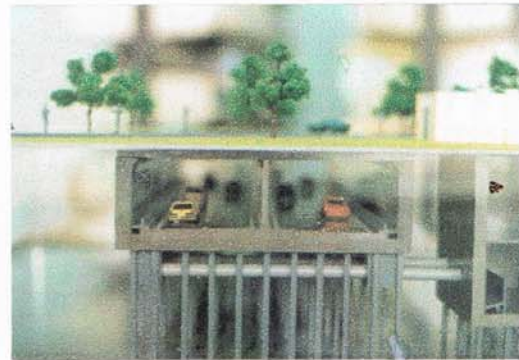




การบรรยายพิเศษเรื่อง

งานก่อสร้างทางลอดใต้ทางแยกใน กทม.



วันพุธที่ 29 พฤศจิกายน 2543

ณ ห้องประชุมใหญ่ ว.ส.ท. ชั้น 3 อาคาร ว.ส.ท.

จัดโดย

คณะกรรมการสาขาวิศวกรรมปฐพี

คณะกรรมการวิชาการสาขาวิศวกรรมโยธา

วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์

เอกสารประกอบการบรรยายเรื่อง
งานก่อสร้างทางลอดใต้ทางแยกใน กทม.

โดย ธานินทร์ พงศ์รุจิกร

บริษัท เอพซีลอน จำกัด

งานก่อสร้างทางลอดใต้ทางแยก

1. บทนำ

ปัจจุบันปัญหาการจราจรโดยเฉพาะอย่างยิ่ง ในกรุงเทพมหานคร เป็นเรื่องที่ประชาชนทั่วไปให้ความสำคัญเป็นอันดับต้น ๆ เนื่องจากมีผลกระทบโดยตรงกับการดำรงชีวิตประจำวันของคนเป็นจำนวนมาก การจราจรในกรุงเทพมหานคร ส่วนใหญ่จะใช้รถยนต์ ซึ่งใช้พื้นที่ผิวการจราจรมาก และด้วยสภาพปริมาณการจราจรที่เพิ่มสูง ทำให้บริเวณจุดตัดทางแยกมีความล่าช้าเพิ่มมากขึ้นด้วยเช่นกัน เพื่อเป็นการแก้ปัญหาดังกล่าว การก่อสร้างสะพานลอยข้ามทางแยก ทางลอดใต้ทางแยกจนถึงทางแยกต่างระดับ จึงได้เกิดขึ้นที่ทางแยกสำคัญ ๆ เพื่อลดความล่าช้าและยกระดับการบริการที่ทางแยก อันเป็นการลดความสูญเสียทางเศรษฐกิจของประเทศอีกทางหนึ่ง การก่อสร้างทางลอดใต้ทางแยกบนถนนสายหลักที่ได้ดำเนินการและเปิดใช้งานแล้ว ได้แก่ อุโมงค์ทางลอดที่ดินแดง, อุโมงค์ทางลอดที่หลักสี่ เป็นต้น นอกจากนี้ยังมีทางลอดที่กำลังอยู่ในระหว่างการก่อสร้างอีกหลายแห่ง เช่น ทางลอดที่ถนนพระรามที่ 9, ทางลอดที่แยกบางพลัด และทางลอดที่แยกท่าพระ และที่จะก่อสร้างอีกจำนวนหนึ่งในอนาคต

ในการบรรยายนี้ จะเป็นการนำเสนอถึงหลักทั่วไปที่ใช้ในการออกแบบ และก่อสร้างทางลอดใต้ทางแยกที่ได้ดำเนินการมาแล้ว รวมทั้งที่กำลังดำเนินการอยู่ในพื้นที่เขตกรุงเทพมหานคร ซึ่งเป็นงานก่อสร้างใต้ดินในชั้นดินอ่อน เพื่อให้วิศวกรที่มีหน้าที่เกี่ยวข้องมีความเข้าใจ และพัฒนาความรู้เพื่อปรับปรุงการออกแบบ และก่อสร้างให้มีประสิทธิภาพยิ่งขึ้นต่อไป

2. ข้อกำหนดของทางลอดใต้ทางแยก

เนื่องจากทางลอดใต้ทางแยกยังไม่เป็นที่แพร่หลายนักในประเทศไทย และยังไม่มีความมาตรฐานข้อกำหนดในการออกแบบโดยเฉพาะที่ผ่านมากการออกแบบจะยึดถือตามแนวทางข้อกำหนดที่ใช้ในการออกแบบถนน หรือสะพานลอยข้ามทางแยก โดยข้อกำหนดการใช้งานจะใช้มาตรฐานการออกแบบงานทางและโครงสร้างของ AASHTO (American Association of state Highway and Transportation Officials) หรือ BS (British Standard) ซึ่ง AASHTO ได้กำหนดมาตรฐานช่องลอดไว้สำหรับถนนแต่ละประเภทดังนี้คือ

ประเภทของถนน	ความสูงของช่องลอดสุทธิ, ม.
ก. ถนนสายหลัก	4.3
ข. ทางพิเศษ (Freeway)	4.9

สำหรับถนนที่กำหนดสำหรับรถยนต์นั่งเพียงอย่างเดียว กำหนดให้ความสูงของช่องลอดไม่น้อยกว่า 3.8 เมตร อย่างไรก็ตาม ยังขึ้นอยู่กับข้อกำหนดตามกฎหมายของแต่ละท้องถิ่นด้วย โดยให้มีระยะช่องว่าง 0.30 เมตร และเพื่อสำหรับการปฎิบัติในอนาคตไว้ด้วย ทางลอดใต้ทางแยกบนถนนสายหลักในเขตกรุงเทพมหานคร ใช้ความสูงของช่องลอดไม่น้อยกว่า 5.0 เมตร

รูปที่ 2.1 แสดงข้อกำหนดทางเรขาคณิตของรูปหน้าตัดอุโมงค์สำหรับรถยนต์ (AASHTO, 1994)

ข้อกำหนดดังกล่าวจะเป็นแนวทางในการกำหนดขนาดรูปร่างทางเรขาคณิตพื้นฐานของทางลอด ข้อควรตระหนักสำหรับทางลอดหรืออุโมงค์ คือ ขณะใช้งานภายในทางลอดจะมีเสียงดังกว่าถนนบนดินหรือทางยกระดับเพราะอยู่ในพื้นที่จำกัด รวมทั้งกรณีเข้าโค้งจะมีข้อจำกัดด้านระยะการมองเห็น (sight distance) ด้วย สำหรับการใช้งานและความปลอดภัยทางด้านวิศวกรรมการทาง นอกจากงานด้านวิศวกรรมโยธาแล้วยังมีงานด้านวิศวกรรมอื่น ๆ ที่เกี่ยวข้องในการใช้งานเช่นเดียวกับงานอาคารสาธารณะ เช่น งานระบายน้ำ งานไฟฟ้าแสงสว่าง และงานระบบรักษาความปลอดภัย (ระบบระบายอากาศ ระบบเตือนภัย ระบบไฟสำรอง เป็นต้น)

3. องค์ประกอบทางกายภาพ

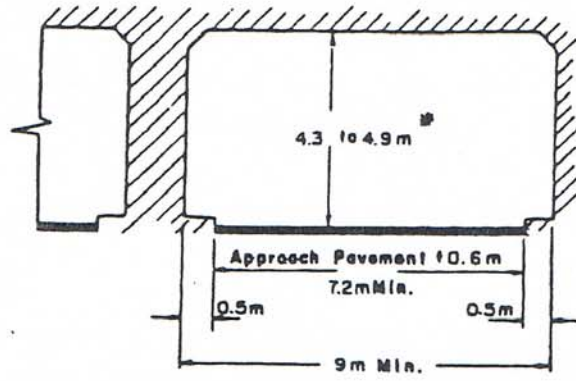
ตัวทางลอดใต้ทางแยกโดยทั่วไปสามารถแบ่งลักษณะทางกายภาพออกได้เป็น 3 ส่วน คือ ส่วนเชิงลาด ส่วนทางลอดช่วงเปิด และส่วนทางลอดช่วงปิด (อุโมงค์) ซึ่งเป็นช่วงที่มีกอบอยู่บริเวณกลางทางแยกและลึกที่สุด ทั้ง 3 ส่วนจะมีรูปหน้าตัดแตกต่างกัน และสามารถก่อสร้างด้วยวิธีที่แตกต่างกันได้

นอกจากตัวทางลอดแล้ว ยังมีองค์ประกอบสำคัญอื่น ที่จำเป็นต้องจัดเตรียมไว้สำหรับทางลอดแต่ละแห่ง เช่น บ่อรับน้ำสำหรับการระบายน้ำ โครงสร้างปรับการหลุดตัว และโครงสร้างทดแทนกรณีกับทางลอดตัดผ่านสาธารณูปโภคหรือคลองระบายน้ำ เป็นต้น รูปตัวตามยาวและขวางของทางลอดทั่วไปแสดงไว้ในรูปที่ 3.1

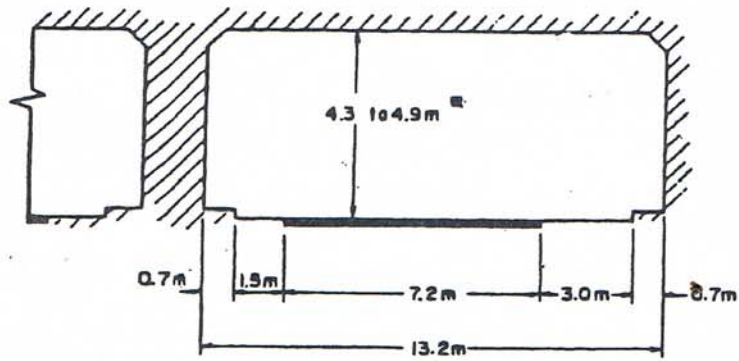
ในภาพรวมแล้วงานส่วนใหญ่จะเกี่ยวข้องกับงานโครงสร้างกันดิน งานขุดดิน และงานฐานราก ซึ่งมีลักษณะคล้ายคลึงกับงานก่อสร้างห้องใต้ดินหรือฐานรากของอาคารสูงในเขตกรุงเทพมหานคร

3.1 เชิงลาด

เชิงลาดจะมีลักษณะเป็นทางลาดจากระดับพื้นผิวถนนปกติลงทางลอดใต้ทางแยกและขึ้นสู่ระดับพื้นถนน จะมีความลึกจากระดับผิวถนนแปรเปลี่ยนและมีความลึกน้อยกว่าส่วนอื่น โดยทั่วไปจะมีลักษณะเป็นช่องเปิดความลึกไม่เกิน 5 - 6 เมตร โครงสร้างผนังกันดินจะมีความหนาไม่มากนัก เนื่องจากออกแบบให้ก่อสร้างโดยวิธีที่รับแรงกระทำไม่สูงมาก เช่น ใช้ SHEET PILE ชั่วคราว หรือ SLOPE CUT ขึ้นอยู่กับสภาพพื้นที่อำนวยหรือไม่



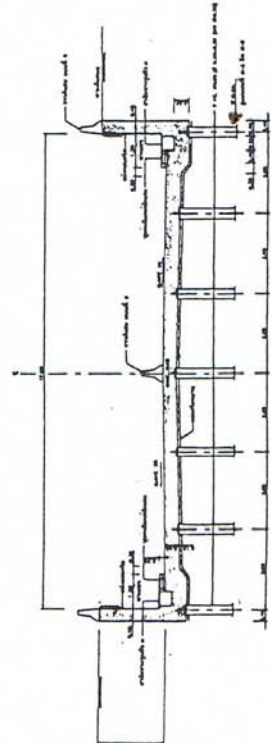
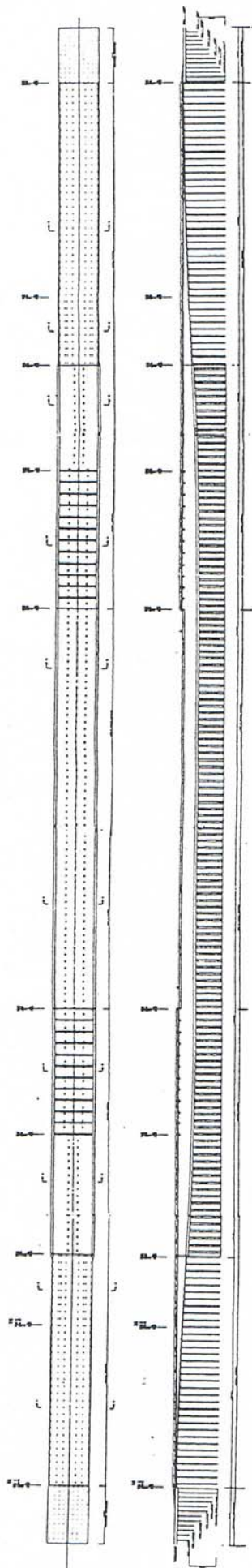
Minimum
- a -



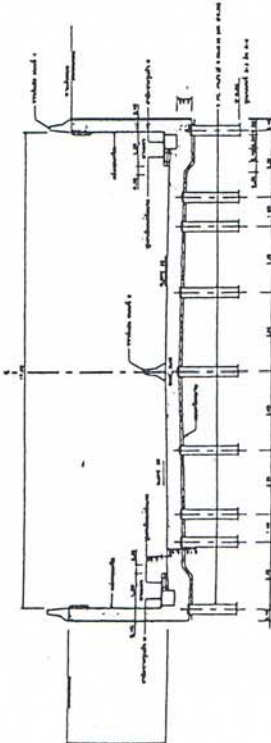
Desirable
- b -

Typical two-lane tunnel sections.

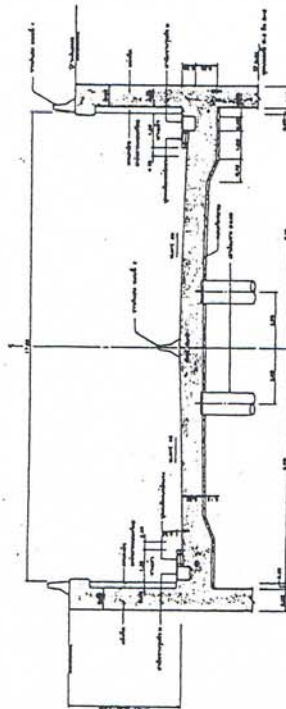
รูปที่ 2.1 ข้อกำหนดทางเรขาคณิตของรูปหน้าตัดอุโมงค์ (AASHTO, 1994)



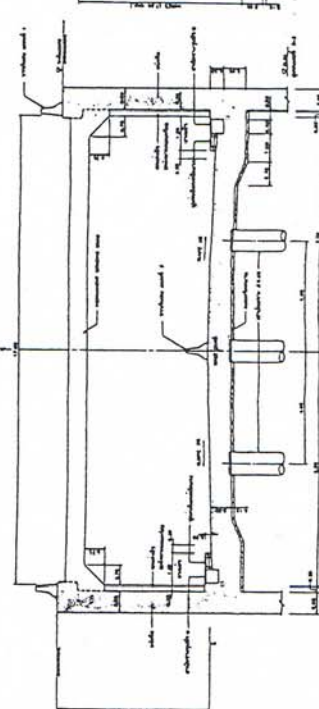
SECTION 1-1 (RC WALL)
1:10



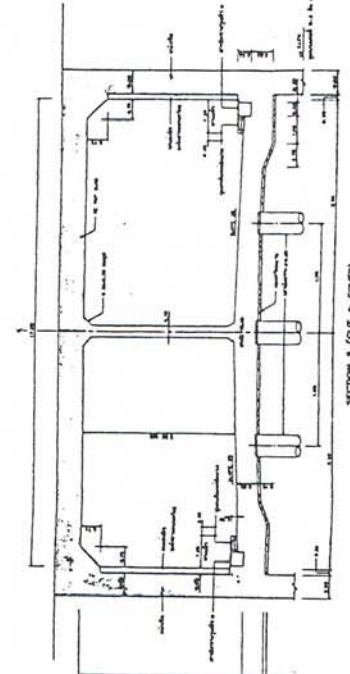
SECTION 2-2 (RC WALL)
1:10



SECTION 3-3 (DAMPING WALL)
1:10



SECTION 4-4 (DAMPING WALL WITH PERMANENT BRACING)
1:10



SECTION 5 (OUT & COVER)
1:10

รูปที่ 3.1 ลักษณะทางกายภาพและหน้าตัดทั่วไปของทางลอคได้ทางแยก

3.2 ทางลอดช่วงเปิด

กรณีที่ทางลอดมีความยาวค่อนข้างมาก และไม่มีควมจำเป็นต้งใช้พื้นที่ส่วนบน ทางลอดช่วงเปิดจะมีความประหยัดกว่า ทางลอดช่วง ปิด (ไม่มีส่วนหลังคาปิด) แต่เนื่องจากช่วงนี้มีระดับความลึกมาก (6 - 7 เมตร) ใกล้เคียงกับทางลอดช่วงปิด โครงสร้างผนังกันดินสำหรับช่วงนี้จึงมักมีความหนาหรือความแข็งแรงมากกว่าช่วงเชิงลาด

