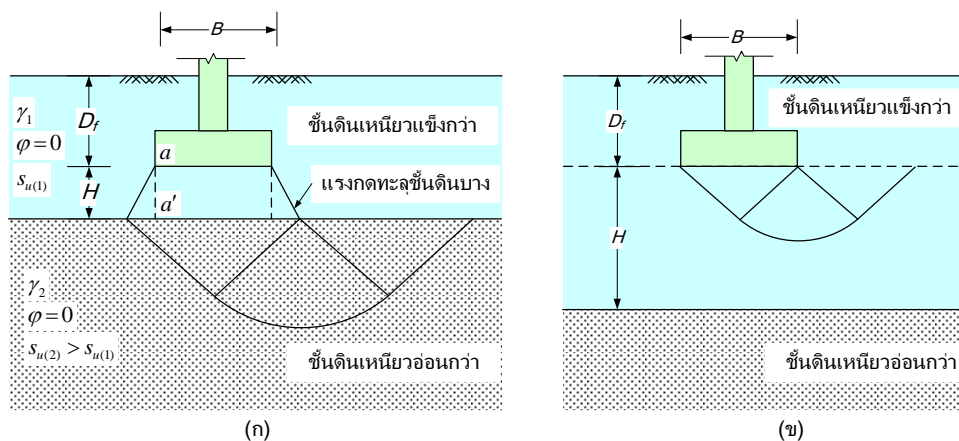
หน่วยแรงที่กระทำต่อดินไม่เกินกว่ากำลังแบกทานที่ยอมให้ดังนั้นใช้ได้

3.6 ฐานรากที่วางอยู่บนดินที่เป็นชั้น

แบ่งเป็น 2 กรณีคือฐานรากที่วางอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่อยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนรับแรงกดในสภาพที่ไม่ระบายน้ำ และฐานรากที่วางอยู่ในชั้นดินทรายที่วางตัวอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนที่รับแรงกดในสภาพไม่ระบายน้ำ ซึ่งจะอธิบายการคำนวณสำหรับแต่ละกรณี

3.6.1 ฐานรากที่วางอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่อยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อน

ถ้าระยะ H หนาไม่มาก (เมื่อเทียบกับ B) แรงกดจากฐานรากจะดันชั้นดินให้ทะลุ ทำให้ชั้นดินอ่อนกว่าข้างใต้วิบัติแบบ general shear failure ดังรูปที่ 3-15



รูปที่ 3-15 Failure mechanism ของฐานรากที่วางอยู่ในชั้นเหนียวแข็งที่วางตัวอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อน (ก) เมื่อการวิบัติเกิดขึ้นในชั้นดินเหนียวอ่อนที่อยู่ใต้ชั้นดินเหนียวแข็ง (ข) เมื่อการวิบัติอยู่ในชั้นเหนียวแข็ง

ซึ่งสมการที่ใช้คำนวณคือ

$$q_{ult} = \underbrace{\left[1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right] s_{u(2)} N_c}_{\text{General shear failure of bottomsoil layer}} + \underbrace{\left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2c_a H}{B}\right) + \gamma_1 D_f}_{\text{punching failure of topsoil layer}} \quad (3.5)$$

โดยที่ค่า q_{ult} ต้องมีค่าไม่เกิน

$$q_{ult} \leq \underbrace{\left[1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right] s_{u(1)} N_c + \gamma_1 D_f}_{\text{General shear failure of topsoil layer}} \quad (3.6)$$

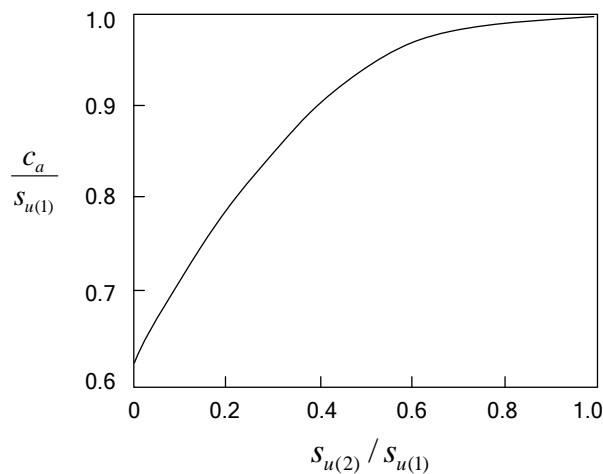
โดย

B คือความกว้างของฐานราก

L คือความยาวของฐานราก

$N_c = 5.14$ (Bearing capacity ในกรณีที่ $\phi = 0$)

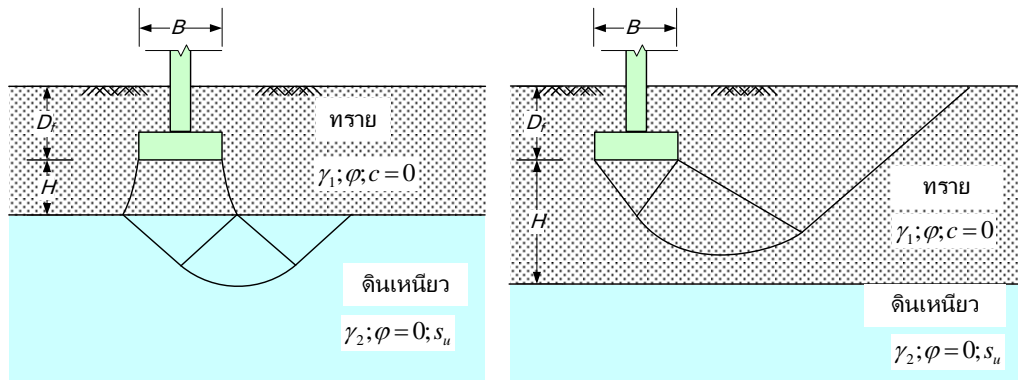
c_a คือหน่วยแรงยึดเกาะในแนว aa' (รูปที่ 3-16)



รูปที่ 3-16 กราฟเพื่อใช้หาค่า c_a จากค่า $s_{u(1)}$ และ $s_{u(2)}$ (Das 1995)

3.6.2 ฐานรากที่วางอยู่ในชั้นดินทรายที่วางตัวอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อน

ในบางกรณี จะต้องก่อสร้างฐานรากบนทรายบดอัดที่วางอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อน ซึ่งแบ่งลักษณะการวิบัติได้เป็น 2 กรณีขึ้นกับความหนาของชั้นทรายที่อยู่ระหว่างฐานรากกับชั้นดินเหนียวอ่อนได้แก่ (1) เมื่อระยะ H น้อยทรายจะถูกดันทะลุจนเกิดการวิบัติในดินเหนียว (2) ระยะ H มากการวิบัติจะอยู่ในชั้นทรายเป็นรูปที่ 3-17



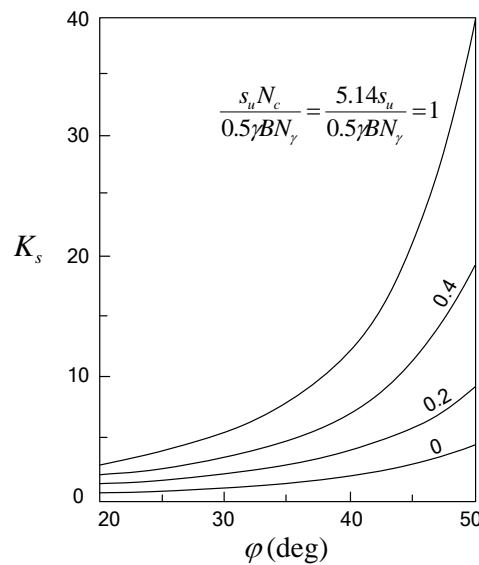
รูปที่ 3-17 Failure mechanism ของฐานรากที่วางอยู่ในชั้นดินทรายที่วางตัวอยู่บนชั้นดินเหนียว

โดยค่า Ultimate bearing capacity ของฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่แนวการวิบัติยังคงอยู่ในชั้นทราย โดยใช้ค่าที่น้อยกว่าระหว่างสมการที่ 3.7 และสมการที่ 3.8

$$q_{ult} = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) s_u N_c + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \gamma H^2 \left(1 + \frac{2D}{H}\right) K_s \frac{\tan \phi}{B} + \gamma D \quad (3.7)$$

$$q_{ult} = \frac{1}{2} \left(1 - 0.4 \frac{B}{L}\right) \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q \quad (3.8)$$

โดยค่า K_s คือค่า Punching shear resistance factor หาได้จากกราฟรูปที่ 3-18



รูปที่ 3-18 กราฟเพื่อหาค่า K_s จากค่ามุมเสียดทาน ϕ

3.7 กำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (Allowable capacity)

หน่วยแรงที่คำนวณได้โดยสมการ 3.2 นั้นเป็นหน่วยแรงที่ฐานรากเกิดการวิบัติตั้งนั้นในการใช้งานจะต้องหาร Ultimate bearing capacity ด้วยสัดส่วนปลอดภัย ดังนั้น Allowable capacity คำนวณได้จากสมการ

$$q_a = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (3.9)$$

ซึ่ง Vesic (1995) ได้แนะนำสัดส่วนปลอดภัยไว้ในตารางที่ ซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดของโครงสร้าง ข้อมูลของฐานราก และผลกระทบที่ตามมาถ้าเกิดการวิบัติขึ้น ถ้าโครงสร้างนั้นเป็นโครงสร้างชั่วคราวอาจใช้สัดส่วนปลอดภัยลดลงได้ถ้าโครงสร้างนั้นเป็นโครงสร้างชั่วคราว ในทางกลับกันถ้าฐานรากนั้นมีแนวโน้มว่าจะต้องรับแรงกระทำสูงสุดเป็นประจำอาจจะต้องพิจารณาเพิ่มสัดส่วนปลอดภัยให้สูงขึ้น โดยจะต้องคำนึงถึงปัจจัยต่างๆ ได้แก่

- ความไม่แน่นอนของแรงกระทำ – แรงที่กระทำต่อโครงสร้างที่ไม่เป็นโครงสร้างปกติจะไม่สามารถระบุแรงกระทำที่แน่นอนได้
- โอกาสที่ฐานรากจะรับแรงกระทำสูงสุด – แรงที่กระทำต่อโครงสร้างที่ไม่เป็นโครงสร้างปกติ อาจมีโอกาสที่จะมีแรงกระทำสูงสุดมากกระทำได้
- ผลที่จะตามมาถ้าฐานรากวิบัติ – สำหรับอาคารสาธารณะเราจะไม่ยอมเสี่ยงให้เกิดการวิบัติขึ้นเนื่องจากจะมีผลต่อชีวิตและทรัพย์สินมาก แต่ถ้าเป็นโครงสร้างชั่วคราวซึ่งไม่ได้เปิดสำหรับสาธารณะก็อาจใช้ความเสี่ยงที่สูงขึ้นได้ เนื่องจากหากเกิดการวิบัติผลกระทบจะไม่รุนแรงเมื่อเปรียบเทียบกับอาคารสาธารณะ
- ความไม่แน่นอนของดิน – เนื่องจากความไม่สม่ำเสมอของดินตามธรรมชาติ ซึ่งจะแตกต่างกันไปจากสมมุติฐานที่ใช้ในการคำนวณ
- ข้อมูลการเจาะสำรวจดิน – การเจาะสำรวจดินต้องมีความลึกเพียงพอที่จะระบุชั้นดินได้ และจะต้องมีการทดสอบที่เพียงพอที่จะนำมาใช้ระบุพารามิเตอร์ของดิน ซึ่งถ้ามีการเจาะสำรวจเพียงพอ จะมีความมั่นใจในผลการคำนวณ Bearing capacity มากขึ้น

ตารางที่ 3-12 สัดส่วนปลอดภัยต่ำสุดที่แนะนำสำหรับฐานรากตื้น Vesic (1975), คัดลอกจาก (Fang 1990)

ประเภท	โครงสร้าง	ลักษณะพิเศษของโครงสร้าง	การสำรวจดิน	
			ข้อมูลสมบูรณ์ มากพอ	ข้อมูลจำกัด
A	สะพานรถไฟ, โถงเก็บ ของ, กำแพงกันดิน, ไซโล	โครงสร้างอาจต้องรับน้ำหนัก บรรทุกเป็นประจำ การวิบัติ ก่อให้เกิดผลกระทบอย่างรุนแรง มาก	3.0	4.0
B	สะพานรถยนต์, โรงงาน อุตสาหกรรมเบาและ อาคารสาธารณะ	โครงสร้างอาจต้องรับน้ำหนัก บรรทุกสูงสุดเป็นบางครั้ง การ วิบัติก่อให้เกิดผลกระทบค่อนข้าง รุนแรง	2.5	3.5
C	อาคารพักอาศัยและ อาคารสำนักงาน	โครงสร้างอาจไม่ต้องรับน้ำหนัก บรรทุกสูงสุด	2.0	3.0

หมายเหตุ

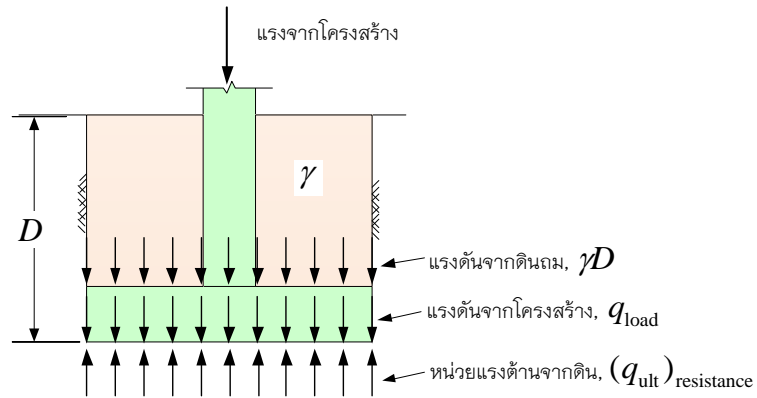
- สำหรับโครงสร้างชั่วคราวสามารถลดค่าในตารางลงได้ 70 เปอร์เซ็นต์ แต่ค่าสัดส่วนปลอดภัยไม่ควรต่ำกว่า 2.0
- สำหรับโครงสร้างสูงมากเช่นปล่องไฟ และหอสูงหรือโครงสร้างที่วิบัติแล้วจะเป็นที่น่ากลัวต่อผู้พบเห็นอาจเพิ่มค่าในตารางอีก 20 ถึง 50 เปอร์เซ็นต์
- ต้องคำนึงถึงความเป็นไปได้ที่จะเกิดน้ำท่วม และ/หรือ การขุดลอกหรือน้ำกัดเซาะเขื่อน้ำหนักกดทับเนื่องจากดินถมฐานรากออกไว้ด้วย
- แนะนำให้ตรวจสอบเสถียรภาพหลังก่อสร้างเสร็จ (Short-term) และเสถียรภาพในระยะยาว (long-term) ในกรณีที่ไม่สามารถระบุได้ว่ากรณีใดเป็นต้นควบคุม
- ถ้าการออกแบบจะต้องควบคุมปริมาณการทรุดตัวจะต้องใช้สัดส่วนความปลอดภัยที่สูงกว่านี้

3.8 Gross and net ultimate bearing capacity

ในการคำนวณ Bearing capacity นั้นจะได้ผลลัพธ์ออกมาเป็น Gross ultimate bearing capacity $(q_{ult})_{gross}$ ซึ่งถ้าฐานรากนั้นมีดินกดทับฐานรากด้วยจะต้องคำนวณ bearing capacity ที่ดินใต้ฐานรากจะรับได้เพิ่มขึ้นจากฐานรากนั้นคือ Net ultimate bearing capacity $(q_{ult})_{net}$ ซึ่งคำนวณได้จาก

$$(q_{ult})_{net} = (q_{ult})_{gross} - \gamma D \quad (3.10)$$

ซึ่งสมการที่ 3.10 สามารถอธิบายจาก free body diagram ดังรูปที่ 3-19



รูปที่ 3-19 Freebody diagram ของฐานรากที่ฝังอยู่ในดิน

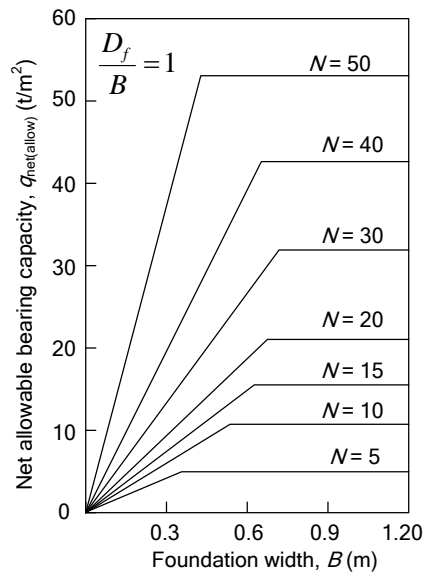
จากสมดุลของแรงลัพธ์ในแนวตั้งจะได้

$$q_{load} + \gamma D < (q_{ult})_{resistance}$$

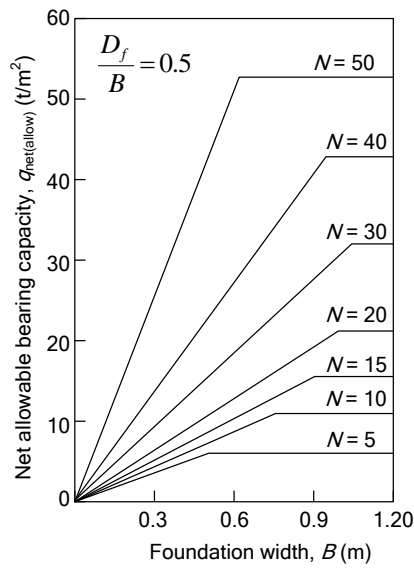
$$q_{load} < (q_{ult})_{resistance} - \gamma D$$

จากสมการแสดงว่าแรงดันจากภายนอกที่จะกระทำต่อดินใต้ฐานรากได้โดยไม่ก่อให้เกิดการวิบัติจะต้องน้อยกว่า $(q_{ult})_{resistance} - \gamma D$ ซึ่ง $(q_{ult})_{resistance}$ เราคำนวณได้จาก ultimate bearing capacity ดังที่ได้กล่าวมาข้างต้น

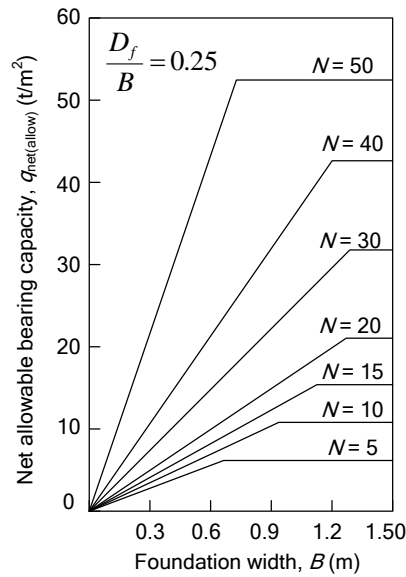
3.9 Allowable bearing capacity จากค่า SPT



รูปที่ 3-20 ความสัมพันธ์ระหว่าง Allowable bearing capacity กับค่า SPT-N ที่ $D_f / B = 1$ (แปลงหน่วยมาจาก (Das 1995))



รูปที่ 3-21 ความสัมพันธ์ระหว่าง Allowable bearing capacity กับค่า SPT-N ที่ $D_f / B = 0.5$ (แปลงหน่วยมาจาก (Das 1995))



รูปที่ 3-22 ความสัมพันธ์ระหว่าง Allowable bearing capacity กับค่า SPT-N ที่ $D_f/B = 0.25$ (แปลงหน่วยมาจาก (Das 1995))

3.10 Allowable bearing capacity เบื้องต้นสำหรับการออกแบบ

ในกรณีที่ไม่มีผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุก ซึ่งอาจเกิดจากที่ไม่มีวิธีการคำนวณที่เหมาะสมหรืออาจไม่จำเป็นจะต้องคำนวณ กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของดินที่ยอมให้โดยที่ไม่เกิดการวิบัติของดินอาจจะหาได้จากข้อกำหนดในท้องถิ่น ตัวอย่างเช่นข้อกำหนดในมาตรฐานของประเทศอังกฤษ หรือพระราชบัญญัติควบคุมอาคารของประเทศไทย เป็นต้น ซึ่งในการนำไปใช้งานอาจจะต้องใช้ในกรณีที่เป็นโครงสร้างที่มีลักษณะใกล้เคียงกัน

3.10.1 กำลังรับน้ำหนักของดินตาม BS8004

มาตรฐาน BS8004 (BS8004 1986) ได้ให้แนวทางสำหรับ Allowable bearing pressure ของฐานรากบนหินและดินดังตารางที่ 3-13 ค่านี้ใช้สำหรับการออกแบบเบื้องต้นเท่านั้น ซึ่งอาจปรับค่าขึ้นหรือลงเมื่อมีข้อมูลมากพอในขั้นตอนการออกแบบรายละเอียด และค่าในตารางไม่ได้มีการเพิ่มส่วนที่เกิดจากระยะฝังของฐานรากเข้าไปด้วย

ตารางที่ 3-13 ค่าโดยประมาณของ Allowable bearing capacity ภายใต้ Static load (BS8004 1986)

ชนิด	ชนิดของหินและดิน	ค่าประมาณของ Allowable bearing (kN/m ²)	หมายเหตุ
หิน	Strong igneous and gneissic rocks in sound condition	10,000	ค่าที่ได้มา มีสมมุติฐานว่าฐานรากวางอยู่บนหินที่ไม่ผุพัง (Unweathered rock)
	Strong lime stone and strong sand stone	4,000	
	Schists and slates	3,000	
	Strong shales, strong mudstones and strong siltstone	2,000	
ดินที่ไม่มีมีความเชื่อมแน่น	Dense gravel, or dense sand and gravel	> 600	ความกว้างของฐานรากต้องไม่น้อยกว่า 1 เมตร สมมุติว่าระดับน้ำใต้ดินมีระดับไม่ต่ำกว่าก้นฐานราก
	Medium dense gravel, or medium dense sand and gravel	<200 ถึง 600	
	Loose gravel, or loose sand and gravel	<200	
	Compact sand	>300	
	Medium dense sand	100 ถึง 300	
	Loose sand	<100	
ดินที่มีความเชื่อมแน่น	Very stiff boulder clays and hard clays	300 ถึง 600	มีแนวโน้มว่าจะเกิดการทรุดตัวในระยะยาวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ
	Stiff clays	150 ถึง 300	
	Firm clays	75 ถึง 150	
	Soft clays and silts	< 75	
	Very soft clays and silts	-	
ดินที่มีซากพืชหรือดินอินทรีย์	-		
ดินถมหรือดินที่มนุษย์สร้างขึ้น	-		

3.10.2 กำลังรับน้ำหนักของดินตาม พรบ. ควบคุมอาคาร (2522)

ในพระราชบัญญัติควบคุมอาคารปี 2522 ได้ระบุให้ การคำนวณกำลังรับน้ำหนักบนดินที่ฐานรากของอาคารจะต้องเป็นไปอย่างเหมาะสม แต่ถ้าไม่มีเอกสารที่รับรองโดยสถาบันที่เชื่อถือได้¹

¹ สถาบันที่เชื่อถือได้ หมายความว่า ส่วนราชการหรือบริษัทจำกัดที่มีวัตถุประสงค์ในการให้คำปรึกษาแนะนำด้านวิศวกรรม ซึ่งมีวิศวกรประเภทวิศวกรรม สาขาวิศวกรรมโยธา ตามกฎหมายว่าด้วยวิชาชีพวิศวกรรมเป็นผู้ให้คำปรึกษาและแนะนำ และลงลายมือชื่อรับรองผลการตรวจสอบงานวิศวกรรมควบคุม

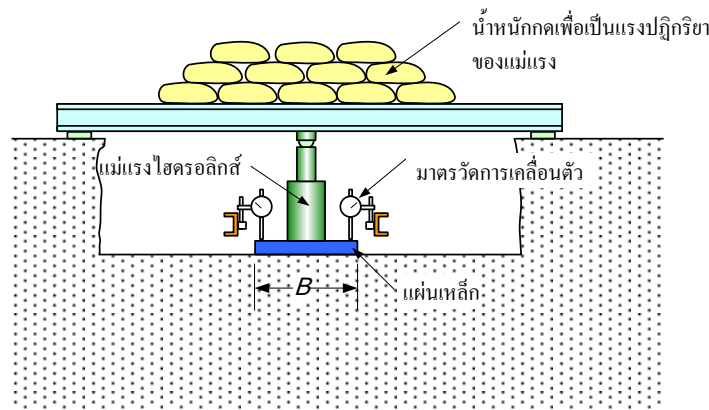
แสดงผลการทดลองหรือการคำนวณ จะต้องไม่เกินกำลังแบกทานของดินประเภทต่างๆดังตารางที่ 3-14

ตารางที่ 3-14 น้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ตามพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร 2522

ชนิดของดิน	กำลังแบกทาน (ตันต่อตารางเมตร)
ดินอ่อนหรือดินถมไว้แน่นตัวเต็มที่	2
ดินปานกลางหรือทรายร่วน	5
ดินแน่นหรือทรายแน่น	10
กรวดหรือดินดาน	20
หินดินดาน	25
หินปูนหรือหินทราย	30
หินอัคนีที่ยังไม่แปรสภาพ	100

3.11 การทดสอบ Plate baring

ในการทดสอบหา Bearing capacity ของดินได้ฐานรากจะอ้างอิงตามมาตรฐาน ASTM 1194 ซึ่งมีการทดสอบดังรูปที่ 3-23

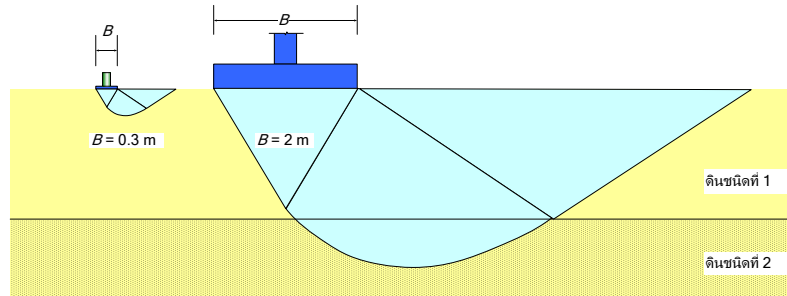


รูปที่ 3-23 การทดสอบหา Bearing capacity ด้วยแผ่นเหล็ก

สำหรับการทดสอบโดยใช้แผ่นเหล็กนี้มีข้อจำกัดบางประการ เช่น ไม่สามารถทดสอบโดยใช้แผ่นเหล็กที่มีความกว้างเท่ากับฐานรากจริงได้เนื่องจากจะต้องใช้แรงกดมหาศาลในการทดสอบ และในการทดสอบจะผลกระทบบ้างเนื่องจากความแตกต่างระหว่างแผ่นเหล็กกับฐานรากจริง ซึ่งได้แก่

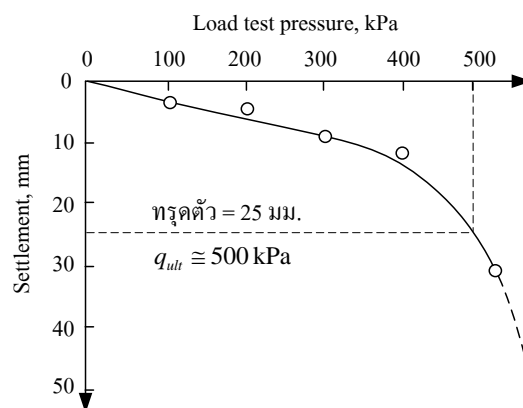
- แรงกดที่เกิดจะทำให้เกิดหน่วยแรงในดินลึกลงไปถึงประมาณ 4 เท่าของความกว้างฐานราก ซึ่งผลนี้อาจจะส่งไปถึงดินชั้นล่างในกรณีของฐานรากจริง แต่อาจจะไม่มีผลเลยในกรณีของฐานรากทดสอบ ดังแสดงในรูปที่ 3-24

- ดินที่อยู่ในระดับลึกจะมีแรงดันดินด้านข้างสูงกว่าดินที่อยู่ในระดับตื้น ดังนั้นดินที่อยู่ในระดับลึกจะมี “สตีเฟนส” สูงกว่าดินที่ระดับผิวดินเนื่องจากการบีบรัดที่เพิ่มขึ้น ซึ่งจะทำให้มีผลต่อ load-settlement ของดิน



รูปที่ 3-24 เปรียบเทียบบริเวณที่ถูกกระทบเนื่องจากการกดฐานรากแผ่นเหล็กทดสอบ ($B=0.3$ เมตร) กับฐานรากจริง ($B=2$ เมตร)

ถึงแม้ว่าจะมีข้อด้อยดังที่กล่าวมาแล้วข้างต้น แต่ในปัจจุบันก็ยังใช้การทดสอบนี้ในบางครั้ง ซึ่งการนำผลการทดสอบไปใช้งานต้องคำนึงถึงปัจจัยข้างต้นด้วย สำหรับการทดสอบจะได้กราฟการทรุดตัวกับหน่วยแรงกดดังรูปที่ 3-25



รูปที่ 3-25 Load-settlement curve ที่ได้จากการทดสอบ Plate bearing

การระบุค่า q_{ult} จากผลการทดสอบอาจจะใช้วิธีกำหนดค่าการทรุดตัวที่ 25 มิลลิเมตร (ควบคุมด้วยการทรุดตัวของฐานราก) เนื่องจากผลกระทบของขนาดฐานรากถ้าเราต้องการประมาณผลการทดสอบในทรายจะใช้วิธี Extrapolate จากผลการทดสอบโดยคิดว่าค่า N_q มีผลน้อยมากจากสมการที่ 3.11

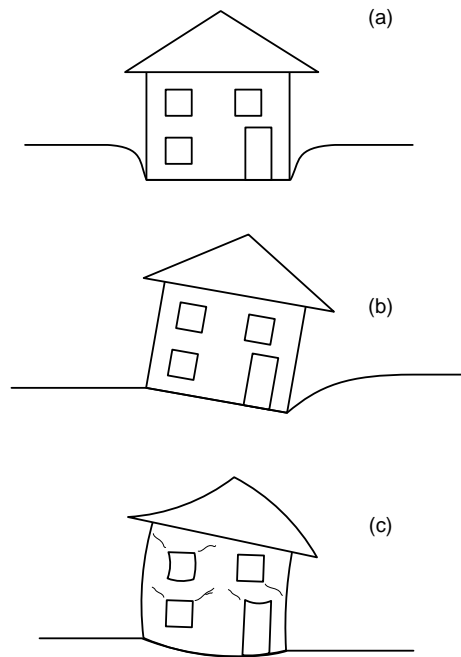
$$q_{ult} = q_{plate} \left(\frac{B_{foundation}}{B_{plate}} \right) \quad (3.11)$$

ซึ่งสมการที่ 3.11 จะใช้ได้ก็ต่อเมื่อความ $B_{foundation}/B_{plate} \approx 3$ แต่ถ้า $B_{foundation}/B_{plate}$ มีค่าตั้งแต่ 6 ถึง 15 การ extrapolate ผลการทดสอบจะคลาดเคลื่อนสูงมากจนเหมือนกับการคาดเดา ซึ่งในกรณีนี้จะให้ผลที่ไม่ดีไปกว่าการใช้ bearing capacity equation ร่วมกับผลการทดสอบ SPT

3.12 การคำนวณการทรุดตัว

การทรุดตัวของฐานรากเกิดได้หลายรูปแบบด้วยกัน รูปที่ 3-26a เป็นการทรุดตัวของฐานรากอาคารแบบเท่ากันทุกฐานรากซึ่งทำให้อาคารทรุดตัวโดยไม่มีการบิดเบี้ยว ในรูปแบบนี้จะไม่มีโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนหรือแรงบิดเพิ่มขึ้นในเสาและคานจึงไม่เกิดความเสียหาย แต่อาจจะเกิดปัญหาเกี่ยวกับการต่อเชื่อมกับอาคารอื่นหรือการทรุดตัวทำให้ระดับดินและระดับอาคารผิดไปจากที่ออกแบบทางสถาปัตยกรรมไว้ รูปที่ 3-26b เป็นการทรุดตัวแบบเอียงไปข้างหนึ่งโดยที่เสาและคานยังคงรูปเดิมไม่เกิดการบิดเบี้ยวขึ้น รูปที่ 3-26c เป็นการทรุดตัวของฐานรากที่ไม่เท่ากันในอาคาร การทรุดตัวในรูปแบบนี้จะให้เสาและคานเกิดการบิดเบี้ยวจนอาจเกิดโมเมนต์ดัด แรงเฉือนและแรงบิดขึ้นในเสาและคานสูงกว่าที่ได้ออกแบบไว้ทำให้อาคารเกิดความเสียหาย รูปแบบการทรุดตัวแบบที่สามนี้จะเป็นสาเหตุหลักที่ทำให้เกิดปัญหากับโครงสร้างอาคาร

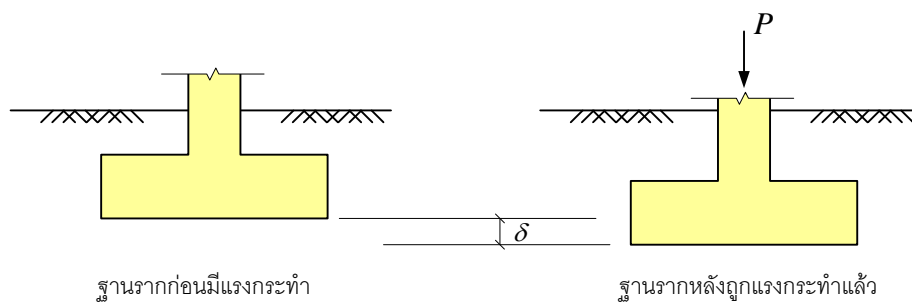
ผลของการทรุดตัวต่อโครงสร้างอาคารนั้นเป็นเรื่องที่ค่อนข้างซับซ้อน และการวิเคราะห์เพื่อหาค่าการทรุดตัวนั้นขึ้นอยู่กับหลายปัจจัยเป็น ซึ่งอาจจะใช้เวลาในการวิเคราะห์นานมากหรืออาจเป็นไปได้เลย ดังนั้นในการวิเคราะห์จึงได้ทำปัญหาให้ง่ายโดยการแบ่งเป็นการวิเคราะห์เพื่อหา การทรุดตัวรวม (Total settlement) และการทรุดตัวที่ไม่เท่ากัน (Differential settlement)



รูปที่ 3-26 รูปแบบการทรุดตัวของฐานราก (a) การทรุดตัวแบบเท่ากัน (b) การทรุดตัวแบบเอียงไปทั้งองค์อาคารโดยไม่มีการปิดเบี้ยว (c) การทรุดตัวและมีการปิดเบี้ยวขององค์อาคาร

3.12.1 การทรุดรวมตัวแบบเท่ากัน

การทรุดตัวรวมแบบเท่ากัน δ เป็นการที่ระดับของฐานรากเคลื่อนลงจากตำแหน่งเริ่มต้นก่อนที่ จะมีแรงกระทำไปยังตำแหน่งสุดท้ายที่มีแรงกระทำแล้วดังรูปที่ 3-27 ถ้าโครงสร้างที่วางอยู่บนฐาน รากเกิดการทรุดตัวที่มากเกินไปจะทำให้เกิดปัญหา ตัวอย่างเช่น ปัญหาการเชื่อมต่อของพื้นอาคารเก่า กับอาคารก่อสร้างใหม่ ปัญหาการที่น้ำทิ้งไม่ไหลออกตามที่ออกแบบไว้เนื่องจากการทรุดตัว ปัญหา การไหลของน้ำผิวดินเข้ามาในตัวอาคาร และปัญหาด้านความสวยงาม เป็นต้น



รูปที่ 3-27 การทรุดตัวแบบเท่ากันของฐานรากดิน

อาคารบางชนิดสามารถใช้งานได้ถึงแม้ว่าการทรุดตัวจะสูงมากก็ตาม อาคารบางแห่งในเมือง เม็กซิโกทรุดตัวลงเท่ากันหมด 2 เมตรแต่ก็ยังคงใช้งานอยู่ (Coduto 2001) การทรุดตัวที่ยอมให้ที่ใช้ เป็นแนวทางในการออกแบบแสดงดังตารางที่ 3-15

ตารางที่ 3-15 ค่าการทรุดตัวที่ยอมให้ที่ใช้ในการออกแบบฐานรากโดยทั่วไป (Coduto 2001)

ชนิดโครงสร้าง	ค่าการทรุดตัวที่ยอมให้ (มิลลิเมตร)
อาคารสำนักงาน	12 ถึง 50 (25 เป็นค่าที่ใช้กันมากที่สุด)
อาคารอุตสาหกรรมหนัก	25 ถึง 75
สะพาน	50

3.12.2 การทรุดตัวที่ไม่เท่ากัน

ในการออกแบบฐานรากสำหรับรองรับโครงสร้างเราจะต้องคำนวณการทรุดตัวของฐานราก และตรวจสอบว่าฐานรากทรุดตัวใกล้เคียงกัน ดังนั้นในทางทฤษฎีโครงสร้างจะทรุดตัวเท่ากัน แต่ในความเป็นจริงแล้วการทรุดตัวของฐานรากมักจะไม่ตรงกับค่าการทรุดตัวที่ได้คำนวณไว้ ซึ่งความแตกต่างนี้เกิดขึ้นได้จากหลายสาเหตุได้แก่

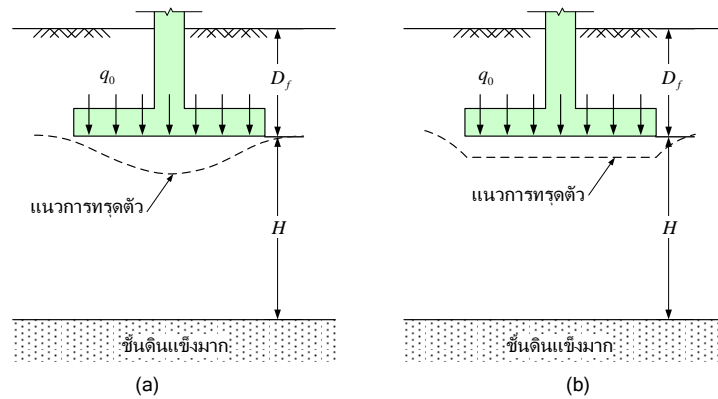
- ชั้นดินอาจไม่สม่ำเสมอในบริเวณพื้นที่ซึ่งใช้เป็นฐานรากอาคาร
- ความแตกต่างระหว่างแรงที่กระทำต่อฐานรากในสภาพจริงกับแรงกระทำที่ใช้ออกแบบ – แรงในเสาในสภาพจริงที่สูงกว่าแรงที่ออกแบบไว้มากจะทำให้ฐานรากนั้นมีการทรุดตัวสูง
- สัดส่วนระหว่างน้ำหนักบรรทุกคงที่กับน้ำหนักบรรทุกจรแตกต่างกันในแต่ละเสา – การคำนวณการทรุดตัวจะใช้น้ำหนักบรรทุกรวม (น้ำหนักบรรทุกคงที่ + น้ำหนักบรรทุกจร) แล้วจึงออกแบบขนาดของฐานราก แต่ในความเป็นจริงโครงสร้างบางชนิดนั้นมักจะไม่ได้รับน้ำหนักบรรทุกจรตามที่ได้ออกแบบไว้ ซึ่งทำให้ฐานรากที่ออกแบบไว้รับเฉพาะน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่ทรุดตัวมากกว่าฐานรากที่ได้ออกแบบไว้รับเฉพาะน้ำหนักบรรทุกจรเป็นหลัก
- ขนาดของฐานรากที่ก่อสร้างจริง (as-built) แตกต่างจากขนาดที่ระบุไว้ในแบบ

การทรุดตัวที่ไม่เท่ากัน δ_d เป็นการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานรากสองฐาน การทรุดตัวของฐานรากที่ไม่เท่ากันนี้ก่อให้เกิดปัญหามากกว่าการทรุดตัวที่ไม่เท่ากันเนื่องจากจะเกิดการบิดเบี้ยวของอาคาร ซึ่งทำให้กำแพงร้าว ประตูและหน้าต่างบิดซัด เกิดความไม่น่าดูและไม่สบายใจแก่ผู้อยู่อาศัย ซึ่งถ้าปล่อยให้การทรุดตัวที่ไม่เท่ากันเกิดขึ้นโดยไม่หยุดอาจเกิดปัญหากับความต่อเนื่องของโครงสร้างอาคารได้

ในการทรุดตัวของฐานรากบนดินที่อิ่มตัวด้วยน้ำนั้นจะเกิดจากกระบวนการ 3 ชนิดคือ

- การทรุดตัวทันที (Immediate settlement) หรือเรียกว่าการทรุดตัวเริ่มแรกจะเกิดขึ้นทันทีหลังจากฐานรากรับน้ำหนักบรรทุกแล้ว การทรุดตัวแบบนี้เป็นการทรุดตัวโดยปริมาตรของดินไม่มีการเปลี่ยนแปลง

- การทรุดตัวเนื่องจาก Consolidation ซึ่งเกิดหลังจากการทรุดตัวทันที เป็นการทรุดตัวที่เกิด excess pore-water pressure ไหลออกออกจากเนื้อดิน
- การทรุดตัวหลังจาก Consolidation ซึ่งเรียกกันว่าพฤติกรรมการคืบ (Creep) เกิดหลังจากที่ excess pore-water pressure เป็นศูนย์



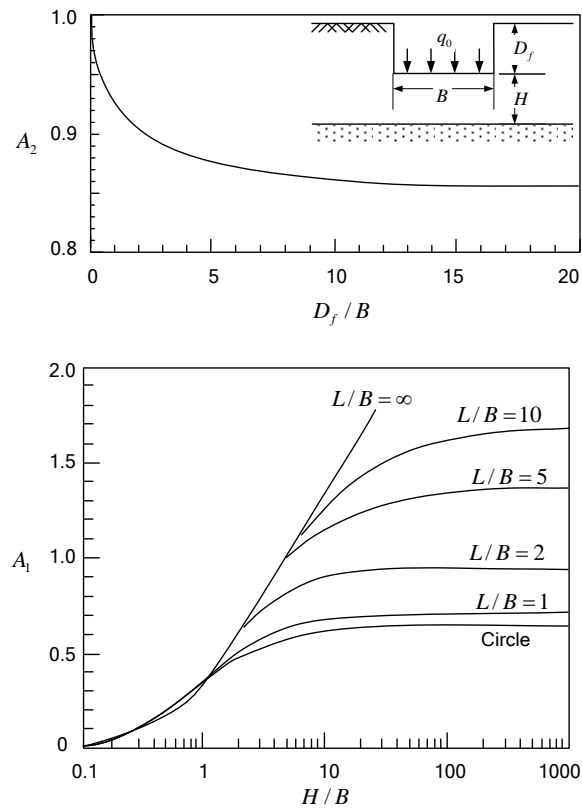
รูปที่ 3-28 การทรุดตัวของฐานรากโดยตั้งสมมุติฐานว่าดินมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก (a) ฐานรากแบบ flexible (b) ฐานรากแบบ rigid

3.12.3 การทรุดตัวทันทีของฐานรากบนดินเหนียวอิมิตัว

การคำนวณการทรุดตัวทันทีของฐานรากบนดินเหนียวอิมิตัวจะใช้สมการของ Janbu (1956) – ตั้งสมการที่ โดยดินเหนียวอิมิตัวเมื่อมีหน่วยแรงมากกระทำจะมีการเปลี่ยนรูปโดยที่ปริมาตรไม่เปลี่ยนแปลงเนื่องจากน้ำในช่องว่างของดินยังไม่ถูกระบายออกไป ค่า Poisson ratio, ν ของดินในกรณีนี้จะเท่ากับ 0.5

$$S_e = A_1 A_2 \frac{q_0 B}{E_s} \quad (3.12)$$

สำหรับค่า A_1 และ A_2 จะหาได้จากกราฟในรูปที่ 3-29 และ ค่า E_s โดยประมาณแสดงในตารางที่



รูปที่ 3-29 ค่า A_1 และ A_2 สำหรับคำนวณ immediate settlement โดยใช้สมการที่ 3.12 (Christian and Carrier, 1978) – คัดลอกจาก (Das 1995)

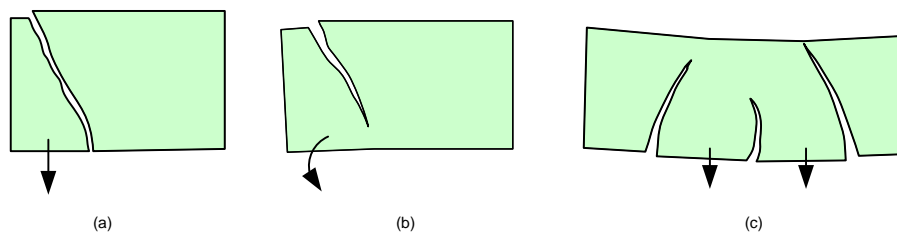
ตารางที่ 3-16 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณแบบอิลาสติคของดินต่างชนิด (Das 1995)

ชนิดของดิน	Modulus of elasticity (MN/m^2)	Poisson's ratio
Loose sand	10.35 – 24.15	0.20 – 0.40
Medium dense sand	17.25–27.60	0.25–0.40
Dense sand	34.50 – 55.20	0.30–0.45
Silty sand	10.35–17.25	0.20–0.40
Sand and gravel	69.00–172.50	0.15–0.35
Soft clay	4.1–20.7	0.20–0.50
Medium clay	20.7–41.4	0.20–0.50
Stiff clay	41.4–96.6	0.20–0.50

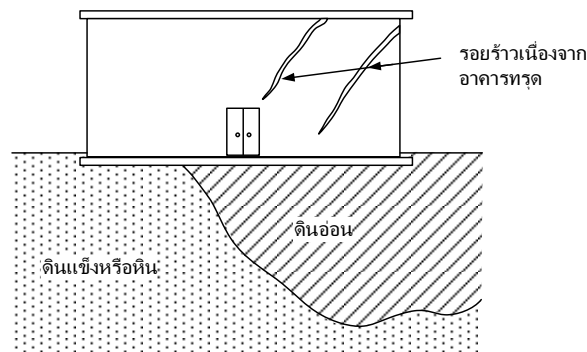
การคำนวณการทรุดตัวของฐานรากมักจะสมมุติว่า Stress สัมพันธ์กับ strain เป็นเส้นตรง ซึ่งเป็นจริงในกรณีที่แรงดันใต้ฐานรากไม่สูงจนกระทั่งเกิดการครากของดินใต้ฐานราก ซึ่งในปัจจุบันการวิเคราะห์ด้วยคอมพิวเตอร์โดยใช้วิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ได้แพร่หลายมากขึ้น ตัวอย่างโปรแกรมที่ใช้

วิเคราะห์ที่ได้แก่ PLAXIS, FLAC เป็นต้น การคำนวณด้วยวิธีนี้นักศึกษาจะศึกษาเพิ่มเติมได้จากเรื่อง การประยุกต์ใช้คอมพิวเตอร์ในงานวิศวกรรม

จะเห็นได้ว่าการทรุดตัวของโครงสร้างเมื่อรับแรงกระทำนั้นเป็นสิ่งที่ไม่สามารถหลีกเลี่ยงได้ ซึ่งถ้า การทรุดตัวของฐานรากทุกตัวในอาคารเป็นไปอย่างเท่ากันจะไม่ก่อให้เกิดปัญหาให้กับโครงสร้าง แต่ หากการทรุดตัวของฐานรากเกิดขึ้นไม่เท่ากันจะก่อให้เกิดปัญหาการแตกร้าวของอาคารได้ (รูปที่ 3-30) กรณีที่อาคารวางอยู่บนชั้นดินที่มีคุณสมบัติทางกลแตกต่างกันเช่นส่วนหนึ่งวางอยู่บนดินอ่อน แต่บางส่วนวางอยู่บนดินแข็ง ดังรูปที่ 3-31

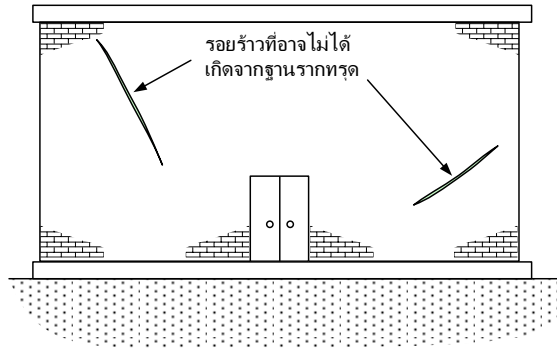


รูปที่ 3-30 ภาพสเกตช์แสดงการแตกร้าวของอาคารเนื่องจากการทรุดตัวที่ไม่เท่ากัน (Teng 1984)



รูปที่ 3-31 ตัวอย่างการเกิดการทรุดตัวที่ไม่เท่ากันของอาคารที่วางอยู่บนดินต่างชนิด (Teng 1984)

รอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นในเนื้อคอนกรีตนั้นเป็นเรื่องปกติ ซึ่งอาจไม่ได้เกิดจากการทรุดตัวของฐาน รากอาคาร ตัวอย่างเช่นชั้นส่วนอาคารคอนกรีตขนาดใหญ่อาจเกิดรอยร้าวขึ้นเนื่องจากการหดตัว ของคอนกรีตหากไม่ได้ออกแบบหรือก่อสร้างอย่างเหมาะสม ซึ่งการแตกร้าวโดยการหดตัวของ คอนกรีตจะแตกร้าวอย่างไม่มีรูปแบบ และปลายของรอยร้าวอาจจะหยุดก่อนที่จะถึงขอบของกำแพง ดังรูปที่ 3-32

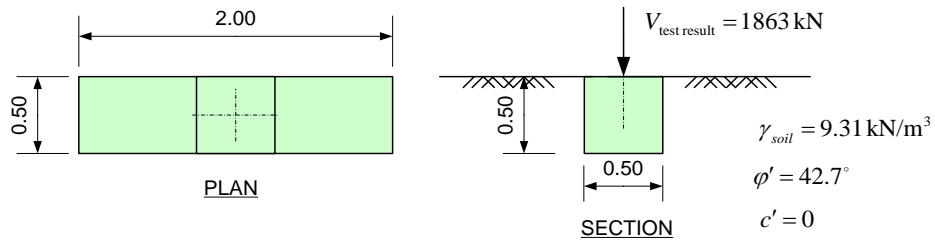


รูปที่ 3-32 รูปรอยร้าวในผนังของอาคารที่ไม่ได้เกิดจากการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานราก (Teng 1984)

3.13 ตัวอย่างการคำนวณ

ตัวอย่างที่ 3.3 – ฐานรากรับแรงไม่เยื้องศูนย์, เปรียบเทียบระหว่างผลการทดสอบกับผลการคำนวณ

จงเปรียบเทียบผลการคำนวณ Ultimate bearing capacity จากทฤษฎีกับผลการทดสอบจริงโดย H. Muhs ซึ่งทำการทดสอบฐานรากดังรูปได้ $q_{ult} = 1863 \text{ kN/m}^2$



$$q = \gamma D = (9.31)(0.5) = 4.66 \text{ kN/m}^2$$

คำนวณค่า Bearing capacity factor และค่าปรับแก้

$\phi = 42.7^\circ$	$N_c = 101.5$	$N_q = 94.7$	$N_\gamma = 176.6$
Shape factor	-	$s_q = 1 + \left(\frac{0.5}{2.0}\right) \tan(42.7)$ $s_q = 1.23$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{0.5}{2.0}\right)$ $s_\gamma = 0.9$
Depth factor ใช้ B และ L	-	$D/B = 0.5/0.5 \leq 1.0$ $d_q = 1 + 2 \tan(42.7)(1 - \sin 42.7)^2 \left(\frac{0.5}{0.5}\right)$ $d_q = 1.19$	$d_\gamma = 1.0$

แทนค่าในสมการ

$$q_{ult} = qN_q(s_q d_q) + 0.5B\gamma N_\gamma(s_\gamma d_\gamma)$$

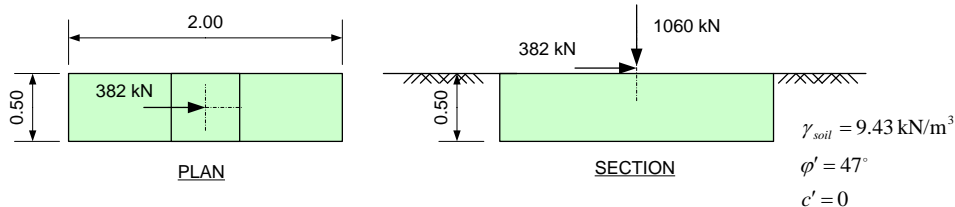
$$q_{ult} = (4.66)(94.7)(1.23)(1.19) + 0.5(0.5)(9.31)(176.6)((0.9)(1.0))$$

$$q_{ult} = 645.9 + 369.9 = 1015.8 \text{ kN/m}^2$$

จะเห็นได้ว่าค่าที่ได้จากการคำนวณจะน้อยกว่าผลการทดสอบ เนื่องจาก ϕ นั้นได้จากผลการทดสอบ Triaxial แต่พฤติกรรมของดินจริงอยู่ในสภาพ Plane strain ค่า ϕ ที่ได้จากผลการทดสอบจึงต่ำกว่าความเป็นจริง แต่สำหรับการออกแบบ เรามักจะใช้ผลการทดสอบ triaxial โดยตรงผลที่ได้จึงอยู่ในด้านปลอดภัย

ตัวอย่างที่ 3.4 – ฐานรากรับแรงไม่เอียงศูนย์กลาง แรงกระทำเอียงทำมุมกับแนวตั้ง (มีแรงด้านข้างกระทำ)

จากรูปฐานรากที่ใช้ทดสอบ จงคำนวณ Bearing capacity แล้วนำผลที่ได้มาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบดังตาราง (Bowles 1996)



$(H_L)_{ult} = 382 \text{ kN}$
$(V_L)_{ult} = 1060 \text{ kN}$

$$q = \gamma D = (9.43)(0.5) = 4.7 \text{ kN/m}^2$$

คำนวณค่า Bearing capacity factor และค่าปรับแก้

$\phi = 47^\circ$	$N_c = 173.6$	$N_q = 187.2$	$N_\gamma = 403.6$
Shape factor	-	$s_q = 1 + \frac{0.5}{2.0} \tan(47)$ $s_q = 1.27$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{0.5}{2.0} \right)$ $s_\gamma = 0.9$
Depth factor	-	$D/B = 0.5/0.5 \leq 1.0$ $d_q = 1 + 2 \tan(47)(1 - \sin 47)^2 \left(\frac{0.5}{0.5} \right)$ $d_q = 1.15$	$d_\gamma = 1.0$
Inclination factor	-	$m_L = \frac{2 + (2/0.5)}{1 + (2/0.5)} = 1.2$ $i_q = \left(1 - \frac{382}{1060 + (0.5)(2)(0)\cot(47)} \right)^{1.2}$ $i_q = 0.58$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{382}{1060 + (0.5)(2)(0)\cot(47)} \right)^{2.2}$ $i_\gamma = 0.37$

แทนค่าในสมการ

$$q_{ult} = qN_q(s_q d_q i_q) + 0.5B\gamma N_\gamma(s_\gamma d_\gamma i_\gamma)$$

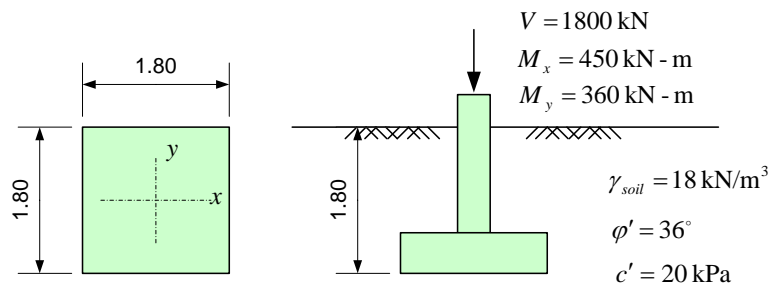
$$q_{ult} = (4.7)(187.2)((1.27)(1.15)(0.58)) + 0.5(0.5)(9.43)(403.6)((0.9)(1.0)(0.37))$$

$$q_{ult} = 745.3 + 316.8 = 1062.1 \text{ kN/m}^2$$

จะเห็นได้ว่าผลที่ได้จากการคำนวณโดยสมการ Bearing capacity ให้ผลไม่แตกต่างจากผลการทดสอบในกรณีที่แรงกระทำเอียง

ตัวอย่างที่ 3.5 – ฐานรากรับแรงในแนวแกน + โมเมนต์ดัด (แรงกระทำเอียงศูนย์กลาง)

ฐานรากรับแรงกระทำเอียงศูนย์กลาง – ฐานรากรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 1.8×1.8 m รองรับเสาอาคารที่มีแรงกด 1800 kN และมีโมเมนต์ดัด $M_x = 450 \text{ kN-m}$, $M_y = 360 \text{ kN-m}$ กระทำ ถ้าฐานรากฝังอยู่ที่ความลึก 1.8 m และระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ความลึก 6.1 m จากผิวดิน จงคำนวณ Ultimate bearing capacity



คำนวณระยะเยื้องศูนย์กลางของแรง

$$e_x = \frac{450}{1800} = 0.25 \text{ m} < 1.8/6 = 0.3 \text{ m} \text{ ซึ่งอยู่ใน kern zone}$$

$$e_y = \frac{360}{1800} = 0.20 \text{ m}$$

คิดว่าเป็นฐานรากใหม่โดยมีขนาดฐานรากประสิทธิผลคือ

$$B' = 1.8 - 2(0.25) = 1.3 \text{ m}$$

$$L' = 1.8 - 2(0.20) = 1.4 \text{ m}$$

หน่วยแรงกดทับเหนือฐานราก

$$q = \gamma D = (18)(1.8) = 32.4 \text{ kN/m}^2$$

คำนวณค่า Bearing capacity factor และค่าปรับแก้

$\phi = 36^\circ$	$N_c = 50.6$	$N_q = 37.8$	$N_\gamma = 56.3$
Shape factor	$s_c = 1 + \frac{1.3}{1.4} \left(\frac{37.8}{50.6} \right)$ $s_c = 1.69$	$s_q = 1 + \frac{1.3}{1.4} \tan(36)$ $s_q = 1.67$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{1.3}{1.4} \right)$ $s_\gamma = 0.63$
Depth factor	$d_c = 1.25 - \frac{1 - 1.25}{(50.6)\tan(36)}$	$D/B = 1.8/1.8 \leq 1.0$	$d_\gamma = 1.0$

ใช้ B และ L	$d_c = 1.25$	$d_q = 1 + 2 \tan(36)(1 - \sin 36)^2 \left(\frac{1.8}{1.8}\right)$ $d_q = 1.25$	
-----------------	--------------	--	--

แทนค่าในสมการ

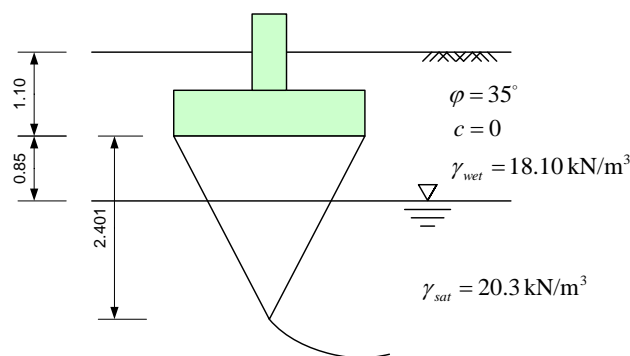
$$\begin{aligned}
 q_{ult} &= cN_c(s_c d_c) + qN_q(s_q d_q) + 0.5B'\gamma N_\gamma(s_\gamma d_\gamma) \\
 &= (20)(50.6)((1.69)(1.25)) + (32.4)(37.8)((1.67)(1.25)) + 0.5(1.3)(18)(56.3)((0.63)(1.0)) \\
 &= 2137.9 + 2556.6 + 415 = 5109.5 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$q_{allow} = \frac{5109.5}{3} = 1703 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{load} = \frac{1800}{(1.3)(1.4)} = 989 \text{ kN/m}^2 < 1703 \text{ kN/m}^2$$

ตัวอย่างที่ 3.6 – ฐานรากรับแรงในแนวแกน โดยคำนึงถึงผลกระทบเนื่องจากน้ำใต้ดิน

ฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส 2.5m รับแรงไม่เฉื่อยศูนย์วางอยู่ในชั้นดินทรายดังรูป จงคำนวณ Ultimate bearing capacity



จากรูปตัดจะเห็นว่าระดับน้ำใต้ดินจะอยู่ในส่วนวิบัติที่เป็นลิ่ม ดังนั้นจะต้องเฉลี่ยหน่วยน้ำหนักของลิ่ม ซึ่งทำได้ 2 วิธีคือ เฉลี่ยโดยใช้ระยะความลึกหรือพื้นที่

1. เฉลี่ยโดยใช้ระยะความลึก (Das 1995)

$$\begin{aligned}
 \gamma_{avg} &= \frac{\gamma'(B-d) + \gamma d}{B} \\
 \gamma_{avg} &= \frac{(20.3 - 9.8)(2.5 - 0.85) + (18.1)(0.85)}{2.5} = 13.1 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

2. เฉลี่ยโดยใช้พื้นที่ (Bowles 1996)

$$\begin{aligned}
 \gamma_{avg} &= \gamma(2H-d) \frac{d}{H^2} + \gamma' \frac{(H-d)^2}{H^2} \\
 \gamma_{avg} &= (18.1)(2(2.401) - 0.85) \frac{(0.85)}{(2.401)^2} + (20.3 - 9.8) \frac{(2.401 - 0.85)^2}{(2.401)^2} \\
 \gamma_{avg} &= 14.9 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

จะเห็นว่าค่าเฉลี่ยหน่วยน้ำหนักมีค่าต่างกัน $(14.9 - 13.1) \times 100 / 13.1 = 13.7\%$

คำนวณหน่วยแรงกดทับ

$$q = \gamma D = (18.1)(1.1) = 19.9 \text{ kN/m}^2$$

คำนวณค่า Bearing capacity factor และค่าปรับแก้

$\phi = 35^\circ$	$N_c = 46.1$	$N_q = 33.3$	$N_\gamma = 48$
Shape factor	-	$s_q = 1 + \frac{2.5}{2.5} \tan(35)$ $s_q = 1.57$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{2.5}{2.5} \right)$ $s_\gamma = 0.6$
Depth factor	-	$D/B = 1.1/2.5 < 1.0$ $d_q = 1 + 2 \tan(35)(1 - \sin 35)^2 \left(\frac{1.1}{2.5} \right)$ $d_q = 1.11$	$d_\gamma = 1.0$

แทนค่าในสมการ

1. ถ้าใช้ $\gamma_{avg} = 13.1 \text{ kN/m}^3$

$$q_{ult} = qN_q(s_q d_q) + 0.5B\gamma_{avg}N_\gamma(s_\gamma d_\gamma)$$

$$q_{ult} = (19.9)(33.3)(1.57)(1.11) + 0.5(2.5)(13.1)(48)((0.6)(1.0))$$

$$q_{ult} = 1154.8 + 471.6 = 1626.4 \text{ kN/m}^2$$

2. ถ้าใช้ $\gamma_{avg} = 14.9 \text{ kN/m}^3$

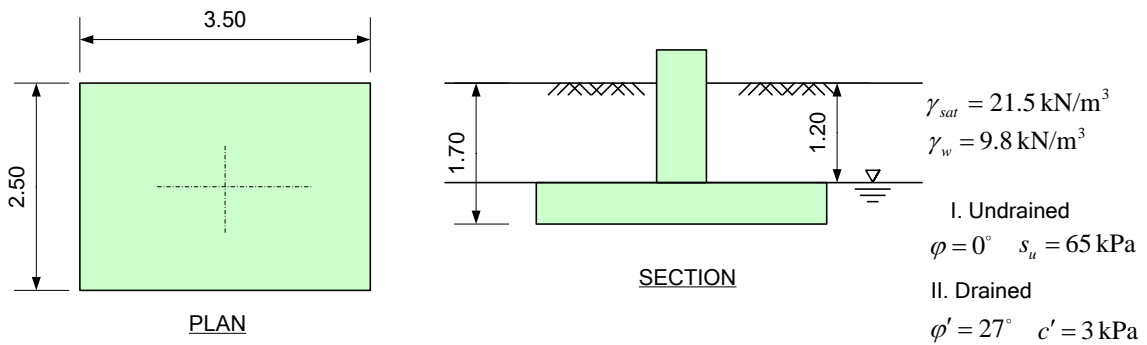
$$q_{ult} = (19.9)(33.3)(1.57)(1.11) + 0.5(2.5)(14.9)(48)((0.6)(1.0))$$

$$q_{ult} = 1154.8 + 536.4 = 1691.2 \text{ kN/m}^2$$

ค่าแตกต่างของ q_{ult} ที่คำนวณโดยสองวิธีคือ $(1691.2 - 1626.4) \times 100 / 1626.4 = 3.98\%$ ซึ่งจะสังเกตเห็นได้ว่าแตกต่างกันน้อยมาก ดังนั้นจะเลือกใช้วิธีใดก็ได้ขึ้นอยู่กับวิจารณ์ของผู้คำนวณ

ตัวอย่างที่ 3.7 - ฐานรากรับแรงไม่เยื้องศูนย์กลางในสภาวะระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ

ฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 2.5m ยาว 3.5m ลึกลงจากผิวดิน 1.7m วางอยู่ในชั้นดินเหนียวอิ่มตัว ซึ่งมีระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ 1.2m จากผิวดิน จงคำนวณ Gross ultimate bearing capacity และ Net ultimate bearing capacity ในสภาวะระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ



กรณีที่ 1 สภาวะไม่ระบายน้ำ

$$q = \gamma D = (21.5)(1.7) = 36.6 \text{ kN/m}^2$$

คำนวณค่า Bearing capacity factor และค่าปรับแก้ - สภาวะไม่ระบายน้ำ

$\phi = 0^\circ$	$N_c = 5.14$	$N_q = 1.0$	$N_\gamma = 0.0$
Shape factor	$s_c = 1 + \left(\frac{2.5}{3.5}\right)\left(\frac{1.0}{5.14}\right)$ $s_c = 1.14$	$s_q = 1 + \frac{2.5}{3.5} \tan(0)$ $s_q = 1.0$	-
Depth factor	$d_c = 1 + 0.4\left(\frac{1.7}{2.5}\right)$ $d_c = 1.27$	$d_q = 1.0$	-

ถ้าไม่คิดผลเนื่องจากระยะฝังของฐานราก

$$q_{ult} = s_u N_c (s_c) + q N_q (s_q)$$

$$q_{ult} = (65)(5.14)(1.14) + (36.6)(1.0)(1.0)$$

$$q_{ult} = 380.9 + 36.6 = 417.5 \text{ kN/m}^2$$

ในกรณีที่คิดผลเนื่องจากระยะฝังของฐานราก

$$q_{ult} = s_u N_c (s_c d_c) + q N_q (s_q d_q)$$

$$q_{ult} = (65)(5.14)((1.14)(1.27)) + (36.6)(1.0)((1.0)(1.0))$$

$$q_{ult} = 483.7 + 36.6 = 520.3 \text{ kN/m}^2$$

ความแตกต่างของ q_{ult} เมื่อคำนึงถึงระยะฝังในสภาวะไม่ระบายน้ำ

$$(520.3 - 417.5) \times 100 / 417.5 = 24.6\%$$

กรณีที่ 2 สภาวะระบายน้ำ

สมมุติว่าดินใต้ฐานรากเป็นดินแบบ Incompressible ดังนั้นการวิบัติยังคงเป็นแบบ general shear failure จึงไม่ลดกำลังรับแรงเฉือนของดิน กรณีสภาวะระบายน้ำต้องใช้ effective stress

$$q' = (21.5)(1.7) - (9.8)(0.5) = 31.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma' = (21.5 - 9.8) = 11.7 \text{ kN/m}^2$$

คำนวณค่า Bearing capacity factor และค่าปรับแก้ - สภาวะระบายน้ำ

$\phi' = 27^\circ$	$N_c = 23.9$	$N_q = 13.2$	$N_\gamma = 14.47$
Shape factor	$s_c = 1 + \left(\frac{2.5}{3.5}\right)\left(\frac{13.2}{23.9}\right)$ $s_c = 1.39$	$s_q = 1 + \left(\frac{2.5}{3.5}\right)\tan(27)$ $s_q = 1.36$	$s_\gamma = 1 - 0.4\left(\frac{2.5}{2.5}\right)$ $s_\gamma = 0.71$
Depth factor	$d_c = 1.21 - \frac{1 - 1.21}{(23.9)\tan(27)}$ $d_c = 1.22$	$D/B = 2.5/3.5 \leq 1.0$ $d_q = 1 + 2\tan(27)(1 - \sin 27)^2\left(\frac{1.7}{2.5}\right)$ $d_q = 1.21$	$d_\gamma = 1.0$

ถ้าไม่คิดผลเนื่องจากระยะฝังของฐานราก

$$q_{ult} = cN_c(s_c) + qN_q(s_q) + 0.5B\gamma N_\gamma(s_\gamma)$$

$$q_{ult} = (3)(23.9)(1.39) + (31.7)(13.2)(1.36) + 0.5(2.5)(11.7)(14.47)(0.71)$$

$$q_{ult} = 99.7 + 569.1 + 96.6 = 819 \text{ kN/m}^2$$

ในกรณีที่คิดผลเนื่องจากระยะฝังของฐานราก

$$q_{ult} = cN_c(s_c d_c) + qN_q(s_q d_q) + 0.5B\gamma N_\gamma(s_\gamma d_\gamma)$$

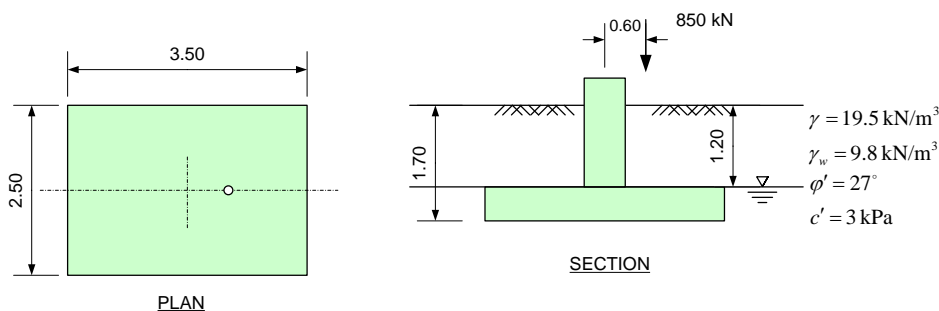
$$q_{ult} = (3)(23.9)((1.39)(1.22)) + (31.7)(13.2)((1.36)(1.21)) + 0.5(2.5)(11.7)(14.47)((0.71)(1.0))$$

$$q_{ult} = 121.6 + 688.6 + 96.6 = 960.4 \text{ kN/m}^2$$

ความแตกต่างของ q_{ult} เมื่อคำนึงถึงระยะฝังในสภาวะระบายน้ำ $(960.4 - 819) \times 100 / 819 = 17.3\%$

ตัวอย่างที่ 3.8 – ฐานรากรับแรงกระทำเชิงศูนย์กลาง (Barnes 2000)

ฐานรากตั้งรับแรงจากโครงสร้าง 850 kN ซึ่งเชิงศูนย์กลาง 0.6m ตามแกนยาวของฐานราก จงคำนวณ Ultimate bearing capacity และ Factor of safety against general shear failure



แรงกดในแนวตั้งเนื่องจากดินถม

$$V_{fill} = (1.7)(2.5)(3.5)(19.5) = 290.1 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{center} = 0$$

$$(850)(0.6) = (850 + 290.1)e_L$$

$$e_L = 0.45 \text{ m}$$

ค่าความกว้างและความยาวประสิทธิผล

$$B' = 2.5 - 2(0) = 2.5 \text{ m}$$

$$L' = 3.5 - 2(0.45) = 2.6 \text{ m}$$

หน่วยแรงกดทับเหนือฐานราก

$$q' = (19.5)(1.2) + (19.5 - 9.8)(0.5) = 28.3 \text{ kN/m}^2$$

คำนวณค่า Bearing capacity factor และค่าปรับแก้

$\phi = 27^\circ$	$N_c = 23.9$	$N_q = 13.2$	$N_\gamma = 14.5$
Shape factor	$s_c = 1 + \left(\frac{2.5}{2.6}\right)\left(\frac{13.2}{23.9}\right)$ $s_c = 1.53$	$s_q = 1 + \frac{2.5}{2.6} \tan(27)$ $s_q = 1.49$	$s_\gamma = 1 - 0.4\left(\frac{2.5}{2.6}\right)$ $s_\gamma = 0.62$
Depth factor ใช้ B และ L	$d_c = 1.21 - \frac{1 - 1.21}{(23.9)\tan(27)}$ $d_c = 1.22$	$D/B = 0.7/2.5 < 1.0$ $d_q = 1 + 2 \tan(27)(1 - \sin 27)^2 \left(\frac{1.7}{2.5}\right)$ $d_q = 1.21$	$d_\gamma = 1.0$

คำนวณ Bearing capacity

$$q_{ult} = cN_c(s_c d_c) + q'N_q(s_q d_q) + 0.5B'\gamma N_\gamma(s_\gamma d_\gamma)$$

$$q_{ult} = (3)(23.9)(1.53)(1.22) + (28.3)(13.2)(1.49)(1.21) + 0.5(2.5)(19.5 - 9.8)(14.5)(0.62)(1.0)$$

$$q_{ult} = 133.8 + 673.5 + 109 = 916.3 \text{ kN/m}^2$$

Net ultimate bearing capacity

$$(q_{ult})_{net} = 916.3 - 28.3 = 888 \text{ kN/m}^2$$

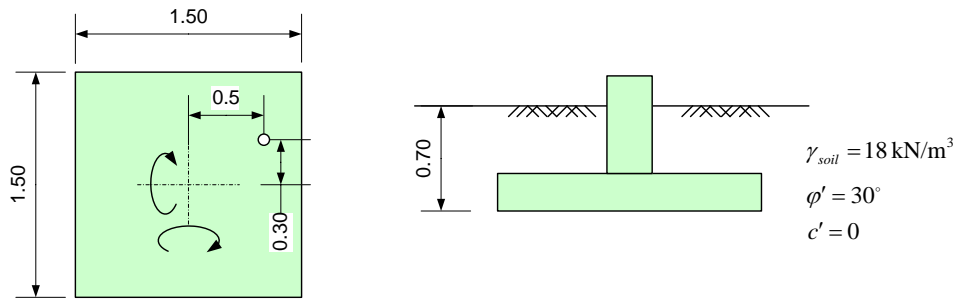
หน่วยแรงเนื่องจากแรงกระทำ

$$(q_{ult})_{load} = \frac{850}{(2.5)(2.6)} = 130.7 \text{ kN/m}^2 < 888 \text{ kN/m}^2$$

OK!

ตัวอย่างที่ 3.9 – คำนวณ bearing capacity ของฐานรากรับแรงกระทำเอียงศูนย์กลาง

ฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 1.5 เมตร × 1.5 เมตร มีแรงกระทำเอียงศูนย์กลาง $e_L = 0.3$ เมตร และ $e_B = 0.5$ เมตร จงคำนวณ Ultimate bearing capacity



โจทย์ข้อนี้กำหนดค่าเบื้องต้นมาให้แล้วจึงนำมาใช้คำนวณ B' และ L' ได้เลย

$$B' = 1.5 - 2(0.15) = 1.2 \text{ m}$$

$$L' = 1.5 - 2(0.3) = 0.9 \text{ m}$$

$$q = \gamma D = (18)(0.7) = 12.6 \text{ kN/m}^2$$

คำนวณค่า Bearing capacity factor และค่าปรับแก้

$\phi = 30^\circ$	$N_c = 30.1$	$N_q = 18.4$	$N_\gamma = 22.4$
Shape factor	-	$s_q = 1 + \frac{0.9}{1.2} \tan(30)$ $s_q = 1.43$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{0.9}{1.2} \right)$ $s_\gamma = 0.7$
Depth factor ใช้ B และ L	-	$D/B = 0.7/1.5 < 1.0$ $d_q = 1 + 2 \tan(30)(1 - \sin 30)^2 \left(\frac{0.7}{1.5} \right)$ $d_q = 1.13$	$d_\gamma = 1.0$

แทนค่าในสมการ

$$q_{ult} = qN_q(s_q d_q) + 0.5B'\gamma N_\gamma(s_\gamma d_\gamma)$$

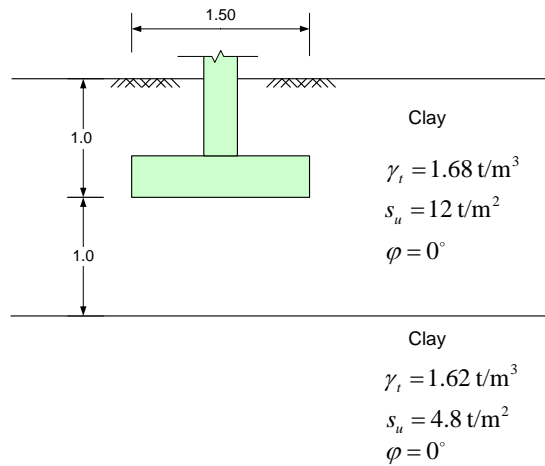
$$q_{ult} = (12.6)(18.4)(1.43)(1.13) + 0.5(0.9)(18)(22.4)((0.7)(1.0))$$

$$q_{ult} = 347.6 + 127 = 501.6 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{ult} = q_{ult}(B'L') = (501.6)(1.2)(0.9) = 541.7 \text{ kN/m}^2$$

ตัวอย่างที่ 3.10 - Bearing capacity ของฐานรากในดินเหนียวแข็งวางตัวอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อน

จากรูปฐานรากขนาด 1.5 m x 1 m วางอยู่ที่ระดับ 1 m จากผิวดินในชั้นดินเหนียว ซึ่งวางอยู่บนชั้นดินเหนียวซึ่งอยู่ลึกลงไปจากระดับฐานรากเป็นระยะ 1 m จงคำนวณ Allowable bearing capacity ถ้าใช้สัดส่วนปลอดภัยเท่ากับ 4



ในกรณีนี้ กำลังของดินเหนียวชั้นที่อยู่ลึกลงมาต่ำกว่าชั้นบน จึงมีโอกาสที่ดินชั้นบนจะถูกเฉือนทะลุลงมาจนเกิดการวิบัติขึ้นในดินเหนียวชั้นล่าง จึงใช้สมการ

$$q_{ult} = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] s_{u(2)} N_c + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2c_a H}{B} \right) + \gamma_1 D_f$$

และจะต้องมีค่าไม่เกิน

$$q_{ult} = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] s_{u(1)} N_c + \gamma_1 D_f$$

หาค่า c_a จากกราฟ โดยจากค่า $s_{u(2)} / s_{u(1)} = 4.8 / 12 = 0.4$ ได้ค่า $c_a / s_{u(1)} = 0.9$ ดังนั้น

$$c_a = 0.9(12) = 10.8 \text{ t/m}^2$$

1.2 แทนค่าลงในสมการ

$$q_{ult} = \left[1 + 0.2 \left(\frac{1}{1.5} \right) \right] (4.8)(5.14) + \left(1 + \frac{1}{1.5} \right) \left(\frac{2(10.8)(1)}{1} \right) + (1.68)(1)$$

$$q_{ult} = 27.96 + 36 + 1.68 = 65.6 \text{ t/m}^2$$

ตรวจสอบว่าเกินกว่าสมการที่ 2 หรือไม่

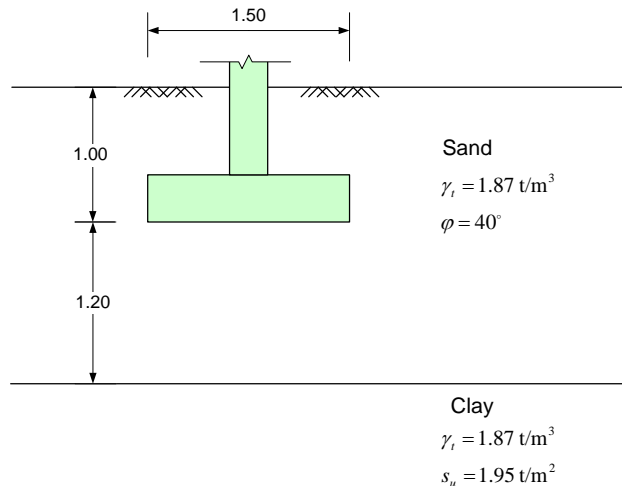
$$q_{ult} = \left[1 + 0.2 \left(\frac{1}{1.5} \right) \right] (12)(5.14) + (1.68)(1)$$

$$q_{ult} = 69.9 + 1.68 = 71.6 \text{ t/m}^2 > 65.6 \text{ t/m}^2 \text{ ใช้ } q_{ult} = 65.6 \text{ t/m}^2$$

$$q_{allow} = \frac{q_{ult}}{FS} = \frac{65.6}{4} = 16.4 \text{ t/m}^2$$

ตัวอย่างที่ 3.11 – ฐานรากในชั้นดินทรายที่ทับดินเหนียว

ต้องการสร้างฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด 1.0m × 1.5m ในชั้นทรายบดอัดที่วางอยู่บนชั้นดินเหนียวดังรูป จงคำนวณ Ultimate bearing capacity



จากรูปดินใต้ฐานรากมีโอกาสที่จะถูกเฉือนจนทะลุจนทำให้ดินเหนียวชั้นล่างเกิดการวิบัติ โดยจากตารางที่ 3-9 ค่า $\phi = 40^\circ$ จะได้ $N_q = 64.2$, $N_\gamma = 109.41$

$$\frac{5.14(1.95)}{0.5(1.87)(1)(109.41)} \cong 0.1$$

หาค่า k_s จากกราฟ ได้ค่า $k_s \approx 2.5$

แทนค่าในสมการ

$$q_{ult} = \left(1 + 0.2 \left(\frac{1.0}{1.5}\right)\right) (1.95)(5.14) + \left(1 + \frac{1.0}{1.5}\right) (1.87)(1.2)^2 \left(1 + \frac{2(1.0)}{(1.2)}\right) (2.5) \frac{\tan 40^\circ}{(1.0)} + (1.87)(1.0)$$

$$q_{ult} = 11.36 + 25.11 + 1.87 = 38.34 \text{ t/m}^2$$

แทนค่าในสมการที่ 2

$$q_{ult} = \frac{1}{2} \left(1 - 0.4 \frac{B}{L}\right) \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q$$

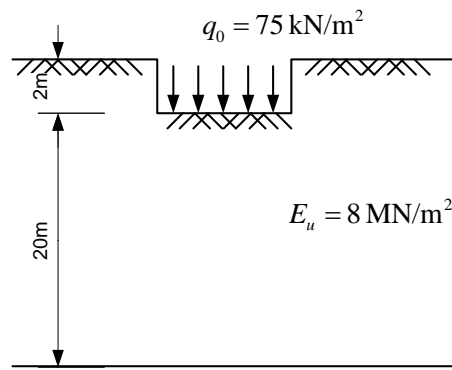
$$q_{ult} = \frac{1}{2} \left(1 - 0.4 \frac{1.0}{1.5}\right) (1.87)(1.0)(109.41) + (1.87)(1.0)(64.2)$$

$$q_{ult} = 75.02 + 120.05 = 195.07 \text{ t/m}^2$$

ตัวอย่างที่ 3.12 - การทรุดตัวทันทีของฐานราก

ฐานรากแบบ flexible กว้าง 5m ยาว 10m รับแรงกระทำจากโครงสร้างซึ่งก่อให้เกิดแรงดันใต้ฐานรากเท่ากับ 75 kN/m^2

ถ้า Undrained modulus ของดินเหนียวเท่ากับ 8 MN/m^2 จงคำนวณการทรุดตัวเฉลี่ยของฐานรากนี้



$L/B = 10/5 = 2$ และ $H/B = 50/5 = 4$ จากกราฟรูปที่ 3-29 จะได้ค่า $A_1 \cong 0.77$

และจาก $D/B = 2/5 = 0.4$ $A_2 \cong 0.94$

แทนค่าลงในสมการ

$$S_e = A_1 A_2 \frac{q_0 B}{E_s}$$

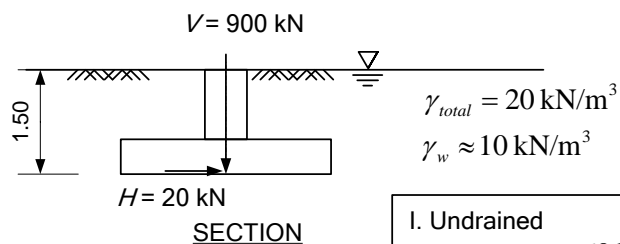
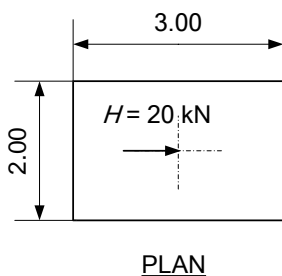
$$S_e = (0.77)(0.94) \frac{(75)(5)}{(8 \times 10^3)} (1000) = 34 \text{ mm}$$

3.14 แบบฝึกหัด

1. จงคำนวณ Allowable bearing capacity ในสภาวะไม่ระบายน้ำและสภาวะระบายน้ำของฐานรากอาคารสาธารณะซึ่งมีขนาดและระยะฝังดังรูปโดยฐานรากมีแรงกระทำที่ระดับกันฐานรากดังนี้
แรงกระทำในแนวตั้ง

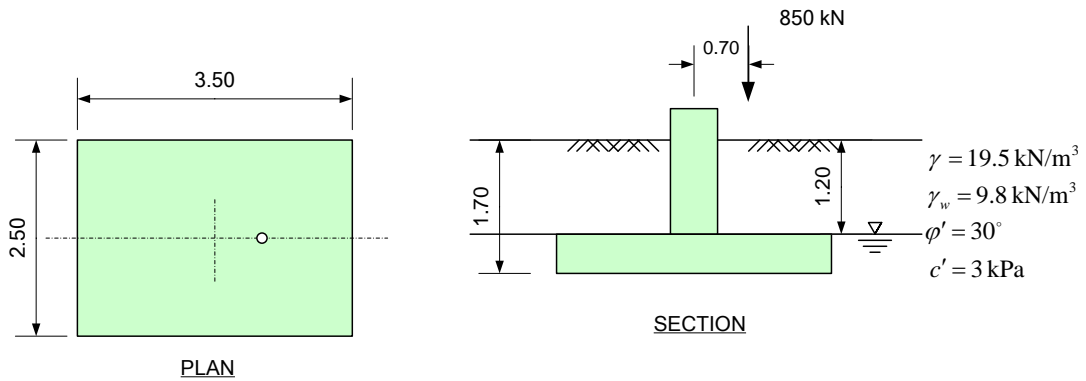
แรงกระทำในแนวราบในทิศทางขนานกับแกนยาวของฐานราก

ให้นักศึกษากำหนด Factor of safety เองโดยจะต้องอธิบายว่าทำไมจึงเลือกใช้ค่านี้, สมมติว่าการวิบัติเป็นแบบ general shear failure

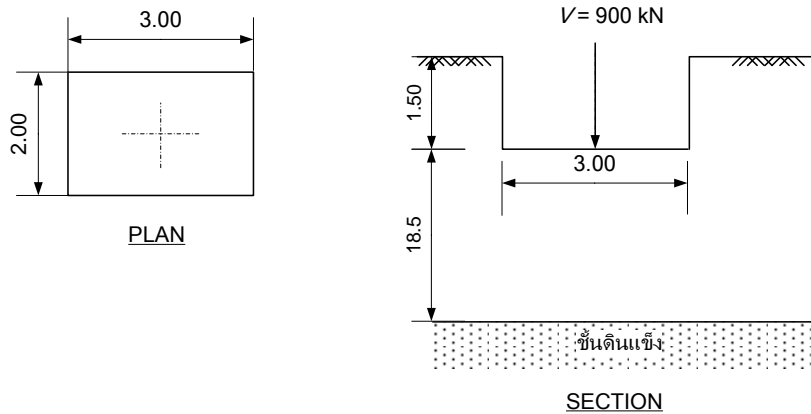


I. Undrained	
$\phi = 0^\circ$	$s_u = 60 \text{ kPa}$
II. Drained	
$\phi' = 28^\circ$	$c' = 0 \text{ kPa}$

2. จงคำนวณ Allowable bearing capacity ของฐานรากเมื่อมีแรงกระทำดังรูป

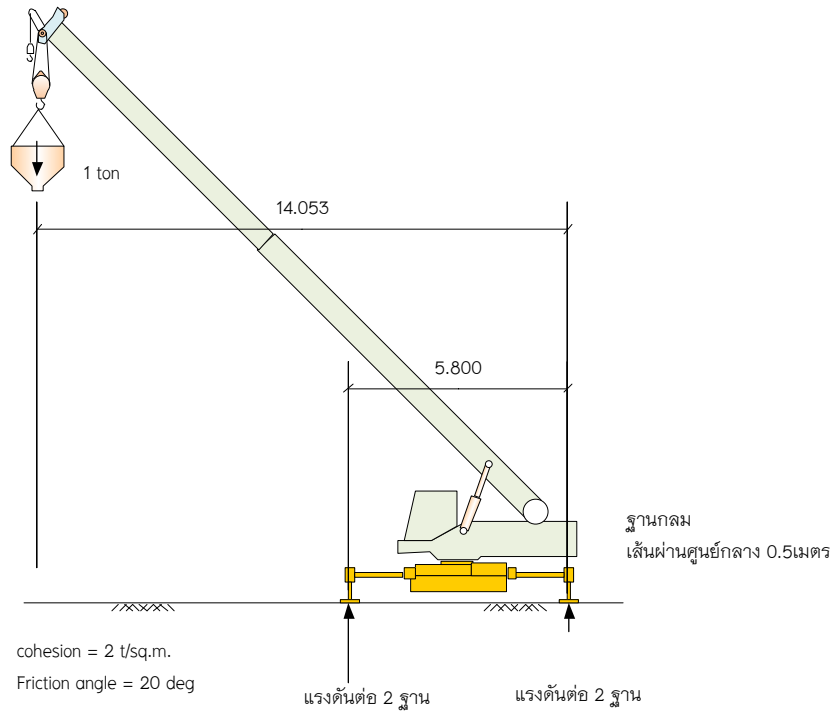


3. จงคำนวณการทรุดตัวทันทีของฐานดังรูป กำหนดให้ $E = 30 \text{ MN/m}^2$ และชั้นดินแข็งมากอยู่ที่ 20 เมตรจากผิวดิน



4. จากรูปการยกถังปูนโดยใช้รถเครนน้ำหนัก 1 ตัน โดยที่รถเครนยืนอยู่บนฐานที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.5 เมตร จงคำนวณ

1. แรงดันที่รถเครนกระทำต่อดิน
2. แรงต้านทานต่อแรงกระทำ (Ultimate bearing capacity)
3. สัดส่วนปลอดภัยต่อ bearing capacity failure
4. ถ้าฐานรองไม่เพียงพอ และจะต้องใช้แผ่นเหล็กสี่เหลี่ยมจัตุรัสปูรองใต้ฐาน จะต้องใช้ขนาดเท่าใด

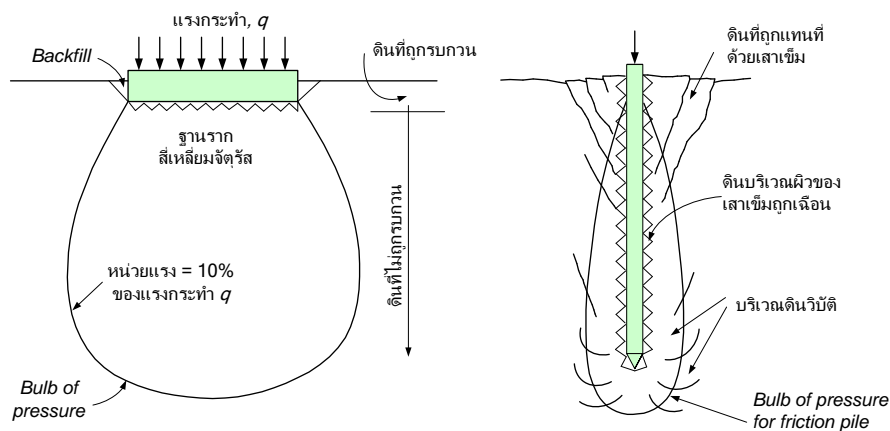


รูปที่ 3-33

4 ฐานรากเสาเข็ม

เสาเข็มนับว่าเป็นส่วนสำคัญของโครงสร้างที่สัมผัสดินโดยตรง เสาเข็มจะทำหน้าที่ถ่ายน้ำหนักของอาคารลงสู่ดินที่ระดับลึก กรณีที่จะต้องใช้เสาเข็มได้แก่

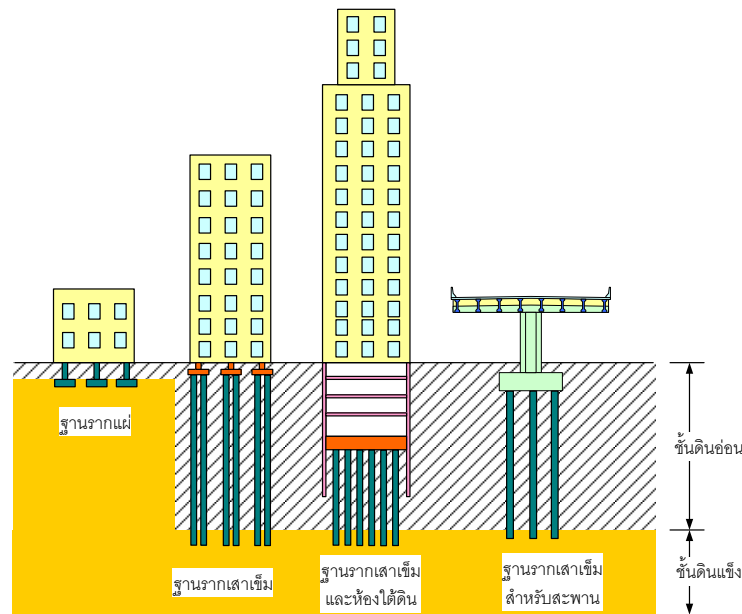
- เมื่อชั้นดินระดับตื้นไม่สามารถรับน้ำหนักของอาคารได้ หรือเกิดได้ก็มีการทรุดตัวมากเกินไป เมื่อมีน้ำหนักของอาคารกดทับ จึงต้องใช้เสาเข็มในการถ่ายน้ำหนักของอาคารลงสู่ชั้นดินแข็งที่อยู่ในระดับลึก ถ้าชั้นดินแข็งอยู่ลึกมากน้ำหนักจะถ่ายลงสู่ดินในรูปของแรงเสียดทานที่ผิวของเสาเข็ม



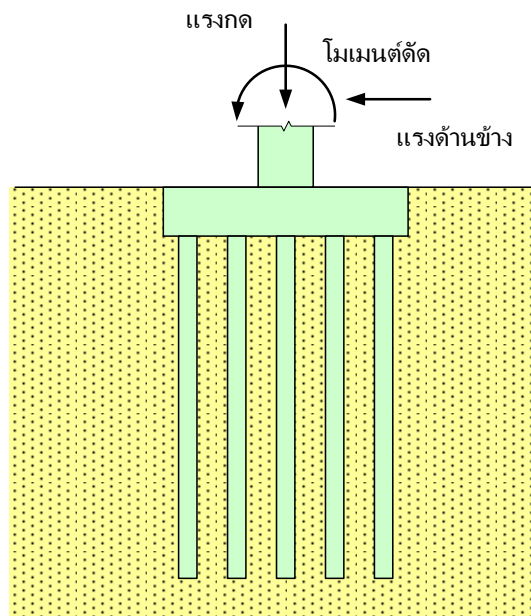
รูปที่ 4-1 เปรียบเทียบระหว่างหน่วยแรงใต้ฐานรากตื้นกับหน่วยแรงใต้ฐานรากเสาเข็ม (Tomlinson 1995)

- เมื่อโครงสร้างจะต้องรับแรงทางด้านข้าง หรือมีโมเมนต์คัตจากโครงสร้างส่วนบน เสาเข็มอาจจะต้องถูกออกแบบให้รับได้ทั้งแรงในแนวตั้งและโมเมนต์ ซึ่งโครงสร้างส่วนใหญ่ในกรณีนี้จะเป็น กำแพงกันดิน (Retaining wall) หรือโครงสร้างที่ต้องรับแรงลม หรือแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว
- เมื่อโครงสร้างจะต้องก่อสร้างบน Expansive soil หรือ Collapsible soil ซึ่งมีความหนาแน่นมาก Expansive soil จะพองตัวเมื่อความชื้นในดินเพิ่มขึ้น ถ้าใช้ฐานรากแบบตื้นจะทำให้โครงสร้างเกิดความเสียหายได้ จึงต้องใช้เสาเข็มเพื่อถ่ายน้ำหนักลงสู่ชั้นดินที่ไม่มีการพองตัว

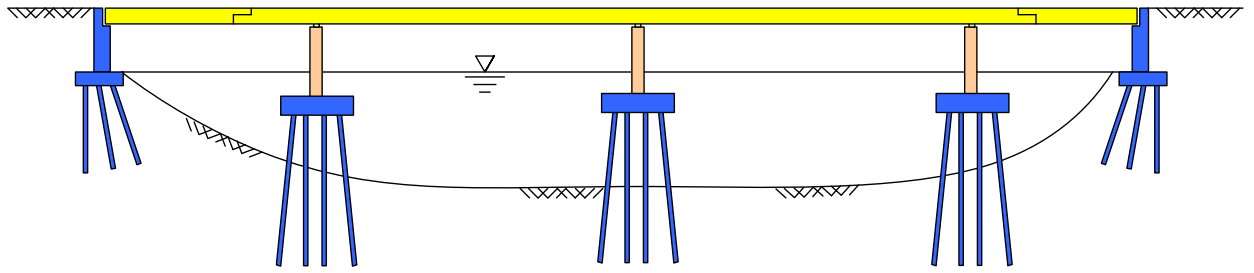
- ในกรณีที่โครงสร้างมีแรงถอนเกิดขึ้นเช่นโครงสร้างเสาสูงไฟฟ้าหรือ อาคารห้องใต้ดินที่มีจมอยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดินซึ่งจะมีแรงลอยตัวกระทำ ทำให้ต้องใช้เสาเข็มยึดโครงสร้างไว้เพื่อต้านทานแรงถอน
- เสาเข็มของสะพานซึ่งการไหลของน้ำอาจกัดเซาะดินที่ท้องน้ำ จึงต้องใช้เสาเข็มเพื่อถ่าน้ำหนักสะพานลงสู่ชั้นดินที่น้ำกัดเซาะลงไปไม่ถึง



รูปที่ 4-2 ความแตกต่างของฐานรากดินแบบแม่ และฐานรากเสาเข็ม



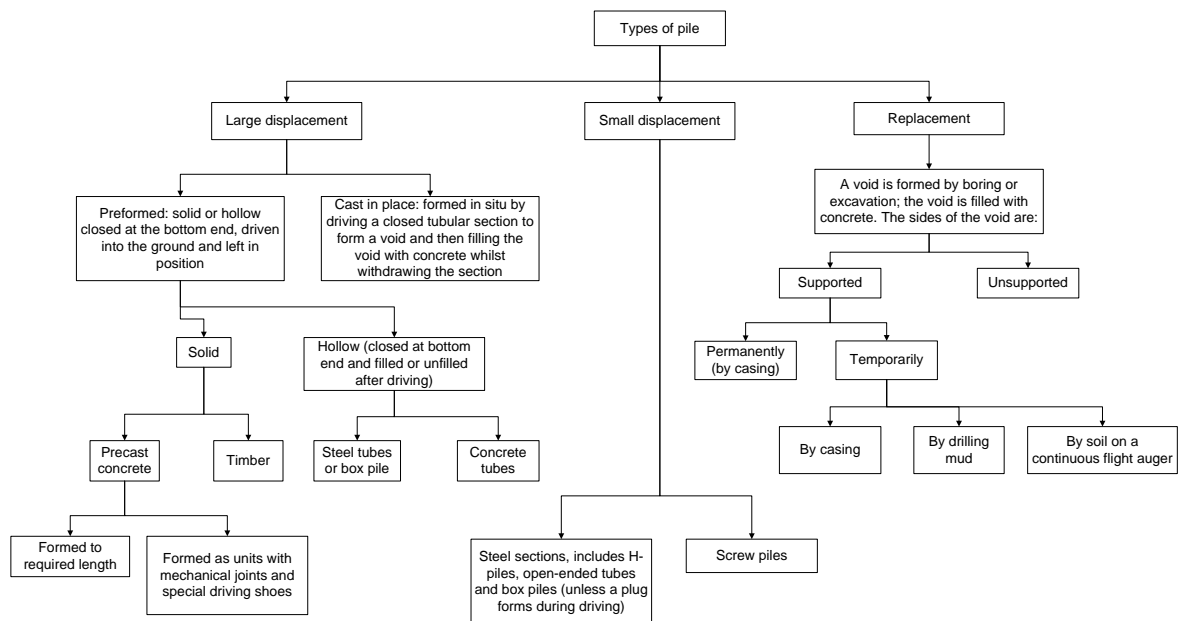
รูปที่ 4-3 เสาเข็มกลุ่มซึ่งรับแรงในแนวแกน แรงทางด้านข้าง และโมเมนต์ดัดร่วมกัน



รูปที่ 4-4 เสาค้ำที่ใช้เป็นรองรับโครงสร้างสะพานข้ามแม่น้ำ

4.1 การจำแนกชนิดของเสาค้ำ

British Standard Code of Practice for Foundations (BS8004) ได้แบ่งเสาค้ำตามลักษณะการแทนที่ดินเป็น 3 พวกดังรูปที่ 4-5



รูปที่ 4-5 การจำแนกชนิดของเสาค้ำตามลักษณะการแทนที่ดิน (BS8004 1986)

4.1.1 เสาค้ำที่ก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินในปริมาณสูง (Large displacement pile)

เป็นเสาค้ำที่ตัน หรือเสาค้ำกลวงแต่ปิดปลายไว้ ซึ่งการติดตั้งทำได้โดยการตอกหรือกดลงในพื้นที่ดิน ซึ่งได้แก่เสาค้ำตอกทุกชนิด

4.1.2 เสาค้ำที่ก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินในปริมาณต่ำ (Small displacement pile)

เป็นเสาค้ำที่ต้องตอกหรือกดลงในพื้นที่ดินเหมือนกัน แต่จะมีพื้นที่หน้าตัดน้อยกว่า ดังนั้นจึงมีปริมาตรดินที่ต้องถูกแทนที่น้อยด้วย ซึ่งได้แก่เสาค้ำเหล็ก Wide Flange

4.1.3 เสาเข็มชุดดินออกและทดคอนกรีตแทนที่ (Replacement pile)

เป็นเสาเข็มที่มีการเจาะให้เป็นรูเพื่อเอาดินออกจากนั้นจึงเทคอนกรีตลงไปแทนที่ดินที่นำขึ้นมาขึ้น การเจาะจะใช้ปลอกเหล็กป้องกันผนังหลุมเจาะพังทลาย และถ้าเจาะลึกมากในชั้นทรายที่อยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดินจะใช้สารละลายเบนโทไนท์เติมลงในหลุมเจาะเพื่อป้องกันมิให้หลุมเจาะพังเนื่องจากน้ำใต้ดินทะลักเข้ามา

4.1.4 วัสดุที่ใช้เป็นเสาเข็ม

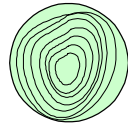
วัสดุที่ใช้เป็นเสาเข็มนั้นมีอยู่หลายชนิด ในการเลือกใช้ขึ้นอยู่กับน้ำหนักที่เสาเข็มจะต้องรับ ผลจากสภาพแวดล้อมต่อเสาเข็ม ข้อจำกัดในการก่อสร้าง ความสำคัญของโครงสร้างเป็นต้น ข้อดีและข้อด้อยของเสาเข็มแต่ละชนิดสรุปได้ดังตารางที่ 4-1

ตารางที่ 4-1 ข้อดีและข้อด้อยของเสาเข็มแต่ละชนิด (คัดลอกบางส่วนจาก (Vesic 1977))

