



รายงานสหกิจศึกษาฉบับสมบูรณ์

การออกแบบกำแพงกันดินชั่วคราวชนิดเข็มพืดเหล็กและระบบค้ำยัน
ในชั้นดินเหนียวอ่อนเขตพื้นที่กรุงเทพมหานคร
Design Sheet pile and bracing system in bangkok soft clay

นางสาวสมิตา ไตรวงษ์วัฒนา

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ปีการศึกษา 2560



รายงานสหกิจศึกษาฉบับสมบูรณ์

การออกแบบกำแพงกันดินชั่วคราวชนิดเข็มพืดเหล็กและระบบค้ำยัน
ในชั้นดินเหนียวอ่อนเขตพื้นที่กรุงเทพมหานคร

Design Sheet pile and bracing system in bangkok soft clay

นางสาวสมิตา ไตรวงศ์วัฒนา

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2560

งานวิจัย	การออกแบบกำแพงกันดินชั่วคราวชนิดเข็มพืดเหล็กและระบบค้ำยัน ในชั้นดินเหนียวอ่อนเขตพื้นที่กรุงเทพมหานคร
นักศึกษา	นางสาวสมิตา ไตรวงษ์วัฒนา
สาขา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์นิเทศ	ดร.อาทิตย์ เพชรศศิธร
ผู้นิเทศงาน	นายคณาพจน์ ทองพันธุ์
สถานประกอบการ	บริษัท นันทวัน จำกัด

บทคัดย่อ

ในยุคปัจจุบัน ยุคที่มีประชากรในประเทศเพิ่มขึ้น เป็นผลทำให้พื้นที่ที่อยู่อาศัยต่อจำนวนประชากรมีค่าน้อยลง เป็นผลทำให้ราคาที่ดินสูงขึ้นไปด้วย เนื่องด้วยเหตุนี้การใช้พื้นที่ดินที่มีอยู่ให้เกิดประโยชน์สูงสุดย่อมเป็นสิ่งสำคัญ โดยการทำชั้นใต้ดินเพื่อเป็นที่จอดรถ ก็เป็นวิธีใช้พื้นที่ให้เกิดประโยชน์สูงสุด กระบวนการในการก่อสร้างชั้นใต้ดินนั้นจำเป็นต้องขุดดินที่มีความลึก จึงต้องมีกำแพงกันดินเพื่อที่จะป้องกันการเคลื่อนตัวของดินรอบข้าง

ในการก่อสร้างชั้นใต้ดินนั้น จะต้องมีระบบกำแพงกันดินในระหว่างก่อสร้าง ซึ่งระบบที่เป็นที่แพร่หลายในการก่อสร้างชั้นใต้ดินของอาคารในประเทศไทยคือ เข็มพืดเหล็กระบบค้ำยัน ซึ่งเป็นกำแพงกันดินชั่วคราว ดังนั้นจึงได้ทำการศึกษาวิธีการออกแบบกำแพงกันดินชั่วคราวชนิดเข็มพืดเหล็กระบบค้ำยัน โดยนำหลักการจากวิธีที่ได้เรียนและศึกษามาประยุกต์ให้เข้ากับการคำนวณการออกแบบทางผู้จัดทำคาดหวังว่าจะเป็นประโยชน์สำหรับผู้สนใจในการออกแบบกำแพงเข็มพืดระบบค้ำยันต่อไป

Research Title	Design Sheet pile and bracing system in bangkok soft clay
Name	Ms. Smita Traiwongwatthana
Department	Civil Engineering
Faculty	Engineering
Advisor name	Dr. Arthit Petchsasithon
Mentor name	Mr. Kanapot Tongphan
Company	Thai Obayashi Corp.,Ltd.

ABSTRACT

Recently, our country has an annual increase in total number of population. This annual population increase impacts not only on residential population density, but also on land prices. Based on the current situation, land management is very crucial in order to ensure maximum benefits that will be received. As a result, constructing a basement car park is one of the most effective strategy for maximizing space benefit and usage. The most important aspect of underground construction is preventing the movement/shift of the surrounding soil around construction area. Therefore, it requires retaining walls.

Foundation or Underground construction must have retaining wall. The most common system, used in underground construction in Thailand, is sheet pile bracing system. This is temporary retaining wall. Therefore, we study and design the sheet pile bracing system. In which we use principle and theory to apply to design calculation. Finally, we hope that this special project is useful for the audiences who are interested in designing sheet pile bracing system.

กิตติกรรมประกาศ

จากการศึกษาและค้นคว้าโครงการพิเศษในครั้งนี้สามารถสำเร็จและลุล่วงไปด้วยดีโดยได้รับความอนุเคราะห์และช่วยเหลือจากบริษัท นันทวัน จำกัด (Thai Obayashi Corp.,Ltd.) ที่ได้มอบโอกาสที่ดีและความไว้วางใจแก่โครงการสหกิจศึกษาในครั้งนี้ และอาจารย์ที่ปรึกษาที่ได้ให้คำปรึกษา คำแนะนำ และตรวจทานแก้ไขโครงการพิเศษเล่มนี้ให้สำเร็จมีความสมบูรณ์ลุล่วงไปด้วยดี จึงขอขอบพระคุณ ดังรายนามต่อไปนี้

- | | | |
|------------------|-------------|---|
| 1. ดร. อาทิตย์ | เพชรศิธร | อาจารย์ที่ปรึกษา |
| 2. ผศ. สมเกียรติ | ขวัญฤกษ์ | อาจารย์ที่ปรึกษา |
| 3. คุณพรชัย | สิทธิยากรณ์ | กรรมการและรองกรรมการ
ผู้อำนวยการบริษัท นันทวัน จำกัด |
| 4. คุณนพพล | รัตนสุขวิมล | รองผู้จัดการบริษัท นันทวัน จำกัด |
| 5. นายคณาพจน์ | ทองพันธุ์ | หัวหน้าวิศวกรโยธาบริษัท นันทวัน จำกัด |

ตลอดทั้งคณาจารย์ทุกท่านที่ประสิทธิ์ประสาทวิชาในขณะที่ศึกษาที่คณะวิศวกรรมศาสตร์ตลอดมา และเพื่อนๆทุกคนที่คอยให้กำลังใจเสมอมา

ท้ายที่สุด ผู้จัดทำขอกราบขอบพระคุณ บิดา มารดา และครอบครัว ที่คอยเป็นห่วงเป็นใยดูแลและเป็นกำลังใจอยู่ตลอดเวลาของการทำโครงการพิเศษในครั้งนี้ หากโครงการพิเศษนี้ก่อให้เกิดประโยชน์แก่ส่วนรวม ขอมอบคุณประโยชน์และความดีทั้งปวงให้แก่บิดา มารดา คณาจารย์ และทุกท่านตามที่ได้กล่าวมา

สมिता ไตรวงษ์วัฒนา

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อ (ภาษาไทย)	I
บทคัดย่อ (ภาษาอังกฤษ)	II
กิตติกรรมประกาศ	III
สารบัญ	IV
สารบัญภาพ	X
สารบัญตาราง	XVII
บทที่ 1 บทนำ	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของโครงการ	1
1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการ	1
1.3 ขอบเขตการศึกษาของโครงการ	2
1.4 วิธีการดำเนินงาน	2
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	3
บทที่ 2 วรรณกรรมปริทัศน์	4
2.1 ระบบค้ำยันสำหรับงานขุด	4
2.1.1 ระบบกำแพงกันดินแบบยึดหย่อน	5
2.1.2 ระบบกำแพงกันดินแบบแข็ง	5
2.2 หน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง (Lateral Earth Pressure)	5
2.2.1 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง	5
2.2.2 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยหลักการของ Rankine	9
2.2.3 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดิน	14
โดยใช้ไดอะแกรมขอบเขตของหน่วยแรงดันดินปรากฏ	

สารบัญ(ต่อ)

	หน้า
2.3 เสถียรภาพสำหรับงานขุดดิน (Stability of Excavation)	16
2.3.1 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Teng (1980)	17
2.3.2 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Terzaghi's Theory (1943)	19
2.3.3 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Bjerrum and Eide (1956)	20
2.3.4 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินในงานขุด	21
2.3.4.1 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินเนื่องจากงานขุด	21
2.3.4.2 การทรุดตัวที่ผิวดินหลังกำแพงกันดินเนื่องจากงานขุด	22
2.3.4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดิน กับการทรุดตัวที่ผิวดิน	23
2.4 การออกแบบระบบค้ำยันเข็มพืด (Desige of Sheet Pile Bracing System)	24
2.4.1 ระบบค้ำยันเข็มพืด (Sheet Pile Bracing System)	24
2.4.2 พฤติกรรมการถ่าย – รับแรงของระบบค้ำยันเข็มพืด	26
2.4.3 การออกแบบระบบค้ำยัน	27
2.4.4 การออกแบบ Sheet Pile	31
2.4.5 การออกแบบ Wale	33
2.4.6 การออกแบบ Strut	37
2.4.7 การออกแบบ Kingpost	39
2.4.8 การออกแบบ Lean Concrete	44
บทที่ 3 ขั้นตอนการติดตั้งและออกแบบ Steel sheet pile wall	45
3.1 ส่วนประกอบของโครงสร้าง Steel sheet pile wall	45
3.2 คุณสมบัติของวัสดุ	46
3.3 การก่อสร้างระบบโครงสร้างกันดินแบบ Steel Sheet Pile	47

สารบัญ(ต่อ)

	หน้า
3.3.1 ขั้นตอนการก่อสร้าง	47
3.3.2 ขั้นตอนการติดตั้งเข็มพืดเหล็ก	48
3.3.3 ขั้นตอนการติดตั้ง Wale	51
3.3.4 ขั้นตอนการติดตั้งตัวค้ำยัน	53
3.3.5 การอัดแรงในค้ำยัน	54
3.3.5.1 จัดเตรียมอุปกรณ์	54
3.3.5.2 ต่อสาย Hydraulic เข้ากับ Jack และสาย Main ไปยัง Electric Pump	55
3.3.5.3 เช็กระบบ Hydraulic	55
3.3.5.4 ตรวจสอบการรั่วซึมของน้ำมัน Hydraulic โดยการเพิ่มแรงดัน	56
3.3.5.5 Pre- Load 15%	56
3.3.5.6 Pre- Load 20%	57
3.3.5.7 Pre- Load 25%	58
3.3.5.8 ทำการ Pre-Loading ฝั่งตรงข้ามตาม Step1-7 อีกครั้ง	58
3.4 การติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัว Inclinometer	59
3.4.1 วัสดุและอุปกรณ์	60
3.4.2 ขั้นตอนการทำงาน	61
3.5 ขั้นตอนการออกแบบ	62
3.5.1 ศึกษาแบบก่อสร้างที่จะนำมาสร้างโครงการ	62
3.5.2 วิเคราะห์ค่าพารามิเตอร์จาก boring log โดยพิจารณาหุลุมเจาะที่อยู่ในพื้นที่ออกแบบ	64
3.5.3 พิจารณาหาความลึกของ Sheet Pile	71
3.5.3.1 โดยวิธี Check Heaving Effect	71
3.5.3.2 โดยวิธี Balance Moment ของแรงดันดินด้านข้างของ Modify Rankine	72
3.5.4 วิเคราะห์แรงดันดิน (Lateral Earth Pressure)	73

สารบัญ(ต่อ)

	หน้า
3.5.5 วิเคราะห์โครงสร้างและออกแบบ Sheet pile	74
3.5.5.1 การวิเคราะห์โครงสร้างของระดับการขุดดินในแต่ละชั้นตอน	74
3.5.5.2 หาขนาดของ Sheet pile จากตาราง	79
3.5.6 การวิเคราะห์ออกแบบ Wale	79
3.5.6.1 วิเคราะห์แรงที่กระทำต่อ Wale ในแต่ละชั้น	79
3.5.6.2 เลือกชนิดและขนาดของเหล็ก Wide flange	79
3.5.6.3 คัด Wale Typical Area	80
3.5.6.4 คัด Wale Corner Design	80
3.5.7 การวิเคราะห์ออกแบบ Strut	82
3.5.7.1 เลือกชนิดและขนาดของเหล็ก Wide flange	82
3.5.7.2 คัด STRUT TYPICAL DESIGN	82
3.5.8 วิเคราะห์ออกแบบ King post	83
3.5.8.1 เลือกชนิดและขนาดของเหล็ก Wide flange	83
3.5.8.2 ทหาระยะที่ไม่มีค้ำยัน	83
3.5.8.3 หาแรงที่กระทำต่อ King post	83
3.5.8.4 King Post Analysis	83
3.6 เขียนแบบ	84

สารบัญ(ต่อ)

	หน้า
บทที่ 4 ผลการดำเนินการออกแบบและการวิเคราะห์	85
4.1 การวางแผนการทำงาน	87
4.2 การคำนวณการออกแบบในส่วนของ Shallow Zone	92
4.2.1 Plan ระดับการขุดดินของ Shallow Zone	92
4.2.2 Section ของ Shallow Zone	92
4.2.3 พิจารณาความลึกของ Sheet pile	93
4.2.4 วิเคราะห์แรงดันดิน	96
4.2.5 วิเคราะห์โครงสร้างและออกแบบ Sheet pile	99
4.2.6 วิเคราะห์ออกแบบ Wale	99
4.2.7 วิเคราะห์ออกแบบ Strut	103
4.2.8 วิเคราะห์ออกแบบ Kingpost	106
4.3 การคำนวณการออกแบบในส่วนของ Deep Zone	109
4.3.1 Plan ระดับการขุดดินของ Deep Zone Layer 1 และ Section Deep Zone Layer 1	109
4.3.2 Plan ระดับการขุดดินของ Deep Zone Layer 2 และ Section Deep Zone Layer 2	110
4.3.3 พิจารณาความลึกของ Sheet pile	110
4.3.4 วิเคราะห์แรงดันดิน	116

สารบัญ(ต่อ)

	หน้า
4.3.4.1 Deep Zone Layer 1	116
4.3.4.2 Deep Zone Layer 2	118
4.3.5 วิเคราะห์โครงสร้างและออกแบบ Sheet pile	121
4.3.6 วิเคราะห์ออกแบบ Wale	131
4.3.6.1 Deep Zone Layer 1	131
4.3.6.2 Deep Zone Layer 2	135
4.3.7 วิเคราะห์ออกแบบ Strut	139
4.3.7.1 Deep Zone Layer 1	139
4.3.7.2 Deep Zone Layer 2	142
4.3.8 วิเคราะห์ออกแบบ Kingpost	144
4.4 เขียนแบบ	149
บทที่ 5 สรุปผลการดำเนินงาน	150
5.1 เปรียบเทียบค่าการออกแบบระหว่าง Result of design กับ Site Design	155
5.2 เปรียบเทียบค่าการโค้งตัวของ Sheet pile	157
เอกสารอ้างอิง	161
ภาคผนวก ก ตารางที่ใช้ในการออกแบบ	162

สารบัญภาพ

ภาพที่	หน้า
2.1 ความสัมพันธ์ของ K_0 ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ P_i และ OCR (Brooker & Ireland ,1965)	7
2.2 สัมประสิทธิ์ m ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ K_0 และ OCR กับค่า P_i (Ladd et al , 1977)	8
2.3 Rankine's Active Earth Pressure State	10
2.4 แรงดันดินทางด้านข้างของ Rankine's Active State	11
2.5 Rankine's Passive Earth Pressure State	13
2.6 แรงดันดินทางด้านข้างของ Rankine's Passive State	14
2.7 ไดอะแกรมขอบเขตหน่วยแรงดันดินปรากฏโดย Terzaghi and Peck (1967)	15
2.8 ไดอะแกรมขอบเขตหน่วยแรงดันดินปรากฏโดย Tschebotariff (1973)	15
2.9 ไดอะแกรมขอบเขตหน่วยแรงดันดินปรากฏโดย Sower (1979)	16
2.10 ลักษณะการเกิด Heave Effect ของ Teng (1980)	17
2.11 การหาค่า Factor of Safety against Basal Heave โดยวิธีของ Terzaghi	20
2.12 Bearing Capacity Factor , N_c (after Bjerrum and Eide)	21
2.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of Safety against Basal Heave กับ Nondimensionalize Maximum Lateral Wall Movement	22
2.14 การทรุดตัวที่ผิวดินที่ระยะห่างจากกำแพงกันดินต่างๆของ Peck (1969)	23
2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวทางด้านสูงสุดของกำแพงกันดินกับปริมาณการ ทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดของบริเวณด้านหลังงานขุด Mana and Clough (1981)	24

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
2.16 ลักษณะของงานชุดโดยใช้ระบบค้ำยันเข็มพืด (Sheet Pile Brace Cut System)	25
2.17 พฤติกรรมการถ่าย-รับแรงของระบบค้ำยันเข็มพืด	27
2.18 Model การปรับปรุงแรงดันดินด้านข้างแบบ Rankine	29
2.19 Design of continuous sheet pile	33
2.20 รูปแบบการวิเคราะห์แรงกระทำที่เกิดขึ้นใน Wale	34
2.21 การเปลี่ยนแรงดันปรากฏไปเป็นแรงดันดินด้านข้าง	38
2.22 การถ่ายน้ำหนักบรรทุกจาก Platform ลงสู่ Kingpost	41
2.23 ความสัมพันธ์ระหว่าง α กับ กำลังรับแรงเฉือนของดิน , Su	43
3.1 แสดงการขุดหน้าดินและการจัดทำ Leg Guide	49
3.2 แสดงการปักเข็มพืดเหล็ก	49
3.3 แสดงการจัดแผงเข็มพืดเหล็กให้ตรงแนวร่อง Interlocking	50
3.4 แสดงการตอกเสาเข็มพืดเหล็กโดยใช้ Vibro Hammer	50
3.5 แสดงแนวเสาเข็มพืดเหล็กหลังจากการตอก	51
3.6 แสดงการติดตั้ง Bracket และ Wale	52
3.7 แสดงการเทคอนกรีตบริเวณช่องว่างระหว่าง Wale กับแผงเข็มพืดเหล็ก	52
3.8 แสดงการติดตั้ง Strut เข้ากับ Wale ยึดต่อด้วย Angle Reinforcement 60 องศา	53
3.9 แสดงแนว Strut ที่ติดตั้งเสร็จแล้ว	53

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
3.10 แสดงแนวค้ำยันที่ถูกอัดแรง	54
3.11 แปลนตำแหน่งของการ Pre-Load ทางฝั่งซ้าย	55
3.12 ภาพการตรวจสอบการรั่วซึมของน้ำมัน Hydraulic	56
3.13 ภาพการ Pre- Load 15%	57
3.14 แปลนตำแหน่งของการ Pre-Load ทางฝั่งขวา	58
3.15 รูปแสดงการจบการ Pre-Load	59
3.16 เครื่องมือวัดความลาดเอียง (Inclinometer Instrument)	60
3.17 แสดงการทำงานของเครื่องมือวัด Inclinometer	61
3.18 ภาพ 3D View & Building Information	62
3.19 ภาพ Elevation & Building Height	63
3.20 ตำแหน่งการเก็บตัวอย่างดิน (Boring log)	64
3.21 แสดงลักษณะชั้นดินตามแนวหลุมเจาะ BH-3, 8, 11, 14 และ 17	65
3.22 ภาพข้อมูล Boring log	66
3.23 ภาพการแบ่งชั้นดินจากข้อมูล Boring log	70
3.24 ภาพ Heaving Effect	71
3.25 ภาพ Balance Moment ของแรงดันดินด้านข้างของ Modify Rankine	72
3.26 ภาพ Lateral Earth Pressure	73

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
3.27 ภาพทฤษฎีของ Terzaghi & Peck (1967)	73
3.28 ภาพแสดงการวิเคราะห์โครงสร้างของระดับการขุดดินในแต่ละชั้นตอน	75
3.29 ภาพแสดงจุด Maximum Bending moment	76
3.30 ภาพแสดงจุดที่เกิด Deflection	77
3.31 ภาพการวิเคราะห์แรงที่กระทำต่อ Wale ในแต่ละชั้น	79
3.32 ภาพลักษณะของ Wale แบบ Simple Beam	80
3.33 ภาพลักษณะของ Wale Corner Design	81
4.1 แสดงระดับขุดดินในแต่ละ Zone	87
4.2 Section แสดงระดับขุดดินในแต่ละ Zone	87
4.3 แสดงการทำงานใน Step 1	87
4.4 แสดงการทำงานใน Step 2	88
4.5 แสดงการทำงานใน Step 3	88
4.6 แสดงการทำงานใน Step 4	89
4.7 แสดงการทำงานใน Step 5	89
4.8 แสดงการทำงานใน Step 6	90
4.9 แสดงการทำงานใน Step 7	90
4.10 แสดงการทำงานใน Step 8	91

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
4.11 แสดงการทำงานใน Step 9	91
4.12 แสดง Plan ระดับการขุดดินของ Shallow Zone	92
4.13 Section ของ Shallow Zone	92
4.14 Check Heaving Effect	93
4.15 Check เสถียรภาพใต้กำแพง	95
4.16 ทฤษฎี Pressure Diagram	96
4.17 แสดงระดับ Strut และระดับขุดดินที่ลึกที่สุด	97
4.18 Bracing Design Shallow Zone	99
4.19 Plan ระดับการขุดดินของ Deep Zone Layer 1	109
4.20 Section Deep Zone Layer 1	109
4.21 Plan ระดับการขุดดินของ Deep Zone Layer 2	110
4.22 Section Deep Zone Layer 2	110
4.23 Between deep and shallow	110
4.24 Heaving Effect Between deep and shallow	111
4.25 Deep Zone	112
4.26 Heaving Effect Deep Zone	113
4.27 Check เสถียรภาพใต้กำแพง	114

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
4.28 Deep Zone Layer 1	116
4.29 ทฤษฎี Pressure Diagram	116
4.30 หาขนาดแรงดันดินด้านข้าง	117
4.31 Deep Zone Layer 2	118
4.32 ทฤษฎี Pressure Diagram	118
4.33 แสดงระดับ Strut และระดับจุดดินที่ลึกที่สุด	119
4.34 แสดงระดับ Strut	119
4.35 แสดงลักษณะแรงดันดิน	120
4.36 Plan Deep Zone Layer 1	121
4.37 Free Standing	121
4.38 Deflection	122
4.39 Excavation (MODEL)	123
4.40 Excavation (MODEL)	125
4.41 Basement 1 th (MODEL)	127
4.42 Free standing	128
4.43 Deep Zone Layer 2	130
4.44 Deep Zone Layer 1	131

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
4.45 แรงที่เข้าไปใน Deep Zone Layer 1	132
4.46 Bracing Design Deep Zone Layer 1	132
4.47 Deep Zone Layer 2	135
4.48 แรงที่เข้าไปใน Deep Zone Layer 2	136
4.49 Bracing Design Deep Zone Layer 2	136
4.50 ลักษณะของ King post	145
4.51 ภาพลักษณะแรงที่กระทำต่อ King post	146
4.52 ภาพ Plan ทั้งหมด	149

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
4.1 เสถียรภาพที่ความยาว Sheet pile = 14 m	95
4.2 แสดงการใช้ทฤษฎีต่างๆ ในกำแพงกันดินแต่ละชนิด	96
4.3 แสดงแรงที่เกิดจากอุณหภูมิที่เกิดในเหล็ก	102
4.4 เสถียรภาพที่ความยาว Sheet pile = 14 m	114
4.5 เสถียรภาพที่ความยาว Sheet pile = 15 m	115
4.6 เสถียรภาพที่ความยาว Sheet pile = 16 m	115
4.7 ตารางแรงที่กระทำในแต่ละกรณี	129
5.1 ตารางเปรียบเทียบค่าการออกแบบ	155
5.2 ตารางเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวของ Sheet pile (Deep Zone)	157
5.3 ตารางเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวของ sheet pile (Shallow Zone)	157

ชื่อโครงการ การออกแบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดเหล็กและระบบค้ำยัน
ในชั้นดินเหนียวอ่อนเขตพื้นที่กรุงเทพมหานคร บริเวณสวนลุมพินี
(Design Sheet pile bracing system in bangkok soft clay)

บทที่1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของโครงการ

ในปัจจุบันมีสิ่งก่อสร้างต่างๆมากมายที่เกิดขึ้นในเมืองใหญ่ และสถานที่ต่างๆทั่วโลก รวมทั้งในบริเวณกรุงเทพและปริมณฑล โดยอาคารสูงยังคงเกิดขึ้นใหม่และมีแนวโน้มว่าจะมีการขยายตัวอย่างต่อเนื่อง ไม่ว่าจะเป็นอาคาร ห้างสรรพสินค้า หรือธุรกิจที่เกี่ยวข้องกับอสังหาริมทรัพย์ ก็มีปัจจัยที่สอดคล้องเกี่ยวกับธุรกิจรับเหมาก่อสร้าง ดังนั้นอาคารหรือสิ่งปลูกสร้างที่มีความสูงในบริเวณเขตเมืองที่มีชั้นดินอ่อนอย่าง เขตพื้นที่กรุงเทพมหานคร บริเวณสวนลุมพินี จึงมีความสำคัญอย่างมากที่ต้องนำเทคโนโลยี ในการก่อสร้างที่มีความประหยัด ปลอดภัย และการใช้งานได้อย่างมีประสิทธิภาพ โดยอาคารหนึ่งหลังนั้น จะประกอบไปด้วยวิธีการก่อสร้างที่หลากหลาย เช่น งานชั้นใต้ดิน ลานจอดรถ ที่มีความลึกลงไปจากระดับดินเดิม จึงต้องมีการทำระบบกำแพงกันดิน เพื่อที่จะป้องกันแรงอัดของดินจากทางด้านข้างพังทลายลงมา โดยการศึกษาและออกแบบนี้ได้ทำการออกแบบอาคารที่มีชั้นใต้ดิน 1 ชั้น โดยเลือกวิธีการออกแบบระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดเหล็ก Sheet pile และการคำนวณออกแบบนั้นได้มีการคำนึงถึงวิธีการก่อสร้างที่สามารถทำได้จริงหน้างาน และมีขอบเขตของเวลาการทำงานที่เหมาะสมไม่ล่าช้า

ในโครงสร้างกันดิน (Retaining Structure) นั้นได้ทำการศึกษาในเรื่องของกำแพงกันดินเข็มพืด (Sheet Pile) ซึ่งรูปแบบของการใช้งานของเข็มพืดนั้น ก็มีด้วยกันหลายลักษณะ แต่จะเน้นเข้าไปในเรื่องของระบบกำแพงกันดินเข็มพืดที่มีค้ำยันหลายระดับ (Bracing System) ที่ใช้เป็นโครงสร้างกันดินชั่วคราวสำหรับงานก่อสร้างอาคารที่มีชั้นใต้ดินซึ่งโครงการนี้ได้ทำการออกแบบกำแพงกันดินเข็มพืดระบบค้ำยันหลายระดับตามหลักการของทฤษฎีที่ได้เรียนหรือศึกษามารวมถึงทำการวิเคราะห์หัตถ์แปรต่างๆที่ส่งผลต่อระบบกำแพงกันดินเข็มพืดระบบค้ำยันหลายระดับ เพื่อเป็นกรณีศึกษาสำหรับผู้สนใจต่อไป

1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการ

1.2.1 เพื่อนำความรู้ที่ได้ศึกษามาประยุกต์ใช้ในการออกแบบ

1.2.2 เพื่อศึกษาวิธีการคำนวณการออกแบบ Sheet Pile และ ระบบค้ำยัน

1.2.3 ศึกษาวิธีการเขียนแบบด้วยโปรแกรม Auto cad เพื่อนำไปใช้ในการทำงานจริงได้

- 1.2.4 ศึกษาวิธีการก่อสร้างของงานอาคารชั้นใต้ดินขนาดใหญ่
- 1.2.5 เพื่อศึกษาถึงรายละเอียดที่สำคัญในการออกแบบ
- 1.2.6 เพื่อศึกษาปัญหาต่างๆที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวออกทางด้านข้างของกำแพงเข็มพืด
- 1.2.7 เพื่อเป็นพื้นฐานที่สำคัญในกระบวนการทำงานติดตั้งให้เกิดปัญหาน้อยที่สุด

1.3 ขอบเขตการศึกษาของโครงการ

ออกแบบและเปรียบเทียบกำแพงกันดินระหว่าง Sheet pile และ Pile wall ในการก่อสร้างโครงการแห่งหนึ่ง เป็นอาคารสูง 160 เมตร พื้นที่ก่อสร้าง 15,178 ตารางเมตร มีการขุดดิน 143,334 ลูกบาศก์เมตร ก่อสร้างในเขตกรุงเทพมหานคร เขตสามย่าน ด้านข้างโครงการเป็นถนนล้อมรอบ มีอาคารสูงอยู่อีกด้านของถนน และมีการนำข้อมูลการเจาะสำรวจข้อมูลดิน Boring log จากกรมการทางที่ใกล้เคียงจากจุดก่อสร้างเพื่ออ้างอิงในการออกแบบ

1.4 วิธีการดำเนินงาน

- 1.4.1 นำข้อมูลใน Boring log มาวิเคราะห์และจำแนกชั้นดิน
- 1.4.2 นำข้อมูลที่ได้มาวิเคราะห์เพื่อหาแรงดันดินด้านข้าง
- 1.4.3 พิจารณาความลึกของ Sheet Pile และ การเกิดเสถียรภาพใต้กำแพงกันดิน
- 1.4.4 วิเคราะห์แรงที่การทำต่อกำแพงกันดินเพื่อนำไปออกแบบกำแพงกันดิน
- 1.4.5 ออกแบบค้ำยันกำแพงกันดิน

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1.5.1 นำความรู้ที่ได้เรียนมาในวิชา FOUNDATION ให้เกิดประโยชน์ในการทำโครงการ
- 1.5.2 มีความรู้และความเข้าใจด้านการทำระบบกำแพงกันดินเข็มพืดที่มีค้ำยันหลายระดับมากขึ้น
- 1.5.3 ทำให้ทราบถึงวิธีการออกแบบกำแพงกันดินเข็มพืดระบบค้ำยันให้สอดคล้องกับการทำงานจริงมากที่สุด
- 1.5.4 ทำให้ทราบถึงปัจจัยต่างๆที่ส่งผลกระทบต่อการทำงานของกำแพงเข็มพืดระบบค้ำยัน
- 1.5.5 เพื่อสามารถนำไปต่อยอดในวิชาชีพวิศวกรรมโยธา ในการทำงานในอนาคตได้
- 1.5.6 เพื่อเป็นการฝึกให้รู้จักระบบของการทำงานจริง เพื่อการปรับตัวและเตรียมความพร้อมสำหรับการทำงานในอนาคต

บทที่ 2

วรรณกรรมปริทัศน์

เข็มพิคเป็นแผ่นเหล็กยาวที่มีความกว้างประมาณ 30 - 50 เซนติเมตร เข็มพิคจะถูกนำมาต่อกันเป็นแนวยาวตามแนวดินเพื่อใช้เป็นโครงสร้างกันดินและน้ำ สามารถประยุกต์ใช้เป็นโครงสร้างกันน้ำ และยังสามารถใช้ร่วมกับระบบค้ำยัน (ซึ่งอาจเป็นไม้หรือเหล็ก) เป็นโครงสร้างชั่วคราวสำหรับงานก่อสร้างใต้ดิน เช่น งานวางท่อ น้ำ โครงสร้างกันดิน และงานโครงสร้างใต้ดิน แต่ถึงแม้ว่าระบบค้ำยันจะมีความแข็งแรงเพียงใดก็ตาม ผู้อ่านพึงตระหนักว่าเข็มพิคเป็นแผ่นเหล็กที่มีความหนาไม่มาก หากใช้เป็นโครงสร้างกันดินในงานดินขุดที่มีความลึกมาก หรือใช้เป็นโครงสร้างกันการเคลื่อนตัวของอาคารข้างเคียงที่มีขนาดใหญ่ อาจก่อให้เกิดการเสียรูปของเข็มพิคและส่งผลให้เกิดเคลื่อนตัวของดินอย่างมาก เพื่อหลีกเลี่ยงการเคลื่อนตัวที่มาก เสาเข็มเจาะหรือเสาเข็มดินซีเมนต์อาจนำมาประยุกต์ใช้เป็นโครงสร้างกันดินได้ ดินด้านหลังเสาเข็มจะถูกขุดออกเมื่อเสาเข็มมีอายุบ่มตามต้องการ การจัดวางเสาเข็มเจาะอาจทำเป็นสองตอนโดยเส้นผ่านศูนย์กลางเหลื่อมกัน เพื่อป้องกันการทะลักของดินระหว่างเสาเข็ม ซึ่งการประยุกต์ใช้เข็มพิคในงานโครงสร้างกันดินนั้น รูปแบบการใช้มีด้วยกันหลายลักษณะ ได้แก่

- Cantilever Sheet Pile Wall
- Anchored Sheet Pile Wall
- Braced Cuts (Bracing System)

ในโครงการนี้ได้ทำการศึกษาในเรื่องของการออกแบบระบบค้ำยันเข็มพิคเหล็ก (Design of Sheet Pile Bracing System Or Braced Cuts) ดังต่อไปนี้

2.1 ระบบค้ำยันสำหรับงานขุด

งานขุดดินเพื่อใช้สำหรับงานก่อสร้างใต้ดินจำเป็นที่จะต้องป้องกันการพังทลายของดินทั้งในระหว่างที่ทำการขุดดินและขณะทำการก่อสร้างโดยวิธีการที่ใช้สำหรับป้องกันการพังทลายของดินในงานขุดดินแบ่งออกเป็น 2 ประเภท คืองานขุดดินประเภทที่ไม่ใช้ระบบกำแพงกันดิน ซึ่งจะอาศัยการปรับลดระดับของพื้นเอียงทางด้านข้าง หรือการใช้เชิงลาดของคันดิน (Side Slope) ซึ่งในขณะทำงานขุดดินมีความจำเป็นที่จะต้อง

พื้นที่ด้านข้าง (Clearance) มากพอสำหรับการทำงานก่อสร้างและต้องไม่มีสิ่งกีดขวางในบริเวณสำหรับใช้ในการปรับลดระดับทำพื้นเอียงด้านข้างแต่จะช่วยลดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้าง ในขณะที่งานขุดดินอีกประเภทหนึ่งจะใช้ระบบกำแพงกันดินเหมาะสำหรับการขุดที่ลึกมากและมีพื้นที่ในการก่อสร้างจำกัดโดยระบบกำแพงกันดินที่นิยมใช้ในการป้องกันการพังทลายของดินขณะทำการขุดดินมีอยู่ 2 ระบบดังนี้

2.1.1 ระบบกำแพงกันดินแบบยืดหยุ่น (Flexible Wall)

เป็นระบบกำแพงกันดินที่ใช้สำหรับงานขุดที่มีความลึกไม่เกิน 10-12 เมตร โดยระบบกำแพงกันดินชนิดนี้จะมีค่า Stiffness ต่ำเป็นผลให้ปริมาณการเคลื่อนตัวของดินเกิดขึ้นมากแต่ระบบนี้ก็ยังเป็นที่ยอมรับกันมากเนื่องจากราคาในการก่อสร้างต่ำ ก่อสร้างง่าย ประหยัดเวลาในการก่อสร้าง ผู้รับเหมามีความคุ้นเคย รวมถึงสามารถนำกลับมาใช้ได้ อีก สำหรับระบบกำแพงกันดินแบบนี้ได้แก่ ระบบค้ำยันเข็มพืดเหล็ก (Sheet Pile Bracing System)

2.1.2 ระบบกำแพงกันดินแบบแข็ง (Rigid Wall)

ระบบกำแพงกันดินแบบแข็งจะมีค่า Stiffness สูง ได้แก่ Diaphragm Wall , Secant Pile Wall , Contiguous Bored Pile Wall (CBP Wall) และ Burlin Wall ซึ่งระบบกำแพงกันดินแบบนี้เหมาะสำหรับงานขุดดินที่ลึกมากรวมถึงงานที่ต้องการควบคุมปริมาณการเคลื่อนตัวของดินให้มีปริมาณน้อยที่สุด พร้อมทั้งสามารถปรับเปลี่ยนไปเป็นโครงสร้างได้ดินถาวร (Permanent Structure) เช่น การก่อสร้างสถานีรถไฟใต้ดิน และการก่อสร้างทางลอดใต้ดินบริเวณแยกต่างๆ

2.2 หน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง (Lateral Earth Pressure)

2.2.1 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง (Lateral Earth Pressure)

ในการวิเคราะห์เกี่ยวกับการหาหน่วยแรงดันดินที่กระทำกับโครงสร้างที่อยู่ใต้ดิน (Retaining Structures) มีแนวคิดที่ใช้ในการคำนวณหน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง 3 แนวคิด คือ

2.2.1.1 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้างแบบสถิตย์ (Lateral Earth Pressure At Rest)

เป็นการวิเคราะห์ที่ใช้กับระบบของโครงสร้างป้องกันการเคลื่อนตัวของดินที่มีค่าของแข็งแรงของโครงสร้างสูง (High Stiffness) เช่น Diaphragm Wall , Secant Pile Wall โดยมีสมมุติฐานว่า จะไม่เกิดการเคลื่อนที่ของโครงสร้างที่ใช้เป็นระบบกำแพงกันดินในการวิเคราะห์จะไม่พิจารณาผลของหน่วยแรงภายนอกที่กระทำต่อดินซึ่งจะได้

$$\sigma'_{h0} = K_0 \sigma'_{v0} \quad \dots\dots\dots(2.1)$$

$$\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} + u \quad \dots\dots\dots(2.2)$$

$$\sigma_{v0} = \sigma'_{v0} + u \quad \dots\dots\dots(2.3)$$

$$\sigma_{h0} = K_0 \sigma'_{v0} + u \quad \dots\dots\dots(2.4)$$

เมื่อ K_0 = Coefficient of Earth Pressure at Rest หรือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างของดิน

สำหรับการหาค่าหน่วยแรงกระทำทางด้านข้างให้ใกล้เคียงกับสภาพจริงตามธรรมชาติ นั้นมีความจำเป็นที่จะต้องใช้ค่า K_0 ของดินให้เหมาะสม โดยปกติค่า K_0 ของดินที่ใช้นั้นได้มาจากความสัมพันธ์แบบ Empirical ที่ใช้ได้เฉพาะในแต่ละพื้นที่และลักษณะของงานก่อสร้าง ซึ่งการหาค่า K_0 ของดินสามารถสรุปออกมาได้ดังนี้

a) ค่า K_0 สำหรับดินเม็ดหยาบ (Cohesionless Soil)

โดยปกติแล้วค่า K_0 ในดินเม็ดหยาบขึ้นอยู่กับสภาวะความแน่นและสัดส่วนการอัดแน่นเกินตัว สำหรับทรายที่มีค่าความแน่นปานกลาง (Medium Dense) หรือแน่น (Dense) และมีค่า OCR เท่ากับ 1.0 ซึ่งค่า K_0 อาจประเมินได้จาก

$$K_0 = 1 - \sin\phi' \quad \text{Jaky (1944)} \quad \dots\dots\dots(2.5)$$

b) ค่า K_0 สำหรับดินเหนียว (Cohesive Soil)

Brooker and Ireland (1965) เสนอให้ค่า K_0 ของดินเหนียวขึ้นอยู่กับค่า PI และ OCR ดังแสดงในภาพที่ 2.1 โดยที่ค่า K_0 ของ Normally Consolidated Clay (NC-Clay) จะมีความสัมพันธ์กับค่า ϕ' ดังแสดงในรูปสมการที่ 2.6

$$K_{0(NC)} = 0.95 - \sin\phi' \quad \text{.....(2.6(1))}$$

$$K_{0(HC)} = 0.4 + 0.007(PI) \quad (\text{For PI อยู่ระหว่าง } 0 - 40\% \quad \text{.....(2.6(2))}$$

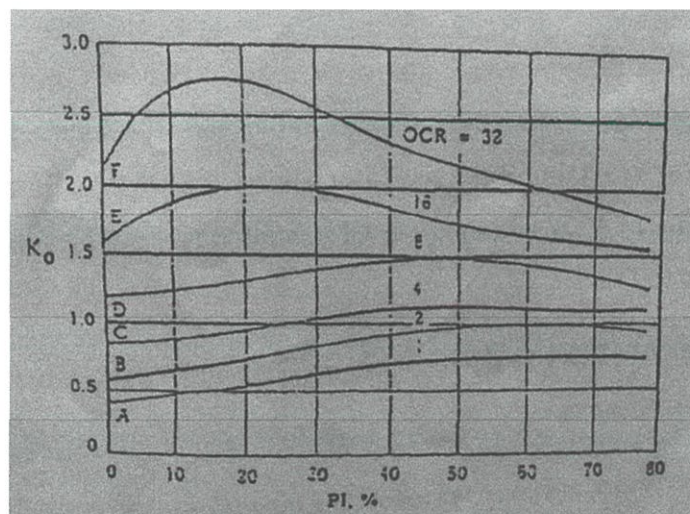
$$K_{0(HC)} = 0.64 + 0.001(PI) \quad (\text{For PI อยู่ระหว่าง } 40 - 80\%) \quad \text{.....(2.6(3))}$$

เมื่อ ϕ' เป็นค่ามุมต้านทานแรงเฉือนในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผลของ NC Clay ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง 20° ถึง 30°

$$K_{0(HC)} = 0.19 + 0.223\log PI \quad \text{Alpan (1967) } \quad \text{.....(2.7)}$$

$$K_{0(HC)} = 0.24 + 0.311\log PI \quad \text{Lee\&Jin (1979) } \quad \text{.....(2.8)}$$

$$K_{0(HC)} = 0.44 + 0.0042PI \quad \text{Massarsch (1974) } \quad \text{.....(2.9)}$$



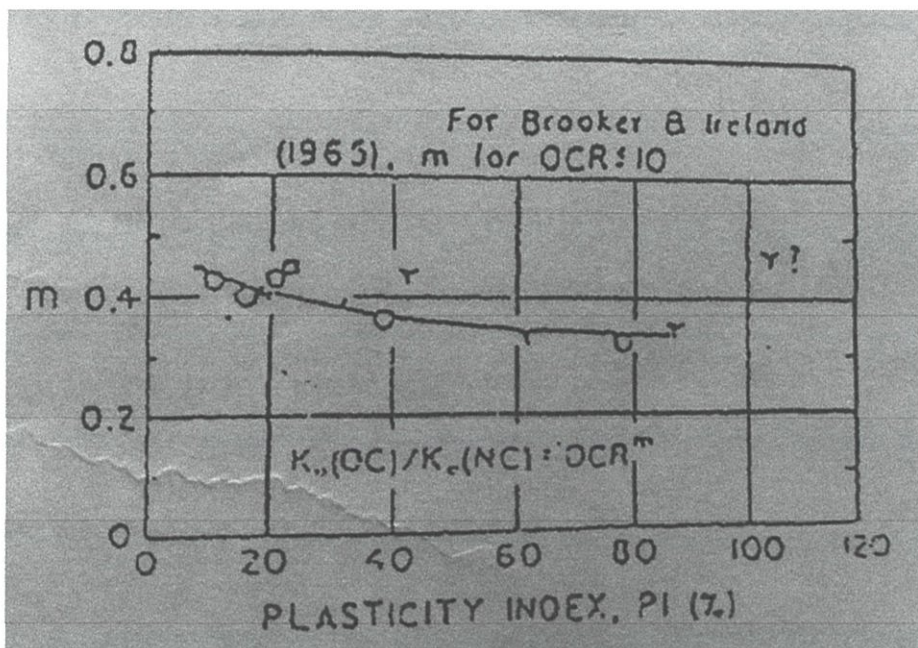
ภาพที่ 2.1 ความสัมพันธ์ของ K_0 ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ PI และ OCR (Brooker & Ireland ,1965)

สำหรับการหาค่า K_0 ของ Over Consolidated Clay, $K_{0(HC)}$ โดย Schmidt (1966) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 ของ NC Clay กับ K_0 ของ OC Clay อยู่ในรูปสมการกับค่า OCR ของดินดังนี้

$$K_{0(HC)} = K_{0(OC)} OCR^m \quad \text{.....(2.10)}$$

เมื่อ $m = 0.32$ ถึง 0.40 เมื่อ PI มีค่าเท่ากับ 80% ถึง 20% Ladd et al (1977) ดังแสดงในภาพที่ 2.2

$$m = 0.54 \exp(-PI/281) \quad \text{Alpan (1967)}$$



ภาพที่ 2.2 สัมประสิทธิ์ m ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ K_0 และ OCR กับค่า PI (Ladd et al , 1977)

ในกรณีชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ (Bangkok clay) จะพบว่าค่า PI จะมีค่าอยู่ระหว่าง $36-40\%$ ดังนั้นหากใช้ความสัมพันธ์ของ Brooker and Ireland (1965) จะพบว่าค่า $K_0 = 0.4 + 0.007(38) = 0.67$ ซึ่งค่าจะใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากรูปที่ 2.1 เนื่องจากดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯจะมีค่า OCR ประมาณ $1.5-1.6$ จะได้ค่า $K_0 = 0.7$ ซึ่งจากผลการวิจัยดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯนั้นจะมีค่าประมาณ 0.65

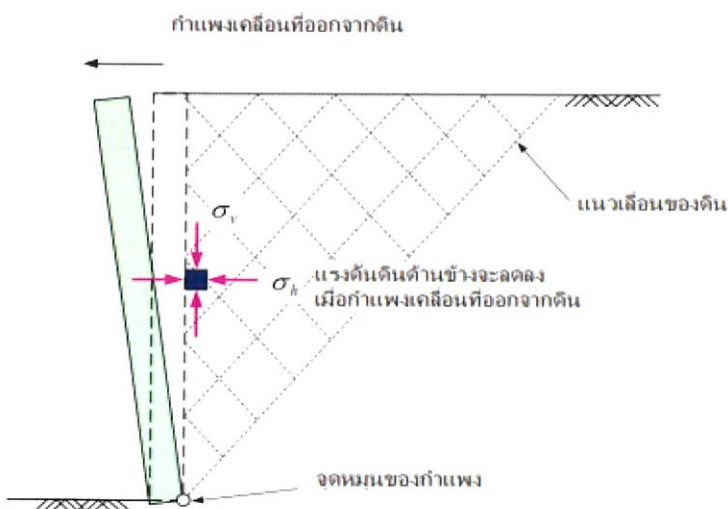
2.2.2 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยหลักการของ Rankine

การหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยอาศัยการวิเคราะห์ด้วยทฤษฎี Rankine และกฎการวิบัติของมวลดินตามหลักการของ Mohr-Coulomb ซึ่งมีสมมติฐานว่าระนาบของการวิบัติของมวลดินจะเกิดขึ้นเป็นแบบ Planar surface พร้อมทั้งชั้นดินจะต้องวางอยู่ในลักษณะ Horizontal layer โดยการวิบัติของมวลดินสามารถเกิดขึ้นได้ 2 รูปแบบ คือ สภาพการวิบัติแบบ Active และสภาพการวิบัติแบบ Passive

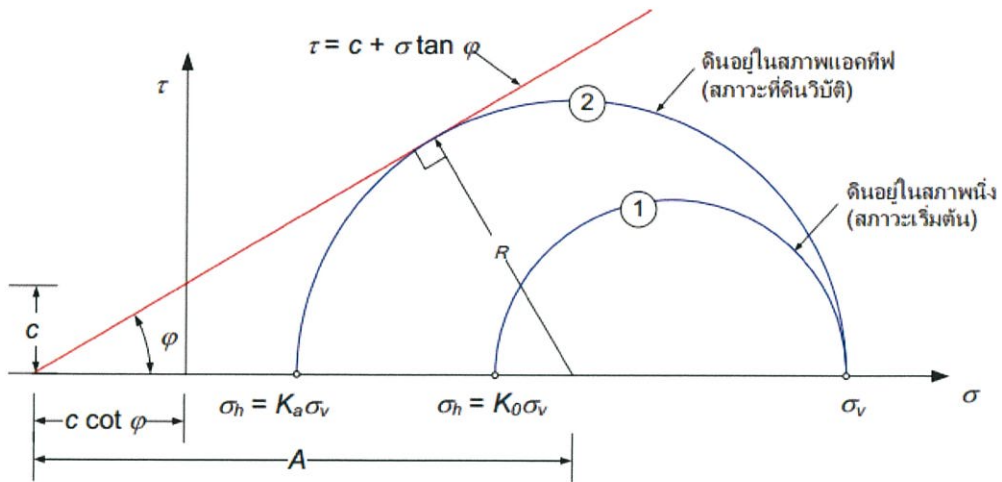
2.2.2.1 Rankine's Active Earth Pressure

ในขณะที่ทำการขุดดินจะมีผลทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินที่อยู่บริเวณด้านหลังของกำแพงกันดินเป็นสาเหตุให้กำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัวโดยที่การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเป็นลักษณะเคลื่อนตัวออกจากมวลดินเป็นผลทำให้เกิดการลดลงของค่าหน่วยแรงในแนวนอนขณะที่ค่าหน่วยแรงในแนวตั้งมีค่าคงที่จนกระทั่งมวลดินเกิดการวิบัติซึ่งสภาพการวิบัติที่เกิดขึ้นเป็นการวิบัติแบบ Rankine Active State โดยลักษณะของการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินจะเป็นแบบ Tilting ดังแสดงในภาพที่ 2.3a

การพิจารณาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่ระดับความลึก Z โดยไม่พิจารณาผลของค่าหน่วยแรงเสียดทานที่บริเวณผิวของกำแพงกันดินและอาศัยกฎการวิบัติตามทฤษฎีของ Mohr - Coulomb ($\tau = c + \sigma \tan \phi$) โดยใช้วงกลมของ Mohr เพื่อหาค่าหน่วยแรงดันดินดังแสดงในภาพที่ 2.3b ได้ดังนี้



2.3a ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในสภาพ Active ของ Rankine



2.3b Rankine's Active Pressure

ภาพที่ 2.3 Rankine's Active Earth Pressure State

$$\sigma_{ha} = \sigma_v \tan^2(45 - \phi/2) - 2C \tan(45 - \phi/2) \quad \dots\dots\dots(2.11)$$

เมื่อพิจารณา Cohesionless soil ที่มีค่า C = 0 จะได้

$$\sigma_{ha} = \sigma_v \tan^2(45 - \phi/2) \quad \dots\dots\dots(2.12)$$

$$K_a = \sigma_{ha} / \sigma_v = \tan^2(45 - \phi/2) \quad \dots\dots\dots(2.13)$$

โดยอัตราส่วน σ_{ha} / σ_v เรียกว่า Coefficient of Rankine's Active Earth Pressure, K_a)

ดังนั้นจากสมการ 2.11

$$\sigma_{ha} = \sigma_v K_a - 2C \sqrt{K_a} \quad \dots\dots\dots(2.14)$$

ลักษณะของแรงดันดิน (Pressure Diagram) ตามทฤษฎี Rankine สำหรับ Cohesionless Soil หรือทรายและกรวด แสดงในภาพที่ 2.4a

สำหรับในกรณี Cohesive soil จะเกิด Tension crack ขึ้นจนถึงระดับความลึก Z_c ดังนั้น

ที่ระดับผิวดิน $Z_c = 0$

$$\sigma_v = 0 \qquad \sigma_{ha} = -2C\sqrt{K_a} \qquad \dots\dots\dots(2.15)$$

ที่ระดับความลึก $Z_c = H$

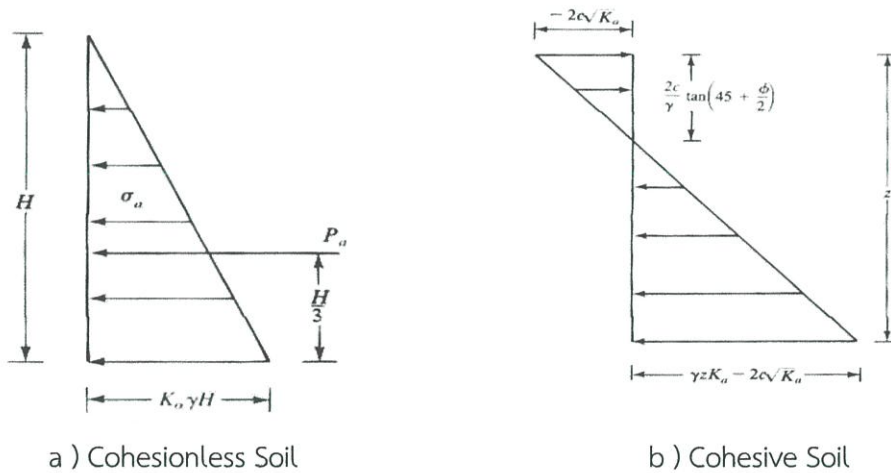
$$\sigma_v = \gamma H \qquad \sigma_{ha} = \gamma H K_a - 2C\sqrt{K_a} \qquad \dots\dots\dots(2.16)$$

เมื่อเกิด Tension crack ($\sigma_v = 0$) จะหาระยะ Z_c ได้ดังนี้

$$0 = \gamma H K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

$$Z_c = \frac{2C}{\gamma\sqrt{K_a}} \qquad \dots\dots\dots(2.17)$$

ลักษณะของแรงดันดิน (Pressure Diagram) ตามทฤษฎี Rankine สำหรับ Cohesive Soil หรือดินเหนียวแสดงในภาพที่ 2.4b



ภาพที่ 2.4 แรงดันดินทางด้านข้างของ Rankine's Active State

2.2.2.2 Rankine's Passive Earth Pressure

การวิบัติของมวลดินสำหรับสภาวะ Passive เกิดจากการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน ในขณะที่ทำการขุดดินซึ่งมีผลทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงในแนวนอนขณะที่ค่าหน่วยแรงในแนวตั้งมีค่าคงที่หรือเมื่อพิจารณาในลักษณะของการทดสอบ Triaxial จะได้ว่าเกิดจากการเพิ่มขึ้นของ Axial stress ในขณะที่ Confining Pressure คงที่ โดยลักษณะของระนาบการวิบัติในสภาวะ Passive สามารถแสดงได้ดังภาพที่ 2.5a

การพิจารณาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่ระดับความลึก Z โดยไม่คิดผลของแรงเสียดทานที่ผิวของกำแพงกันดิน เริ่มจากในขณะที่ยังมีมวลดินอยู่ในสภาพตามธรรมชาติค่าหน่วยแรงในแนวนอน (σ_h) จะมีค่าเท่ากับ $K_0\sigma'_v + u_0$ และเมื่อเกิดการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเข้าหามวลดินจนเกิดการวิบัติที่อยู่ในสภาพ Passive ทำให้สามารถหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง (σ_{hp}) ได้โดยอาศัยรูปวงกลมของ Mohr ดังแสดงในภาพที่ 2.5b

$$\sigma_{hp} = \sigma_v \tan^2(45 + \phi/2) + 2C \tan(45 + \phi/2) \quad \dots\dots\dots(2.18)$$

เมื่อพิจารณากรณีดินทรายหรือกรวด (Cohesionless soil) ที่มีค่า $C = 0$ จะได้

$$\sigma_{h0} = \sigma_v \tan^2(45 + \phi/2) \quad \dots\dots\dots(2.19)$$

$$K_p = \sigma_{hp}/\sigma_v = \tan^2(45 + \phi/2) \quad \dots\dots\dots(2.20)$$

โดยอัตราส่วน $\frac{\sigma_{hp}}{\sigma_v}$ เรียกว่า Coefficient of Rankine's Passive Earth Pressure ; K_p ดังนั้น

$$\sigma_{hp} = \sigma_v K_p + 2C \sqrt{K_p} \quad \dots\dots\dots(2.21)$$

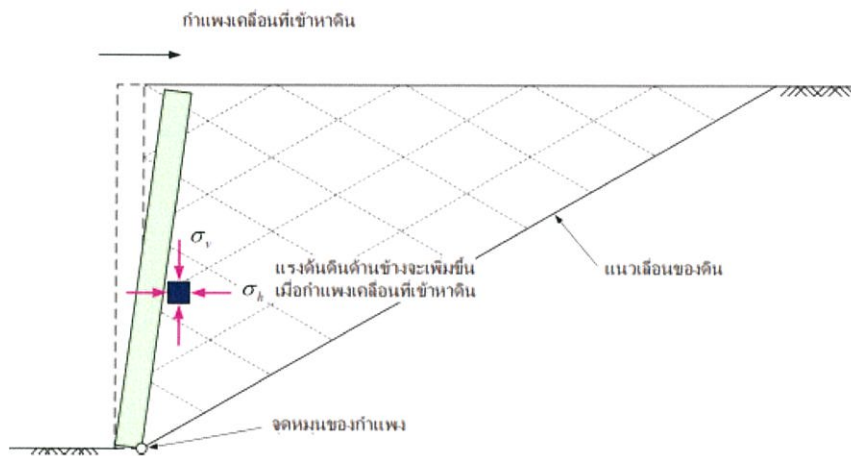
สำหรับกรณีดินเหนียวหรือ Cohesive Soils จะสามารถหาค่า σ_{hp} ได้ดังแสดงในภาพที่ 2.6b

ที่ระดับผิวดิน $Z = 0$

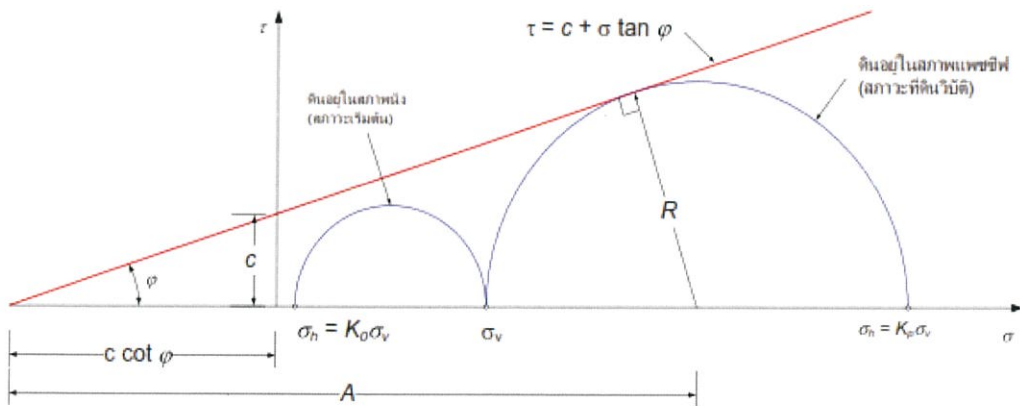
$$\sigma_v = 0 \quad , \quad \sigma_{hp} = 2C \sqrt{K_p} \quad \dots\dots\dots(2.22)$$

ที่ระดับความลึก $Z = H$

$$\sigma_v = \gamma H \quad , \quad \sigma_{hp} = \gamma H K_p + 2C \sqrt{K_p} \quad \dots\dots\dots(2.23)$$

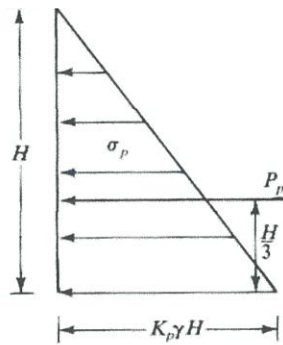


2.5a ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในสภาพ Passive ของ Rankine

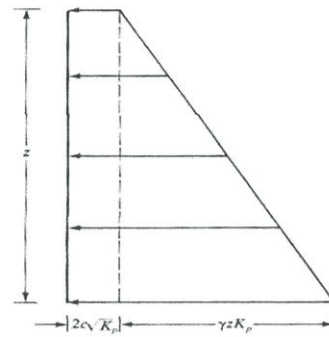


2.5b Rankine's Passive Pressure

ภาพที่ 2.5 Rankine's Passive Earth Pressure State



2.6a Cohesionless Soil



2.6b Cohesive Soil

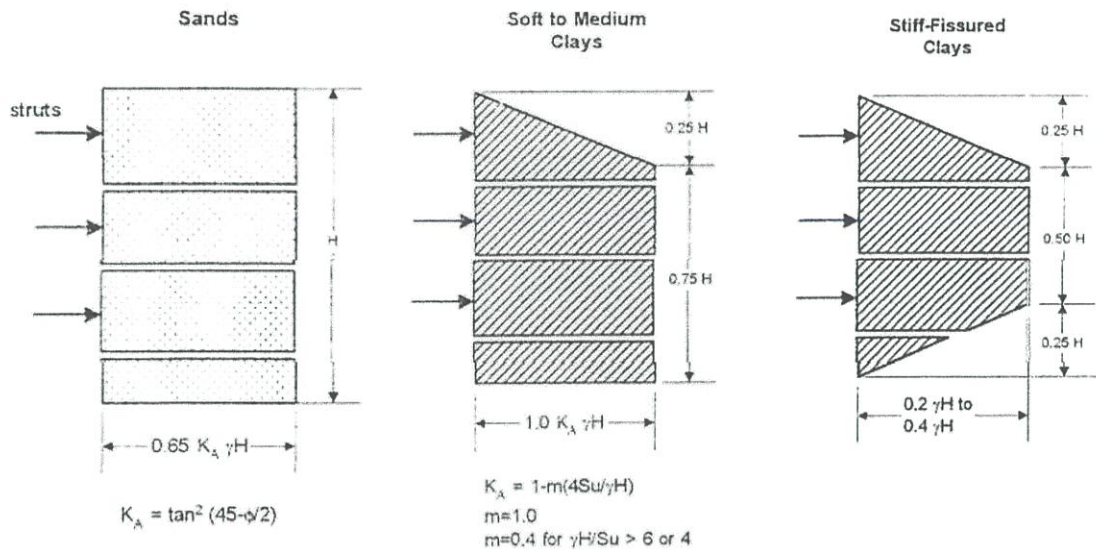
ภาพที่ 2.6 แรงดันดินทางด้านข้างของ Rankine's Passive State

2.2.3 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินโดยใช้ไดอะแกรมขอบเขตของหน่วยแรงดันดินปรากฏ (Apparent Pressure Envelop or Pressure Diagram)

การหาหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยวิธีนี้ได้มาจากการรวบรวมข้อมูลเกี่ยวกับค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในค่ายันของงานขุดในอดีต ซึ่งพิจารณาได้ว่าเป็นวิธีที่สามารถใช้ได้กับเฉพาะที่ (Empirical Method) ในการประยุกต์ใช้เพื่อหาหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างกับงานขุดดินค่ายันโดยจะขึ้นอยู่กับลักษณะของสภาพชั้นดินในบริเวณที่พิจารณา โดยมีแนวคิดต่างๆดังนี้

2.2.3.1 ไดอะแกรมของหน่วยแรงดันดินโดย Terzaghi and Peck (1967)

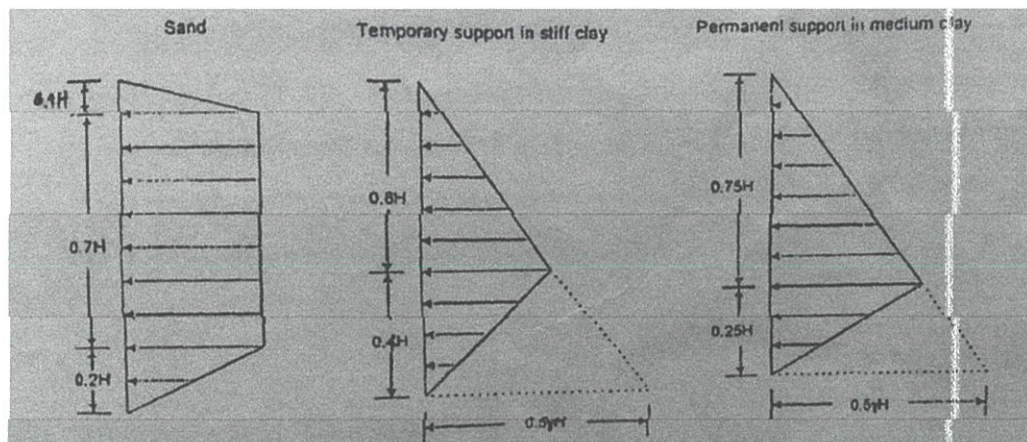
การหาหน่วยแรงดันดินโดยวิธีนี้จะสามารถแบ่งออกได้เป็น 3 รูปแบบตามลักษณะของชั้นดินดังแสดงในภาพที่ 2.7 ซึ่งปริมาณของหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่เกิดขึ้นของชั้นดินเหนียวอ่อนและแข็งปานกลาง (Soft to Medium Clays) สำหรับวิธีนี้จะขึ้นอยู่กับค่า m โดยในชั้นดินกรุงเทพฯนั้นจะมีความเหมาะสมที่จะใช้ไดอะแกรมของกรณี Soft to Medium Clays เพื่อนำไปประมาณหาปริมาณของหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยอาศัยหลักการของ Terzaghi and Peck (1967)



ภาพที่ 2.7 ไดอะแกรมขอบเขตหน่วยแรงดันดินปรากฏโดย Terzaghi and Peck (1967)

2.2.3.2 ไดอะแกรมของหน่วยแรงดันดินโดย Tschebotariff (1973)

การประมาณหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่เสนอโดย Tschebotariff (1973) สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 รูปแบบ ตามลักษณะของชั้นดินรวมถึงค้ำยันที่ใช้ดังแสดงในภาพที่ 2.8 โดยจะ

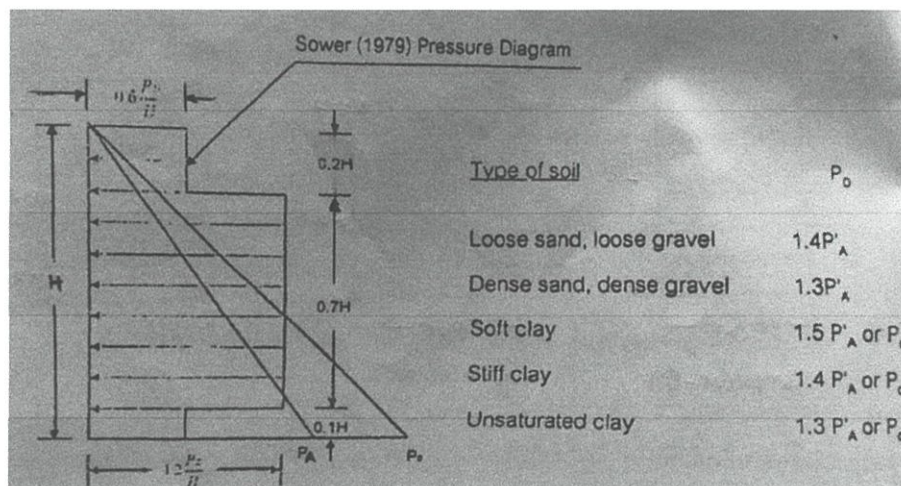


พบว่าหน่วยแรงดันที่ประมาณจากวิธีนี้จะให้ค่านี้น้อยกว่าไดอะแกรมที่เสนอโดย Terzaghi and Peck (1967) อย่างมาก

ภาพที่ 2.8 ไดอะแกรมขอบเขตหน่วยแรงดันดินปรากฏโดย Tschebotariff (1973)

2.2.3.3 ไดอะแกรมของหน่วยแรงดันดินโดย Sower (1979)

การประมาณหาหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่ได้จาก Sower (1979) ซึ่งสามารถแบ่งได้ตามชนิดของดินต่างๆ ดังแสดงในภาพที่ 2.9 สำหรับค่าหน่วยแรงที่ได้นั้นจะมีค่ามากน้อยเพียงใดนั้นขึ้นอยู่กับค่าของ P_0 ที่มีค่าเปลี่ยนแปลงตามลักษณะชนิดของดินที่พิจารณา โดยในชั้นทรายค่า P_0 จะมีค่าขึ้นอยู่กับหน่วยแรงดันดินที่ได้จากหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างในสภาวะ Active (P'_A) และในชั้นดินเหนียวค่า P_0 จะขึ้นอยู่กับหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างในสภาวะสถิตย์ (Later Earth Pressure at Rest ; P_0) หรือค่าของหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่อยู่ในสภาวะ Active (P'_A)



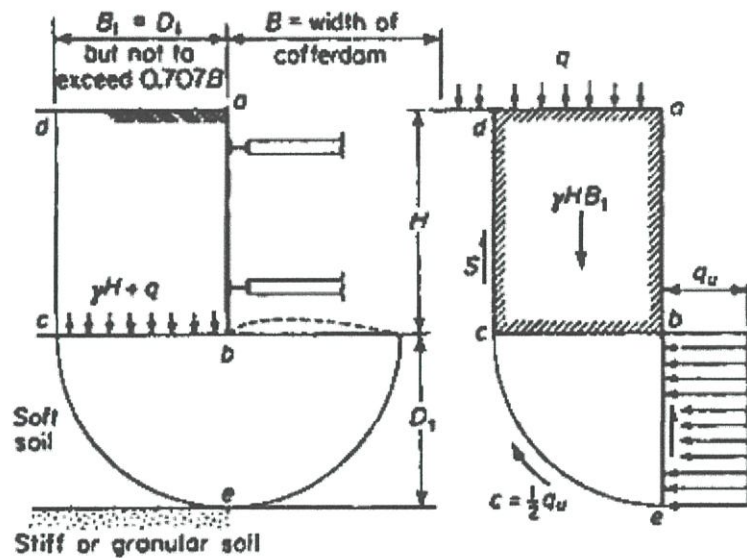
ภาพที่ 2.9 ไดอะแกรมขอบเขตหน่วยแรงดันดินปรากฏโดย Sower (1979)

2.3 เสถียรภาพสำหรับงานขุดดิน (Stability of Excavation)

ในงานการขุดดินโดยอาศัยระบบค้ำยันนั้นนอกจากการพิจารณาแรงดันดินทางด้านข้างที่กระทำต่อระบบค้ำยันแล้ว ยังคงต้องพิจารณาถึงผลของเสถียรภาพของกันหลุม (Heave Effect) โดยเฉพาะในงานขุดดินเหนียวอ่อนซึ่งในการพิจารณาจะสมมติให้ดินที่อยู่ด้านข้างของหลุมมีพฤติ-กรรมเป็น Surcharge ที่กระทำกับดินกันหลุม โดยถ้าแรงกระทำมากกว่าแรงต้านของดินแล้ว ดินข้างหลุมก็จะสามารถไหลเข้ามาในหลุมได้มีผลทำให้เกิดการพังทลายของงานขุดดินสำหรับหลักการที่พิจารณาเสถียรภาพของดินกันหลุมมีดังนี้

2.3.1 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Teng (1980)

หลักการของ Teng พิจารณาได้ว่าสำหรับงานขุดดินที่มีชั้นดินเหนียวอ่อนอยู่ด้านล่างของการขุดดินแสดงในภาพที่ 2.10 ค่าของน้ำหนักดินในรูปแท่งสี่เหลี่ยม abcd จะกระทำเสมือนเป็น Surcharge ต่อชั้นดินเหนียวอ่อน ซึ่งถ้าค่าของแรงกระทำมีค่าเท่ากับหรือมากกว่าค่าความสามารถในการรับแรงต้านทาน (Bearing Capacity) จะมีผลทำให้ที่บริเวณด้านล่างของการขุดเกิดการพังทลายเนื่องจากการปูดขึ้นของดินกันหลุม (Heaving) ดังนี้



ภาพที่ 2.10 ลักษณะการเกิด Heave Effect ของ Teng (1980)

เมื่อพิจารณาจากภาพที่ 2.10 สำหรับดินเหนียวจะได้ว่ามวลดิน abcd จะเคลื่อนตัวลงมาในแนวตั้ง โดยที่ค่าแรงเฉือนที่ต้านทานการเคลื่อนตัวลงมาของดินตามแนว cd จะมีค่าเท่ากับ s ดังแสดงในรูป Free body diagram ในภาพที่ 2.10 และสมการที่ 3.1

$$S = \frac{1}{2} q_{u1} \left(H - \frac{q_{u1}}{\gamma} \right)$$

$$S = S_{u1} \left(H - \frac{q_{u1}}{\gamma} \right) \dots\dots\dots(3.1)$$

เมื่อ q_{u1} = Unconfined Compressive Strength above Excavation Level

$$q_{u1} = 2S_{u1}$$

สำหรับค่าแรงต้านทานตามแนว c_e จะมีค่าเท่ากับ c หรือ Cohesion ของดินเหนียวหรือกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength , S_u) ดังแสดงในสมการที่ 3.2

$$C = S_u = \frac{q_{u2}}{2} \quad \dots\dots\dots(3.2)$$

เมื่อ q_{u2} = Unconfined Compressive Strength beneath Excavation Level

ในการหาเสถียรภาพเพื่อหาค่า Factor Safety ได้จากสมการสมดุลของโมเมนต์รอบจุด b จากสมการที่ 3.3 ดังนี้

$$F.S. = \frac{\text{Resisting Moment}}{\text{Acting Moment}}$$

$$F.S. = \frac{SB_1 + cB_1 \frac{\pi}{2} B_1 + q_{u2} B_1 \frac{B_1}{2}}{(\gamma H + q) B_1 \frac{B_1}{2}}$$

$$F.S. = \frac{2S + 0.25q_{u2} \pi B_1 + q_{u2} B_1}{(\gamma H + q) B_1}$$

$$F.S. = \frac{2S + 0.5S_{u2} \pi B_1 + 2S_{u2} B_1}{(\gamma H + q) B_1} \quad \dots\dots\dots(3.3)$$

$$F.S. = \frac{2S + (S_{u2} \frac{\pi}{2} B_1) + (2S_{u2} B_1)}{(\gamma H + q) B_1}$$

โดย γ = Total Unit weight of soil , t/m^3

H = Depth of excavation , m

q = Surcharge around the excavation , t/m^2

L = Length of sheet pile below the bottom excavation

D_1 = Depth of soft clay beneath Excavation

$B_1 = L$ เมื่อ $L > D_1$

$= D_1$ เมื่อ $L < D_1$

2.3.2 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Terzaghi's Theory (1943)

การหาเสถียรภาพของกันหลุมจากวิธีนี้อาศัยหลักการของ Bearing Capacity จากแนวคิดของฐานรากตื้น โดยในงานขุดที่มีอัตราส่วนของความลึกในการขุดกับความกว้างการขุด (H/B) น้อยกว่า 1.0 จะสามารถหาค่า Factor of Safety against Basal Heave ได้จากสมการที่ 3.4

$$F.S. = \frac{Q_u}{(\gamma H B_1 - S_u H + q)}$$

$$F.S. = \frac{5.7 S_u B_1}{(\gamma H B_1 - S_u H + q)} \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

$$Q_u = S_u N_c B_1 = 5.7 S_u B_1$$

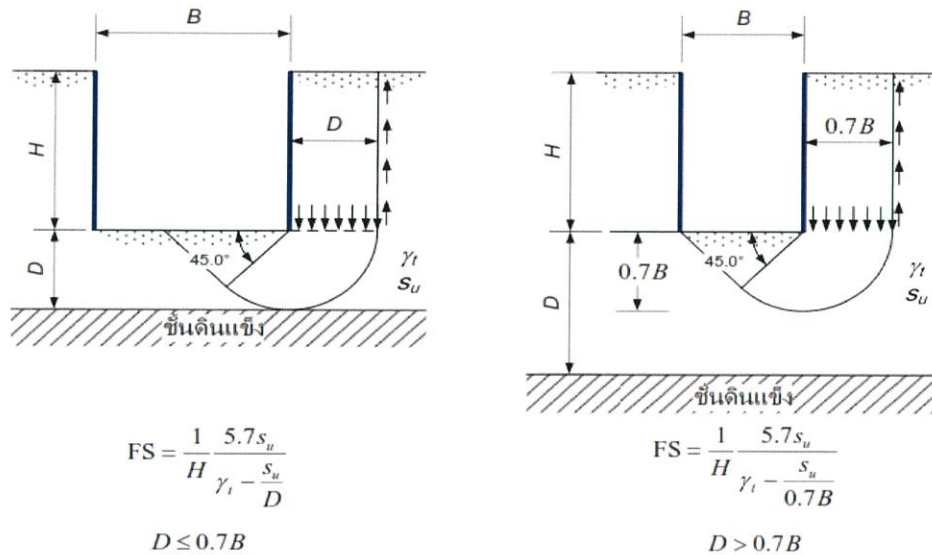
เมื่อ Q_u = Ultimate Bearing Capacity

S_u = Undrained Shear Strength below Excavation Level

N_c = Bearing Capacity Factor = 5.7 for clay

นอกจากนี้ค่า Factor of Safety against Basal Heave สามารถหาได้จากสภาพของงานขุดในกรณีต่างๆดังแสดงในภาพที่ 2.11 โดยสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 กรณีคือ กรณีที่มีชั้นดินเหนียวที่มีความหนามากซึ่งจะพิจารณาว่าเกิดการพังทลายดังแสดงในภาพที่ 2.11a และกรณีที่ชั้นดินเหนียวอ่อนวางตัวอยู่บนชั้นดิน

แข็งโดยมีความหนาของดินเหนียวอ่อนที่ระดับล่างสุดของการขุดจนถึงชั้นดินแข็งเท่ากับ D ดังแสดงในภาพที่ 2.11b



ภาพที่ 2.11 การหาค่า Factor of Safety against Basal Heave โดยวิธีของ Terzaghi

2.3.3 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Bjerrum and Eide (1956)

การพิจารณาเสถียรภาพของงานขุดที่มีขนาดของงานขุดเป็นลักษณะรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส สี่เหลี่ยมผืนผ้า และวงกลม หรือสำหรับงานขุดที่มีความลึกของการขุดมากกว่าความกว้างในการขุด ($H > B$) หรือ Narrow Excavation จะสามารถใช้การวิเคราะห์หาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Bjerrum and Eide (1956) ซึ่งในการวิเคราะห์จะพิจารณาให้การขุดเสมือนเป็นฐานรากที่วางอยู่ในระดับความลึกของการขุด (H) และทำการวิเคราะห์เสมือนกรณีของฐานรากโดยค่า Factor of Safety against Basal Heave มีค่าดังแสดงในสมการที่ 3.5

$$F.S. = N_c \frac{c}{\gamma H + q} \quad \dots\dots\dots(3.5)$$

เมื่อ N_c = Bearing Capacity Factor

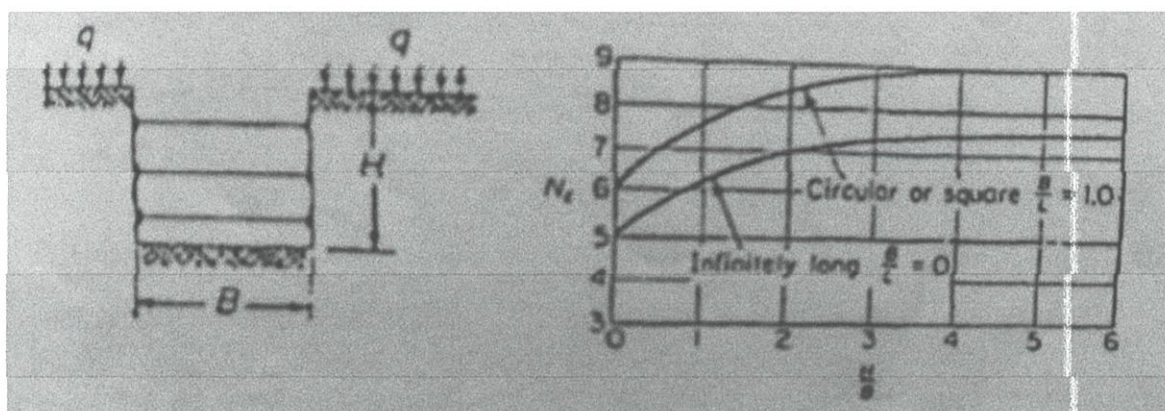
C = Undrained Shear Strength of Clay (t/m^2)

γ = Unit Weight of above the Bottom of Excavation (t/m^2)

H = Depth of Excavation (m)

q = Uniform Surcharge Load around Excavation (t/m^2)

โดยค่า N_c สามารถหาได้จากภาพที่ 3.3 และสมการที่ 3.5 ไม่ได้รวมผลของแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างกำแพงกันดินกับดินที่อยู่รอบๆ



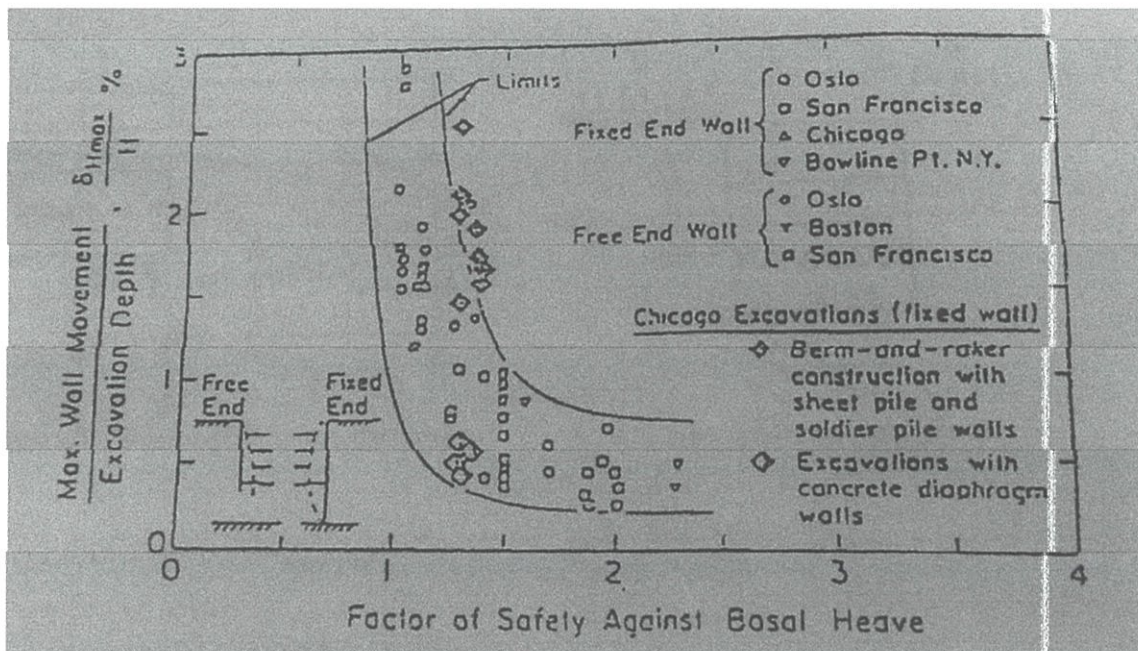
ภาพที่ 2.12 Bearing Capacity Factor , N_c (after Bjerrum and Eide)

2.3.4 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินในงานขุด

2.3.4.1 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินเนื่องจากงานขุด

การคาดคะเนปริมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินได้มาจากการศึกษาของ Mana and Clough (1981) ซึ่งได้มาจากการรวบรวมข้อมูลงานขุดในสนามแบบใช้ค้ำยันสำหรับดินเหนียวอ่อนถึงปานกลางจำนวน 11 แห่ง มีค่า Plasticity index อยู่ประมาณ 10-60% และมีความไวตัว (Sensitivity) อยู่ในช่วง 2 - 8 โดยแสดงอยู่ในรูปความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of Safety Against Basal Heave (ค่า F.S. จากวิธีของ Terzaghi ,1943) กับอัตราส่วนของค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดินต่อค่าความลึกของการขุด $\frac{\delta_{Hmax}}{H}$ ดังแสดงในภาพที่ 2.13 จากความสัมพันธ์ที่ได้นั้นจะเห็นว่าที่ค่า F.S. ที่มีค่าต่ำกว่า 1.4 - 1.5 จะให้ค่า $\frac{\delta_{Hmax}}{H}$ เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว (แสดงให้เห็นว่าดินมีพฤติกรรมอยู่ในสภาพคลากหรือ Yield)

ในขณะที่ค่า F.S. มากกว่า 1.5 จะให้ค่า $\frac{\delta_{Hmax}}{H}$ ที่มีค่าค่อนข้างคงที่ประมาณ 0.5% (แสดงให้เห็นว่าดินยังไม่เกิด Local Yield) จากข้อมูลที่ได้นั้นจะเห็นได้ว่ามีความกระจัดกระจายค่อนข้างมากอันเป็นผลเนื่องมาจากความแตกต่างกันของระยะเวลาการติดตั้งค้ำยัน Stiffness ของกำแพงกันดิน ระยะห่างของค้ำยัน กำลังแรงเฉือนของดินและขนาดของงานขุด



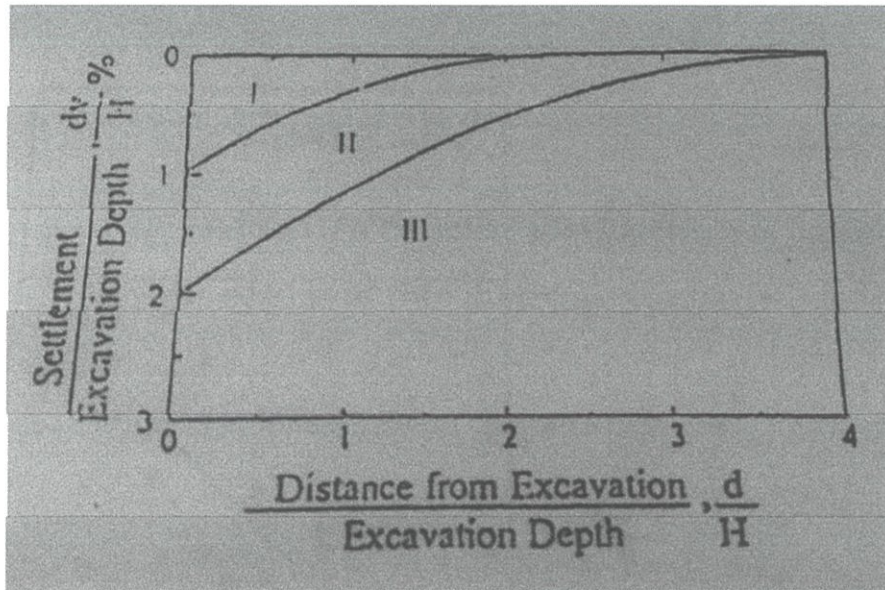
ภาพที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of Safety against Basal Heave กับ

Nondimensionalize Maximum Lateral Wall Movement (Mana and Clough ,1981)

2.3.4.2 การทรุดตัวของผิวดินหลังกำแพงกันดินเนื่องจากงานขุด

การหาปริมาณการทรุดตัวของดินหลังกำแพงกันดินสามารถประมาณจาก Peck (1969) ซึ่งได้ทำการรวบรวมข้อมูลการทรุดตัวของดินงานขุดต่างๆดังแสดงในภาพที่ 2.14 พบว่าจากข้อมูลที่ได้มานั้นมีการกระจายตัวค่อนข้างมากดังนั้นค่าปริมาณการทรุดตัวที่ได้จากวิธีนี้จึงเป็นค่าโดยประมาณเท่านั้น และแบ่งแยกตามชนิดของดินในบริเวณที่ทำงานขุด โดยดินในส่วน I II และ III คือดินเหนียวอ่อนทั้งสิ้น (Soft Clay) แต่ Zone I คือ Soft Clay อยู่ในบริเวณที่ขุด Zone II คือ จากระดับขุด ภาพที่ 2.14 สำหรับการประมาณโดย

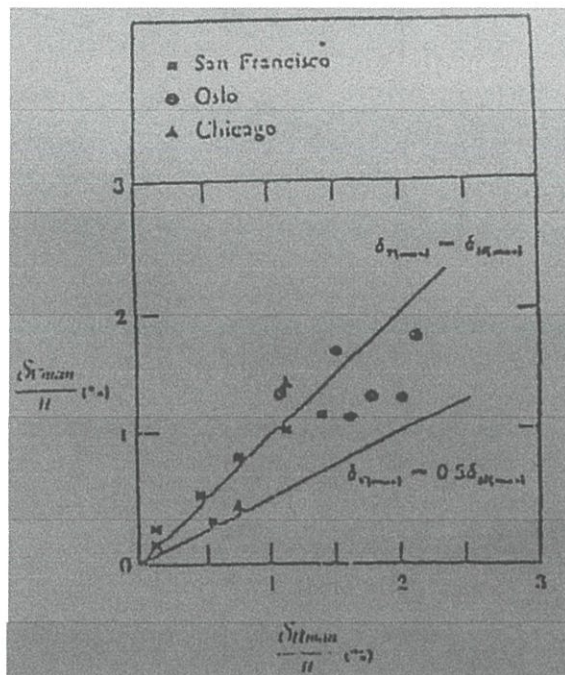
คร่าวๆเท่านั้น ในการประเมินผลกระทบในแนวราบ (Horizontal) นั้นควรจะทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีคณิตศาสตร์ขั้น เช่นวิธี Finite Element Method เป็นต้น



ภาพที่ 2.14 การทรุดตัวที่ผิวดินที่ระยะห่างจากกำแพงกันดินต่างๆของ Peck (1969)

2.3.4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินกับการทรุดตัวที่ผิวดิน

ความสัมพันธ์ของการเคลื่อนตัวทางด้านสูงสุดของกำแพงกันดินกับปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดของบริเวณด้านหลังงานขุดได้จากความสัมพันธ์ของ Mana and Clough (1981) ที่ใช้สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนถึงปานกลางโดยมีค่าขึ้นอยู่กับตำแหน่ง Intermediate และ Final Stage ของการก่อสร้างมีค่าประมาณ 0.5-1.0 ดังแสดงในภาพที่ 2.15



ภาพที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวทางด้านสูงสุดของกำแพงกันดินกับปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดของบริเวณด้านหลังงานขุด Mana and Clough (1981)

2.4 การออกแบบระบบค้ำยันเข็มพืด (Design of Sheet Pile Bracing System)

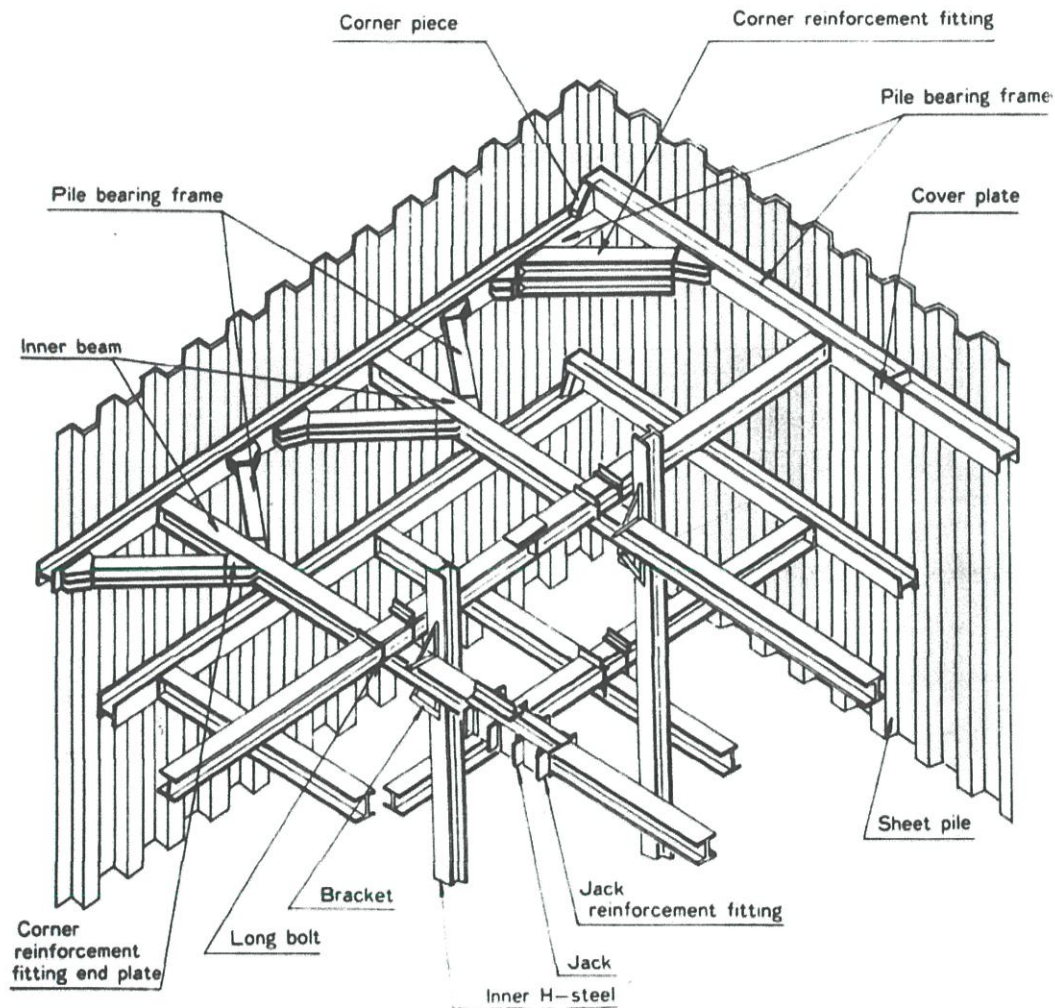
2.4.1 ระบบค้ำยันเข็มพืด (Sheet Pile Bracing System)

ระบบค้ำยัน Sheet Pile ที่ใช้สำหรับงานขุดดินจะประกอบไปด้วย

- Sheet Pile
- Wale
- Strut
- Kingpost
- Platform

โดยระบบค้ำยันที่ใช้อยู่ทั่วไปในประเทศไทยมีอยู่ด้วยกัน 2 ระบบที่ใช้คือ ระบบการเชื่อม (Welding) ซึ่งจะทำให้การต่อ Strut และ Wale ด้วยวิธีการเชื่อมในขณะที่อีกระบบหนึ่ง คือ ระบบเจาะรูขันนอต (Bolt and Nut) ซึ่งการต่อของ Strut และ Wale จะใช้ Bolt and Nut และมีแผ่นหลักประกอบอยู่ด้วย

ระบบทั้งสองชนิดมีความต่างกันที่ระบบเชื่อมนั้นสามารถใช้ค้ำยันชั้นหนึ่งหรือชั้นแรกร่วมกับ Platform ได้ ในขณะที่ระบบ Bolt and Nut นั้นจะไม่สามารถรวมค้ำยันชั้นหนึ่งกับ Platform ได้ต้องแยก ระบบ Platform ออกจากระบบค้ำยัน



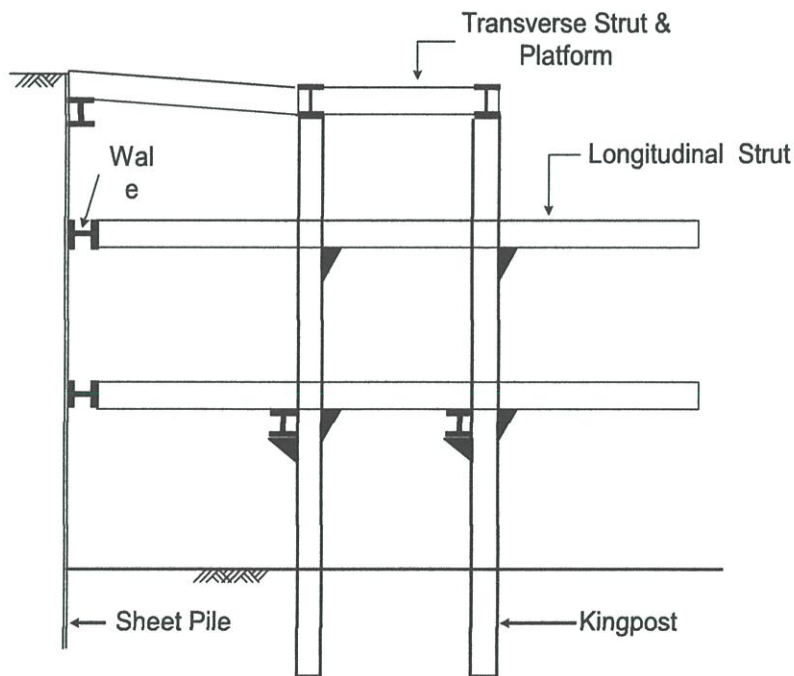
ภาพที่ 2.16 ลักษณะของงานชุดโดยใช้ระบบค้ำยันเข็มพีต (Sheet Pile Brace Cut System)

2.4.2 พฤติกรรมการถ่าย – รับแรงของระบบค้ำยันเข็มพีต

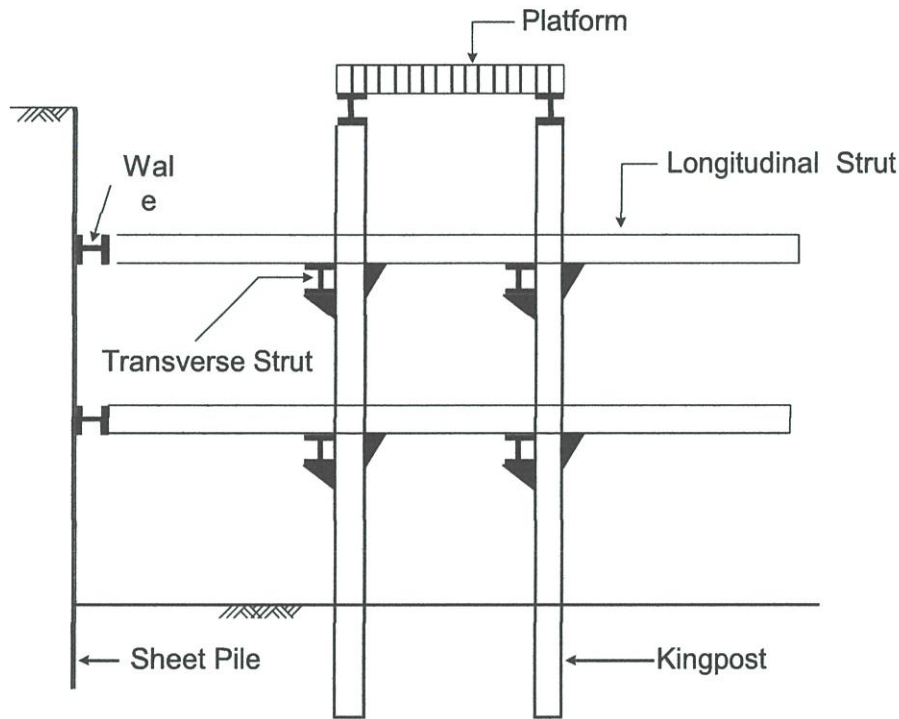
เข็มพีตที่ใช้ในประเทศไทยมีอยู่ 2 ระบบ คือ ระบบแยก Platform ออกจากระบบค้ำยัน และระบบรวม Platform กับค้ำยันชั้นที่ 1 รูปตัดของระบบค้ำยันทั้งสองแบบแสดงในภาพที่ 2.17 ซึ่งเห็นได้ว่าระบบแยก Platform ออกจากค้ำยันจะทำให้แรงกระทำจากน้ำหนักบรรทุกทุกที่ถ่ายลง Platform ออกจากค้ำ

ยันจะทำให้แรงกระทำจากน้ำหนักบรรทุกทุกที่ถ่ายลง Platform จะถ่ายลงสู่ King Post และ จะไม่มีผลกระทำต่อค้ำยัน (Strut) ในชั้นที่ 1 เลย ในขณะที่ระบบรวม Platform กับค้ำยันชั้นที่ 1 นั้น จะมีการถ่ายแรงจาก Platform ลงสู่ Strut ชั้นที่ 1 และ King Post แต่จะไม่ถ่ายลงสู่ Strut หรือค้ำยันชั้นอื่นๆ

เมื่อแรงดันดินกระทำกับ Sheet Pile แรงดันจาก Sheet Pile จะถ่ายไปสู่ระบบ Wale ซึ่ง Wale จะเป็นคานเหล็กต่อเนื่องจากนั้นจึงถ่ายแรงกระทำไปสู่ค้ำยัน(Strut) แรงจากค้ำยันจะถ่ายจากด้านหนึ่งไปอีกด้านหนึ่งโดยใช้ King Post เป็นจุดยึด (Pin Point) เพื่อวัตถุประสงค์ในการลดความยาวประสิทธิผล (Effective Length) ของค้ำยัน ดังนั้นบริเวณจุดตัดระหว่าง Strut กับ King Post ต้องไม่ทำการเชื่อมติดกัน โดยต้องออกแบบให้ค้ำยันมีลักษณะเป็น Sliding Strut คือ เคลื่อนไปมาโดยมีหูช้างหรือที่รองรับ (Support) จาก King Post โดยทำเหล็กรัศรอบหลวมๆ น้ำหนักจา Platform เท่านั้น โดยจะไม่รับแรงกระทำด้านข้างจากค้ำยัน(Strut) เนื่องจากค้ำยันได้รับการออกแบบให้เลื่อนไปมาบน King Post ได้



2.17a ระบบรวม Platform กับค้ำยันชั้นที่ 1



2.17b ระบบแยก Platform ออกจากค้ำยัน

ภาพที่ 2.17 พฤติกรรมการถ่าย-รับแรงของระบบค้ำยันเข็มพีต

2.4.3 การออกแบบระบบค้ำยัน

การออกแบบระบบค้ำยันคือ การออกแบบ Sheet Pile , Wale , Strut และ King Post ทั้งนี้ผู้ออกแบบจะต้องเข้าใจพฤติกรรมของดินเป็นอย่างดีจึงจะทำให้การออกแบบได้ปลอดภัยและประหยัด โดยการออกแบบมีประเด็นที่จะพิจารณา คือ การเลือกใช้ทฤษฎีแรงดันดินด้านข้างที่เหมาะสม ทั้งนี้เนื่องจากทฤษฎีแรงดันดินด้านข้างมีด้วยกัน 3 กรณี ได้แก่ แรงดันดินด้านข้างแบบสถิตย์ (At Rest Earth Pressure) , แรงดันดินด้านข้างแบบ Rankine (Rankine Active Earth Pressure) และแรงดันดินด้านข้างปรากฏว่า (Apparent Earth Pressure Diagram) ในกรณีที่จะทำการวิเคราะห์ในลักษณะของ Limit State Analysis มิใช่การวิเคราะห์ด้วยวิธีคณิตศาสตร์ขั้นสูง เช่น วิธีไฟไนท์อีเลเมนต์ (Finite Element Method , FEM) แล้ว การใช้แรงดันดินด้านข้างจะต้องคำนึงถึงความแข็งของโครงสร้าง (Wall Stiffness) ด้วย ทั้งนี้เนื่องจากความแข็งหรือ Wall Stiffness นี้ จะมีผลต่อการเคลื่อนตัวของกำแพงอย่างมาก ผลการวิจัยโดย Teparaksa (1999, 2000

และ 2001) พบว่า ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของระบบกำแพงกันดินเข็มพืด (Sheet Pile Wall) และระบบกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ (Diaphragm Wall) ด้วยวิธีไฟไนท์อิลเมนต์ จำเป็นต้องใช้ค่า Soil Stiffness หรือ โมดูลัสของดิน (Young Modulus Of Soils) ที่แตกต่างกัน ถึงแม้ว่าจะเป็นการขุดดินลึกในดินอ่อนกรุงเทพฯ เช่นเดียวกันก็ตาม ทั้งนี้เนื่องจากปริมาณการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นในระบบกำแพงจะก่อให้เกิด Shear Strain ซึ่งมีผลทำให้ค่าโมดูลัสของดิน (E_u) ไม่เท่ากัน โดยเมื่อจะวิเคราะห์ระบบค้ำยันเข็มพืดในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Soft Bangkok Clay) ซึ่งเป็นระบบที่ Flexible จะใช้ค่า โมดูลัสของดินเท่ากับ $E_u = 150 S_u$ หรือเท่ากับ 150 เท่าของกำลังรับแรงเฉือนของดิน ในขณะที่หากจะวิเคราะห์ระบบกำแพงกันดินไดอะแฟรม วอลล์ ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เช่นเดียวกันแต่ต่างกันว่าไดอะแฟรมวอลล์ ซึ่งเป็นระบบที่แข็ง (Rigid) จะใช้ค่า โมดูลัสของดินเท่ากับ $E_u = 500 S_u$ หรือเท่ากับ 500 เท่าของกำลังรับแรงเฉือนของดิน

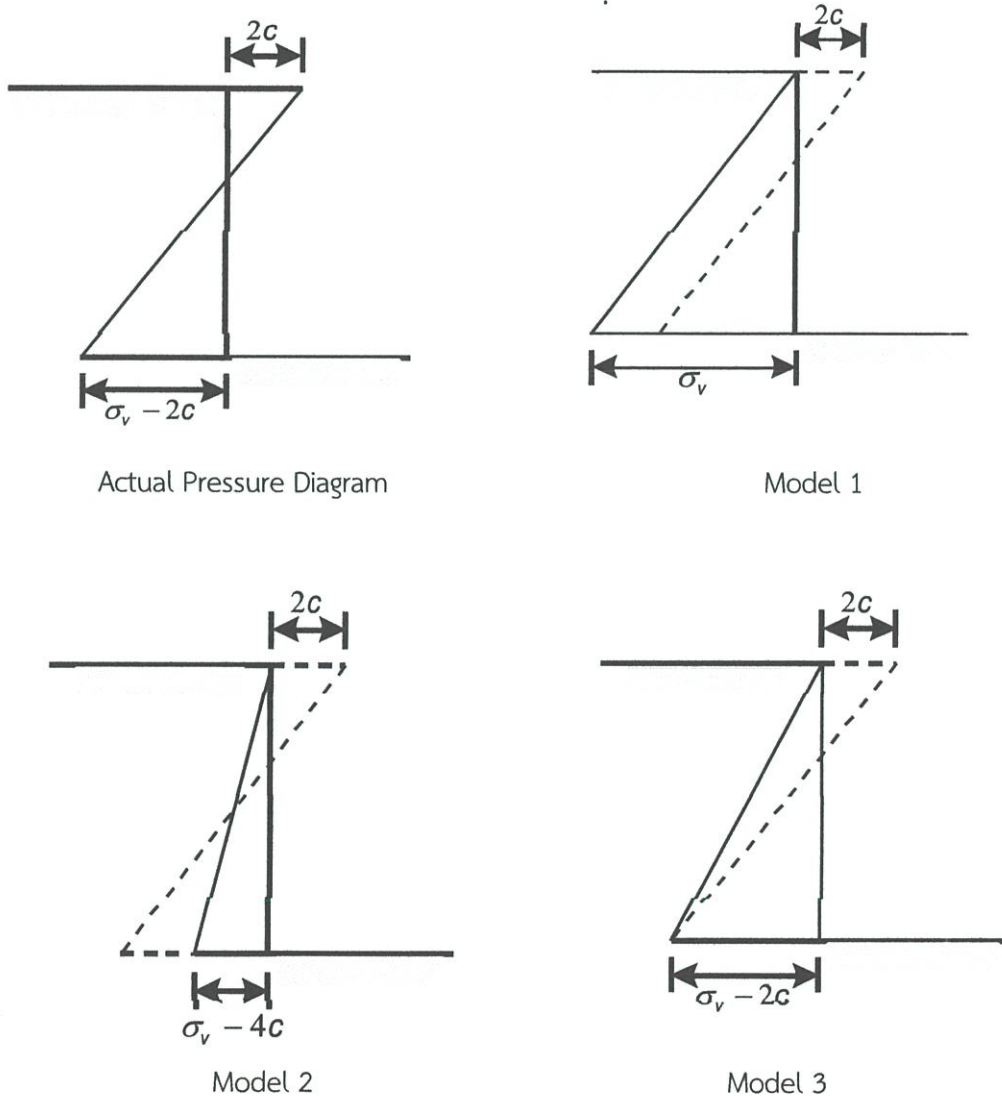
ดังนั้นในการวิเคราะห์งานขุดดินโดยระบบกำแพงกันดินเข็มพืด ด้วยวิธี Limit State Analysis หรือวิธี Equilibrium จะมีวิธีการวิเคราะห์การสมดุลย์เช่นเดียวกันถึงแม้จะเป็นระบบกันดินเข็มพืดที่เป็นระบบ Flexible Wall หรือเป็นระบบไดอะแฟรมวอลล์ที่เป็นระบบที่แข็งก็ตาม ดังนั้นจำเป็นต้องเลือกแรงดันดินให้เหมาะสม ในการออกแบบระบบขุดดินค้ำยันด้วยเข็มพืดเหล็ก (Sheet Pile Braced Cut System) ควรจะใช้ระบบแรงดันปรากฏ (Apparent Earth Pressure Diagram) เนื่องจากมีหน่วยแรงมากกว่าแรงดันดินด้านข้าง Rankine Active Earth Pressure อยู่มาก อย่างไรก็ตามก่อนที่จะเลือกใช้ Earth Pressure ดังกล่าว จำเป็นที่จะต้องรู้ความเป็นมาและการปรับปรุง Earth Pressure ให้เหมาะสมดังนี้

สำหรับดินเหนียวในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำ ค่า $\phi = 0$ และค่า C_u หรือ S_u หรือกำลังรับแรงเฉือนของดินจะเปลี่ยนไปตามความลึกตามทฤษฎี Rankine Lateral Earth Pressure จะพบว่าค่า $K_a = K_p = 1$ และสามารถเขียนสมการแรงดันดินได้ใหม่สำหรับดินเหนียวคือ

$$\sigma_{Active} = \sigma_v - 2C_u + q \quad (\text{ถ้ามี Surcharge})$$

$$\sigma_{Passive} = \sigma_v + 2C_u + q \quad (\text{ถ้ามี Surcharge})$$

ในการออกแบบ Retaining Structure ทั้งถาวร (Permanent) และชั่วคราว (Temporary) นั้น สามารถแบ่งแยกการใช้รูปแบบของ Active Rankine Pressure Diagram สำหรับดินเหนียวอยู่หลายแบบ ดังแสดงในภาพที่ 2.18



ภาพที่ 2.18 Model การปรับปรุงแรงดันดินด้านข้างแบบ Rankine

ในกรณีแรก Actual Rankine Earth Pressure : จะมีค่าแรงดันดินเป็นลบ (Tension) ในส่วนต้น ซึ่งจะอันตรายมากในการนำแรงดันดินรูปแบบนี้มาออกแบบ เพราะจะได้ค่าน้อยกว่าความเป็นจริง ซึ่งพบว่า Actual Rankine Earth Pressure ไม่สามารถนำมาใช้ในการออกแบบได้ จะต้องทำการปรับปรุง

(Modify) โดยการ Modify ทฤษฎีของ Rankine Earth Pressure สามารถกระทำได้เป็น 3 วิธี(Model) ด้วยกัน ดังนี้

- Model 1** : ให้ Lateral Earth Pressure เท่ากับศูนย์ที่ผิวดิน และเส้น Modify Pressure Diagram ขนานกับทฤษฎี Rankine
- Model 2** : ให้ Lateral Earth Pressure ที่ผิวดิน เท่ากับศูนย์และพื้นที่สุทธิ (Net Area) ของ PressureDiagram เท่ากับของทฤษฎี Rankine
- Model 3** : ให้ Lateral Earth Pressure ที่ผิวดิน เท่ากับศูนย์และเส้น Modify Pressure Diagram ที่ระดับจุดเท่ากับ Earth Pressure ตามทฤษฎีของ Rankine

หากพิจารณารูปแบบ Model ในการวิเคราะห์แล้วจะพบว่า Model 2 และ Model 3 จะเหมาะสมกับการใช้งานมากกว่า Model 1 เพราะ Model 1 จะได้หน่วยแรงมากเกินไปและเมื่อนำไปออกแบบจะเปลืองหรือ Conservative มากๆ ในส่วนของ U.S. Corp Of Engineer(NAVFAC – DM 7,1982) ได้แนะนำให้ใช้ Model 2 ซึ่งเรียกว่า Triangular Pressure Distribution Equivalent To Net Rankine Force

สำหรับในการออกแบบระบบกำแพงกันดิน (Earth Retaining Structure) ผู้เขียนแนะนำให้ใช้ Model 3 คือ Modify โดยให้แรงดันดินด้านข้างเท่ากับศูนย์ที่ผิวดินและแรงดันดินที่ความลึกงานชุดใดๆ มีค่าเท่ากับแรงดันดินด้านข้างของ Rankine คือ $\sigma_a = \sigma_v - 2C$ ในการออกแบบระบบค้ำยันเข็มพืดนั้น จำเป็นจะต้องเลือกใช้แรงดันดินเพื่อใช้ในการออกแบบ โดยจะนำมาใช้เพื่อออกแบบขนาดและความลึกของเข็มพืดเหล็ก (Sheet Pile) โดยหากเปรียบเทียบระบบค้ำยันเข็มพืดกับโครงสร้างอาคารจะสามารถสรุปได้ดังนี้

- แรงกระทำ : มาจากแรงดันดินด้านข้าง (ใช้ทฤษฎี Modify Rankine Model 3)
- เข็มพืดเหล็ก : เกิดจากแรงกระทำของแรงดันดินสามารถนำมาออกแบบความยาวและขนาดของ Sheet Pile

- Wale : เป็นคานรัดขวางกับ Sheet Pile เพื่อถ่ายแรงจากเข็มพืดเหล็ก เพื่อให้ถ่ายแรงจาก Uniform Load มา Line Load และถ่ายสู่ระบบค้ำยัน (Strut)
- Strut : รับแรงจาก Wale ที่เป็น Line Load โดยถ่ายแรงจาก Strut ด้านหนึ่งไปสู่ Strut อีกด้านหนึ่ง โดย Strut จะมี Kingpost เป็นจุด Pin Point เพื่อเป็นโครงครอบ Strut ให้เลื่อนไปมา (Sliding) กับ Kingpost โดยไม่ให้อนุญาตให้เชื่อม Strut ยึดกับ Kingpost เด็ดเนื่องจากแรงดันดินอาจจะไม่สมดุลและจะดึงรั้งหรือดันให้ Kingpost พังลงมาทำให้ระบบพังกั้นที่ Strut หรือค้ำยันจะวางอยู่บน Kingpost เท่านั้น โดยใช้หูช้างหรือ Support ที่เชื่อมกับ Kingpost รับ น้ำหนักของ Strut เท่านั้น

ในการออกแบบ Sheet Pile จำเป็นจะต้องอาศัยแรงดันดินด้านข้าง ซึ่งจำเป็นอย่างมากที่ จะต้องพิจารณาอาศัยทฤษฎี Modify Rankine Earth Pressure Model 3 เพื่อหาความยาวของ Sheet Pile ในขณะที่การแรงกระทำในระบบค้ำยัน แนะนำให้ใช้ Apparent Earth Pressure Diagram ที่มีการปรับปรุง (Modify) โดยจะพบว่าค่าแรงดันที่เสนอโดย Terzaghi & Peck(1967) นี้มีอยู่ 2 ระบบด้วยกัน โดยในตำราบางเล่มจะเสนอแรงดันดินที่ความลึกใดๆ มีค่าเท่ากับ $\sigma_v - 4C$ หรือในขณะที่ตำราบางเล่มจะเสนอให้ใช้แรงดันดินที่ความลึกใดๆ มีค่าเท่ากับ $\sigma_v - 2C$ ซึ่งที่มาของแรงดันดิน Apparent Earth Pressure ดังกล่าวก็มีการ Modify เช่นเดียวกับทฤษฎี Rankine Active Earth Pressure ใน Model 2 และ Model 3 ในการออกแบบระบบค้ำยัน Sheet Pile ในดินอ่อนกรุงเทพฯ ซึ่งแนะนำให้ใช้ระบบแรงดันดิน Modify Apparent Earth Pressure โดยกำหนดให้แรงดันดินที่ความลึกใดๆ มีค่าเท่ากับ $\sigma_v - 2C$ เช่นเดียวกับที่ใช้ใน Model 3 หรือใช้ค่าเท่ากับ $\sigma_v - 4C$

2.4.4 การออกแบบ Sheet Pile

การออกแบบ Sheet Pile สามารถแยกการวิเคราะห์เป็นสองส่วน คือ ความยาวของ Sheet Pile และขนาดของ Sheet Pile

2.4.4.1 การออกแบบความยาว Sheet Pile

การออกแบบความยาว Sheet pile ต้องทราบแรงดันที่กระทำด้านข้างของดิน ซึ่งตามความเห็นแล้ว แนะนำให้ใช้ Modify Rankine Active Earth Pressure (Model 3) หรือ Modify Apparent Earth Diagram สำหรับกรณีดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) เช่น ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ในส่วนการออกแบบความยาว Sheet Pile สามารถคำนวณได้จาก 2 หลักการคือ

a)วิเคราะห์การสมดุลของแรงทั้ง Active และ Passive Earth Pressure โดยอาศัย Modify Rankine Active Earth Pressure (Model 3) และกำหนดระดับค้ำยัน (Strut Level) จากนั้นทำการวิเคราะห์สมการโดยอาศัยทฤษฎีแรงดันดินสมดุลด้านข้าง $\sum F_x = 0$ และโมเมนต์สมดุล $\sum M_o = 0$ ก็จะสามารถหาความยาว Sheet Pile ที่เหมาะสมได้

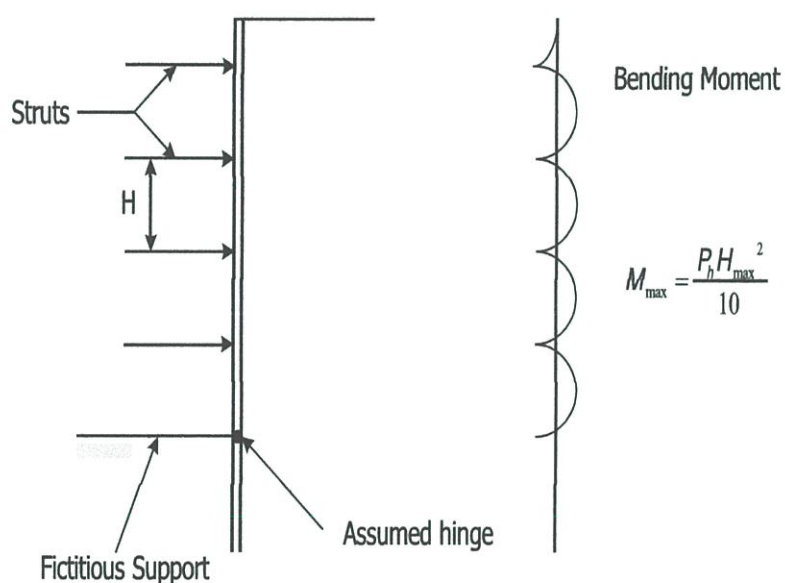
b)วิเคราะห์หาความยาวโดยตรวจสอบการเกิด Heave ไหลตลอดผ่านใต้ Sheet Pile (Heaving Effect)

ทั้งนี้จากผลการวิจัยหลายชิ้น โดยผลสรุปของ ดร. วันชัย (2539,2543) และ Teparaksa (1995) พบว่า การวิเคราะห์หาความยาวของ Sheet Pile โดยอาศัยทฤษฎีการสมดุลของแรง (ตามหัวข้อ 2.4.1.1a) จะมีความยุ่งยากอย่างมากในการประมาณแรงในค้ำยัน โดยเฉพาะอย่างยิ่งค้ำยันหลายๆชิ้น โดยผลสรุปจะพบว่าความยาวของ Sheet Pile ที่วิเคราะห์ได้โดยใช้วิธีการสมดุลจะสั้นกว่ากรณีที่ทำกรวิเคราะห์โดยวิธี Heave Effect ตามหัวข้อ 2.4.1.1b ส่วนการคำนวณหา Heaving Safety Factor นั้น ดร. วันชัย (2539) แนะนำให้ใช้วิธี Teng (1980) โดยเหตุที่แนะนำให้ใช้ทฤษฎีนี้เนื่องจากหลักการและกฎเกณฑ์อ้างอิงมาจากวิธี Rankine Active Earth Pressure ทั้งสิ้น โดยแรงดันดินที่กระทำให้เกิดการไหล (Heaving) จะมีค่าเท่ากับ $\gamma H+q$ ในขณะที่แรงต้าน หากไม่คิดถึง friction ในการ (slide) จะมีค่าเท่ากับ q_u หรือ $2c$ ดังนั้นพอสรุปได้ว่า Net Active Earth Pressure จะเท่ากับ $\gamma H+q-2c$ ซึ่งเท่ากับวิธี Modify Apparent Earth Pressure Diagram ที่เป็นทฤษฎีหลักอยู่แล้ว

2.4.4.2 การออกแบบหาขนาดของ Sheet Pile

การออกแบบหาขนาดของ Sheet Pile กระทำได้โดยการหา Moment ที่เกิดขึ้นกับ Sheet Pile อันเนื่องจากแรงกระทำของดินโดยทฤษฎี Modify Apparent Earth Pressure หลักการในการออกแบบ

คือ ให้เข็มพืดเป็นคานอันหนึ่งที่รับแรงดันดินทางด้านข้าง โดยมีจุดรับแรงดันด้านข้าง คือ ค้ำยันหรือ Strut และมีดินรองรับในส่วนใต้ระดับขุดด้านล่าง โดยสภาพที่ปลายเข็มพืดจะพิจารณาเป็น Fixed End ถ้าระบบเข็มพืดเป็นระบบ Fixed End และจะพบว่าจุดที่ความลึกสุดท้ายในการขุดจะมีสภาพเป็น Hinge แต่ทั้งนี้จะต้องเท Lean Concrete ป้องกันไว้ด้วย ถ้าเข็มพืดเป็นระบบ Free End หรือปลายเข็มพืดไม่ยึดลงในดินแข็ง เช่น ดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ (BKK stiff clay) การวิเคราะห์จะต้องทำการวิเคราะห์โดยวิธี Analysis Indeterminate Structure เพื่อหาค่า Moment ในแต่ละ Node และหาค่า Maximum Moment ต่อไป จากค่า Moment สูงสุดที่กระทำกับ Sheet Pile จะสามารถคำนวณหา Section Modulus ที่ต้องการได้ โดยสามารถประมาณค่า Moment ได้จากหลักการที่เสนออยู่ในภาพที่ 2.19



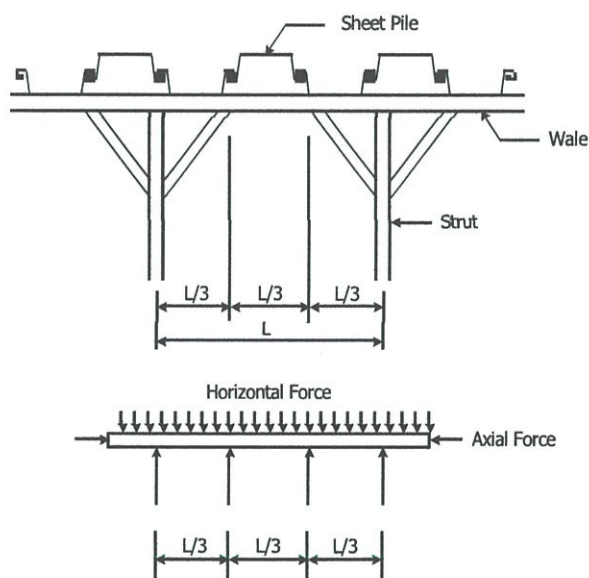
ภาพที่ 2.19 Design of continuous sheet pile

2.4.5 การออกแบบ Wale

Wale จะออกแบบเพื่อให้ต้านแรงดันด้านข้างจาก Sheet Pile ซึ่งจะถ่ายแรงดันดินที่กระทำกับ Sheet Pile ให้เป็น Horizontal Force เข้าสู่ wale รูปร่างของ Wale ส่วนใหญ่จะเป็น H-Beam และความยาว ตลอดเพื่อให้การถ่ายแรงได้สมบูรณ์ โดยปกติแล้ว Wale จะปฏิบัติตัวเองเช่นคานต่อเนื่องที่จะรับแรง Bending Moment เท่านั้น เนื่องจากจะทำตัวเป็นโครงสร้างที่ถ่ายแรง Uniform form load จากแรงดันดินให้

ถ่ายไปสู่ค้ำยันหรือ Strut นอกจาก Moment จากแรงดันด้านข้างแล้วในกรณีงานขุดดินรูปร่างสี่เหลี่ยม (มิใช่ การขุดร่องยาวตลอดหรือ Trench) จะยังมีแรง Axial Force ใน Wale เกิดขึ้นด้วยเนื่องจากมีแรงกระทำจาก จุดตั้งฉากบริเวณจุดเปลี่ยนมุมทำให้ Wale มีสภาพเป็น Combined Bending & Compression Member ดังนั้น การออกแบบเพื่อหาขนาด Wale จะคำนวณโดยให้ Wale มีความยาวต่อเนื่อง (Continuous Beam) รับแรงทั้งในแนวราบ (Lateral Force) และในแนวแกน (Axial Force)

ขนาดของ Wale จะเปลี่ยนแปลงขึ้นกับระยะของค้ำยัน (Bracing) หรือระยะห่างของ Strut โดยทั่วไป แล้วการออกแบบค้ำยันหรือ Strut จะออกแบบเพื่อให้ระยะค้ำยันใน Waler สันลงโดยออกแบบให้ ใช้ค้ำยันจาก Strut เป็นรูปตัว Y บริเวณที่จะค้ำกับ Waler ดังแสดงในภาพที่ 2.20



ภาพที่ 2.20 รูปแบบการวิเคราะห์แรงกระทำที่เกิดขึ้นใน Wale

การกำหนดช่วงความยาวของ Wale

ช่วงความยาวของ Wale นั้น ขึ้นอยู่กับระยะห่างของ Strut เป็นหลัก หรือค่า Horizontal Spacing ในสภาพการก่อสร้างจริงที่ปรากฏของ Strut โดยทั่วไปจะจัดเป็นรูป Y โดยแต่ละข้างทำมุมกางออกไป ประมาณ 45° เฉพาะช่วงความยาวของคานสุดท้ายของค้ำยันเท่านั้น เพื่อลดช่องความยาวคานหรือ

Span Length ของ Wale ให้ลดลง เพื่อความประหยัดโดยจะไม่ต้องใช้หน้าตัดขนาดใหญ่ขึ้น ดังนั้น จะพบว่า ความยาวของ Wale ในการออกแบบโดยทั่ว ๆ ไปมีค่าเท่ากับ Horizontal Spacing ของค้ำยัน / 3

ค่า Uniform Load จากแรงดันดิน

ค่า Uniform Load จากแรงดันดินที่กระทำต่อ Wale นั้น จะมีค่าเท่ากับ Load per Meter ของ Strut ในแต่ละ layer ที่คำนวณได้ ซึ่งจะก่อให้เกิดค่า Maximum Moment ใน Wale เท่ากับ

$$M_{\max} = \frac{WL^2}{10}$$

เมื่อ W = Uniform Load on Wale (t/m)

L = Horizontal Spacing ของค้ำยัน / 3 (m)

การเลือกขนาดของ Wale

การออกแบบ Combined Compression & Bending Moment ตามมาตรฐานกำหนดของ AISI ได้กำหนดมาตรฐานสำหรับโครงสร้างส่วนที่รับแรงอัดและโมเมนต์ดัด ไว้ดังนี้

ถ้า $\frac{f_a}{F_a} > 0.15$ แล้ว

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{F_b \left(1 - \frac{f_a}{F_e}\right)} < 1.0$$

$$\frac{f_a}{0.6F_a} + \frac{f_b}{F_b} < 1.0$$

แต่ถ้า $\frac{f_a}{F_a} \leq 0.15$ แล้ว

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} < 1.0$$

เมื่อ f_a = หน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นจริง

(โดยรวมหน่วยแรงอัดใน Wale กับหน่วยแรงที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ)

f_b = หน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นจริง

F_a = หน่วยแรงอัดที่ยอมให้

$$F_e = \frac{12\pi^2 E}{23\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

F_y = กำลังจุดคานงของเหล็ก (ksc.) สำหรับเหล็ก A36 ; $F_y = 2520$ ksc.

