

ผลการทดลองและการวิเคราะห์

4.1 ผลการทดลองในสนามและในห้องปฏิบัติการ

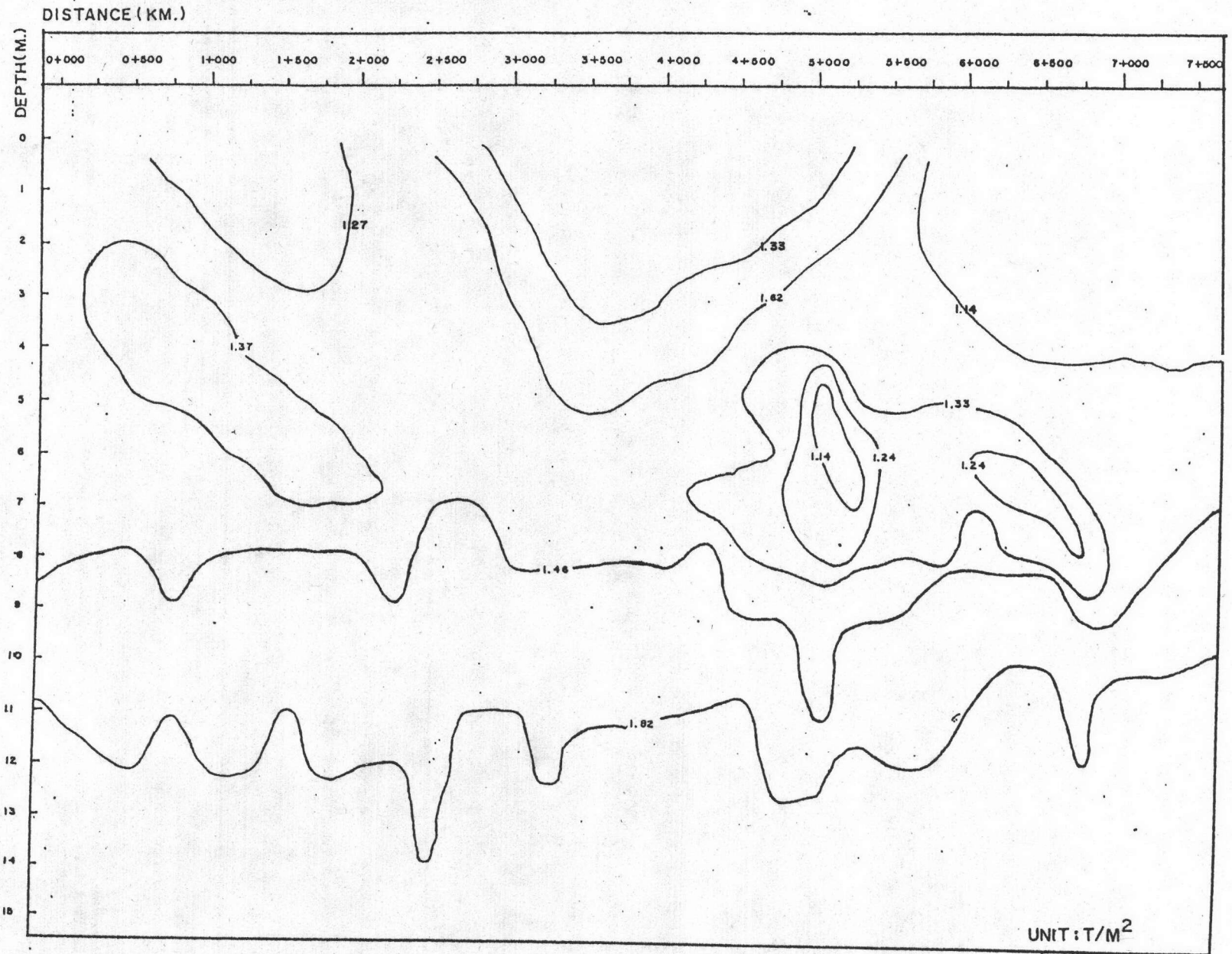
4.1.1 ผลการทดลอง Field Vane Shear

ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength,  $S_u$ ) และค่า Sensitivity จากการทดลอง Field Vane Shear จำนวน 12 หลุม ได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.1 และภาคผนวก ข ซึ่งเป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำซึ่งยังไม่ได้ปรับแก้ค่า พบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่บริเวณต่างกันเพียงไม่กี่เมตรและอยู่ในระดับความลึกเดียวกันจะมีค่าที่แตกต่างกัน ทั้งนี้เนื่องจากความเค้นอันเนื่องจากถนนมีค่าต่างกันเมื่ออยู่ห่างจากคันทางออกมาและแม้จะเป็นดินอ่อนที่อยู่นอกเขตทางหลวง ก็ยังคงมีค่ากำลังรับแรงเฉือนต่างกัน ทั้งนี้เนื่องจากความไม่สม่ำเสมอของชั้นดินอ่อน และจากค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ FVT ตามแนวกึ่งกลางถนนเมื่อ ปี พ.ศ.2530 ตลอดความยาวสายทางดังแสดงในรูปที่ 4.1 พบว่า ดินที่ กม.5+000-กม.7+000 มีกระเปาะชั้นดินอ่อน ซึ่งมีค่ากำลังรับแรงเฉือนค่อนข้างต่ำที่ระดับความลึกประมาณ 6-10 เมตร จากผิวจราจร

สำหรับการทดสอบ Field Vane Shear จากหลุม DV1-DV4 ซึ่งอยู่ในคันทางบริเวณ กม.5+750 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจะมีค่าสูงที่ผิวดินและลดลงเรื่อยๆจนถึงความลึกประมาณ -6 เมตร ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจึงเริ่มมีค่าสูงขึ้นอีกเมื่อความลึกมากยิ่งขึ้น จากการทดลองพบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนในช่วง 0-10 เมตร จากหลุม DV1-DV4 จะมีค่ามากกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในบริเวณนอกคันทางเฉลี่ยเท่ากับ 8 % และเมื่อเปรียบเทียบกับค่ากำลังรับแรงเฉือนของถนนก่อนการ Preload (พ.ศ.2518) และหลังการ Preload (พ.ศ.2534) ปรากฏว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำครั้งนั้นสูงกว่าครั้งก่อนดังแสดงในรูปที่ 4.2 ประมาณ 10-15 % ซึ่งการเพิ่มขึ้นของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำนี้สืบเนื่องมาจากการอัดตัวค้ำของดินซึ่งถูกกระทำโดยน้ำหนักจากถนนเก่า ทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่งสูงขึ้นมีผลให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมีค่าสูงขึ้นด้วย

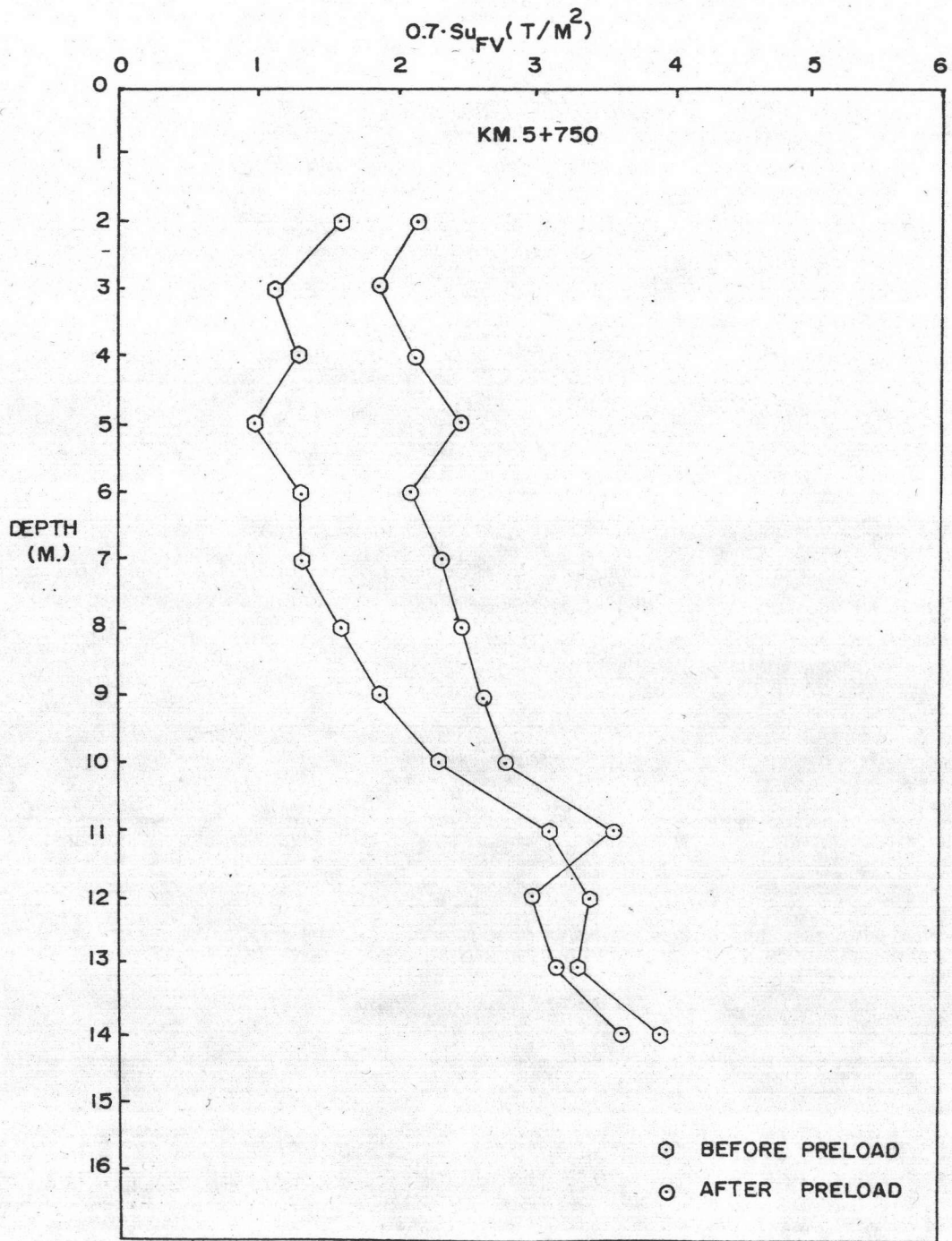
ตารางที่ 4.1 แสดงผลการทดลอง Field Vane Shear จำนวน 12 หลุม

DEPTH, m.	UNDRAINED SHEAR STRENGTH, $S_u$ ( $t/m^2$ )																							
	DV1		DV2		DV3		DV4		DV5		DV6		DV7		DV8		DV9		DV10		DV11		DV12	
	INTACT	REMOLDED	INTACT	REMOLDED	INTACT	REMOLDED	INTACT	REMOLDED	INTACT	REMOLDED	INTACT	REMOLDED	INTACT	REMOLDED	INTACT	REMOLDED	INTACT	REMOLDED	INTACT	REMOLDED	INTACT	REMOLDED	INTACT	REMOLDED
1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	1.257	0.291	2.047	0.379	-	-	-	-	1.081	0.203	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	1.081	0.203	0.993	0.203	-	-	0.993	0.203	0.993	0.115	0.993	0.203	0.993	0.203	1.081	0.115	0.818	0.203	1.081	0.115	1.081	0.203	1.257	0.203
4	1.257	0.203	1.081	0.291	1.432	0.291	1.081	0.291	0.905	0.203	0.993	0.203	0.818	0.115	0.993	0.115	0.905	0.203	0.993	0.203	0.993	0.203	1.169	0.203
5	1.432	0.291	1.344	0.203	1.520	0.379	1.169	0.291	0.993	0.203	0.993	0.203	0.905	0.115	0.993	0.203	0.905	0.203	0.993	0.203	0.993	0.203	1.169	0.203
6	1.257	0.379	1.257	0.379	1.696	0.467	1.344	0.291	1.081	0.203	1.081	0.291	0.993	0.203	1.081	0.203	1.081	0.203	1.081	0.291	1.081	0.203	1.257	0.291
7	1.344	0.379	1.432	0.379	1.432	0.379	1.344	0.379	1.432	0.291	1.257	0.379	1.081	0.291	1.169	0.291	1.257	0.291	1.257	0.291	1.169	0.291	1.344	0.379
8	1.432	0.379	1.432	0.379	1.432	0.379	1.608	0.379	1.432	0.379	1.344	0.379	1.257	0.291	1.344	0.378	1.344	0.291	1.257	0.291	1.344	0.291	1.432	0.291
9	1.520	0.379	1.520	0.379	1.344	0.379	1.520	0.379	2.135	0.467	1.432	0.379	1.257	0.291	1.432	0.467	1.432	0.291	1.432	0.379	1.344	0.379	1.520	0.379
10	1.608	0.379	1.783	0.379	1.520	0.467	1.783	0.379	1.696	0.379	1.783	0.467	1.520	0.379	1.696	0.554	1.608	0.379	1.520	0.379	1.432	0.379	1.608	0.379
11	2.047	0.467	1.696	0.379	1.071	0.554	2.135	0.554	1.783	0.379	1.783	0.467	1.671	0.379	2.135	0.554	1.959	0.467	1.959	0.467	1.783	0.379	1.696	0.379
12	1.696	0.379	2.135	0.467	2.486	0.642	2.135	0.554	1.783	0.467	1.696	0.379	1.696	0.467	1.783	0.642	1.696	0.467	1.959	0.467	2.047	0.379	2.047	0.467
13	1.783	0.467	2.310	0.554	2.398	0.554	2.310	0.642	2.047	0.467	1.696	0.554	1.783	0.379	2.135	0.554	2.222	0.554	1.783	0.467	2.047	0.467	2.398	0.642
14	2.047	0.554	1.959	0.554	1.071	0.554	2.486	0.642	2.310	0.554	2.222	0.642	1.071	0.379	2.135	0.467	1.071	0.467	1.959	0.554	1.959	0.467	2.310	0.467
15	2.310	0.642	2.310	0.642	2.135	0.642	2.398	0.818	2.310	0.642	2.574	0.642	2.222	0.467	2.047	0.554	2.310	0.642	2.310	0.467	2.222	0.554	2.222	0.467