3.3 ทางลอดช่วงปิด

ช่วงที่อยู่ใต้ทางแยกจะมีหลังคาปิด เพื่อให้รถยนต์วิ่งผ่านได้ และมีความลึกมากที่สุด คือ ผิวจราจรอยู่ที่ระดับ 6 - 7 เมตร จากผิวถนนและความลึกในการขุด 7 - 8 เมตร ในเขตกรุงเทพมหานคร ช่วงปิดนี้มักอยู่บริเวณตรงทางแยกและอาจมีสะพานลอยข้ามทางแยกอยู่ด้านบนของทางแยกอยู่ก่อนแล้วด้วย ซึ่งจะทำให้การก่อสร้างผนังกันดินบริเวณนี้ มีข้อจำกัดด้านความสูง ในการทำงานของเครื่องจักร ทำให้ต้องเลือกชนิดของผนังกันดินชนิดที่สามารถก่อสร้างได้ในพื้นที่จำกัด กรณีที่ไม่มีข้อจำกัดดังกล่าวก็สามารถเลือกใช้รูปแบบทั่วไปได้

3.4 ส่วนประกอบอื่น ๆ

บ่อรับน้ำ ถือเป็นส่วนประกอบที่สำคัญสำหรับการระบายน้ำในทางลอด โดยเฉพาะในพื้นที่กรุงเทพมหานคร เพื่อรองรับปริมาณน้ำฝนที่ตกลงสู่ทางลอดช่วงที่เปิดและสูบออกด้วยเครื่องสูบลและปล่อยสู่ระบบการระบายน้ำบนดินตามปกติ ตำแหน่งที่ตั้งของบ่อรับน้ำอยู่ ณ จุดที่ต่ำที่สุดใต้พื้นทางลอดหรืออยู่นอกเขตตัวทางลอดก็ได้ ขึ้นอยู่กับสภาพพื้นที่ของโครงการ การกำหนดบ่อรับน้ำอยู่ใต้พื้นทางลอดจะมีผลทำให้บ่อรับน้ำเป็นบริเวณที่มีการขุดดินลึกที่สุด

โครงสร้างปรับการทรุดตัวเป็นองค์ประกอบอีกส่วนหนึ่งที่จะช่วยลดผลกระทบจากการทรุดตัวของถนนบริเวณที่ฝังตัวหลังคาของทางลอดช่วงปิด เช่น เดียวกันกับบริเวณคอสะพานทั่ว ๆ ไป ในเขตกรุงเทพมหานคร และปริมณฑล

4. การออกแบบทางวิศวกรรมโยธา

4.1 งานวิศวกรรมการทาง

ขนาดของทางลอดจะถูกกำหนดโดยการออกแบบทางเรขาคณิต และจำนวนช่องจราจรที่ต้องการ โดยออกแบบให้สอดคล้องกับปริมาณจราจร ข้อจำกัดด้านสภาพพื้นที่และงบประมาณ ก่อนอื่นจะต้องทำการสำรวจสภาพภูมิประเทศของพื้นที่อย่างละเอียด ในบางกรณีพื้นที่ที่เขตทางบริเวณทางแยกไม่เพียงพอ ผู้ออกแบบอาจจำเป็นต้องออกแบบให้มีการเดินรถแบบปรับทิศทางได้ รวมทั้งปรับขนาดความกว้างช่องจราจรหรือทางเดินเท้าตามความเหมาะสม ทั้งนี้โดยคำนึงข้อกำหนดด้านความปลอดภัยเป็นหลัก อย่างไรก็ตามเนื่องจากค่าก่อสร้างทางลอดมีราคาสูงกว่าสะพานข้ามทางแยก โดยทั่วไปจึงมักออกแบบโดยใช้ค่า Minimum ของมาตรฐานของการออกแบบสะพาน

4.2 งานปฐพีวิศวกรรม และโครงสร้าง

เช่นเดียวกับงานโครงสร้างพื้นฐานอื่น ๆ การออกแบบฐานรากที่ประหยัดและปลอดภัย จำเป็นต้องใช้ข้อมูลที่ละเอียดและถูกต้องที่สุด เท่าที่จะทำได้ ภายในกรอบเวลาและงบประมาณที่มีอยู่ในทางปฏิบัติในขั้นตอนการออกแบบ จะทำการเจาะสำรวจดินความลึกเพียงพอในการออกแบบ โดยทั่วไปอยู่ในเกณฑ์ 30 – 40 ม. และทดสอบดินจำนวนไม่น้อยกว่า 3 หลุม ตามแนวทางลอด เพื่อให้ทราบถึงสภาพชั้นดิน และคุณสมบัติของดิน รวมทั้งวัดค่าแรงดันน้ำใต้ดิน และหาค่าความชื้นน้ำของดิน เพื่อนำมาพิจารณากำหนดค่าตัวแปรในการออกแบบและรูปแบบของโครงสร้างกันดินที่เหมาะสมสำหรับสภาพดินนั้น ๆ

4.2.1 แรงที่กระทำต่ออุโมงค์ทางลอด

ในการออกแบบแรงที่กระทำต่อโครงสร้างทางลอดจะมีลักษณะที่คล้ายกับงานสะพานคือประกอบด้วย

- น้ำหนักบรรทุกคงที่ (DL)
- น้ำหนักบรรทุกจร HS-20-44 (LL)
- แรงดันดิน (E)
- แรงยกตัว (B)
- แรงจากการเปลี่ยนอุณหภูมิ (T)
- แรงแผ่นดินไหว (EQ)
- แรงเนื่องจากการก่อสร้าง และ
- แรงรถชน (จากรถชน) เป็นต้น

แรงกระทำต่าง ๆ เหล่านี้จะกระทำร่วมกันในกรณีต่าง ๆ กันตามหมวดหมู่ที่กำหนดไว้
 ดังแสดงในตารางที่ 4.1 ซึ่งในการออกแบบสามารถเลือกใช้ การออกแบบชนิด
 SERVICE LOAD DESIGN หรือ STRENGTH DESIGN ก็ได้การออกแบบทาง
 ปรุพิวิศวกรรมในปัจจุบันมักใช้ SERVICE LOAD DESIGN ขณะที่การออกแบบ
 รายละเอียดทางโครงสร้างจะใช้ STRENGTH DESIGN

4.2.2 ชนิดของผนังกันดิน

โดยธรรมชาติของการขุดดินลึก เพื่อก่อสร้างโครงสร้างสำหรับทางลอดในชั้นดินอ่อน
 จำเป็นต้องมีผนังกันดินชั่วคราวหรือถาวร เพื่อใช้ในการป้องกันดินพังขณะก่อสร้าง
 หรือใช้เป็นโครงสร้างผนังของทางลอดด้วย ผู้ออกแบบจะต้องพิจารณาเลือกรูปแบบของ
 ผนังกันดินให้เหมาะสมกับสภาพพื้นที่ มีความแข็งแรงที่ต้องการ และภายใต้งบประมาณ
 ที่เหมาะสม ซึ่งอาจเลือกใช้หลายรูปแบบในโครงการเดียวกันก็ได้

วิชาญ (2530) ได้อธิบายถึง ลักษณะ ชนิด การใช้งานและพฤติกรรมของผนังกันดิน
 ที่ใช้ในงานก่อสร้างจากอดีตถึงปัจจุบัน

คุณลักษณะของผนังกันดินที่ใช้ในการขุดดินประเภทต่าง ๆ ที่นิยมใช้กันในประเทศไทยแสดงไว้ในตาราง


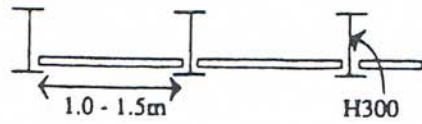
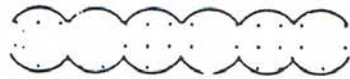
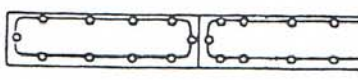
ชนิด		คุณสมบัติทั่วไป
1. SHEET PILE		<ol style="list-style-type: none"> 1. กันน้ำได้ 2. ก่อสร้างง่าย
2. KINGPOST AND PANEL (SOILDIER PILE AND LAGGING)		<ol style="list-style-type: none"> 1. กันน้ำไม่ได้ 2. สามารถใช้วิธีการตอกได้ 3. ก่อสร้างได้ง่าย
3. CYLINDER PILE WALL		<ol style="list-style-type: none"> 1. กันน้ำได้ 2. ความแข็งแรงสูง 3. ใช้เครื่องมือเหมือนเสาเข็มเจาะ ยกเว้น SECANT PILE 4. ไม่ต้องใช้ BENTONITE FLUID
4. DIAPHRAGM WALL		<ol style="list-style-type: none"> 1. กันน้ำได้ 2. ความแข็งแรงสูง 3. เป็นโครงสร้างถาวรได้ 4. การเคลื่อนตัวด้านข้างน้อย 5. ใช้ผู้รับเหมาที่ชำนาญเฉพาะด้าน

Table of Coefficients γ and β

Col. No.	1	2	3	JA	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
GROUP	γ	β FACTORS														
		D	$(L+I)_n$	$(L+I)_p$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE	%	
SERVICE LOAD	I	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	160
	IB	1.0	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	**
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	126
	III	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	126
	IV	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	126
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
LOAD FACTOR DESIGN	IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	160
	X	1.0	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	100
	I	1.3	β_D	1.67	0	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	Not Applicable
	IA	1.3	β_D	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1.3	β_D	0	1	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	
	II	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	0	
	III	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	
	IV	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	
	V	1.26	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	0	
	VI	1.26	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	
VII	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1	0		
VIII	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	1		
IX	1.20	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	1		
X	1.30	1	1.67	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	Culvert	

$(L + I)_n$ - Live load plus impact for AASHTO Highway H or HS loading
 $(L + I)_p$ - Live load plus impact consistent with the overload criteria of the operation agency.

* 1.25 may be used for design of outside roadway beam when combination of sidewalk live load as well as traffic live load plus impact governs the design, but the capacity of the section should not be less than required for highway traffic live load only using a beta factor of 1.67. 1.00 may be used for design of deck slab with combination of loads as described in Article 3.24.2.2.

** Percentage = $\frac{\text{Maximum Unit Stress (Operating Rating)}}{\text{Allowable Basic Unit Stress}} \times 100$

For Service Load Design

% (Column 14) Percentage of Basic Unit Stress

No increase in allowable unit stresses shall be permitted for members or connections carrying wind loads only.

$\beta_n = 1.00$ for vertical and lateral loads on all other structures.

For culvert loading specifications, see Article 6.2.

$\beta_n = 1.0$ and 0.5 for lateral loads on rigid frames (check both loadings to see which one governs). See Article 3.20.

For Load Factor Design

$\beta_n = 1.3$ for lateral earth pressure for retaining walls and rigid frames excluding rigid culverts. For lateral at-rest earth pressures, $\beta_n = 1.15$

$\beta_n = 0.5$ for lateral earth pressure when checking positive moments in rigid frames. This complies with Article 3.20.

$\beta_E = 1.0$ for vertical earth pressure

$\beta_D = 0.75$ when checking member for minimum axial load and maximum moment or maximum eccentricity For

$\beta_D = 1.0$ when checking member for maximum axial load and minimum moment Design

$\beta_D = 1.0$ for flexural and tension members

$\beta_E = 1.0$ for Rigid Culverts

$\beta_E = 1.5$ for Flexible Culverts

For Group X loading (culverts) the β_n factor shall be applied to vertical and horizontal loads.

จากประสบการณ์ที่ผ่านมา พบว่าการขุดดินที่มีความลึกมากกว่า 20 ฟุต ในชั้นดินอ่อนจำเป็นต้องนำผนังกันดินและระบบค้ำยันมาใช้เพื่อลดการเคลื่อนตัว ด้านข้าง การอัดแรงล่วงหน้าในค้ำยันจะสามารถใช้ได้ผลดี ในการลดการเคลื่อนตัวของดิน รูปที่ 4.2 แสดงรูปแบบการค้ำยันของผนังดิน

จากรูปหน้าตัดการใช้งานของทางลอดจะเห็นได้ว่า โครงสร้างของตัวทางลอดจะมีลักษณะเป็นโครงข้อแข็งหรือกำแพงชนิดที่มีการค้ำยันถาวรทั้งหมด อย่างไรก็ตามเนื่องจากในการออกแบบจะต้องคำนึงถึงแรงกระทำที่เกิดขึ้นในการก่อสร้างด้วย ดังนั้นในบางกรณี (ขณะที่ก่อสร้าง) จึงต้องพิจารณาเป็นลักษณะโครงสร้างชั่วคราวด้วยเช่นกัน

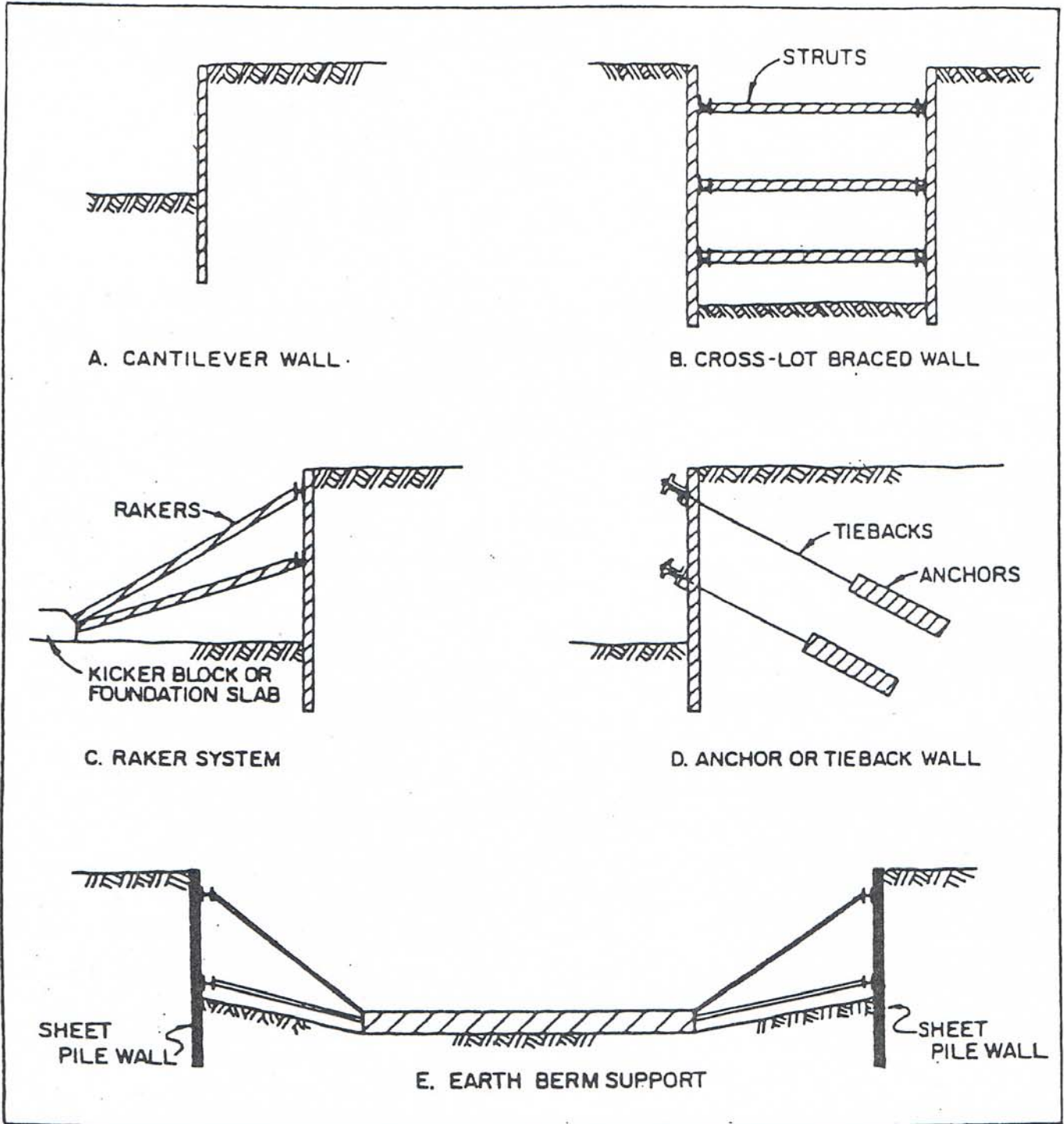
4.2.3 หลักการในการออกแบบ

ทางลอดจะประกอบด้วยโครงสร้างหลายรูปแบบ ในการออกแบบทุกรูปแบบของทางลอดจะต้องคำนึงถึงสิ่ง ต่อไปนี้คือ

- 1.) กำลังรับน้ำหนักในแนวตั้ง
- 2.) ความมั่นคง (เสถียรภาพ) รวม, ส่วนพื้นล่าง
- 3.) การเคลื่อนตัวและการทรุดตัว
- 4.) การป้องกันน้ำ และ
- 5.) ความแข็งแรงของโครงสร้าง