E = 2.1×10^6 ksc.

K = ตัวคูณประกอบของความยาวประสิทธิผล

L = ความยาวอิสระ

r = รัศมีจายเรชั่นรอบแกนที่เกิดโมเมนต์ดัด

C_m = ค่าสัมประสิทธิ์ (Modification Factor) ซึ่งในที่นี้กำหนดให้ เท่ากับ 1.0

ดังนั้นในการออกแบบผู้ออกแบบจะต้องคำนึงถึงแรงกระทำกับ Wale ทั้งหมด โดยในการออกแบบผู้ออกแบบจะต้องศึกษารูปร่างของการจัด Sheet Pile ว่ามีรูปร่างอย่างไร มีการถ่ายหน่วยแรงอัดเข้าในคานหรือไม่ และผลของอุณหภูมิเปลี่ยนแปลงจะมากเพียงใด ในกรณีงานขุดร่องน้ำหรือวางท่อต่างๆ ผลกระทบจากหน่วยแรงอัดใน Wale และผลจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิจะไม่นำมาพิจารณาในการออกแบบ

การพิจารณาผลของการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิต่อแรงอัดใน Wale

เนื่องจาก Wale เป็นโครงสร้างเหล็กที่สามารถขยายตัวหรือหดตัวได้เมื่ออุณหภูมิของอากาศเปลี่ยนแปลง จึงมีความจำเป็นที่ต้องพิจารณาผลของอุณหภูมิ เนื่องจากงานก่อสร้างในประเทศไทยมีอากาศร้อนมากอยู่แล้ว ความสัมพันธ์ระหว่าง Stress ที่เกิดขึ้นภายในโครงสร้างกับอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปสามารถประมาณได้ ดังนี้ (Teparaksa ,1995)

$$\Delta\sigma = 0.000011E_s\Delta t$$

เมื่อ Δt คือ อุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงในหน่วย $^{\circ}\text{C}$ มีค่าในการออกแบบทั่วไป = 5°C

$$E_s = \text{โมดูลัสของเหล็ก (ksc.)}$$

$$\Delta\sigma = 0.000011 \times 2.1 \times 10^6 \times 5 = 116 \text{ ksc.}$$

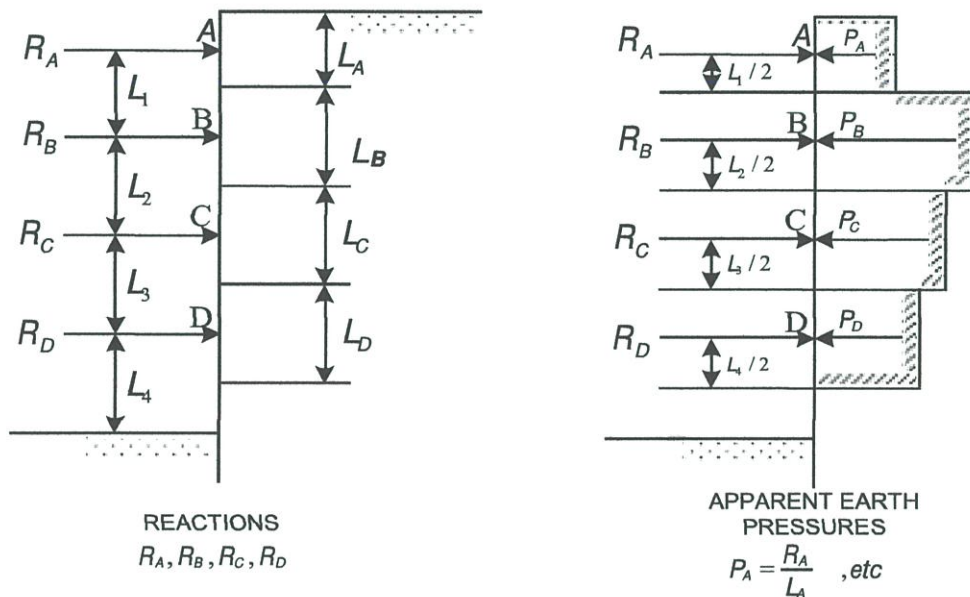
การคิดกำลัง Over Stress ของโครงสร้างเหล็ก

เนื่องจากโครงสร้างเหล็กในระบบป้องกันดินนั้น เป็นระบบโครงสร้างชั่วคราว (Temporary Work) ดังนั้น ในการออกแบบ บางครั้งจึงยอมให้เกิดการ Over Stress ได้ แต่ไม่ควรเกิน 30% (Teng,1980) ทั้งนี้เพื่อความปลอดภัยในตัวเอง ดังนั้น ถ้าผู้ออกแบบยอมให้เกิดค่า Over Stress จะได้ ค่า Acting Axial Stress จะลดลง ดังนี้

$$F = \frac{\text{Force}}{1.3 \times \text{Area}}$$

2.4.6 การออกแบบ Strut

ค้ำยันหรือ Strut จะรับแรงดันดินหรือกระทำผ่าน Sheet Pile และแปลงแรงกระทำจาก Uniform load โดย Waler ให้เป็น Line load หรือ point load เข้าสู่ค้ำยันหรือ Strut การออกแบบ Strut อาจจะแยกออกเป็นสองส่วนคือ Strut ชั้นบนสุดและ Strut ระดับล่างๆ โดย Strut ชั้นล่างๆนั้นจะเป็นระบบ Sliding โดยจะออกแบบให้รับแรงจากแรงดินที่ถ่ายมาจาก Wale และกระทำกับค้ำยันในแนว Axial Force เท่านั้น แต่ในส่วนของ Strut ระดับบนสุดหากเป็นในกรณีที่แยก Platform จาก Strut การออกแบบจะเหมือนกับ Strut ตัวอื่นๆ แต่หาก Platform ออกแบบให้ใช้รวมกับ Strut ชั้นแรก การออกแบบ Strut ชั้นบนนี้ นอกจากจะออกแบบให้รับ Axial Force แล้ว ยังต้องออกแบบให้รับน้ำหนักจาก Platform ที่จัดทำขึ้นเพื่อให้เครื่องจักรเข้ามาทำการขุดดิน และขนส่งดินออกนอกโครงการ การประมาณแรงกระทำใน Strut สามารถประมาณได้จาก Modify Apparent Pressure Diagram โดยแบ่งแรงดันดินออกเป็นช่วงๆตามตำแหน่งค้ำยัน โดยแบ่งบริเวณ ณ จุดกึ่งกลางของระดับค้ำยันแต่ละชั้นนอกจากนั้น และเปลี่ยนแรงดันดินไปเป็นแรงในค้ำยันได้ ดังแสดงในภาพที่ 2.21



ภาพที่ 2.21 การเปลี่ยนแรงดันปรากฏไปเป็นแรงดันดินด้านข้าง

จากตัวอย่างในรูปที่ 4.6 ประกอบด้วยค้ำยันหรือ Strut จำนวน 4 ชั้น คือ R_A , R_B , R_C และ R_D โดยจะพบว่าค้ำยัน R_A จะรับแรงดันดินกระทำในส่วนระยะ L_A , ค้ำยัน R_B จะรับแรงดันดินในส่วนระยะ R_B , ค้ำยัน R_C จะรับแรงดันดินในส่วนระยะ L_C , ในขณะที่ค้ำยัน R_D จะรับแรงดันดินในส่วนระยะ L_D ซึ่งสุดท้ายจะเห็นว่าแรงดันดินส่วนล่างได้ระยะ L_D หรือแรงดันดินเท่ากับ $L_D/2$ ไม่ได้ถ่ายแรงให้ค้ำยันอะไรเลย ดังนั้นการออกแบบ Strut จะต้องออกแบบ Lean Concrete หรือคอนกรีตหยาบที่เทกับพื้นดินชุดให้รับแรงในส่วนระยะ $L_D/2$ นี้

Strut ต้องออกแบบให้มีจุดยึดเพื่อป้องกันการเกิดการโก่งของโครงสร้างซึ่งจุดที่จะยึดโครงสร้างคือ จุดที่ติดตั้ง King Post โดย Kingpost จะออกแบบให้เป็น Pin Point โดยต้องไม่ทำการเชื่อมแบบยึดติด (Fixed Point) กับค้ำยันหรือ Strut แต่จะออกแบบให้เป็นระบบเลื่อน (Sliding Strut) โดย Strut จะวางอยู่บน Kingpost โดยกำหนดรูปของ L/r (L = ระยะห่างระหว่าง Kingpost ในขณะที่ r = รัศมีไจเรชั่นหรือ radius of gyration ของค้ำยัน) เพื่อหาตำแหน่งที่จะติดตั้ง King Post ทั้งในแนวตั้งฉากและในแนวเดี่ยวกบแนวของ

Strut ระยะห่างของ King Post หรือจุดยึดต้องห่างเพียงพอให้เครื่องจักรสามารถทำงานชุดได้ เช่นประมาณ 6 เมตร การออกแบบมีรายละเอียดดังนี้

การเลือกขนาดหน้าตัด Strut

จะพิจารณาหาขนาดหน้าตัดที่เล็กที่สุด ที่มีค่าหน่วยแรงที่ยอมให้มากกว่าหน่วยแรงที่เกิดจริง ตามมาตรฐาน AISC ที่กำหนดไว้ เหมือนเช่นในการออกแบบ Wale

การพิจารณาผลการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิสูงขึ้น

เช่นเดียวกับการออกแบบ Wale ค่า Axial Stress จะต้องเพิ่มไปเท่ากับ 116 ksc. เนื่องจากผล การขยายตัวของเหล็กเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น

การคิด Over Stress ใน Strut

การคิด Over Stress ใน Strut นั้น หลักการและเหตุผลคิดเช่นเดียวกับกรณีใน Wale แต่เพื่อความปลอดภัยของโครงสร้างจึงจะกำหนดให้คิด Over Stress เฉพาะในแรงอัดเท่านั้น ไม่รวมถึง Bending Stress และพิจารณาเฉพาะในแกน Y เท่านั้น

2.4.7 การออกแบบ Kingpost

King Post คือ เสาที่ค้ำระบบค้ำยันทั้งหมดตั้งที่ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อที่ 6 ในขณะเดียวกัน King Post จะเป็นเสาหลักที่รับน้ำหนักบรรทุกจาก Platform หรือ รถบรรทุก , รถตักดิน, ขนดิน หรือแม้กระทั่ง กองทราย กองเหล็กที่วางบน Platform และจะถ่ายลงสู่ชั้นดินข้างล่าง ในการก่อสร้าง Kingpost จะต้องทำการตอกลงในดินเป็นลำดับแรก เพื่อทำการขนส่งและขุดดิน การตอกเสา Kingpost จะทำการตอกโดยใช้เครื่อง ตอก Vibro Hammer จะไม่ใช่ปั้นจั่นตอกเสาเข็มเป็นอันขาด ดังนั้นความลึกในการตอกเสา Kingpost จึงจำกัด เนื่องจากกำลังของเครื่องมือ ซึ่งในชั้นดินกรุงเทพฯ เสา Kingpost จะต้องได้ลึกประมาณ 18-20 ม.จากระดับผิวดิน

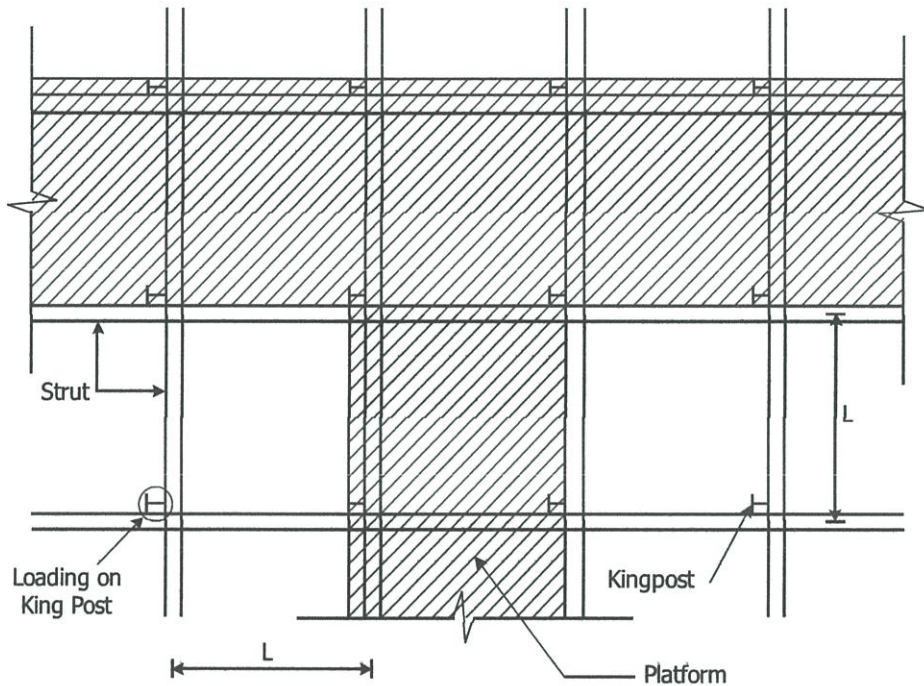
การออกแบบ King Post จะกำหนดระยะห่างจากการคำนวณแรงใน Strut ดังที่กล่าวมาแล้วในหัวข้อที่ 6 การจัดวาง King Post อาจออกแบบให้รับแรงจาก 2 ระบบ คือ

- King Post สำหรับรับน้ำหนักบรรทุกทุกจาก Platform (น้ำหนักรถต่างๆ ที่ทำงานในโครงการ)
- King Post สำหรับยึด Strut ให้เลื่อนไกลได้สะดวกและรับน้ำหนักเหล็กของโครงสร้าง Strut

จุดสำคัญในการออกแบบ King Post คือ

- ขนาด Section ที่กำหนด ต้องสามารถรับแรงที่เกิดจาก Platform
- ที่ความลึกเท่าใด กำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของ King Post ในส่วนจมใต้ดินชุด จึงจะรับน้ำหนักบรรทุกทุกจาก Platform ได้

น้ำหนักบรรทุกบน Platform โดยส่วนใหญ่เกิดจากแรงกระทำของรถขนดิน รถขุดดิน เครื่องจักรอื่นๆ เช่น รถเครนยกวัสดุ และเสาเข็มที่ตัดแล้ว รวมทั้งกองทราย กองเหล็ก ในทางปฏิบัติแล้วนั้นพบว่าน้ำหนักบรรทุกบน Platform (Surcharge = q) สำหรับงานขุดดินลึกในกรุงเทพฯ ด้วยระบบค้ำยัน Sheet Pile สามารถใช้เท่ากับ 2 ตัน / ตร.ม. โดยหากพิจารณาจากพื้นที่ของการจัด Platform ในภาพที่ 2.22 จะพบว่าน้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายส่ง Kingpost 1 ตัน จะมีค่าเท่ากับ $Q \times L \times L/2$ หรือ $2 \times L \times L/2$ ตัน



ภาพที่ 2.22 การถ่ายน้ำหนักบรรทุกจาก Platform ลงสู่ Kingpost

การออกแบบ King Post จะออกแบบให้รับแรงเฉพาะในแนวแกนเท่านั้น (Axial Force) คือน้ำหนักจาก Surcharge ของ Platform เท่านั้น ดังนั้นจะพบว่า Kingpost ก็คือ เสาเข็มนั่นเอง หลักการคำนวณใช้หลักการเช่นเดียวกับการออกแบบเสาเข็มโดยแยกออกเป็นแรงเสียดทานผิวของเสาเข็ม (Skin Friction) และแรงต้านปลายเสาเข็ม (Bearing Capacity) ส่วนของแรงเสียดทานผิวของ King Post จะคำนึงเฉพาะในส่วนที่ลึกต่ำกว่าระดับจุดเท่านั้น การคำนวณสามารถคำนวณได้จาก

$$Q_u = Q_f + Q_b$$

$$Q_f = P (\sum \alpha s_u \Delta L)$$

$$Q_b = 9 S_u A \quad (\text{กรณีปลาย Kingpost จมในชั้นดินเหนียว})$$

$$Q_b = K_s \sigma'_v \tan \delta \quad (\text{กรณีปลาย Kingpost จมในชั้นดินทราย})$$

$$Q_b = Q_u / SF$$

เมื่อ Q_u = กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย (Ultimate Pile Capacity) (ตัน)

Q_f = กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกเสียดทานผิว (Ultimate Skin Friction) (ตัน)

Q_b = กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกเสาเข็ม (End Bearing Capacity) (ตัน)

P = เส้นรอบรูป (Perimeter of Kingpost) (ตร.ม.)

α = Adhesion Factor

S_u = กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Undrained Shear Strength) (ตัน / ตร.ม.)

ΔL = ความยาวของ Kingpost ในแต่ละชั้นดิน (Length of Kingpost at Each Soil Layer) (ม.)

A = พื้นที่หน้าตัด (Cross Section Area) (ตร.ม.)

S = สปส. ความปลอดภัย (Safety Factor)

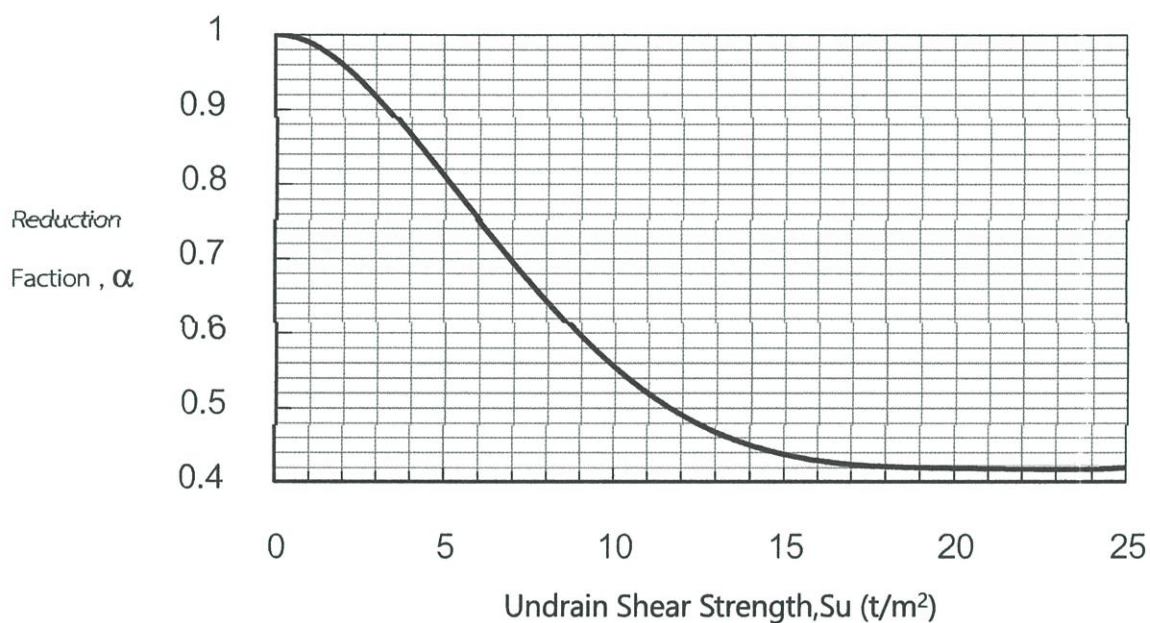
K_s = สปส. แรงดันดินด้านข้างเสาเข็ม

(Coefficient of lateral Earth Pressure = 0.7)

σ'_v = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่งของดิน (Effective Vertical Earth Pressure) (ตัน / ตร.ม.)

δ = $3\phi/4$; โดย ϕ = มุมเสียดทานภายในของทราย (Angle of Internal Friction) (Degree)

ค่า α หรือ Adhesion Factor สำหรับงานออกแบบ Kingpost ในชั้นดินกรุงเทพ ได้เสนอ ความสัมพันธ์ของ α กับ กำลังรับแรงเฉือนของดิน , S_u ดังภาพที่ 2.23



ภาพที่ 2.23 ความสัมพันธ์ระหว่าง α กับ กำลังรับแรงเฉือนของดิน , S_u

ความยาวของ King Post จะต้องคำนวณโดยต้องออกแบบให้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (Allowable Pile Capacity) ให้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกจาก Platform ได้โดยในกรณีงานขุดดิน ซึ่งเป็นงานชั่วคราว ใช้ค่า Safety Factor ประมาณ 1.25 จากค่า Ultimate Pile Capacity ที่คำนวณได้ข้างต้นในทางปฏิบัติจริง การออกแบบระบบค้ำยัน ทั้ง Strut , Wale และ King Post จะมีการเปลี่ยนแปลงไปบ้าง เพื่อให้สามารถทำการก่อสร้างได้ เช่น ต้องจัดวางตำแหน่ง Strut ให้หลบตำแหน่งเสาของโครงสร้าง ตำแหน่งของ King Post จะต้องออกแบบให้ไม่ตรงกับตำแหน่งของเสาเข็ม ทั้งนี้การเปลี่ยนแปลงใดๆ ย่อมขึ้นอยู่กับวิจารณ์ญาณของผู้ออกแบบเป็นสำคัญ

2.4.8 การออกแบบ Lean Concrete

Lean Concrete คือส่วนที่สำคัญมากที่สุดสำหรับงานขุด ทั้งนี้เนื่องจากเหตุผลดังที่เคยกกล่าวแล้วในหัวข้อที่ 2.4.6 ว่าแรงดันดินในส่วนล่างสุด คือ ส่วนที่ความกว้างเท่ากับ $L_d/2$ จำเป็นที่จะต้องมีความต้านทานมารับไว้ ในความเข้าใจของวิศวกรทั่วไปเข้าใจว่า แรงดันดินส่วนนี้น้ำจะรับโดยแรงดันดินภายใน (Passive Earth Pressure) โดยอนุญาตให้แรงดันดินด้านข้างส่วน $L_d/2$ นี้ถ่ายเข้ามาและแรงดันภายในด้านอยู่ ซึ่งแสดงว่าเสาเข็มพืดหรือ Sheet Pile จะต้องขยับตัวออก ทำให้จุดหมุนหรือจุด Fixed Point จะไม่อยู่ที่ระดับดินขุด แต่จะเลื่อนต่ำลงมาอันจะส่งผลให้เกิด Moment กระทำกับ Sheet Pile มากขึ้น และการเคลื่อนตัวของกำแพง Sheet Pile เกิดมากขึ้นด้วย

นอกจากเหตุผลข้างต้นแล้ว การเท Lean Concrete ที่ระดับความลึกการขุดมากสุดนั้น จะช่วยทำให้เกิด Fixed Point หรือ จุดหมุนที่ระดับความลึกสุดท้ายของการขุด ซึ่งส่วนนี้จะเป็นส่วนสำคัญมาก เพราะ Lean Concrete จะมีพฤติกรรมเช่นเดียวกับค้ำยัน (Strut) ทั่วไป แต่เป็น Strut ที่บางและเพเป็นผืนๆ ซึ่งนอกจากจะมีประโยชน์ในประเด็นการรับแรงและการลด Moment ใน Sheet Pile แล้ว ยังทำให้โครงการสะอาดพื้นที่ก่อนจะวางเหล็กเสาดและเทคอนกรีตฐานรากได้สะดวก และลดการทรุดตัวของฐานรากขณะเทคอนกรีต หากกำลังรับแรงต้านทานของดิน (Bearing Capacity of Soil) ไม่เพียงพอ

การออกแบบ Lean Concrete สามารถออกแบบได้ดังนี้

$$f_c (\text{Lean Concrete}) = 0.1 f'_c$$

โดย $f_c (\text{Lean Concrete})$ คือ Allowable Compressive Strength Of Lean

Concrete (K_{sc}) หรือกำลังรับแรงอัดปลอดภัยของ

Lean Concrete

f'_c คือ Ultimate Compressive Strength Of Lean Concrete (K_{sc}) หรือ

กำลังอัดประลัยของ Lean Concrete

การใช้ค่าความปลอดภัยของ Lean Concrete ดังที่ได้แสดงไว้ในสมการข้างต้น เนื่องจาก Lean Concrete หนาเพียงประมาณ 0.10 - 0.15 ม. ดังนั้นพฤติกรรมจะเป็นลักษณะของพื้นบาง (Thin Plate) ซึ่งผู้เชี่ยวชาญด้านวิศวกรรมโครงสร้างแนะนำว่าเพื่อความปลอดภัยในการออกแบบ ควรใช้กำลังของ

บทที่ 3

ขั้นตอนการติดตั้งและออกแบบ Steel sheet pile wall

3.1 ส่วนประกอบของโครงสร้าง Steel sheet pile wall

3.1.1 แผ่นเหล็กพืด (Steel Sheet Pile) เป็นแผ่นเหล็กลอนรูปต่างๆ มีความยาวตามกำหนดใช้ตอกในแนวตั้ง สำหรับป้องกันแรงดันน้ำ และแรงดันดิน ที่กระทำตามความลึกของการขุด

3.1.2 เหล็กค้ำยันรอบ (Wale) เป็นส่วนของโครงสร้างที่ต้านแรงกระทำทางด้านข้างจากแผ่นเหล็กพืด (Sheet Pile) ซึ่งจะถ่ายแรงเป็นแรงกระจาย (uniform horizontal force) เข้าสู่เหล็กค้ำยันรอบ (Wale)

3.1.3 เหล็กค้ำยัน (Strut) เป็นส่วนโครงสร้างที่รับแรงแนวแกนที่ถ่ายจากเหล็กค้ำยันรอบ (Wale) และรับแรงแนวตั้งที่ถ่ายจากแผ่นเหล็กพื้น (Platform) ซึ่งนำมาวางบนเหล็กค้ำยัน (Strut) เพื่อใช้ประโยชน์ต่างๆ ในขั้นตอนการก่อสร้างเหล็กค้ำยัน (Strut) โดยทั่วไปจะมี 2 ชนิด คือ เหล็กค้ำยันตามแนวยาว และเหล็กค้ำยันตามแนวขวางและแบ่งเป็นชั้น ๆ ตามระดับความลึก

3.1.4 เสาเหล็กหลัก (Kingpost) เป็นส่วนที่รับแรงจากเหล็กค้ำยัน (Strut) ในแนวตั้งแล้วถ่ายลงสู่ดิน ทำหน้าที่เหมือนเสาในอาคารขนาดใหญ่ ยังสามารถใช้เป็นฐานรากในการรับปั้นจั่นเสาสูง (Tower Crane) ในการลำเลียงวัสดุและสิ่งต่างๆ ได้อีกด้วย

หมายเหตุ แผ่นเหล็กพื้น (Platform) เป็นโครงสร้างที่ประกอบด้วยตงเหล็กและแผ่นเหล็กที่นำมาเชื่อมติดกันทำหน้าที่เหมือนพื้นวางอยู่บนเหล็กค้ำยัน (Strut) เพื่อใช้ประโยชน์ในการขุดดินการขนส่งวัสดุ และอื่นๆ ฯลฯ

3.3 การก่อสร้างระบบโครงสร้างกันดินแบบ Steel Sheet Pile

ในการก่อสร้างจริงเราจะได้แบบพิมพ์เขียวที่เป็นแบบก่อสร้าง(for construction drawing) เพื่อนำมาก่อสร้างที่หน้างานก่อนลงมือสร้างเราต้องศึกษารายละเอียดในแบบทั้งหมด ให้เข้าใจอย่างชัดเจนก่อนการทำงาน

3.3.1 ขั้นตอนการก่อสร้าง

3.3.1.1 ต้องสำรวจหาข้อมูลว่าบริเวณใต้ดินนั้นๆ มีระบบสาธารณูปโภคอยู่หรือไม่ เช่น ท่อไฟฟ้า ท่อประปา ท่อโทรศัพท์ ถ้ามีก็ต้องทำการย้ายออกให้พ้นจากพื้นที่ที่ก่อสร้างเพื่อป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้น

3.3.1.2 เลือกเครื่องมือให้เหมาะสมกับงาน เช่น เครื่องตอกและถอนแผ่นเหล็กพืด (Sheet Pile) เครื่องขุดดิน รถบรรทุก ฯลฯ

3.3.1.3 ทำการวางแผนการตอกแผ่นเหล็กพืด (Sheet Pile) ตามแนวฐานรากตามแนว กำหนดโดยต้องรันแบบห่างจากขอบฐานราก 1.00-1.50 เมตร ตามความเหมาะสม

3.3.1.4 ปักแผ่นเหล็กพืด (Sheet Pile) ตามแนวที่วางไว้และทำการตอกแผ่นเหล็กพืด (Sheet Pile) ทีละแผ่นให้ได้แนวระดับที่ต้องการ

3.3.1.5 ตอกเสาเหล็กหลัก (Kingpost) ตามจำนวนที่กำหนดในแบบตามตำแหน่งและระดับที่กำหนด โดยอาจจะตอกพร้อมกับแผ่นเหล็กพืด (Sheet Pile) ก็ได้ โดยต้องวางแผนในการใช้เครื่องจักรอย่างมีประสิทธิภาพสูงสุดในการตอก เช่น อาจตอกพร้อมกันในพื้นที่โดยแบ่งเป็นโซนต่างๆ

3.3.1.6 นำเหล็กค้ำยัน (Strut) และเหล็กค้ำยันรอบ (Wale) วางตามแนวที่กำหนด และทำการเชื่อมติดกับเสาเหล็กหลัก (Kingpost) และแผ่นเหล็กพืด (Sheet Pile)

3.3.1.7 นำแผ่นเหล็กพื้น (Platform) มาวางบนเหล็กค้ำยัน (Strut) เพื่อเป็นจุดที่ให้รถขุดดินสามารถวิ่งบนแผ่นเหล็กพื้น (Platform) เพื่อทำการขุดดินชั้นแรก ออกให้อยู่ในระดับที่สามารถติดตั้งเหล็กค้ำยัน (Strut) และเหล็กค้ำยันรอบ (Wale) ชั้นต่อไปได้

3.3.1.8 นำคอนกรีตเติม (fill) ลงในรอยต่อช่องระหว่างเหล็กค้ำยัน (Strut) กับเหล็กค้ำยันรอบ (Wale) และแผ่นเหล็กพืด (Sheet Pile) กับเหล็กค้ำยันรอบ (Wale) เพื่อเสริมความแข็งแรง จุดต่อให้มากขึ้น เพื่อป้องกันการโก่งงอของปีกของเหล็กค้ำยัน(Wale) และแผ่นเหล็กพืด (Sheet Pile) เพราะถ้าเกิดการโก่งงอขณะก่อสร้างจะทำให้โครงสร้างพังทลายได้

3.3.2 ขั้นตอนการติดตั้งเข็มพืดเหล็ก แบ่งได้เป็น 2 ขั้นตอนดังนี้

3.3.2.1 งานปักแฉกเข็มพืดเหล็ก

- ก) กำหนดแนวของแฉกเข็มพืดเหล็กโดยศึกษาจากแบบแผนที่ตั้งโดยสังเขป(Lay out)
- ข) ทำ Leg Guides ตามแนวที่เกิดขึ้น เพื่อให้แฉกเข็มพืดเหล็กอยู่ในแนวที่ถูกต้อง
- ค) ขุดหน้าดินจนถึงระดับความลึกประมาณ 0.50-1.00 เมตร จากผิวดิน เพื่อช่วยในการปักแฉกเข็มพืดเหล็กลงในดินทำได้สะดวกขึ้น ดังภาพที่ 3.1
- ง) ใช้ Crane ยกแฉกเข็มพืดเหล็กเข้ามาในแนวของ Leg Guides แล้วปล่อยให้แฉกเข็มพืดเหล็กจมลงดิน ด้วยน้ำหนักของแฉกเข็มพืดเหล็กเอง ดังแสดงในภาพที่ 3.2
- จ) ใช้ Crane ยกแฉกเข็มพืดเหล็กแผ่นใหม่ เข้ามาสอดในร่องเขี้ยวของแผ่นแฉกเข็มพืดเหล็กที่ได้ปักลงไปแล้ว และปล่อยให้แฉกเข็มพืดเหล็กเคลื่อนตัวลงในดิน แล้วทำเช่นนี้ต่อไปเรื่อยๆ ดังแสดงในภาพที่ 3.3

3.3.2.2 การตอกแฉกเข็มพืดเหล็ก

- ก) ใช้หัวของ Vibro Hammer จับที่ปลายแฉกเข็มพืดเหล็กแล้วทำการตอกลงไป在地 ด้วยระบบสั่น
- ข) ตอกเสาเข็มพืดเหล็กตามแนวที่กำหนดดังแสดงในภาพที่ 3.4 และ 3.5

3.2 คุณสมบัติของวัสดุ (Material Properties)

SHEET PILE

Section	Dimensions			Area of Section	Weight		Moment of Inertia		Modulus of Section	
	W (mm)	h (mm)	t (mm)	per pile (cm ²)	per pile (kg/m)	per wall width (kg/m ²)	per pile (cm ⁴)	per wall width (cm ⁴ /m)	per pile (cm ³)	per wall width (cm ³ /m)
SP - 3	400	125	13.0	76.42	60.0	150	2,220	16,800	223	1,340
* SP - 3A	400	150	13.1	74.40	58.4	146	2,790	22,800	250	1,520
SP - 4	400	170	15.5	96.99	76.1	190	4,670	38,600	362	2,270
* SP - 5L	500	200	24.3	133.80	105.0	210	7,960	63,000	520	3,150

Note : * Not available in THAILAND

โดย Sheet pile ที่มีขายในตลาด จะนิยมใช้ เกรด SY295 มีค่า $f_y = 295 \text{ Mpa} = 3008.16 \text{ ksc}$

H - BEAM

Size (mm)	Weight (kg/m)	Area of Section (cm ²)	Moment of Inertia (cm ⁴)		Radius of Gyration (cm)		Moment of Section (cm ³)	
			I _x	I _y	r _x	r _y	Z _x	Z _y
A X B X t ₁ X t ₂ X r	W	A	I _x	I _y	r _x	r _y	Z _x	Z _y
* 200 X 200 X 8 X 12 X 13	49.9	63.53	4,720	1,600	8.62	5.02	472	160
* 250 X 250 X 9 X 14 X 16	72.4	92.18	10,800	3,650	10.80	6.29	867	292
300 X 300 X 10 X 15 X 18	94.0	119.80	20,400	6,750	13.10	7.51	1,360	450
350 X 350 X 12 X 19 X 20	137.0	173.90	40,300	13,650	15.20	8.84	2,300	776
400 X 400 X 13 X 21 X 22	172.0	218.70	66,600	22,400	17.50	10.10	3,330	1,120
* 588 X 300 X 12 X 20 X 28	151.0	192.50	118,000	9,020	24.80	6.85	4,020	601
* 594 X 302 X 14 X 23 X 28	175.0	222.40	137,000	10,600	24.90	6.90	4,620	701



ภาพที่ 3.1 แสดงการขุดหน้าดินและการจัดทำ Leg Guide



ภาพที่ 3.2 แสดงการปักเข็มพืดเหล็ก



ภาพที่ 3.3 แสดงการจัดวางเข็มพืดเหล็กให้ตรงแนวร่อง Interlocking



ภาพที่ 3.4 แสดงการตอกเสาเข็มพืดเหล็กโดยใช้ Vibro Hammer



ภาพที่ 3.5 แสดงแนวเสาเข็มพืดเหล็กหลังจากการตอก

3.3.3 ขั้นตอนการติดตั้ง Wale

เริ่มต้นโดยการกำหนดแนวระดับของ Wale โดยศึกษาจากขั้นตอนการทำงาน (Procedure of construction)

3.3.3.1 ขุดดินออกจนถึงระดับที่สามารถทำงานได้

3.3.3.2 ติดตั้งหูช้าง (Bracket) เพื่อใช้เป็น Support ของ Wale ดังแสดงในภาพที่ 3.6

3.3.3.3 ติดตั้ง Wale ห่างจากเสาเข็มพืดเหล็กประมาณ 0.10 เมตร โดยยาวต่อกันเป็นแนวตรง และติดตั้ง Cover plate บริเวณรอยต่อ โดยให้มีระยะไม่น้อยกว่า 0.50 เมตร ดังภาพที่ 3.7

3.3.3.4 เมื่อติดตั้งชิ้นส่วนเสร็จแล้ว ให้ทำการเทคอนกรีตบริเวณช่องว่างระหว่าง Wale กับเสาเข็มพืดเหล็ก ดังแสดงในภาพที่ 3.8



ภาพที่ 3.6 แสดงการติดตั้ง Bracket และ Wale



ภาพที่ 3.7 แสดงการเทคอนกรีตบริเวณช่องว่างระหว่าง Wale กับแผงเข็มพืดเหล็ก

3.3.4 ขั้นตอนการติดตั้งตัวค้ำยัน (Strut)

Strut จะเป็นตัวค้ำยันซึ่งวางขวางกับ Wale และอยู่ในแนวระดับเดียวกับ Wale ดังแสดงในภาพที่ 3.8 และ 3.9



ภาพที่ 3.8 แสดงการติดตั้ง Strut เข้ากับ Wale ยึดต่อด้วย Angle Reinforcement 60 องศา



ภาพที่ 3.9 แสดงแนว Strut ที่ติดตั้งเสร็จแล้ว

3.3.5 การอัดแรงในค้ำยัน (Pre-Loading)



ภาพที่ 3.10 แสดงแนวค้ำยันที่ถูกอัดแรง

การทำ Pre-loading ในตัวค้ำยันจะช่วยลดการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างและลดการเสียรูปแบบยืดหยุ่น (Elastic deformation) ของค้ำยันได้ รวมทั้งยังช่วยลดช่องว่างจากการติดตั้ง Bolt และ Nut ในตัวค้ำยัน ค่าการอัดแรงควรอยู่ระหว่าง 40-50 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักออกแบบ (Design Load) ขั้นตอนการ Pre-loading แบ่งได้ดังนี้

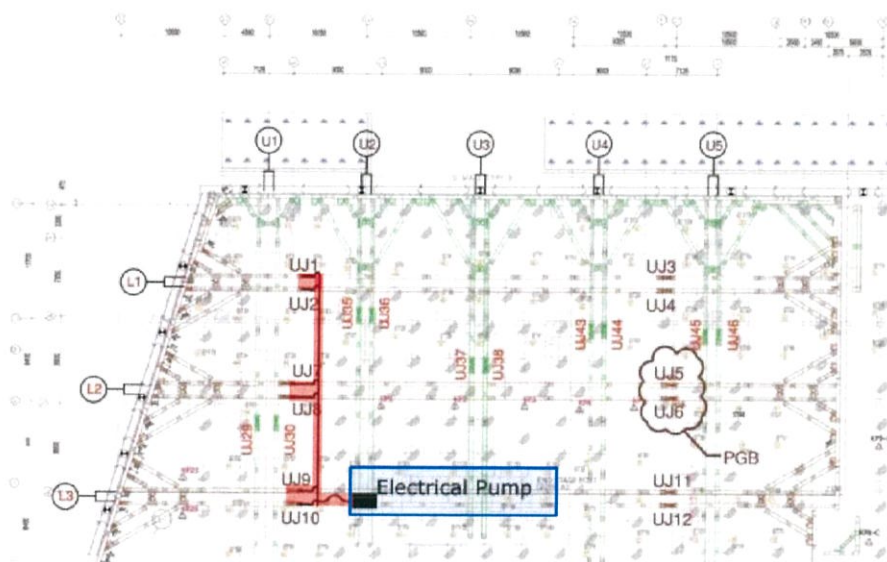
3.3.5.1 จัดเตรียมอุปกรณ์

- Electric Control Pump
- Hydraulic Oil and Hydraulic Hose

- Pressure Gauge
- Measuring Tape

3.3.5.2 ต่อสาย Hydraulic เข้ากับ Jack และสาย Main ไปยัง Electric Pump

- ต่อสาย Hydraulic เข้ากับตัว Jack ทั้งสองฝั่งซ้าย-ขวา ตามตำแหน่งที่ระบุในแปลน
- เชื่อมต่อสาย Main Hydraulic ไปยัง Control Electric Pump



ภาพที่ 3.11 แปลนตำแหน่งของการ Pre-Load ทางฝั่งซ้าย

3.3.5.3 เช็กระบบ Hydraulic

- ตรวจสอบ Stroke Jack
- วัดความยาว Jack ทุกตัว
- Control Unit ไปยัง Jack ทุกตัว
- จุดต่อเชื่อมสาย Hydraulic

3.3.5.4 ตรวจสอบการรั่วซึมของน้ำมัน Hydraulic โดยการเพิ่มแรงดัน

- เพิ่มค่าแรงดันจาก 0 ตัน ขึ้นไปประมาณ 10-15 ตัน
- ค้างไว้ 10 -15 นาทีเพื่อทดสอบว่ามีน้ำมัน Hydraulic รั่วซึมหรือไม่ทั้งในระบบสาย จุดต่อ และตัว Jack
- ลดค่าแรงดันลงให้เหลือ 0 ตัน
- แจ้งผู้เกี่ยวข้องเพื่อทำการ Pre-Load



ภาพที่ 3.12 ภาพการตรวจสอบการรั่วซึมของน้ำมัน Hydraulic

3.3.5.5 Pre- Load 15%

- เพิ่มแรงดันจาก 0 ถึงค่า 15% ของแรงดันใน Strut
- ถีอก Jack วัดค่าความเปลี่ยนแปลง บันทึกค่า



ภาพที่ 3.13 ภาพการ Pre- Load 15%

เช็คการเปลี่ยนแปลงของ Strut (ภายหลังจากการเพิ่มค่าแรงดันประมาณ 10 นาที)

- ตรวจสอบเช็คการรั่วซึมของน้ำมัน Hydraulic ทั้งระบบ
- ตรวจสอบเช็คการโค้งงอของ Strut
- ตรวจสอบเช็คค่าแรงดัน
- ตรวจสอบการเคลื่อนตัวของ Strut โดยการใช้กล้อง Theodolite (หากพบปัญหาดังกล่าว ต้องทำการแก้ไขจนแน่ใจว่าปลอดภัย จึงดำเนินการ Pre-Load ต่อ)

3.3.5.6 Pre- Load 20%

- เพิ่มแรงดันจาก 15% ถึงค่า 20% ของแรงดันใน Strut
- ล็อค Jack วัดค่าความเปลี่ยนแปลง บันทึกค่า

เช็คการเปลี่ยนแปลงของ Strut (ภายหลังจากการเพิ่มค่าแรงดันประมาณ 10 นาที)

- ตรวจสอบเช็คการรั่วซึมของน้ำมัน Hydraulic ทั้งระบบ
- ตรวจสอบเช็คการโค้งงอของ Strut

- ตรวจสอบเช็คค่าแรงดัน
- ตรวจสอบการเคลื่อนตัวของ Strut โดยการใช้กล้อง Theodolite (หากพบปัญหาดังกล่าว ต้องทำการแก้ไขจนแน่ใจว่าปลอดภัย จึงดำเนินการ Pre-Load ต่อ)

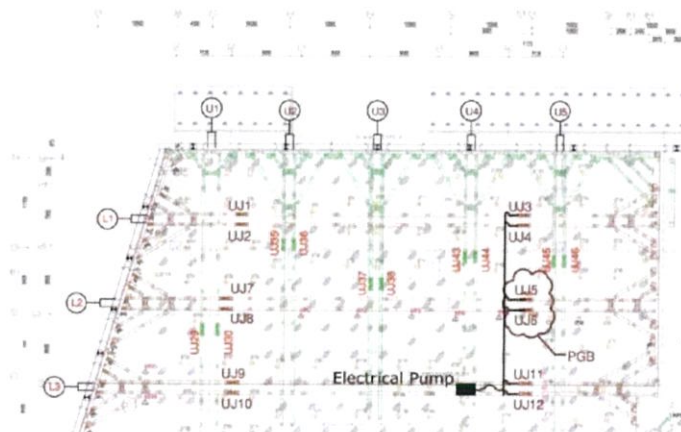
3.3.5.7 Pre- Load 25%

- เพิ่มแรงดันจาก 20% ถึงค่า 25% ของแรงดันใน Strut
- ล็อค Jack วัดค่าความเปลี่ยนแปลง บันทึกค่า

เช็คการเปลี่ยนแปลงของ Strut (ภายหลังจากการเพิ่มค่าแรงดันประมาณ 10 นาที)

- ตรวจสอบเช็คการรั่วซึมของน้ำมัน Hydraulic ทั้งระบบ
- ตรวจสอบเช็คการโค้งงอของ Strut
- ตรวจสอบเช็คค่าแรงดัน
- ตรวจสอบการเคลื่อนตัวของ Strut โดยการใช้กล้อง Theodolite (หากพบปัญหาดังกล่าว ต้องทำการแก้ไขจนแน่ใจว่าปลอดภัย จึงดำเนินการ Pre-Load ต่อ)

3.3.5.8 ทำการ Pre-Loading ฝั่งตรงข้ามตาม Step1-7 อีกครั้ง



ภาพที่ 3.14 แพลนตำแหน่งของการ Pre-Load ทางฝั่งขวา

3.3.5.8 จบการ Pre-Load

- ถอดสาย Hydraulic ออก
- ล็อคยึดกรอบ Jack
- ตรวจสอบเช็คและขัน Bolt-Nut ตรงจุดต่อให้แน่นและแข็งแรง
- ติดตั้ง Pressure Gauge Block ตามตำแหน่งที่ระบุในแบบ



ภาพที่ 3.15 รูปแสดงการจบการ Pre-Load

3.4 การติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัว Inclinator

Inclinometer เป็นเครื่องมือที่วัดการเคลื่อนตัวด้านในแนวราบของกำแพงทึ่ตั้งฉากและขนานกับแนวกำแพง ขณะที่ทำการก่อสร้างภายในกำแพงแต่ละช่วงของชั้นดิน รูปตัวอย่างของเครื่องมือ Inclinator แสดงไว้ในภาพที่ 3.16



ภาพที่ 3.16 เครื่องมือวัดความลาดเอียง (Inclinometer Instrument)

3.4.1 วัสดุและอุปกรณ์

3.4.1.1 ท่อปลอกชั่วคราวPVC หรืออลูมิเนียมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4” พร้อมข้อต่อและครอบปิด

3.4.1.2 ท่อ Access Tube PVC ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 2” พร้อมข้อต่อ

3.4.1.3 ปูนซีเมนต์สำหรับ Grout ปิดระหว่างท่อ Access Tube กับท่อปลอกชั่วคราว

3.4.1.4 ชุดเครื่องมือวัดความลาดเอียง (Inclinometer Instrument)

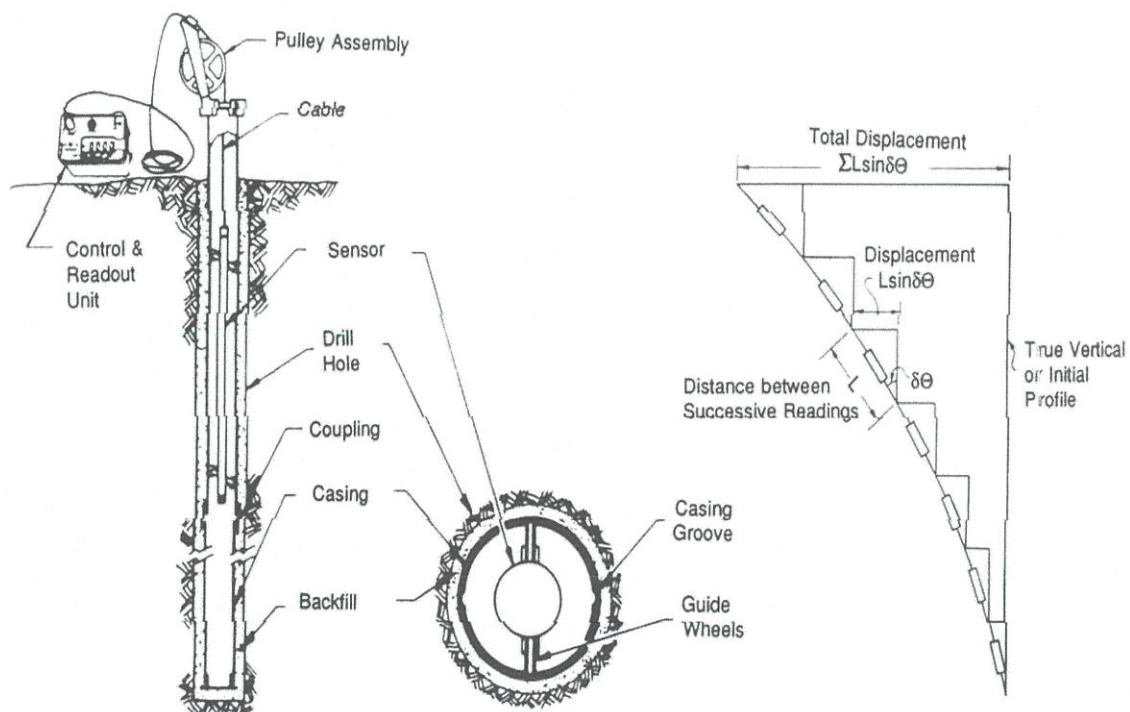
3.4.2 ขั้นตอนการทำงาน

3.4.2.1 ติดตั้งท่อปลอกชั่วคราว (Casing) อาจจะเป็นท่ออลูมิเนียมหรือปลอกพลาสติก PVC กับ Sheet pile หรือเสาเข็มบริเวณที่อาจมีผลกระทบ

3.4.2.2 ประกอบติดตั้ง Access Tube ลงในท่อปลอกชั่วคราวหลังจากการตอกsheet pile แล้วต่อท่อให้ปลายบนของ Access Tube สูงจากขอบกำแพงประมาณ 1 เมตร จากนั้นผสมปูนซีเมนต์ เทปิดระหว่าง Access Tube กับท่อปลอกชั่วคราวจนเต็มช่องว่างทั้งหมด

3.4.2.3 ทำการตรวจวัดความลาดเอียงเบื้องต้น (Initial Reading Record) ของท่อ Access Tube แต่ละตำแหน่งหลังจากการติดตั้งครบทุกตำแหน่งแล้วประมาณ 1 สัปดาห์แล้วทำการวัดในแต่ละช่วงที่ทำการก่อสร้าง นำค่าที่อ่านได้แต่ละตำแหน่งไปทำการคำนวณและ Plot Profile

3.4.2.4 ทำรายงานผลการตรวจวัดค่าการเคลื่อนตัวของแต่ละช่วง และทำการ Plot กราฟ Deflection ทหาระยะที่เคลื่อนตัวออกมา



ภาพที่ 3.17 แสดงการทำงานของเครื่องมือวัด Inclinometer

3.5 ขั้นตอนการออกแบบ

3.5.1 ศึกษาแบบก่อสร้างที่จะนำมาสร้างโครงการ

- 3D View & Building Information



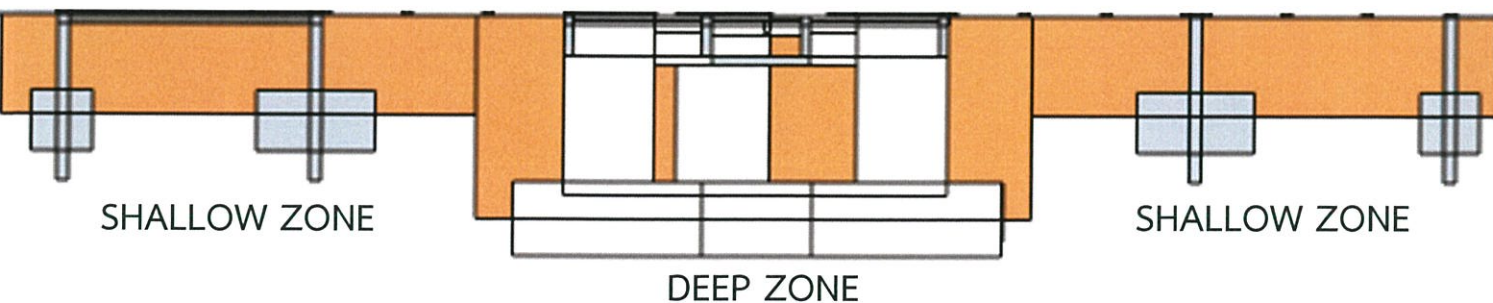
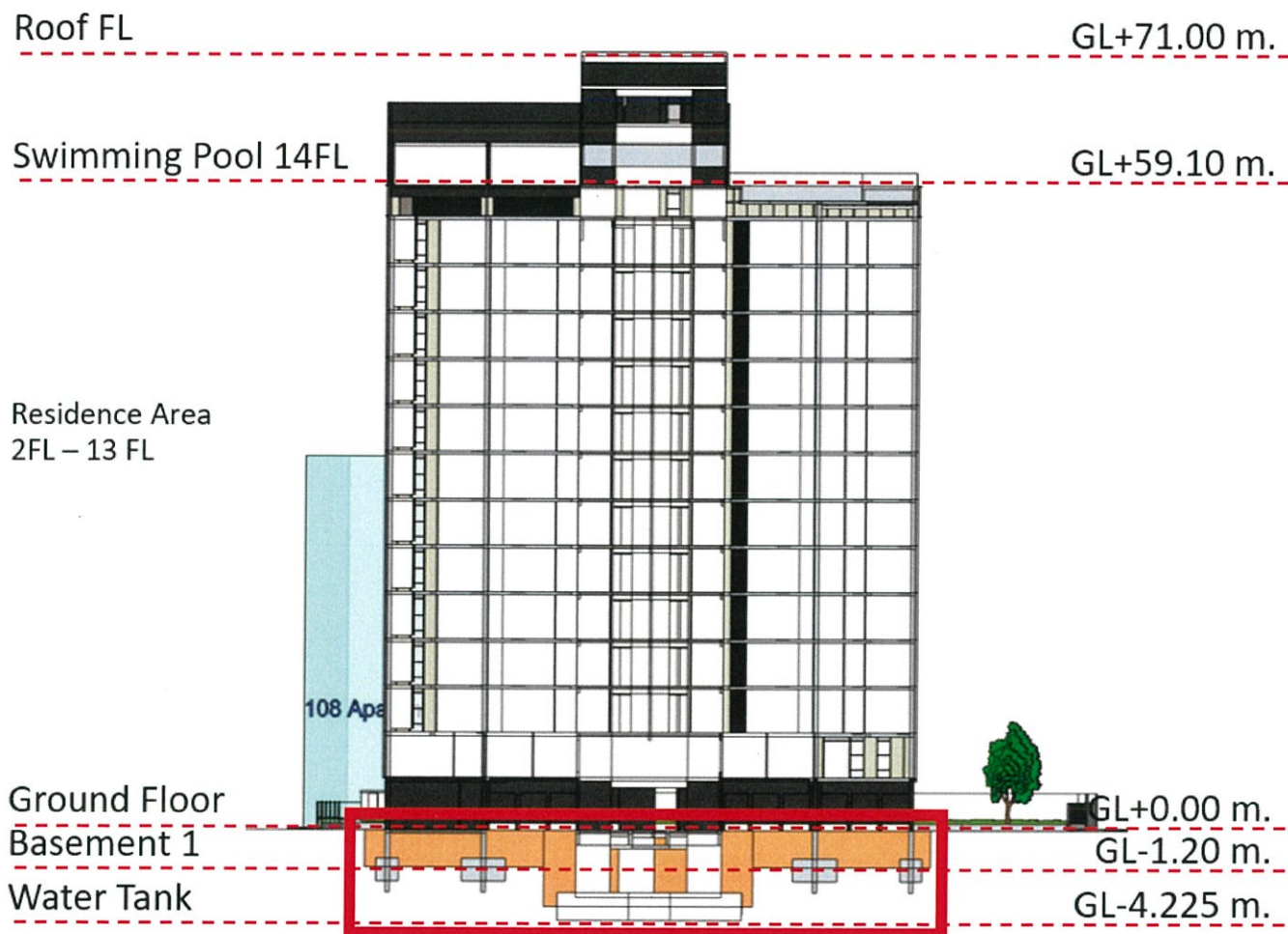
ภาพที่ 3.18 ภาพ 3D View & Building Information

- Site Area 1893 m²
- Total Floor Area 8,827 m²
- Floor Area 554.00 m²
- Total 14 Floors, 1 Basement

Building Usage

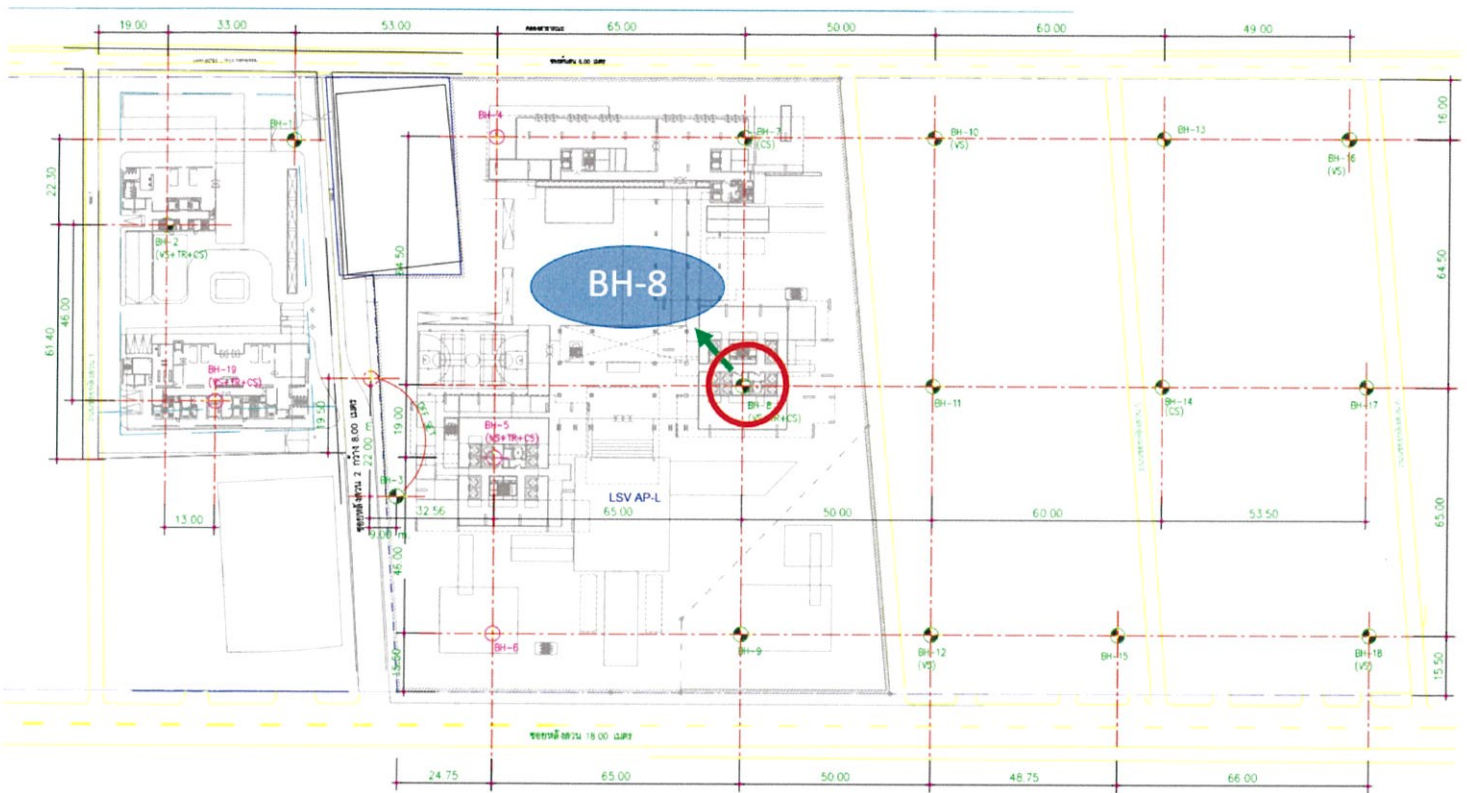
- Residential 22 Units
- Car Parking 42 Units