ชนิดของเสาเข็ม	ข้อดี	ข้อด้อย
เสาเข็มไม้	<ul style="list-style-type: none"> • ตัดหัวเข็มได้ง่าย • ราคาถูก • หาได้ง่าย 	<ul style="list-style-type: none"> • ผุง่ายเมื่ออยู่เหนือระดับน้ำใต้ดิน โดยเฉพาะในทะเล • มีขนาดและกำลังรับน้ำหนักให้เลือกไม่มาก • มีโอกาสชำรุดเนื่องจากการตอกมาก • ต่อความยาวยาก • มีเสียงดังรบกวนเนื่องจากการตอก
เสาเข็มเหล็ก	<ul style="list-style-type: none"> • ตัดและต่อหัวเสาเข็มได้ง่าย • มีขนาดและความยาวให้เลือกหลายขนาด • สามารถตอกทะลุชั้นดินแข็ง กรวดใหญ่ และหินที่มีความแข็งไม่มากได้ • เชื่อมต่อเข้ากับโครงสร้างเหล็กได้ง่าย 	<ul style="list-style-type: none"> • มีปัญหาเรื่องการผุจากสนิม ถ้าต้องใช้ในทะเล ต้องมีการป้องกัน • ถ้าเสาเข็มมีหน้าตัดเล็ก เวลาตอกอาจเบี่ยงไปจากแนวการตอกได้ • เมื่อวัสดุมีราคาแพงเมื่อเทียบกับวัสดุชนิดอื่น • มีเสียงดังรบกวนเนื่องจากการตอก
เสาเข็ม คสล. หล่อสำเร็จ (อัดแรง หรือไม่อัดแรง)	<ul style="list-style-type: none"> • ทนทานต่อการกัดกร่อนได้ดีในเกือบทุกสภาวะ • เชื่อมต่อเข้ากับโครงสร้าง คสล. ได้ง่าย 	<ul style="list-style-type: none"> • การขนย้ายยุ่งยาก ถ้ามีถนนแคบ หรือมีพื้นที่จำกัด • การตอกยุ่งยาก • ยากในการตัดหัวเสาเข็มส่วนเกิน • ยากในการต่อหัวเสาเข็ม
เสาเข็ม คสล. หล่อในที่ (เสาเข็มเจาะ)	<ul style="list-style-type: none"> • ไม่ต้องการพื้นที่ในการกองเก็บเสาเข็ม • สามารถกำหนดระดับหัวเสาเข็มที่ต้องการได้ • สามารถก่อสร้างได้ก่อนการขุดเปิดหน้าดินเพื่อทำห้องใต้ดิน • บางชนิดไม่ต้องตอกโครงสร้างใดๆลงในดิน ทำให้เหมาะกับพื้นที่ซึ่งควบคุมการสั่นสะเทือนและควบคุมเสียง (พื้นที่ในเมือง) 	<ul style="list-style-type: none"> • ปัญหาเรื่องการไหลตัวของดินอ่อนเข้ามาในรูเจาะ (แก้ไขโดยใช้ปลอกเหล็กชั่วคราว) • ปัญหาเนื่องจากความต่อเนื่องของคอนกรีต • ถ้าเจาะในชั้นทรายปัญหาเนื่องจากน้ำใต้ดินทำให้หลุมเจาะพังทลาย

4.1.4.1 เสาเข็มไม้

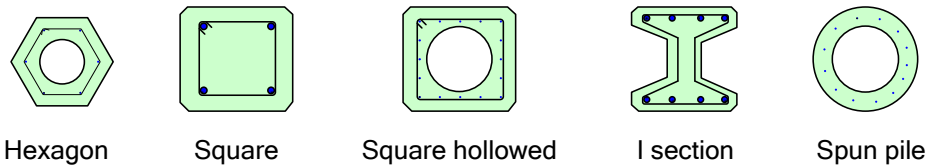
ทำจากไม้สน หรือไม้เบญจพรรณมีขนาด 3 – 8 นิ้วยาว 3-8 เมตรใช้กับโครงสร้างขนาดเล็ก ข้อดีของเสาเข็มชนิดนี้ก็คือหาได้ง่าย ส่วนข้อด้อยก็คือมีกำลังรับน้ำหนักไม่สูง และในบางครั้งหาขนาดหน้าตัดหรือความยาวตามที่ต้องการไม่ได้ ส่วนในการนำไปใช้งานจะต้องคำนึงถึงการผุพังของเนื้อไม้ที่อยู่เหนือระดับน้ำใต้ดินด้วยซึ่งถ้าเสาเข็มจมอยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดินอยู่ตลอดเวลาจะป้องกันการผุพังของเนื้อไม้ได้



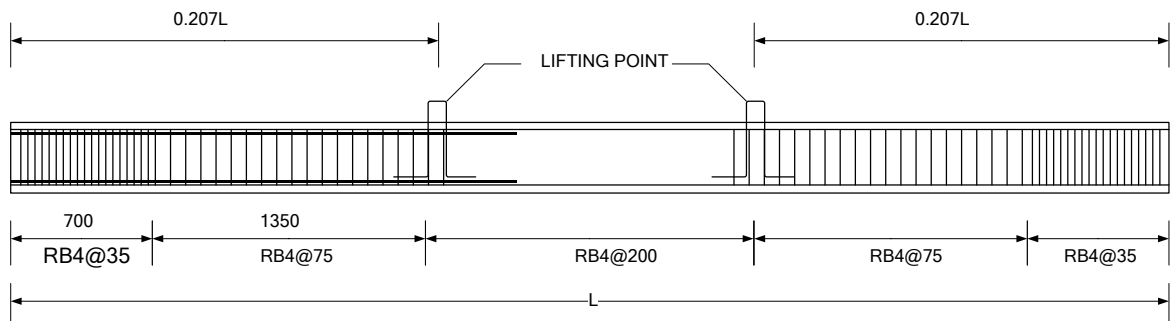
รูปที่ 4-6 รูปตัดของเสาเข็มไม้

4.1.4.2 เสาเข็มคอนกรีตสำเร็จรูป

ส่วนใหญ่ใช้เป็นเสาเข็มของอาคารขนาดปานกลางถึงใหญ่ และใช้เป็นเสาเข็มของสะพานขนาดกลาง ๆ หรือเสาเข็มของทางด่วน เป็นต้น เสาเข็มจะหล่อในโรงงานและขนย้ายไปหน่วยงานก่อสร้าง จึงมักจะต้องมีการอัดแรงในเสาเข็ม ความยาวมีความยาวตั้งแต่ 7-26 เมตร แต่ถ้าจำเป็นจะต้องใช้ความยาวมากหรือมีพื้นที่ในการขนย้ายจำกัด อาจแบ่งเป็นส่วน ๆ แล้วนำมาเชื่อมกันในหน่วยงานก่อสร้างได้ หน้าตัดที่นิยมใช้กันทั่วไปแสดงดังรูปที่ 4-7 และรูปแบบการเสริมเหล็กตามแนวยาวแสดงดังรูปที่ 4-8



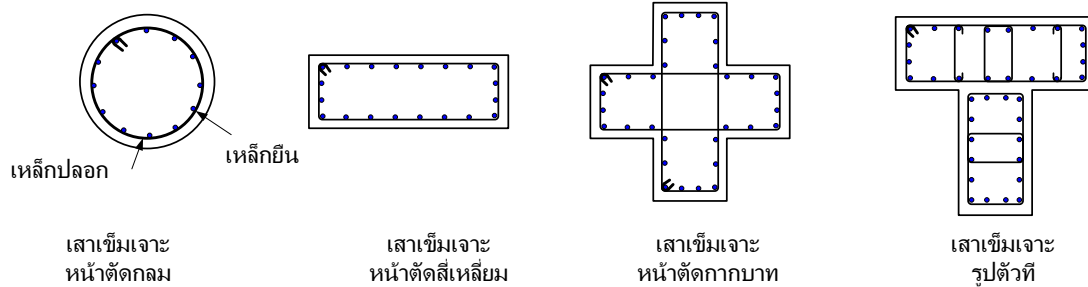
รูปที่ 4-7 หน้าตัดต่างๆไปของเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็ก



รูปที่ 4-8 ตัวอย่างการเสริมเหล็กในเสาเข็มคอนกรีต

4.1.4.3 เสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กแบบหล่อในที่

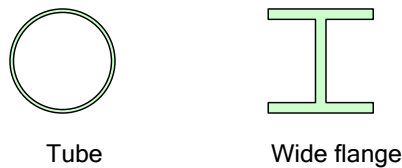
เป็นเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ดินเป็นแบบหล่อ มักจะใช้เป็นฐานรากของโครงการขนาดใหญ่หรือในกรณีที่ใช้เสาเข็มตอกแล้วจะทำให้อาคารข้างเคียงเกิดการชำรุดเสียหาย เส้นผ่านศูนย์กลางมีตั้งแต่ 0.35 เมตร ถึง 2.0 เมตร กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเจาะจะสูงมากเพราะสามารถเจาะให้มีความลึกได้ถึงกว่า 60 เมตร (ในโครงการก่อสร้างสะพานข้ามแม่น้ำเจ้าพระยาในโครงการทางพิเศษสายบางพลี - สุขสวัสดิ์ ใช้เสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 2 เมตรลึก 64 เมตร) ราคาของเสาเข็มเจาะจะสูงกว่าเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กแต่จะมีกำลังรับน้ำหนักต่อต้นสูงกว่า



รูปที่ 4-9 หน้าตัดเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กแบบชุดและหล่อโดยใช้ดินเป็นแบบหล่อ

4.1.4.4 เสาเข็มเหล็ก

เป็นเสาเข็มที่ทำจากเหล็กรูปพรรณเช่น Wide Flange หรือท่อเหล็ก เสาเข็มชนิดนี้สามารถรับแรงดึงและโมเมนต์ดัดได้ดี และสามารถตอกในชั้นดินแข็งได้ ในการก่อสร้างห้องใต้ดินลึกมากในชั้นดินเหนียวอ่อนมักจะถูกนำมาใช้เป็นเสาเข็มของสะพานชั่วคราว สิ่งที่ต้องระวังในการใช้เสาเข็มเหล็กเป็นโครงสร้างถาวรก็คืออุปกรณ์ของเหล็กเนื่องจากสนิม สิ่งที่ต้องคำนึงถึงอีกประการหนึ่งก็คือราคาของเสาเข็มเหล็กเพราะเสาเข็มเหล็กจะมีราคาสูงกว่าเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็ก

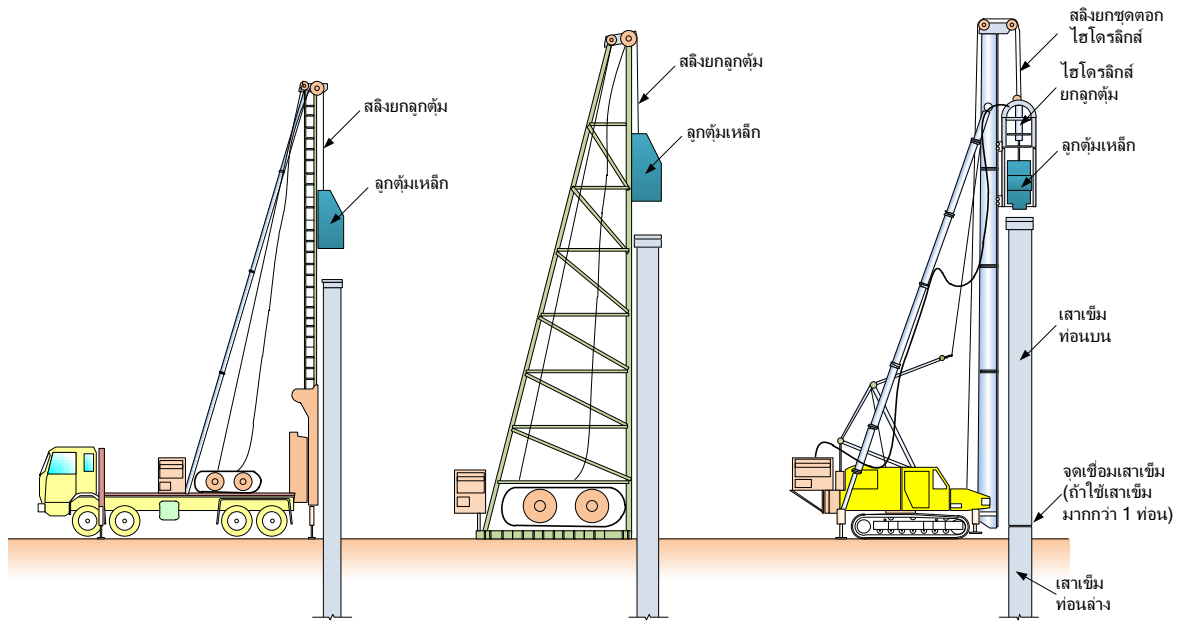


รูปที่ 4-10 หน้าตัดเสาเข็มเหล็กรูปพรรณ

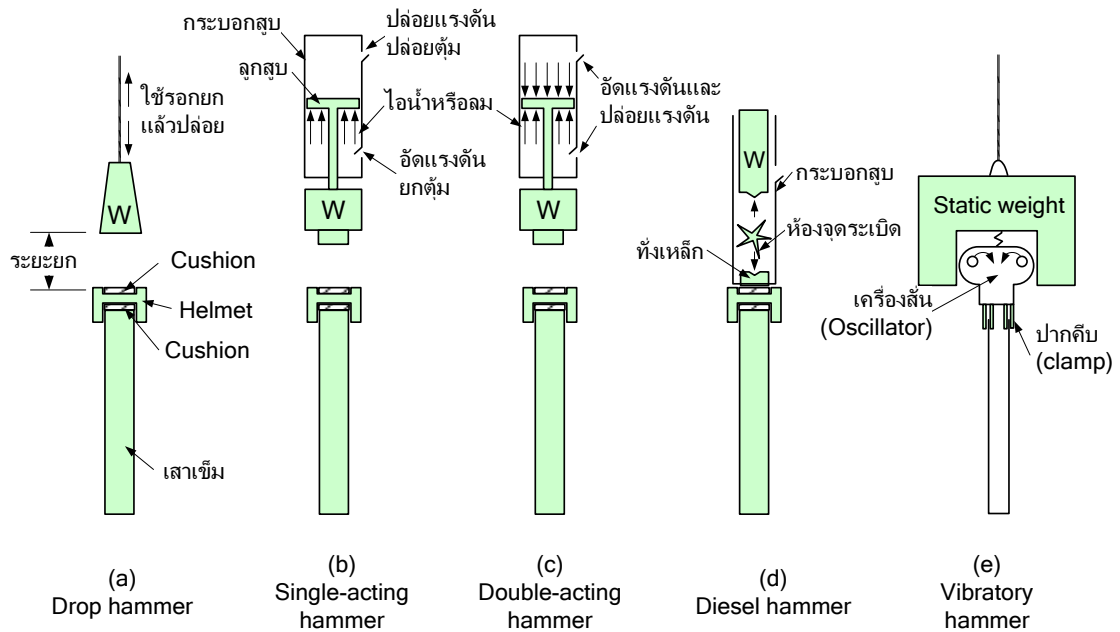
4.2 เสาเข็มที่นิยมใช้ในประเทศไทย

4.2.1 เสาเข็มตอก

การตอกเสาเข็มอาจทำได้โดยการใช้แรงคนหรือเครื่องจักรในการตอก แต่ในงานก่อสร้างส่วนใหญ่แล้วจะใช้เครื่องจักรในการตอก ตัวอย่างเครื่องจักรที่ใช้ในการตอกเสาเข็มแสดงดังรูปที่ 4-12



รูปที่ 4-11 เครื่องจักรตอกเสาเข็มที่นิยมใช้โดยทั่วไป จากซ้ายไปขวา (1) ปั้นจั่นติดกับรถบรรทุก (2) ปั้นจั่นโครงเหล็ก (3) ปั้นจั่นชนิดเคลื่อนที่ด้วยตีนตะขาบ



รูปที่ 4-12 หลักการทำงานของเครื่องตอกเสาเข็มด้วยวิธีต่างๆ (Vesic 1977)

4.2.1.1 ปั่นจั่นแบบโครงเหล็กที่ใช้ลูกตุ้มตกอย่างอิสระ (Drop hammer)

เป็นเครื่องจักรตอกเสาเข็มที่นิยมใช้กันมาก แทนตอกจะเป็นโครงเหล็กสูง 8 เมตร – 30 เมตร ลูกตุ้มที่ใช้ตอกเป็นเหล็ก ขั้นตอนในการตอกจะยกตุ้มเหล็กด้วยรอกให้สูง 0.3 เมตร ถึง 1.2 เมตร แล้วปล่อยให้ตกกระทบท้าวเสาเข็ม



(a)

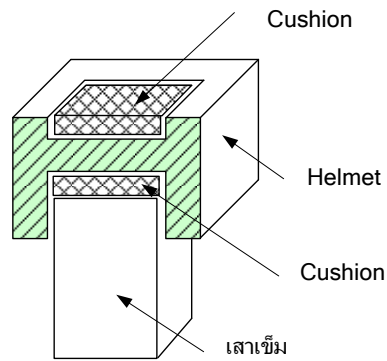


(b)

รูปที่ 4-13 (a) การตอกเสาเข็มโดยใช้ปั่นจั่นแบบโครงเหล็ก (b) ปั่นจั่นแบบที่เคลื่อนที่ได้

องค์ประกอบที่จำเป็นของการตอกเสาเข็มด้วยตุ้มตกคือ หมวกครอบหัวเสาเข็มและหมอนรองหัวเสาเข็มดัง รูปที่ 4-14

- หมวกครอบหัวเสาเข็มทำหน้าที่ถ่ายแรงจากตุ้มสู่เสาเข็ม และป้องกันตัวเสาเข็มแตกร้าว เนื่องจากแรงกระทบ
- ไม้รองหัวเสา และกระสอบจะทำหน้าที่ดูดซับแรงกระทบขณะที่ตุ้มกระทบเสาเข็ม กระสอบจะใช้รองเสาเข็มก่อนจะใส่หมวกครอบ ส่วนไม้รองมักจะใช้ไม้หน้าสามเรียงต่อกันจนมีขนาดใกล้เคียงกับหมวกครอบ



รูปที่ 4-14 หมวกครอบหัวเสาเข็มและหมอนรอง

4.2.1.2 ปั่นจั่นแบบลูกตุ้มตอกที่ยกด้วยระบบไฮดรอลิกส์

เป็นเครื่องจักรตอกเสาเข็มที่ติดตั้งบนรถเครน มีหลักการทำงานเหมือนปั่นจั่นโครงเหล็กคือต้องยกลูกตุ้มแล้วปล่อยให้ตกลงมากระแทกหัวเสาเข็มทำให้เสาเข็มจมลงในดิน เพียงแต่การยกตุ้มตอกจะยกด้วยระบบไฮดรอลิกส์ ระยะยกของตุ้มตอกจะถูกควบคุมได้ดีกว่าปั่นจั่นแบบโครงมาก

4.2.1.3 เครื่องมือตอกแบบอื่น ๆ เช่น เครื่องตอกด้วยระบบดีเซล เครื่องตอกระบบไอน้ำ แต่มักจะไม่เป็นที่นิยมใช้ในประเทศไทย



รูปที่ 4-15 เครื่องจักรตอกเสาเข็มแบบติดตั้งบนรถเครนซึ่งมีเครื่องจักรสำหรับเคลื่อนย้ายตัวเองได้

ในการตอกเสาเข็มจะไม่ใช้ตุ้มตอกลงบนหัวเสาเข็มโดยตรงเพราะจะทำให้หัวเสาเข็มชำรุด ในทางปฏิบัติจะใช้วัสดุที่ยืดหยุ่นได้เช่นไม้รองรับหัวเสาเข็มเพื่อถ่ายแรงกระแทกลงไปที่หัวเสาเข็ม และจะมีการใช้หมวกเหล็กรองรับอีกด้วย

4.2.2 เสาเข็มเจาะ

เสาเข็มเจาะสามารถแบ่งได้เป็น 2 ประเภทคือเสาเข็มเจาะแบบแห้งและเสาเข็มเจาะแบบเปียก

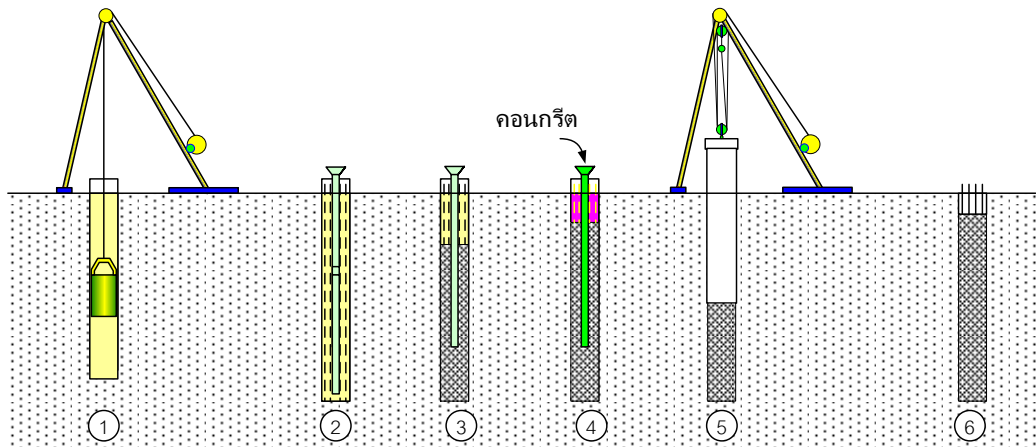
4.2.2.1 เสาเข็มเจาะแบบแห้ง (Dry process bored pile)

เสาเข็มเจาะระบบเจาะแห้งส่วนใหญ่จะเป็นเสาเข็มเจาะในชั้นดินที่น้ำใต้ดินอยู่ลึกมากหรือเป็นชั้นดินเหนียว เพราะถ้ามีน้ำใต้ดินในชั้นทรายไหลเข้ามาในหลุมเจาะจะทำให้หลุมเจาะพังทลาย และจะทำให้กำลังรับน้ำหนักที่ปลายเข็มลดลงเนื่องจากมีดินหลวมอยู่ที่ปลายเสาเข็ม เครื่องมือเจาะที่ยังนิยมใช้กันมีอยู่ 2 ประเภทคือ

1) เครื่องเจาะแบบสามขา เครื่องเจาะระบบนี้จะใช้แรงงานคนเป็นส่วนใหญ่เหมาะกับโครงการที่มีเสาเข็มจำนวนน้อยเพราะใช้ค่าใช้จ่ายในการขนย้ายเครื่องมือไม่มาก ตัวอย่างงานที่ใช้เครื่องเจาะสามขาได้แก่ งานเสาเข็มสะพานลอยคนเดินข้าม, งานต่อเติมบ้านพักอาศัย หรืองานก่อสร้างอาคารขนาดกลาง ความลึกในการเจาะไม่ควรเกิน 25 เมตรและมีขนาดตั้งแต่ 0.35 เมตร – 0.80 เมตร



รูปที่ 4-16 เครื่องมือที่ใช้เจาะเสาเข็มเจาะแบบสามขา



รูปที่ 4-17 ขั้นตอนการก่อสร้างเสาเข็มเจาะแบบสามขา (1) เจาะหลุมโดยใช้กระบอกลบดิน (2) ติดตั้งเหล็กเสริมและเตรียมกรวยเทคอนกรีต (3) เทคอนกรีตผ่านท่อเท (4) หยุดเทคอนกรีตเมื่อถึงระดับที่ต้องการ (5) ถอนปลอกเหล็กออก (6) เสร็จการก่อสร้าง

2) เครื่องเจาะแบบสว่าน (Rotary drilling rig) เป็นการเจาะแห้งโดยใช้สว่านที่หมุนด้วยเครื่องยนต์ (รูปที่ 4-18) วิธีการก่อสร้างโดยสังเขป คือ ลงปลอกเหล็กป้องกันชั้นดินอ่อนและใช้เป็นตัวนำตำแหน่งของเสาเข็มด้วยแล้วเจาะดินภายในปลอกเหล็กออกโดยใช้สว่าน (Auger) จนได้ระดับที่ต้องการหลังจากนั้นลงเหล็กเสริมและเทคอนกรีตจนเต็มรูเจาะและถอนปลอกเหล็กออกเสาเข็มเจาะวิธีนี้จะเจาะได้เร็วมาก หากเข็มลึกไม่เกิน 25 เมตรจะใช้เวลาเจาะไม่เกิน 1 ชั่วโมง ระบบการเจาะโดยเครื่องจักรประเภทนี้ยังเป็นที่ยอมรับอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน

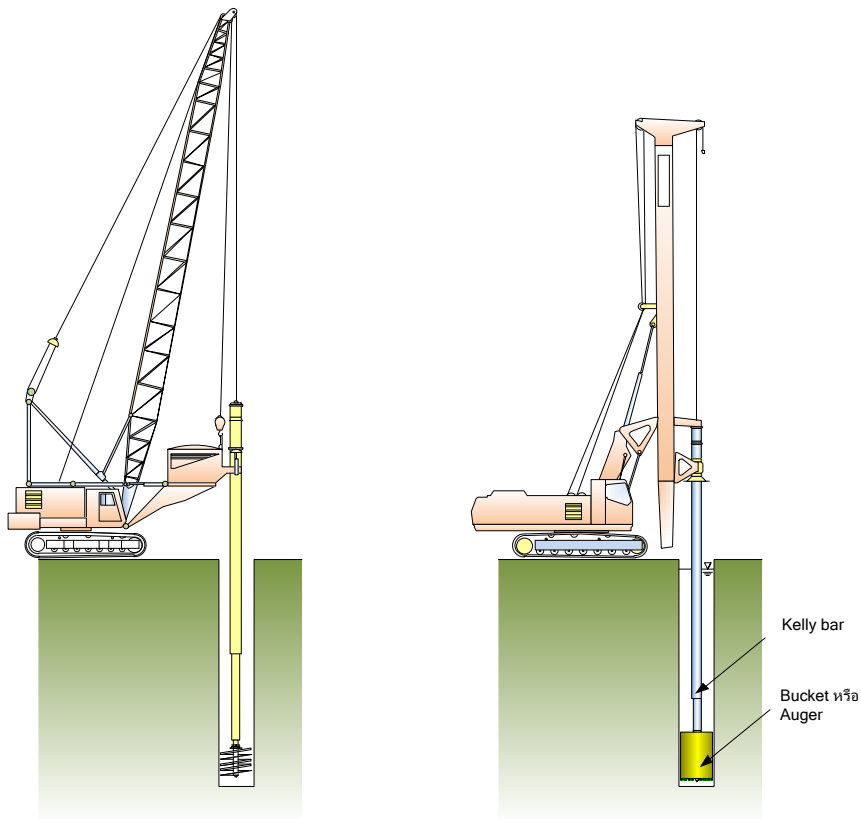


รูปที่ 4-18 เครื่องเจาะแบบสว่านหมุน (Rotary drilling rig)

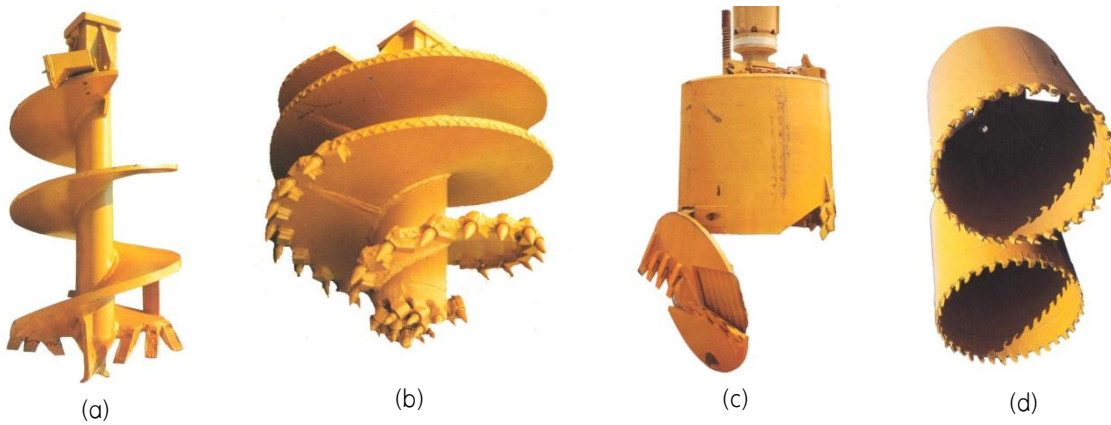
4.2.2.2 เครื่องมือที่ใช้เจาะเสาเข็มระบบเจาะเปียก (Wet process bored pile)

เสาเข็มเจาะแบบเจาะเปียก ระบบ Rotary drill เป็นระบบที่แพร่หลายทั่วโลก การก่อสร้างอาคารสูง สะพานลอย ฯลฯ ในกรุงเทพมหานครนิยมใช้ระบบเข็มเจาะชนิดนี้มาก ทั้งนี้เพราะสามารถก่อสร้างได้รวดเร็วกว่าเสาเข็มเจาะระบบอื่นๆ อีกสามารถก่อสร้างให้มีขนาดใหญ่และลึก ให้สามารถรับน้ำหนักได้สูงและคล่องตัวกว่าเสาเข็มเจาะประเภทอื่นๆ เครื่องมือเจาะดินระบบ Rotary drill นี้จะติดตั้งบนรถเครน ซึ่งมี 2 ประเภท ประเภทแรกเป็นการนำหัวเจาะไปติดตั้งบนรถเครนดินตะขาบแบบไม่ตายตัว เมื่อเลิกใช้สามารถถอดออกได้ (รูปที่ 4-19-a) อีกประเภทหนึ่งเป็นเครื่องเจาะประเภทติดตั้งตายตัวบนรถเครนดินตะขาบ ไม่สามารถถอดแยกส่วนได้ (รูปที่ 4-19-b) ที่ได้ชื่อว่าเป็นเสาเข็มระบบเจาะเปียกเนื่องจากเสาเข็มชนิดนี้ต้องใช้สารละลายเบนโทไนท์เพื่อป้องกันมิให้หลุมเจาะพังทลาย หัวเจาะดินที่ใช้จะขึ้นอยู่กับสภาพดินดังแสดงดัง สำหรับขั้นตอนการเจาะแสดงดัง

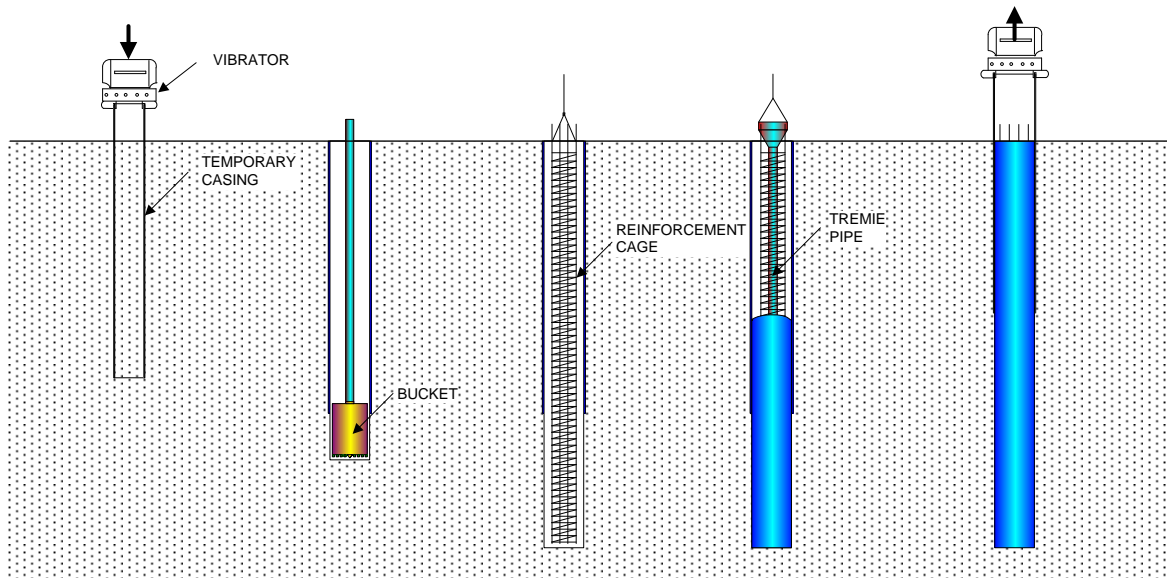
เสาเข็มชนิดนี้เหมาะสำหรับเป็นฐานรากของอาคารที่มีน้ำหนักสูง สำหรับสารละลายซึ่งต้องใส่ไว้ในหลุมเพื่อป้องกันหลุมเจาะพังเนื่องจากแรงดันน้ำใต้ดินนั้นส่วนใหญ่จะใช้เบนโทไนท์ แต่ในปัจจุบันได้มีการนำเอาสารละลายโพลีเมอร์เข้ามาใช้แทนสารละลายเบนโทไนท์กันมากขึ้นเนื่องจากไม่เป็นน้ำโคลนจึงมีความสะอาดกว่า และโพลีเมอร์ยังทำให้แรงเสียดทานของผิวของเสาเข็มเพิ่มขึ้นอีกด้วย หลักการป้องกันดินพังของเบนโทไนท์และโพลีเมอร์แสดงดังรูปที่ 4-22



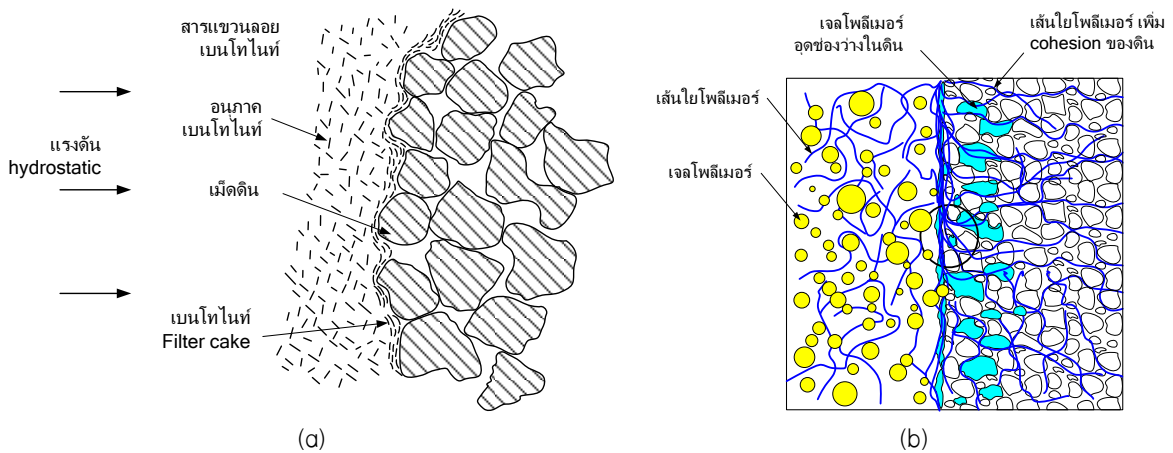
รูปที่ 4-19 เครื่องจักรเจาะเสาเข็มที่ติดตั้งไว้บนรถเครน รูปซ้ายเป็นแบบแยกส่วนได้ รูปขวาเป็นแบบแยกส่วนไม่ได้



รูปที่ 4-20 หัวเจาะดินสำหรับก่อสร้างเสาเข็มเจาะ (a) หัวเจาะดินแบบสว่าน (b) หัวเจาะดินแบบสว่าน (c) หัวเจาะดินแบบถังสำหรับเจาะได้สารละลายเบนโทไนท์ (c) หัวเจาะดินแบบ Core barrel



รูปที่ 4-21 ขั้นตอนการก่อสร้างเสาเข็มเจาะระบบเจาะเปียก (1) ตอกปลอกเหล็กกันดินโดยใช้ Vibro hammer (2) เจาะดินเหนียวโดยใช้สว่าน และเจาะได้เบนโทไนด์โดยใช้ bucket (3) หย่อนเหล็กเสริมลงในหลุม (4) เทคอนกรีตใต้น้ำให้ดันเบนโทไนด์ขึ้นมา (5) เมื่อคอนกรีตถึงระดับที่ต้องการแล้ว จึงถอนปลอกเหล็กขึ้น



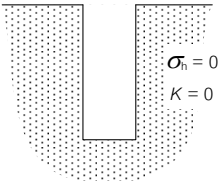
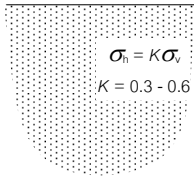
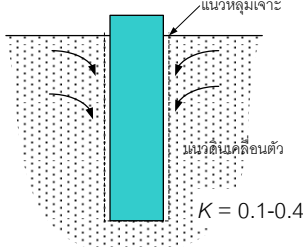
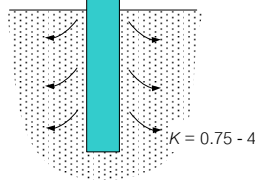
รูปที่ 4-22 สารละลายที่ใช้กันหลุมเจาะพังในการก่อสร้างเสาเข็มเจาะระบบเจาะเปียก (a) เบนโทไนด์ (b) โพลีเมอร์

4.2.3 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม

4.2.3.1 กรรมวิธีการก่อสร้าง

ในการคำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มสิ่งที่จะต้องพิจารณาประกอบด้วยคือ ลักษณะการก่อสร้างซึ่งจะมีผลกระทบต่อกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มอย่างมาก ตัวอย่างเช่น การตอกเข็มในหลุมที่มีการเจาะนำไว้ก่อน อาจทำให้แรงเสียดทานของเสาเข็มลดลง

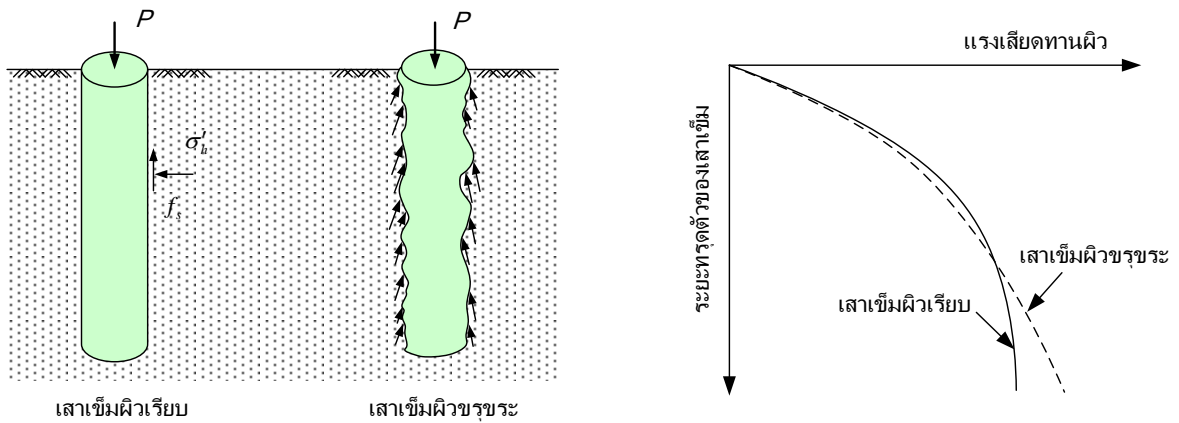
ตารางที่ 4-2 ค่าของ Coefficient of lateral earth pressure, K ของเสาเข็ม

ขั้นตอนการติดตั้ง	เสาเข็มเจาะทำให้ดินรอบเสาเข็มหลวม	เข็มตอกทำให้ดินรอบเสาเข็มแน่น
ก่อนการติดตั้งเสาเข็ม	 <p>$\sigma_h = 0$ $K = 0$</p>	 <p>$\sigma_h = K\sigma_v$ $K = 0.3 - 0.6$</p>
หลังการติดตั้งเสาเข็ม	 <p>แนวหลวมเจาะ มวลดินเคลื่อนตัว $K = 0.1-0.4$</p>	 <p>$K = 0.75 - 4$</p>

4.2.3.2 ความขรุขระของผิวเสาเข็ม

เนื่องจากเสาเข็มตอกนั้นจะทำการผลิตเสาเข็มโดยการควบคุมคุณภาพก่อนทำการติดตั้ง ดังนั้นผิวของเสาเข็มจึงมีความเรียบมากกว่ากรณีของเสาเข็มเจาะซึ่งใช้ดินเป็นแบบหล่อคอนกรีต ซึ่งจากการศึกษาของ Flemming et al. พบว่าเมื่อเสาเข็มมีความขรุขระกำลังของเสาเข็มจะสูงขึ้นดังรูปที่

4-23

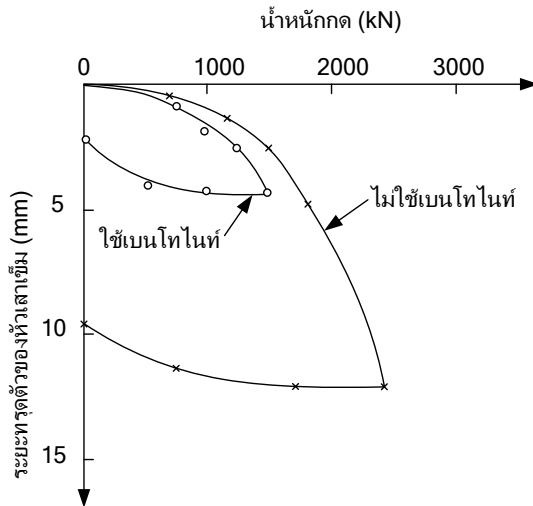


รูปที่ 4-23 แรงเสียดทานผิวเสาเข็มเมื่อเสาเข็มมีผิวขรุขระ (Flemming and Sliwinski 1977)

4.2.3.3 เนื่องจากเบนโทไนด์ป้องกันหลุมเจาะพังทลาย

เสาเข็มเจาะที่เจาะด้วยวิธีเจาะแบบเปียกและเจาะแบบแห้งจะให้ผลในการรับแรงไม่เหมือนกัน โดยที่เสาเข็มที่ก่อสร้างโดยใช้เบนโทไนด์จะมีกำลังรับแรงที่ต่ำกว่า แต่ต้องพึงระวังว่าในการเจาะแบบเจาะแห้งนั้นจะกระทำได้ในกรณีที่ไม่ปัญหาเรื่องระดับน้ำใต้ดินเท่านั้น ถ้าชั้นดินเป็นชั้นดินทรายที่มีระดับน้ำใต้ดินอยู่สูง จำเป็นจะต้องใช้น้ำโคลนเบนโทไนด์เพื่อป้องกันหลุมเจาะพังทลาย ดังหัวข้อที่

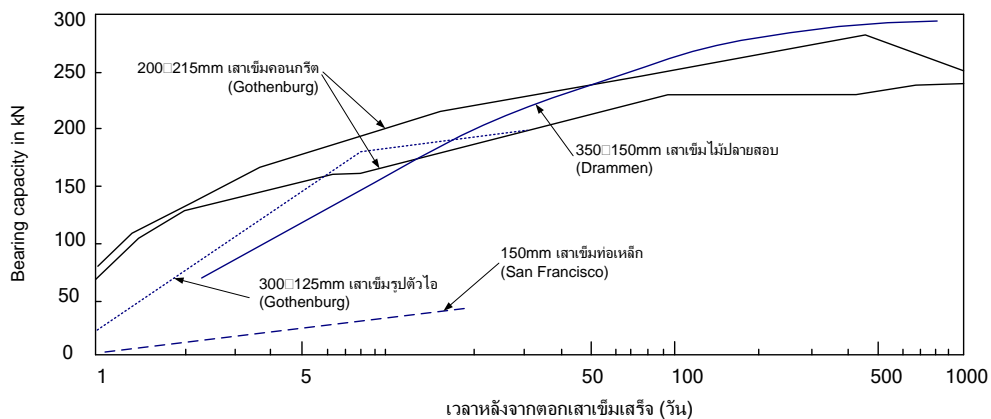
4.2.2.2 และจากการทดสอบเสาเข็มเปรียบเทียบระหว่างเสาเข็มเจาะที่ใช้เบนโทไนด์กับเสาเข็มเจาะที่ไม่ใช้เบนโทไนด์พบว่า เสาเข็มเจาะที่ไม่ใช้เบนโทไนด์จะใช้กำลังรับแรงกดสูงกว่าเสาเข็มเจาะที่ใช้เบนโทไนด์ดังรูปที่ 4-24



รูปที่ 4-24 เปรียบเทียบกราฟการทรุดตัวกับแรงกดของเสาเข็มเจาะที่ใช้เบนโทไนด์กับเสาเข็มเจาะที่ไม่ใช้เบนโทไนด์ (Flemming and Sliwinski 1977)

4.2.3.4 ผลเนื่องจากอายุของเสาเข็มหลังจากก่อสร้างเสร็จ

อีกปัจจัยหนึ่งที่มีผลต่อกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มก็คือ เวลา ตัวอย่างเช่นเสาเข็มที่ตอกเมื่อเวลาผ่านไปจะมีกำลังรับแรงสูงขึ้นดังรูปที่ 4-25 การตอกเสาเข็มในชั้นดินเหนียวทำให้ดินเหนียวรอบเสาเข็มถูกรบกวนเนื่องจากการตอกให้เสาเข็มจมลง在地 การรบกวนดินนี้ทำให้ดินเหนียวเสียกำลังเป็นอย่างมาก แต่ดินที่ถูกรบกวนนี้จะเริ่มอัดตัวและคืนกำลังอย่างรวดเร็วหลังจากตอกเสาเข็มเสร็จ (Teng 1984) กล่าวไว้ว่าส่วนใหญ่แล้วดินเหนียวที่ถูกรบกวนจะมีกำลังคืนเหมือนเดิมภายในระยะเวลาประมาณหนึ่งเดือนหลังจากตอกเสาเข็ม สุดท้ายแล้วดินเหนียวอ่อนบริเวณรอบเสาเข็มจะมีกำลังสูงกว่าดินที่ไม่ถูกรบกวน ในโครงการก่อสร้างอาคารทั่วไปกำลังต้านทานของเสาเข็มที่ต่ำลงชั่วคราวไม่มีผลต่อกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มสุดท้ายเนื่องจากแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากโครงสร้างอาคารนั้นจะกระทำกับเสาเข็มหลังจากตอกแล้วหลายเดือนหลังจากตอกเสาเข็ม ในบางกรณีที่เสาเข็มจะต้องรับแรงกระทำจากโครงสร้างทันทีหลังจากตอกเสร็จจะต้องคำนึงถึงกำลังของเสาเข็มที่ลดลงเนื่องจากการตอกเสาเข็มนี้ด้วย ในกรณีเช่นนี้จะต้องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดินที่ถูกรบกวนและหาอัตราการคืนตัวของกำลังรับแรงเฉือนหลังจากถูกรบกวนแล้ว

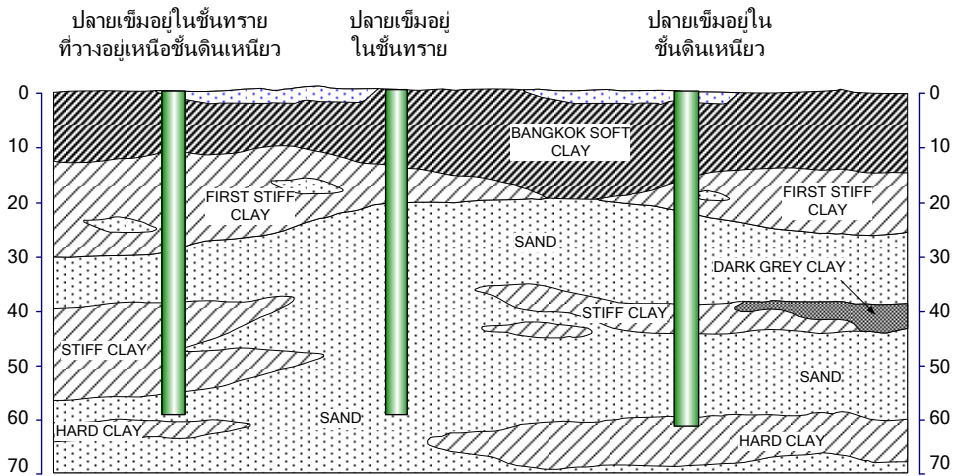


รูปที่ 4-25 กำลังของเสาเข็มตอกที่เพิ่มขึ้นเมื่ออายุของเสาเข็มมากขึ้น (Tomlinson 1995)

4.2.3.5 ผลเนื่องจากชนิดของชั้นดินที่ปลายเสาเข็ม

ชนิดของดินที่ปลายเสาเข็มมีผลต่อกำลังรับน้ำหนักของดินเนื่องจากดินทรายจะมีหน่วยแรงต้านที่ปลายเข็มสูงกว่าดินเหนียว ดังนั้นในการเลือกความลึกของเสาเข็มมักจะเลือกให้ปลายเสาเข็มวางอยู่บนชั้นทรายแน่น ข้อควรระวังอีกประการหนึ่งคือ ปลายเข็มที่อยู่ในชั้นทรายแต่มีชั้นดินเหนียวอยู่ใต้ปลายเข็มลงไปอีกซึ่งเมื่อชั้นดินเหนียวนี้มี Effective stress เพิ่มขึ้นเนื่องจากแรงกดจากเสาเข็มจะทำให้เกิดการทรุดตัวเนื่องจาก Consolidation การเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มสองต้นที่วางอยู่ในชั้นดินเหนียวและชั้นดินทรายแสดงดังรูปที่ 4-27 ซึ่งจะเห็นได้ว่าเสาเข็ม A มีปลายอยู่ในชั้นดินเหนียวและเสาเข็ม B มีปลายอยู่ในชั้นดินทรายโดยเสาเข็ม B สั้นกว่าเสาเข็ม A แต่เมื่อทดสอบกำลัง

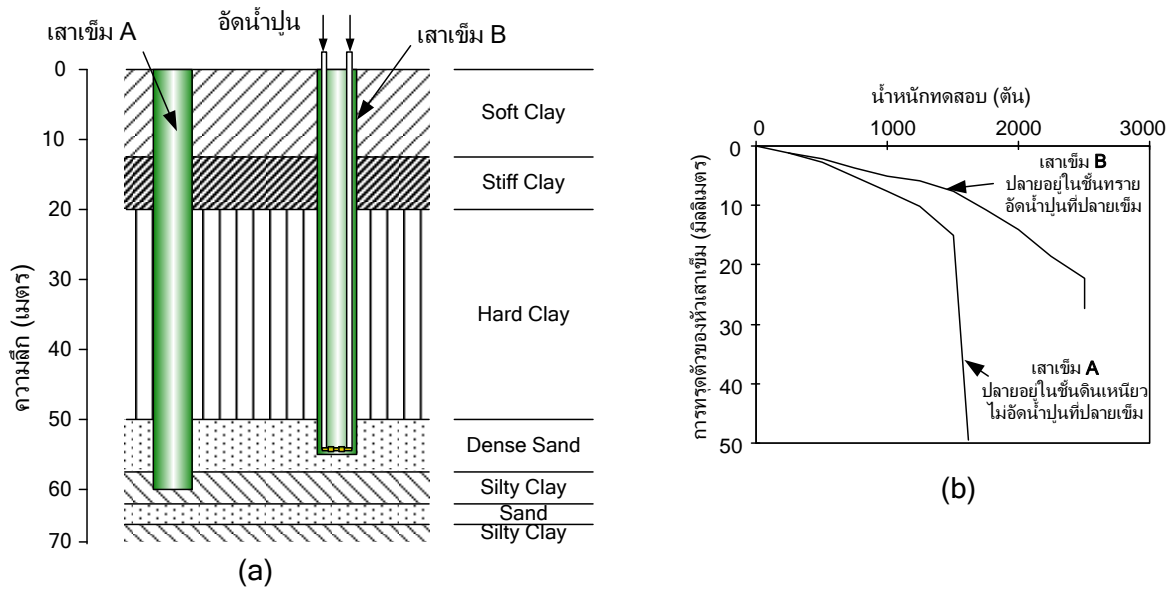
รับน้ำหนักของเสาเข็มพบว่าเสาเข็มที่มีปลายวางอยู่ในชั้นทรายแน่นจะมีกำลังรับน้ำหนักสูงกว่าและเมื่อรับแรงกดเท่ากันจะมีการทรุดตัวที่น้อยกว่าด้วย



รูปที่ 4-26 ปลายของเสาเข็มมีผลต่อกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม

4.2.3.6 ผลเนื่องจากการอัดฉีดน้ำปูนที่ปลายเสาเข็ม

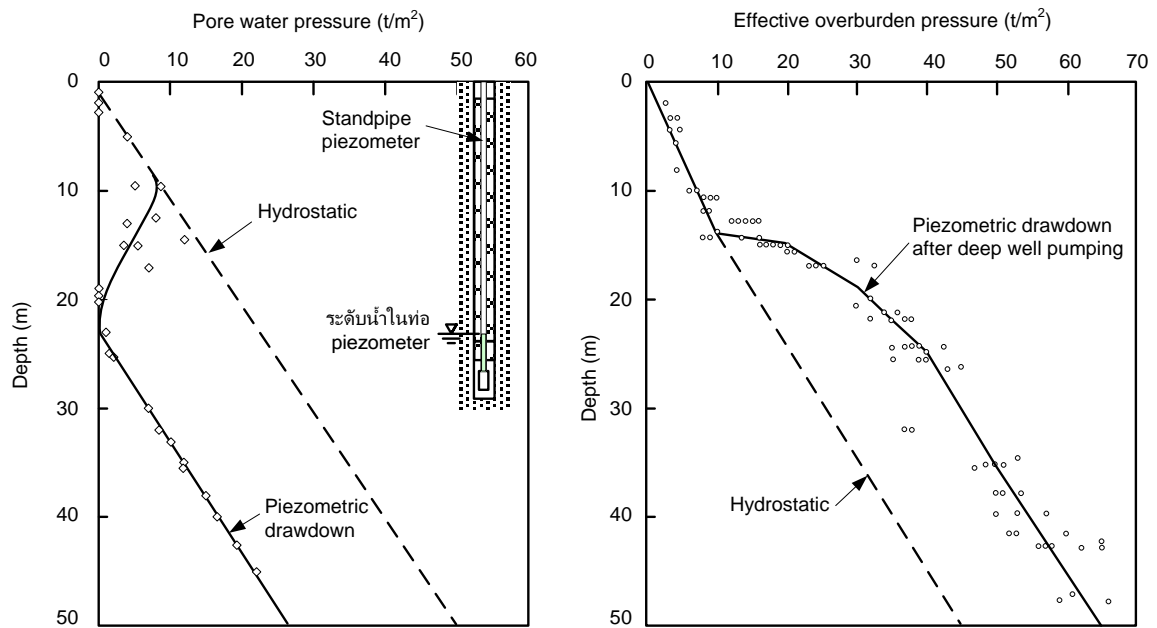
จากการศึกษากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มที่มีปลายเสาเข็มอยู่ในชั้นทรายและทำการอัดฉีดน้ำปูนที่ปลายเสาเข็มพบว่าเสาเข็มที่มีการอัดฉีดน้ำปูนจะมีกำลังรับแรงกดสูงชันกว่าเสาเข็มที่ไม่มีการอัดฉีดน้ำปูนที่ปลายเสาเข็ม (รูปที่ 4-27) การอัดฉีดน้ำปูนจะบีมน้ำปูนผ่านท่อซึ่งเตรียมไว้ในระหว่างก่อสร้างเสาเข็มไปยังปลายของเสาเข็ม



รูปที่ 4-27 กำลังรับแรงของเสาเข็มที่อัดฉีดน้ำปูนที่ปลายเสาเข็ม

4.2.3.7 ผลเนื่องจาก effective overburden pressure ที่เพิ่มขึ้นเนื่องจาก Piezometric drawdown

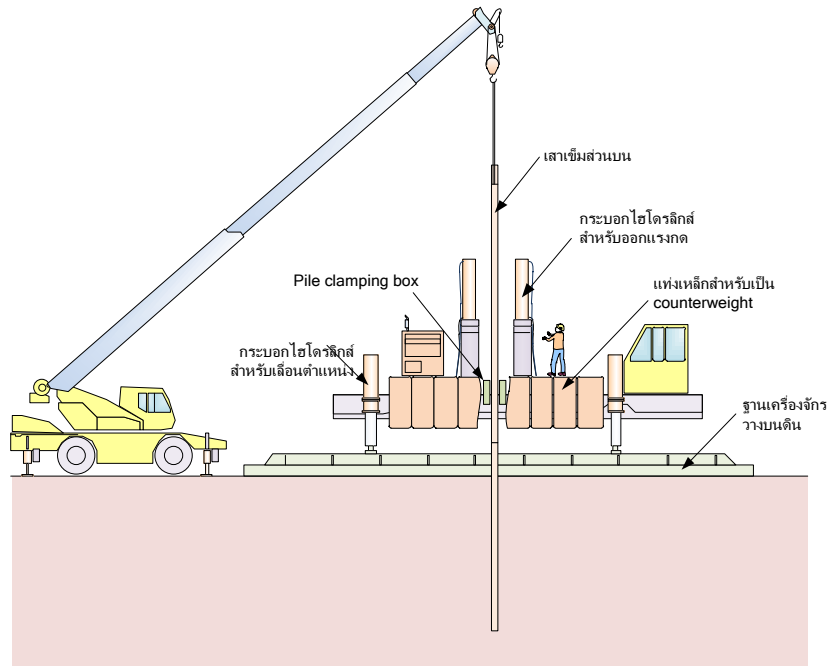
จากการศึกษาแรงดันน้ำในดินโดยใช้ Piezometer ในชั้นดินกรุงเทพ พบว่าแรงดันน้ำในดินไม่ได้เป็น hydrostatic แต่เป็นแรงดันน้ำแบบที่เรียกว่า Piezometric drawdown ซึ่งแรงดันน้ำที่ลดลงนี้จะทำให้ Effective overburden pressure เพิ่มขึ้นดังรูปที่ 4-28 ซึ่งจะมีผลต่อกำลังต้านทานแรงเสียดทานของเสาเข็ม แต่อย่างไรก็ตามในการออกแบบ จะต้องคำนึงถึงแรงดันน้ำที่อาจเพิ่มขึ้นด้วยเนื่องจาก Piezometric drawdown อาจจะมีระดับกลับคืนสู่แรงดันน้ำปกติแบบ hydrostatic ซึ่งจะทำให้ Effective overburden ลดลง



รูปที่ 4-28 แรงดันน้ำ และ effective overburden pressure ในชั้นดินกรุงเทพฯ

4.3 เครื่องจักรสำหรับติดตั้งเสาเข็มแบบ hydraulic static pile driver

การติดตั้งเสาเข็มแบบ hydraulic static pile driver เป็นเครื่องจักรสำหรับติดตั้งเสาเข็มสำเร็จรูป โดยวิธีการกดลงในชั้นดิน ซึ่งแตกต่างจากการใช้ลูกตุ้มน้ำหนักตอกเสาเข็ม การติดตั้งเสาเข็มด้วยวิธีนี้จะใช้แม่แรงไฮดรอลิกส์จับเสาเข็มไว้และทำการกดด้วยแม่แรงไฮดรอลิกส์ดังรูปที่ 4-29 ในขณะที่ทำการกดเสาเข็มจะใช้น้ำหนักของเครื่องจักรเองเป็นแรงปฏิกิริยา ตัวอย่างเช่นเครื่องจักรกดเสาเข็มที่มีน้ำหนัก 420 ตัน จะมีแรงกดเสาเข็มสูงสุดคือ 420 ตัน เป็นต้น การติดตั้งเสาเข็มด้วยวิธีนี้ไม่ก่อให้เกิดการสั่นสะเทือนเนื่องจากการตอก ซึ่งทำให้ลดผลกระทบต่ออาคารข้างเคียง ซึ่งเป็นอีกทางเลือกหนึ่งสำหรับการติดตั้งเสาเข็มสำเร็จรูป เครื่องจักรชนิดนี้ได้นำมาใช้กดเสาเข็มยาว 21 เมตร ใช้ชั้นดินกรุงเทพฯดังรูปที่ 4-30



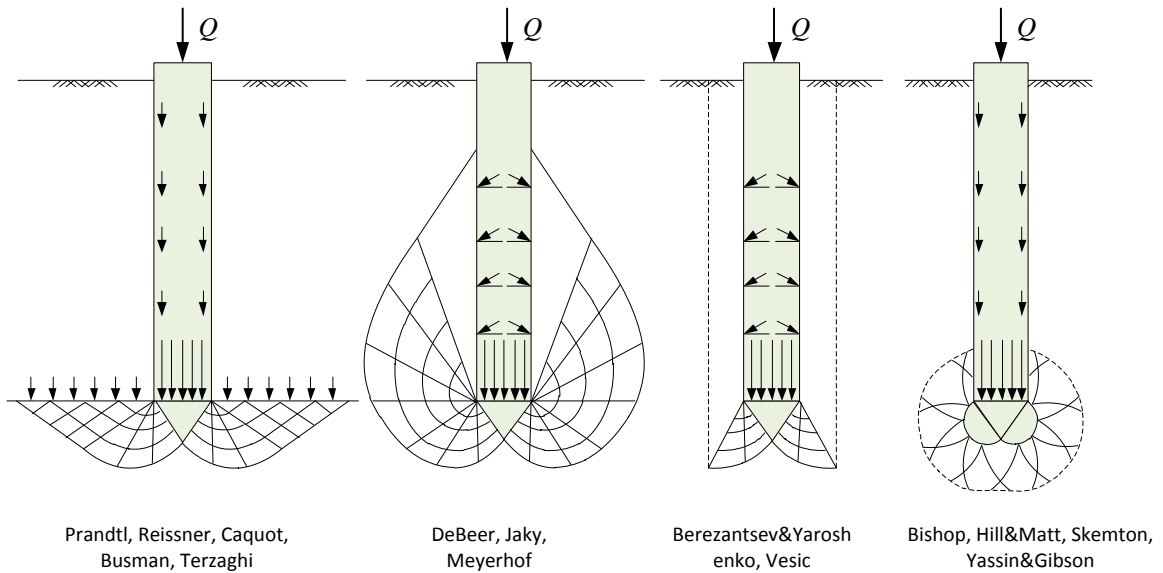
รูปที่ 4-29 เครื่องจักรสำหรับติดตั้งเสาเข็มโดยวิธีกดด้วยไฮดรอลิกส์



รูปที่ 4-30 เครื่องจักรติดตั้งเสาเข็มระบบกดที่มีแรงกดสูงสุด 420 ตัน

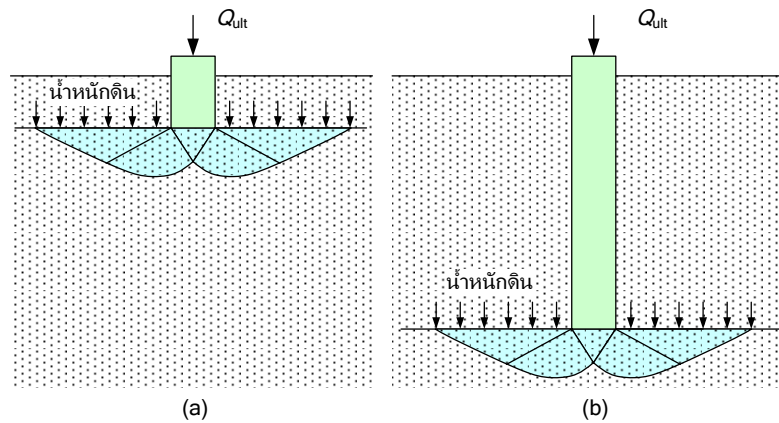
4.4 กลไกการรับน้ำหนักของเสาเข็มที่รับแรงในแนวแกน

เสาเข็มก็เหมือนกับฐานรากตื้นที่อยู่ในระดับลึกมาก ได้มีผู้สมมุติรูปแบบการวิบัติของดินที่ปลายเสาเข็มเชิงทฤษฎีไว้หลายรูปแบบด้วยกันดังรูปที่ 4-31

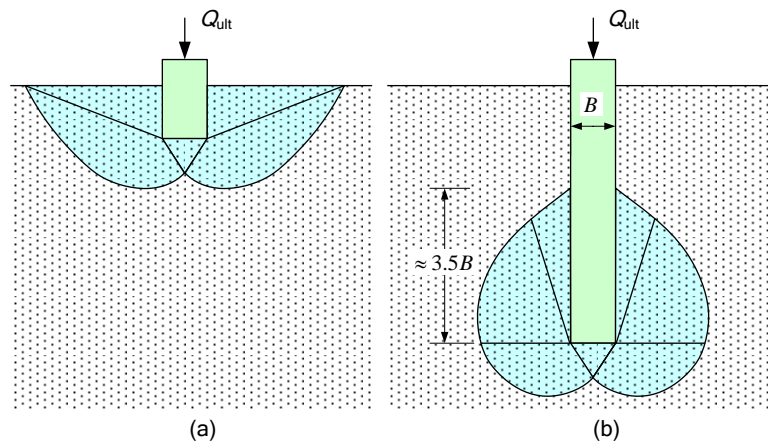


รูปที่ 4-31 รูปแบบกลไกการวิบัติของดินใต้ฐานรากเสาเข็มที่สมมุติขึ้น โดย Vesic 1967 (คัดลอกรูปจาก (Lambe and Whitman 1969))

สำหรับกลไกการวิบัติของฐานรากตื้นและฐานรากเสาเข็มตามแนวคิดของ Terzaghi และ Meyerhof แสดงดังรูปที่ 4-32 และรูปที่ 4-33 ตามลำดับ



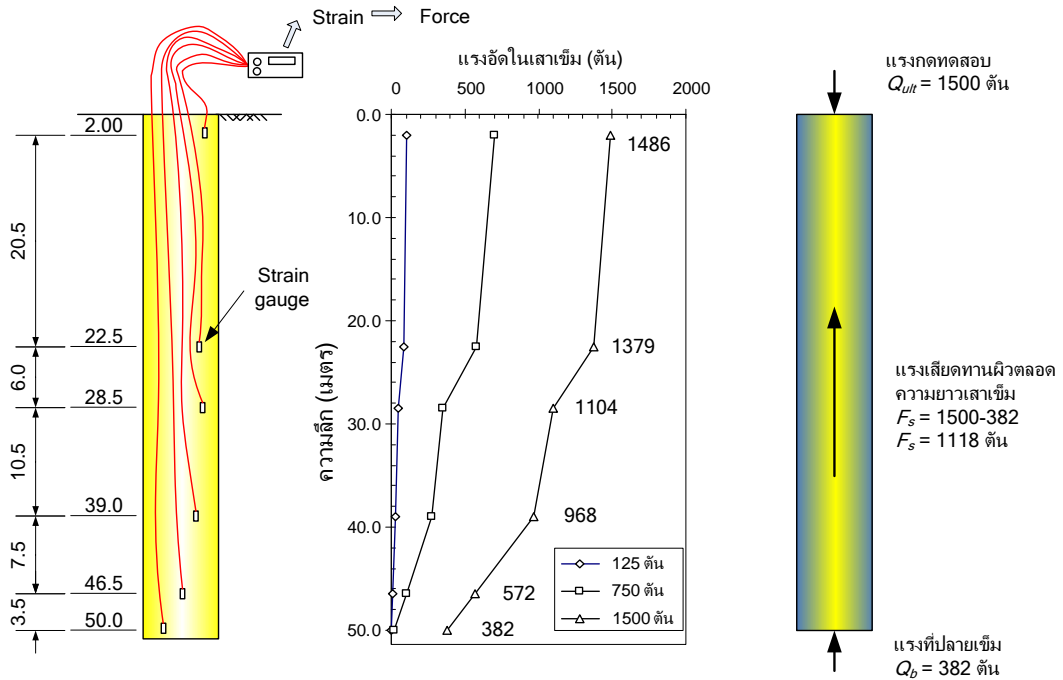
รูปที่ 4-32 กลไกการวิบัติที่สมมุติขึ้นสำหรับพัฒนาสมการ Bearing capacity ของ Terzaghi (a) ฐานรากตื้น (b) ฐานรากลึก



รูปที่ 4-33 กลไกการวิบัติที่สมมุติขึ้นสำหรับพัฒนาสมการ Bearing capacity ของ Meyerhof (a) ฐานรากตื้น (b) ฐานรากลึก

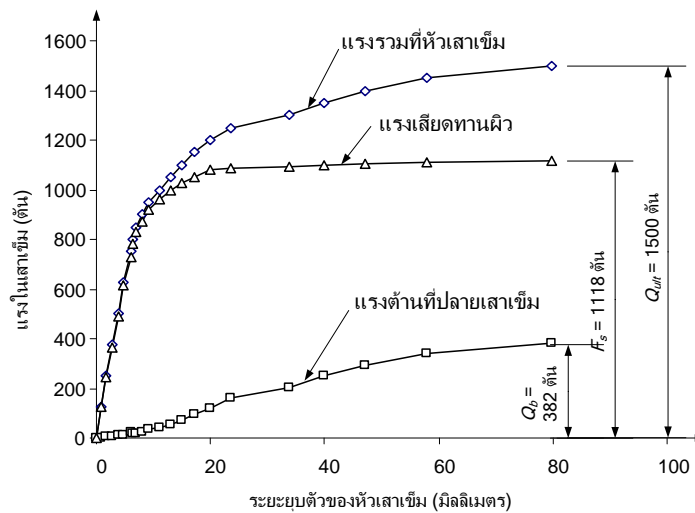
4.5 พฤติกรรมการรับแรงของเสาเข็ม

เมื่อมีแรงกดกระทำที่หัวเสาเข็มแรงที่หัวเสาเข็มจะถ่ายผ่านเสาเข็มไปสู่ดิน ซึ่งสามารถวัดแรงนี้ได้ทางอ้อมโดยการวัด Strain โดยใช้อุปกรณ์ที่เรียกว่า strain gauge ซึ่งติดตั้งไว้ในเสาเข็มดังรูปที่ 4-34 จากค่า strain ที่ได้นำมาแปลงเป็นแรงที่เกิดขึ้นในเสาเข็มซึ่งจะทำให้สามารถศึกษาถึงพฤติกรรมการรับแรงของเสาเข็มได้



รูปที่ 4-34 แรงในเสาเข็มที่วัดได้โดยใช้ Strain gauge

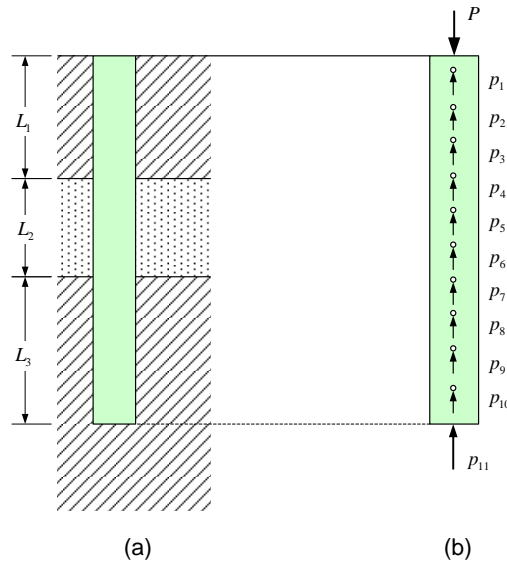
จากแรงที่วัดได้ในเสาเข็มถ้าจำแนกแรงที่เกิดขึ้นเป็นสองส่วนคือแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มและแรงต้านที่ปลายเข็มและนำมาเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างระยะยวบตัวของหัวเสาเข็มกับแรงที่เกิดขึ้นในเสาเข็มจะได้ดังรูปที่ 4-37



รูปที่ 4-35 Load settlement curve ของเสาเข็มยาว (Friction pile)

จากกราฟรูปที่ 4-35 จะเห็นว่าส่วนของแรงเสียดทานจะเกิดขึ้นเต็มที่เมื่อระยะยวบตัวของหัวเสาเข็มเท่ากับ 20 มิลลิเมตรซึ่งมีค่าประมาณ 2% ของเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม ส่วนของแรงต้านปลายเข็มจะเกิดขึ้นเต็มที่เมื่อระยะยวบตัวของหัวเสาเข็มมีค่าเท่ากับ 80 มิลลิเมตร ซึ่งมีค่าประมาณ 8% ของเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม

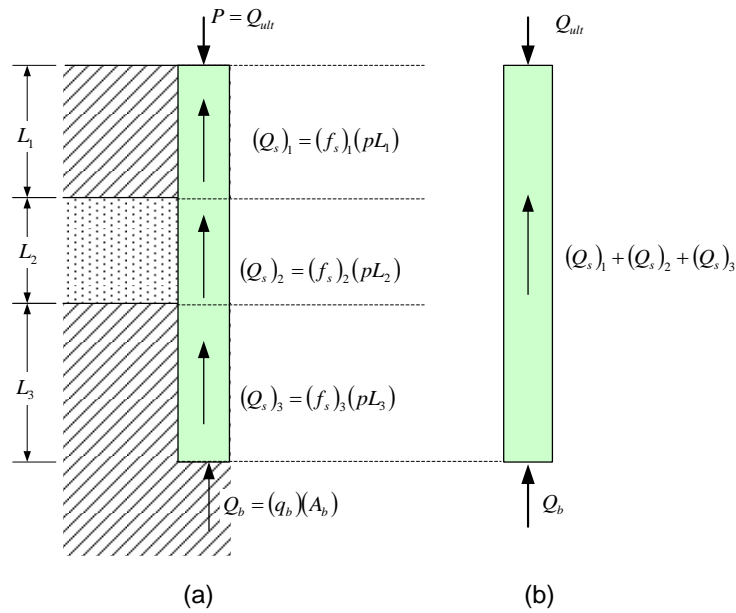
ในการคำนวณแรงที่เกิดขึ้นในเสาเข็มนั้น เราจะพิจารณาเสาเข็มให้เป็นวัสดุที่เป็นแท่งยาวในวิชา กลศาสตร์วัสดุ แต่เสาเข็มจะมีสภาพที่เป็น Indeterminate ที่มีตัวแปรไม่ทราบค่าเป็นจำนวนมาก นั่นคือถ้ามีแรงกระทำที่ปลายเสาเข็มเราจะไม่สามารถระบุได้ว่าเสาเข็มมีการกระจายของแรงตามความ ยาวเสาเข็มเป็นอย่างไร



รูปที่ 4-36 ปัญหาการรับแรงกดของเสาเข็มเป็นปัญหา Statically indeterminate ที่มีตัวไม่ทราบค่าเป็นจำนวนมาก

ในการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มที่มีตัวไม่ทราบค่าเป็นจำนวนมากนี้จำเป็นต้องใช้ ทฤษฎีทางปฐพีกลศาสตร์เข้ามาช่วย โดยมีขั้นตอนดังนี้

- คำนวณหน่วยแรงต้านประลัยที่ผิวเสาเข็มและที่ปลายเสาเข็ม
- คำนวณแรงต้านประลัยที่ผิวเสาเข็มและปลายเสาเข็ม
- รวมแรงประลัยที่ผิวเสาเข็มและที่ปลายเสาเข็มเข้าด้วยกัน



รูปที่ 4-37 การคำนวณแรงต้านทานต่อการกดของเสาเข็ม

จากรูปที่ 4-37 (b) จะเห็นได้ว่าถ้ามีแรงกดที่หัวเสาเข็มเท่ากับ P จะมีแรงต้านทานจากแรงเสียดทานระหว่างผิวเสาเข็มกับดินเท่ากับ $p_1 \dots p_{10}$ และมีแรงต้านที่ปลายเข็มเท่ากับ p_{11} ซึ่งเราไม่สามารถคำนวณแรงเหล่านี้ด้วยวิธีสถิตยศาสตร์อย่างตรงไปตรงมาได้เนื่องจากเป็นปัญหาแบบ indeterminate ที่มีตัว redundant เป็นจำนวนมาก ดังนั้นการคำนวณจึงเป็นการคำนวณหน่วยแรงประลัยขึ้นมาก่อนแล้วจึงคำนวณแรงประลัย ดังรูปที่ 4-37 (a) เสร็จแล้วจึงนำแรงเสียดทานผิวและแรงต้านที่ปลายมารวมกันด้วยวิธีสถิตยศาสตร์

คำนวณแรงเสียดทานผิวของชั้นดินจำนวน n ชั้นได้จาก

$$Q_s = (f_s)_1(pL_1) + (f_s)_2(pL_2) + \dots + (f_s)_n(pL_n) \tag{4.1}$$

คำนวณแรงต้านปลายเข็มจากสมการ

$$Q_b = (q_b)(A_b) \tag{4.2}$$

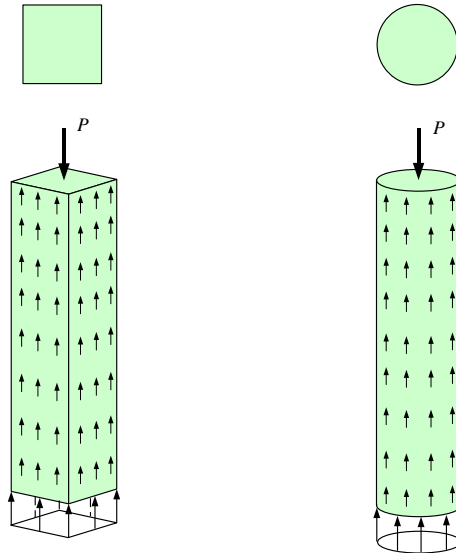
แรงต้านทานต่อการกดคือผลรวมของแรงเสียดทานผิวและแรงต้านที่ปลายเข็ม

$$Q_{ult} = Q_s + Q_b - W \tag{4.3}$$

โดยปกติแล้วน้ำหนักของเสาเข็มจะน้อยมากเมื่อเทียบกับกำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็ม ดังนั้นส่วนใหญ่เราจะไม่คำนึงถึงน้ำหนักของเสาเข็ม เนื่องจากหน่วยน้ำหนักของวัสดุที่ใช้ทำเสาเข็มจะมากกว่าหน่วยน้ำหนักดินที่ถูกแทนที่ไม่มากนักโดยปกติแล้วน้ำหนักของเสาเข็มจะน้อยมากเมื่อเทียบกับ Q_{ult} ส่วนใหญ่การคำนวณมักจะไม่คำนึงถึงน้ำหนักของเสาเข็ม เพราะหน่วยน้ำหนักของวัสดุที่ใช้

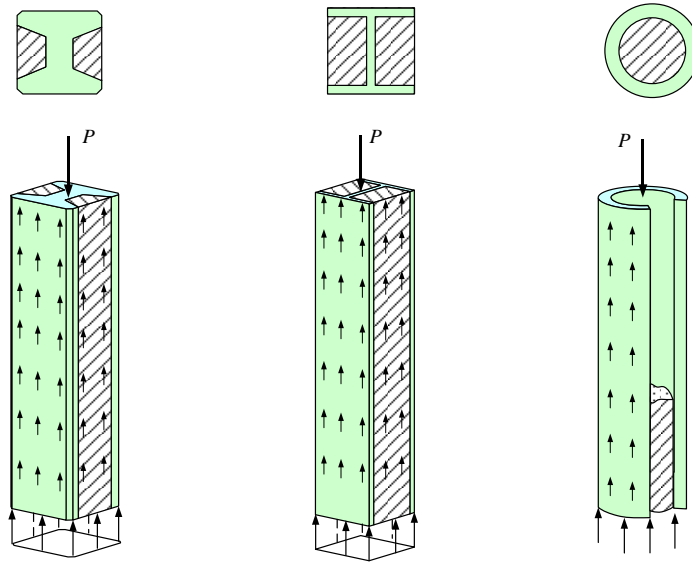
ทำเสาเข็มจะมากกว่าหน่วยน้ำหนักดินที่ถูกแทนที่ไม่มากนัก โดยทั่วไปกำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็มได้จากสมการ

$$Q_{ult} = Q_s + Q_b \quad (4.4)$$



รูปที่ 4-38 แรงที่เกิดขึ้นในเสาเข็มเดี่ยวที่มีหน้าตัดตัน

สำหรับเสาเข็มที่มีหน้าตัดไม่ตันซึ่งได้แก่เสาเข็มรูปตัวไอ เสาเข็ม wide flange เสาเข็มแบบท่อกลอง ปลายเปิดนั้นการคิดพื้นที่ผิวเสาเข็มใช้เส้นรอบรูปของเสาเข็มที่เป็นแนวเฉือนของดินดังรูปที่ 4-39 ซึ่งพิจารณาได้จากภาพถ่ายของเสาเข็ม wide flange () ที่ถูกถอนขึ้นมาจะเห็นได้ว่ามีดินติดอยู่ระหว่าง flange และ web ของเสาเข็ม ซึ่งแสดงว่าระนาบการวิบัติจะเกิดที่เนื้อดิน แทนที่จะเกิดระหว่างผิวเสาเข็มกับดิน ดังนั้นในการคำนวณแรงต้านทานของเสาเข็มจะต้องใช้ระนาบการวิบัติดังรูปที่ 4-39



รูปที่ 4-39 แรงที่เกิดในเสาเข็มเดี่ยวที่มีหน้าตัดเปิด



(a)



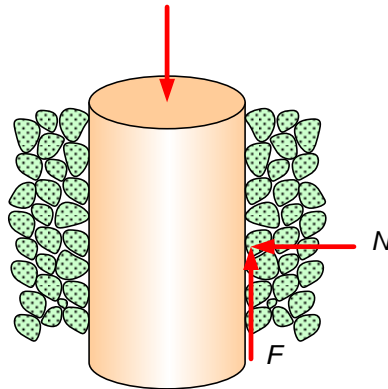
(b)

รูปที่ 4-40 ระนาบการวิบัติที่เกิดระหว่าง flange ของเสาเข็ม wide flange ที่ถูกถอนขึ้นมา (a) ระหว่างการใช้แม่แรงถอนเสาเข็มจะเห็นดินติดระหว่างปีกของเสาเข็ม (b) เสาเข็มทั้งต้นที่มีดินติดอยู่ระหว่างปีกของเสาเข็ม

4.5.1 หน่วยแรงเสียดทานผิวเสาเข็มและแรงต้านปลายเข็มประลัย

ตารางที่ ๑ สรุปวิธีที่นิยมใช้ในการคำนวณแรงเสียดทานที่ผิวของเสาเข็ม จากผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการ สำหรับเสาเข็มตอกและเสาเข็มเจาะ การคำนวณโดยใช้หลักการหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective stress) จะใช้ได้กับทั้งดินเหนียวและดินทราย แต่การคำนวณโดยใช้

หลักการหน่วยแรงรวม (Total stress) มักจะใช้กับเสาเข็มที่อยู่ในชั้นดินเหนียว พารามิเตอร์ α และ β จะได้มาจากความสัมพันธ์เชิงประจักษ์ (Empirical correlations)



N = unit force of soil acting normal to pile surface
 f = friction

รูปที่ 4-41 กลไกการเกิดแรงเสียดทานที่ผิวของเสาเข็ม

ตารางที่ 4-3 วิธีการคำนวณแรงเสียดทานผิวของเสาเข็มตอกซึ่งใช้ผลการทดสอบจากห้องปฏิบัติการ (Poulos, 1989)

ชนิดของดิน	สมการ	หมายเหตุ	อ้างอิงจาก
ดินเหนียว	$f_s = \alpha s_u$	$\alpha = 1.0 (s_u \leq 25 \text{ kPa})$ $\alpha = 0.5 (s_u \geq 70 \text{ kPa})$ ระหว่างสองค่าใช้ความสัมพันธ์แบบเส้นตรง	API (1984)
		$\alpha = 1.0 (s_u \leq 35 \text{ kPa})$ $\alpha = 0.5 (s_u \geq 80 \text{ kPa})$ ระหว่างสองค่าใช้ความสัมพันธ์แบบเส้นตรง ถ้า $L/d > 50$ ต้องใช้แฟคเตอร์คูณความยาวด้วย	Semple and Rigden (1984)
		$\alpha = \left(\frac{s_u}{\sigma'_v}\right)_{nc}^{0.5} \left(\frac{s_u}{\sigma'_v}\right)^{-0.5}$ เมื่อ $\frac{s_u}{\sigma'_v} \leq 1$ $\alpha = \left(\frac{s_u}{\sigma'_v}\right)_{nc}^{0.5} \left(\frac{s_u}{\sigma'_v}\right)^{-0.25}$ เมื่อ $\frac{s_u}{\sigma'_v} \geq 1$	Flemming et al. (1985)
	$f_s = \beta \sigma'_v$	$\beta = (1 - \sin \phi') (\text{OCR})^{0.5} \tan \phi'$	Burland (1973) Meyerhof (1976)
ทรายซิลิกา	$f_s = \beta \sigma'_v$	$\beta = 0.15 - 0.35$ (เสารับแรงอัด) $\beta = 0.10 - 0.24$ (เสารับแรงดึง)	McClelland (1974)
		$\beta = 0.44$ เมื่อ $\phi' = 28^\circ$ $\beta = 0.75$ เมื่อ $\phi' = 35^\circ$ $\beta = 1.2$ เมื่อ $\phi' = 37^\circ$	Meyerhof (1976)
		$\beta = (K / K_0) K_0 \tan(\phi(\delta / \phi))$ δ / ϕ ขึ้นกับความขรุขระของเสาเข็ม ($\delta / \phi = 0.5 - 1.0$) K / K_0 ขึ้นกับวิธีการก่อสร้าง ($K / K_0 = 0.5 - 2.0$) $K_0 = 1 - \sin \phi$	Stas and Kulhawy (1984)
Uncemented calcareous sand	$f_s = \beta \sigma'_v$	$\beta = 0.05 - 0.1$	Poulos (1988d)

ตารางที่ 4-4 การคำนวณแรงเสียดทานผิวของเสาเข็มเจาะซึ่งใช้ผลการทดสอบจากห้องปฏิบัติการ (Poulos, 1989)

ชนิดของดิน	สมการ	หมายเหตุ	อ้างอิงจาก
ดินเหนียว	$f_s = \alpha s_u$	$\alpha = 0.45$ (London clay) $\alpha = 0.7$ เท่าของค่า α ของเสาเข็มตอกแบบแทนที่ดิน	Skempton (1959)
	$f_s = (K \tan \delta) \sigma'_v$	ใช้ค่า K ที่น้อยกว่าระหว่าง K_0 และ $0.5(1 + K_0)$ $K/K_0 = 2/3$ ถึง 1.0 δ ขึ้นอยู่กับชนิดของผิวสัมผัส	Flemming et al. (1985) Stas and Kulhawy (1984)
ทรายซิลิกา	$f_s = \beta \sigma'_v$	$\beta = 0.1$ เมื่อ $\varphi' = 33^\circ$ $\beta = 0.2$ เมื่อ $\varphi' = 35^\circ$ $\beta = 0.35$ เมื่อ $\varphi' = 37^\circ$ $\beta = F \tan(\varphi' - 5^\circ)$ $F = 0.7$ (เสาเข็มรับแรงอัด) $F = 0.5$ (เสาเข็มรับแรงดึง)	Meyerhof (1976) Kraft and Lyons (1974)
Uncemented calcareous sand	$f_s = \beta \sigma'_v$ $f_s \leq (f_s)_{\text{lim}}$	$\beta = 0.5 - 0.8$ $(f_s)_{\text{lim}} = 60 - 100 \text{ kPa}$	Poulos (1988d)

ตารางที่ 4-5 แรงต้านที่ปลายเข็ม ซึ่งคำนวณโดยใช้ผลการทดสอบจากห้องปฏิบัติการ (Poulos, 1989)

ชนิดของดิน	สมการ	หมายเหตุ	อ้างอิงจาก
ดินเหนียว	$f_b = N_c (s_u)_b$	$N_c = 9$ สำหรับ $L/d \geq 3$ $(s_u)_b$ ตรงตำแหน่งปลายเสาเข็ม	Skempton (1959)
ทรายซิลิกา	$f_b = N_q \sigma'_v$ ซึ่ง $f_b \leq (f_b)_{\text{lim}}$	$N_q = 40$ ใช้กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง N_q กับ φ' ใช้กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง N_q กับ φ' และความแน่นสัมพัทธ์ และหน่วยแรงประสิทธิผล หาค่า N_q จากทฤษฎี Cavity expansion ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ φ' และ Volume compressibility	API (1984) Berezantzev et al. (1961) Flemming et al. (1985) Vesic (1972)
Uncemented calcareous sand	$f_b = N_q \sigma'_v$ ซึ่ง $f_b \leq (f_b)_{\text{lim}}$	$N_q = 20$ ค่าปกติของ N_q อยู่ระหว่าง 8 - 20 N_q ได้มาจากค่า φ' ที่ลดค่าแล้ว	Datta et al. (1980) Poulos (1988d) Dutt and Ingram (1984)

4.5.2 หน่วยแรงเสียดทานผิวประลัยและหน่วยแรงต้านปลายเข็มประลัยที่ใช้ในประเทศไทย

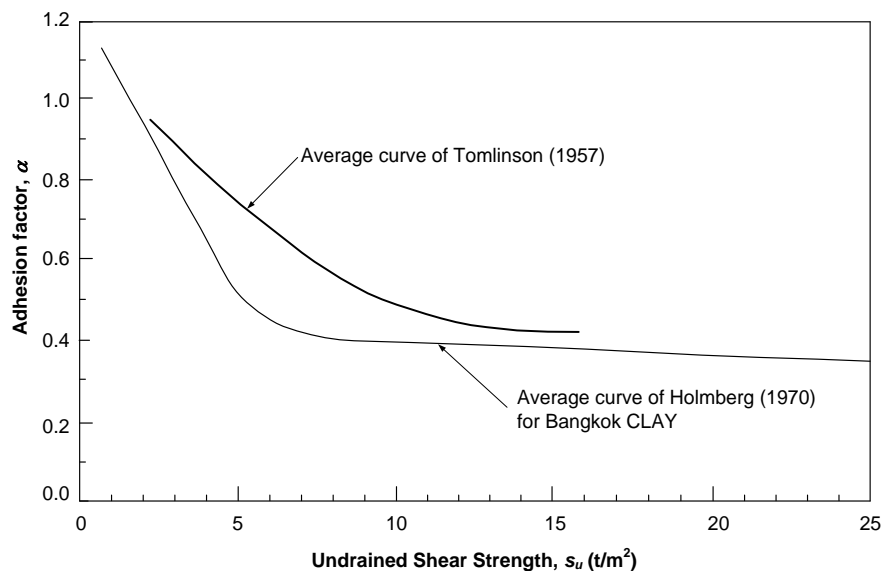
จากหัวข้อ 4.5.1 จะเห็นว่าค่าในตารางต่างๆเป็นค่าที่ได้มาจากประสบการณ์จากต่างประเทศทั้งหมด สำหรับในประเทศไทยได้มีการสร้างความสัมพันธ์เพื่อหาค่าแรงเสียดทานผิวประลัยและแรงต้านปลายเข็มประลัยจากผลการทดสอบเสาเข็มที่ติดตั้งเครื่องมือวัดไว้ ดังที่กล่าวแล้วก่อนหน้านี้

4.5.2.1 สำหรับเสาเข็มตอก

หน่วยแรงเสียดทานผิวประลัยของเสาเข็มตอกในกรณีดินเหนียวคำนวณได้จากสมการ

$$f_s = \alpha s_u \quad (4.5)$$

ถ้าไม่มีการทดสอบเสาเข็มและวัดค่าแรงเสียดทาน ให้ใช้ค่า α ได้จากกราฟความสัมพันธ์เชิงประสพการณ์ในรูปที่ 4-42 ซึ่งได้มาจากการทดสอบหาค่าแรงเสียดทานผิวของเสาเข็มในชั้นดินกรุงเทพฯ โดยในกรณีของเสาเข็มตอกในชั้นดินเหนียวอ่อน ดินเหนียวอ่อนมีแนวโน้มที่จะยึดเกาะและสัมผัสกับผิวเสาเข็มดีเนื่องจากดินมีค่าดัชนีพลาสติกสูง จึงเป็นสาเหตุให้กำลังของการยึดเกาะใกล้เคียงหรือเท่ากับกำลังรับแรงเฉือนของดิน แต่ในกรณีของเสาเข็มตอกในชั้นดินเหนียวแข็ง การตอกเสาเข็มนอกจากจะรบกวนดินโดยรอบแล้วยังทำให้เกิดรอยแยกเล็กๆ ระหว่างผิวเสาเข็มกับดินเหนียวซึ่งทำให้กำลังของการยึดเกาะต่ำกว่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเสมอ



รูปที่ 4-42 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Adhesion factor กับค่า Undrained shear strength สำหรับเสาเข็มตอก

ในกรณีของเสาเข็มเสียดทานในชั้นดินซิลท์ ถ้าดินซิลท์มีกำลังต้านทานเนื่องจากการยึดเกาะค่อนข้างสูงอาจจะใช้เกณฑ์สำหรับดินเหนียวก็ได้ แต่ถ้าดินซิลท์เป็นดินเม็ดล่วน แรงเสียดทานผิวเสาเข็มจะขึ้นกับความแน่นสัมพัทธ์ของดินซิลท์ เสาเข็มตอกแทนที่ดินในดินซิลท์อ่อนอิมตัว (หรือเกือบอิมตัว) จะไม่ถูกอัดจนแน่นเหมือนกรณีของดินทรายแต่ดินซิลท์จะถูกบีบอัดด้านข้างให้ทะลัก

ขึ้นมาบนผิวดินหรืออาจเกิด liquified กลายเป็นทรายไหล (quick sand) ซึ่งต้องใช้เวลาหลายวันก่อนที่จะเริ่มมีกำลังต้านทาน ดังนั้นสรุปว่าดินซิลต์อ่อนหรือดินซิลต์หลวมไม่เหมาะที่จะเป็นเสาเข็มเสียดทาน ถ้าจะใช้เสาเข็มจะต้องใช้เสาเข็มยาวลงไปถึงดินชั้นที่ลึกกว่า ดินซิลต์บดอัดอาจใช้รองรับฐานแผ่โดยตรงหรือรองรับเสาเข็มเสียดทาน การระบุความยาวและกำลังต้านทานของเสาเข็มในชั้นดินซิลต์อาจจำเป็นต้องใช้การทดสอบเสาเข็ม

หน่วยแรงเสียดทานผิวประลัยของของเสาเข็มตอกในกรณีดินทรายคำนวณได้จากสมการ

$$f_s = \sigma'_v K_s \tan \delta \quad (4.6)$$

โดยค่า K_s ขึ้นอยู่กับวิธีการก่อสร้างเสาเข็ม (ดูตารางที่ 4-6) ส่วนค่า δ ขึ้นอยู่กับชนิดของผิวสัมผัสระหว่างเสาเข็มกับดินดังตารางที่ 4-7

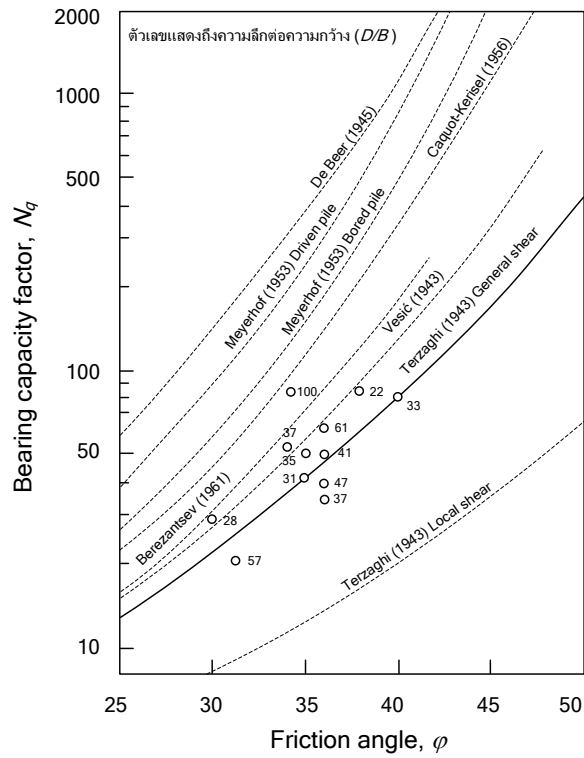
ตารางที่ 4-6 ค่าของสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง K_s ซึ่งขึ้นอยู่กับวิธีการก่อสร้าง –Kulhawy (Tomlinson 1995) – สำหรับค่า K_0 ใช้สมการของ Jaky $K_0 = 1 - \sin \phi$

วิธีการก่อสร้าง	K_s / K_0
เสาเข็มตอก ดินถูกแทนที่มาก	1 ถึง 2
เสาเข็มตอก ดินถูกแทนที่น้อย	0.75 ถึง 1.75
เสาเข็มเจาะ และหล่อคอนกรีตในที่	0.70 ถึง 1

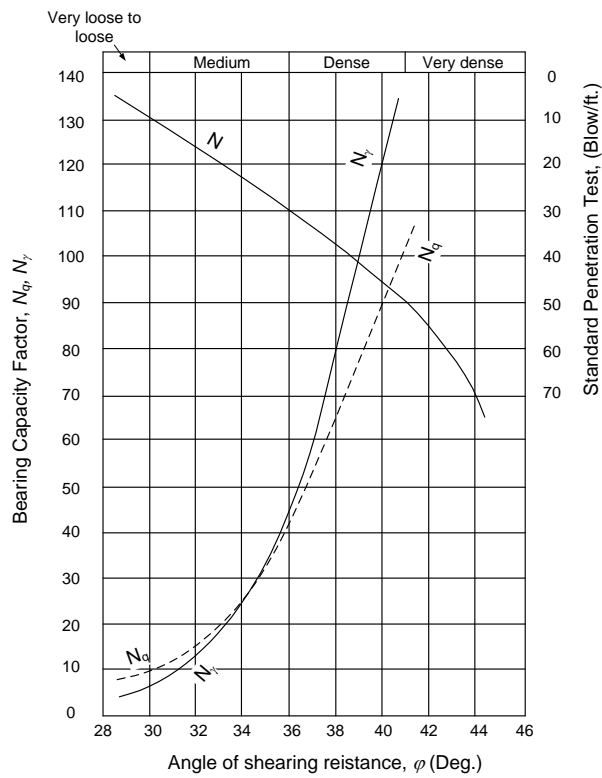
ตารางที่ 4-7 ค่าของมุมเสียดทานระหว่างเสาเข็มกับดิน δ ซึ่งขึ้นอยู่กับลักษณะพื้นผิว (Kulhawy)

Pile/soil interface condition	Angle of pile/soil friction (δ)
ผิวเรียบ - ผิวเหล็กเรียบกับทราย	$0.5 \phi'$ ถึง $0.7 \phi'$
ผิวขรุขระ - ผิวเหล็กลอนลูกฟูกกับทราย	$0.7 \phi'$ ถึง $0.9 \phi'$
ผิวเสาเข็ม คสล. สำเร็จรูป กับทราย	$0.8 \phi'$ ถึง $1.0 \phi'$
ผิวเสาเข็มเจาะและหล่อคอนกรีตในที่กับทราย	$1.0 \phi'$
ผิวเสาเข็มไม้กับทราย	$0.8 \phi'$ ถึง $0.9 \phi'$

หน่วยแรงต้านปลายเข็มประลัยนั้นคำนวณได้จาก Bearing capacity equation ในกรณีของดินทราย $q_b = N_q \sigma'_v$ สำหรับค่า N_q นั้นหาได้จากความสัมพันธ์กับ friction angle ซึ่งมีผู้เสนอความสัมพันธ์ไว้ดังรูปที่ 4-43 ซึ่งจะเห็นได้ว่าค่าที่ได้จากกราฟมีความแตกต่างกันมาก ตัวอย่างเช่นที่ $\phi = 35^\circ$ ค่า N_q จะมีค่าตั้งแต่ 40 ถึง 300 ดังนั้นในการวิเคราะห์เพื่อประมาณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในที่นี้จะเลือกใช้กราฟรูปที่ 4-44 ซึ่งเสนอโดย Peck et al. (1974) โดยอ้างอิงค่า N_q มาจากงานของ Terzaghi

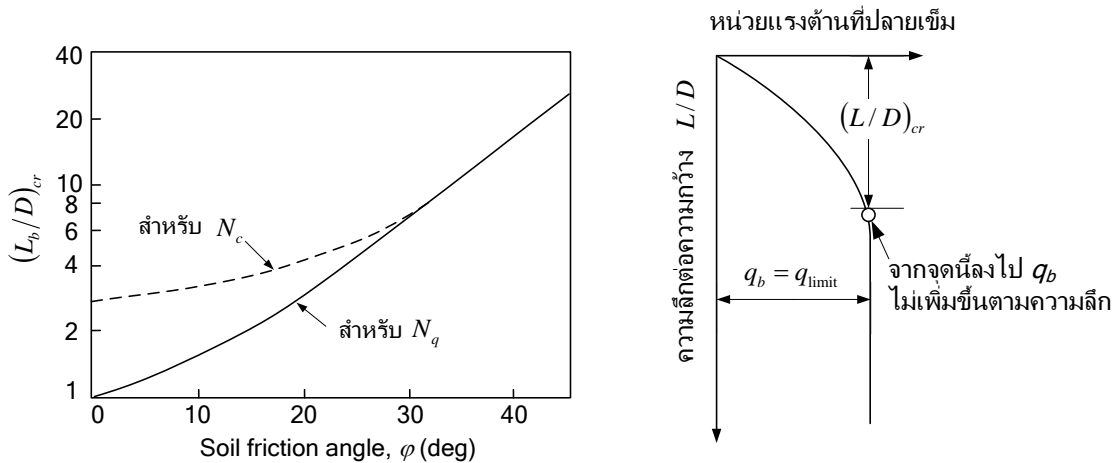


รูปที่ 4-43 ความสัมพันธ์ระหว่าง Bearing capacity factor N_q กับค่า friction angle จากหลายทฤษฎี (Fellenius 1999)



รูปที่ 4-44 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT-N กับ Angle of shearing resistance, ϕ และ Bearing capacity factor (Peck, Hanson and Thornburn, 1974) – คัดลอกจาก (Whitaker 1976)

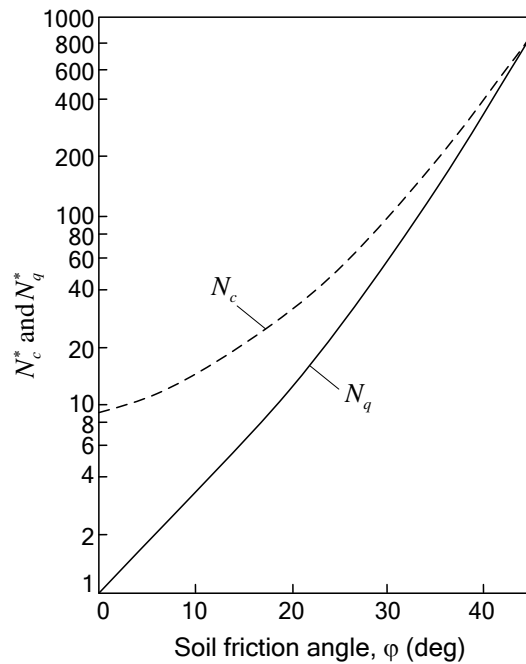
จากสมการจะเห็นได้ว่าค่า q_b ที่มุม ϕ ค่าหนึ่งจะเพิ่มขึ้นตามค่า σ'_v แต่ในความเป็นจริงแล้วค่า q_b ของทรายจะเพิ่มขึ้นจนถึงค่าสูงที่สุดที่ความลึกของปลายเสาเข็มค่าหนึ่งซึ่งเรียกว่า Critical embedment ratio $(L_b/D)_{cr}$ ค่า $(L_b/D)_{cr}$ หาได้จากกราฟที่เสนอโดย Meyerhof (1976) ในรูปที่ 4-45



รูปที่ 4-45 ความสัมพันธ์ระหว่าง Critical embedment ratio กับมุม ϕ ซึ่งถ้าความลึกมากกว่า Critical embedment ratio แล้วค่า q_b จะไม่เพิ่มขึ้นตามความลึกอีก (Meyerhof, 1976) – คัดลอกจาก (Das 1995)

สำหรับเสาเข็มโดยปกติที่ใช้กันอยู่ในประเทศไทยจะมีความลึกมากกว่าความกว้างมาก เช่นเสาเข็มขนาด 0.6 เมตรลึก 20 เมตรวางอยู่บนชั้นดินที่มีค่า $\phi = 30^\circ$ จะมี $(L_b/D)_{cr} = 20/0.6 = 33$ ซึ่งมากกว่า $(L_b/D)_{cr}$

สำหรับดินเหนียวนั้นค่าหน่วยแรงต้านประลัยที่ปลายเข็มคำนวณได้จาก $q_b = cN_c$ โดยหาค่า N_c ได้จากกราฟรูปที่ 4-46