ข้อ 1 – 4 จะกำหนดชนิดขนาดและความลึกของกำแพงดินดินและฐานรากของทางลอดให้ครอบคลุมในทุกเรื่องข้างต้น ส่วนข้อ 5 เป็นการออกแบบรายละเอียดของโครงสร้าง ทั้งนี้จะต้องครอบคลุม ทั้งขณะก่อสร้างและการใช้งานหลังก่อสร้างเสร็จ

- 1.) กำลังรับน้ำหนักในแนวตั้ง ในการออกแบบทางปฐพีวิศวกรรม การรับน้ำหนักในแนวตั้งสามารถออกแบบฐานรากเป็นชนิดฐานรากตื้น (ฐานแผ่) หรือฐานรากลึก (เสาเข็ม) น้ำหนักหรือแรงที่กระทำในแนวตั้ง ได้แก่ น้ำหนักที่ของโครงสร้างและดินถมน้ำหนักบรรทุกจร และแรงยกตัวของน้ำ (น้ำใต้ดิน) โดยทั่วไปในการออกแบบที่ผ่านมามักเลือกใช้เสาเข็ม และ DIAPHRAGM WALL ในการรับแรงในแนวตั้งนี้ ผลที่ได้คือความลึกของเสาเข็มและ DIAPHRAGM WALL เพื่อรับแรงในแนวตั้ง



รูปที่ 4.2 รูปแบบการค้ำยันผนังกันดิน

- 2.) การตรวจสอบด้านเสถียรภาพที่สำคัญแบ่งออกเป็น 2 ส่วนคือ เสถียรภาพรวมของกำแพงกันดิน (OVERALL STABILITY) และเสถียรภาพของส่วนพื้นล่าง (BASE UPHEAVE) โดยจะต้องมีค่าความปลอดภัยไม่ต่ำกว่าที่กำหนด

	F.S	วิธีการ
OVERALL STABILITY	1.3 ⁽¹⁾ – 1.5 ⁽²⁾ 1.1 ⁽³⁾	LIMIT EQUILIBRIUM METHOD
BASE UPHEAVE	1.5 ⁽²⁾	BEARING CAPACITY OF BASE

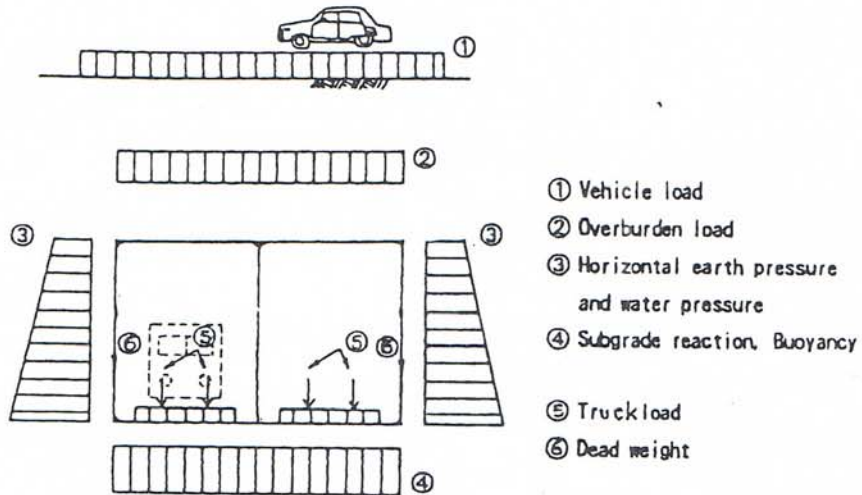
(1) งานทั่วไป (2) งานที่ทนต่อความเสียหายได้น้อย (3) กรณีแผ่นดินไหว ผลที่ได้คือ ความลึกของเสาเข็มและ DIAPHRAGM WALL ทางด้านเสถียรภาพ

- 3.) การเคลื่อนตัวและการทรุดตัว AASHTO ให้ข้อแนะนำทั่วไปสำหรับการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวของโครงสร้างกำแพงกันดินเป็นดังนี้คือ

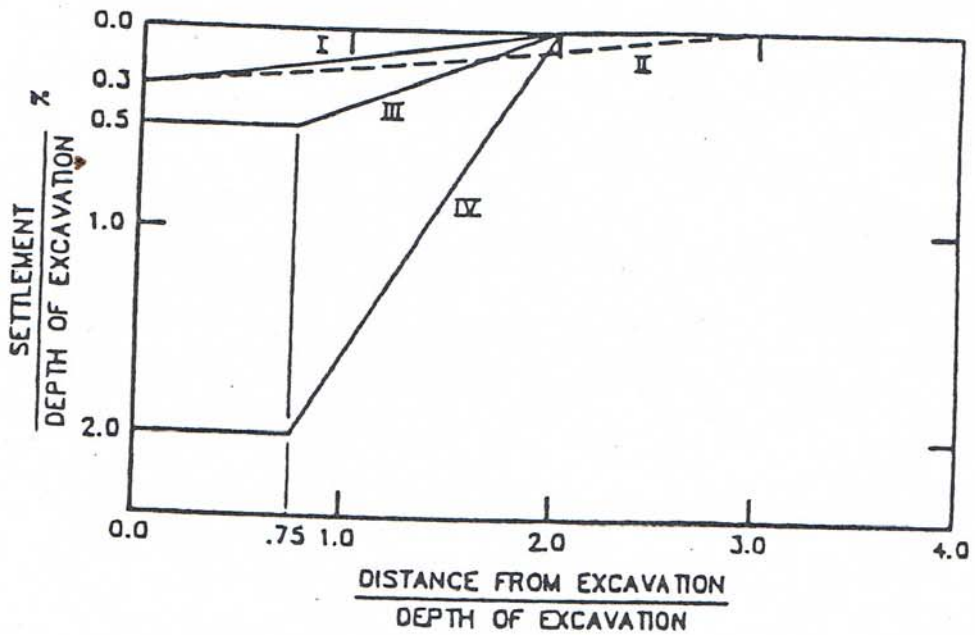
	ลักษณะของโครงสร้าง	ค่าการเคลื่อนตัว
การทรุดตัว	โครงสร้างแบบ SIMPLE SPAN	0.005 – 0.008 ของ SPAN
	โครงสร้างแบบต่อเนื่อง	0.004 ของ SPAN
	โครงข้อแข็ง	N/A
การเคลื่อนตัวด้านข้าง	เมื่อรวมกับการทรุดตัวในแนวตั้ง	1"
	เมื่อการทรุดตัวน้อย	1 1/2"

อย่างไรก็ตามการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวที่ออกแบบอาจมากกว่าที่แนะนำไว้ได้ โดยขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของโครงสร้างที่ออกแบบไว้ การเคลื่อนตัวและการทรุดตัวอย่างคร่าว ๆ ของผนังกันดินชนิดค้ำยันอาจประมาณได้โดยใช้ CHART รูปที่ 4.3

Loading diagram for structure analysis



รูปที่ 4.1 แรงกระทำหลักต่อโครงสร้างถาวร



- CURVE I = Sand
- CURVE II = Stiff to very hard clay
- CURVE III = Soft to medium clay, factor of Safety against basal heave $\left(= \frac{5.1 S_u}{\gamma H + q} \right)$ Equal to 2.0
- CURVE IV = Soft to medium clay, factor of Safety against basal heave $\left(= \frac{5.1 S_u}{\gamma H + q} \right)$ Equal to 1.2

Settlement Profiles Behind Braced or Anchored Walls
 Modified after Clough and O'Rourke (1990)

รูปที่ 4.3 การทรุดตัวโดยประมาณของผิวดินจากการขุดดินด้วยผนังกันดินชนิดค้ำยัน

การเคลื่อนตัวและการทรุดตัวจะมีผลต่อหน่วยแรงในโครงสร้างด้วย ในปัจจุบันวิศวกรและผู้ออกแบบสามารถใช้คอมพิวเตอร์โปรแกรมในการวิเคราะห์ด้วยวิธี FINITE ELEMENT เพื่อหาค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้น และการเคลื่อนตัวได้อย่างละเอียดและใกล้เคียงความเป็นจริงมากขึ้น นอกจากนี้เนื่องจากพื้นที่กรุงเทพมหานครมีการทรุดตัวของแผ่นดินเกิดขึ้นอยู่ตลอดเวลา ดังนั้น การออกแบบจึงควรพิจารณาผลกระทบที่อาจเกิดต่อทางลอด โดยเฉพาะอย่างยิ่งบริเวณรอยต่อระหว่างโครงสร้างที่ฐานรากมีแนวโน้มเกิดการทรุดตัวไม่เท่ากันได้ด้วย

4.) การป้องกันน้ำ

ผนังกันดินถาวรจะต้องสามารถป้องกันน้ำเข้าสู่ทางลอดได้ดี ขณะเดียวกันในการออกแบบจะต้องคำนึงถึง การป้องกันน้ำในขณะก่อสร้างอย่างเหมาะสม เนื่องจากตัวทางลอดในเขตกรุงเทพมหานคร วางอยู่ในชั้นดินเหนียว ซึ่งมีค่าความซึมน้ำต่ำ และมีชั้นดินเหนียวที่สามารถใช้ในการช่วยป้องกันน้ำได้มาก ปัญหาการป้องกันน้ำจึงไม่ใช่ปัญหาสำคัญนัก น้ำที่จะไหลเข้าสู่ทางลอดจะได้แก่ น้ำที่เกิดจากการแตกตัวของท่อระบายน้ำ ท่อประปา ในดินช่วงบน และน้ำจากชั้นทรายบาง ๆ ที่ระดับตื้น ซึ่งอาจสามารถซึมผ่านรอยต่อของผนังเข้ามาได้บ้าง น้ำดังกล่าวจะมีปริมาณไม่มากและสามารถออกแบบป้องกันได้ด้วยการคาดผิวอีกชั้นหนึ่ง โดยหลักการแล้วผนังของทางลอดจะเป็นชนิดที่น้ำซึมผ่านไม่ได้ และมีปลายล่างฝังอยู่ในชั้นดินที่มีค่าความซึมน้ำต่ำ (CUT-OFF-WALL)

5.) ความแข็งแรงของโครงสร้าง

การออกแบบทางโครงสร้างจะดำเนินการหลังจากที่ได้รูปแบบและขนาดที่ครอบคลุมทุกกรณีข้างต้น แล้วทำการวิเคราะห์โครงสร้างในทุกกรณีของแรงกระทำ และขั้นตอนการก่อสร้าง โดยใช้สมมุติฐาน วิธีการก่อสร้างที่เห็นว่าเหมาะสม ในการวิเคราะห์ อย่างไรก็ตามควรตระหนักด้วยว่าการก่อสร้างกำแพงกันดินและการขุดดินลึกจำเป็นจะต้องดำเนินการโดยผู้รับเหมาที่มีความรู้ความเข้าใจและประสบการณ์สูงทั้งนี้เนื่องจาก ขั้นตอนในการทำงานและคุณภาพของงานจะมีผลต่อแรงกระทำต่อโครงสร้างเป็นอย่างมาก ผู้ออกแบบย่อมไม่สามารถออกแบบโดยให้ครอบคลุมผลกระทบเนื่องจากระดับความแตกต่างของคุณภาพของผู้รับเหมาแต่ละรายได้ทั้งหมดทุกกรณี

การวิเคราะห์ทางโครงสร้างจัดทำโดยการสร้างรูปแบบจำลองของโครงสร้าง โดยใช้ค่าตัวแปรทางปฐพีวิศวกรรมของดิน (E, ν) ค่าแรงดันดิน และแรงกระทำอื่น ๆ ในแต่ละกรณี แต่ละรูปแบบของโครงสร้างรวมทั้งในสภาวะ ชั่วคราว (ขณะก่อสร้าง) และถาวร (ใช้งาน) ผลลัพธ์ที่ได้ คือ แรงดัด แรงเฉือน แรงบิด แรงดึง และแรงอัด ที่นำมาใช้ในการออกแบบรายละเอียดของโครงสร้างแต่ละชิ้นส่วนต่อไป

4.2.4 ขั้นตอนและวิธีการออกแบบ

รูปแบบและวิธีการออกแบบในการบรรยายนี้ เป็นไปตามที่เสนอแนะใน NAVFAC DM-7.2 ที่สอดคล้องกับข้อกำหนดของ AASHTO สามารถแบ่งออกเป็น 2 ขั้นตอน คือ

- 1) การกำหนดความลึกของฐานรากเสาเข็มและกำแพงกันดิน และ
- 2) การออกแบบทางโครงสร้างของทางลอด

ขั้นตอนที่ 1

การกำหนดความลึกของฐานรากเสาเข็มแต่ละช่วงของทางลอด

- a) กำหนดรูปแบบเบื้องต้นของฐานราก
- b) คำนวณหาแรงกระทำในแนวดิ่งของฐานรากเสาเข็ม : น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง (แรงกด) กำหนดโดยหมวดหมู่ Group I, X และแรงดึงโดยหมวดหมู่ Group I, II V เป็นต้น
- c) คำนวณกำลังรับน้ำหนักของฐานราก โดยใช้ STATIC FORMULA
$$\text{Qult (compression)} = Q_f + Q_b - W_p \quad (F.S = 2.5)$$
$$\text{Qult (tension)} = Q_f + W_p \quad (F.S = 2.0)$$
- d) รูปแบบและความลึกของฐานรากที่ต้องการสำหรับแรงในแนวดิ่ง

สำหรับพื้นที่ในเขตกรุงเทพมหานคร และปริมณฑลควรกำหนดให้ความลึกของเสาเข็มมีค่าน้อยที่สุด เพื่อลดผลกระทบจากการทรุดตัวที่เกิดขึ้นกับส่วนเชื่อมต่อที่ไม่มีเสาเข็ม

ขั้นตอนที่ 2

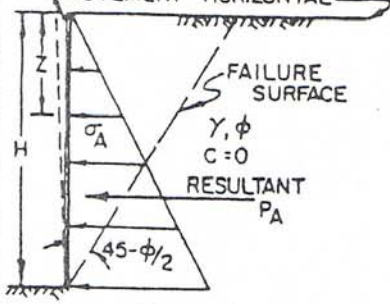
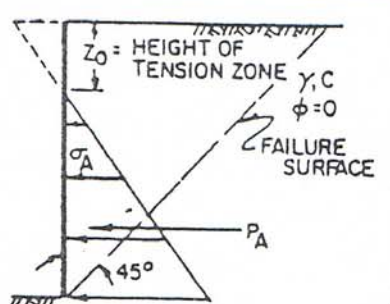
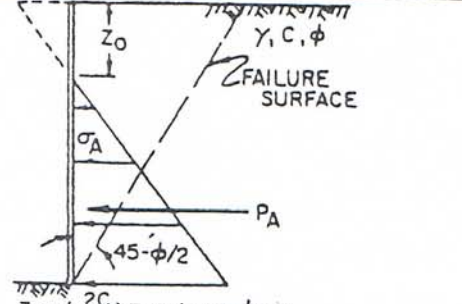
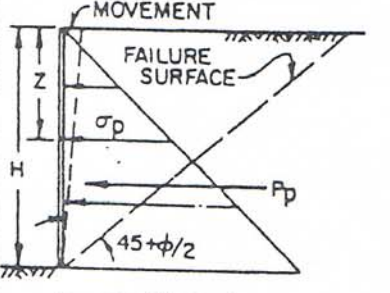
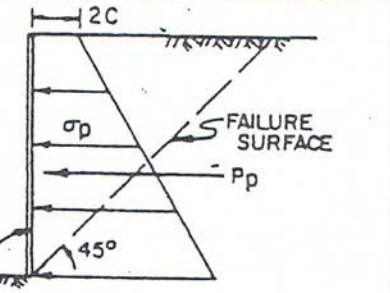
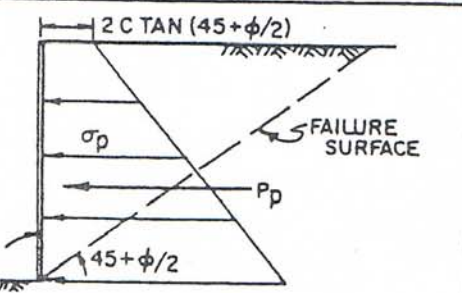
การออกแบบความมั่นคงและโครงสร้างของทางลอด

- a) กำหนดรูปแบบจำลองทางโครงสร้างสำหรับช่วงต่าง ๆ ที่สอดคล้องกับขั้นตอนที่ 1
- b) ตั้งสมมุติฐานวิธีการก่อสร้าง และการค้ำยัน
- c) คำนวณหาแรงกระทำพื้นฐานทั้งแนวตั้งและแนวราบต่อโครงสร้าง สำหรับช่วงต่าง ๆ
 - แรงดันดิน (รูปที่ 4.4)
 - แรงดันน้ำ กรณีสูงสุด และต่ำสุด
 - น้ำหนักบรรทุกจร (รูปที่ 4.5)
 - SURCHARGE และอื่น ๆ
- d) ตรวจสอบความมั่นคง (STABILITY) ของกำแพง
 - ช่วงที่เป็น Cantilever (รูปที่ 4.6)
 - ช่วงที่มีค้ำยัน (รูปที่ 4.7 - 4.9)
- e) วิเคราะห์โครงสร้างในแต่ละกรณี โดยใช้หมวดหมู่แรงกระทำทุกกรณี
 - ขณะก่อสร้าง (รูปที่ 4.9 - 4.11)
 - ขณะใช้งาน (รูปที่ 4.12)
- f) ออกแบบรายละเอียดโครงสร้าง
 - แบบรายละเอียด (รูปที่ 4.13 - 4.14)