รูปที่ 4.1 แสดงกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจาก Uncorrected FVT แนว

Center Line ตลอดความยาวสายทาง



รูปที่ 4.2 เปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ FVT ก่อนการ Preload และภายหลังการ Preload

การทดลอง Field Vane Shear จากหลุม DV5-DV8 ซึ่งอยู่นอกเขตทางตรง กม.6+750 มีสภาพเป็นทุ่งนาและอยู่ห่างจากความเค้นของถนนประมาณ 25 เมตร เป็นการทดสอบเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในสภาพธรรมชาติซึ่งยังไม่เคยถูกความเค้นจากแรงภายนอกกระทำมาก่อนและจากหลุม DV1-DV4 ซึ่งอยู่ในคันทางตรง กม.5+750 และอยู่ในสภาพที่ถูก Preload มาก่อน จากการทดสอบสามารถสรุปได้ว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (DV-6) มีค่าสูงขึ้นเมื่อระดับความลึกมากขึ้นค่า  $Su_{FV}/6'v_0$  โดยเฉลี่ยในชั้นดินอ่อนมีค่าประมาณ 0.40 เมื่อดินมีค่า OCR = 1 ดังแสดงในรูปที่ 4.3 และเมื่อพล็อตกราฟระหว่างค่า  $\mu * Su_{FV}/6'v_0$  กับ Log OCR โดยเฉลี่ยมีค่าเท่ากับ 0.25 ที่ OCR = 1 ดังแสดงในรูปที่ 4.4 สำหรับค่า OCR ได้มาจากการทดลอง Consolidation จากหลุม DB-1 และ DB-2

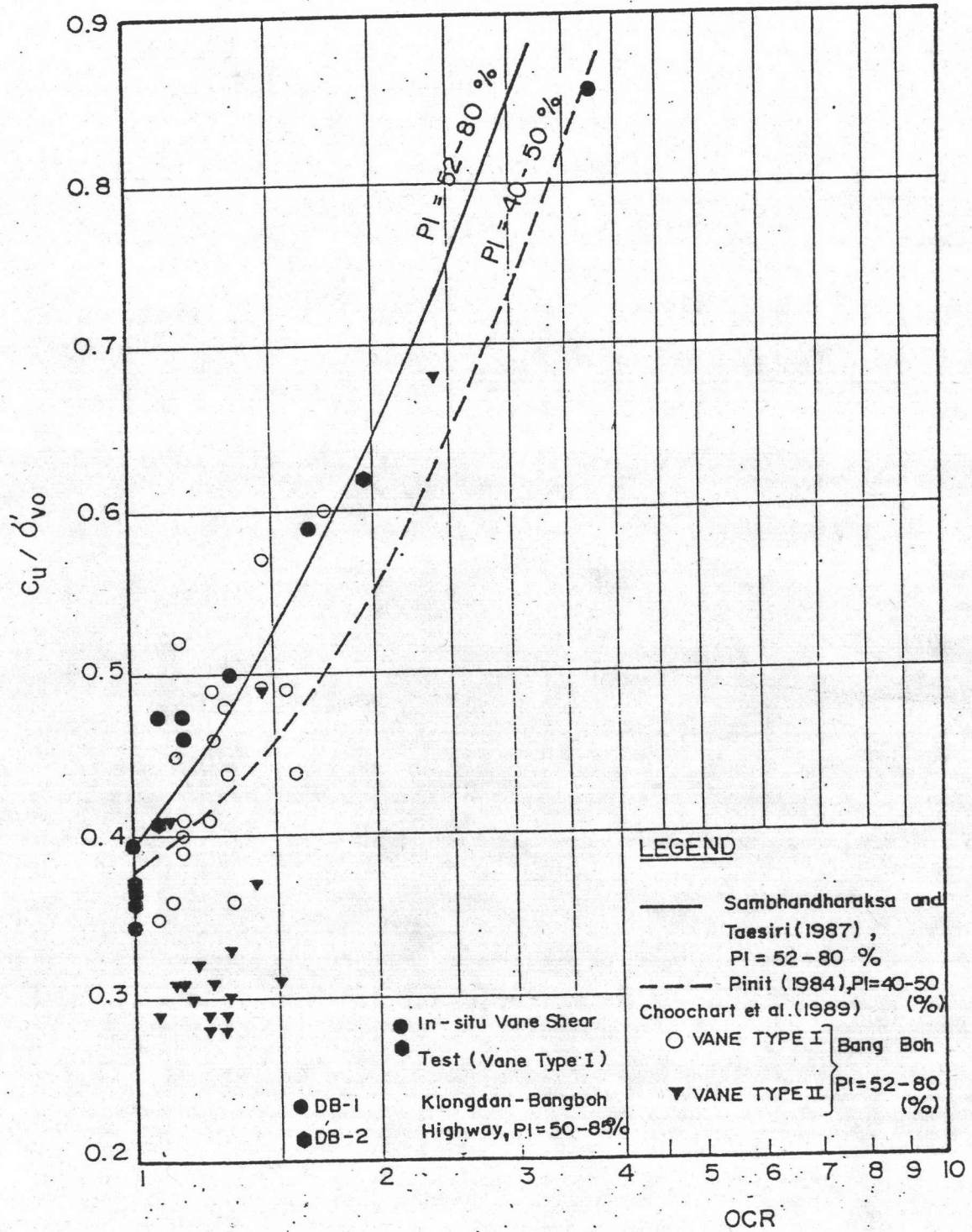
นอกจากนี้ยังพบว่า ดินเหนียวอ่อนมากบริเวณ กม.5+750 และ กม.6+750 มีค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ เพื่อที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ (คือ  $\mu * Su_{FV}$ ) มีความสัมพันธ์กับค่า  $6'p$  เป็นไปตามสมการที่เสนอโดย Trak et al, (1978) และ Mensri(1975)

$$\mu * Su_{FIELD} = 0.22 * 6'p ; \mu = 0.70 \dots\dots 4.1$$

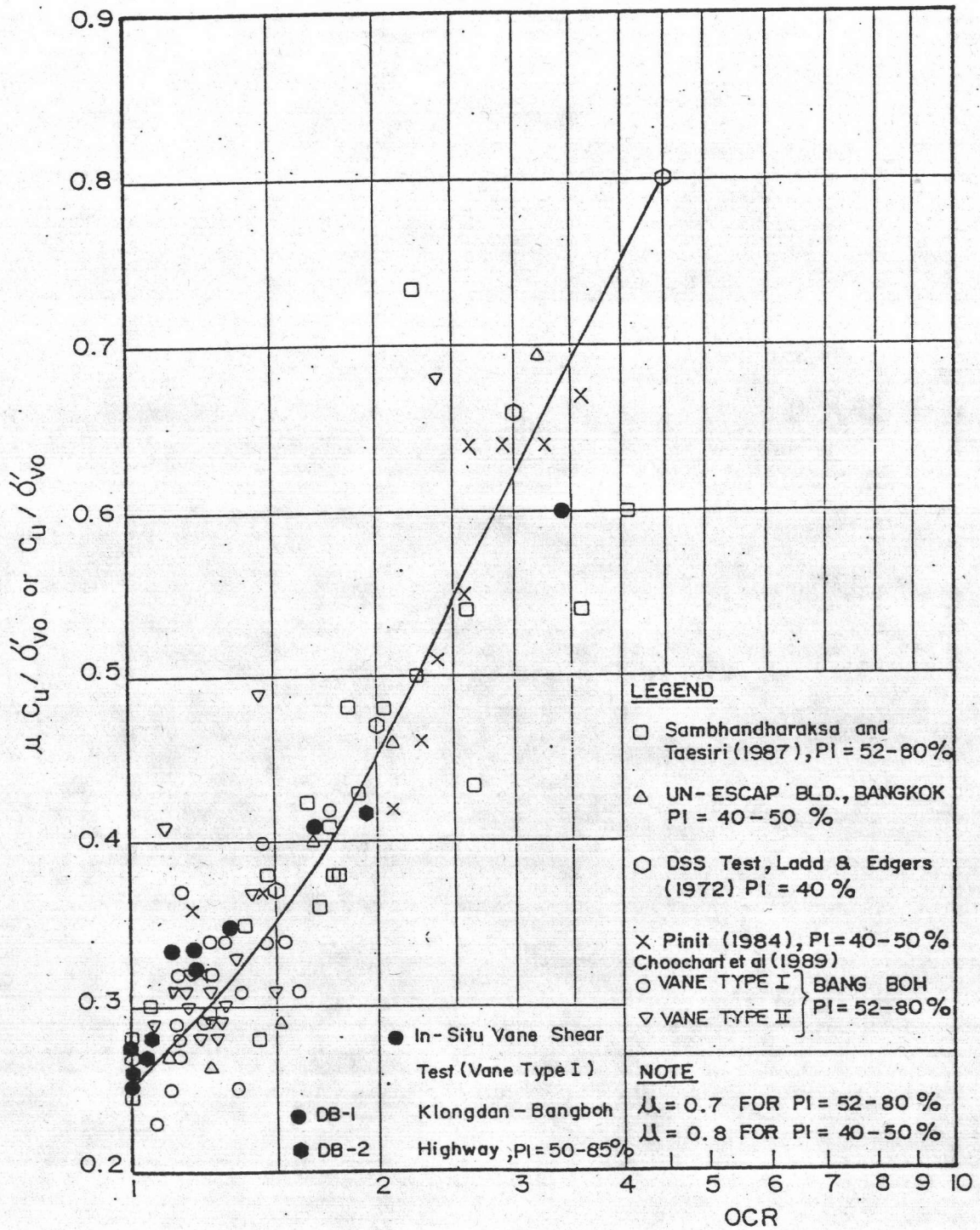
จากการนำข้อมูลการทดสอบ FVT มาวิเคราะห์เชิงสถิติพบว่า กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ของดินเหนียวอ่อนบางบ่อ สามารถแทนด้วยสมการที่ 4.2 ดังแสดงในรูปที่ 4.5