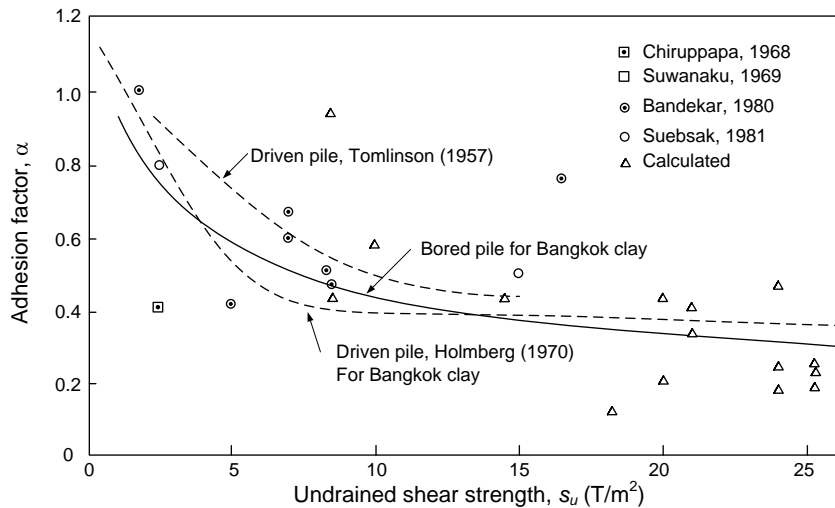
รูปที่ 4-46 ความสัมพันธ์ระหว่าง Bearing capacity factor กับ friction angle เมื่อปลายเสาเข็มฝังอยู่ในระดับลึก Meyerhof (1976) – คัดลอกจาก (Das 1995)

เมื่อเสาเข็มมีความลึกมากกว่า 3 เท่าของหน้ากว้างเสาเข็มค่า N_c จะไม่เพิ่มขึ้นตามความลึกอีกซึ่งในทางปฏิบัติ $N_c = 9$ ดังนั้นในกรณีของหน่วยแรงดันที่ปลายเสาเข็มประลัยสำหรับดินเหนียวคือ

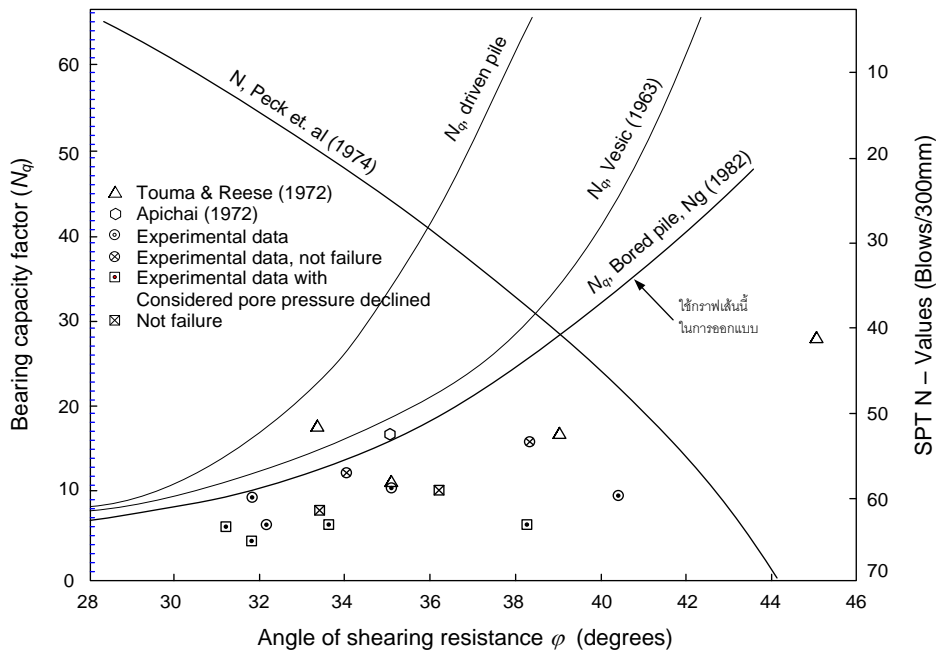
$$q_b = 9S_u \quad (4.7)$$

4.5.2.2 เสาเข็มเจาะ

พารามิเตอร์ที่ใช้คำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเจาะนั้นได้มาจากสมการเชิงประสพการณ์ทั้งสิ้น และแตกต่างจากเสาเข็มเจาะมากดังแสดงในรูปที่ 4-47 และรูปที่ 4-48



รูปที่ 4-47 ความสัมพันธ์ระหว่าง Adhesion factor, α กับค่า Undrained shear strength ของดินเหนียวของเสาเข็มเจาะ (Ng 1982)



รูปที่ 4-48 ความสัมพันธ์ระหว่าง Angle of shearing resistance, ϕ กับ Bearing capacity factor, N_q สำหรับเสาเข็มเจาะ (Ng 1982)

ในการออกแบบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มนั้นจะเป็นการประมาณกำลังรับน้ำหนักประลัยจากทฤษฎีพื้นฐานทางปฐพีกลศาสตร์ผนวกกับวิธีสถิติศาสตร์ การคำนวณให้ได้กำลังรับน้ำหนักที่ถูกต้องนั้นเป็นไปได้ยากหรือเป็นไปได้เลย เนื่องจากความแปรปรวนของชั้นดินซึ่งถึงแม้ว่าชั้นดินมีความสม่ำเสมอแต่ในความเป็นจริงแล้วก็ยังคงมีความแปรปรวน

สรุปสมการที่ใช้ในการคำนวณหน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงต้านปลายเข็มประลัยของดินเหนียวและดินทราย

หน่วยแรงเสียดทานผิวประลัยของดินเหนียว

$$f_s = \alpha S_u \quad (4.8)$$

หน่วยแรงต้านปลายเข็มประลัยของดินเหนียว

$$q_b = 9s_u \quad (4.9)$$

หน่วยแรงเสียดทานผิวประลัยของดินทราย

$$f_{s_i} = \sigma'_v K_s \tan \delta \quad (4.10)$$

หน่วยแรงต้านปลายเข็มประลัยของดินทราย

$$q_b = N_q \sigma'_v \quad (4.11)$$

4.5.3 สัดส่วนปลอดภัยสำหรับเสาเข็ม

4.5.3.1 กำลังรับน้ำหนักที่ยอมให้ Allowable pile capacity and factor of safety

ในการออกแบบเสาเข็มจะคำนวณกำลังรับแรงกดวิบัติ หรือแรงที่ทำให้แรงต้านทานของเสาเข็มเกิดขึ้นเต็มที่ แต่ในทางวิศวกรรมการวิบัติของโครงสร้างที่วางอยู่บนเข็มอาจเกิดขึ้นก่อนที่จะแรงในเสาเข็มจะเกิดขึ้นเต็มที่ เนื่องจากมีการทรุดตัวที่มากเกินไป ในการออกแบบเสาเข็มส่วนใหญ่จึงคำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มแล้วหารด้วย Factor of safety ซึ่งจะทำให้ได้น้ำหนักบรรทุกปลอดภัยที่สัมพันธ์กับการทรุดตัวที่ยอมรับได้สำหรับโครงสร้าง จากขั้นตอนการคำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มข้างต้น เราสามารถคำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (Allowable pile capacity) ได้จาก

$$Q_{allow} = \frac{Q_{ult}}{F.S.} \quad (4.12)$$

4.5.3.2 เหตุผลของการใช้ Factor of Safety

- เนื่องจากความไม่แน่นอนของสภาพดินธรรมชาติ ในด้านกำลัง และการยุบตัว
- เนื่องจากความไม่แน่นอนในวิธีการคำนวณ ซึ่งปกติจะใช้ Empirical method
- เพื่อให้แน่ใจได้ว่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในเสาเข็มอยู่ในเกณฑ์ที่ปลอดภัย
- เพื่อให้แน่ใจว่าการทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยวหรือกลุ่มเสาเข็มอยู่ในช่วงที่ยอมรับได้ โดยที่ไม่เกิดการทรุดตัวมากเกินไปจนโครงสร้างชำรุด

จากประสบการณ์การออกแบบและทดสอบเสาเข็มเป็นจำนวนมาก (Tomlinson 1995) พบว่าถ้าใช้สัดส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.5 เมื่อเสาเข็มรับน้ำหนักใช้งานแล้วจะมีการทรุดตัวที่ไม่เกินกว่า 10 มิลลิเมตร ซึ่งไม่ก่อให้เกิดปัญหาสำหรับอาคารส่วนใหญ่อย่างไรก็ตาม การคำนวณกำลังรับน้ำหนัก

ประลัยของเสาเข็มนั้นเป็นค่าที่ประมาณจากความสัมพันธ์เชิงประสบการณ์ และในบางครั้ง พารามิเตอร์ของดินก็ได้จากสมการเชิงประสบการณ์ด้วย ดังนั้นจึงจำเป็นจะต้องทำการทดสอบ กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มที่มีขนาดหน้าตัดและความยาวที่ได้ออกแบบไว้ กรณีที่ไม่ต้องทดสอบ เสาเข็มคือกรณีที่วิศวกรทราบพฤติกรรมของเสาเข็มในชั้นดินที่ก่อสร้างเสาเข็มเพียงพอแล้ว ตารางที่ 4-8 เป็นค่าสัดส่วนปลอดภัยสำหรับจำแนกตามลักษณะโครงสร้าง

ตารางที่ 4-8 สัดส่วนปลอดภัยสำหรับเสาเข็ม

โครงสร้างและลักษณะการรับแรง	สัดส่วนปลอดภัย
โครงสร้างถาวร- รับแรงกด	>2.5
โครงสร้างถาวร- รับแรงดึง	>3.0
โครงสร้างชั่วคราวที่ไม่ต้องคำนึงถึงการทรุดตัว	1.5 ถึง 2.0

4.5.4 ข้อมูลที่ใช้ในการออกแบบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

ในการออกแบบเสาเข็มข้อมูลที่มีจะได้มาจากการเจาะสำรวจดิน ซึ่งจะอยู่ในรูปของรายงานผลการเจาะสำรวจ (Soil Investigation report)

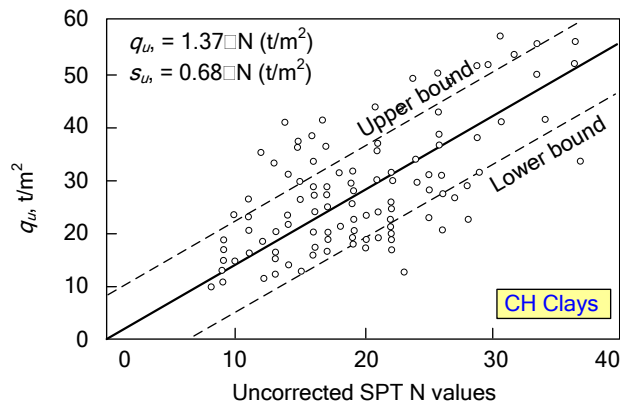
ข้อมูลจากการเก็บตัวอย่างมาทดสอบใน Laboratory

- Soil Classification (USCS)
- Soil Description (Coarse, Fine, Stiff, Soft, Hard)
- Physical properties and Index (Liquid Limit, Plastic Limit, Natural water content, Plasticity index, Unit Weight)
- Shear Strength (Unconfined compressive strength, Unconsolidated Undrained Triaxial test)

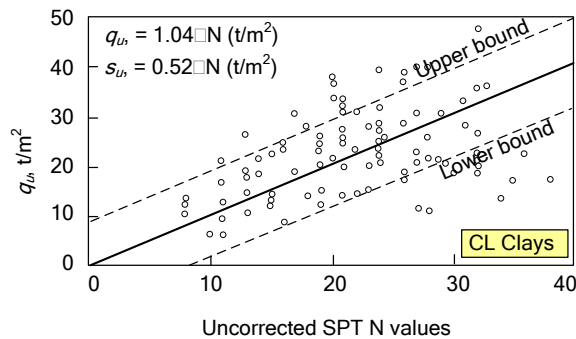
ข้อมูลจากการทดสอบในสนาม

- Standard Penetration Test (SPT)
- Field Vane Shear Test
- Cone Penetration test

โดยปกติแล้วการเก็บตัวอย่างดินเหนียวแข็งแบบ Undisturbed ในระดับลึกเพื่อนำมาทดสอบในห้องปฏิบัติการทำได้ค่อนข้างยาก ดังนั้นจึงได้มีการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างค่า Undrained shear strength กับค่า SPT, N-Value ซึ่งได้แสดงดังรูปที่ 4-49 และ รูปที่ 4-50 ซึ่งจะเห็นได้ว่าความสัมพันธ์ที่ได้มีความแปรปรวนอยู่พอสมควร ดังนั้นการใช้ความสัมพันธ์นี้ในการออกแบบต้องตระหนักถึงความแปรปรวนของผลการคำนวณออกแบบด้วย



รูปที่ 4-49 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT, N-Value กับค่า q_u ของดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกสูง (Pitupakorn, 1982)

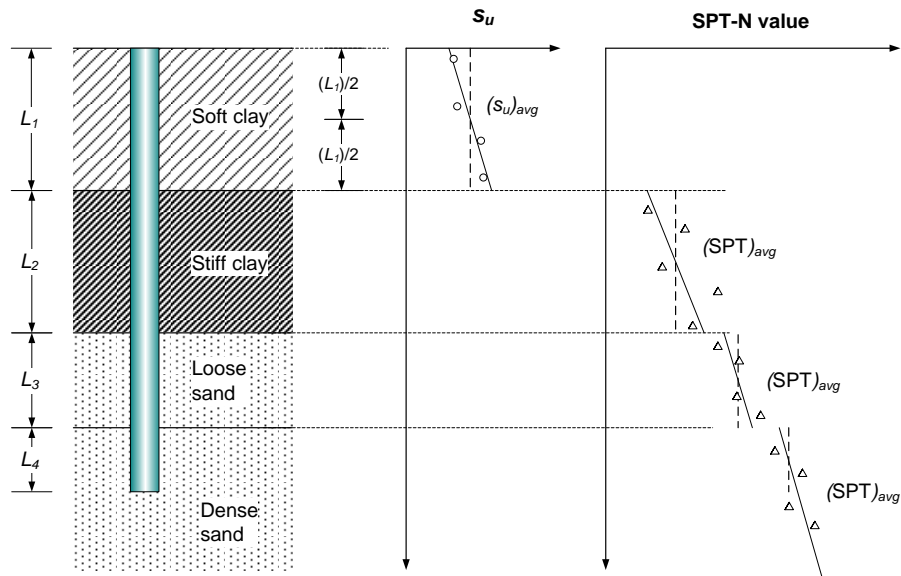


รูปที่ 4-50 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT, N-Value กับค่า q_u ของดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกต่ำ (Pitupakorn, 1982)

4.5.5 ขั้นตอนในการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม

- เขียนรูปตัดชั้นดินที่ได้จากรายงานการทดสอบดิน โดยระบุว่าเป็นชั้นดินเหนียวหรือชั้นดินทราย พร้อมทั้งระบุพารามิเตอร์ของดินชั้นนั้นประกอบไปด้วย สำหรับพารามิเตอร์ที่นำมาใช้ในการคำนวณจะใช้ค่าเฉลี่ยของชั้นดิน (ดังรูปที่ 4-51)
- กำหนดปลายของเสาเข็มโดยที่ปลายเสาเข็มควรจะวางอยู่บนชั้นดินที่มีหน่วยแรงต้านปลายเข็มประลัยสูง ได้แก่ชั้นทรายแน่น (dense sand)
- คำนวณหน่วยแรงเสียดทานผิวประลัยของดินแต่ละชั้น เมื่อคูณกับพื้นที่ผิวเสาเข็มจะได้แรงเสียดทานผิวประลัย
- คำนวณหน่วยแรงต้านปลายเข็มประลัย เมื่อคูณกับพื้นที่หน้าตัดเสาเข็มจะได้แรงต้านปลายเข็มประลัย
- กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็ม
- ในการคำนวณออกแบบมักจะต้องมีการทดลองเลือกความยาวของปลายเสาเข็ม ดังนั้นจะเป็นการสะดวกกว่าถ้าทำการคำนวณในรูปของตาราง โดยทั่วไปแล้วมักจะทำการคำนวณใน

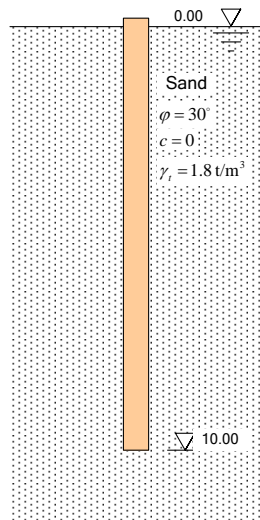
โปรแกรมตารางคำนวณ EXCEL เป็นต้น ซึ่งเมื่อการคำนวณอยู่ในรูปของตารางจะทำให้ง่ายต่อการตรวจทานซึ่งจะทำให้ลดข้อผิดพลาดจากการคำนวณลงไปได้



รูปที่ 4-51 การเลือกใช้พารามิเตอร์ของดินจากข้อมูลการเจาะสำรวจและทดสอบดิน

ตัวอย่างที่ 4.1 – การคำนวณอย่างง่ายเสาเข็มตอกในชั้นดินทรายล้วน

จงประมาณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มตอกในชั้นดินทรายเป็นรูป



รูปที่ 4-52 รูปสำหรับตัวอย่างที่ 4.1

1. หน่วยแรงเสียดทานผิวประลัยของดินทราย – ค่าณที่กึ่งกลางชั้นดิน

$$\sigma'_v = (1.8)(5) - (1.0)(5) = 4 \text{ t/m}^2$$

เสาเข็มตอกค่า $K_s = 1.5K_0$ (ตารางที่ 4-6)

$$K_s = 1.5(1 - \sin(30^\circ)) = 0.75$$

และได้ค่า $\delta = 0.9\varphi$

$$f_s = (4)(0.75)\tan(0.9 \times 30^\circ) = 1.5 \text{ t/m}^2$$

$$Q_s = (1.5)(4 \times 0.22)(10) = 13.2 \text{ t}$$

2. หน่วยแรงต้านปลายเข็มประลัยของดินทราย – คำนวณที่ปลายเข็ม

$$\sigma'_v = (1.8)(10) - (1.0)(10) = 8 \text{ t/m}^2$$

สำหรับเสาเข็มตอก $\varphi = 30^\circ$ ได้ค่า $N_q = 9.5$ (รูปที่ 4-44)

$$q_b = (9.5)(8) = 76 \text{ t/m}^2$$

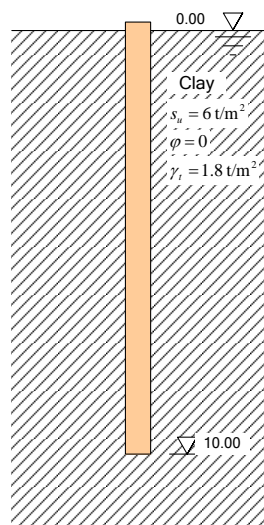
$$Q_b = (76)(0.22 \times 0.22) = 3.7 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{ult} = 13.2 + 3.7 = 16.9 \text{ t}$$

$$Q_{allow} = \frac{16.9}{2.5} = 6.7 \text{ t}$$

ตัวอย่างที่ 4.2 – การคำนวณอย่างง่ายสำหรับเสาเข็มตอกในชั้นดินเหนียว

จงประมาณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มตอกสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาดกว้าง 0.22 เมตรในชั้นดินเหนียวดังรูป



รูปที่ 4-53 รูปสำหรับตัวอย่างที่ 4.2

1. หน่วยแรงเสียดทานผิวประลัยของดินเหนียว – ไม่ขึ้นกับหน่วยแรงประสิทธิผล

เสาเข็มตอกค่า $s_u = 5 \text{ t/m}^2$ ได้ค่า $\alpha = 0.47$ (รูปที่ 4-47)

$$f_s = (0.47)(5) = 2.35 \text{ t/m}^2$$

$$Q_s = (2.35)(4 \times 0.22)(10) = 20.7 \text{ t}$$

2. หน่วยแรงต้านปลายเข็มประลัยของดินเหนียว – ไม่ขึ้นกับหน่วยแรงประสิทธิผล

$$q_b = 9(5) = 45 \text{ t/m}^2$$

$$Q_b = (45)(0.22 \times 0.22) = 2.2 \text{ t}$$

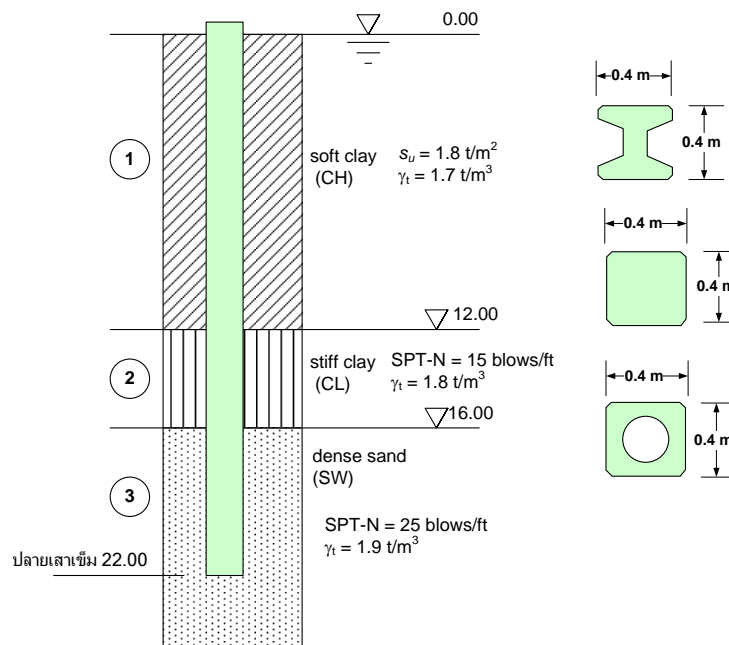
3. กำลังรับน้ำหนักปลาย

$$Q_{ult} = 20.7 + 2.2 = 22.9 \text{ t}$$

$$Q_{allow} = \frac{22.9}{2.5} = 9 \text{ t}$$

ตัวอย่างที่ 4.3 - การประมาณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มตอก

จากข้อมูลชั้นดินดังรูป จงคำนวณหา กำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็มตอกต้นนี้ (ให้ใช้ Factor of Safety = 2.5)



รูปที่ 4-54 รูปตัดชั้นดินสำหรับตัวอย่างที่ 4.3

- เขียนรูปตัดชั้นดิน แล้วระบุพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องลงในรูปตัดชั้นดิน
- จากโจทย์กำหนดให้คำนวณกำลังรับน้ำหนักของเข็มตอก ซึ่งมีปลายที่ -22 เมตรจากระดับผิวดิน

3. คำนวณหน่วยแรงเสียดทานผิวของเสาเข็ม

3.1 ชั้นดิน Soft clay มีค่า $s_u = 1.8 \text{ t/m}^2$

$$(f_s)_i = \alpha s_u$$

หาค่า α จาก s_u ได้ $\alpha = 1.0$ - รูปที่ 4-42

$$(f_s)_i = (1.0)(1.8) = 1.8 \text{ t/m}^2$$

3.2 ชั้นดิน Stiff clay มีค่า SPT, $N = 15$ blows/ft แต่เราต้องการค่า s_u หาค่าความสัมพันธ์ได้จาก (รูปที่ 4-50)

ดินเป็น Low plasticity clay, $s_u = 0.52(N)$

$$s_u = 0.52(15) = 7.8 \text{ t/m}^2$$

หาค่า α จาก s_u ได้ $\alpha = 0.4$ - รูปที่ 4-42

$$(f_s)_2 = (0.4)(7.8) = 3.1 \text{ t/m}^2$$

3.3 ชั้นดิน Dense sand มีค่า SPT- $N = 25$ blows/ft เราต้องการค่ามุม δ ซึ่งคำนวณจากค่ามุม

φ

3.3.1 คำนวณ effective stress ที่จุดกึ่งกลางชั้นทราย (ความลึก = 19m)

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

$$(\sigma'_v)_{\text{mid layer 3}} = ((1.7 \times 12.0) + (1.8 \times 4.0) + (1.9 \times 3.0)) - (1.0 \times 19) = 14.3 \text{ t/m}^2$$

3.3.2 ต้องปรับแก้ค่า SPT เนื่องจากน้ำหนักกดทับ โดยใช้สมการ $C_N = \sqrt{(9.76/\sigma'_v)}$

จากค่า $\sigma'_v = 14.3 \text{ t/m}^2$ จากสมการจะได้ค่า $C_N = \sqrt{(9.76/14.3)} = 0.83$

$$N' = C_N N$$

$$N' = (0.83)(25) = 21 \text{ blows/ft}$$

3.3.3 หาค่ามุม φ จากค่า SPT ค่า $N' = 21$ blows/ft ได้ค่า $\varphi = 33^\circ$ - รูปที่ 4-44

3.3.4 หาค่า K_s ตารางที่ 4-6

เนื่องจากเป็นเสาเข็มตอกเป็นเสาเข็มที่ดินถูกแทนที่ในปริมาณมาก $K_s/K_0 = 1.5 = 1$ ถึง 2 เลือกใช้ค่า $K_s/K_0 = 1.5$ และค่า K_0 คำนวณจากสมการ Empirical ของ Jaky

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

$$K_0 = 1 - \sin(33^\circ) = 0.46$$

คำนวณค่า K_s

$$K_s = (0.46)(1.5) = 0.69$$

3.3.4 ความสัมพันธ์ของค่า δ กับชนิดของเสาเข็ม

กรณีของเสาเข็มคอนกรีตสำเร็จรูปกับดินทราย $\delta = 0.9\varphi$ - ตารางที่ 4-7

3.3.5 คำนวณหน่วยแรงเสียดทานผิวของชั้น dense sand

$$(f_s)_3 = K_s \sigma'_v \tan(\delta)$$

$$(f_s)_3 = (0.69)(14.3)\tan(0.9 \times 33^\circ) = 5.63 \text{ t/m}^2$$

3.4 คำนวณหน่วยแรงต้านที่ปลายเข็ม

3.4.1 คำนวณ effective stress ที่ปลายของเสาเข็ม

$$(\sigma'_v)_{base} = ((1.7 \times 12.0) + (1.8 \times 4.0) + (1.9 \times 6.0)) - (1.0 \times 22) = 17 \text{ t/m}^2$$

3.4.2 หาค่า N_q จากค่ามุม ϕ เมื่อมุม $\phi = 33^\circ$ ได้ค่า $N_q = 18.6$ - รูปที่ 4-44

$$q_b = N_q \sigma'_v$$

$$q_b = (18.6)(17) = 316.2 \text{ t/m}^2$$

3.5 จากหน่วยแรงเสียดทานผิว และหน่วยแรงต้านปลายเข็ม นำมาคำนวณเป็นแรงเสียดทานและแรงต้านที่ปลายเข็ม จากนั้นรวมกันเป็นกำลังรับน้ำหนักประลัยจาก แรงเสียดทานผิว = Σ (หน่วยแรงเสียดทานผิว \times พท. ผิว)

$$Q_s = (1.8)(4 \times 0.4 \times 12) + (3.1)(4 \times 0.4 \times 4) + (5.63)(4 \times 0.4 \times 6) = 108.4 \text{ tons}$$

แรงต้านที่ปลายเข็ม = หน่วยแรงต้านที่ปลายเข็ม \times พท. หน้าตัด

$$Q_b = (316.2)(0.4 \times 0.4) = 50.6 \text{ tons}$$

กำลังรับน้ำหนักประลัย

$$Q_{ult} = Q_s + Q_b$$

$$Q_{ult} = 108.4 + 50.6 = 159 \text{ tons}$$

กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย

$$Q_{allow} = \frac{Q_{ult}}{F.S.}$$

$$Q_{allow} = \frac{159}{2.5} = 63.6 \text{ tons} \rightarrow 63 \text{ tons}$$

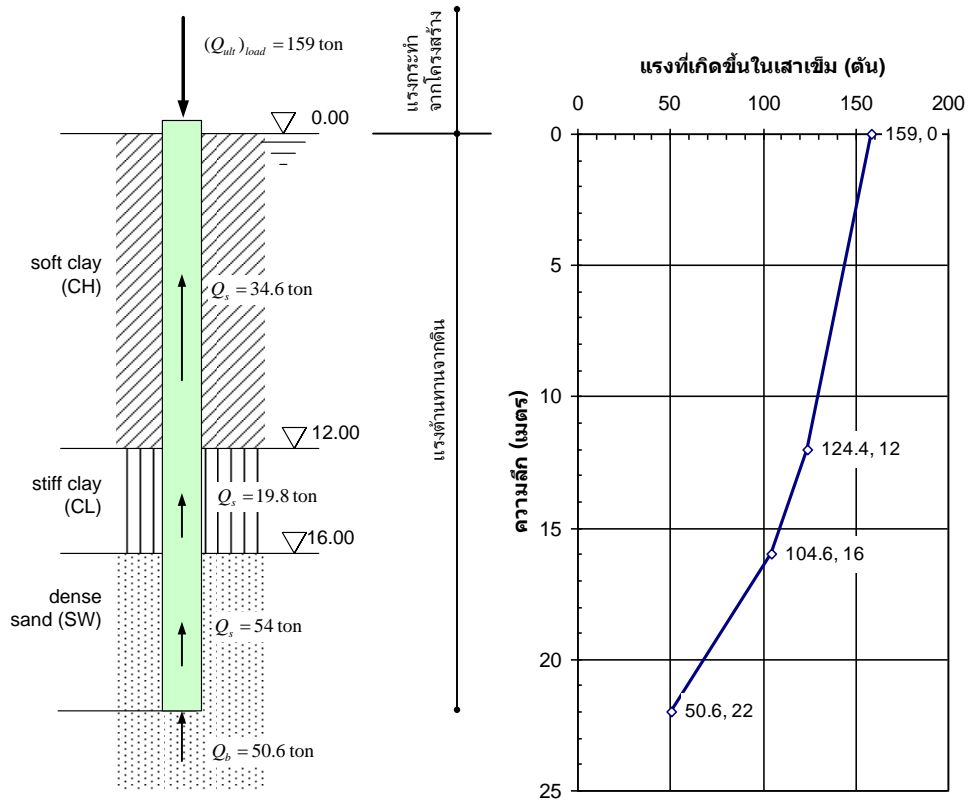
- สำหรับเสาเข็มตอก จะต้องพิจารณาถึงปัจจัยอื่นๆ ประกอบด้วย ตัวอย่างเช่น
- ผลความสั่นสะเทือนเนื่องจากการตอกเสาเข็มต่อโครงสร้างใกล้เคียง
- ความยาวของเสาเข็มที่สามารถขนส่งได้ ถ้าเสาเข็มที่ออกแบบไว้ยาวเกินไปอาจจะต้องใช้เสาเข็มมากกว่าหนึ่งท่อนมาเชื่อมต่อกัน
- ลำดับของการตอกเสาเข็มเพื่อป้องกันดินที่ถูกเสาเข็มแทนที่ไปดันเสาเข็มหัก
- ในการออกแบบเสาเข็มมักจะสรุปผลการคำนวณให้อยู่ในรูปของตารางเพื่อให้ง่ายต่อการตรวจสอบ ซึ่งตารางคำนวณอาจจะใช้โปรแกรม MS Excel ซึ่งจะทำให้การคำนวณทำได้อย่างรวดเร็ว

จากผลการคำนวณในรูปตารางเมื่อเขียนเป็นไดอะแกรมของแรงที่เกิดขึ้นในเสาเข็มจะได้ดังรูปที่ 4-55 โดยแรงที่เกิดขึ้นนั้นต้องแยกเป็นแรงกระทำซึ่งมีขนาดเท่ากับ 159 ตัน ซึ่งแรงกระทำนี้ก่อให้เกิดแรงต้านทานจากดินได้แก่ต้านเนื่องจากแรงเสียดทาน (108.4 ตัน) และแรงต้านเนื่องจากดินที่ปลายเสาเข็ม (50.6 ตัน) และเนื่องจากเสาเข็มอยู่ในสภาวะสมดุล แรงต้านทานจึงเท่ากับแรงกระทำ

ซึ่งยังมีความสับสนในการวิเคราะห์กำลังต้านทานต่อแรงกระทำของเสาเข็มเนื่องจากความเข้าใจผิดว่าแรงต้านทานคือแรงกระทำ ในความเป็นจริงแล้วสิ่งที่คำนวณได้เป็นแรงต้านทานไม่ใช่แรงที่กระทำ แรงที่กระทำต่อเสาเข็มนั้นจะต้องมาจากโครงสร้างที่เสาเข็มรองรับอยู่ และแรงที่เกิดจากโครงสร้างนั้นจะต้องไม่เกินกว่ากำลังต้านทานของเสาเข็มที่ยอมให้

ตารางที่ 4-9 ตารางสรุปผลการคำนวณสำหรับตัวอย่างที่ 4.3

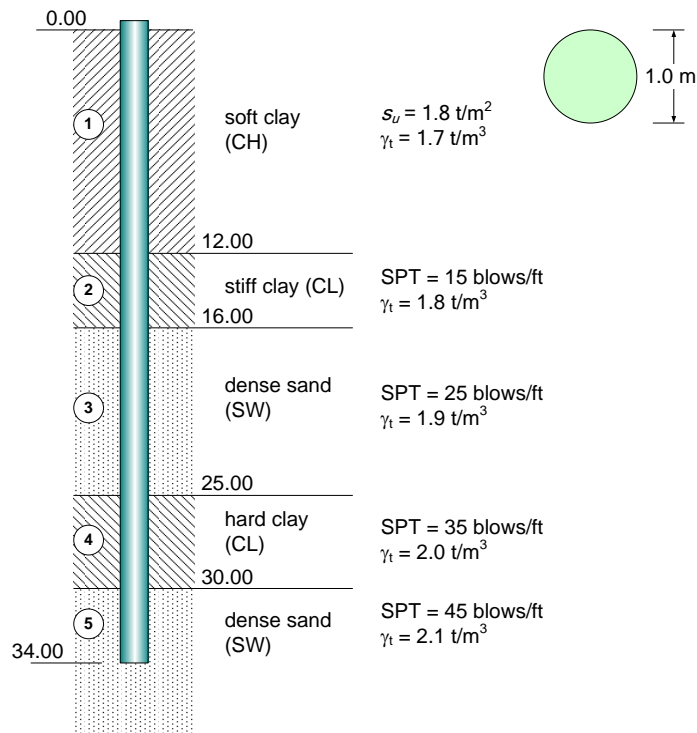
	ชนิดดิน	ΔL m	N bls/f	N' bls/f	s_u t/m ²	α	$(\sigma'_v)_{mid}$ t/m ²	ϕ deg	f_s t/m ²	Q_s tons	q_b t/m ²	
1	Soft clay (CH)	12	-	-	1.8	1.0	-	-	1.8	34.6		
2	Stiff clay (CL)	4	15	-	7.8	0.4	-	-	3.1	19.8		
3	Dense sand (SW)	6	25	21	-	-	14.3	33	5.63	54.0		
End bearing							17.0	33	-	-	316.2	
										$\Sigma(Q_s)_i =$	108.4	tons
										$Q_b =$	50.6	tons
										$Q_{ult} =$	159	tons
										$Q_{allow} =$	63	tons



รูปที่ 4-55 ไดอะแกรมของแรงอัดที่เกิดขึ้นในเสาเข็ม

ตัวอย่างที่ 4.4 การประมาณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเจาะ

จากข้อมูลชั้นดินดังรูป จงคำนวณหา กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยของเสาเข็มเจาะแบบเจาะเปียกต้นนี้ (ให้ใช้ Factor of Safety = 2.5)



รูปที่ 4-56 รูปตัดชั้นดินสำหรับตัวอย่างการออกแบบเสาเข็มเจาะแบบเจาะเปียก

1. เขียนรูปตัดชั้นดิน แล้วระบุพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องลงในรูปตัดชั้นดิน
2. จากโจทย์กำหนดให้คำนวณกำลังรับน้ำหนักของเข็มเจาะ ซึ่งมีปลายที่ -32 เมตรจากระดับผิวดิน
3. คำนวณหน่วยแรงเสียดทานที่ผิวที่เกิดขึ้นรอบเสาเข็มของดินแต่ละชั้น ในกรณีนี้มีชั้นดินที่ก่อให้เกิดแรงเสียดทานจากชั้นดิน 5 ชั้น

3.1 ชั้นดินที่ 1- Soft clay

หาค่า α จากค่า s_u ค่า $s_u = 1.8 \text{ t/m}^2$ ค่า $\alpha = 0.82$ - รูปที่ 4-47

$$(f_s)_1 = (0.82)(1.8) = 1.5 \text{ t/m}^2$$

3.2 ชั้นดินที่ 2- Stiff clay

หาค่า s_u จากค่า SPT สำหรับ low plasticity clay - รูปที่ 4-50

$$s_u = 0.52 \times N = (0.52)(15) = 7.8 \text{ t/m}^2$$

หาค่า α จากค่า s_u ใช้กราฟของ Bored pile ได้ค่า $\alpha = 0.49$ - รูปที่ 4-47

$$(f_s)_2 = (0.49)(7.8) = 3.8 \text{ t/m}^2$$

3.3 ชั้นดินที่ 3- Dense sand

คำนวณ Effective stress ที่จุดกึ่งกลางชั้นดิน (ความลึก = 20.5m)

$$\sigma'_v = ((1.7 \times 12) + (1.8 \times 4) + (1.9 \times 4.5)) - (1.0 \times 20.5) = 15.65 \text{ t/m}^2$$

ปรับแก้ค่า SPT โดยค่า $C_N = \sqrt{(9.76/15.65)} = 0.79$

$$N' = (0.79)(25) = 20 \text{ blows/ft}$$

หาค่ามุม φ จาก N' จากได้ค่ามุม $\varphi = 33^\circ$ - รูปที่ 4-48

คำนวณค่า K_0 โดยใช้สมการของ Jaky

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin(33^\circ) = 0.46$$

หาค่า K_s จากค่า K_s / K_0 สำหรับเสาเข็มเจาะและหล่อกอนกรีตในที่ = 0.7 ถึง 1 เลือกใช้ 0.85 (ตารางที่ 4-6)

$$K_s = (0.85)(0.46) = 0.39$$

หาค่า δ สำหรับเสาเข็มหล่อในที่กับทรายค่า $\delta = \varphi = 33^\circ$ (ตารางที่ 4-7)

$$(f_s)_3 = \sigma'_v K_s \tan \delta = (15.65)(0.46) \tan(33^\circ) = 4.68 \text{ t/m}^2$$

3.4 ชั้นดินที่ 4- Hard clay (CL)

หาค่า s_u จากค่า SPT สำหรับ low plasticity clay (รูปที่ 4-50)

$$s_u = 0.52 \times N = (0.52)(35) = 18.2 \text{ t/m}^2$$

หาค่า α จากค่า s_u ได้ค่า $\alpha = 0.35$ - รูปที่ 4-47

$$(f_s)_4 = \alpha s_u = (0.35)(18.2) = 6.37 \text{ t/m}^2$$

3.5 ชั้นดินที่ 5 - Dense sand (SW) คำนวณที่กึ่งกลางชั้นดิน

คำนวณ Effective stress ที่จุดกึ่งกลางชั้นดิน (ความลึก = 32 m)

$$\sigma'_v = ((1.7 \times 12) + (1.8 \times 4) + (1.9 \times 9) + (2.0 \times 5.0) + (2.1 \times 2.0)) - (1.0 \times 32) = 26.9 \text{ t/m}^2$$

ปรับแก้ค่า SPT โดยค่า $C_N = \sqrt{(9.76/26.9)} = 0.6$

$$N' = (0.6)(45) = 27 \text{ blows/ft}$$

หาค่ามุม φ จาก N' ได้ค่ามุม $\varphi = 35.1^\circ$ - รูปที่ 4-48

คำนวณค่า K_0

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin(35.1^\circ) = 0.42$$

ค่า $K_s = 0.85 K_0$ สำหรับเสาเข็มเจาะและหล่อกอนกรีตในที่ - จากตารางที่ 4-6

$$K_s = (0.85)(0.42) = 0.36$$

หาค่า δ สำหรับเสาเข็มหล่อในที่กับทรายค่า $\delta = \varphi = 35.1^\circ$ - ตารางที่ 4-7

$$(f_s)_5 = (29.6)(0.36) \tan(35.1^\circ) = 7.49 \text{ t/m}^2$$

4. คำนวณหน่วยแรงต้านที่ปลายเข็ม

คำนวณ Effective stress ที่ปลายของเสาเข็ม

$$(\sigma'_v)_{base} = ((1.7 \times 12) + (1.8 \times 4) + (1.9 \times 9) + (2.0 \times 5) + (2.1 \times 4)) - (1.0 \times 34) = 29.1 \text{ t/m}^2$$

หาค่า N_q จากค่ามุม ϕ ใช้กราฟของ Bored pile มุม $\phi = 35.1^\circ$ ได้ค่า $N_q = 15.9$ - รูปที่ 4-48
คำนวณหน่วยแรงต้านที่ปลายเข็ม

$$q_b = N_q \sigma'_v$$

$$q_b = (15.9)(29.1) = 462.7 \text{ t/m}^2$$

3.6 จากหน่วยแรงเสียดทานผิว และหน่วยแรงต้านปลายเข็ม นำมาคำนวณเป็นแรงเสียดทานและแรงต้านที่ปลายเข็ม จากนั้นรวมกันเป็นกำลังรับน้ำหนักประลัย โดยที่ แรงเสียดทานผิว = Σ (หน่วยแรงเสียดทานผิว \times พท. ผิว)

$$Q_s = (1.5)(p \times 12) + (3.8)(p \times 4) + (4.68)(p \times 9) + (6.37)(p \times 5) + (7.49)(p \times 4) = (137.1p) \text{ tons}$$

$$p = \pi D = \pi(1) = 3.141$$

$$Q_s = (137.1)(3.141) = 430.6 \text{ tons}$$

แรงต้านที่ปลายเข็ม = หน่วยแรงต้านที่ปลายเข็ม \times พท. หน้าตัด

$$Q_b = (462.7) \left(\frac{\pi}{4} 1^2 \right) = 363.4 \text{ tons}$$

กำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็มเจาะต้นนี้คือ

$$Q_{ult} = Q_s + Q_b$$

$$Q_{ult} = 430.6 + 363.4 = 794 \text{ tons}$$

กำลังรับน้ำหนักปลอดภัยเมื่อใช้สัดส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.5

$$Q_{allow} = \frac{Q_{ult}}{F.S.}$$

$$Q_{allow} = \frac{794}{2.5} = 318 \text{ tons}$$

3.7 ตรวจสอบหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงในเนื้อคอนกรีต

$$f_c = \frac{318 \times 1000}{0.25\pi(100^2)} = 40 \text{ ksc}$$

จะเห็นได้ว่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในเสาเข็มนั้นน้อยมากในการทำเสาเข็มจะใช้คอนกรีตที่มี

$f'_c = 280 \text{ ksc}$ และจากสมการคำนวณกำลังรับแรงกดที่ยอมให้ของเสาเข็มจะใช้ค่า

$$f_c = 0.18 f'_c = 0.18(280) = 50.4 \text{ ksc}$$

ซึ่งมากกว่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงดังนั้นเหล็กเสริมในเสาเข็มเจาะส่วนใหญ่จึงสามารถใช้เพียง 0.5 เปอร์เซนต์ได้ตามมาตรฐาน ACI (ดูคำอธิบายในหัวข้อ 4.5.6)

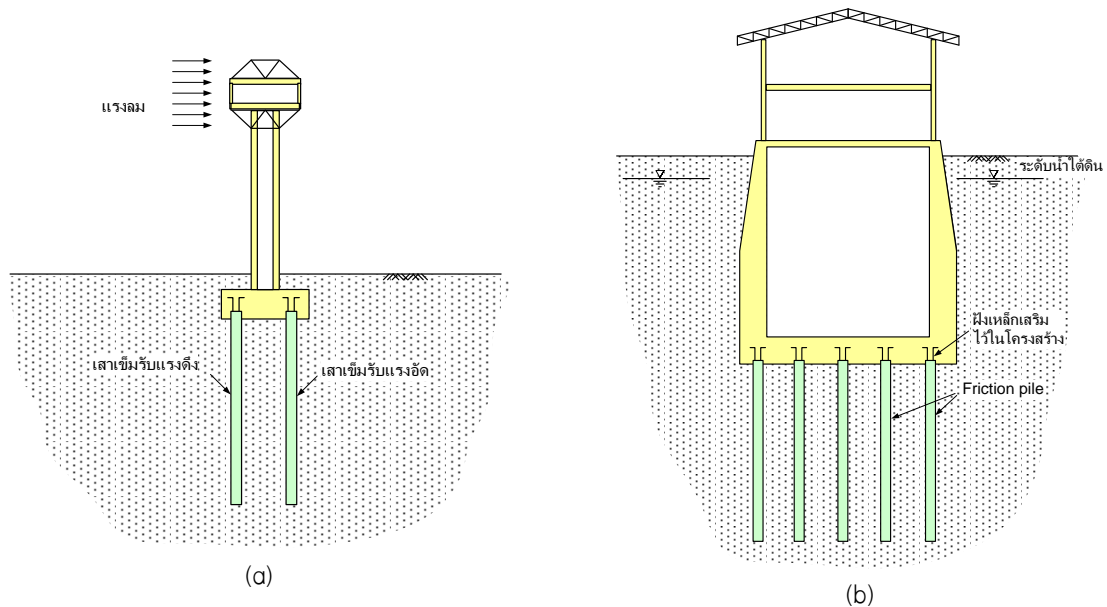
คำแนะนำ

- ในการออกแบบเสาเข็มให้ได้กำลังรับน้ำหนักตามที่ต้องการ ต้องใช้วิธีทดลองเปลี่ยนความยาวของเสาเข็มเพื่อให้ได้กำลังรับน้ำหนักตามที่ต้องการ ซึ่งถ้าจะต้องทำการคำนวณหลายครั้งอาจจะทำให้เกิดความผิดพลาดได้ดังนั้นในการออกแบบเสาเข็มโดยทั่วไปมักจะใช้คอมพิวเตอร์เข้ามาช่วยในการคำนวณ โปรแกรมที่นิยมใช้ได้แก่โปรแกรม Microsoft Excel
- ในการออกแบบในทางปฏิบัติแล้วปลายของเสาเข็มจะต้องฝังอยู่ในชั้นดินแน่นเช่นชั้นดินทรายแน่นไม่น้อยกว่า 3 เท่าของความกว้างของหน้าตัดเสาเข็ม (คิดเส้นผ่านศูนย์กลางเป็นความกว้างในกรณีของเสาเข็มหน้าตัดกลม)

4.5.6 เสาเข็มรับแรงดึง

ในการใช้เสาเข็มเป็นฐานรากของโครงสร้างนั้น บางกรณีเสาเข็มจะต้องรับแรงดึงซึ่งเกิดขึ้นเนื่องจาก overturning moment ที่ค่อนข้างสูงเช่น เสาเข็มของหอ (รูปที่ 4-57a) เป็นต้น

ในกรณีที่ฐานรากเป็นช่องเปิดวางตัวอยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน จะเกิดแรงลอยตัวกระทำต่อโครงสร้าง ถ้าโครงสร้างส่วนที่อยู่เหนือดินมีน้ำหนักไม่เพียงพอที่จะต้านทานแรงลอยตัว เราอาจออกแบบให้โครงสร้างมีขนาดใหญ่ขึ้นเพื่อให้โครงสร้างมีน้ำหนักมากขึ้นเพื่อต้านทานแรงลอยตัว แต่การทำเช่นนี้จะทำให้โครงสร้างใหญ่มากเกินไปจนความจำเป็นและทำให้ค่าใช้จ่ายเพิ่มขึ้นด้วย ทางเลือกอีกทางคือใช้เสาเข็มเป็นสมอยึดโครงสร้างไว้ไม่ให้ถูกยกขึ้นเนื่องจากแรงลอยตัว (รูปที่ 4-57b) ในการออกแบบถ้าเสาเข็มฝังอยู่ในดินทั้งหมดจะต้องออกแบบเสาเข็มให้เป็นเสาเข็มแบบ friction pile โดยไม่คิดรวมแรงต้านที่ปลายเข็มเนื่องจากดินที่ปลายเสาเข็มไม่สามารถต้านทานแรงดึงได้ ในการใช้เสาเข็มรับแรงดึงที่เป็นกลุ่มนี้จำเป็นจะต้องตรวจสอบการวิบัติของเสาเข็มเป็นแบบกลุ่มด้วย



รูปที่ 4-57 การใช้เสาเข็มเพื่อรับแรงดึง (a) เสาเข็มรับแรงดึงเนื่องจาก overturning moment ที่คานข้างสูง (b) เสาเข็มรับแรงดึงเนื่องจากแรงลอยตัวที่กระทำต่อโครงสร้างที่ฝังอยู่ใต้ดิน

4.6 เหล็กเสริมในเสาเข็มเจาะที่รับแรงตามแนวแกน

เหล็กเสริมในเสาเข็มเจาะและหล่อในที่ซึ่งรับแรงตามแนวแกนจะไม่มี ความจำเป็นเสาเข็มนั้นไม่ได้รับแรงดึงซึ่งอาจเกิดจากการพองตัวหรือหดตัวของดิน ในกรณีที่เสาเข็มส่วนบนต้องรับโมเมนต์ดัดบ้างถ้าเกิดการเอียงศูนย์ของแรงที่กระทำ หรือโมเมนต์ดัดที่ถ่ายจากคานคอดินลงสู่เสาเข็ม สิ่งที่ต้องคำนึงถึงอีกประการหนึ่งก็คือระยะห่างของเหล็กเสริมจะต้องเพียงพอที่คอนกรีตจะไหลผ่านได้โดยสะดวก (ตัดจาก Tomlinson p 44)

โดยทั่วไปแล้วการโก่งเดาะของเสาเข็มมักจะไม่มีเกิดขึ้นเนื่องจากดินรอบๆเสาเข็มจะทำหน้าที่เป็นค้ำยันด้านข้างให้กับตัวเสาเข็ม ถึงแม้ว่าดินจะเป็นดินอ่อนมากก็ตาม ดังนั้นความชะลุดของเสาที่นำมาพิจารณากำลึงรับน้ำหนักของเสาเข็มจึงน้อยมากจนจัดได้ว่าเป็นเสาสั้น (Short column) ซึ่งในการออกแบบอาจจะต้องใช้เปอร์เซ็นต์เหล็กเสริมมากกว่าเปอร์เซ็นต์เหล็กเสริมน้อยที่สุดเพื่อป้องกันแรงที่ไม่ได้คาดคิดเช่น แรงลม หรือแรงถอนเนื่องจากการบวมตัวของดิน เป็นต้น สำหรับปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดในเสาเข็มเจาะนั้น พิจารณาจากมาตรฐาน ACI และมาตรฐาน ว.ส.ท. ซึ่งในส่วน 10.9.1 ของมาตรฐาน ACI ระบุว่าพื้นที่หน้าตัดเหล็กยื่นของเสาจะต้องไม่น้อยกว่า 1 เปอร์เซ็นต์ของพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของคอนกรีต แต่ถ้าพื้นที่หน้าตัดของเสานั้นมีขนาดเกินกว่าหน้าตัดที่ต้องการก็สามารถลดขนาดพื้นที่หน้าตัดในการคิดปริมาณเหล็กเสริมลง แต่ทั้งนี้จะต้องไม่น้อยกว่าครึ่งหนึ่งของพื้นที่หน้าตัดของเสาเข็มทั้งหมด นั่นหมายความว่าถ้าเสาเข็มมีกำลังรับแรงในแนวแกนมากเกินไปกว่าที่ต้องการหน้าตัดที่ใช้คำนวณปริมาณเหล็กเสริมจะลดลงได้มากที่สุดครึ่งหนึ่ง ดังนั้นเหล็กเสริม

ยื่นน้อยที่สุดที่ต้องใช้ก็จะลดลงเหลือ 0.5 เปอร์เซ็นต์ของหน้าตัดคอนกรีตทั้งหมด (Drill shaft, ADSC) ซึ่งเสาเข็มที่ใช้ปริมาณเหล็กยื่น 0.5 เปอร์เซ็นต์ของหน้าตัดนี้สามารถมีระยะเยื้องศูนย์กลางได้ถึง 12 เปอร์เซ็นต์ของเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม ซึ่งสามารถพิสูจน์ได้ดังแสดง โดยให้ A_g คือพื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม, R คือรัศมีของเสาเข็ม, p_g คือเปอร์เซ็นต์ของเหล็กยื่นคิดเทียบกับหน้าตัด A_g , และ A_s คือพื้นที่หน้าตัดของเหล็กยื่น ซึ่งจะสมมุติให้เหล็กยื่นเรียงกันกันแหวนซึ่งมีความหนาเป็น t เมื่อ a คือระยะหุ้มคอนกรีต

$$t = \frac{A_s}{2\pi(R-a)} = \frac{R^2 p_g}{2(R-a)}$$

Section modulus ของเสาเข็มเสริมเหล็กคือ

$$S = \frac{\pi}{4} R^3 + (n-1)\pi(R-a)^2 t = \frac{1}{4} R A_g \left[1 + 2(n-1) \frac{R-a}{R} p_g \right]$$

ถ้าเสาเข็มถูกออกแบบให้รับแรงกด Q_a โดยไม่มีการเยื้องศูนย์กลาง

$$Q_a = 0.18 f'_c \pi R^2$$

ตามวิธีการคำนวณของ ACI 318

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 1$$

โดยที่

$$f_a = \frac{Q_a}{A} = 0.18 f'_c$$

$$F_a = 0.18 f'_c + f_s \frac{A_s}{A_g} = 0.18 f'_c + f_s p_g$$

$$f_b = \frac{Pe}{S} = \frac{0.18 f'_c A_g e}{\frac{1}{4} R A_g \left[1 + 2(n-1) \frac{R-a}{R} p_g \right]}$$

$$F_b = 0.45 f'_c$$

จัดรูปสมการใหม่จะได้

$$\frac{e}{R} = 3.47 p_g \frac{f_s}{f'_c} \frac{1 + 2(n-1) \left(\frac{R-a}{R} \right) p_g}{1 + 5.55 p_g f_s / f'_c} \approx 1.74 p_g \frac{f_s}{f'_c} \quad (4.13)$$

ถ้า $p_g = 0.005$ และ $f'_c = 210$ กก./ซม.² และ $f_s = 1400$ กก./ซม.²

จะได้ว่า $e/R = 0.06$ หรือ $e/D = 0.12$ ซึ่งสรุปได้ว่าถ้าใช้เหล็กเสริมยื่น 0.5 เปอร์เซ็นต์เสาเข็มจะมีระยะเยื้องศูนย์กลางได้ 12 เปอร์เซ็นต์ของเส้นผ่าศูนย์กลางเสาเข็มโดยที่หน่วยแรงไม่เกินหน่วยแรงที่ยอมให้

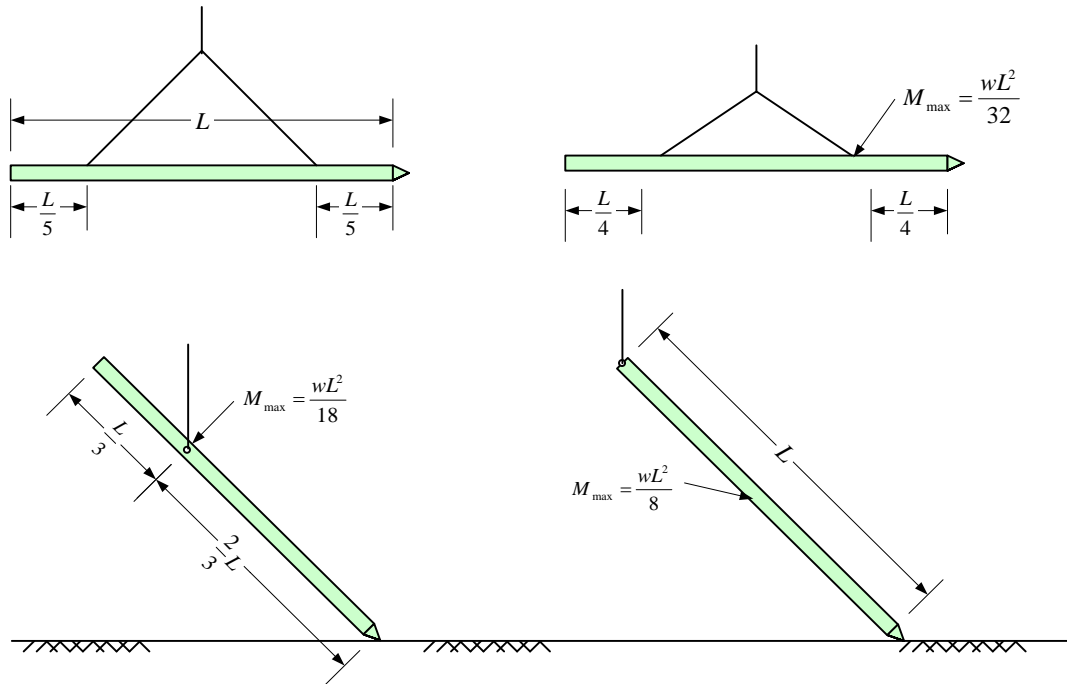
เสาเข็มเจาะอาจจะรับโมเมนต์ดัดจากโครงสร้างส่วนบนซึ่งอาจเป็นส่วนที่ต่อจากเสาซึ่งรับแรงกระทำด้านข้างซึ่งอาจเป็นแรงลมหรืออาจจะเกิดจากการที่เสาเข็มเยื้องศูนย์กลาง ในการออกแบบเสาเข็มเพื่อให้รับโมเมนต์ดัดได้บางส่วนนั้นเนื่องจากการก่อสร้างมีความสามารถสร้างให้ตำแหน่งศูนย์กลางเสาเข็มตรงตามตำแหน่งที่ระบุไว้เสมอไป ซึ่งถ้าผู้ออกแบบไม่ได้กำหนดระยะเพื่อให้ผู้ออกก่อสร้างโดยรวมสูงขึ้นไปเกินกว่าค่าก่อสร้างที่คาดไว้เนื่องจากจะต้องมีการแก้ไขที่ไม่จำเป็นเกิดขึ้น ดังนั้นในการออกแบบจะต้องเผื่อค่าเยื้องศูนย์กลางของเสาเข็มออกไปจากแบบที่ยอมให้ของหัวเสาเข็มไว้ โดยมีผู้เสนอไว้หลายแนวทางแต่ในที่นี้จะยกมาจาก General specification for Civil Engineering Works (ตารางที่ 4-10) (Hong Kong Government, 1992a)

ตารางที่ 4-10 ตำแหน่งที่ยอมให้ของเสาเข็มที่ตอกหรือเจาะแล้ว (GEO_Publication_No1_96 1996)

รายละเอียด	ค่าที่ยอมให้	
	เสาเข็มบด	เสาเข็มในทะเล
ระยะเยื้องศูนย์กลางจากที่ระบุไว้ในแบบโดยวัดจากระดับตัดหัวเข็ม	75 mm	150 mm
การเบี่ยงเบนออกจากแนวตั้ง	1 ต่อ 75	1 ต่อ 25
การเบี่ยงเบนออกจากแนวเอียงที่ออกแบบไว้ของเสาเข็มที่ตอกแบบเอียง	1 ต่อ 25	
ระยะเยื้องศูนย์กลางจากที่ระบุไว้ในแบบโดยวัดจากระดับตัดหัวเข็ม	25 mm	

4.6.1 เหล็กเสริมในเสาเข็มตอก

เหล็กเสริมในเสาเข็มตอกจะต้องคำนึงถึงกรรมวิธีในการยกเสาเข็ม ตำแหน่งของหุยก การขนย้าย การยกเสาเข็มขึ้นเพื่อการตอก และการตอก โดยปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการในกรณีเหล่านี้จะมากกว่าเหล็กเสริมที่ต้องการสำหรับการรับน้ำหนักของเสาเข็มขณะใช้งาน ในมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก. 396-2524) ระบุโมเมนต์ดัดที่ออกแบบคือ โมเมนต์ที่คำนวณโดยคัตน้ำหนักของตัวเสาเข็มรวมกับน้ำหนักแผ่นแม่เหล็กอีก 30 เปอร์เซ็นต์ โดยกระทำต่อเสาเข็มในขณะที่ยกหรือขนส่ง



รูปที่ 4-58 การยกเสาเข็มเพื่อเคลื่อนย้าย และการยกขึ้นเพื่อทำการตอก

ตารางที่ 4-11 ความยาวเข็มมากที่สุดสำหรับหน้าตัดเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กสี่เหลี่ยมจัตุรัส (Tomlinson 1995)

ขนาดเข็ม	เหล็กยื่น	ความยาวมากที่สุดเมื่อจุดยกอยู่ที่ (เมตร)			เหล็กปลอก	
		หัวหรือปลาย	0.33L จากหัว	0.2L จากหัว และปลาย	หัวและปลาย	กลางเสาเข็ม
300×300	4-DB20	9.0	13.5	20.5	RB6@40mm	RB6@130mm
	4-DB25	11.0	16.5	25.0		
350×350	4-DB20	8.5	13.0	19.5	RB8@70mm	RB8@175mm
	4-DB25	10.5	16.0	24.0		
	4-DB32	13.0	20.0	30.0		
400×400	4-DB25	10.0	15.0	22.5	RB10@100mm	RB8@200mm
	4-DB32	12.5	19.0	28.0		
	4-DB40	15.5	23.0	34.5		
450×450	4-DB25	9.5	14.5	22.0	RB10@90mm	RB10@225mm
	4-DB32	12.0	18.0	27.0		
	4-DB40	15.0	22.5	33.5		

ออกแบบโดยใช้มาตรฐาน BS8110 และ BS8004
 กำลังของเหล็กเสริมจำกัดที่ 250 N/mm², ระยะหุ้มคอนกรีต= 40 มม., กำลังของคอนกรีต=40 N/mm²

4.7 สูตรการตอกเสาเข็ม (Pile driving formula)

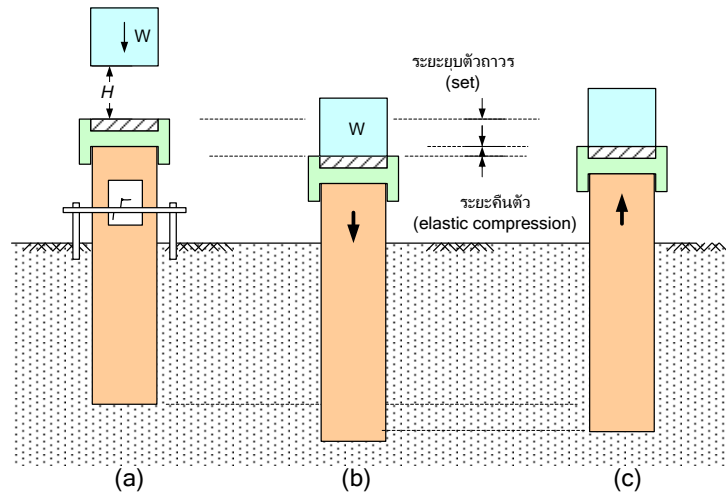
เป็นการประมาณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในขณะที่ทำการตอกโดยใช้ข้อมูลจากการตอกเสาเข็มได้แก่ น้ำหนักของตุ้ม, ความสูงที่ยก และระยะที่เสาเข็มจมลงเมื่อตอก วัสดุรองหัวเสาเข็ม ในการทำงานจะวัดระยะที่เสาเข็มจมลงเมื่อตอกสิบครั้ง แล้วนำค่ามาเฉลี่ยเพื่อหาค่าที่จมตัวต่อการตอกหนึ่งครั้ง การใช้สูตรการตอกเสาเข็มจะใช้ในการ

- ควบคุมการตอกเสาเข็มให้ถึงชั้นทรายโดยจะใช้สูตรเสาเข็มคำนวณหาระยะจมของเสาเข็มต่อการตอก 10 ครั้งสุดท้าย เพื่อใช้เป็นเกณฑ์ในการควบคุมการตอกเสาเข็ม
- ใช้ควบคุมการตอกมิให้หน่วยแรงในเสาเข็มไม่ให้อ่างจนกระทั่งจนกระทั่งเสาเข็มชำรุด จะใช้ควบคุมจำนวนครั้งของการตอกต่อระยะจมที่แน่นอนเช่น 30 ซม. ในกรณีที่มีชั้นดินแข็งมาก แทรกอยู่จะทำให้ตอกไม่ลงซึ่งจะสังเกตได้จากจำนวนครั้งของการตอกเพิ่มสูงขึ้น

ตารางที่ 4-12 ค่าจำกัดที่ใช้ควบคุมการตอกเสาเข็ม (Bowles 1996)

ชนิดของเสาเข็ม	จำกัดหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจากการตอกให้ไม่เกิน	จำกัดจำนวนครั้งของการตอก (ครั้งต่อ 25 มิลลิเมตร)
เสาเข็มไม้	$0.7 f_u$	4 - 5
เสาเข็มคอนกรีต	$0.6 f'_c$	6 - 8
เสาเข็มเหล็ก	$0.85 f_y$	12 - 14

- ใช้ตรวจสอบชั้นดินที่ปลายเข็มในขณะที่ตอก ในการตอกเสาเข็มจะต้องใช้จำนวนครั้งของการตอกเพิ่มขึ้นตามระยะเสาเข็มที่จมลงเนื่องจากจะต้องเอาชนะแรงเสียดทานผิวและแรงต้านปลายเข็ม แต่ถ้าจำนวนครั้งของการตอกเพิ่มขึ้นมากอย่างทันทีแสดงว่าปลายเข็มเคลื่อนเข้าสู่ชั้นดินที่แข็งกว่า และถ้าจำนวนครั้งของการตอกลดลงอย่างรวดเร็วอาจเกิดจากปลายเสาเข็มเคลื่อนเข้าสู่ชั้นดินอ่อนหรือเสาเข็มอาจหัก



รูปที่ 4-59 กลไกการตอกเสาเข็ม (a) ก่อนลูกตุ้มกระทบหัวเข็ม (b) ขณะที่ลูกตุ้มกระทบหัวเข็ม (c) ลูกตุ้มกระดอนกลับเล็กน้อยก่อนจะวางนิ่งบนหัวเข็ม

สมมุติฐานคือความต้านทานต่อการตอก (Dynamic resistance to driving) จะเท่ากับกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มแบบ Static

$$\text{Energy transfered to pile head} = Wh - E_{loss} \quad (4.14)$$

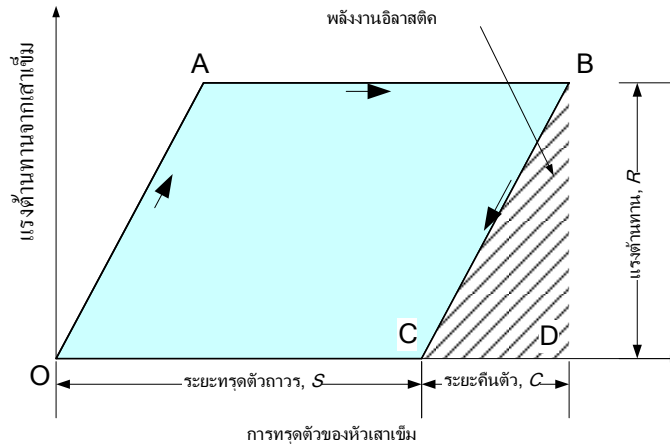
W = น้ำหนักของลูกตุ้ม

h = ระยะยกของลูกตุ้ม

E_{loss} = พลังงานสูญเสีย (energy loss) ซึ่งอาจสูญเสียไปในรูปของ ความร้อน, การสะท้อนกลับของลูกตุ้ม, การเสียรูปของเสาเข็ม เป็นต้น

4.7.1 The engineering news formula

การใช้ The engineering news formula เพื่อคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มตอก (Engineering news, 1888) พิจารณาถึงผลของ Energy loss จาก Temporary compression (C_p) เนื่องจากการยุบตัวแบบอีลาสติก (elastic compression) ของเสาเข็ม หลักการพื้นฐานที่ใช้ในการสร้างสมการ เริ่มมาจากแนวคิดที่ว่าพลังงานไม่มีการสูญเสียไปไหน



รูปที่ 4-60 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านทานของการตอกกับการทรุดตัวของหัวเสาเข็ม

พลังงานใช้ในการทำให้เสาเข็มจมเป็นระยะ OC (พ.ท. OABC) = $R \times s$

พลังงานอิลาสติกซึ่งทำให้เสาเข็มคืนตัวเป็นระยะ CD (พ.ท. BCD) = $(1/2)R \times c$

รวมพลังงานทั้งหมดเข้าด้วยกันซึ่งเท่ากับพื้นที่ OABD = $R \times s + R \times (c/2)$

ซึ่งพลังงานทั้งหมดนี้จะเท่ากับพลังงานที่ได้จากการตอก = $W \times h$

เมื่อย้ายข้างของสมการ และ $R = Q_u$ จะได้

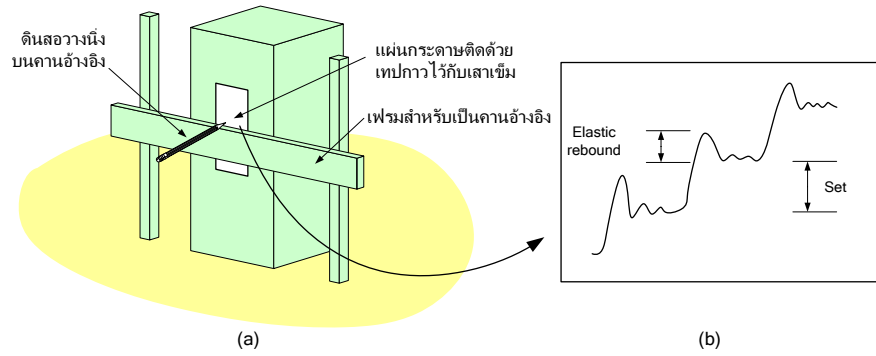
$$Q_u = \frac{W \cdot h}{(s + 25)} \quad (4.15)$$

Q_{ult} = Ultimate pile capacity (ตัน)

W = น้ำหนักของลูกตุ้ม (ตัน)

H = ระยะยกลูกตุ้มสูงจากหัวเสาเข็ม (มิลลิเมตร)

s = ระยะที่เสาเข็มจมตัวต่อการตอก 1 ครั้งโดยคิดเฉลี่ยจากการตอก 10 ครั้งสุดท้าย (มิลลิเมตร) (รูปที่ 4-61)



รูปที่ 4-61 วิธีการตรวจสอบระยะที่เสาเข็มจมตัวต่อการตอกหนึ่งครั้ง โดยคิดเฉลี่ยจากการตอกสิบครั้งสุดท้าย
 (a) วางดินสอไว้บนเฟรมอ้างอิง ในขณะที่ตอกดินสอจะทำการรอยไว้บนกระดาษ (b) กระดาษที่บันทึกผลการตอกสามครั้งต่อเนื่องกัน

สมการนี้มักจะเป็นที่นิยมใช้ตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเมื่อตอกถึงระดับที่ต้องการแล้ว ค่าที่ได้จะเป็นค่าโดยประมาณเท่านั้น

ตัวอย่างที่ 4.5 - การคำนวณโดยใช้สูตรของ Engineering News

คำนวณหากำลังรับน้ำหนักปลายของเสาเข็มตอกซึ่งใช้ตุ้มหนัก 3.5 ตัน ระยะยก 60 ซม. เมื่อตอก 10 ครั้งสุดท้ายได้การทรุดตัวเป็น 34 มม.

การทรุดตัวต่อการตอก 1 ครั้ง = $34/10 = 3.4 \text{ mm}$

$$Q_u = \frac{(3.5 \text{ tons})(60 \text{ mm})}{(3.4 \text{ mm} + 25 \text{ mm})}$$

$$Q_u = 73 \text{ ton}$$

กำลังรับน้ำหนักปลายโดยประมาณของเข็มต้นนี้ = 73 ตัน

เนื่องจากในขณะที่ทำการตอกจะทำให้เกิดแรงดันน้ำในดินเพิ่มขึ้น ดังนั้นเมื่อทิ้งเสาเข็มไว้หลังจากตอกซักระยะแรงดันน้ำในดินลดลงซึ่งจะทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลของดินเพิ่มขึ้น กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มก็จะเพิ่มขึ้นด้วย หลักการพื้นฐานของวิธีประมาณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มตอกมีเพียงเท่านี้ แต่ก็มีผู้พัฒนาสมการให้ครอบคลุมปัจจัยอื่นๆที่มีผลกระทบต่อการสูญเสียพลังงานด้วย ตัวอย่างเช่น พลังงานจะสูญเสียไปในหมอนรองเสาเข็ม (รูปที่ 4-62) หรือ ประสิทธิภาพของการตอกเป็นต้น



รูปที่ 4-62 ไม้หมอนรองเสาเข็ม และกระสอบรองเสาเข็ม

การใช้วัสดุรองระหว่างลูกตุ้มกับหัวเสาเข็มจะทำให้ลดแรงกระแทกเนื่องจากการตอก ซึ่งถ้าแรงกระแทกสูงมากอาจทำให้หัวเสาเข็มแตกได้ หัวเสาเข็มอาจครอบไว้ด้วยหมวกเหล็ก (steel helmet) และเสริมไว้ด้วยหมอนรองที่เปลี่ยนได้ซึ่งอาจเป็นไม้ กระสอบ หรือพลาสติก ในบางกรณีอาจเพิ่มหมอนรองระหว่างหมวกเหล็กกับหัวเสาเข็ม ในการใช้หมอนรองจะทำให้ประสิทธิภาพในการตอกเสาเข็มลดลง แต่หมอนรองนี้จะช่วยปรับปรุงลักษณะการตอกให้เป็นแบบค่อยๆ กดเสาเข็มแทนที่จะเป็นการกระแทกอย่าง รุนแรง

วิศวกรที่ปฏิบัติงานตอกเข็มในสนามควรจะต้องมีความเข้าใจในกลศาสตร์ของการตอกเสาเข็มเป็นอย่างดี ซึ่งประสบการณ์นั้นเป็นสิ่งสำคัญประการหนึ่ง แต่ประสบการณ์เพียงอย่างเดียวอาจไม่เพียงพอที่จะตอบปัญหาที่เกิดขึ้นในขณะตอกเสาเข็มบางเรื่องได้ตัวอย่างเช่น

- จะสามารถตอกเสาเข็มจนถึงระดับที่ออกแบบไว้และมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกตามที่ต้องการด้วย ลูกตุ้มตอกที่มีอยู่สำหรับโครงการที่กำลังจะทำได้หรือไม่?
- ถ้าได้ จะกำหนดระยะการยุบของหัวเสาเข็ม (set) ในการตอกสุดท้ายคือเท่าใด? และจะเกิดหน่วยแรงสูงสุด (maximum stress) ขึ้นในเสาเข็มเท่าใดในขณะตอก? ควรจะใช้หมอนรองแบบแข็งหรือแบบอ่อน?
- ถ้าไม่สามารถตอกเสาเข็มให้สำเร็จได้ด้วยขนาดลูกตุ้มที่มีอยู่ จะต้องใช้ลักษณะลูกตุ้มประเภทใดในการตอกเสาเข็มที่ได้เลือกขนาดไว้แล้ว ใช้เสาเข็มแบบใดที่มีขนาดและความยาวเท่ากันโดยใช้ลูกตุ้มขนาดที่มีอยู่แล้ว

ในการตอบปัญหาข้างต้นอาจต้องใช้การวิเคราะห์โดยการคำนวณโดยใช้หลักการ “พลศาสตร์ของระบบ ดิน-เสาเข็ม” ซึ่งเป็นเนื้อหาที่อยู่ในวิศวกรรมฐานรากขั้นสูงซึ่งสามารถศึกษาเพิ่มเติมได้จากการออกแบบฐานรากเสาเข็ม (Vesic 1977)

4.7.2 The Hiley formula

สูตรที่ใช้ประมาณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มตอกในขณะที่ทำการตอกมีอีกหลายสิบสูตร ส่วนใหญ่จะมีพื้นฐานจากกฎการอนุรักษ์พลังงานดังสมการ

$$\text{Applied energy} = \text{Useful work} + \text{Loss in impact} + \text{Loss in pile cap} + \text{Loss in pile} + \text{Loss in soil}$$

ซึ่งสมการของ Engineering News ไม่ได้คิดถึงน้ำหนักของเสาเข็มนั้นจะทำให้ประมาณแรงต้านของเสาเข็มผิดพลาดถ้าให้พลังงานในการตอกน้อย และบางสมการไม่ได้คำนึงถึงพลังงานที่ถูกดูดซับโดยเสาเข็มนั้นถ้าตอกเสาเข็มขนาดใหญ่ด้วยลูกตุ้มขนาดเล็กจะกระทบต่อการตอกหนึ่งครั้งจะน้อยมากจนอาจทำให้ประมาณแรงต้านของเสาเข็มผิดพลาดได้ ในที่นี้จะยกมาเฉพาะสูตรของ Hiley ซึ่งเป็นสูตรที่นิยมใช้ในประเทศไทยในการประมาณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม

$$P_u = \left[\frac{e_h WH}{\left(s + \frac{c_c + c_p + c_q}{2} \right)} \right] \left[\frac{W + n^2 P}{W + P} \right] \quad (4.16)$$

P_u = กำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็ม

e_h = ประสิทธิภาพของปั้นจั่น (ดูตารางที่ 4-13)

n = coefficient of restitution อาจใช้ค่า 0.5 สำหรับ drop hammer รองหัวเข็มด้วยกระสอบ (ดูตารางที่ 4-14)

c_c = elastic compression of capblock and pile cap (ดูตารางที่ 4-15)

c_p = elastic compression of pile ($= P_u L / AE$)

c_q = elastic compression of soil, also termed quake for wave equation analysis

= 0.0 สำหรับดินแข็ง (หิน, ทรายแน่นมาก และกรวด) (Bowles 1996)

= 2.5 – 5 มิลลิเมตร (Bowles 1996)

s = ระยะที่หัวเสาเข็มยุบตัวต่อการตอกหนึ่งครั้งโดยคิดเฉลี่ยจากการตอก 10 ครั้งสุดท้าย

W = น้ำหนักลูกตุ้ม

H = ระยะยก

P = น้ำหนักเสาเข็ม

A = พื้นที่หน้าตัดเสาเข็ม

L = ความยาวเสาเข็ม

ตารางที่ 4-13 ประสิทธิภาพของการตอก (Bowles 1996) (ในกรณีที่ไม้ทรานค่าประสิทธิภาพจริง ค่าในตารางใช้สำหรับเครื่องมือตอกที่อยู่ในสภาพดี และการตอกสภาพปกติ)

ชนิดของการตอก	ประสิทธิภาพของการตอก e_h
Drop hammer	0.75 – 1.00
Single-acting hammer	0.75 – 0.85
Double-acting hammer	0.85
Diesel hammer	0.85–1.00

ตารางที่ 4-14 ค่าคงที่ของวัสดุรองหัวเสาเข็ม (coefficient of restitution) สำหรับใช้ในสูตรการตอกเสาเข็ม (Bowles 1996)

วัสดุเสาเข็ม	n
Broomed wood	0
Wood pile (nondeteriorated end)	0.25
Compact wood cushion on steel pile	0.32
Compact wood cushion over steel pile	0.40
Steel-on-steel anvil on either steel or concrete pile	0.50
Cast-iron hammer on concrete pile without cap	0.40

ตารางที่ 4-15 Temporary elastic compression of pile head and cap (ถ้า driving stress มากกว่า 14 MPa ให้ใช้ ค่า C_c ในช่องสุดท้าย)

วัสดุเสาเข็ม	Driving stress on pile head or cap, (MPa)			
	3.5	7.0	10.5	14
	C_c			
Steel piling or pipe				
Directly on head	0	0	0	0
Directly on head of timber pile	1.0	2.0	3.0	5.0
Precast concrete pile with 75–100 mm packing inside cap	3.0	6.0	9.0	12.5
Steel-covered cap containing wood packing for steel H-pile or pipe piling	1.0	2.0	3.0	4.0
5 mm fiber disk between two 10-mm steel plates	0.5	1.0	1.5	2.0

ตัวอย่างที่ 4.6 - การประมาณโดยใช้สูตรของ Hiley

จะต้องตอกเสาเข็ม Spun pile ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 600 mm เส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 360 mm ยาว 23 เมตรให้มีระยะยวบตัวเป็นเท่าใดจึงจะได้แรงต้านของเสาเข็มเท่ากับ 210 ตัน โดยมีข้อมูลการตอกเสาเข็มดังนี้

ใช้วิธีตอกแบบ Drop hammer น้ำหนักลูกตุ้ม 9 ตัน ระยะยก 900 มิลลิเมตร หมวกครอบหัวเสาเข็มเป็นเหล็กรองด้วยไม้ กำหนดให้ $f'_c = 350 \text{ ksc}$, $E_c = 284553 \text{ ksc}$ ($= 2.85 \times 10^6 \text{ t/m}^2$)

1. พื้นที่หน้าตัดเสาเข็ม

$$A = 0.25\pi(60^2 - 36^2) = 1809.5 \text{ cm}^2$$

$$P = (1809.5 \times 10^{-4})(23)(2.4) = 9.9 \text{ tons}$$

$$P_{ult} = 210 \text{ tons}$$

$$P_{ult} / A = 210 / (1809.5 \times 10^{-4}) \left(\frac{1000 \times 10}{1 \times 10^6} \right) = 11.61 \text{ MPa}$$

หาค่า c_c, c_p, c_q, e_h, n

- จากตารางที่ 4-15 ค่า $P_{ult} / A = 11.61 \text{ MPa}$ ใช้วิธี Interpolate ระหว่างค่า 10.5 และ 14 โดยเสาเข็มเป็นเสาเข็มคอนกรีตที่มีวัสดุรอง 75-100 มิลลิเมตรใต้หมวกตอกเข็ม (Precast concrete pile with 75-100 mm packing inside cap) จะได้ค่า $c_c = 10 \text{ mm}$
- $c_p = P_{ult} L / (AE) = \frac{(210)(23)}{(1809.5 \times 10^{-4})(2.85 \times 10^6)} \times 1000 = 9.37 \text{ mm}$
- $c_q = 2.5 \text{ mm}$ (ดูสมการที่ 4.16)
- $e_h = 0.75$ (ตารางที่ 4-13 - โดยปั้นจั่นเป็นแบบ drop hammer)
- $n = 0.5$ (ตารางที่ 4-14 - ลูกตุ้มเหล็กตกกระทบบนเสาเข็มคอนกรีต - Steel-on-steel anvil on either steel or concrete pile)

แทนค่าในสมการจะได้

$$P_u = \left[\frac{(0.75)(9)(900)}{\left(s + \frac{10 + 9.38 + 2.5}{2} \right)} \right] \left[\frac{(9) + (0.5)^2(9)}{(9) + (9.9)} \right]$$

แก้สมการเพื่อหาค่า s จะได้

$$s = 6.6 \text{ mm/blows} \quad \text{หรือ} \quad s = 65.7 \text{ mm/10 blows}$$

จะเห็นว่าจะต้องตอกให้เสาเข็มมีการทรุดตัวต่อ 10 ครั้งสุดท้ายเท่ากับ 66 มิลลิเมตรจึงจะได้แรงต้านทานการตอก 210 ตัน เมื่อจะนำค่าไปใช้ในการควบคุมการตอกเสาเข็มมักจะกำหนดเป็นจำนวนครั้งของการตอกต่อ 30 เซนติเมตร ซึ่งจะเท่ากับ $300 / 6.6 = 45$ ครั้งต่อระยะ 30 เซนติเมตร

4.8 การตรวจสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็ม

โครงสร้างที่อยู่เหนือดินเช่นเสาอาคารคอนกรีตนั้นเราสามารถตรวจสอบว่าเสาคอนกรีตเอียง ปูด คอด หรือคอนกรีตไม่ได้คุณภาพได้ด้วยตาเปล่า แต่เสาเข็มเป็นส่วนสำคัญของโครงสร้างที่เมื่อก่อสร้างเสร็จแล้วจะไม่สามารถตรวจสอบได้โดยใช้ประสาทสัมผัสเนื่องจากเสาเข็มส่วนใหญ่จะอยู่ใต้ผิวดินลงไป ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีเครื่องมือซึ่งนำมาช่วยในการตรวจสอบเสาเข็ม

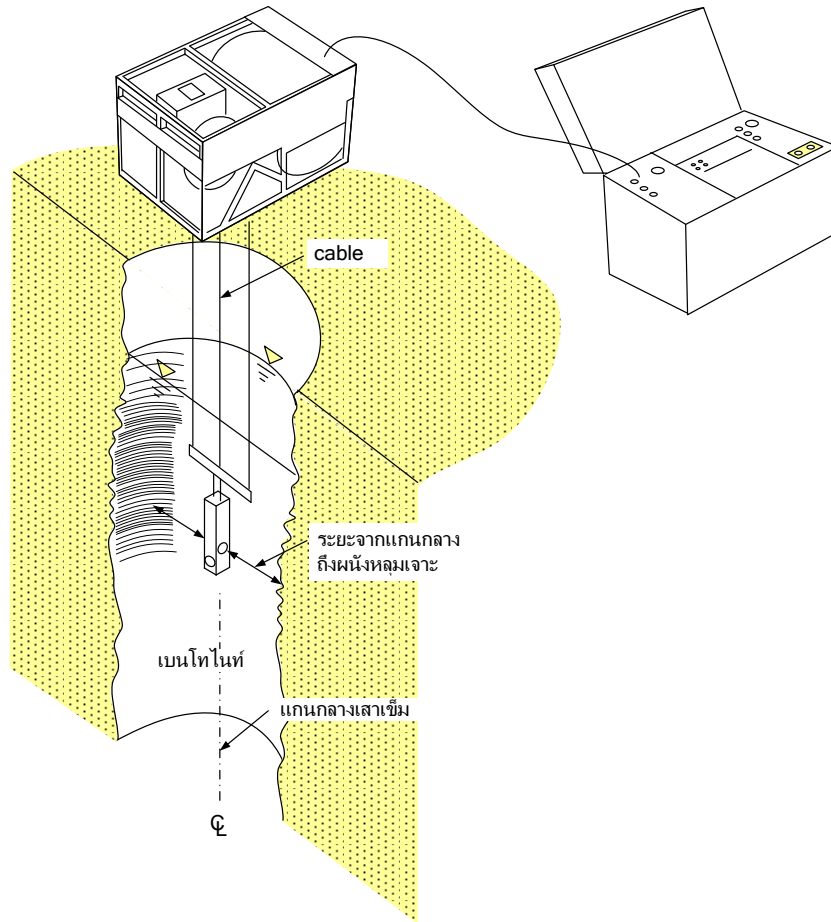
การตรวจสอบคุณภาพเสาเข็มที่ถูกฝังอยู่ในดินที่นิยมใช้ในประเทศไทยมีอยู่หลายวิธี ซึ่งส่วนใหญ่จะใช้หลักการของการเดินทางของคลื่นผ่านเนื้อคอนกรีตเสาเข็ม การทดสอบความสมบูรณ์นี้จะไม่บ่งบอกถึงกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม จะบอกได้แต่เพียงลักษณะทางกายภาพของเสาเข็มเท่านั้น

4.8.1 ตรวจสอบสภาพหลุมเจาะของเสาเข็มเจาะ

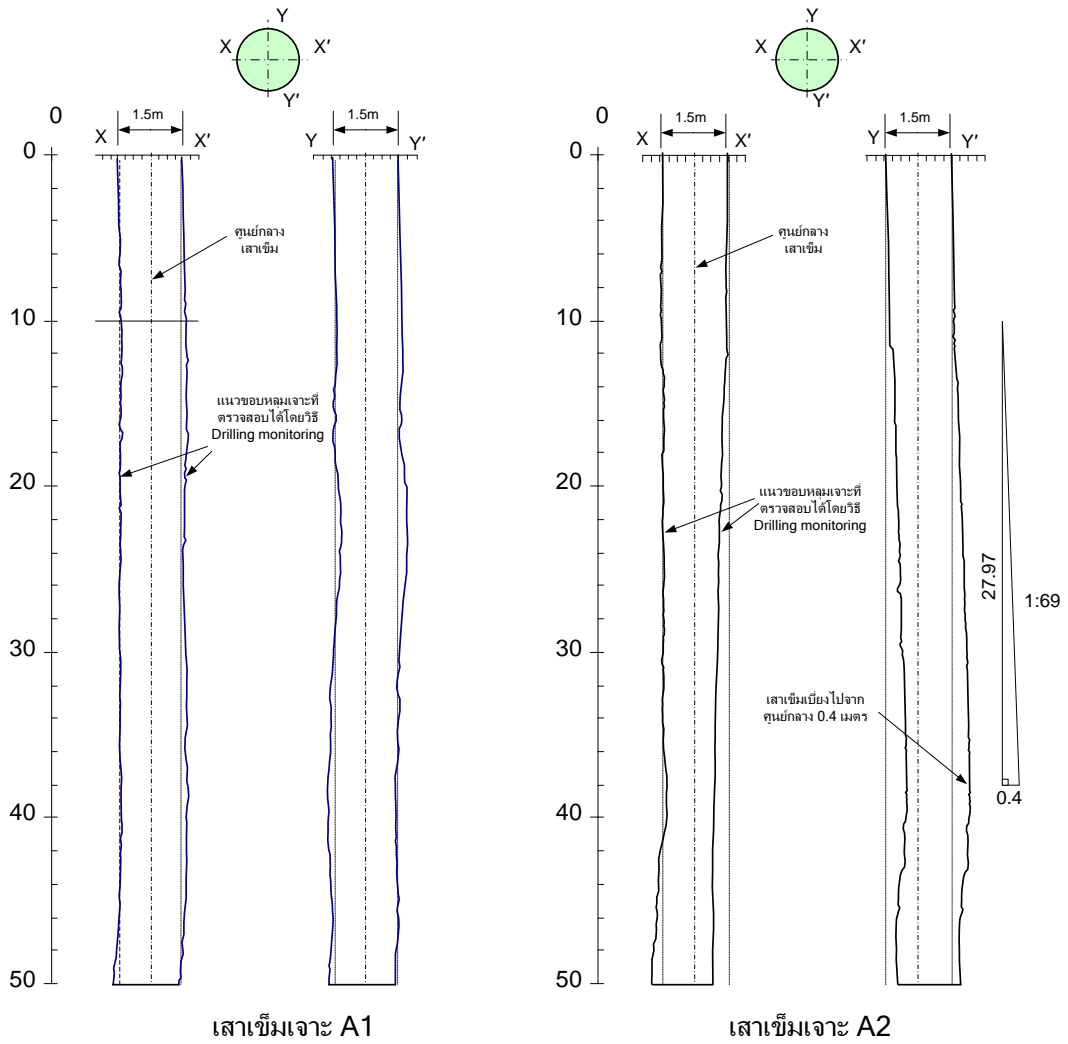
การตรวจสอบสภาพของหลุมเจาะจะกระทำเมื่อเจาะหลุมเจาะเสร็จแล้ว โดยจะใช้เครื่องมือที่เรียกว่า Drilling monitoring ดังแสดงในรูปที่ 4-63 เครื่อง drilling monitoring จะมีระบบรอกที่ทำหน้าที่ปล่อยหัวส่งและรับสัญญาณลงในหลุมเจาะที่มีตัวกลางซึ่งโดยปกติจะเป็นของเหลวที่ใช้ป้องกันหลุมเจาะพังเช่น เบนโทไนท์หรือโพลีเมอร์ ในการทดสอบเครื่องควบคุมที่อยู่บนดินจะส่งหัวทดสอบลงในหลุมเจาะ หัวทดสอบจะส่งคลื่นอัลตราโซนิคไปยังผนังหลุมเจาะและรับคลื่นสะท้อนกลับและส่งข้อมูลขึ้นมาที่ผิวดิน เครื่องที่ผิวดินจะแสดงผลออกมาเป็นรูปร่างของผนังหลุมเจาะ โดยปกติการทดสอบจะกระทำสองครั้งในทิศทางตั้งฉากกันเพื่อดูแนวเอียงของเสาเข็มในสองแกน ตัวอย่างผลที่ได้จากการทดสอบแสดงดังรูปที่ 4-66



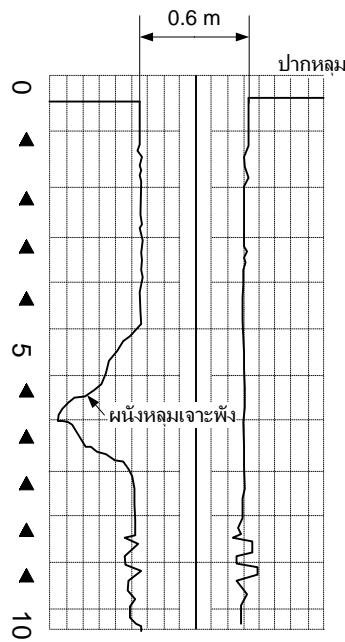
รูปที่ 4-63 การทดสอบสภาพหลุมเจาะด้วยเครื่อง Drilling monitoring



รูปที่ 4-64 ขณะทำการทดสอบสภาพของหลุมเจาะด้วยเครื่อง Drilling monitoring



รูปที่ 4-65 ตัวอย่างผลการตรวจสอบหลุมเจาะของเสาเข็มขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.5 เมตร ลึก 50 เมตร แสดงให้เห็นว่าเสาเข็มเจาะ A1 มีสภาพหลุมเจาะปกติความเอียงของหลุมเจาะไม่เกินค่าที่ยอมให้ แต่เสาเข็มเจาะ A2 มีความเอียงของหลุมเจาะสูงถึง 0.4 ในแกน Y-Y' เมตรที่ความลึก 38 เมตร

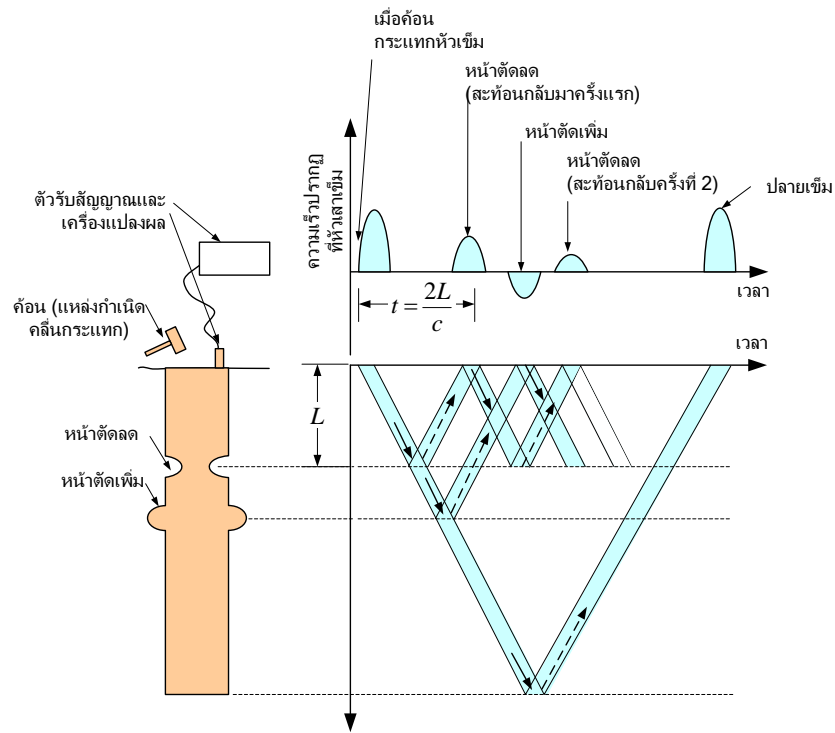


รูปที่ 4-66 ตัวอย่างผลการทดสอบหลุมเจาะกว้าง 0.6 เมตรยาว 6 เมตร ลึก 18 เมตร ด้วยเครื่อง Drilling monitoring แสดงให้เห็นแนวการพังทลายของหลุมเจาะที่ความลึก 5 ถึง 8 เมตร และดินที่พังทลายได้ตกลงสู่ก้นหลุมเจาะทำให้ความลึกเหลือเพียง 12 เมตร

4.8.2 การทดสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็มหลังจากก่อสร้างเสร็จแล้ว

4.8.2.1 การทดสอบโดยใช้คลื่นเสียง (Sonic integrity test)

การทดสอบด้วยวิธีนี้เป็นการทดสอบแบบไม่ทำลาย (Non-destructive tests) หลักการพื้นฐานของวิธีนี้คือการสังเกตการณ์สะท้อนกลับของคลื่นที่เดินทางในหัวเสาเข็ม โดยการทดสอบจะใช้คลื่นขนาดเล็กเคาะที่หัวเสาเข็มเพื่อเป็นแหล่งกำเนิดคลื่นและเมื่อคลื่นเดินทางในหัวเสาเข็มไปกระทบกับขนาดหน้าตัด หรือสตีฟเนสที่เปลี่ยนแปลงไปจะทำให้เกิดการสะท้อนกลับของคลื่น ซึ่งคลื่นที่สะท้อนกลับจะถูกตรวจจับโดย Accelerometer ซึ่งวางอยู่บนหัวเสาเข็ม



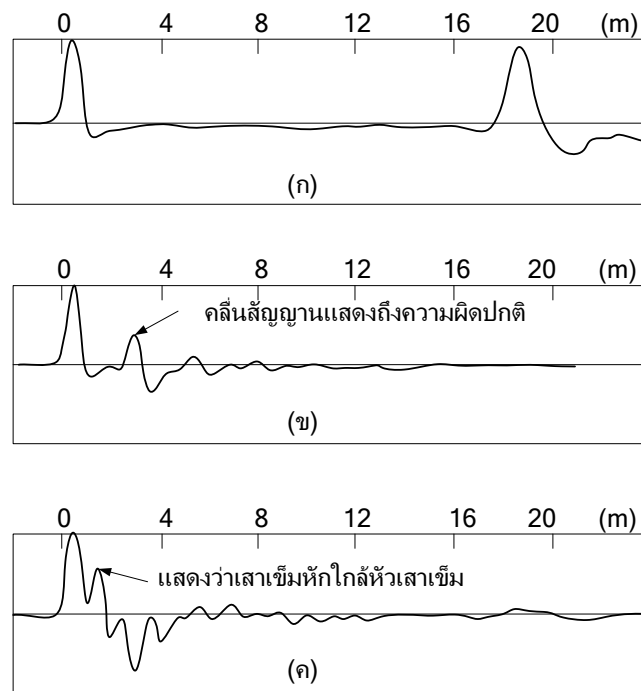
รูปที่ 4-67 หลักการ Seismic test (ณรงค์ 2548)



รูปที่ 4-68 การทำ Sonic integrity test

สำหรับตัวอย่างผลการทดสอบแสดงในรูปที่ 4-69 ในรูป (ก) ผลการทดสอบแสดงว่าเสาเข็มปกติ มีความสม่ำเสมอ และพบปลายเสาเข็มอยู่ที่ความลึกประมาณ 18 เมตร รูป (ข) แสดงถึงเสาเข็มที่มีความบกพร่องโดยที่ความบกพร่องนี้เป็นชนิดที่หน้าตัดของเสาเข็มมีขนาดเล็กลงซึ่งอาจเกิดจากรอยร้าวในเสาเข็มหรือคอนกรีตในเสาเข็มมีคุณภาพไม่ดีก็ได้ ซึ่งถ้าต้องการผลทางกายภาพอาจจะต้อง

เจาะแท่งคอนกรีตขึ้นมาดูตัวอย่างการเจาะแท่งคอนกรีตแสดงดังรูปที่ 4-70 รูป (ค) แสดงสัญญาณที่พบความผิดปกติบริเวณหัวเสาเข็ม



รูปที่ 4-69 ตัวอย่างผลการทดสอบ Seismic

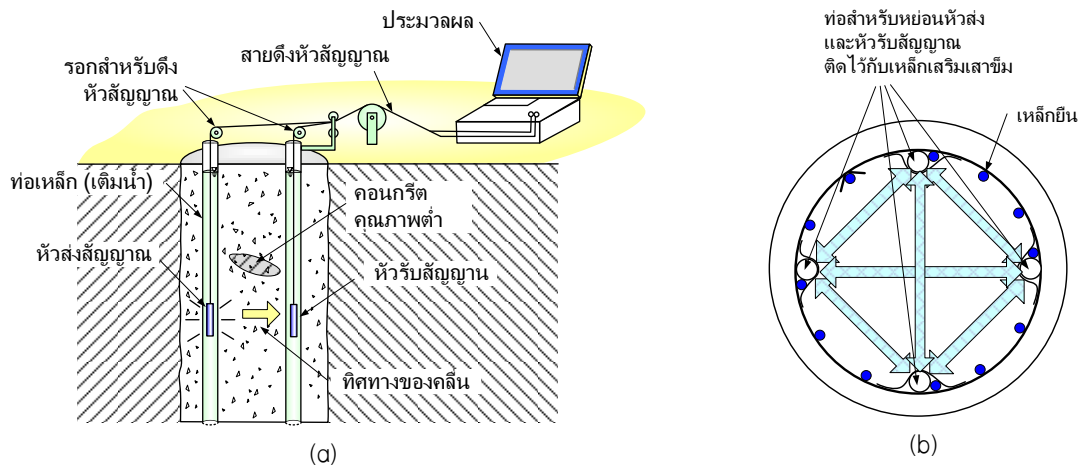
สำหรับตัวอย่างรอยร้าวในเสาเข็มนั้นจะเห็นได้อย่างชัดเจนในรูปที่ ซึ่งรอยร้าวนี้อาจเกิดได้จากหลายสาเหตุด้วยกันตัวอย่างเช่นเกิดจากการไม่ระมัดระวังในการขุดดินทำให้รถขุดดินดันเสาเข็มด้านข้างซึ่งทำให้เกิดโมเมนต์ดัดในปริมาณสูงจนกระทั่งเสาเข็มหัก ในกรณีที่ต้องการยืนยันว่าเสาเข็มหักจริงหรือไม่จะต้องเจาะแท่งคอนกรีตขึ้นมาดู ซึ่งการเจาะแท่งคอนกรีตนี้จะเสียค่าใช้จ่ายสูงมาก ดังนั้นในการก่อสร้างเสาเข็มจึงควรจะให้ความใส่ใจกับการก่อสร้างแทนที่จะละเลยและมาแก้ปัญหาภายหลัง



รูปที่ 4-70 แท่งคอนกรีตในเสาเข็มที่ถูกเจาะขึ้นมาพบว่าคอนกรีตแยกตัวจากหิน

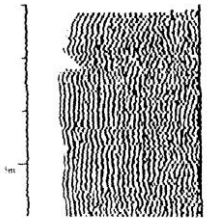
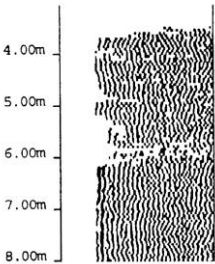
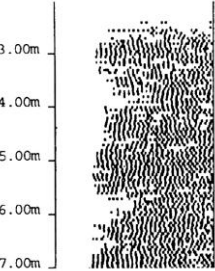
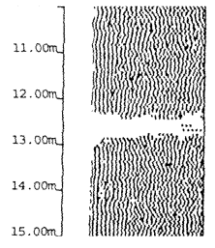
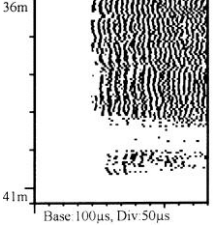
4.9 การทดสอบคุณภาพคอนกรีตเสาเข็มด้วยวิธี Sonic logging

การทดสอบชนิดนี้เป็นการทดสอบคุณภาพคอนกรีตเสาเข็มซึ่งพัฒนาขึ้นในฝรั่งเศสในช่วงปลายปี ค.ศ. 1960 หลักการของวิธีนี้คือการจับเวลาที่คลื่นเดินทางระหว่างจุดสองจุดที่ทราบระยะ ในการทดสอบจะหย่อนหัวส่งสัญญาณ (Emitter) และหัวรับสัญญาณ (Receiver) ลงในท่อบรรจุน้ำซึ่งฝังอยู่ในเสาเข็มดังรูปที่ 4-71 หัวส่งสัญญาณจะปล่อยคลื่นเสียงผ่านคอนกรีตไปยังหัวรับสัญญาณ ถ้าคอนกรีตต่อเนื่องเป็นเนื้อเดียวกันลักษณะสัญญาณที่อ่านได้จากหัวรับจะสมบูรณ์ดี แต่ถ้าคอนกรีตมีดินหรือวัตถุเจือปนหรือคอนกรีตแยกตัวจะมีผลต่อการส่งผ่านสัญญาณ ซึ่งตัวอย่างผลการทดสอบของเสาเข็มที่ผิดปกติและสาเหตุของความผิดปกติแสดงดังตารางที่ 4-16



รูปที่ 4-71 การทดสอบด้วยเครื่องมือ Sonic logging (a) รูปตัดด้านข้างของการทดสอบ Cross-hole sonic logging (b) รูปตัดแสดงตำแหน่งของท่อสำหรับหย่อนหัวส่งสัญญาณและหัวรับสัญญาณ โดยการตรวจสอบจะมีผลเฉพาะส่วนที่แรง