4.2.5 ข้อมูลทางปฐพีวิศวกรรมที่ใช้ในการออกแบบ

สุรฉัตร (2530) ได้แนะนำวิธีการหาข้อมูลทางปฐพีวิศวกรรมที่จะนำไปประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบผนังกันดินแบบ sheet pile โดยสรุปไว้ในตารางที่ 4.2 นอกจากนั้นในการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้ทฤษฎี Elastic จำเป็นต้องทราบตัวแปรที่สำคัญซึ่งสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ ดังนี้คือ

ค่าอีลาสติคโมดูลัส (Es) secant	=	100 - 180 Su
ค่าอีลาสติคโมดูลัส (Es) tangent	=	250 - 400 Su
ค่าโมดูลัสเฉือนของดิน (Gs)	=	$\frac{E}{(1 + \nu) 2}$

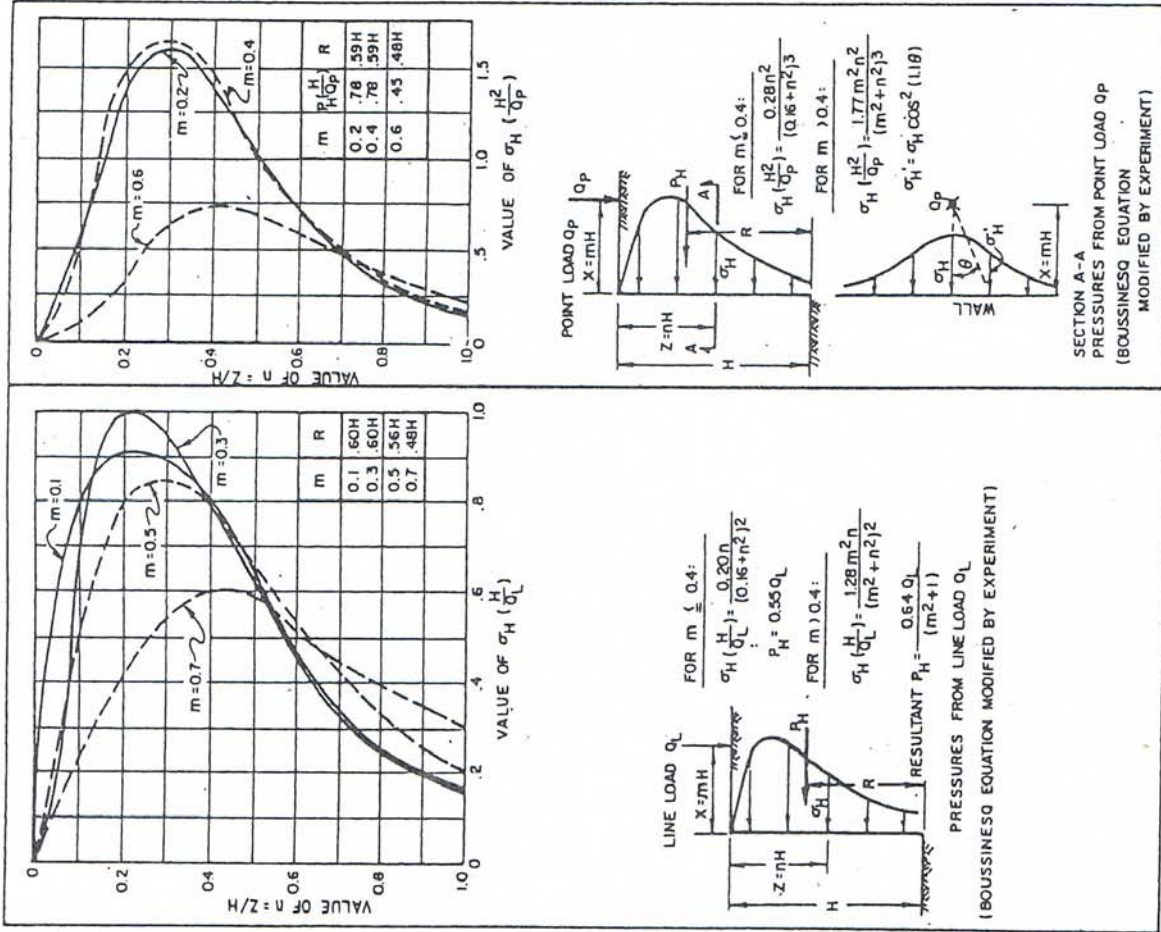
GRANULAR SOIL	COHESIVE SOIL, NO FRICTIONAL RESISTANCE	COMBINED COHESION AND FRICTION
ACTIVE PRESSURES		
 <p> $K_A = \tan^2(45 - \phi/2)$ $\sigma_A = K_A \gamma Z$ $P_A = K_A \gamma H^2/2$ </p>	 <p> $Z_0 = 2C/\gamma$ $\sigma_A = \gamma Z - 2C$ $P_A = \gamma H^2/2 - 2CH + \frac{2C^2}{\gamma}$ </p>	 <p> $Z_0 = (-\frac{2C}{\gamma}) \tan(45 + \phi/2)$ $\sigma_A = \gamma Z \tan^2(45 - \phi/2) - 2C \tan(45 - \phi/2)$ $P_A = (\frac{\gamma H^2}{2}) \tan^2(45 - \phi/2) - 2CH \tan(45 - \phi/2) + \frac{2C^2}{\gamma}$ </p>
PASSIVE PRESSURES		
 <p> $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ $\sigma_p = K_p \gamma Z$ $P_p = K_p \gamma H^2/2$ </p>	 <p> $\sigma_p = \gamma Z + 2C$ $P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2CH$ </p>	 <p> $\sigma_p = \gamma Z \tan^2(45 + \phi/2) + 2C \tan(45 + \phi/2)$ $P_p = (\frac{\gamma H^2}{2}) \tan^2(45 + \phi/2) + 2CH \tan(45 + \phi/2)$ </p>

THE CASES SHOWN INVOLVE THE FOLLOWING ASSUMPTIONS.

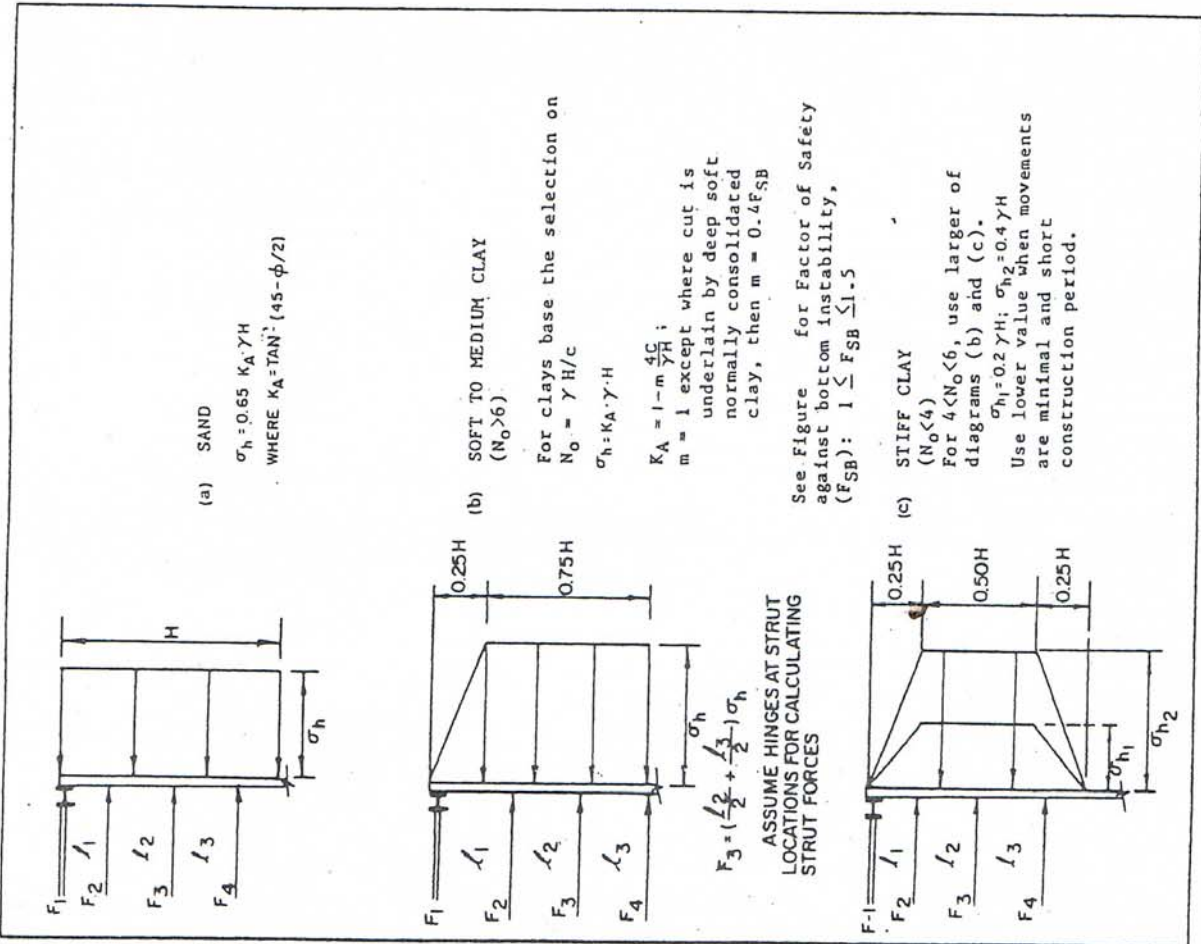
1. MATERIALS ARE HOMOGENEOUS.
2. SUFFICIENT MOVEMENT HAS OCCURRED SO SHEAR STRENGTH ON RUPTURE SURFACE IS COMPLETELY MOBILIZED.
3. WALL IS VERTICAL. NO SHEAR FORCES ARE PRESENT ON BACK OF WALL. RESULTANT FORCES ARE HORIZONTAL.

UNDER THESE CONDITIONS, RESULTANT PRESSURES ARE ACTIVE AND PASSIVE VALUES, AND RUPTURE SURFACE IS A STRAIGHT PLANE THROUGH HEEL OF WALL. EFFECTS OF SURCHARGE AND GROUNDWATER PRESSURES ARE NOT INCLUDED

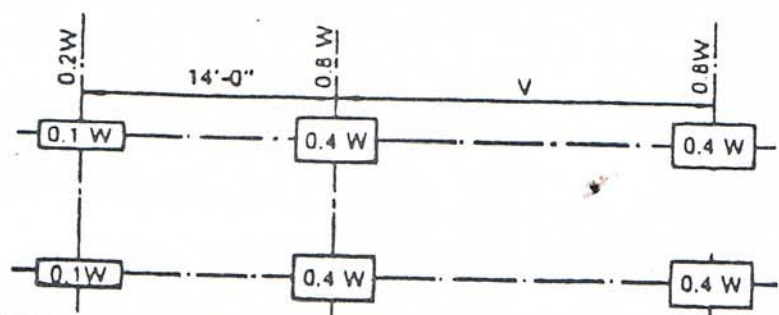
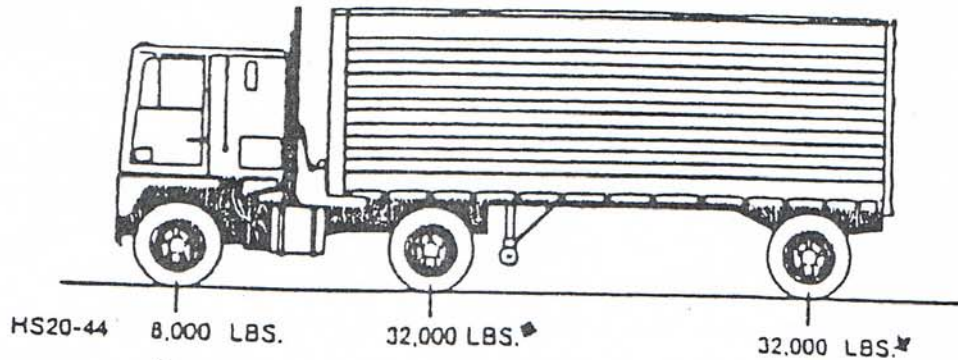
รูปที่ 4.4.1 การคำนวณแรงดันดินด้านข้างทั่วไป



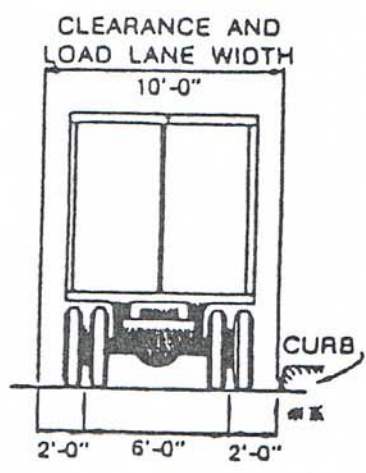
รูปที่ 4.4-2 แรงดันดินที่กระทำต่อผนัง เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกบนผิวดิน



รูปที่ 4.4-3 แรงดันดินที่กระทำต่อผนัง (ยึดหยุ่น) ชนิดมีค้ำยัน



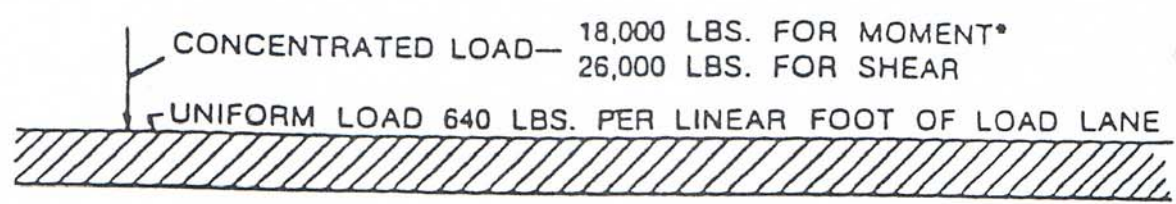
W = COMBINED WEIGHT ON THE FIRST TWO AXLES WHICH IS THE SAME AS FOR THE CORRESPONDING H TRUCK.
 V = VARIABLE SPACING — 14 FEET TO 30 FEET INCLUSIVE. SPACING TO BE USED IS THAT WHICH PRODUCES MAXIMUM STRESSES.



Standard HS Trucks

*In the design of timber floors and orthotropic steel decks (excluding transverse beams) for H 20 loading, one axle load of 24,000 pounds or two axle loads of 16,000 pounds each, spaced 4 feet apart may be used, whichever produces the greater stress, instead of the 32,000-pound axle shown.

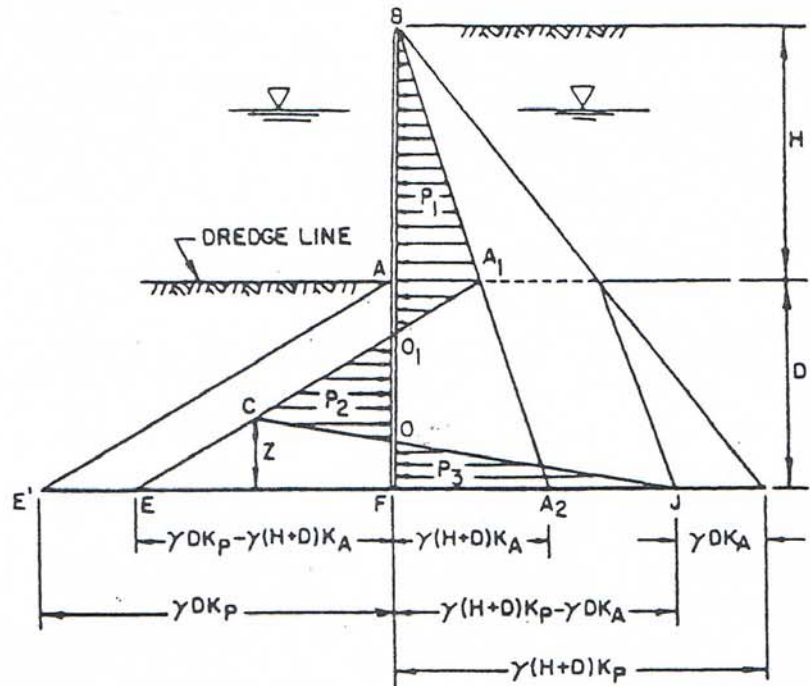
**For slab design, the center line of wheels shall be assumed to be 1 foot from face of curb.



H20-44 LOADING
 HS20-44 LOADING

รูปที่ 4.6 การวิเคราะห์ผนังกันดินแบบยื่น

NOTE: WATER LEVELS CAN BE DIFFERENT ON OPPOSITE SIDES DUE TO PUMPING, TIDAL FLUCTUATIONS AND OTHER REASONS.