$$Su_{FV} = 0.51 + 0.073 Y \dots\dots\dots 4.2$$

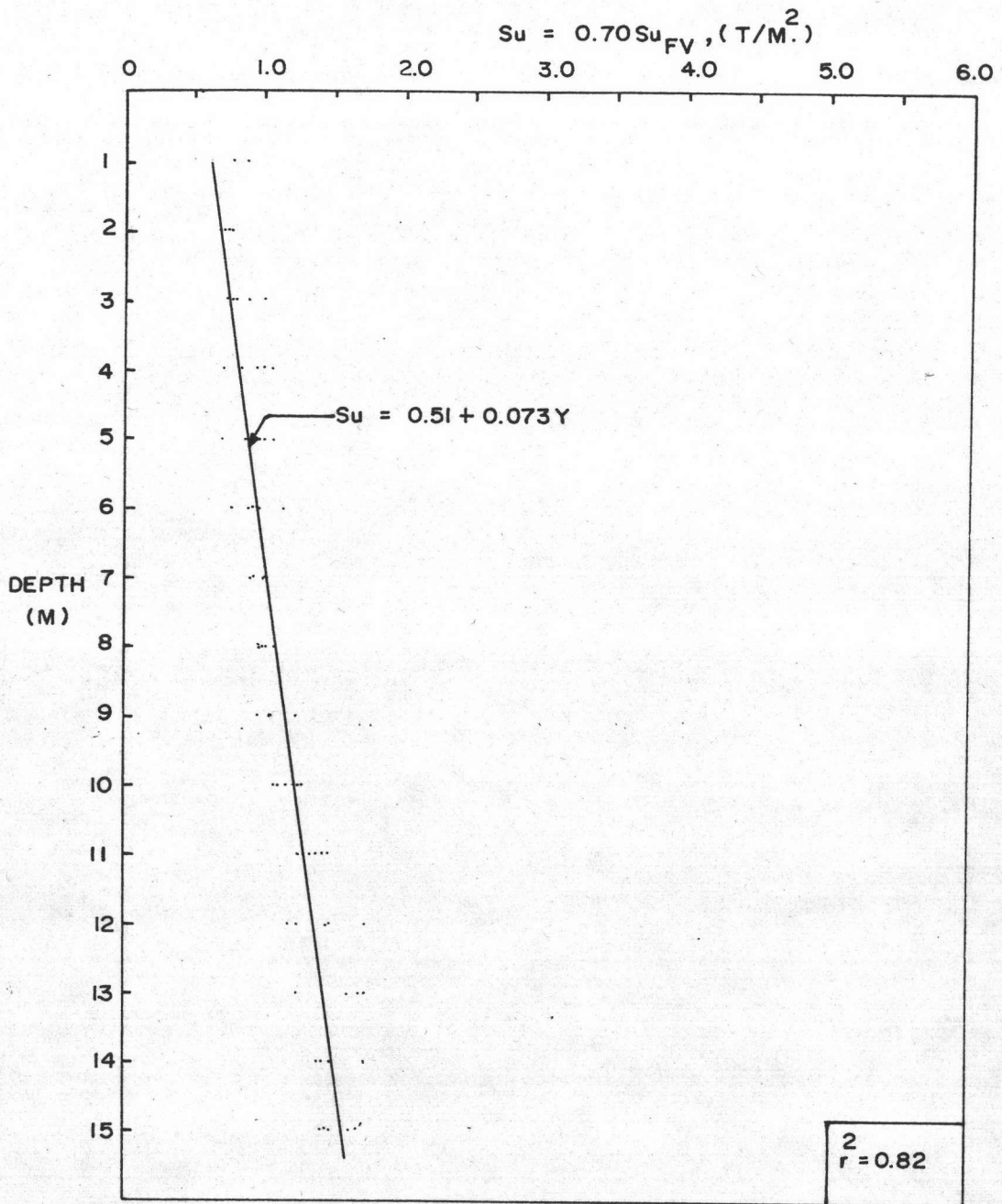
สำหรับการทดสอบหาความแตกต่างของการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเมื่อทำการหมุนใบมีดเพื่อรบกวนตัวอย่างดินที่จำนวน 10, 25, 50, 100 และ 150 รอบ ของการทดสอบ Field Vane Shear หลุม DV9-DV12 ดังแสดงในรูปที่ 4.6



รูปที่ 4.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $S_{u,v}/6'\sigma_{vo}$  กับ Log OCR จากหลุม DB-1, 2



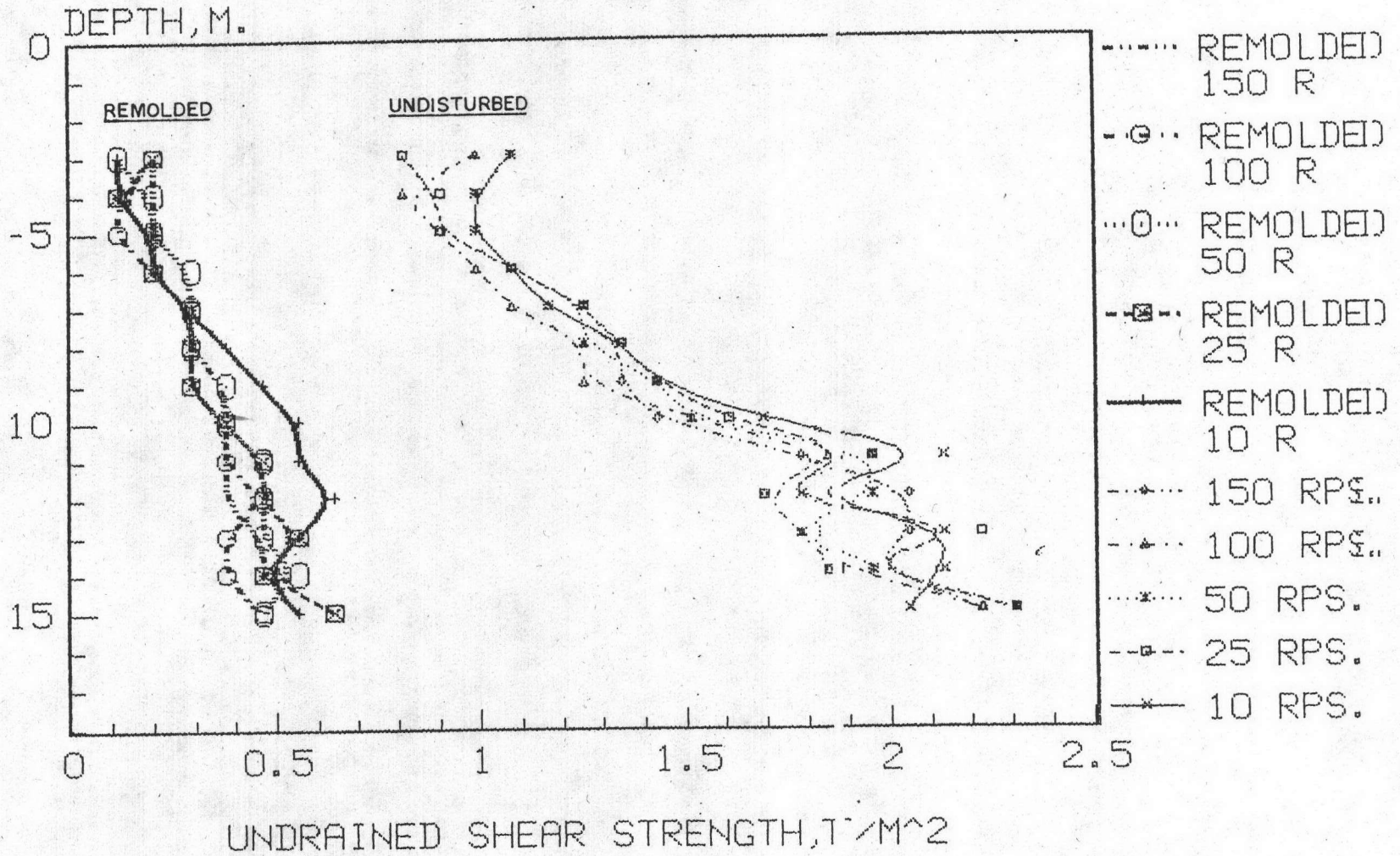
รูปที่ 4.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $\mu S_{u_{FV}} / \sigma'_{vo}$  กับ Log OCR จากหลุม DB-1,2



รูปที่ 4.5 แสดงความสัมพันธ์ของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ FVT กับความลึก โดยการวิเคราะห์ทางสถิติของคืนเห็นยาวอ่อนบางบ่อ



GRAPH OF UNDRAINED SHEAR STRENGTH,  $T/M^2$   
 FIELD VANE AT 10, 25, 50, 100 and 150 RPS.  
 DV-8, DV-9, DV-10, DV-7 and DV-11



รูปที่ 4.6 แสดงการเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนของการทดสอบ FVT ที่จำนวนรอบการหมุนรอบแกนเท่ากับ 10, 25, 50, 100 และ 150 รอบ

นั้น พบว่าที่ 10 รอบให้กำลังรับแรงเฉือนสูงกว่าที่ 25, 50, 100, และ 150 รอบ แต่ค่าที่ 25, 50, 100 และ 150 รอบ ให้กำลังรับแรงเฉือนใกล้เคียงกัน ดังนั้นการหมุนใบมีดไปเป็นจำนวน 25 รอบจึงเป็นค่าที่เหมาะสม

จากผลการทดลองในภาคผนวก ข แสดงให้เห็นว่าค่า Sensitivity โดยทั่วไปจะมีค่าอยู่ระหว่าง 3-6 แสดงว่าดินบริเวณนี้เป็นแบบ Very Sensitive Clay (Resenquist, 1953) ดังนั้นการกระทำอันมีผลต่อการรบกวนต่อดินจะทำให้กำลังรับแรงเฉือนลดลงและทำให้คันทางเกิดการวิบัติโดยฉับพลันได้

#### 4.1.2 ผลการทดลอง Dutch Cone Penetration

ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength,  $S_u$ ) จากการทดสอบ Dutch Cone Penetration จำนวน 8 หลุม ได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.2 และภาคผนวก ข ซึ่งค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำได้ทำการ Correlation แล้ว โดยใช้ค่าสมการที่ 4.3 และพบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่บริเวณห่างกันเพียงไม่กี่เมตรและอยู่ในระดับความลึกเดียวกันจะมีค่าที่แตกต่างกันทั้งนี้เนื่องจากความเค้นอื่นเนื่องจากถนนมีค่าต่างกันเมื่ออยู่ห่างจากคันทางออกมา และแม้จะเป็นดินอ่อนที่อยู่ห่างจากเขตทางก็ยังคงมีค่ากำลังรับแรงเฉือนต่างกัน ทั้งนี้เนื่องจากความไม่สม่ำเสมอของชั้นดินอ่อน เช่นเดียวกับการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจาก Field Vane Shear

และจากการแก้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของการทดสอบ FVT ตามสูตรของ Bjerrum (1972) เปรียบเทียบกับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ CPT ดังแสดงในภาคผนวก ข พบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจาก CPT จะให้ค่าที่สูงกว่าจาก FVT ประมาณ 10 %

นอกจากนี้ยังพบว่าดินบริเวณบางบ่อจะสามารถหาค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ CPT โดยไม่ต้องปรับแก้ค่า  $6v_0$  เหมือนสมการที่ 2.15 โดยใช้ค่า

$$N_k = 31$$

$$S_u = qc/31 \dots\dots\dots 4.3$$

ตารางที่ 4.2 แสดงผลการทดลอง Dutch Cone Penetration จำนวน 8 หลุม

DEPTH (ม)	UNDRAINED SHEAR STRENGTH, $S_u$ (t/m <sup>2</sup> )							
	DC-1	DC-2	DC-3	DC-4	DC-5	DC-6	DC-7	DC-8
1	0.79	2.50	-	-	-	-	-	-
2	0.95	0.68	2.93	1.32	2.16	-	1.57	-
3	0.68	0.68	0.95	0.95	0.99	4.96	0.78	-
4	0.90	0.74	0.90	1.11	1.01	1.49	0.79	-
5	0.95	0.74	0.95	1.01	0.92	1.45	0.92	1.17
6	0.91	0.79	0.79	0.96	0.97	1.29	0.75	1.38
7	0.80	1.12	0.96	1.12	0.97	1.07	0.75	1.00
8	1.23	1.18	1.18	0.96	1.29	1.02	0.75	0.95
9	1.18	1.18	1.29	1.23	1.07	1.02	0.75	0.97
10	1.37	1.34	1.23	1.34	1.07	1.02	0.75	0.89
11	1.50	1.55	2.20	1.50	1.24	1.13	1.45	1.22
12	1.88	1.82	1.50	1.50	1.56	1.29	1.45	1.27
13	1.72	1.72	1.72	1.77	1.29	1.29	1.45	1.22
14	1.45	1.88	1.50	1.50	1.45	1.56	1.29	1.22
15	1.88	1.72	1.77	1.34	1.67	1.29	1.45	1.22
16	1.50	1.93	1.87	1.50	1.45	1.56	1.56	1.22
17	1.76	1.87	1.87	1.87	2.04	1.13	1.45	1.38
18	2.03	2.57	2.25	1.50	2.41	2.04	1.56	1.38
19	2.84	2.52	1.87	3.27	2.20	2.20	1.55	1.75
20	2.40	1.81	2.56	2.27	2.35	2.51	1.65	1.68
21	2.26	2.93	2.55	2.71	2.49	2.66	1.96	2.10
22	2.54	3.30	2.76	2.70	3.23	2.23	2.00	1.50
23	2.74	3.87	3.07	2.69	9.12	6.60	8.05	2.08
24	3.05	11.42	3.96	3.96	14.06	7.23	14.06	1.97
25	4.30	11.01	14.28	12.19	45.97	13.89	13.69	11.89

และค่า  $S_u$  จากการทดสอบ CPT นี้จะมีค่าใกล้เคียงกับค่า  $S_u$  จากการทดสอบ FVT ซึ่งแก้ค่าโดยใช้ Correction Factor แล้ว (ดูภาคผนวก ข)

$$S_{u_{F.V.}} = 0.7 S_{u_{Field}} = q_c/31 \dots\dots 4.4$$

จากการใช้ความสัมพันธ์ในสมการที่ 4.4 การเปรียบเทียบค่าแรงเฉือนระหว่างการทดสอบ FVT และ CPT ให้ผลดังต่อไปนี้