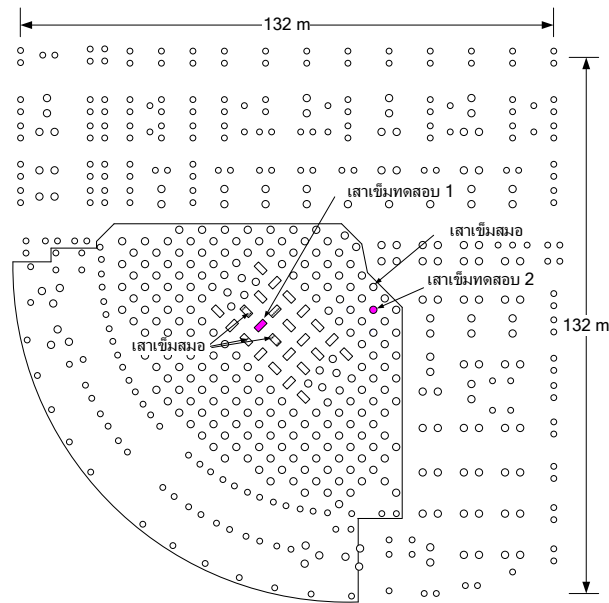
ตารางที่ 4-16 ตัวอย่างผลการทดสอบคุณภาพคอนกรีตเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 1.20 เมตร ความลึก 41 เมตร ด้วย Sonic logging test (ศรีวรรณวิทย์_ภัคพงศ์, จรุง_หิรัญอ่อน et al. 2542)

ผลการทดสอบที่ผิดปกติ	สาเหตุของปัญหา
	Sonic Logging Profile แสดงคลื่นสัญญาณผิดปกติโดยสัญญาณขาดช่วงบริเวณด้านบนของเสาเข็มที่ระดับ 3 เมตร เมื่อทำการขุดดินจนถึงระดับคอนกรีต ในระดับนั้นพบก้อนดินแทรกตัวอยู่
	Sonic Logging Profile แสดงคลื่นสัญญาณผิดปกติบริเวณหัวเข็มเมื่อทำการขุดดินถึงระดับ พบว่าคอนกรีตเป็นปูนทราย (mortar) เนื่องจากคอนกรีต Bleeding
	Sonic Logging Profile แสดงคลื่นสัญญาณผิดปกติที่ระดับ 3 ถึง 7 เมตร เมื่อขุดดินถึงระดับดังกล่าวเพื่อซ่อมแซม พบคอนกรีตกำลังต่ำมีตะกอนเบนโทไนท์ปน
	Sonic Logging Profile แสดงคลื่นสัญญาณผิดปกติโดยขาดหายไปที่ระดับ 12.5 ถึง 13.0 เมตรเมื่อทำการเจาะ Coring เก็บตัวอย่างคอนกรีตที่ระดับดังกล่าว พบว่ามีตะกอนดินปนเปื้อนเบนโทไนท์
	Sonic Logging Profile แสดงคลื่นสัญญาณขาดหายไปที่บริเวณก้นหลุมเจาะ (ลึกประมาณ 41 เมตร) เนื่องจากก้นหลุมมีตะกอนมาก คอนกรีตที่เทลงไปไม่สามารถแทนที่ตะกอนก้นหลุมได้หมด และคอนกรีตผสมกับสารละลายเบนโทไนท์เต็มหน้าตัด ทำให้คอนกรีตมีกำลังต่ำ จากผล coring พบคอนกรีตแยกตัวผสมเบนโทไนท์ที่ปลายเสาเข็ม

4.10 การทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม

การทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มจะต่างจากการตรวจสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็มตรงที่การทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มจะทราบพฤติกรรมของเสาเข็มเมื่อรับแรงกระทำ โดยปกติแล้วการทดสอบเสาเข็มจะเป็นการทดสอบการรับแรงกดตามแกน ซึ่งการทดสอบจะเป็นการยืนยัน

ว่าเสาเข็มที่ทดสอบนั้นสามารถรับแรงกดตามที่ได้ออกแบบไว้ได้ โดยปกติแล้วจะทำการทดสอบเสาเข็มต้นที่ใช้งานจริงดังรูปที่ 4-72



รูปที่ 4-72 ตำแหน่งของเสาเข็มใช้งานที่ใช้ทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุก

4.10.1 การทดสอบด้วยวิธีสถิตยศาสตร์ (Static pile load test)

ในการทดสอบเสาเข็มส่วนใหญ่จะอ้างอิงมาตรฐาน ASTM ซึ่งจำแนกตามลักษณะของแรงกระทำต่อเสาเข็มได้ 3 ประเภทได้แก่

- ASTM D 1143-81 มาตรฐานสำหรับการทดสอบเสาเข็มด้วยแรงกด
- ASTM D 3689-83 มาตรฐานสำหรับการทดสอบเสาเข็มด้วยแรงดึง
- ASTM D 3966-81 มาตรฐานสำหรับการทดสอบเสาเข็มด้วยแรงดันด้านข้าง

ในการทดสอบเสาเข็มจะมีคำที่ใช้เรียกเสาเข็มดังตารางที่ 4-17

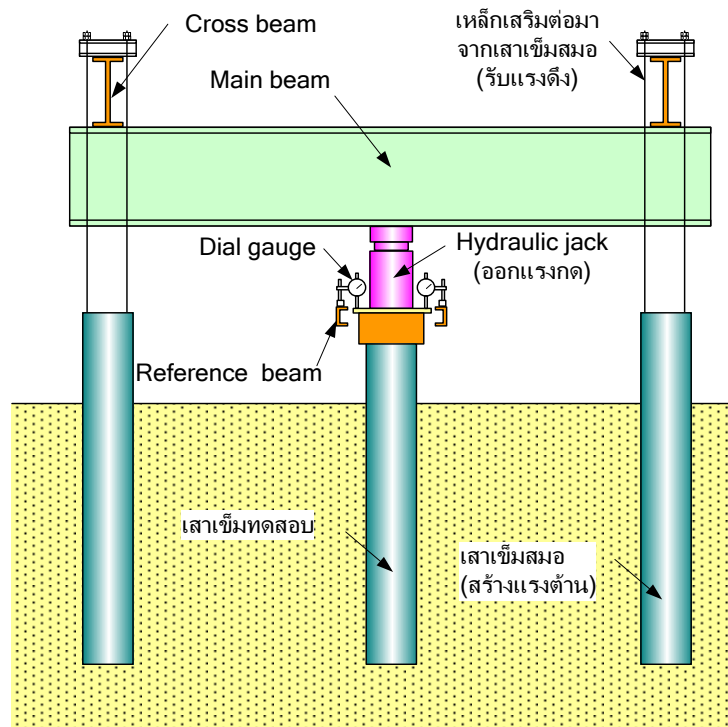
ตารางที่ 4-17 คำที่ใช้ในการทดสอบเสาเข็ม

ชื่อเรียก	ความหมาย
Test pile	เสาเข็มที่ถูกทดสอบโดยให้แรงกระทำต่อเสาเข็ม
Working pile	เสาเข็มใช้งานที่เป็นส่วนรองรับโครงสร้าง
Preliminary pile/ Pilot pile	เสาเข็มทดสอบที่ถูกสร้างขึ้นมาก่อนการก่อสร้างเสาเข็มจริง เสาเข็มชนิดนี้จะไม่ใช้เสาเข็มใช้งานที่รับโครงสร้างแต่จะใช้เพื่อการทดสอบเท่านั้น โดยตำแหน่งของเสาเข็มชนิดนี้ควรจะทดสอบไม่ห่างจากเสาเข็มใช้งาน
Specified Working Load	แรงที่กระทำต่อหัวเสาเข็มซึ่งระบุไว้ในข้อกำหนดของแบบโครงสร้าง
Proof Load (แรงทดสอบพิสูจน์)	แรงที่กระทำต่อเสาเข็มใช้งาน (Working pile) เพื่อที่ยืนยันว่าเสาเข็มนั้นสามารถรับแรงกระทำได้โดยมีการทรุดตัวตามที่ระบุ

การทดสอบด้วยวิธีสถิตยศาสตร์ คือการทดสอบเสาเข็มโดยการเพิ่มแรงกระทำต่อหัวเสาเข็มอย่างช้าๆ มีลักษณะการทดสอบอยู่ 2 ชนิดคือ

- วิธี Constant Rate of Penetration (CRP) – เป็นการทดสอบโดยเพิ่มแรงกดอย่างต่อเนื่องด้วยอัตราการกดที่คงที่จนกระทั่งถึงจุดวิบัติ อัตราการกดอาจเท่ากับ 0.75 mm/min สำหรับ friction pile ในดินเหนียว และ 1.55 mm/min สำหรับ end bearing pile ในดินทราย
- วิธี Maintained load (ML) test – เป็นการเพิ่มแรงกดทดสอบเป็นขั้น จนแรงกดสุดท้ายมีค่าเท่ากับ 1.5 – 2 เท่าของน้ำหนักบรรทุกที่ใช้งาน (Working load) ในการทำการทดสอบจะบันทึกค่าทรุดตัวของเสาเข็มต่อเวลาไว้ทุกขั้นการเพิ่มแรงกด ก่อนการเพิ่มแรงกดขั้นต่อไปต้องรอจนกระทั่งอัตราการทรุดตัวน้อยกว่า 0.25mm/hr การทดสอบนี้อาจจะทดสอบจนถึงจุดวิบัติก็ได้ วิธีการทดสอบนี้เหมาะกับการทดสอบตามสัญญาโดยเฉพาะการทดสอบ proof load กับเสาเข็มที่เป็นเสาเข็มใช้งาน (working pile)

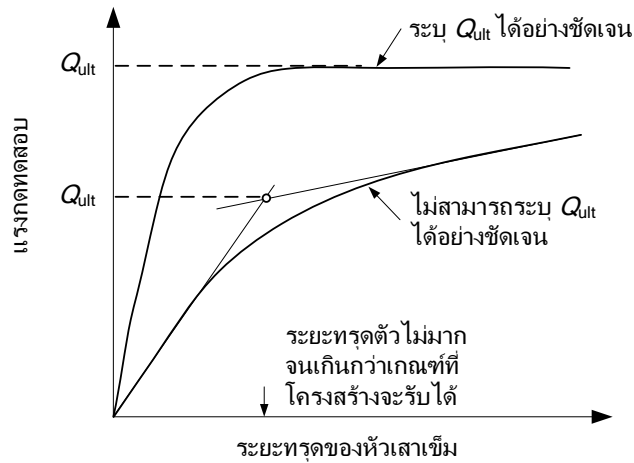
ในการเพิ่มแรงกดจะใช้แม่แรงดันหัวเสาเข็ม ซึ่งในการทดสอบจำเป็นจะต้องสร้างแรงกดทับแม่แรงเอาไว้เพื่อเป็นแรงปฏิกิริยา วิธีที่ใช้กันก็คือการใช้ (1) น้ำหนักกดทับและ (2) วิธีใช้เสาเข็มสมอเพื่อสร้างแรงต้านที่เป็นแรงดึง การทดสอบจะวัดระยะยุบตัวของหัวเสาเข็มเนื่องจากแรงกด ผลการทดสอบจะแสดงอยู่ในรูปของกราฟระยะทรุดของหัวเสาเข็มที่สัมพันธ์กับน้ำหนักกดทดสอบ และระยะทรุดของหัวเสาเข็มกับเวลา จากกราฟจะสามารถระบุถึงกำลังประลัยของเสาเข็มได้ แต่ในบางกรณีที่ไม่สามารถระบุกำลังประลัยของเข็มได้อย่างชัดเจน อาจจะต้องใช้วิธีเชิงประสบการณ์ในการหาลำดับประลัยของเสาเข็ม ตัวอย่างวิธีที่ง่ายที่สุดถือเป็นการหาจุดตัดของเส้นตรงสองเส้นที่ลากสัมผัสกราฟการทดสอบเสาเข็มดังรูปที่ 4-75 ผลการทดสอบจะแสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกดกับระยะทรุดของหัวเสาเข็ม สำหรับวิธีอื่นๆในการหาลำดับประลัยของเสาเข็มได้แก่วิธีเกณฑ์ของ Vesic et al. (1977-1) ซึ่งเป็นที่ยอมรับกันได้โดยทั่วไป เกณฑ์นี้ระบุว่ากำลังประลัยของเสาเข็ม Q_{ult} คือน้ำหนักกดที่ทำให้เกิดการทรุดตัว 10 เปอร์เซ็นต์ของความกว้างเสาเข็มในกรณีของเสาเข็มตอกและ 25 เปอร์เซ็นต์ของความกว้างเสาเข็มในกรณีของเสาเข็มเจาะ



รูปที่ 4-73 การทดสอบเสาเข็มโดยใช้แรงต้านเป็นเสาเข็มสมอ

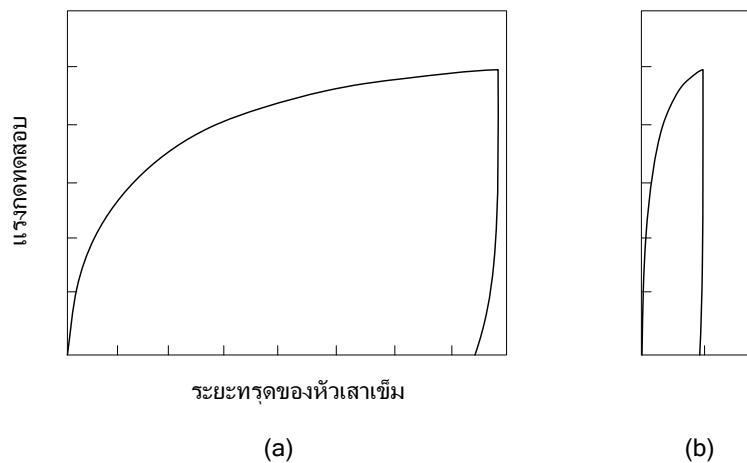


รูปที่ 4-74 การทดสอบเสาเข็ม



รูปที่ 4-75 ตัวอย่างวิธีการหาค่ากำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็มด้วยวิธีอย่างง่าย (Budhu 2000)

สิ่งที่ต้องระวังในการระบุกำลังประลัยของเสาเข็มจากผลการทดสอบก็คือสัดส่วนของกราฟ รูปที่ 4-76 แสดงกราฟสองรูปที่เขียนขึ้นมาจากข้อมูลการทดสอบชุดเดียวกัน แต่ใช้สัดส่วนต่างกันจะมีผลต่อการระบุกำลังประลัยของเสาเข็ม ดังนั้นจึงได้มีการใช้กฎทางคณิตศาสตร์มาช่วยในการระบุกำลังประลัยของเสาเข็มจากผลการทดสอบ ซึ่งจะทำให้การวิเคราะห์ผลเพื่อระบุกำลังประลัยไม่ขึ้นกับสัดส่วนของกราฟ และไม่ขึ้นกับผู้วิเคราะห์ด้วย สำหรับวิธีการวิเคราะห์จะไม่กล่าวในที่นี้ ผู้สนใจจะศึกษาต่อสามารถศึกษาได้จากบทความของ Fellenius (Fellenius 1980; Fellenius 1990) ซึ่งได้สรุปบางส่วนไว้ในหัวข้อ 4.10.2



รูปที่ 4-76 กราฟรูปเดียวกันที่มีสัดส่วนไม่เท่ากัน จะมีผลต่อการระบุกำลังประลัยของเสาเข็ม

ข้อกำหนดในการทดสอบเสาเข็มด้วยวิธีสถิตยศาสตร์

ตามพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522

ในการคำนวณฐานรากบนเสาเข็มที่มีเอกสารจากสถาบันที่เชื่อถือได้แสดงผลการทดสอบคุณสมบัติของดิน หรือมีการทดสอบหาค่าล้างแบกทานของเสาเข็มในบริเวณก่อสร้างหรือใกล้เคียง ให้ใช้ค่าล้างแบกทานของเสาเข็มไม่เกินอัตรา ดังต่อไปนี้

1. ค่าล้างแบกทานของเสาเข็มที่คำนวณจากการทดสอบคุณสมบัติของดินให้ใช้ค่าล้างแบกทานได้ไม่เกินร้อยละ 40 ของน้ำหนักบรรทุกทุกสูงสุด

2. ค่าล้างแบกทานของเสาเข็มที่ได้จากการทดสอบให้ใช้ค่าล้างแบกทานได้ไม่เกินร้อยละ 50 ของน้ำหนักบรรทุกทุกสูงสุด

ในการทดสอบค่าล้างแบกทานของเสาเข็ม อัตราการทรุดตัวและการทรุดตัวของเสาเข็มเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกสูงสุดจะต้องอยู่ในเกณฑ์ดังต่อไปนี้

1. การทรุดตัวทั้งหมดของเสาเข็มจากรับน้ำหนักบรรทุกทุกสูงสุด แล้วปล่อยให้ตั้งไว้เป็นเวลา 24 ชั่วโมง ต้องไม่เกิน 25 มิลลิเมตร

2. อัตราการทรุดตัวเฉลี่ยของเสาเข็มหลังจากรับน้ำหนักบรรทุกทุกสูงสุด แล้วปล่อยให้ตั้งไว้เป็นเวลา 24 ชั่วโมงต้องไม่เกิน 0.25 มิลลิเมตรต่อชั่วโมง

3. การทรุดตัวสุทธิของเสาเข็มหลังจากปล่อยให้รับน้ำหนักบรรทุกทุกสูงสุดเป็นเวลา 24 ชั่วโมง แล้วคลายน้ำหนักบรรทุกจนหมดปล่อยให้ตั้งไว้โดยไม่รับกวนอีก 24 ชั่วโมงต้องไม่เกิน 6 มิลลิเมตร

ตามข้อกำหนดของกรมทางหลวง

3. วิธีการทดสอบ

3.1 น้ำหนักสูงสุดที่ใช้ในการทดสอบจะเป็น 2 เท่า ของน้ำหนักปลอดภัยที่ใช้ในการออกแบบ

3.2 เพิ่มน้ำหนักทดสอบขั้นตอนและประมาณ 1 ใน 10 ของน้ำหนักสูงสุดที่กำหนดไว้

3.3 ก่อนเพิ่มน้ำหนักแต่ละขั้นตอนต้องรักษาน้ำหนักไว้ไม่น้อยกว่า 1 ชั่วโมง และอัตราการทรุดตัวต้องไม่มากกว่า 0.02 มิลลิเมตร ต่อนาที จึงจะเพิ่มน้ำหนักขึ้นต่อไปได้ เมื่อเพิ่มน้ำหนักสูงสุดที่ใช้ในการทดสอบ และไม่แสดงลักษณะว่าถึงจุดประลัย (ULTIMATE) ให้รักษาน้ำหนักไว้ 1 ชั่วโมง ก่อนจะเริ่มลดน้ำหนัก

3.4 ให้ลดน้ำหนักลงขั้นตอนละ ร้อยละ 25 ของน้ำหนักที่ใช้ในการทดสอบใช้เวลาขั้นตอนละ 1 ชั่วโมง หรือจนกว่าการคืนตัวหมดไป

3.5 บันทึกการทรุดตัวทุกครั้ง ก่อนและหลังการเปลี่ยนน้ำหนักและทุก ๆ 1, 2, 5, 10, 20, 40 และ 60 นาที

3.6 ในกรณีที่รักษาน้ำหนักทดสอบไว้จนครบ 1 ชั่วโมงแล้ว แต่อัตราการทรุดตัวยังสูงกว่า 0.02 มิลลิเมตรต่อนาที ให้คงน้ำหนักทดสอบนั้นไว้อีก 1 ชั่วโมง หากอัตราการทรุดตัวยังสูงกว่า 0.02 มิลลิเมตรต่อนาทีอีก ให้ยกเลิกการทดสอบนั้น และให้ถือเป็นน้ำหนักบรรทุกสูงสุด เพื่อใช้ในการคำนวณหาค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของพื้นดินต่อไป แต่หากอัตราการทรุดตัวในชั่วโมงที่ 2 ต่ำกว่า 0.02 มิลลิเมตรต่อนาที และการทรุดตัวทั้งหมด (TOTAL SETTLEMENT) ไม่มากกว่า 25 มิลลิเมตร ก็ให้ดำเนินการทดสอบขึ้นน้ำหนักบรรทุกต่อไป จนถึงน้ำหนักทดสอบสูงสุดตามข้อ 3.3, 3.4 และ 3.5

4. เกณฑ์การตัดสิน

4.1 ในระหว่างเวลาทดสอบ ถ้าปรากฏว่าการทรุดตัวรวมกันเกินกว่า 25 มิลลิเมตร หรืออาการทรุดตัวเร็วเกิน 0.02 มิลลิเมตรต่อนาที หรือไม่สิ้นสุดลงภายใน 2 ชั่วโมงแล้ว ผู้ว่าจ้างมีสิทธิ์ที่จะสั่งเลิกการทดสอบครั้งนี้ และให้เริ่มทำการทดสอบใหม่ ตามที่ผู้ว่าจ้างจะกำหนดหรือตัดสินว่า น้ำหนักที่ใช้ทดสอบถึงขณะนั้นเป็นน้ำหนักสูงสุด ให้นำไปใช้ในการคำนวณหาค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของพื้นดินได้

4.2 ถ้าดำเนินการทดสอบตามขั้นตอนต่าง ๆ แล้ว การทรุดตัวทั้งหมดไม่เกิน 25 มิลลิเมตร และไม่แสดงลักษณะว่าถึงจุดประลัย ก็ให้ถือว่าผลการทดสอบนี้พอกับความต้องการ



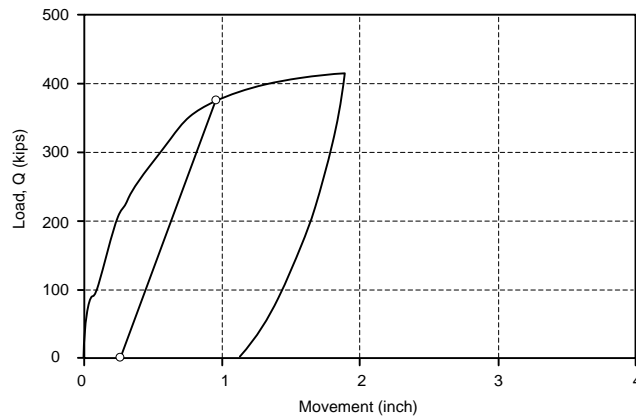
รูปที่ 4-77 ในการทดสอบอาจจะใช้ก้อนคอนกรีตเพื่อสร้างแรงกดก็ได้แต่ต้องระวังเรื่องการวิบัติของดินที่รองรับก้อนน้ำหนัก ตัวอย่างการวิบัติในภาพเป็นการวิบัติของกองก้อนคอนกรีตจำนวนมากกว่า 1000 ก้อน น้ำหนักรวม 2800 ตัน ที่ใช้ทดสอบเสาเข็มในประเทศสิงคโปร์¹

4.10.2 การวิเคราะห์ผล Static load test

4.10.2.1 Davisson offset limit

วิธี Offset limit เสนอโดย Davisson (1972) ดังรูปที่ 4-78 ซึ่งเป็น Load-movement ของการทดสอบเสาเข็มแบบ Static ต่อเสาเข็มขนาด 300 มิลลิเมตร Limit Load ที่กำหนดโดยวิธีนี้คือ Load ที่สัมพันธ์กับ movement ที่เกินกว่า elastic compression ของเสาเข็มไปอีก 4 มิลลิเมตรบวกกับตัวคูณซึ่งเท่ากับเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มหารด้วย 120 ($4\text{mm} + b/120$) ดังนั้นเสาเข็มที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 300 มิลลิเมตร จะมีค่า Offset เท่ากับ 6 มิลลิเมตร

¹ ภาพจาก asiaone news, January 16, 2011; <http://news.asiaone.com/News/AsiaOne%2BNews/Singapore/Story/A1Story20110116-258499.html>



รูปที่ 4-78 เกณฑ์การหา Limit load ของ Davisson

4.10.2.2 Brinch Hansen failure load

ในปี 1963 Hansen ได้เสนอนิยามสำหรับ Pile capacity ว่าคือ load ที่ให้ค่าการทรุดตัวของหัวเสาเข็มเป็น 4 เท่าของการทรุดตัวที่ได้จาก 80 เปอร์เซ็นต์ของ load นั้น ถ้าใช้วิธีนี้เราจะหา Ultimate load ได้โดยเขียนกราฟโดยให้แกนนอนเป็นการทรุดตัวของหัวเสาเข็ม และแกนตั้งเป็นรากที่สองของการทรุดตัวหารด้วย load ดังรูปที่ 4-79

จากนั้นใช้สมการต่อไปนี้ในการคำนวณ Q_{ult} และการทรุดตัว δ_{ult}

$$Q_{ult} = \frac{1}{2\sqrt{C_1 C_2}} \tag{4.17}$$

$$\delta_{ult} = \frac{C_2}{C_1} \tag{4.18}$$

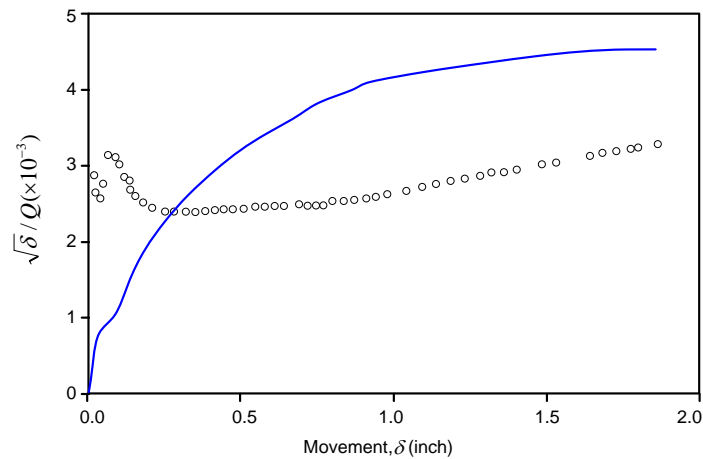
โดยที่

Q_{ult} = Ultimate load

δ_{ult} = ระยะทรุดตัวที่ Ultimate load

C_1 = ความชันของกราฟส่วนที่เป็นเส้นตรง

C_2 = ค่าตัดแกน y ของกราฟส่วนที่เป็นเส้นตรง



รูปที่ 4-79 เกณฑ์การหา Limit load ของ Hansen ซึ่งนิยมเรียกว่าเกณฑ์ 80 เปอร์เซ็นต์

ในการใช้เกณฑ์ 80 เปอร์เซ็นต์นี้สิ่งสำคัญที่จะต้องตรวจสอบคือจุดที่ $0.8Q_{ult}/0.25\delta_{ult}$ จะต้องอยู่บนเส้น load-settlement ที่ได้จากการทดสอบจริง

ตารางที่ 4-18 สรุป settlement/failure load criteria สำหรับการทดสอบเสาเข็ม คัดลอกบางส่วนจาก (Charles, Simons et al. 2004)

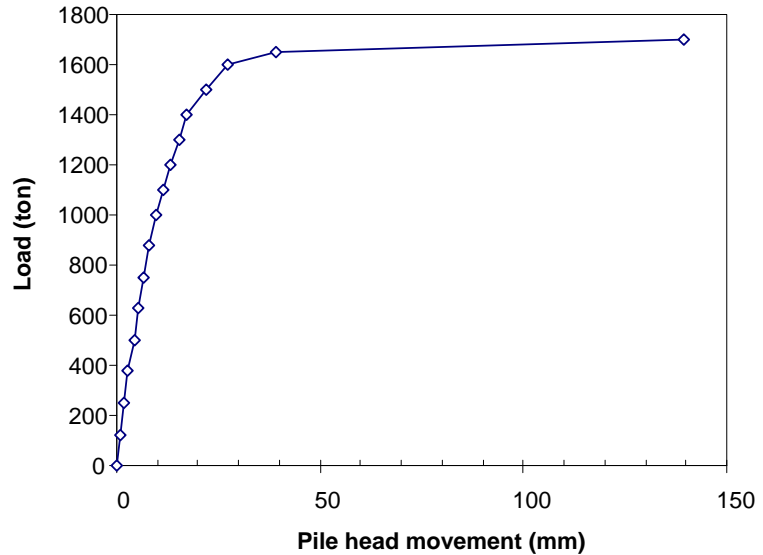
วิธี	เกณฑ์	ชนิดการทดสอบ/ชนิด และขนาดของเสาเข็ม
10 เปอร์เซ็นต์ของเส้นผ่านศูนย์กลาง เสนอไว้ใน BSI (1986); EC7 (BSI, 1997); ISSMFE (1985); Norway	Failure load คือ load ที่ทำให้หัวเสาเข็มทรุดลงเท่ากับ 10 เปอร์เซ็นต์ของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม	ไม่มีข้อมูล
Davisson criterion (1972) แนะนำโดย CGS 1975, BD (1997), NAVFAC (1982), Norway	$\Delta_M < 4\text{mm} + b/120 + PL / AE$ Δ_M คือระยะทรุดของหัวเสาเข็มที่ limit load	ใช้กับ Static load test, และใช้กับ quick maintained load test ที่ไม่ได้ทำ unloading
Brinch Hansen 80% criterion (1963) แนะนำโดย CGS (1963)	Failure load คือ load ที่ทำให้เกิดการทรุดของหัวเสาเข็มเป็น 4 เท่าของการทรุดตัวที่ 80 เปอร์เซ็นต์ของ failure load	ไม่ระบุ, ใช้กับ slow, quick maintained load test, constant rate of penetration test

ตัวอย่างที่ 4.7 จากผลการทดสอบเสาเข็มขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1200 มิลลิเมตร ฝังลงในดิน 46 เมตร และมีค่า $E = 2.55 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ จงหา

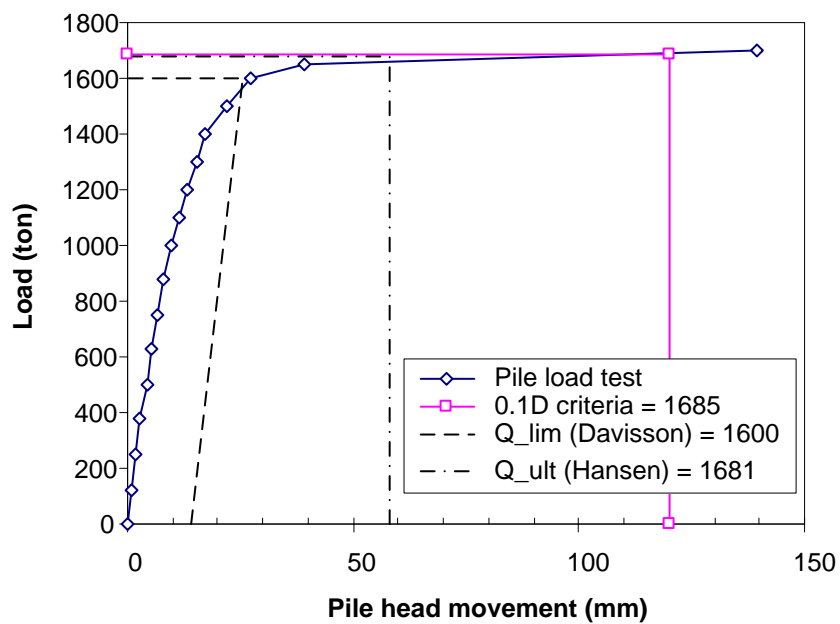
- Ultimate load โดยใช้เกณฑ์ 10 เปอร์เซ็นต์ของการทรุดตัวของหัวเสาเข็ม
- Limit load โดยใช้เกณฑ์ของ Davisson

- Ultimate load โดยใช้เกณฑ์ 80 เปอร์เซ็นต์ของ Hansen

Load (ton)	Movement (mm)
0	0.000
125	0.770
250	1.708
375	2.630
500	4.215
625	5.175
750	6.685
875	7.830
1000	9.673
1100	11.295
1200	13.233
1300	15.508
1400	17.330
1500	21.943
1600	27.310
1650	39.018
1700	139.270



รูปที่ 4-80 ผลการทดสอบเสาเข็ม

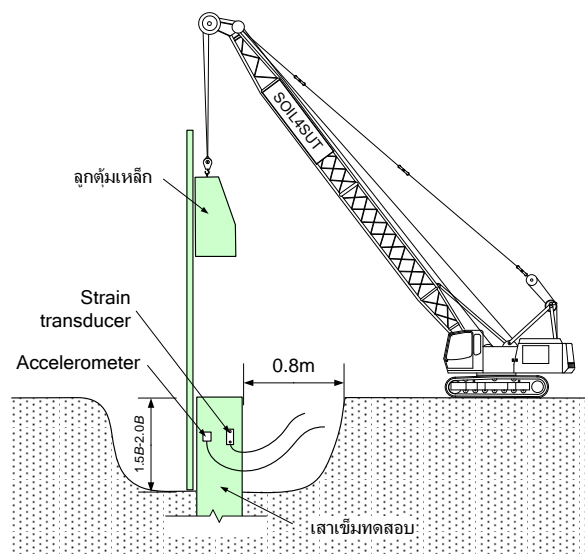


รูปที่ 4-81 ผลการวิเคราะห์ผลการทดสอบเสาเข็มสำหรับตัวอย่างที่ 3.7

4.10.3 การทดสอบด้วยวิธีพลศาสตร์ (Dynamic pile load test)

การทดสอบด้วยวิธีนี้เป็นการทดสอบที่ทำให้ทราบกำลังของเสาเข็มโดยการไม่ทำลายเสาเข็ม การทดสอบด้วยวิธีนี้มีราคาต่ำกว่า Static pile load test เนื่องจากใช้เวลาการทดสอบสั้น ไม่ต้องการ

หน้าหนักกดทับ รูปที่ 4-82 แสดงการจัดเตรียมเครื่องมือที่ใช้ทดสอบ การทดสอบกระทำได้ทั้งในระหว่างการตอกเสาเข็มซึ่งเรียกว่า Initial driving test หรือการทดสอบหลังจากที่ตอกเสาเข็มเสร็จ และทั้งไว้จนกระทั่งแรงดันที่เกิดขึ้นจากการก่อสร้างเสาเข็มกลับสู่สภาพปกติ (Restrike test) ก่อนการทดสอบจะต้องจัดเตรียมหัวเสาเข็มให้เรียบ ในการทดสอบจะวัดความเครียดที่เกิดขึ้นด้วย Strain transducer และวัดความเร่งที่เกิดขึ้นด้วย Accelerometer ในการทดสอบจะยกตุ้มทดสอบด้วยระยะความสูง 3-4 ค่าโดยครั้งแรกสูงประมาณ 20-50 ซม. และปล่อยให้ตกกระทบบนหัวเสาเข็ม ผลการทดสอบจะได้จากการนำข้อมูลจาก Strain transducer และ Accelerometer ไปวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ตัวอย่างเช่น CAPWAP เป็นต้น



รูปที่ 4-82 การเตรียมเครื่องมือเพื่อทำ Dynamic load test

ผลที่ได้จากการวัดจะเป็นแรงที่หัวเสาเข็มและความเร็วที่หัวเสาเข็มตั้งสมการ ซึ่งความเร็วที่หัวเสาเข็มนั้นสามารถแปลงเป็นแรงที่หัวเสาเข็มได้โดยใช้สมการ

$$F = \frac{vEA}{c} \quad (4.19)$$

F คือแรงที่วัดได้จาก Strain transducer

v คือความเร็วที่หัวเสาเข็ม

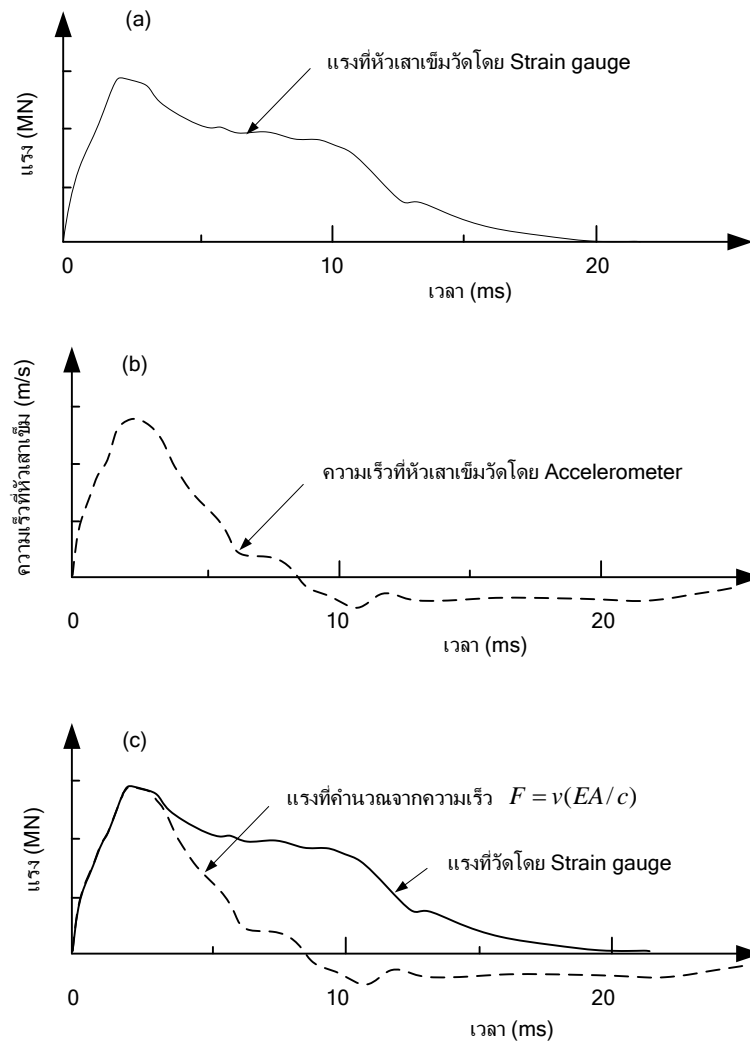
E ค่า Modulus of elasticity ของวัสดุเสาเข็ม

A พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม

c ความเร็วของคลื่นที่เดินทางในเสาเข็ม

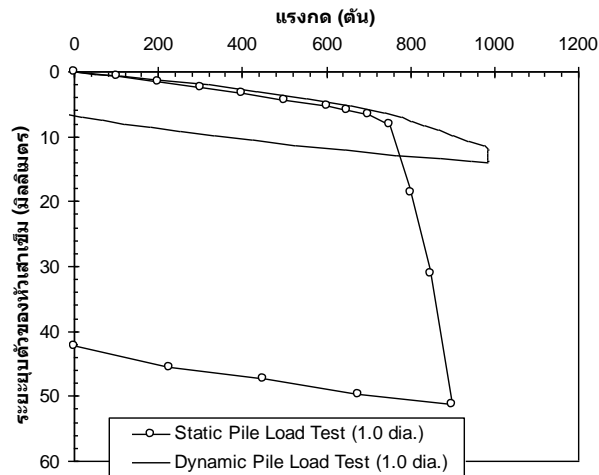
ซึ่งผลการทดสอบมักจะแสดงในรูปของแรงที่วัดได้ที่หัวเสาเข็มต่อเวลา และความเร็วที่หัวเสาเข็มต่อเวลา และจะมีการเปรียบเทียบระหว่างแรงที่คำนวณจากความเร็วที่หัวเสาเข็มกับแรงที่ได้จาก

การทดสอบ ซึ่งถ้าเข็มมีหน้าตัดคงที่และไม่มีความบกพร่อง แรงที่หัวเสาเข็มที่ได้จากการคำนวณจะเท่ากับแรงที่หัวเสาเข็มที่ได้จากการวัดโดย strain gauge

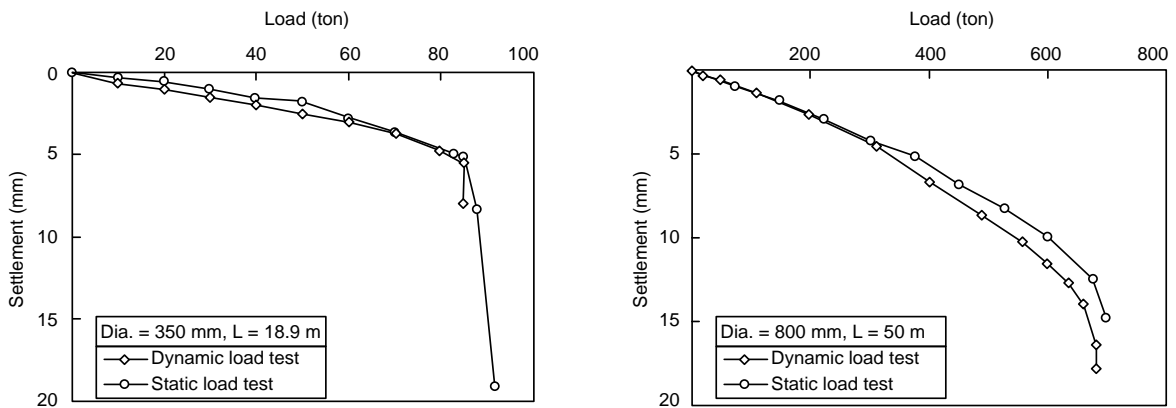


รูปที่ 4-83 ตัวอย่าง (a) ผลการวัดแรงที่หัวเสาเข็มโดยใช้ strain gauge (b) ผลการวัดความเร็วที่หัวเสาเข็มโดยใช้ Accelerometer และ (c) เปรียบเทียบแรงที่หัวเสาเข็มที่ได้จากการคำนวณกับแรงที่วัดได้โดยใช้ Accelerometer

ตัวอย่างผลการทดสอบเสาเข็มด้วยวิธี Dynamic load test เปรียบเทียบกับผลการทดสอบด้วยวิธี Static load test แสดงในรูปที่ 4-84

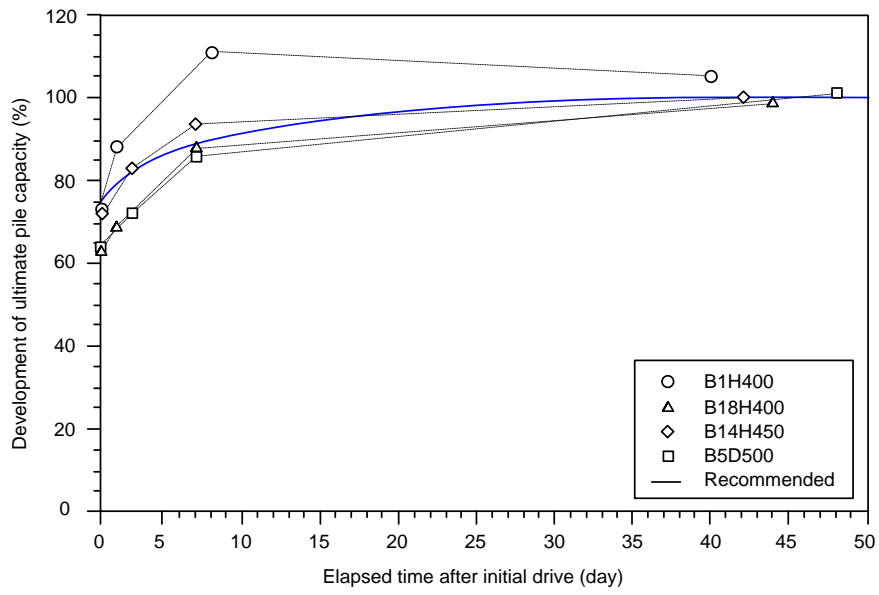


รูปที่ 4-84 ผลการทดสอบด้วย Dynamic load test เปรียบเทียบกับผลการทดสอบด้วย Static load test เสาเข็มทดสอบมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 1000 มิลลิเมตร ปลายเสาเข็มอยู่ที่ความลึกประมาณ 40 เมตร

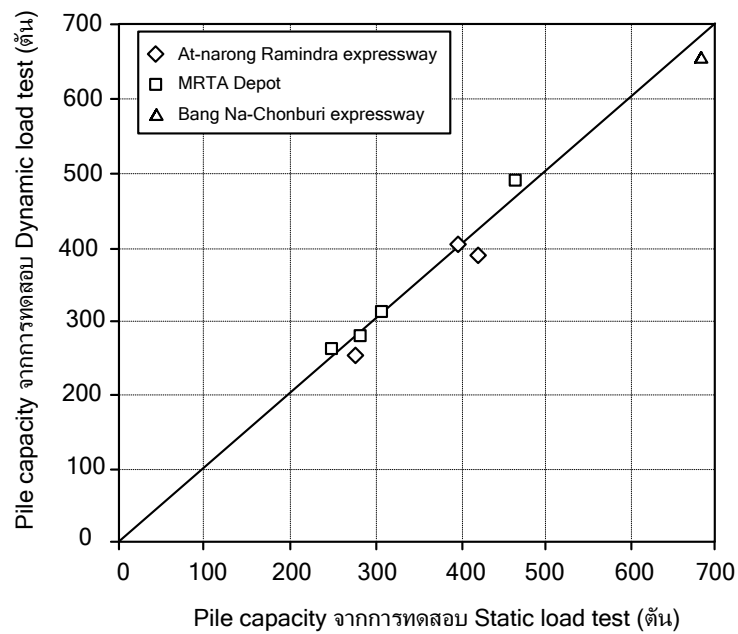


รูปที่ 4-85 เปรียบเทียบผลการทดสอบ Static load test กับ Dynamic load test ของเสาเข็มเจาะ ที่มีขนาดต่างกัน (Vasinvartana and Kampananon 1997)

กรณีศึกษาอีกกรณีหนึ่งได้แก่การเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มตอกที่ระยะเวลาการตอกต่างกัน ดังรูปที่ 4-86 และเมื่อเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มที่ทดสอบด้วยวิธี Static load test กับ Dynamic load test ได้ผลที่แตกต่างกันน้อยมากดังรูปที่ 4-87



รูปที่ 4-86 กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มที่เปลี่ยนไปตามระยะเวลาหลังจากตอกเสาเข็มเสร็จ (โปรดอ้างอิง MRTA Depot paper)



รูปที่ 4-87 เปรียบเทียบผลการทดสอบ Dynamic load test กับ Static load test (โปรดอ้างอิง MRTA Depot paper)

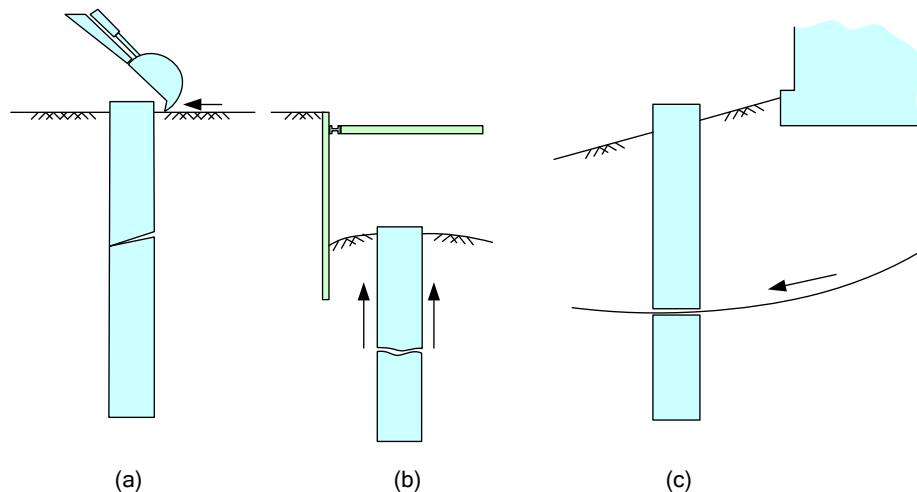
4.11 ปัญหาที่เกิดขึ้นหลังการติดตั้งเสาเข็ม

4.11.1 ปัญหาการเยื้องศูนย์ของเสาเข็ม

สำหรับระยะเยื้องศูนย์ของเสาเข็มนี้ New York Building Code ยอมให้หัวเสาเข็มเยื้องศูนย์ได้ 75 มม. โดยไม่ต้องลดกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มกลุ่ม แต่ถ้าเสาเข็มเยื้องศูนย์มากกว่านี้ จะต้องคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มโดยใช้ค่าตำแหน่งของเสาเข็มที่เยื้องศูนย์มาทำการคำนวณแรงที่ถ่ายลงเสาเข็ม ซึ่งถ้าแรงที่ถ่ายลงเสาเข็มต้นใดเกินกว่า 110 เปอร์เซ็นต์ของกำลังที่ยอมให้ของเสาเข็ม จะต้องทำการแก้ไขโดยอาจเพิ่มเสาเข็มเข้าไปในกลุ่มเสาเข็มเดิมหรือใช้วิธีอื่นๆในการกระจายน้ำหนักลงหัวเสาเข็มที่จะทำให้น้ำหนักที่ถ่ายลงเสาเข็มไม่เกินกว่า 110 เปอร์เซ็นต์ (Tomlinson 1995)

4.11.2 การชำรุดของเสาเข็มหลังจากตอกหรือเจาะเสร็จแล้ว

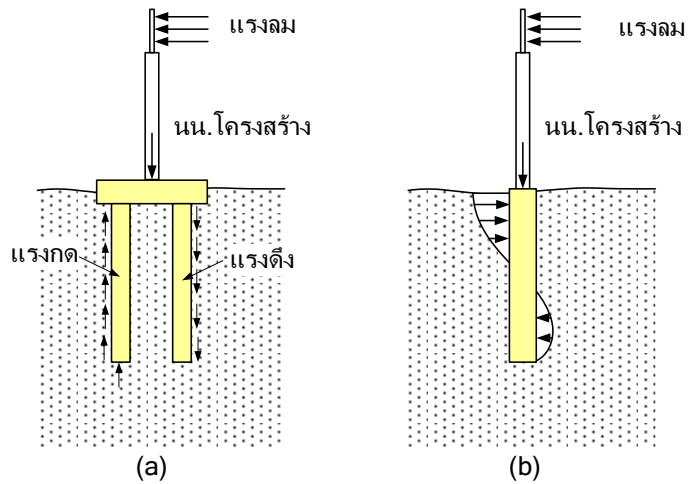
เมื่อก่อสร้างเสร็จแล้วจะต้องก่อสร้างฐานรากเพื่อรองรับโครงสร้างส่วนบนต่อไป ในขั้นตอนนี้เสาเข็มอาจชำรุดเนื่องจากแรงภายนอกที่ไม่ได้คำนึงถึงตัวอย่างเช่น แรงทางด้านข้างเนื่องจากเครื่องจักร แรงถอนขึ้นเนื่องจากดินกั้นบ่อขุดบวมตัวขึ้น หรือแรงด้านข้างที่เกิดขึ้นเนื่องจากเสถียรภาพของลาดคันดินไม่เพียงพอ ดังรูปที่ 4-88 สาเหตุเนื่องจากเสาเข็มส่วนใหญ่จะถูกออกแบบให้รับแรงกดในแนวตั้งเป็นหลัก ถ้ามีแรงกระทำด้านข้างหรือแรงถอนกระทำต่อเสาเข็มอาจจะทำให้เสาเข็มชำรุดได้



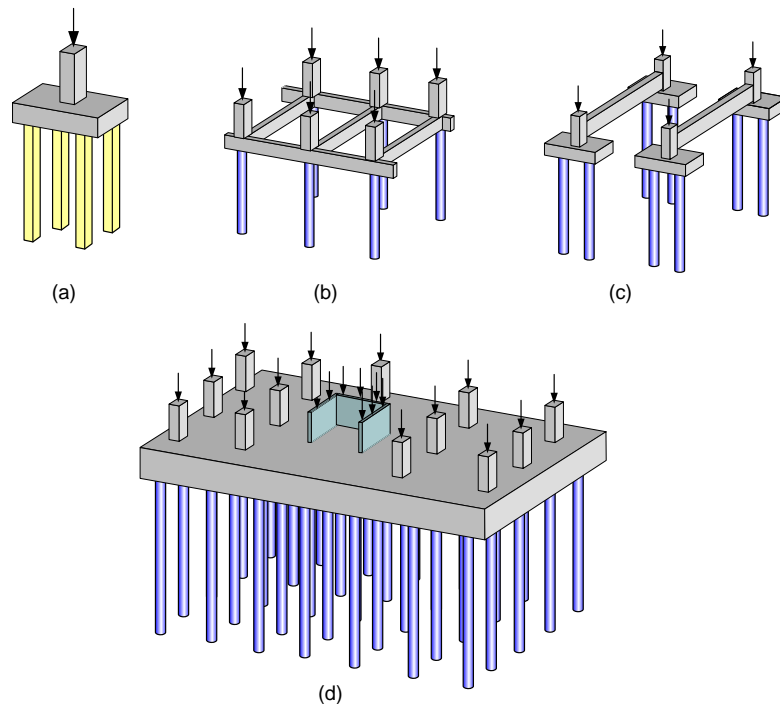
รูปที่ 4-88 ลักษณะการชำรุดของเสาเข็มเนื่องจากการก่อสร้าง (a) แรงด้านข้างเนื่องจากเครื่องจักร (b) แรงถอนขึ้นเนื่องจากแรงกดทับลดลงทำให้ดินปูดขึ้น (c) แรงดันด้านข้างเนื่องจากเสถียรภาพของลาดคันดินไม่เพียงพอ

4.12 เสาเข็มกลุ่ม (Pile group)

การใช้เสาเข็มเดี่ยวอาจเกิดปัญหาเนื่องจากโมเมนต์ที่เกิดขึ้นเนื่องจากการเอียงศูนย์ของเสาเข็ม ซึ่งอาจแก้ปัญหานี้ได้โดยใช้คานยึดหัวเสาเข็มไว้ คานจะทำหน้าที่กระจายโมเมนต์ที่เกิดขึ้นเนื่องจากการเอียงศูนย์ หรือ ใช้เสาเข็ม 2 ต้นต่อกลุ่มและ ทำคานยึดด้านที่อ่อนกว่าไว้ ใช้เสาเข็ม 3 ต้นหรือมากกว่ารับเสาของอาคารการเอียงศูนย์ของเสาเข็มกลุ่มจะลดลงทำให้ไม่ต้องใช้คานยึด



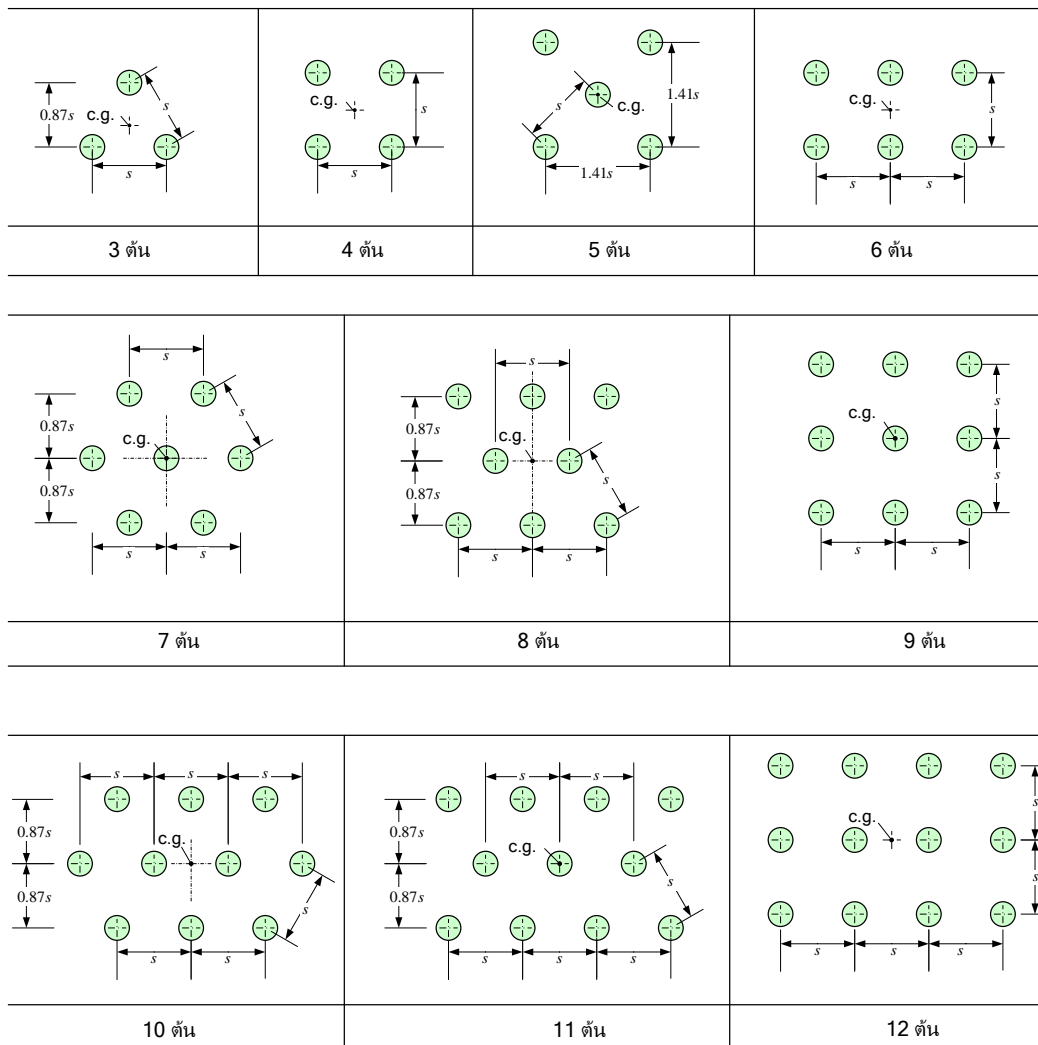
รูปที่ 4-89 การถ่ายแรงกดและโมเมนต์ตัดลงสู่เสาเข็ม (a) เสาเข็มกลุ่ม (b) เสาเข็มเดี่ยว (FHA 1988)



รูปที่ 4-90 ฐานรากเสาเข็มแบบต่างๆ

4.12.1 การจัดเรียงเสาเข็มในเสาเข็มกลุ่ม

การจัดเรียงเสาเข็มในเสาเข็มที่เหมาะสมนั้นควรจะจัดให้เสาเข็มอยู่ในรูปแบบที่เกาะกลุ่มกันโดยไม่มีระยะห่างที่มากจนเกินไป เพื่อจะได้ก่อให้เกิด stress ที่เกิดขึ้นใน pile cap น้อยที่สุด ในการคำนวณแรงที่ถ่ายลงจาก pile cap สู่เสาเข็มจะสมมุติว่าไม่มีแรงต้านเนื่องจากดินใต้ฐานราก สำหรับเสาเข็มที่ไม่มีแรงกระทำเบื้องต้น (แรงกระทำลงจุดศูนย์กลางของเสาเข็มกลุ่ม) จะสมมุติว่าเสาเข็มแต่ละต้นรับแรงกระทำเท่ากันหมด (ถึงแม้ว่าในความเป็นจริง จากทฤษฎี การทดสอบในแบบจำลอง และการวัดแรงในสภาพจริง พบว่าเสาเข็มรับแรงไม่เท่ากัน โดยเสาเข็มที่อยู่กลางฐานรากจะรับแรงน้อยกว่าเสาเข็มที่อยู่ขอบฐานราก และเสาเข็มที่มุมฐานรากจะรับแรงสูงที่สุด)



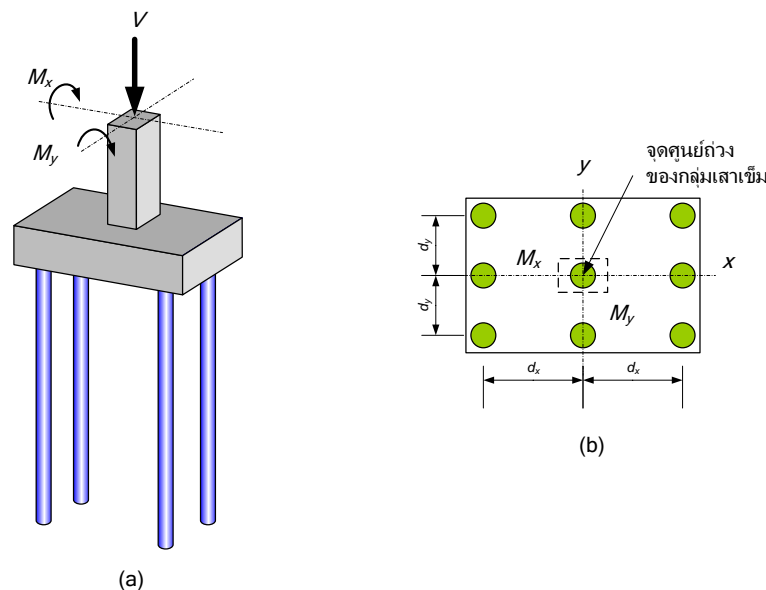
รูปที่ 4-91 รูปแบบการจัดเรียงเสาเข็มโดยทั่วไป (s = ระยะห่างน้อยที่สุดระหว่างศูนย์กลางเสาเข็ม)

ในการออกแบบ pile cap นั้นจะต้องเผื่อระยะห่างจากขอบของเสาเข็มแถวริมนอกสุดถึงขอบของ pile cap ไว้เป็นระยะ 10 เซนติเมตร ถึง 15 เซนติเมตร ถ้าเสาเข็มมีแนวโน้มที่จะเบี่ยงจากตำแหน่งที่ออกแบบไว้เนื่องจากการตอกเสาเข็ม จะต้องเพิ่มระยะห่างระหว่างขอบเสาเข็มแถวนอกและขอบของฐานรากเพิ่มขึ้นอีก สำหรับระยะฝังของหัวเสาเข็มนั้นโดยปกติแล้วจะฝังหัวเสาเข็มอย่างน้อย 15 เซนติเมตรใน pile cap

4.12.2 การคำนวณน้ำหนักจากเสาที่รับแรงดัด แรงด้านข้าง และแรงอัด ลงเสาเข็ม

ในกรณีที่มีโมเมนต์ดัดกระทำต่อ pile cap หรือเสาเข็มที่มีแรงในแนวตั้งที่เยื้องศูนย์กลางออกจากจุดศูนย์กลางของกลุ่มเสาเข็ม จะออกแบบ pile cap โดยสมมติให้

- Pile cap แข็งเกร็งมาก
- หัวเสาเข็มเชื่อมต่อกับ pile cap ในลักษณะเป็น pin support ดังนั้นจึงไม่มีโมเมนต์ดัดจาก pile cap ถ่ายลงสู่เสาเข็ม
- ถึงแม้ว่าเสาเข็มจะเป็นเสาเข็มยาว แต่เมื่อเสาเข็มฝังอยู่ในดินจะมีแรงดันด้านข้างจากดินค้ำยันไว้ ทำให้สามารถพิจารณาเป็นเสาสั้นได้



รูปที่ 4-92 การถ่ายโมเมนต์ดัด และแรงในแนวแกนจากเสาลงสู่ฐานรากที่ใช้เสาเข็มกลุ่ม

แรงกดลงเสาเข็มมากที่สุด

$$P_{\max} = \frac{V}{n} + \frac{M_x d_y}{\sum d_y^2} + \frac{M_y d_x}{\sum d_x^2} \quad (4.20)$$

แรงกดลงเสาเข็มน้อยที่สุด

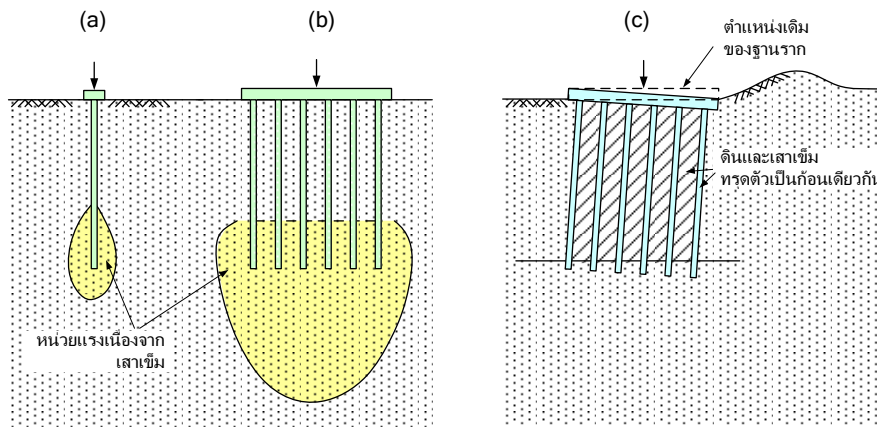
$$P_{\min} = \frac{V}{n} - \frac{M_x d_y}{\Sigma d_y^2} - \frac{M_y d_x}{\Sigma d_x^2} \quad (4.21)$$

แรงกดลงเสาเข็มตำแหน่งใดๆ

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x y}{\Sigma d_y^2} \pm \frac{M_y x}{\Sigma d_x^2} \quad (4.22)$$

ดังนั้นเราจึงต้องคำนึงถึงระยะห่างที่เหมาะสมของเสาเข็มด้วยเนื่องจากถ้าให้ระยะห่างระหว่างเสาเข็มมากเกินไปจะทำให้เกิดโมเมนต์ตัดในฐานคolum หัวเสาเข็มเพิ่มขึ้น ซึ่งจำเป็นจะต้องเพิ่มขนาดและเหล็กเสริมในฐานราก แนวทางในการตัดสินใจเลือกระยะห่างระหว่างเสาเข็มแสดงดังตาราง

ในกรณีของเสาเข็มกลุ่มแบบที่มีแรงเสียดทานเป็นหลัก (friction pile) ถ้าเสาเข็มมีระยะห่างระหว่างเสาเข็มมากผลเนื่องจากการซ้อนทับของหน่วยแรง (stress overlap) ก็จะน้อย ซึ่งถ้าเสาเข็มอยู่ใกล้กันจน stress overlap มีผลกระทบมากก็จะทำให้กำลังของเสาเข็มลดลง



รูปที่ 4-93 (a) หน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากเสาเข็มเดี่ยว (b) หน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากกลุ่มของเสาเข็ม (c) การวิบัติของเสาเข็มกลุ่ม

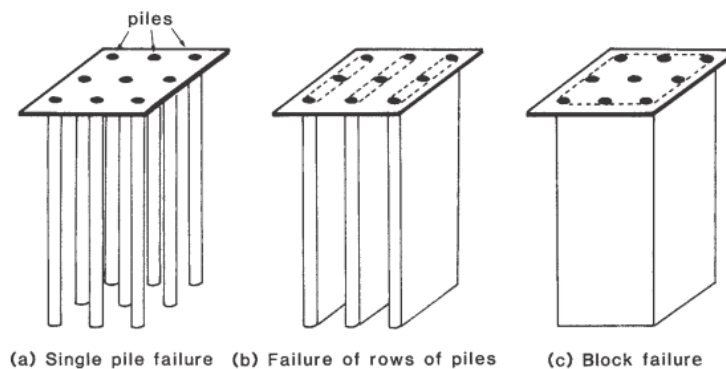


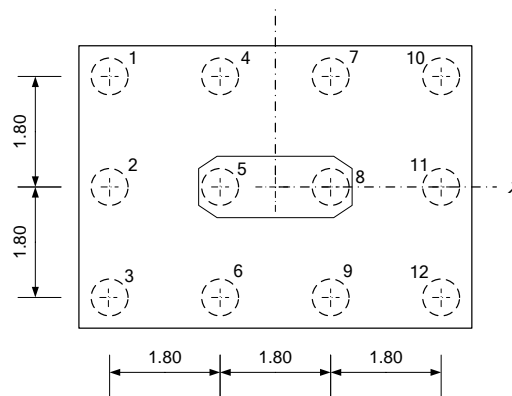
Figure 5.2 Block failure of pile groups.

รูปที่ 4-94 รูปแบบการวิบัติของเสาเข็มกลุ่ม (Flemming 2009)

ตารางที่ 4-19 แนวทางการจัดระยะห่างระหว่างเสาเข็มที่ทำให้ราคาของ pile cap น้อยที่สุด (Teng 1984)

หน้าที่ของเสาเข็ม	ระยะห่างของจุดศูนย์กลางเสา
ปลายเข็มวางอยู่บนชั้นดินแข็ง (กำลังส่วนใหญ่เกิดจากปลายเข็ม)	2D - 2.5D
ปลายเข็มวางอยู่บนชั้นดิน (กำลังส่วนใหญ่เกิดจากปลายเข็ม)	2D
เสาเข็มที่มีกำลังส่วนใหญ่จากแรงเสียดทานผิว	3D - 5D

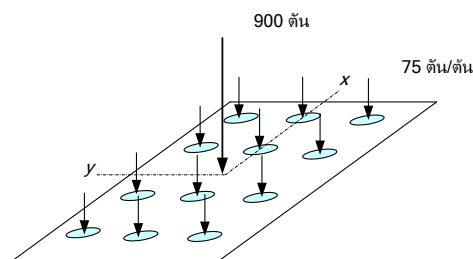
ตัวอย่างที่ 4.8 จงคำนวณแรงตามแนวแกนของเสาเข็มแต่ละต้น เมื่อฐานรากเป็นเสาเข็มกลุ่มตั้งรูปปรับแรงในแนวตั้งจากเสาโครงสร้าง = 900 ตัน โมเมนต์ตัดครอบแกน $x = 50$ ตัน-เมตรโมเมนต์ตัดครอบแกน $y = 200$ ตัน-เมตร



$$\Sigma(ax^2) = 3(0.9)^2 + 3(-0.9)^2 + 3(2.7)^2 + 3(-2.7)^2 = 48.6 \text{ m}^2$$

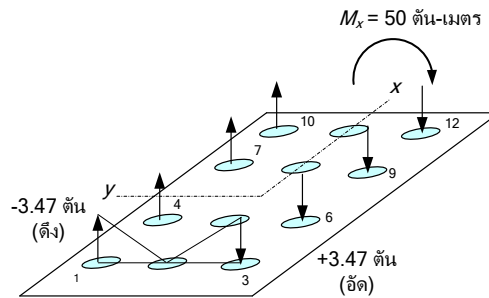
$$\Sigma(ay^2) = 4(1.8)^2 + 4(-1.8)^2 + 4(0)^2 = 25.92 \text{ m}^2$$

กรณีที่ 1 แรงในแนวตั้งจากเสาโครงสร้าง = 900 ตัน



น้ำหนักลงเสาเข็มแต่ละต้น = $900/12 = 75 \text{ tons}$

กรณีที่ 2 โมเมนต์ตัดครอบแกน $x = 50$ ตัน-เมตร



แรงตามแนวแกนสำหรับแฉวนอกสุด (เสาเข็มหมายเลข 3, 6, 9, 12) เป็นแรงอัด

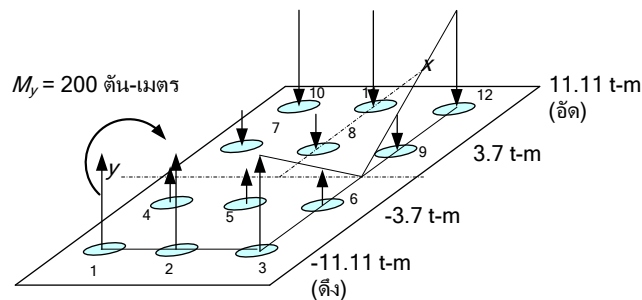
$$P = \frac{M_x dy}{\Sigma(dy^2)} = \frac{(50 \text{ t-m})(1.8 \text{ m})}{(25.92 \text{ m}^2)} = 3.47 \text{ tons}$$

แรงตามแนวแกนสำหรับแฉวนอกสุด (เสาเข็มหมายเลข 1, 4, 7, 10) เป็นแรงดึง

$$P = \frac{(50 \text{ t-m})(1.8 \text{ m})}{(25.92 \text{ m}^2)} = -3.47 \text{ tons}$$

เสาเข็มที่อยู่บนแกน x มีแรงเท่ากับศูนย์

กรณีที่ 3 โมเมนต์ดัดรอบแกน $y = 200$ ตัน-เมตร



แรงตามแนวแกนสำหรับเสาเข็มหมายเลข 1, 2, 3 เป็นแรงดึง

$$P = \frac{M_y dx}{\Sigma(dx^2)} = \frac{(200 \text{ t-m})(-2.7 \text{ m})}{(48.6 \text{ m}^2)} = -11.11 \text{ tons}$$

แรงตามแนวแกนสำหรับเสาเข็มหมายเลข 4, 5, 6 เป็นแรงดึง

$$P = \frac{(200 \text{ t-m})(-0.9 \text{ m})}{(48.6 \text{ m}^2)} = -3.7 \text{ tons}$$

แรงตามแนวแกนสำหรับเสาเข็มหมายเลข 7, 8, 9 เป็นแรงอัด

$$P = \frac{(200 \text{ t-m})(0.9 \text{ m})}{(48.6 \text{ m}^2)} = 3.7 \text{ tons}$$

แรงตามแนวแกนสำหรับเสาเข็มหมายเลข 10, 11, 12 เป็นแรงอัด

$$P = \frac{(200 \text{ t-m})(2.7 \text{ m})}{(48.6 \text{ m}^2)} = 11.11 \text{ tons}$$

เมื่อรวมแรงทั้ง 3 กรณี เข้าด้วยกัน

หมายเลข	P = 900	$M_x = 50 \text{ t-m}$	$M_y = 200 \text{ t-m}$	แรงรวม
---------	---------	------------------------	-------------------------	--------

เสาเข็ม	ตัน	m		
1	75.0	-3.47	-11.11	60.42
2	75.0	0.00	-11.11	63.89
3	75.0	3.47	-11.11	67.36
4	75.0	-3.47	-3.70	67.83
5	75.0	0.00	-3.70	71.30
6	75.0	3.47	-3.70	74.77
7	75.0	-3.47	3.70	75.23
8	75.0	0.00	3.70	78.70
9	75.0	3.47	3.70	82.17
10	75.0	-3.47	11.11	82.64
11	75.0	0.00	11.11	86.11
12	75.0	3.47	11.11	89.58

จะเห็นว่าแรงที่เสาเข็มหมายเลข 12 จะมีค่าสูงที่สุด = 89.58 ตัน

เนื่องจากเราพิจารณากำลังรับน้ำหนักที่ยอมให้ของเสาเข็ม ดังนั้นจึงไม่ต้องคูณตัวเพิ่มเข้าไปกับแรงอัดและโมเมนต์ดัด (คิดเป็นแรงรวมที่ไม่ได้คูณตัวคูณเพิ่ม)

- เข็มใกล้กันมาก ประสิทธิภาพในการรับน้ำหนักลดลง
- เข็มห่างกันมาก เกิด Bending moment สูง
- ประสิทธิภาพของเสาเข็มเมื่อรวมกันเป็นกลุ่ม (group efficiency)

4.13 แรงเสียดทานผิวที่เป็นลบ (Negative skin friction)

กลไกการเกิดแรงเสียดทานผิวที่เป็นลบเกิดขึ้นเนื่องจากการที่ดินรอบผิวเสาเข็มเคลื่อนที่ลงในทิศทางเดียวกับแรงกระทำทำให้แรงในเสาเข็มเพิ่มขึ้น การทรุดตัวในทิศทางเดียวกับแรงกระทำเสาเข็มนั้นอาจเกิดขึ้นเนื่องจากการทรุดตัวเนื่องจาก Consolidation หรือการทรุดตัวเนื่องจากการบดอัดดินไม่พอเพียง ตัวอย่างการทรุดตัวที่ก่อให้เกิด negative skin friction แสดงดังรูปที่ 4-95



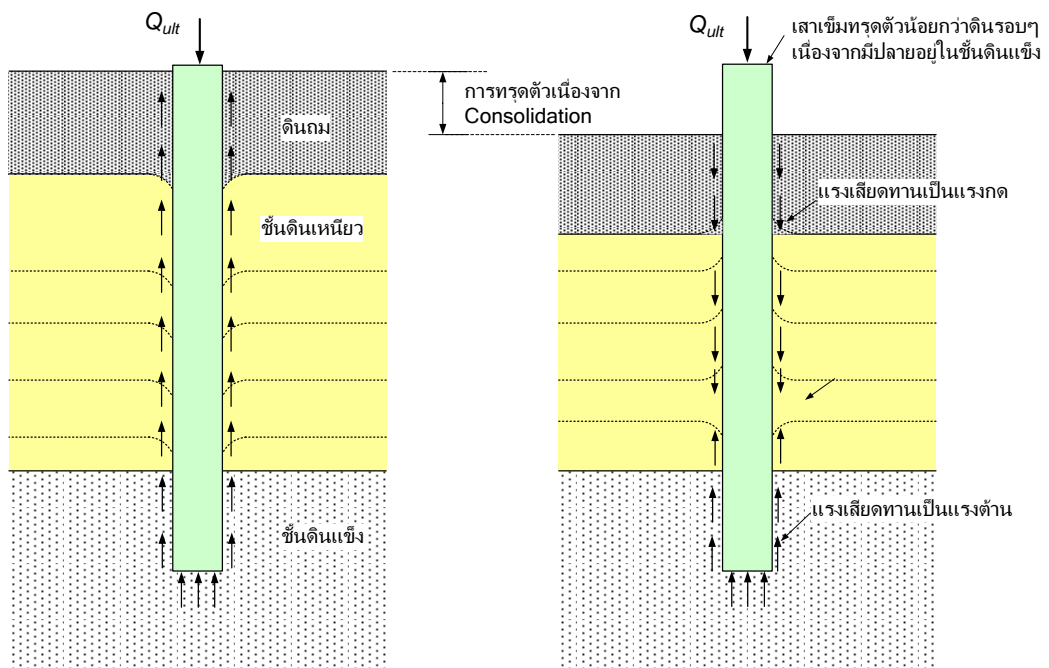
(a)



(b)

รูปที่ 4-95 การทรุดตัวที่ต่อให้เกิด negative skin friction ต่อฐานรากแบบปล้อง (a) หลังจากก่อสร้างเสร็จ (b) หลังจากก่อสร้างเสร็จและดินรอบฐานรากทรุดตัว

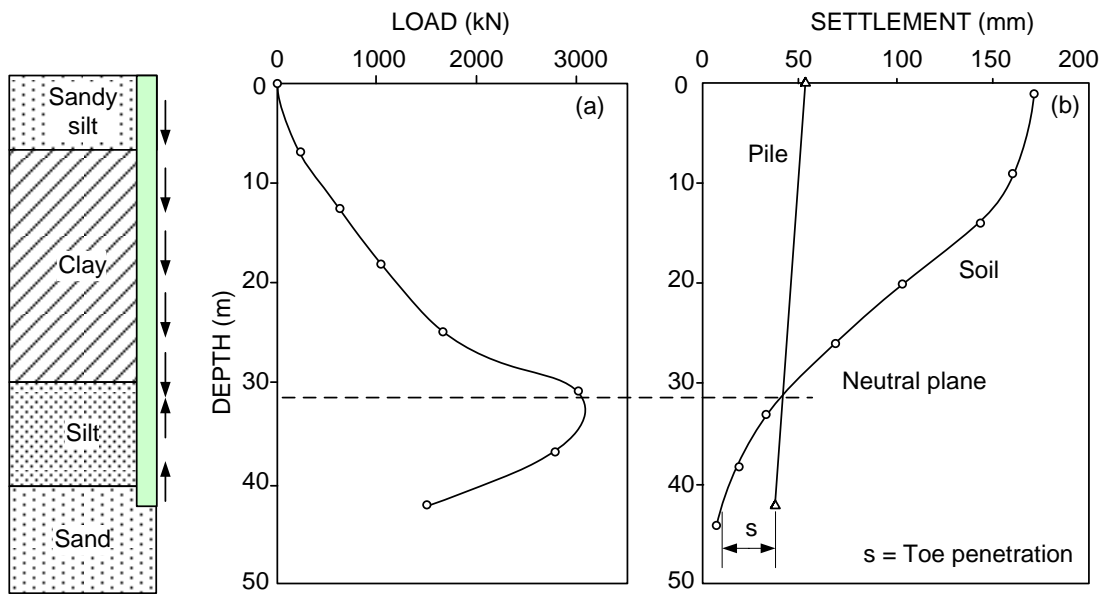
สำหรับกลไกการเกิดแรงเสียดทานผิว จะพิจารณาได้จาก Free body diagram ดังรูปที่รูปที่ 4-96 ซึ่งจะเห็นได้ว่าแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นในชั้นดินที่ทรุดตัวมากกว่าเสาเข็มจะมีทิศทางเดียวกับแรงกดที่กระทำต่อเสาเข็มซึ่งลักษณะเช่นนี้จะทำให้วัสดุเสาเข็มรับแรงกดเพิ่มขึ้น ซึ่ง (Fellenius 2006) ได้สรุปว่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของดินเพียงไม่กี่มิลลิเมตรก่อให้เกิดหน่วยแรงเสียดทานผิวประลัย ทั้งแรงต้านและแรงฉุด



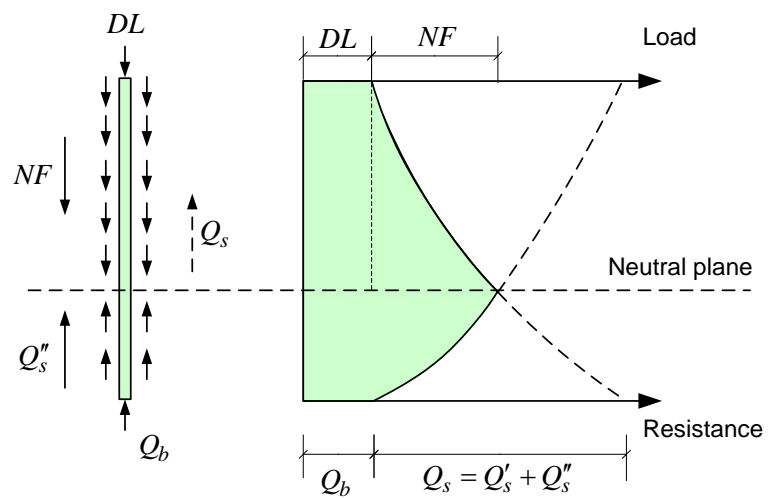
รูปที่ 4-96 กลไกการเกิดแรงเสียดทานผิวที่เป็นลบ

จากการศึกษาโดย (Fellenius 2006) สรุปประเด็นที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบเสาเข็มที่ต้องคำนึงถึง Negative skin friction ไว้ดังนี้

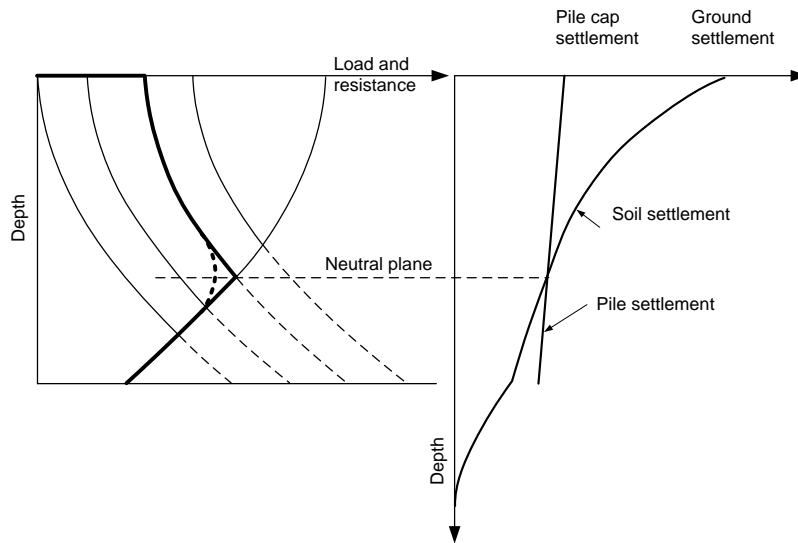
- แรงกดลงที่เกิดจาก Negative skin friction ไม่มีผลต่อ Ultimate bearing capacity ของเสาเข็ม นั่นคือเสาเข็มจะมี bearing capacity เท่ากันไม่ว่าน้ำหนักที่กระทำต่อเสาเข็มจะเท่าไรก็ตาม ในกรณีที่เสาเข็มใกล้จะวิบัติจะไม่มี Negative skin friction เกิดขึ้น bearing capacity จะเกิดจากแรงเสียดทานผิวที่เป็นบวกทั้งหมด
- แรงกดลงที่เกิดจาก Negative skin friction จะมีผลต่อกำลังของเนื้อวัสดุที่ใช้ทำเสาเข็ม ซึ่งหน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจาก dead load บวกกับแรงกดเนื่องจาก negative skin friction จะต้องไม่ก่อให้เกิดหน่วยแรงในเสาเข็มเกินกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้



รูปที่ 4-97 (a) Distribution of load in full-length pile (b) distribution of soil and pile settlement 672 days after start monitoring (Fellenius 2006)

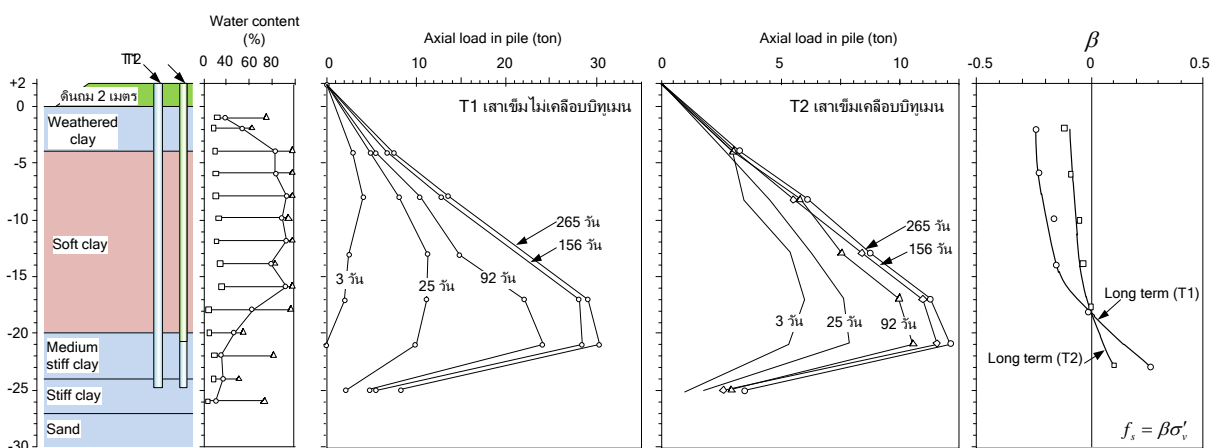


รูปที่ 4-98 Construing the Neutral Plane and Determining the Allowable Load (Fellenius 1996)



รูปที่ 4-99 Load-Transfer and Resistance Curves and Settlement Distribution (Fellenius 1996)

สำหรับการศึกษาเกี่ยวกับแรงเสียดทานผิวเชิงลบในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯนั้น (Indraratna, Balasubramaniam et al. 1992) ได้ทำการทดสอบโดยถมดินหนา 2 เมตรบนชั้นดินเหนียวอ่อนก่อนที่จะตอกเสาเข็ม Spun pile ขนาด 400 มิลลิเมตรทันทีหลังจากถมดินเสร็จ โดยใช้เสาเข็มที่เคลือบด้วยปิทูเมนเพื่อลดแรงเสียดทานผิวเชิงลบ และเสาเข็มที่ไม่เคลือบด้วยปิทูเมน จากนั้นปล่อยให้ดินทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ ซึ่งเมื่อปล่อยให้ดินทรุดตัวโดยไม่มีน้ำหนักบรรทุกภายนอกกระทำต่อเสาเข็มเป็นเวลา 265 วัน (ประมาณ 9 เดือน) ดินจะทรุดตัว 270 มิลลิเมตร และจะมีการทรุดตัวน้อยมากที่ความลึก 20 เมตร เมื่อตรวจวัดแรงที่เกิดขึ้นในเสาเข็มพบว่าเกิดแรงอัดขึ้นในเสาเข็มเป็น 31 ตันและ 14 ตันในกรณีที่ไม่เคลือบปิทูเมน และกรณีเคลือบปิทูเมน ตามลำดับ และค่า β ที่คำนวณจากแรงเสียดทานผิวเสาเข็มที่วัดได้จะมีค่าสูงสุดเท่ากับ 0.25 ดังรูปที่ 4-100



รูปที่ 4-100 แรงเสียดทานผิวเชิงลบที่เกิดขึ้นในเสาเข็ม เมื่อดินรอบเสาเข็มทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (Indraratana, 200x)

ซึ่งในการคำนวณค่าหน่วยแรงเสียดทานผิวเชิงลบโดยประมาณนั้นอาจใช้สมการต่อไปนี้

$$f_s^{NF} = \beta \sigma'_v \quad (4.23)$$

β มีค่าอยู่ระหว่าง 0.15 – 0.3 ดังรูปที่ 4-101 (แนะนำให้ใช้ 0.21)

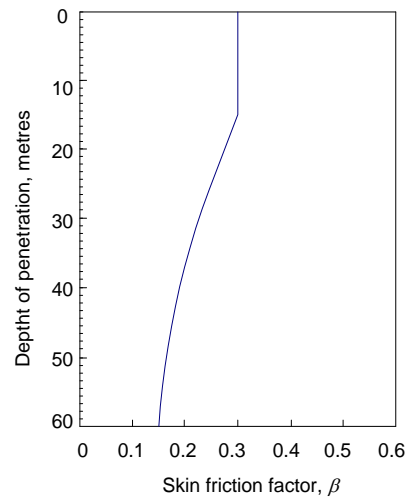
σ'_v Effective overburden pressure

และคำนวณเป็นแรงเสียดทานผิวเชิงลบได้ดังสมการ

$$Q_s^{NF} = f_s^{NF} pL \quad (4.24)$$

p เส้นรอบรูปของเสาเข็ม

L ความหนาของชั้นดินที่คำนวณหา Negative skin friction

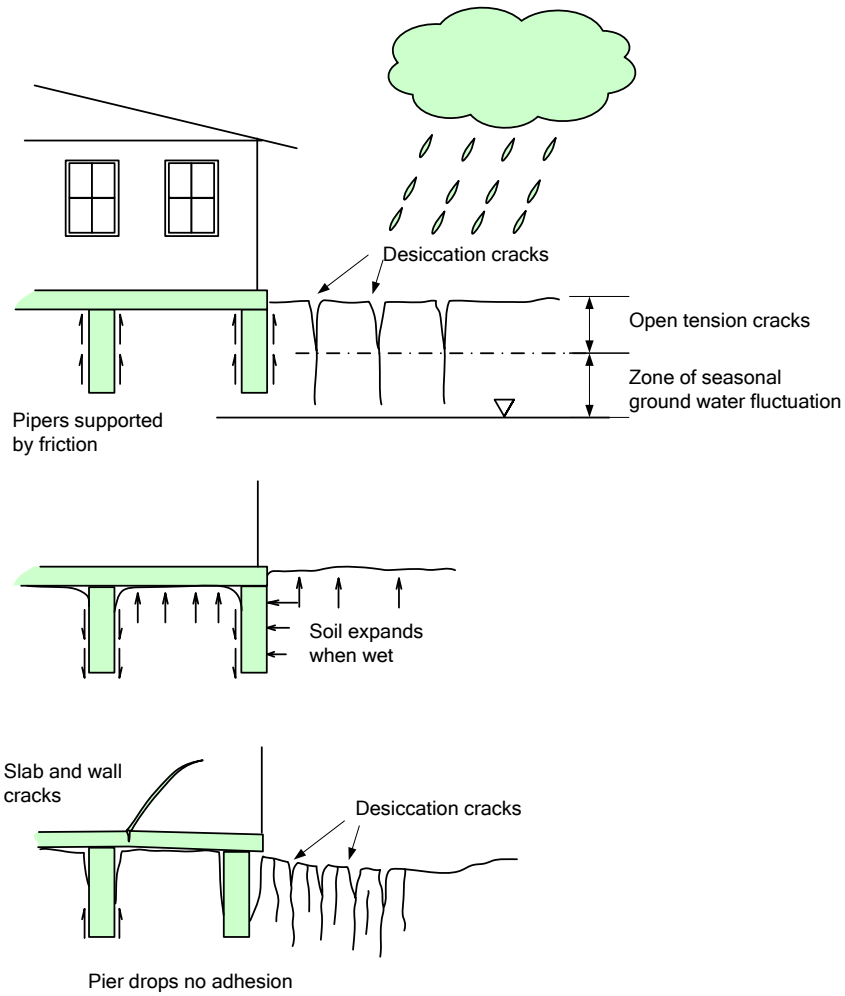


รูปที่ 4-101 Negative skin friction factors for piles driven into soft to firm clays (Tomlinson 1995)

ในการลดแรงจุดเนื่องจาก Negative skin friction อาจใช้ บิทูเมน (Bitumen) หนา 1 ถึง 2 มิลลิเมตร เคลือบผิวของเสาเข็มในบริเวณที่จะเกิด Negative skin friction จะช่วยลดแรงจุดได้ แต่บิทูเมนนี้จะลด ultimate bearing capacity ของเสาเข็มด้วยเนื่องจากส่วนที่เคลือบบิทูเมนจะไม่ก่อให้เกิดแรงเสียดทานด้านแรงกระทำที่หัวเสาเข็มเช่นกัน

4.13.1 ปัญหาที่เกิดจากดินบวมตัว

ฐานรากที่วางอยู่บนดินเหนียวอาจพบปัญหาทางด้านดินบวมตัว ซึ่งปัญหาที่พบอาจเกิดจากการที่ระดับน้ำใต้ดินเปลี่ยนแปลงตามฤดูกาลทำให้ ปริมาตรของดินเพิ่มขึ้นเมื่อมีน้ำในดินเพิ่ม และปริมาตรลดลงเมื่อน้ำในดินระเหยออกไป ตัวอย่างปัญหาที่พบได้แก่การทรุดตัวของฐานรากอาคารเมื่อน้ำในดินระเหยออกจากดินดัง



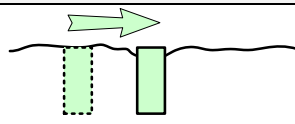
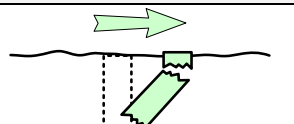
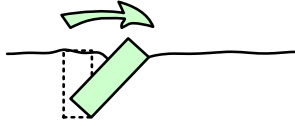
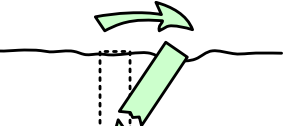
รูปที่ 4-102 การทรุดตัวของอาคารที่เกิดเนื่องจากการหดตัวของดิน

4.14 เสาเข็มรับแรงด้านข้าง

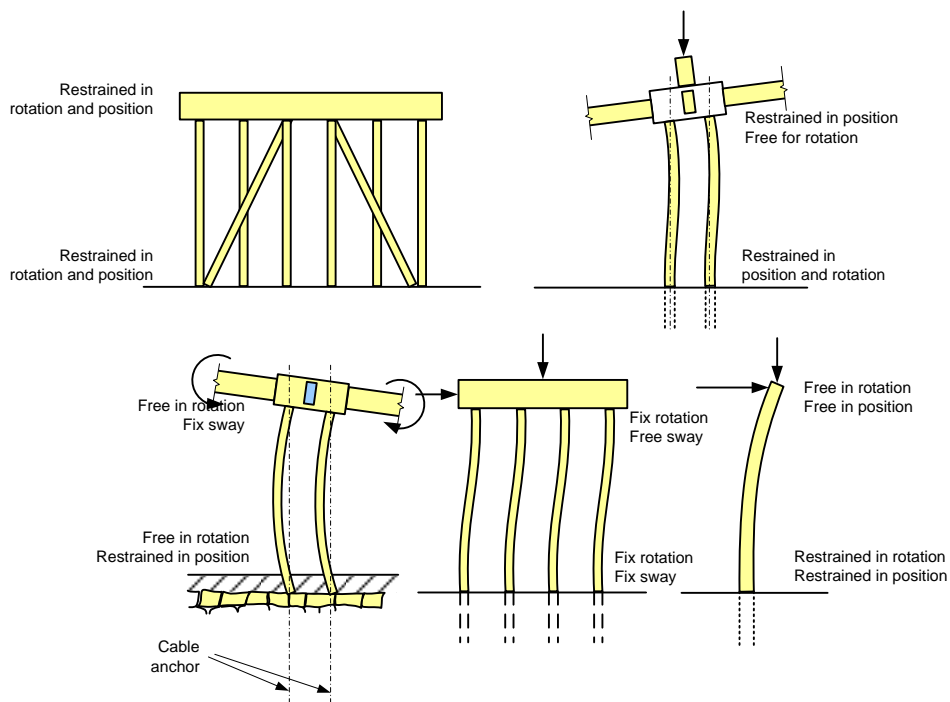
4.14.1 พฤติกรรมและทฤษฎีการคำนวณ

พฤติกรรมของเสาเข็มที่รับแรงกระทำด้านข้างจะขึ้นอยู่กับ Slenderness ratio และ Degree of fixity ที่หัวเสาเข็ม ลักษณะของเสาเข็มที่รับแรงกระทำด้านข้างแบ่งออกได้เป็น 2 กลุ่มใหญ่ดังตารางที่ 4-20

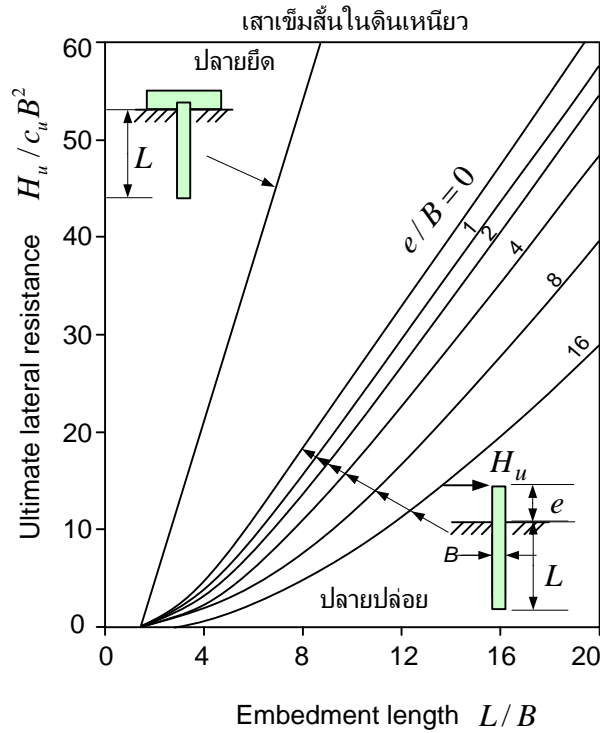
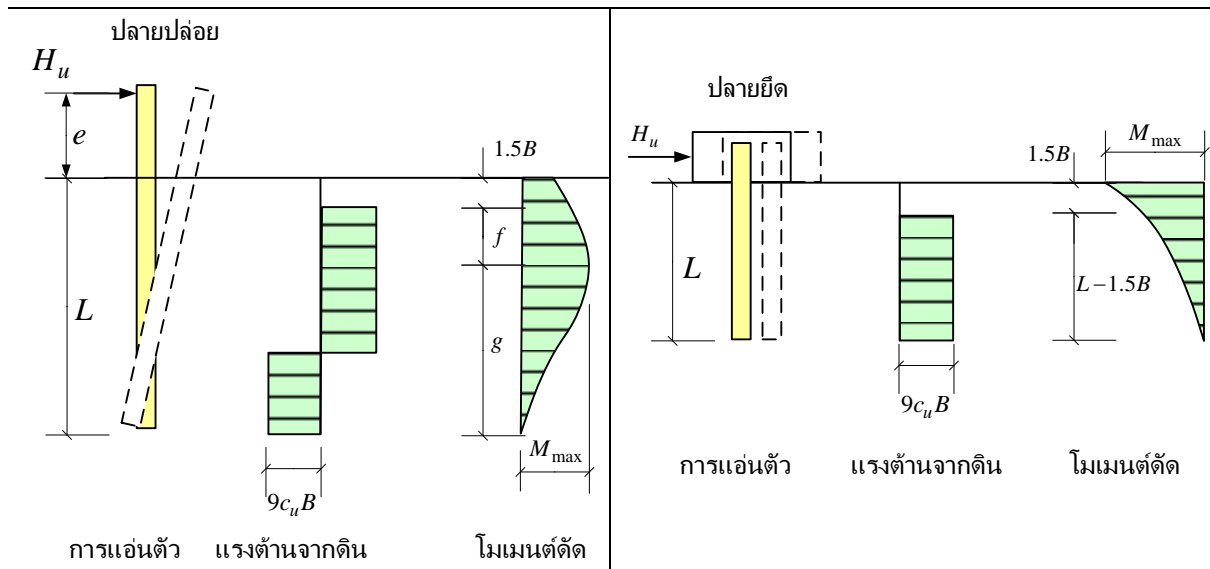
ตารางที่ 4-20 รูปแบบการยึดของเสาเข็มที่รับแรงกระทำทางด้านข้าง

ลักษณะการยึดที่หัวเสาเข็ม	เสาเข็มสั้น	เสาเข็มยาว
ยึดแน่นที่หัวเสาเข็ม		
หัวเสาเข็มปล่อยอิสระ		
การคำนวณกำลังรับแรงด้านข้าง	Limit load is determined by a stability calculation	Limit load is determined by the resisting moment

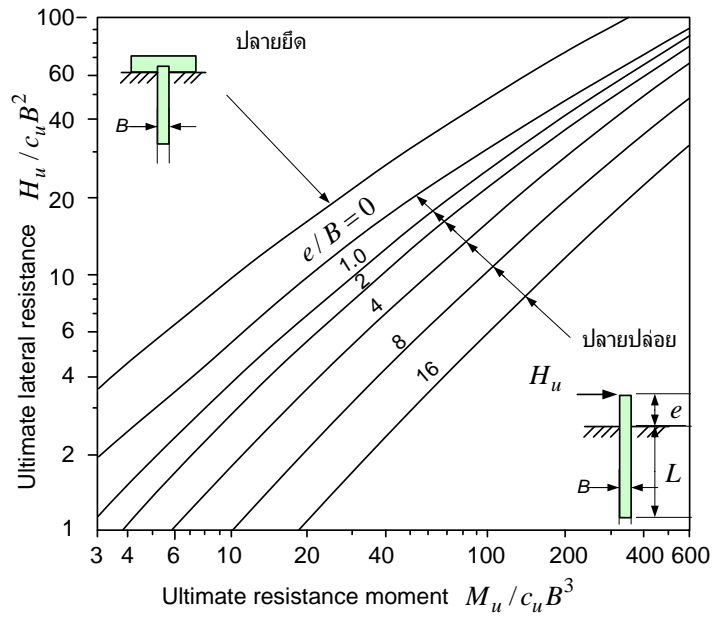
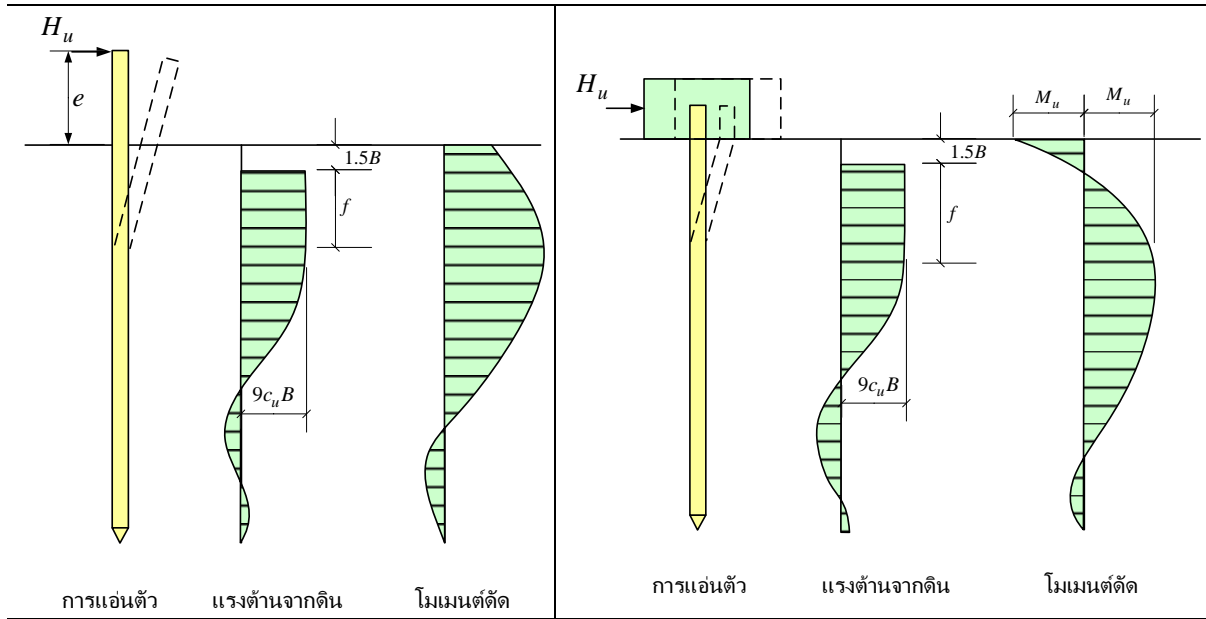
ตัวอย่างลักษณะยึดของเสาเข็มของโครงสร้างลักษณะต่างๆ จะต้องพิจารณาถึงความแข็งแรงของโครงสร้างด้วยดังรูปที่ 4-103