- Elevation & Building Height

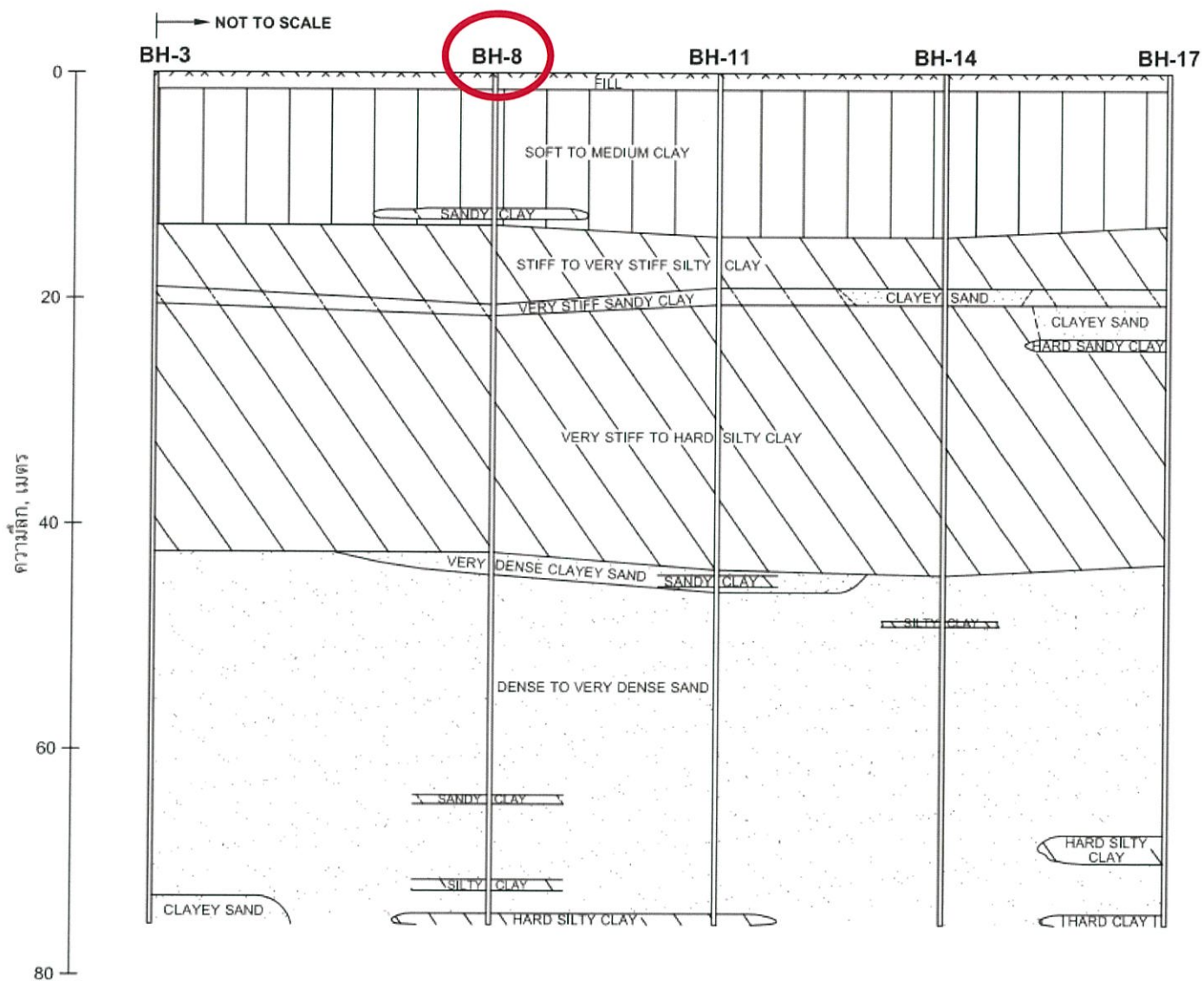


ภาพที่ 3.19 ภาพ Elevation & Building Height

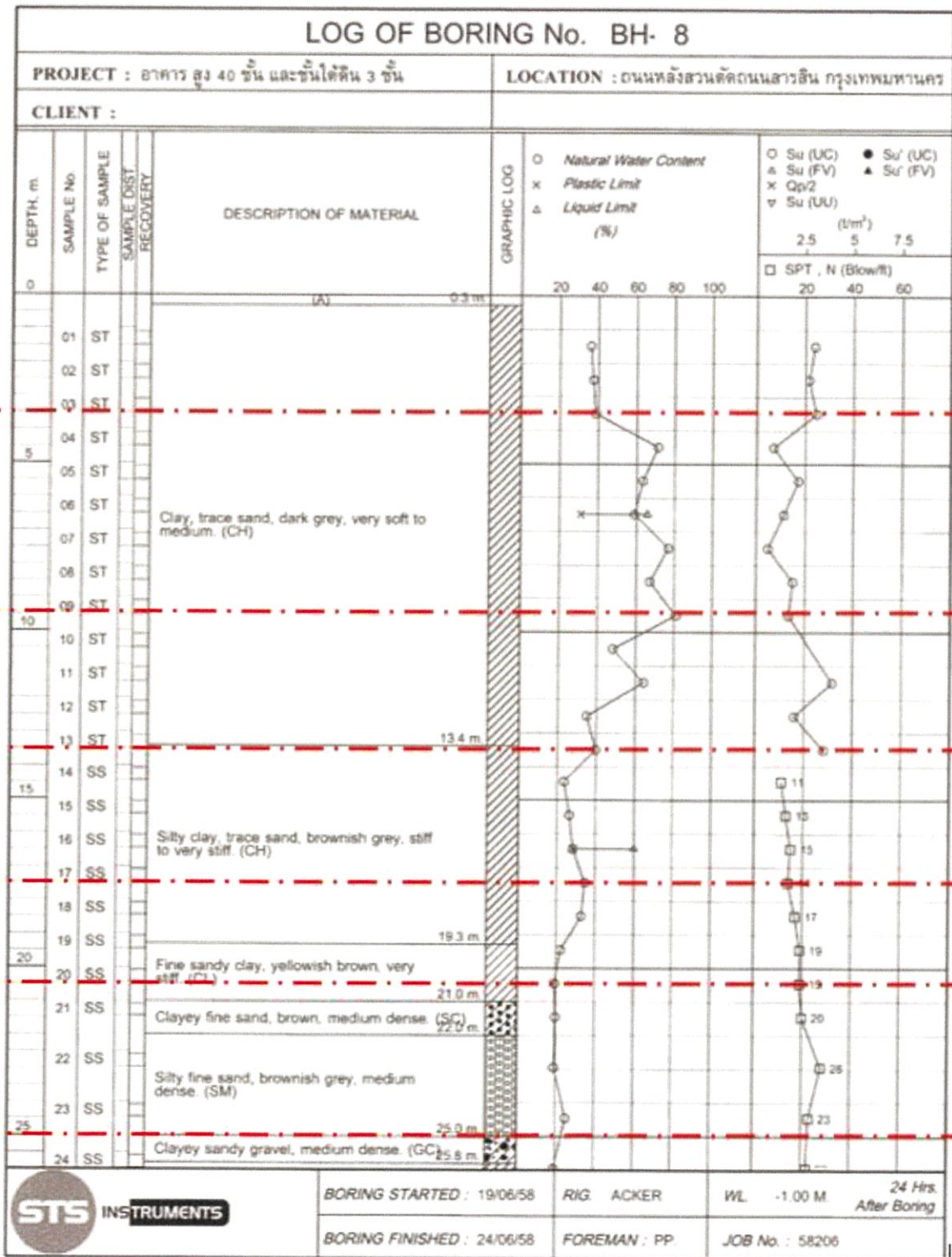
3.5.2 วิเคราะห์ค่าพารามิเตอร์จาก boring log โดยพิจารณาหลุมเจาะที่อยู่ในพื้นที่ออกแบบ



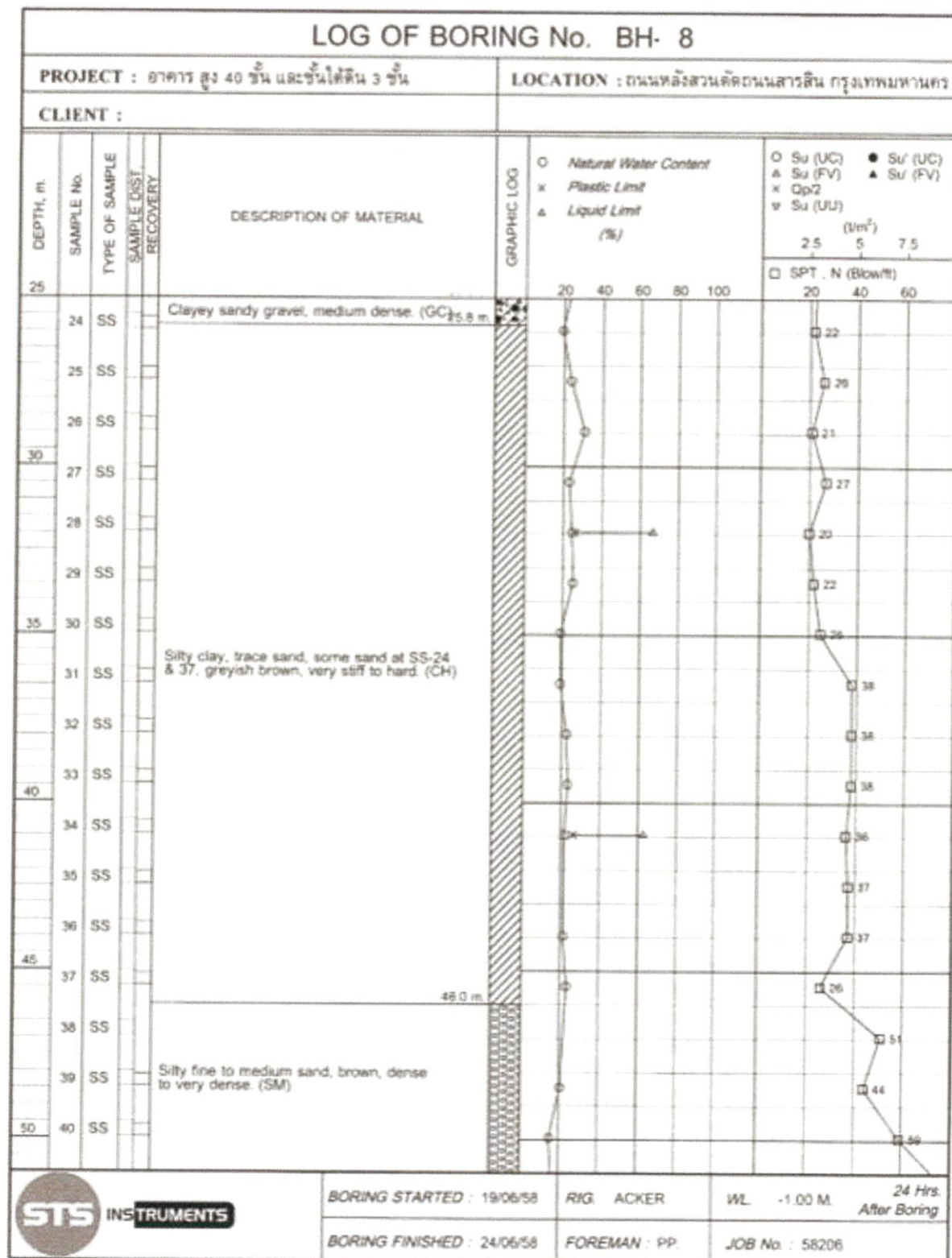
ภาพที่ 3.20 ตำแหน่งการเก็บตัวอย่างดิน (Boring log)

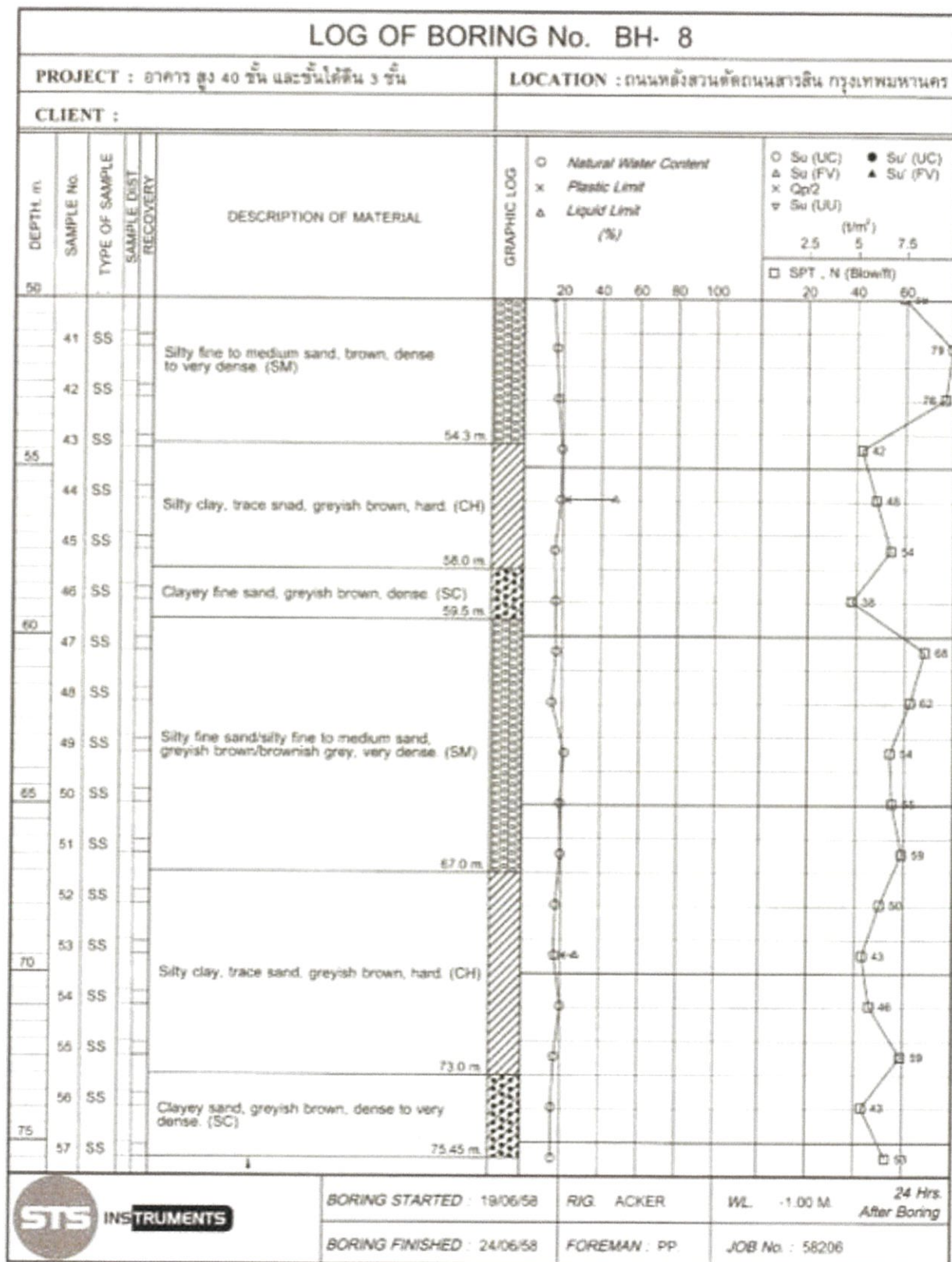


ภาพที่ 3.21 แสดงลักษณะชั้นดินตามแนวหลุมเจาะ BH-3, 8, 11, 14 และ 17

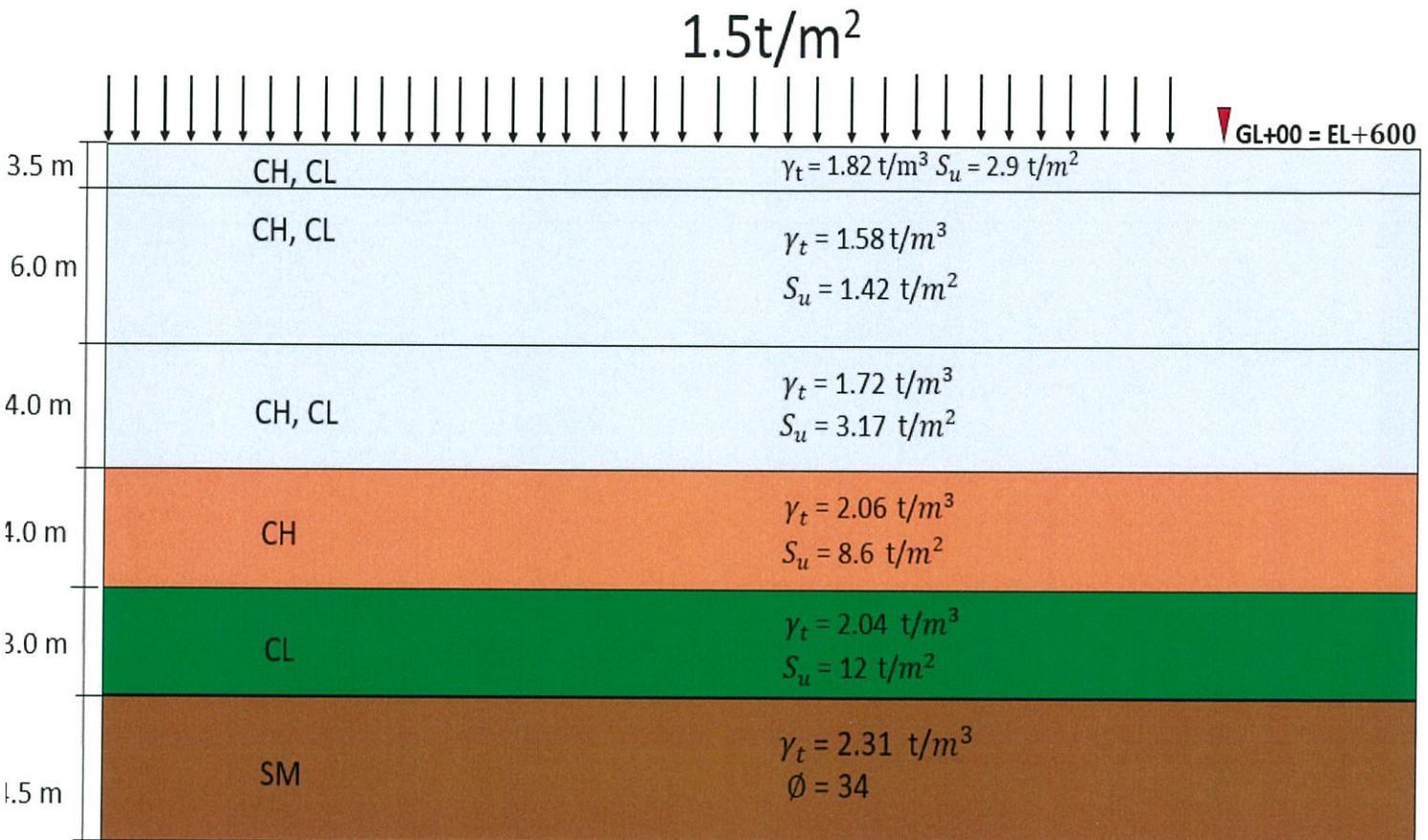


ภาพที่ 3.22 ภาพข้อมูล Boring log





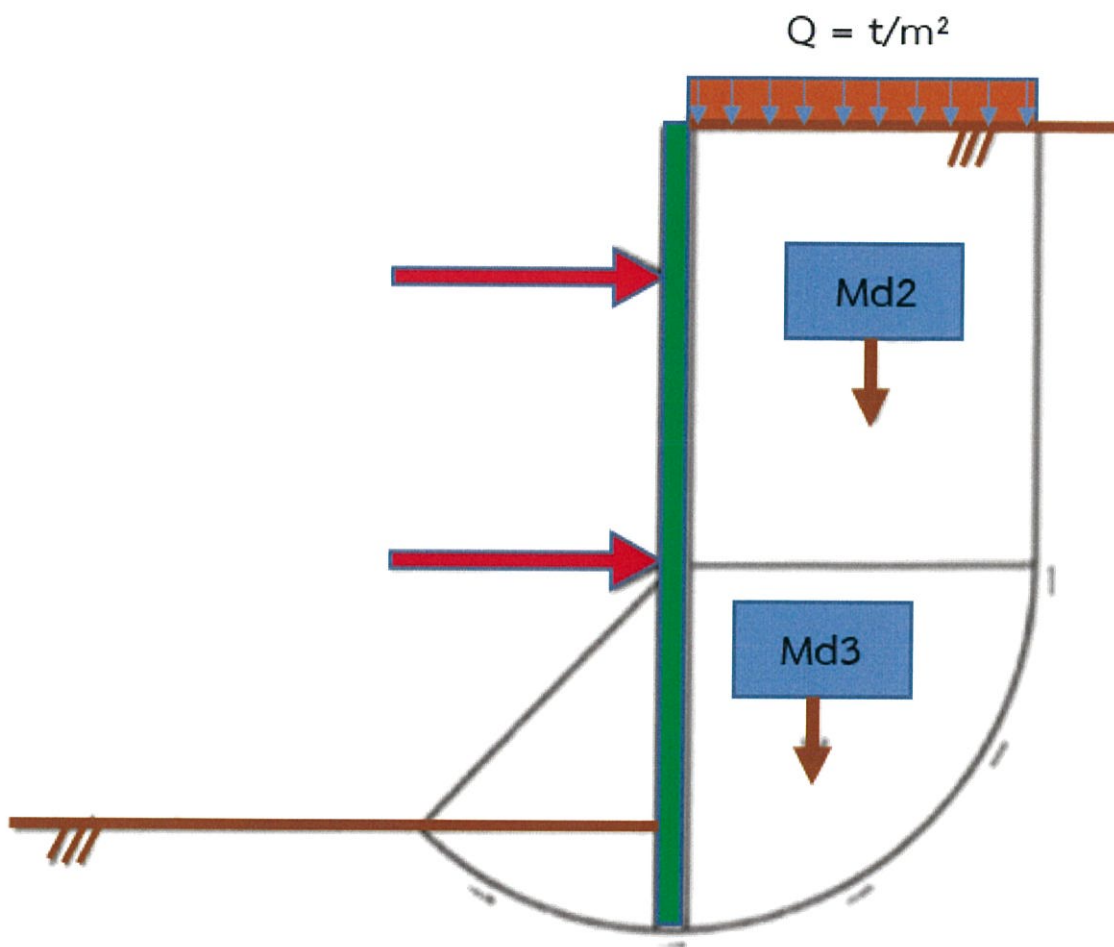
- แบ่งชั้นดินจากข้อมูล Boring log



ภาพที่ 3.23 ภาพการแบ่งชั้นดินจากข้อมูล Boring log

3.5.3 พิจารณาหาความลึกของ Sheet Pile

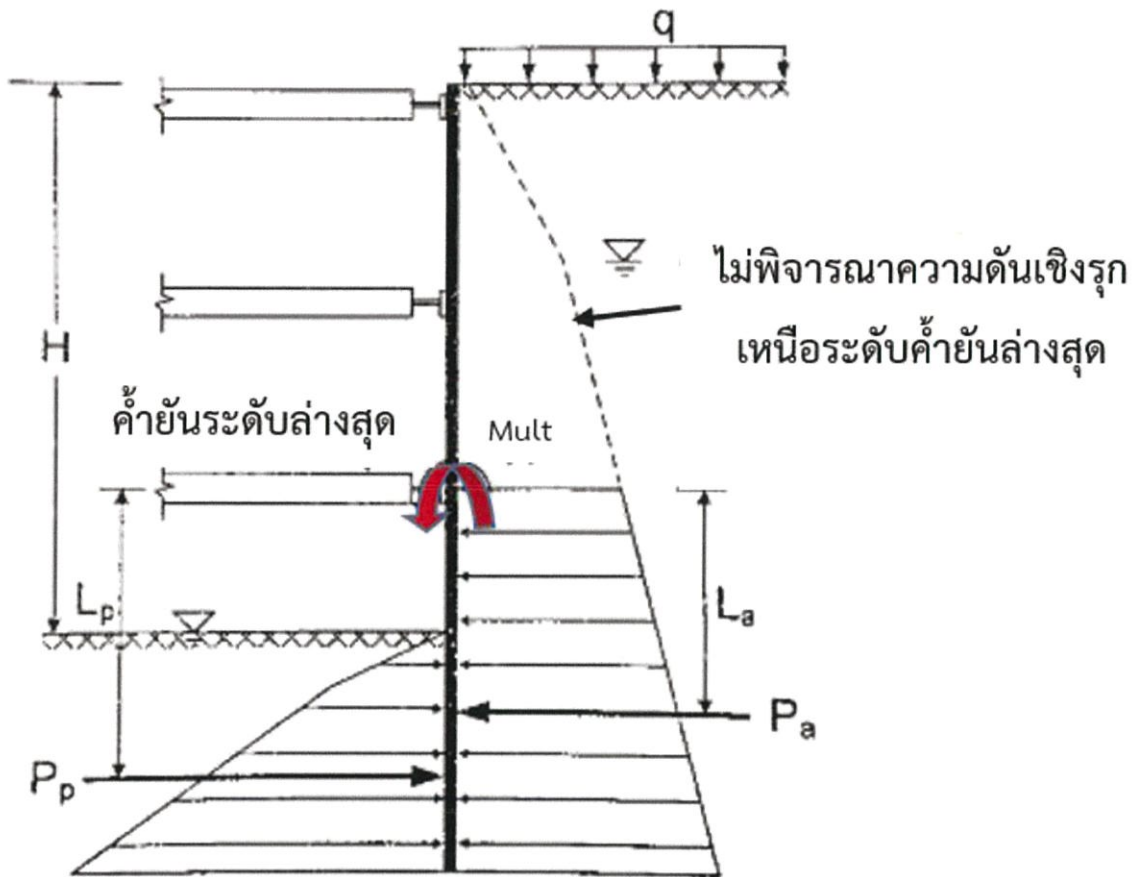
3.5.3.1 โดยวิธี Check Heaving Effect



ภาพที่ 3.24 ภาพ Heaving Effect

$$F.S. = \frac{Mr}{Md} \geq 1.20$$

3.5.3.2 โดยวิธี Balance Moment ของแรงดันดินด้านข้างของ Modify Rankine

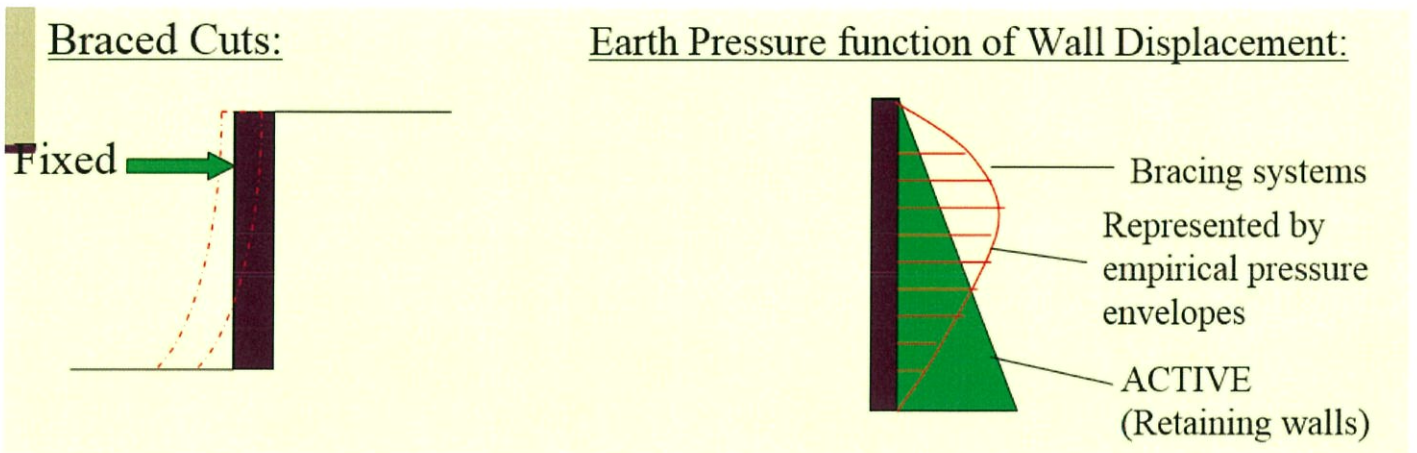


ภาพที่ 3.25 ภาพ Balance Moment ของแรงดันดินด้านข้างของ Modify Rankine

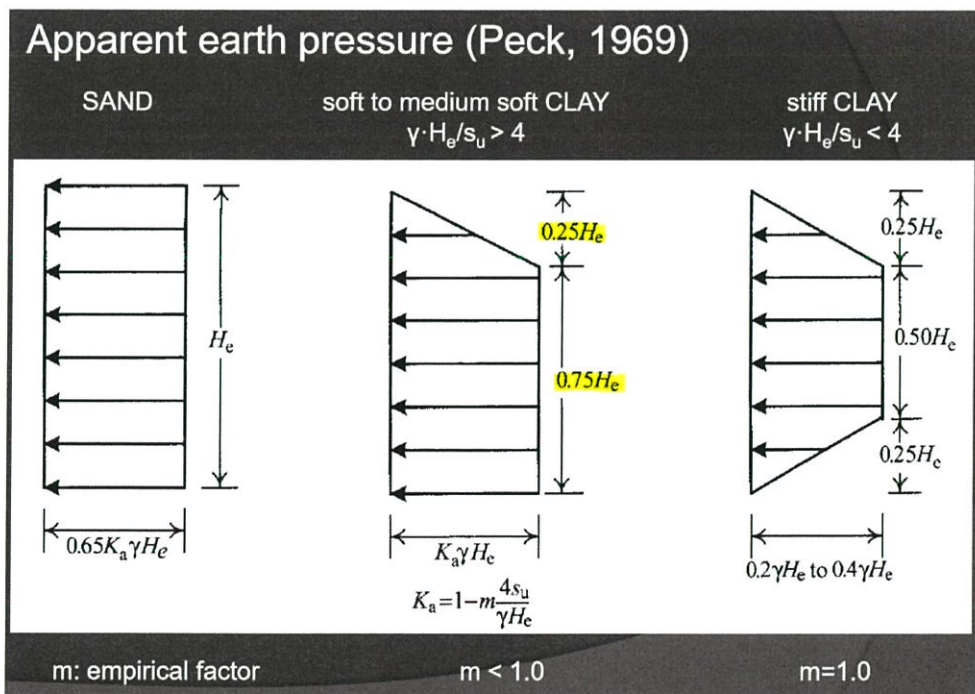
โดยการหาคือ P (passive) และ P (active) จะคิดจาก Strut ตัวที่ลึกที่สุดลงมา (ไม่คิดแรงที่อยู่เหนือ Strut ด้านบน)

3.5.4 วิเคราะห์แรงดันดิน (Lateral Earth Pressure)

ใช้ทฤษฎีของ Terzaghi & Peck (1967) จากแรงดันดินด้านข้างที่เกิดขึ้นดังภาพที่ 3.28 โดย บริเวณสีเขียวจะเป็นลักษณะของแรงดันดินแบบ Rankine ซึ่งเป็นแรงดันดินแบบปกติ แต่ถ้ามีการค้ำยัน หลายชั้นแรงดันดินก็จะเปลี่ยนไปดังรูปสีแดงด้วยเหตุผลนี้จึงเลือกใช้ทฤษฎีของ Terzaghi & Peck (1967) เพราะมีการคิดคำนวณแรงออกมาได้ครอบคลุมทั้งหมด



ภาพที่ 3.26 ภาพ Lateral Earth Pressure



ภาพที่ 3.27 ภาพทฤษฎีของ Terzaghi & Peck (1967)

จากทฤษฎีของ Terzaghi & Peck (1967) ได้แบ่งออกเป็น 3 กรณีเพื่อตรวจสอบสภาพของดินโดย

กรณีที่ 1 ดินทราย ใช้สมการ $P_s = 0.65 K_a \gamma H_e$

กรณีที่ 2 ดินเหนียว

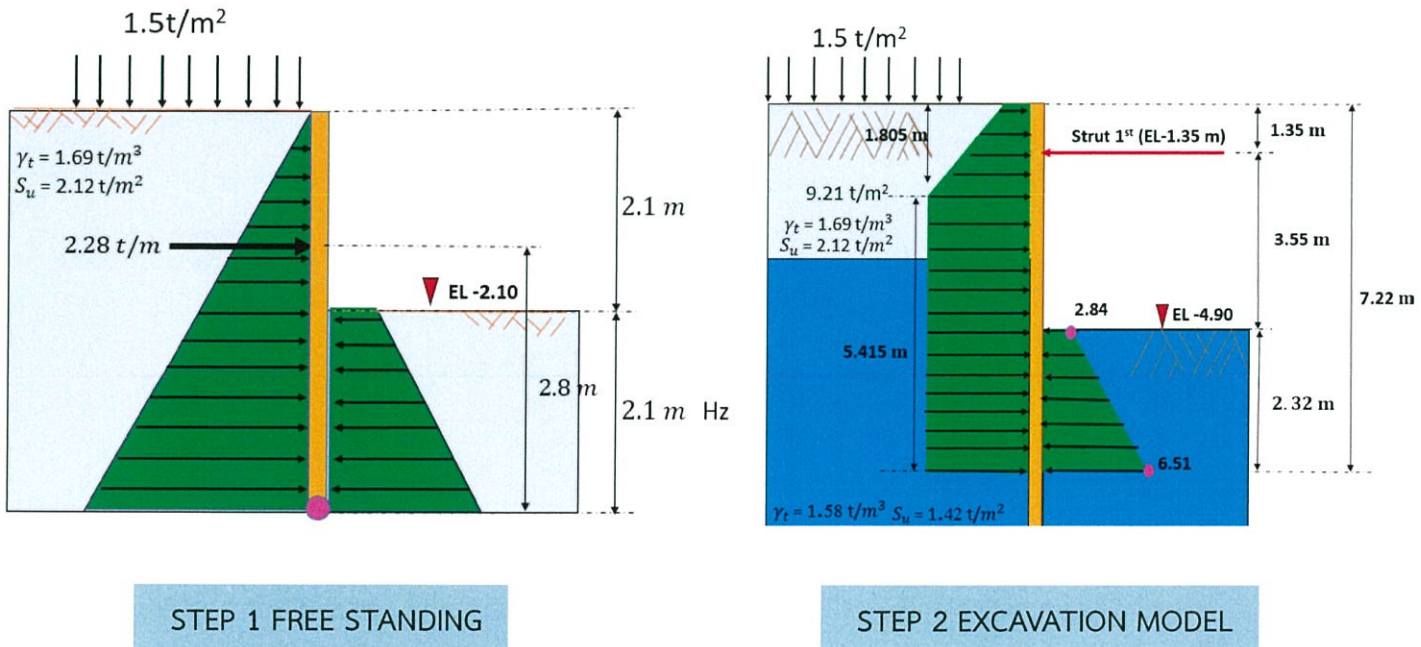
- $\frac{\gamma H}{C_u} > 4$ เป็นดินเหนียว ชนิด Soft to Medium Clay ; $P_s = \gamma H_e \left[1 - \frac{4C_u}{\gamma H} \right] + q$

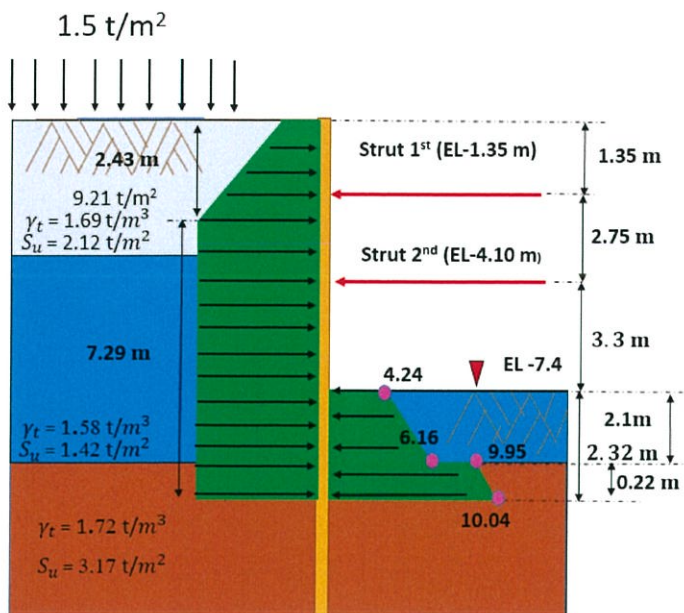
- $\frac{\gamma H}{C_u} < 4$ เป็นดินเหนียว ชนิด Stiff Clay ; $P_s = (0.2 - 0.4) \gamma H_e$

3.5.5 วิเคราะห์โครงสร้างและออกแบบ Sheet pile

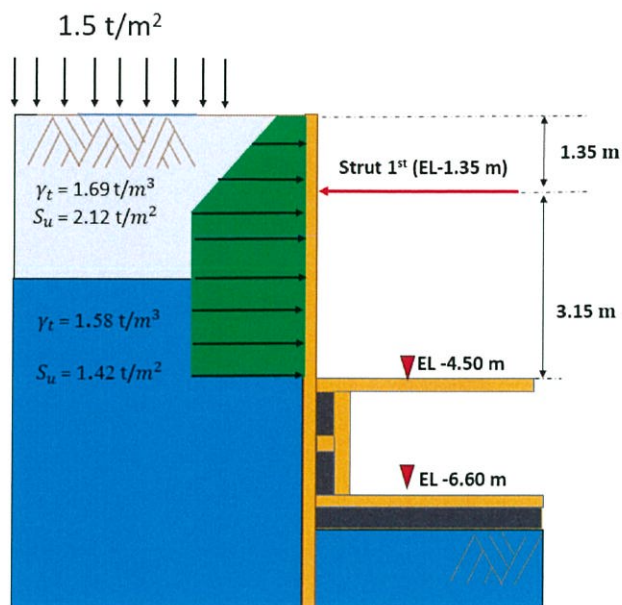
ในการวิเคราะห์โครงสร้างจะต้องทำการแบ่งเป็นกรณีๆไป ตามขั้นตอนการขุดดิน และระดับการขุดดินในแต่ละขั้นตอน เพราะการขุดดินในแต่ละขั้นนั้นจะมีค่าโมเมนต์และค่าการเคลื่อนตัวจะเปลี่ยนไปตามขั้นตอนการขุดในแต่ละระดับ

3.5.5.1 การวิเคราะห์โครงสร้างของระดับการขุดดินในแต่ละขั้นตอน

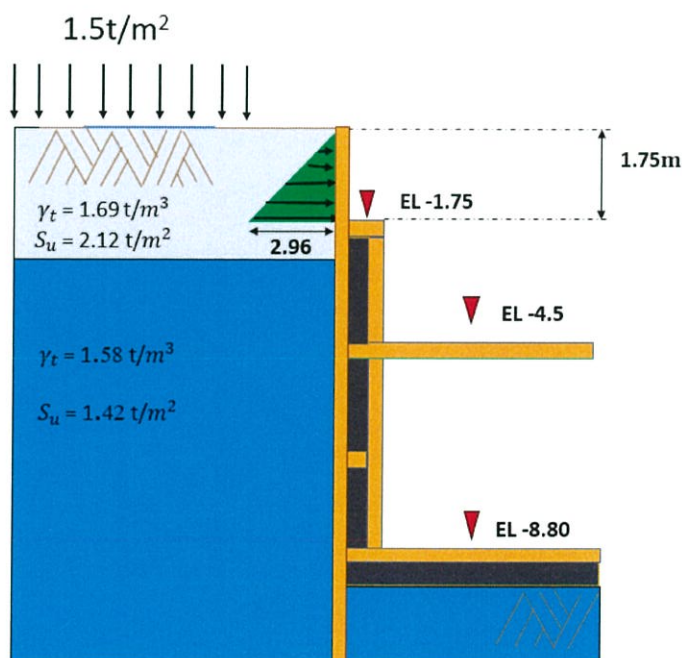




STEP 3 EXCAVATION MODEL



STEP 4 EXCAVATION MODEL



STEP 5 FREE STANDING (FINAL)

ภาพที่ 3.28 ภาพแสดงการวิเคราะห์โครงสร้างของระดับการขุดดินในแต่ละขั้นตอน

FREE STANDING

Rankine's Active Earth Pressure State

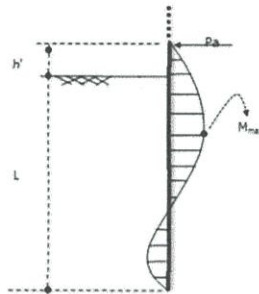
ที่ระดับความลึก $H_z = h \times 1$

$$\sigma_{ha} = \gamma H K_a - 2C \sqrt{K_a}$$

Rankine's Passive Earth Pressure

ที่ระดับความลึก $H_z = h \times 1$

$$\sigma_{hp} = \gamma H K_p + 2C \sqrt{K_p}$$



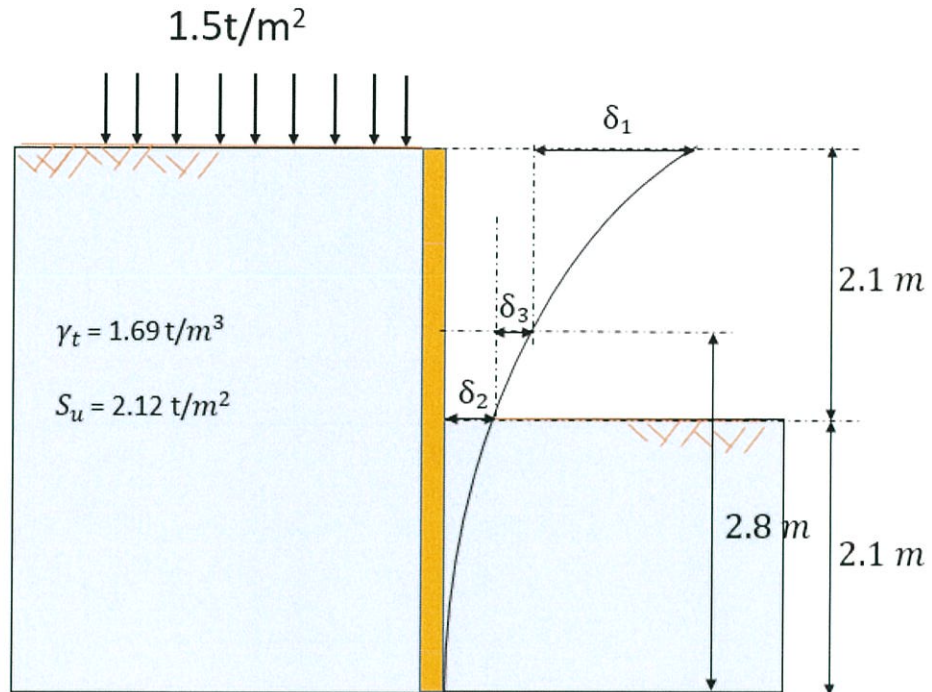
ภาพที่ 3.29 ภาพแสดงจุด Maximum Bending moment

Maximum Bending moment

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot B}{4EI}}$$

$$L = \frac{1}{\beta}$$

$$M = P_0 \frac{\sqrt{(1+2\beta h_0)^2 + 1}}{2\beta} e^{-\arctan \frac{1}{1+2\beta h_0}}$$



ภาพที่ 3.30 ภาพแสดงจุดที่เกิด Deflection

Deflection

จากสมการ
$$\delta_1 = \frac{(1 + \beta \cdot H_o)}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3} * P_o$$

$$\delta_2 = \frac{(1 + 2 \cdot \beta \cdot H_o)}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^2} * P_o \cdot h_o$$

$$\delta_3 = \frac{P_o \cdot H_o^2 \cdot (3 \cdot H - H_o)}{6 \cdot E \cdot I}$$

$$\delta = \delta_3 + \delta_2 + \delta_1$$

ค่าที่ยอมให้ $L/200$

Excavation ในแต่ละ STEP

ใช้ Software ชื่อ ใช้โปรแกรม SUT structure Ver 3.50 คำนวณโมเมนต์และแรงเฉือน

$$K_h = 0.691(N)^{0.406}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h * B}{4EI}}$$

$$L_c = \frac{1}{\beta}$$

Deflection

จากสมการ $\delta = \frac{5ML^2}{48EI}$ ค่าที่ยอมให้ L/200

Free Standing (Final)

$$P_s = \frac{1}{2}(w_1 + w_2)(H)$$

$$M = \frac{wl^2}{6}$$

3.5.5.2 หาขนาดของ Sheet pile จากตาราง

เลือก Step การขุดที่เกิด Bending Moment มากที่สุดเพื่อที่จะ Check Bending stress

Check Bending Stress \leq Bending Stress Allowable

Bending Stress Allowable = 0.6fy

$$\text{Bending Stress} = \sigma_b = \frac{M}{S(0.7)}$$

เลือก Step การขุดที่เกิด Shear force มากที่สุดเพื่อที่จะ Check Shearing stress

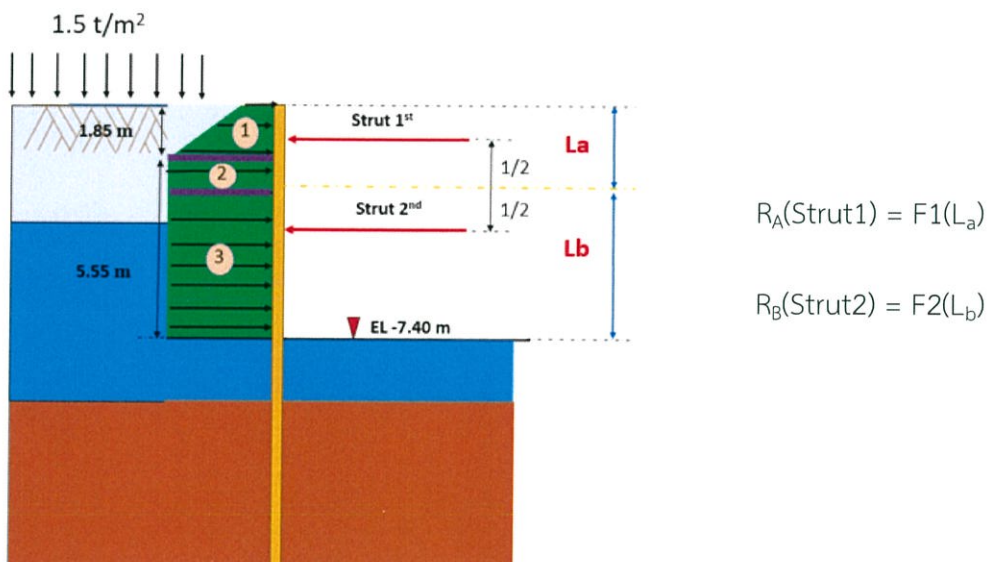
$$\text{Check} \quad \text{Shearing Stress} \leq \text{Shearing Stress Allowable}$$

$$\text{Shearing Stress Allowable} = 0.4F_y$$

$$\text{Shearing Stress} = \tau_s = \frac{S_{\max}}{A_w}$$

3.5.6 การวิเคราะห์ห้ออกแบบ Wale

3.5.6.1 วิเคราะห์แรงที่กระทำต่อ Wale ในแต่ละชั้น (วิเคราะห์แบบ Load ถ่ายเข้า Strut)

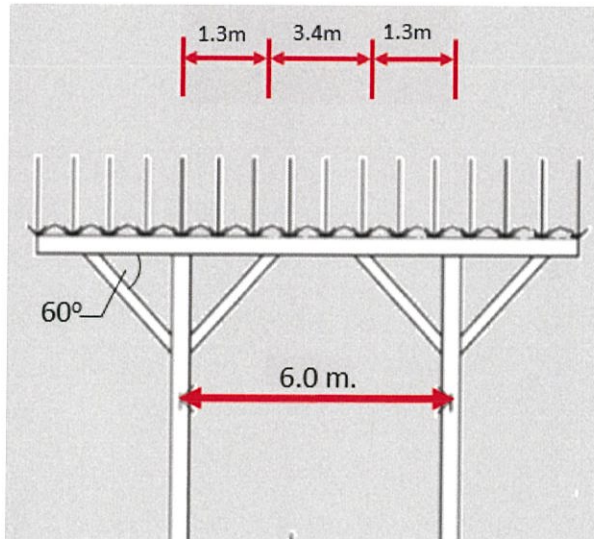


ภาพที่ 3.31 ภาพการวิเคราะห์แรงที่กระทำต่อ Wale ในแต่ละชั้น

3.5.6.2 เลือกชนิดและขนาดของเหล็ก Wide flange

3.5.6.3 คัด Wale Typical Area

$$\text{Wale : } M = \frac{WL^2}{8} \quad (\text{เป็น Simple Beam})$$



M_n = Moment

W = Load

L = Length

ภาพที่ 3.32 ภาพลักษณะของ Wale แบบ Simple Beam

- หา Moment ที่เกิดขึ้นใน Wale $M = \frac{WL^2}{8} \Rightarrow F_b = \frac{M_n}{Z_x} < F_b = 0.66f_y$

เนื่องจากเป็นงาน Temporary จึงมีการเผื่ออีก 25% ดังนั้นจะได้ $F_b = 0.66f_y(1.25)$ OK

- หา Shear ที่เกิดขึ้นใน Wale $Q = \frac{WL}{2} \Rightarrow F_v = \frac{Q}{A_w} < F_v = 0.4f_y$

เนื่องจากเป็นงาน Temporary จึงมีการเผื่ออีก 25% ดังนั้นจะได้ $F_v = 0.66f_y(1.25)$ OK

3.5.6.4 คัด Wale Corner Design

- หา Moment ที่เกิดขึ้นใน Wale

$$M = \frac{WL^2}{8} \Rightarrow F_b = \frac{M_n}{Z_x} < F_b = 0.66f_y$$

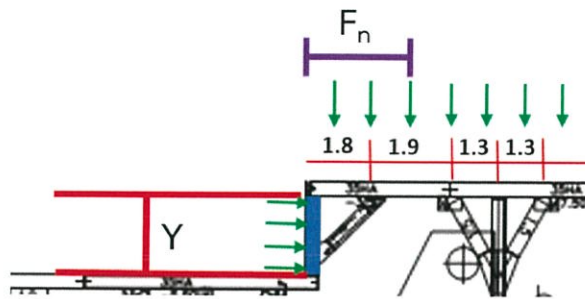
เนื่องจากเป็นงาน Temporary จึงมีการเผื่ออีก 25% ดังนั้นจะได้ $F_b = 0.66f_y(1.25)$ OK

- หา Shear ที่เกิดขึ้นใน Wale

$$Q = \frac{WL}{2} \Rightarrow F_v = \frac{Q}{A_w} < F_v = 0.4f_y$$

เนื่องจากเป็นงาน Temporary จึงมีการเผื่ออีก 25% ดังนั้นจะได้ $F_v = 0.66f_y(1.25)$ **OK**

- Axial force



ภาพที่ 3.33 ภาพลักษณะของ Wale Corner Design

$$P = Y \times F_n$$

$$f_a = \frac{P}{A}$$

- แรงเค้นที่เกิดจากอุณหภูมิ

$$\sigma_t = 0.00001(E)(\Delta t) = 0.00001(2 \times 10^7)(5) = 116 \text{ ksc}$$

$$f_a = \frac{P}{A} + \sigma_t$$

- Compression Allowable stress

กรณีที่ 1 $kl/r \leq \lambda$

$$F_a = \frac{\left\{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{kl/r}{\lambda}\right)^2\right\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left(\frac{kl/r}{\lambda}\right) - \frac{1}{8} \left(\frac{kl/r}{\lambda}\right)^3} \times (F_y)$$

กรณีที 2 $kl/r > \lambda$

$$F_a = \frac{10.5 \times 10^5}{(kl/r)^2}$$

- หาค่า Combine Stress

$$\frac{f_a}{F_a} > 0.15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} < 1 \quad \text{OK}$$

3.5.7 การวิเคราะห์ห้ออกแบบ Strut

3.5.7.1 เลือกชนิดและขนาดของเหล็ก Wide flange

3.5.7.2 คัด STRUT TYPICAL DESIGN

- Compression Allowable stress

กรณีที 1 แกน x \rightarrow Kl/r_x

$$F_{ax} = \frac{\left\{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{kl/r_x}{\lambda}\right)^2\right\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left(\frac{kl/r_x}{\lambda}\right) - \frac{1}{8} \left(\frac{kl/r_x}{\lambda}\right)^3} X (F_y) \quad , \quad \lambda = \frac{6440}{\sqrt{f_y}}$$

กรณีที 2 แกน y \rightarrow Kl/r_y

$$F_{ay} = \frac{\left\{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{kl/r_y}{\lambda}\right)^2\right\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left(\frac{kl/r_y}{\lambda}\right) - \frac{1}{8} \left(\frac{kl/r_y}{\lambda}\right)^3} X (F_y) \quad , \quad \lambda = \frac{6440}{\sqrt{f_y}}$$

- Bending Allowable stress

- หาแรงที่เกิดในแนวแกนที่กระทำต่อ STRUT

- หาแรงที่เกิดเนื่องจาก MOMENT ที่กระทำต่อ STRUT

- แรงค้ำที่เกิดจากอุณหภูมิ

- Combine Stress

3.5.8 วิเคราะห์หอคอกแบบ King post

3.5.8.1 เลือกชนิดและขนาดของเหล็ก Wide flange

3.5.8.2 ทหาระยะที่ไม่มีค้ำยัน

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot B}{4EI}} \quad : \quad L_c = \frac{1}{\beta}$$

3.5.8.3 หาแรงที่กระทำต่อ King post

- หาน้ำหนักเหล็กของ King post

- หาแรงจาก Strut = Buckling + Self weight ของ Strut (แต่ละตัว)

- หาน้ำหนักบรรทุกจร

3.5.8.4 King Post Analysis

- Compressive Stress

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 2.04 \times 10^6}{2400}}$$

$$KL/r_y \quad , \quad \frac{KL/r_y}{C_c}$$

$$F_a = \frac{\left\{ \frac{1}{2} \left[\frac{KL/r}{C_c} \right]^2 \right\} \times F_y}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left| \frac{KL/r}{C_c} \right| - \frac{1}{8} \left| \frac{KL/r}{C_c} \right|^3 \right]}$$

บทที่ 4

ผลการดำเนินการออกแบบและผลการวิเคราะห์

4.1 การวางแผนการทำงาน

4.2 การคำนวณการออกแบบในส่วนของ Shallow Zone

4.2.1 Plan ระดับการขุดดินของ Shallow Zone

4.2.2 Section ของ Shallow Zone

4.2.3 พิจารณาความลึกของ Sheet pile

4.2.4 วิเคราะห์แรงดันดิน

4.2.5 วิเคราะห์โครงสร้างและออกแบบ Sheet pile

4.2.6 วิเคราะห์ออกแบบ Wale

4.2.7 วิเคราะห์ออกแบบ Strut

4.2.8 วิเคราะห์ออกแบบ Kingpost

4.3 การคำนวณการออกแบบในส่วนของ Deep Zone

4.3.1 Plan ระดับการขุดดินของ Deep Zone Layer 1 และ Section Deep Zone Layer 1

4.3.2 Plan ระดับการขุดดินของ Deep Zone Layer 2 และ Section Deep Zone Layer 2

4.3.3 พิจารณาความลึกของ Sheet pile

4.3.4 วิเคราะห์แรงดันดิน

4.3.4.1 Deep Zone Layer 1

4.3.4.2 Deep Zone Layer 2

4.3.5 วิเคราะห์โครงสร้างและออกแบบ Sheet pile

4.3.6 วิเคราะห์ออกแบบ Wale

4.3.6.1 Deep Zone Layer 1

4.3.6.2 Deep Zone Layer 2

4.3.7 วิเคราะห์ออกแบบ Strut

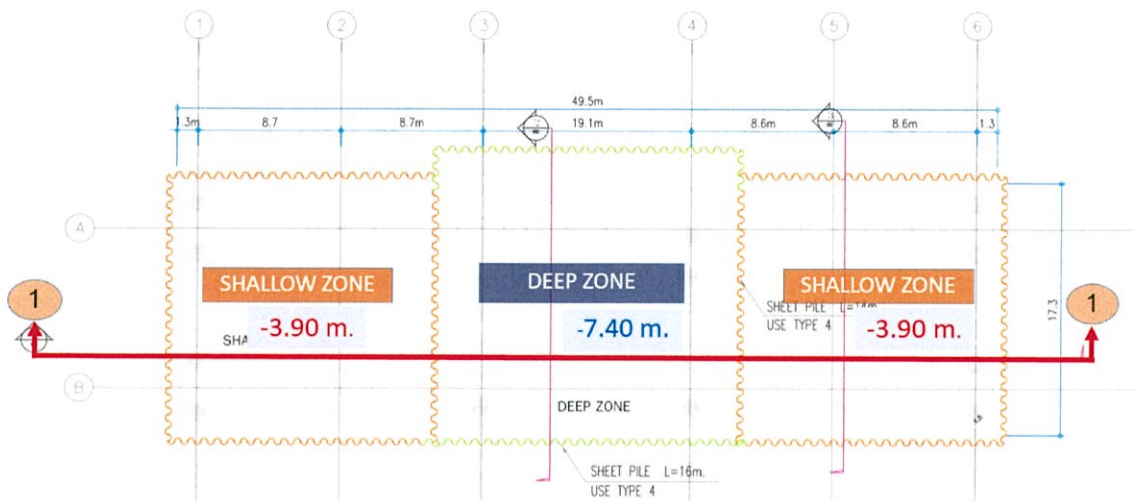
4.3.7.1 Deep Zone Layer 1

4.3.7.2 Deep Zone Layer 2

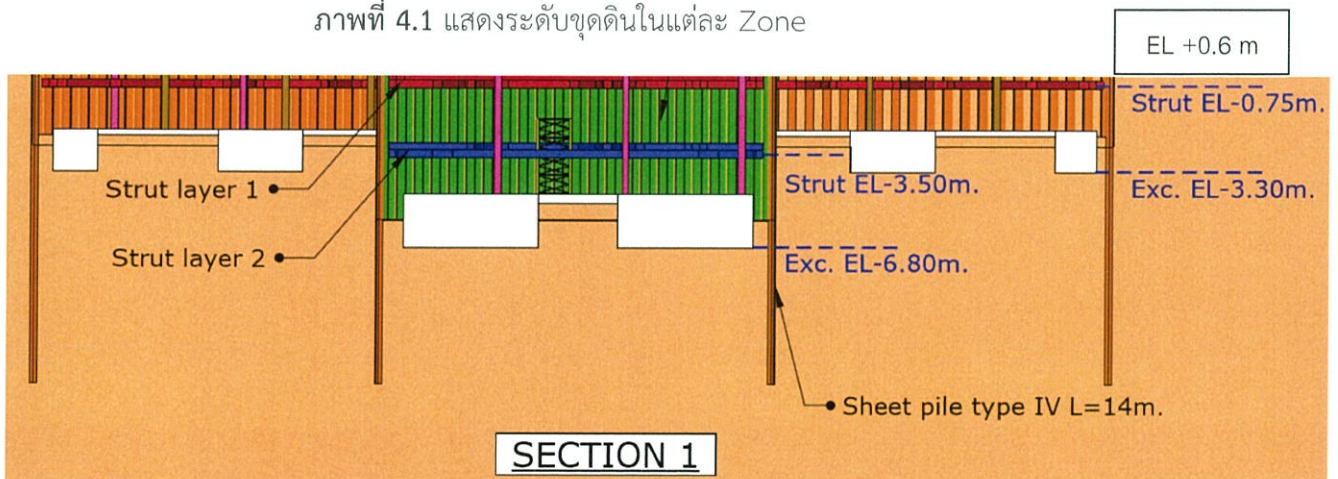
4.3.8 วิเคราะห์ออกแบบ Kingpost

4.4 เชียนแบบ

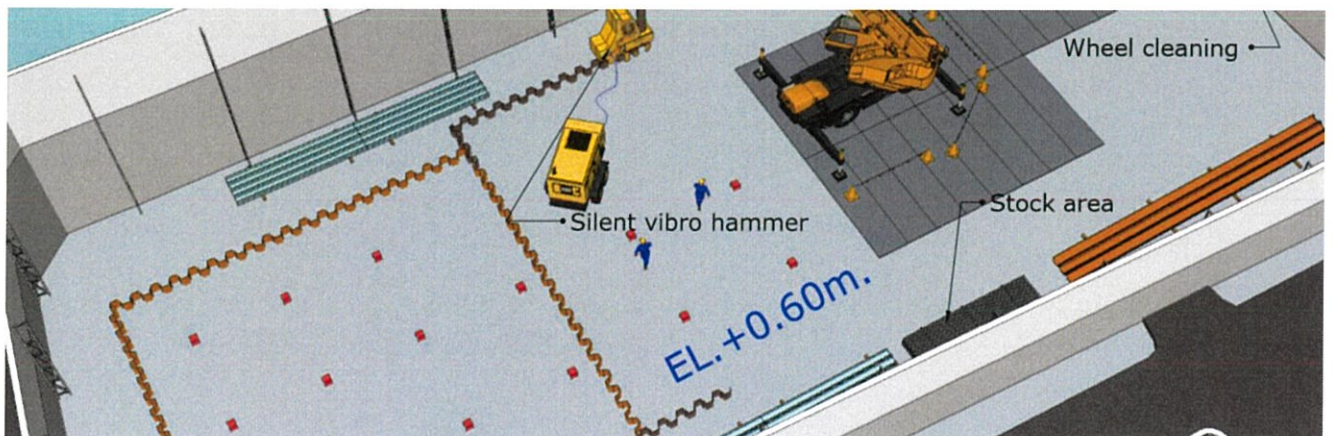
4.1 การวางแผนการทำงาน



ภาพที่ 4.1 แสดงระดับขุดดินในแต่ละ Zone



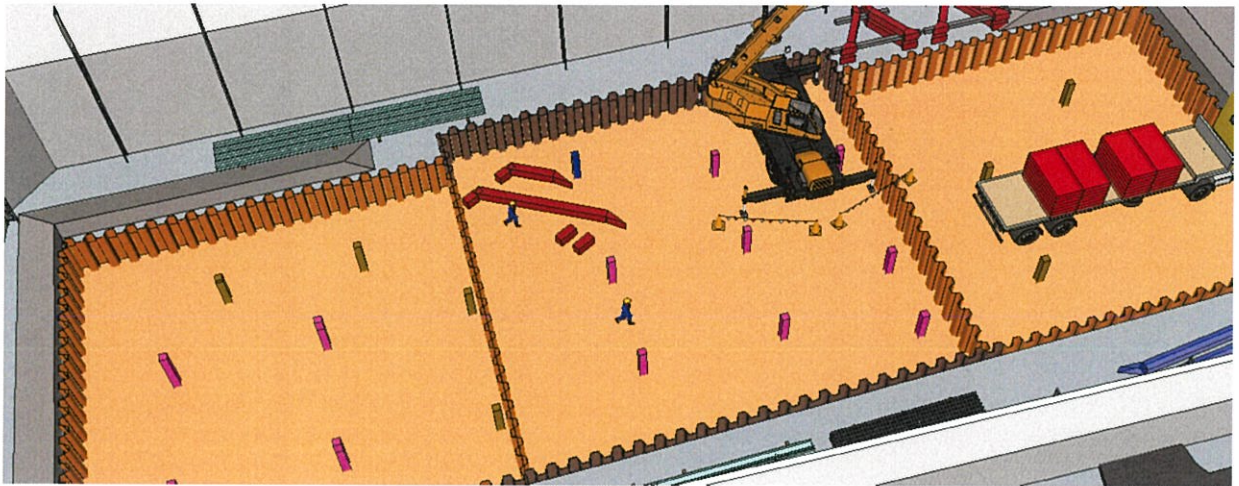
ภาพที่ 4.2 Section แสดงระดับขุดดินในแต่ละ Zone



ภาพที่ 4.3 แสดงการทำงานใน Step 1

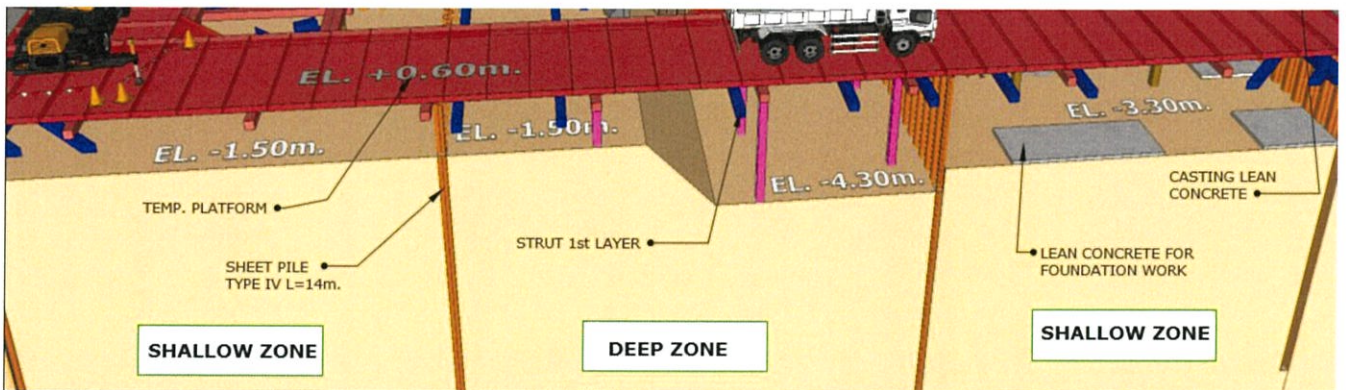
STEP 1

- Prepare area for stock sheet pile ,king post and machine.
- Check alignment sheet pile and king post.
- Drive sheet pile and king post.