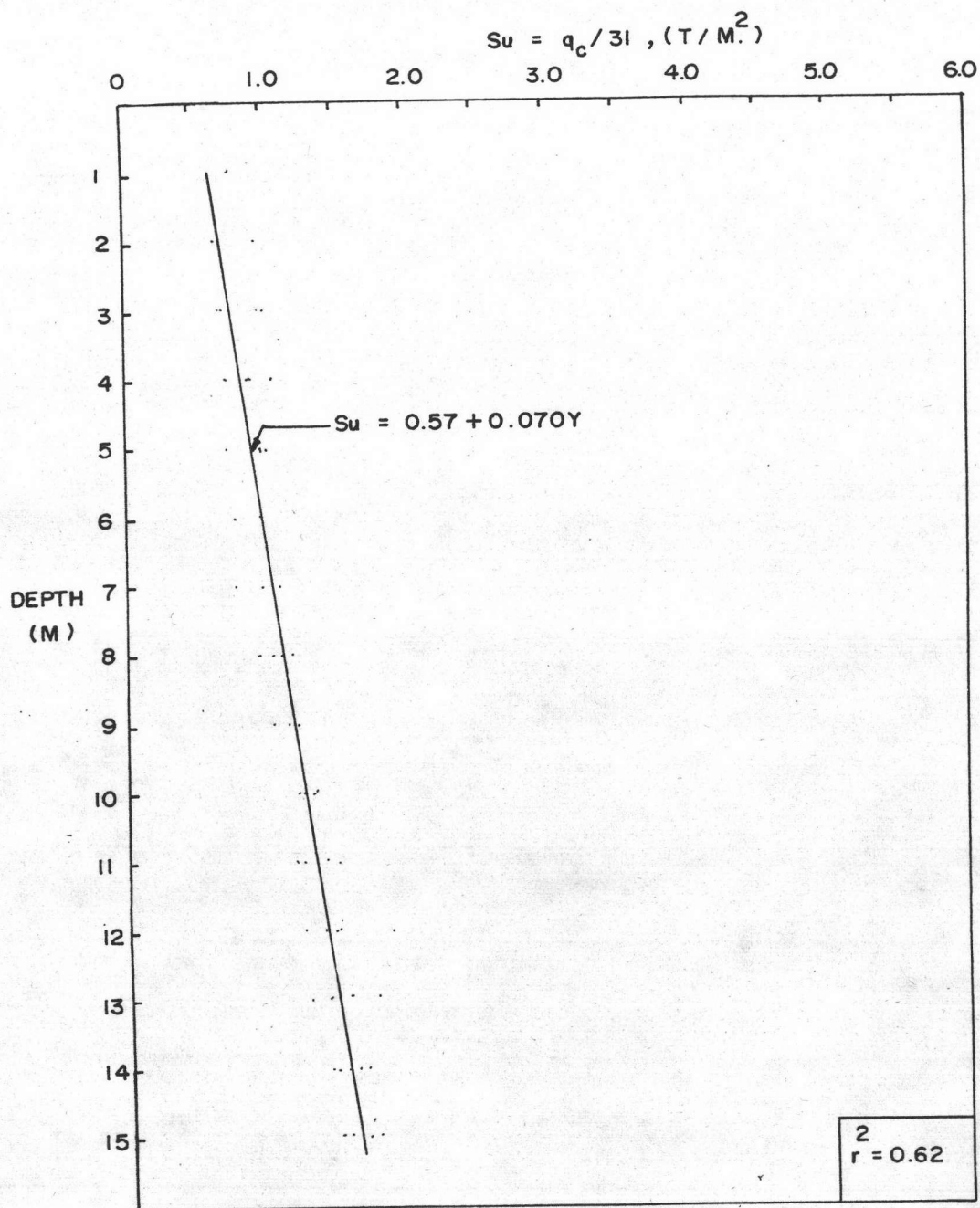
การทดสอบ CPT จากหลุม DC1-DC4 ซึ่งอยู่นอกเขตทางบริเวณ กม. 6+750 และแต่ละหลุมจะทดสอบใกล้กับหลุมทดสอบ FVT เป็นการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในธรรมชาติ ซึ่งมีค่าสูงกว่าการทดสอบแบบ FVT ประมาณ 5 % การทดสอบบริเวณนี้พบว่าทรายชั้นแรกจะอยู่ที่ความลึกประมาณ -27 เมตร จากผิวดิน

การทดสอบ CPT จากหลุม DC5-DC8 ซึ่งอยู่ในคันทางบริเวณ กม. 5+750 และแต่ละหลุมจะทดสอบใกล้กับหลุมทดสอบ FVT เป็นการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของถนนเก่าและพบว่าให้ค่าที่แสดงพฤติกรรมกำลังของดินเหมือนกับ การทดสอบ FVT แต่ค่า  $S_u$  จากการทดสอบ CPT มีค่าสูงกว่าจากการทดสอบ FVT ประมาณ 3 %

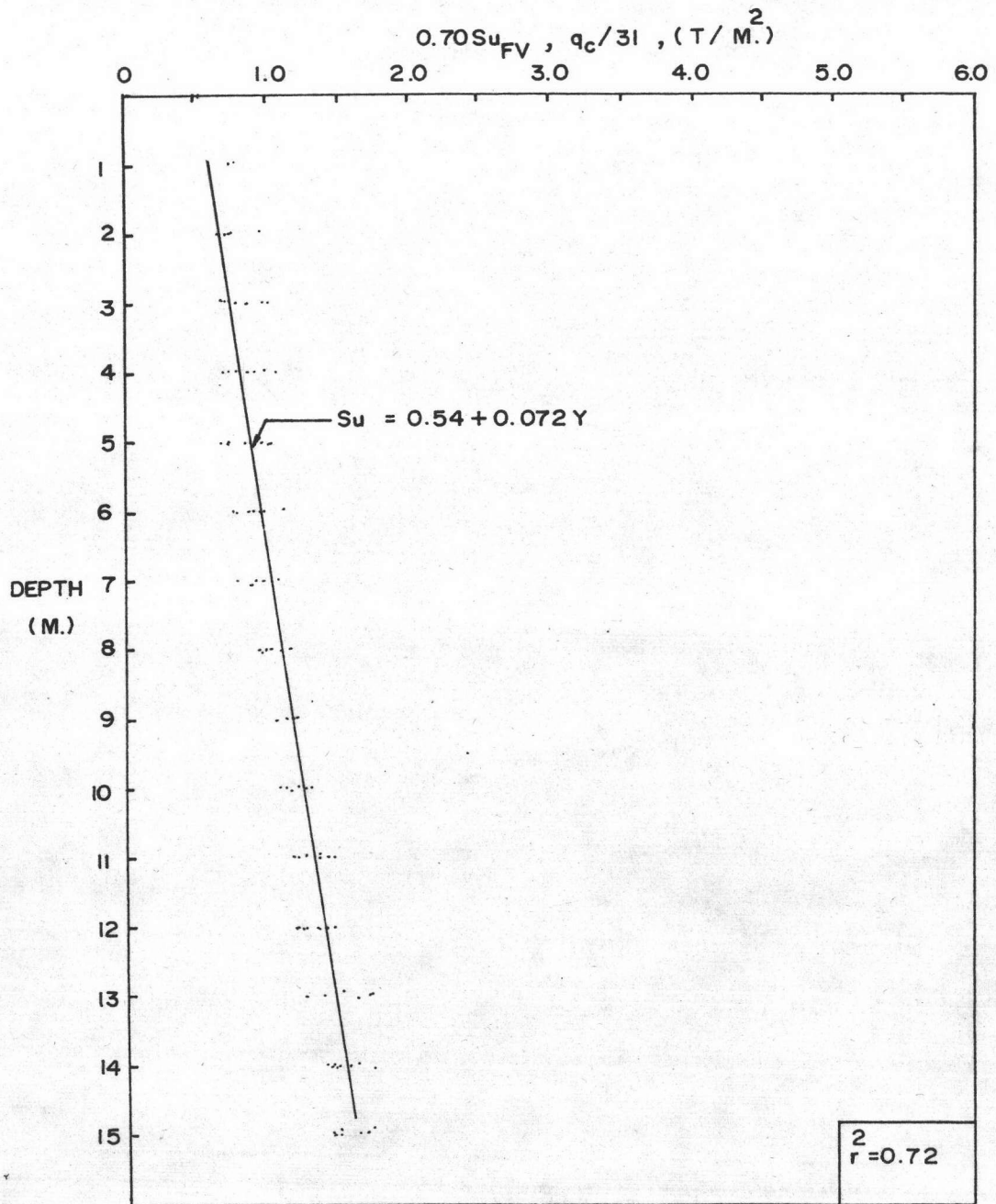
จากการนำข้อมูล Cone Resistance จากการทดสอบ CPT มาวิเคราะห์เชิงสถิติ พบว่าสำหรับดินเหนียวอ่อนบางบ่อ สามารถแทนได้ด้วยสมการที่ 4.5 ดังแสดงในรูปที่ 4.7

$$q_c = 0.57 + 0.070 Y \dots\dots\dots 4.5$$

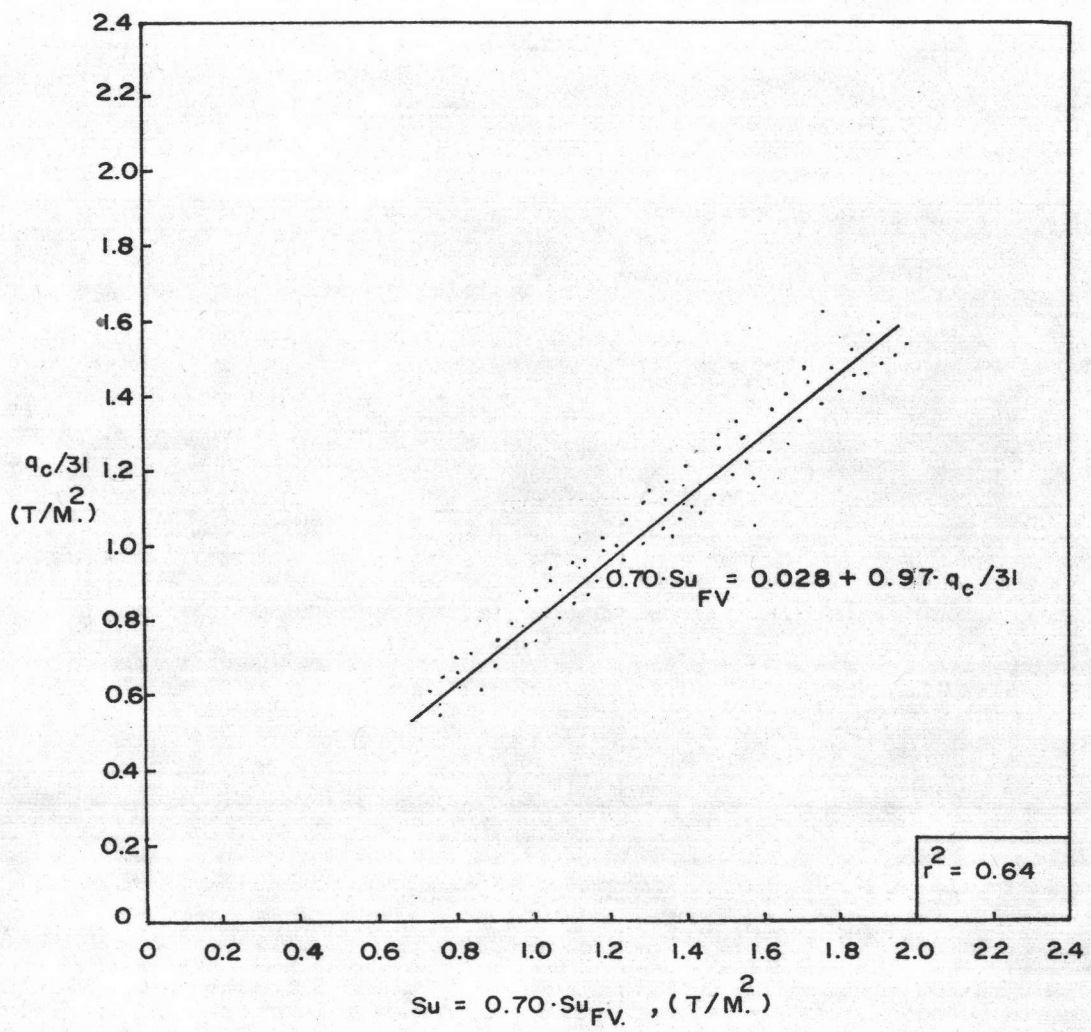
และเมื่อนำข้อมูล  $0.7 * S_{u_{F.V.}}$  กับ  $q_c/31$  มาเปรียบเทียบกันโดยการวิเคราะห์ทางสถิติ สามารถแสดงได้ดังรูปที่ 4.8 และ 4.9



รูปที่ 4.7 แสดงความสัมพันธ์ของ Cone Resistance จากการทดสอบ CPT กับความลึก, โดยการใช้วิเคราะห์ทางสถิติของดินเหนียวอ่อนบางบ่อ



รูปที่ 4.8 แสดงความสัมพันธ์ของ  $0.7 * S_{u_{FV}}$  และ  $q_c/31$  กับ ความลึก โดยการใช้การวิเคราะห์ทางสถิติของดินเหนียวอ่อนบางบ่อ



รูปที่ 4.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $0.7 \cdot Su_{FV}$  กับ  $q_c/3l$  โดยการวิเคราะห์ทางสถิติของดินเหนียวอ่อนบางป่อ