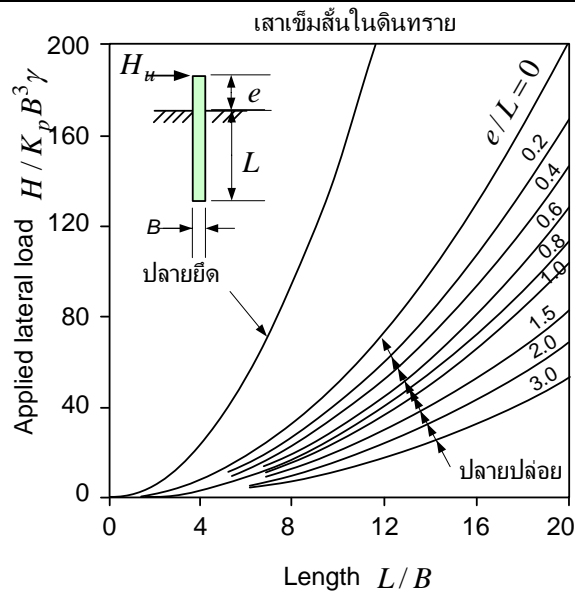
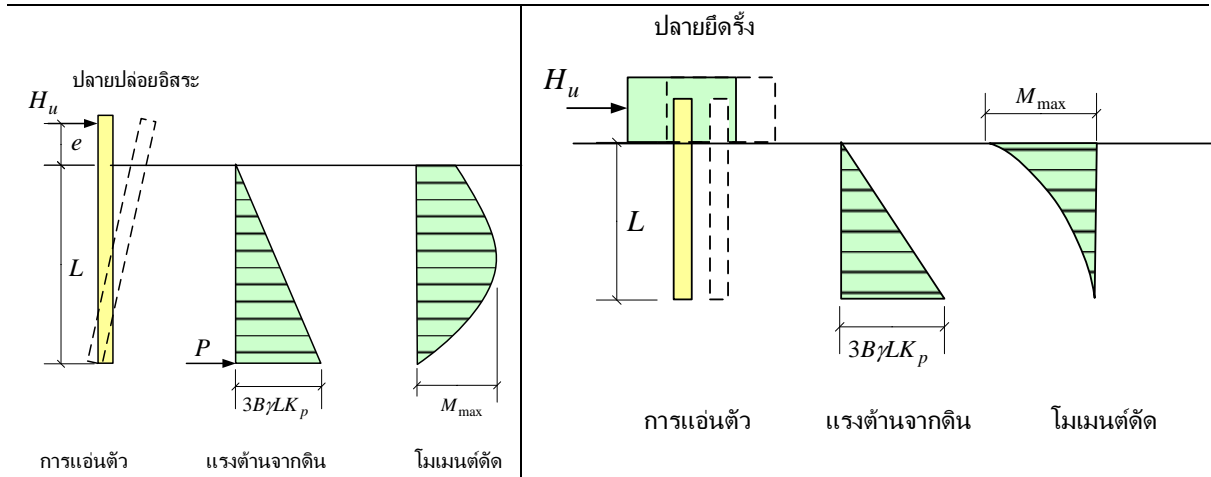
รูปที่ 4-103 ตัวอย่างการยึดของหัวเสาเข็มด้วย Pile cap และการยึดโดยชั้นดิน (Tomlinson 1995)



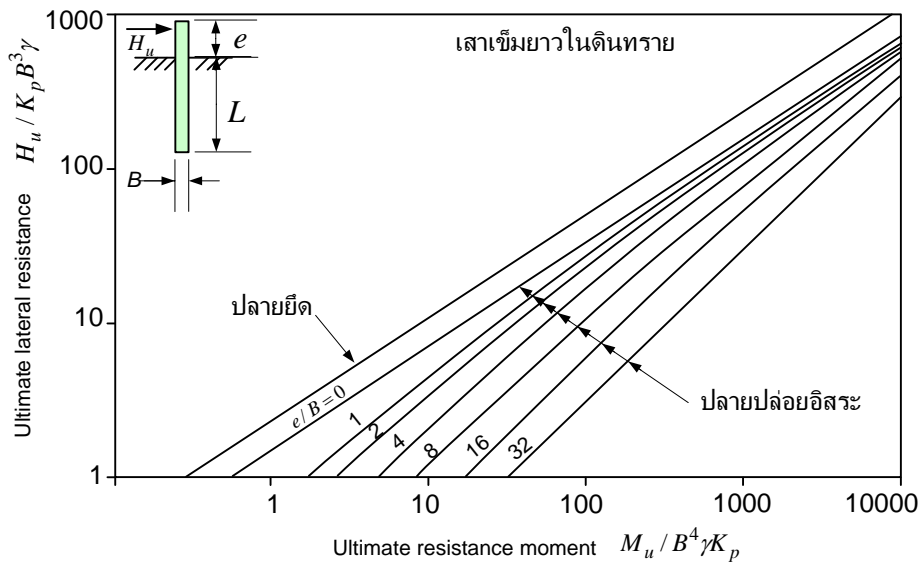
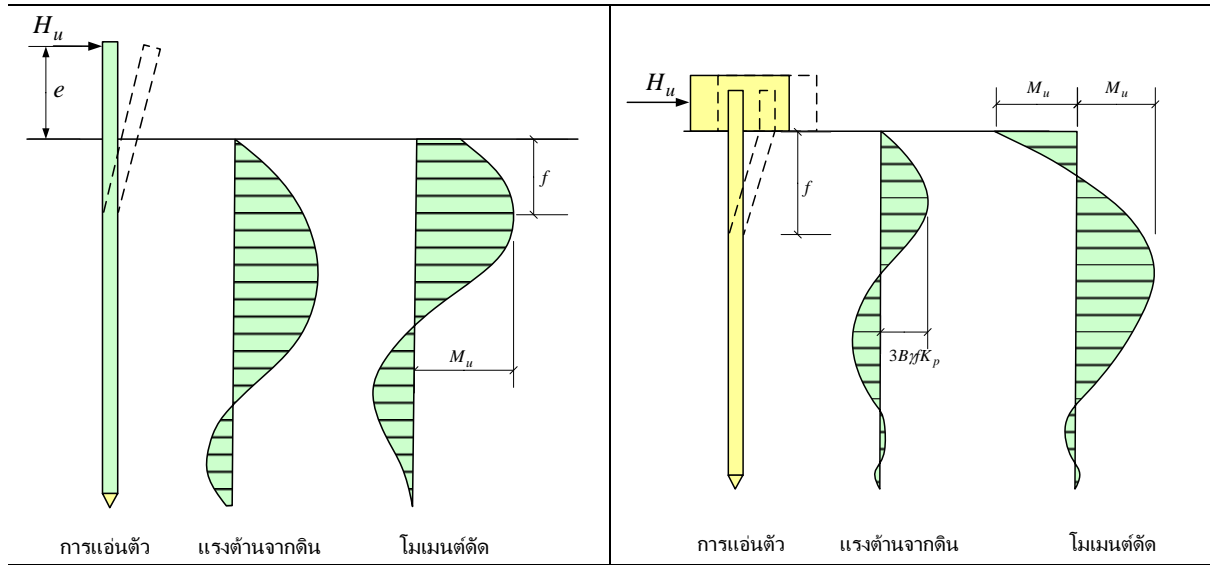
รูปที่ 4-104 การแอนตัวของเสาเข็ม แรงต้านจากดิน และโมเมนต์ตัดของเสาเข็มรับแรงด้านข้าง และ Ultimate lateral resistance ของเสาเข็มสั้น ในชั้นดินเหนียว



รูปที่ 4-105 การแอนตัวของเสาเข็ม แรงต้านจากดิน และโมเมนต์ดัดของเสาเข็มรับแรงด้านข้าง และ Ultimate lateral resistance ของเสาเข็มยาว ในชั้นดินเหนียว

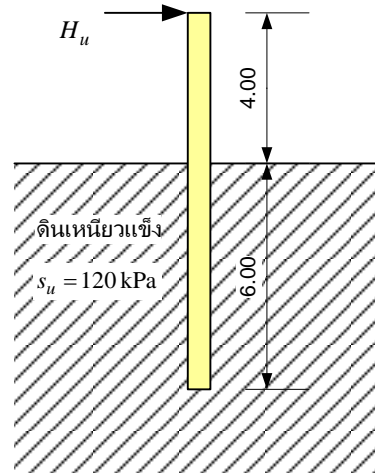


รูปที่ 4-106 การแอ่นตัวของเสาเข็ม แรงต้านจากดิน และโมเมนต์ตัดของเสาเข็มรับแรงด้านข้าง และ Ultimate lateral resistance ของเสาเข็มสั้น ในชั้นดินทราย



รูปที่ 4-107 การแอ่นตัวของเสาเข็ม แรงต้านจากดิน และโมเมนต์ตัดของเสาเข็มรับแรงด้านข้าง และ Ultimate lateral resistance ของเสาเข็มยาว ในชั้นดินทราย

ตัวอย่างที่ 4.9 จงคำนวณ Ultimate horizontal load ที่สามารถกระทำต่อเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 900 มิลลิเมตร โดยเสาเข็มฝังลึก 6 เมตรอยู่ในดินที่มี $s_u = 120$ kPa ถ้าให้แรงกระทำต่อหัวเสาเข็มที่ความสูง 4 เมตรจากผิวดินดังรูปที่ 4-108 โดยสมมติให้เป็นเสาสั้น



รูปที่ 4-108

ใช้กราฟของ Broms สำหรับเสาเข็มสั้นฝังอยู่ในดินเหนียว

$$L/B = 6/0.9 = 6.7$$

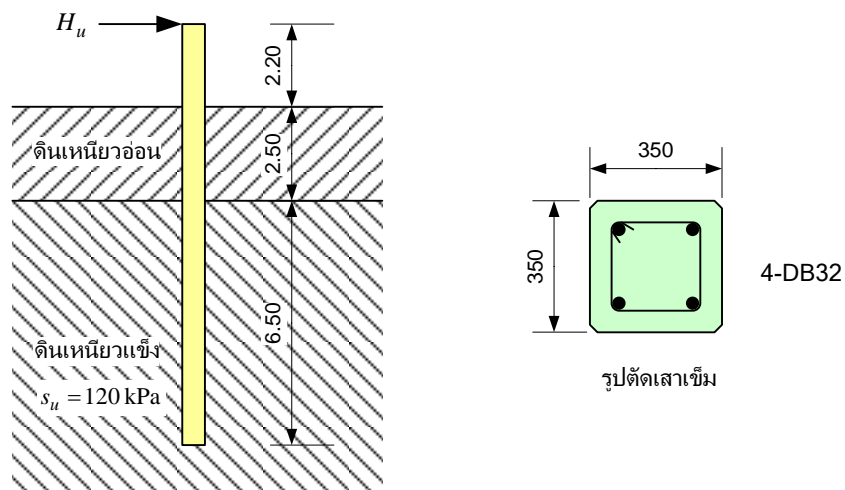
$$e/B = 4/0.9 = 4.4$$

จากรูปที่ 4-104 จะได้

$$H_u / s_u B^2 = 8$$

$$H_u = 8(120 \text{ kPa})(0.9)^2 = 778 \text{ kN}$$

ตัวอย่างที่ 4.10 จงคำนวณ Ultimate horizontal load ของเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 350 มิลลิเมตร (เสริมเหล็ก 4-DB32 $f'_c = 250 \text{ ksc}$ $f_y = 4100 \text{ ksc}$) ดินมี $s_u = 120 \text{ kPa}$ โดยสมมุติให้เป็นเสาขาดังรูปที่ 4-109 กำหนดให้ โมเมนต์ดัดประลัย Ultimate moment M_u ของเสาเข็มเท่ากับ 125 กิโลนิวตัน-เมตร



รูปที่ 4-109

ใช้กราฟของ Broms โดยไม่คิดว่าดินเหนียวอ่อนก่อให้เกิดแรงต้านตั้งนั้นระยะจากผิวของดินเหนียวแข็งจนถึงตำแหน่งที่แรงกระทำ = $2.5 + 2.2 = 4.7$ เมตร

$$e/B = 4.7/0.35 = 13.4$$

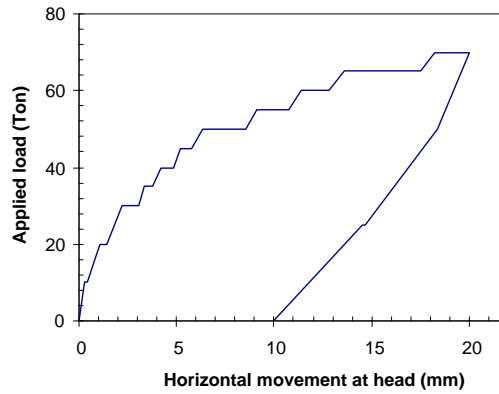
$$M_u / s_u B^3 = (125 \text{ kN-m}) / ((120 \text{ kPa})(0.35)^3) = 24.3$$

จากรูปที่ 4-105 จะได้

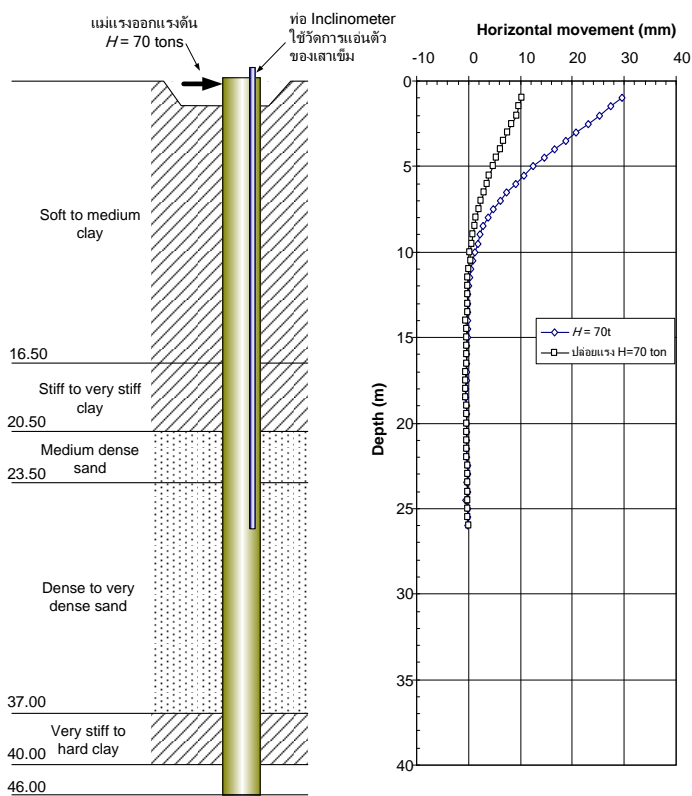
$$H_u / s_u B^2 = 1.5$$

$$H_u = 1.5(120)(0.35)^2 = 22 \text{ kN}$$

4.14.2 ผลการทดสอบเสาเข็มที่รับแรงกระทำด้านข้าง



รูปที่ 4-110 ผลการทดสอบกำลังรับแรงกระทำด้านข้างของเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1500 มิลลิเมตร มีปลายอยู่ที่ความลึก 46 เมตร ในชั้นดินกรุงเทพ



รูปที่ 4-111 ผลการทดสอบเสาเข็มที่รับแรงกระทำทางด้านข้างของเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1500 มิลลิเมตร มีปลายอยู่ที่ความลึก 46 เมตร ในชั้นดินกรุงเทพ

4.15 การทรุดตัวของเสาเข็ม

4.15.1 การประมาณการทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยวด้วยวิธี Empirical

ในการออกแบบฐานรากเสาเข็มลึกส่วนใหญ่โดยใช้วิธี Allowable stress design จะมีการทรุดตัวของเสาเข็มไม่เกิน 12 มิลลิเมตร (Coduto 2001) ซึ่งไม่ก่อให้เกิดปัญหาเกี่ยวกับโครงสร้างอาคารที่มีรูปแบบปกติเกือบทุกแบบ ดังนั้นวิศวกรมักจะไม่ได้คำนวณการทรุดตัวของเสาเข็ม แต่ทว่าในบางกรณีที่เป็นจำเป็นต้องคำนวณการทรุดตัวได้แก่กรณีต่อไปนี้

- การทรุดตัวจะมีผลต่อโครงสร้างมาก
- เสาเข็มมีขนาดใหญ่มากและแรงต้านทานส่วนใหญ่เกิดจากแรงต้านที่ปลายเสาเข็ม
- มีชั้นดินที่ยุบตัวได้เนื่องจากแรงกดอยู่ใต้ปลายเสาเข็ม
- เกิดแรงรูดลง (แรงเสียดทานที่เป็นลบ)
- ในกรณีที่วิศวกรต้องการจำลองฐานรองรับเสาโครงสร้างเป็น “สปริง” ซึ่งต้องใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างที่ซับซ้อนกว่าวิธีปกติ

ในการคำนวณการทรุดตัวจะคำนวณในรูปแบบของ Load-settlement response ซึ่งเป็นการคำนวณความสัมพันธ์ของการทรุดตัวของหัวเสาเข็มเมื่อมีแรงกระทำ

สมการที่ใช้คำนวณหน่วยแรงเสียดทานผิวที่เกิดขึ้นจริง, $(f_s)_{mob}$

$$\frac{(f_s)_{mob}}{f_s} = \left(\frac{\delta}{\delta_{ult}} \right)^{h-fs} \quad (4.25)$$

สมการที่ใช้คำนวณหน่วยแรงต้านที่ปลายเข็มที่เกิดขึ้นจริง, $(q_b)_{mob}$

$$\frac{(q_b)_{mob}}{q_b} = \left(\frac{\delta}{\delta_{ult}} \right)^{g-qb} \leq 1 \quad (4.26)$$

โดยที่

f_s = หน่วยแรงเสียดทานผิวประลัย

q_b = หน่วยแรงต้านปลายเข็มประลัย

δ = การทรุดตัวที่หัวเสาเข็ม โดยไม่คิดถึงการหดตัวของเสาเข็มเนื่องจากแรงอัด

δ_{ult} = การทรุดตัวที่เกิดขึ้นเมื่อหน่วยแรงถึงจุดประลัยโดย

= $B/10$ สำหรับหน่วยแรงต้านที่ปลายเข็ม

= 10 มิลลิเมตร สำหรับหน่วยแรงเสียดทานผิว

g_{qb} = 0.5 (ดินเหนียว) – 1.0 (ทราย)

h_{fs} = 0.02 – 0.5

เสาเข็มที่ยาวมากจะเกิดการหดตัวแบบอีลาสติกเนื่องจากเกิดหน่วยแรงกดขึ้นในเสาเข็ม ซึ่งการหดตัวนี้ก่อให้เกิดการทรุดตัวของเสาเข็ม ซึ่งคำนวณได้โดยใช้สมการ

$$\delta_{elastic} = \frac{Pz_c}{AE} \tag{4.27}$$

โดยที่

$\delta_{elastic}$ = การทรุดตัวของหัวเสาเข็มเนื่องจากการยุบตัวเนื่องจากแรงอัดในช่วงอีลาสติก

P = แรงกดที่เกิดบนหัวเสาเข็ม

z_c = ความลึกจนถึง จุดศูนย์ถ่วงของแรง (ปกติเท่ากับ $0.75D$)

D = ความยาวของเสาเข็ม

A = พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม

E = Modulus of elasticity ของเสาเข็ม

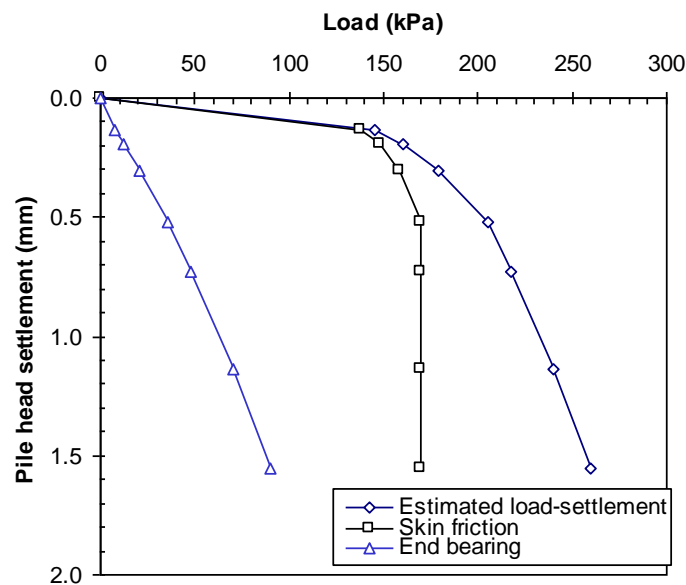
= 200000 MPa – สำหรับเหล็ก

= $4700 \sqrt{f'_c}$ – สำหรับคอนกรีต

ตัวอย่างที่ 4.11 การประมาณค่าทรุดตัวของหัวเสาเข็มสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 14 มิลลิเมตร ยาว 480 มิลลิเมตร โดยมี $f_s = 170$ kPa ที่ $\delta_{ult} = 0.4$ มิลลิเมตร และ $q_b = 90$ kPa ที่ $\delta_{ult} = 1.4$ มิลลิเมตร โดยค่า $h_{fs} = 0.1$ และค่า $g_{qb} = 0.75$

ตารางที่ 4-21 ตารางคำนวณ

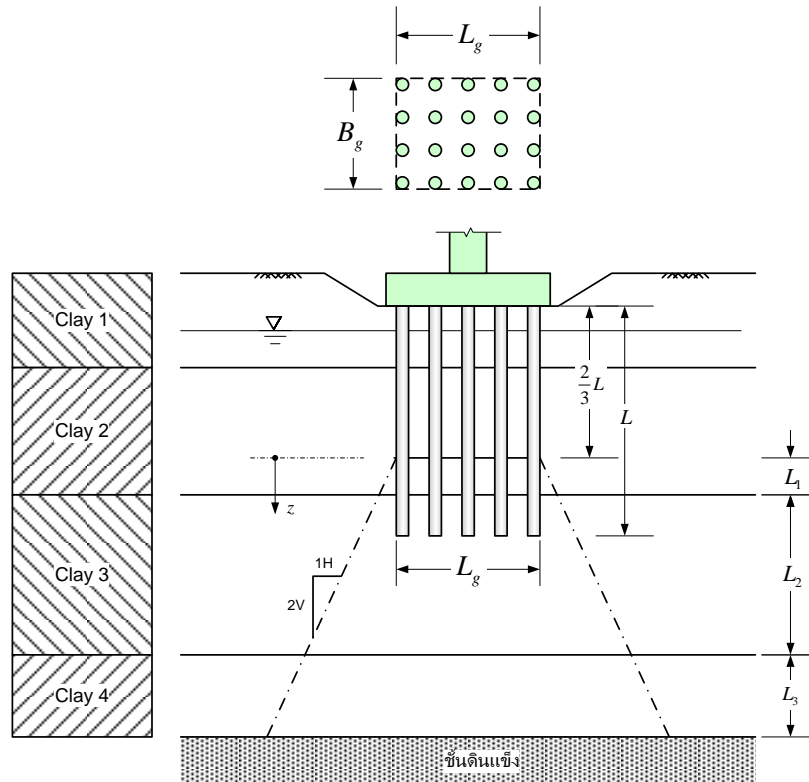
Settlement				End bearing			Estimated load-settlement		
d_try	d/du_fs	(d/du_fs)^h	Qs_m	d/du_qb	(d/du_qb)^g	Qb_m	Q_m = Qs_m+Qb_m	d_elas	d_tot = d_try + d_elas
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.050	0.13	0.81	138.08	0.04	0.08	7.39	145.48	0.08	0.13
0.100	0.25	0.87	147.99	0.07	0.14	12.44	160.43	0.09	0.19
0.200	0.50	0.93	158.62	0.14	0.23	20.91	179.53	0.10	0.30
0.400	1.00	1.00	170.00	0.29	0.39	35.17	205.17	0.12	0.52
0.600	1.50	1.00	170.00	0.43	0.53	47.67	217.67	0.13	0.73
1.000	2.50	1.00	170.00	0.71	0.78	69.93	239.93	0.14	1.14
1.400	3.50	1.00	170.00	1.00	1.00	90.00	260.00	0.15	1.55



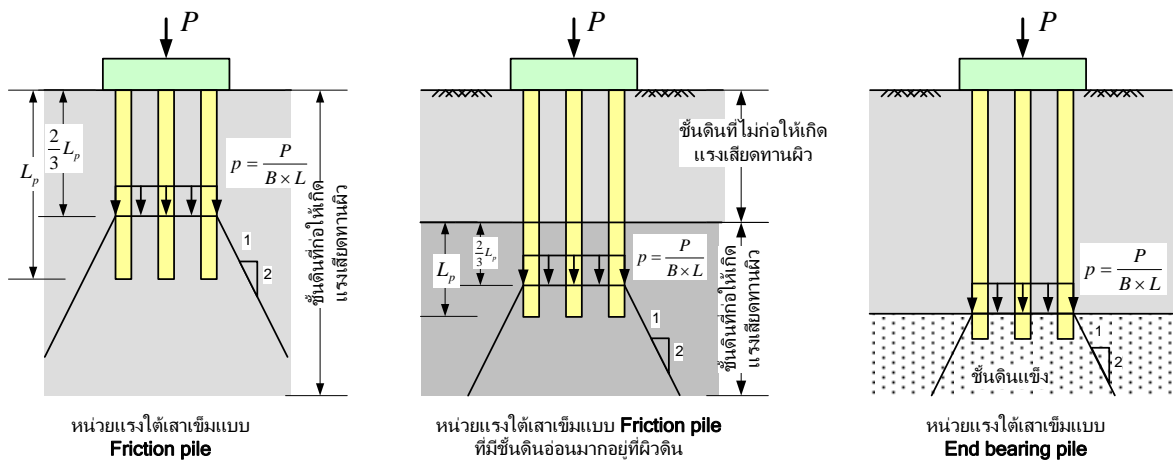
รูปที่ 4-112 Load-settlement curve

4.15.2 การทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มเนื่องจาก Consolidation

การประมาณการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มจะใช้ทฤษฎี Consolidation ในการประมาณค่าการทรุดตัวโดยจะสมมติให้หน่วยแรงกระทำอยู่ที่ระดับความลึก $2L/3$ จากระดับหัวเสาเข็ม และจากจุดนี้มีการกระจายของหน่วยแรงเป็นรูปปิระมิดหัวตัดที่มีความชันเท่ากับ 2:1 ค่าประมาณที่ได้นี้เป็นค่าประมาณอย่างหยาบเพื่อนำไปใช้พิจารณาว่าเสาเข็มที่เลือกใช้มีความเหมาะสมเพียงไร ถ้าไม่เหมาะสมเช่น การทรุดตัวมากเกินไปอาจแก้ไขโดยการลดน้ำหนักที่ถ่ายลงเสาเข็ม หรือเพิ่มระยะห่างของหัวเสาเข็ม หรืออาจจะเพิ่มความยาวเสาเข็ม เป็นต้น

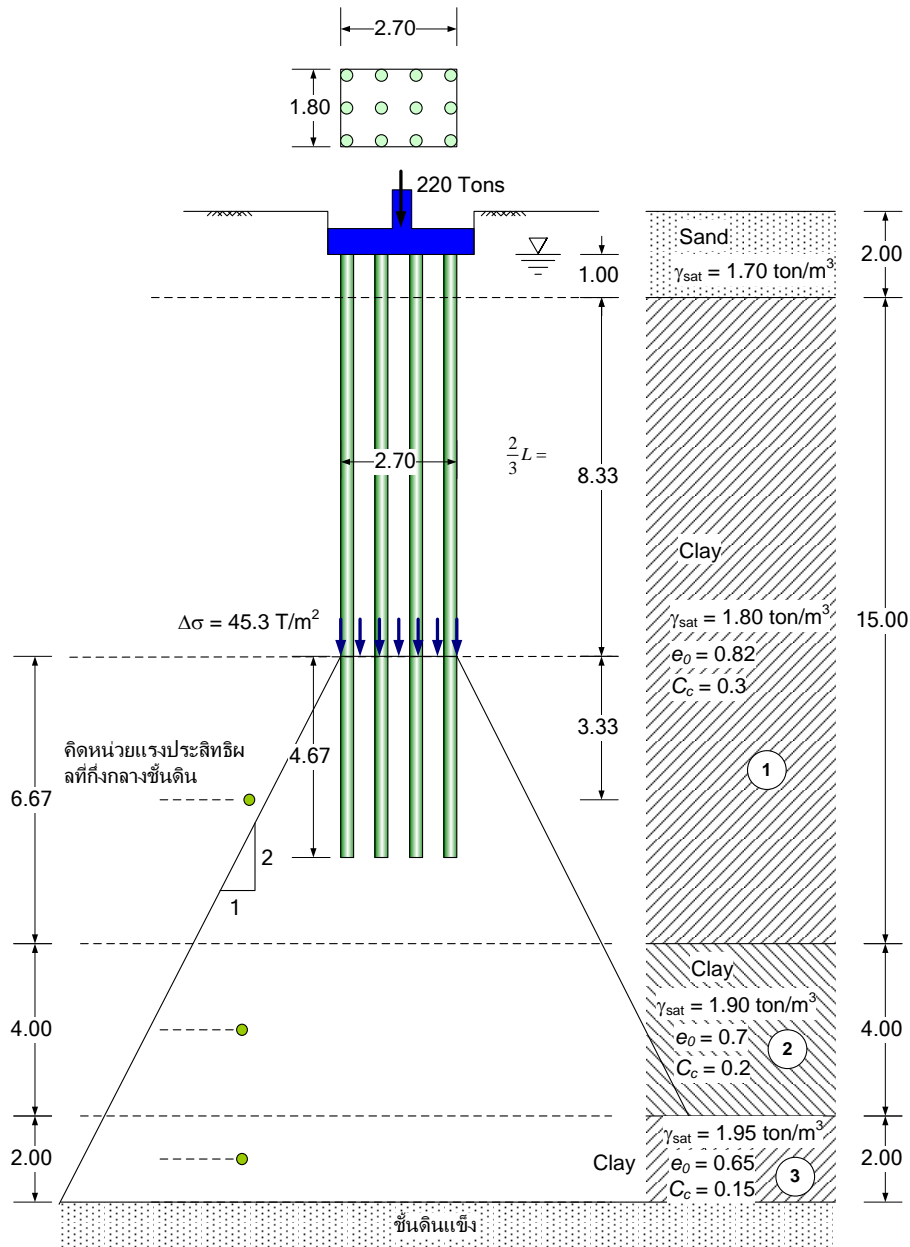


รูปที่ 4-113 รูปแสดงการคำนวณหา Consolidation settlement ของ เสาเข็มกลุ่ม



รูปที่ 4-114 การกระจายของหน่วยแรงของเสาเข็มกลุ่ม

ตัวอย่างที่ 4.12 – การประมาณการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มเนื่องจาก Consolidation จากเสาเข็มกลุ่มซึ่งมีข้อมูลดังรูปจงคำนวณหา Settlement ของเสาเข็มกลุ่มนี้



รูปที่ 4-115 รูปตัดชั้นดินและกลุ่มเสาเข็มสำหรับตัวอย่างที่ 4.12

1. คำนวณหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้น ณ จุดกึ่งกลางชั้นดินที่จะคำนวณการทรุดตัว

$$\Delta p = \frac{Q}{(B+z)(L+z)}$$

$$\Delta p_{(1)} = \frac{220}{(1.8+3.335)(2.7+3.335)} = 7.1 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta p_{(2)} = \frac{220}{(1.8+8.67)(2.7+8.67)} = 1.85 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta p_{(3)} = \frac{220}{(1.8+11.67)(2.7+11.67)} = 1.13 \text{ t/m}^2$$

2. คำนวณหน่วยแรงประสิทธิผลเนื่องจากน้ำหนักของดิน, σ'_{v0}

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

$$\sigma'_{v(1)} = (1.7 \times 2) + (1.8 \times (8.33 + 3.335)) - 1.0(1 + 8.33 + 3.335) = 11.73 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_{v(2)} = (1.7 \times 2) + (1.8 \times 15) + (1.9 \times 2) - 1.0(1 + 15 + 2) = 16.2 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_{v(3)} = (1.7 \times 2) + (1.8 \times 15) + (1.9 \times 4) + (1.95 \times 1) - 1.0(1 + 15 + 4 + 1) = 18.95 \text{ t/m}^2$$

3. คำนวณการทรุดตัวโดยใช้สมมุติฐานว่าการทรุดตัวเกิดขึ้นในแนวตั้งเท่านั้น

$$\Delta S = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right)$$

$$\Delta S_{(1)} = \frac{(0.3)(6.67)}{1 + 0.82} \log \left(\frac{11.73 + 7.1}{11.73} \right) = 0.23 \text{ m}$$

$$\Delta S_{(2)} = \frac{(0.2)(4.0)}{1 + 0.7} \log \left(\frac{16.2 + 1.85}{16.2} \right) = 0.022 \text{ m}$$

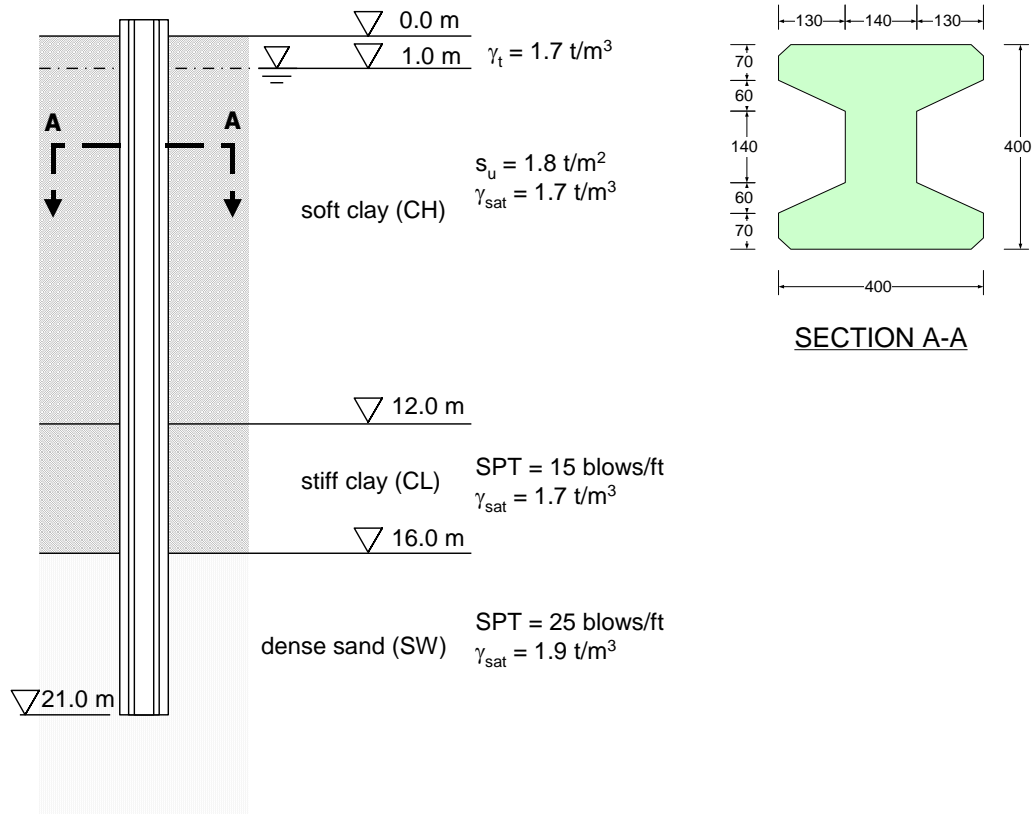
$$\Delta S_{(3)} = \frac{(0.15)(2.0)}{1 + 0.65} \log \left(\frac{18.95 + 1.13}{18.95} \right) = 0.00457 \text{ m}$$

$$\Delta S = \Delta S_{(1)} + \Delta S_{(2)} + \Delta S_{(3)} = 0.23 + 0.022 + 0.00457 = 0.26 \text{ m}$$

4.16 แบบฝึกหัด

1. จากข้อมูลชั้นดินและหน้าตัดของเสาเข็มที่กำหนดให้ดังรูปจงคำนวณหาค่าลึกลับรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็ม ถ้าใช้เป็นเสาเข็มตอก

กำหนดให้: Factor of safety = 2.5

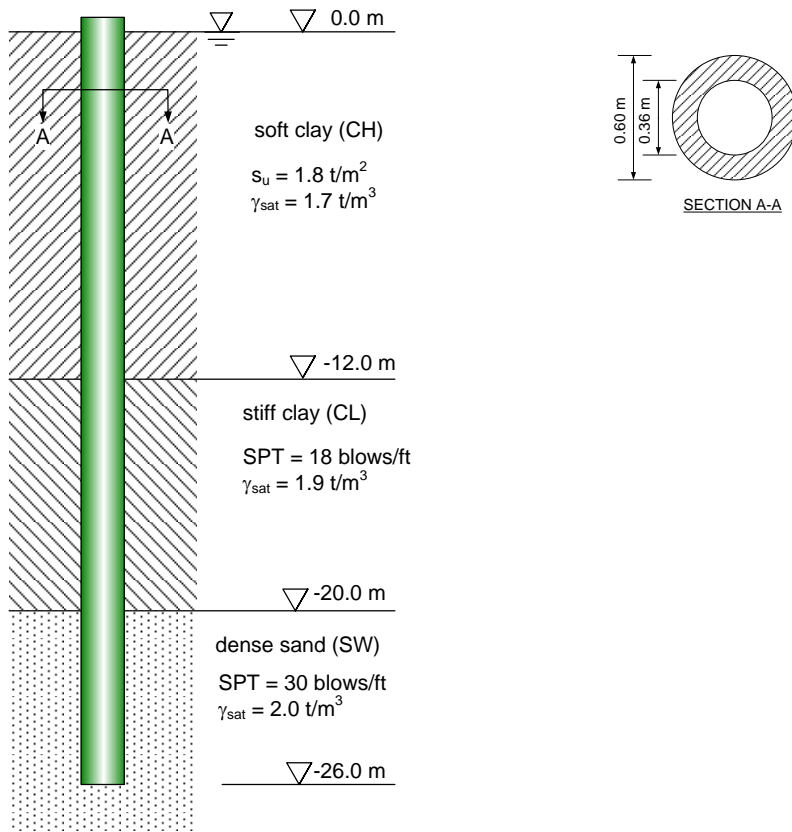


2. จากข้อมูลชั้นดินและหน้าตัดของเสาเข็มที่กำหนดให้ตั้งรูปจงบคำนวณหากำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็ม ถ้าเสาเข็มต้นนี้เป็นเสาเข็มตอก

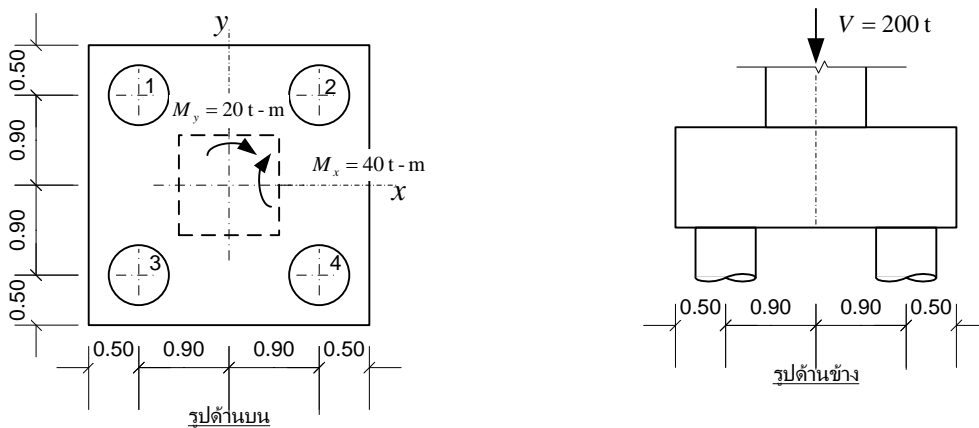
2.2) ในการตอกเสาเข็มต้นนี้ควรจะต้องตอกให้มีระยะทรุดตัวเนื่องจากการตอก 10 ครั้งสุดท้าย (Last ten blows) เป็นเท่าใดถ้าใช้สูตร Engineering News

2.3) และหลังจากการตอกเสาเข็มเสร็จเรียบร้อยแล้วถ้าต้องการตรวจสอบความบกพร่องของเสาเข็มเนื่องจากการตอกควรจะใช้วิธีใดบ้าง โปรดอธิบายเหตุผลประกอบ

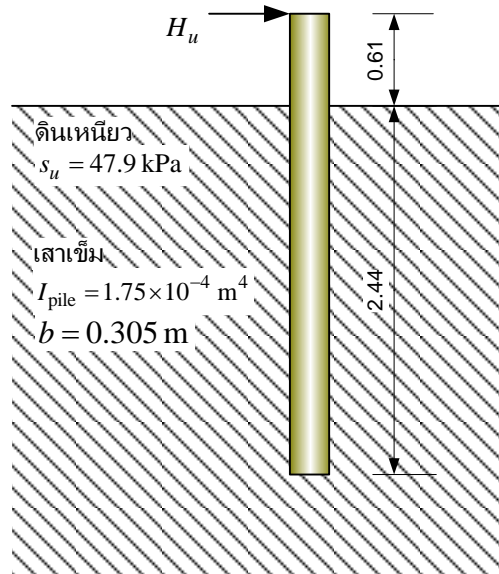
กำหนดให้: Factor of safety = 2.5, ปั้นจั่นหนัก 7 ตันยกสูง 100 เซนติเมตร



3. จงคำนวณแรงในเสาเข็มของฐานรากดังรูปที่รับแรงกระทำดังนี้
 แรงรวมในแนวตั้ง, $V = 200$ ตัน
 โมเมนต์ดัดรวมรอบแกน $x = 40$ ตัน-เมตร
 โมเมนต์ดัดรวมรอบแกน $y = 20$ ตัน-เมตร



4. กำหนดให้เสาเข็มเหล็กมีเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 305 มิลลิเมตร และมีความหนา 19 มิลลิเมตร จงคำนวณ Ultimate horizontal load ของเสาเข็มต้นนี้ถ้ามีแรงกระทำดังรูป



5. จงคำนวณค่า last ten blow เพื่อควบคุมการตอกเสาเข็มหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส 525 มิลลิเมตร ยาว 6 เมตร ให้มี ultimate bearing capacity = 200 ตัน ($A = 2756.25 \text{ cm}^2$, $f'_c = 350 \text{ ksc}$, $E = 297000 \text{ ksc}$ ลงในชั้นทราย กำหนดให้ใช้ลูกตุ้มขนาด 7 ตันที่ ระยะยก 48, 64, และ 80 เซนติเมตร และวิจารณ์ว่าเพราะเหตุใดผลการคำนวณจึงแตกต่างจากผลการทดสอบ dynamic load test ที่ได้ค่า ultimate bearing capacity ในขณะตอกเท่ากับ 254 ตัน (ใช้ลูกตุ้มหนัก 7 ตัน ระยะยก 64 เซนติเมตร ระยะทรุดตัว 3 มิลลิเมตรต่อการตอก 1 ครั้ง (ข้อมูลจากการตอกเสาเข็มในชั้นดินทรายที่จังหวัดระยอง)

5 แรงดันดินและกำแพงกันดิน

5.1 บทนำ

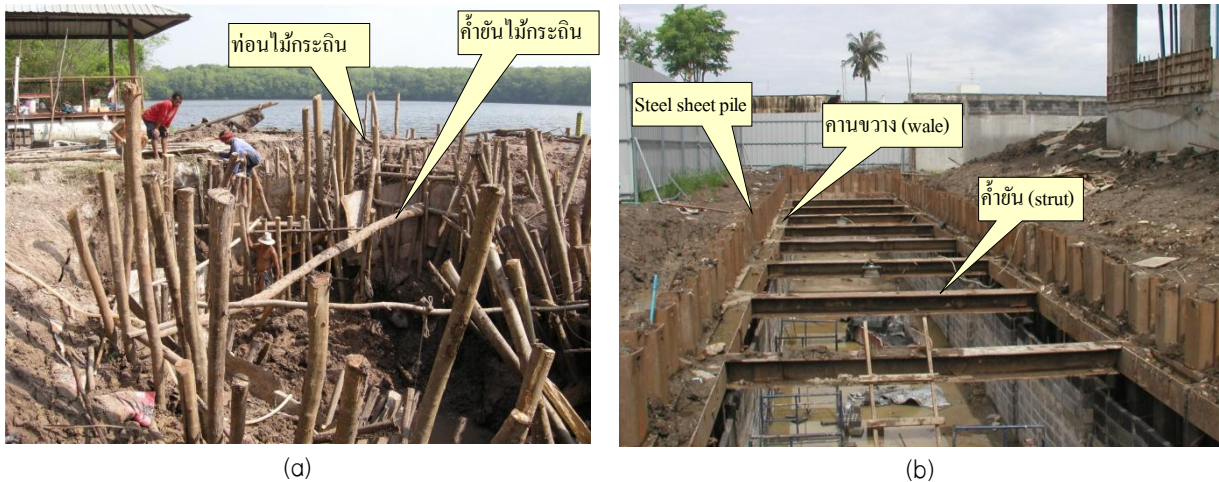
กำแพงกันดินเป็นโครงสร้างที่ใช้สำหรับกันดินที่มีลักษณะพื้นผิวอยู่ในแนวตั้ง ที่ต้องใช้กำแพงกันดินนั้นเนื่องมาจากความไม่สมดุลย์ของแรงต้านทานจากดินกับแรงดันจากดิน ในกรณีที่ดินมีกำลังรับแรงเฉือนสูงมากเช่นบ่อดินลูกรังบริเวณตำบลสุรนารีจังหวัดนครราชสีมา สามารถขุดดินตั้งเกือบฉากได้ลึกถึง 20 เมตรโดยที่ไม่เกิดการวิบัติและสามารถตั้งอยู่ได้เป็นระยะเวลาหลายปี แต่ในกรณีที่ดินมีกำลังรับแรงเฉือนต่ำเช่นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพเมื่อขุดดินลึกเพียง 3 เมตร โดยทิ้งลาดคั่นดินไว้ก็เกิดการเคลื่อนตัวของดินจนส่งผลกระทบต่อสิ่งปลูกสร้างข้างเคียง ดังรูปที่ 5-1



รูปที่ 5-1 การขุดเปิดหน้าดิน (a) ชั้นดินลูกรังขุดลึกประมาณ 20 เมตร: (b) ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพขุดลึกประมาณ 3 เมตร


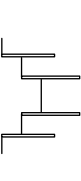


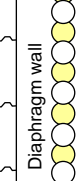


ในการออกแบบและก่อสร้างกำแพงกันดินนั้นจำเป็นต้องอาศัยทฤษฎีทางด้านกลศาสตร์ของดิน และหลักการทางกลศาสตร์ในการคำนวณแรงดันและแรงต้านที่ดินกระทำต่อกำแพง ในบางกรณีในพื้นที่กว้างมากผู้ก่อสร้างมักจะใช้ระบบกำแพงกันดินชนิดตามยถากรรมดังรูปที่ 5-2a ซึ่งเป็น

กำแพงกันชั่วคราวเพื่อก่อสร้างประตูระบายน้ำที่ติดกับอ่างเก็บน้ำ กำแพงกันดินที่ใช้เป็นท่อนไม้ กระถินสดที่ตัดจากในบริเวณพื้นที่ก่อสร้างแล้วนำมาวางลงในดินเพื่อใช้เป็นโครงสร้างกันดิน และได้ใช้ไม้กระถินเช่นกันในการทำค้ำยัน ปัญหาที่เกิดขึ้นคือการไหลของดินผ่านเสาเข็มไม้และการเคลื่อนตัวของดินโดยรอบจนเกิดการวิบัติ การก่อสร้างในกรณีเช่นนี้ใช้ได้กับพื้นที่กว้างที่การขุดเปิดหน้าดินไม่ส่งผลกระทบต่อสิ่งปลูกสร้างหรือระบบสาธารณูปโภคที่อยู่โดยรอบ แต่ในกรณีที่การขุดเปิดหน้าดินอยู่ติดกับโครงสร้างที่อาจเกิดความชำรุดเสียหายได้ถ้าเกิดการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดดินจำเป็นจะต้องใช้กำแพงกันดินที่มีกำลังต้านทานต่อแรงดันดินเพียงพอที่จะไม่ก่อให้เกิดการวิบัติของดินและโครงสร้าง (Ultimate limit state) หรือก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวที่สูงจนสิ่งปลูกสร้างโดยรอบชำรุด (Serviceability limit state) รูปที่ 5-2b เป็นตัวอย่างของกำแพงกันดินชั่วคราวสำหรับก่อสร้างบ่อน้ำใต้ดิน โดยใช้กำแพงเข็มพืดเหล็ก (steel sheet pile wall) และใช้ระบบค้ำยันโดยมีคานขวางและค้ำยัน

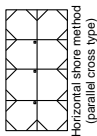
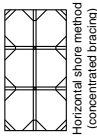
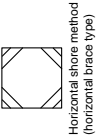
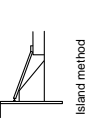
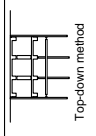
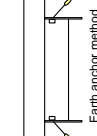
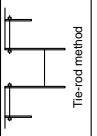


รูปที่ 5-2 ระบบกำแพงกันดิน (a) ระบบกำแพงกันดินชั่วคราวเพื่อก่อสร้างประตูระบายน้ำลึก 6 เมตร; (b) ระบบกำแพงกันดินเข็มพืดเหล็กเพื่อก่อสร้างบ่อน้ำใต้ดิน

จากที่กล่าวมาข้างต้นจะเห็นได้ว่าการวิเคราะห์และออกแบบกำแพงกันดินให้สามารถต้านทานแรงดันดินได้เป็นสิ่งที่มีความสำคัญเป็นอย่างยิ่งสำหรับงานวิศวกรรมฐานรากในปัจจุบัน สาเหตุหนึ่งอาจเกิดจากความจำกัดของพื้นที่ ทำให้จำเป็นต้องใช้พื้นที่ใต้ดินให้เกิดประโยชน์มากที่สุด และด้วยความจำกัดของพื้นที่เองทำให้ไม่สามารถขุดเปิดหน้าดินโดยไม่ใช้ระบบกำแพงกันดินได้ ในบั้นนี้จึงจะได้กล่าวถึงทฤษฎีและวิธีที่ใช้ในการคำนวณแรงดันดินที่กระทำต่อกำแพง และจะได้กล่าวถึงวิธีการคำนวณแรงดันดินที่พัฒนาขึ้นมาจากการวัดแรงที่เกิดขึ้นในสนามและนำมาพัฒนาเป็นแรงดันดินเชิงประสบการณ์ และได้กล่าวถึงการประมาณการเคลื่อนตัวของดินที่อาจจะส่งผลกระทบต่อสิ่งปลูกสร้างข้างเคียงไว้ด้วย

Method	Outline	Good points	Weak points
 <p>Open cut with slope (No wall required)</p>	Soil around the excavation is sloped at stable inclination, while excavation is continued. When the excavation is deep, small steps may be provided within the inclination	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Mechanical powers can be fully utilized, there being no supporting and holding work. <input type="checkbox"/> Economical 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> There must be ample space to provide inclination within the site <input type="checkbox"/> Not suitable for weak ground or places with spring water <input type="checkbox"/> There is large amount of excavation and refilling.
 <p>Cantilever wall method (No bracing required)</p>	Sheet piles or steel H piles are driven on the periphery of the excavation, so as to support the soil pressure in the back by bending resistance of the pile and to permit further excavation. When the excavation is deep the piles are made self-standing in two rows.	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> It is possible to construct a structure fully occupying the site <input type="checkbox"/> Work executing efficiency is high, because there are no supporting members. <input type="checkbox"/> Economical 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Not suitable for weak ground, because the system requires large penetration depth. <input type="checkbox"/> Not suitable for deep excavation due to bending resistance and flexure of piles <input type="checkbox"/> There are large amount of excavation and refilling.
 <p>King post wall Berlin wall</p>	Steel H piles are installed at regular intervals of 0.8 to 1.5m, and along with the excavation the horizontal sheet piles, wooden structures are installed between the piles.	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Construction cost is lower if compared with steel sheet piles. <input type="checkbox"/> Deep excavation is possible. <input type="checkbox"/> The method is possible for relative hard soil. <input type="checkbox"/> No water pressure on the wall and bracing. 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> There are problem with ground water. <input type="checkbox"/> Unsuitable for soft clay layer, heaving of soil may occur.
 <p>Steel sheet pile wall</p>	Steel sheet pile are driven while the piles are engaged together, while the inside area is excavated.	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> The wall system is watertight <input type="checkbox"/> Suitable for weak ground <input type="checkbox"/> Durable and permits repeated use. <input type="checkbox"/> Suitable for deep excavation 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Rigidity is less when compared to reinforced concrete wall. <input type="checkbox"/> Driving is impossible in very hard ground. <input type="checkbox"/> Water pressure (load from ground water) act on the wall and bracing system.
 <p>Diaphragm wall</p>  <p>Secant pile wall</p>  <p>Contiguous pile wall</p>	Vertical holes are excavated by drilling machine, and concrete columns or walls are made by pouring concrete on the spot, and these concrete columns or walls will become the earth holding walls.	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Deep excavation possible with free choice of wall thickness and depth. <input type="checkbox"/> High degree of water stopping qualities. <input type="checkbox"/> High rigidity, and little effect on surrounding ground. <input type="checkbox"/> Little vibration and noise. 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Problem with disposition of used supporting slurry <input type="checkbox"/> High stiffness and high resistance to horizontal load. <input type="checkbox"/> It is necessary to fully examine cost and construction time available.

รูปที่ 5-3 การจำแนกชนิดของงานขุดตามลักษณะของการจัดการกับแรงดันดินด้านข้าง

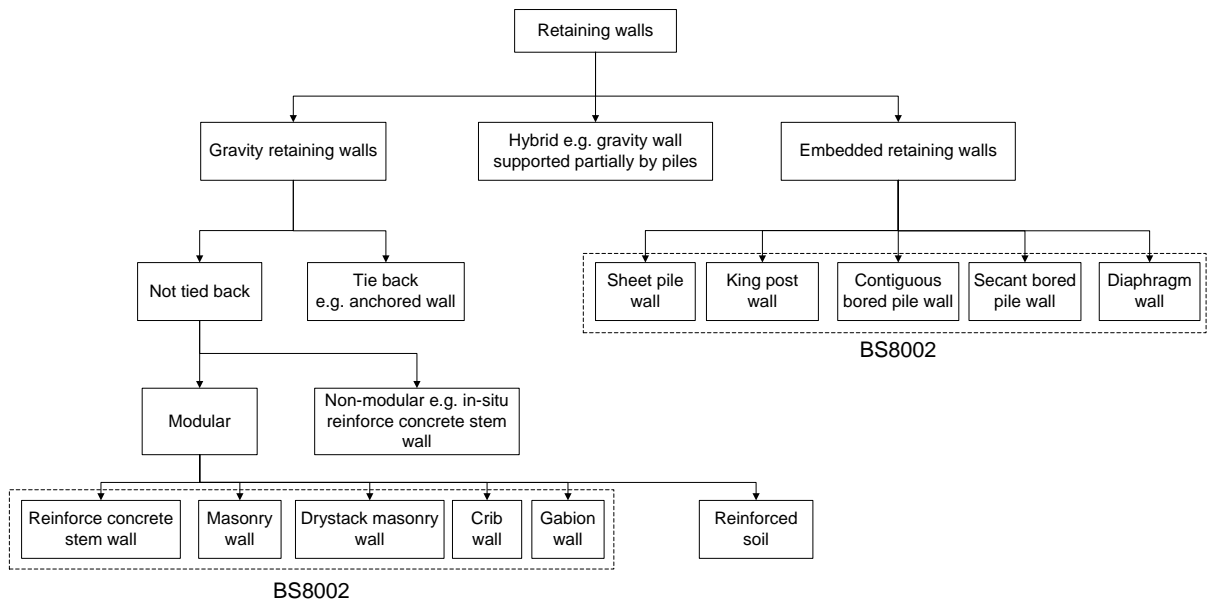
Method	Outline	Good points	Weak points
 <p>Horizontal shore method (parallel cross type)</p>	<p>Shore are assembled in grid form, so as to prevent buckling on a horizontal plane., and shelf piles are driven at intersections, so as to prevent buckling on an outside horizontal plane. This is the orthodox method. Horizontal brace will be often provided on the wale, so as to increase the distance between shores.</p> <p>A method of assembling a number of shores to increase rigidity of bracing, by which it is possible to increase the distance between shores.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Structure is simple and familiar to everybody <input type="checkbox"/> Soil pressure is supported by the entire structure, and there is a feeling of security. <input type="checkbox"/> Work execution efficiency is high, because the working space is large <input type="checkbox"/> Deformation of shores is small. 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> The working of heavy excavation machinery is considerably restricted. <input type="checkbox"/> Because of possible deformation due to loosening of joints, connections, etc., preloading method should be concurrently used in large scale construction work. <input type="checkbox"/> It is unsuitable for excavation of irregular shapes in horizontal plane. <input type="checkbox"/> Working cost on shores is relatively high. <input type="checkbox"/> It is essential to deep attention on the balance of overall soil pressure
 <p>Horizontal shore method (concentrated bracing)</p>	<p>A method of supporting soil pressure by horizontal brace alone. Methods such as increasing cross-sectional area of wale to decrease horizontal braces as much as possible are taken.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Work execution efficiency is high, because the working space is large <input type="checkbox"/> It is possible to hold the earth regardless of the structure. 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> The excavation scale is restricted. <input type="checkbox"/> Attention should be paid to connection of horizontal braces.
 <p>Island method</p>	<p>The center portion of the site is drilled in advance to the depth which will permit the earth holding wall to stand by itself, in leaving the soil in front of the island, so as to construct the center portion of the body. The peripheral portions are excavated while installing sloped shores from the body concrete.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Suitable for large scale construction work, and less shore is required. <input type="checkbox"/> Shores are shorter, and deformation of shore is smaller. <input type="checkbox"/> Most suitable for construction work of irregular shape. 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> The underground construction work will be divided into two phases, thus unfavorable from the stand point of construction period. <input type="checkbox"/> Complicated construction work. <input type="checkbox"/> Not suitable for weak ground.
 <p>Top-down method</p>	<p>A method of constructing underground 1st floor and 2nd floor in reverse order, by utilizing the underground structure as supporting and holding work. For supporting the body, there are several methods, such as use of main column, temporary supporting column, temporary supporting structure, etc. Depending on circumstances, horizontal shores are provided in part.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Since the body itself will become the support and holding work, there will be ample strength <input type="checkbox"/> This first floor can be used as platform <input type="checkbox"/> Most suitable when the basement is large and deep. <input type="checkbox"/> Construction period is short, because both above ground and underground work can be carried out concurrently. 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Workability is poor, because excavation and other works will be carried out underneath the floor <input type="checkbox"/> Since concrete will be poured in reverse manner, there will be problems in concreting pouring and setting.
 <p>Earth anchor method</p>	<p>A method of letting the earth anchor, provided around the periphery of excavation, hold the soil pressure by installing earth holding walls. Depending on the need, the number of rows for the anchors will be determined.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Construction efficiency is high, because there is no supporting and holding work inside the excavation area. <input type="checkbox"/> Deep excavation is possible 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Since earth anchors are provided outside of the site, there will be restrictions in location. <input type="checkbox"/> In case of weak ground, the anchor length will be increased <input type="checkbox"/> It is necessary to thoroughly check the pulling strength of the anchor.
 <p>Tie-rod method</p>	<p>Stays are installed around the periphery of excavation which tie-rods are connected to and the earth holding walls are held by the tie-rods.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Construction efficiency is good. 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Space for stays and tie-rod is necessary. <input type="checkbox"/> Not suitable for deep excavation.
 <p>Caisson method</p>	<p>The structure is constructed above ground, and underneath of structure is excavated so that the structure sinks downwards. The open caisson method is constructed by sinking the caisson structure by its own weight without any use of compressed air. The lubricant slurry may be need to reduce skin friction around perimeter during sinking.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Suitable for weak ground and places with high ground water level <input type="checkbox"/> Low subsidence of the surrounding ground, and low noise and vibration <input type="checkbox"/> High stability 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Shapes are restricted depending on weak ground and amount of ground water <input type="checkbox"/> Removal of surrounding friction is needed to assist sinking of the caisson. <input type="checkbox"/> It will require careful examination of construction work and construction period. <input type="checkbox"/> Overall strength of the caisson must be sufficient if the bending moment caused by tilting is occur.

รูปที่ 5-4 การจำแนกโครงสร้างค้ำยันตามลักษณะการก่อสร้าง

5.2 ชนิดของกำแพงกันดิน

(Gaba, Simpson et al. 2003) ได้จำแนกกำแพงกันดินจำแนกตามลักษณะของโครงสร้างและการเกิดแรงต้านทานแรงดันดินเป็น 2 ประเภทหลักๆ ได้แก่

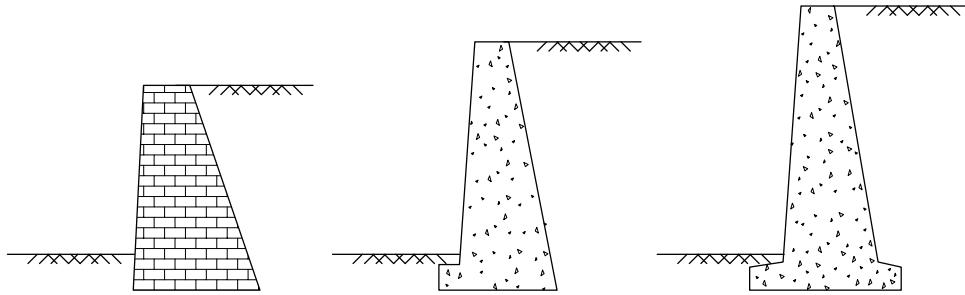
- กำแพงกันดิน (Earth retaining wall) ใช้สำหรับรับแรงที่เกิดขึ้นส่วนใหญ่ที่ผิวดิน หรือใกล้กับผิวดิน
- กำแพงฝังลงในดิน (Embedded retaining wall) เป็นกำแพงที่มีบางส่วนของกำแพงฝังลงในดิน เพื่อที่จะใช้แรงต้านทานแรงดันดินด้านข้างจากส่วนที่ฝังลงในดิน กำแพงอาจจะมีโครงสร้างมาช่วยรองรับแรงดันดิน ตัวอย่างโครงสร้างรองรับได้แก่ คานขวาง ดันดิน สมอรั้ง หรือ แผ่นพื้น เป็นต้น กำแพงชนิดนี้อาจไม่ต้องใช้ค้ำยัน (freestanding) ก็ได้



รูปที่ 5-5 ชนิดของกำแพงกันดิน (Gaba, Simpson et al. 2003)

5.2.1 กำแพงกันดินแบบ Gravity wall

ใช้คอนกรีตที่ไม่เสริมเหล็กหรือใช้ก้อนหินมาเรียงกัน ซึ่งในการออกแบบจะต้องออกแบบให้ไม่เกิดหน่วยแรงดึงในคอนกรีต โดยเสถียรภาพต่อการพลิกคว่ำ (Overturning) และการเลื่อนไถล (Sliding) จะขึ้นกับน้ำหนักของกำแพงอย่างมาก ความสูงโดยปกติจะไม่เกิน 3 เมตร รูปที่ 5-7 เป็นภาพถ่ายกำแพง gravity wall ใช้กันดินกรณีที่ดินชนิดดินเหนียว ใน อ. ศรีราชา จ. ชลบุรี



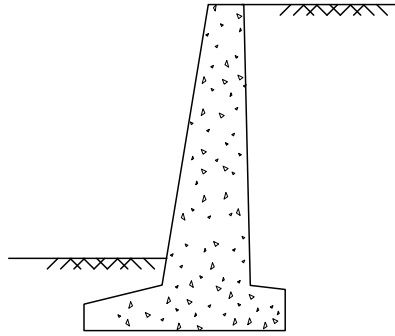
รูปที่ 5-6 กำแพงกันดินแบบ gravity wall



รูปที่ 5-7 กำแพงกันดิน gravity wall สำหรับกันดินกรณีถมดินชิดเขตที่ดิน

5.2.2 กำแพงกันดินแบบ Semi-gravity wall

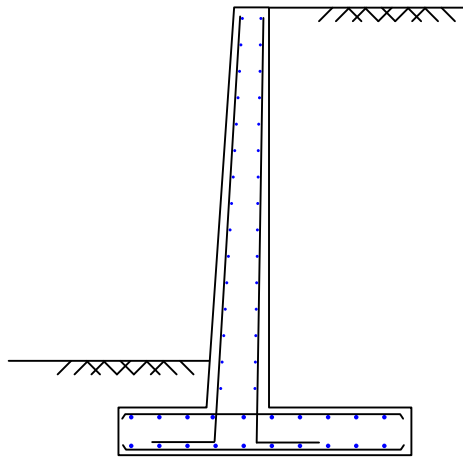
ใช้คอนกรีตเสริมเหล็กในปริมาณต่ำ ที่ใช้เหล็กเสริมเพื่อลดปริมาณคอนกรีตที่จะต้องใช้



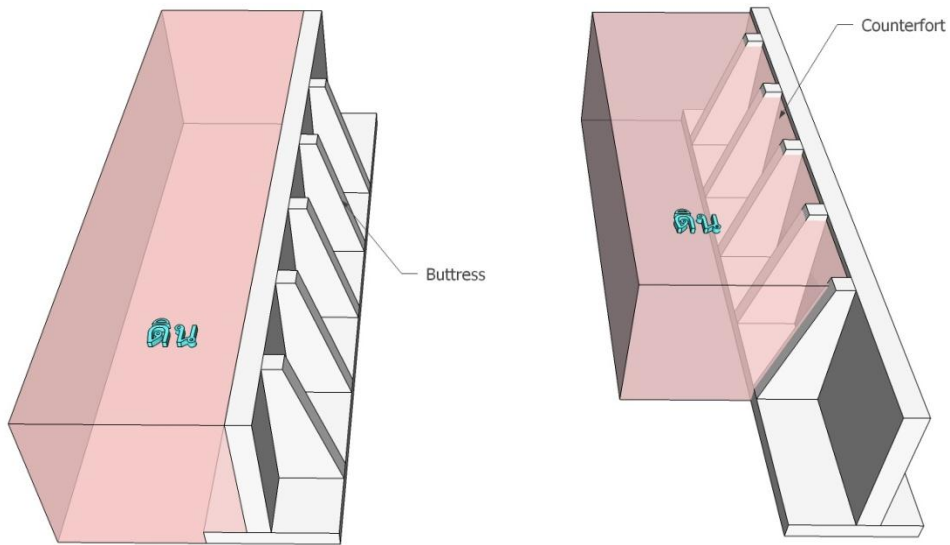
รูปที่ 5-8 กำแพงกันดินแบบ semi-gravity

5.2.3 กำแพงแบบคานยื่น

เป็นกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยพิจารณากำแพงส่วนที่ยื่นจากแผ่นพื้นเป็นคานยื่น (รูปที่ 5-9) แต่พฤติกรรมของกำแพงชนิดนี้จะจัดเป็นกำแพงชนิด gravity wall เนื่องจากเสถียรภาพของกำแพงเกิดขึ้นจากน้ำหนักของดินที่กดทับแผ่นพื้นฐานกำแพงไว้ กำแพงชนิดนี้จะมีแผ่นครีบยันกำแพงด้านหน้าเรียกว่า Buttress หรือเป็นครีบฝังอยู่ในดินด้านหลังซึ่งเรียกว่า Counterfort ก็ได้ (ดูรูปที่ 5-10)

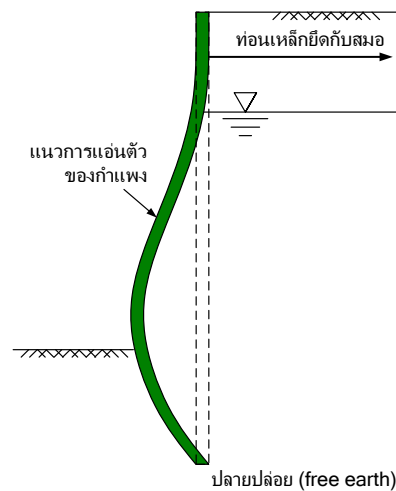


รูปที่ 5-9 กำแพงกันดินแบบคานยื่น



รูปที่ 5-10 กำแพงกันดินชนิด Buttress และ Counterfort

5.2.4 กำแพงชนิดฝังบางส่วนลงในดิน (Embedded wall)



รูปที่ 5-11 กำแพงกันดินเข็มพืด

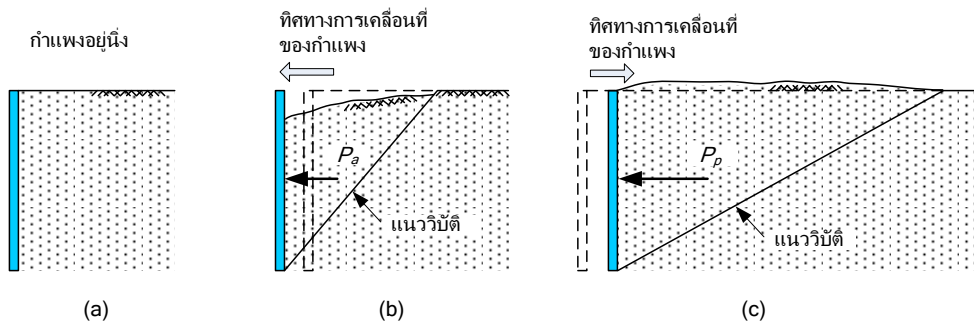
5.3 ทฤษฎีแรงดันดิน

5.3.1 ทฤษฎีแรงดันดินด้านข้างของ Rankine

แรงดันดินด้านข้างของดินขึ้นอยู่กับทิศทางการเคลื่อนตัวของกำแพง แบ่งเป็นสามกรณีได้แก่

- แรงดันดินด้านข้างในสภาพนิ่ง (At rest lateral earth pressure)
- แรงดันดินด้านข้างเมื่อดินเคลื่อนตัวดันกำแพง (Active earth pressure)

- แรงดันดินด้านข้างเมื่อดินกำแพงเคลื่อนตัวดันดิน (Passive earth pressure) ซึ่งจะได้กล่าวถึงการคำนวณแรงดันดินแต่ละชนิดในหัวข้อถัดไป



รูปที่ 5-12 แรงดันดินด้านข้างซึ่งขึ้นอยู่กับลักษณะการเคลื่อนตัวของดิน

5.3.2 แรงดันดินด้านข้างในสภาพนิ่ง (At rest lateral earth pressure)

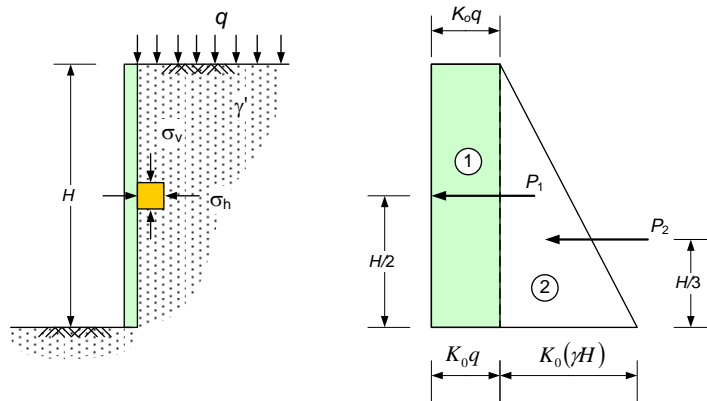
ค่า σ_h คำนวณได้จากสมการ

$$\sigma_h = K_0 \sigma'_v + u$$

K_0 = Coefficient of at rest earth pressure ค่า สามารถประมาณได้โดยใช้วิธีเชิงประสพการณ์ ดังตารางที่ 5-1

ตารางที่ 5-1 ค่า Coefficient of earth pressure at rest

ชนิดของดิน	สมการ
Normally consolidated soil; Jaky (1944)	$K_0 = 1 - \sin \phi$
Normally consolidated clay; Brooker และ Ireland's (1965)	$K_0 = 0.04 + 0.007 (PI) \quad PI = 0 - 40\%$ $K_0 = 0.64 + 0.001 (PI) \quad PI = 40 - 80\%$
Over consolidated clay; Alpan (1967)	$(K_0)_{oc} = (K_0)_{nc} (OCR)^n$ $PI < 40\%, n = 0.42$ $PI > 40\%, n = 0.32$

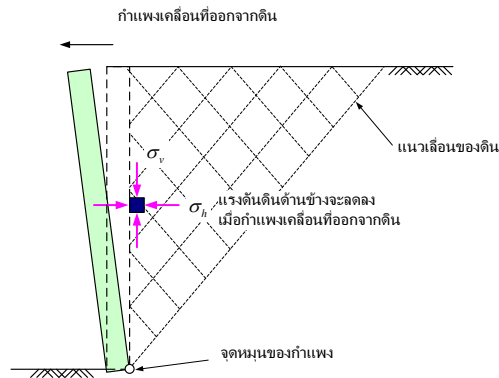


รูปที่ 5-13 แรงดันดินด้านข้างในสภาวะแอกทีฟ

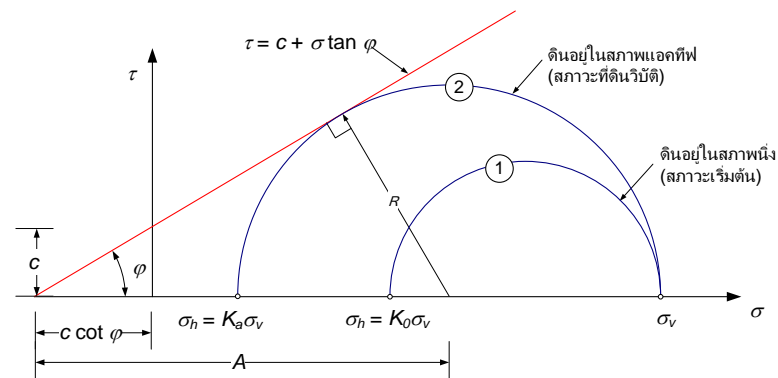
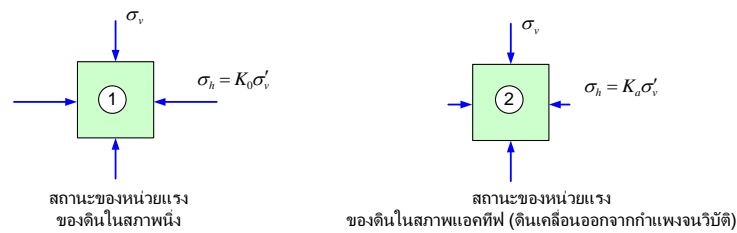
5.3.3 แรงดันดินด้านข้างเมื่อดินเคลื่อนตัวดันกำแพง (Active earth pressure)

แรงดันดินด้านข้างในสภาวะแอกทีฟ และแพชชีฟที่เสนอโดย Rankine (1857)

- กำแพงอยู่ในแนวตั้ง
- ไม่มีแรงเสียดทานระหว่างดินกับกำแพง
- ดินถมหลังกำแพงอยู่ในแนวราบและไม่มีหน่วยแรงเฉือนเกิดขึ้นในระนาบราบและระนาบตั้ง
- กำแพงแข็งและยาวไม่สิ้นสุดโดยดินเป็นดินที่มีเนื้อสม่ำเสมอ (homogeneous) และมีคุณสมบัติเหมือนกันในทุกๆ แกนที่พิจารณา (isotropic)
- สภาวะของดินเริ่มแรกจะต้องอยู่ในสภาพนิ่ง (at-rest state)



รูปที่ 5-14 การวิบัติของดินในสภาวะแอกทีฟ



รูปที่ 5-15 Mohr circle แสดงสถานะของหน่วยแรงเมื่อดินวิบัติในสภาวะแอกทีฟ

จากรูปที่ 5-15 เขียนความสัมพันธ์ได้

$$\sin \varphi = \frac{R}{A} = \frac{(\sigma_v - \sigma_h)/2}{(\sigma_v + \sigma_h + 2c \cot \varphi)/2}$$

เมื่อจัดรูปสมการใหม่จะได้

$$\sigma_h (1 + \sin \varphi) = \sigma_v (1 - \sin \varphi) - 2c \cos \varphi$$

หน่วยแรงดันดินด้านข้างในสภาวะแอกทีฟคำนวณได้จาก

$$\sigma_h = \sigma_v \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right) - 2c \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}}$$

ถ้าให้

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

จะได้

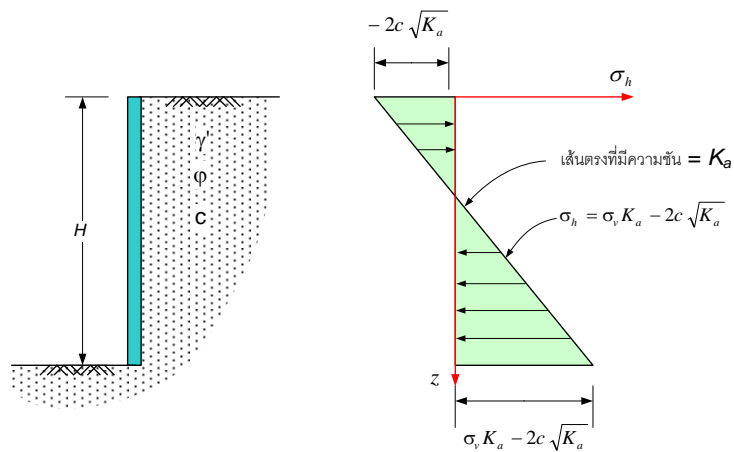
$$\sigma'_h = \sigma'_v K_a - 2c\sqrt{K_a} \tag{5.1}$$

K_a = Coefficient of active lateral earth pressure

c = cohesion of soil

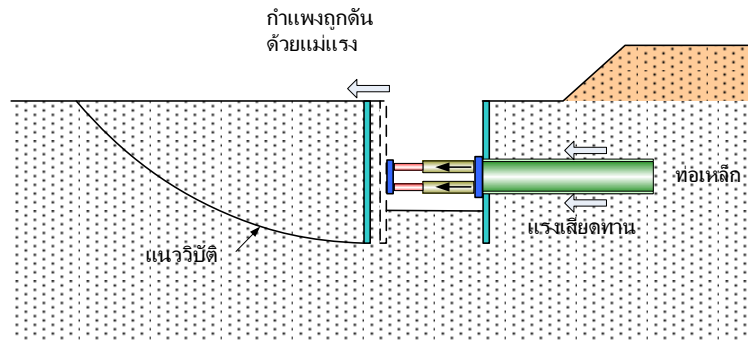
ϕ = friction angle

จากสมการของแรงดันดินด้านข้างในสภาวะแอคทีฟสามารถนำไปเขียนเป็น Stress profile ได้ดังรูป

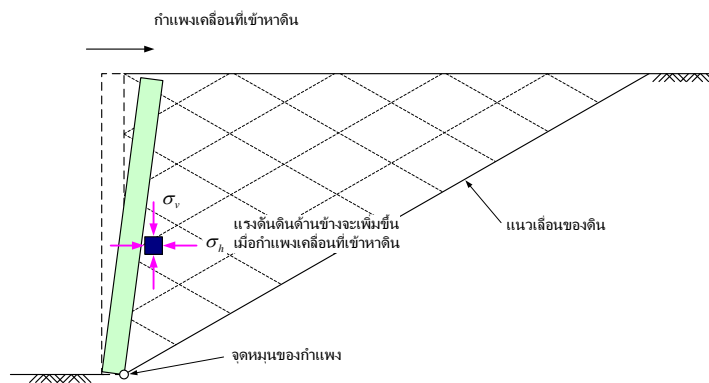


รูปที่ 5-16 การกระจายของแรงดันดินด้านข้างในสภาวะแอคทีฟ

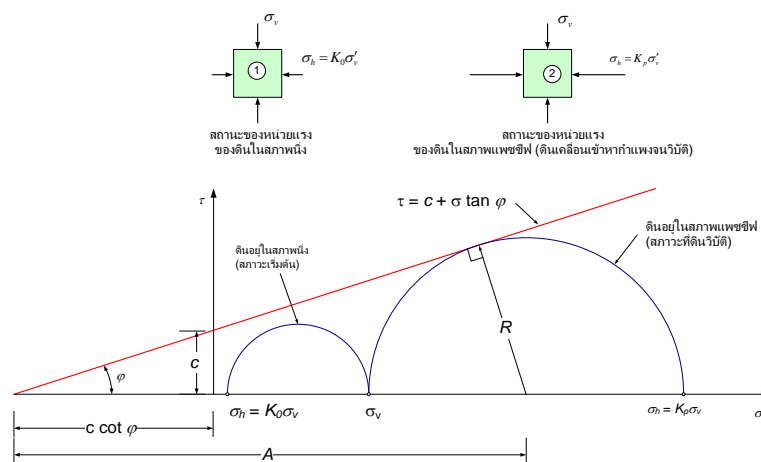
5.3.4 แรงดันดินเมื่อดินกำแพงเคลื่อนตัวดันดิน (Passive earth pressure)



รูปที่ 5-17 ตัวอย่างการก่อสร้างที่ก่อให้เกิดแรงดันดินแบบแพชซีฟ



รูปที่ 5-18 การวิบัติของดินในสภาวะแพชซีฟ



รูปที่ 5-19 Mohr circle แสดงสถานะของหน่วยแรงเมื่อดินวิบัติในสภาวะแอดทีฟ

จากรูปที่ 5-19 เขียนความสัมพันธ์ได้

$$\sin \phi = \frac{R}{A} = \frac{(\sigma_v - \sigma_h)/2}{(\sigma_v + \sigma_h + 2c \cot \phi)/2}$$

เมื่อจัดรูปสมการใหม่จะได้

$$\sigma_h(1 + \sin \varphi) = \sigma_v(1 - \sin \varphi) - 2c \cos \varphi$$

หน่วยแรงดันดินด้านข้างในสภาวะแอคทีฟคำนวณได้จาก

$$\sigma_v = \sigma_h \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) + 2c \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}}$$

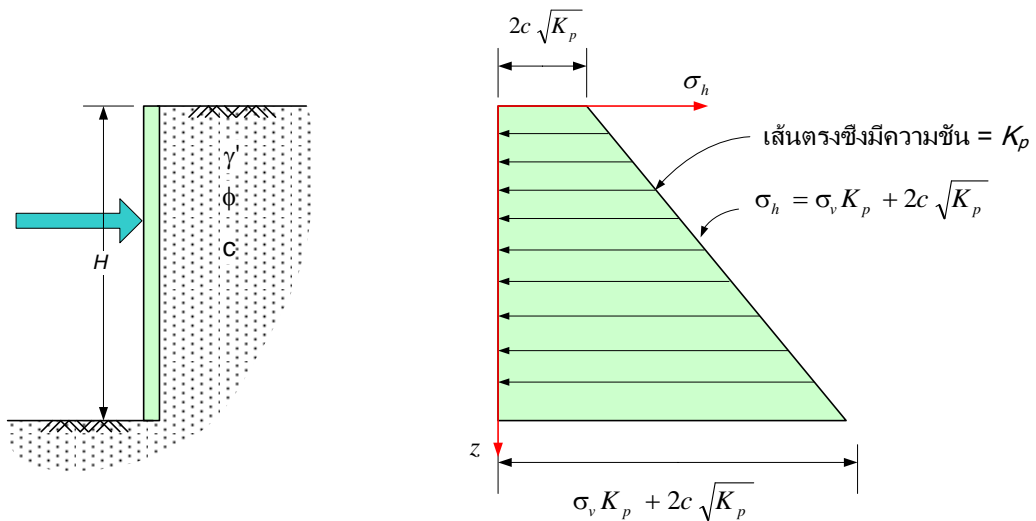
ถ้าให้

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

จะได้

$$\sigma'_h = \sigma'_v K_p + 2c \sqrt{K_p} \tag{5.2}$$

K_p = Coefficient of passive lateral earth pressure



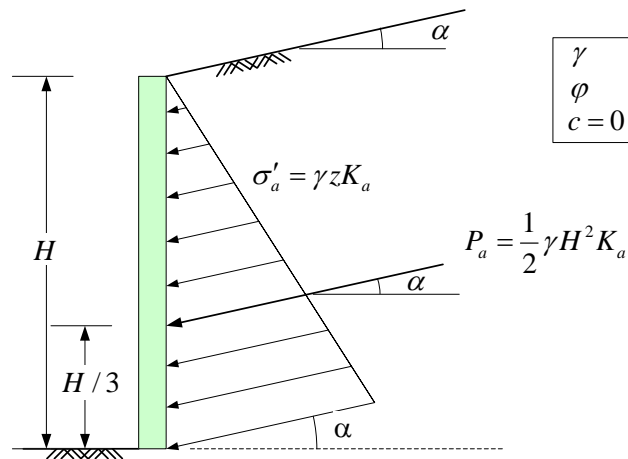
รูปที่ 5-20 การกระจายของแรงดันดินด้านข้างในสภาวะแอคทีฟ

ตารางที่ 5-2 สรุปสมการที่ใช้คำนวณแรงดันดินด้านข้าง

สภาวะของดิน	สมการ
สภาวะนิ่ง (At rest)	$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$
สภาวะแอคทีฟ (Active) Rankine (1857)	$\sigma'_h = \sigma'_v K_a - 2c\sqrt{K_a}$ $K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$
สภาวะพาสซีฟ (Passive) Rankine (1857)	$\sigma'_h = \sigma'_v K_p + 2c\sqrt{K_p}$ $K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$

5.3.5 กรณีแรงดันดินของดินถมแบบเอียงโดยทฤษฎีของ Rankine

ในกรณีที่ดินถมหลังกำแพงเป็นดินเม็ดหยาบเอียงทำมุมกับแนวราบดังรูปที่ 5-21 โดยที่สมมุติให้ไม่มีแรงเสียดทานระหว่างดินถมกับกำแพง แรงดันดินในสภาวะ active จะเป็นดังสมการ 5.3



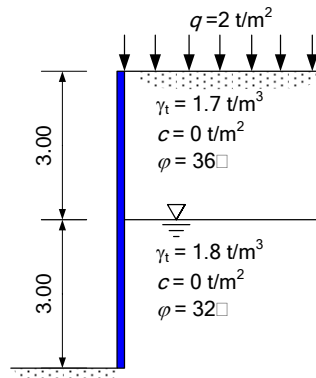
รูปที่ 5-21 กรณีดินถมหลังกำแพงเอียงทำมุมกับแนวราบ

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}} \quad (5.3)$$

โดยที่ ϕ' คือมุมเสียดทานภายในของดิน; ในกรณีนี้แรงลัพธ์ที่กระทำต่อกำแพง P_a จะทำมุมเอียงกับแนวราบเท่ากับ α และกระทำที่ระยะ $H/3$ จากฐานของกำแพง

ตัวอย่างที่ 5.1 - แรงดันดินในสภาวะนิ่ง

จงคำนวณหาแรงดันดินด้านข้างต่อหนึ่งหน่วยความยาวของกำแพงในสภาพที่กำแพงไม่มีการเคลื่อนตัว



ดินไม่มีการเคลื่อนตัวดังนั้นกำแพงอยู่ในสภาพนิ่ง

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

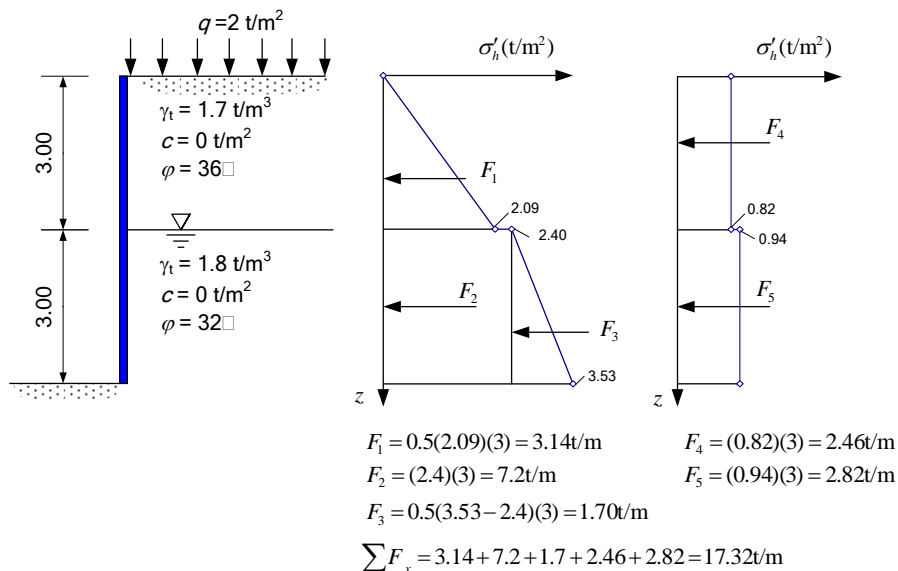
$$(K_0)_1 = 1 - \sin 36^\circ = 0.41$$

$$(K_0)_2 = 1 - \sin 32^\circ = 0.47$$

คำนวณหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง แล้วจึงคำนวณหน่วยแรงดันดินด้านข้างจากหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง

$$\sigma'_v = \sigma - u$$

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$$



รูปที่ 5-22 ผลการคำนวณสำหรับตัวอย่างที่ 5.1

ตัวอย่างที่ 5.2 – แรงดันดินในสภาวะแอกทีฟ

จากตัวอย่างที่ 5.1 จงคำนวณแรงดันดินด้านข้างที่กระทำต่อกำแพงเมื่อกำแพงเคลื่อนตัวออกจากมวลดิน (active state)

เมื่อกำแพงเคลื่อนตัวออกจากมวลดิน ดินจะอยู่ในสภาวะแอกทีฟ

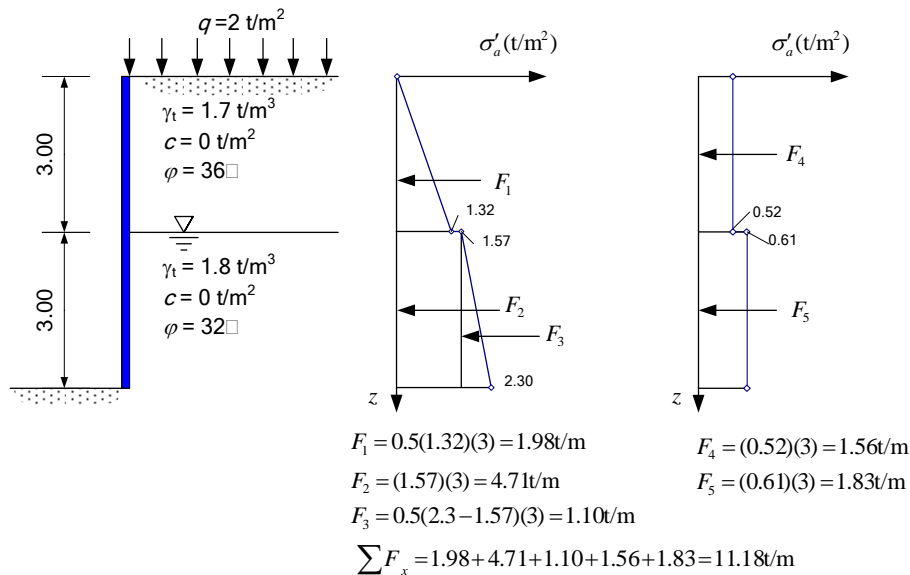
$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$K_a = \frac{1 - \sin 36^\circ}{1 + \sin 36^\circ} = 0.259$$

คำนวณหน่วยแรงดันดินด้านข้างจากหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง

$$\sigma'_a = \sigma'_v K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

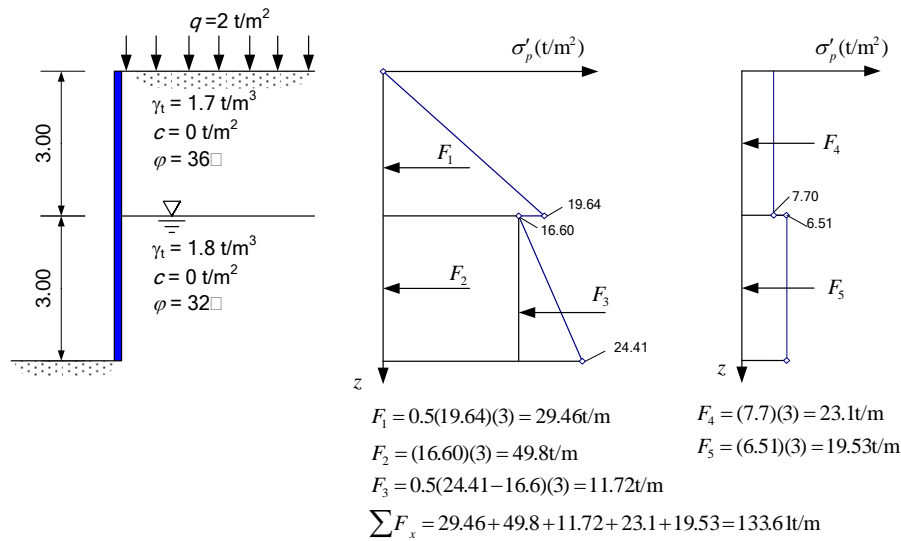
ข้อพึงระวัง บริเวณรอยต่อของชั้นดิน ถึงแม้ว่าจะมีหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งเท่ากัน แต่หน่วยแรงด้านข้างไม่จำเป็นจะต้องเท่ากัน



รูปที่ 5-23 ผลการคำนวณสำหรับตัวอย่างที่ 5.2

ตัวอย่างที่ 5.3 - แรงดันดินด้านข้างในสภาวะแพซีฟ

จากตัวอย่างที่ 5.1 จงคำนวณแรงดันดินด้านข้างที่กระทำต่อกำแพงเมื่อกำแพงเคลื่อนเข้าหามวลดิน (passive state)



รูปที่ 5-24 ผลการคำนวณสำหรับตัวอย่างที่ 5.3

5.3.6 ความลึกของการขุดดินโดยไม่ต้องใช้ค้ำยันด้านข้าง

สำหรับดินเหนียวซึ่งอยู่ในสภาวะไม่ระบายน้ำ (Undrained) เราสามารถคำนวณความลึกของการขุดโดยไม่ต้องใช้ค้ำยันได้

ในสภาวะ Undrained ของดินเหนียว $\phi = 0^\circ$ $c = s_u$ ค่า $K_a = 1.0$

$$\sigma_a = \gamma z - 2s_u$$

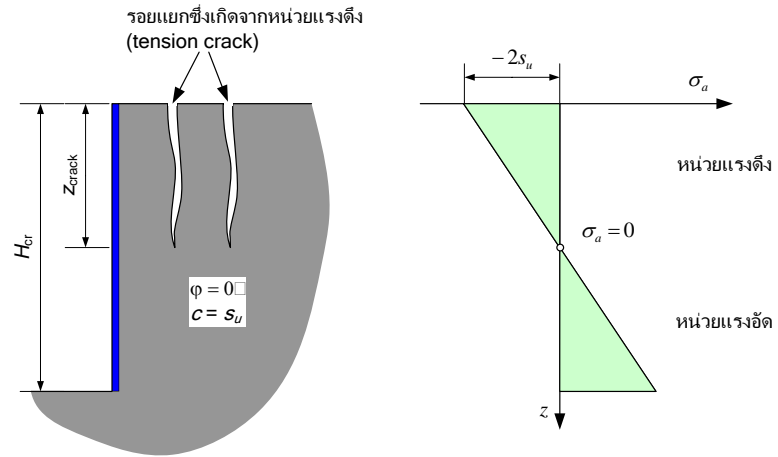
ในกรณีนี้ $\sigma_a = 0$

$$z_{crack} = \frac{2s_u}{\gamma}$$

ความลึก z_{crack} คือระยะที่เกิดแรงดึงขึ้นในเนื้อดิน แต่ดินรับแรงดึงได้น้อยจึงเกิดรอยแยกขึ้นที่ผิวดิน ดังนั้น เมื่อคิดความลึกที่จะทำให้เกิดสภาวะสมดุลในแนวราบ H_{cr} จะเป็นสองเท่าของ z_{crack}

$$H_{cr} = \frac{4s_u}{\gamma} \tag{5.4}$$

รูปที่ 5-25 และรูปที่ 5-26 แสดงถึงรอยแยกในดินเหนียวซึ่งเกิดขึ้นเนื่องจากแรงดึง



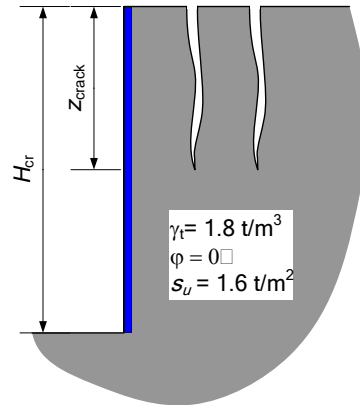
รูปที่ 5-25 รอยแยกเนื่องจากหน่วยแรงดึงซึ่งเกิดในดินหลังกำแพง



รูปที่ 5-26 รอยแยกเนื่องจากหน่วยแรงดึงในดินเหนียว

ตัวอย่างที่ 5.4 – คำนวณความลึกของ tension crack

จากชั้นดินดังรูปจงคำนวณความลึกของ Tension crack และความลึกของดินที่สามารถขุดได้โดยไม่ต้องใช้ค้ำยัน



รูปที่ 5-27

ความลึกของ Tension crack

$$z_{crack} = \frac{2(1.6)}{1.8} = 1.77\text{m}$$

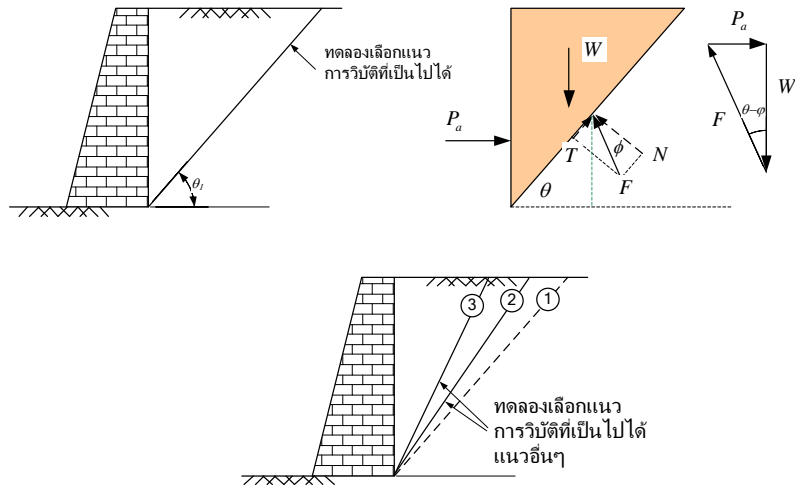
ความลึกของดินที่ขุดได้โดยไม่ต้องใช้ค้ำยัน

$$H_{cr} = \frac{4(1.6)}{1.8} = 3.56\text{m}$$

5.3.7 ทฤษฎีแรงดันดินของ Coulomb

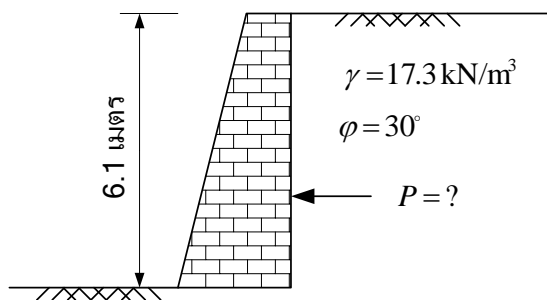
นาย Coulomb ซึ่งเป็นวิศวกรชาวฝรั่งเศสได้พัฒนาวิธีการคำนวณแรงดันดินด้านข้างโดยใช้วิธี Trial wedge ในปี 1776 ซึ่งเป็นเวลาเกือบหนึ่งศตวรรษก่อนที่ Rankine ซึ่งเป็นวิศวกรชาวอังกฤษจะพัฒนาทฤษฎีแรงดันดินของเขาขึ้นมา ซึ่งแรงดันดินด้านข้างที่คำนวณโดยวิธีนี้จะนำแรงเสียดทานระหว่างผิวของกำแพงกับดินเข้ามาพิจารณาด้วย ในการคำนวณจะใช้วิธี Limit Equilibrium ซึ่งมีหลักในการคำนวณคือ

- ทดลองสมมุติแนวการวิบัติที่เป็นไปได้
- พิจารณาดินที่อยู่เหนือแนววิบัติเป็นก้อนดินชั้นเดียว และหาแรงที่กระทำต่อก้อนดินนี้
- ทดลองเลือกแนวการวิบัติแนวอื่น ซึ่งแต่ละแนววิบัติจะให้ค่าตอบแรงดันดินด้านข้าง 1 ค่า ดังนั้นแรงดันดินด้านข้างสูงที่สุดจึงเป็นแรงดันดินที่คำนวณโดยวิธีของ Coulomb



รูปที่ 5-28 วิธีการคำนวณแรงดันดินแบบแอกทิฟโดยใช้ trial wedge

ตัวอย่างที่ 5.5 จงคำนวณแรงดันดินด้านข้างแบบแอกทิฟที่กระทำต่อกำแพงที่มีความสูง 6.1 เมตร และมี $\phi = 30^\circ$ ดังรูปที่ 5-29



รูปที่ 5-29

ในการคำนวณแรงดันดินด้านข้างเราจะทดลองใช้วิธี trial wedge ในการคำนวณ ซึ่งมีขั้นตอนดังนี้คือ

1. ทดลองสมมุติแนวการวิบัติที่เป็นไปได้ เพื่อความสะดวกเราจะทดลองแนวการวิบัติที่ทำมุม ϕ กับระนาบราบเริ่มตั้งแต่ 50 องศา ไปจนถึง 70 องศา โดยเพิ่มมุมครึ่งละ 2 องศา

2. เขียน Free body diagram ของดินที่อยู่เหนือแนววิบัติ และหาแรงที่กระทำบน Freebody นี้ โดยใช้หลักการสมดุลของแรง

2.1 น้ำหนักของก้อนดิน

$$W = \frac{1}{2} \left(\frac{h}{\tan \theta} \right) (h) = \frac{1}{2} \frac{h^2}{\tan \theta}$$

2.2 คำนวณแรง F จาก $\Sigma F_y = 0$

$$F \cos(\theta - \phi) = W$$

$$F = \frac{W}{\cos(\theta - \phi)}$$

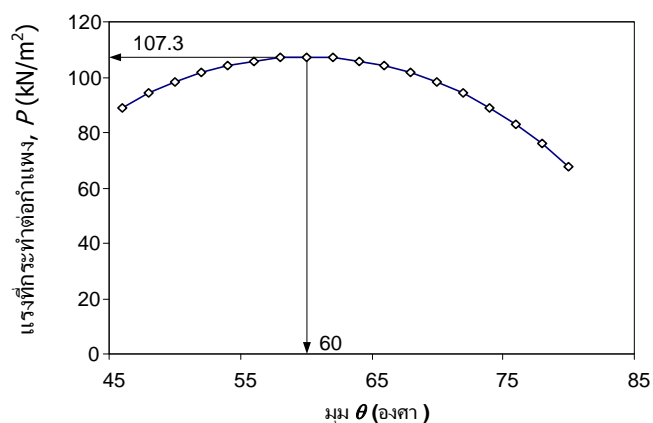
2.2 คำนวณแรง P จาก $\Sigma F_x = 0$

$$P = F \sin(\theta - \phi)$$

3. ทดลองเลือกแนวการวิบัติแนวอื่น แล้วตรวจสอบว่าแนวการวิบัติใดให้ค่า P สูงที่สุดก็จะเป็นคำตอบ