1. สมมุติระยะของฝังผนังเป็น D ระยะ D สามารถประมาณได้จาก

Standard Penetration Resistance, N Blows/foot	Depth of Penetration * D
0 - 4	2.0H
5 - 10	1.5H
11 - 30	1.25H
31 - 50	1.0H
+50	0.75H

2. หาค่าแรงดันดินด้านข้าง active และ passive โดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์ที่เหมาะสม กรณีที่ใช้ทฤษฎีของ Coulomb ให้เลือกใช้ค่าที่ปลอดภัยสำหรับ Passive Pressure
3. แก้สมการสมมูลย์ของ Σ แรงด้านข้าง เท่ากับ ศูนย์

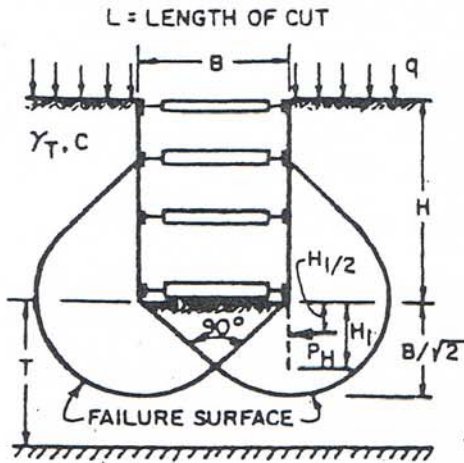
$$\Delta (EA_1A_2) - \Delta (FBA_2) - \Delta (ECJ) = 0$$

และสมการโมเมนต์รอบจุดใด ๆ เท่ากับศูนย์ เพื่อหาค่า Z

4. หาค่าโมเมนต์รอบจุด F ถ้าไม่เท่ากับศูนย์ ปรับค่า D แล้วคำนวณซ้ำจนได้
5. หาค่าโมเมนต์สูงสุดในผนังที่ตำแหน่งแรงเฉือนเท่ากับศูนย์
6. เพิ่มค่า D 20 - 40 % เพื่อให้ได้ค่าความปลอดภัยเพียงพอ

รูปที่ 4.7 การตรวจสอบ BASE UPHEAVE สำหรับการขุดดินเหนียวโดยมีค้ำยัน

1) $T > 0.7B$



กรณีมีปลายผนังฝังลงในชั้นดินข้างล่าง

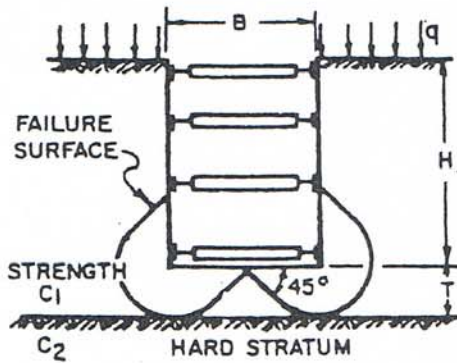
$$F.S = \frac{N_c \cdot C}{\gamma_T H + q}$$

ถ้า $F.S < 1.5$ ให้เพิ่มความยาวผนังลงในดินเพื่อเพิ่ม F.S

$$H_1 > \frac{2}{3} \sqrt{\frac{B}{2}}, P_H = 0.7 (\gamma_T H B - 1.4 C H - \pi C B)$$

$$H_1 < \frac{2}{3} \sqrt{\frac{B}{2}}, P_H = 1.5 H_1 \left(\frac{\gamma_T H B - 1.4 C H - \pi C B}{B} \right)$$

2) $T \leq 0.7B$



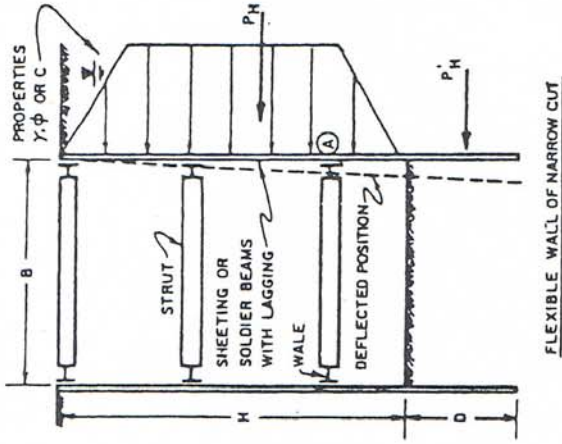
กรณีไม่มีปลายผนังฝังลงในชั้นดินข้างล่าง

$$F.S = \frac{N_{CD} \cdot C_1}{\gamma_T H + q} \quad (\text{continuous})$$

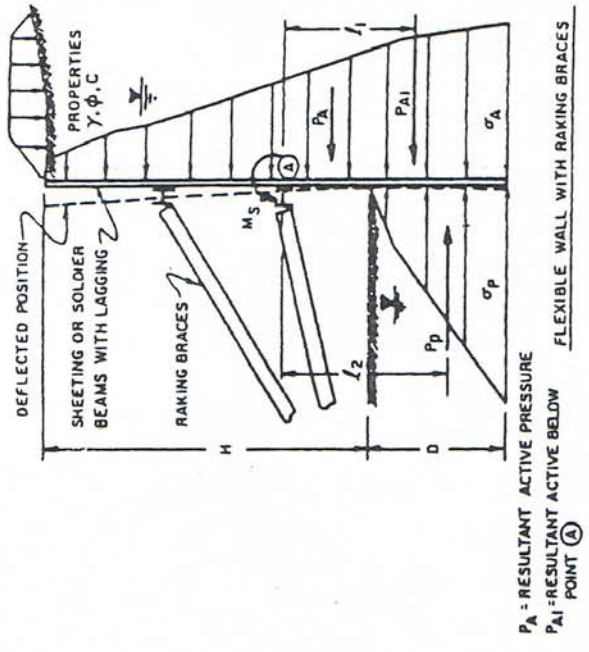
$$F.S = \frac{N_{CR} \cdot C_1}{\gamma_T H + q} \quad (\text{rectangular})$$

หมายเหตุ

- 1) N_c, N_{CD}, N_{CR} = Bearing Capacity Factor (NAVFAC DM-7.2)
 C, C_1 = Undrained Shear Strength ของดินชั้นบน
 q = Surface Surcharge
- 2) ชั้นดินมีคุณสมบัติสม่ำเสมอ
- 3) ไม่คำนึงถึงแรงเสียดทานด้านหลังของผนัง



1. การคำนวณแรงดันดินบนผนังใช้วิธีตามรูปที่ 4.4 - 3 หน่วยน้ำหนักของดินในใช้ $\gamma = \gamma_{SUB}$ แล้วบวกด้วยแรงดันน้ำ สำหรับส่วนที่อยู่ต่ำกว่าพื้นล่างที่จุดใช้ $\gamma = \gamma_T$
2. หาค่าเสถียรภาพของพื้นที่ซึ่งได้ใช้วิธีตามรูป 4.7 ถ้ามีเสถียรภาพดีให้ยึดปลายผนังลงไปพอประมาณ ถ้าเสถียรภาพไม่เพียงพอต้องเพิ่มความลึกของผนังลงไปจนเพียงพอ และมีแรง P'_H เกิดขึ้น
3. ผนังจะต้องสามารถต้องป้องกันกรรมิของน้ำเข้ามาได้
4. โมเมนต์ในผนังระหว่างค้ำยัน $= 0.8 \times$ (simple span moment) ยกเว้นช่วงบนสุด จะเท่ากับ 1.0 (simple span moment) โมเมนต์ที่จุด A คำนวณจากส่วนที่ยื่นลงมาจากจุด A รวมทั้งผลของ P'_H ด้วย
5. แรงปฏิกิริยาในค้ำยันคำนวณเป็นลักษณะ Simple span

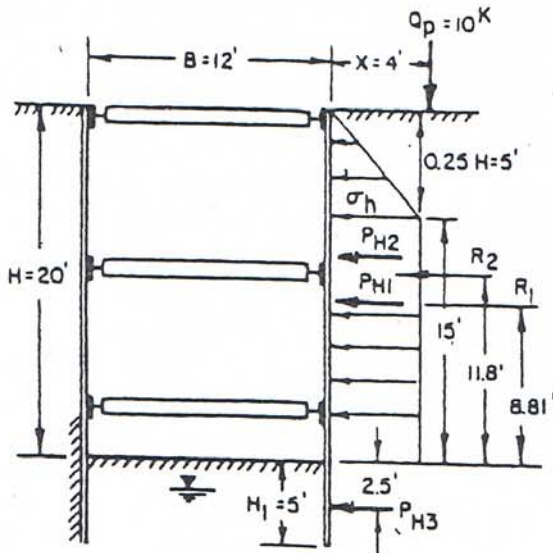


1. การคำนวณแรงดันดินบนผนังใช้วิธีตามรูป 4.4 - 1 สำหรับดินทราย การคิด passive Pressure ให้ค่านิ่งแรงเสียเท่ากับผนังด้วย
2. ค่าโมเมนต์สูงสุดสุดมักเกิดขึ้นหลังการขุดและก่อนการติดตั้งค้ำยันในระหว่างการก่อสร้าง การคำนวณให้คิดเป็น simple span ระหว่างจุดที่ค้ำยัน ณ จุดที่ค่าแรงดันสุดหือเป็นศูนย์
3. ในสภาวะชั่วคราว ขณะก่อสร้างใช้ F.S = 1.5 ในการคำนวณหา Passive pressure ให้ค่านิ่งถึงผลของ Surcharge และความแข็งแรงของค้ำยันคำนวณด้วยการเพิ่มแรงกระทำสำหรับระบบค้ำยันช่วงบนขึ้น 15%
4. การกำหนดระยะระยะฝั่งลึกของผนังจากระดับสุดท้ายที่ขุด พิจารณาโดยใช้สมการสมดุลย์ของ FREE END SPAN ที่จุด A ซึ่งสมมุติให้เป็นจุดยึดแน่น

$$P_{A1} l_1 - P_2 l_2 - M_s = 0$$

$$M_s = \text{ค่าโมเมนต์ที่ยอมให้ของผนังกันดิน}$$
5. หาค่าโมเมนต์ของผนังช่วงที่ต่ำกว่าจุด A ต่อแรงที่กระทำ

รูปที่ 4.8 ข้อกำหนดในการออกแบบ



GIVEN CONDITIONS:

EXCAVATION IN SILTY CLAY.
 $C = 400 \text{ PSF}$, $\phi = 0$, $\gamma_T = 120 \text{ PCF}$
 LENGTH OF EXCAVATION, $L = 80'$

DETERMINE: PRESSURES ON WALL. FORCE ON BURIED LENGTH OF SHEETING AND STABILITY OF BASE OF CUT.

STABILITY OF BASE OF CUT (SEE FIGURE)

$$F_{SB} = \frac{N_c C}{\gamma_T H + q}, q = 0 \text{ (NO UNIFORM SURCHARGE)}$$

FOR N_c , $\frac{H}{B} = \frac{Z}{B} = \frac{20}{12} = 1.67$,

$$\frac{B}{L} = \frac{12}{80} = 0.15, N_{cc} = 6.9$$

$$N_{CR} = N_{CC} (1 + 0.2 B/L) = 6.9 (1 + 0.2 (0.15)) = 7.1$$

$$F_S = \frac{7.1 \times 400}{120 \times 20 + 0} = 1.18 < 1.5$$

DRIVE SHEETING BELOW BOTTOM OF EXCAVATION

PRESSURE ON WALL FROM SURROUNDING SOIL (SEE FIGURE)

$$K_A = 1 - m \frac{4C}{\gamma H}; m = 0.4 F_{SB} = 0.4 \times 1.18 = 0.47$$

$$= 1 - (0.47) \left(\frac{4 \times 400}{120 \times 20} \right) = 0.69$$

$$\sigma_h = K_A \gamma H = 0.69 \times 0.12 \times 20 = 1.66 \text{ KSF}$$

$$P_{H1} = \frac{(15 + 20)(1.66)}{2} = 29.05 \text{ KIPS}$$

LOCATION OF RESULTANT:

$$R_1 = \frac{1.66 \times 5/2 \times (15 + 5/3) + 1.66 \times 15 \times 15/2}{29.05} = 8.81'$$

PRESSURES ON WALL FROM SURCHARGE (SEE FIGURE)

$$m = \frac{x}{H} = \frac{4}{20} = 0.2$$

$$P_{H2} = .78 \frac{Q_p}{H} = .78 \frac{10}{20} = .39 \text{ KIP}$$

LOCATION OF RESULTANT:

$$R_2 = .59 H = .59 \times 20 = 11.8'$$

FORCE ON BURIED LENGTH OF SHEETING: (SEE FIGURE)

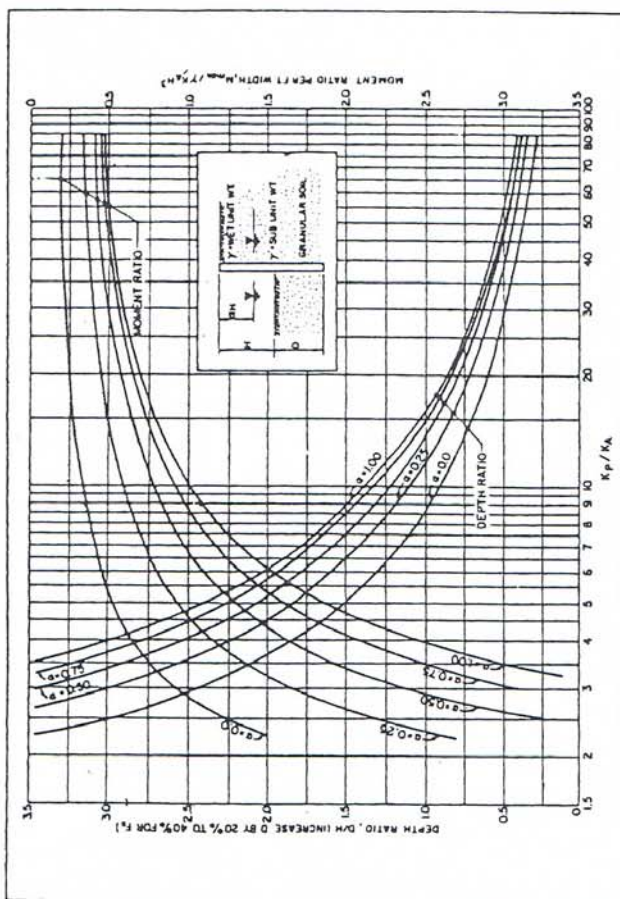
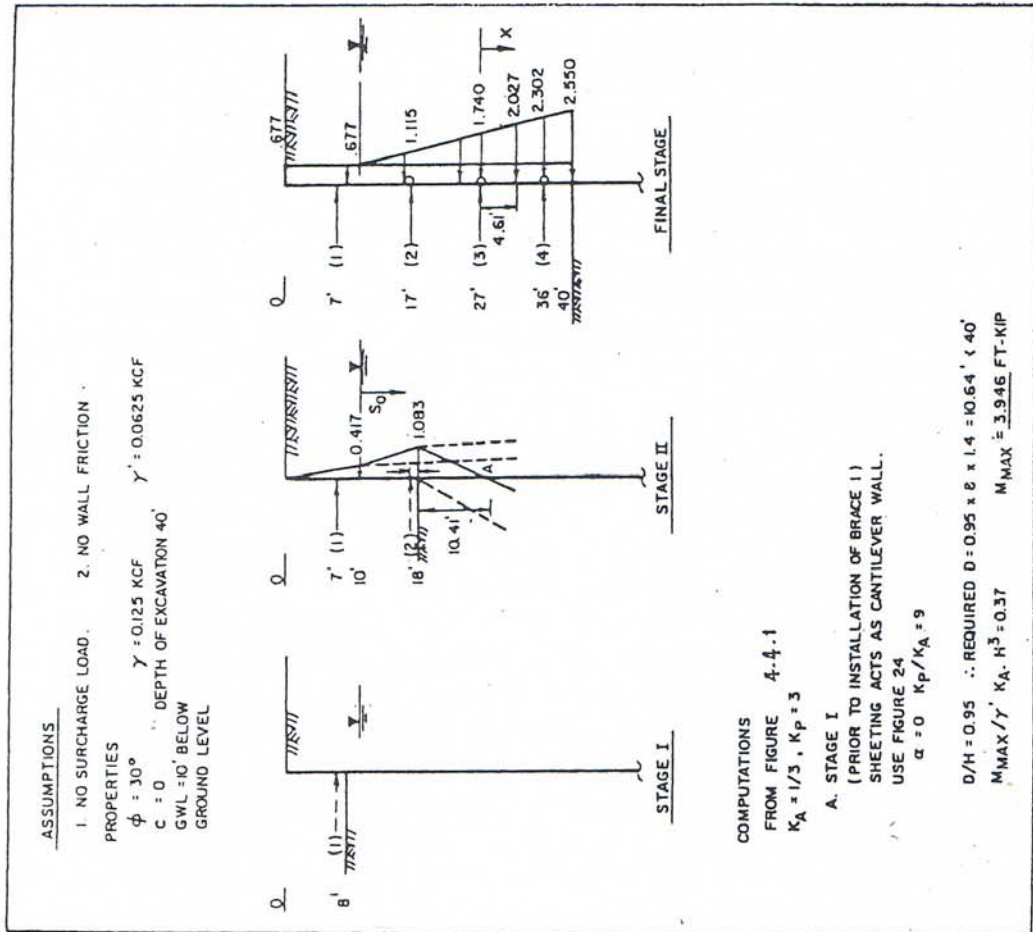
ASSUME $H_1 = 5 \left(\frac{2}{3} \frac{B}{\sqrt{2}} \right)$, FOR $T > 0.7B$ RESULTANT FORCE P_{H3} :

$$P_{H3} = 1.5 H_1 \left(\gamma_T H - \frac{1.4CH}{B} - \pi C \right)$$

$$P_{H3} = 1.5 \times 5 \left(0.12 \times 20 - \frac{1.4 \times 4 \times 20}{12} - 3.14 \times 4 \right) = 1.6 \text{ KIP}$$

NOTE: ALL COMPUTATIONS ARE PER LINEAR FOOT OF WALL.