DESCRIPTION			BASIC PROPERTIES							CONSOLIDATION TEST RESULTS								UU TEST RESULT			
SAMPLE NO.	DEPTH m.		WATER CONTENT %	ATTERBERG LIMITS %			LIQUIDITY INDEX (LL)	TOTAL UNIT WEIGHT T/M <sup>3</sup>	UNIFIED SOIL CLASSIFICATION	EFFECTIVE STRESS $\bar{\sigma}_{vo}$ (T/M <sup>2</sup> )	MAXIMUM PAST PRESSURE $\bar{\sigma}_{vm}$ (T/M <sup>2</sup> )	OVER CONSOLIDATION RATIO (OCR)	COMPRESSION RATIO (CR)	RECOMPRESSION RATIO (RR)	COEFFICIENT OF VOLUME CHANGE ( $m_v$ ) m <sup>3</sup> /t	CONSTRAINED MODULUS (D) T/M <sup>2</sup>	DRAINED YOUNG'S MODULUS (E), T/M <sup>2</sup>		UNDRAINED SHEAR STRENGTH T/M <sup>2</sup>	UNDRAINED YOUNG'S MODULUS T/M <sup>2</sup>	
	FROM	TO		LL.	PL.	PI.											POISSON'S RATIO = 0.25	POISSON'S RATIO = 0.35		Eu(80)	Eu(80)
PST-1	3.0	3.6	138.25	29.50	43.91	85.59	1.10	1.35	CH	1.15	4.4	3.8	0.332	0.056	0.024			0.91	152	100	
PST-2	4.0	5.1	129.83	32.80	46.38	86.42	0.83	1.35	CH	1.67	2.8	1.7	0.204	0.059	0.023			—	—	—	
PST-3	6.0	6.6	126.16	35.50	51.90	83.60	0.88	1.33	CH	2.16	2.9	1.3	0.323	0.059	0.023			0.78	111	83	
PST-4	7.5	8.1	130.67	32.00	51.40	80.60	0.79	1.32	CH	2.64	3.0	1.2	0.249	0.073	0.030			0.91	151	85	
PST-5	9.0	9.6	132.55	35.00	63.40	71.60	0.97	1.33	CH	3.13	3.8	1.2	0.282	0.065	0.024			1.28	197	136	
PST-6	10.5	11.1	121.09	29.00	53.70	75.30	0.89	1.39	CH	3.71	4.0	1.1	0.216	0.094	0.020			—	—	—	
PST-7	12.0	12.6	122.02	39.00	56.20	82.80	0.71	1.37	CH	4.26	4.2	1.0	0.249	0.066	0.020			1.50	333	165	
PST-8	13.5	14.1	124.21	38.00	51.58	86.42	0.84	1.39	CH	4.84	4.8	1.0	0.182	0.070	0.012			—	—	—	
PST-9	15.0	15.6	108.81	15.00	41.60	73.40	0.91	1.42	CH	5.47	5.4	1.0	0.232	0.124	0.015			1.46	243	180	
PST-10	16.5	17.1	94.94	12.00	51.10	60.90	0.72	1.44	CH	6.13	6.0	1.0	0.200	0.066	0.010			—	—	—	
PST-11	18.0	18.6	94.82	12.00	45.20	66.20	0.51	1.37	CH	6.68	6.3	1.0	0.250	0.094	0.014			—	—	—	
PST-12	19.5	20.1	73.13	100.00	36.89	63.11	0.57	1.54	CH	7.49	7.5	1.0	0.200	0.084	0.013			1.09	156	109	
PST-13	21.0	21.6	69.60	96.00	38.13	57.87	0.55	1.57	CH	8.34	8.2	1.0	0.200	0.099	0.015			—	—	—	
PST-14	22.5	23.1	57.80	81.00	30.87	50.13	0.54	1.65	CL	9.31	9.5	1.0	0.227	0.089	0.010			1.71	570	274	
PST-15	24.0	24.6	53.65	88.50	39.66	48.84	0.29	1.66	CL	10.30	10.3	1.0	0.066	0.050	0.012			—	—	—	
PST-16	25.5	26.1	21.42					2.03	SC												

LOCATION : KM.6+819 KLONGDAN-BANGBOH  
BORING NO: DB-1  
BORING DATE : JAN 22, 1991

ตารางที่ 4.3 สรุปผลการทดลองของดินเหนียวอ่อนจากหลุม DB-1



DESCRIPTION			BASIC PROPERTIES							CONSOLIDATION TEST RESULTS									UU TEST RESULT		
SAMPLE NO.	DEPTH m.		WATER CONTENT %	ATTERBERG LIMITS %			LIQUIDITY INDEX (LL)	TOTAL UNIT WEIGHT T/M <sup>3</sup>	UNIFIED SOIL CLASSIFICATION	EFFECTIVE STRESS $\bar{\sigma}'_{vo}$ (T/M <sup>2</sup> )	MAXIMUM PAST PRESSURE $\bar{\sigma}'_{vm}$ (T/M <sup>2</sup> )	OVER CONSOLIDATION RATIO (OCR)	COMPRESSION RATIO (CR)	RECOMPRESSION RATIO (RR)	COEFFICIENT OF VOLUME CHANGE ( $m_v$ ) m <sup>3</sup> /t	CONSTRAINED MODULUS (D) T/M <sup>2</sup>	DRAINED YOUNG'S MODULUS ( $\bar{E}$ ) T/M <sup>2</sup>		UNDRAINED SHEAR STRENGTH T/M <sup>2</sup>	UNDRAINED YOUNG'S MODULUS T/M <sup>2</sup>	
	FROM	TO		LL	PL	PI											POISSON'S RATIO = 0.25	POISSON'S RATIO = 0.35		Eu(50)	Eu(80)
	PST-1	6.0		6.6	105.62	16.00											54.60	61.40		0.83	1.42
PST-2	7.5	8.1	107.22	20.00	44.69	75.31	0.83	1.40	CH	3.9	4.2	1.1	0.199	0.050	0.017			0.60	120	64	
PST-3	9.0	9.6	121.48	30.00	52.02	77.98	0.89	1.37	CH	4.4	5.2	1.2	0.250	0.033	0.015			1.21	242	161	
PST-4	10.5	11.1	120.33	28.00	51.05	76.95	0.90	1.35	CH	4.9	4.9	1.0	0.200	0.026	0.018			0.87			
PST-5	12.0	12.6	124.09	22.50	51.44	71.06	1.02	1.38	CH	5.4	5.4	1.0	0.210	0.059	0.015			1.40	350	203	
PST-6	13.5	14.1	122.80	33.50	55.04	78.46	0.86	1.38	CH	5.9	5.8	1.0	0.200	0.056	0.013			1.36	272	155	
PST-7	15.0	15.6	112.78					1.40	CH	6.5	6.4	1.0	0.233	0.053	0.013			—	—	—	
PST-8	16.5	17.1	106.64	30.90	53.03	50.87	1.05	1.42	CH	7.1	7.2	1.0	0.182	0.086	0.010			1.35	540	216	
PST-9	18.0	18.6	93.28	9.30	48.94	46.36	0.96	1.44	CH	7.7	7.8	1.0	0.166	0.081	0.010			—	—	—	
PST-10	19.5	20.1	62.42	7.30	28.71	42.59	0.79	1.61	CL	8.6	8.6	1.0	0.192	0.032	0.010			0.99	194	138	
PST-11	21.0	21.6	62.65	7.60	32.54	43.46	0.69	1.60	CL	9.5	10.0	1.0	0.227	0.063	0.005			0.83	166	83	
PST-12	22.5	23.1	61.33	43.50	27.21	16.29		1.61	CL	10.4	10.2	1.0	0.166	0.026	0.004			—	—	—	
PST-13	24.0	24.6	27.53	38.80	21.04	17.76	0.36	2.01	CL	11.9	10.5	1.0	0.074	0.033	0.002			—	—	—	
LOCATION : KM. 8+874 KLONGDAN-BANGBOH																					
BORING NO : DB-2																					
BORING DATE : JAN 25, 1991																					

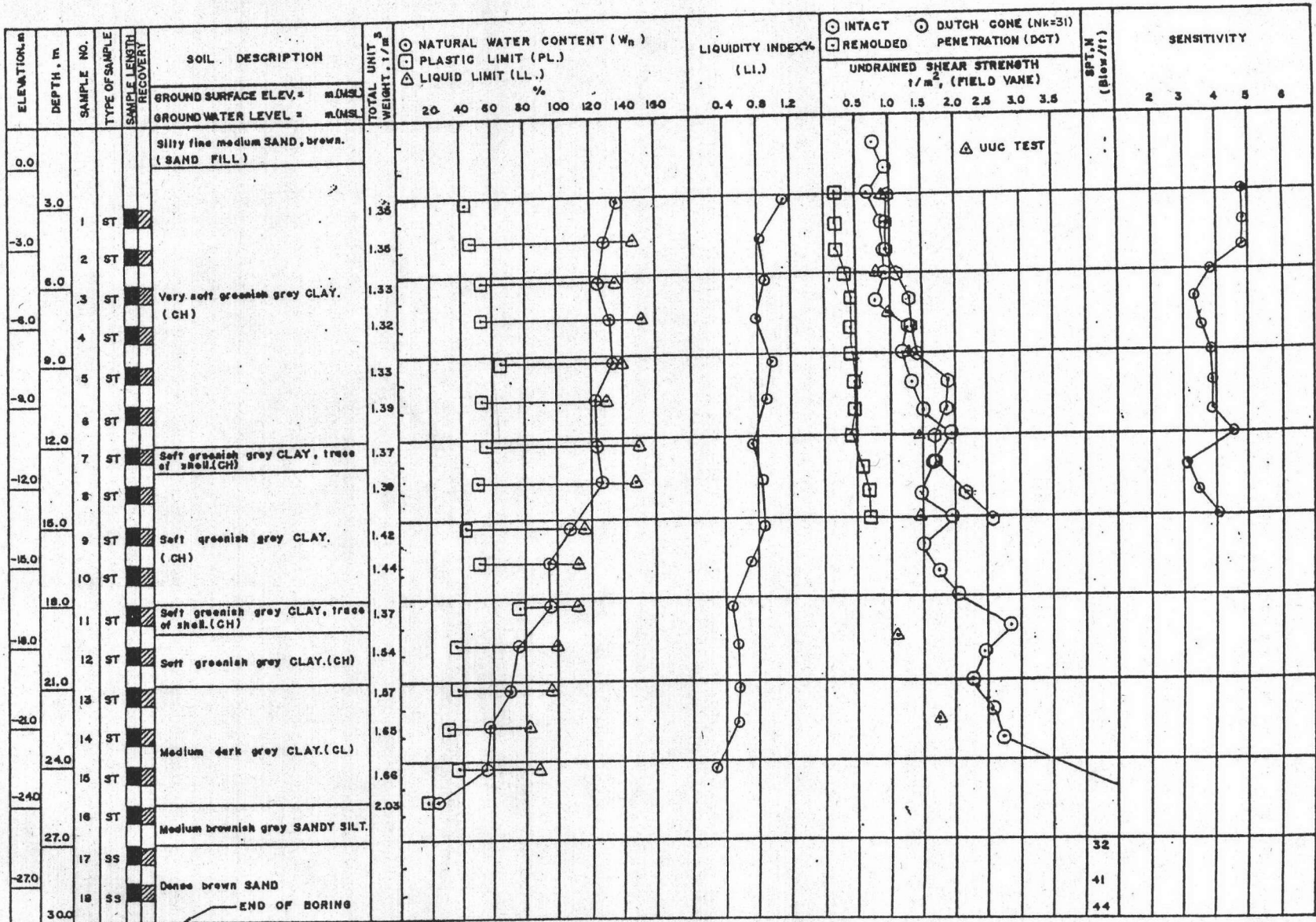
ตารางที่ 4.4 สรุปผลการทดลองของดินเหนียวอ่อนจากหลุม DB-2