ภาพที่ 4.4 แสดงการทำงานใน Step 2

- STEP 2
- Install temporary platform
 - Excavation 1st layer to EL.-1.50m.

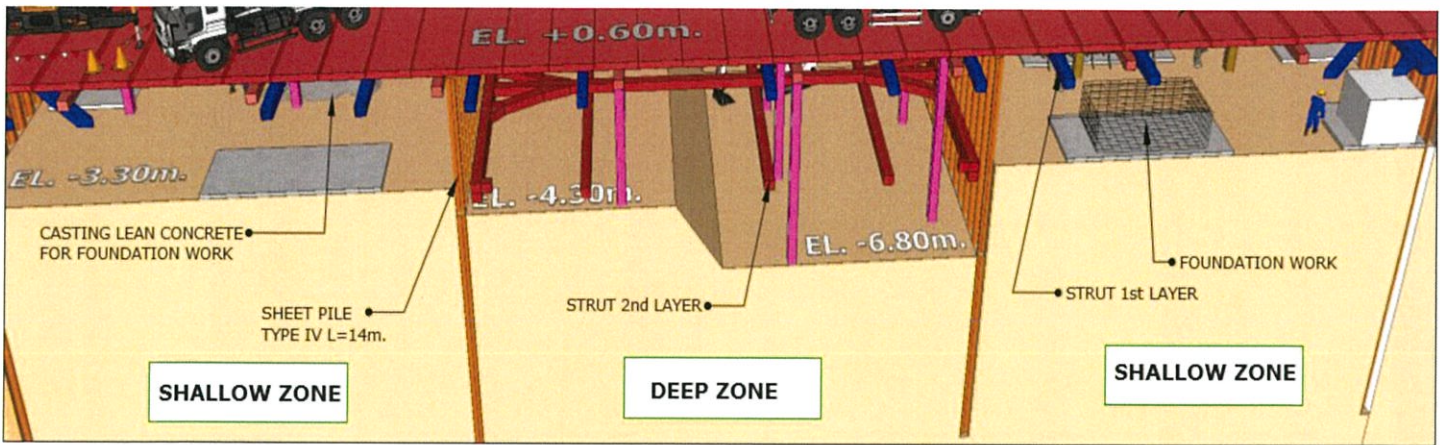


ภาพที่ 4.5 แสดงการทำงานใน Step 3

STEP 3

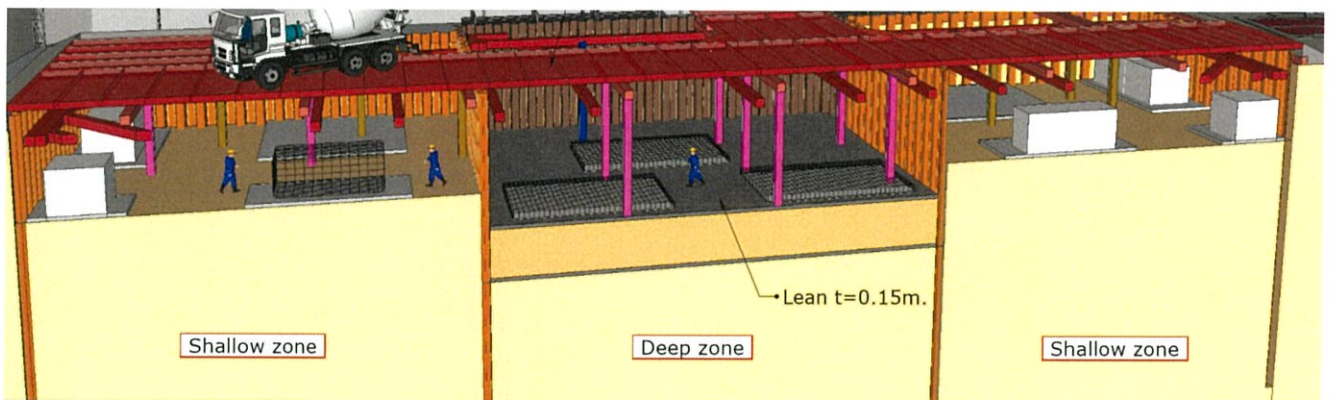
- Deep zone
- Install wale and strut 1st layer EL.-0.75m.
 - Excavation 2nd layer to EL.-4.30m.

- Shallow zone
- Install wale and strut 1st layer EL.-0.75m.
 - Excavation 2nd layer to EL.-3.30m.
 - Casting lean concrete for foundation work.



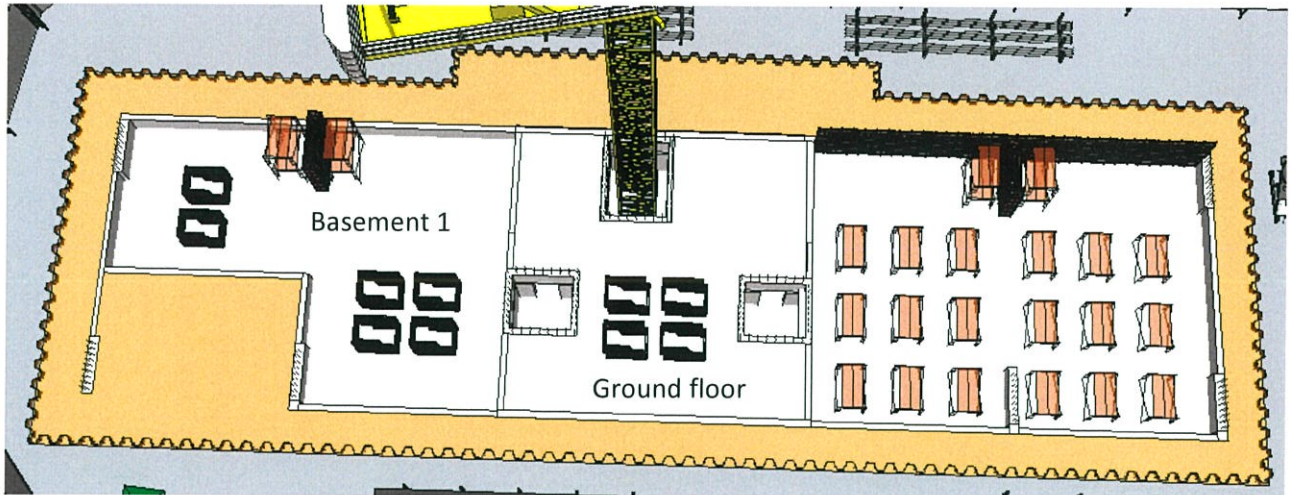
ภาพที่ 4.6 แสดงการทำงานใน Step 4

- STEP 4
- Deep zone
- Install bracing for platform.
 - Install wale and strut 2nd layer at EL-3.50m.
 - Excavation 3rd layer to EL.-6.80m.
- Shallow zone
- Foundation work.



ภาพที่ 4.7 แสดงการทำงานใน Step 5

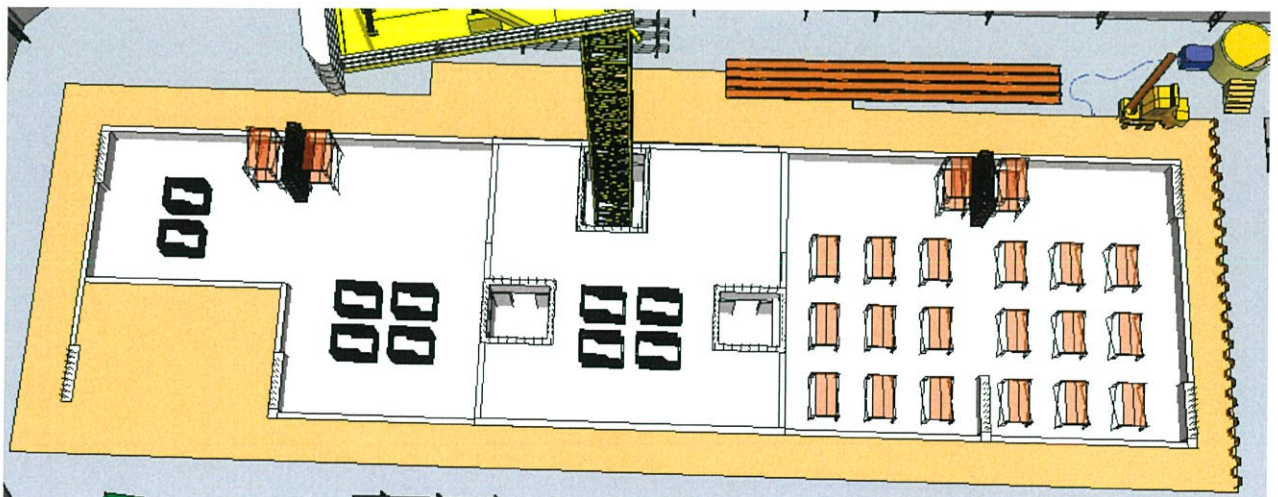
- STEP 5
- Deep zone
- Foundation work. (casting until bottom slab)
 - casting lean concrete $t=0.15m$.
 - Take off wale and strut 2nd layer at EL-3.50m.
- Shallow zone
- Foundation work. (casting until bottom slab)



ภาพที่ 4.10 แสดงการทำงานใน Step 8

STEP 8

- Construction Slab B1 and retaining wall.
- Sand back fill.
- Ground slab work



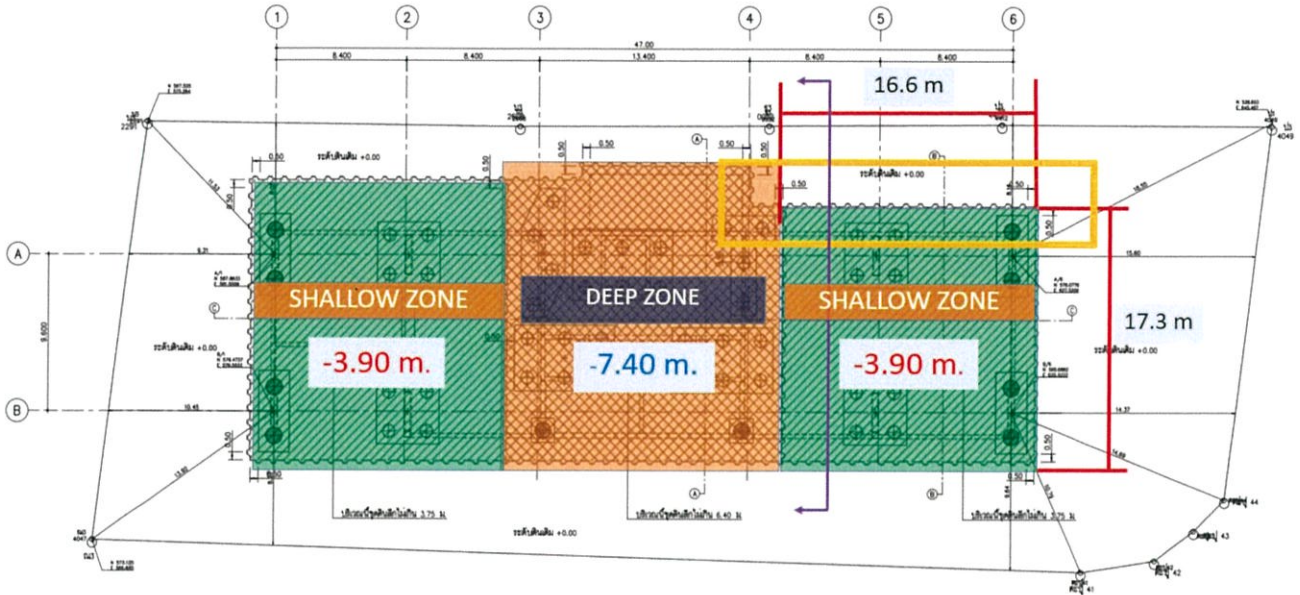
ภาพที่ 4.11 แสดงการทำงานใน Step 9

STEP 9

- Take off sheet pile with cement bentonite grouting.

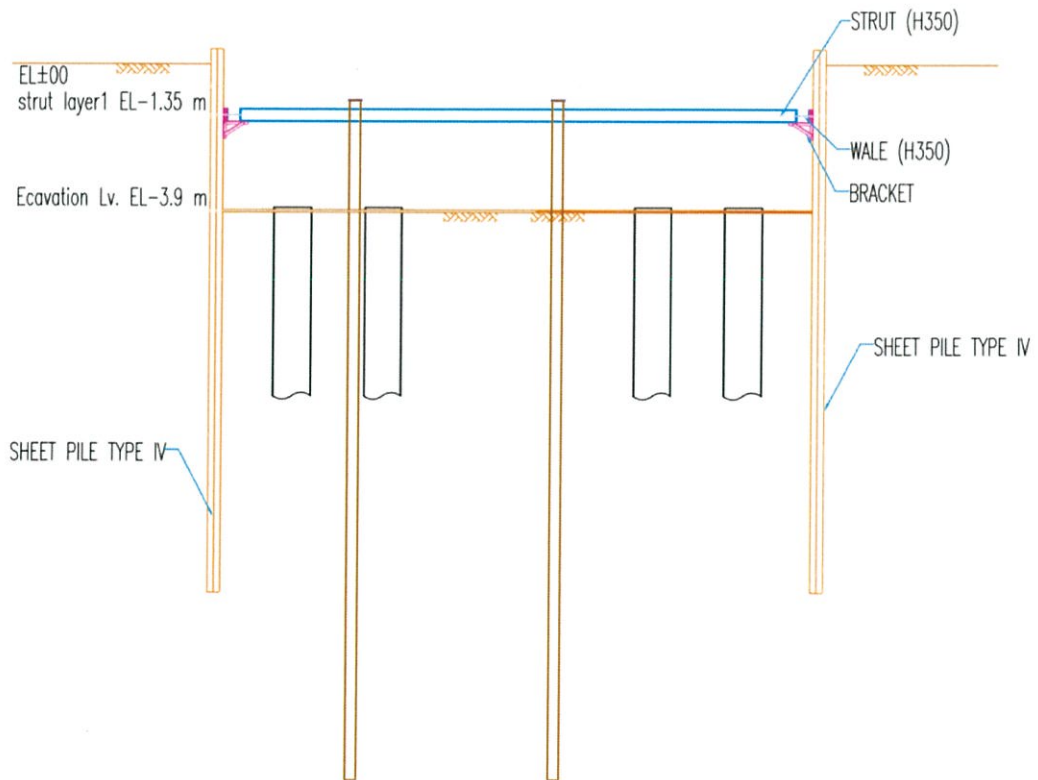
4.2 การคำนวณการออกแบบในส่วนของ Shallow Zone

4.2.1 Plan ระดับการขุดดินของ Shallow Zone



ภาพที่ 4.12 แสดง Plan ระดับการขุดดินของ Shallow Zone

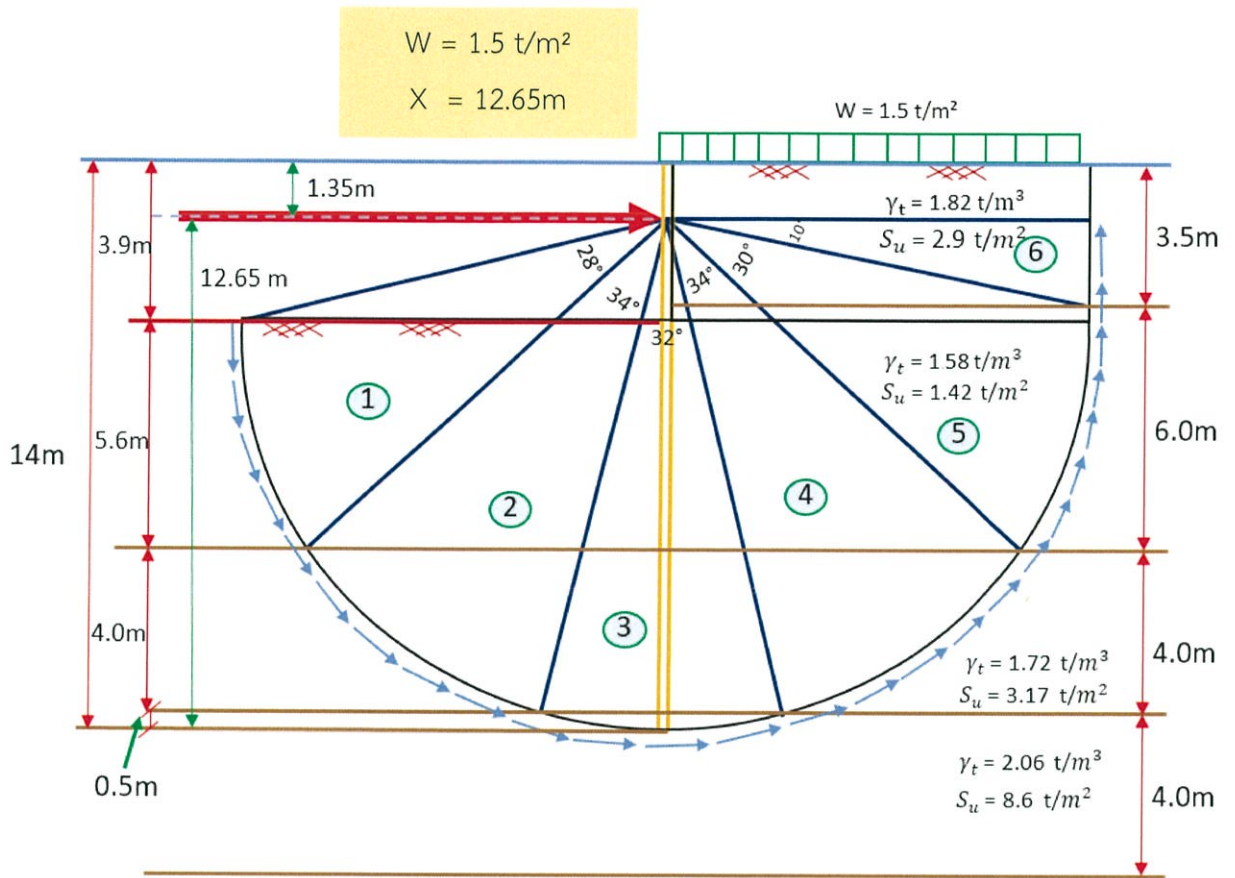
4.2.2 Section ของ Shallow Zone



ภาพที่ 4.13 Section ของ Shallow Zone

4.2.3 พิจารณาความลึกของ Sheet pile

โดยวิธี Check Heaving Effect

ACTIVE MOMENT ; M_d

$$M_d = W \cdot X \cdot \frac{X}{2}$$

$$W = w + \{ (\gamma_{1h1}) + (\gamma_{1h2}) + \dots + (\gamma_{nhn}) \}$$

$$\text{LAYER 1 : } \gamma_1 = 1.42 \text{ t/m}^2 \quad , \quad h_1 = 3.5 \text{ m}$$

$$\text{LAYER 2 : } \gamma_2 = 1.58 \text{ t/m}^2 \quad , \quad h_2 = 0.40 \text{ m}$$

$$M_d = \{ 1.5 + (1.82 \times 3.5) + (1.58 \times 0.4) \} \times 12.65 \times \frac{12.65}{2} = 680.26 \text{ t-m}$$

RESISTANT MOMENT ; Mr

$$M_r = \sum (S_u \cdot \theta) \cdot X \cdot X$$

$$\sum (S_u \cdot \theta) = [(S_{u1}\theta_1) + (S_{u2}\theta_2) + \dots + (S_{un}\theta_n)]$$

Area	1 ; Su = 1.42 t/m ² , = 28 degree = 0.489 rad
	2 ; Su = 3.17 t/m ² , = 34 degree = 0.593 rad
	3 ; Su = 8.60 t/m ² , = 32 degree = 0.559 rad
	4 ; Su = 3.17 t/m ² , = 34 degree = 0.593 rad
	5 ; Su = 1.42 t/m ² , = 30 degree = 0.524 rad
	6 ; Su = 2.90 t/m ² , = 10 degree = 0.175 rad

$$\sum (S_u \cdot \theta)$$

$$= (1.42 \times 0.489) + (3.17 \times 0.593) + (8.6 \times 0.559) + (3.17 \times 0.593) + (1.42 \times 0.524) + (2.9 \times 0.175)$$

$$= 10.51$$

$$M_r = \sum (S_u \cdot \theta) \cdot X \cdot X$$

$$= 10.51 \times 12.65 \times 12.65$$

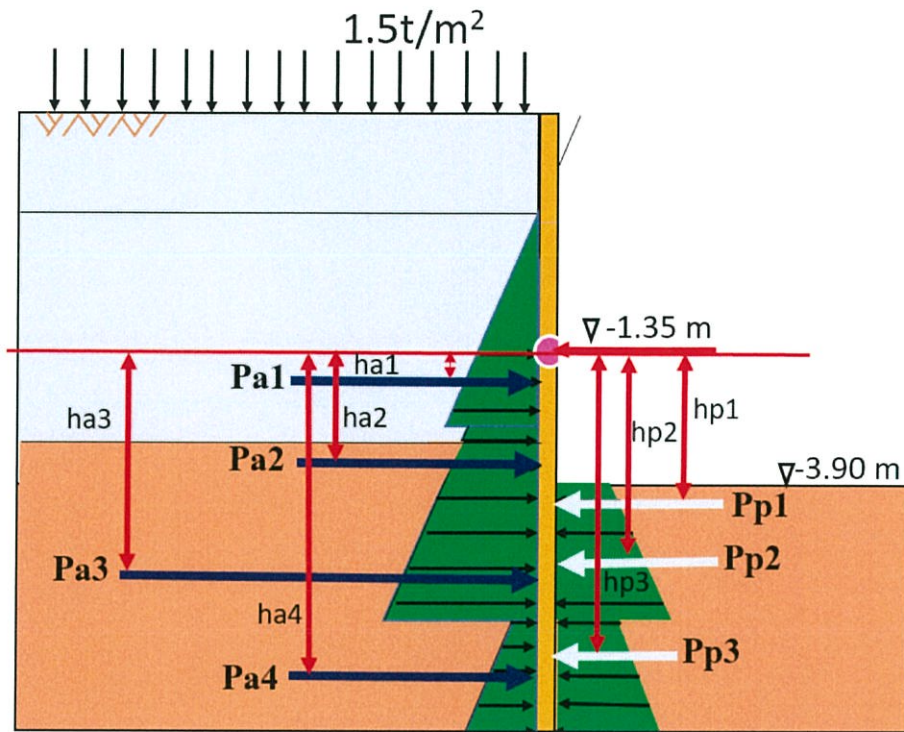
$$= 1681.84 \text{ t-m}$$

$$FS = \frac{M_r}{M_d}$$

$$= \frac{1681.84}{680.26}$$

$$= 2.47 < 1.2 \quad \text{OK}$$

โดยวิธีเสถียรภาพได้ก้ำแพง (Balanced moment)



ภาพที่ 4.15 Check เสถียรภาพได้ก้ำแพง

ตารางที่ 4.1 เสถียรภาพที่ความยาว Sheet pile = 14 m

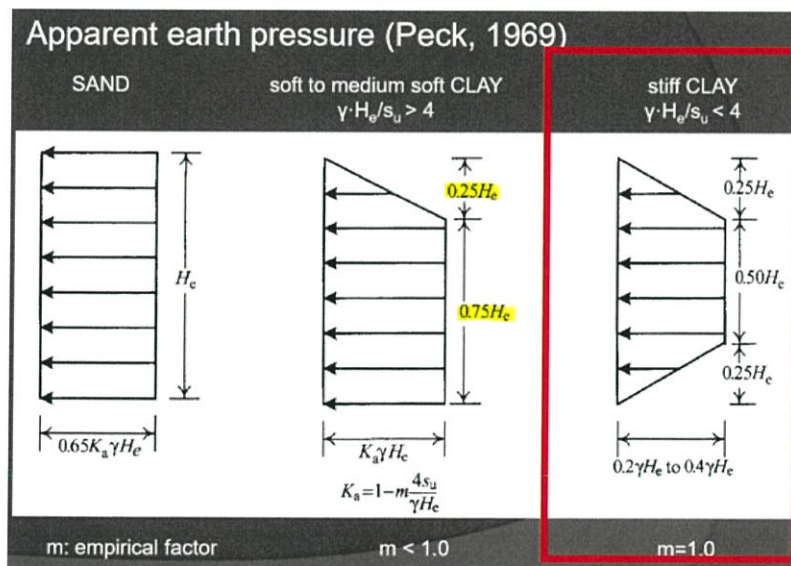
$P_{a \text{ or } p} = (0.5)(w_1+w_2)(b)$						
$h_{p \text{ or } a} = \{(a+2b)/(a+b)\} * \{h/3\}$						
Active				Passive		
Pa1	Pa2	Pa3	Pa4	Pp1	Pp2	Pp3
2.14	56.48	57.80	3.77	40.68	74.51	16.72
ha1	ha2	ha3	ha4	hp1	hp2	hp3
2.35	5.76	10.31	12.41	5.92	10.27	12.40
Ma				Mp		
974.75				1213.59		
F.S. = $M_p/M_a > 1.2$						
F.S. = $1213.59/974.75 = 1.25 > 1.2$ ผ่าน						

4.2.4 วิเคราะห์แรงดันดิน

Lateral Earth Pressure	แรงรวม	ชนิดกำแพง
1. Pressure Diagram	มากที่สุด	Sheet Pile (Flexible)
2. Modify Rankine	มาก	Retaining Structure (Semi Rigid)
3. Hydrostatic	น้อย	Diaphragm Wall (Rigid)

ตารางที่ 4.2 แสดงการใช้ทฤษฎีต่างๆ ในกำแพงกันดินแต่ละชนิด

ในการคำนวณหาแรงดันดินของ Sheet pile จะใช้ทฤษฎีแบบ Pressure Diagram

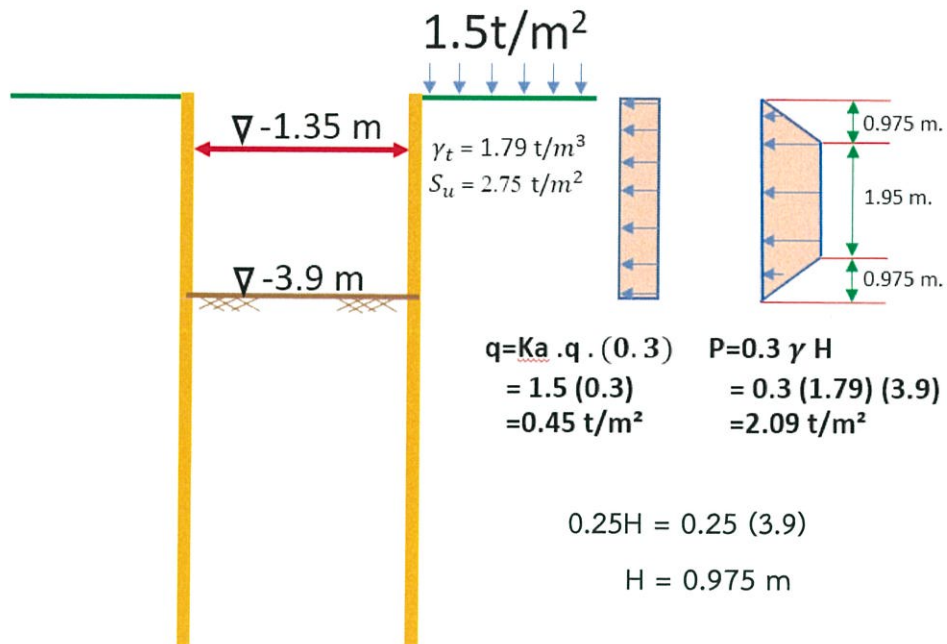


ภาพที่ 4.16 ทฤษฎี Pressure Diagram

$$\gamma_t = \frac{1.82(3.50) + 1.58(0.4)}{3.9} = 1.79 \text{ t/m}^3$$

$$C_u = \frac{2.90(3.50) + 1.42(0.4)}{3.9} = 2.75 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{\gamma H}{C_u} = \frac{1.79(3.9)}{2.75} = 2.54 < 4 \text{ กรณีที่ 3}$$



ภาพที่ 4.17 แสดงระดับ Strut และระดับจุดดินที่ลึกที่สุด

คำนวณหาระยะ L

$$L_c = \frac{1}{\beta}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot B}{4EI}}$$

Stiff clay $N \sim 2$ $E_s = 5000 \text{ t/m}^2$

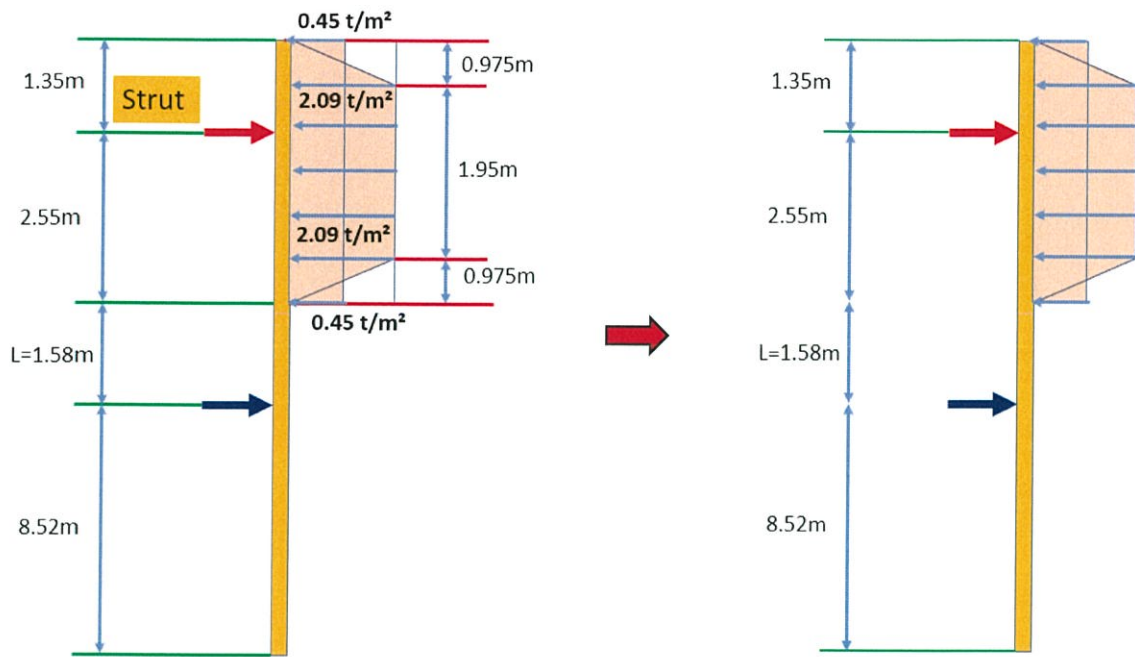
$$= \frac{5000 (1000)}{10^4} = 500 \text{ KSC}$$

SHEET PILE SP400 , $E = 2 \times 10^6$, $I = 38600 \text{ cm}^4$

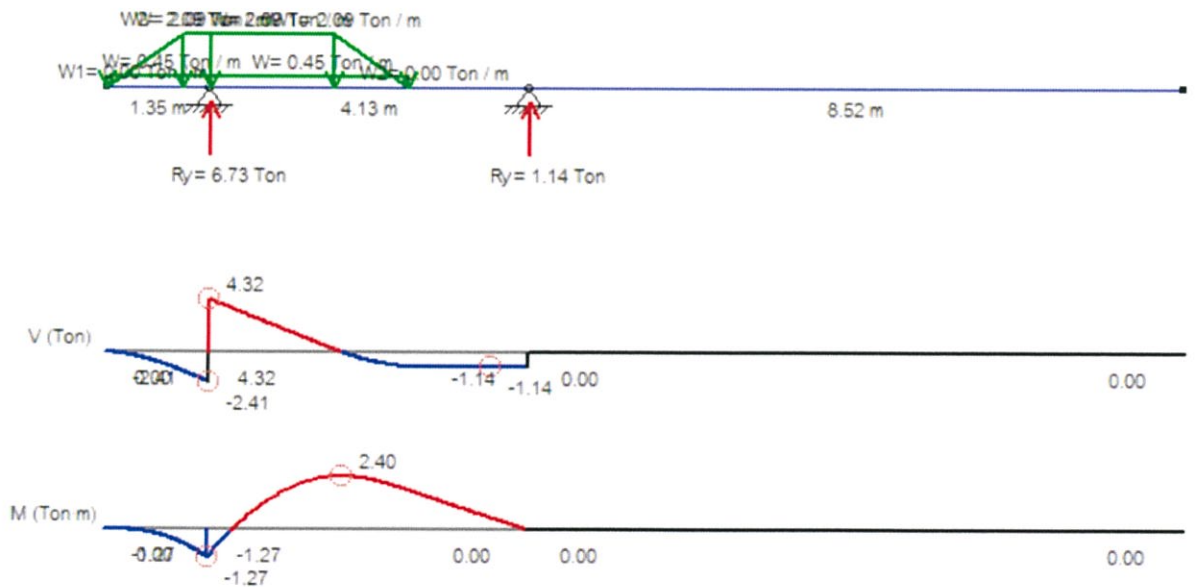
$$\beta = \sqrt[4]{\frac{400}{4(2.1 \times 10^6)(38600)}} = 6.34 \times 10^{-3} \text{ 1/CM}$$

$$L = \frac{1}{6.34 \times 10^{-3}} \text{ CM} = 157.73 \text{ CM}$$

$$L = 1.58 \text{ m.}$$



จากการใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง



Reaction ที่เข้า Strut = 11.28 t/m
 Moment Max = 10.52 t.m

4.2.5 วิเคราะห์โครงสร้างและออกแบบ Sheet pile

Bending stress

$$\text{Allowable} = 0.6f_y = 0.6(3008.16) = 1804.90 \text{ ksc}$$

$$\sigma_b = \frac{M}{S} = \frac{(10.52 \text{ t.m}) \times \left(\frac{1000\text{kg}}{\text{t}}\right) \times \left(\frac{100\text{cm}}{\text{m}}\right)}{2,270.00\text{cm}^3/\text{m} \times 0.7} = 662.05 \text{ ksc} < 1804.90 \text{ ksc (allowable)} \quad \text{OK}$$

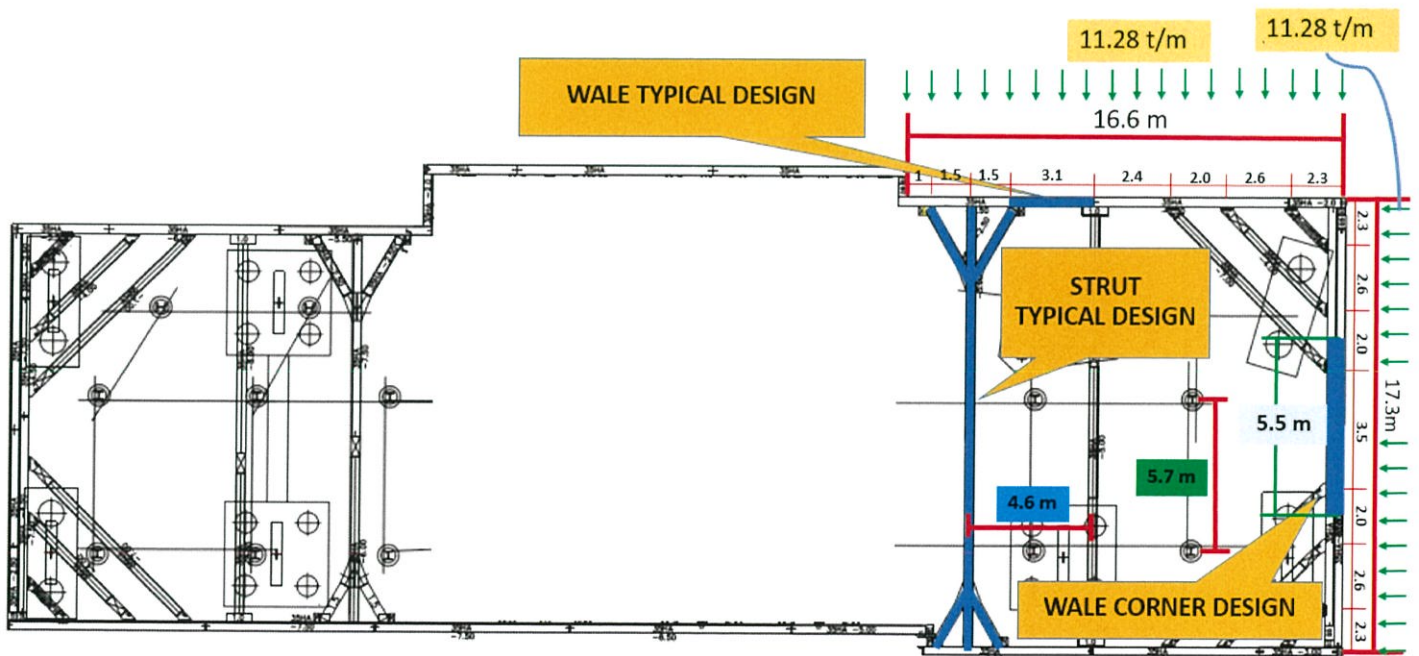
Shear stress

$$\text{Allowable} = 0.4f_y = 0.4(3008.16) = 1203.26 \text{ ksc}$$

$$\tau_s = \frac{S_{\text{max}}}{A_w} = \frac{11.28}{96.99} \times 10^3 = 116.30 \text{ ksc} < 1203.26 \text{ ksc (allowable)} \quad \text{OK}$$

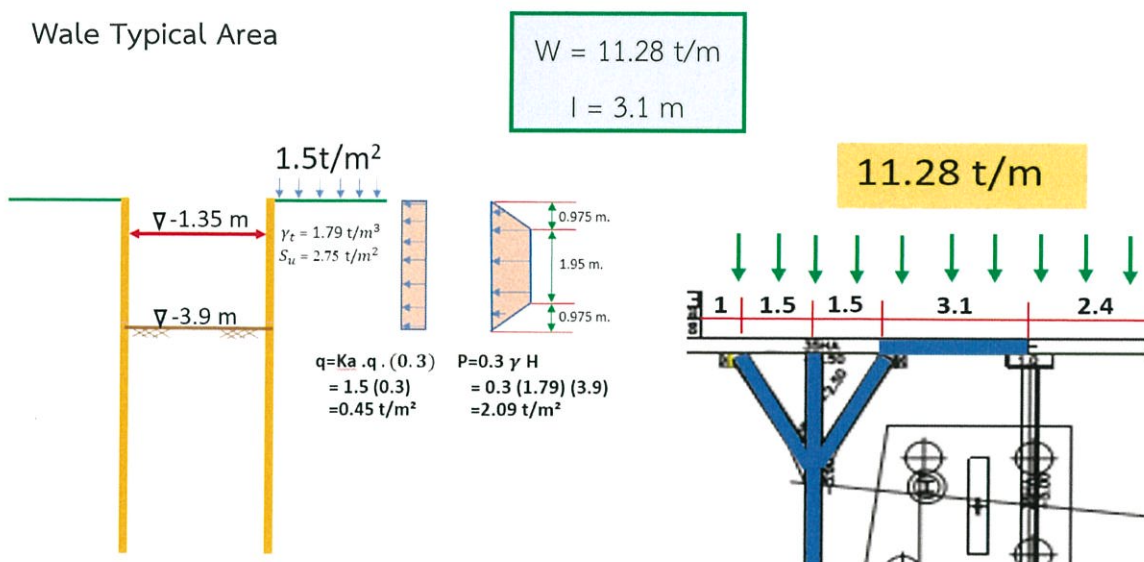
∴ Use Steel Sheet pile type IV , L = 14.00 m

4.2.6 วิเคราะห์ออกแบบ Wale



ภาพที่ 4.18 Bracing Design Shallow Zone

Wale Typical Area



ที่ระดับ-1.35m

ใช้เหล็กขนาด (W=137 kg/m , A=173.9cm² , Ix=40300cm4 , Iy=13650cm4 , Zx=2300cm³ , Zy=776cm³ , rx=15.2cm , ry=8.84cm)

STEEL GRADE (ss400)

- E = 2.1E + 06 kg/cm²
- Fy = 2400 kg/cm²
- Fb = 0.66fy(1.25)= 1980 kg/cm²
- Fv = 0.4fy(1.25) = 1200kg/cm2

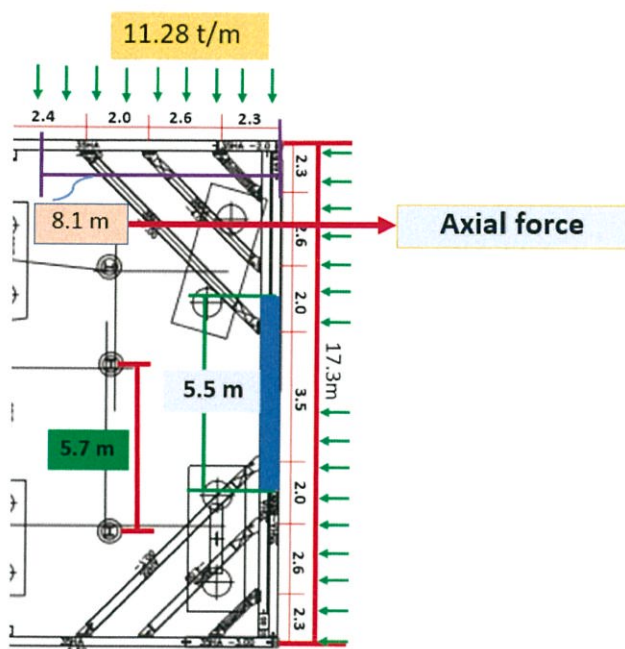
$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{11.28(3.1)^2}{8} = 13.55 \text{ t-m}$$

$$F_b = \frac{Mn}{Z_x} = \frac{13.55 \times 1000 \times 100}{2300} = 589.13 \text{ ksc} < 1980 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

$$Q = \frac{WL}{2} = \frac{11.28(3.1)}{2} = 17.48 \text{ t}$$

$$F_v = \frac{Q}{A_w} = \frac{17.48 \times 1000}{35 \times 1.2} = 416.19 \text{ ksc} < 1200 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

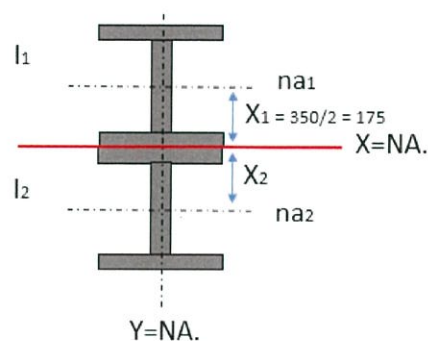
WALE CORNER DESIGN (2H-350x350x12x19)



แกน X

$$W = 11.28 \text{ t/m}$$

$$l = 5.5 \text{ m}$$



แกน Y

$$I_x = I_{x1} + I_{x2} + A_1x_1^2 + A_2x_2^2$$

$$I_y = I_{y1} + I_{y2}$$

$$Z_x = \frac{I_x}{C}$$

$$I_{sum} = 2I_x + 2Ar^2 = 2(40300) + 2(173.9)(175)^2$$

$$= 10731975/100$$

$$= 107319.75 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = \frac{I_x}{C} = \frac{107319.75}{35} = 3066.28 \text{ cm}^3$$

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{11.28(5.5)^2}{8} = 42.65 \text{ t-m}$$

$$F_b = \frac{Mn}{Z_x} = \frac{42.65 \times 1000 \times 100}{3066.28} = 1390.94 \text{ ksc} < 1980 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

$$Q = \frac{WL}{2} = \frac{11.28(5.5)}{2} = 31.02 \text{ t}$$

$$F_v = \frac{Q}{A_w} = \frac{31.02 \times 1000}{35 \times 1.2 \times 2} = 369.29 \text{ ksc} < 1200 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

$$\text{Axial force} = 8.1 \times 11.28 = 91.37 \text{ t}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{91.37 \times 1000}{173.9 \times 2} = 262.71 \text{ ksc}$$

$$262.71 + 116 = 378.71 \text{ ksc}$$

Stress due to temperature change

$$\sigma_t = 0.00001 \times E_s \times \Delta t$$

$$\delta = 0.00001 \times L \times \Delta t$$

σ_t = Stress

E_s = elastic modulus ($2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)

L = temperature

ตารางที่ 4.3 แสดงแรงที่เกิดจากอุณหภูมิที่เกิดในเหล็ก

Δt	Stress (ksc)	Elongation (mm/m)
0	0	0
1	23.1	0.011
2	46.2	0.022
3	69.3	0.033
4	92.4	0.044
5	115.5	0.055

Compression Allowable stress

$$K = 1 \text{ (pin-pin)}$$

$$KL/r_y = 550/8.84 = 62.22$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{2\pi^2 E}}{\sqrt{F_y}} = 131.42$$

$$KL/r \leq \lambda$$

ใช้กรณีที่ 1

$$F_a = \frac{\left\{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{KL/r}{\lambda}\right)^2\right\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left(\frac{KL/r}{\lambda}\right) - \frac{1}{8} \left(\frac{KL/r}{\lambda}\right)^3} \times (F_y)$$

$$KL/r > \lambda$$

ใช้กรณีที่ 2

$$F_a = \frac{10.5 \times 10^5}{(KL/r)^2}$$

ใช้กรณีที่ 1 $kl/r \leq \lambda$

$$F_a = \frac{\left\{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{kl/r}{\lambda}\right)^2\right\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left(\frac{kl/r}{\lambda}\right) - \frac{1}{8} \left(\frac{kl/r}{\lambda}\right)^3} \phi(F_y) = \frac{\left\{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{62.22}{131.42}\right)^2\right\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left(\frac{62.22}{131.42}\right) - \frac{1}{8} \left(\frac{62.22}{131.42}\right)^3} \phi(2400)$$

$$= 1164.30 \text{ ksc}$$

เนื่องด้วยโครงสร้างมีการใช้งานแบบชั่วคราว(Temporary Structure) จำยอมให้โครงสร้างรับแรงเพิ่มขึ้นจากค่า Allowable เพิ่มขึ้นอีก 25%

$$F_a = 1164.30 \times 1.25 = \underline{1455.38} \text{ ksc}$$

คำนวณแรงที่มีผลต่อ Wale ทั้งหมด โดยวิธี Combine Stress

$$\text{จาก } \frac{f_a}{F_a} > 0.15$$

$$\frac{378.71}{1455.38} = 0.26 > 0.15$$

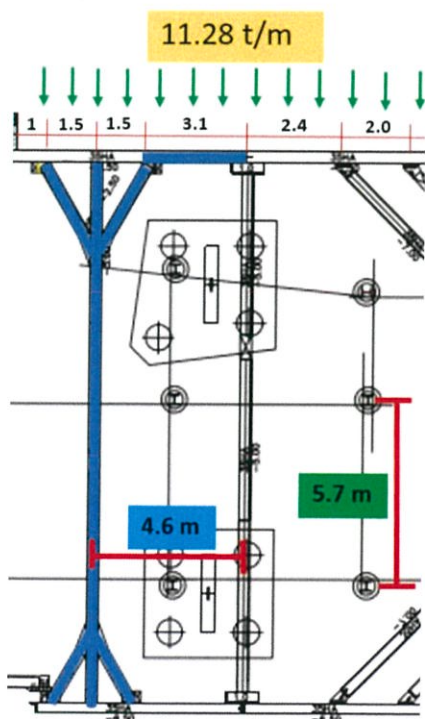
$$\text{ดังนั้น } \frac{f_a}{F_{ax}} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{378.71}{1455.38} + \frac{1390.94}{1980} = 0.96 < 1 \quad \text{OK}$$

4.2.7 วิเคราะห์ออกแบบ Strut

ออกแบบ Strut ชั้นที่ 1 (ระดับ -1.35 เมตร)

H-350x350x12x19

ใช้เหล็กขนาด ($W=137 \text{ kg/m}$, $A=173.9\text{cm}^2$,
 $I_x=40300\text{cm}^4$, $I_y=13650\text{cm}^4$, $Z_x=2300\text{cm}^3$,
 $Z_y=776\text{cm}^3$, $r_x=15.2\text{cm}$, $r_y=8.84\text{cm}$)



$$W = 11.28 \text{ t/m}$$

$$l = 4.6 \text{ m}$$

Compression Allowable stress

แกน X

$$Kl/r_x = 570/15.2 = 37.5$$

$$\lambda = \frac{6440}{\sqrt{fy}} = \frac{6440}{\sqrt{2396}} = 131.56$$

$$kl/r \leq \lambda$$

$$\begin{aligned} \text{ใช้สมการ } Fa &= \frac{fy\{1 - \frac{1}{2}(\frac{kl/r}{\lambda})^2\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8}(\frac{kl/r}{\lambda}) - \frac{1}{8}(\frac{kl/r}{\lambda})^3} = \frac{2400\{1 - \frac{1}{2}(\frac{37.5}{131.56})^2\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8}(\frac{37.5}{131.56}) - \frac{1}{8}(\frac{37.5}{131.56})^3} \\ &= 1300.36 \text{ ksc} \end{aligned}$$

เนื่องด้วยโครงสร้างมีการใช้งานแบบชั่วคราว(Temporary Structure) จำยอมให้โครงสร้างรับแรงเพิ่มขึ้นจากค่า Allowable เพิ่มขึ้นอีก 25%

$$\text{ดังนั้น } Fa = 1300.36 \times 1.25 = \underline{1625.45 \text{ ksc}}$$

แกน Y

$$Kl/r_y = 570/8.84 = 64.48$$

$$\lambda = \frac{6440}{\sqrt{fy}} = \frac{6440}{\sqrt{2396}} = 131.56$$

$$kl/r \leq \lambda$$

$$\begin{aligned} \text{ใช้สมการ } Fa &= \frac{fy\{1 - \frac{1}{2}(\frac{kl/r}{\lambda})^2\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8}(\frac{kl/r}{\lambda}) - \frac{1}{8}(\frac{kl/r}{\lambda})^3} = \frac{2400\{1 - \frac{1}{2}(\frac{64.48}{131.56})^2\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8}(\frac{64.48}{131.56}) - \frac{1}{8}(\frac{64.48}{131.56})^3} \\ &= 1150.35 \text{ ksc} \end{aligned}$$

เนื่องด้วยโครงสร้างมีการใช้งานแบบชั่วคราว(Temporary Structure) จำยอมให้โครงสร้างรับแรงเพิ่มขึ้นจากค่า Allowable เพิ่มขึ้นอีก 25%

$$\text{ดังนั้น } Fa = 1150.35 \times 1.25 = \underline{1437.81 \text{ ksc}}$$

Bending Allowable Stress

$$\text{ระยะค้ำยันทางข้าง } L = 4.60 \text{ m} > 0.444b_r\sqrt{E/f_y} = (4.60\text{m})$$

$$\text{สัมประสิทธิ์โมเมนต์ค้ำยัน } C_b = 1$$

$$\text{อัตราส่วน } L/r_b = 47.72 < \sqrt{\frac{3.517EC_b}{f_y}} \quad (55.47)$$

$$\text{ดังนั้น } F_{ax} = \left\{ \frac{2}{3} - \frac{F_y(l/r)^2}{52.759EC_b} \right\} f_y$$

$$F_{ax} = \left\{ \frac{2}{3} - \frac{2400(47.72)^2}{52.759(2100000)} \right\} \times (2400)$$

$$F_{ax} = 1481.61 \text{ ksc}$$

$$\text{ดังนั้น } F_{ax} = 1481.61 \times 1.25 = 1852.01 \text{ ksc}$$

หาแรงที่เกิดเนื่องจาก Moment ที่กระทำต่อ Strut

เนื่องด้วยแรงที่กระทำต่อ Strut ที่ทำให้เกิด Moment เกิดจากแรงเนื่องจากน.น.บรรทุกจร กำหนดให้ L.L. = 150 kg/m และ แรงจากน.น.ของตัว Strut เอง

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{(150+137)(460)^2}{8} = 759.12 \text{ kg-m}$$

$$F_b = \frac{Mn}{Z_x} = \frac{759.12 \times 1000}{2300} = 330.05 \text{ ksc} < 1980 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

หาแรงที่เกิดในแนวแกนที่กระทำต่อ Strut

$$N_1 = 11.28 \times 4.6 \times 1000 = 51888 \text{ kg}$$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{51888}{173.9} = 298.38 \text{ ksc}$$

$$f_a + f_t = 298.38 + 116 = 414.38 < 1852.01 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

คำนวณแรงที่มีผลต่อ Wale ทั้งหมด โดยวิธี Combine Stress

$$\frac{f_a}{F_{ax}} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{414.38}{1852.01} + \frac{330.05}{1980} = 0.39 < 1 \quad \text{OK}$$

ดังนั้น ที่ Strut ชั้นที่ 1 (ระดับ -1.35 เมตร) ใช้ขนาด SS400 H-350x350x12x19

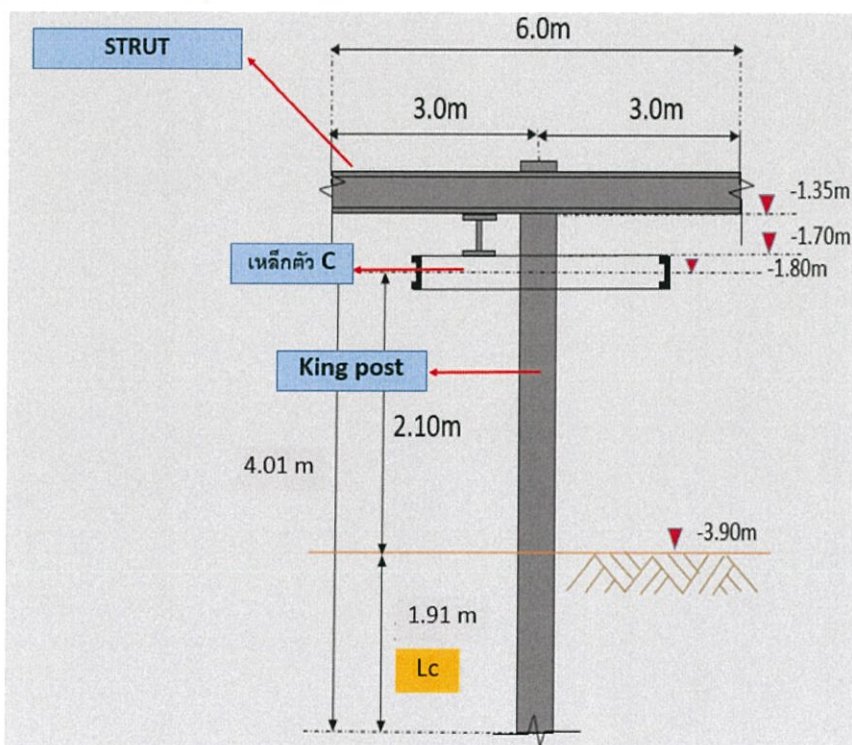
4.2.8 วิเคราะห์ห้ออกแบบ Kingpost

ในการพิจารณาการออกแบบ King post จะพิจารณาส่วนของ King post ตัวที่รับน.น.ของ Strut เพียงอย่างเดียว โดย ณ ที่นี้จะไม่ได้คำนวณ King post ตัวที่รับน.น.ของ Platform

แรงกระทำที่มีผลต่อ King post ประกอบไปด้วย แรงที่กระทำในแนวตั้ง ได้แก่ แรงจากน้ำหนักของตัว King post เอง , แรงจากน้ำหนักของ Strut , แรงที่ Strut เกิดการ Buckling และเนื่องด้วยแรงที่กระทำต่อ King post ไม่ได้เกิดแรงกระทำตามแนวแกนของ King post จึงต้องคำนวณแบบมีการเอียงศูนย์

ใช้เหล็ก ขนาด SS400ขนาด H300x300x10x15 mm

$A=119.8\text{cm}^2$, $b_f=30\text{cm}$, $t_f=1.5\text{cm}$, $S_x=1360\text{cm}^3$, $S_y=450\text{cm}^3$, $r_x=13.10\text{cm}$, $r_y=7.51\text{cm}$, $I_x=20400\text{cm}^4$, $I_y=6750\text{cm}^4$