รูปที่ 4.9 ตัวอย่าง การคำนวณหาค่าและแรงดันดิน ของกำแพงกันดิน (ยึดหุ่น) ชนิดค้ำยันในดินเหนียว สภาพไม่มีการระบายน้ำ



รูปที่ 4.10 ตัวอย่าง การคำนวณผนังกันดิน เนื่องจากขั้นตอนการขุดดิน

B. STAGE II

1. ACTIVE PRESSURE

AT WATER LEVEL, $\sigma_A(10) = 1/3 \times 0.125 \times 10 = 0.417$ KSF
 AT EXCAVATION LEVEL, $\sigma_A(18) = 0.417 + 1/3 \times 0.0625 \times 8 = 0.583$ KSF
 WATER PRESSURE ON ACTIVE SIDE

$$P_w(18) = 0.0625 \times 8 = 0.500 \text{ KSF}$$

$$\text{TOTAL PRESSURE } (18) = \sigma_A(18) + P_w(18) = 1.083 \text{ KSF}$$

2. POINT OF ZERO NET PRESSURE

APPLY $F_s = 1.5$ TO K_p
 SLOPE OF THE NET PRESSURE DIAGRAM = $(3/1.5 - 1/3) / 0.0625 = 0.104$
 DISTANCE TO (A) = $\frac{1.083}{0.104} = 10.41$ FT

3. REACTION AT (1) AND (A) PER LINEAR FOOT OF WALL

ASSUME HINGE (ZERO BENDING MOMENT) AT (A)
 $R(1) = [(1.083 \times 10.41 + 1/2 \times (2/3 \times 10.41) + (1.083 - 0.417) \times 8 \times 1/2 \times (10.41 + 8/3)) + 0.417 \times 8 \times (10.41 + 8/2) + 0.417 \times 10 \times 1/2 \times (10.41 + 8 + 10/3)] \times \frac{1}{(10.41 + 11)}$

$$R(1) = 7.817 \text{ K, USE } R(1) = 1.15 \times 7.817 = 8.99 \text{ K} \approx 9.0 \text{ K}$$

$$R(A) = 5.905 \text{ K} \approx 5.9 \text{ K}$$

4. POINT OF ZERO SHEAR

TRY A LOCATION BETWEEN BOTTOM OF EXCAVATION (DEPTH 18') AND (1)
 $7.817 - (1/2 \times 10 \times 0.417) - (S_0 \times 0.417) - (1/2 \times S_0 \times \frac{0.566}{8} \times S_0) = 0, S_0 = 7.75'$

5. MAXIMUM MOMENT

$$M_{MAX} = [2.817 \times (7.75 + 3)] - [(1/2 \times 10 \times 0.417) \times (7.75 + \frac{10}{3})] - [(7.75 \times 0.417) \times \frac{7.75}{2}] - [(1/2 \times 7.75^2 \times \frac{0.566}{8}) \times \frac{7.75}{3}] = 41.9 \text{ FT-KIP}$$

C. FINAL STAGE

1. PRESSURE DISTRIBUTION

USE PRESSURE DIAGRAM FROM FIGURE 26

$$\gamma_{av} = 0.25 \times 0.125 + 0.75 \times 0.0625 = 0.0781 = 1 \text{ KSF}$$

$$\sigma_h = 0.65 \times 1/3 \times 0.0781 \times 40 = 0.677 \text{ KSF}$$

$$P_w(30) = 0.0625 \times 30 = 1.875 \text{ KSF}$$

2. STRUT LOADS PER LINEAR FOOT OF WALL

$$R(1) = [0.677 \times 17^2/2 + 0.0625 \times 7^2/2 \times 7/3] / 10 = 10.14 \text{ K, FOR DESIGN } R(1) = 11.5 \times 10.14 = 11.66 \text{ K}$$

$$R(2) = \left[\frac{[(0.677 \times 17) + (1/2 \times (1.115 - 0.677) \times 7) - 10.14]}{(1/2 \times (1.740 - 1.115) \times 10 \times 10/3)} \right] / 10 = 9.52 \text{ K}$$

$$R(3) = \left[\frac{[(0.677 \times 27) + (1/2 \times (1.740 - 0.677) \times 17) - 10.14 - 9.52]}{(1/2 \times (2.302 - 1.740) \times 9 \times 9/3)} \right] / 9 = 16.33 \text{ K}$$

$$R(4) = \left[\frac{[(36 \times 0.677) + (1/2 \times (2.302 - 0.677) \times 26) - 10.14 - 9.52 - 16.33]}{(1/2 \times (2.550 - 2.302) \times 4 \times 4/3)} \right] / 4 = 14.27 \text{ K}$$

3. MOMENT

MAXIMUM MOMENT IS LIKELY TO OCCUR BETWEEN (3) AND (4).
 POINT OF ZERO SHEAR FROM (3).

$$\left[\frac{[(1.74 \times 9 \times 9/2) + 1/2 \times (2.302 - 1.74) \times 9 \times 9/3]}{8.67} \right] \times 1/9 = 1.74 \text{ (ft)} + (1/2) \left[\frac{2.302 - 1.74}{9} \right] (x)$$

$$x = 4.61 \text{ FT, } \sigma = 2.027 \text{ KSF}$$

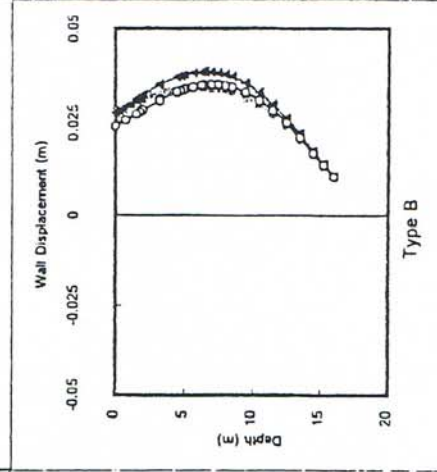
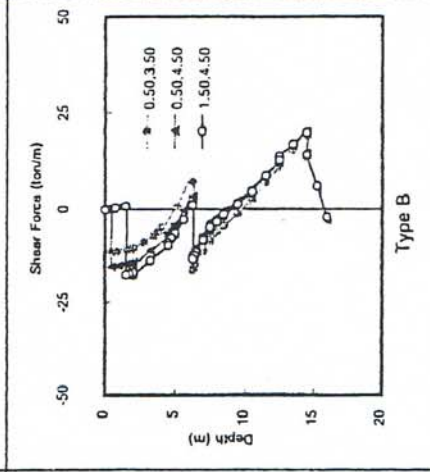
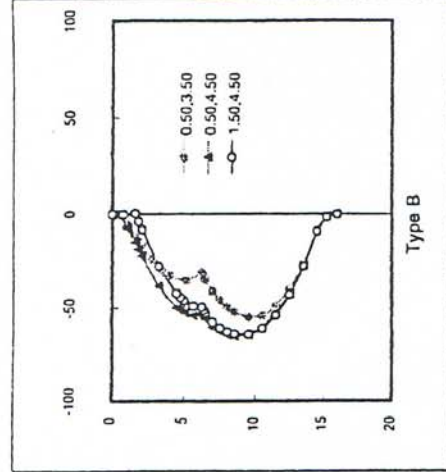
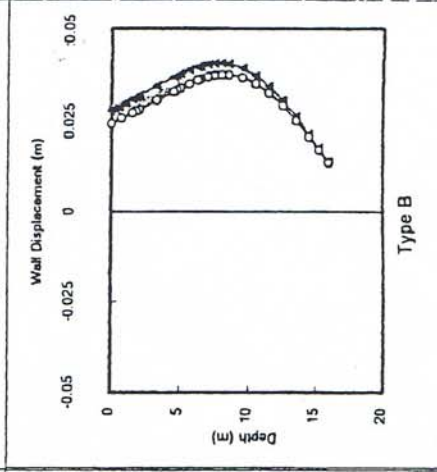
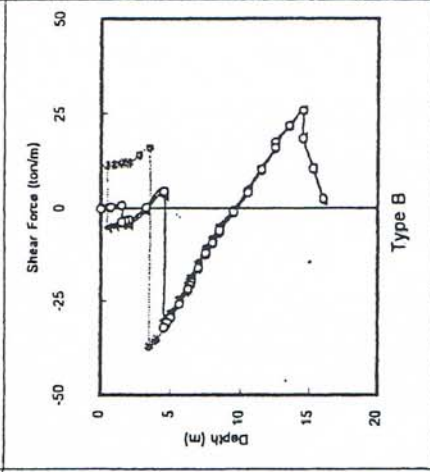
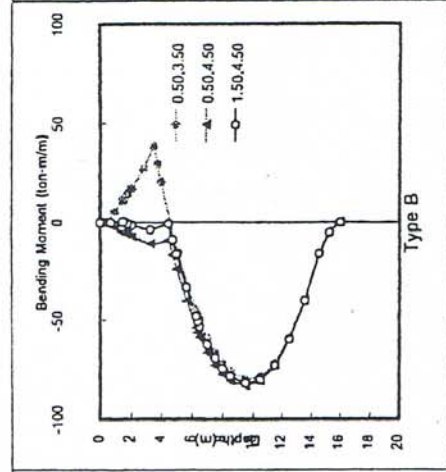
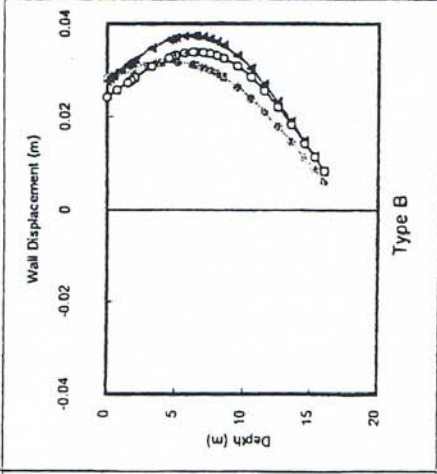
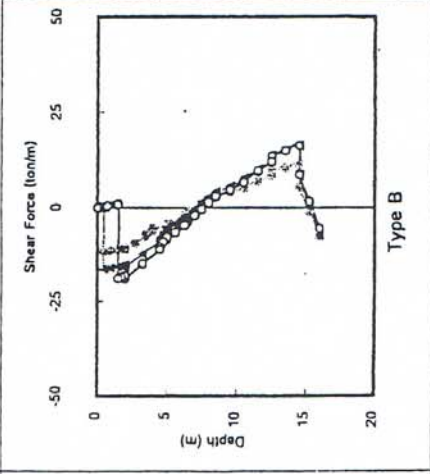
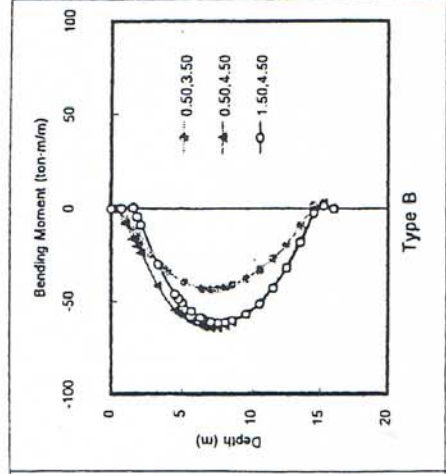
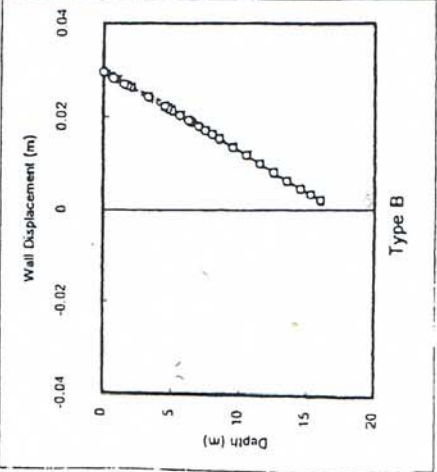
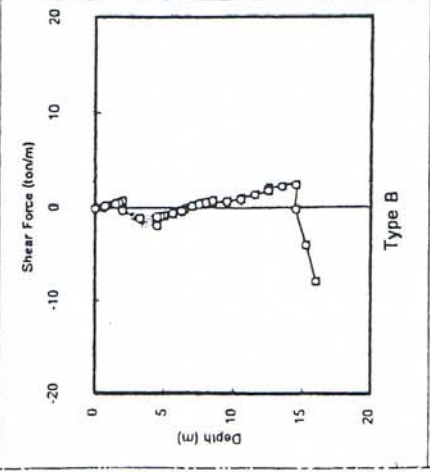
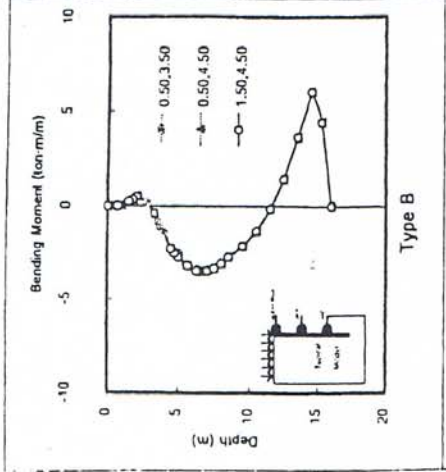
$$M_{MAX} = (6.67 \times 4.61) - (1.74 \times 4.61 \times \frac{4.61}{2}) - 1/2 \times (2.027 - 1.74) \times 4.61 \times \frac{4.61}{3} = 20.5 \text{ FT KIP, } M_{DESIGN} = 0.8 \times 20.5 = 16.4 \text{ FT-KIP.}$$

D. SUMMARY

CONSTRUCTION STAGE	STRUT LOADS KIP	MOMENTS FT-KIP
I		3.95
II	R(1) = 8.99	41.9 BETWEEN (1) AND (4)
FINAL	R(1) = 11.66; R(2) = 9.52 R(3) = 16.33; R(4) = 14.27	16.4 BETWEEN (3) AND (4)

NOTE: (A) THE MOMENT AT STAGE II IS GREATER THAN THE FINAL MOMENT. INTERMEDIATE STAGES MUST ALSO BE CHECKED AS PER PROCEDURE.

(B) IF SIMPLE AREA METHOD IS SELECTED FOR THE COMPUTATIONS OF LOADS IN STRUTS (1) AND (2), THEN LOAD IN (1) WILL DECREASE AND (2) WILL INCREASE.