#### 4.1.3 ผลการทดลองสมบัติพื้นฐานของดิน

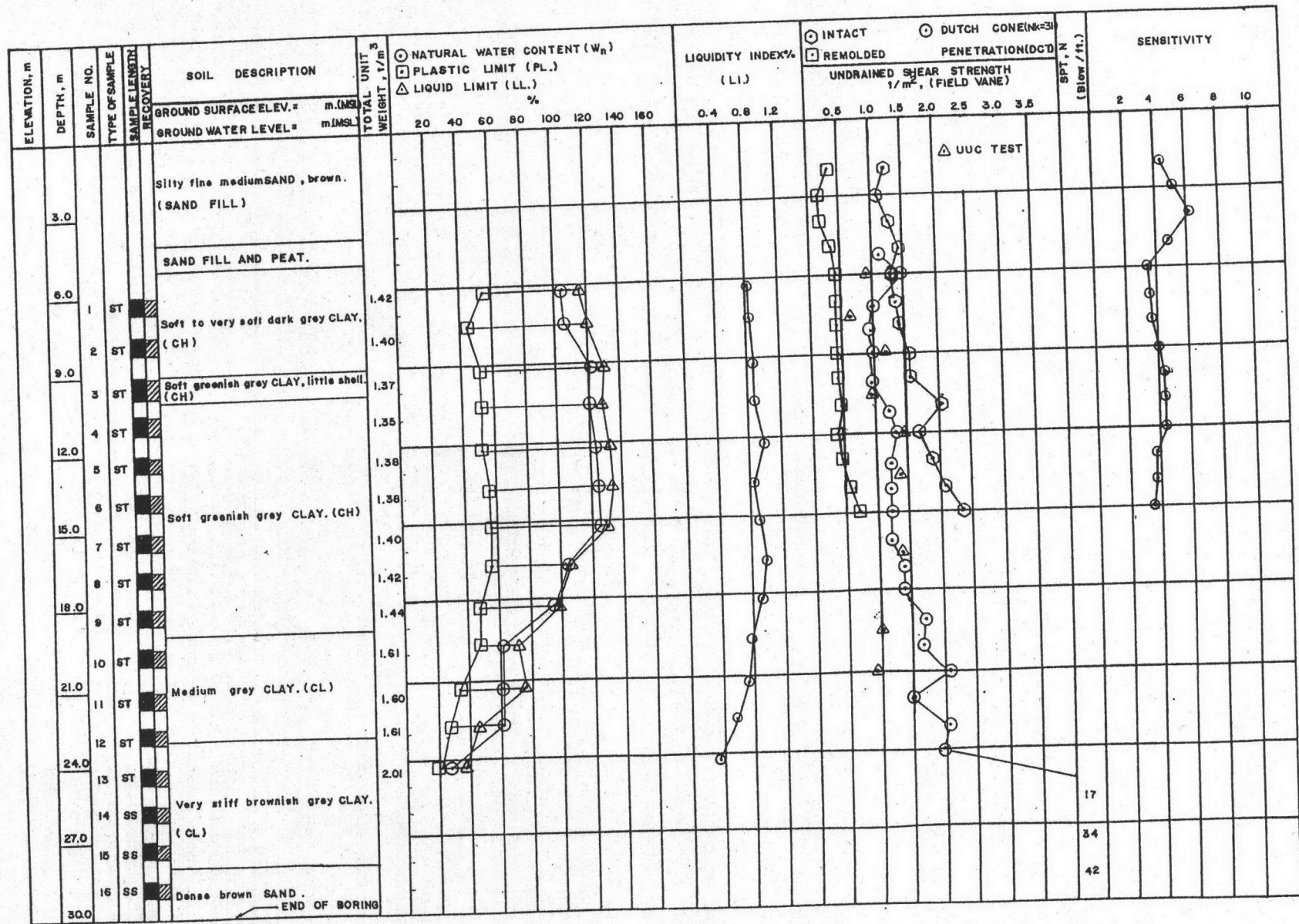
ดินเหนียวอ่อนมากจากหลุมเจาะ DB1 และ DB2 ได้นำมาทำการทดลองหาคุณสมบัติพื้นฐานและได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.3 และ 4.4 ซึ่งได้แสดงชนิดของชั้นดินโดยการแบ่งดินเป็นชั้นๆ จากการพิจารณากำลังรับแรงเฉือน ความหนาแน่นเปียก และปริมาณน้ำตามธรรมชาติ เพื่อนำมาใช้ในการวิเคราะห์หาเสถียรภาพและการทรุดตัว ดังแสดงไว้ใน Boring Log รูปที่ 4.10 และ 4.11 ตามลำดับ

ดินเหนียวอ่อนมากจากหลุม DB1 ซึ่งอยู่บริเวณนอกคันทางประมาณ 25 เมตร ตรง กม.6+750 โดยส่วนใหญ่เป็นดินเหนียวอินทรีย์ มีดัชนีพลาสติคสูง (PI = 45 - 87 % ) ความหนาแน่นเปียกเฉลี่ย 1.34 ตัน/ลูกบาศก์เมตรในช่วง -10 เมตรแรกจากนั้นค่าความหนาแน่นเปียกจะสูงขึ้นเรื่อยๆจนถึง 1.65 ตัน/ลูกบาศก์เมตร ที่ระดับ -24 เมตร จากผิวดิน และเมื่อเกิน - 27 เมตร ขึ้นไปจะเป็นชั้นทรายซึ่งมีความหนาแน่นเปียก 2.0 ตัน/ลูกบาศก์เมตร ขึ้นไป ปริมาณน้ำตามธรรมชาติมีค่าสูง (Wn=100-140 %) ที่ระดับ 0-20 เมตร และมีค่า Liquidity Index เท่ากับ 0.50-1.10

สำหรับดินเหนียวอ่อนมากจากหลุม DB2 ซึ่งอยู่ในคันทาง กม.5+750 และรองรับถนนเดิมมีความหนาแน่นเปียกประมาณ 1.40 ตัน/ลูกบาศก์เมตร ที่ระดับความลึก 6-8 เมตร และมีค่าความหนาแน่นเปียกลดลงเรื่อยๆประมาณ 1.35-1.37 ตัน/ลูกบาศก์เมตรที่ระดับความลึก 8-12 เมตรและมีค่าเพิ่มขึ้นจนถึง 1.61 ตัน/ลูกบาศก์เมตรที่ระดับความลึก -23 เมตร ที่ระดับความลึก -24 เมตร จะมีค่าความหนาแน่นเปียก 2.00 ตัน/ลูกบาศก์เมตรขึ้นไปซึ่งเป็นชั้นทราย ปริมาณน้ำตามธรรมชาติมีค่าระหว่าง 100-130 % ในชั้นดินเหนียวอ่อน ซึ่งสาเหตุที่ดินเหนียวอ่อนจากหลุม DB2 มีความหนาแน่นสูงกว่าและปริมาณน้ำตามธรรมชาติต่ำกว่าดินเหนียวอ่อนจากหลุม DB1 ก็เนื่องจากดินถูกความเค้นจากถนนเก่าที่ก่อสร้างเมื่อปี พ.ศ.2518 เมื่อมีการก่อสร้างถนนความเค้นเนื่องจากน้ำหนักของถนนในดินอ่อนก็สูงขึ้นไปด้วยและพบว่าชั้นทรายหนาประมาณ 3-4 เมตร จมอยู่ในคันทางระหว่างการก่อสร้างและการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ ทำให้ช่องว่างระหว่างเม็ดดินมีขนาดเล็กลงปริมาณน้ำตามธรรมชาติลดลง ความหนาแน่นเปียกเพิ่มขึ้น เกิดการทรุดตัวมากขึ้น และค่า Liquidity Index มีค่าสูง แสดงว่าดินในบริเวณนี้ยังคงเป็นแบบ Younger



รูปที่ 4.10 แสดง Boring log ของดินจากหลุม DB-1



รูปที่ 4.11 แสดง Boring log ของดินจากหลุม DB-2

Sedimentary Clay (Cox, 1968)

โดยทั่วไปดินเหนียวจะมีคุณสมบัติแบบ Homogeneous ในช่วง 0-12 เมตร และเมื่อลึกกว่านี้จะพบวัสดุพวกเปลือกหอย ซึ่งเป็นอุปสรรคในการตกแต่งตัวอย่างให้ได้รูปร่างตามต้องการ

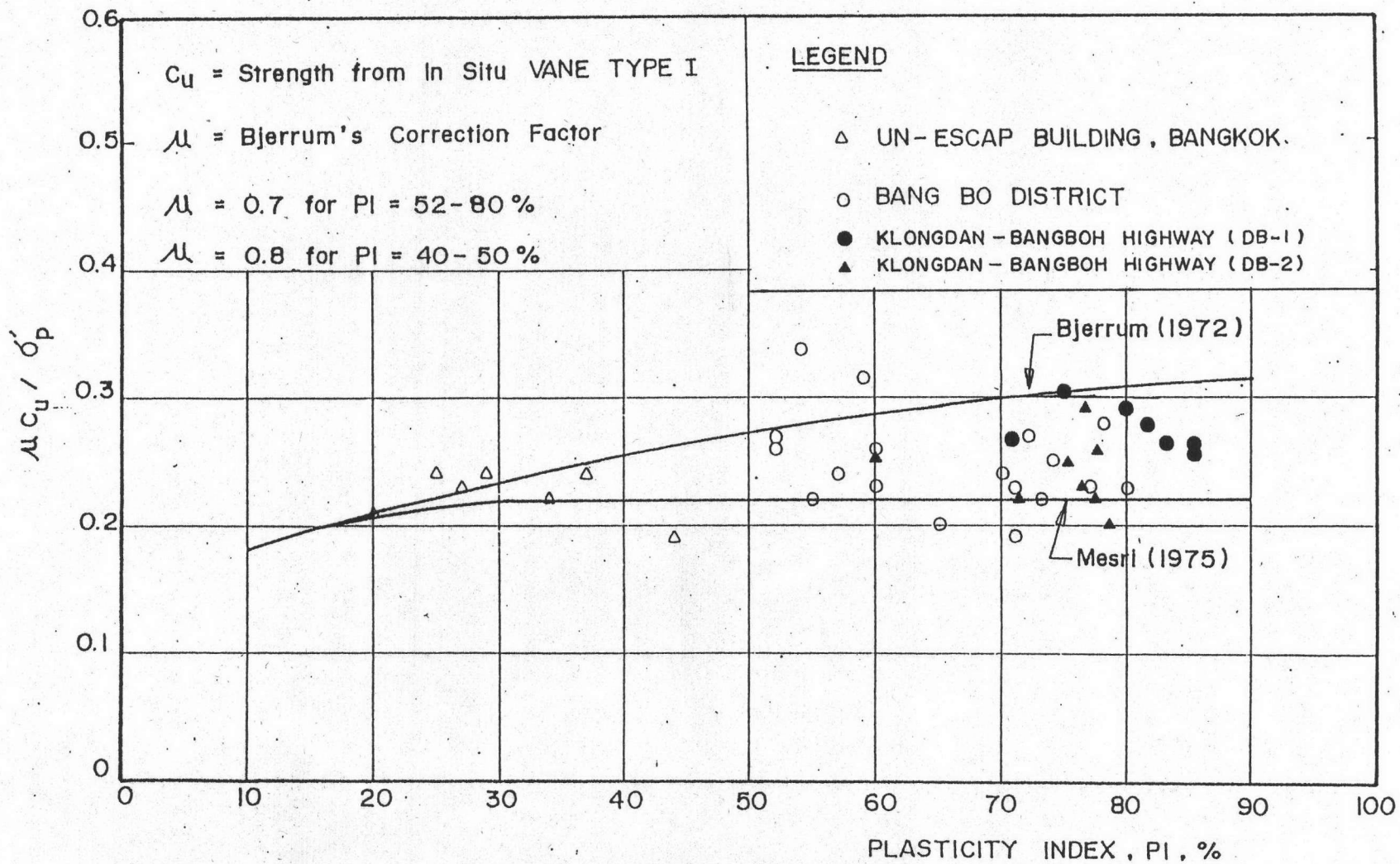
สำหรับทรายถมซึ่งใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพครั้งนี้จะให้ความหนาแน่นเท่ากับ 2.1 ตันต่อลูกบาศก์เมตร และ 2.2 ตันต่อลูกบาศก์เมตร สำหรับถนนเก่าและถนนใหม่ตามลำดับ และค่ามุมเสียดทานภายในเท่ากับ 36 และ 33 องศา สำหรับทรายถมใหม่และทรายถมเก่าตามลำดับ ซึ่งค่าเหล่านี้ได้จากรายงานของ Eide และ Holmberg (1972)