หาระยะที่ไม่มีค้ำยัน

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot B}{4EI}}$$

$$Kh = 0.691(N)^{0.406} ; N = 13 \text{ (soft to medium clay)} = 1.96 \text{ kg/cm}^3$$

$$B = \text{ความกว้าง} = 1 \text{ m}$$

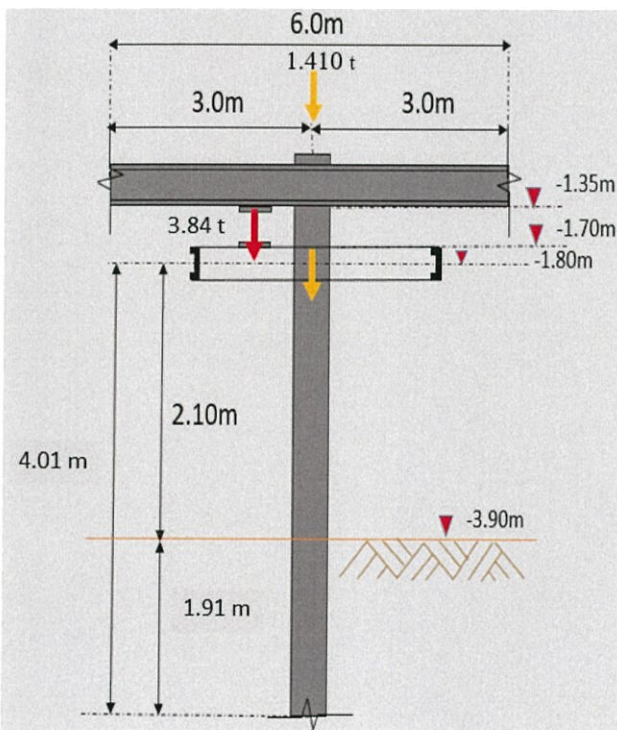
E = Elastic modulus = 2.1×10^7 t/m²

I = Moment of Inertia = $38600 \times 0.8 \times 10^{-8} = 30880 \times 10^{-8}$ m⁴

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot B}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{2.18 \cdot 10^3}{4(2.1 \cdot 10^7)(30880 \cdot 10^{-8})}} = 0.524 \text{ m}^{-1}$$

$$L_c = \frac{1}{\beta} = \frac{1}{0.524} = 1.91 \text{ m.}$$

แรงที่กระทำต่อ King post



1. น.น.เหล็กของ King post 94kg/m (300x300) ,

ดังนั้น น.น.ที่กระทำลง kingpost = $(94 \times 15) = 1410 \text{ kg} = 1.410 \text{ t}$ ↓

2. แรงจาก Strut = Buckling + Self weight ของ Strut (แต่ละตัว) ↓

$$\text{Strut 1} = (11.28 \times 6 \times 0.02) \times 2 + (0.094 \times 6) \times 2 = 3.84 \text{ t} \quad \downarrow$$

3. น้ำหนักบรรทุกทุกจร

$$\text{L.L.} = 0.2 \times 6(\text{m}) \times 4 = 4.8 \text{ t}$$

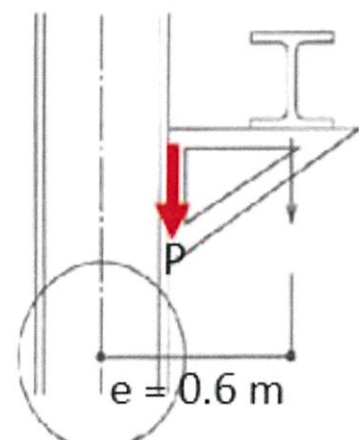
แรงทั้งหมด $P = 1.410 + 3.84 + 4.8 = 10.05 \text{ t}$

King Post Analysis

$$P = 10.05 \text{ t}$$

$$E = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 10.05 \times 0.6 = 6.03 \text{ t/m}$$



Compression Allowable $L_c = 2.10 + 1.91 = 4.01 \text{ m}$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 2.04 \times 10^6}{2400}} = 129.53$$

$$kl/ry = 0.8(600)/7.51 = 63.91 \quad k = 0.8 \text{ (Fix-pin)}$$

$$\frac{kl/ry}{C_c} = 63.91 / 129.53 = 0.49$$

$$F_a = \left\{ 1 - \frac{1}{2} \left[\frac{kl/ry}{C_c} \right]^2 \right\} \times F_y = 1150.44 \text{ ksc}$$

$$\frac{5 + \frac{3}{8} \left[\frac{kl/ry}{C_c} \right] - \frac{1}{8} \left[\frac{kl/ry}{C_c} \right]^3}{3}$$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{10.05 \times 1000}{119.8} = 83.89 \text{ ksc} < 1150.44 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

Bending Stress

$$F_b = \frac{M}{Z} = \frac{6.03 \times 1000 \times 100}{1360} = 443.38 \text{ ksc} < 1980 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

$$f_b = 0.66f_y(1.25) = 1980 \text{ kg/cm}^2$$

Combine Stress

$$\frac{F_b}{f_b} + \frac{F_c}{f_c} \leq 1 \quad \text{OK}$$

$$\frac{443.38}{1980} + \frac{83.89}{1150.44} = 0.30 \leq 1 \quad \text{OK}$$

พิจารณาความลึก King post

กำลังรับน.น.บรรทุกเสียดทานผิว

$$\text{ที่ระดับ } 3.9 \text{ ถึง } 13.5 \text{ m} \quad S_u = 3.17 \text{ t/m}^2 \text{ จะได้ } \alpha = 0.90$$

$$\alpha S_u \Delta L_1 = 0.90(3.17)(9.6) = 27.39 \text{ t}$$

$$\text{ที่ระดับ } 13.5 \text{ ถึง } 15 \text{ m} \quad S_u = 8.12 \text{ t/m}^2 \text{ จะได้ } \alpha = 0.61$$

$$\alpha S_u \Delta L_2 = 0.61(8.60)(1.5) = 7.87 \text{ t}$$

$$Q_f = P(\sum \alpha S_u \Delta L) = 0.35 \times 4(27.39 + 7.87) = 49.36 \text{ t}$$

กำลังรับน.น.บรรทุกปลายเสาเข็ม

$$Q_b = 9SuA = 9(8.6)(0.175 \times 0.175) = 2.37 \text{ t}$$

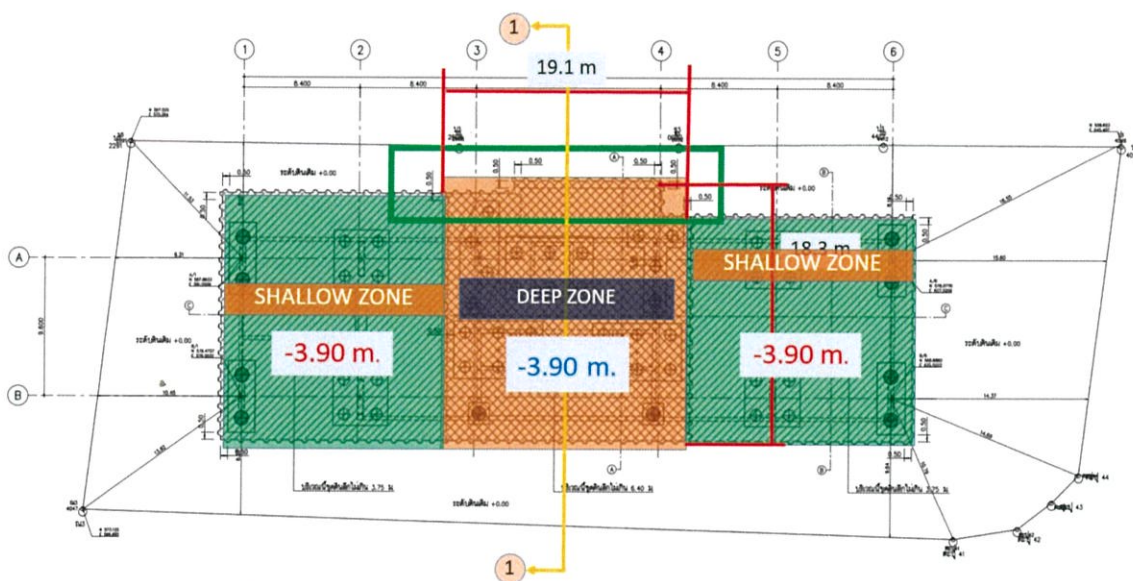
$$Q_u = Q_f + Q_b = 49.36 + 2.37 = 51.73 \text{ t}$$

$$Q_a = \frac{Q_u}{F.S.} = \frac{51.73}{1.25} = 41.38 \text{ t} > 10.05 \text{ t} \quad \text{OK}$$

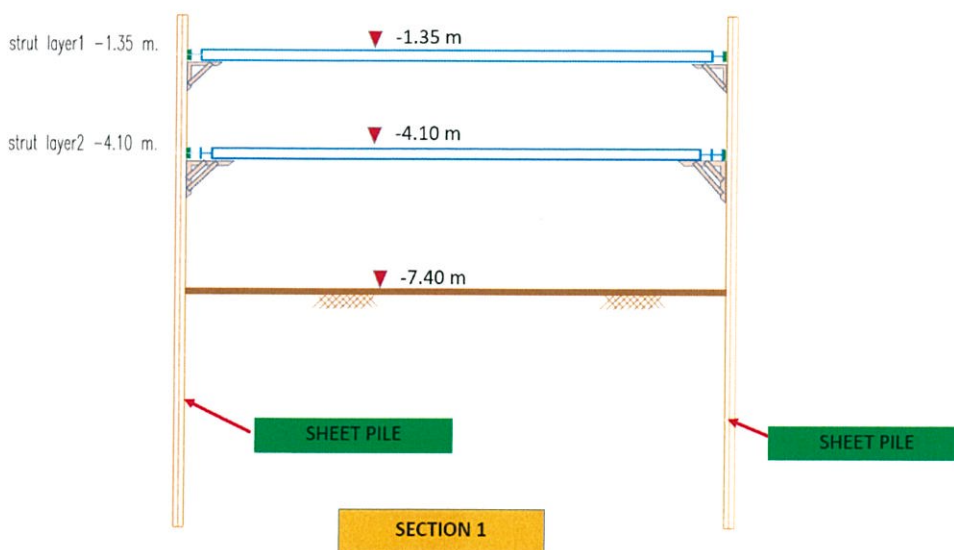
∴ สรุป ใช้ King Post ยาว 15 m

4.3 การคำนวณการออกแบบในส่วนของ Deep Zone

4.3.1 Plan ระดับการขุดดินของ Deep Zone Layer 1 และ Section Deep Zone Layer 1

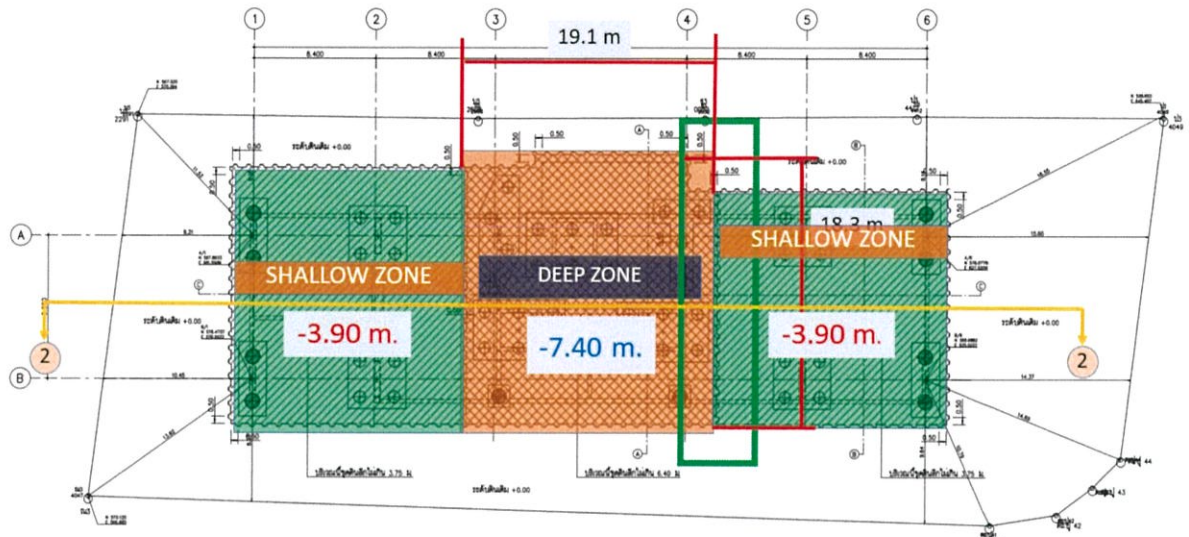


ภาพที่ 4.19 Plan ระดับการขุดดินของ Deep Zone Layer 1

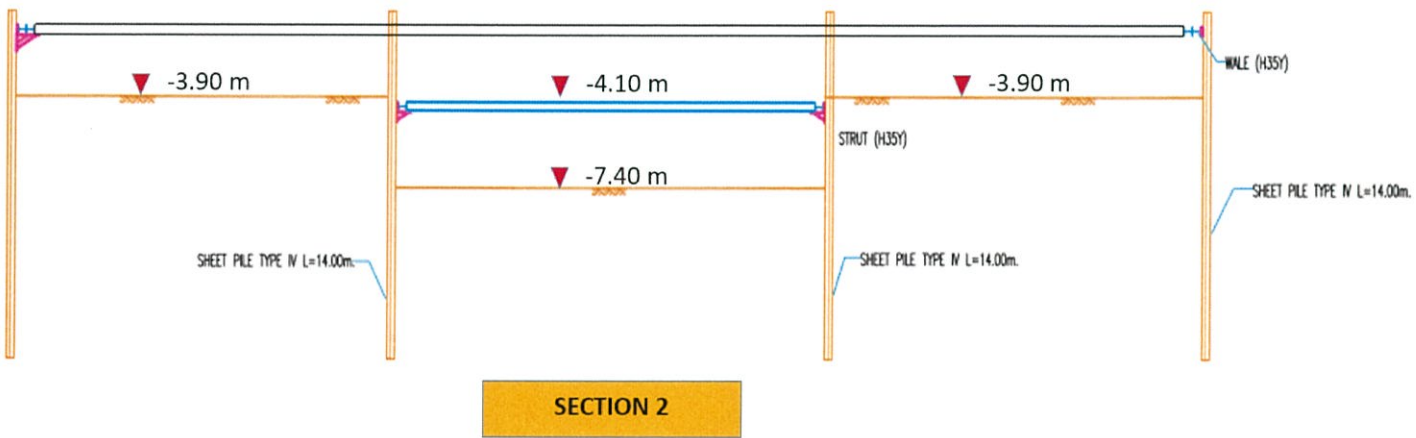


ภาพที่ 4.20 Section Deep Zone Layer 1

4.3.2 Plan ระดับการขุดดินของ Deep Zone Layer 2 และ Section Deep Zone Layer 2

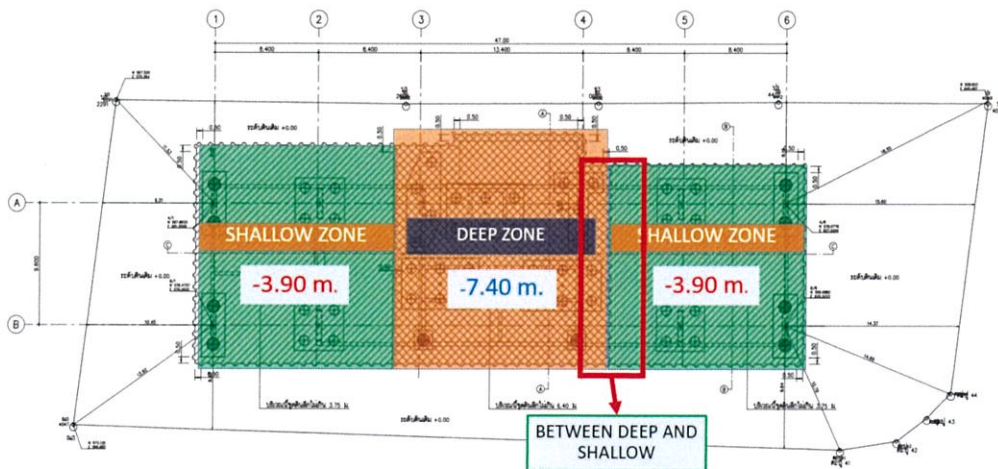


ภาพที่ 4.21 Plan ระดับการขุดดินของ Deep Zone Layer 2



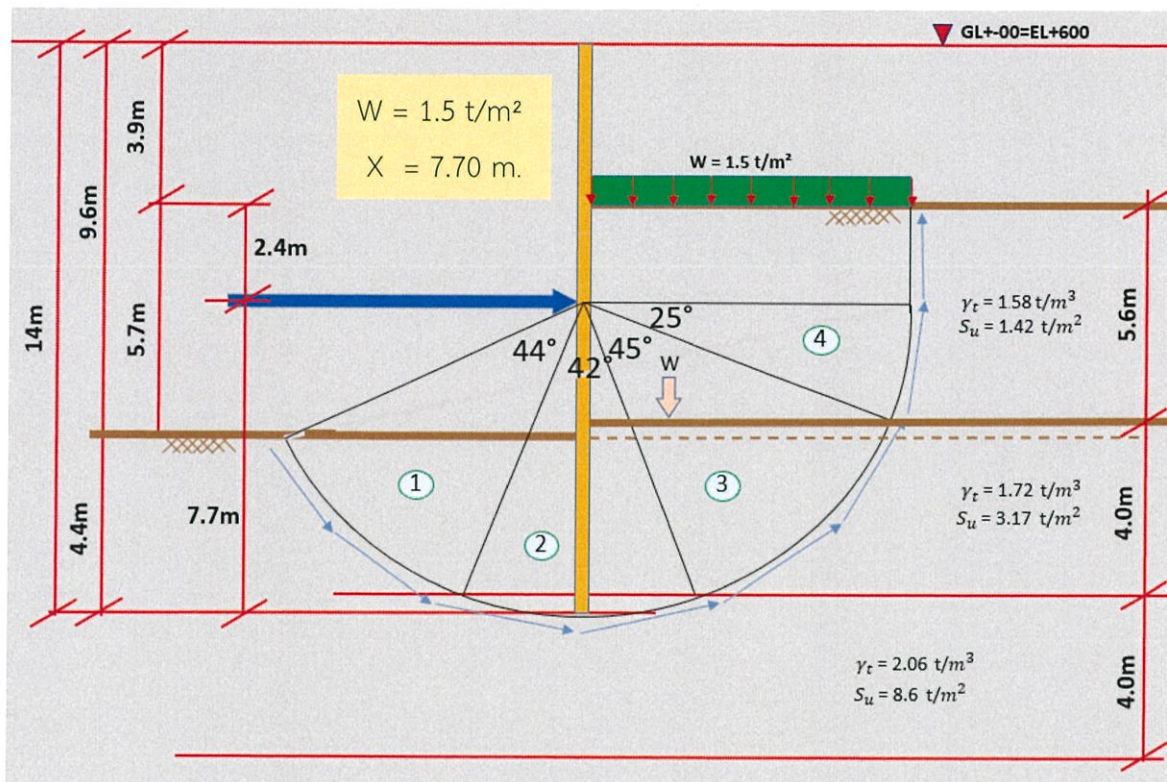
ภาพที่ 4.22 Section Deep Zone Layer 2

4.3.3 พิจารณาความลึกของ Sheet pile



ภาพที่ 4.23 Between deep and shallow

โดยวิธี Check Heaving Effect



ภาพที่ 4.24 Heaving Effect Between deep and shallow

ACTIVE MOMENT ; Md

$$Md = W \cdot X \cdot \frac{X}{2}$$

$$W = w + \{ (\gamma_{1h1}) + (\gamma_{1h2}) + \dots + (\gamma_{nhn}) \}$$

LAYER 1 : $\gamma_1 = 1.58 \text{ t/m}^2$, $h1 = 5.6 \text{ m}$

LAYER 2 : $\gamma_2 = 1.71 \text{ t/m}^2$, $h2 = 0.10 \text{ m}$

$$Md = \{ 1.5 + (1.58 \times 5.6) + (1.71 \times 0.1) \} \times 7.70 \times \frac{7.70}{2} = 311.84 \text{ t-m}$$

RESISTANT MOMENT ; Mr

$$M_r = \sum (S_u \cdot \theta) \cdot X \cdot X$$

$$\sum (S_u \cdot \theta) = [(S_{u1}\theta_1) + (S_{u2}\theta_2) + \dots + (S_{un}\theta_n)]$$

Area 1 ; $S_u = 3.16 \text{ t/m}^2$, $\theta = 44 \text{ degree} = 0.768 \text{ rad}$

2 ; $S_u = 8.70 \text{ t/m}^2$, $\theta = 42 \text{ degree} = 0.733 \text{ rad}$

3 ; $S_u = 3.16 \text{ t/m}^2$, $\theta = 45 \text{ degree} = 0.785 \text{ rad}$

4 ; $S_u = 1.44 \text{ t/m}^2$, $\theta = 25 \text{ degree} = 0.436 \text{ rad}$

$$\sum (S_u \cdot \theta)$$

$$= (3.16 \times 0.768) + (8.70 \times 0.733) + (3.16 \times 0.785) + (1.44 \times 0.436)$$

$$= 11.19$$

$$M_r = \sum (S_u \cdot \theta) \cdot X \cdot X$$

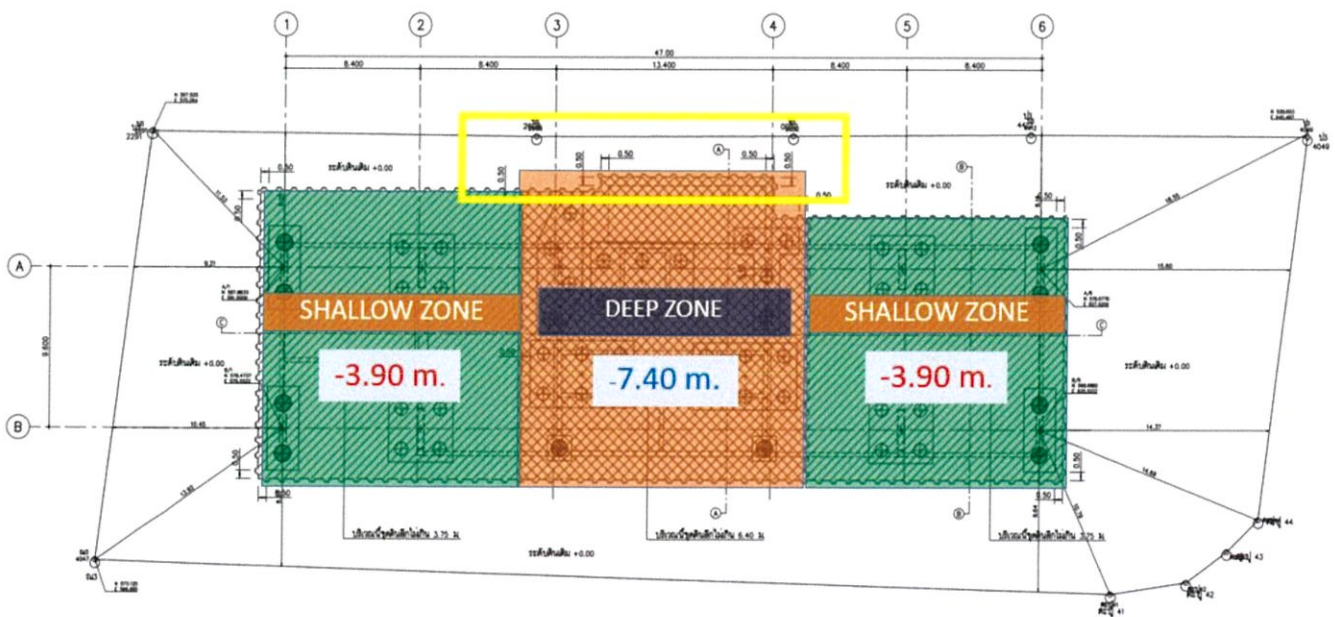
$$= 11.91 \times 7.70 \times 7.70 = 706.14 \text{ t-m}$$

$$FS = \frac{M_r}{M_d}$$

$$= \frac{706.14}{311.84}$$

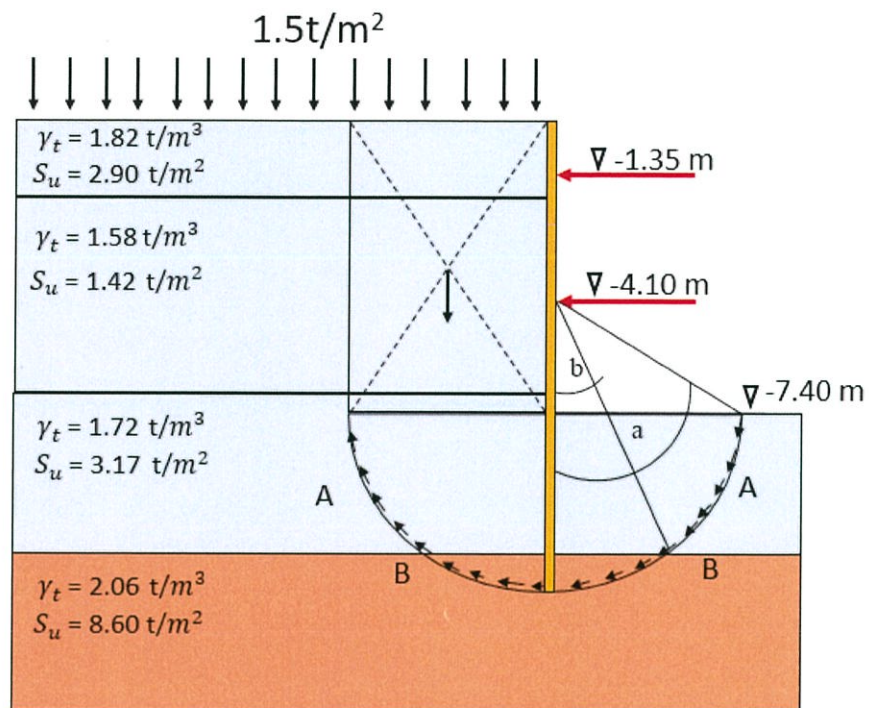
$$= 2.26$$

$$= 2.26 < 1.2 \quad \text{OK}$$



ภาพที่ 4.25 Deep Zone

โดยวิธี Check Heaving Effect



ภาพที่ 4.26 Heaving Effect Deep Zone

Heaving ความยาว Sheet pile = 14 m

FIND B $r = 14.00 - 4.10 = 9.9$

FIND A

$$14 - 13.5 = r - r \cos(b)$$

$$0.5 = 9.9 - 9.9 \cos(b)$$

$$b = 18.29^\circ$$

$$B = \frac{18.29(2\pi)(9.9)}{360}$$

$$B = 3.16 \text{ m}$$

$$14 - 7.4 = r - r \cos(a)$$

$$6.6 = 9.9 - 9.9 \cos(a)$$

$$a = 70.53^\circ$$

$$A = \frac{70.53(2\pi)(9.9)}{360} - 3.16$$

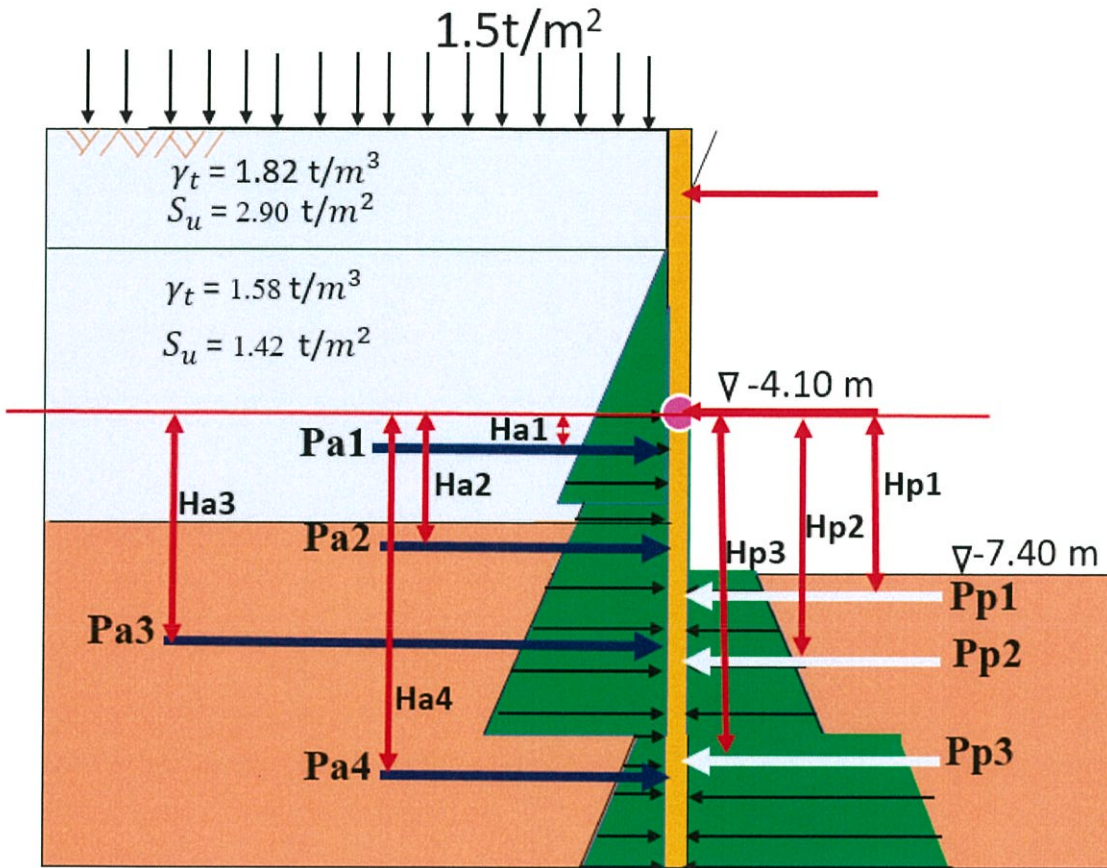
$$A = 9.03 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Mr &= \int_0^x cLs \, d\theta \\ &= 9.9 \{ (8.6 \times 3.16 \times 2.00) + (3.17 \times 9.03 \times 2.00) \} \\ &= 1104.86 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ma &= (\gamma H + q) \left(r \left(\frac{r}{2} \right) \right) \\ &= \{ (1.82 \times 3.5) + (1.58 \times 3.9) + 1.5 \} (9.9) \left(\frac{9.9}{2} \right) \\ &= 687.64 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$\frac{Mr}{Ma} = 1.61 > 1.20 \quad \text{OK}$$

โดยวิธีเสถียรภาพได้ก้ำกึ่ง (Balanced moment)



ภาพที่ 4.27 Check เสถียรภาพได้ก้ำกึ่ง

ตารางที่ 4.4 เสถียรภาพที่ความยาว Sheet pile = 14 m

$P_{a \text{ or } p} = (0.5)(w_1+w_2)(b)$						
$h_{p \text{ or } a} = \{(a+2b)/(a+b)\} * \{h/3\}$						
Active				Passive		
Pa1	Pa2	Pa3	Pa4	Pp1	Pp2	Pp3
28.33	19.95	58.98	3.92	17.11	53.57	14.10
ha1	ha2	ha3	ha4	hp1	hp2	hp3
1.82	4.42	7.56	9.66	4.43	7.57	9.65
Ma				Mp		
623.50				617.39		
F.S. = $M_p/M_a > 1.2$						
F.S. = $617.39/623.50 = 0.99 > 1.2$ ไม่ผ่าน						

ตารางที่ 4.5 เสถียรภาพที่ความยาว Sheet pile = 15 m

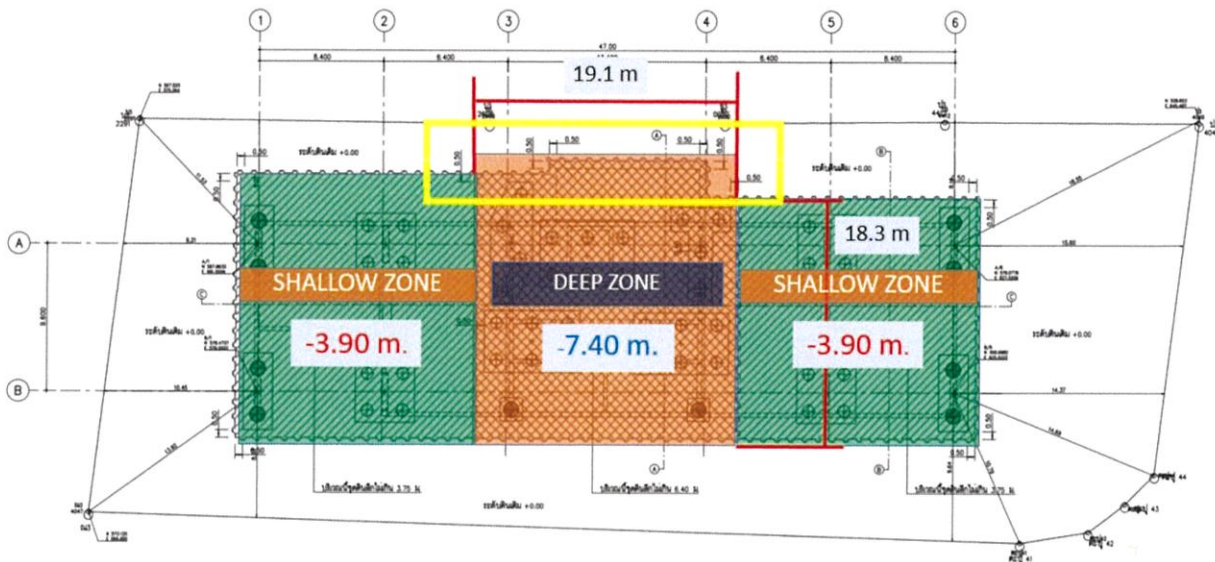
$P_{a \text{ or } p} = (0.5)(w_1+w_2)(b)$						
$h_{p \text{ or } a} = \{(a+2b)/(a+b)\}*\{h/3\}$						
Active				Passive		
Pa1	Pa2	Pa3	Pa4	Pp1	Pp2	Pp3
28.33	19.95	58.98	13.30	17.11	53.57	43.86
ha1	ha2	ha3	ha4	hp1	hp2	hp3
1.82	4.42	7.56	10.19	4.43	7.57	10.16
Ma				Mp		
721.16				926.94		
F.S. = $M_p/M_a > 1.2$						
F.S. = $926.94/721.16 = 1.29 > 1.2$ ผ่าน						

ตารางที่ 4.6 เสถียรภาพที่ความยาว Sheet pile = 16 m

$P_{a \text{ or } p} = (0.5)(w_1+w_2)(b)$						
$h_{p \text{ or } a} = \{(a+2b)/(a+b)\}*\{h/3\}$						
Active				Passive		
Pa1	Pa2	Pa3	Pa4	Pp1	Pp2	Pp3
28.33	19.95	58.98	24.75	17.11	53.57	75.67
ha1	ha2	ha3	ha4	hp1	hp2	hp3
1.82	4.42	7.56	10.76	4.43	7.57	10.69
Ma				Mp		
851.94				1290.23		
F.S. = $M_p/M_a > 1.2$						
F.S. = $1290.23/851.94 = 1.52 > 1.2$ ผ่าน						

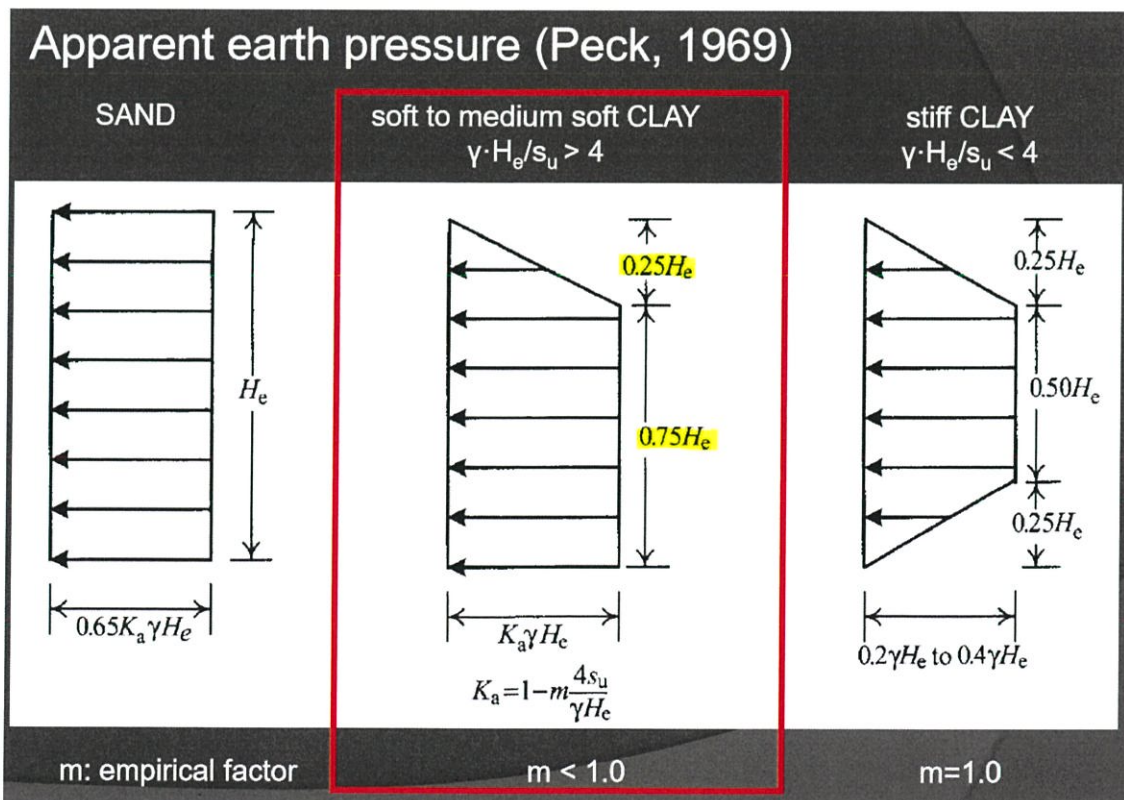
4.3.4 วิเคราะห์แรงดันดิน

4.3.4.1 Deep Zone Layer 1



ภาพที่ 4.28 Deep Zone Layer 1

ในการคำนวณหาแรงดันดินของ Sheet pile จะใช้ทฤษฎีแบบ Pressure Diagram



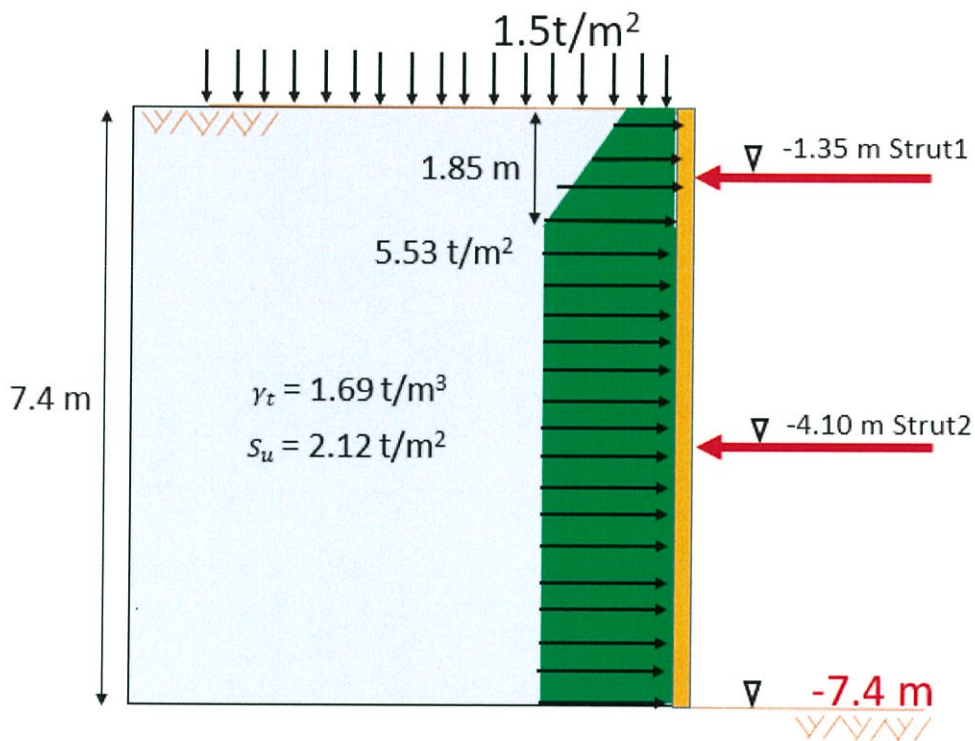
ภาพที่ 4.29 ทฤษฎี Pressure Diagram

$$\gamma_t = \frac{1.82(3.50) + 1.58(3.9)}{7.4} = 1.69 \text{ t/m}^3$$

$$C_u = \frac{2.90(3.50) + 1.42(3.9)}{7.4} = 2.12 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{\gamma_t H}{C_u} = \frac{1.69(7.4)}{2.12} = 5.9 > 4 \text{ กรณีที่ 2}$$

$$H_s = \frac{7.4}{4} = 1.85 \text{ m}$$



ภาพที่ 4.30 หาขนาดแรงดันดินด้านข้าง

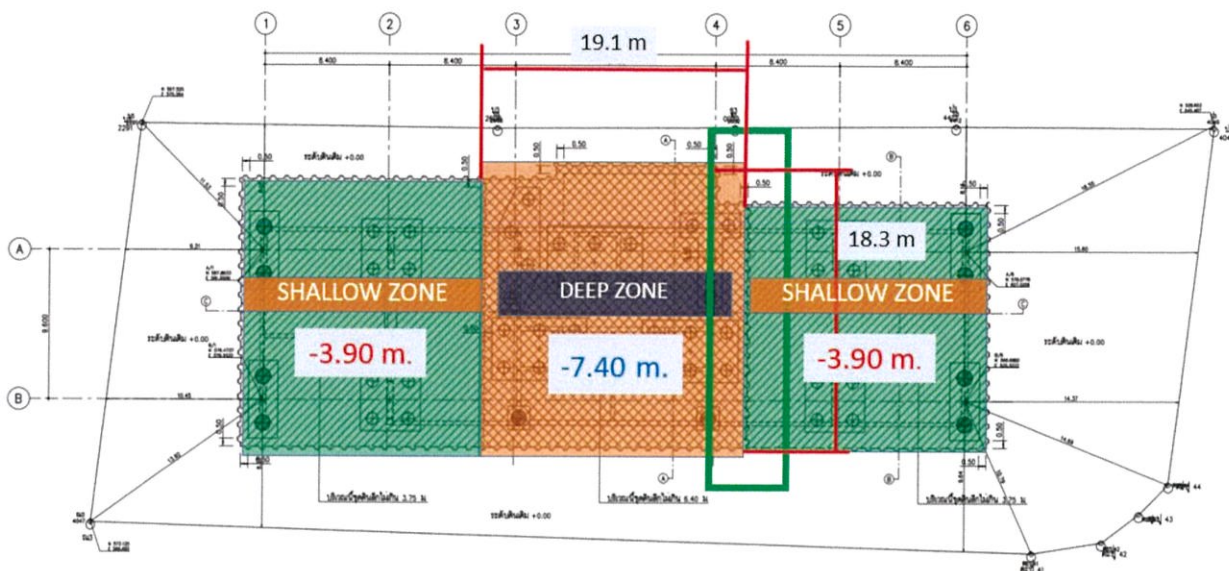
หาขนาดแรงดันดินด้านข้าง

$$1.P_s = \gamma_t H \left\{ 1 - \frac{4C_u}{\gamma H} \right\} + q = 5.53 \text{ t/m}^2$$

or } Max

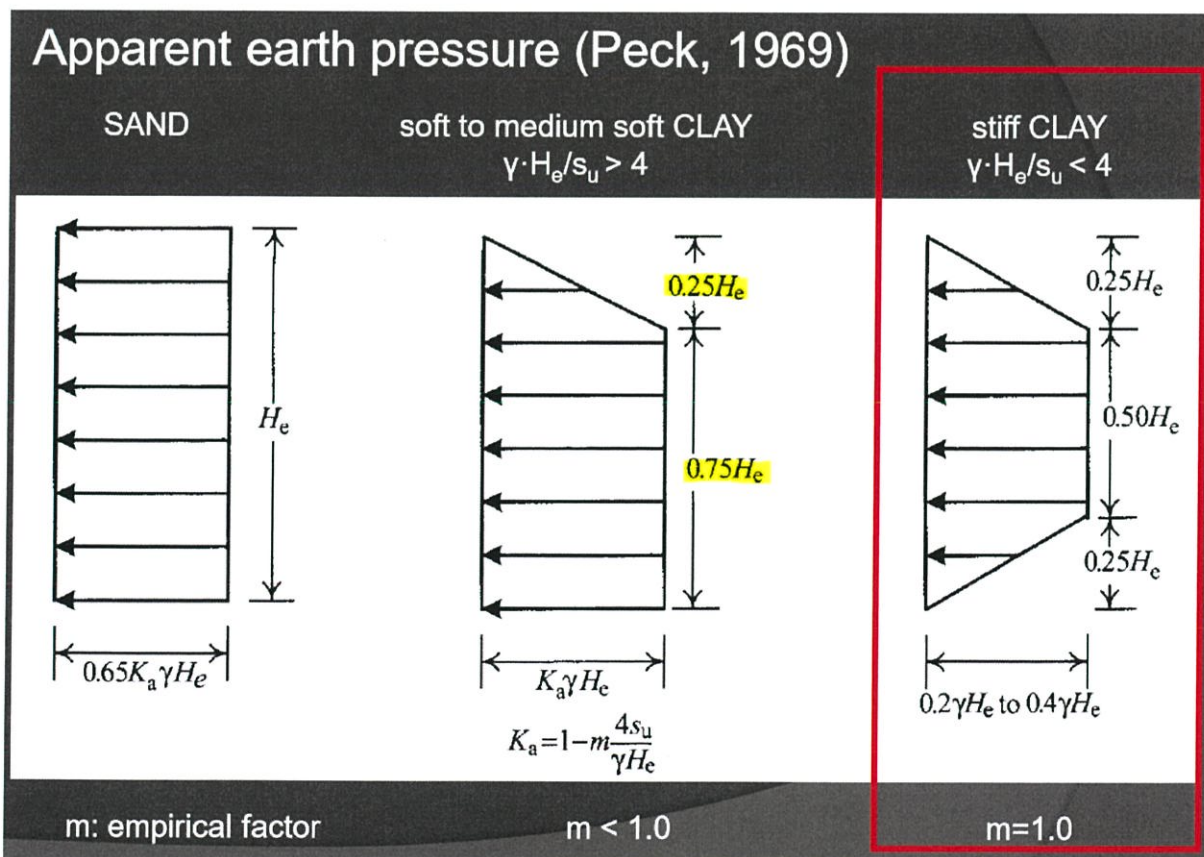
$$2.P_s = 0.3(\gamma H + q) = 4.2 \text{ t/m}^2$$

4.3.4.2 Deep Zone Layer 2



ภาพที่ 4.31 Deep Zone Layer 2

ในการคำนวณหาแรงดันดินของ Sheet pile จะใช้ทฤษฎีแบบ Pressure Diagram



ภาพที่ 4.32 ทฤษฎี Pressure Diagram

$$\gamma_t = \frac{1.82(3.50) + 1.58(0.4)}{3.9} = 1.79 \text{ t/m}^3$$

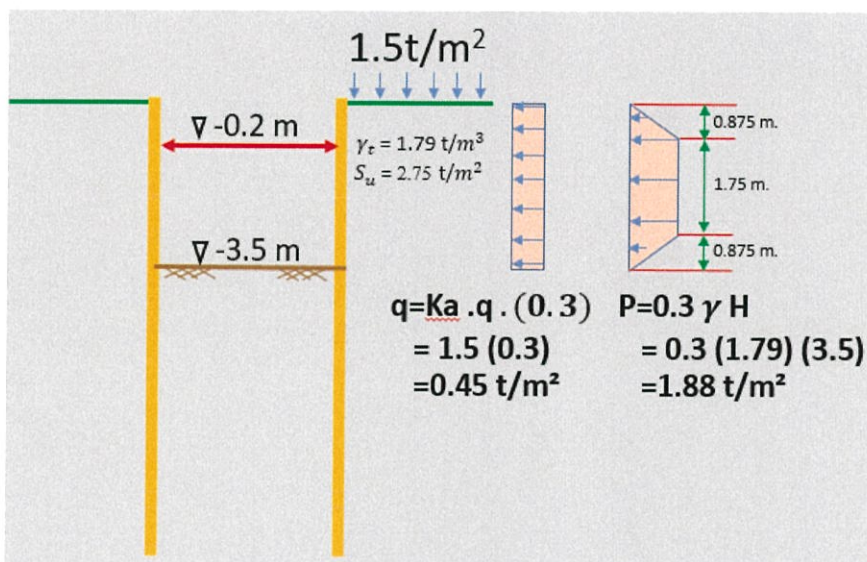
$$C_u = \frac{2.90(3.50) + 1.42(0.4)}{3.9} = 2.75 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{\gamma_H}{C_u} = \frac{1.79(3.9)}{2.75} = 2.54 < 4 \text{ กรณีที่ 3}$$

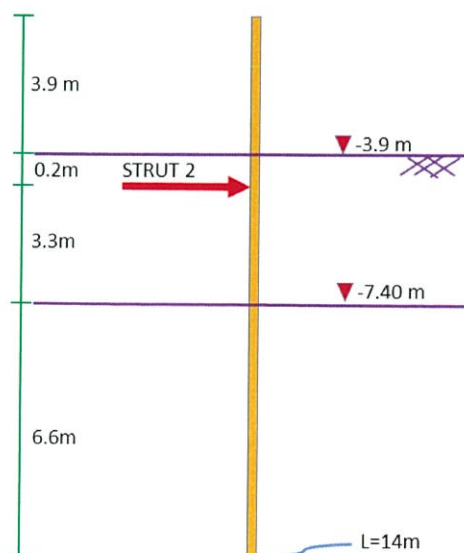
BETWEEN DEEP AND SHALLOW ZONE

ขุดลงไปลึก -3.5 m.

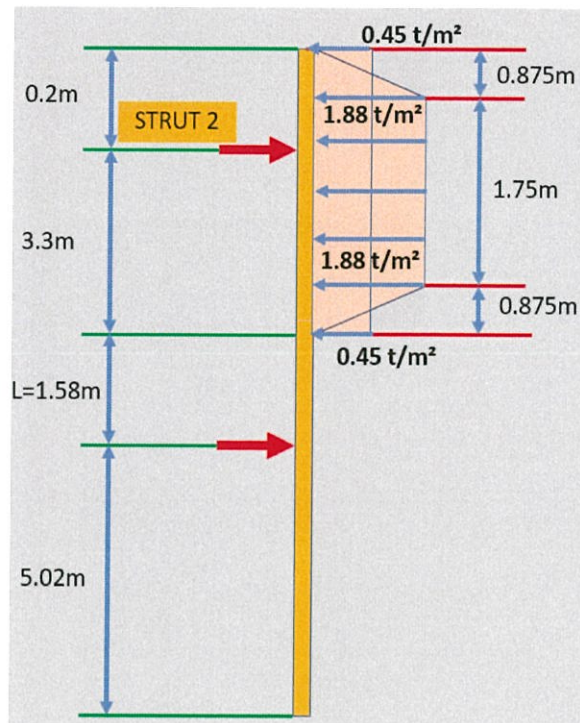
ระดับ STRUT -0.2 m.



ภาพที่ 4.33 แสดงระดับ Strut และระดับขุดดินที่ลึกที่สุด



ภาพที่ 4.34 แสดงระดับ Strut



ภาพที่ 4.35 แสดงลักษณะแรงดันดิน

$$Y_t = \frac{1.82(3.50) + 1.58(0.4)}{3.9} = 1.79 \text{ t/m}^3$$

$$C_u = \frac{2.90(3.50) + 1.42(0.4)}{3.9} = 2.75 \text{ t/m}^2$$

คำนวณหาระยะ L

$$L_c = \frac{1}{\beta}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h * B}{4EI}}$$

Stiff clay $N \sim 2$ $E_s = 5000 \text{ t/m}^2$
 $= \frac{5000 (1000)}{10^4} = 500 \text{ KSC}$

SHEET PILE SP400 , $E = 2 \times 10^6$, $I = 38600 \text{ cm}^4$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{400}{4(2.1 \times 10^6)(38600)}} = 6.34 \times 10^{-3} \text{ 1/CM}$$

$$L = \frac{1}{6.34 \times 10^{-3}} \text{ CM} = 157.73 \text{ CM}$$

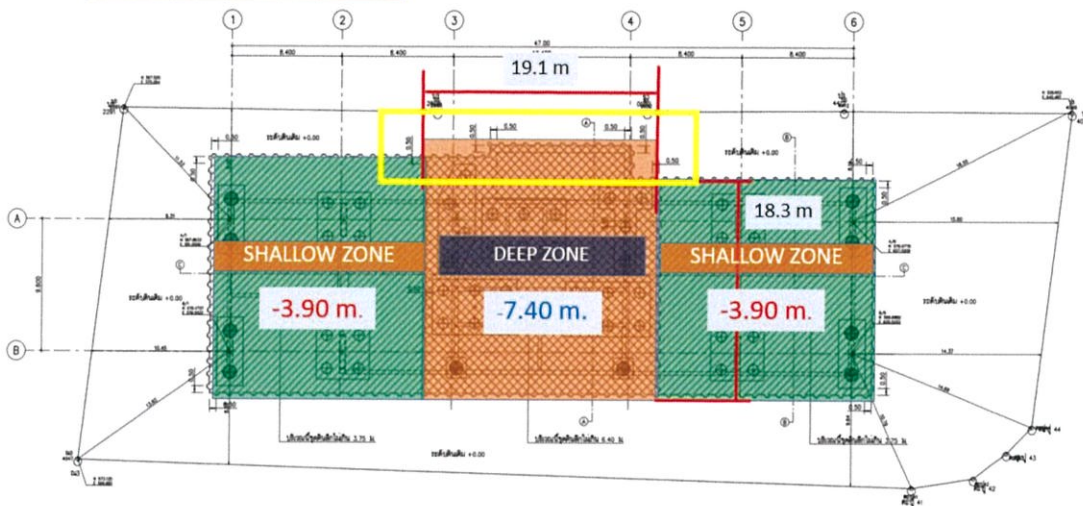
$$L = 1.58 \text{ m.}$$

$$0.25H = 0.25 (3.5)$$

$$H = 0.875 \text{ m}$$

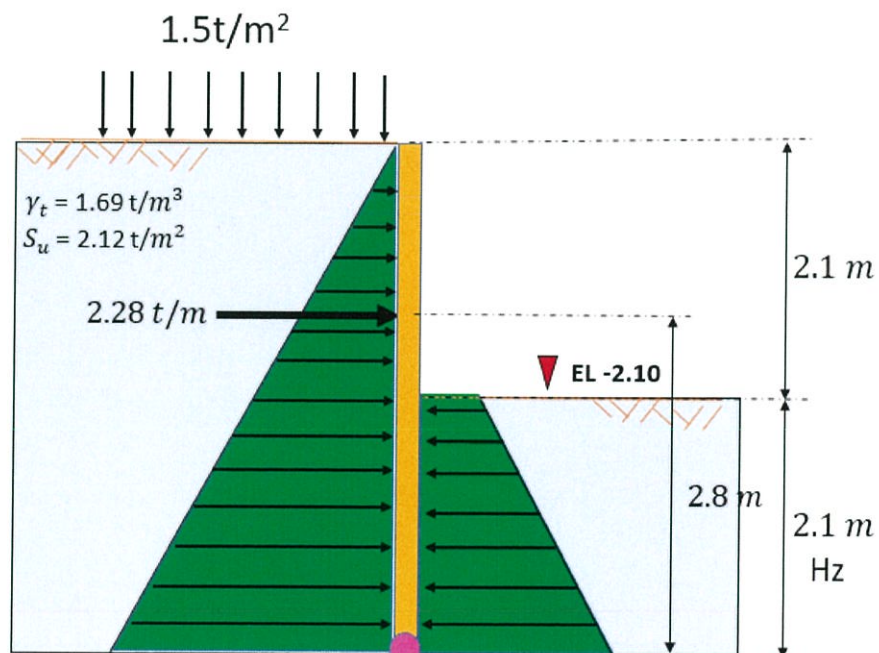
4.3.5 วิเคราะห์โครงสร้างและออกแบบ Sheet pile

Deep Zone Layer 1



ภาพที่ 4.36 Plan Deep Zone Layer 1

Step 1 Free Standing



ภาพที่ 4.37 Free Standing

$$H_z = h \times 1 = 2.1 \text{ m}$$

$$\text{Horizontal Force} = P_0 = 2.28 \text{ t/m}$$

$$h_0 = 2.1 + (2.1/3) = 2.8 \text{ m}$$

Passive

$$P_{p1} = \gamma_t H + 2S_u = 2(2.12) = 4.24 \text{ t/m}^2$$

$$P_{p2} = \gamma_t H + 2S_u = 1.69(2.1) + 4.24 = 7.79 \text{ t/m}^2$$

$$F_p = \frac{1}{2} \times (4.24 + 7.79)(2.1) = 12.63 \text{ t/m}$$

Active

$$P_a = \gamma_t H = 1.69(4.2) = 7.1 \text{ t/m}$$

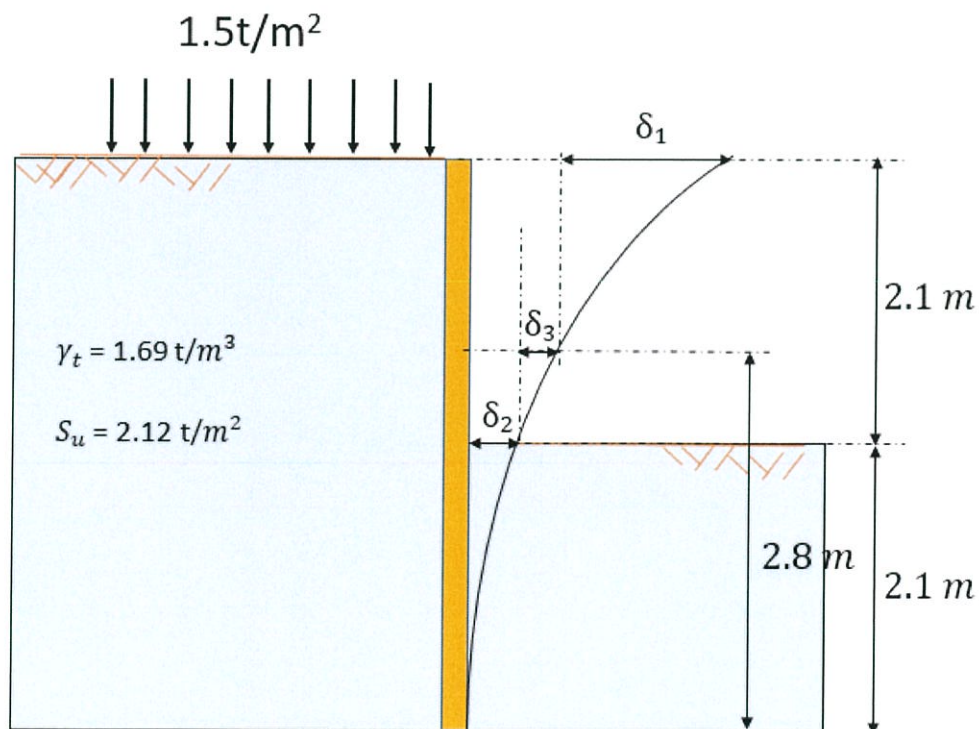
$$F_a = \frac{1}{2} \times (7.1)(4.2) = 14.91 \text{ t/m}$$

Maximum Bending moment

$$M = P_0 \frac{\sqrt{(1+2\beta h_0)^2 + 1}}{2\beta} \left(e^{-\arctan \frac{1}{1+2\beta h_0}} \right)$$

$$e = 2.71$$

$$M = 2.28 \frac{\sqrt{(1+(2 \times 0.43 \times 2.8))^2 + 1}}{2(0.43)} (2.71)^{-\arctan \frac{1}{1+2\beta h_0}} = 7.44 \text{ t-m/m}$$



ภาพที่ 4.38 Deflection

Deflection

$$\delta_1 = \frac{(1+\beta \cdot H_0)}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3} \cdot P_0 = 0.87 \text{ cm.}$$

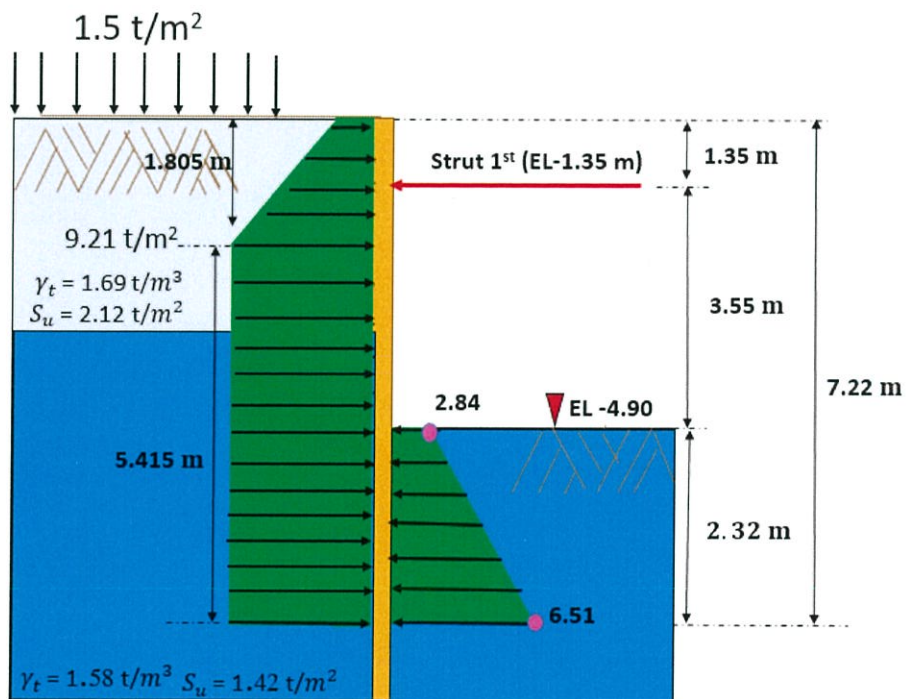
$$\delta_2 = \frac{(1+2 \cdot \beta \cdot H_0)}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^2} \cdot P_0 \cdot h_0 = 0.09 \text{ cm.}$$

$$\delta_3 = \frac{P_0 \cdot H_0^2 \cdot (3 \cdot H - H_0)}{6 \cdot E \cdot I} = 0.05 \text{ cm.}$$

$$\delta_3 + \delta_2 + \delta_1 = 1.01 \text{ cm}$$

$$\text{ค่าที่ยอมให้ } \frac{L}{200} = \frac{2.1}{200} = 1.05 \text{ cm OK}$$

Step 2 Excavation (MODEL)