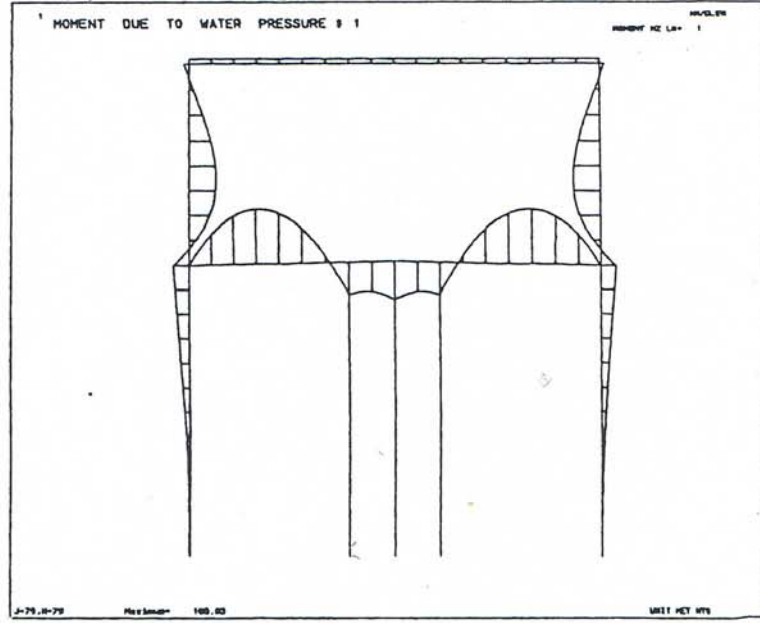
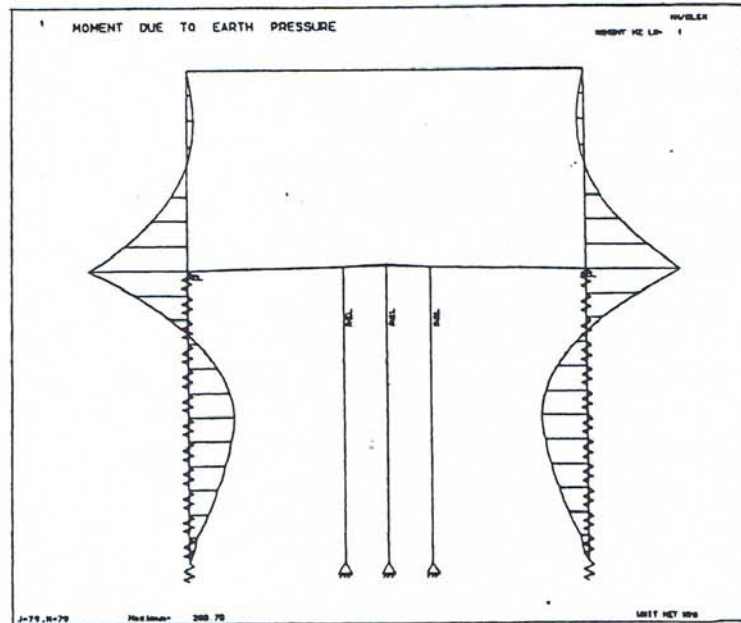
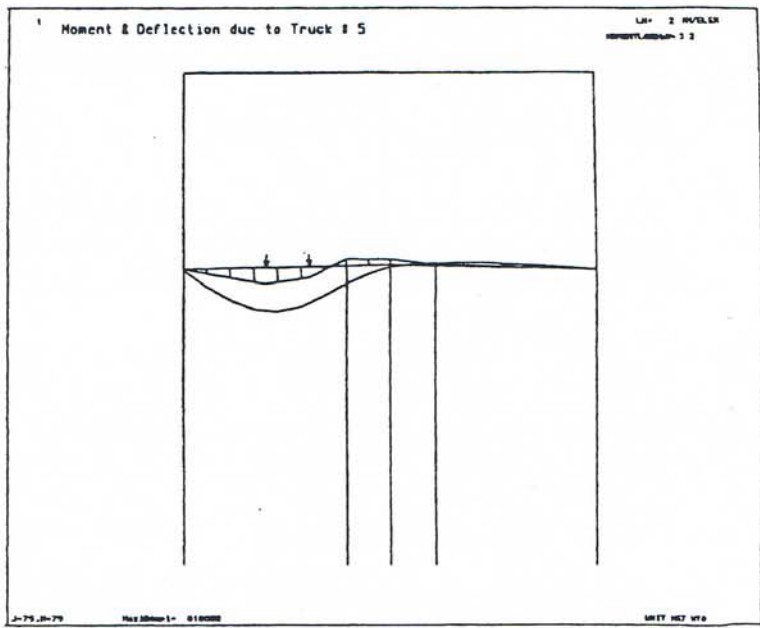
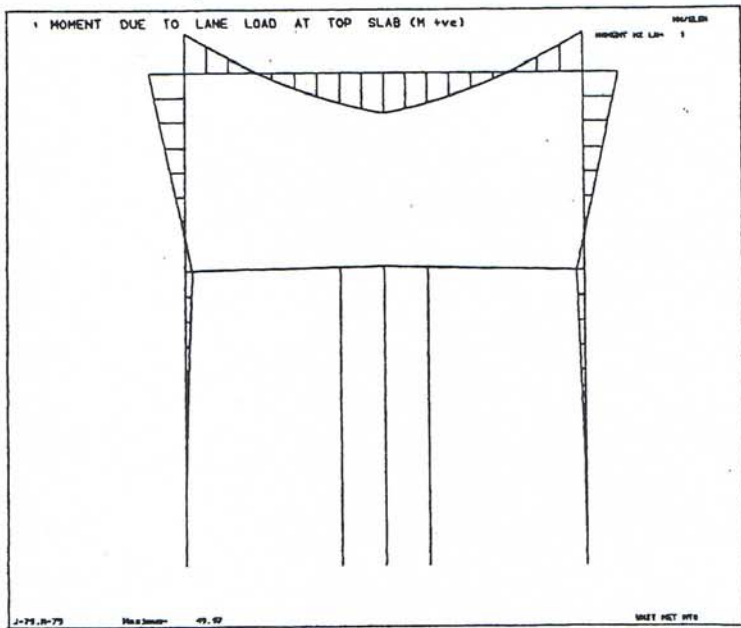
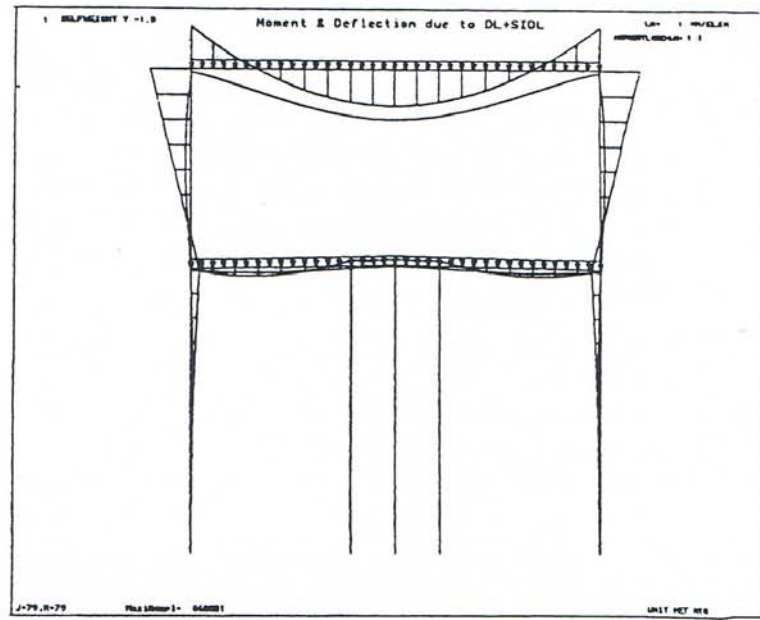
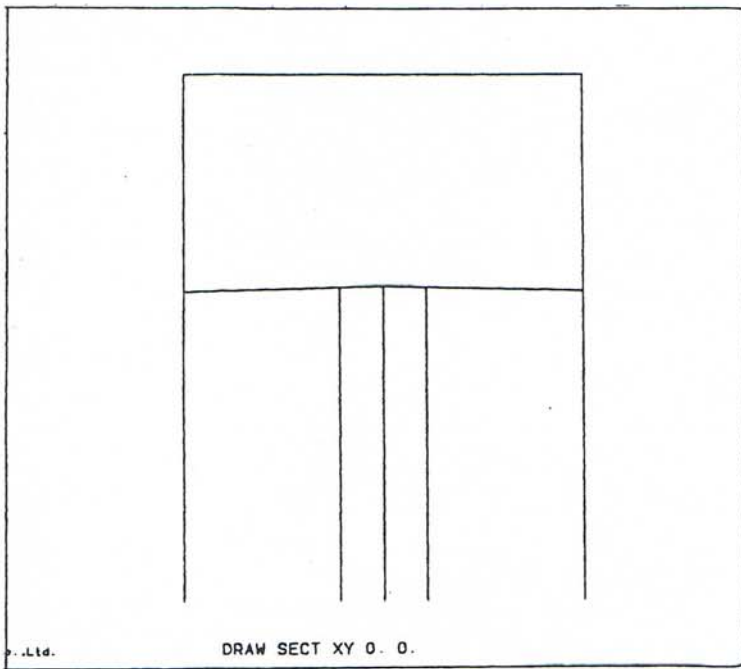
STAGE I

STAGE II

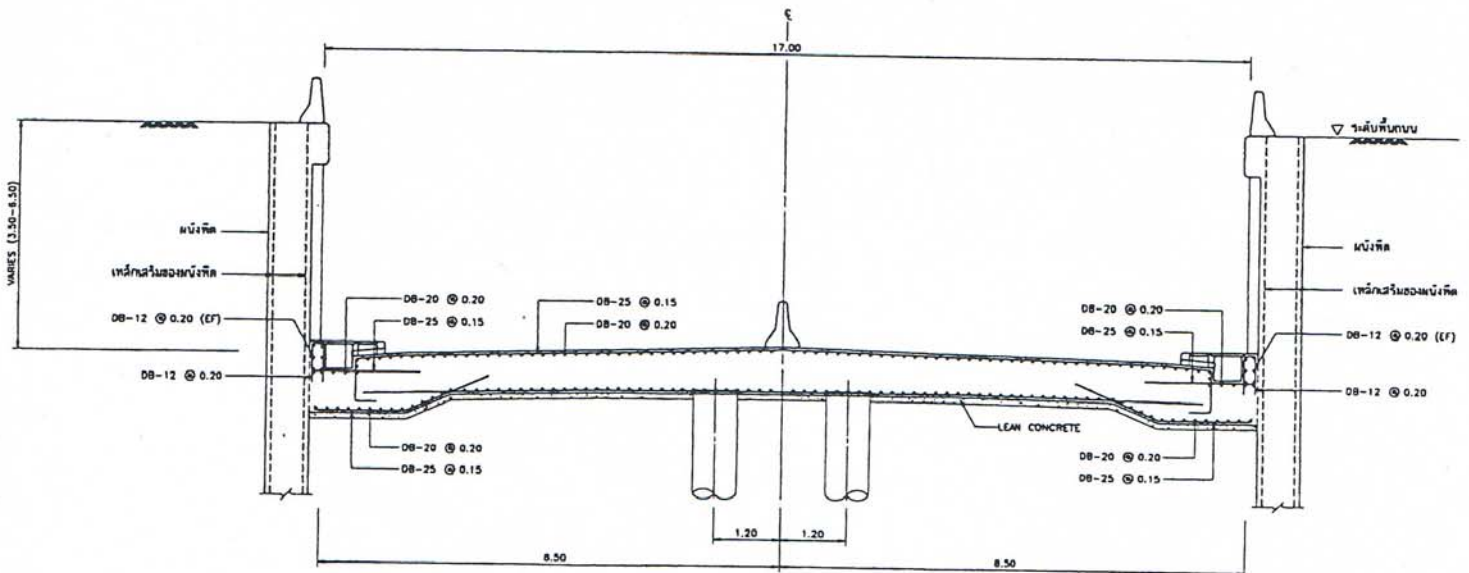
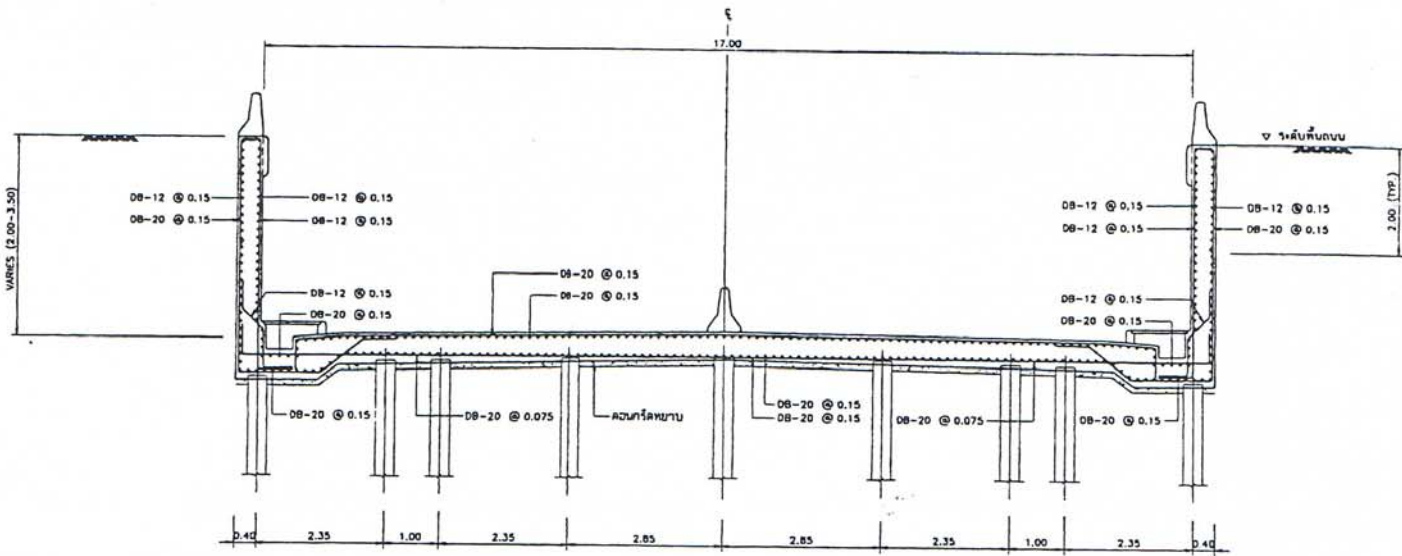
STAGE III

STAGE IV

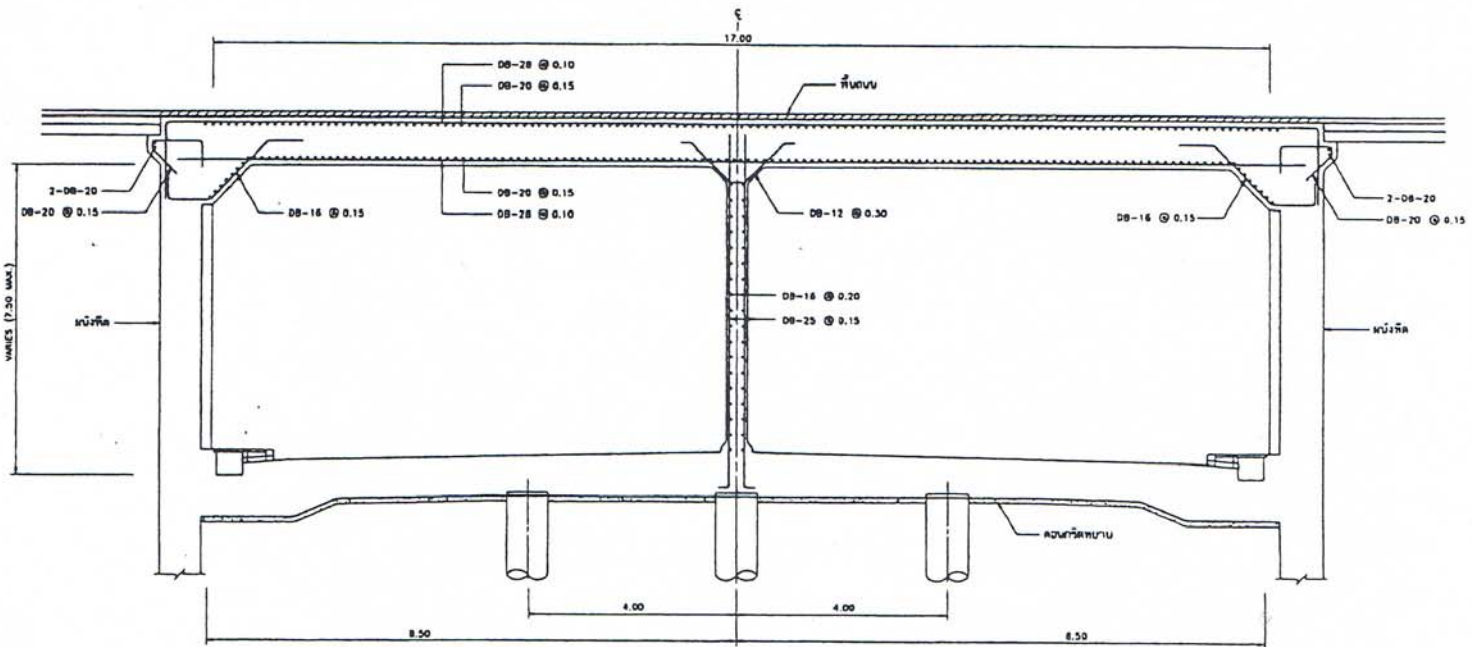
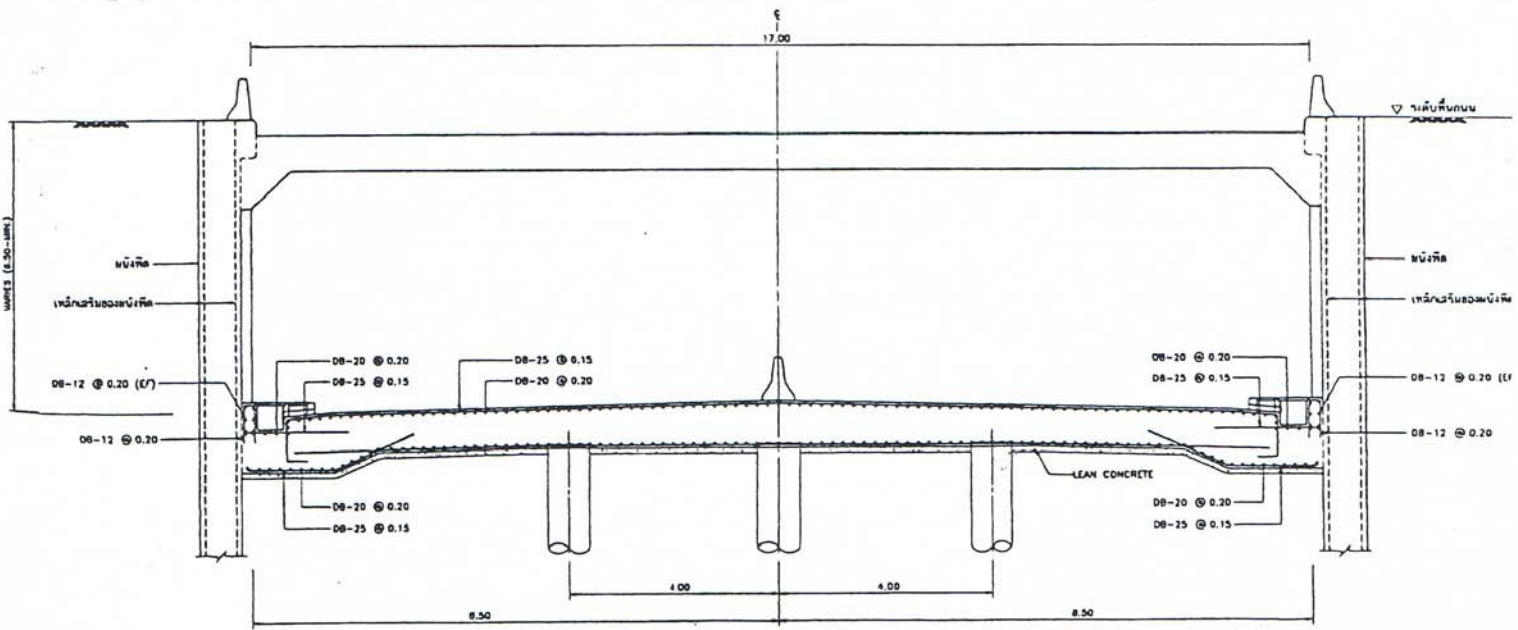
รูปที่ 4.11 ตัวอย่าง ผลการวิเคราะห์หน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่กำแพงก่อสร้าง