#### 4.1.4 ผลการทดลองการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ

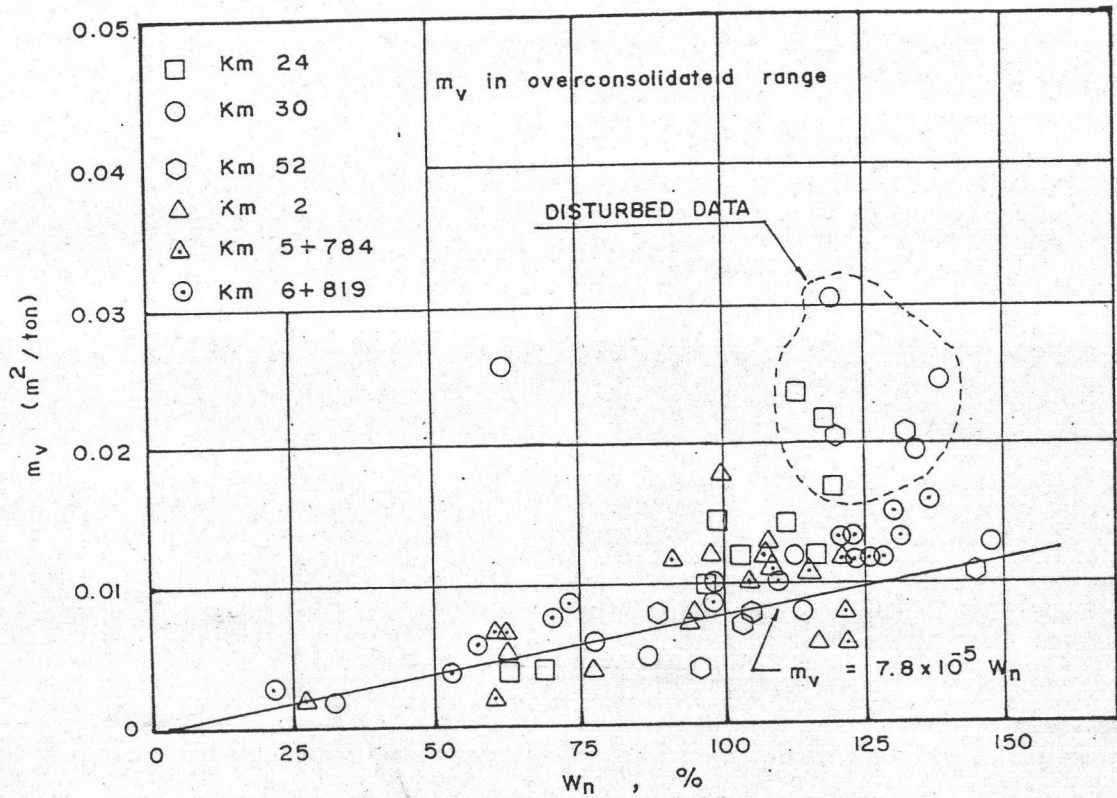
ผลการทดลองได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.3 และ 4.4 รูปที่ 4.12 และ 4.13 แสดงการตรวจสอบผลการทดลองจากกราฟจะเห็นว่าข้อมูลส่วนใหญ่มีแนวโน้มที่จะเกาะกลุ่มเส้นของ Trak et al (1979) และมีค่า  $\mu_{Su_{FV}} = 0.22 \sigma'_p$  ( $\mu = 0.7$ ) และจากการตรวจสอบค่า  $m_v$  กับ  $w_u$  พบว่าตัวอย่างดินอ่อนที่เก็บมา มีคุณภาพดีพอสมควรเท่านั้น ค่า CR และ  $\sigma'_p$  (ตารางที่ 4.3 และ 4.4) จึงอาจมีค่าต่ำไปเล็กน้อย ส่วนค่า RR จะสูงเกินไป

จากตารางที่ 4.3 และ 4.4 จะพบว่าค่า CR มีค่าต่ำเฉลี่ย 0.166-0.332 และเมื่อถึงชั้นดินแข็งมีค่า CR = 0.066-0.227 ส่วนค่า RR จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.033-0.099 และอัตราส่วน CR/RR มีค่าอยู่ระหว่าง 2-8 และค่าสัมประสิทธิ์การเปลี่ยนแปลงปริมาตร (Coefficient of Volumn Change) ก็ได้แสดงไว้ในตารางดังกล่าวเช่นกัน

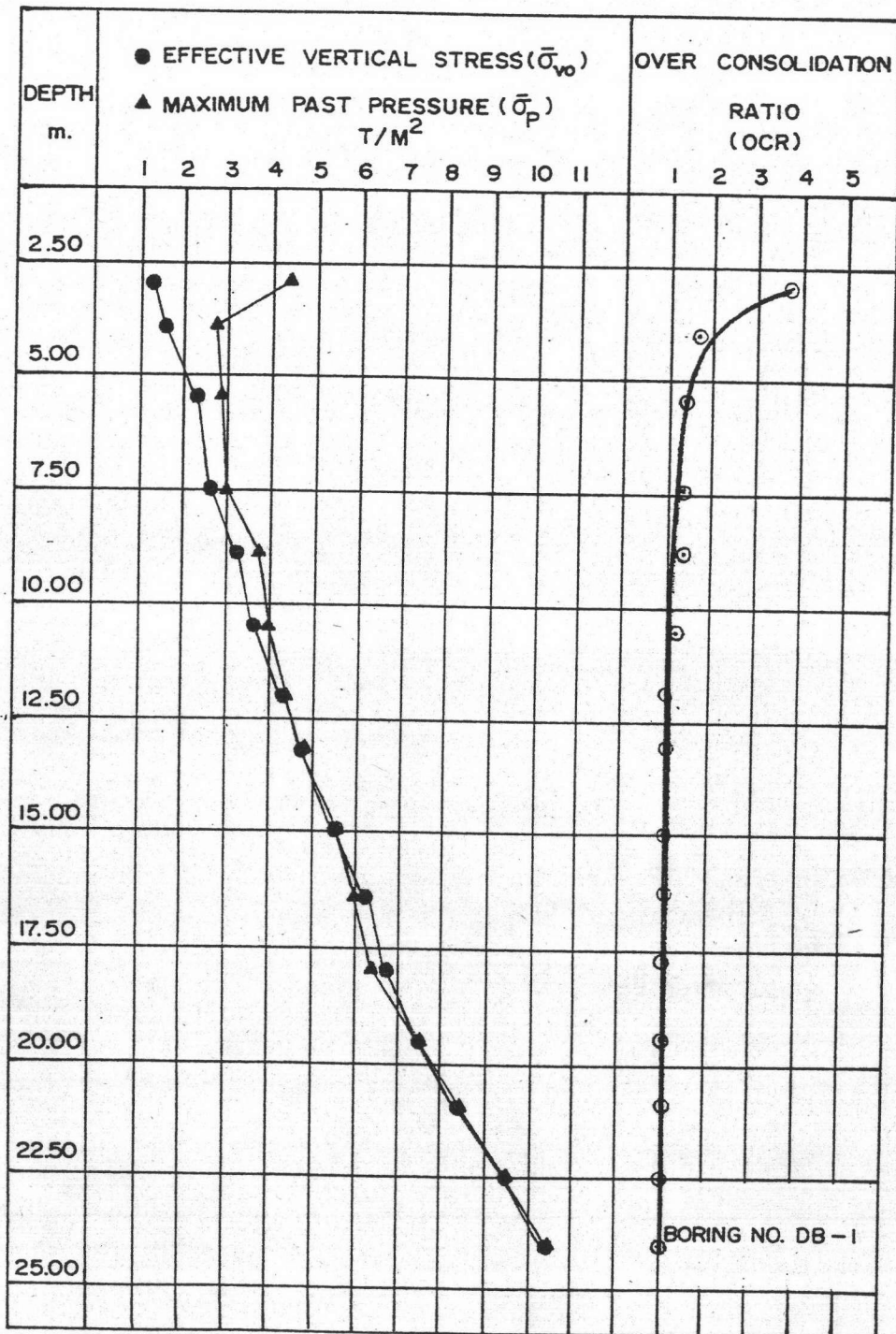
จากการพล็อตกราฟ OCR กับ ความลึก พบว่าดินจากหลุมเจาะ DB-1 มีค่า OCR ที่ผิวดินประมาณ 4.0 และเมื่อความลึกมากขึ้น OCR จะค่อยๆลดลงและมีค่าเท่ากับ 1.0 ที่ความลึกมากกว่า -12.0 เมตร ส่วนหลุมเจาะ DB-2 มีค่า OCR ที่ผิวดินประมาณ 2.0 และเมื่อความลึกมากขึ้น OCR จะค่อยๆลดลงและมีค่าเท่ากับ 1.0 ที่ความลึกมากกว่า -10 เมตรลงไป ดังแสดงในรูปที่ 4.14 และ 4.15 ตามลำดับ แสดงว่าดินบริเวณบางบ่อ



รูปที่ 4.12 แสดงการตรวจสอบคุณภาพของดินจากการทดสอบ Consolidation

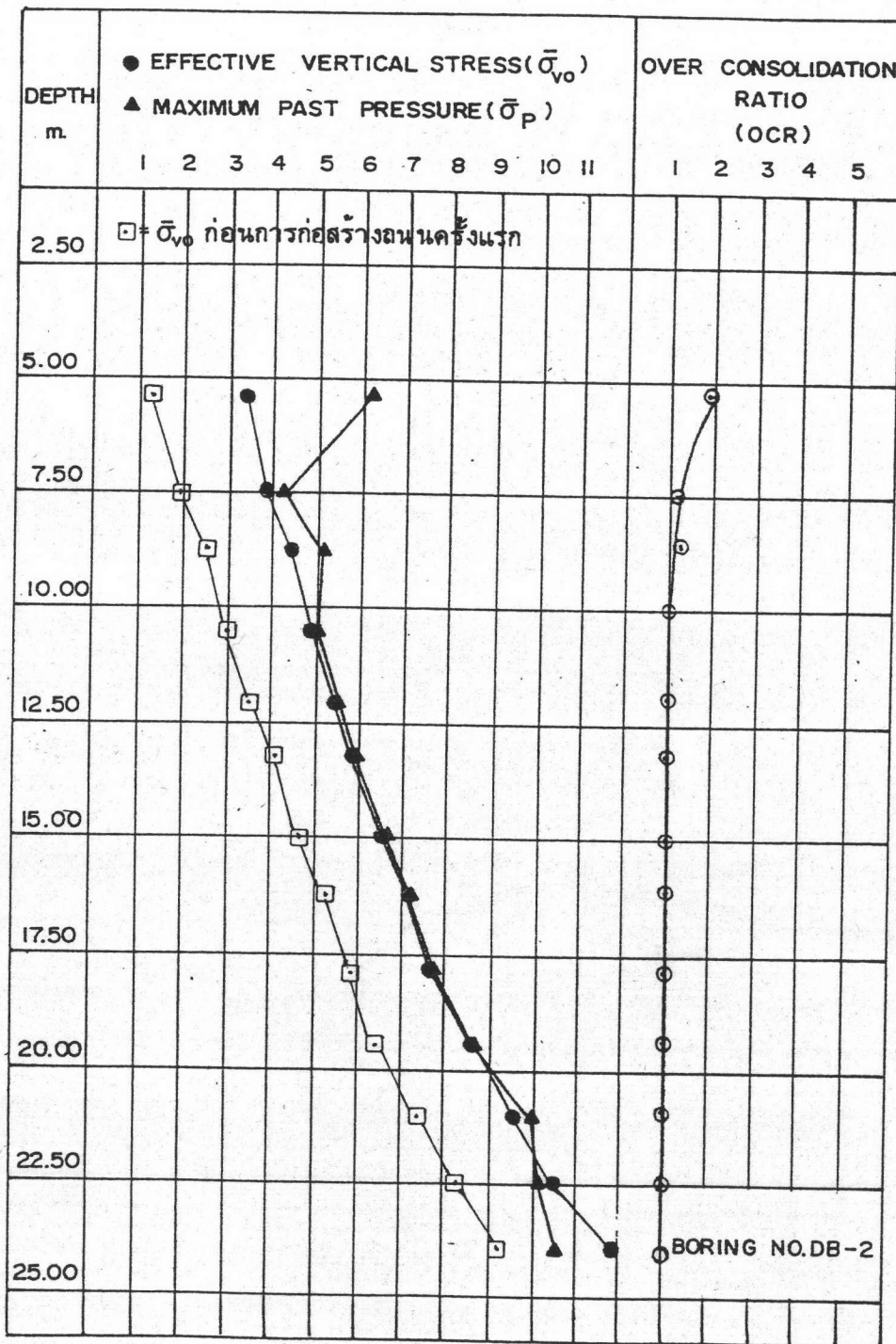


รูปที่ 4.13 แสดงการตรวจสอบคุณภาพของดินจากการทดสอบ Consolidation



รูปที่ 4.14 แสดงประวัติของหน่วยแรงของดินจากหลุม DB-1





รูปที่ 4.15 แสดงประวัติของหน่วยแรงของดินจากหลุม DB-2

ที่ความลึกประมาณ -10 เมตรลงไป เมื่อพิจารณาความตื้นน้ำอยู่ในสภาพเป็น Normally Consolidated Clay

#### 4.1.5 ผลการทดลอง Undrained Creep

การทดลอง Undrained Creep และ Stress Path จะใช้ตัวอย่างดินซึ่งเป็นตัวแทนของดินชั้นย่อยๆ ดังแสดงในตารางที่ 3.3 การทดสอบจำลองสภาพหน่วยแรงที่ Section กม.7+000 เพื่อคาดคะเนการทรุดตัวของถนนซึ่งก่อสร้างแล้วเสร็จเปรียบเทียบกับวิธีปฏิรูปกลศาสตร์พื้นฐาน

หน่วยแรงที่ใช้ในการทดลองตลอดจนพารามิเตอร์ต่างๆ รวมทั้งค่าการทรุดตัวของถนน ทั้งในสภาพไม่ระบายน้ำและอัดตัวคายน้ำได้ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.5 และ 4.6 สำหรับหน่วยแรงที่ใช้ได้จากการคำนวณตามทฤษฎีของ Polous (1967) โดยอาศัย Influence Chart รูปที่ 2.4 และสมการที่ 2.6 ส่วนทรายนกคันทางสูงประมาณ 1.0 เมตร