ภาพที่ 4.39 Excavation (MODEL)

$$Kh = 0.691(N)^{0.406}; N=2 \text{ (soft to medium clay)} = 0.9 \text{ kg/cm}^3$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot B}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{0.9 \cdot 103}{4(2.1 \cdot 10^7)(30880 \cdot 10^8)}} = 0.43 \text{ m}^{-1}$$

ชั้นดินที่นำมาพิจารณาเป็นชั้นดินอ่อน

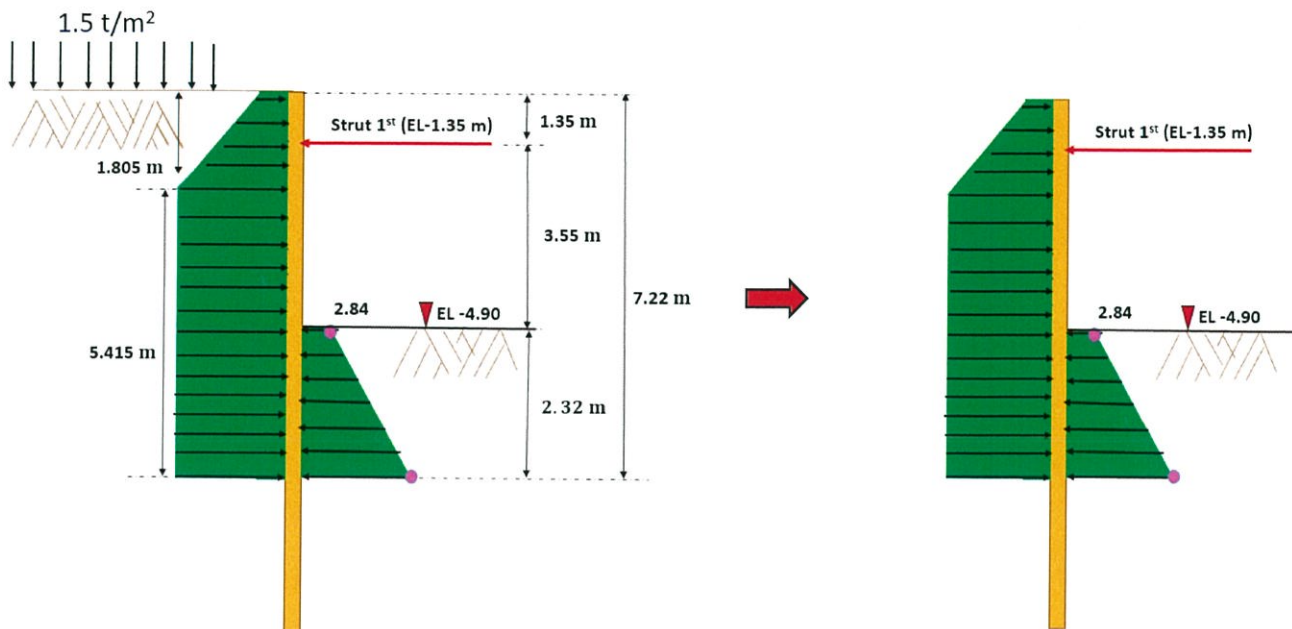
$$L_c = \frac{1}{\beta} = \frac{1}{0.43} = 2.32 \text{ m}$$

$$0.25H = 0.25 (7.22) = 1.805 \text{ m}$$

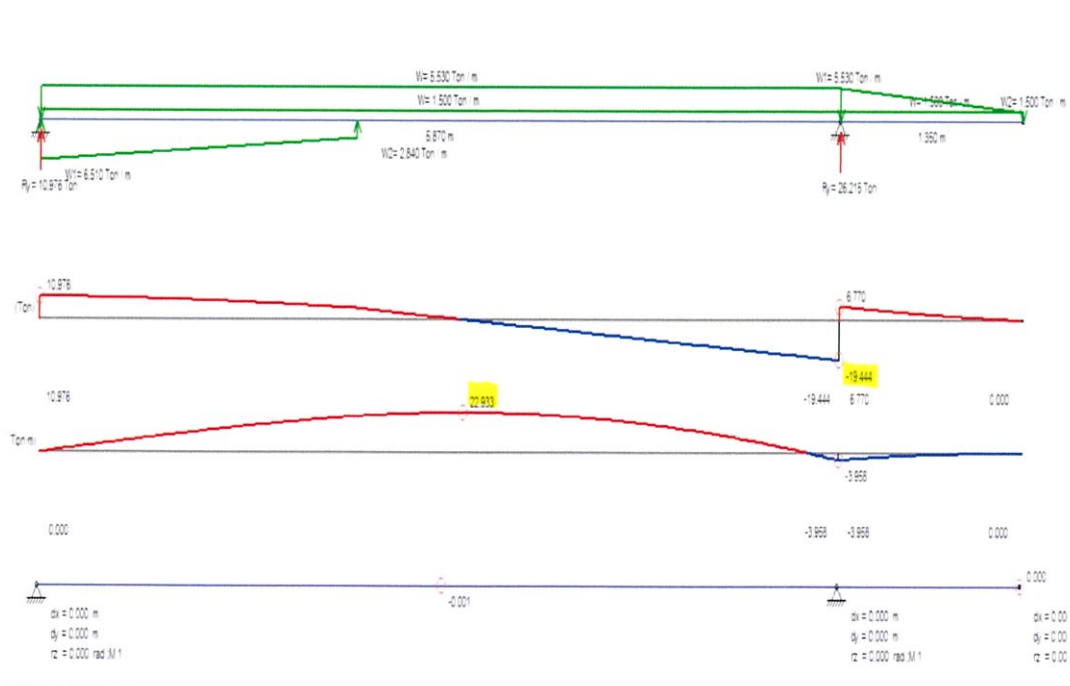
Passive

$$P_{p1} = \gamma_t H + 2S_u = 2(1.42) = 2.84 \text{ t/m}^2$$

$$P_{p2} = \gamma_t H + 2S_u = 1.58(2.32) + 2(1.42) = 6.51 \text{ t/m}^2$$



จากการใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง



$$R1 = 26.2 \text{ t/m}$$

$$R2 = 10.98 \text{ t/m}$$

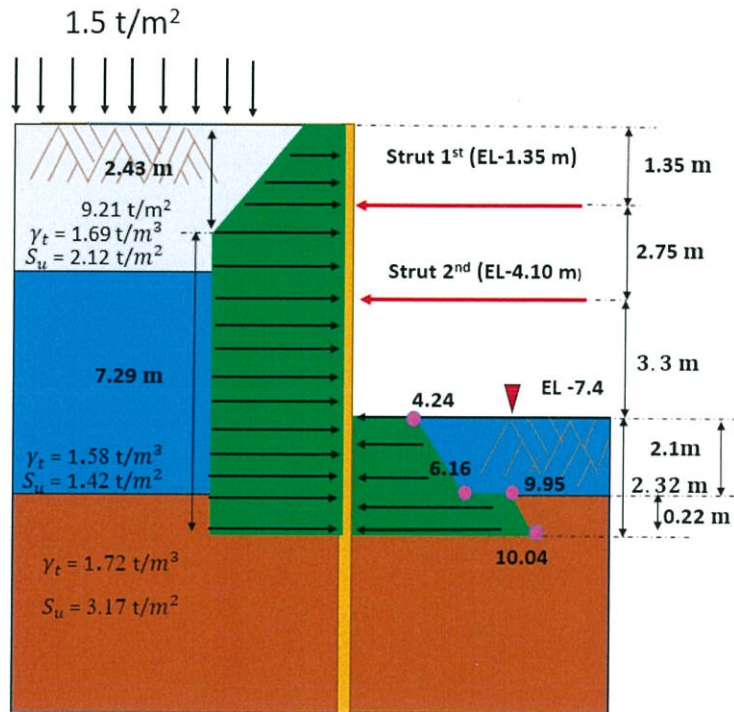
$$M = 22.93 \text{ t-m/m}$$

$$V = 19.44 \text{ t/m}$$

$$\delta = \frac{5(22.93)(5.87)^2}{48(2.1 \times 10^7)(30880 \times 10^{-8})} \quad \boxed{\frac{L}{200}}$$

$$\delta = \frac{5ML^2}{48EI} = 2.56 \text{ cm} \leq 2.94 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Step 3 Excavation (MODEL)



ภาพที่ 4.40 Excavation (MODEL)

$$K_h = 0.691(N)^{0.406} ; N=2 \text{ (soft to medium clay)} = 0.9 \text{ kg/cm}^3$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h * B}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{0.9 * 103}{4(2.1 * 10^7)(30880 * 10^{-8})}} = 0.43 \text{ m}^{-1}$$

ชั้นดินที่นำมาพิจารณาเป็นชั้นดินอ่อน

$$L_c = \frac{1}{\beta} = \frac{1}{0.43} = 2.32 \text{ m}$$

$$0.25H = 0.25(9.72) = 2.43 \text{ m}$$

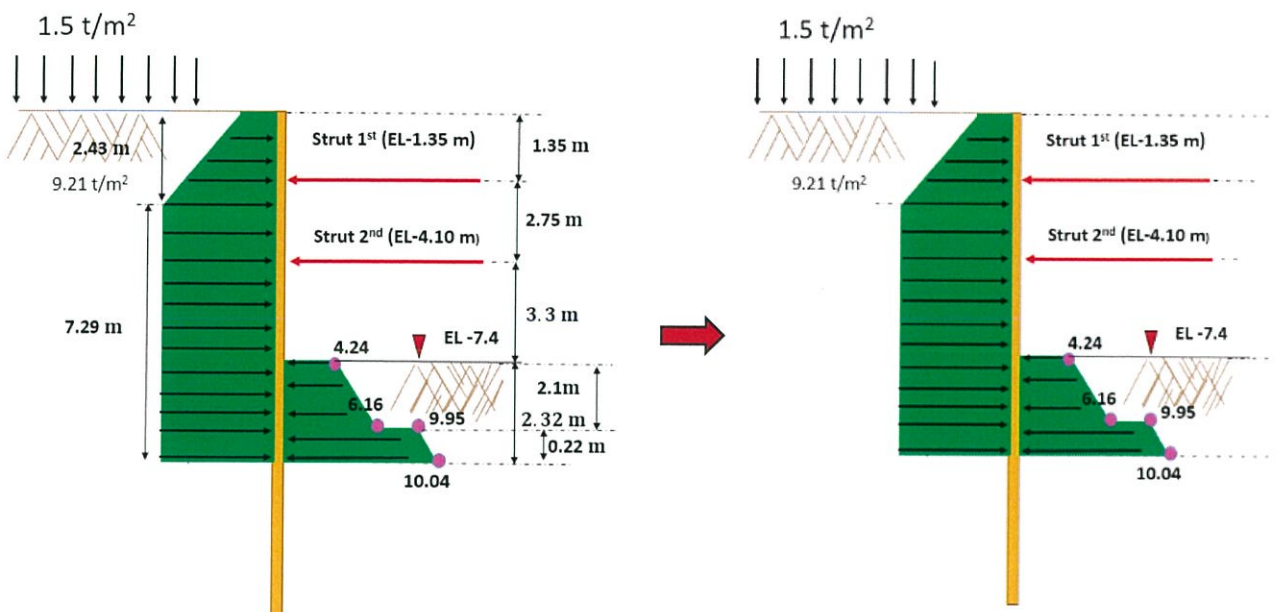
Passive

$$P_{p1} = \gamma_t H + 2S_u = 2(2.12) = 4.24 \text{ t/m}^2$$

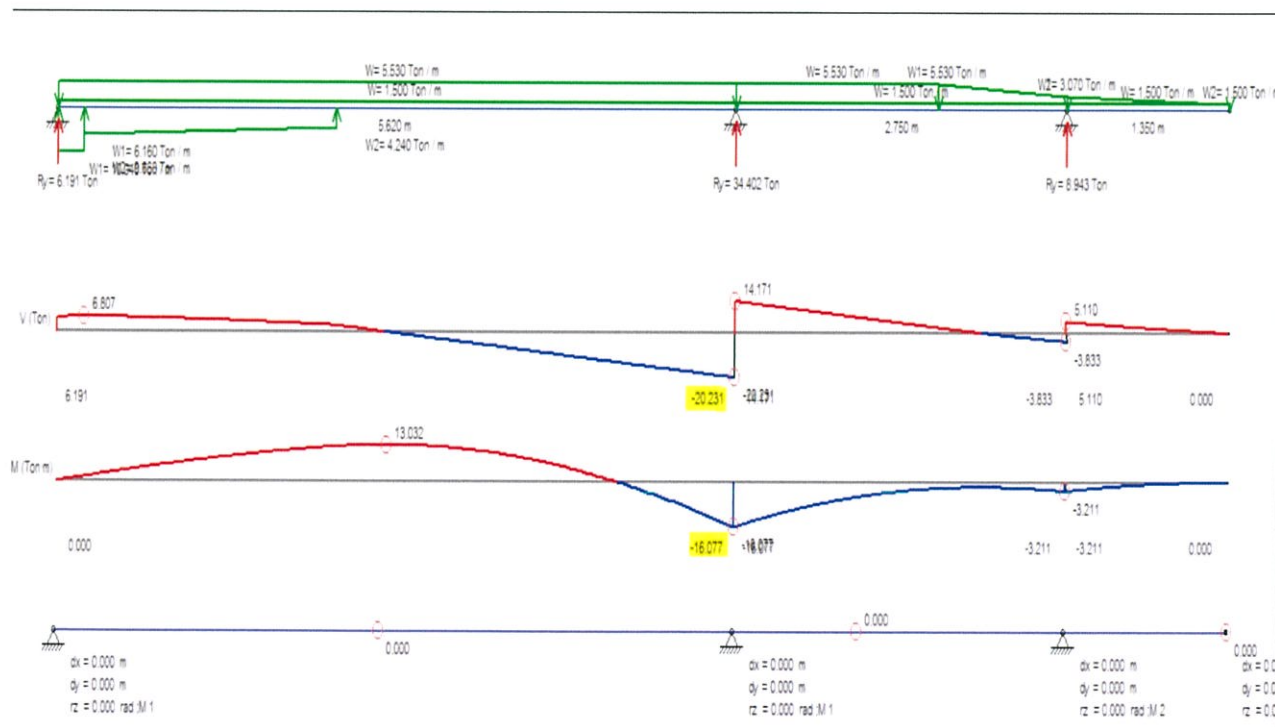
$$P_{p2} = \gamma_t H + 2S_u = 1.58(2.1) + 2(1.42) = 6.16 \text{ t/m}^2$$

$$P_{p3} = \gamma_t H + 2S_u = 1.72(2.1) + 2(3.17) = 9.95 \text{ t/m}^2$$

$$P_{p4} = \gamma_t H + 2S_u = 1.58(2.1) + 1.72(0.22) + 2(3.17) = 10.04 \text{ t/m}^2$$



จากการใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง



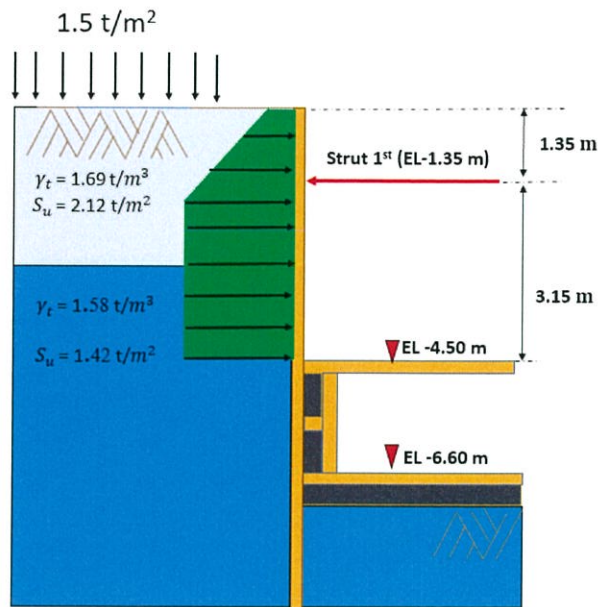
- R1 = 8.94 t/m
- R2 = 34.40 t/m
- R3 = 6.19 t/m
- M = 16.01 t-m/m
- V = 20.23 t/m

$$\delta = \frac{5(16.01)(5.62)^2}{48(2.1 \times 10^7)(30880 \times 10^{-8})}$$

$$\frac{L}{200}$$

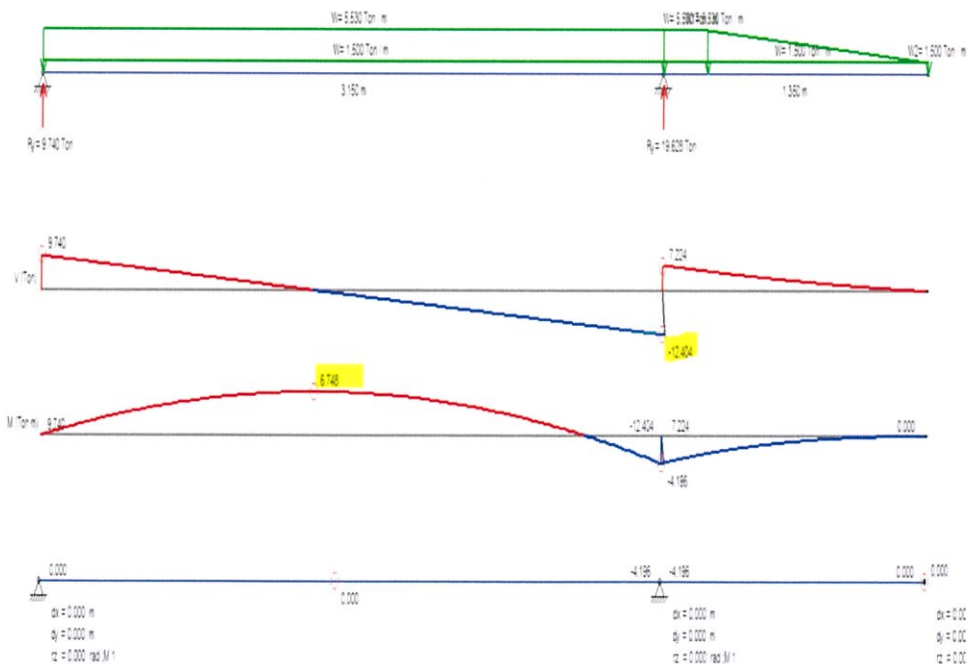
$$\delta = \frac{5ML^2}{48EI} = 2.31 \text{ cm} \leq 2.81 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Step 4 Basement 1th (MODEL)



ภาพที่ 4.41 Basement 1th (MODEL)

จากการใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง

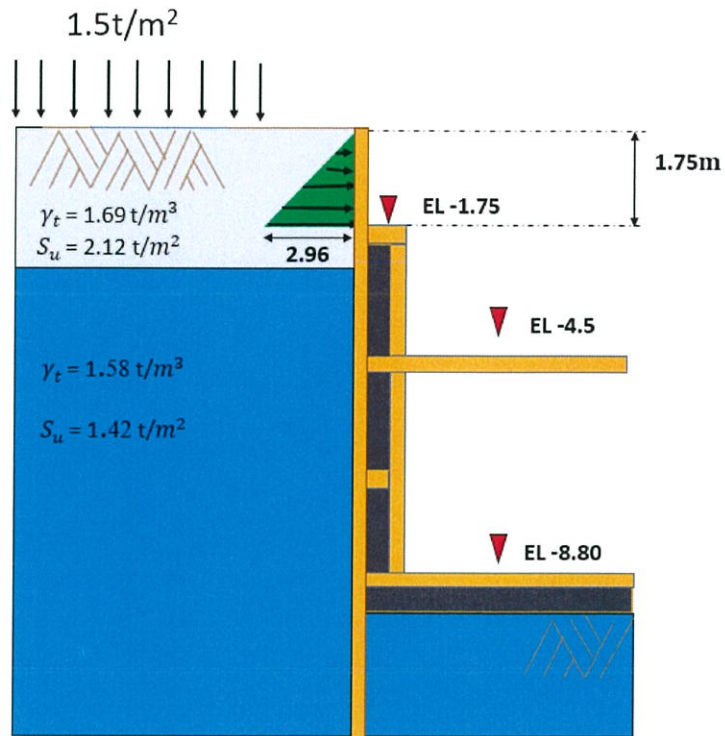


- R1 = 19.63 t/m
- R2 = 9.74 t/m
- M = 6.75 t-m/m
- V = 12.40 t/m

$$\delta = \frac{5(6.75)(3.15)^2}{48(2.1 \times 10^7)(30880 \times 10^{-8})} \quad \boxed{\frac{L}{200}}$$

$$\delta = \frac{5ML^2}{48EI} = 1.82 \text{ cm} \leq 2.94 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Step 5 Free standing



ภาพที่ 4.42 Free standing

$$\gamma H = (1.69)(1.75) = 2.96$$

$$R = \frac{1}{2}(2.96)(1.75) = 2.59 \text{ t/m}$$

$$M = \frac{wl^2}{6}$$

$$M = \frac{2.96(1.75)^2}{6} = 1.51 \text{ t/m}$$

$$\delta = \frac{ML}{30EI} = 0.0001427 \text{ cm} \approx 0.00 \text{ cm}$$

สรุปแรงที่กระทำในแต่ละกรณี

ตารางที่ 4.7 ตารางแรงที่กระทำในแต่ละกรณี

	Depth (m)	Bending (t- m/m)	Shear force (t/m)	<u>Deflectiion</u> (cm)
กรณีที่ 1	2.10	7.44	2.28	1.01
กรณีที่ 2	4.90	22.93	19.44	2.56
กรณีที่ 3	7.40	16.01	20.23	2.31
กรณีที่ 4	4.50	6.75	12.40	1.82
กรณีที่ 5	1.75	1.51	2.59	0.00

Bending stress

$$\text{Allowable} = 0.6f_y = 0.6(3008.16) = 1804.90 \text{ ksc}$$

$$\sigma_b = \frac{M}{S} = \frac{(22.93 \text{ t.m}) \times \left(\frac{1000\text{kg}}{\text{t}}\right) \times \left(\frac{100\text{cm}}{\text{m}}\right)}{2,270.00\text{cm}^3/\text{m} \times 0.7} = 1443.05 \text{ ksc} < 1804.90 \text{ ksc (allowable)} \quad \text{OK}$$

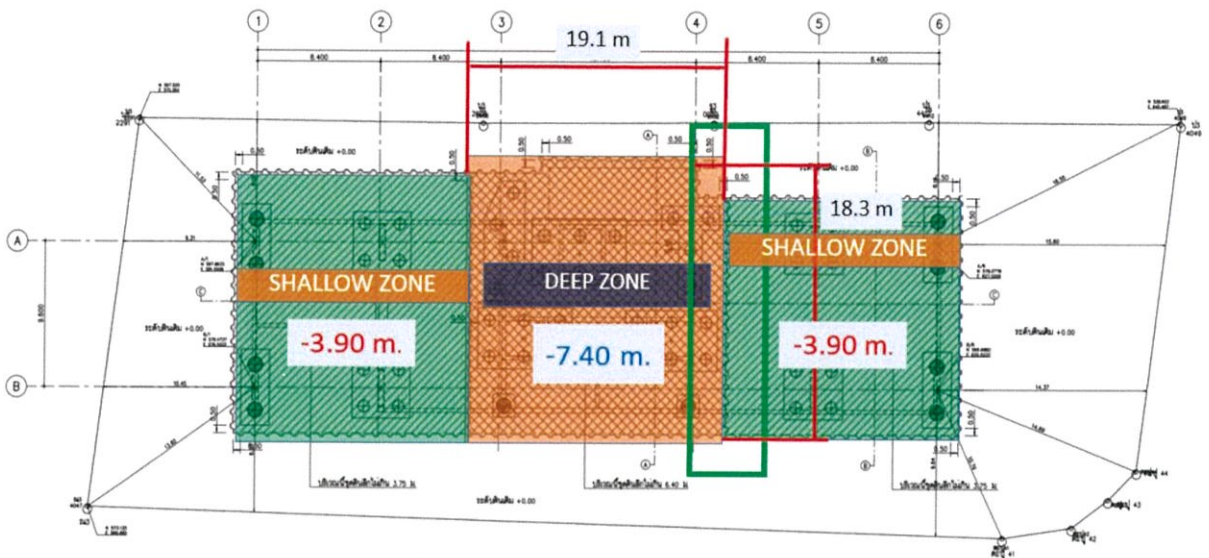
Shear stress

$$\text{Allowable} = 0.4f_y = 0.4(3008.16) = 1203.26 \text{ ksc}$$

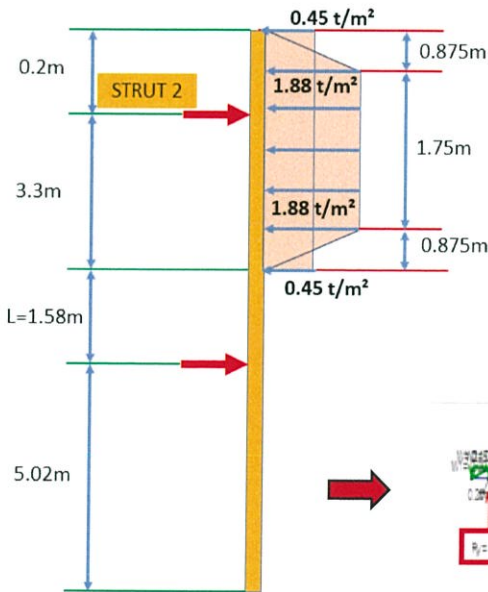
$$T_s = \frac{S_{\max}}{A_w} = \frac{20.23}{96.99} \times 10^3 = 208.58 \text{ ksc} < 1203.26 \text{ ksc (allowable)} \quad \text{OK}$$

∴ Use Steel Sheet pile type IV , L = 16.00 m

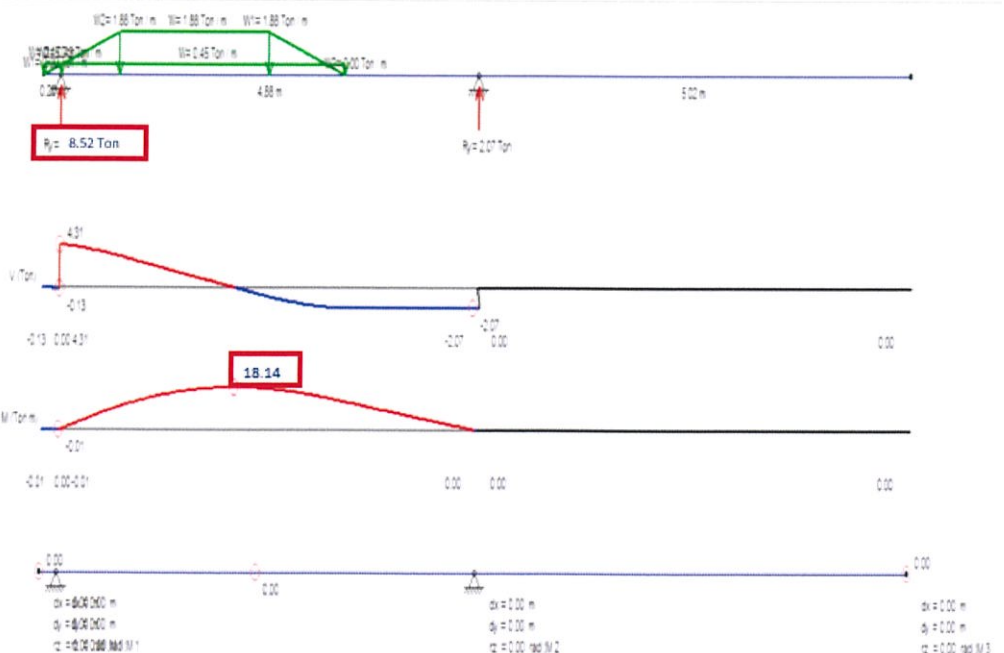
Deep Zone Layer 2



ภาพที่ 4.43 Deep Zone Layer 2



จากการใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง



Reaction ที่เข้า Strut 2
 = 8.52 t/m
 Moment Max
 = 18.14 t.m

Bending stress

$$\text{Allowable} = 0.6f_y = 0.6(3008.16) = 1804.90 \text{ ksc}$$

$$\sigma_b = \frac{M}{S} = \frac{(18.14 \text{ t.m}) \times \left(\frac{1000\text{kg}}{\text{t}}\right) \times \left(\frac{100\text{cm}}{\text{m}}\right)}{2,270.00\text{cm}^3/\text{m} \times 0.7} = 1141.60 \text{ ksc} < 1804.90 \text{ ksc (allowable)} \quad \text{OK}$$

Shear stress

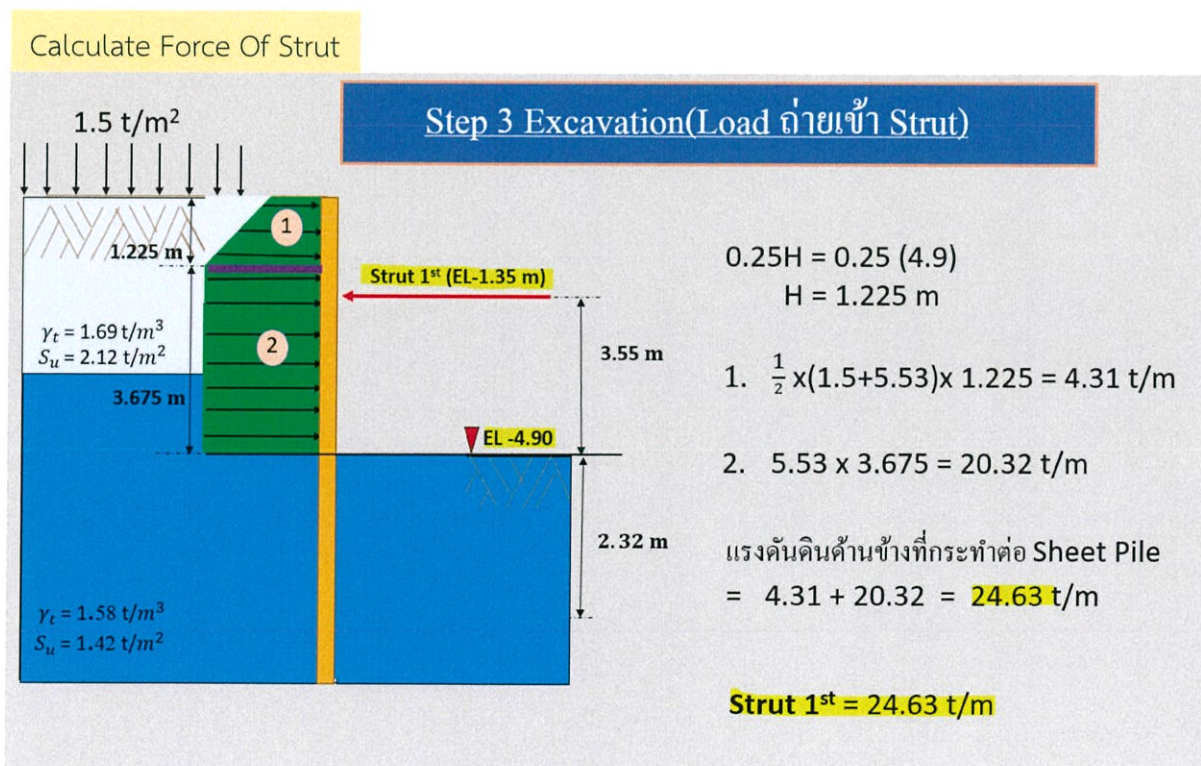
$$\text{Allowable} = 0.4f_y = 0.4(3008.16) = 1203.26 \text{ ksc}$$

$$T_s = \frac{S_{\max}}{A_w} = \frac{8.52}{96.99} \times 10^3 = 87.84 \text{ ksc} < 1203.26 \text{ ksc (allowable)} \quad \text{OK}$$

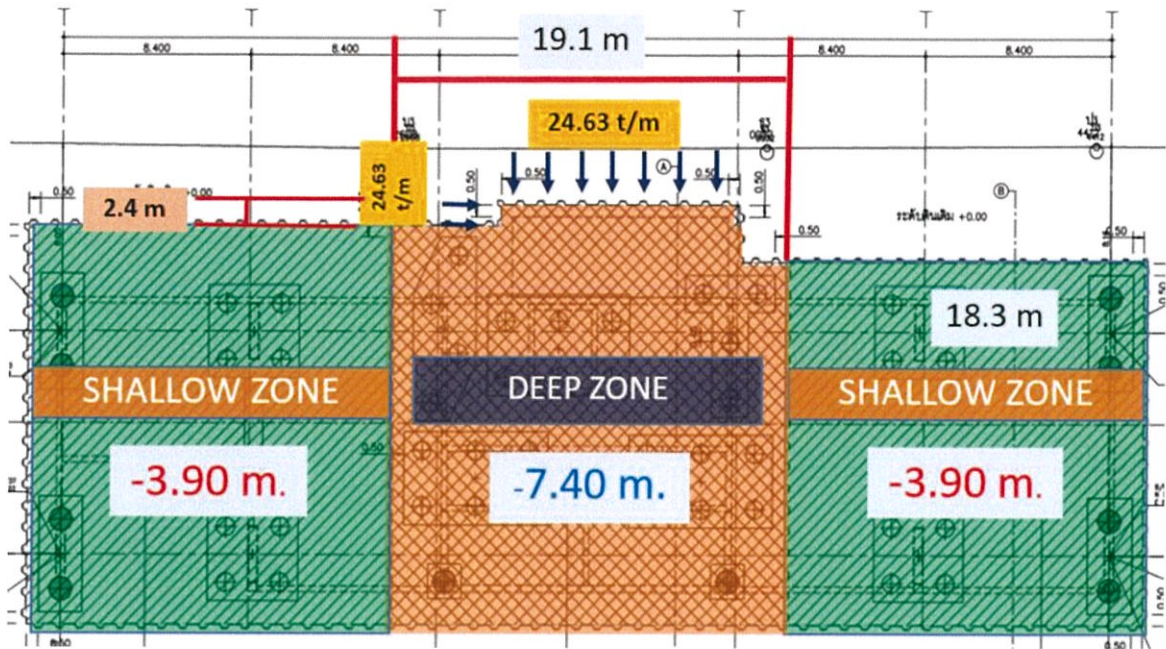
∴ Use Steel Sheet pile type IV , L = 14.00 m

4.3.6 วิเคราะห์ห่ออกแบบ Wale

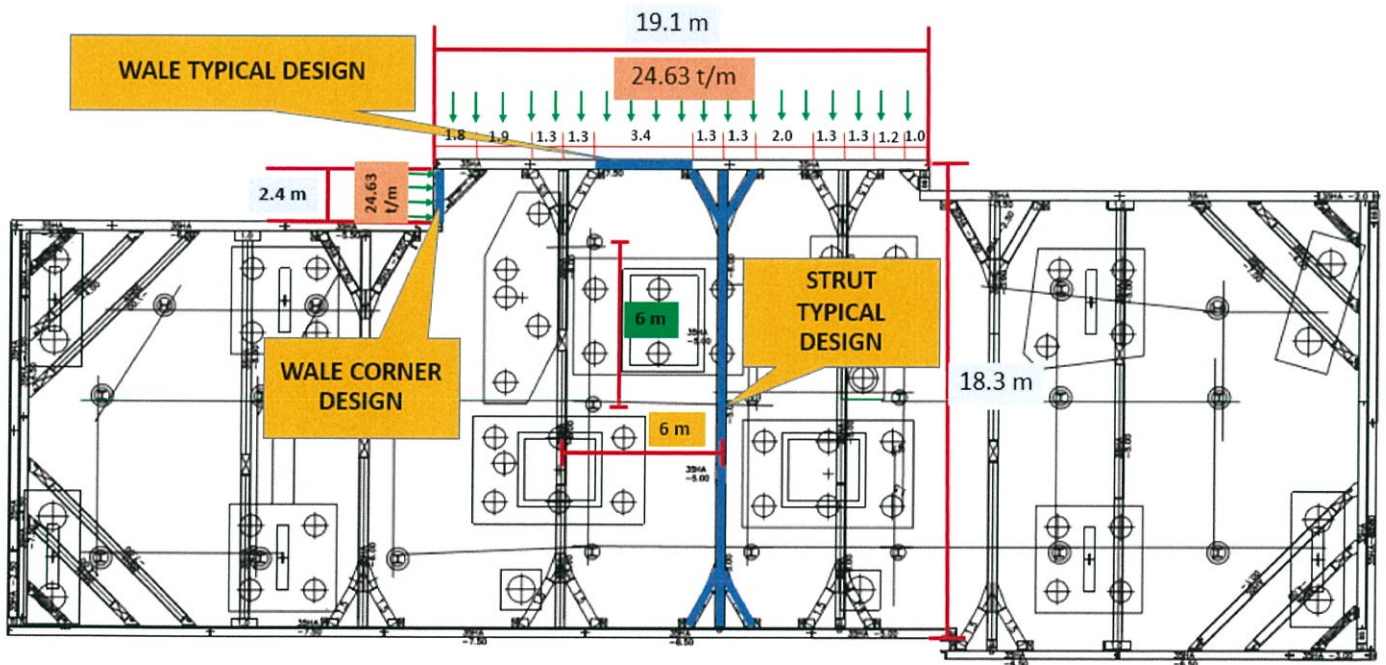
4.3.6.1 Deep Zone Layer 1



ภาพที่ 4.44 Deep Zone Layer 1

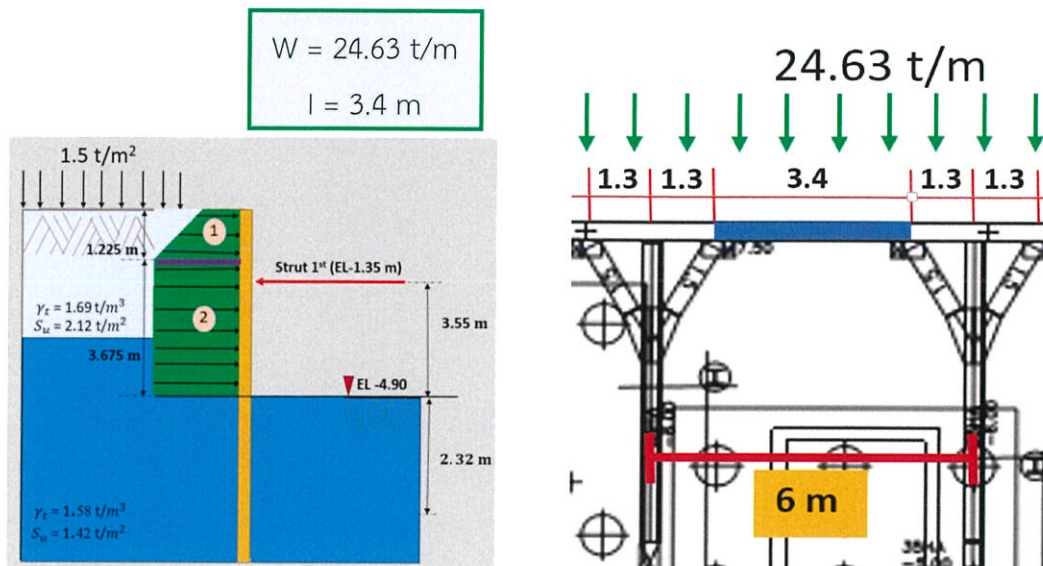


ภาพที่ 4.45 แรงที่เข้าใน Deep Zone Layer 1



ภาพที่ 4.46 Bracing Design Deep Zone Layer 1

Wale Typical Area



ที่ระดับ-1.35m (Strut 1) ใช้เหล็ก ขนาด H-350x350x12x19

ใช้เหล็กขนาด ($W=137 \text{ kg/m}$, $A=173.9\text{cm}^2$, $I_x=40300\text{cm}^4$, $I_y=13650\text{cm}^4$, $Z_x=2300\text{cm}^3$, $Z_y=776\text{cm}^3$, $r_x=15.2\text{cm}$, $r_y=8.84\text{cm}$)

STEEL GRADE (ss400)

$$E = 2.1E + 06 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.66f_y(1.25) = 1980 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.4f_y(1.25) = 1200\text{kg/cm}^2$$

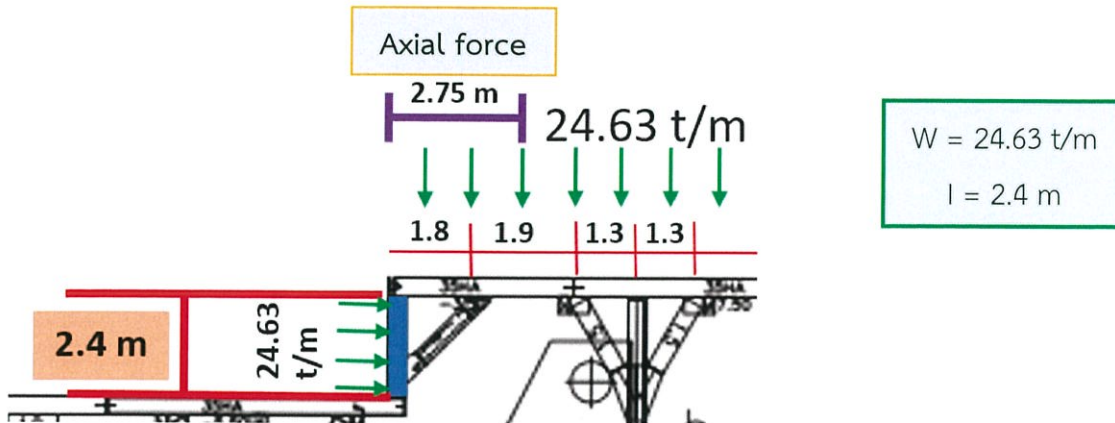
$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{24.63(3.4)^2}{8} = 35.59 \text{ t-m}$$

$$F_b = \frac{Mn}{Z_x} = \frac{35.59 \times 1000 \times 100}{2300} = 1547.39 \text{ ksc} < 1980 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

$$Q = \frac{WL}{2} = \frac{24.63(3.4)}{2} = 41.87 \text{ t}$$

$$F_v = \frac{Q}{A_w} = \frac{41.87 \times 1000}{35 \times 1.2} = 996.9 \text{ ksc} < 1200 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

WALE CORNER DESIGN (H-350x350x12x19)



$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{24.63(2.4)^2}{8} = 17.73 \text{ t-m}$$

$$F_b = \frac{Mn}{Z_x} = \frac{17.73 \times 1000 \times 100}{2300} = 770.87 \text{ ksc} < 1980 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

$$Q = \frac{WL}{2} = \frac{24.63(2.4)}{2} = 29.56 \text{ t}$$

$$F_v = \frac{Q}{A_w} = \frac{29.56 \times 1000}{35 \times 1.2} = 703.81 \text{ ksc} < 1200 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

$$\text{Axial force} = 2.75 \times 24.63 = 67.73 \text{ t}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{67.73 \times 1000}{173.9} = 389.48 \text{ ksc}$$

$$389.48 + 116 = 505.48 \text{ ksc}$$

Stress due to temperature change

Compression Allowable stress

$$K = 1 \text{ (pin-pin)}$$

ใช้กรณีที่ 1 $kl/r \leq \lambda$

$$KL/r_y = 240/8.84 = 27.15$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{2\pi^2 E}}{\sqrt{F_y}} = 131.42$$

$$F_a = \frac{\left\{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{kl/r}{\lambda}\right)^2\right\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left(\frac{kl/r}{\lambda}\right) - \frac{1}{8} \left(\frac{kl/r}{\lambda}\right)^3} \chi(F_y)$$

$$= \frac{\left\{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{27.15}{131.42}\right)^2\right\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left(\frac{27.15}{131.42}\right) - \frac{1}{8} \left(\frac{27.15}{131.42}\right)^3} \chi(2400) = 1347.53 \text{ ksc}$$

เนื่องด้วยโครงสร้างมีการใช้งานแบบชั่วคราว(Temporary Structure) จำยอมให้โครงสร้างรับแรงเพิ่มขึ้นจากค่า Allowable เพิ่มขึ้นอีก 25%

$$F_a = 1347.53 \times 1.25 = \underline{1684.41} \text{ ksc}$$

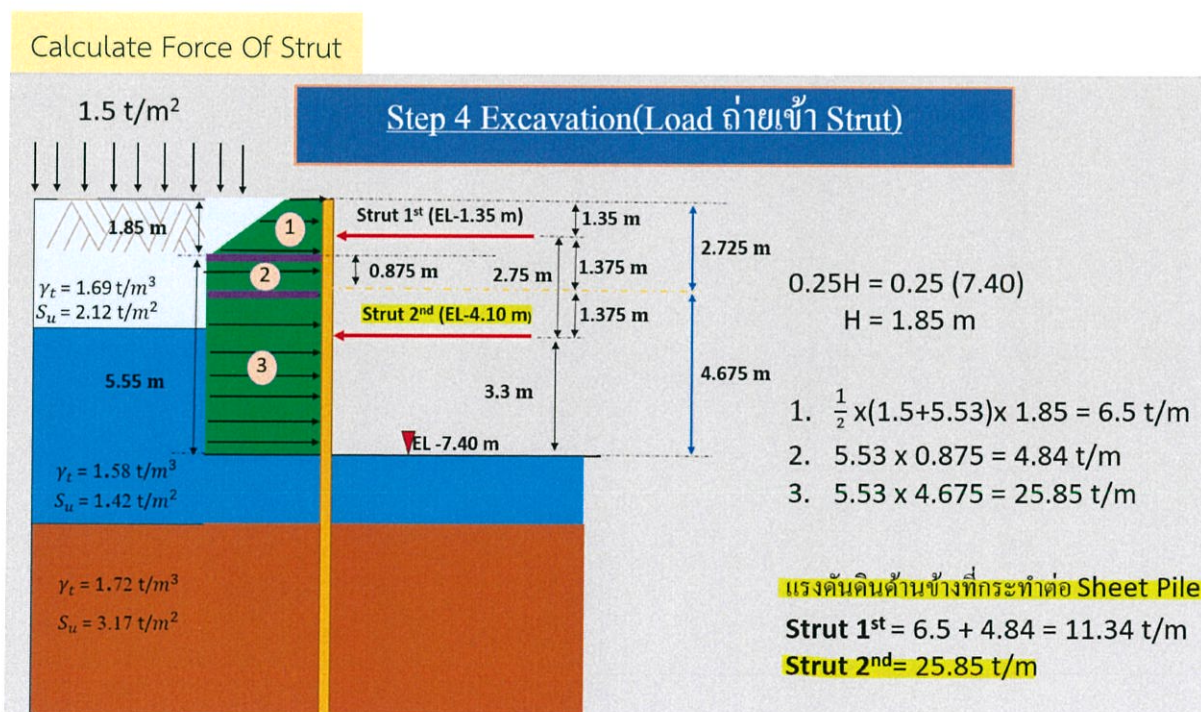
คำนวณแรงที่มีผลต่อ Wale ทั้งหมด โดยวิธี Combine Stress

$$\text{จาก } \frac{f_a}{F_a} > 0.15$$

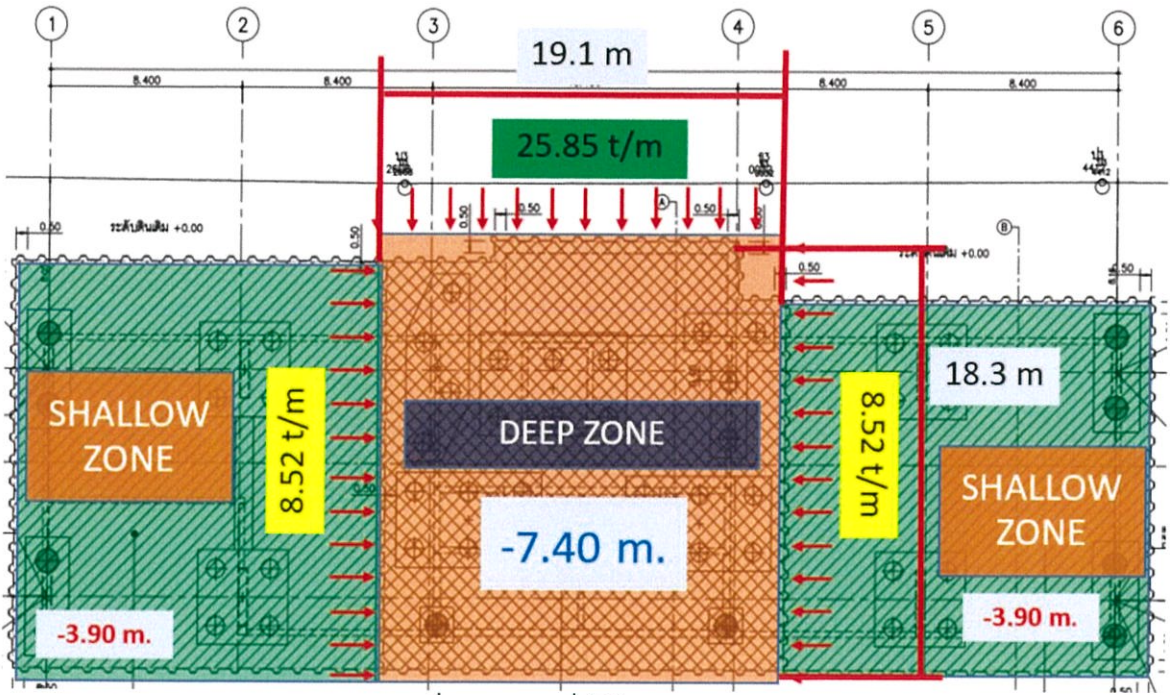
$$\frac{505.48}{1684.41} = 0.30 > 0.15$$

$$\text{ดังนั้น } \frac{f_a}{F_{ax}} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{505.48}{1684.41} + \frac{707.87}{1980} = 0.69 < 1 \quad \text{OK}$$

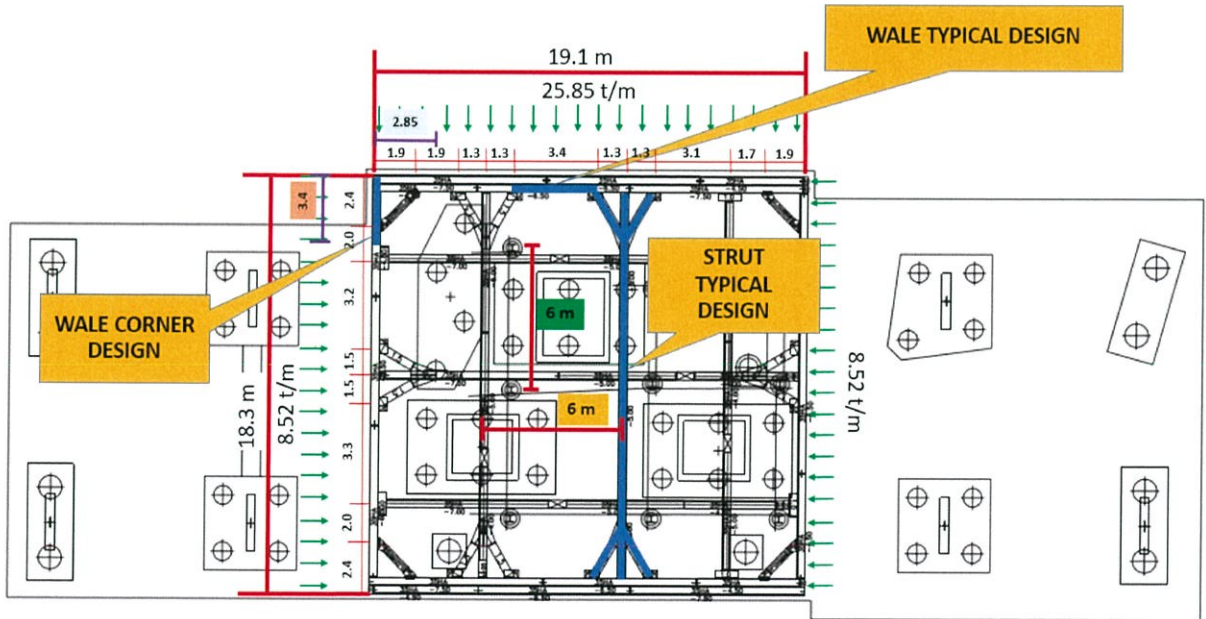
4.3.6.2 Deep Zone Layer 2



ภาพที่ 4.47 Deep Zone Layer 2

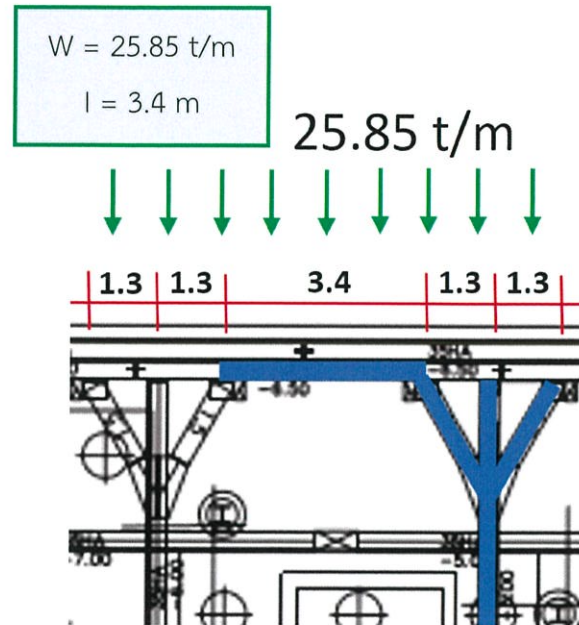
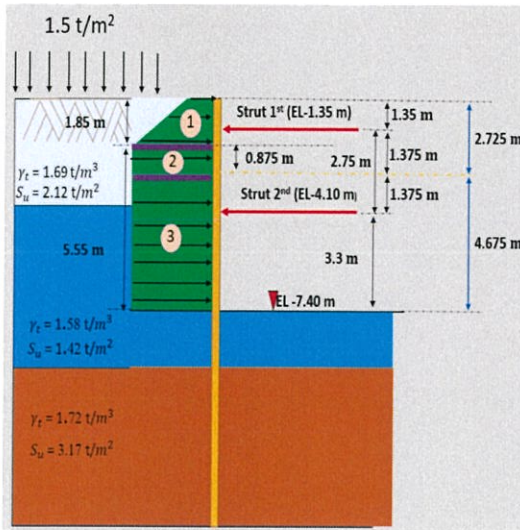


ภาพที่ 4.48 แรงที่เข้าไปใน Deep Zone Layer 2



ภาพที่ 4.49 Bracing Design Deep Zone Layer 2

Wale Typical Area



ที่ -2.75 m (Strut2) ใช้เหล็ก ขนาด 2H-350x350x12x19

($W=274 \text{ kg/m}$, $A=347.8\text{cm}^2$, $I_x=80600\text{cm}^4$, $I_y=27300\text{cm}^4$, $Z_x=4600\text{cm}^3$, $Z_y=1552\text{cm}^3$,
 $r_x=30.4\text{cm}$, $r_y=8.84\text{cm}$)

STEEL GRADE (ss400)

$$E = 2.1E + 06 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.66f_y(1.25) = 1980 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.4f_y(1.25) = 1200\text{kg/cm}^2$$

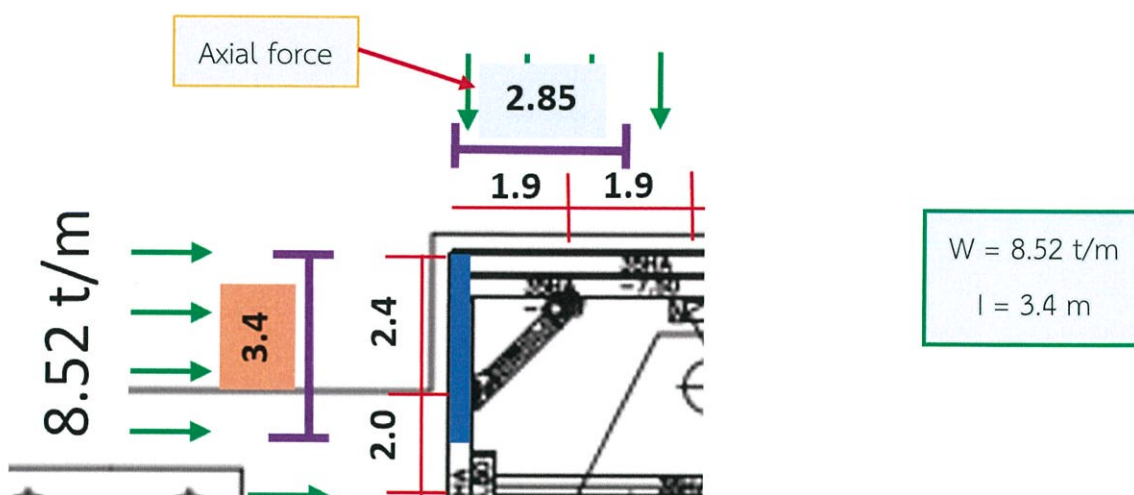
$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{25.85(3.4)^2}{8} = 10.99 \text{ t-m}$$

$$F_b = \frac{Mn}{Z_x} = \frac{10.99 \times 1000 \times 100}{4600} = 236.96 \text{ ksc} < 1980 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

$$Q = \frac{WL}{2} = \frac{25.85(3.4)}{2} = 43.95 \text{ t}$$

$$F_v = \frac{Q}{Aw} = \frac{43.95 \times 1000}{35 \times 1.2 \times 2} = 523.21 \text{ ksc} < 1200 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

WALE CORNER DESIGN (H-350x350x12x19)



$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{8.52(3.4)^2}{8} = 12.31 \text{ t-m}$$

$$F_b = \frac{Mn}{Z_x} = \frac{12.31 \times 1000 \times 100}{2300} = 535.22 \text{ ksc} < 1980 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

$$Q = \frac{WL}{2} = \frac{8.52(3.4)}{2} = 14.48 \text{ t}$$

$$F_v = \frac{Q}{A_w} = \frac{14.48 \times 1000}{35 \times 1.2} = 344.76 \text{ ksc} < 1200 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

$$\text{Axial force} = 2.85 \times 8.52 = 24.28 \text{ t}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{24.28 \times 1000}{173.9} = 139.62 \text{ ksc}$$

$$139.62 + 116 = 255.62 \text{ ksc}$$

Stress due to temperature change

Compression Allowable stress

$$K = 1 \text{ (pin-pin)}$$

ใช้กรณีที่ 1 $kl/r \leq \lambda$

$$KL/r_y = 340/8.84 = 38.46$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{2\pi^2 E}}{\sqrt{F_y}} = 131.42$$

$$F_a = \frac{\left\{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{kl/r}{\lambda}\right)^2\right\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left(\frac{kl/r}{\lambda}\right) - \frac{1}{8} \left(\frac{kl/r}{\lambda}\right)^3} \chi(F_y)$$

$$= \frac{\left\{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{38.46}{131.42}\right)^2\right\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left(\frac{38.46}{131.42}\right) - \frac{1}{8} \left(\frac{38.46}{131.42}\right)^3} \chi(2400) = 1295.47 \text{ ksc}$$

เนื่องด้วยโครงสร้างมีการใช้งานแบบชั่วคราว(Temporary Structure) จำยอมให้โครงสร้างรับแรงเพิ่มขึ้นจากค่า Allowable เพิ่มขึ้นอีก 25%

$$F_a = 1295.47 \times 1.25 = \underline{1619.34} \text{ ksc}$$

คำนวณแรงที่มีผลต่อ Wale ทั้งหมด โดยวิธี Combine Stress

$$\text{จาก } \frac{f_a}{F_a} > 0.15$$

$$\frac{255.62}{1619.34} = 0.16 > 0.15$$

$$\text{ดังนั้น } \frac{f_a}{F_{ax}} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{255.62}{1619.34} + \frac{535.22}{1980} = 0.43 < 1 \quad \text{OK}$$

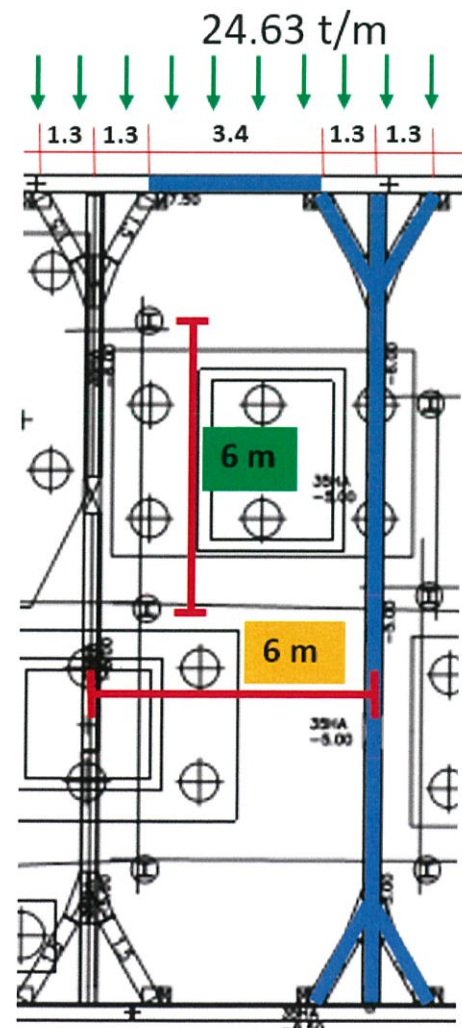
4.3.7 วิเคราะห์ออกแบบ Strut

4.3.7.1 Deep Zone Layer 1

STRUT TYPICAL DESIGN (H-350x350x12x19)

$$W = 24.63 \text{ t/m}$$

$$l = 6 \text{ m}$$



Compression Allowable stress

แกน X

$$Kl/r_x = 600/15.2 = 39.47$$

$$\lambda = \frac{6440}{\sqrt{fy}} = \frac{6440}{\sqrt{2396}} = 131.56$$

$$kl/r \leq \lambda$$

$$\begin{aligned} \text{ใช้สมการ } Fa &= \frac{fy\{1 - \frac{1}{2}(\frac{kl/r}{\lambda})^2\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8}(\frac{kl/r}{\lambda}) - \frac{1}{8}(\frac{kl/r}{\lambda})^3} = \frac{2400\{1 - \frac{1}{2}(\frac{39.47}{131.56})^2\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8}(\frac{39.47}{131.56}) - \frac{1}{8}(\frac{39.47}{131.56})^3} \\ &= 1290.68 \text{ ksc} \end{aligned}$$