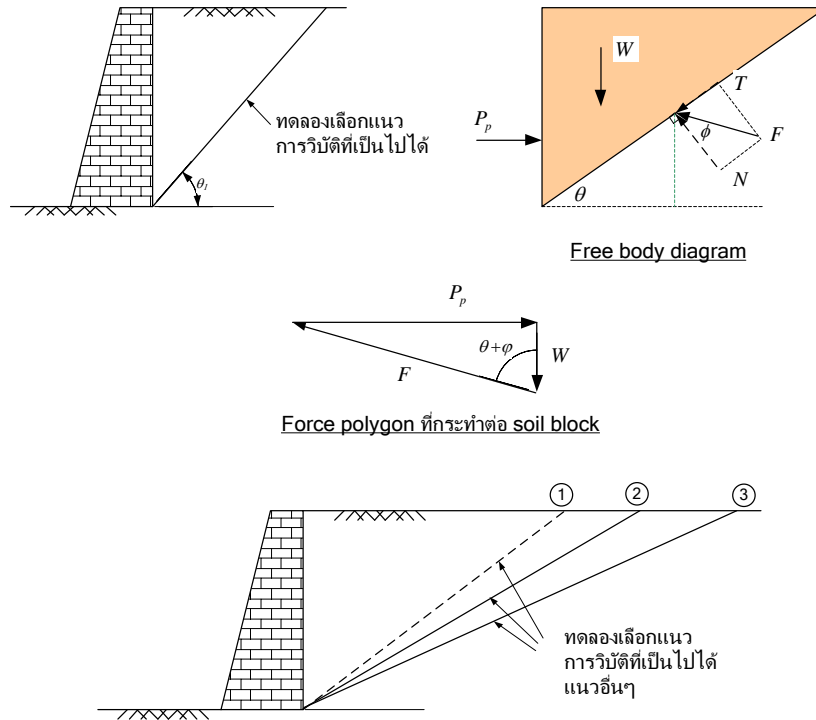
ตารางที่ 5-3 การคำนวณแรงดันดินแอคทีฟ

มุม θ (องศา)	น้ำหนักดิน W (kN)	แรง F ที่กระทำบน ระนาบวิบัติ (kN)	แรง P ที่กระทำ ต่อกำแพง (kN)
50	270.08	287.411	98.3
52	251.47	271.219	101.6
54	233.85	255.980	104.1
56	217.10	241.548	105.9
58	201.12	227.788	106.9
60	185.83	214.578	107.3
62	171.14	201.804	106.9
64	156.98	189.358	105.9
66	143.30	177.134	104.1
68	130.04	165.026	101.6
70	117.15	152.928	98.3



รูปที่ 5-30 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมที่กระทำกับระนาบราบ) กับแรงที่กระทำต่อกำแพงในสภาวะแอคทีฟ

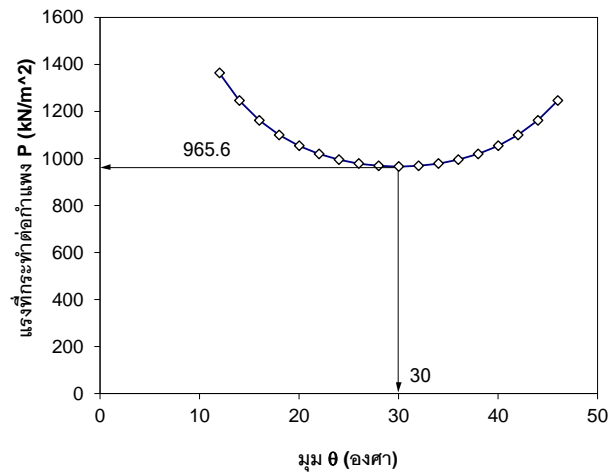
ในกรณีของแรงดันดินด้านข้างในสภาวะแพชซีฟเราสามารถใช่วิธี trial wedge ในการคำนวณได้เช่นเดียวกัน โดยมีขั้นตอนเดียวกับกรณีของการหาแรงดันดินแอคทีฟ แต่จะมีแรงกระทำต่อ Wedge ดังรูปที่ 5-31



รูปที่ 5-31 วิธีการคำนวณแรงดันดินแบบแพชซีฟโดยใช้ trial wedge

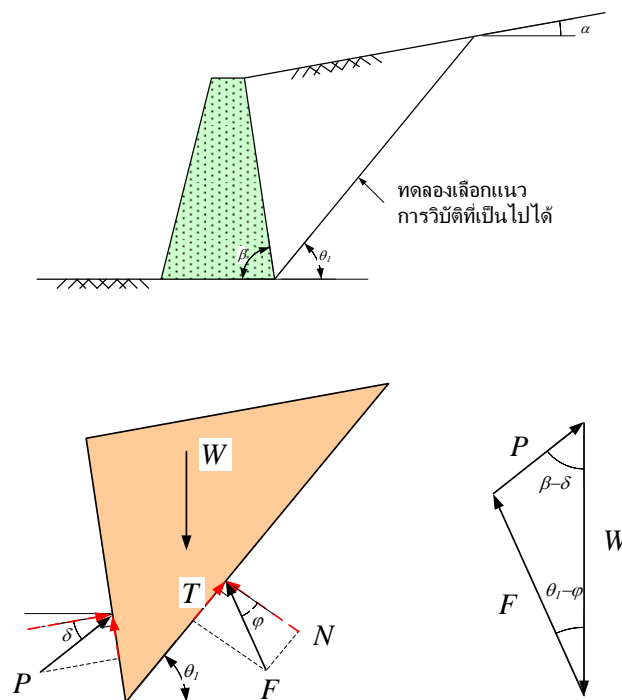
ตารางที่ 5-4 การคำนวณแรงดันดินแพชซีฟ

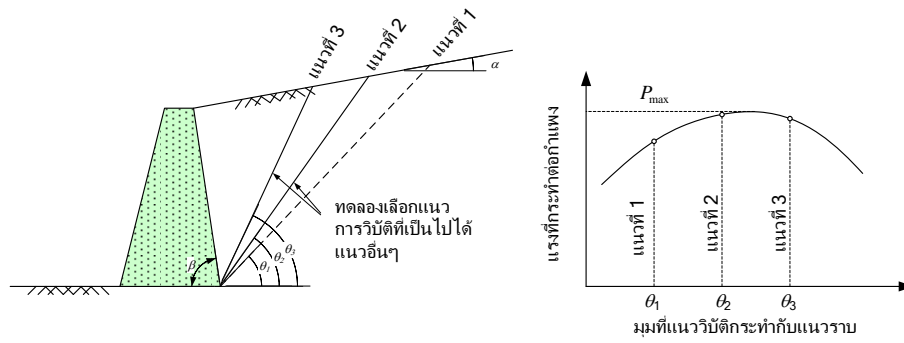
มุม θ (องศา)	น้ำหนักดิน W (kN)	แรง F ที่กระทำบน ระนาบวิบัติ (kN)	แรง P ที่กระทำ ต่อกำแพง (kN)
20	884.32	1375.759	1053.9
22	796.65	1293.970	1019.7
24	722.92	1229.912	995.0
26	659.92	1180.137	978.4
28	605.34	1142.330	968.8
30	557.49	1114.978	965.6
32	515.09	1097.178	968.8
34	477.19	1088.545	978.4
36	443.01	1089.184	995.0
38	411.97	1099.741	1019.7
40	383.59	1121.529	1053.9



รูปที่ 5-32 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมวิกฤติ (มุมที่กระทำกับระนาบราบ) กับแรงที่กระทำต่อกำแพงในสถานะแพชชีฟ

ในกรณีที่คิดความฝืดระหว่างกำแพงกับดิน และดินถมไม่อยู่ในระนาบราบการคำนวณแรงดันดินที่กระทำต่อกำแพงก็ยังคงใช้วิธี Limit equilibrium เหมือนเดิม ที่แตกต่างกันคือแรง P จะไม่กระทำในแนวราบเหมือนกับในกรณีของกำแพงที่ไม่มีแรงเสียดทานดังรูป

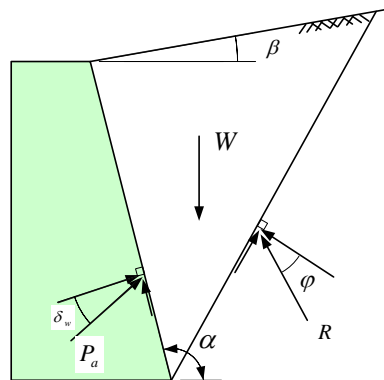




รูปที่ 5-33 ขั้นตอนการหาแรงที่กระทำต่อกำแพงในสภาวะแอกทีฟ

จากหัวข้อ 5.3.7 เมื่อคำนึงถึงผลเนื่องจากแรงเสียดทานระหว่างดินกับกำแพง (Wall friction)

5.3.7.1 Coulomb theory – Active thrust



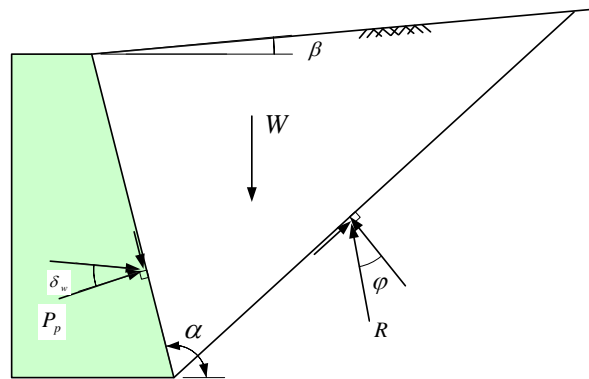
รูปที่ 5-34 Free body diagram ในกรณีที่คำนึงถึงแรงเสียดทานระหว่างดินกับกำแพง – Active

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (5.5)$$

โดยที่

$$K_a = \left(\frac{\sin(\alpha - \phi) / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta_w)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_w) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right)^2 \quad (5.6)$$

5.3.7.2 Coulomb theory – Passive thrust



รูปที่ 5-35 Free body diagram ในกรณีที่ค้ำผนังแรงเสียดทานระหว่างดินกับกำแพง – Passive

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \tag{5.7}$$

โดยที่

$$K_p = \left(\frac{\sin(\alpha + \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta)} - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right)^2 \tag{5.8}$$

δ คือมุมเสียดทานของกำแพงซึ่งขึ้นอยู่กับสภาพดินและลักษณะผิวของกำแพงโดยค่า δ จะน้อยกว่ามุมเสียดทาน φ เสมอ โดยค่า δ ที่ใช้ในการวิเคราะห์แสดงดังตารางที่ 5-5

ตารางที่ 5-5 Value of skin friction and wall adhesion (from Williams and Waite, 1993)

Analysis	Angle of wall friction δ		Wall adhesion c	
	Active	Passive	Active	Passive
Effective stress	$0.67\varphi'$	$0.5\varphi'$	$0.5c'$	$0.5c'$
Total stress	–	–	$0.5s_u \leq 50 \text{ kN/m}^2$	$0.5s_u \leq 25 \text{ kN/m}^2$

5.4 การวิเคราะห์ออกแบบกำแพงกันดิน (Retaining wall)

ในการออกแบบกำแพงกันดินชนิด gravity wall นั้นจะอาศัยน้ำหนักของดินและโครงสร้างเพื่อทำให้เกิดแรงต้านทานต่อแรงดันดิน กำแพงลักษณะนี้จึงมักจะมีควมหนา หรือมีฐานของกำแพงเพื่อให้น้ำหนักของดินกดทับฐานไว้ แรงดันดินอาจจะคำนวณโดยใช้ทฤษฎีของ Rankine หรือ Coulomb

และจะต้องตรวจสอบว่ากำแพงไม่เกิดการวิบัติอย่างฉับพลันของมวลดินซึ่งเราจะต้องตรวจสอบสถานะประลัยของระบบกำแพง (Ultimate Limit State, รูปที่ 5-36) ซึ่งได้แก่

- สถานะที่กำแพงวิบัติโดยการเลื่อนไถล (Translational failure or sliding)

NAVFAC (DM-7.2 1982) ระบุให้วางฐานของกำแพงลึกจากดินหน้ากำแพง 90 เซนติเมตร โดยให้ต่ำกว่าระดับที่ดินมีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรตามฤดูกาล และให้ต่ำกว่าระดับถูกกัดเซาะโดยน้ำ โดยแรงต้านทานต่อการเลื่อนไถล (ที่ไม่รวมแรงดันดินแบบ passive ด้านหน้ากำแพง) จะต้องมากกว่าแรงดันดินที่กระทำต่อกำแพง ในกรณีที่แรงต้านทานไม่เพียงพอให้พิจารณาเพิ่มความกว้างของฐานกำแพง, หรือพิจารณาใช้เสาเข็มรองรับ, หรือฝังฐานของกำแพงให้ลึกขึ้นเพื่อเพิ่มแรงดันดินแบบ passive ด้านหน้าของกำแพง ในกรณีที่กำแพงวางอยู่บนชั้นหิน หรือดินเหนียวแข็งมาก อาจพิจารณาใช้แกนใต้ฐานกำแพง (a key) เพื่อเพิ่มแรงต้านทานการไถล (รูปที่ 5-37)

- สถานะที่กำแพงวิบัติโดยการพลิกคว่ำ (Overturning or rotational failure)

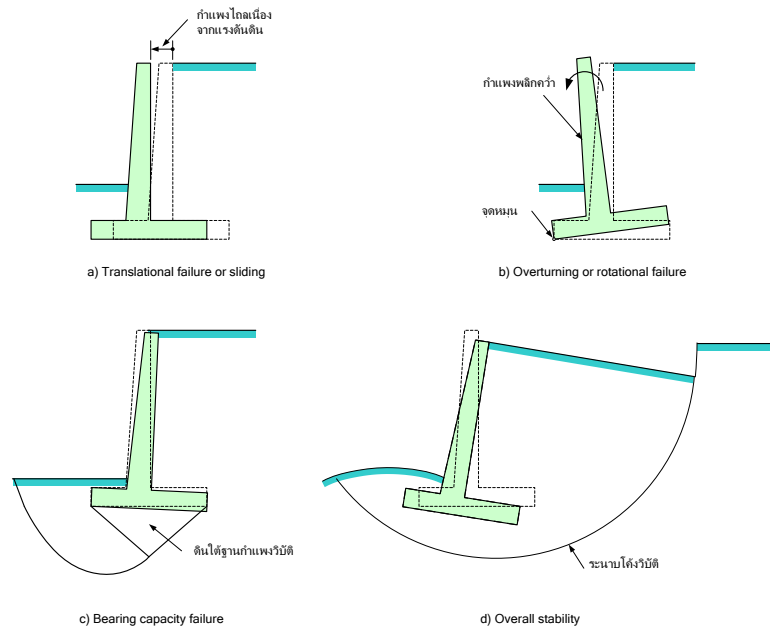
ในกรณีที่กำแพงวางอยู่บนดินที่มีการทรุดตัวต่ำ ให้พิจารณาแรงต้านทานต่อการพลิกคว่ำดังรูปที่ 5-37 แต่ถ้าดินใต้ฐานกำแพงมีการทรุดตัวสูง อาจเนื่องจาก consolidation หรือดินมีสติฟเนสต่ำ จะต้องประมาณค่าความเอียงของกำแพงเนื่องจากการทรุดตัว ถ้ากำแพงเอียงเกินกว่าเกณฑ์ที่ยอมรับได้ ให้จัดรูปร่างของกำแพงให้แรงลัพธ์อยู่ภายในระยะ $2/3$ ของความกว้างกำแพง

- สถานะที่กำแพงวิบัติเนื่องจากดินใต้กำแพงวิบัติ (Bearing capacity failure) และจะต้องตรวจสอบว่ากำแพงยังคงกดดินไว้

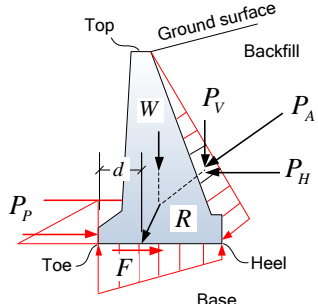
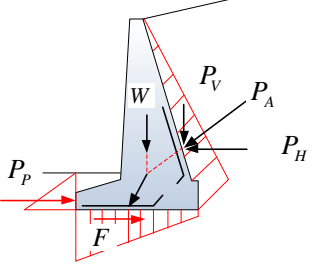
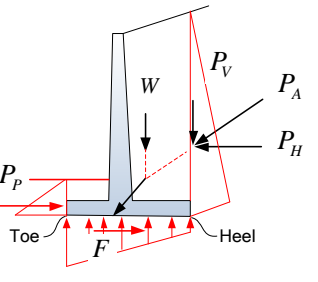
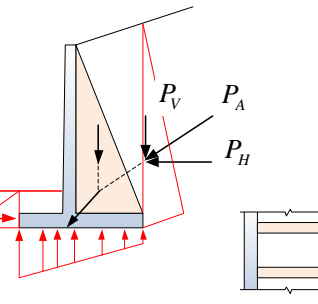
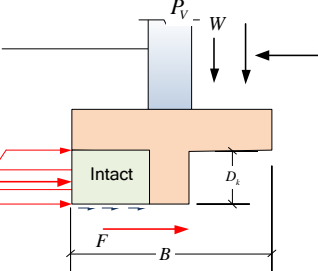
ในกรณีนี้ให้ใช้วิธีตรวจสอบที่กล่าวไว้ในเรื่องฐานรากแผ่

- กำแพงจะต้องมีเสถียรภาพโดยรวมเพียงพอ (Sufficient overall stability)

ในกรณีที่กำแพงวางอยู่บนชั้นดินที่มีกำลังต่ำ จะต้องตรวจสอบว่าเสถียรภาพโดยรวมของระบบกำแพงและดินนั้นสูงเพียงพอที่จะไม่เกิดการวิบัติของทั้งระบบ โดยวิธีตรวจสอบได้กล่าวไว้ในเรื่องเสถียรภาพของลาดดิน ในการออกแบบอาจจะใช้โปรแกรมสำเร็จรูป โดยโปรแกรมสำเร็จรูปที่เป็น freeware ได้แก่โปรแกรม KU slope ที่พัฒนาขึ้นโดยมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



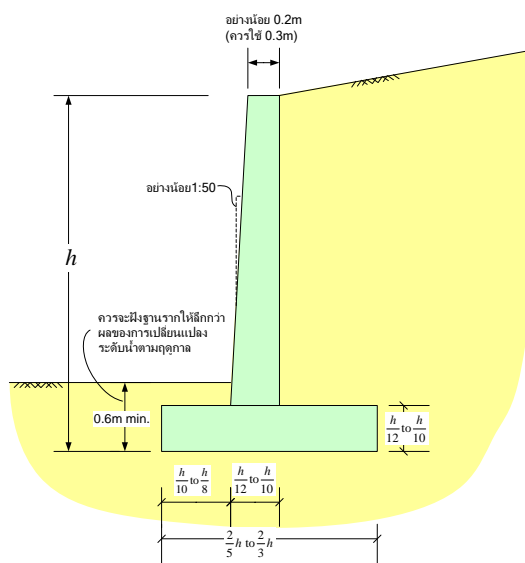
รูปที่ 5-36 รูปแบบการวิบัติที่จะต้องตรวจสอบ

ชนิดของกำแพง และ โดอะแกรมของแรงที่กระทำต่อกำแพง	การพิจารณาออกแบบ
<p>Gravity</p> 	<p><u>Location of resultant</u></p> <p>Moments about toe:</p> $d = \frac{W_o + P_v e - P_H b}{W + P_v}$ <p>สมมติให้ $P_p = 0$</p> <p><u>Overturing</u></p> <p>Moments about toe:</p> $F.S. = \frac{W_o}{P_H b + P_v e} \geq 1.5$
<p>Semi gravity</p> 	<p>Ignore overturning if R is within middle third (soil), Middle half (Rock). Check R at different horizontal planes for gravity walls</p> <p><u>Resistance against sliding</u></p> $F.S. = \frac{(W + P_v) \tan \delta + c_a B}{P_H} \geq 1.5$ $F.S. = \frac{(W + P_v) \tan \delta + c_a B + P_p}{P_H} \geq 1.5$ $F = (W + P_v) \tan \delta + c_a B$
<p>Cantilever</p> 	<p>c_a Adhesion between soil and base</p> <p>$\tan \delta$ Friction factor between soil and base</p> <p>W Includes weight of wall and soil in front for gravity and semigravity walls</p> <p>Includes weight of wall and soil above footing, for cantilever wall</p> <p><u>Contact pressure on foundation</u></p> <p>For allowable bearing pressure for inclined load on strip foundation see "Bearing capacity of shallow foundation"</p> <p>For analysis of pile loads beneath strip foundation see "Pile support slab"</p>
<p>Counterfort</p> 	<p><u>Overall stability</u></p> <p>ดูในบทที่กล่าวถึงเสถียรภาพของลาดดิน</p> <p>Resistance against sliding on keyed foundations</p> <p>Cohesive soils</p> $F.S. = \frac{(W + P_v) \tan \delta + c_a (B - b_m) + c b_m + P_p}{P_H}$
<p>Keyed foundation</p> 	<p>Cohesionless soil</p> $F.S. = \frac{(W + P_v) \tan \delta + P_p}{P_H}$ <p>c Cohesion</p> <p>c_a Adhesion - concrete on soil</p> <p>δ Friction angle - concrete on soil</p>

รูปที่ 5-37 สิ่งที่ต้องพิจารณาในการออกแบบ

5.4.1 สัดส่วนของกำแพง

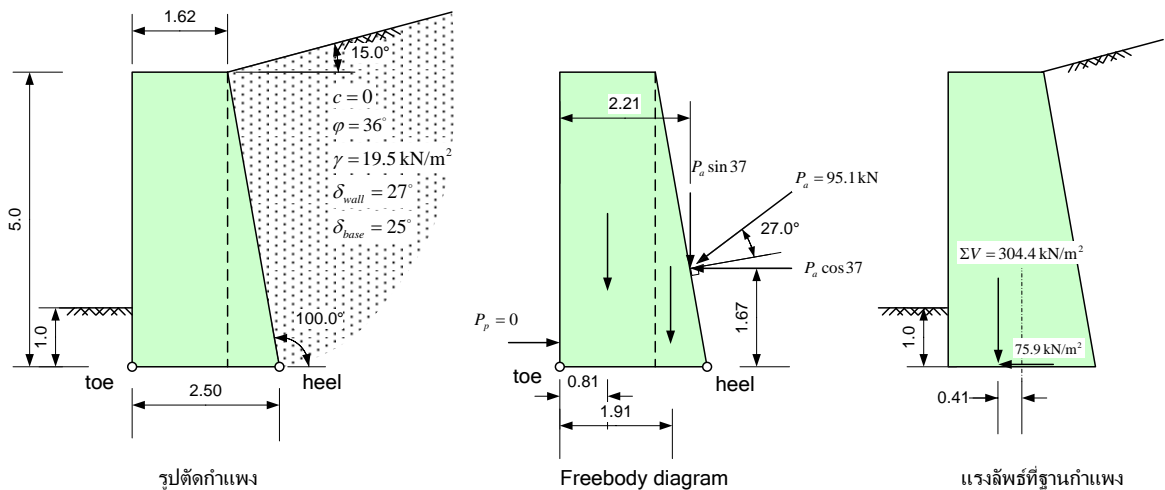
การออกแบบกำแพงเป็นการเลือกใช้ขนาดที่เหมาะสม โดยอาจจะต้องมีการปรับเปลี่ยนขนาดในระหว่างการออกแบบเพื่อให้กำแพงมีเสถียรภาพเพียงพอ และโครงสร้างกำแพงสามารถต้านทานแรงภายในที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงดันดินได้ ในการเริ่มการออกแบบอาจจะทดลองเลือกโดยใช้แนวทางกำหนดสัดส่วนของกำแพงเบื้องต้นดังรูปที่ 5-38 เมื่อกำแพงกันดินมีแรงดันดินกระทำจะเกิดการเคลื่อนตัวของกำแพงในลักษณะเอียงจากแนวตั้ง ลักษณะการเอียงของกำแพงจะทำให้ผู้พบเห็นรู้สึกว่าการกำแพงขาดเสถียรภาพเนื่องจากความเอียง ดังนั้นจึงมักจะเผื่อให้กำแพงเอียงทำมุมกับแนวตั้งเล็กน้อย



รูปที่ 5-38 แนวทางในการกำหนดสัดส่วนของกำแพงเบื้องต้น

ตัวอย่างที่ 5.6 - การออกแบบกำแพงแบบ Gravity wall (Barnes p373) จากกำแพงแบบ Gravity wall ดังรูป จงตรวจสอบสิ่งเหล่านี้

- สัดส่วนปลอดภัยเนื่องจากการวิบัติโดยการพลิกคว่ำเนื่องจากโมเมนต์
- สัดส่วนปลอดภัยเนื่องจากการวิบัติโดยการเลื่อนไถล
- ตรวจสอบหน่วยแรงสูงสุดและต่ำสุดใต้ฐานกำแพง
- สัดส่วนปลอดภัยเนื่องจากการวิบัติของดินใต้กำแพง



รูปที่ 5-39 รูปแรงสำหรับการคำนวณเสถียรภาพของกำแพงกันดิน

ในการคำนวณนี้สมมติให้ดินถมหนา 1 เมตรหน้ากำแพงไม่มีแรงต้านทาน เนื่องจากกำแพงเอียงและดินถมไม่อยู่ในแนวราบอีกทั้งมีแรงเสียดทานระหว่างกำแพงกับดินด้วย จึงใช้สมการแรงดันดินของ Coulomb

$$K_a = \left(\frac{\sin(80-15)/\sin(80)}{\sqrt{\sin(80+15)} + \sqrt{\frac{\sin(36+27)\sin(36-15)}{\sin(80-15)}}} \right)^2$$

$$K_a = 0.39$$

แรงดันดินที่กระทำต่อกำแพง

$$P_a = 0.5(0.39)(19.5)(5)^2 = 95.1 \text{ kN/m}^2/\text{m}$$

a) สัดส่วนปลอดภัยเนื่องจากการวิบัติโดยการพลิกคว่ำเนื่องจากแรงดันดิน

คิดโมเมนต์รอบจุด Toe ของกำแพง ($P_p = 0$)

โมเมนต์ต้าน

$$\Sigma M_{resist} = (19.4)(0.81) + (52.8)(1.91) + (95.1)(\sin 37)(2.21) = 384.8 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

โมเมนต์ดันกำแพงให้พลิกคว่ำ

$$\Sigma M_{overturn} = (95.1)(\cos 37)(5/3) = 126.58 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$FS_{overturn} = \frac{\Sigma M_{resist}}{\Sigma M_{overturn}} = \frac{384.8}{126.58} = 3$$

b) สัดส่วนปลอดภัยเนื่องจากการวิบัติโดยการเลื่อนไถล

แรงในแนวราบต้านทานการไถล

$$\Sigma F_{resist} = \Sigma V \tan(\delta_{base})$$

$$\Sigma F_{resist} = (194.4 + 52.8 + (95.1)\sin(37))\tan(25) = 142 \text{ kN/m}$$

แรงในแนวราบดันให้กำแพงไถล

$$\Sigma F_{thrust} = P_a \cos(37) = 95.1 \cos(37) = 75.9 \text{ kN/m}$$

$$FS_{sliding} = \frac{\Sigma F_{resist}}{\Sigma F_{thrust}} = \frac{142}{75.9} = 1.87$$

c) ตรวจสอบหน่วยแรงสูงสุดและต่ำสุดใต้ฐานกำแพง

คำนวณตำแหน่งของแรงลัพธ์ ΣV โดยคิดโมเมนต์รอบ Toe ของกำแพง

$$\Sigma V = 194.4 + 52.8 + (95.1)(\sin 37) = 304.4 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma M = (194.4)(0.81) + (52.8)(1.91) + (95.1)(\cos 37)(5/3) = 258.2 \text{ kN/m}$$

$$(\Sigma V)\bar{x} = \Sigma M$$

$$\bar{x} = \frac{258.2}{304.4} = 0.85 \text{ m จาก Toe ของกำแพง}$$

ตั้งนั้นระยะเยื้องศูนย์กลางของแรงกระทำ $e = B/2 - \bar{x}$

$$e = 2.5/2 - 0.85 = 0.4 \text{ m}$$

คำนวณหน่วยแรงรวมโดยแยกเป็นหน่วยแรงอัดเนื่องจากแรง ΣV และโมเมนต์ตัด $(\Sigma V)(e)$

หน่วยแรงอัดเนื่องจากแรง ΣV

$$q = \frac{304.4}{(2.5)(1)} = 121.7 \text{ kN/m}^2$$

หน่วยแรงตั้งฉากเนื่องจากโมเมนต์ตัด $(\Sigma V)(e)$

$$q = \pm \frac{6M}{B^2} = \frac{6(304.4)(0.4)}{(2.5)^2} = \pm 116.8 \text{ kN/m}^2$$

หน่วยแรงรวม

$$q_{max} = 121.7 + 116.8 = 238.5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 121.7 - 116.8 = 4.9 \text{ kN/m}^2$$

d) สัดส่วนปลอดภัยเนื่องจากการวิบัติของดินใต้กำแพง

$$q = \gamma D = (19.5)(1.0) = 19.5 \text{ kN/m}^2 - \text{เนื่องจากการวิบัติจะเกิดขึ้นทางด้านดินที่ต่ำกว่า}$$

$$B' = 2.5 - 2(0.4) = 1.7 \text{ m}$$

$$L' = \infty - \text{เป็นกรณี Strip footing}$$

คำนวณค่า Bearing capacity factor และค่าปรับแก้

$\phi = 36^\circ$	$N_q = 37.8$	$N_\gamma = 56.4$
Shape factor	$s_q = 1 + \left(\frac{1.7}{\infty}\right) \tan(36)$ $s_q = 1.0$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{1.7}{\infty}\right)$ $s_\gamma = 1.0$
Depth factor	$D/B = 1/1.7 \leq 1.0$ $d_q = 1 + 2 \tan(36)(1 - \sin 36)^2 \left(\frac{1}{1.7}\right)$ $d_q = 1.15$	$d_\gamma = 1.0$
Inclination factor	$m_B = \frac{2 + (1.7/\infty)}{1 + (1.7/\infty)} = 2$ $i_q = \left(1 - \frac{75.9}{304.4}\right)^2$ $i_q = 0.56$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{75.9}{304.4}\right)^3$ $i_\gamma = 0.42$

แทนค่าในสมการ

$$q_{ult} = qN_q(s_q d_q i_q) + 0.5B'\gamma N_\gamma(s_\gamma d_\gamma i_\gamma)$$

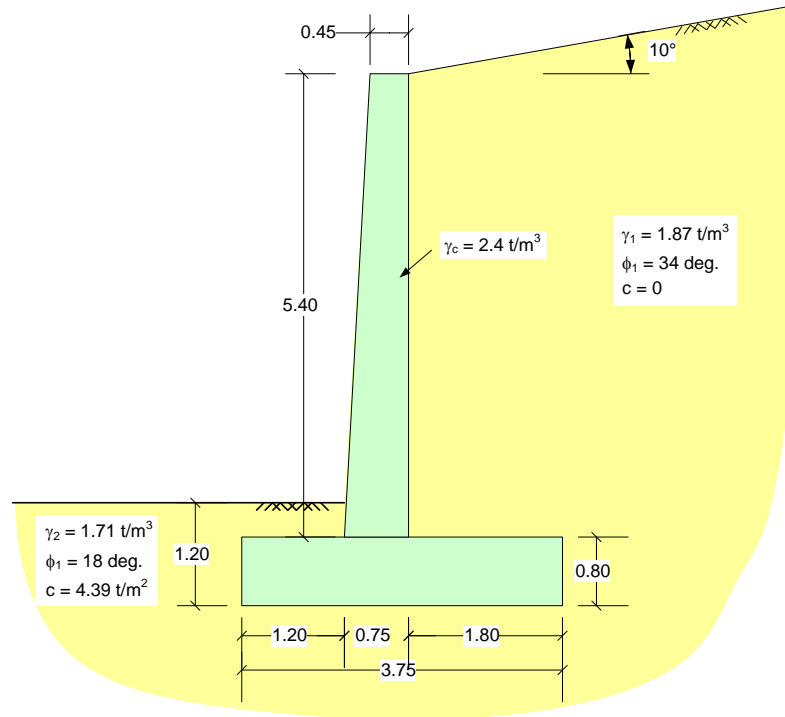
$$q_{ult} = (19.5)(37.8)((1.0)(1.15)(0.56)) + 0.5(1.7)(19.5)(56.4)((1.0)(1.0)(0.42))$$

$$q_{ult} = 474.7 + 392.6 = 867.3 \text{ kN/m}^2$$

$$FS_{bearing} = \frac{q_{ult}}{\Sigma V / (B'L')} = \frac{867.3}{304.4 / ((1.7)(1))} = 4.8$$

ตัวอย่างที่ 5.7 กำแพงกันดิน gravity wall แบบมีแผ่นพื้นและกำแพงเป็นคานยื่น

จากรูปที่ 5-40 ซึ่งกำแพงกันดินคอนกรีตเสริมเหล็ก จงคำนวณ a) Factor of safety against overturning; b) Factor of safety against sliding; และ Factor of safety against bearing capacity failure



รูปที่ 5-40

ใช้ทฤษฎีแรงดันดิน Rankine ในกรณีดินถมเอียงทำมุมกับระนาบราบ

$$K_a = \frac{\cos(10^\circ) - \sqrt{\cos^2(10^\circ) - \cos^2(34^\circ)}}{\cos(10^\circ) + \sqrt{\cos^2(10^\circ) - \cos^2(34^\circ)}} = 0.294$$

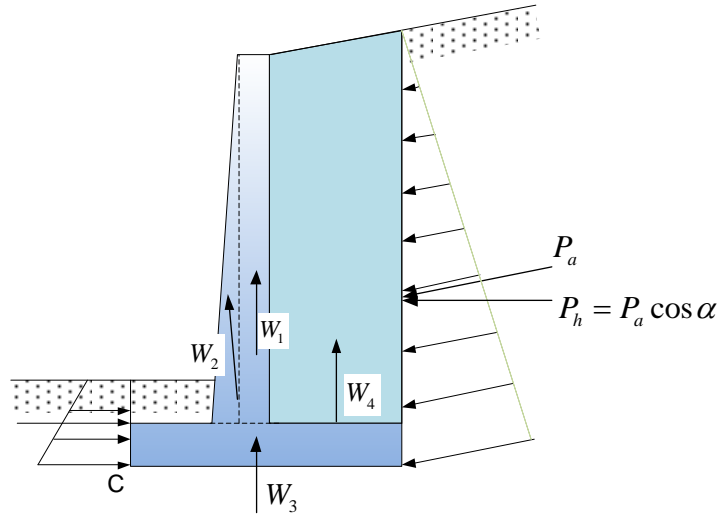
$$\sigma_a = \gamma h K_a = (1.87)(6.52)(0.294) = 3.58 \text{ t/m}^2$$

$$P_a = 0.5(3.58)(6.52) = 11.67 \text{ t/m}$$

1. ตรวจสอบเสถียรภาพของกำแพงในการต้านการพลิกคว่ำ

section	Weight (t/m)	Moment arm จากจุด C	Moment รอบจุด C (t-m/m)
1	$(0.45)(5.4)(2.4) = 5.83$	$1.2 + 0.3 + 0.45/2 = 1.725$	10.06
2	$0.5(0.75 - 0.45)(5.4)(2.4) = 1.94$	$1.2 + 2/3(0.3) = 1.4$	2.72
3	$(3.75)(0.8)(2.4) = 7.2$	$3.75/2 = 1.875$	13.50
4	$0.5(5.72 + 5.4)(1.8)(1.87) = 18.71$	$3.75 - 1.8/2 = 2.85$	53.32
	$(P_a)_v = (11.67) \sin(10^\circ) = 2.03$	3.75	7.61
	$\Sigma V = 35.7$		$\Sigma M_{resist} = 87.21$

คำนวณ Overturning moment

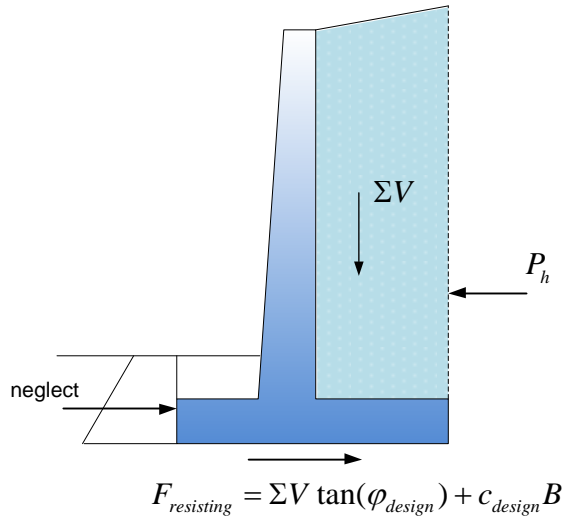


รูปที่ 5-41

$$M_{\text{overturning}} = P_h (h/3) = 11.67 \cos(10^\circ) (6.52/3) = 24.98 \text{ t-m/m}$$

$$F.S._{\text{overturning}} = \frac{M_{\text{resisting}}}{M_{\text{overturning}}} = \frac{87.21}{24.98} = 3.49$$

2. ตรวจสอบเสถียรภาพของกำแพงในการต้านการไถล



รูปที่ 5-42

แรงต้านทานต่อการไถลจะเกิดขึ้นที่ฐานของกำแพงกันดิน ซึ่งในการออกแบบจะลดแรงต้านทานลง 2/3 ของกำลังต้านทานของดิน

$$c_{\text{design}} = 2/3(4.39)$$

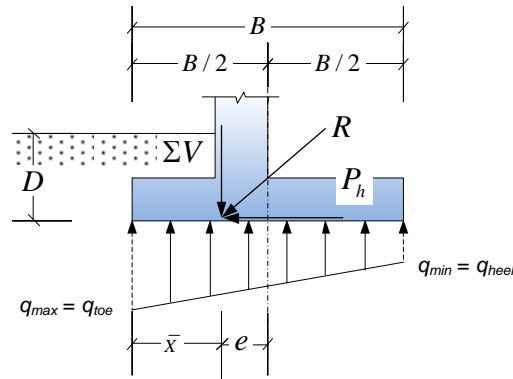
$$\varphi_{\text{design}} = 2/3(18^\circ)$$

$$F.S._{\text{sliding}} = \frac{F_{\text{resisting}}}{F_{\text{pushing}}} = \frac{\Sigma V \tan(\varphi_{\text{design}}) + c_{\text{design}} B}{P_h}$$

$$F.S._{sliding} = \frac{(35.7) \tan(2/3(18^\circ)) + 2/3(4.39)(3.75)}{(11.67) \cos(10^\circ)}$$

$$= \frac{18.56}{11.49} = 1.61$$

3. ตรวจสอบเสถียรภาพของกำแพงในการต้านการวิบัติของฐานราก



รูปที่ 5-43

เนื่องจากน้ำหนักทั้งหมดจะถ่ายลงฐานรากของกำแพงและถ่ายลงสู่ดิน ดังนั้นดินจะต้องมีกำลังต้านทานเพียงพอที่จะต้านทานหน่วยแรงกดจากฐานรากได้โดยไม่เกิดการวิบัติ

หาตำแหน่งที่แรงลัพธ์กระทำต่อฐานราก

$$\Sigma M_C = 0; \text{ ccw+}$$

$$(\Sigma V)\bar{x} = M_{resisting} - M_{overturning}$$

$$\bar{x} = \frac{87.21 - 24.98}{35.7} = 1.74 \text{ m จากจุด C}$$

ระยะเยื้องศูนย์กลางของแรงลัพธ์

$$e = 3.75/2 - 1.74 = 0.135 \text{ m จากกึ่งกลางฐานราก}$$

คำนวณหน่วยแรงอัดสูงสุด

$$q_{max} = \left(\Sigma V + \frac{(\Sigma V)e(B/2)}{1(B^3/12)} \right) \left(\frac{1}{B} \right)$$

$$q_{max} = \left(35.7 + \frac{(35.7)(0.135)(3.75/2)}{1((3.75)^3/12)} \right) \left(\frac{1}{3.75} \right) = 10.06 \text{ t/m}^2$$

คำนวณ Bearing capacity ของดินโดยใช้วิธีของ Vesic ซึ่งกำแพงมีความยาวมากกว่าความกว้างมาก ดังนั้นจึงพิจารณาเป็น strip footing ซึ่งไม่ต้องปรับแก้เนื่องจากรูปร่างของฐานราก และไม่พิจารณาปรับแก้เนื่องจากระยะฝัง (ความลึก) ของฐานราก

$$\phi = 18^\circ \text{ จะได้ค่า } N_c = 13.2, N_q = 5.3, N_\gamma = 4.1$$

$$m_L = \frac{2 + (2/\infty)}{1 + (2/\infty)} = 2$$

$$i_q = \left(1 - \frac{11.49}{35.7 + (1.0)(3.48)(4.39)\cot(18^\circ)} \right)^2 = 0.749$$

$$i_c = \left(0.741 - \frac{1 - 0.741}{(13.2)\tan(18^\circ)} \right)^2 = 0.681$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{11.49}{35.7 + (1.0)(3.48)(4.39)\cot(18^\circ)} \right)^3 = 0.638$$

$$q_{ult} = cN_c(s_c i_c) + qN_q(s_q i_q) + 0.5B\gamma N_\gamma(s_\gamma i_\gamma)$$

$$q_{ult} = (4.39)(13.2)(1)(0.681) + (1.71)(0.4)(5.3)(1)(0.741) + 0.5(3.48)(1.71)(4.1)(1)(0.638)$$

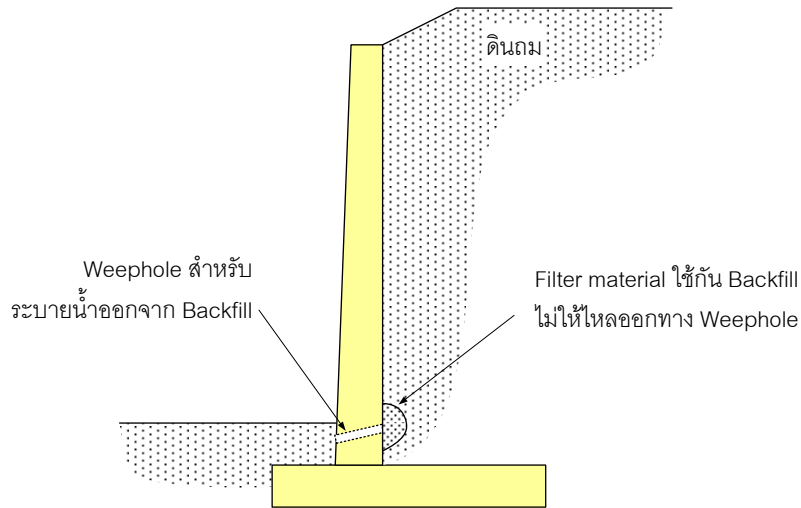
$$q_{ult} = 39.46 + 2.69 + 2.78 = 49.93 \text{ t/m}^2$$

$$F.S._{\text{bearing failure}} = \frac{49.93}{10.06} = 4.96$$

5.4.2

5.4.3 การระบายน้ำและรอยต่อของกำแพง

ถ้ามีน้ำมาข้างหลังกำแพงจะทำให้มีแรงดันน้ำกระทำต่อกำแพงเพิ่มขึ้น ซึ่งอาจทำให้เสถียรภาพของกำแพงลดลง ดังนั้นจึงต้องมีการทำช่องระบายน้ำออกจาก Backfill เพื่อลดแรงดันน้ำในดินลงดังรูปที่



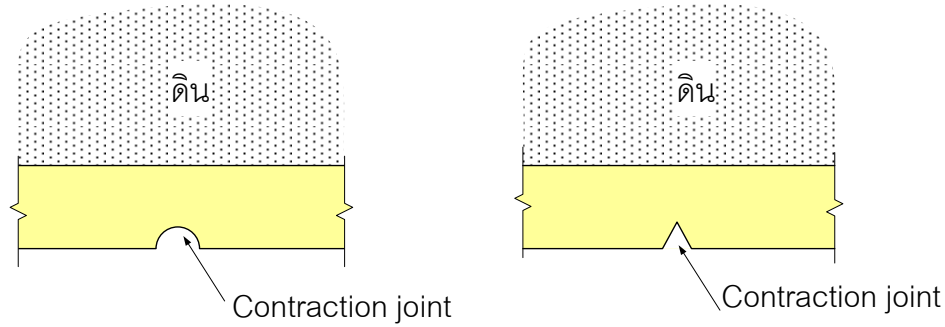
รูปที่ 5-44 การระบายน้ำออกจากดินถมหลังกำแพงโดยใช้ Weep hole

รอยต่อของกำแพงเนื่องจากการหยุดเทคอนกรีต (Construction joints) เป็นรอยต่อของคอนกรีตที่เทไม่เสร็จในครั้งเดียวจะต้องใช้ Shear key หรือ ทำให้ผิวของคอนกรีตที่เทก่อนเกิดความขรุขระก่อนที่จะเทคอนกรีตครั้งต่อไปดังรูปที่ 5-45



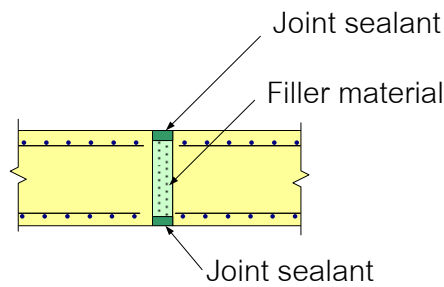
รูปที่ 5-45 รูปแบบของ construction joint

รอยต่อของกำแพงเพื่อเป็นแนวสำหรับคอนกรีตหดตัว (Contraction joint) เป็นรอยต่อที่เป็นร่องทำไว้บนผิวกำแพงโดยทำร่องไว้ตลอดความสูงของกำแพงเป็นระยะเพื่อยอมให้คอนกรีตหดตัวได้โดยไม่ให้รอยให้เห็นดังรูปที่ 5-46



รูปที่ 5-46 รูปแบบของ contraction joint

รอยต่อของกำแพงสำหรับการขยายตัว (Expansion joint) ทำไว้เพื่อให้คอนกรีตขยายตัวได้เมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้น โดยรอยต่อชนิดนี้จะตัดกำแพงให้เป็นร่องตลอดความหนาของกำแพง และจะนำเอาวัสดุที่เรียกว่า Flexible joint filler มาใส่ไว้ระหว่างรอยต่อ เหล็กเสริมของกำแพงอาจตัดขาดจากกันหรือ ต่อเนื่องกันก็ได้ดังรูปที่ 5-47

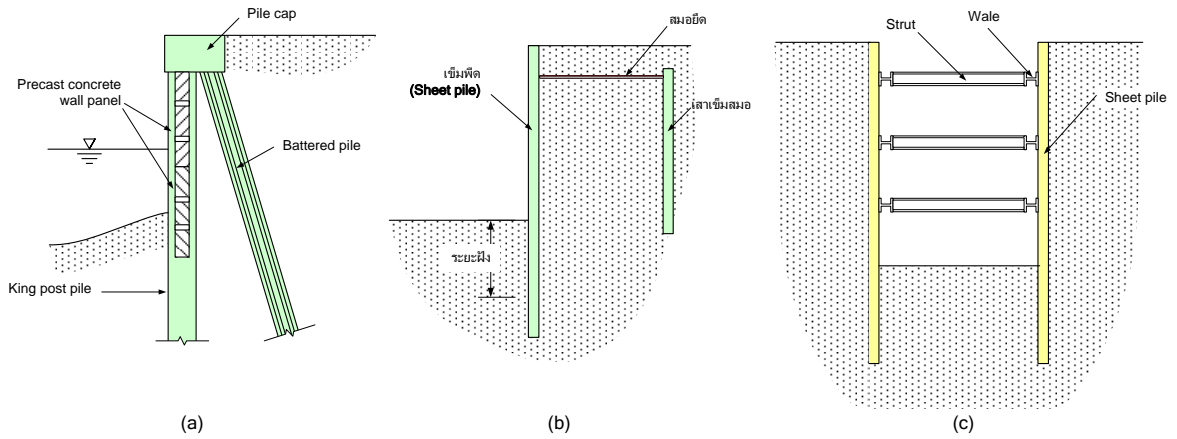


รูปที่ 5-47 Expansion joint

5.5 กำแพงกันดินแบบเข็มพืดที่มีปลายฝังในดินแบบมีสมอรั้งหรือค้ำยัน

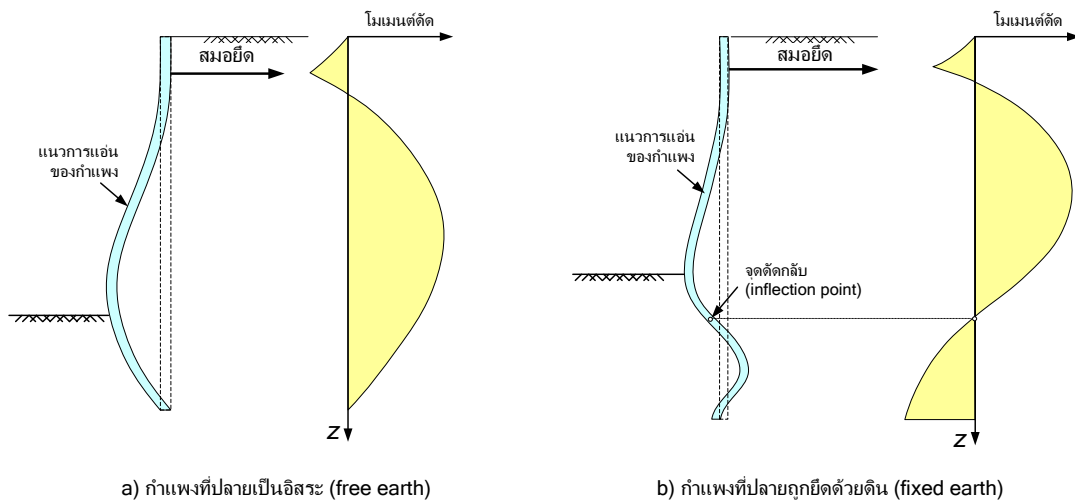
ในการออกแบบกำแพงกันดินประเภทนี้จะต้องคำนวณระยะที่จะต้องฝังปลาย Sheet pile ลงไป เพื่อให้มีแรงต้านของดินเพียงพอที่จะทำให้ระบบอยู่ในสภาวะสมดุล รูปที่ 5-48 เป็นตัวอย่างกำแพงกันดินแบบฝังปลายไว้ในดิน

ในการวิเคราะห์กำแพงกันดินชนิดนี้จะใช้วิธีสถิตยศาสตร์ในการคำนวณหาระยะฝังของกำแพงที่ต้องการ และเมื่อได้ระยะฝังของกำแพงที่ต้องการแล้วจึงทำการวิเคราะห์โมเมนต์ดัดและแรงเฉือนในกำแพงเพื่อใช้ในการออกแบบกำแพงเพื่อให้ต้านทานแรงภายในที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงดันดิน และจากแรงดันดินที่ได้จะได้นำไปใช้ออกแบบค้ำยันหรือสมอยึดต่อไป



รูปที่ 5-48 กำแพงกันดิน Sheet pile a) Reinforced concrete sheet pile แบบมีสมอเป็นเสาเข็มเอียง b) ระบบกำแพงกันดิน Sheet pile แบบมีเสาเข็มสมอยึดฝังไว้ในดิน c) ระบบกำแพงกันดิน Sheet pile แบบมีค้ำยันหลายจุด

ระบบกำแพงกันดินแบบฝังปลายที่มีสมอยึดเพียงจุดเดียวจะมีโมเมนต์ตัดภายในกำแพงแตกต่างกันขึ้นอยู่กับลักษณะของการยึดของดินต่อปลายกำแพงดังแสดงในรูปที่ 5-49



a) กำแพงที่ปลายเป็นอิสระ (free earth)

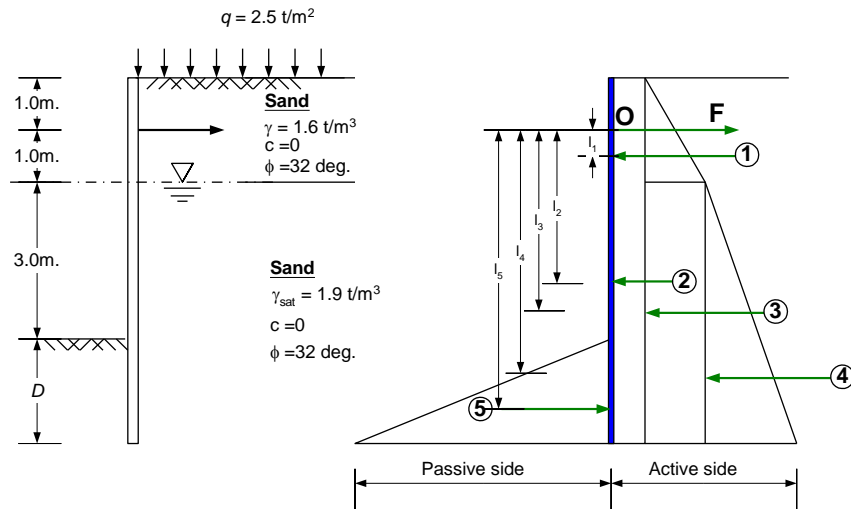
b) กำแพงที่ปลายถูกยึดด้วยดิน (fixed earth)

รูปที่ 5-49 กำแพงกันดินแบบฝังปลายแบบที่มีสมอยึด



รูปที่ 5-50 กำแพงกันดินแบบฝังปลายที่มีค้ำยันด้านข้าง 1 ตำแหน่ง

5.5.1 กำแพงเข็มพืดแบบมีสมอรั้งที่มีปลายฝังอยู่ในทราย



รูปที่ 5-51 ตัวอย่างแรงดันดินที่กระทำต่อกำแพงเข็มพืดเมื่อมีปลายฝังในชั้นทราย

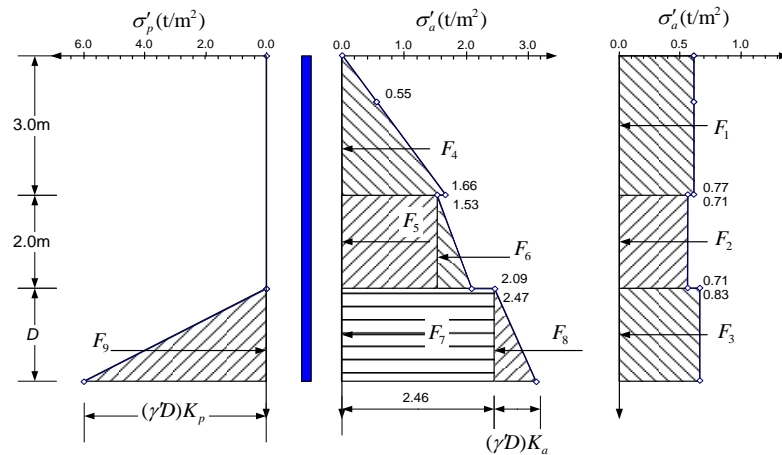
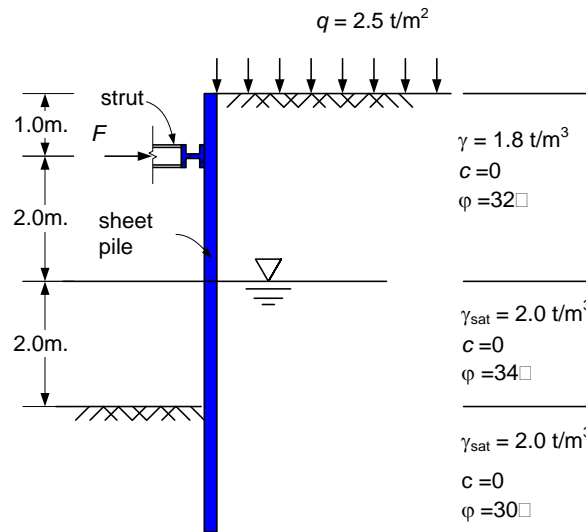
ผู้ออกแบบอาจลดแรงต้านทานซึ่งเกิดจาก passive pressure เพื่อความปลอดภัยโดยใช้ Factor of safety ที่มีค่าระหว่าง 1 ถึง 2 ดังสมการ

$$(K_p)_{\text{design}} = \frac{K_p}{FS}$$

เมื่อคำนวณได้ระยะฝังแล้วจะต้องเพิ่มความยาวอีก ประมาณ 30–40%

ตัวอย่างที่ 5.8 การวิเคราะห์แรงในกำแพงกันดินฝังในชั้นดินทรายแบบมีสมอรั้ง – Free earth support ถ้าต้องการสร้างกำแพงเข็มพืด (sheet pile wall) เพื่อเป็นโครงสร้างป้องกันตลิ่งดังรูป จงคำนวณ

- a) ระยะฝัง \$D\$
- b) แรงที่เกิดขึ้นในสมอ \$F\$
- c) โมเมนต์ดัดสูงสุดในกำแพง



Force (t/m)	Moment arm รอบจุดค้ำยัน (m)
$F_1 = (0.77)(3.0) = 2.31 \text{ t/m}$	0.5
$F_2 = (0.71)(2.0) = 1.42 \text{ t/m}$	3.0
$F_3 = (0.83)(D) = 0.83D \text{ t/m}$	$4 + 0.5D$
$F_4 = 0.5(1.66)(3.0) = 2.49 \text{ t/m}$	1.0
$F_5 = (1.53)(2.0) = 3.06 \text{ t/m}$	3.0
$F_6 = 0.5(2.09 - 1.53)(2.0) = 0.56 \text{ t/m}$	3.333
$F_7 = (2.47)(D) = 2.47D \text{ t/m}$	$4 + 0.5D$
$F_8 = 0.5(0.333D)(D) = 0.167D^2 \text{ t/m}$	$4 + 0.667D$
$F_9 = 0.5(3D)(D) = 1.5D^2 \text{ t/m}$	$4 + 0.667D$

โมเมนต์ลัพธ์รอบจุดค้ำยันเท่ากับศูนย์ (ทิศทางตามเข็มเป็นบวก)

$$(2.31)(0.5) + (1.42)(3.0) + (0.83D)(4 + 0.5D) + (2.49)(1.0) + (3.06)(3.0) + (0.56)(3.333) + (2.47)(4 + 0.5D) + (0.167D^2)(4 + 0.667D) - (1.5D^2)(4 + 0.667D) = 0$$

เนื่องจากเป็นสมการกำลังสามและมีตัวเลขเป็นจำนวนมาก เราจะใช้วิธีลองแทนค่า D ลงในสมการและตรวจสอบว่าเป็นศูนย์หรือไม่ ซึ่งจะเป็นวิธีที่สะดวกที่สุด

ลองค่า D (m)	ผลลัพธ์
1.0	27.58037
2.0	23.51059
3.0	1.407483
4.0	-44.0636
3.9	-38.3129
3.1	-2.00005
3.04	0.072812

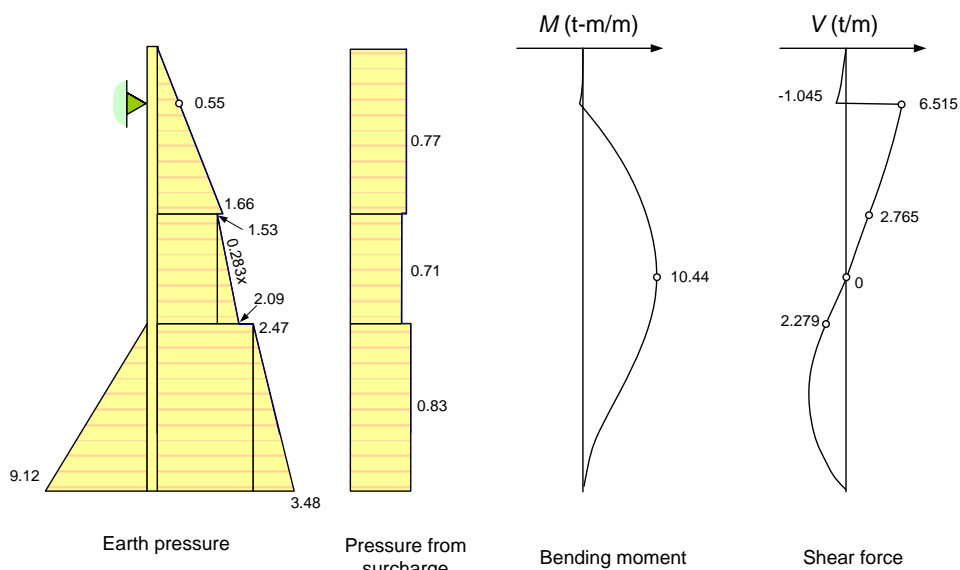
เมื่อได้ระยะ D แล้วจึงนำมาคำนวณแรงในค้ำยัน

$$(F + 1.5 \times 3.04^2) - (2.31 + 1.42 + 0.83 \times 3.04 + 2.49 + 3.06 + 0.56 + 2.47 \times 3.04 + 0.167 \times 3.04^2) = 0$$

$$F + 13.86 - 21.42 = 0$$

$$F = 7.56 \text{ t/m}$$

จากนั้นนำมาหาแรงเฉือนและโมเมนต์ค้ำยันในกำแพงดังรูปที่ 5-52



รูปที่ 5-52

x = 1.0m (ด้านซ้าย)

$$(-0.77)(1.0) - 0.5(0.55)(1.0) = -1.045 \text{ t/m}$$

$$x = 1.0 \text{ m (ด้านขวา)}$$

$$-1.045 + 7.56 = 6.515 \text{ t/m}$$

$$x = 3.0 \text{ m}$$

$$6.515 - (0.77)(2.0) - 0.5(0.55 + 1.66)(2.0) = 2.765 \text{ t/m}$$

$$x = ? \text{ (จุดที่แรงเฉือนเป็นศูนย์)}$$

$$2.765 - 0.71(x) - 1.53(x) - 0.5(0.283x)(x) = 0$$

$$-0.145x^2 - 2.24x + 2.765 = 0$$

$$x = 1.1507 \text{ m}$$

$$x = 3.0 + 1.1507 = 4.1507 \text{ m}$$

$$2.765 - (0.71)(1.1507) - (1.53)(1.1507)$$

$$- 0.5(0.283)(1.1507)(1.1507) = 0 \text{ t/m}$$

$$x = 5.0 \text{ m}$$

$$0.0 - 0.5(1.856 + 2.09)(2 - 1.1507) - (0.71)(2 - 1.1507) = -2.279 \text{ t/m}$$

$$x = 8.04 \text{ m (ปลายกำแพง)}$$

$$-2.279 - (0.83)(3.04) - 0.5(2.47 + 3.48)(3.04) + 0.5(9.12)(3.04) = 0 \text{ t/m}$$

คำนวณโมเมนต์ตัดสูงสุดในกำแพง

$$M_{\max} = (7.56)(1.1507 + 2) - (0.77)(3.0)(1.1507 + 1.5) - 0.5(1.66)(3.0)(1.1507 + 1)$$

$$- (0.71)(1.1507)\left(\frac{1.1507}{2}\right) - (1.53)(1.1507)\left(\frac{1.1507}{2}\right) - 0.5(1.856 - 1.53)(1.1507)\left(\frac{1.1507}{3}\right)$$

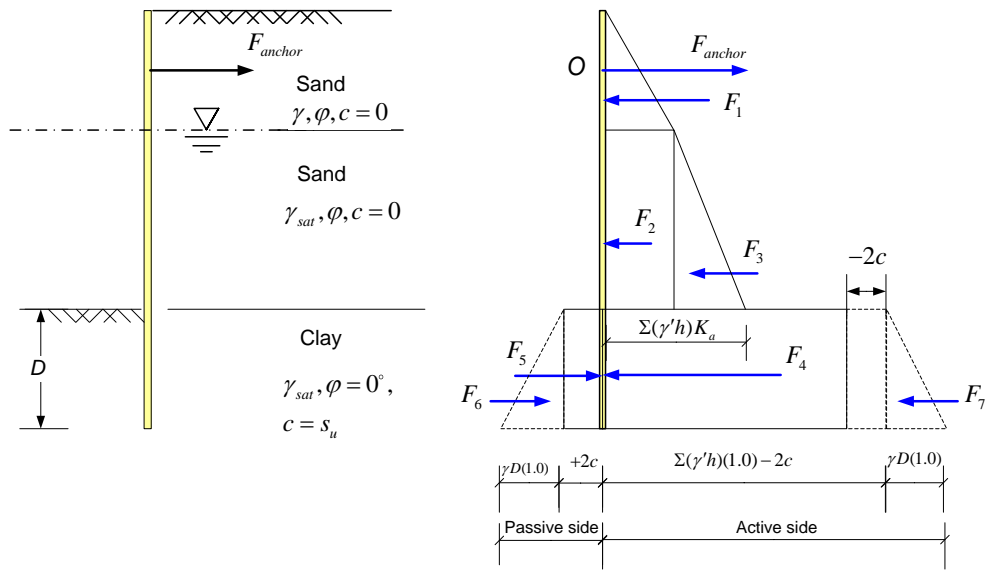
$$= 10.44 \text{ t-m/m}$$

ในขั้นตอนการวิเคราะห์แรงใน sheet pile นี้เพื่อความสะดวกอาจจะใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างช่วยในการคำนวณก็ได้

สรุป

- แรงอัดในค้ำยัน = 7.56 t/m
- แรงเฉือนสูงสุด = 6.515 t/m
- โมเมนต์ตัดสูงสุด = 10.44 t-m/m
- ระยะฝัง $D = 3.04 \text{ m}$ ซึ่งเมื่อเพิ่มความยาวอีก 40% จะได้ระยะ $D = 1.4 \cdot 04 = 4.26 \text{ m}$

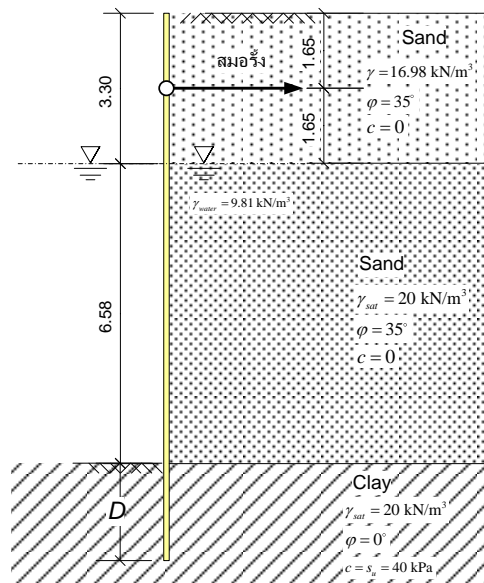
5.5.2 กำแพงเข็มพืดแบบมีสมอรั้งที่มีปลายฝังอยู่ในดินเหนียว



รูปที่ 5-53 แรงดันดินที่กระทำต่อกำแพงเข็มพืดเมื่อมีปลายฝังในชั้นดินเหนียว

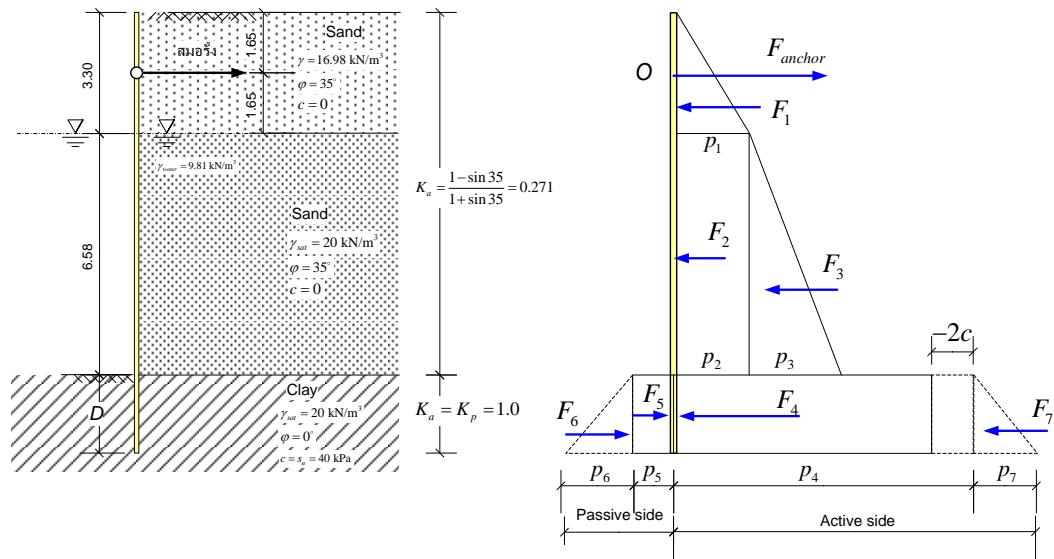
ตัวอย่างที่ 5.9 การวิเคราะห์แรงในกำแพงกันดินฝังในชั้นดินเหนียว และถมด้วยทรายแบบมีสมอรั้ง – Free earth support; จงวิเคราะห์เข็มพืด (sheet pile wall) เพื่อเป็นโครงสร้างป้องกันตลิ่งดังรูปที่ 5-54 เพื่อหา

- a) ระยะฝัง
- b) แรงที่เกิดขึ้นในสมอ
- c) โมเมนต์ตัดสูงสุดและแรงเฉือนสูงสุดในกำแพง



รูปที่ 5-54

เขียน free body diagram และแรงที่กระทำต่อกำแพง



รูปที่ 5-55

แรงดันดิน (kPa ต่อ 1m)	Force (kN ต่อ 1m)	Moment arm จากจุด O (m)
$p_1 = (16.98)(3.30)(0.271) = 15.19$	$F_1 = 0.5(15.13)(3.30) = 24.96$	$1.65 - 3.3/3 = 0.59$
$p_2 = 15.19$	$F_2 = (15.13)(6.58) = 99.56$	$1.65 + 6.58/2 = 4.94$
$p_3 = ((20)(6.58) - (9.81)(6.58))(0.271) = 18.17$	$F_3 = 0.5(18.17)(6.58) = 59.81$	$1.65 + 6.58/3 = 3.843$
$p_4 = ((16.98)(3.29) + (20)(6.58) - (9.81)(6.58)) - 2(40) = 42.91$	$F_4 = (42.91)D$	$1.65 + 6.58 + 0.5D = 8.23 + .5D$
$p_5 = 2(40) = 80$	$F_5 = 80D$	$= 8.23 + .5D$
$p_6 = p_7$ ไม่ต้องการคำนวณ		

$$\sum M_O = 0; \text{ ccw}+$$

$$(24.96)(0.59) + (99.56)(4.94) + (59.81)(3.843) + (42.91D)(8.23 + 0.5D) - (80D)(8.23 - 0.5D) = 0$$

ทดลองแทนค่าในสมการเพื่อหาค่า D

ลองค่า D (m)	ผลลัพธ์
1.0	412.6069
2.0	51.7212
2.1	13.5927
2.1354	0.006325

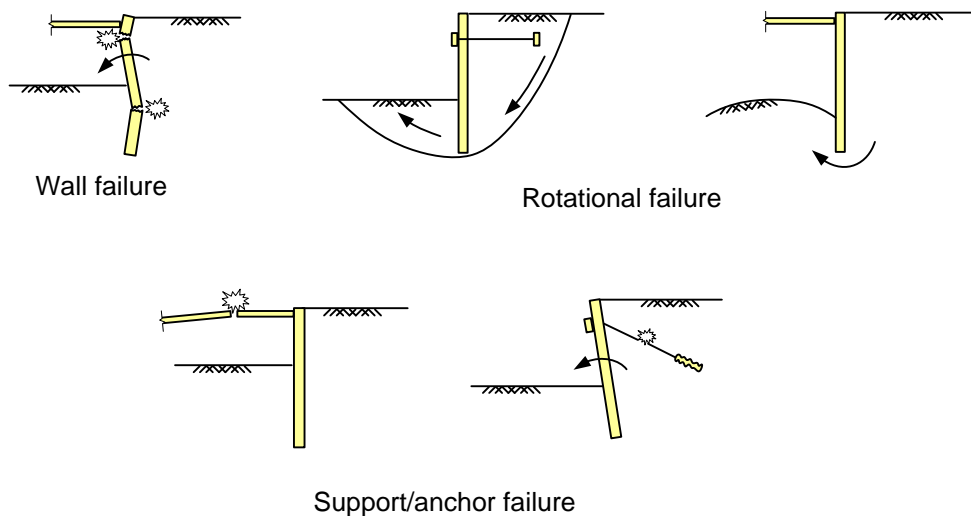
ได้ระยะฝังตามทฤษฎี $D = 2.1354$ เมตร จากนั้นคำนวณแรงที่เกิดขึ้นในค้ำยัน

$$24.96 + 99.56 + 59.81 + 42.91(2.1345) - 80(2.1345) - F_{anchor} = 0$$

$$F_{anchor} = 105.16 \text{ kN/m}$$

ในการใช้งานเพิ่มความยาวของระยะฝังอีก 40 เปอร์เซ็นต์ จะได้ความยาว sheet pile เท่ากับ $3.3 + 6.58 + 1.4(2.1354) = 12.86$ เมตร ใช้ sheet pile ยาว 13 เมตร

จากตัวอย่างนี้เห็นได้ว่าระยะที่กันดินทั้งหมดเท่ากับ 9.88 เมตร แต่ใช้ระยะฝังลงในดินเหนียวเพียง 3.12 เมตร ซึ่งในการวิเคราะห์ไม่ได้พิจารณาถึงการอ่อนของกำแพงเนื่องจากแรงดันดิน ดังนั้นในการนำไปใช้งานจะต้องพิจารณาเพิ่มระยะค้ำยันให้มากขึ้น ซึ่งทำให้การวิเคราะห์เป็นปัญหาแบบ statically indeterminate ซึ่งทำให้การวิเคราะห์เกิดความยุ่งยากขึ้นไปอีก และประเด็นที่ต้องพิจารณาต่อไปอีกคือเสถียรภาพโดยรวมของระบบกำแพงกันดิน ซึ่งถึงแม้ว่าตัวกำแพงและสมอยึดรั้งจะสามารถต้านทานแรงดันดินได้ แต่จะต้องตรวจสอบว่ามีการลุดของดินด้านต่ำเนื่องจากการไหลของดินด้านที่สูงกว่าลงมาหรือไม่ ซึ่งถ้าเกิดการลุดของดินเสถียรภาพของระบบกำแพงจะไม่เพียงพอและเกิดการวิบัติได้ดังรูปที่ 5-56



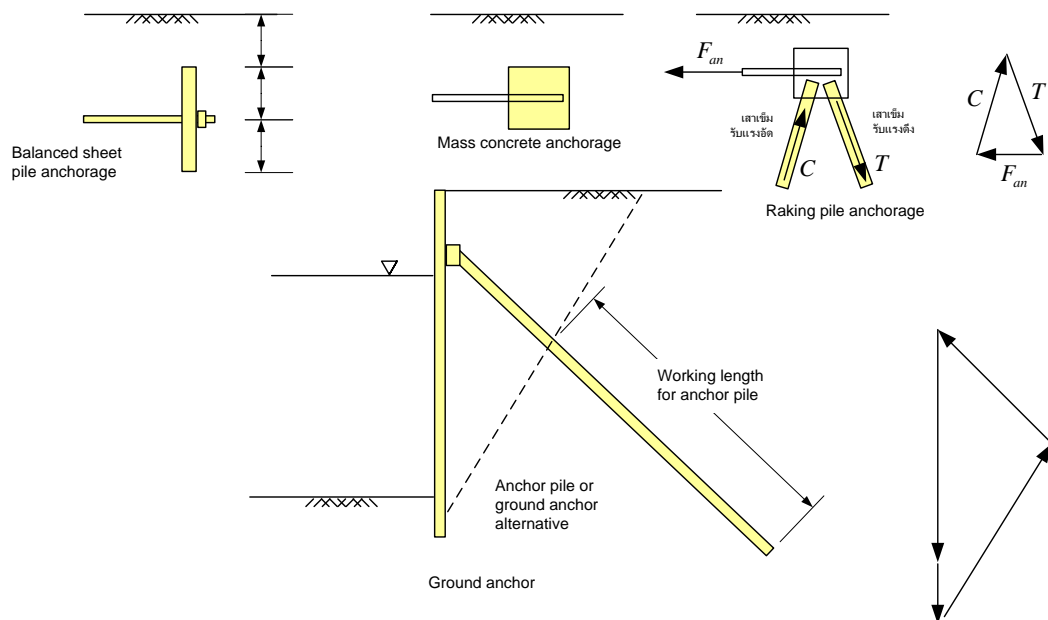
รูปที่ 5-56 รูปแบบการวิบัติของกำแพงกันดิน ดินโดยรอบ และสมอยึดรั้งหรือค้ำยันที่อาจเกิดขึ้นได้

5.6 สมอต้านแรงดึง

5.6.1 รูปแบบของสมอต้านแรงดึง

สำหรับกำแพงที่ใช้สมอยึดเป็นแรงต้านทานต่อแรงดึงที่เกิดจากแรงดันดิน จำเป็นจะต้องมีโครงสร้างที่ก่อให้เกิดแรงปฏิกิริยาที่เป็นแรงต้านทานโดยอาจจะใช้ในรูปแบบของ

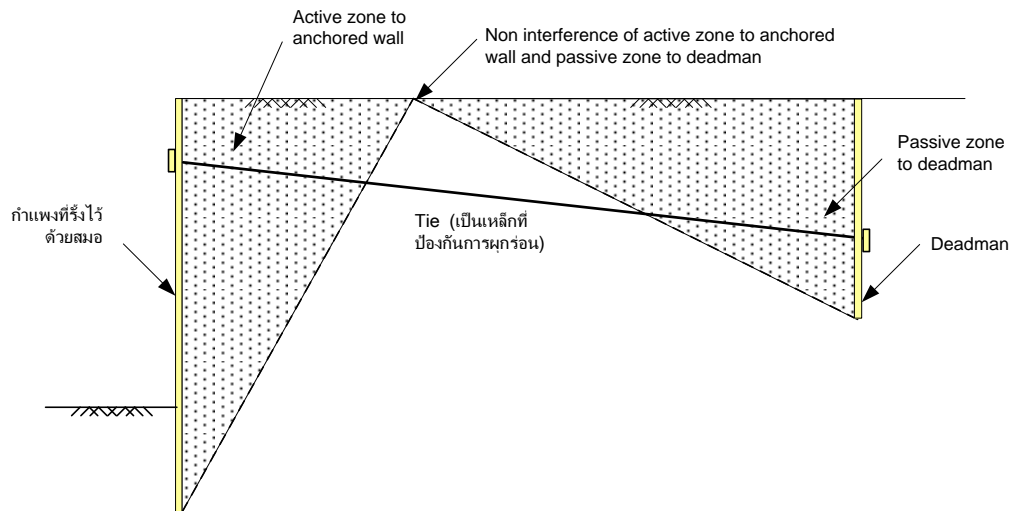
- แท่นยึดรั้ง (Deadman¹) – โครงสร้างชนิดนี้สร้างขึ้นจากแท่งคอนกรีตหรือคานคอนกรีตต่อเนื่อง ที่ทำให้เกิดแรงต้านทานแบบ passive แท่นยึดรั้งนี้เหมาะที่จะใช้ในกรณีที่สามารถขุดเปิดหน้าดินและฝังกลับได้
- เสาค้ำสมอ – แรงปฏิกิริยาที่จะต้านทานต่อแรงดึงเกิดจากแรงต้านทานจากเสาค้ำที่ตอกลงในดิน ใช้ในกรณีที่ชั้นดินแข็งอยู่ในระดับลึก โดยเสาค้ำที่ใช้อาจตอกลงในดินแบบเอียงเพื่อให้มีแรงต้านทานต่อแรงกระทำทางด้านข้างเพิ่มขึ้น
- ฐานรากของอาคาร – ในกรณีที่อาคารมีน้ำหนักสูงมาก อาจจะใช้สายสมอเข้ากับฐานรากของโครงสร้างเพื่อต้านทานต่อแรงกระทำทางด้านข้างได้ แต่ต้องตรวจสอบกำลังต้านทานของโครงสร้างด้วย



รูปที่ 5-57 รูปแบบของสมอด้านแรงดึง

¹ noun , 1. civil engineering a heavy plate, wall, or block buried in the ground that acts as an anchor for a retaining wall, sheet pile, etc, by a tie connecting the two (จาก Collins English Dictionary)

5.6.2 ตำแหน่งของการติดตั้งสมอต้านแรงดึง

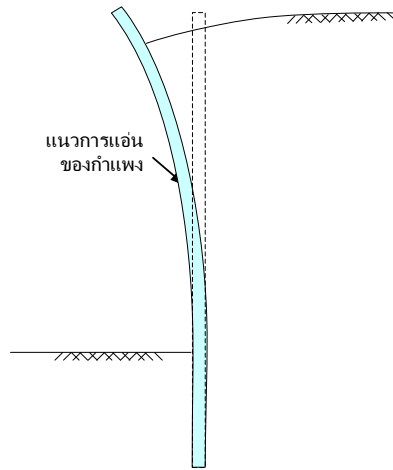


รูปที่ 5-58 Non-interference of zone for anchor wall

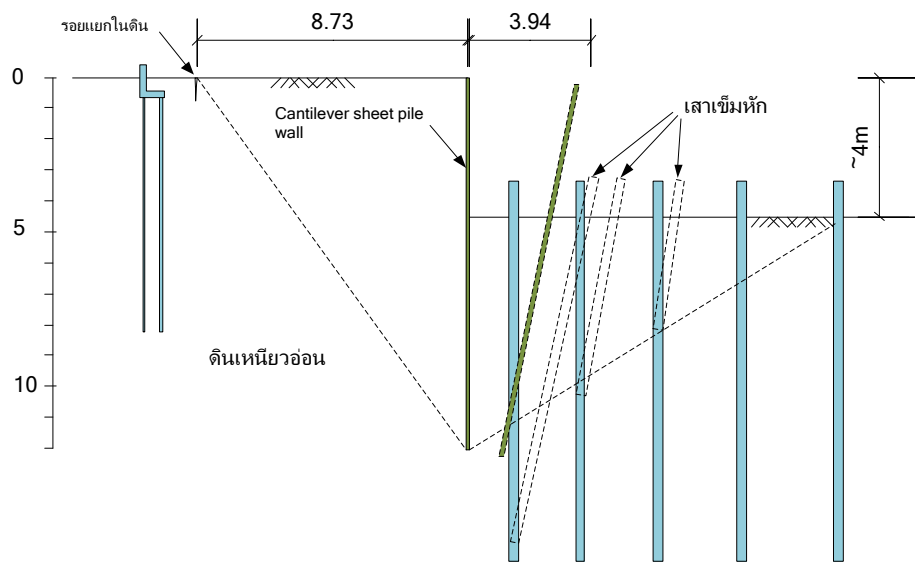
5.7 กำแพงกันดินแบบเข็มพืดที่มีปลายฝังในดินแบบไม่มีสมอยึด (Cantilever wall)

ในการใช้กำแพงกันดินชนิดนี้จะต้องตระหนักอยู่เสมอว่าถึงแม้กำแพงจะมีเสถียรภาพในการต้านทานแรงดันดินเพียงพอโดยการวิเคราะห์แรงดันที่กระทำต่อกำแพง แต่ในการนำไปใช้จะต้องพิจารณาถึงโอกาสที่ระบบกำแพงจะเกิดการเคลื่อนตัวสูงมากไว้ด้วย เนื่องจากระบบกำแพง Cantilever นั้นแรงต้านทานที่เกิดขึ้นจะเกิดจากกำแพงส่วนที่ฝังลงในดินเท่านั้น โดยไม่มีโครงสร้างใดมาค้ำยันเพื่อเพิ่มแรงต้านทานแรงดันดินเลย (รูปที่ 5-59) ดังนั้นการแอนของกำแพงที่มีโมเมนต์เฉื่อย (EI) ต่ำจะมีค่าสูง ดังกรณีศึกษาที่รายงานไว้โดย Phamavan (Phamvan 1984) การขุดลึกประมาณ 4 เมตรเพื่อก่อสร้างโครงสร้างใต้ดินบริเวณแยกถนนบุรี-ปากท่อกับถนนสุขสวัสดิ์ การเคลื่อนตัวของกำแพงสูงถึงประมาณ 4 เมตรและทำให้เสาเข็มฐานรากวิบัติ และส่งผลกระทบต่อดินหลังกำแพงเป็นระยะ 8.7 เมตร

การแอนตัวของกำแพงในปริมาณสูงจะก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินทำให้ดินโดยรอบเกิดการทรุดตัว ดังกรณีศึกษาในรูปที่ 5-61 ซึ่งเป็นการใช้กำแพงเข็มพืดเหล็กในการก่อสร้างฐานรากลึกในการสร้างสมการที่ใช้ในการคำนวณการแอนตัวของกำแพงนั้นทำได้ยากมาก วิธีการประมาณการแอนของกำแพงที่ใช้จึงเป็นวิธีเชิงประจักษ์หรือวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข เช่น ไฟไนท์อีลิเมนต์หรือจำลองดินโดยใช้สปริง เป็นต้น



รูปที่ 5-59 ลักษณะของกำแพงกันดินแบบ Cantilever



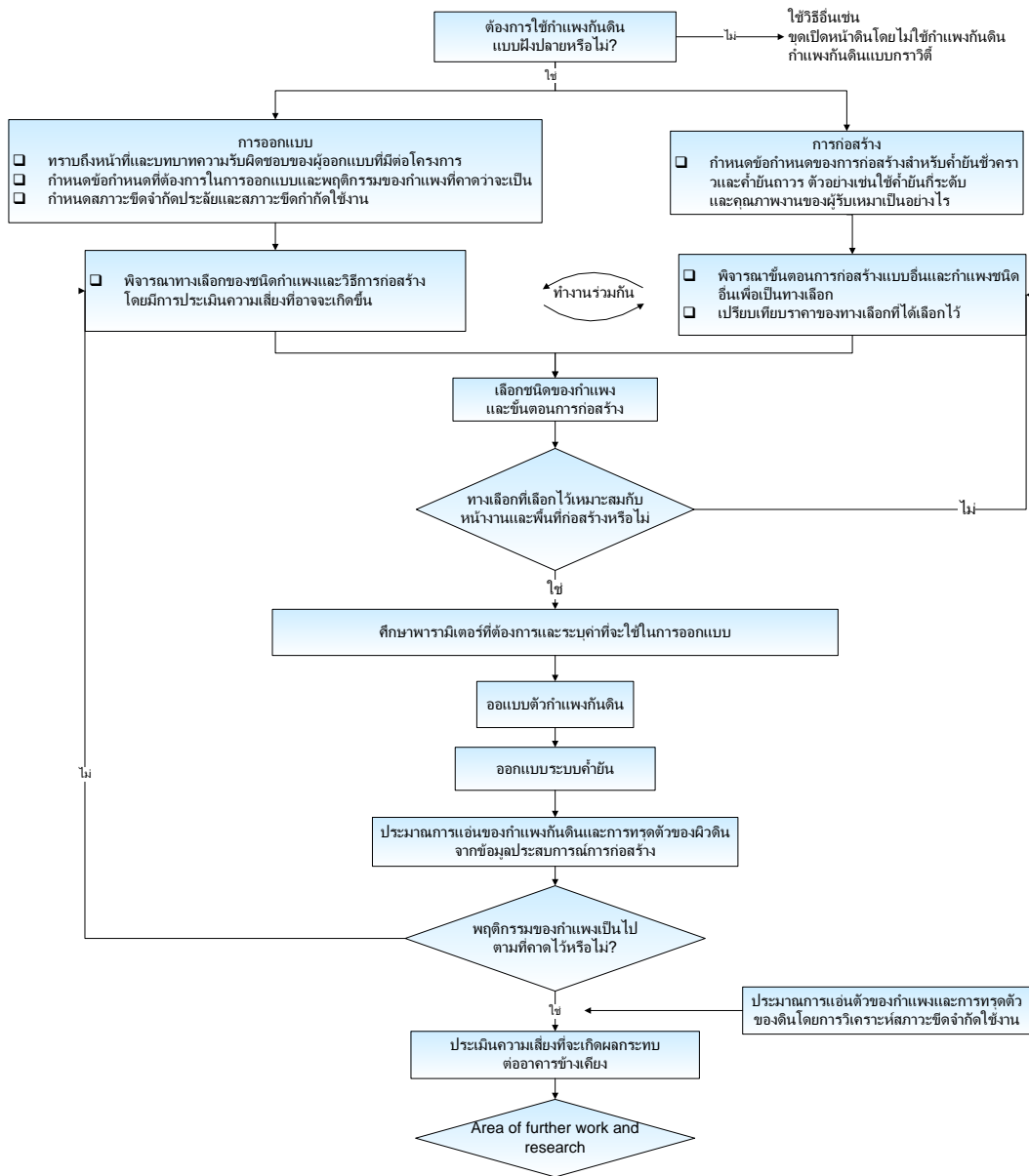
รูปที่ 5-60 กรณีศึกษาการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเข็มพีตเหล็กในชั้นดินเหนียวอ่อน (Phamvan 1984)



รูปที่ 5-61 เมื่อใช้ sheet pile เป็นกำแพงกันดินแบบ Cantilver การเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นจะสูงมาก

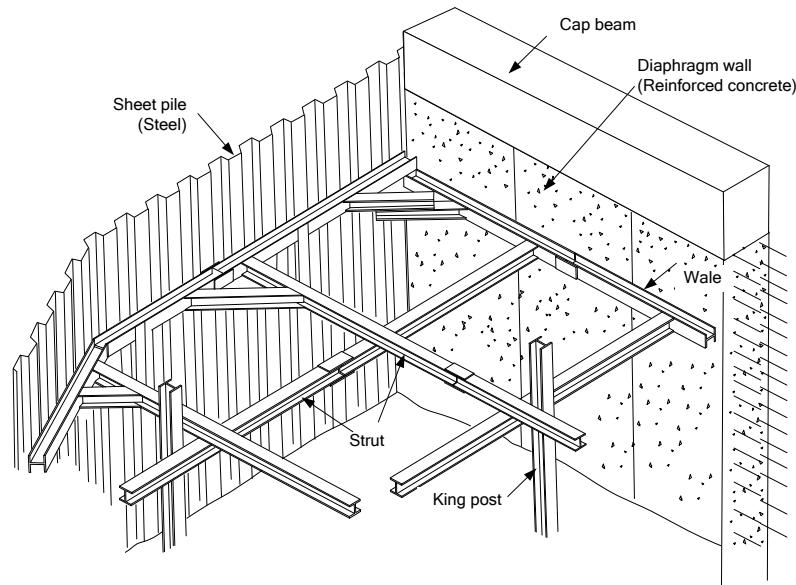
5.8 กำแพงกันดิน Sheet pile แบบฝังปลายเพื่องานชุดที่มีค้ำยันหลายจุด

ในการใช้งานระบบกำแพงกันดิน Sheet pile สำหรับงานชุดเพื่อก่อสร้างชั้นใต้ดินหรือโครงสร้างใต้ดินนั้นประกอบไปด้วยหลายขั้นตอน และเกี่ยวข้องกับหลายส่วนงานด้วยกัน โดยงานระบบกำแพงกันดินเพื่องานชุดนี้แตกต่างจากการออกแบบโครงสร้างโดยทั่วไป เนื่องจากในการออกแบบจำเป็นจะต้องพิจารณาประเด็นด้านการก่อสร้างไปพร้อมกัน หรือในบางกรณีในขณะที่ก่อสร้างพบว่าพฤติกรรมของระบบกำแพงกันดินแตกต่างไปจากพฤติกรรมที่ได้ประเมินไว้ในขั้นตอนการวิเคราะห์และออกแบบก็จำเป็นจะต้องมีการปรับปรุงหรือแก้ไข ซึ่งงานลักษณะนี้ส่วนใหญ่จะมีลักษณะเป็นการออกแบบและก่อสร้างที่ต้องมีการทำงานร่วมกันระหว่างผู้วิเคราะห์ออกแบบและผู้ทำการก่อสร้าง โดยอาจมีแนวทางเป็น flowchart ดังรูปที่ 5-62



รูปที่ 5-62 Flowchart ในการตัดสินใจเลือกใช้ วิเคราะห์ ออกแบบ ก่อสร้าง และทำงานวิจัย สำหรับระบบกำแพงกันดินแบบฝังปลาย

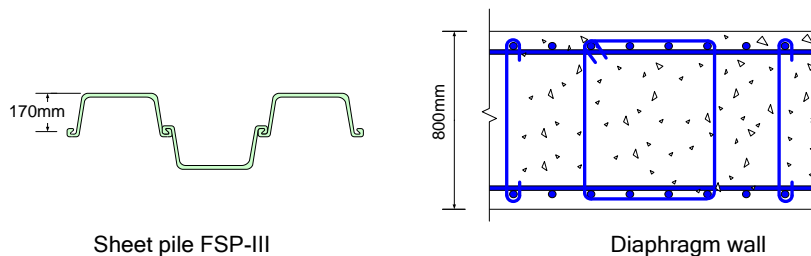
ในการขุดดินโดยใช้ค้ำยันภายในจะมีส่วนโครงสร้างที่มักจะนิยมใช้ดังแสดงในรูปที่ 5-63



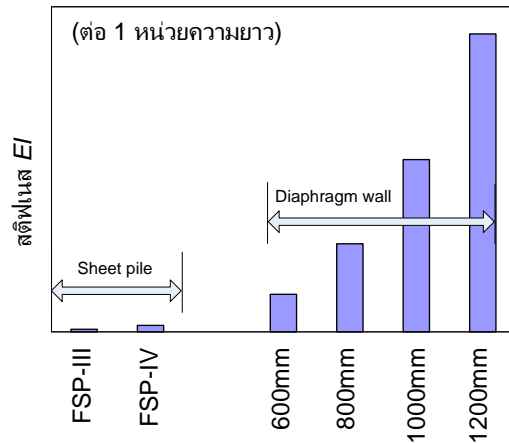
รูปที่ 5-63 โครงสร้างค้ำยันที่ใช้ในงานขุดดินลึก

5.8.1 ทฤษฎีแรงดันดินที่กระทำต่อการขุดดินลึกโดยใช้ sheet pile ของ Peck (Peck 1969)

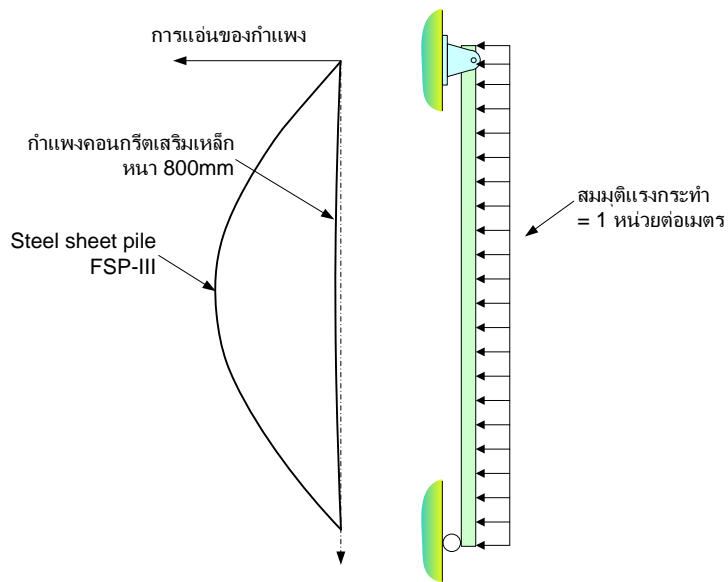
กำแพงกันดินแบบ Sheet pile นั้นเป็นที่นิยมใช้เป็นกำแพงกันดินสำหรับงานก่อสร้างห้องใต้ดินลึก ซึ่งจำเป็นจะต้องมีค้ำยันมากกว่า 1 ชั้นเพื่อถ่ายแรงดันดินจากกำแพงฝั่งหนึ่งไปสู่กำแพงอีกฝั่งหนึ่ง สำหรับแรงดันดินที่กระทำต่อ Sheet pile นั้นจะแตกต่างจากกำแพงกันดินที่เรียกว่า Retaining wall ในความเป็นจริง Sheet pile นั้นจะมีสตีฟเนสที่ต่ำกว่า Retaining wall เนื่องจากขนาดความหนาของกำแพงดังรูปที่ 5-64 เมื่อเปรียบเทียบสตีฟเนสของ sheet pile และ retaining wall ที่นิยมใช้ (รูปที่ 5-65) จะเห็นว่าสตีฟเนสของ retaining wall คอนกรีตเสริมเหล็ก หนา 800 มิลลิเมตร สตีฟเนส สูงกว่า sheet pile เหล็ก FSP-III ถึง 13 เท่า ซึ่งถ้าเราทดลองนำกำแพงมาทำเป็นคานรับน้ำหนักแผ่ 1 หน่วยต่อเมตรจะเห็นว่า sheet pile จะมีค่าแอนตัวที่กึ่งกลางคาน มากกว่า retaining wall ประมาณ 32 เท่า



รูปที่ 5-64 เปรียบเทียบขนาดของกำแพง Sheet pile และกำแพง Diaphragm wall

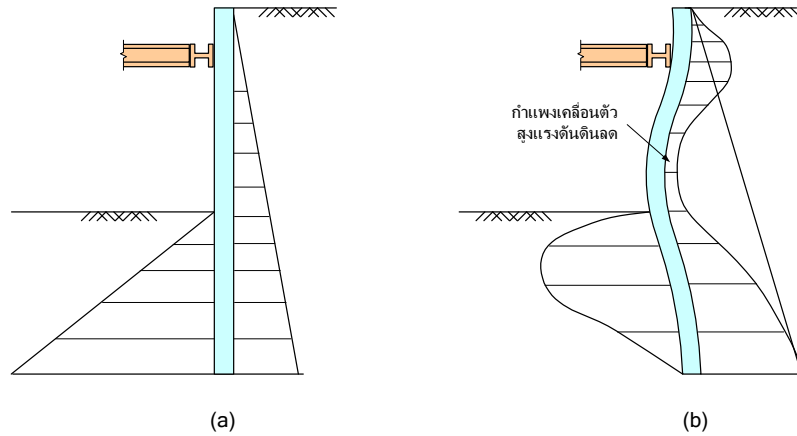


รูปที่ 5-65 เปรียบเทียบสติฟเนสของกำแพงชนิด Rigid wall และ Flexible wall

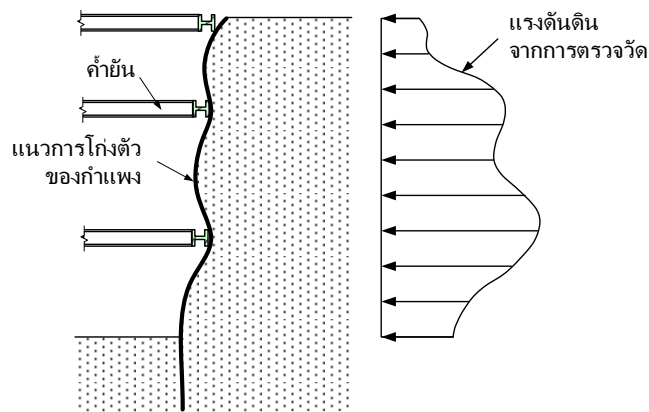


รูปที่ 5-66 เปรียบเทียบการแอ่นตัวของกำแพง Sheet pile และ Diaphragm wall ซึ่งมีสติฟเนสต่างกันมาก

จากจุดนี้เองที่ทำให้แรงดันดินที่กระทำต่อกำแพง Sheet pile แตกต่างไปจากแรงดันดินทางทฤษฎีของ Rankine ซึ่งถ้าพิจารณาจากผลของการแอ่นตัวของกำแพงจะพบว่าเมื่อกำแพงมีการแอ่นตัวแรงดันดินที่กระทำต่อกำแพงจะลดลง (สภาวะแอดทีฟ) และในจุดที่กำแพงไม่มีการแอ่นตัวอย่างเช่นตำแหน่งของค้ำยันแรงดันดินจะมีค่าใกล้เคียงกับสภาวะอยู่นิ่ง ดังรูปที่ 5-67 และในกรณีที่มีค้ำยันกำแพงหลายจุดแสดงดังรูปที่ 5-68



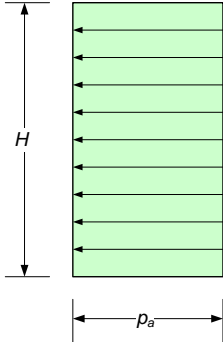
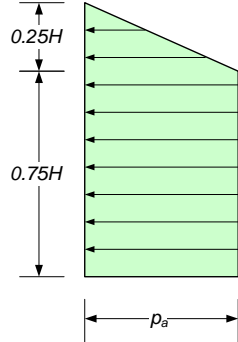
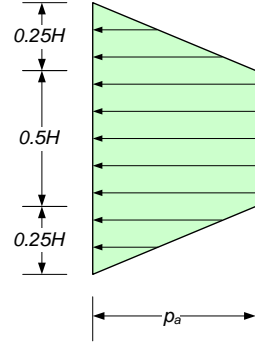
รูปที่ 5-67 แรงดันดินที่กระทำต่อกำแพง a) กรณีที่กำแพงเป็น Rigid wall b) กรณีที่กำแพงเป็น flexible wall



รูปที่ 5-68 การเอนตัวของกำแพงที่มีสตีเฟนส์ทำให้แรงดันดินที่กระทำต่อกำแพงลดลง (Sowers and Sowers 1955)

ด้วยเหตุนี้ในการออกแบบกำแพงกันดินแบบ flexible wall จึงได้ใช้แรงดันดินที่ไม่ได้มากจากทฤษฎีโดยตรง โดยจะใช้แรงดันดินที่วัดได้จากสนามที่เสนอโดย Peck ในปี 1969 (Peck 1969) ซึ่งได้เสนอและสรุปค่าแรงดันดินที่วัดได้จากการก่อสร้างห้องใต้ดินจากการขุดสำหรับดินแต่ละประเภทดังแสดงในตารางที่ 5-6

ตารางที่ 5-6 แรงดันดินปรากฏจากประสบการณ์ Peck (Peck 1969)

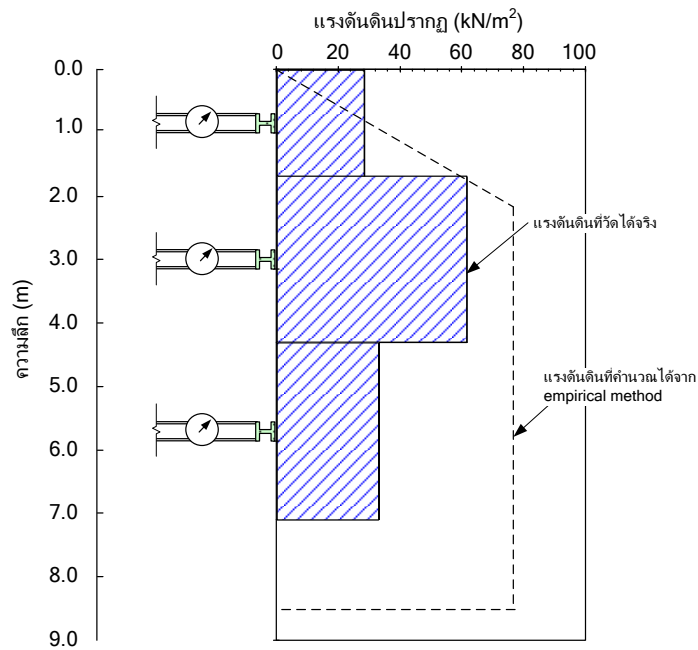
		
<p>ทราย</p>	<p>ดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง</p>	<p>ดินเหนียวแข็ง</p>
<p>$P_a = 0.65\gamma HK_a$ $K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$</p>	<p>ใช้ค่าที่มากกว่าระหว่าง $P_a = \gamma H \left[1 - \left(\frac{4S_u}{\gamma H} \right) \right]$ $P_a = 0.3\gamma H$ และ $\gamma H / s_u$ จะต้องมากกว่า 4.0</p>	<p>$P_a = 0.2\gamma H$ ถึง $0.4\gamma H$</p>

ข้อจำกัดของการใช้งานแรงดันดินที่เสนอโดย Peck (1969)

- แรงดันดินที่ใช้จะเป็นแรงดันดินที่เกิดขึ้นจากการวัดแรงใน Strut จากหลาย ๆ โครงการ ดังนั้นแรงดันดินที่เกิดขึ้นอาจไม่ใช่แรงดันจริง ขึ้นอยู่กับ Flexibility ของกำแพง และขึ้นกับขั้นตอนการก่อสร้าง
- ใช้กับการขุดดินด้วยการใช้ค้ำยัน โดยมีความลึกในการขุดมากกว่า 6 เมตร
- แรงดันนี้สมมุติว่าระดับน้ำใต้ดินต่ำกว่าระดับของการขุด
- ทรายระบายน้ำได้ดีและไม่มีแรงดันน้ำในดิน (ไม่คิดแรงดันน้ำ)
- ดินเหนียวอยู่ในสถานะไม่ระบายน้ำ (undrained condition) และไม่ต้องคิดแรงดันน้ำเนื่องจากได้รวมอยู่ในแรงดันดินแล้ว

สำหรับการใช้แรงดันดินในตารางที่ 5-6 สำหรับงานก่อสร้างห้องใต้ดินในชั้นดินเหนียวอ่อน กรุงเทพมหานคร ได้มีผลการยืนยันว่าสามารถใช้ได้โดยมีแรงดันดินที่เกิดขึ้นจริงต่ำกว่าค่าที่เสนอไว้ดังรูปที่