รูปที่ 4.12 ตัวอย่าง โมเมนต์ที่เกิดในโครงสร้าง เนื่องจากแรงกระทำแต่ละกรณี



รูปที่ 4.13 รายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณเชิงลาด



รูปที่ 4.14 . รายละเอียดการเสริมเหล็กของทางลอด

ตารางที่ 4.2 แนะนำการหาข้อมูลในการออกแบบ sheet pile ในดินอ่อนกรุงเทพฯ (สุรจิตร, 2530)

ชนิดของ sheet pile	กลไกของการวิบัติ	สิ่งที่ทำการวิเคราะห์	ข้อมูลดินที่ใช้	วิธีการวัด S_u	ทฤษฎีที่ใช้
Brace Cut	การเคลื่อนตัวทางด้านข้าง	ไดอะแกรมของเขต หน่วยแรงดิน แรงดินแบบ active ⁽¹⁾ แรงดินแบบ passive ⁽¹⁾	S_u, Y_T S_u, Y_T S_u, Y_T	UC หรือ UU TC หรือ FV, $q_c/20$ TE หรือ 0.8 FV	Terzaghi and Peck (1967) Rankine หรือ Coulomb
	ปัญหา Bottom Heave	กำลังการรับการล้นหน้าก หาคัด ความปลอดภัยให้มากกว่า 1.5	S_u, Y_T	0.6 ถึง 0.8 FV ค่าเฉลี่ยบน failure surface หรือ S_u จาก UU	ใช้กับ Bjerrum and Eide (1956) หรือ Sower (1979) ถ้าดูไม่ลึก
Cantilever Sheet Pile	ปัญหา Slope stability	เสถียรภาพของ Slope และคิดแรงดัน จากเสาเข็ม (ถ้ามี)	S_u, Y_T	0.6 ถึง 0.8 FV หรือ UU test	Modified Bishop
	การเคลื่อนตัวทางด้านข้าง	แรงดินแบบ active แรงดินแบบ passive	S_u, Y_T S_u, Y_T	TC หรือ FV, $q_c/20$ TE หรือ 0.7 FV	Equivalent beam fixed earth, free earth
	ปัญหา Slope stability	เสถียรภาพของ Slope	S_u, Y_T	0.6 หรือ 0.8 FV	Modified Bishop

หมายเหตุ : UC - Unconfined compression test

UU - Unconsolidated Undrained triaxial compression test

TC - K_0 Consolidated undrained Triaxial Compression test

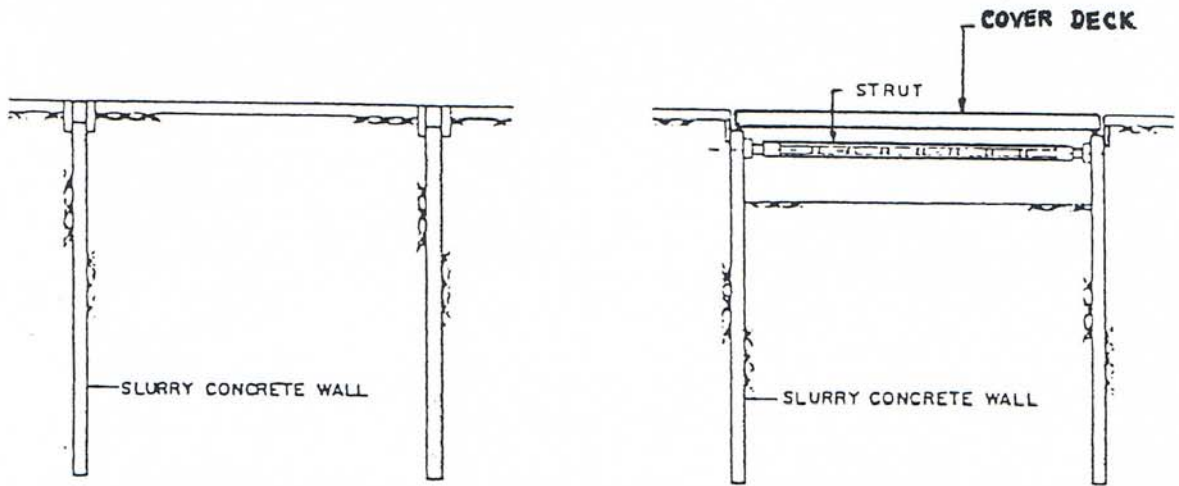
TE - K_0 Consolidated undrained Triaxial Extension test

FV - In-situ Geonor Vane Strength

q_c - Cone capacity จากการทดสอบ Dutch cone

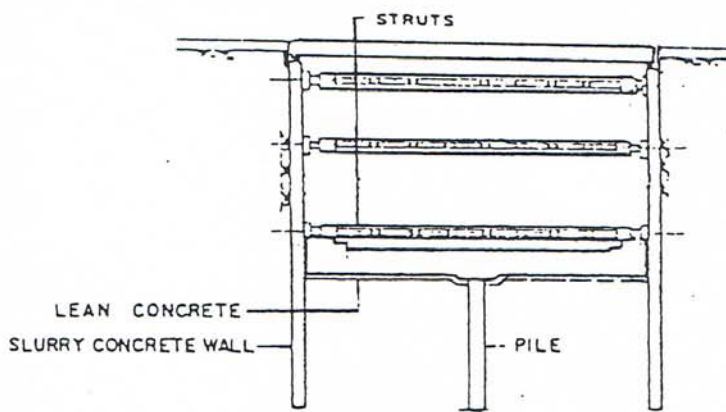
(1) - มี strut ระดับเดียว

รูปที่ 4.15 ขั้นตอนทั่วไปในการก่อสร้างทางลอด

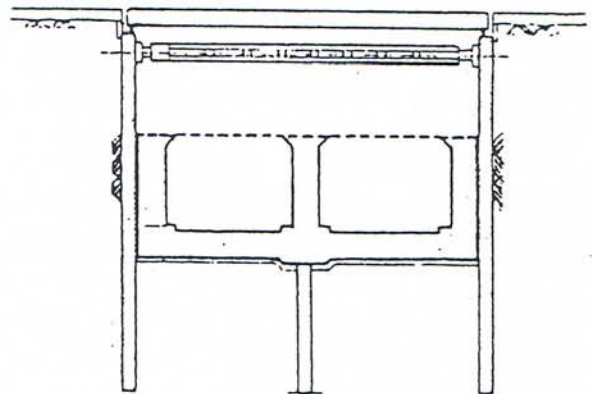


1. ก่อสร้างผนังพืด

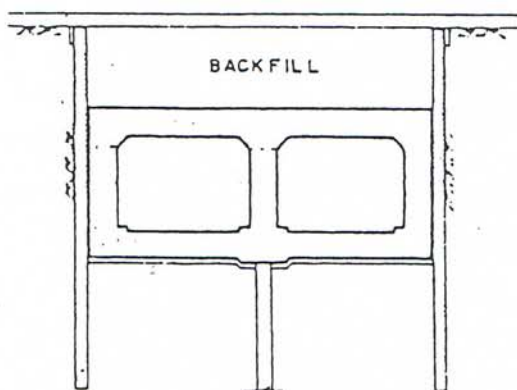
2. หลังจากผนังได้กำลังแล้ว ขุดดินภายในลึก
ลงไปประมาณ 3 เมตร และติดตั้งค้ำยันชั้นแรก
ที่ระดับที่กำหนด



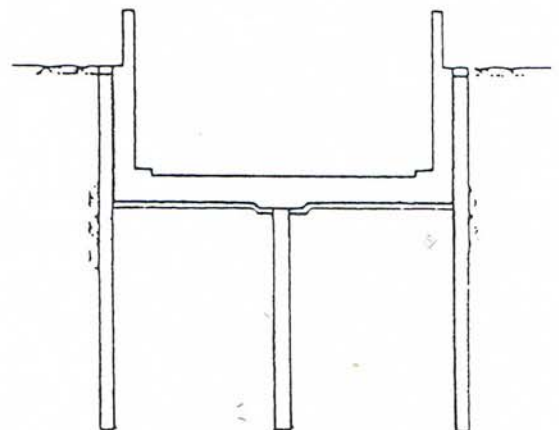
3. - ขุดดินและติดตั้งค้ำยันจนถึงระดับพื้นล่าง
- ก่อสร้างเสาเข็มภายใน
- ก่อสร้างพื้นทางลอด



4. - ก่อสร้างผนังภายใน
- ปลดค้ำยันตามลำดับ

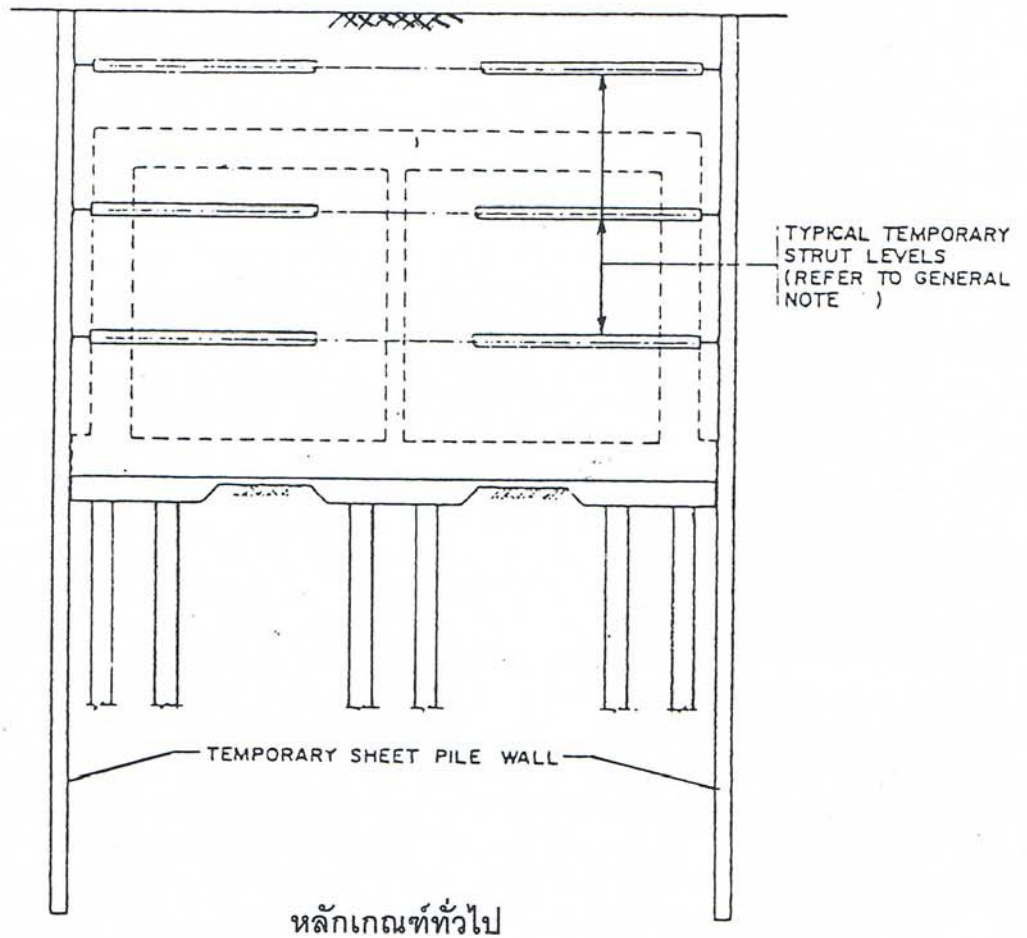


5. - ก่อสร้างหลังคาทางลอด
- ปลดค้ำยันทั้งหมด
-ถมดินด้านบน (ถ้ามี)



รูปหน้าตัดสวนเชิงลาด

รูปที่ 4.16 วิธีการก่อสร้างทางลอด โดยใช้ SHEET PILE



1. การออกแบบระบบค้ำยันชั่วคราว เพื่อป้องกันการเคลื่อนตัวของดินและความเสียหายต่อสิ่งก่อสร้างข้างเคียง
 - กำหนดความลึกของ SHEET PILE
 - กำหนดขนาดของ SHEET PILE และค้ำยัน
2. การค้ำยัน
 - การจัดตำแหน่งการค้ำยันให้สอดคล้องกับขนาดที่กำหนดไว้
 - ระดับการขุดเพื่อติดตั้งค้ำยันต้องไม่เกินกว่า 0.5 เมตร จากระดับที่กำหนด
 - เพื่อจำกัดการเคลื่อนตัวให้ทำการอัดแรงในค้ำยันที่ 60% ของแรงกระทำที่ออกแบบไว้
 - การปลดค้ำยันอาจทำเป็นขั้นตอนหลังจากโครงสร้างมีกำลังเพียงพอแล้ว
3. ลำดับขั้นตอนการก่อสร้าง
 - การก่อสร้างเป็นการสร้างจากล่างขึ้นบน (BOTTOM UP)
 - การวางแผนงานต้องพิจารณาถึงข้อจำกัดเฉพาะพื้นที่ และการจัดการจราจรขณะก่อสร้าง
4. การตรวจสอบและติดตามผล
 - การติดตั้งท่อ INCLINOMETER บริเวณใกล้กับตัว SHEET PILE เพื่อตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินและอาคารข้างเคียง

5. การก่อสร้าง

การก่อสร้างทางลอดที่ได้ดำเนินการไปแล้วส่วนใหญ่ เป็นการก่อสร้างตามแบบและวิธีการที่ผู้ออกแบบได้ออกแบบไว้ ในปัจจุบันมีบางโครงการกำลังก่อสร้างโดยวิธีออกแบบรวมก่อสร้าง ซึ่งผู้รับจ้างจะต้องออกแบบเองตามรูปแบบเบื้องต้นและข้อกำหนดการใช้งานตามสัญญา

ข้อพิจารณาในการก่อสร้างที่สำคัญ คือ

1. กำหนดลำดับขั้นตอนและวิธีการก่อสร้างที่ใช้ให้สอดคล้องกับข้อสมมุติฐานในการออกแบบ อาจจำเป็นต้องปรับปรุงหรือแก้ไขแบบหากวิธีการที่ใช้ก่อให้เกิดผลกระทบมากกว่าที่กำหนดไว้
2. ทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดการเคลื่อนตัวของกำแพง
3. ทำการวิเคราะห์และติดตามผลที่ได้ขณะก่อสร้างว่าสอดคล้องกับที่ออกแบบไว้หรือไม่อย่างไร

รูปภาพแสดงลำดับขั้นตอนการก่อสร้างได้แสดงไว้ในรูปที่ ถึง 4.15 – 4.16

6. เอกสารอ้างอิง

- American Association of State Highway and Transportation officials, "Standard Specifications for Highway Bridges", 1996
- American Association of State Highway and Transportation Officials, "A Policy on Geometric Design of Highway and Streets", 1994
- NAVFAC DM-7.2 (1982) Foundation and Earth Structures Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command
- สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์ (2530) การคำนวณแรงดันด้านข้าง และข้อมูลดินในการออกแบบการสัมมนาทางวิชาการ วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย 2530