เนื่องด้วยโครงสร้างมีการใช้งานแบบชั่วคราว(Temporary Structure) จำยอมให้โครงสร้างรับแรงเพิ่มขึ้นจากค่า Allowable เพิ่มขึ้นอีก 25%

$$\text{ดังนั้น } Fa = 1290.68 \times 1.25 = \underline{1613.35 \text{ ksc}}$$

แกน Y

$$Kl/r_y = 600/8.84 = 67.87$$

$$\lambda = \frac{6440}{\sqrt{fy}} = \frac{6440}{\sqrt{2396}} = 131.56$$

$$kl/r \leq \lambda$$

$$\begin{aligned} \text{ใช้สมการ } Fa &= \frac{fy\{1 - \frac{1}{2}(\frac{kl/r}{\lambda})^2\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8}(\frac{kl/r}{\lambda}) - \frac{1}{8}(\frac{kl/r}{\lambda})^3} = \frac{2400\{1 - \frac{1}{2}(\frac{67.87}{131.56})^2\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8}(\frac{67.87}{131.56}) - \frac{1}{8}(\frac{67.87}{131.56})^3} \\ &= 1128.96 \text{ ksc} \end{aligned}$$

เนื่องด้วยโครงสร้างมีการใช้งานแบบชั่วคราว(Temporary Structure) จำยอมให้โครงสร้างรับแรงเพิ่มขึ้นจากค่า Allowable เพิ่มขึ้นอีก 25%

$$\text{ดังนั้น } Fa = 1128.96 \times 1.25 = \underline{1411.2 \text{ ksc}}$$

Bending Allowable Stress

$$\text{ระยะค้ำยันทางข้าง } L = 6.0 \text{ m} > 0.444b_r\sqrt{E/f_y} = (4.60\text{m})$$

$$\text{สัมประสิทธิ์โมเมนต์ค้ำยัน } C_b = 1$$

$$\text{อัตราส่วน } L/r_b = 62.24 < \sqrt{\frac{3.517EC_b}{f_y}} (55.47)$$

$$\text{ดังนั้น } F_{ax} = \left\{ \frac{2}{3} - \frac{F_y(l/r)^2}{52.759EC_b} \right\} f_y$$

$$F_{ax} = \left\{ \frac{2}{3} - \frac{2400(62.24)^2}{52.759(2100000)1} \right\} (2400)$$

$$F_{ax} = 1398.61 \text{ ksc}$$

$$\text{ดังนั้น } F_{ax} = 1398.61 \times 1.25 = 1748.26 \text{ ksc}$$

หาแรงที่เกิดเนื่องจาก Moment ที่กระทำต่อ Strut

เนื่องด้วยแรงที่กระทำต่อ Strut ที่ทำให้เกิด Moment เกิดจากแรงเนื่องจากน.น.บรรทุกจร กำหนดให้ L.L. = 150 kg/m และ แรงจากน.น.ของตัว Strut เอง

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{(150+137)(600)^2}{8} = 1291.5 \text{ kg-m}$$

$$F_b = \frac{Mn}{Z_x} = \frac{1291.5 \times 1000}{2300} = 561.52 \text{ ksc} < 1980 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

หาแรงที่เกิดในแนวแกนที่กระทำต่อ Strut

$$N_1 = 24.63 \times 6 \times 1000 = 147780 \text{ kg}$$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{147780}{173.9} = 849.80 \text{ ksc}$$

$$f_a + f_t = 849.80 + 116 = 965.80 < 1748.26 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

คำนวณแรงที่มีผลต่อ Wale ทั้งหมด โดยวิธี Combine Stress

$$\frac{f_a}{F_{ax}} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{849.80}{1748.26} + \frac{561.52}{1980} = 0.77 < 1 \quad \text{OK}$$

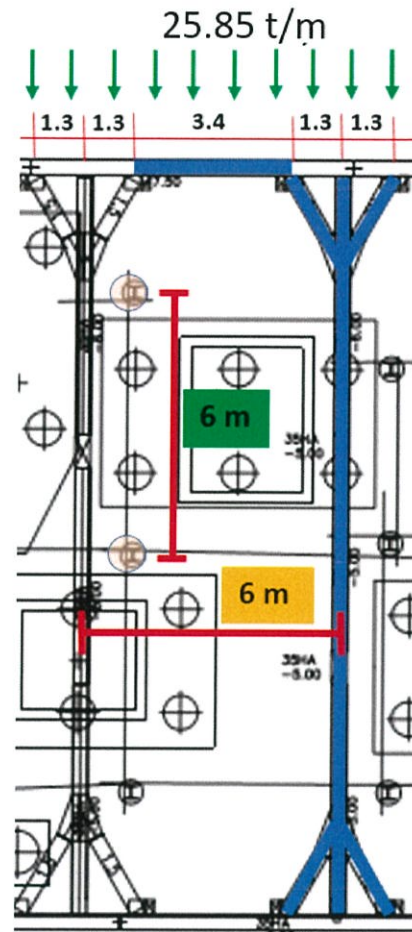
ดังนั้น ที่ Strut ชั้นที่ 1 (ระดับ -1.35 เมตร) ใช้ขนาด SS400 H-350x350x12x19

4.3.7.2 Deep Zone Layer 2

STRUT TYPICAL DESIGN (H-350x350x12x19)

$$W = 25.85 \text{ t/m}$$

$$l = 6 \text{ m}$$

Compression Allowable stressแบบ X

$$Kl/r_x = 600/15.2 = 39.47$$

$$\lambda = \frac{6440}{\sqrt{fy}} = \frac{6440}{\sqrt{2396}} = 131.56$$

$$kl/r \leq \lambda$$

$$\text{ใช้สมการ } Fa = \frac{fy \left\{ 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{kl/r}{\lambda} \right)^2 \right\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left(\frac{kl/r}{\lambda} \right) - \frac{1}{8} \left(\frac{kl/r}{\lambda} \right)^3} = \frac{2400 \left\{ 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{39.47}{131.56} \right)^2 \right\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left(\frac{39.47}{131.56} \right) - \frac{1}{8} \left(\frac{39.47}{131.56} \right)^3}$$

$$= 1290.68 \text{ ksc}$$

เนื่องด้วยโครงสร้างมีการใช้งานแบบชั่วคราว(Temporary Structure) จำยอมให้โครงสร้างรับแรงเพิ่มขึ้นจากค่า Allowable เพิ่มขึ้นอีก 25%

$$\text{ดังนั้น } Fa = 1290.68 \times 1.25 = \underline{1613.35 \text{ ksc}}$$

แกน Y

$$Kl/r_y = 600/8.84 = 67.87$$

$$\lambda = \frac{6440}{\sqrt{fy}} = \frac{6440}{\sqrt{2396}} = 131.56$$

$$kl/r \leq \lambda$$

$$\begin{aligned} \text{ใช้สมการ } Fa &= \frac{fy\{1 - \frac{1}{2}(\frac{kl/r}{\lambda})^2\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8}(\frac{kl/r}{\lambda}) - \frac{1}{8}(\frac{kl/r}{\lambda})^3} = \frac{2400\{1 - \frac{1}{2}(\frac{67.87}{131.56})^2\}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8}(\frac{67.87}{131.56}) - \frac{1}{8}(\frac{67.87}{131.56})^3} \\ &= 1128.96 \text{ ksc} \end{aligned}$$

เนื่องด้วยโครงสร้างมีการใช้งานแบบชั่วคราว(Temporary Structure) จำยอมให้โครงสร้างรับแรงเพิ่มขึ้นจากค่า Allowable เพิ่มขึ้นอีก 25%

$$\text{ดังนั้น } Fa = 1128.96 \times 1.25 = \underline{1411.2 \text{ ksc}}$$

Bending Allowable Stress

$$\text{ระยะค้ำยันทางข้าง } L = 6.0 \text{ m} > 0.444b_r\sqrt{E/fy} = (4.60\text{m})$$

$$\text{สัมประสิทธิ์โมเมนต์ค้ำยัน } C_b = 1$$

$$\text{อัตราส่วน } L/r_b = 62.24 < \sqrt{\frac{3.517EC_b}{fy}} (55.47)$$

$$\text{ดังนั้น } F_{ax} = \left\{ \frac{2}{3} - \frac{Fy(l/r)^2}{52.759EC_b} \right\} fy$$

$$F_{ax} = \left\{ \frac{2}{3} - \frac{2400(62.24)^2}{52.759(2100000)1} \right\} \times (2400)$$

$$F_{ax} = 1398.61 \text{ ksc}$$

$$\text{ดังนั้น } F_{ax} = 1398.61 \times 1.25 = 1748.26 \text{ ksc}$$

หาแรงที่เกิดเนื่องจาก Moment ที่กระทำต่อ Strut

เนื่องด้วยแรงที่กระทำต่อ Strut ที่ทำให้เกิด Moment เกิดจากแรงเนื่องจากน.น.บรรทุกจร กำหนดให้ L.L. = 150 kg/m และ แรงจากน.น.ของตัว Strut เอง

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{(150+137)(600)^2}{8} = 1291.5 \text{ kg-m}$$

$$F_b = \frac{Mn}{Z_x} = \frac{1291.5 \times 1000}{2300} = 561.52 \text{ ksc} < 1980 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

หาแรงที่เกิดในแนวแกนที่กระทำต่อ Strut

$$N_1 = 25.85 \times 6 \times 1000 = 155100 \text{ kg}$$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{155100}{173.9} = 891.89 \text{ ksc}$$

$$f_a + f_t = 891.89 + 116 = 1007.89 < 1748.26 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

คำนวณแรงที่มีผลต่อ Wale ทั้งหมด โดยวิธี Combine Stress

$$\frac{f_a}{F_{ax}} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{1007.89}{1748.26} + \frac{561.52}{1980} = 0.86 < 1 \quad \text{OK}$$

ดังนั้น ที่ Strut ชั้นที่ 2 (ระดับ -2.75 เมตร) ใช้ขนาด SS400 H-350x350x12x19

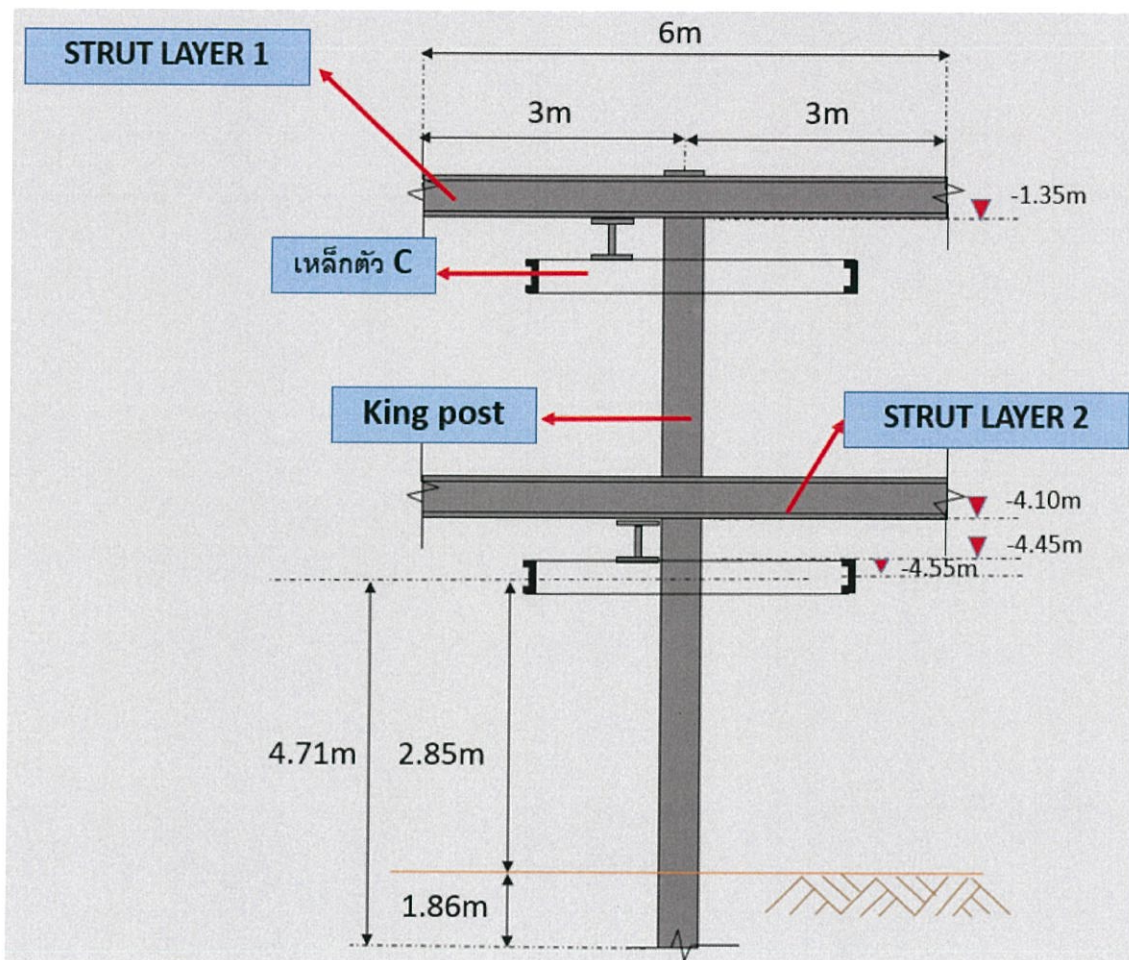
4.3.8 วิเคราะห์ออกแบบ Kingpost

ในการพิจารณาการออกแบบ King post จะพิจารณาส่วนของ King post ตัวที่รับน.น.ของ Strut เพียงอย่างเดียว โดย ณ ที่นี้จะไม่ได้คำนวณ King post ตัวที่รับน.น.ของ Platform

แรงกระทำที่มีผลต่อ King post ประกอบไปด้วย แรงที่กระทำในแนวดิ่ง ได้แก่ แรงจากน้ำหนักของตัว King post เอง , แรงจากน้ำหนักของ Strut , แรงที่ Strut เกิดการ Buckling และ เนื่องด้วยแรงที่กระทำต่อ King post ไม่ได้เกิดแรงกระทำตามแนวแกนของ King post จึงต้องคำนวณแบบมีการเยื้องศูนย์

ใช้เหล็ก ขนาด SS400ขนาด H300x300x10x15 mm

$A=119.8\text{cm}^2$, $b_f=30\text{cm}$, $t_f=1.5\text{cm}$, $S_x=1360\text{cm}^3$, $S_y=450\text{cm}^3$, $r_x=13.10\text{cm}$,
 $r_y=7.51\text{cm}$, $I_x=20400\text{cm}^4$, $I_y=6750\text{cm}^4$



ภาพที่ 4.50 ลักษณะของ King post

หาระยะที่ไม่มีค้ำยัน

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot B}{4EI}}$$

$$Kh = 0.691(N)^{0.406} ; N = 17 \text{ (soft to medium clay)} = 2.18 \text{ kg/cm}^3$$

$$B = \text{ความกว้าง} = 1 \text{ m}$$

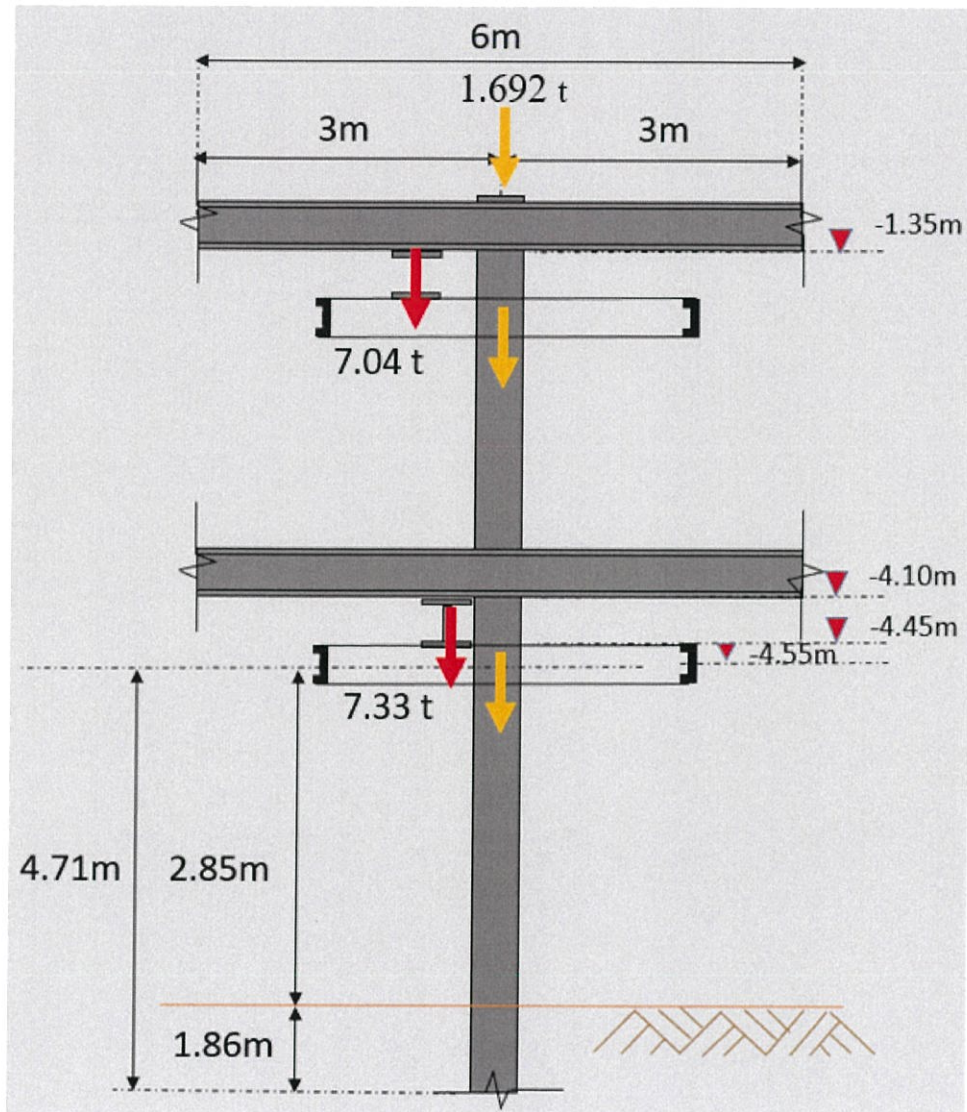
$$E = \text{Elastic modulus} = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2$$

$$I = \text{Moment of Inertia} = 38600 \times 0.8 \times 10^{-8} = 30880 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot B}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{2.18 \cdot 10^3}{4(2.1 \cdot 10^7)(30880 \cdot 10^{-8})}} = 0.538 \text{ m}^{-1}$$

$$L_c = \frac{1}{\beta} = \frac{1}{0.538} = 1.86 \text{ m.}$$

แรงที่กระทำต่อ King post



ภาพที่ 4.51 ภาพลักษณะแรงที่กระทำต่อ King post

1.น.น.เหล็กของ King post 94kg/m (300x300) ,

ดังนั้น น.น.ที่กระทำลง kingpost = (94 x 18) = 1692 kg = 1.692 t

2.แรงจาก Strut = Buckling + Self weight ของ Strut (แต่ละตัว)

$$\text{Strut 1} = (24.63 \times 6 \times 0.02) \times 2 + (0.094 \times 6) \times 2 = 7.04 \text{ t}$$

$$\text{Strut 2} = (25.85 \times 6 \times 0.02) \times 2 + (0.094 \times 6) \times 2 = 7.33 \text{ t}$$

3. น้ำหนักบรรทุกทุกจร

$$L.L. = 0.2 \times 6(m) \times 4 = 4.8 \text{ t}$$

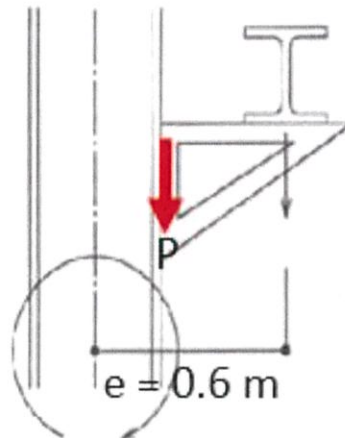
$$\text{แรงทั้งหมด } P = 1.692 + 7.04 + 7.33 + 4.8 = 20.86 \text{ t}$$

King Post Analysis

$$P = 20.86 \text{ t}$$

$$E = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 20.86 \times 0.6 = 12.52 \text{ t/m}$$



Compression Allowable $L_c = 2.85 + 1.86 = 4.71 \text{ m}$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 2.04 \times 10^6}{2400}} = 129.53$$

$$kl/ry = 0.8(600)/7.51 = 63.91 \quad k = 0.8 \text{ (Fix-pin)}$$

$$\frac{kl/ry}{C_c} = 63.91 / 129.53 = 0.49$$

$$F_a = \left\{ 1 - \frac{1}{2} \left[\frac{kl/ry}{C_c} \right]^2 \right\} \times F_y = 1111.04 \text{ ksc}$$

$$\frac{5 + \frac{3}{8} \left[\frac{kl/ry}{C_c} \right] - \frac{1}{8} \left[\frac{kl/ry}{C_c} \right]^3}{3}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{20.86 \times 1000}{119.8} = 174.12 \text{ ksc} < 1111.04 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

Bending Stress

$$F_b = \frac{M}{Z} = \frac{12.52 \times 1000 \times 100}{1360} = 920.59 \text{ ksc} < 1980 \text{ ksc} \quad \text{OK}$$

$$f_b = 0.66f_y(1.25) = 1980 \text{ kg/cm}^2$$

Combine Stress

$$\frac{F_b}{f_b} + \frac{F_c}{f_c} \leq 1 \quad \text{OK}$$

$$\frac{920.59}{1980} + \frac{174.12}{1111.04} = 0.62 \leq 1 \quad \text{OK}$$

พิจารณาความถี่ King post

กำลังรับน.น.บรรทุกเสียดทานผิว

ที่ระดับ 7.4 ถึง 13.5 m $S_u = 3.17 \text{ t/m}^2$ จะได้ $\alpha = 0.90$

$$\alpha S_u \Delta L_1 = 0.90(3.17)(6.1) = 17.40 \text{ t}$$

ที่ระดับ 13.5 ถึง 18 m $S_u = 8.12 \text{ t/m}^2$ จะได้ $\alpha = 0.61$

$$\alpha S_u \Delta L_2 = 0.61(8.60)(4.5) = 23.61 \text{ t}$$

$$Q_f = P(\sum \alpha S_u \Delta L) = 0.35 \times 4(17.40 + 23.61) = 57.41 \text{ t}$$

กำลังรับน.น.บรรทุกปลายเสาเข็ม

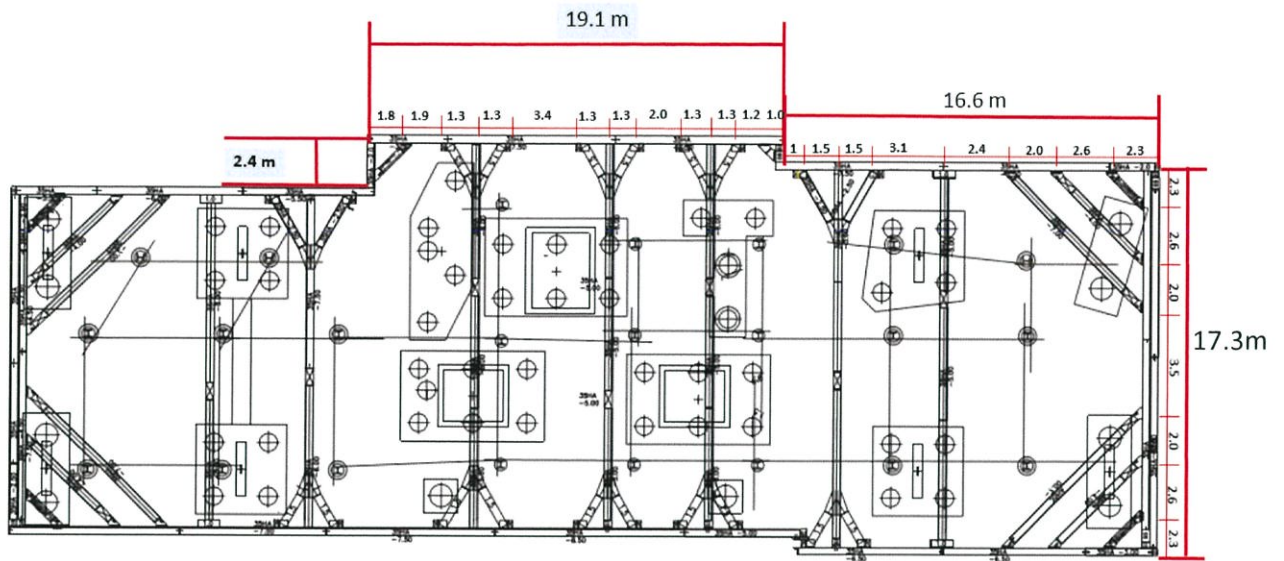
$$Q_b = 9S_u A = 9(8.6)(0.175 \times 0.175) = 2.37 \text{ t}$$

$$Q_u = Q_f + Q_b = 57.41 + 2.37 = 59.78 \text{ t}$$

$$Q_a = \frac{Q_u}{F.S.} = \frac{59.78}{1.25} = 47.82 \text{ t} > 20.86 \text{ t} \quad \text{OK}$$

∴ สรุป ใช้ King Post ยาว 18 m.

4.4 เขียนแบบ



ภาพที่ 4.52 ภาพ Plan ทั้งหมด

บทที่ 5

สรุป

DEEP ZONE DESIGN

SUMMARY

Sheet Pile Type IV L= 16 m.

Typical Area

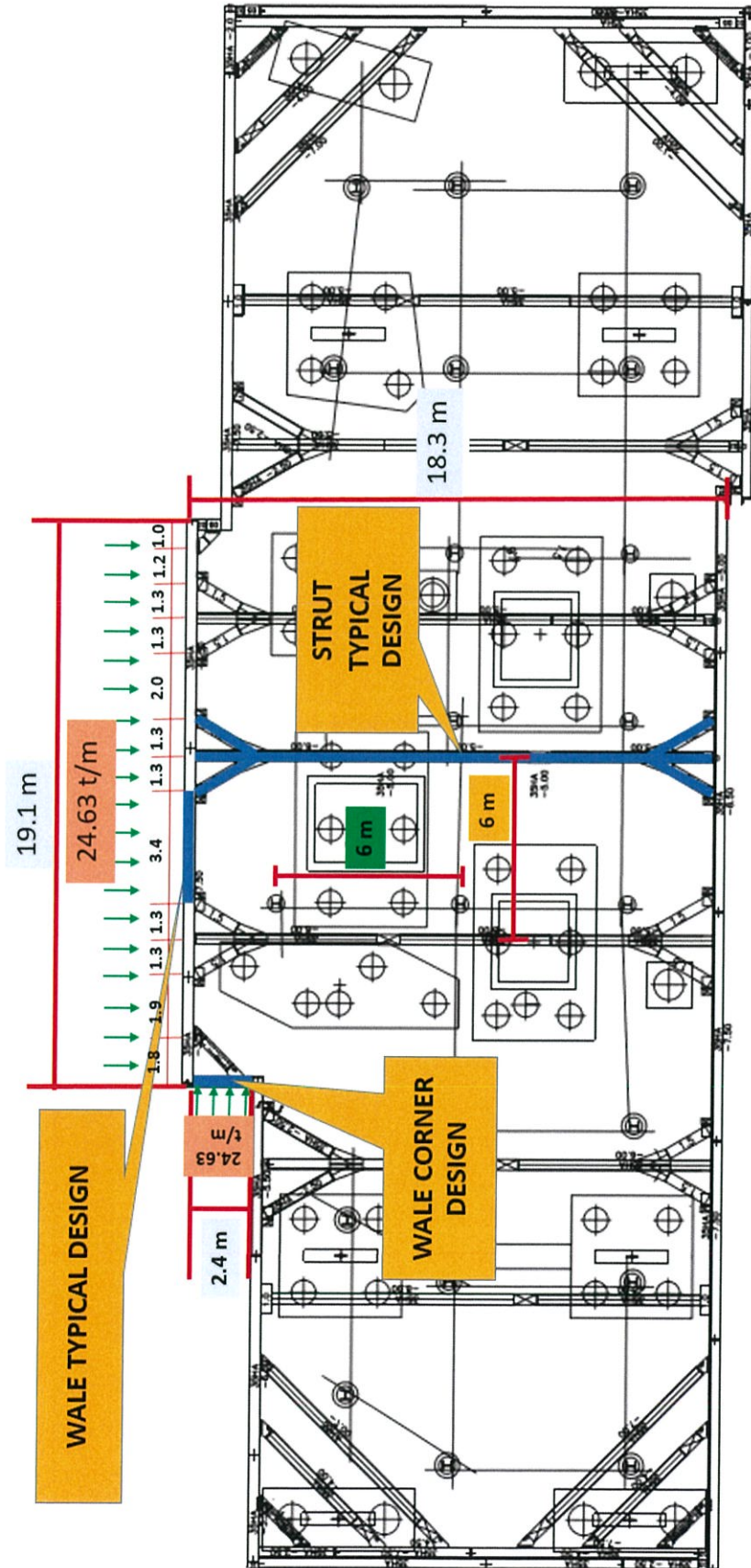
Layer	Wale	Span (m.)	Strut	Span (m.)	Level (EL)m.	Excavation (EL)m.
1st	H - 350 x 350 X 12 x 19	3.4	H - 350 x 350 X 12 x 19	6	-1.35	-3.90
2nd	2H - 350 x 350 X 12 x 19	3.4	H - 350 x 350 X 12 x 19	6	-4.10	-7.40

Corner Area

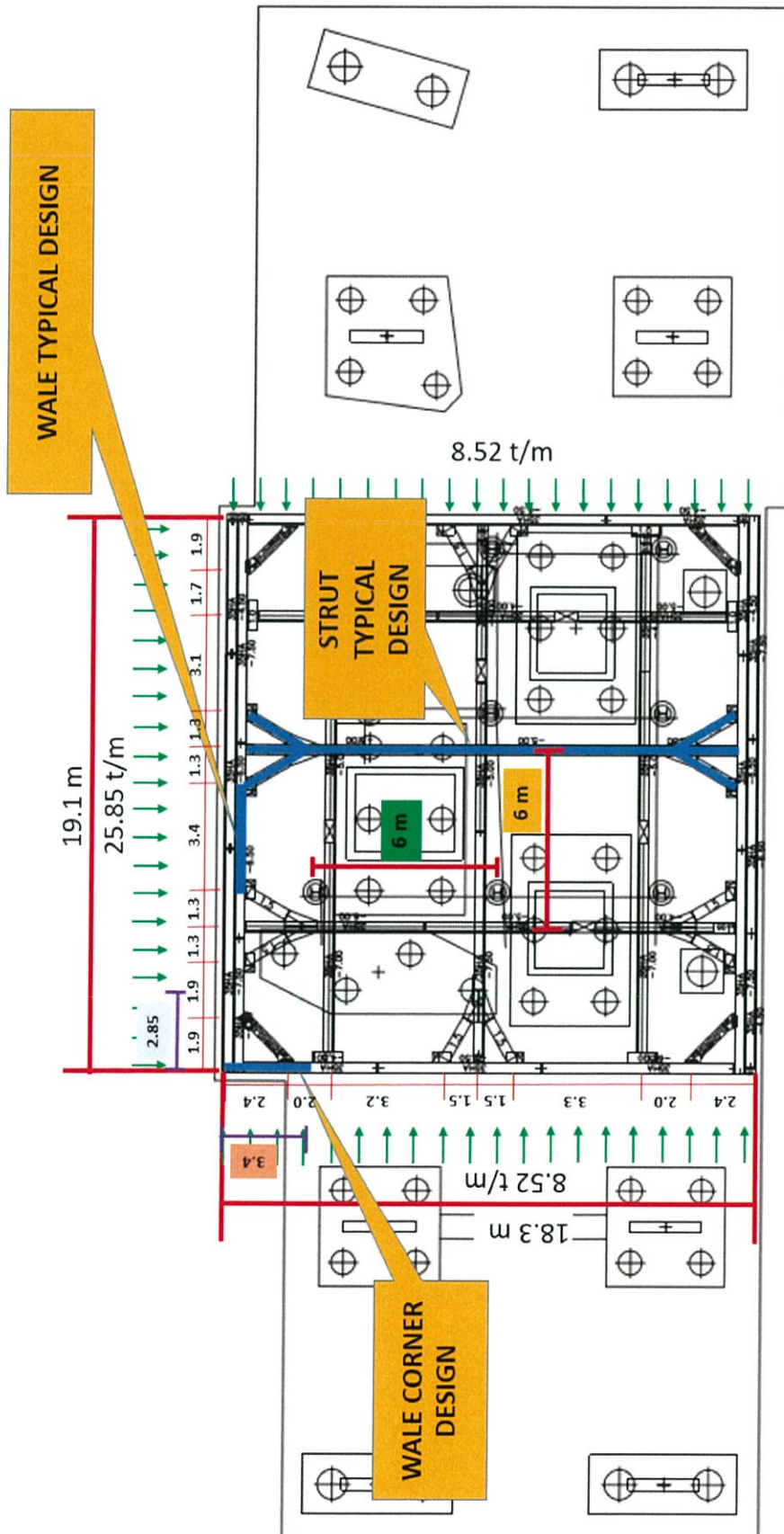
Layer	Wale	Span (m.)	Level (EL)m.	Excavation (EL)m.
1st	H - 350 x 350 X 12 x 19	2.4	-1.35	-3.90
2nd	H - 350 x 350 X 12 x 19	3.4	-4.10	-7.40

King post ใช้เหล็ก ขนาด SS400 ขนาด H300x300x10x15 mm ความยาว 18 เมตร

Layer 1 Deep Zone



Layer 2 Deep Zone



SHALLOW ZONE DESIGN

SUMMARY

Sheet Pile Type IV L= 14 m.

Typical Area

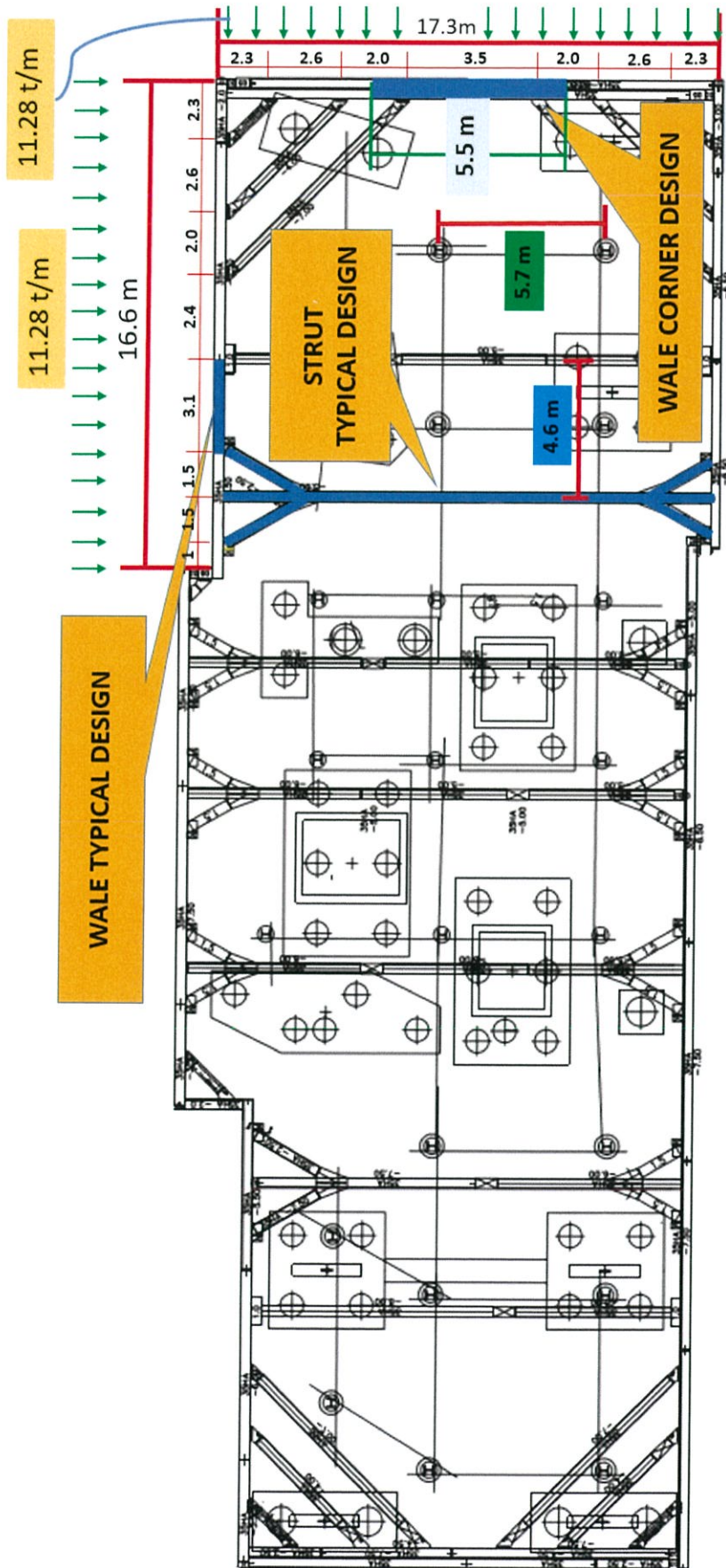
Layer	Wale	Span (m.)	Strut	Span (m.)	Level (EL)m.	Excavation (EL)m.
1st	H - 350 x 350 X 12 x 19	3.1	H - 350 x 350 X 12 x 19	4.6	-1.35	-3.90

Corner Area

Layer	Wale	Span (m.)	Level (EL)m.	Excavation (EL)m.
1st	2H - 350 x 350 X 12 x 19	5.5	-1.35	-3.90

King post ใช้เหล็ก ขนาด SS400 ขนาด H300x300x10x15 mm ความยาว 15 เมตร

Layer 1 Shallow Zone



5.1 เปรียบเทียบค่าการออกแบบระหว่าง Result of design กับ Site Design

5.1 ตารางเปรียบเทียบค่าการออกแบบ

DEEP ZONE DESIGN (Typical Area)

Category	Result of design	Site Design
Steel sheet pile	Sheet Pile Type IV L= 16 m.	Sheet Pile Type IV L= 16 m.
Wale	1 st H - 350 x 350 X 12 x 19	1 st H - 350 x 350 X 12 x 19
	2 nd 2H - 350 x 350 X 12 x 19	2 nd 2H - 350 x 350 X 12 x 19
Strut Y 60° (Horizontal Spacing max = 6 m.)	H - 350 x 350 X 12 x 19	H - 350 x 350 X 12 x 19
	H - 350 x 350 X 12 x 19	H - 350 x 350 X 12 x 19
Kingpost	H300x300x10x15	H300x300x10x15
	ความยาว 18 m.	ความยาว 22 m.

DEEP ZONE DESIGN (Corner Area)

Category	Result of design	Site Design
Wale	1 st H - 350 x 350 X 12 x 19	1 st H - 350 x 350 X 12 x 19
	2 nd H - 350 x 350 X 12 x 19	2 nd 2H - 350 x 350 X 12 x 19

SHALLOW ZONE DESIGN

Category	Result of design	Site Design
Steel sheet pile	Sheet Pile Type IV L= 14 m.	Sheet Pile Type IV L= 14 m.
Wale	1 st H - 350 x 350 X 12 x 19	1 st H - 350 x 350 X 12 x 19
Strut Y 60° (Horizontal Spacing max = 6 m.)	H - 350 x 350 X 12 x 19	H - 350 x 350 X 12 x 19
Kingpost	H300x300x10x15 ความยาว 15 m.	H300x300x10x15 ความยาว 18 m.

SHALLOW ZONE DESIGN (Corner Area)

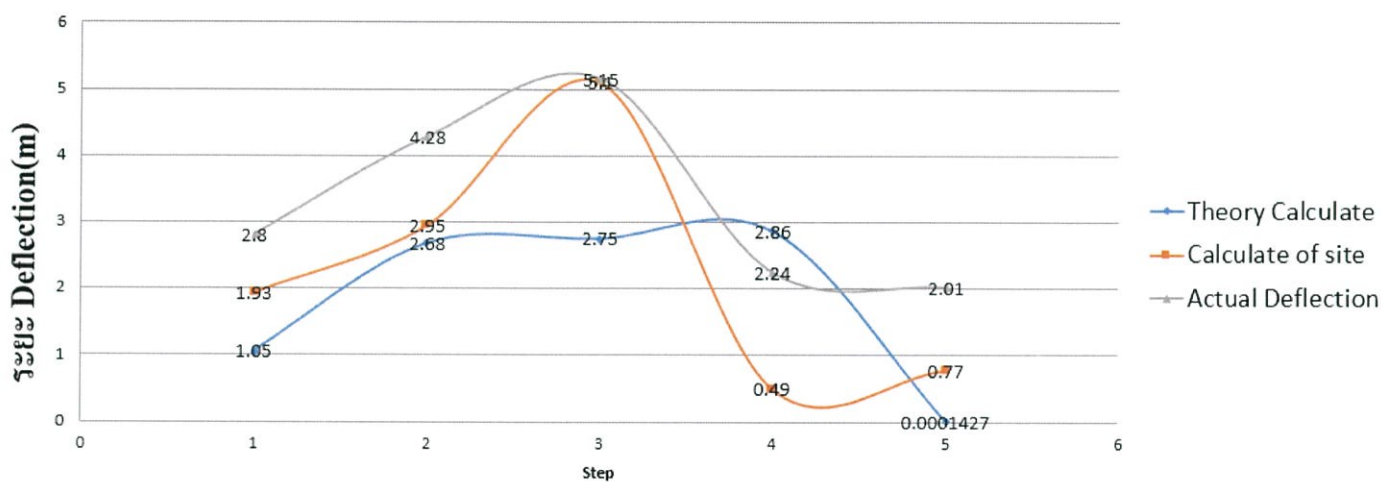
Category	Result of design	Site Design
Wale	1 st 2H - 350 x 350 X 12 x 19	1 st 2H - 350 x 350 X 12 x 19

5.2 เปรียบเทียบค่าการโก่งตัวของ Sheet pile

5.2 ตารางเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวของ Sheet pile (Deep Zone)

ตารางเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวของ sheet pile (Deep Zone)				
	Depth	Theory Calculate	Calculate of site	Actual Deflection
Step 1 Free standing	-2.1	1.05	1.93	2.8
Step 2 Excavation	-4.9	2.68	2.95	4.28
Step 3 Excavation	-7.4	2.75	5.1	5.15
Step 4 Basement 1	-4.5	2.86	0.49	2.24
Step 5 Free standing	-1.75	0.0001427	0.77	2.01

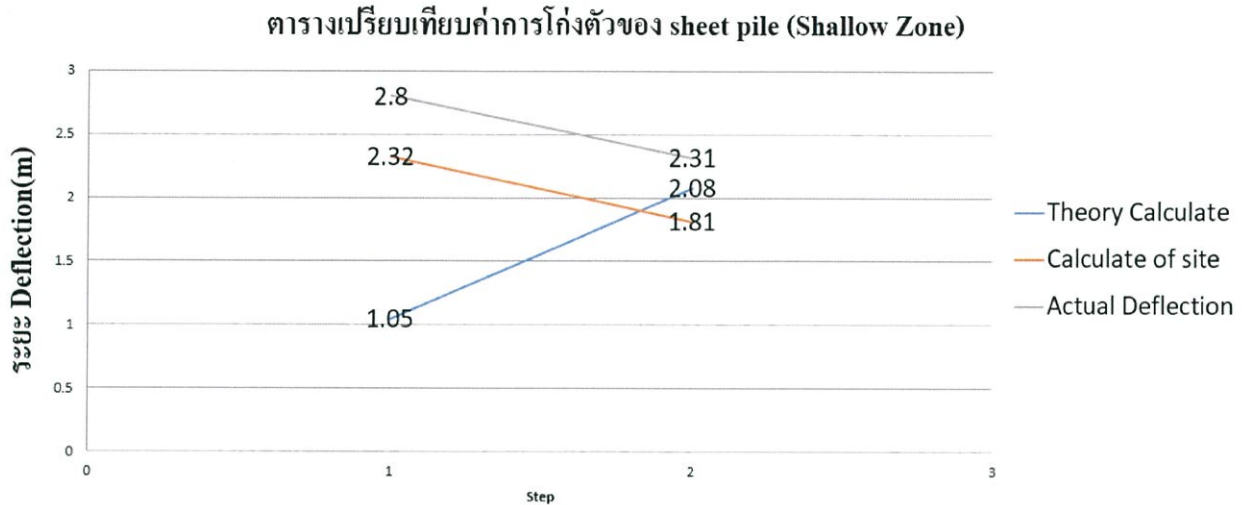
ตารางเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวของ sheet pile (Deep Zone)



5.3 ตารางเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวของ sheet pile (Shallow Zone)

ตารางเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวของ sheet pile (Shallow Zone)				
	Depth	Theory Calculate	Calculate of site	Actual Deflection
Step 1 Free standing	-2.1	1.05	2.32	2.80
Step 2 Excavation	-3.9	2.08	1.81	2.31

จากการออกแบบจึงได้มีการวิเคราะห์สาเหตุการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้าง



จากการคำนวณและผลจากเครื่อง inclinometer และได้นำมา Plot graph ได้ผลแสดงมาว่า การเคลื่อนตัวและการทรุดตัวของดินรอบบ่อชุดในการขุดดินเพื่อก่อสร้างห้องใต้ดินเป็นสิ่งที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติไม่สามารถหลีกเลี่ยงได้แม้จะมีการติดตั้งระบบป้องกันดินและค้ำยันด้านข้างบ่อชุดไว้แล้วก็ตาม ก็ยังไม่สามารถยับยั้งการเคลื่อนตัว ซึ่งเกิดขึ้นจากการขุดดินได้ทั้งหมด รวมถึงการโก่งตัวของระบบกำแพงและค้ำยัน อย่างไรก็ตามการเคลื่อนตัวของดินและระดับความรุนแรงเป็นสิ่งที่วิเคราะห์และคำนวณโดยยากเหตุเพราะมีความยากของปฏิกริยาระหว่างชั้นดินกับโครงสร้างที่กั้นดินไว้ (Soil-Pile Interaction) และจากปัจจัยอื่นๆ

จากการศึกษาปัจจัยสำคัญที่ส่งผลต่อค่าการเคลื่อนตัวของดินโดยรอบบ่อชุดมีหลายปัจจัยได้แก่

1. สภาพชั้นดินและคุณสมบัติของดิน
2. การเปลี่ยนแปลงความเค้นในมวลดิน
3. ความแข็งแรงของตัวกำแพงกันดิน
4. วิธีการก่อสร้าง
5. ความแข็งแรงของระบบค้ำยันกำแพง
6. จำนวนค้ำยัน
7. เทคโนโลยีการปรับปรุงคุณสมบัติดิน

ปัจจัยของข้อหนึ่งและข้อสองเป็นปัจจัยพื้นฐานที่เกี่ยวกับลักษณะและคุณสมบัติของดินซึ่งเป็นปัจจัยที่หลีกเลี่ยงไม่ได้ แต่ปัจจัยอื่นนอกจากนี้ซึ่งได้แก่ระบบวิธีการก่อสร้าง ความแข็งแรงของตัวกำแพงกันดินที่

เลือกใช้ ความแข็งแรงของระบบค้ำยันกำแพงและจำนวนค้ำยัน เป็นปัจจัยที่สามารถเลือกและควบคุมได้ในขั้นตอนการออกแบบและขั้นตอนก่อสร้าง ซึ่งถ้าขาดการออกแบบและการควบคุมการก่อสร้างที่ดีอาจทำให้ดินโดยรอบบ่อขุดเกิดการเคลื่อนตัวมากเกินไปจนอาจทำให้เกิดการวิบัติของระบบป้องกันดินและเกิดความเสียหายต่อโครงสร้าง

1. ความแข็งแรงของตัวกำแพงกันดิน (Wall Stiffness)

กำแพงกันดินสำหรับการก่อสร้างห้องใต้ดินลึกโดยทั่วไปมีสองประเภทใหญ่ๆ คือกำแพงชนิดโค้งงอได้ง่าย (Flexible Wall) เช่น เสาเข็มพืดเหล็ก (Sheet Pile Wall) และกำแพงชนิดแข็ง (Rigid Wall) เช่น Diaphragm Wall Contiguous Pile Wall และ Secant Pile Wall การจะเลือกใช้ระบบกำแพงชนิดใดต้องพิจารณาหลายๆ องค์ประกอบและความเหมาะสม ซึ่งโดยทั่วไป กำแพงชนิดโค้งงอได้ง่ายเหมาะสมกับงานขุดดินที่ไม่ลึกมาก เนื่องจากกำแพงประเภทนี้จะให้ค่าการเคลื่อนตัวค่อนข้างสูง แต่สำหรับงานขุดดินลึกโดยเฉพาะในเขตเมือง อาจต้องเลือกใช้ระบบกำแพงชนิดแข็งเพื่อลดค่าการเคลื่อนตัวของดินและผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง

2. วิธีการก่อสร้าง

เวลาการก่อสร้างในแต่ละชั้นตอนล้วนเป็นปัจจัยที่จะส่งผลกระทบต่อค่าการเคลื่อนตัวของดินโดยรอบที่ทำการขุดยกตัวอย่างเช่น ขั้นตอนในการขุดดินก่อนที่จะมีการติดตั้งค้ำยัน ต้องมีการวางแผนการขุดดินที่ดีเพื่อให้เกิดการเคลื่อนตัวที่น้อยที่สุดอีกทั้งการโค้งตัวของกำแพงก็ยังแปรผันตามระยะเวลาในการติดตั้งค้ำยันด้วยเช่นกัน อย่างไรก็ตามนี้ได้มีการทำ Sketch up การวางแผนการขุดดินไว้ตั้งแต่ขั้นตอนการเริ่มขุด ไปจนถึงขั้นตอนสุดท้าย

3. ความแข็งแรงของระบบค้ำยันกำแพง (Bracing Stiffness)

ในการก่อสร้างด้วยระบบก่อสร้างจากกลางชั้นบนด้วยระบบกำแพงกันดิน sheet pile wall เป็นระบบค้ำยันชั่วคราวโดยทั่วไปนิยมใช้เหล็ก H-Beam เป็นระบบ Wale & Strut ซึ่งจากข้อจำกัดในด้าน Stiffness ของตัวเหล็ก H-Beam ในหน้างานจริงๆ และการออกแบบจะมีการกำหนดให้มีการอัดแรงระบบค้ำยันชั่วคราวแบบ (Preloading) เพื่อเพิ่มความแข็งแรงของระบบค้ำยันและช่วยลดค่าการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน แต่ในโครงการนี้เป็นการคิดคำนวณมือ จากทฤษฎีของ Terzaghi & Peck (1967)

4. จำนวนค้ำยัน

จำนวนค้ำยันที่เพิ่มขึ้นอาจจะช่วยลดค่าการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินได้ แต่ก็อาจจะส่งผลกระทบต่อ การขุดดินในการก่อสร้างเนื่องจากจำนวนค้ำยันที่มากขึ้นจะกีดขวางการทำงานในหน้างาน การขุดดินตลอดจนการ ก่อสร้างชั้นใต้ดิน ดังนั้นการกำหนดจำนวนค้ำยันที่เหมาะสมจะทำให้เกิดประสิทธิผลของงานมากขึ้น ทำให้การ ทำงานเป็นไปได้อย่าง และมีผลต่อการรื้อถอนก็ง่ายอีกเช่นกัน

5. การปรับปรุงคุณสมบัติดิน

การออกแบบโดยทำการปรับปรุงคุณสมบัติดินที่ด้านหน้าหรือด้านหลังกำแพงกันดินก่อนทำการขุดดิน เพื่อ เพิ่มกำลังรับแรงเฉือนดินจะสามารถลดค่าแรงผลัก (Active Earth Pressure) และเพิ่มค่าแรงต้าน (Passive Earth Pressure) ของดินซึ่งจะช่วยลดค่าการเคลื่อนตัวของดินได้ เทคนิคหนึ่งที่ยอมรับใช้คือการปรับปรุงดินโดย การทำเสาเข็มดินซีเมนต์ (Cement Column) ด้านหน้ากำแพงบริเวณขุดเพื่อเพิ่มค่า Stiffness ของดิน และแรงต้านของดินในแต่ละความลึกการขุดเพื่อติดตั้งค้ำยัน

การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินที่เกิดจากการขุดดินเพื่อก่อสร้างห้องใต้ดินเป็นสิ่งหลีกเลี่ยงไม่ได้แต่ สามารถควบคุมปริมาณการเคลื่อนตัวให้น้อยที่สุดได้ในขั้นตอนการออกแบบและขั้นตอนการก่อสร้างโดยการ เลือกระบบป้องกันดินและกำหนดวิธีการขุดดินตลอดจนวิธีการก่อสร้างที่เหมาะสมเพื่อให้ปริมาณการเคลื่อน ตัวอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้และลดผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง

เอกสารอ้างอิง

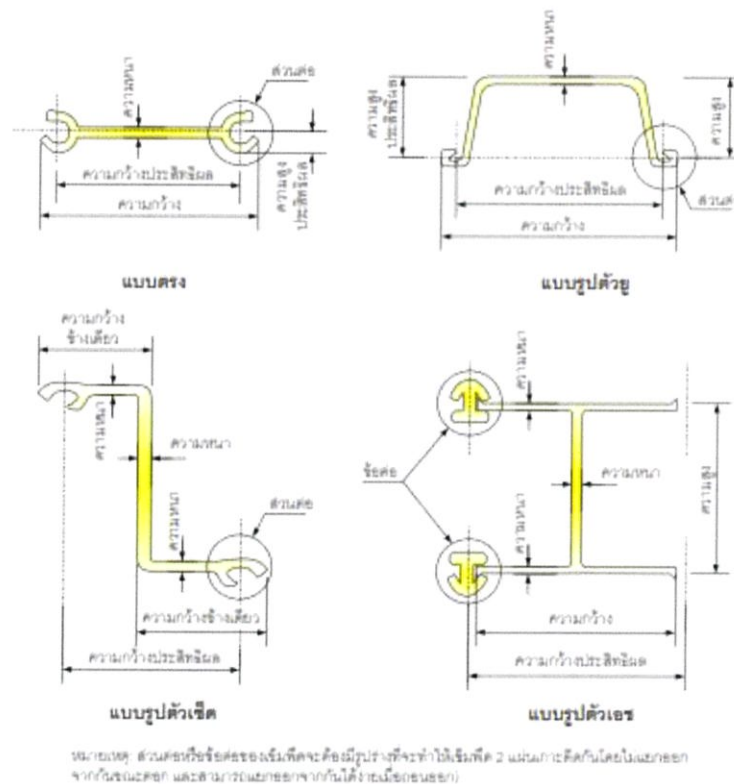
- [1] วันชัย เทพารักษ์.,(2544) , การออกแบบระบบค้ำยันเข็มพัดเหล็ก ปรับปรุงครั้งที่ 2
- [2] สุขสันต์ หอพิบูลสุข.,(ไม่ระบุปีพิมพ์) , วิศวกรรมฐานราก Foundation Engineering. สำนักพิมพ์แมคกรอ-ฮิว
- [3] พรพจน์ ดันเส็ง., (2554) , วิศวกรรมฐานราก Foundation Engineering
- [4] วีรยา นิมอ้อย., (2554) , การวิเคราะห์และออกแบบฐานราก
- [5] ธนาตล คงสมบูรณ์., (ไม่ระบุปีพิมพ์) , เอกสารประกอบการสอนวิศวกรรมฐานราก
- [6] สวัสดิ์ ศรีเมืองธน., (2555) , เอกสารประกอบการสอนวิศวกรรมฐานราก ฉบับปรับปรุงใหม่
- [7] มงคล จิรวัชรเดช., (2548) , การออกแบบโครงสร้างเหล็กโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน พิมพ์ครั้งที่ 3

ภาคผนวก ก.

ตารางที่ใช้ในการออกแบบ

กำแพงเข็มพืดตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก.1390-2539) จะใช้คำเรียกว่า “เข็มพืดเหล็กกล้ารีดร้อน” ซึ่งใน มอก. จะเรียกทั่วไปโดยย่อว่า “เข็มพืด” หน้าตัดที่ระบุในมาตรฐาน มี 4 แบบได้แก่ แบบตรง, แบบรูปตัวยู (U), แบบรูปตัวซี (Z), แบบรูปตัวเอช (H) ดังรูปที่ 5-72 โดยวัสดุที่ใช้มี Yield stress 2 ชั้นคุณภาพได้แก่

- ชั้นคุณภาพ SY 295 มีความต้านแรงดึงที่จุดครากต่ำสุดเท่ากับ 295 MPa
- ชั้นคุณภาพ SY 390 มีความต้านแรงดึงที่จุดครากต่ำสุดเท่ากับ 390 MPa



รูปที่ ก.1 รูปร่างและลักษณะของเข็มพืดตามมาตรฐาน มอก. (มอก_390-2539 2539)

ในการใช้กำแพงกันดินแบบเข็มพืดเหล็กในอุตสาหกรรมก่อสร้างในประเทศไทย มักจะนิยมใช้ขนาด FSP-III และ FSP-IV

ตารางที่ 1 ขนาดของ 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

ตารางที่ 2 หน้าตัดเหล็กgrupพรรณที่นิยมใช้เป็น 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

ตารางที่ 3 ค่าความสัมพันธ์ของค่าคงที่ K เปอร์เซ็นต์กับค่า N เพื่อใช้ในการคำนวณโมเมนต์ใน sheet pile

仮想支持点位置の固定度

仮想支持点位置の固定度 k は、仮想支持点付近の平均 N 値に応じて、以下の値を参考に決定する。

N 値	k (固定度)
10 以下	→ 0
10 ~ 20	→ 20 %
20 ~ 30	→ 30 %
30 ~ 50	→ 40 %
50 以上	→ 50 %

(この例題の場合、 $\bar{N}=21$ であるが、 $k=30\%$ とする。)

ตารางที่ 3 หน่วยแรงที่ยอมให้ขององค์อาคารรับแรงอัดสำหรับเหล็กกำลังคราก 2,500 กก./ซม.²

KL	F _a	KL	F _a	KL	F _a	KL	F _a	KL	F _a
r	(kg/cm ²)	r	(kg/cm ²)	r	(kg/cm ²)	r	(kg/cm ²)	r	(kg/cm ²)

1	1497	41	1332	81	1072	121	729.0	161	417.2
2	1495	42	1326	82	1064	122	719.3	162	412.0
3	1492	43	1321	83	1056	123	709.6	163	407.0
4	1489	44	1315	84	1049	124	699.8	164	402.1
5	1486	45	1310	85	1041	125	689.9	165	397.2
6	1483	46	1304	86	1033	126	680.0	166	392.4
7	1480	47	1298	87	1025	127	670.0	167	387.7
8	1476	48	1292	88	1018	128	659.9	168	383.1
9	1473	49	1287	89	1010	129	649.8	169	378.6
10	1470	50	1281	90	1002	130	639.9	170	374.2
11	1466	51	1275	91	993.7	131	630.1	171	369.8
12	1463	52	1269	92	985.7	132	620.6	172	365.5
13	1459	53	1263	93	977.5	133	611.3	173	361.3
14	1456	54	1256	94	969.4	134	602.2	174	357.2
15	1452	55	1250	95	961.2	135	593.3	175	353.1
16	1448	56	1244	96	952.9	136	584.6	176	349.1
17	1444	57	1238	97	944.6	137	576.1	177	345.2
18	1440	58	1231	98	936.2	138	567.8	178	341.3
19	1436	59	1225	99	927.8	139	559.7	179	337.5
20	1432	60	1219	100	919.3	140	551.7	180	333.8
21	1428	61	1212	101	910.8	141	543.9	181	330.1
22	1424	62	1206	102	902.2	142	536.3	182	326.5
23	1420	63	1199	103	893.6	143	528.8	183	322.9
24	1415	64	1192	104	884.9	144	521.5	184	319.4
25	1411	65	1186	105	876.2	145	514.3	185	316.0

26	1406	66	1179	106	867.4	146	507.3	186	312.6
27	1402	67	1172	107	858.6	147	500.4	187	309.2
28	1397	68	1165	108	849.7	148	493.7	188	306.0
29	1393	69	1158	109	840.7	149	487.1	189	302.7
30	1388	70	1151	110	831.7	150	480.6	190	299.5
31	1383	71	1144	111	822.7	151	474.3	191	296.4
32	1378	72	1137	112	813.5	152	468.0	192	293.3
33	1373	73	1130	113	804.4	153	461.9	193	290.3
34	1368	74	1123	114	795.1	154	456.0	194	287.3
35	1363	75	1116	115	785.9	155	450.1	195	284.4
36	1358	76	1109	116	776.5	156	444.3	196	281.5
37	1353	77	1101	117	767.1	157	438.7	197	278.6
38	1348	78	1094	118	757.7	158	433.2	198	275.8
39	1343	79	1087	119	748.2	159	427.7	199	273.1
40	1337	80	1079	120	738.6	160	422.4	200	270.3