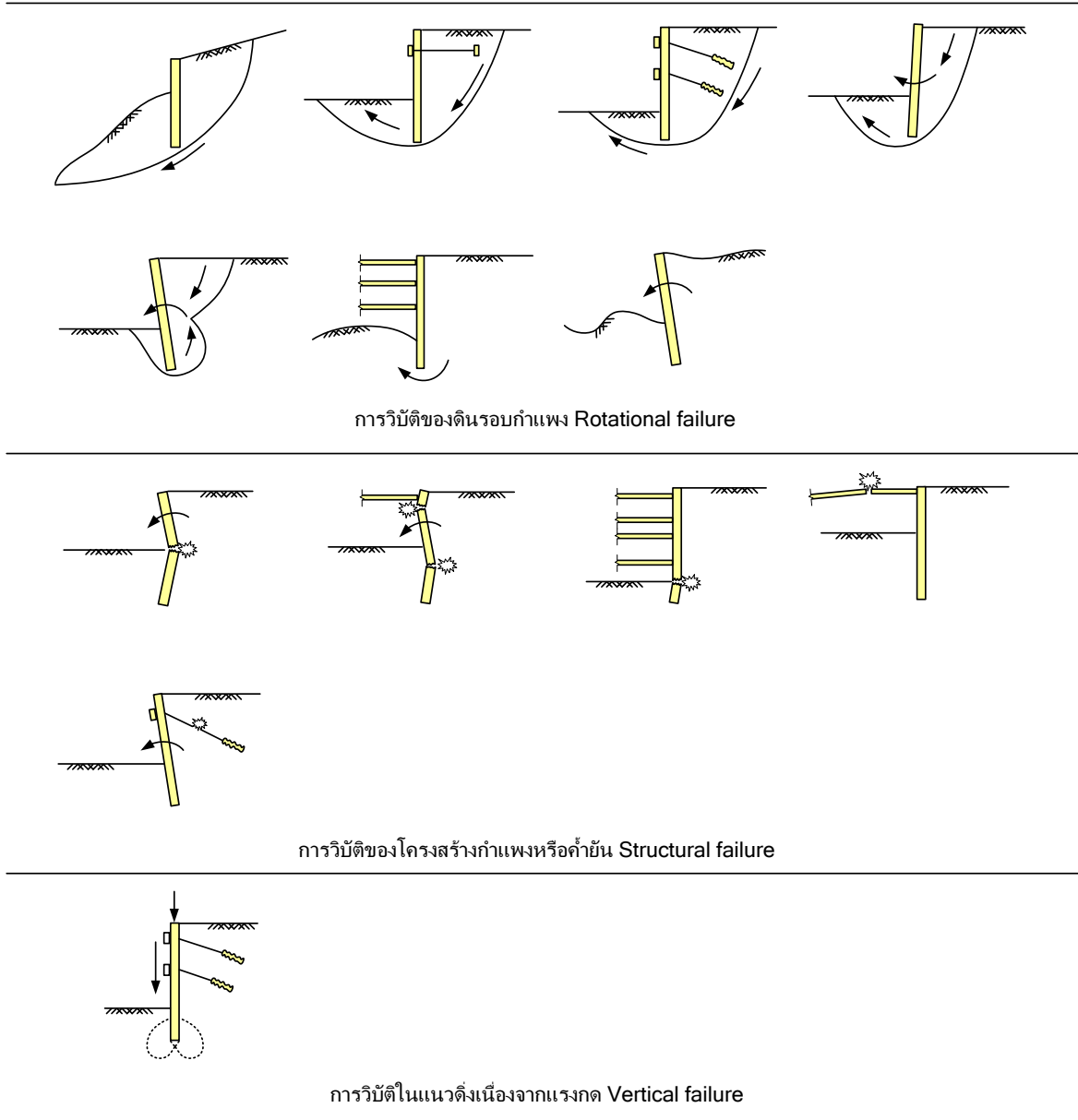
5-69



รูปที่ 5-69 แรงดันดินที่ได้จากการตรวจวัดจริง เทียบกับแรงดันดินแบบ Empirical ที่เสนอไว้โดย Peck (Tanseng 1997)

5.8.2 กำแพงดิน Wall

ในการออกแบบกำแพงสิ่งที่จะต้องคำนึงถึงคือน้ำหนักแฝงที่กระทำบนปากบ่อ ซึ่งได้แก่เครื่องจักรที่ใช้ในการก่อสร้าง วัสดุที่กองไว้บนปากบ่อ เป็นต้น กำแพงกันดินจะต้องต้านทานแรงตัดที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงดันดินได้ โดยกำแพงจะต้องไม่วิบัติ และเสถียรภาพของดินรอบๆกำแพงจะต้องไม่วิบัติด้วย ตัวอย่างลักษณะการวิบัติของกำแพงแสดงดังรูปที่ 5-70

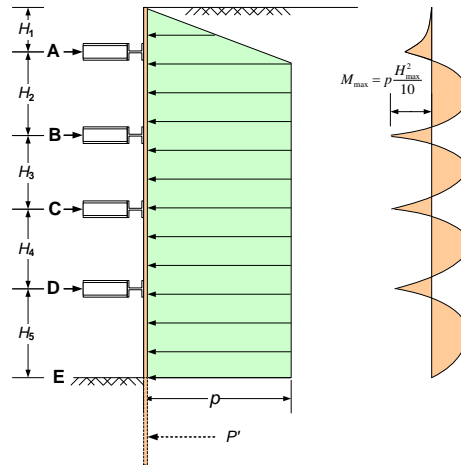


รูปที่ 5-70 ตัวอย่างการวิบัติของกำแพงและค้ำยันแบบ Ultimate limit state (Gaba, Simpson et al. 2003)

5.8.3 การวิเคราะห์แรงในกำแพงที่มีความต่อเนื่อง (Fang 1990)

โมเมนต์ตัดที่นำมาออกแบบจะใช้โมเมนต์ตัดที่คือโมเมนต์ตัดที่คำนวณโดยใช้ระยะระหว่างค้ำยันที่ห่างที่สุด ซึ่งในการคำนวณจะคำนวณแรงดันดินต่อความยาว 1 หน่วย

$$M_{\max} = p \frac{H_{\max}^2}{10} \quad (5.9)$$



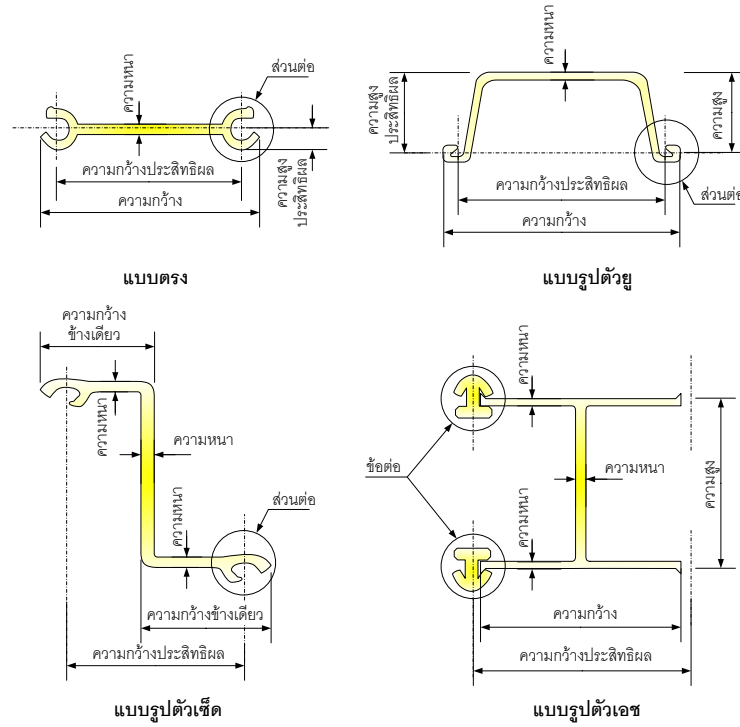
รูปที่ 5-71 การคำนวณโมเมนต์คดสูงสุดในการำแพงเพื่อนำมาใช้ออกแบบ (Fang 1990)

เมื่อได้โมเมนต์คดสูงสุดแล้วนำมาคำนวณหา Section modulus, S จากสมการ

$$S_{req} = \frac{M_{max}}{F_b} \tag{5.10}$$

กำแพงเข็มพืดตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก.1390-2539) จะใช้คำเรียกว่า “เข็มพืดเหล็กล้ารีดร้อน” ซึ่งใน มอก. จะเรียกทั่วไปโดยย่อว่า “เข็มพืด” หน้าตัดที่ระบุในมาตรฐานมี 4 แบบได้แก่ แบบตรง, แบบรูปตัวยู (U), แบบรูปตัวซีต (Z), แบบรูปตัวเอช (H) ดังรูปที่ 5-72 โดยวัสดุที่ใช้มี Yield stress 2 ชั้นคุณภาพได้แก่

- ชั้นคุณภาพ SY 295 มีความต้านแรงดึงที่จุดครากต่ำสุดเท่ากับ 295 MPa
- ชั้นคุณภาพ SY 390 มีความต้านแรงดึงที่จุดครากต่ำสุดเท่ากับ 390 MPa



หมายเหตุ: ส่วนต่อหรือข้อต่อของเข็มที่ติดตั้งจะมีรูปร่างที่จะทำให้เข็มพีต 2 แผ่นเกาะติดกันโดยไม่แยกออกจากกันขณะตอก และสามารถแยกออกจากกันได้ง่ายเมื่อถอนออก)

รูปที่ 5-72 รูปร่างและลักษณะของเข็มพีตตามมาตรฐาน มอก. (มอก_390-2539 2539)

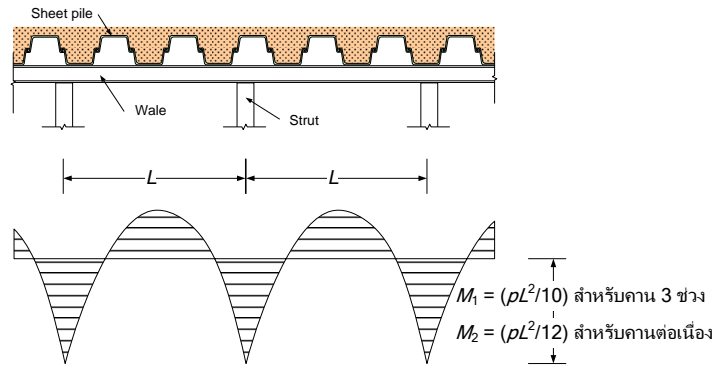
ในการใช้กำแพงกันดินแบบเข็มพีตเหล็กในอุตสาหกรรมก่อสร้างในประเทศไทย มักจะนิยมใช้ขนาด FSP-III และ FSP-IV ซึ่งมีคุณสมบัติหน้าตัดดังตารางที่ 5-7

ตารางที่ 5-7 ตารางขนาดของ Sheet pile ตามมาตรฐาน TIS1390:1996/JIS A5528:1988

ชนิด	Sectional area	Section modulus		Weight	
	Per pile (cm ²)	Per pile (cm ³)	Per 1 m width (cm ³ /m)	Per pile (kg/m)	Per 1 m width (kg/m/m)
SP-III	76.42	223.0	1340.0	60.0	150.0
SP-IV	96.99	362.0	2270.0	76.1	190.0

5.8.4 คานขวาง Wale

ในการออกแบบ Wale จะมีขั้นตอนดังนี้คือ



รูปที่ 5-73 การคำนวณโมเมนต์ดัดใน Wale เพื่อนำมาใช้ออกแบบ

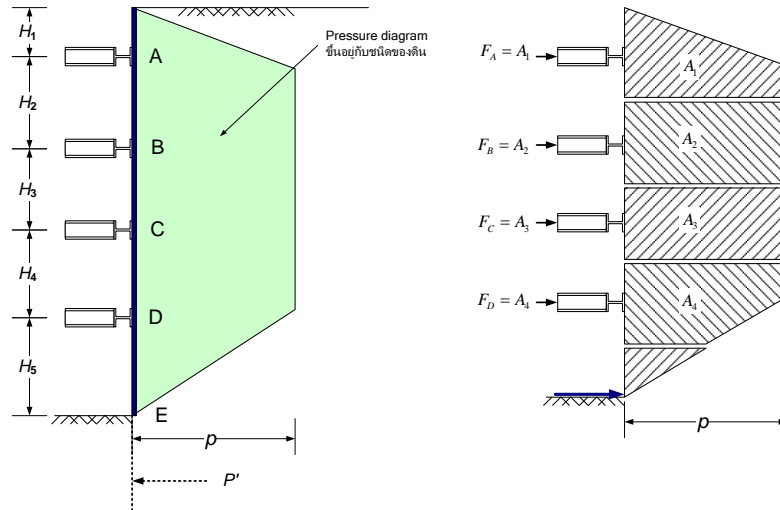
1. คำนวณโมเมนต์ดัด
 2. ทดลองเลือกหน้าตัดจากนั้นคำนวณหน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้น
 3. คำนวณหน่วยแรงอัด และค่า KL/r ของแกนหลักและแกนรอง
 4. คำนวณค่า F_a โดยใช้สมการ AISC
 5. ตรวจสอบหน่วยแรงรวม (หน่วยแรงอัด + หน่วยแรงดัด) ว่าไม่เกินหน่วยแรงที่ยอมให้โดยใช้ AISC (ดูภาคผนวก)
 6. ถ้าหน่วยแรงเกินกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้ให้คำนวณข้อ 2-5 อีกครั้ง
- แรงที่เกิดขึ้นใน Wale ที่สำคัญประการหนึ่งก็คือแรงในแนวแกนซึ่งเกิดขึ้นที่มุมของกำแพงดังแสดงในรูป โดยปกติค้ำยันเหล็กจะได้รับผลกระทบเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิซึ่งทำให้หน่วยแรงในค้ำยันเพิ่มขึ้นซึ่งต้องนำมาพิจารณาในการออกแบบด้วย

ตารางที่ 5-8 หน้าตัดเหล็กรูปพรรณที่นิยมใช้เป็น Strut และ Wale

ขนาด	Area (cm ²)	S_x (cm ³)	S_y (cm ³)	r_x (cm)	r_y (cm)
W300×94 kg/m	119.8	1360	450	13.1	7.51
W350×137 kg/m	173.9	2300	776	15.2	8.84
W400×172 kg/m	218.7	3330	1120	17.5	10.10

5.8.5 ค้ำยัน Struts

1. คำนวณแรงที่ถ่ายลงค้ำยัน ด้วยวิธีดังรูปที่ 5-74
2. ทดลองเลือกขนาดหน้าตัดเหล็ก WF และคำนวณค่า L/r
3. คำนวณแรงอัดที่ยอมให้ของหน้าตัด F_a โดยใช้สมการของ AISC (ดูสมการที่ใช้ในภาคผนวก)
4. ตรวจสอบว่าแรงที่คำนวณได้ในข้อ 1 น้อยกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้ในข้อ 3 หรือไม่ ถ้าไม่ให้ทดลองเลือกขนาดหน้าตัดให้ใหญ่ขึ้นจนกระทั่งแรงที่เกิดขึ้นน้อยกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้

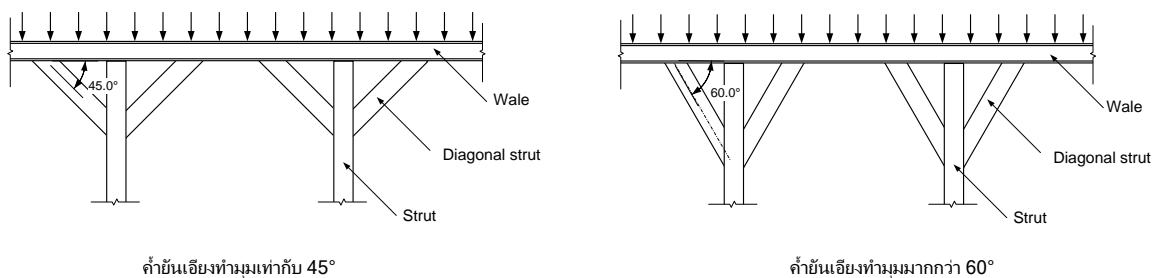


รูปที่ 5-74 การคำนวณแรงอัดในค้ำยัน strut

ในการออกแบบ strut นั้นสิ่งที่จะต้องให้ความระมัดระวังเป็นพิเศษคือการเกิด buckling ของ strut เนื่องจาก strut เป็นชิ้นส่วนที่ชะลูดมากเมื่อมีแรงอัดมากจะทำให้อาจก่อให้เกิดการวิบัติแบบ buckling ซึ่งเป็นการวิบัติแบบฉับพลัน และการวิบัติของค้ำยันเพียงตัวเดียวอาจทำให้ระบบค้ำยันทั้งหมดพังทลายลง ซึ่งเมื่อไม่มีค้ำยันทางด้านข้างแล้วกำแพงกันดินก็จะพังทลายตามลงมา

5.8.6 ข้อแนะนำในการออกแบบระบบค้ำยัน (Horiba and Ishizuka 1995)

โดยทั่วไป wale มักจะถูกออกแบบโดยพิจารณาว่าเป็นคานที่มีความต่อเนื่อง และรองรับด้วย strut โดยในระบบค้ำยันมักจะนำคานเหล็กรูปพรรณมาเชื่อมต่อกัน สำหรับค้ำยันโดย strut ที่มีช่องว่างระหว่างค้ำยันมากทำให้เกิดโมเมนต์ดัดใน wale สูงและเกิดการโก่งของคานในปริมาณมาก จึงมักจะลดระยะห่างของจุดรองรับลงด้วยการเพิ่มค้ำยันทแยงดังรูปที่ 5-75

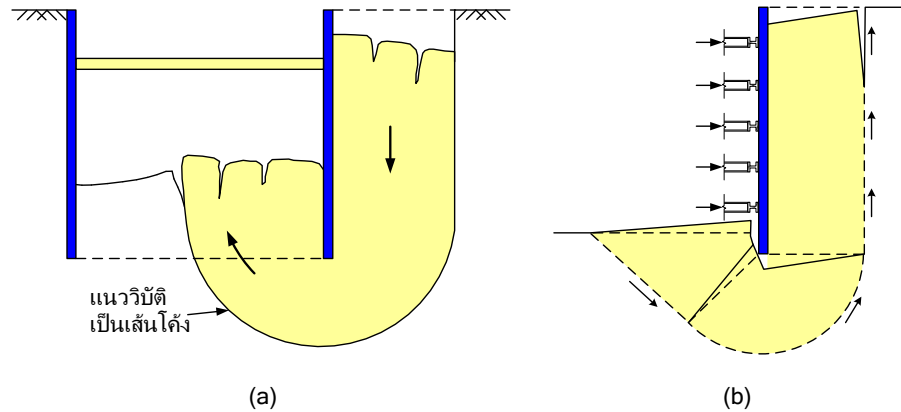


รูปที่ 5-75 การใช้ค้ำยันทแยงเพื่อลดโมเมนต์ดัดและการโก่งของ wale

ในกรณีที่ค้ำยันเอียงทำมุมทแยงมากกว่า 60 องศา นั้นจะต้องเสริมบริเวณจุดต่อด้วย stiffener ที่แผ่น web ของ wale เพื่อป้องกันการวิบัติของ web หรืออาจจะใช้คอนกรีตเทลงในบริเวณที่รับแรงอัดก็ได้เพื่อให้คอนกรีตช่วยถ่ายแรงอัดที่เกิดขึ้น

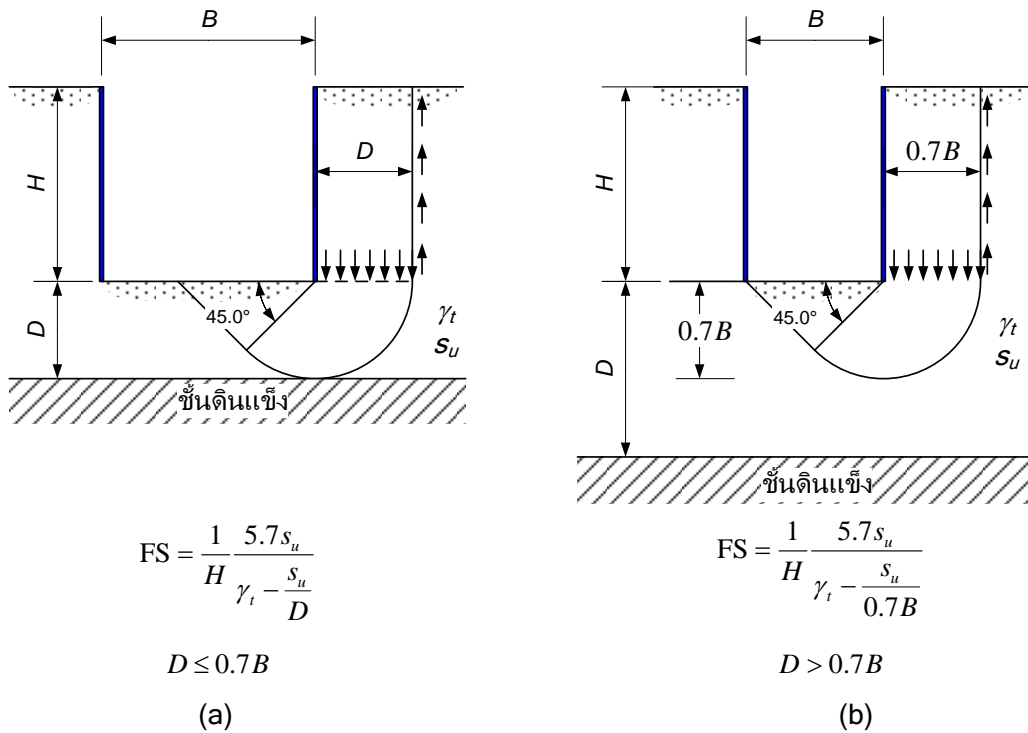
5.9 การบวมขึ้นของดินเหนียวใต้บ่อขุด (Base heave)

ในการขุดดินในชั้นดินเหนียวซึ่งมีกำลังรับแรงเฉือนต่ำนั้น อาจเกิดการวิบัติของดินที่ก้นของบ่อเนื่องจาก Bearing capacity ซึ่งจะทำให้เกิดการขูด (heave) ของดินบริเวณก้นบ่อดังรูปที่ 5-76



รูปที่ 5-76 การวิบัติของดินใต้บ่อขุด (a) ดินใต้บ่อขุดบวมตัวขึ้น (b) Failure mechanism ของ Bolton (1993)
(Charles, Simons et al. 2004)

สำหรับการคำนวณดินเหนียวในระดับลึกมาก Terzaghi (1943) ได้เสนอกกลไกการวิบัติ (Failure Mechanism) ของดินใต้บ่อขุดเพื่อใช้คำนวณ Factor of Safety ไว้ดังรูปที่ 5-77

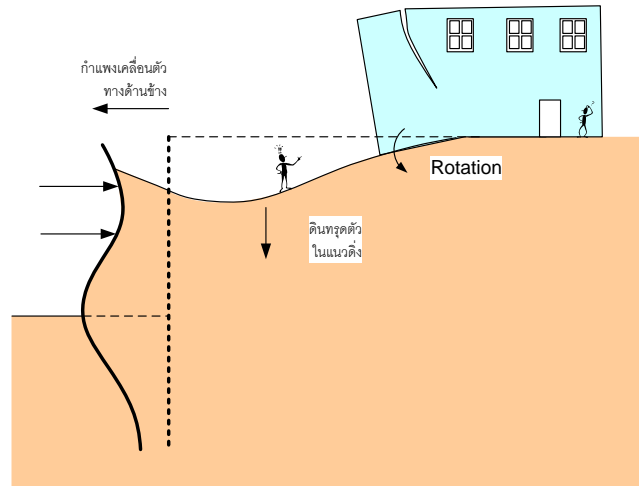


รูปที่ 5-77 กลไกการวิบัติที่เสนอโดย Terzaghi (a) เมื่อชั้นดินแข็งอยู่ต้น (b) เมื่อชั้นดินแข็งอยู่ลึก

5.10 การประมาณการแอนตัวของกำแพงและการทรุดตัวของผิวดิน

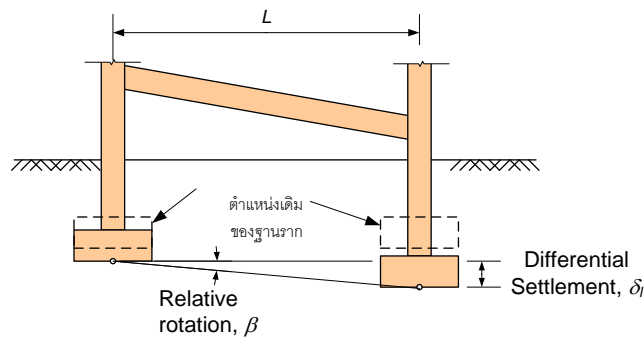
5.10.1 ลักษณะการเคลื่อนตัวและเกณฑ์ประเมินเสถียรภาพ

เนื่องจากการก่อสร้างกำแพงกันดินชั่วคราวแบบมีค้ำยันเพื่อการขุดดินนั้นมักจะก่อสร้างในพื้นที่ซึ่งมีอาคารบ้านเรือนปลูกสร้างอยู่ก่อนแล้ว (เนื่องจากราคาที่ดินแพงจึงจำเป็นต้องใช้ประโยชน์จากพื้นที่ให้มากที่สุด) ในทางปฏิบัติโครงสร้างกันดินมักจะมีเสถียรภาพเพียงพอ แต่ทว่าถ้าการเคลื่อนตัวของกำแพงสูงมากจนทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินในบริเวณปากบ่อ อาจทำให้เกิดการวิบัติของอาคารที่อยู่ใกล้เคียงได้



รูปที่ 5-78 ผลกระทบที่อาจเกิดขึ้นต่อโครงสร้างข้างเคียงเมื่อมีการขุดดินลึก

ในการประเมินเสถียรภาพของอาคารอาจจะใช้เกณฑ์ที่มีผู้แนะนำไว้ดัง ตารางที่ 5-9 โดยรูปที่ 5-79 เป็นลักษณะการทรุดตัวที่ไม่เท่ากันของฐานรากซึ่งก่อให้เกิดปัญหาให้กับโครงสร้าง



รูปที่ 5-79 การทรุดตัวที่ไม่เท่ากันของฐานราก

ตารางที่ 5-9 ค่าจำกัดของ Distortion และ deflections ของโครงสร้าง

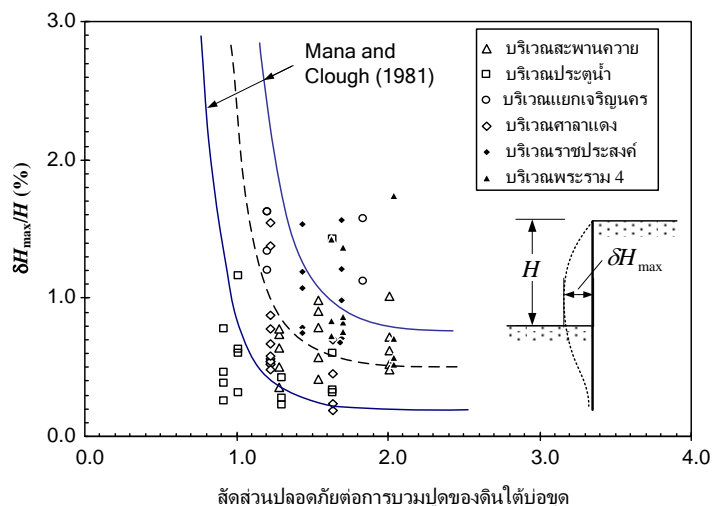
ชนิดโครงสร้าง	ลักษณะความเสียหาย	ค่าจำกัดของ Relative rotation (angular distortion)			
		Skempton and MacDonald	Meyerhof	Polshin and Tokar	Bjerrum
อาคารที่ใช้โครงสร้างแบบเฟรมและกำแพงรับแรงกด คสล.	รอยร้าวในกำแพงและผนัง	1/300 (ควรใช้ 1/500)	1/500	1/500 (7/10000 ถึง 1/1000 สำหรับคานช่วงนอกสุด)	1/500
	โครงสร้างเสียหาย	1/150	1/250	1/200	1/150

- ค่าในตารางใช้ในกรณีที่เป็นอาคารที่มีรูปร่างปกติ แต่ถ้าเป็นคานหรือเสาที่ใหญ่กว่าปกติจะต้องใช้วิธีวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาค่าจำกัดของ Distortion และ Deflections ของโครงสร้าง

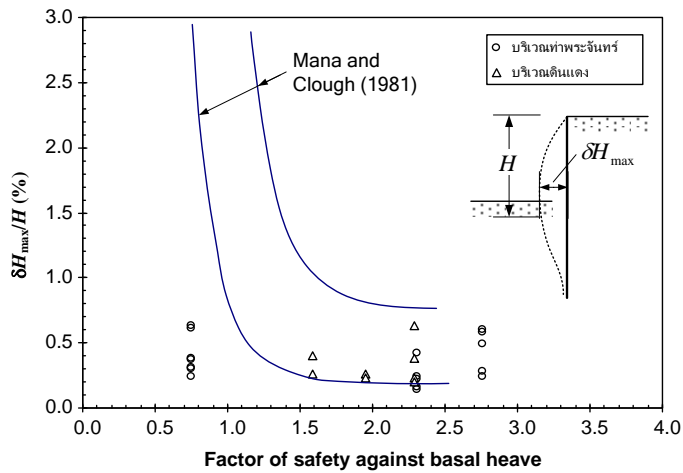
5.10.2 การประมาณการโก่งของกำแพง

ในการประมาณการแอ่นตัวของกำแพงนั้นเป็นไปได้ยาก เนื่องจากมีปัจจัยที่เกี่ยวข้องหลายประการเช่น ความไม่สม่ำเสมอของชั้นดิน, ความแปรปรวนจากผลที่ได้จากการทดสอบดิน หรือปัจจัยที่เกิดขึ้นเนื่องจากฝีมือในการก่อสร้าง เป็นต้นดังนั้นในการประมาณการแอ่นตัวของกำแพงมักจะใช้วิธีเชิงประสบการณ์ โดยการรวบรวมเอาข้อมูลการแอ่นตัวของกำแพงมากที่สุด ที่ได้จากการขุดดินในหลายๆโครงการมาสร้างความสัมพันธ์กับสิ่งที่คำนวณได้ง่ายๆ ซึ่งได้แก่สัดส่วนปลอดภัยต่อการขูดของดินใต้บ่อขุด (Factor of safety against base heave) ดังแสดงในรูปที่ 5-77 ซึ่งวิธีคำนวณ Factor of safety นี้ถึงแม้ว่าจะมีกลไกการวิบัติที่อาจไม่ตรงกับสภาพที่เกิดขึ้นจริง (เช่น ในสภาพจริงกำแพงจะถูกฝังลึกลงไปต่ำกว่าระดับกันบ่อขุด เป็นต้น) แต่ค่า Factor of safety ที่คำนวณด้วยวิธีนี้จะเป็นกรณีที่ใช้ในการทำนายปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงที่ใช้ได้ผลดีกับหลายกรณี

สำหรับการขุดดินสำหรับสร้างห้องใต้ดินลึกมากโดยใช้กำแพงกันดินเข็มพืดเหล็กและใช้ค้ำยัน ได้มีการสร้างความสัมพันธ์เชิงประสบการณ์ไว้ดังรูปที่ 5-80 สำหรับกรณีของกำแพงกันดินชนิด sheet pile ซึ่งเป็นกำแพงที่มีสติฟเนสไม่สูงมาก และรูปที่ 5-81 สำหรับกำแพงกันดินคอนกรีตเสริมเหล็ก diaphragm wall ซึ่งเป็นกำแพงที่มีสติฟเนสสูง



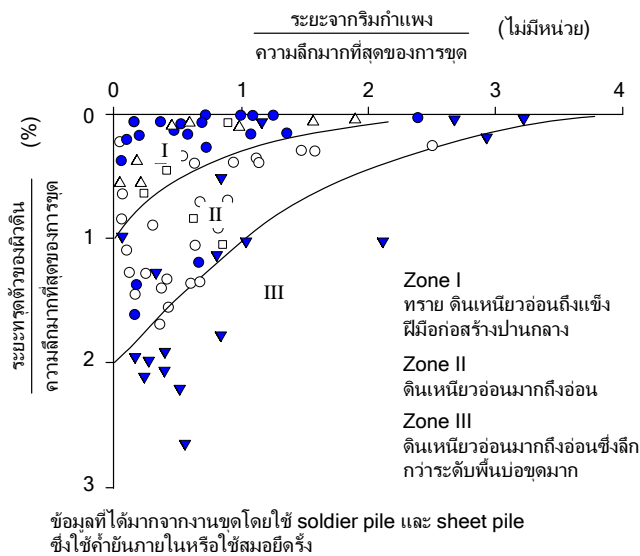
รูปที่ 5-80 การประมาณการแอ่นตัวของกำแพง Sheet pile wall ด้วยวิธี Empirical



รูปที่ 5-81 การประมาณการแอนตัวของกำแพง Diaphragm wall โดยใช้วิธี Empirical

5.10.3 การประมาณการทรุดตัวของดินปากบ่อ

การประมาณการทรุดตัวของดินรอบขุด โดยใช้ข้อมูลจากประสบการณ์ (Peck 1969)

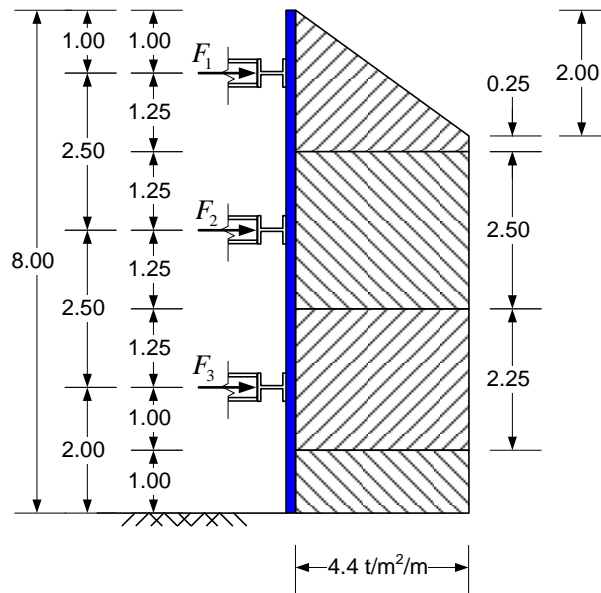
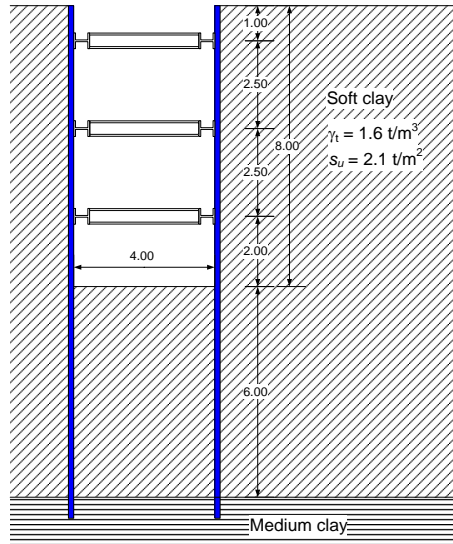


รูปที่ 5-82 การประมาณ การทรุดตัวที่ผิวดินและระยะแนวราบที่มีผลกระทบ (Peck 1969)

ผลลัพธ์ที่ได้เป็นการประมาณการเพื่อใช้ในการศึกษาผลกระทบที่อาจจะมีต่อโครงสร้างข้างเคียง ซึ่งการทรุดตัวจริงๆในขณะทำการก่อสร้างอาจแตกต่างกันขึ้นอยู่กับปัจจัยอื่นๆ อีกมาก โดยปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัวมากที่สุดคือ วิธีการก่อสร้าง ขั้นตอนการก่อสร้าง และฝีมือของผู้รับเหมา

ตัวอย่างที่ 5.10 - จากข้อมูลดินดังรูปจงคำนวณแรงอัดในค้ำยันโดยใช้แรงดันดินที่เสนอโดย Peck (1969)

ระยะห่างระหว่างค้ำยันเท่ากับ 6 เมตร



จากแรงดันดินที่เสนอโดย Peck (1969)

$$\frac{\gamma H}{s_u} = \frac{(1.6)(8.0)}{2.1} = 6.09 > 4 \text{ OK!}$$

$$(P_a)_1 = (1.6)(8.0) \left[1 - \left(\frac{4(2.1)}{(1.6)(8.0)} \right) \right] = 4.4 \text{ t/m}^2/\text{m}$$

$$(P_a)_2 = (0.3)(1.6)(8.0) = 3.84 \text{ t/m}^2/\text{m}$$

ใช้ค่าที่มากกว่าคือ $(P_a)_1 = 4.4 \text{ t/m}^2/\text{m}$

คำนวณแรงในค้ำยัน ต่อความกว้าง 1 เมตร

$$F_1 = 0.5(2.25 + 0.25)(4.4) = 5.5 \text{ t/m}$$

$$F_2 = (2.5)(4.4) = 11 \text{ t/m}$$

$$F_3 = (2.25)(4.4) = 9.9 \text{ t/m}$$

เมื่อค้ำยันมีระยะห่าง 6 เมตรดังนั้นแรงในค้ำยันแต่ละตัวจะเป็น

$$F_1 = (5.5)(6) = 33 \text{ t/strut}$$

$$F_2 = (11)(6.0) = 66 \text{ t/strut}$$

$$F_3 = (9.9)(6) = 59.4 \text{ t/strut}$$

ซึ่งจะใช้แรงนี้ในการออกแบบขนาดของค้ำยันต่อไป โดยจะคิดว่าค้ำยันเป็นเสายาวที่รับแรงอัด และโมเมนต์ตัดเนื่องจากน้ำหนักของคาน (ดูเรื่องการออกแบบโครงสร้างเหล็ก)

ตัวอย่างที่ 5.11 – การคำนวณการบวมขึ้นของดินใต้บ่อขุด (Base heave)

จากตัวอย่างที่แล้ว เราสามารถคำนวณสัดส่วนปลอดภัยของการบวมของดินใต้บ่อขุดได้ดังนี้

$$D = 6 \text{ m}$$

$$0.7B = 2.8 \text{ m } D > 0.7B$$

$$FS = \frac{1}{H} \frac{5.7s_u}{\gamma - \frac{s_u}{0.7B}}$$

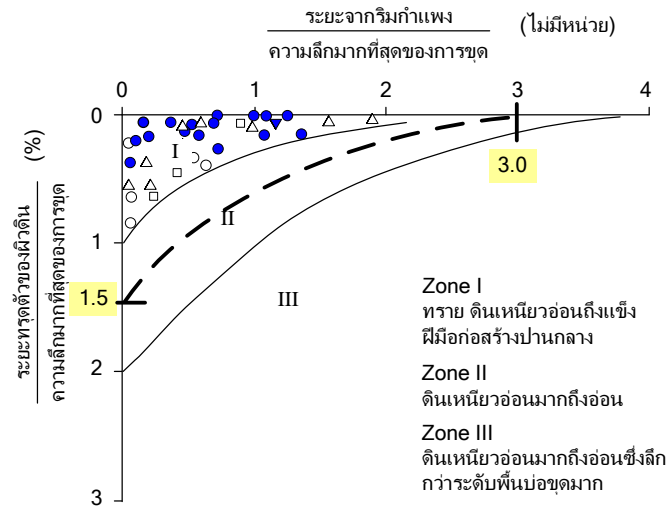
$$FS = \frac{1}{(8.0)} \frac{5.7(2.1)}{(1.6) - \frac{(2.1)}{0.7(4)}} = 1.76$$

- จะเห็นได้ว่า Factor of safety มีค่ามากกว่า 1.0 ดินใต้บ่อขุดจะไม่เกิดการวิบัติ
- สมการที่ใช้คำนวณ FS พัฒนาขึ้นมาจาก Failure mechanism ที่ปลาย sheet pile อยู่ที่ระดับเดียวกับดินบ่อขุด แต่ในทางปฏิบัติเรามักจะใช้ sheet pile ลึกลงกว่าระดับของก้นบ่อขุด และมักจะฝังอยู่ในชั้นดินแข็ง ซึ่งจะทำให้สัดส่วนความปลอดภัยสูงกว่าที่คำนวณได้
- ถ้าใช้ Failure mechanism แบบอื่น เช่น Bjerrum and Eide (1956) ก็จะทำให้ผลลัพธ์ที่แตกต่างออกไป

ตัวอย่างที่ 5.12 – จงประมาณการทรุดตัวของผิวดินหลังกำแพงกันดิน โดยใช้ข้อมูลจากตัวอย่างที่ผ่านมา

ความลึกมากที่สุดของการขุด = 8 เมตร

จากข้อมูลดิน ดินเป็นเหนียวอ่อนมากถึงอ่อน เราอาจจะใช้ zone 2 ในการประมาณการทรุดตัว

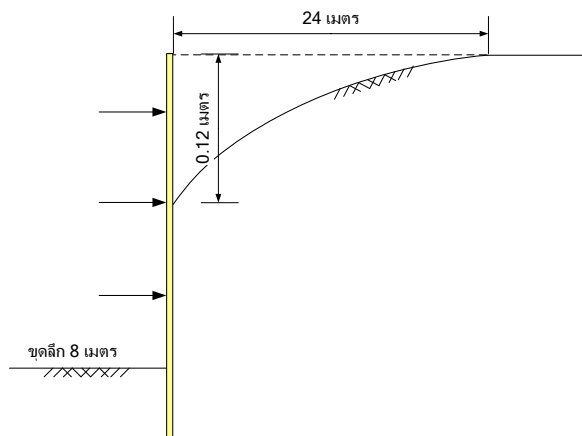


จากกราฟ เราประมาณค่าจากแกนตั้งได้ = 1.5 %

ระยะทรุดตัวของผิวดิน = $1.5 \times 8.0 / 100 = 0.12$ เมตร

ประมาณค่าจากแกนราบได้ = 3 (ไม่มีหน่วย)

ระยะจากริมกำแพงถึงจุดที่ไม่มีทรุดตัว = $3 \times 8.0 = 24$ เมตร



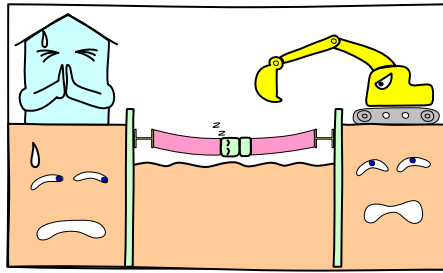
รูปที่ 5-83 รูปประมาณการทรุดตัวที่ผิวดินหลังกำแพงกันดิน โดยใช้วิธีเชิงประสบการณ์ (Peck 1969)

ผลลัพธ์ที่ได้เป็นการประมาณการเพื่อใช้ในการศึกษาผลกระทบที่อาจจะมีต่อโครงสร้างข้างเคียง ซึ่งการทรุดตัวจริงๆในขณะทำการก่อสร้างอาจแตกต่างกันขึ้นอยู่กับปัจจัยอื่นๆ อีกมาก โดยปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัวมากที่สุดคือ วิธีการก่อสร้าง ขั้นตอนการก่อสร้าง และฝีมือของผู้รับเหมา

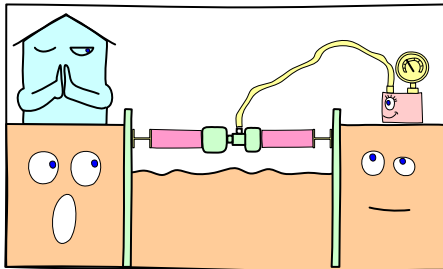
5.11 เทคนิคบางประการในการควบคุมการขุดดินเพื่อก่อสร้างชั้นใต้ดิน

5.11.1 การอัดแรง

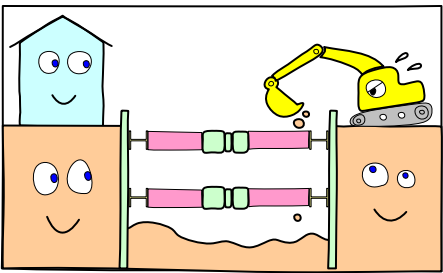
ในการขุดดินที่ใช้ระบบกำแพงกันดินที่มีค้ำยันนั้นจำเป็นจะต้องขุดเปิดหน้าดินลงไปบางส่วนก่อนการติดตั้งค้ำยัน ซึ่งการขุดเปิดหน้าดินโดยไม่มีค้ำยันเพื่อต้านแรงดันทางด้านข้างนั้นก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของกำแพงและดินที่กำแพงต้านไว้ อีกทั้งในการติดตั้งค้ำยันและกำแพงมักจะเกิดช่องว่างระหว่างรอยต่อ ซึ่งช่องว่างนี้จะถูกดันให้ชิดโดยแรงดันดินที่กระทำต่อกำแพงและค้ำยัน ในทางปฏิบัติจึงจำเป็นจะต้องลดช่องว่างเหล่านี้โดยใช้วิธีการอัดแรงในค้ำยันก่อนการขุดดิน ซึ่งแนวคิดในการอัดแรงในค้ำยันอธิบายโดยหลักการในรูปที่ 5-84



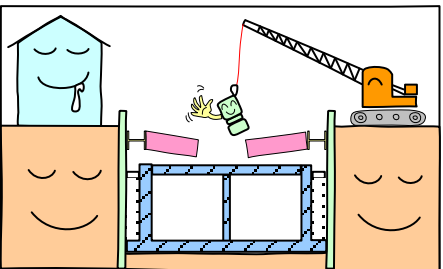
ในการขุดดินลึกที่ใช้กำแพงและระบบค้ำยันจะต้องระวัง
ไม่ให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินสูงจนมีผลต่ออาคารข้างเคียง



การอัดแรงในค้ำยันสามารถช่วยลดการเคลื่อนตัว
ของกำแพงซึ่งทำให้การเคลื่อนตัวของดินลดลงด้วย



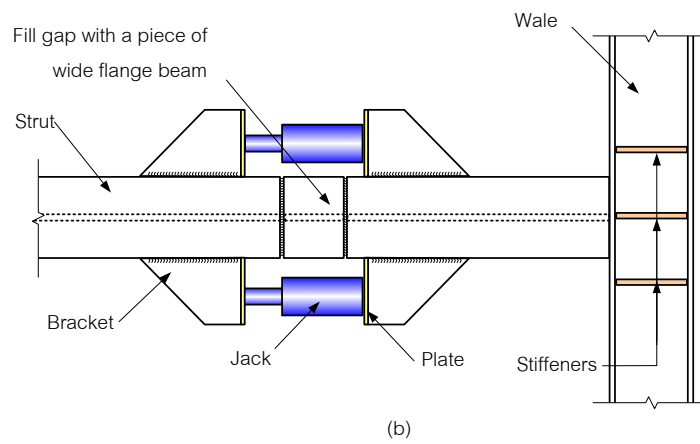
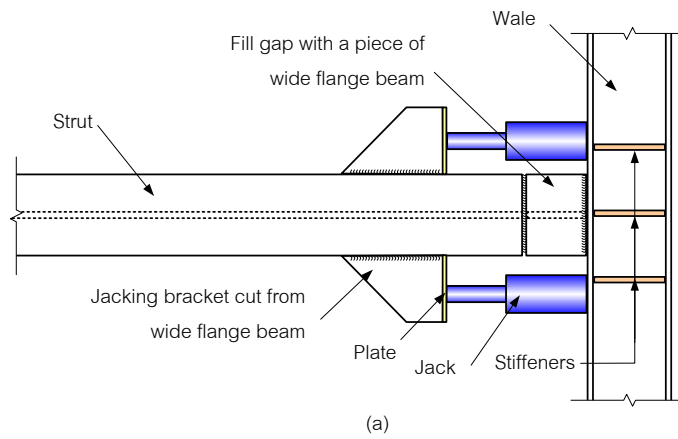
เมื่ออัดแรงในค้ำยันแล้วจึงทำการขุดดินในระดับลึกต่อไป
โดยมีการแรงในค้ำยันทั้งหมด



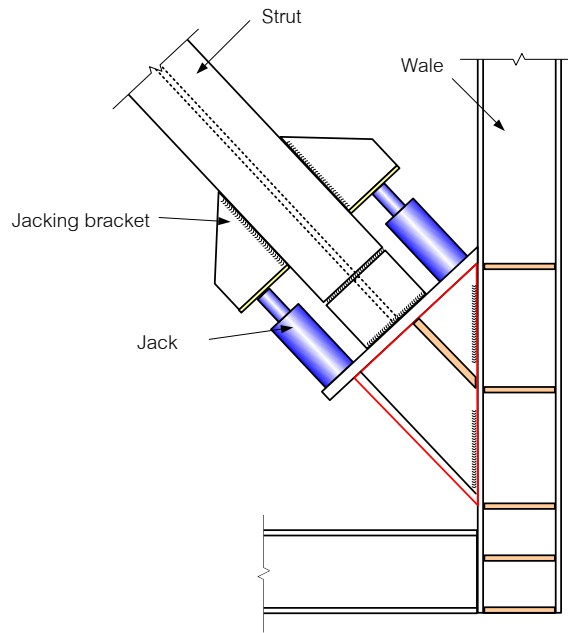
สุดท้ายการก่อสร้างเสร็จเรียบร้อยโดยอาคารข้างเคียงปลอดภัย
อีกด้วยโดยการเคลื่อนตัวของดินต่ำ

รูปที่ 5-84 แนวคิดในการใช้เทคนิคการอัดแรงในค้ำยัน

ตัวอย่างรายละเอียดของการอัดแรงในค้ำยันแสดงดังรูปที่ 5-85 และรูปที่ 5-86 การอัดแรงจะใช้
แม่แรงไฮดรอลิกส์ ดันให้เกิดแรงอัดในค้ำยันที่ต้องการตามด้วยการเสริมค้ำยันส่วนที่ถูกดที่ถ่างออก
และเชื่อมให้ติดกัน การอัดแรงในค้ำยันที่สูงมากนั้นอาจทำให้เกิดหน่วยแรงในค้ำยันสูงเกินกำลังของ
ค้ำยัน เนื่องจากคุณภาพของค้ำยันหรือผลเนื่องจากอุณหภูมิ โดยปกติแล้วแรงที่อัดใน strut จะมี
ค่าประมาณ 10 เปอร์เซ็นต์ของแรงกระทำออกแบบ แต่ในบางกรณีการอัดแรงในปริมาณสูง (50 ถึง
80 เปอร์เซ็นต์ของแรงใน strut ที่ได้ออกแบบไว้) จะใช้ในกรณีที่ต้องการทำให้ระบบค้ำยันมีความแข็งแรง
เพิ่มขึ้น เพื่อลดการเคลื่อนตัวของกำแพงและทำให้การทรุดตัวที่ผิวดินลดลงด้วยการอัดแรงจะดันให้
ช่องว่างแนบสนิท และในขณะเดียวกันยังช่วยลดความเสี่ยงในการเกิดหน่วยแรงเกินในค้ำยันด้วย



รูปที่ 5-85 รายละเอียดการอัดแรงในค้ำยันโดยใช้แม่แรง (a) อัดแรงที่คานขวางค้ำยัน (b) อัดแรงในค้ำยัน



รูปที่ 5-86 การอัดแรงในค้ำยันที่เอียง (Goldberg et al. 1976)

5.11.2 ผลเนื่องจากอุณหภูมิต่อแรงในค้ำยัน

เนื่องจากอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงในช่วงระยะเวลาทำงานอาจสูงมาก ทำให้ค้ำยันที่ค้ำระหว่างกำแพง ทั้งสองด้านไม่สามารถขยายตัวออกทางด้านข้างได้ทำให้ หน่วยแรงในค้ำยันอาจเพิ่มสูงขึ้น ในกรณีจำกัดจะสมมุติว่ากำแพงไม่มีการเคลื่อนตัวออก ด้านข้างเนื่องจากแรงดัน ดังนั้นแรงที่เพิ่มขึ้นในค้ำยันเนื่องจากอุณหภูมิคำนวณได้จาก

$$\Delta P = A_s E_s (\alpha \Delta T) \tag{5.11}$$

A_s = พื้นที่หน้าตัดของค้ำยัน

E_s = อีลาสติกโมดูลัสของค้ำยัน

α = สัมประสิทธิ์การยืดตัวเนื่องจากอุณหภูมิของวัสดุค้ำยัน (thermal coefficient of expansion)

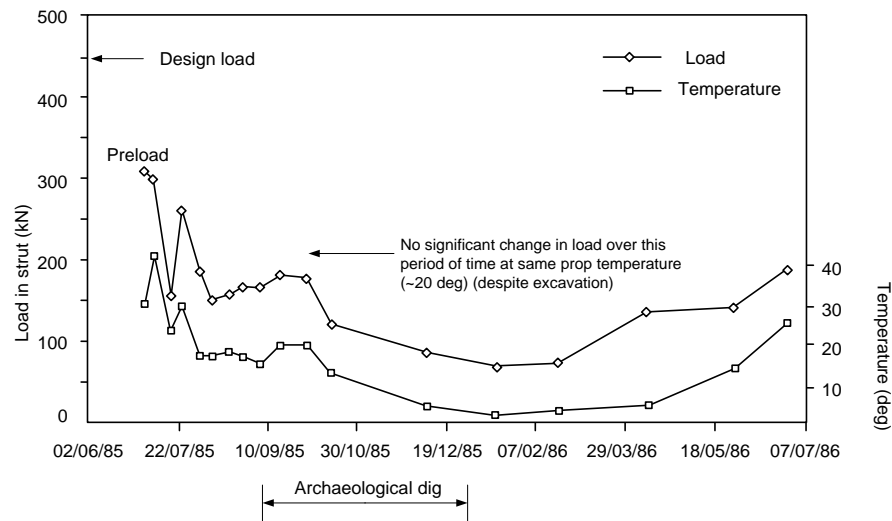
ΔT = อุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงในหน่วยองศาเซลเซียส

เนื่องจากดินหลังกำแพงอาจเกิดการให้ตัวได้บ้างเล็กน้อยดังนั้นหน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่อง จากอุณหภูมิเปลี่ยนแปลงอาจไม่สูงถึงกรณีจำกัด ซึ่ง CIRIA C580 – ให้ใช้สมการต่อไปนี้

$$\Delta P = A_s E_s (\alpha \Delta T) \beta / 100 \tag{5.12}$$

β = เปอร์เซ็นต์ของระดับการยึดรั้ง (degree of restraint) ของค้ำยัน (มีค่าเท่ากับ 70 เปอร์เซ็นต์ สำหรับกำแพงที่มีสติฟเนสสูงในชั้นดินแข็ง และเท่ากับ 40 เปอร์เซ็นต์สำหรับกำแพงสติฟเนสต่ำ (flexible) ในชั้นดินแข็งผู้ออกแบบจะต้องเลือกใช้ค่า β ที่เหมาะสมสำหรับแต่ละสถานการณ์ใน

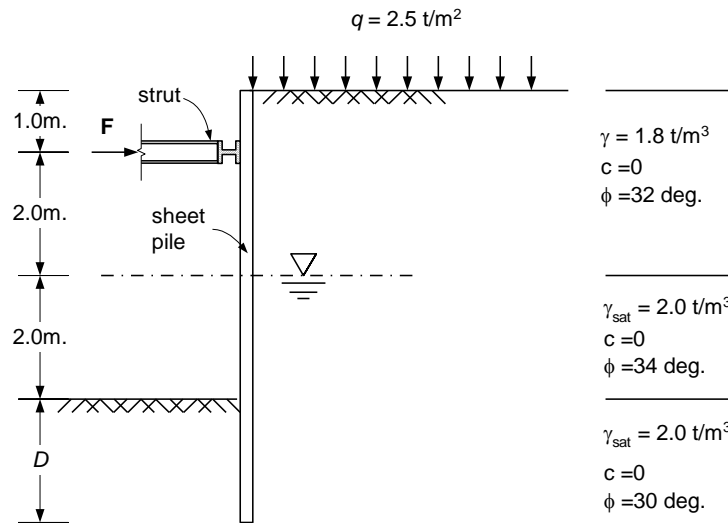
โครงการ ผู้ออกแบบอาจใช้ค่าที่นอกเหนือไปจากที่แนะนำได้ถ้าเห็นว่าค่านั้นเหมาะสม (เมื่อมีข้อมูลของโครงการที่มีลักษณะคล้ายกันมาเปรียบเทียบ) สิ่งที่ต้องคำนึงถึงอีกประการหนึ่งก็คือการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิทำให้แรงที่อัดไว้ก่อนในค้ำยันลดลงดังจะเห็นได้จากรูปที่ 5-87 เมื่ออุณหภูมิลดลงทำให้แรงอัดในค้ำยันลดลงด้วย



รูปที่ 5-87 การสูญเสียแรงอัดในค้ำยันเนื่องจากการลดลงของอุณหภูมิ

5.12 แบบฝึกหัด

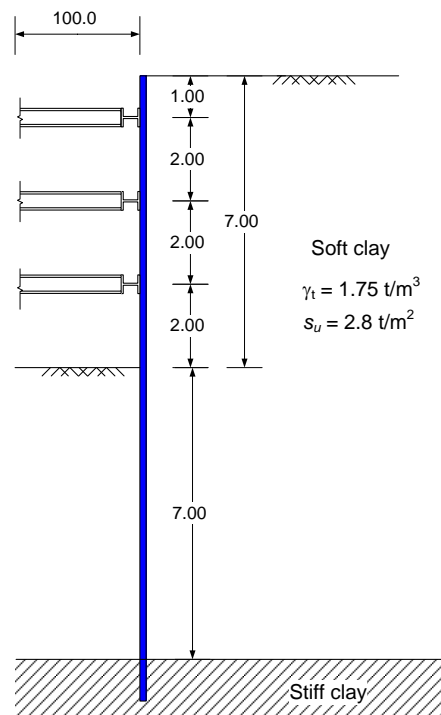
1. ต้องการสร้าง Sheet pile wall เพื่อเป็นโครงสร้างป้องกันตลิ่งดังรูป จงคำนวณหา
 - a) ความยาวของ Sheet pile ที่ต้องการ
 - b) แรงตามแนวแกนที่เกิดขึ้นใน Strut
 - c) โมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นใน Sheet pile



รูปที่ 5-88

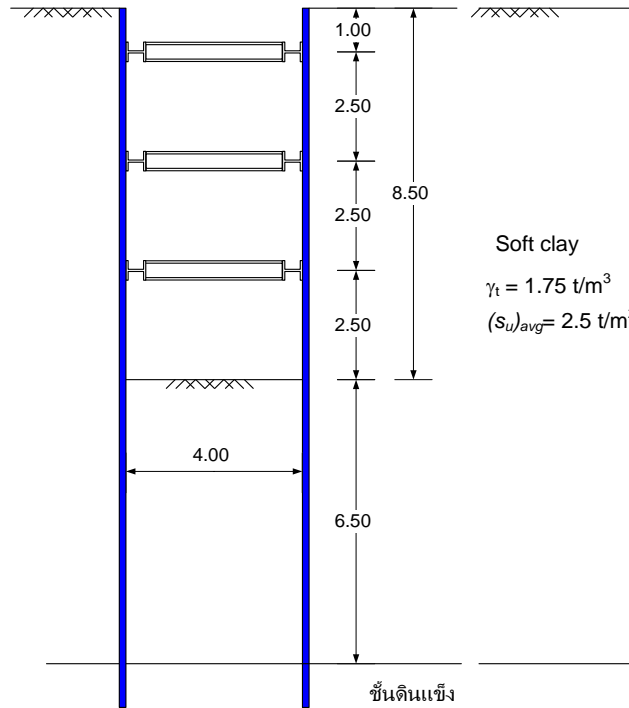
2. จากโครงสร้างกำแพงกันดิน Sheet pile ชั่วคราวซึ่งมีค้ำยัน 3 ระดับดังรูป จงคำนวณ

- a) แรงอัดที่เกิดขึ้นในค้ำยัน ถ้าค้ำยันมี Spacing = 6.0 เมตร
- b) สัดส่วนปลอดภัยของการวิบัติของดินก้นบ่อขุด (Factor safety against base heave)
- c) จงประมาณการแอนตัวด้านข้างของกำแพง และจงประมาณการทรุดตัวมากที่สุดที่ผิวดิน



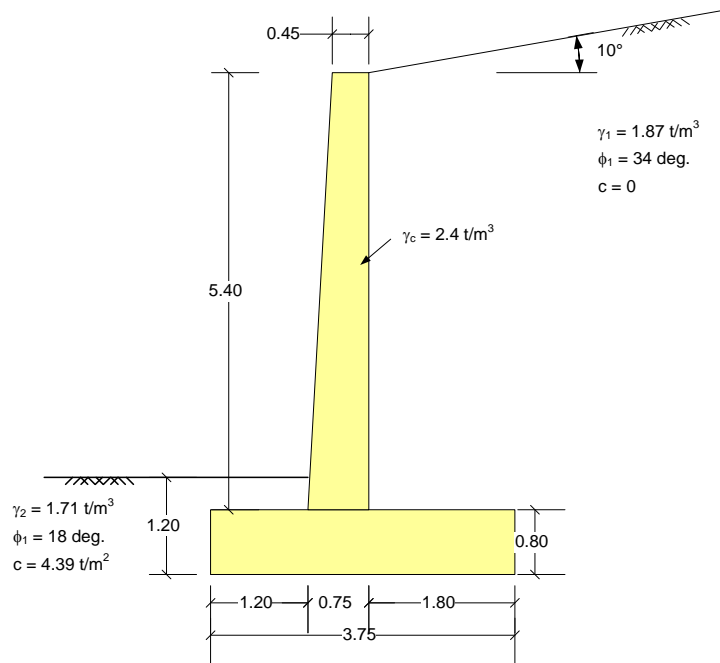
รูปที่ 5-89

3. จากโครงสร้างกำแพงกันดินชั่วคราวโดยใช้ sheet pile และค้ำยันเหล็กดังรูป จงคำนวณ
- แรงอัดที่เกิดขึ้นในค้ำยัน ถ้าค้ำยันมีระยะห่าง = 6.0 เมตร
 - สัดส่วนปลอดภัยของการวิบัติของดินก้นบ่อขุด (Factor safety against base heave)
 - จงประมาณการแอ่นตัวด้านข้างของกำแพงที่อาจจะเกิดขึ้น และการทรุดตัวมากที่สุดที่ผิวดิน



รูปที่ 5-90

4. จากรูปตัดกำแพงกันดิน (รูปที่ 5-91) จงคำนวณหา Factor safety against Overturning, Sliding และ Bearing capacity



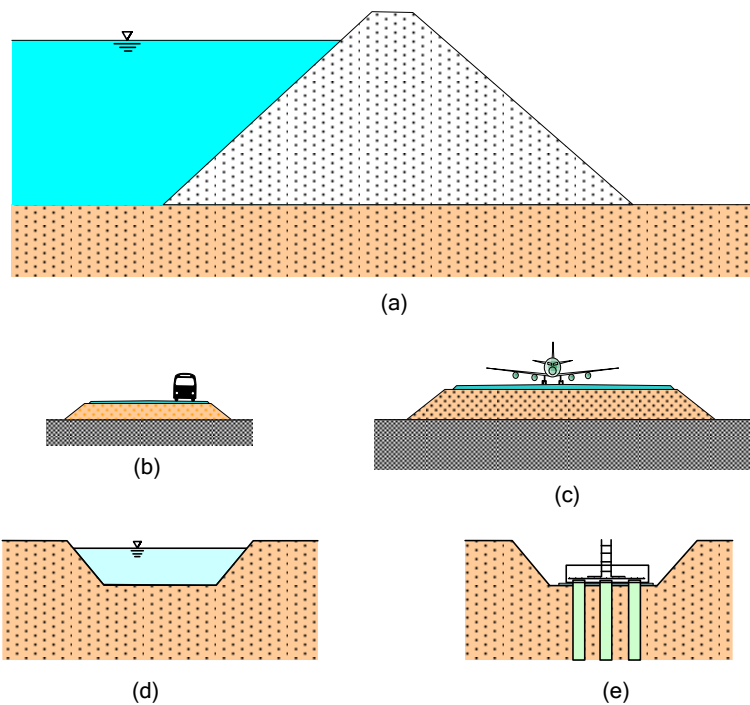
รูปที่ 5-91

6 เสถียรภาพของลาดคั่นดิน

6.1 แนะนำโครงสร้างดิน

โครงสร้างที่เกี่ยวข้องกับเสถียรภาพของลาดคั่นดินได้แก่ ถนน เขื่อน ตลิ่ง คลอง จะสร้างขึ้นมาโดยการก่อสร้างเป็นลาดคั่นดิน สาเหตุเนื่องจากลาดคั่นดินนั้นมีราคาถูกกว่าการก่อสร้างโครงสร้างกำแพง การออกแบบและก่อสร้างลาดคั่นดินนั้นจะต้องกระทำด้วยความรอบคอบโดยเฉพาะลาดคั่นดินขนาดใหญ่เนื่องจากการวิบัติมักจะทำให้เกิดความสูญเสียต่อทรัพย์สินหรือแม้กระทั่งชีวิต

ตัวอย่างโครงสร้างที่ใช้ลาดคั่นดินได้แก่ เขื่อน คั่นทางถนน คั่นทางวิ่งของเครื่องบิน งานขุดอ่างเก็บน้ำ งานขุดเปิดหน้าดินเพื่อการก่อสร้างฐานราก เป็นต้น (ดูรูปที่ 6-1 ประกอบ)



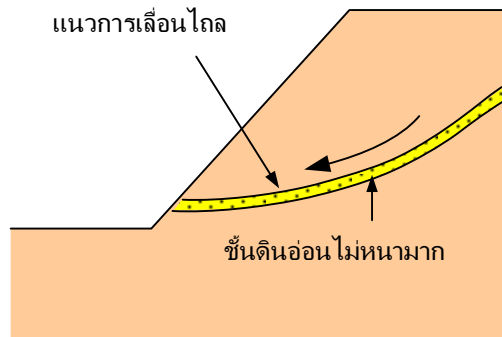
รูปที่ 6-1 ตัวอย่างงานที่ใช้ลาดคั่นดิน (a) เขื่อน (b) คั่นถนน (c) คั่นทางวิ่งของเครื่องบิน (d) งานขุดอ่างเก็บน้ำ (e) งานขุดเปิดหน้าดินเพื่อการก่อสร้างฐานราก

6.2 ลักษณะการวิบัติของลาดคั่นดิน

การวิบัติของลาดคั่นดินขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการ เช่น ชนิดของดิน ลักษณะของชั้นดิน น้ำใต้ดิน แรงดันเนื่องจากการไหลของน้ำใต้ดิน และรูปร่างทางเรขาคณิตของคั่นดิน ตัวอย่างลักษณะของการวิบัติโดยทั่วไปมีดังนี้

6.2.1 การวิบัติแบบเลื่อนไถล

การวิบัติชนิดนี้เกิดจากการที่มีชั้นดินอ่อนแทรกอยู่ในคั่นดิน ซึ่งลักษณะของการวิบัติจะเป็นการเลื่อนไถล (Translational slide) ซึ่งปกติจะเกิดในดินเม็ดหยาบ

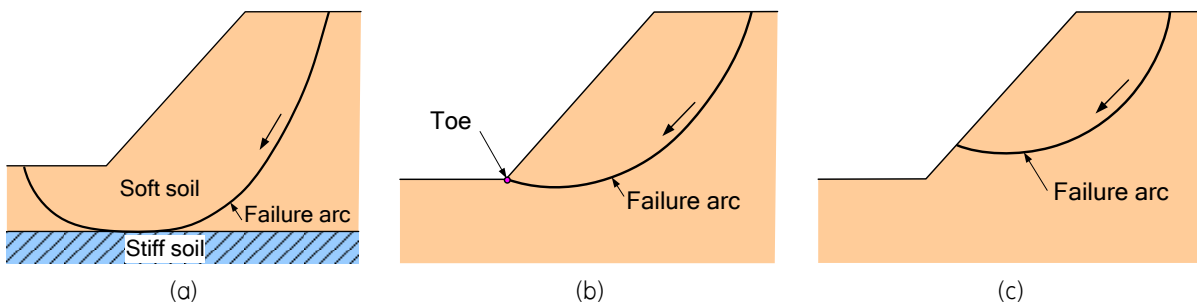


รูปที่ 6-2 การวิบัติของลาดคั่นดินเมื่อมีชั้นดินที่มีกำลังต่ำแทรกอยู่

6.2.2 การวิบัติแบบเป็นส่วนโค้ง (Rotational failure)

การวิบัติเป็นส่วนโค้งมักเกิดในคั่นดินที่เป็นดินเม็ดละเอียดที่มีเนื้อเดียวกัน โดยแกนของการหมุนจะขนานไปกับความยาวของคั่นดิน ซึ่งการวิบัติแบบเป็นส่วนโค้งมีอยู่ 3 แบบได้แก่

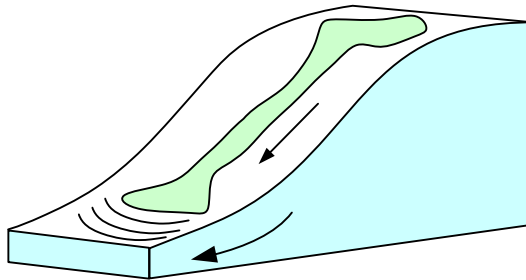
- Base slide – ลักษณะของการวิบัติเป็นส่วนโค้งที่ผ่านคั่นดินทั้งหมด การวิบัติชนิดนี้เกิดขึ้นในชั้นดินอ่อนที่วางอยู่บนชั้นดินแข็ง ดังรูปที่ 6-3 (a)
- Toe slide – ลักษณะของการวิบัติเป็นส่วนโค้งที่ผ่าน Toe ของคั่นดิน ดังรูปที่ 6-3 (b)
- Slope slide – ลักษณะของการวิบัติเป็นส่วนโค้งที่ผ่านคั่นดิน ดังรูปที่ 6-3 (c)



รูปที่ 6-3 การวิบัติของลาดคั่นแบบเป็นส่วนโค้ง (a) Base slide, (b) Toe slide, (c) Slope slide

6.2.3 การวิบัติแบบไหล (Flow slide)

การวิบัติเป็นการไหลของมวลดินที่มีลักษณะคล้ายกับของไหลที่มีความหนืดดังรูปที่ 6-4 การวิบัติแบบนี้ไม่สามารถระบุระนาบวิบัติได้อย่างชัดเจน และเกิดขึ้นได้ทั้งในดินแห้งและดินเปียก



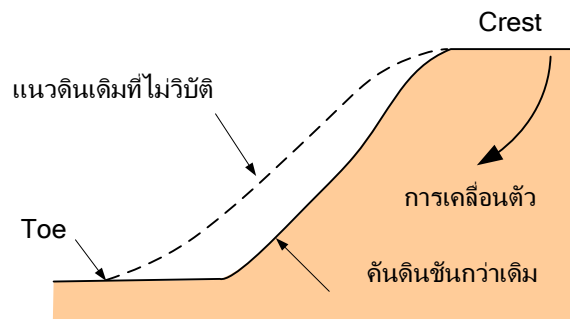
รูปที่ 6-4 การวิบัติแบบไหล

6.3 สาเหตุของการวิบัติของลาดคั่นดิน

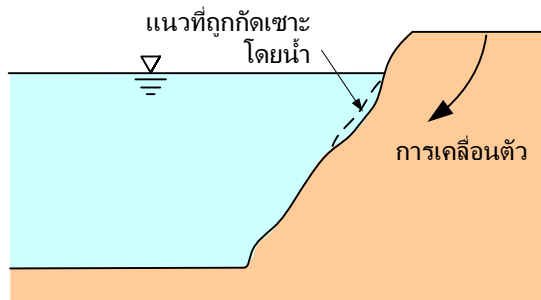
คั่นดินวิบัตินั้นส่วนใหญ่จะเกิดจาก แรงกระทำที่เกิดขึ้นตามกระบวนการตามธรรมชาติ หรืออาจเกิดจากกิจกรรมหรือการก่อสร้างของสิ่งมีชีวิต สาเหตุหลักที่ก่อให้เกิดการวิบัติของคั่นดินได้แก่

6.3.1 สาเหตุเนื่องจากการกัดเซาะ

น้ำและลมเป็นตัวการตามธรรมชาติที่สำคัญที่ก่อให้เกิดการกัดเซาะคั่นดินธรรมชาติ หรือคั่นดินที่มนุษย์สร้างขึ้น ซึ่งการกัดเซาะจะทำให้รูปร่างเรขาคณิตของคั่นดินเปลี่ยนแปลงจนอาจก่อให้เกิดการวิบัติของคั่นดิน ตัวอย่างได้แก่ตลิ่งของแม่น้ำถูกกระแสน้ำกัดเซาะจนความชันของคั่นดินเพิ่มขึ้นดังรูปที่ 6-5 และรูปที่ 6-6



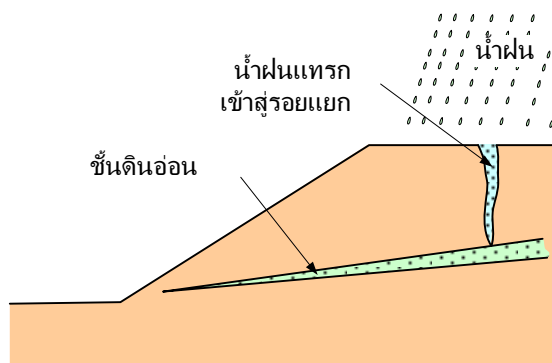
รูปที่ 6-5 คันดินมีความชันเพิ่มขึ้นเนื่องจากลาดคันดินถูกกัดเซาะโดยน้ำที่ไหลผ่านลาดคันดิน



รูปที่ 6-6 ลาดคันดินถูกกัดเซาะโดยกระแส

6.3.2 สาเหตุเนื่องจากน้ำฝน

การที่มีฝนตกต่อเนื่องเป็นระยะเวลานานทำให้คันดินอึดตัว ดินจึงมีกำลังรับแรงเฉือนลดลง ซึ่งอาจทำให้เสถียรภาพของคันดินลดลงได้ น้ำฝนที่ไหลผ่านคันดินอาจทำให้คันดินลึกร่อนได้ น้ำฝนบางส่วนอาจไหลผ่านรอยแยกของดินลงไปทำให้ชั้นดินอ่อนใต้คันดินมีกำลังรับแรงเฉือนลดลง ซึ่งการลดลงของกำลังรับแรงเฉือนนี้อาจก่อให้เกิดการวิบัติของคันดินได้ (ดูรูปที่ 6-8)

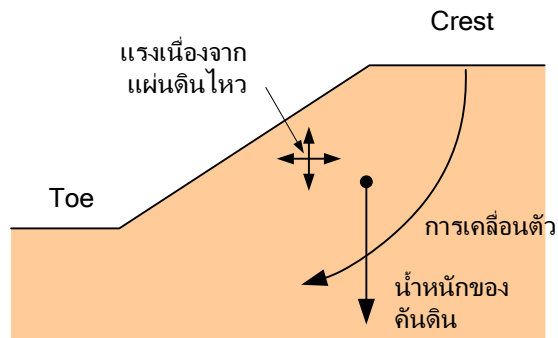


รูปที่ 6-7 น้ำฝนไหลเข้าไปในรอยแยกบนคันดิน และไหลเข้าสู่ชั้นดินที่มีกำลังต่ำ

6.3.3 สาเหตุเนื่องจากแผ่นดินไหว

แผ่นดินไหวก่อให้เกิด แรง Dynamic ที่เป็นแรงเฉือนทำให้กำลังและสติเฟนสของดินลดลง น้ำในดินที่อยู่ในช่องว่างของดินเม็ดหยาบอาจมีแรงดันสูงขึ้นจนทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลของดินเป็นศูนย์

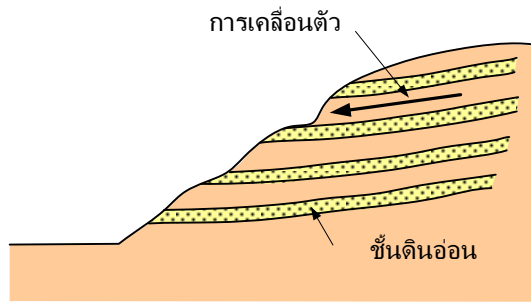
ปรากฏการณ์นี้เรียกว่า Dynamic liquefaction ฐานรากที่วางอยู่บนดินชนิดนี้จะจมลง หรือฐานรากที่เป็นช่องว่างซึ่งฝังอยู่ในดินจะลอยขึ้นมาที่ผิว (ดูรูปที่ 6-8)



รูปที่ 6-8 แรงกระทำต่อคันดินเนื่องจากแผ่นดินไหว

6.3.4 สาเหตุเนื่องจากลักษณะทางธรณีวิทยา

การวิบัติของคันดินในกรณีนี้เกิดจากการเจาะสำรวจไม่เพียงพอจนไม่พบชั้นดินอ่อนที่เอียงตัวแทรกอยู่ในคันดิน ในบางกรณีชั้นดินซิลท์หนาเพียงไม่กี่มิลลิเมตรจะไม่พบในการเจาะสำรวจซึ่งชั้นดินอ่อนที่หนาไม่มากนักเป็นตัวอย่างสำคัญที่ทำให้คันดินเกิดการวิบัติ (รูปที่ 6-9) ตัวอย่างกรณีศึกษาได้แก่ การวิบัติของลาดคันดินในจังหวัดนครราชสีมา ซึ่งเกิดจากชั้นดินเหนียวที่เป็น Active clay แทรกตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวโดยชั้นดินจะเอียงทำมุมกับแนวราบ เมื่อมีน้ำไหลซึมเข้าสู่ชั้นดินเหนียวนี้จะทำให้กำลังรับแรงเฉือนลดลงอย่างมากจนเป็นสาเหตุของการวิบัติของคันดิน (รูปที่ 6-10)



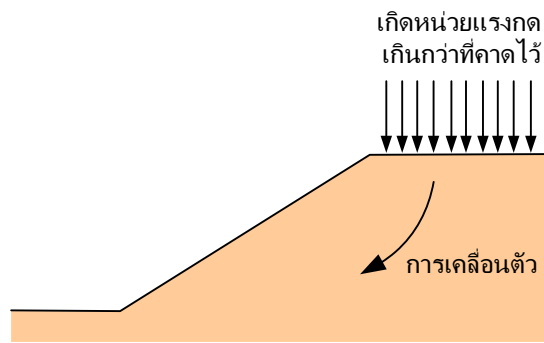
รูปที่ 6-9 สภาพทางธรณีวิทยาที่พบดินเป็นชั้น โดยมีชั้นดินอ่อนหนาไม่มากแทรกตัวอยู่ในชั้นดินแข็ง



รูปที่ 6-10 ลักษณะชั้นดินอ่อนเอียงตัวแทรกอยู่ในดินเหนียวแข็งซึ่งเป็นสาเหตุให้คันดินวิบัติ

6.3.5 สาเหตุเนื่องจากแรงกระทำจากภายนอก

แรงภายนอกที่กระทำต่อคันดิน ตัวอย่างเช่นแรงเนื่องจากยานพาหนะ หรือวัสดุที่กองทับอยู่บนคันดินจะเป็นการเพิ่มน้ำหนักให้คันดินซึ่งอาจทำให้เสถียรภาพของคันดินลดลงจนเกิดการวิบัติได้ (รูปที่ 6-11 และรูปที่ 6-12)



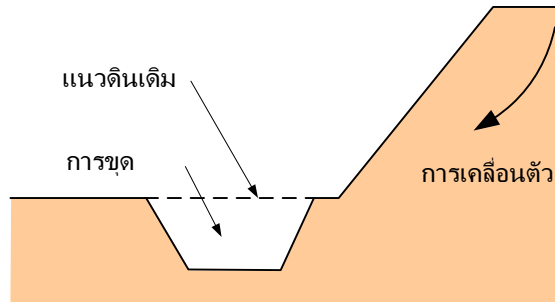
รูปที่ 6-11 น้ำหนักกดทับบนคันดินจะทำให้เสถียรภาพของคันดินลดลง



รูปที่ 6-12 คันดินมีเสถียรภาพลดลงเนื่องจากน้ำหนักของยานพาหนะที่เคลื่อนที่บนคันดิน

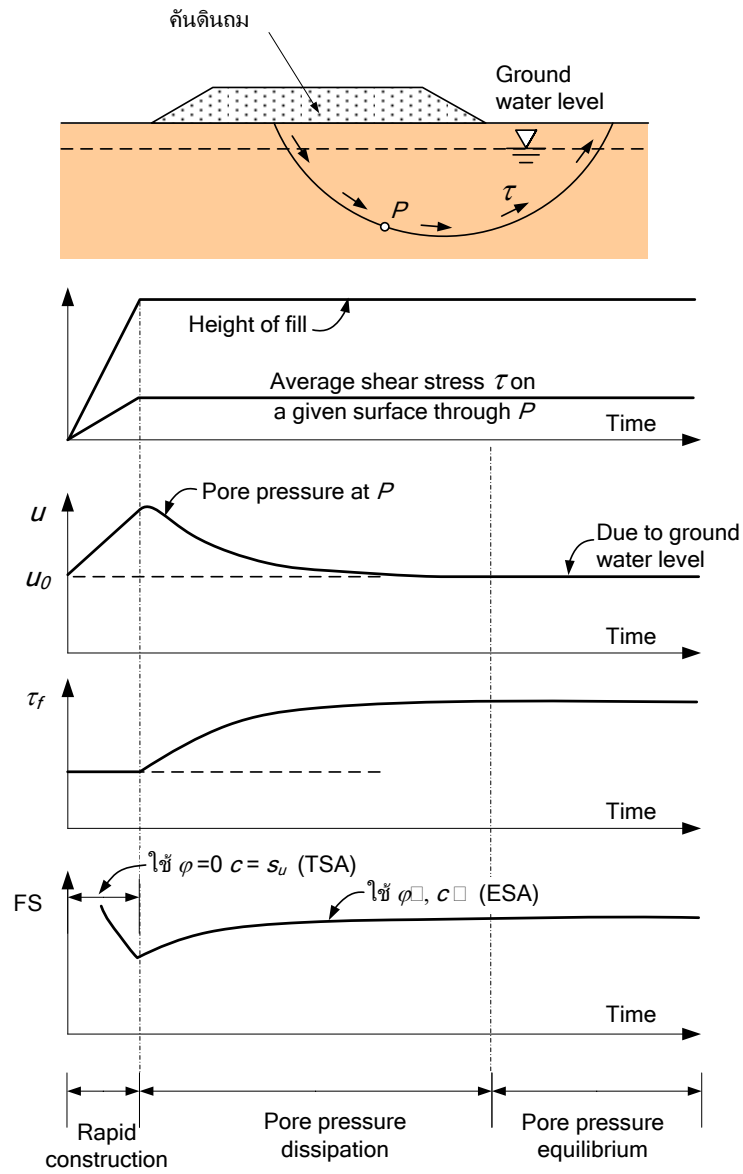
6.3.6 สาเหตุเนื่องจากการก่อสร้าง (คันดินถม หรือคันดินขุด)

การขุดดินใกล้กับบริเวณ Toe ของคันดินอาจทำให้เสถียรภาพของคันดินลดลงจนเกิดการวิบัติได้ เนื่องจากแรงที่ต้านการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของคันดินลดลง (รูปที่ 6-13)

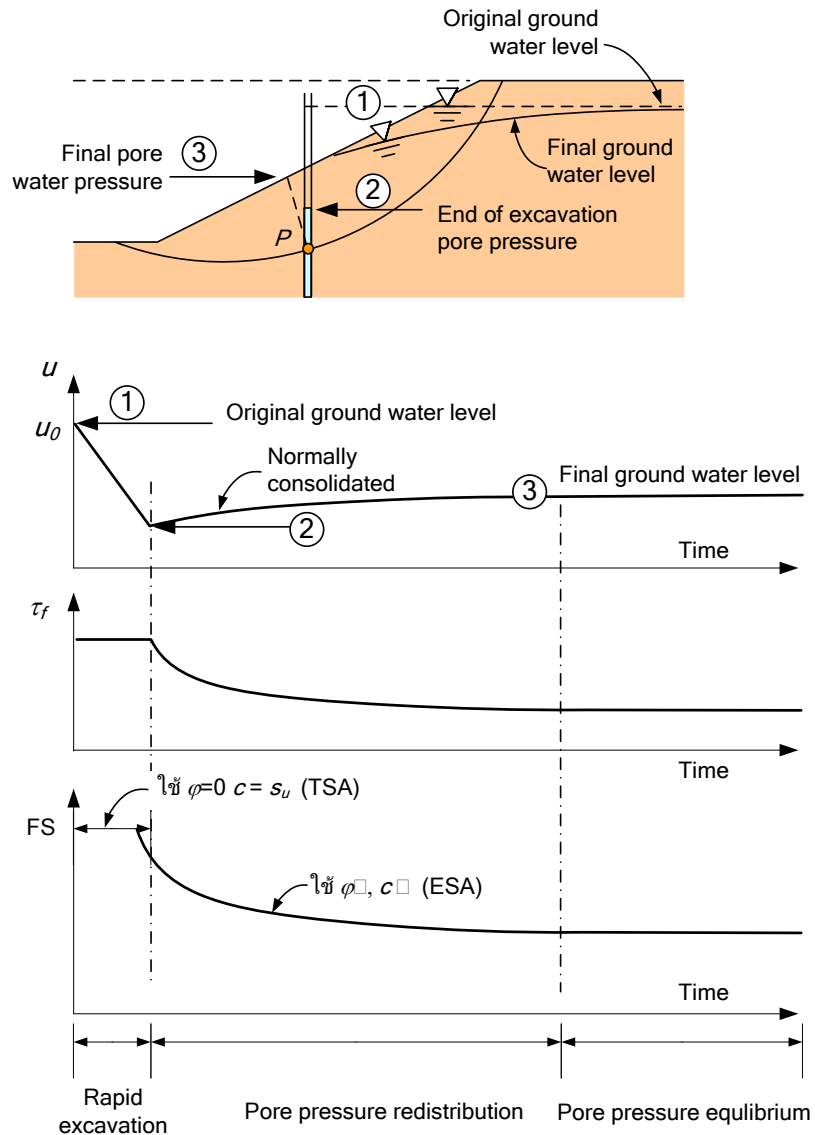


รูปที่ 6-13 เนื่องจากการขุดดินออกที่เชิงของลาดคันดินในกรณีนี้แรงด้านข้างที่ต้านการเคลื่อนตัวลดลง คันดิน จึงมีโอกาสเคลื่อนตัวมากขึ้น (เสถียรภาพลดลง)

เราสามารถจำแนกคันดินที่เกิดจากมนุษย์สร้างขึ้นได้สองแบบคือ คันดินที่เกิดขึ้นเนื่องจากการถม และคันดินที่เกิดขึ้นจากการขุด เสถียรภาพของคันดินที่สร้างขึ้นบนชั้นดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำนั้นจะ ขึ้นกับระยะเวลา สาเหตุเกิดจากการที่ดินเหนียวระบายน้ำได้ช้ามันเอง รูปที่ 6-15 เป็นแรงดันน้ำและ สัดส่วนปลอดภัย (ในที่นี้คือเสถียรภาพของคันดิน) ที่เปลี่ยนไปตามระยะเวลา ของคันดินซึ่งเกิดขึ้น เนื่องจากการถมดิน ส่วนรูปที่ 6-14 เป็นกรณีของงานขุดดิน



รูปที่ 6-14 ความสัมพันธ์ของการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำและสัดส่วนปลอดภัยหลังจากถมดิน (Bishop and Bjerrum, 1960)



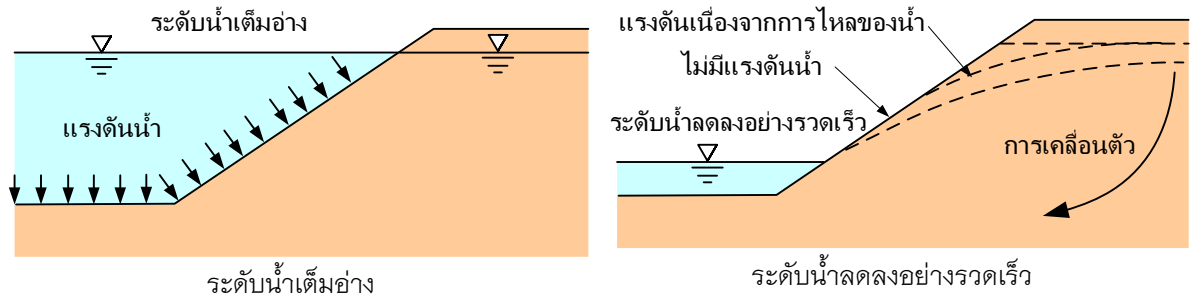
รูปที่ 6-15 ความสัมพันธ์ของการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำและสัดส่วนปลดปล่อยหลังจากขุดดิน (Bishop and Bjerrum, 1960)

6.3.7 การลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็ว (Rapid drawdown)

ในกรณีของอ่างเก็บน้ำถ้าระดับน้ำในอ่างลดลงอย่างรวดเร็ว แรงดันด้านข้างซึ่งเกิดจากแรงดันของน้ำก็จะหายไป และในกรณีของดินเหนียวแรงดันน้ำส่วนเกินที่อยู่ในดินระบายออกไม่ทัน ทำให้ดินวิบัติในสภาพที่ดินไม่มีการระบายน้ำ (undrained condition) และถึงแม้ว่าดินจะไม่เกิดการวิบัติในขั้นตอนนี้แต่ถ้าน้ำที่อยู่ในดินไหลออกมาสู่อ่าง จะทำให้เกิดแรงจากการไหลของน้ำขึ้น แรงจากการไหลของน้ำนี้สามารถก่อให้เกิดการวิบัติของดินได้ (รูปที่ 6-16) ดังนั้นในการวิเคราะห์เสถียรภาพของดินของงานเขื่อนจะต้องแบ่งการวิเคราะห์เป็นหลายกรณีได้แก่

- ในขณะก่อสร้าง และทันทีหลังก่อสร้างเสร็จ - วิเคราะห์ทั้งเหนือน้ำและใต้น้ำ

- หลังจากที่ยกก่อสร้างเสร็จและกักเก็บน้ำแล้ว - วิเคราะห์ด้านท้ายน้ำ
- หลังจากที่ยกระดับน้ำในเขื่อนลดลงอย่างรวดเร็ว - วิเคราะห์ด้านต้นน้ำ



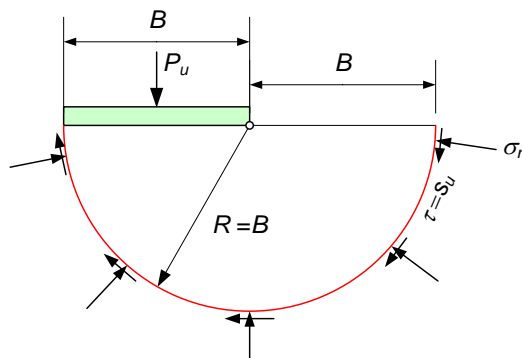
รูปที่ 6-16 ผลเนื่องจากการลดลงทันทีของระดับน้ำทำให้เสถียรภาพของคันดินลดลง

6.4 การวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดคันดินด้วยวิธี Limit equilibrium

สำหรับวิธีนี้เราจะสมมุติรูปแบบของการวิบัติที่เป็นไปได้ และใช้สมการสมดุลของแรง (Equilibrium equations) ในการหาแรงที่แรงวิบัติ (collapse load) ดังที่ได้กล่าวแล้วว่าเราต้องสมมุติรูปแบบการวิบัติที่เป็นไปได้ขึ้นมา ดังนั้นเราจะต้องลองสมมุติการวิบัติรูปแบบอื่นๆอีกเพื่อหาแรงวิบัติที่น้อยที่สุด (minimum collapse load) ซึ่งจะมีขั้นตอนพื้นฐานคือ

1. ทดลองเลือกรูปแบบการวิบัติที่เป็นไปได้
2. หาแรงที่กระทำบนผิวของการวิบัติ
3. ใช้สมการสมดุล จากสถิตยศาสตร์ในการคำนวณแรงวิบัติ

สำหรับตัวอย่างแบบง่ายที่แสดงถึงหลักการพื้นฐานของวิธีนี้ได้แก่การวิเคราะห์เพื่อหาแรงกดวิบัติที่สามารถกดฐานรากดังรูปที่ได้ จากรูปเราได้สมมุติแนวการวิบัติที่เป็นไปได้เป็นส่วนหนึ่งของวงกลม และเนื่องจากดินตรงรอยต่อเกิดการวิบัติดังนั้นหน่วยแรงเฉือนจึงเป็นหน่วยแรงเฉือนวิบัติ (Undrained shear strength) ซึ่งในกรณีตัวอย่างนี้จะสมมุติให้ดินอยู่ในสภาวะไม่ระบายน้ำ (Undrained)



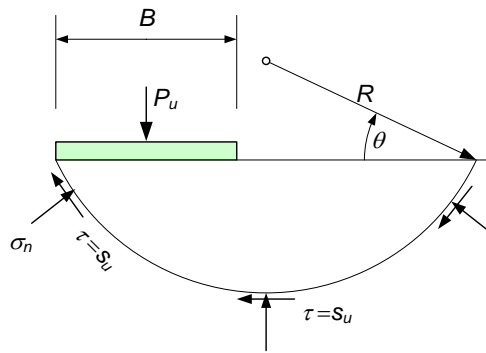
รูปที่ 6-17 สมมุติแนวการวิบัติของฐานรากเป็นครึ่งวงกลม

จากนั้นใช้สมการสมดุลของโมเมนต์รอบจุด O ซึ่งเป็นจุดขอบของฐานราก

$$P_u \times \frac{B}{2} - s_u \pi B \times B = 0$$

$$P_u = 6.28Bs_u \quad (6.1)$$

เนื่องจากแนวการวิบัติที่สมมุติในกรณีแรกอาจจะเป็นแนววิบัติที่ไม่ได้เกิดขึ้นจริง ซึ่งอาจจะมีกลไกการวิบัติแบบอื่นที่เป็นไปได้อีก ซึ่งจำเป็นจะต้องทดลองคำนวณแรงวิบัติโดยสมมุติแนวการวิบัติเป็นแบบอื่น ในการนี้จะต้องลองเลื่อนจุดศูนย์กลางของแนวการวิบัติให้อยู่สูงขึ้นมาจากขอบของฐานราก ดังรูปที่ 6-18



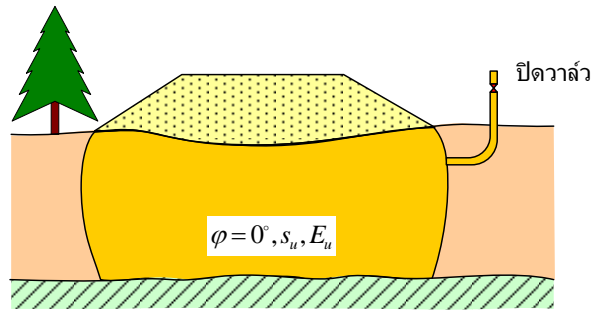
รูปที่ 6-18 แนวการวิบัติที่สมมุติให้จุดหมุนอยู่ที่จุดใดๆ

สมการข้างต้นขึ้นอยู่กับการรัศมี R และมุม θ ด้วยวิธีนี้จะได้ค่า $P_u = 5.32Bs_u$ ค่าตอบที่ถูกต้องของปัญหานี้คือ $P_u = 5.14Bs_u$ ซึ่งเป็นแรงน้อยที่สุดที่ก่อให้เกิดการวิบัติ

6.4.1 ลักษณะของการวิเคราะห์

6.4.1.1 ในกรณี Long-term หรือกรณีที่ดินระบายน้ำได้อย่างรวดเร็ว

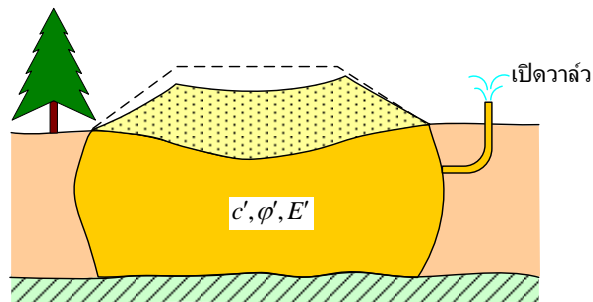
ในกรณีนี้จะใช้การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective stress analysis) – ESA ซึ่งพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์จะได้จาก unconsolidated drained triaxial test หรือ unconsolidated undrained triaxial test



รูปที่ 6-19 หลักการวิเคราะห์ด้วยหน่วยแรงรวม

6.4.1.2 ในกรณี Short-term หรือกรณีที่ดินที่ระบายน้ำได้ช้า (ดินเหนียวละเอียด)

ในกรณีนี้จะใช้การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total stress analysis) – TSA ซึ่งพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์จะได้อาจจากการทดสอบ unconfined compression test, การทดสอบ unconsolidated undrained triaxial test, การทดสอบ filed vane shear test เป็นต้น

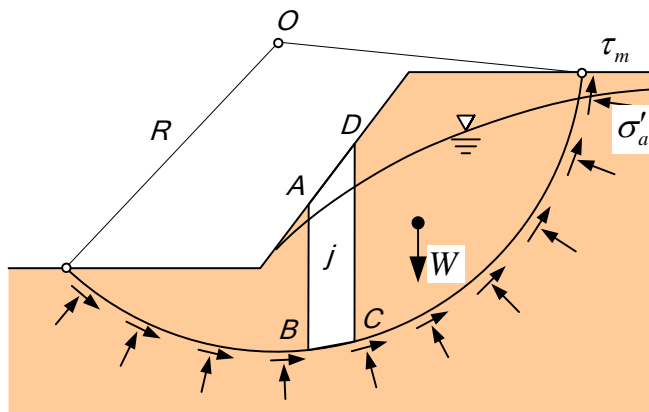


แรงดินน้ำส่วนเกินไหลออกจากดินหมดแล้ว (drained)

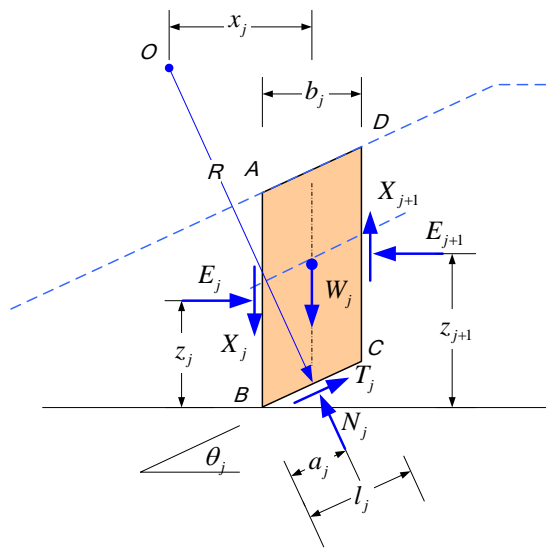
รูปที่ 6-20 หลักการวิเคราะห์ด้วยหน่วยแรงประสิทธิผล

6.5 การวิเคราะห์ด้วยการแบ่งดินเป็นแถบย่อย (วิธีของ Bishop)

วิธีของ Bishop (1955) เป็นวิธีที่นิยมใช้ ซึ่งวิธีนี้สามารถคำนวณได้โดยใช้เพียงเครื่องคิดเลขหรือโปรแกรมตารางคำนวณ เช่น Excel วิธีการวิเคราะห์จะสมมุติว่าคั่นดินไว้โดยมีแนวการไว้เป็น ส่วนของวงกลม



รูปที่ 6-21 แนวการวิบัติสมมุติ



รูปที่ 6-22 Free body diagram เนื่องจากแรงดันดิน

โดยที่

W_j = น้ำหนักของแถบที่ j ซึ่งรวมแรงกระทำจากภายนอกด้วย

E_j = แรงประสิทธิผลในแนวราบระหว่างแถบ

X_j = แรงเฉือนที่กระทำบนแถบ

N'_j = แรงประสิทธิผลที่กระทำต่อระนาบวิบัติ

T_j = แรงเฉือนที่เกิดขึ้นบนระนาบวิบัติ

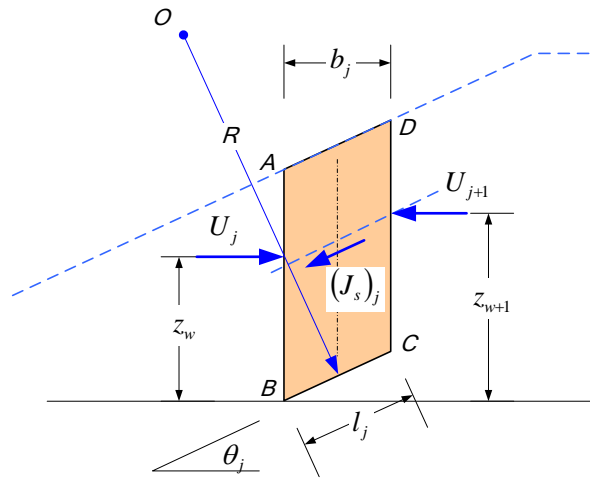
z_j = ตำแหน่งที่แรง E_j กระทำ

a_j = ตำแหน่งที่แรง N'_j กระทำบนระนาบวิบัติ

b_j = ความกว้างของแถบ

l_j = ความยาวของแถบเมื่อวัดตามแนวเส้นโค้ง

θ_j = มุมของแนวเส้นโค้งที่กระทำกับแนวราบ



รูปที่ 6-23 Free body diagram เนื่องจากแรงดันน้ำ

$(J_s)_j$ = แรงเนื่องจากการไหลของน้ำ (seepage force)

U_j = แรงดันน้ำ

z_w = ตำแหน่งที่แรงดันน้ำ U_j กระทำ

6.6 การวิเคราะห์โดยใช้หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective stress analysis – ESA)

การวิเคราะห์ด้วยหน่วยแรงประสิทธิผลนั้นจะเขียนสมการได้โดยอ้างถึงรูป Free body diagram รูปที่ 6-22 โดยคิดว่าแรงลัพธ์ในแนวตั้งเท่ากับศูนย์

$$N_j \cos \theta_j + T_j \sin \theta_j - W_j - X_j + X_{j+1} = 0$$

เมื่อคำนึงผลของแรงดันน้ำ

$$N'_j \cos \theta_j = W_j + X_j - X_{j+1} - T_j \sin \theta_j - u_j l_j \cos \theta_j$$

สัดส่วนปลอดภัยคือหน่วยแรงต้านทานด้วยหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในเนื้อดิน หรือเท่ากับแรงต้านทานด้วยแรงที่เกิดขึ้นในเนื้อดิน

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_m} = \frac{(T_f)_j}{T_j} \tag{6.2}$$

เมื่อแทนค่าและจัดรูปสมการใหม่จะได้สมการสำหรับคำนวณสัดส่วนปลอดภัยคือ

$$FS = \frac{\Sigma(W_j(1-r_u) + (X_j - X_{j+1}))m_j \tan(\phi')_j}{\Sigma W_j \sin \theta_j} \tag{6.3}$$

โดยที่

$$m_j = \frac{1}{\cos \theta_j + \frac{\tan(\varphi)_j \sin \theta_j}{FS}}$$

สมการที่ 6.3 คือสมการของ Bishop สำหรับการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล และ Bishop ได้แสดงให้เห็นว่าถ้าตัดเทอม $X_j - X_{j+1}$ ออกจะผลที่ได้จะมีความคลาดเคลื่อนเพียง 1% เท่านั้น ดังนั้นหลังจากที่ตัดเทอม $X_j - X_{j+1}$ เขียนสมการใหม่ได้ดัง ออกจะได้ผลคลาดเคลื่อนเพียง 1% เท่านั้น ดังนั้นเขียนสมการใหม่ได้เป็น

$$FS = \frac{\Sigma(W_j(1-r_u))m_j \tan(\varphi')_j}{\Sigma W_j \sin \theta_j} \quad (6.4)$$

ซึ่งเป็นสมการสำหรับวิเคราะห์เสถียรภาพของคั่นดินแบบใช้หน่วยแรงประสิทธิผล ในกรณีที่ดินมี Cohesion สัดส่วนปลอดภัยคำนวณได้จาก

$$FS = \frac{\Sigma(c'b_j + W_j \tan(\varphi')_j)m_j}{\Sigma W_j \sin \theta_j} \quad (6.5)$$

6.7 การวิเคราะห์โดยใช้หน่วยแรงรวม (Total stress analysis-TSA)

สำหรับการวิเคราะห์ด้วยหน่วยแรงรวมจะใช้ในกรณีที่ดินอยู่ในสถานะที่ไม่ระบายน้ำ และเนื่องจากความยุ่งยากในการคำนวณหาแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นจริงในมวลดิน จึงได้รวมหน่วยแรงประสิทธิผลและแรงดันน้ำไว้ด้วยกัน หน่วยแรงเฉือนวิบัติของดินจะไม่ขึ้นกับมุมเสียดทาน ($\varphi = 0$) แต่จะขึ้นอยู่กับค่า undrained shear strength s_u เท่านั้น สัดส่วนปลอดภัยจะเท่ากับ

$$T_j = \frac{(s_u)_j l_j}{FS} \quad (6.6)$$

โดย $(s_u)_j$ คือกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength) ของดินตรงระยะนาวิบัติของแถบย่อยที่ j

$$FS = \frac{\Sigma(s_u)_j l_j}{\Sigma W_j \sin \theta_j}$$

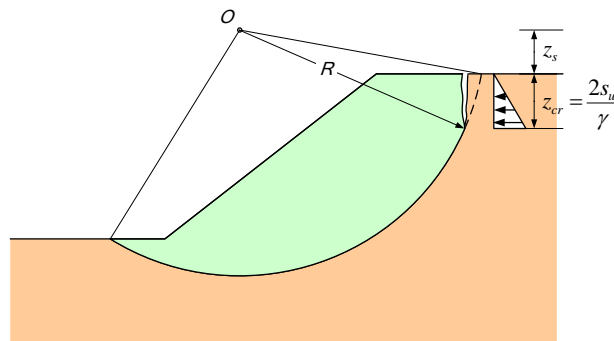
และจาก $l_j = \frac{b_j}{\cos \theta_j}$ จะได้

$$FS = \frac{\Sigma(s_u)_j \frac{b_j}{\cos \theta_j}}{\Sigma W_j \sin \theta_j} \quad (6.7)$$

ซึ่งเป็นสมการ Bishop's simplified สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินแบบ TSA

6.8 รอยแยกเนื่องจากหน่วยแรงดึง (Tension crack)

การเคลื่อนตัวเล็กน้อยทำให้เกิดหน่วยแรงดึงขึ้นในเนื้อดินจึงเกิดรอยแยกขึ้น ดังนั้นถ้าพบรอยแยกเกิดขึ้นบนผิวคันดินนั้นแสดงให้เห็นว่าคันดินเกิดการเคลื่อนตัวขึ้นจนเกิดหน่วยแรงดึงขึ้นในมวลดินแล้ว ลักษณะรอยแยกอีกแบบหนึ่งก็คือรอยแยกที่เกิดขึ้นเนื่องจากการหดตัวของดินเนื่องจากการสูญเสียน้ำในดิน (Desiccation crack) ซึ่งรอยแยกในดินจะทำให้ดินขาดความต่อเนื่องดังนั้นดินจึงเริ่มวิบัติจากปลายของรอยแยก และรอยแยกนี้จะเป็นช่องทางให้น้ำไหลผ่านเข้าไปในคันดินได้สะดวกขึ้น ซึ่งถ้ามีน้ำขังอยู่ในรอยแยก จะทำให้เกิดแรงดันด้านข้างกระทำต่อมวลดินเพิ่มขึ้น ซึ่งทำให้เสถียรภาพของคันดินลดลง ความลึกของรอยแยกนี้ขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการได้แก่ ชนิดของดิน ปริมาณความชื้นในดิน และขนาดของการเคลื่อนตัวของดินที่จะก่อให้เกิด tension crack ซึ่ง อ.วรสารได้รายงานว่า “ในทางปฏิบัติจะพบรอยแยกมีความลึกระหว่าง 0.5 ถึง 2 เมตร”



รูปที่ 6-24 รอยแยกที่เกิดขึ้นบนลาดคันดิน

เมื่อคำนึงถึงรอยแยกที่เกิดขึ้นในดินสมการที่ใช้ในการคำนวณสัดส่วนปลอดภัยจะเป็น

$$FS = \frac{\sum W_j (1 - r_u) (\tan \theta'_j) m_j}{\sum W_j \sin \theta_j + \frac{1}{2} \gamma_w z_{cr}^2 \left(z_s + \frac{2}{3} z_{cr} \right)}$$

$$FS = \frac{\sum (s_u)_j \frac{b_j}{\cos \theta_j}}{\sum W_j \sin \theta_j + \frac{1}{2} \gamma_w z_{cr}^2 \left(z_s + \frac{2}{3} z_{cr} \right)}$$

6.9 สัดส่วนความปลอดภัย

ตารางที่ 6-1 Recommended factors of safety for slope stability analysis in residual soil region (Fang 1990)

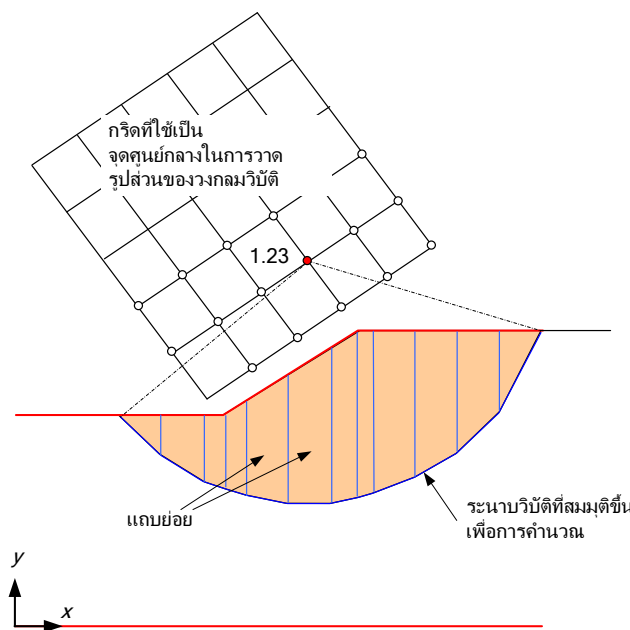
Class	Cutting type	(A) Comprehensive site investigation b	(B) Cursory site investigation c
1	Road cutting or cutting in remote area where probability of life at risk, owing to failure, is small	1.1	1.2
2	Road cutting on main arterial route where main line communications can be cut and risk to life is possible	1.2	1.3
3	Areas adjacent to buildings where failure would affect stability of building, e.g. car park, Risk to life significant	1.2	1.4
4	Cuts adjacent to buildings where failure could result in collapse of building. Risk to life very great	1.4	Not applicable

6.10 ตัวอย่างการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดคั่นดิน

การวิเคราะห์เสถียรภาพของคั่นดินด้วยวิธีของ Bishop มีขั้นตอนดังนี้

1. วาดรูปคั่นดินโดยใช้สเกลที่เหมาะสม และระบุขนาดและตำแหน่งของแรงที่กระทำต่อคั่นดินไว้ด้วย
2. ทดลองเขียนแนววิบัติของคั่นดินที่เป็นส่วนโค้งของวงกลม และหาจุดศูนย์กลางของการหมุน
3. ถ้าคำนึงถึงผลเนื่องจากระดับน้ำใต้ดิน ให้เขียนเส้นแสดงระดับน้ำใต้ดินไว้ด้วย
4. ในกรณีที่พื้นดินเหนียวและคิดผลเนื่องจาก tension crack ให้คำนวณความลึกของ tension crack และเขียนตำแหน่งที่เป็นไปได้ของ tension crack ไว้ในรูปคั่นดิน
5. แบ่งดินที่อยู่เหนือแนววิบัติเป็นแถบย่อย อย่างน้อยที่สุด 5 แถบย่อย
6. ในแต่ละแถบย่อย
 - a) วัดความยาว b_j
 - b) คำนวณน้ำหนักของแถบย่อย W_j ซึ่งจะต้องรวมแรงภายนอกที่กระทำต่อคั่นดินด้วย
 - c) วัดมุม θ_j ที่กระทำกับแนวราบโดยมุมที่อยู่ทางซ้ายของของศูนย์กลางการหมุนจะเป็นลบ (ความชันที่เป็นลบจะให้มุม θ_j ที่เป็นลบ)
 - d) วาดเส้น equipotential โดยเริ่มจากจุดตัดของเส้นกึ่งกลางของแถบย่อยกับแนวการวิบัติไปตั้งฉากกับเส้นผิวน้ำ ระยะในแนวตั้งระหว่างจุดสองจุดนี้คือ pore water pressure head $(z_w)_j$
 - e) คำนวณอัตราส่วนแรงดันน้ำ $(r_u)_j = \gamma_w(z_w)_j / \gamma_j z_j$

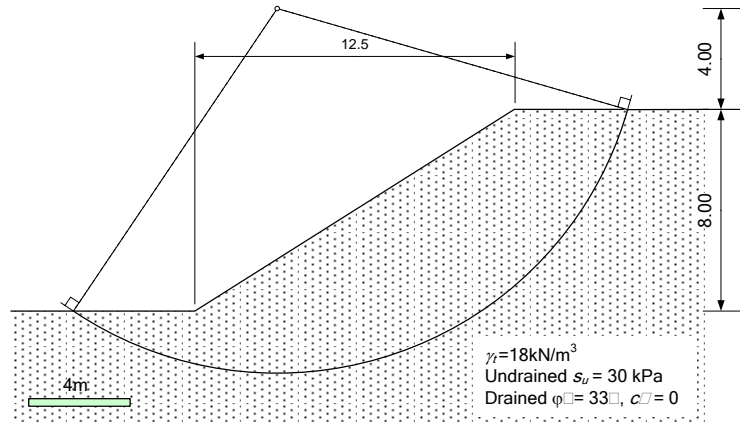
7. คำนวณสัดส่วนปลอดภัย เนื่องจากในสมการติดค่า FS อยู่ทั้งสองข้าง การคำนวณจึงเป็นการทดลองเลือกค่า FS ขึ้นมาค่าหนึ่งจากนั้นแทนค่าลงในสมการข้างขวา จะได้คำตอบของสมการอยู่ทางด้านซ้าย ให้ทำเช่นนี้ไปจนกระทั่งค่า FS ใหม่กับ FS เดิมแตกต่างกันไม่เกิน 0.01
8. ทำข้อ 2 ถึงข้อ 7 ใหม่โดยทดลองเปลี่ยนตำแหน่งของจุดหมุนและรัศมีของการวิบัติจนกระทั่งได้จุดศูนย์กลางและรัศมีที่ให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยต่ำสุด ซึ่งเทคนิคง่ายเทคนิคหนึ่งคือ เขียนกริดที่ใช้ทดลองเลือกจุดศูนย์กลางของแนวการวิบัติ โดยในการคำนวณจะให้จุดศูนย์กลางของการหมุนอยู่บนจุดตัดของกริด และหาค่าต่ำที่สุดที่เกิดขึ้นบนกริด ดังรูปที่ 6-25



รูปที่ 6-25 วิธีสร้างกริดเพื่อใช้หาจุดศูนย์กลางของส่วนโค้งที่ทำให้สัดส่วนปลอดภัยต่ำที่สุด

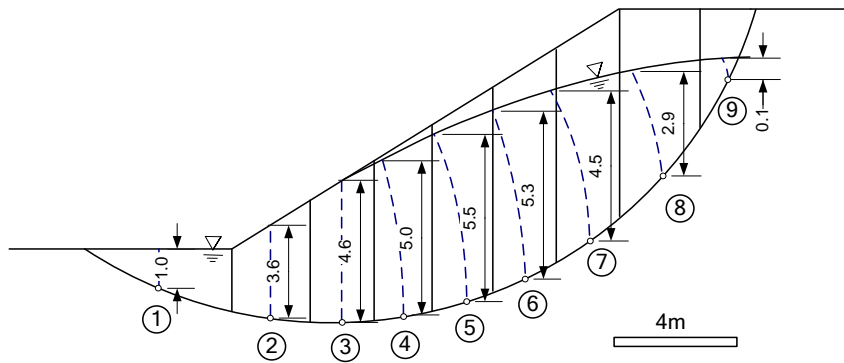
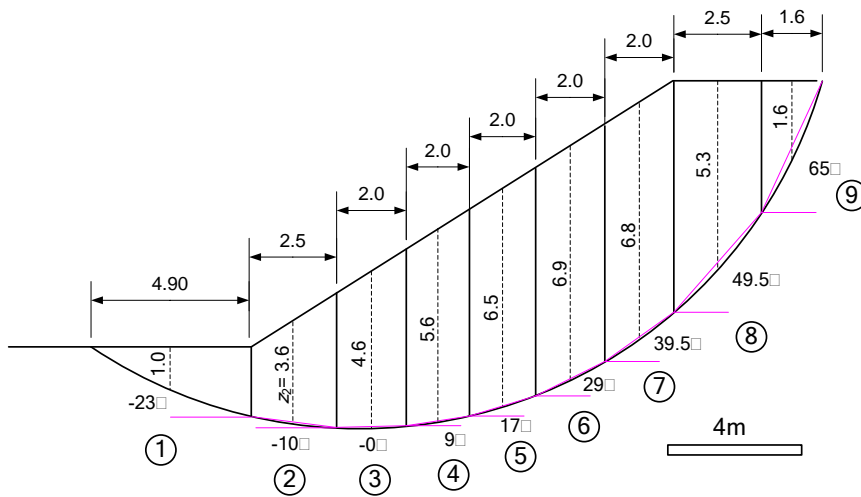
ตัวอย่างที่ 6.1 - จงวิเคราะห์สัดส่วนปลอดภัยของคันดินดังรูปที่ 6-26 โดยสมมุติว่าดินเหนียวระดับน้ำอิมตัวด้วยน้ำโดยทำการคำนวณ 3 กรณีคือ

- a) คำนวณโดยไม่คิด tension crack
- b) คำนวณโดยคิด tension crack
- c) คำนวณโดยคิด tension crack และใน tension crack มีน้ำบรรจุอยู่



รูปที่ 6-26

ทำการแบ่งดินเป็นแถบย่อย



ตารางที่ 6-2 ผลการคำนวณด้วยวิธีการแบ่งดินออกเป็นแถบย่อย – กรณีที่ 1 ไม่นำน้ำถึง
Tension crack

Simplified Bishop's method of slices _ single soil										
ESA		friction angle=		33 deg 0.575959 rad		$m_j = \frac{1}{\cos \theta + \frac{\tan \phi \sin \theta}{FS}}$				
TSA		s _u =		30 kPa						
A) เมื่อไม่คิดว่าดินเกิดรอยแยกขึ้น						FS_assume tan(phi)/FS		1.06		0.613
Slice no.	b (m)	z (m)	W=γbz	z _w (m)	r _u =u _j b _j /W _j	θ (deg)	m _j	W sin θ	ESA W(1-r _u)*tan(φ)*m _j	TSA s _u *b/cos(θ)
1	4.90	1.00	88.2	1.0	0.55	-23	1.468	-34.46	38.3	159.7
2	2.50	3.60	162	3.6	0.55	-10	1.138	-28.13	54.5	76.2
3	2.00	4.60	165.6	4.6	0.55	0	1.000	0.00	48.9	60.0
4	2.00	5.60	201.6	5.0	0.49	9	0.923	31.54	62.0	60.7
5	2.00	6.50	234	5.5	0.46	17	0.881	68.41	72.1	62.7
6	2.00	6.90	248.4	5.3	0.42	29	0.854	120.43	80.0	68.6
7	2.00	6.80	244.8	4.5	0.36	39.5	0.861	155.71	87.5	77.8
8	2.50	5.30	238.5	2.9	0.30	49.5	0.897	181.36	97.5	115.5
9	1.60	1.60	46.08	0.1	0.03	65	1.023	41.76	29.6	113.6
								536.62	570.4	794.8
FS =									1.06	1.48

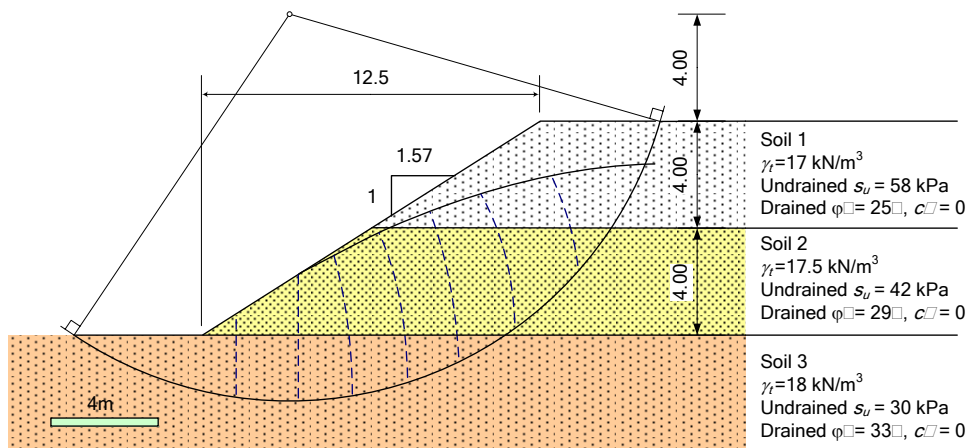
ตารางที่ 6-3 คำนวณโดยคิด – กรณีที่ 2 นำน้ำถึง tension crack

ESA		friction angle=		33 deg 0.575959 rad		$m_j = \frac{1}{\cos \theta + \frac{\tan \phi \sin \theta}{FS}}$				
TSA		s _u =		30 kPa						
B) เมื่อพิจารณารอยแยกในดินด้วย (with tension crack)						FS_assume tan(phi)/FS		1		0.649
Slice no.	b (m)	z (m)	W=γbz	z _w (m)	r _u =u _j b _j /W _j	θ (deg)	m _j	W sin θ	ESA W(1-r _u)*tan(φ)*m _j	TSA s _u *b/cos(θ)
1	4.90	1.00	88.2	1.0	0.55	-23	1.500	-34.46	39.1	159.7
2	2.50	3.60	162	3.6	0.55	-10	1.147	-28.13	54.9	76.2
3	2.00	4.60	165.6	4.6	0.55	0	1.000	0.00	48.9	60.0
4	2.00	5.60	201.6	5.0	0.49	9	0.918	31.54	61.7	60.7
5	2.00	6.50	234	5.5	0.46	17	0.872	68.41	71.4	62.7
6	2.00	6.90	248.4	5.3	0.42	29	0.841	120.43	78.8	68.6
7	2.00	6.80	244.8	4.5	0.36	39.5	0.844	155.71	85.8	77.8
8	2.50	5.30	238.5	2.9	0.30	49.5	0.875	181.36	95.1	115.5
9	1.60	1.60	46.08	0.1	0.03	65	0.989	41.76	0.0	0.0
								536.62	535.8	681.2
FS =									1.00	1.27

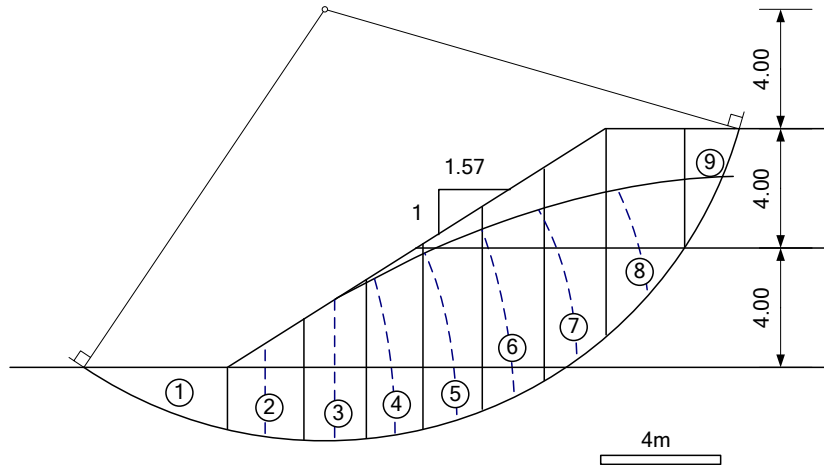
ตารางที่ 6-4 คำนวณโดยคิด tension crack และใน tension crack มีน้ำบรรจุอยู่

ESA		$z_{cr} = 2s_u/\gamma$	3.33	m						
friction angle=		33 deg	$z_s =$	4.00 m						
		0.575959 rad	รัศมีระนาบวิกฤต	14.30 m						
TSA										
$s_u =$		30 kPa								
FS_assume tan(phi)/FS										
0.95 0.684										
C) รอยแยกในดินมีน้ำบรรจุอยู่										
Slice no.	b (m)	z (m)	$W=\gamma bz$	z_w (m)	$r_u=U_j b_j/W_j$	θ (deg)	m_j	$W \sin \theta$	ESA $W(1-r_u)*\tan(\phi)*m_j$	TSA $s_u*b/\cos(\theta)$
1	4.90	1.00	88.2	1.0	0.55	-23	1.530	-34.46	39.9	159.7
2	2.50	3.60	162	3.6	0.55	-10	1.155	-28.13	55.3	76.2
3	2.00	4.60	165.6	4.6	0.55	0	1.000	0.00	48.9	60.0
4	2.00	5.60	201.6	5.0	0.49	9	0.914	31.54	61.4	60.7
5	2.00	6.50	234	5.5	0.46	17	0.865	68.41	70.8	62.7
6	2.00	6.90	248.4	5.3	0.42	29	0.829	120.43	77.8	68.6
7	2.00	6.80	244.8	4.5	0.36	39.5	0.829	155.71	84.2	77.8
8	2.50	5.30	238.5	2.9	0.30	49.5	0.855	181.36	93.0	115.5
9	1.60	1.60	46.08	0.1	0.03	65	0.960	41.76	0.0	0.0
$\Sigma(W \sin \theta)$								536.62	531.3	681.2
$\Sigma W_j \sin \theta_j + \frac{1}{2} \gamma_w z_{cr}^2 \left(z_s + \frac{2}{3} z_{cr} \right)$								560.79		
FS =									0.95	1.21

ตัวอย่างที่ 6.2 - การวิเคราะห์เสถียรภาพของคั่นดินสำหรับชั้นดินหลายชั้น
จงวิเคราะห์เสถียรภาพของคั่นดินที่กำหนดให้ดังรูป



รูปที่ 6-27



ตารางที่ 6-5 ผลการคำนวณตัวอย่างที่ 6.2

Simplified Bishop's method of slices
Multi layered soil

ESA	soil1	soil2	soil3	
gamma_w=	9.8			kN/m ³
gamma_sat=	18	17.5	17	kN/m ³
friction angle=	33	29	25	deg
	0.576	0.506	0.436	rad

TSA				
s _u =	30	42	58	kPa

Iteration 1											FS_assumed		
											1.01		
Slice no.	b (m)	z ₁ (m)	z ₂ (m)	z ₃ (m)	W=γbz	z _w (m)	r _u =u _j b _j /W _j	θ (deg)	m _j	W sin θ	ESA	TSA	
											W(1-r _u) [*] tan(φ) [*] m _j	s _u [*] b/cos(θ)	
1	4.90	1.00	0.00	0.00	88.20	1.0	0.55	-23	1.494	-34.46	38.9	159.7	
2	2.50	2.30	1.30	0.00	160.38	3.6	0.55	-10	1.145	-27.85	53.6	76.2	
3	2.00	2.40	2.20	0.00	163.40	4.6	0.55	0	1.000	0.00	47.5	60.0	
4	2.00	2.00	3.60	0.00	198.00	5.0	0.50	9	0.919	30.97	59.6	60.7	
5	2.00	0.90	4.10	1.50	226.90	5.5	0.48	17	0.874	66.34	67.5	62.7	
6	2.00	0.80	4.10	2.00	240.30	5.3	0.43	29	0.843	116.50	74.6	68.6	
7	2.00	0.00	3.70	3.10	234.90	4.5	0.38	39.5	0.892	149.41	72.5	108.9	
8	2.50	0.00	1.50	3.80	227.13	2.9	0.31	49.5	0.937	172.71	81.1	161.7	
9	1.60	0.00	0.00	1.60	43.52	0.1	0.04	65	1.189	39.44	23.3	219.6	
											513.07	518.7	978.1
											FS =	1.01	1.91

จากผลการคำนวณพบว่าดินนี้มีความเสถียรปลอดภัยเท่ากับ 1.01 เมื่อวิเคราะห์ด้วยวิธี ESA และเท่ากับ 1.91 เมื่อวิเคราะห์ด้วยวิธี TSA

6.11 การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์

การวิเคราะห์เสถียรภาพของคั่นดินด้วยวิธีนี้เป็นวิธีที่ค่อนข้างจะใหม่ ซึ่งในการประยุกต์ใช้ผู้ใช้จะต้องมีความรู้พื้นฐานเกี่ยวกับแบบจำลอง ซึ่งในระดับนี้จะได้กล่าวถึงเฉพาะการนำไปประยุกต์ใช้เท่านั้นซึ่งผู้ที่สนใจอาจจะศึกษาเพิ่มเติมได้ในระดับที่สูงกว่านี้ ซึ่งผลที่ได้จากการวิเคราะห์จะไม่แตกต่างจากผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี Limit equilibrium

จากข้อมูลรูปร่างของคั่นดิน ข้อมูลดิน และสาเหตุของการวิบัติซึ่งเกิดจากการที่น้ำไหลผ่านโพรงในเนื้อดินทำให้ดินอิ่มตัวไปด้วยน้ำจึงได้นำมาวิเคราะห์โดยใช้วิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ ซึ่งในบทความนี้จะใช้โปรแกรม PLAXIS ในการคำนวณสัดส่วนความปลอดภัยของคั่นดิน ซึ่งวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์นี้จะแตกต่างจากวิธี Limit equilibrium ตรงที่ไม่จำเป็นต้องสมมุติแนวการวิบัติขึ้นมาก่อน สำหรับผลลัพธ์ที่ได้จะเท่ากับวิธีวิเคราะห์ด้วยวิธี Limit equilibrium ซึ่งได้จากสมมุติแนวการวิบัติเป็นส่วนหนึ่งของวงกลม (Brinkgreve and Vermeer 1998; Roscience 2004) หลักการโดยสังเขปของวิธีวิเคราะห์ด้วยไฟไนท์อีลิเมนต์คือการค่อยๆลดกำลังรับแรงเฉือนของดินด้วยตัวคูณรวมดังสมการที่ 6.8

$$\Sigma Msf = \frac{\tan \phi_{\text{input}}}{\tan \phi_{\text{reduced}}} = \frac{C_{\text{input}}}{C_{\text{reduced}}} \quad (6.8)$$

เมื่อเริ่มการคำนวณ ถูกตั้งค่าไว้ที่ 1.0 หลังจากที่กำลังรับแรงเฉือนของดินค่อยๆลดลงจนกระทั่งเกิดการวิบัติแล้วค่าสัดส่วนความปลอดภัยจะคำนวณได้โดยใช้สมการที่

$$FS = \frac{\text{available strength}}{\text{strength at failure}} = \Sigma Msf_{\text{at failure}} \quad (6.9)$$

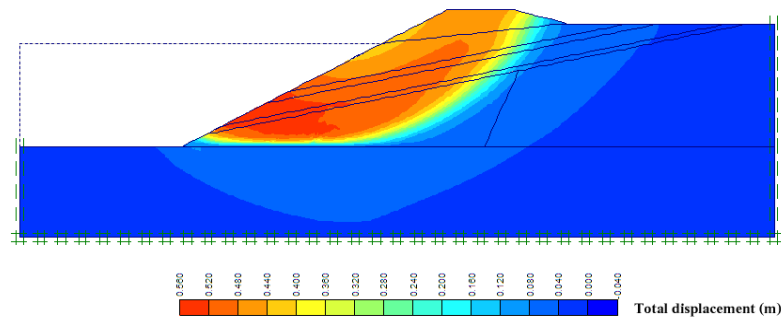
วิธีที่ได้กล่าวมาในข้างต้นได้ถูกนำมาใช้วิเคราะห์เสถียรภาพของคั่นดิน โดยจะแบ่งเนื้อดินซึ่งมีความต่อเนื่องออกเป็นอีลิเมนต์ย่อยๆที่มี 15 จุดต่อสำหรับคำนวณการเคลื่อนตัว (15-node element) จากนั้นคำนวณหน่วยแรงกดทับเนื่องจากน้ำหนักของดิน สำหรับแบบจำลองของดินจะใช้แบบจำลอง Mohr-Coulomb โดยพารามิเตอร์ของดินจะใช้ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ การวิเคราะห์เพื่อหาสาเหตุของการวิบัติจะใช้การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยสมมุติให้ดินอิ่มตัวไปด้วยน้ำการวิเคราะห์ได้จำลองขั้นตอนการก่อสร้างออกเป็น 3 ระยะคือ

ระยะที่ 1 เป็นการคำนวณหน่วยแรงในมวลดินตามสภาพธรรมชาติ (In-situ stress) ก่อนที่จะมีการขุดดินขึ้นไปถมเป็นคั่นดิน

ระยะที่ 2 เป็นการจำลองการขุดดินและการถมเพื่อก่อสร้างคั่นดิน โดยการขุดจะจำลองโดยการลบอีลิเมนต์ออก และการถมจะเป็นการเพิ่มอีลิเมนต์เข้าไปในแบบจำลอง

ระยะที่ 3 เป็นการวิเคราะห์เสถียรภาพของคั่นดินโดยการค่อยๆลดกำลังรับแรงเฉือนของดินลงจนเกิดการวิบัติขึ้น

ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินแสดงในรูปของการเคลื่อนตัวของคันดินในรูปที่ 6-28 ซึ่งจะเห็นว่าแนวการวิบัติของคันดินที่ได้จากการคำนวณเป็นส่วนโค้งของวงกลมโดยที่มีเส้นสัมผัสอยู่ที่ชั้นดินดาน ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบแนวการวิบัติที่ได้จากแบบจำลองไฟไนท์อีลิเมนต์ กับแนวการวิบัติที่ประมาณจากผลการตรวจวัด พบว่ามีรูปแบบที่ใกล้เคียงกัน



รูปที่ 6-28 แนวการวิบัติที่ได้จากการจำลองด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ พิจารณาจากการเคลื่อนตัวของคันดิน

6.12 แนวทางปฏิบัติในการขุดและถมคันดินสำหรับกักเก็บน้ำ

แนวทางปฏิบัติในการขุดดินและก่อสร้างคันดินสำหรับกักเก็บน้ำที่เสนอไว้โดย (CVRG 2000) แบ่งได้เป็นสามหมวดหมู่ได้แก่

6.12.1 การขุดดินและถมคันดิน

ขั้นตอนการปฏิบัติการขุดและก่อสร้างคันดินถมมีดังนี้

- วางแนวที่จะก่อสร้าง – โดยระบุตำแหน่งของจุดที่จะขุด และตำแหน่งของจุดที่จะถมทำเป็นคันดิน
- ขุดลอกพีชที่ปกคลุมดินออก – ลอกพีชและวัชพืชออกให้หมด รวมทั้งรากและตอของต้นไม้ด้วย การลอกจะต้องครอบคลุมบริเวณที่จะก่อสร้างทั้งหมดและเลยออกไปอีกด้านละ 0.5 เมตร
- ลอกหน้าดิน – ลอกเอาหน้าดินตรงจุดที่ต้องการขุดหรือถมออกไปเก็บไว้ที่แหล่งกองเก็บที่ห่างออกไปจากจุดที่ทำการก่อสร้าง เพื่อที่จะนำมาปกคลุมคันดินก่อนปลูกหญ้าคลุมดินในขั้นตอนสุดท้าย ความหนาของชั้นดินที่ต้องลอกออกขึ้นอยู่กับสภาพของชั้นดินหน้างาน
- เตรียมชั้นดินรองพื้น (subgrade) – ในการก่อสร้างคันดินจะต้องแบ่งชั้นดินเป็นชั้นย่อย แล้วทำการบดอัดดินให้แน่นที่ละชั้น ก่อนที่จะเริ่มถมดินลงบนดินเดิมที่ลอกหน้าดินออกแล้ว จะต้องขุดผิวหน้าดินอย่างน้อย 150 มิลลิเมตร และเมื่อจะทำการถมชั้นดินใหม่บนชั้นดินที่บดอัดแล้ว ถ้าพบว่าผิวของชั้นดินที่บดอัดแล้วแห้งหรือแตกกระแหงให้ขุดผิวดินอย่างน้อย 50 มิลลิเมตรใต้ผิวดินที่แตกกระแหง จากนั้นจึงผสมน้ำและคลุกดินก่อนทำการบดอัด

- สร้างส่วนที่บ้น้ำด้วยดินเหนียว (Clay cut-off) – สร้างส่วนที่บ้น้ำโดยให้มีส่วนฝังลงในชั้นดินด้านล่างเพื่อลดปริมาณการไหลของน้ำ ส่วนที่บ้น้ำนี้จะมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านต่ำกว่าดินที่ใช้ทำคันดินซึ่งมักจะมีรอยแยก (Fissures) และรูต่อน้ำใหญ่ (Large pore)
- บดอัดเพื่อสร้างคันดิน – ผู้ออกแบบจะต้องควบคุมการก่อสร้าง หรือ ระบุว่าต้องมีสิ่งใดบ้างที่จะต้องควบคุม ซึ่งจะทำให้มั่นใจได้ว่า ปริมาณน้ำในดินเหมาะสมของดินที่กำลังบดอัดนั้น ถูกต้อง และได้มาตรฐาน
- ลดการถูกกัดเซาะ – คันดินด้านที่ใช้กักเก็บน้ำ คลื่นที่เกิดจากลมอาจกัดเซาะผิวของลาดคันดิน ถึงแม้ว่าจะใช้ความชันที่เหมาะสมแล้วก็ตาม สำหรับคันดินที่มีลาดชันมากให้ใช้ ปูนขาว (Hydrated Lime) ผสมและบดอัดหนา 200 มิลลิเมตร โดยใช้ปูนขาว 2 ถึง 3 เปอร์เซ็นต์โดยน้ำหนัก ถ้าเป็นคันดินด้านที่ไม่กักเก็บน้ำให้ใช้หน้าดินหนา 100 ถึง 150 มิลลิเมตรปกคลุม จะป้องกันการกัดเซาะหน้าดินและป้องกันการแตกระแหง สำหรับคันดินด้านบนควรจะทำปกล้อมด้วยหน้าดินด้วย
- ปกคลุมคันดินด้วยหน้าดินและปลูกหญ้า – คันดินที่สร้างเสร็จแล้วจะต้องปลูกหญ้าที่โตและแพร่พันธุ์เร็ว โดยอาจผสมยิบซัมลงในดินเพื่อปรับปรุงดิน จะต้องไม่ปลูกต้นไม้บนคันดินหรือใกล้คันดิน

6.12.2 หลีกเลี่ยงความเสี่ยงต่อการวิบัติของคันดินในขั้นตอนการก่อสร้าง

- การไหลซึมผ่านของน้ำมักจะเกิดจากการบดอัดที่ไม่ดี ซึ่งดินที่นำมาใช้อาจเป็นดินที่เหมาะสมกับการทำเป็นคันดินกั้นน้ำ แต่การบดอัดที่ไม่ดีอาจทำให้เกิดชั้นดินที่มีคุณภาพไม่ดีซึ่งอาจก่อให้เกิดความเสี่ยงต่อการไหลซึมผ่านของน้ำที่มากเกินไปจนทำให้เขื่อนพังได้ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในดินเหนียวกระจายตัว

กรณีศึกษา การวิบัติของเขื่อนลัมมูลบน อ. ครบุรี จ. นครราชสีมา – (วรากร -)
 เขื่อนลัมมูลบนเป็นเขื่อนดินที่เป็นเนื้อเดียว (Homogeneous) สูง 32 เมตร วิบัติในเดือนตุลาคม 2533 โดยเกิดรูรั่วทำให้น้ำไหลออกทางด้านดินเขื่อน 2 แห่ง พัดพาเอาดินตะกอนออกมา 2 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที การแก้ไขใช้เวลา 10 วันจึงควบคุมปริมาณน้ำที่รั่วออกมาได้ ซึ่งการซ่อมแซมแก้ไขใช้งบประมาณกว่า 300 ล้านบาท เมื่อเทียบกับราคาค่าก่อสร้างครั้งแรกราว

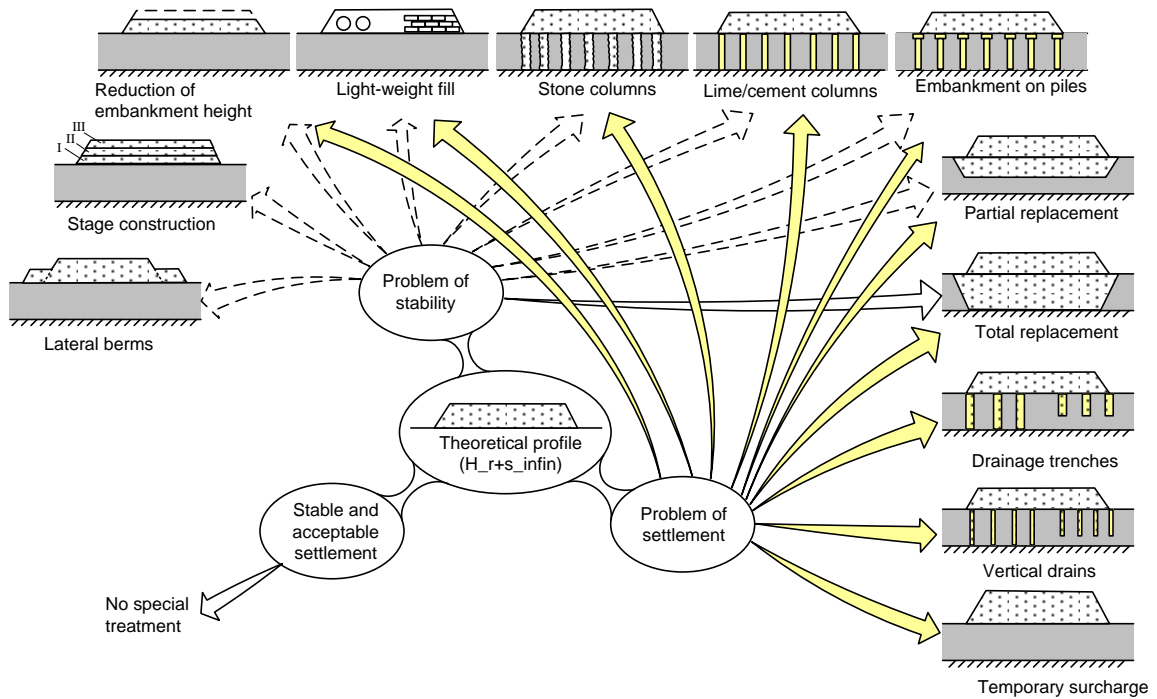
- จุดที่มีความเสี่ยงที่อาจเกิดการรั่วซึมได้แก่ – จุดที่มีน้ำไหลออก, พื้นที่ใต้อ่าง, ชั้นดินพรุนที่อยู่ใต้อ่าง เป็นต้น

6.12.3 การควบคุมการบดอัด

- การบดอัดที่จะให้ผลดีนั้นจะต้องให้ดินมีความหนาแน่นแห้งอยู่ระหว่าง 92 ถึง 95 เปอร์เซ็นต์ของความหนาแน่นแห้งของดินบดอัดในห้องปฏิบัติการ โดยให้ปริมาณน้ำในดินอยู่ระหว่างปริมาณน้ำในดินเหมาะสม (SOMC) บวก 2 เปอร์เซ็นต์
- ถ้าดินเหนียวมีปริมาณน้ำในดินอยู่ระหว่าง SOMC + 2% ถึง SOMC + 3% ความหนาแน่นแห้งอาจลดลงเหลือเพียง 92 เปอร์เซ็นต์ของความหนาแน่นแห้งของดินบดอัดในห้องปฏิบัติการ
- ในการบดอัดจะต้องแบ่งดินเป็นชั้นย่อย โดยความหนาของชั้นดินย่อยจะต้องเหมาะสมกับอุปกรณ์ที่ใช้บดอัด
- ในการควบคุมคุณภาพการบดอัดในสนามนิยมใช้วิธีทดสอบความหนาแน่นแห้งของดินที่บดอัดแล้วด้วยวิธีกรวยทราย ถ้าความหนาแน่นแห้งของดินที่บดอัดไม่เป็นไปตามข้อกำหนดต้องทำการแก้ไขและทดสอบใหม่

6.13 การก่อสร้างคันดินบนดินเหนียวอ่อน

ถ้าในการก่อสร้างคันดินนั้นถ้าสามารถถมคันดินบนดินเหนียวได้โดยไม่เกิดการวิบัติ (ดินเหนียวสามารถต้านทานหน่วยแรงกดเนื่องจากน้ำหนักคันดินได้) และการทรุดตัวเกิดขึ้นทันที เราสามารถก่อสร้างคันดินได้โดยถมจนถึงความสูงที่ต้องการโดยไม่ต้องใช้มาตรการพิเศษใดๆ แต่ถ้า bearing capacity ของดินไม่เพียงพอหรือการทรุดตัวของคันดินนั้นเกิดซ้ำมาก อาจต้องใช้วิธีปรับปรุงการก่อสร้าง (รูปที่ 6-29) ซึ่งบางวิธีเป็นการปรับปรุงเสถียรภาพของคันดิน และบางวิธีเป็นการเร่งการทรุดตัวเนื่องจาก consolidation หรือลดการทรุดตัวที่จะเกิดขึ้น



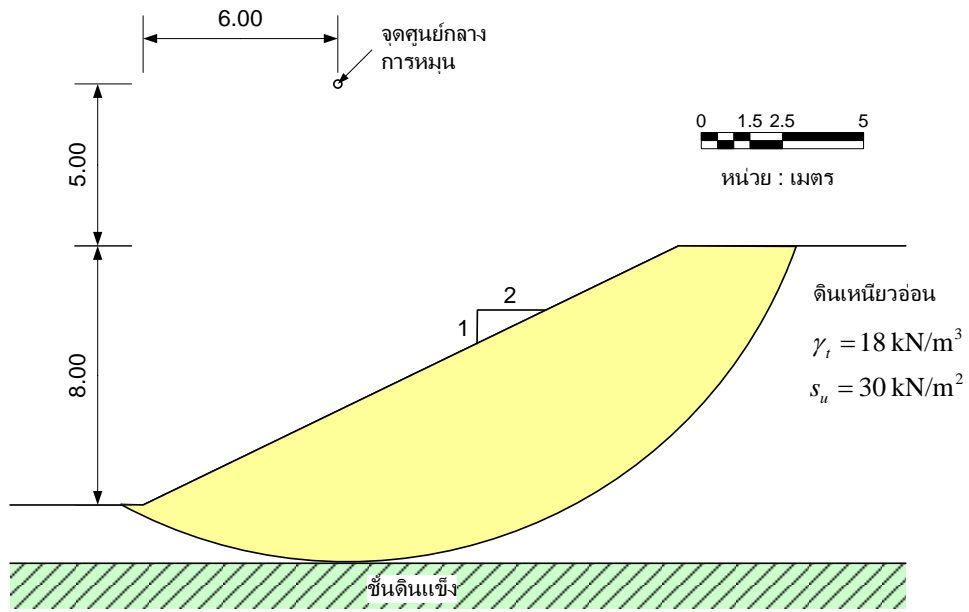
รูปที่ 6-29 แนวทางการแก้ไขปัญหาเนื่องจากเสถียรภาพและปัญหาเนื่องจากการทรุดตัวของ Embankment ที่สร้างบนดินเหนียวอ่อน (Leroueil, Magnan et al. 1990)

ในทางปฏิบัติ วิธีที่ระบุในรูปที่ 6-29 แบ่งได้เป็น 3 กลุ่ม

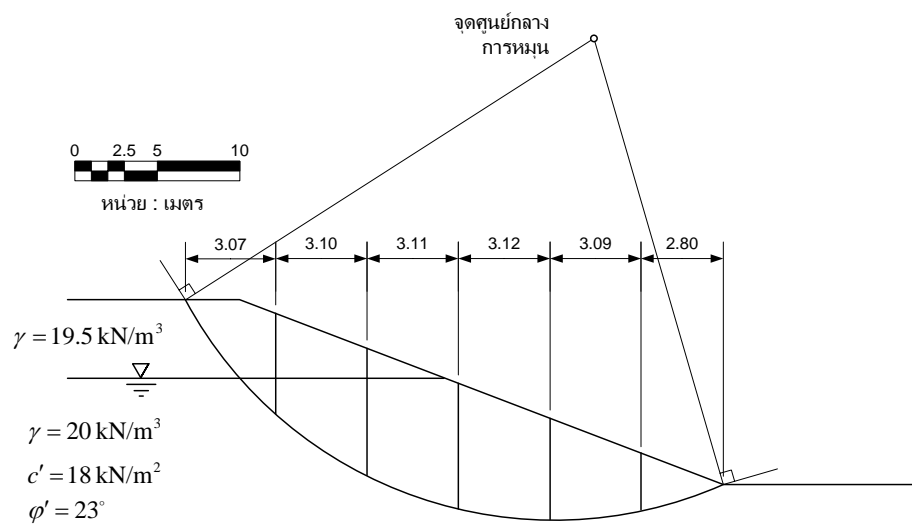
- กลุ่มแรกใช้วิธีเปลี่ยนแปลงโครงการ – ได้แก่วิธีการลดความสูงของคันดินลง หรือย้ายตำแหน่งของคันดินให้อยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนที่ไม่หนามาก ซึ่งวิธีนี้เป็นวิธีที่ดีที่สุด (ถ้าเป็นไปได้)
- กลุ่มที่สอง เป็นวิธีที่ไม่จำเป็นจะต้องใช้ ผู้รับเหมาที่มีความชำนาญ (specialist subcontractor) ซึ่งเป็นวิธีที่ต้องใช้เวลาเพิ่มขึ้น (การแบ่งการถมเป็นชั้นและปล่อยให้ทรุดตัว) หรือต้องใช้วัสดุเพิ่มขึ้น (ใช้ lateral berm, การรื้อดินเหนียวอ่อนออกและถมกลับด้วยวัสดุที่ดีกว่าทั้งหมดหรือบางส่วน) การใช้ drainage trench เป็นงานที่ต้องควบคุมการก่อสร้างอย่างดี แต่ผู้รับเหมาที่ไม่มีความชำนาญก็สามารถทำได้ การลดน้ำหนักของคันดินโดยการทำให้เกิดช่องว่างในคันดิน หรือใช้วัสดุมวลเบา (light-weight material) เป็นวัสดุสำหรับคันดิน ซึ่งวิธีเหล่านี้ทำให้ราคาค่าก่อสร้างสูงขึ้น
- กลุ่มที่สาม เป็นวิธีที่จะต้องใช้อุ้รับเหมาที่มีความชำนาญในงานลักษณะนั้นเป็นพิเศษ ได้แก่การใช้วิธี Stone column, lime or cement column, เส้าเข็ม หรือการใช้ vertical drains

6.14 แบบฝักหัด

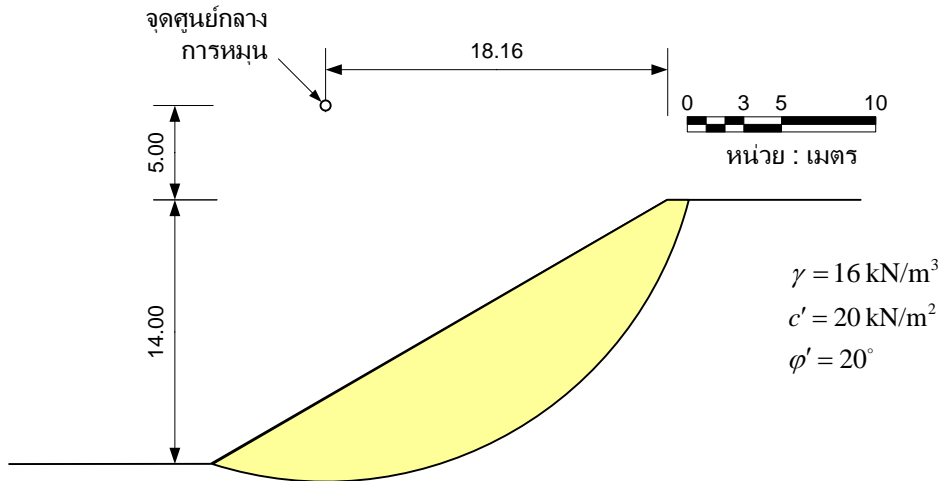
1. จากรูปตัดของคันดิน จงคำนวณสัดส่วนปลอดภัยของคันดินนี้โดยใช้ส่วนโค้งของแนวการวิบัติที่กำหนดให้



2. จากรูปตัดของคันดิน จงคำนวณสัดส่วนปลอดภัยของคันดินนี้โดยใช้ส่วนโค้งของแนวการวิบัติที่กำหนดให้



3. จากรูปตัดของคั่นดิน จงคำนวณสัดส่วนปลอดภัยของคั่นดินนี้โดยใช้ส่วนโค้งของแนวการวิบัติที่กำหนดให้



ดรรชนี

Cone Penetrometer	28	ความลึกของฐานราก.....	49
Drilling monitoring.....	154	เครื่องจักรเจาะเสาเข็ม	108
Drop hammer	103, 152, 153	เครื่องเจาะแบบสว่านหมุน	107
Dry process bored pile	105	ฐานรากที่วางอยู่บนดินที่เป็นชั้น	65
Dynamic pile load test	171	ฐานรากมีแรงยึดศูนย์กลางหรือแรงเฉียงกระทำ.....	61
Eurocode 7	49	ดินเหนียวที่มีความไวตัวสูง.....	14
Field Vane Shear Test.....	25	ตารางค่า Bearing capacity factor.....	60
General shear failure.....	51	ผลกระทบของเนื่องจากระดับน้ำใต้ดิน	63
Local shear failure	51	ไฟไนท์อิลิเมนต์	308
Negative skin friction	183	รายงานทางด้านวิศวกรรมฐานราก.....	36
Pile group.....	177	รูปแบบการวิบัติของฐานรากตื้น.....	51
Punching shear failure	51	วิธีที่ใช้เก็บตัวอย่างดิน	13
Sonic integrity test.....	157	สมการ Bearing capacity ของ Meyerhof.....	58
Sonic logging	160	สมการ Bearing capacity ของ Vesic	59
Spilt spoon	13	สัดส่วนปลอดภัยสำหรับเสาเข็ม	129
Static pile load test.....	163	สูตรการตอกเสาเข็ม.....	146
The engineering news formula	148	เสาเข็มเจาะ.....	105
The Hiley formula	151	เสาเข็มเจาะแบบสามขา.....	105
Thin-walled tube	13	เสาเข็มตอก	101
Ultimate pile capacity	148	เสาเข็มรับแรงด้านข้าง	188
การเจาะสำรวจดิน.....	11	หน่วยแรงด้านปลายเข็มประลัย	123
การทดสอบในสนาม	16	หน่วยแรงเสียดทานผิวประลัย.....	123
การเชื่อมศูนย์กลางของเสาเข็ม	176	เหล็กเสริมในเสาเข็มเจาะ	143
กำแพงกันดินแบบ Gravity wall.....	211	เหล็กเสริมในเสาเข็มตอก.....	145
ขั้นตอนการออกแบบฐานแผ่.....	52		

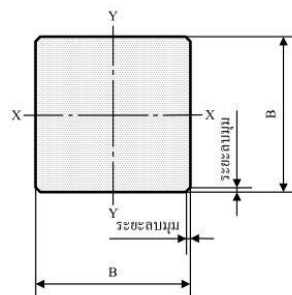
ภาคผนวก ก

เสาเข็มคอนกรีตอัดแรงหล่อสำเร็จ (Prestressed concrete piles)

เสาเข็มสี่เหลี่ยมจัตุรัสตัน มอก. 396-2549

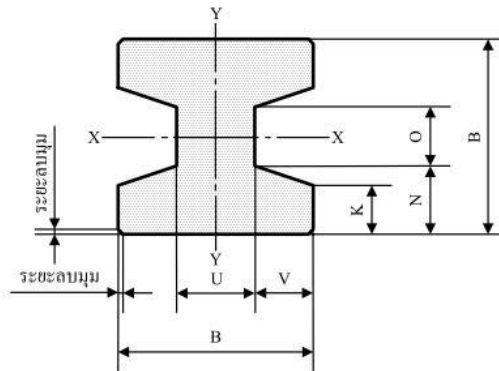
Section properties

Pile size	Max. length (m)	Sectional area (cm ²)	Moment of inertia (cm ⁴)	Perimeter (cm)	Weight (kg/m)	Max. safe load (ton)
0.15×0.15 m	10	255	4,219	60	54	15
0.18×0.18 m	15	324	8,748	72	78	20
0.22×0.22 m	18	484	19,521	88	116	30
0.26×0.26 m	21	676	38,081	104	162	40
0.30×0.30 m	24	900	67,500	120	216	50
0.35×0.35 m	24	1225	125,052	140	294	60
0.40×0.40 m	26	1600	213,333	160	384	80
0.45×0.45 m	26	2025	341,719	180	486	100
0.525×0.525 m	26	2756.25	633,076	210	662	140



เสาเข็มหน้าตัดรูปตัวไอ มอก. 396-2549

Dimensions



ชื่อขนาด	มิติ						พื้นที่ภาคตัดขวางระบุ mm ²
	mm						
I-B x B	B	K	N	O	U	V	A _c
I-180 x 180	180	60	75	30	70	55	27 450
I-220 x 220	220	65	85	50	80	70	38 600
I-260 x 260	260	65	85	90	90	85	48 900
I-300 x 300	300	75	105	90	100	100	66 000
I-350 x 350	350	85	115	120	120	115	88 000
I-400 x 400	400	110	140	120	160	120	124 000
I-450 x 450	450	120	160	130	170	140	154 900

Sectional properties

Pile size	Max. length (m)	Sectional area (cm ²)	Moment of inertia (cm ⁴)	Perimeter (cm)	Weight (kg/m)	Max. safe load (ton)
0.18×0.18 m	15	274.5	8,664	89		
0.22×0.22 m	21	386.0	19,121	109		
0.26×0.26 m	24	489.0	36,196	131		
0.30×0.30 m	24	660.0	64,620	150		
0.35×0.35 m	26	880.0	118,583	176		
0.40×0.40 m	26	1240.0	206,583	197		
0.45×0.45 m	26	1549.0	330,255	222		

เสาเข็มคอนกรีตอัดแรงหล่อโดยใช้แรงเหวี่ยง (spun concrete pile) มอก. 398-2537

Outer diameter (mm)	Wall thickness (mm)	Sectional area (mm ²)	Perimeter (mm)	Moment of inertia (mm ⁴)	Moment capacity of pile section		Axial load capacity of pile section	
					Allowable (kg-m)	Cracking (kg-m)	Allowable (ton)	Ultimate (ton)
250	55	337	79	17,289	1,000	1,247	40	105
300	60	452	94	34,608	1,730	2,143	53	140
350	65	582	110	62,163	2,557	3,192	69	182
400	75	766	126	106,489	3,676	4,629	92	240
450	80	930	141	166,570	5,198	6,522	111	291
500	90	1159	157	255,324	7,350	9,177	138	362
600	100	1571	188	510,509	11,999	15,044	188	492
800	120	2564	251	1,527,870	27,093	33,926	307	803

Min. compressive strength of concrete: at time of prestress transfer = 250 ksc (cylinder)

Min. compressive strength of concrete: under design load = 500 ksc (cylinder)

หน่วยแรงที่ยอมให้สำหรับหน้าตัดเหล็กรูปพรรณ American Institute of Steel Construction (AISC)

$$\sigma_{allow} = \frac{12\pi^2 E}{23(L/r)^2}$$

$$\text{เมื่อ } C_c \leq \frac{KL}{r} \leq 200$$

$$\sigma_{allow} = \frac{1 - \frac{1}{2} \frac{(kL/r)^2}{(C_c)^2}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \frac{(kL/r)}{C_c} - \frac{1}{8} \frac{(kL/r)^3}{(C_c)^3}}$$

$$\text{เมื่อ } \frac{kL}{r} < C_c$$

$$\text{โดย } C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

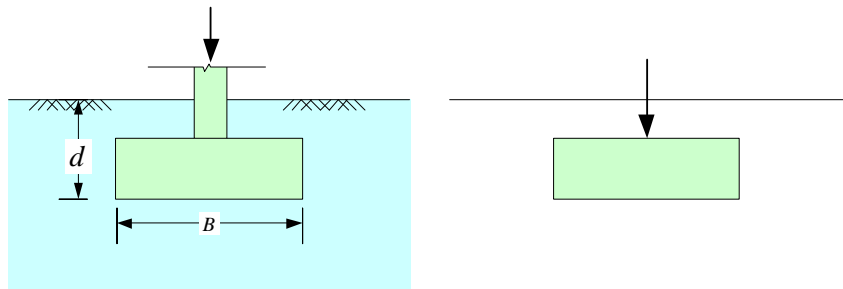
ภาคผนวก ข

Solution for bearing capacity equation

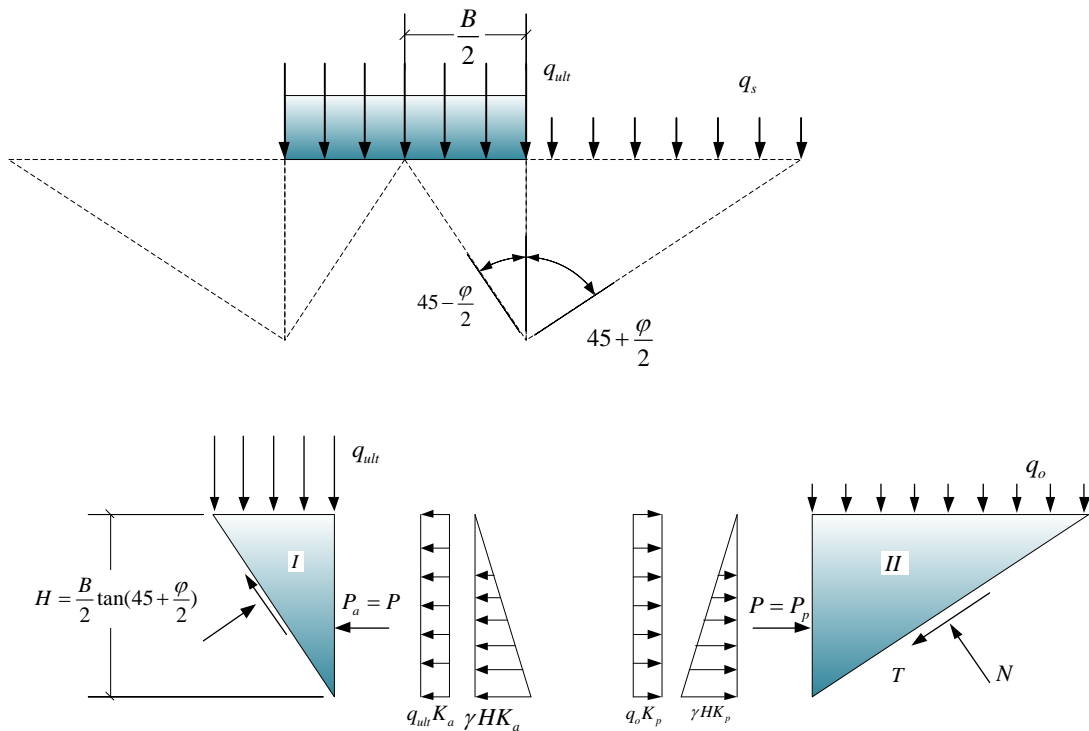
1.1 Simple solution for bearing capacity of soil (Lambe pp. 204)

1.1.1 Bearing capacity of cohesionless soil

จากรูปฐานรากแผ่บนดินทรายดังรูป จงคำนวณหน่วยแรงกดที่กระทำต่อฐานรากแล้วดินเกิดการวิบัติพอดิ โดยดินทรายมีมุมเสียดทานภายในเป็น ϕ



รูปที่ 6-30 รูปแบบฐานรากที่รับแรงในแนวตั้ง



รูปที่ 6-31 Free body diagram ของปัญหา

จาก free body diagram ของก้อนดินหมายเลข 2 เมื่อฐานรากกดดินจนวิบัติแรงดัน P สูงสุดจะเท่ากับ passive earth pressure คำนวณได้จาก

$$P = P_p = q_o H K_p + \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

จาก $H = (B/2) \tan(45 + \phi/2) = (B/2) \sqrt{K_p}$ จะได้

$$P = q_o \left(\frac{B}{2} \sqrt{K_p} \right) K_p + \frac{1}{2} \gamma \left(\frac{B}{2} \sqrt{K_p} \right)^2 K_p$$

$$P = q_s \frac{B}{2} (K_p)^{3/2} + \frac{1}{8} \gamma B^2 (K_p)^2$$

พิจารณาก้อนดินหมายเลข 1 หน่วยแรงกดสูงสุด q_{ult} ที่จะกระทำต่อผิวดินและดินวิบัติคือ ในที่นี้แรงดันดินด้านข้างที่กระทำต่อก้อนดินจะเท่ากับแรงดันดินสูงสุดที่กระทำต่อก้อนดินหมายเลข 2

$$P = P_a = q_{ult} H K_a + \frac{1}{2} (\gamma H K_a) H$$

จาก $K_a = 1/K_p$ จัดรูปสมการใหม่จะได้

$$P = q_{ult} H \frac{1}{K_p} + \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{K_p}$$

จาก $H = (B/2) \tan(45 + \varphi/2) = (B/2) \sqrt{K_p}$ จะได้

$$P = q_{ult} \left(\frac{B}{2} \sqrt{K_p} \right) \frac{1}{K_p} + \frac{1}{2} \gamma \left(\frac{B}{2} \sqrt{K_p} \right)^2 \frac{1}{K_p}$$

$$P = q_{ult} \frac{B}{2} \frac{1}{\sqrt{K_p}} + \frac{1}{8} \gamma B^2$$

เนื่องจากแรงที่กระทำต่อลิ่มดินหมายเลข 2 เท่ากับแรงที่กระทำต่อลิ่มดินหมายเลข 1 จะได้

$$q_{ult} = q_o K_p + \frac{\gamma B}{4} \left((K_p)^{5/2} - \sqrt{K_p} \right)$$

เมื่อจัดให้พจน์ที่คำนวณได้จากพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของดินเป็นค่าแฟคเตอร์จะได้

$$q_{ult} = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + q_o N_q \quad (6.10)$$

โดยที่

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(K_p^{5/2} - K_p^{1/2} \right)$$

$$N_q = K_p^2$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2(45 + \varphi/2)$$

สำหรับสมการ bearing capacity นั้นพัฒนาขึ้นมาจากการสมมุติว่าดินเป็นทรายแห้ง แต่สมการดังกล่าวยังคงใช้ได้กับดินทรายอิมตัว แต่จะต้องคิดเป็นหน่วยแรงประสิทธิผล

สมการข้างต้นนี้แสดงให้เห็นว่ากำลังแบกทานของดินขึ้นอยู่กับความลึกของฐานราก และยังขึ้นอยู่กับมุมเสียดทานภายในของดินซึ่งเป็นพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของดินอีกด้วย แต่ทว่าสมการที่ได้นี้ยังหยাবเกินไปที่จะนำไปใช้ในการคำนวณค่ากำลังแบกทานของดินเพื่อนำไปใช้งานจริง เนื่องจากกลไกการวิบัติที่ใช้ในการสร้างสมการนั้นไม่ตรงกับความเป็นจริงนัก ต่อไปจะได้กล่าวถึงวิธีการหาลำลังแบกทานของดินด้วยวิธีอื่นที่ให้คำตอบที่เหมาะสมที่จะใช้ในทางปฏิบัติต่อไป

1.1.2 Bearing capacity of soil with friction and cohesion

378 PART IV SOIL WITH WATER—NO FLOW OR STEADY FLOW

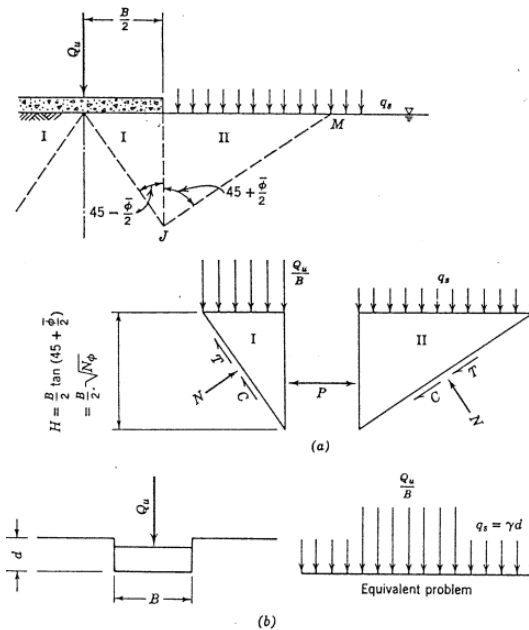


Fig. 25.7 Derivation of bearing capacity equation using Rankine wedges. (a) Derivation. (b) Equivalent problem.

แรง P สูงสุดที่สามารถกระทำต่อลิ่ม passive หมายเลข II คือ

$$P = P_p^II = q_o H K_p + \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2cH \sqrt{K_p}$$

$$P = q_o \frac{B}{2} (K_p)^{3/2} + \frac{1}{8} \gamma B^2 (K_p)^2 + cBK_p$$

แรงดันวิบัติ q_{ult} ซึ่งเป็นแรงสูงสุดที่กระทำต่อลิ่ม active หมายเลข I ได้คือ

$$P = P_a^I = q_{ult} H K_a + \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2cH \sqrt{K_a}$$

$$q_{ult} = \frac{2P}{B} \sqrt{K_a} - \frac{1}{4} \gamma B \sqrt{K_a} + 2c \sqrt{K_a}$$

แทนค่าแรง P จากสมการก่อนหน้านี้จะได้

$$q_{ult} = \frac{\gamma B}{4} (\sqrt{K_a^3} - \sqrt{K_a}) + 2c (\sqrt{K_a^3} - \sqrt{K_a}) + q_o K_a^2$$

จัดรูปสมการใหม่ได้เป็น

$$q_{ult} = cN_c + q_o N_q + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma$$

โดยที่

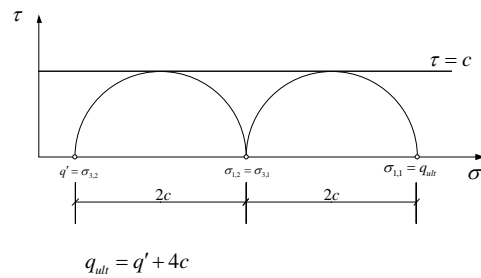
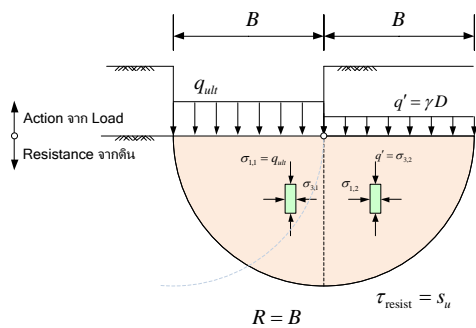
$$N_c = 2 (\sqrt{K_a^3} - \sqrt{K_a})$$

$$N_q = K_a^2$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\sqrt{K_a^5} - \sqrt{K_a} \right)$$

1.2 Lower bound theorem (statically admissible¹ stress field)

ถ้ามีแรงภายนอกกระทำต่อระบบแล้วทำให้การกระจายของหน่วยแรงในโครงสร้างอยู่ในสภาวะสมดุลภายใน และไม่มีจุดใดมีหน่วยแรงเกินเกณฑ์ครากของวัสดุแล้ว โครงสร้างนั้นจะสามารถต้านทานแรงภายนอกที่กระทำนั้นได้อย่างปลอดภัย ดังนั้นแรงต้านทานนี้คือขอบเขตล่างสุด (lower bound) ของแรงวิบัติที่แท้จริง (true collapse load)

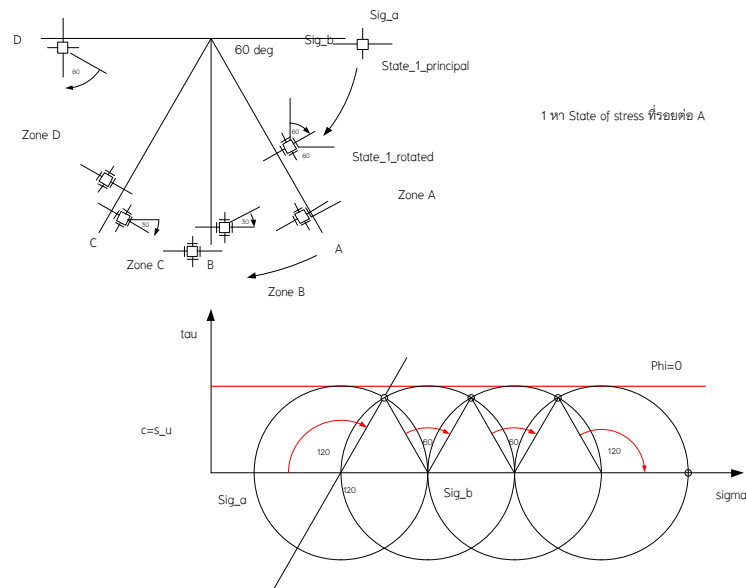


Approximate lower bound solution
Statically admissible stress field

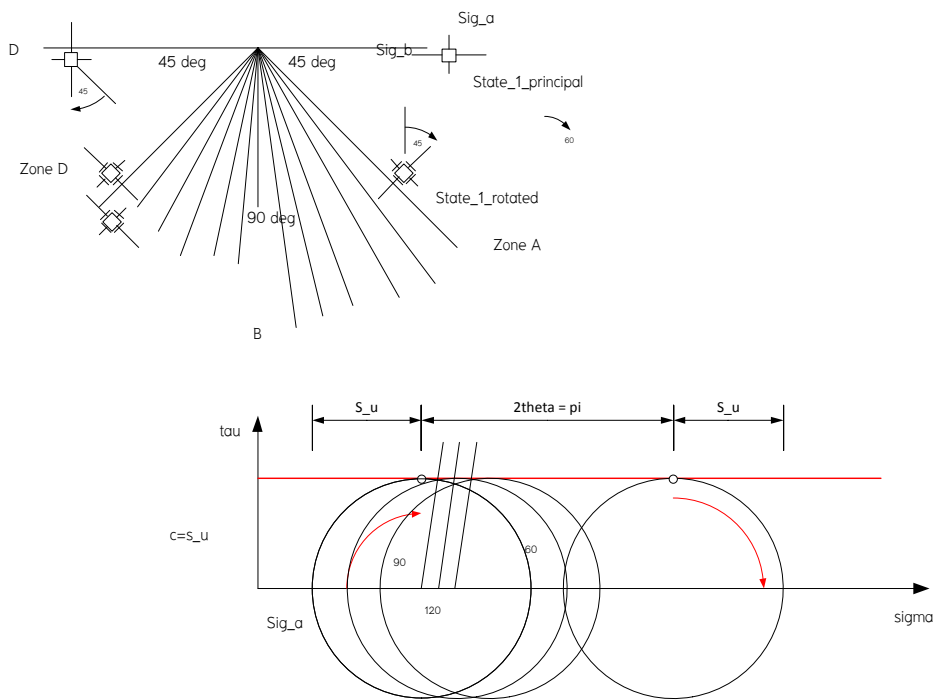
If there is a set of external forces for which the stress distribution is everywhere in internal equilibrium and nowhere exceeds the yield criteria, then those forces will be carried safely by the structure, and they therefore represent a lower bound to the true collapse load.

รูปที่ 6-32 Stress field with a single discontinuity

¹ admissible — adj; able or deserving to be considered or allowed



รูปที่ 6-33 Stress field with three discontinuity



รูปที่ 6-34 Stress field containing a stress fan

1.3 Upper bound theorem (kinematically¹ admissible stress field)

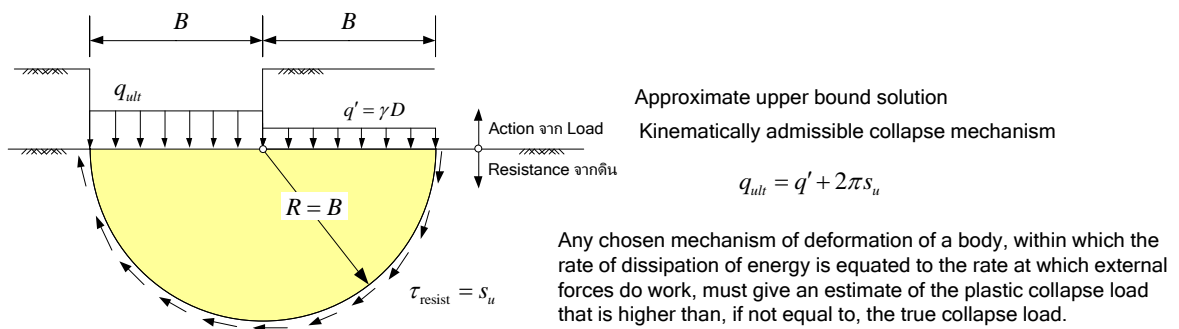
สำหรับกลไกการเปลี่ยนรูปร่างของวัตถุใดๆที่เสียด ถ้าอัตราการคายพลังงาน (dissipation of energy) เท่ากับอัตราที่แรงภายนอกก่อให้เกิดงาน (work) แล้ว กลไกการเปลี่ยนรูปร่างนั้นจะให้

¹ kinematics noun; the branch of mechanics that deals with pure motion, without reference to the masses or forces involved in it.

ค่าประมาณของแรงวิบัติแบบพลาสติก (an estimate of the plastic collapse load) ซึ่งมีค่าสูงกว่าหรือเท่ากับแรงวิบัติที่แท้จริง (true collapse load)

1.3.1 Slip circle mechanism

การคำนวณแรงวิบัติโดย สมมุติกลไกการวิบัติให้เป็นการหมุนของก้อนดินรูปครึ่งวงกลมใต้ฐานรากโดยมีตำแหน่งจุดหมุนอยู่ที่ขอบของฐาน ระยะการเคลื่อนที่ซึ่งใช้คำนวณงานที่แรงวิบัติกระทำคือ $Bd\theta$ ดังนั้นงานที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงกระทำภายนอกได้แก่



รูปที่ 6-35 slip circle mechanism

งานที่เกิดจากแรงกระทำจากภายนอกคือ

Error! Objects cannot be created from editing field codes.

พลังงานที่คายออกตามแนวของโค้งที่เลื่อนคือ

$$\delta W = \pi B s_u B d\theta$$

แรงกระทำเท่ากับพลังงานที่คายออกจะได้แรงวิบัติสำหรับกลไกการวิบัตินี้เป็น

$$q_{ult} = 2\pi s_u + q_0 \tag{6.11}$$

จะเห็นได้แรงต่ำสุดที่จะกระทำต่อดินฐานรากและดินฐานรากวิบัติพอดี ซึ่งถือว่าเป็นกำลังต้านทานของดินฐานรากจะขึ้นกับกำลังรับแรงเฉือนของดินและน้ำหนักกดทับ และถ้าให้ N_c เป็น bearing capacity factor ในกรณีนี้จะได้ว่า $N_c = 6.28$

1.3.2 Sliding rigid block mechanism

รูปที่ 6-36 เป็นกลไกการวิบัติที่ใช้คำนวณแรงวิบัติ โดยจะแบ่งก้อนดินภายในผิววิบัติเป็นสามก้อน โดยก้อนที่อยู่ใต้ฐานจะถูกลูกให้เคลื่อนที่ลงด้วยความเร็ว V และก้อนกลางจะถูกลูกไปด้านข้าง ซึ่งก้อนกลางจะดันก้อนที่อยู่ด้านนอกฐานให้เคลื่อนที่ขึ้น การเคลื่อนที่ของก้อนดินทั้งหมดจะถูกต้านทานด้วยแรงเสียดทานบนระนาบที่เป็นรอยเฉือนด้วยความเร็วที่แตกต่างกัน ความเร็วในการ

เคลื่อนที่ของก้อนดินแต่ละก้อนนั้นหาได้จากรูปร่างเรขาคณิตของก้อนดินแต่ละก้อน โดยความเร็ว V ที่กล่าวถึงนี้ไม่มีการเปลี่ยนแปลงตามเวลา ดังนั้น

$$V_1 = V_3 = \sqrt{2}V$$

และ

$$V_2 = 2V$$

งานที่เกิดจากแรงกระทำจากภายนอกได้แก่

$$\delta E = q_{ult}BV - q_0BV$$

และพลังงานที่คายออกบนพื้นผิววิบัติทั้งห้าพื้นผิวได้แก่

$$\begin{aligned}\delta W &= 4 \frac{B}{\sqrt{2}} s_u V \sqrt{2} + 2VBs_u \\ &= 6BV s_u\end{aligned}$$

แรงกระทำจากแรงภายนอกเท่ากับพลังงานที่คายออกจะได้

$$q_{ult} = 6s_u + q_0$$

จะเห็นได้กลไกการวิบัติแบบนี้จะให้ค่า $N_c = 6$ ซึ่งต่ำกว่ากรณีที่เหมาะสมให้กลไกการวิบัติเป็นแบบหมุน ดังนั้นกลไกการวิบัติแบบนี้จึงให้ค่าคำตอบขอบจำกัดบนที่ถูกต้องกว่า

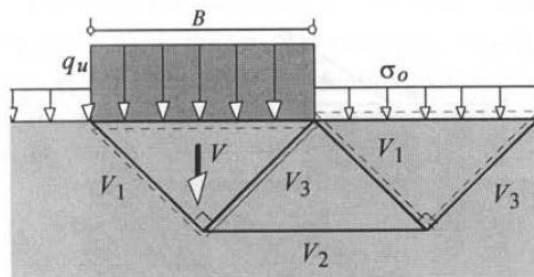


Figure 8.3: Rigid blocks collapse mechanism.

รูปที่ 6-36

1.3.3 Sliding rigid block related by a shear fan mechanism

รูปที่ 6-37 เป็นกลไกการวิบัติซึ่งเป็นก้อนดินรูปสามเหลี่ยมสองก้อนที่ประกบกันดินรูปพัด โดยก้อนดินรูปพัดจะมีแนวการวิบัติเล็กๆ เป็นจำนวนอนันต์ เมื่อมีแรงที่มีขนาดเท่ากับแรงวิบัติ q_{ult} กระทำต่อฐาน ก้อนดินรูปสามเหลี่ยมใต้ฐานจะเคลื่อนที่ลง และจะดันก้อนดินรูปสี่เหลี่ยมเล็กๆในก้อนดิน

รูปตัดให้หมุนรอบจุด O เป็นมุม $d\theta$ ซึ่งจะดันก้อนดินรูปสี่เหลี่ยมเล็กๆ ให้หมุนต่อเนื่องไปจนดันก้อนดินรูปสี่เหลี่ยมสามเหลี่ยมบนออกฐานให้เคลื่อนที่ขึ้น

จากรูปเรขาคณิตของปัญหาพื้นผิววิบัติที่อยู่ภายในก้อนดินรูปตัดจะมีความยาวเท่ากันเท่ากับ $B/\sqrt{2}$ และความเร็วบนด้าน ac, cO, Od , และ de เท่ากันเท่ากับ $\sqrt{2}V$ งานที่เกิดจากแรงกระทำจากภายนอกเป็น

$$\delta E = q_{ult}BV - q_oBV$$

และพลังงานที่คายออกแบ่งเป็นสองส่วน ส่วนแรกเป็นพลังงานที่คายออกบนพื้นผิววิบัติส่วนที่เป็นเส้นตรง

$$\begin{aligned}\delta W_1 &= \frac{B}{\sqrt{2}}s_uV\sqrt{2} + \frac{B}{\sqrt{2}}\frac{\pi}{2}s_uV\sqrt{2} + \frac{B}{\sqrt{2}}s_uV\sqrt{2} \\ &= \left(2 + \frac{\pi}{2}\right)BV s_u\end{aligned}$$

ส่วนที่สองเป็นพลังงานที่คายออกบนพื้นผิววิบัติส่วนที่อยู่ในก้อนดินรูปตัด คำนวณได้จากการ integrate จะได้

$$\begin{aligned}\delta W_2 &= \int_0^{\pi/2} s_u \frac{B}{\sqrt{2}}V\sqrt{2}d\theta \\ &= s_uBV \frac{\pi}{2}\end{aligned}$$

รวมทั้งสองส่วนเข้าด้วยกันจะได้พลังงานที่คายออกทั้งหมดคือ

$$\delta W = s_uBV(2 + \pi)$$

งานที่เกิดจากแรงกระทำเท่ากับพลังงานที่คายออกจะได้

$$q_{ult} = (2 + \pi)s_u + q_o \quad (6.12)$$

จะเห็นได้ว่าค่า N_c ในกรณีนี้จะเท่ากับ 5.14 ซึ่งเป็นค่าที่ต่ำที่สุดขอค่าตอขบขอบเขตบน

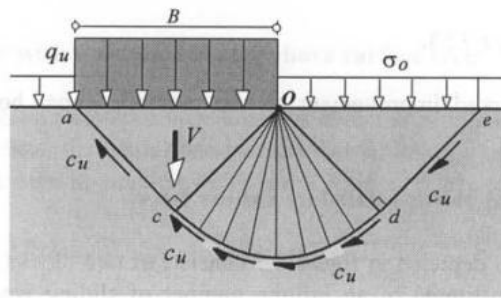


Figure 8.5: Sliding blocks related by a shear fan.

The upper bound solution corresponding to the mechanism is then found by equating equation 8.12 and 8.15; whence:

รูปที่ 6-37 Sliding blocks related by a shear fan failure mechanism

1.4 Solution for cohesionless soil

1.4.1 Kinematically admissible failure mechanism of cohesionless soil

การวิเคราะห์เพื่อหาแรงวิกฤติในดินไม่เชื่อมแน่น (ทราย) จะใช้การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล โดยตั้งสมมุติฐานว่า

- plastic deformation เกิดภายใต้ associated flow rule ดังนั้นใช้ normality rule ได้
- ดินไม่มีน้ำหนักร

ซึ่งได้จากกลไกการวิกฤติที่เลือกไว้ การเคลื่อนตัวจะแสดงได้โดยเวกเตอร์ที่ทำมุม φ' กับระนาบวิกฤติ ดังนั้นงานภายในจะเป็นศูนย์เนื่องจากงานภายในที่เกิดจากหน่วยแรงตั้งฉากจะหักล้างกับงานที่เกิดขึ้นเนื่องจากหน่วยแรงเฉือนที่สัมพันธ์กัน จึงสรุปได้ว่าคำตอบขอบเขตบนสามารถหาได้จากการคำนวณงานที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงกระทำจากภายนอกแล้วให้มีค่าเท่ากับศูนย์

พิจารณากลไกการวิกฤติดังรูปที่ 6-38 ซึ่งมีรูปร่างของก้อนดินวิกฤติล้อมรอบด้วยระนาบโค้งวิกฤติที่เป็นรูป logarithmic spiral มีสมการเป็น

$$\frac{r_2}{r_1} = \exp(\theta \tan \varphi')$$

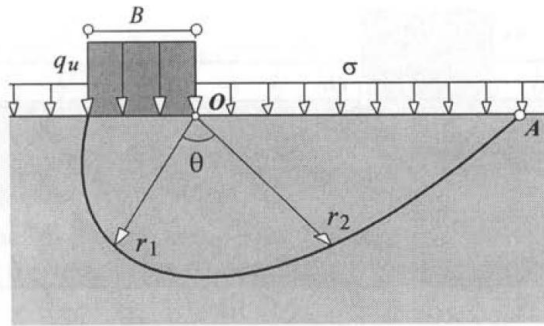


Figure 8.15: Logarithmic spiral collapse mechanism.

รูปที่ 6-38 Failure mechanism ของฐานบนดินทรายที่มีลักษณะเป็น logarithmic spiral

เมื่อก้อนดินที่วิบัติหมุนทวนเข็มนาฬิกาไปเป็นมุม $d\theta$ การเคลื่อนตัวของฐานรากเป็น $d\theta B/2$ ระยะ OA จะเป็น

$$OA = B \exp(\pi \tan \phi')$$

การหมุนไปเป็นมุม $d\theta$ ทำให้ระยะ OA เคลื่อนที่ขึ้นเป็นระยะ

$$\frac{B}{2} d\theta \exp(\pi \tan \phi')$$

งานทั้งหมดเนื่องจากแรงกระทำภายนอกเป็น

$$\delta E = q_{ult} \frac{B^2}{2} d\theta - q_o B \exp(\pi \tan \phi') \left(\frac{B}{2} d\theta \exp(\pi \tan \phi') \right)$$

คำตอบขอบเขตบนของกำลังแบกทานของดินหาได้โดยให้งานเนื่องจากแรงกระทำจากภายนอกเท่ากับศูนย์ จะได้

$$q_{ult} = q_o \exp(2\pi \tan \phi')$$

ต่อไปจะลองเลือกกลไกการวิบัติอีกแบบหนึ่ง ซึ่งประกอบไปด้วยก้อนดินรูปสามเหลี่ยมสองก้อนประกบกับก้อนดินรูปพัดที่มีมุม $\theta = \pi/2$ ดังรูป ความเร็ว V ทำมุม ϕ' กับระนาบวิบัติ ซึ่งระนาบวิบัติส่วนที่เป็นก้อนดินรูปพัดนี้จะมีส่วนโค้งเป็น logarithmic spiral ความเร็วจะแปรผันกับอัตราส่วนรัศมีของ spiral ดังนั้น

$$\begin{aligned} V_e &= V \frac{r_2}{r_1} \\ &= V \exp\left(\frac{\pi}{2} \tan \phi'\right) \end{aligned}$$

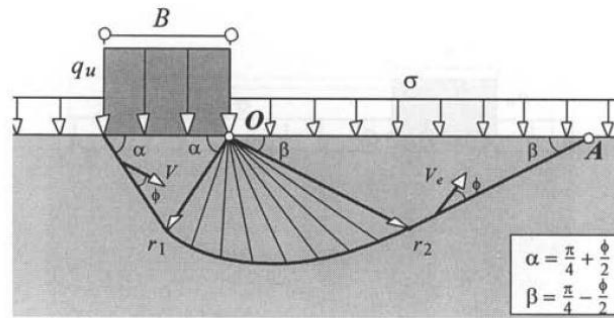


Figure 8.16: Rigid blocks related by a shear fan.

รูปที่ 6-39

และระยะ OA สามารถเขียนอยู่ในรูป

$$OA = B \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \exp\left(\frac{\pi}{2} \tan \phi'\right)$$

เนื่องจากเราสนใจเฉพาะความเร็วแนวตั้ง (ดินสมมุติให้ไม่มีน้ำหนักและงานภายในภายในระนาบวิบัติส่วนที่เป็นรูปพัดมีค่าเป็นศูนย์) ทำให้ได้ว่า

- ระยะเคลื่อนในแนวตั้งของก้อนดินรูปสามเหลี่ยมใต้ฐานคือ $V_1 = V \cos(\pi/4 + \phi'/2)$
- ระยะเคลื่อนในแนวตั้งของก้อนดินรูปสามเหลี่ยมด้านซ้ายของก้อนดินรูปพัดคือ

$$V_2 = V_e \cos(\pi/4 - \phi'/2); \text{ แทนค่า } V_e \text{ ลงไปจะได้ } V_2 = V \exp(\pi/2 \tan \phi') \sin(\pi/4 + \phi'/2)$$

จะได้ว่างานเนื่องจากแรงกระทำภายนอกคือ

$$\delta E = q_{ult} B V \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) - \left(q_o B \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \exp\left(\frac{\pi}{2} \tan \phi'\right) \right) \left(V \exp\left(\frac{\pi}{2} \tan \phi'\right) \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \right)$$

งานเนื่องจากแรงกระทำภายนอกเท่ากับศูนย์จะได้

$$q_{ult} = q_o \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \exp(\pi \tan \phi')$$

ซึ่งเป็นคำตอบขอบเขตบน อีกทั้งคำตอบที่ได้นี้เป็นคำตอบที่มีค่าต่ำสุดของขอบเขตบนเนื่องจากไม่มีกลไกการวิบัติอื่นใดที่จะให้ค่าต่ำไปกว่านี้อีก

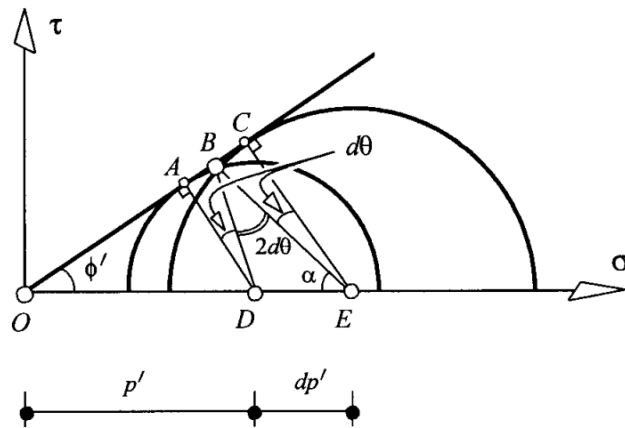
1.4.2 Statically admissible stress field for cohesionless soil

ในการวิเคราะห์ stress field นั้นจะต้องทราบถึงผลเนื่องจากการหมุนของหน่วยแรงหลักต่อหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย (ศูนย์กลางของ Mohr's circle) ถ้าพิจารณากรณีดินทราย ($c' = 0$) หน่วยแรงประสิทธิผลหลักสูงสุดจะสัมพันธ์กับหน่วยแรงประสิทธิผลหลักต่ำสุดดังสมการ

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)$$

ถ้าให้หน่วยแรงหลักตั้งฉากกวาดไปเป็นมุมเล็กๆ $d\theta$ จะได้ว่าศูนย์กลางของวงกลมจะขยับเลื่อนไปเป็นระยะ dp' ทำให้ได้มุมกวาดไปเท่ากับ $2d\theta$ ดังรูปที่ 6-40 เนื่องจากมุม $d\theta$ นั้นเล็กมากดังนั้นระยะ DA จะประมาณเท่ากับ DB และได้ว่ามุม α เท่ากับ

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - \phi' - d\theta$$



รูปที่ 6-40

ดังนั้น $\sin \alpha \approx \cos \phi'$ และในทางกลับกันจากกฎของ sine

$$\frac{dp'}{\sin(2d\theta)} = \frac{DB}{\sin \alpha}$$



1.4.3 Stress field with one discontinuity

Let us now consider the statically admissible stress field with one discontinuity, illustrated in figure 8.18. The corresponding Mohr circles of figure 8.19 show that the normal vertical stress σ_o at point A rotates through an angle of 180° to reach point B . Since the corresponding circle touches the failure envelope, the failure criterion of equation 8.39 is therefore applicable so that the stress at B is:

$$\sigma_B = \sigma_o \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \tag{8.42}$$

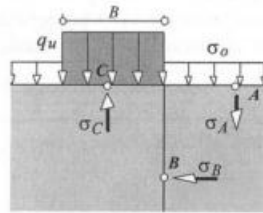


Figure 8.18: One discontinuity stress field.

As one moves from B to C , the stress rotates a further 180° ; whence, applying the failure criterion as in the previous case, it follows that the ultimate lower bound to the bearing capacity at C is:

$$q_u = \sigma_o \tan^4\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \tag{8.43}$$

For $\phi' = 25^\circ$, equation 8.43 yields a value $q_u = 6.1\sigma_o$.

400 LIMIT ANALYSIS: BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATION

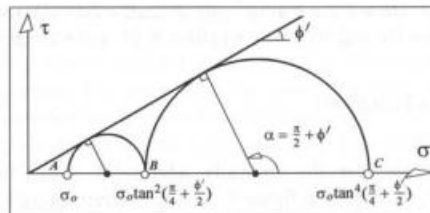


Figure 8.19: Mohr's circles corresponding to figure 8.18.

1.4.4 Stress field containing a stress fan

เพื่อที่จะหาค่าสูงสุดของขอบเขตล่าง stress field จะพิจารณาความไม่ต่อเนื่องเป็นรูปพัดตั้งรูปที่ 6-41 โดยพัดจะกวาดไปเป็นมุม 90 องศา ($\theta = \pi/2$) ซึ่งหมายความว่าหน่วยแรงหมุนไปเป็นมุม π ระหว่างจุด B และจุด C ใน Mohr's circle ดังรูปที่ 6-42

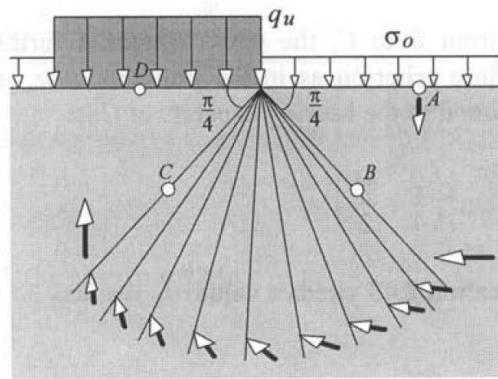


Figure 8.20: Stress field containing a stress fan.

รูปที่ 6-41

และจากที่ได้พิสูจน์แล้วว่าถ้าเกิดการหมุนของหน่วยแรงไปเป็นมุม $d\theta$ จะทำให้ mean effective stress, p' (จุดศูนย์กลางวงกลม) เลื่อนไปเป็นระยะ $dp' / p' = 2 \tan \phi' d\theta$ เมื่อหน่วยแรงในส่วนที่เป็นรูปพัดกวาดไปเป็นมุม $\theta = \pi/2$ ระยะที่จุดศูนย์กลางของวงกลมเคลื่อนที่ไปจะเป็น

$$\int_{p'_1}^{p'_2} \frac{dp'}{p'} = \int_0^{\pi/2} 2 \tan \phi' d\theta$$

ดังนั้น

$$p'_2 = p'_1 \exp(\pi \tan \phi')$$

จากรูปที่ 6-42 จะได้

$$p'_1 = \frac{q_o}{1 - \sin \phi'} \quad \text{และ} \quad p'_2 = q_{ult} \left(\frac{1}{1 + \sin \phi'} \right)$$

แทนค่าลงในสมการจะได้

$$q_{ult} = q_o \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \exp(\pi \tan \phi')$$

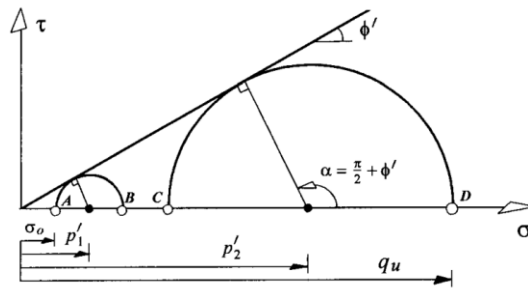


Figure 8.21: Mohr's circles corresponding to figure 8.20.

รูปที่ 6-42

1.5 ผลเนื่องมาจากน้ำหนักของดินและ cohesion

การวิเคราะห์ในหัวข้อก่อนหน้านี้จะสมมติให้ดินไม่มีน้ำหนักและไม่มี cohesion เมื่อเป็นทราย แต่ในความเป็นจริงดินมีน้ำหนัก ดังนั้นเราจะพิจารณาหน่วยแรงวิกฤต q_{ult} ในกรณีที่ดินมีน้ำหนัก

จากรูปจะเห็นได้ว่าถ้าไม่คำนึงถึงน้ำหนักดิน OAB ค่าแรงวิกฤตที่วิเคราะห์ได้ต่ำกว่าความเป็นจริง (ปลอดภัยเกินไป) ได้มีผู้วิจัยหลายท่านได้แนะนำวิธีการรวมเอาผลของน้ำหนักของดินเข้าไว้ในสมการ bearing capacity equation แต่ที่เสนอโดย Bolton ให้ผลที่เหมือนกัน

โดยวิธีนี้สมมติว่าฐานรากวางอยู่ที่ความลึก $B \tan \phi'$ จากนั้นคำนวณแรงดันเนื่องจากน้ำหนักของดินส่วนกระทำต่อระดับฐาน ผลจะทำให้เกิดหน่วยแรงประสิทธิผลเพิ่มขึ้นเป็น $\sigma' = \gamma' B \tan \phi'$ โดย γ' เป็นหน่วยน้ำหนักประสิทธิผลของดิน ดังนั้นสำหรับแรงกระทำตั้งจากสมการ Bearing capacity equation จะกลายเป็น

$$q_{ult} + \gamma' B \tan \phi' = (q_o + \gamma' B \tan \phi') \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \exp(\pi \tan \phi')$$

เมื่อกำหนดแฟคเตอร์ไร้มิติ $N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \exp(\pi \tan \phi')$ และจัดรูปสมการใหม่จะได้

$$q_{ult} = q_o N_q + \gamma' B \tan \phi' (N_q - 1)$$

ถ้าในกรณีของฐานรากวางอยู่บนดินเหนียวอัดตัวเกินปกติ ค่า apparent cohesion จะมีส่วนในกำลังรับแรงเฉือนของดินแบบระบายน้ำในระยะยาว ผลของ cohesion จะทำให้หน่วยแรงตั้งจากเพิ่มขึ้นเท่ากับ $c' \cot \phi'$ ดังนั้นสมการ bearing capacity จึงเปลี่ยนไปเป็น

$$q_{ult} + c' \cot \phi' = (q_o + c' \cot \phi') N_q + \gamma' B \tan \phi' (N_q - 1)$$

ซึ่งจัดรูปสมการใหม่ได้เป็น

$$q_{ult} = c' N_c + q_o N_q + \frac{1}{2} B \gamma' N_\gamma$$

โดยที่

$$N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \exp(\pi \tan \varphi')$$

$$N_c = \cot \varphi' (N_q - 1)$$

$$N_\gamma = 2 \tan \varphi' (N_q - 1)$$

สมการข้างต้นเป็นสมการพื้นฐานของ bearing capacity equation ของ strip footing ที่มีความกว้าง B และความยาวเป็นอนันต์

ภาคผนวก ค

แปลงหน่วย

Force

จาก	คูณด้วย	เป็น
Pounds	4.5359243×10^{-4}	Tons (metric)
	4.44822	Newton
	1×10^{-3}	kips

Stress

จาก	คูณด้วย	เป็น
lb/ft ²	0.0069445	lb/in ²
	1×10^{-3}	kip/ft ²
	0.000488243	kg/cm ²
	0.004788	kN/m ²

Unit weight

จาก	คูณด้วย	เป็น
lb/in ³	27.679905	g/cm ³
	0.016018463	ton/m ³ (metric)
	16.018463	kg/m ³

บรรณานุกรม

- (2522). พระราชบัญญัติควบคุมอาคาร 2522. กฎกระทรวงฉบับที่ 6.
- Balasubramaniam, A. S. and R. P. Brenner (1981). "Consolidation and settlement of soft clay in soft clay engineering." Development in Geotechnical Engineering, Elsevier.
- Barnes, G. (2000). Soil Mechanics: Principles and Practice: 2nd edition, Macmillan Press Ltd.
- Bowles, E. J. (1996). Foundation analysis and design - 5th ed., McGraw-Hill.
- Brinkgreve, R. B. J. and P. A. Vermeer (1998). PLAXIS Version 7, A.A. BALKEMA/ROTTERDAM/BROOKFIELD.
- BS8004 (1986). British Standard Code of Practice for Foundation, British Standard Institution.
- Budhu, M. (2000). Soil Mechanics and Foundations, John Wiley and Sons.
- Charles, N. W. W., N. Simons, et al. (2004). A short course in Soil-structure engineering of deep foundations, excavations and tunnels., Tomas Telford.
- CIRIA_Report_143 The Standard Penetration Test (SPT):. Methods and Use, CIRIA.
- Coduto, D. P. (2001). Foundation design: Principles and practices - 2nd ed. New Jersey, Prentice-Hall Inc.
- CVRG (2000). Guideline detail for constructing the storage, Central Victoria & Riverina Geotechnical Pty Ltd (CVRG).
- Das, B. M. (1995). Principles of Foundation Engineering - 3rd edition, PWS Publishing.
- DM-7.2, N. (1982). Foundations and earth structures-design manual 7.2.
- Fang, H. (1990). Foundation engineering handbook, Chapman & Hall.
- Fellenius, B. H. (1980). "The analysis of results from routine pile loading tests." Ground Engineering, Foundation Publishing Ltd. 13(6): 19-31.
- Fellenius, B. H. (1990). Guidelines for the Interpretation and Analysis of the Static Loading Test, DFI.
- Fellenius, B. H. (1996). Basics of Foundation Design: A geotechnical textbook and a background to the UniSoft programs, BiTech Publishers Ltd.
- Fellenius, B. H. (1999). Bearing capacity of Footings and Piles - A Delusion? DFI Annual Meeting: October 14-16, 1999, Dearborn, Michigan.

- Fellenius, B. H. (2006). Pile Foundation Design - Clarification of a Confusion. Geotechnical News Magazine. 24: 53-55.
- Fellenius, B. H. (2006). "Results from long-term measurement in piles of drag load and downdrag." Canadian Geotechnical Journal 43(4): 409-430.
- FHA (1988). Drill shafts: Construction procedures and design methods, ADSC: The international association of foundation drilling.
- Flemming, W. G. K. (2009). Piling Engineering - 3rd edition. W. G. K. Flemming, Taylor & Francis.
- Flemming, W. K. and Z. J. Sliwinski (1977). The use and influence of bentonite in bored pile construction, DOE and CIRIA Piling development group.
- Gaba, R. A., B. Simpson, et al. (2003). Embedded retaining walls - guidance for economic design. London, CIRIA.
- GEO_Publication_No1_96 (1996). Pile design and construction, Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department, Hong Kong.
- Horiba, N. and K. Ishizuka (1995). Design of support systems for braced excavations - A survey on Japanese codes. Underground construction in Soft Ground. India, A.A. Balkema.
- Indraratna, B., A. S. Balasubramaniam, et al. (1992). "Development of negative skin friction on driven piles in soft Bangkok clay." Canadian Geotechnical Journal Vol 29: 393-404.
- Lambe, T. W. and R. V. Whitman (1969). Soil Mechanics, SI version. New York, John Wiley & Sons.
- Leroueil, S., J.-P. Magnan, et al. (1990). Embankments on soft clays: Translated by David Muir Wood, Ellis Horwood.
- Morrison, I., M. Freeman, et al. (1987). Bored pile foundations for Chao Phraya river crossing at Wat Sai, Bangkok. 9th Southeast Asian Geotechnical Conference, Bangkok.
- Ng, K. C. (1982). The construction problems and performance of large bored pile in 2nd sand layer, No. GT 82-26, Asian Institute of Technology, Thailand.
- Peck, J. R. (1969). Deep Excavation and Tunneling in soft ground, State-of-the-Art report. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico.
- Peck, J. R., W. E. Hanson, et al. (1953). Foundation engineering. New York, John Wiley and Sons.
- Perloff, W. H. and W. Baron (1976). Soil Mechanics: Principles and Applications, John Wiley & Sons.
- Phamvan, P. (1984). Stability evaluation of sheet pile by in-situ testing, Master thesis, AIT, Thailand.
- Powrie, W. (1996). Soil Mechanics: Concepts and Applications, E & F N Spon.
- Roscience (2004). A New Era in Slope Stability Analysis: Shear Strength Reduction Finite Element Technique.
- Sowers, G. B. and G. F. Sowers (1955). Introductory Soil Mechanics and Foundations, The Macmillan Company: New York.

- Tanseng, P. (1997). Instrumented deep excavation in Bangkok subsoils, Master thesis, AIT, Thailand.
- Teng, W. C. (1984). Foundation Design, Prentice-Hall of India Private Limited, New Delhi.
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics: 5th printing, John Wiley and Sons, Inc.
- Tomlinson, M. J. (1995). Foundation Design and Construction: 6th edition, Longman.
- Tomlinson, M. J. (1995). Pile design and Construction Practice: fourth edition, E&FN Spon.
- Vasinvarthana, V. and N. Kampananon (1997). Efficiency and re-liability of dynamic load test. Seminar on Foundation-97. Bangkok, EIT.
- Vesic, A. S. (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundation." Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division Vol. 99: 45-73.
- Vesic, A. S. (1977). Design of pile foundations, Transportation research board, National research council, Washington.
- Whitaker, T. (1976). The design of piled foundations: 2nd edition, Pergamon press.
- www.dpt.go.th (2548). รายละเอียดผลการเจาะสำรวจดินทั่วประเทศ, กรมโยธาธิการและผังเมืองกระทรวงมหาดไทย.
- ชัย, ม. and ค. นาคาชาวา (2537). ปฏิวัติศาสตร์และวิศวกรรมฐานราก, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์.
- มอก_390-2539 (2539). มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม: เข็มพีดเหล็กกล้ารีดร้อน, สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม กระทรวงอุตสาหกรรม.
- ว.ส.ท. (2545). แนวทางการตรวจสอบชั้นดินเพื่องานฐานราก, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์.
- วารสาร (-). เอกสารประกอบการบรรยาย "วิศวกรรมเขื่อนดิน", ภาควิชาวิศวกรรมโยธา และ โครงการซ่อมแซมและปรับปรุงเขื่อนมูลบน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- ศรีวรรณวิทย์_ภัคพงษ์, จรุง_หิรัญอ่อน, et al. (2542). การทดสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็มเจาะลึกมากก่อสร้างในชั้นดินกรุงเทพ
- โดยวิธี Sonic Logging และการแปลคลื่นสัญญาณ. การประชุมใหญ่วิชาการทางวิศวกรรม ประจำปี 2542, ศูนย์ประชุมแห่งชาติสิริกิติ์, สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์
- สันติ (2547). "วิศวกรรมฐานรากของโบราณสถานในประเทศไทย." วารสารวิศวกรรมศาสตร์อุตสาหกรรม ปีที่ 3 ฉบับที่ 2.