ค่าการทรุดตัวของถนนเก่า (2518) และถนนต่อเติมใหม่ (2532) ที่ทดลองได้ในสภาพไม่ระบายน้ำและเมื่อมีปล่องยให้เกิด Undrained Creep และ Yield ได้้อย่างเต็มที่ในสภาพอัดตัวคายน้ำมีค่าการทรุดตัวเท่ากับ 52.80 ซม. และ 70.35 ซม. ตามลำดับ

สำหรับผลการทรุดตัวเนื่องจาก Drained Settlement เนื่องจากการสร้างถนนเก่าเมื่อ ปี พ.ศ.2518 และจากการต่อเติมถนน ปี พ.ศ.2532 เท่ากับ 83.25 ซม. และ 109.30 ซม. ตามลำดับ และเมื่อรวมการทรุดตัวทั้งหมดของถนนเก่าจะได้เท่ากับ 136.05 ซม. และการทรุดตัวทั้งหมดของถนนใหม่เท่ากับ 179.65 ซม. ซึ่งมีค่ามากกว่าความสูงของคันทาง และพบว่าดินเกิดการวิบัติขึ้นขณะการเพิ่มน้ำหนักครั้งที่ 2 ของตัวอย่างดินที่ความลึก 4-12 เมตร ซึ่งค่า  $A_f$  มีค่าสูง 1.6-2.0

จากการทดสอบ Stress Path พบว่าตัวอย่างดิน PST-1, PST-2, PST-6, PST-7, PST-12 และ PST-14 ซึ่งเป็นตัวแทนของตัวอย่างดินที่ความลึก - 3.0, -4.5, -10.5, -12.0, -19.5 และ -22.5 เมตร ตามลำดับ เกิดการวิบัติ (Yield) ดังแสดงในกราฟ  $p, q$  ในรูปที่ 4.16 ซึ่งสอดคล้องกับผลการคำนวณของหน่วยแรงเฉือนกับ

ตารางที่ 4.5 แสดงผลการทดลองและการคาดคะเนการทรุดตัวจากการทดลองไตรแอกเซียล  
จำลองหน่วยแรงในสนามในสภาพไม่ระบายน้ำตัวอย่างดินจากหลุม DB-1

Layer No.	Interval		Sample Depth (m)	H (m)	Stress Condition, t/m <sup>2</sup>				Construc. Year (BE.)	Undrained Results				OCR	Undrained Settlement (cm.)
	From	To			Initial		Final			ε %	Δu t/m <sup>2</sup>	A	μ		
					σ <sub>v0</sub>	σ <sub>ho</sub>	σ <sub>v</sub>	σ <sub>h</sub>							
1	-2.5	-3.5	-3.0	1.00	1.05	0.66	3.12	1.53	2518	1.5	2.1	1.0	1.0	4	1.50
							5.19	2.40				1.6	1.4		
2	-3.5	-7.5	-4.3	4.0	1.58	1.00	3.65	1.87	2518	3.3	1.7	0.7	0.8	1	13.20
							5.72	2.74				2532	5.4		
3	-7.5	-11.0	-10.0	3.5	3.64	2.26	5.64	2.93	2518	3.0	2.4	1.3	1.2	1	10.50
							7.64	3.60				2532	3.5		
4	-11.0	-16.0	-12.3	4.00	4.20	2.64	6.17	3.43	2518	3.5	2.0	1.0	1.0	1	14.00
							8.14	4.22				2532	4.4		
5	-16.0	-20.0	-19.5	4.0	7.43	4.40	9.23	5.27	2518	3.2	1.7	0.9	0.9	1	12.80
							11.03	6.14				2532	2.9		
6	-20.0	-24.0	-22.5	4.0	9.26	5.37	10.90	6.76	2518	0.2	1.5	0.4	0.9	1	0.80
							12.54	8.15				2532	0.9		

การทรุดตัวของถนนเก่า (2518) = 52.8 ซม.

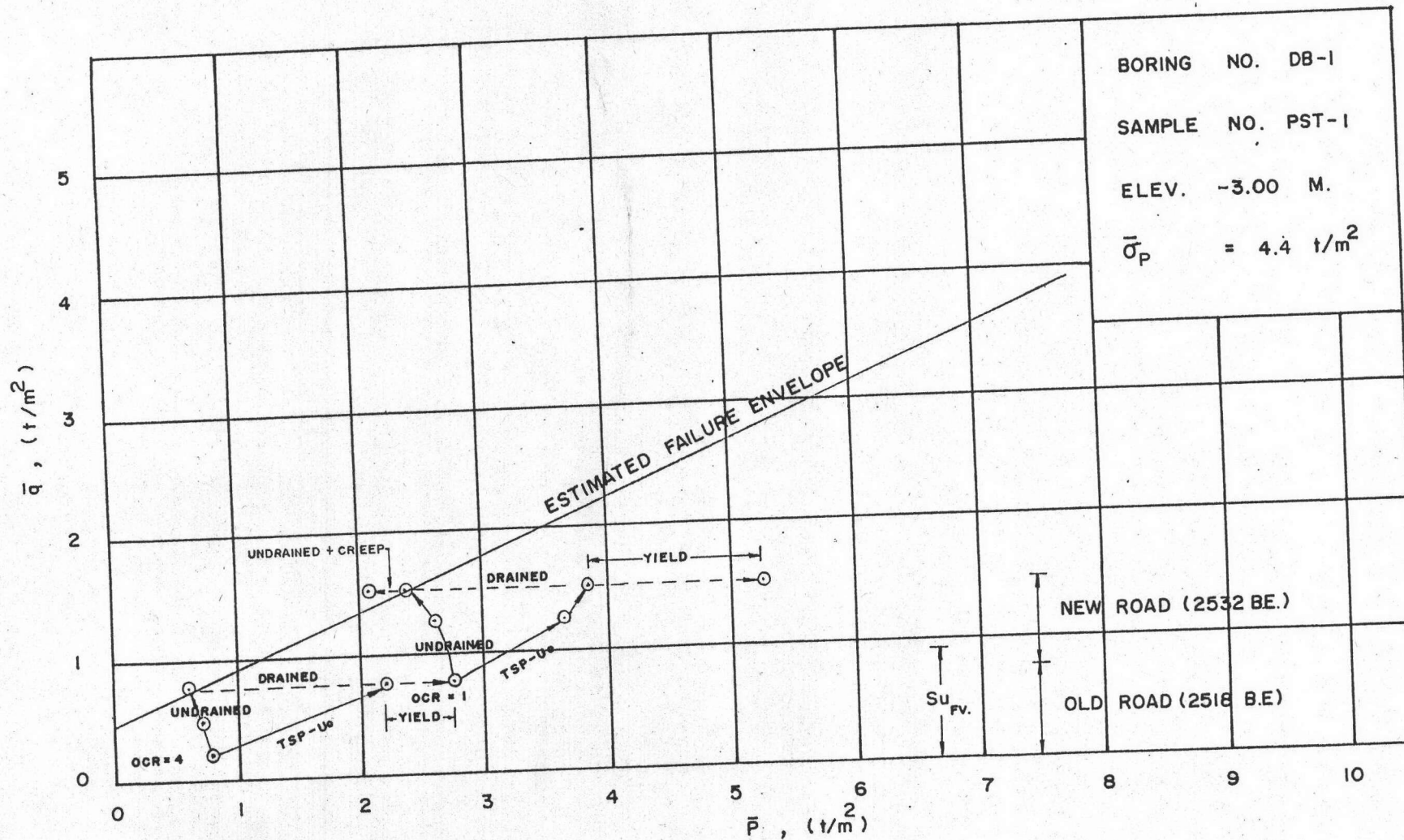
การทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่ (2532) = 70.35 ซม.

ตารางที่ 4.6 แสดงผลการทดลองและการคาดคะเนการทรุดตัวจากการทดลองไตรแอกเซียล  
จำลองหน่วยแรงในสนามในสภาพระบายน้ำตัวอย่างดินจากหลุม DB-1

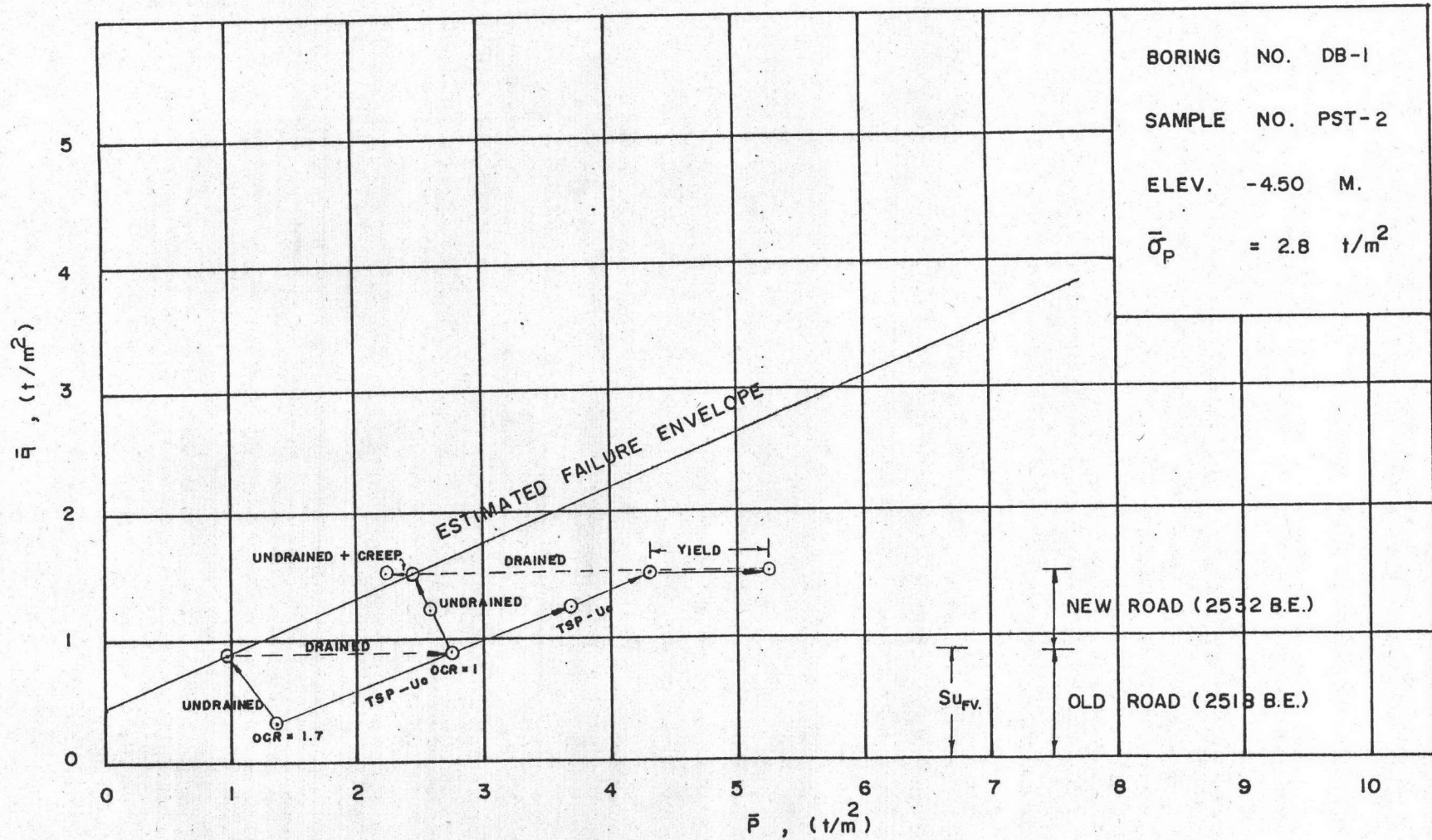
Layer No.	Interval		Sample Depth (m)	H (m)	Stress Condition, t/m <sup>2</sup>				Construc Year (BE.)	drained Results		drained Settlement (cm.)
	From	To			Initial		Final			ε %	OCR	
					6'v <sub>0</sub>	6'h <sub>0</sub>	6'v	6'h				
1	-2.5	-3.5	-3.0	1.00	1.05	0.66	3.12	1.53	2518	2.5	4	2.50
							5.19	2.40		2532	3.3	1
2	-3.5	-7.5	-4.3	4.0	1.58	1.00	3.65	1.87	2518	5.0	1	20.00
							5.72	2.74		2532	6.2	1
3	-7.5	-11.0	-10.0	3.5	3.64	2.26	5.64	2.93	2518	5.7	1	19.95
							7.64	3.60		2532	6.6	1
4	-11.0	-16.0	-12.3	4.00	4.20	2.64	6.17	3.43	2518	6.7	1	26.80
							8.14	4.22		2532	8.4	1
5	-16.0	-20.0	-19.5	4.0	7.43	4.40	9.23	5.27	2518	2.5	1	10.00
							11.03	6.14		2532	4.0	1
6	-20.0	-24.0	-22.5	4.0	9.26	5.37	10.90	6.76	2518	1.0	1	4.00
							12.54	8.15		2532	1.3	1

การทรุดตัวของถนนเก่า (2518) = 83.25 ซม.

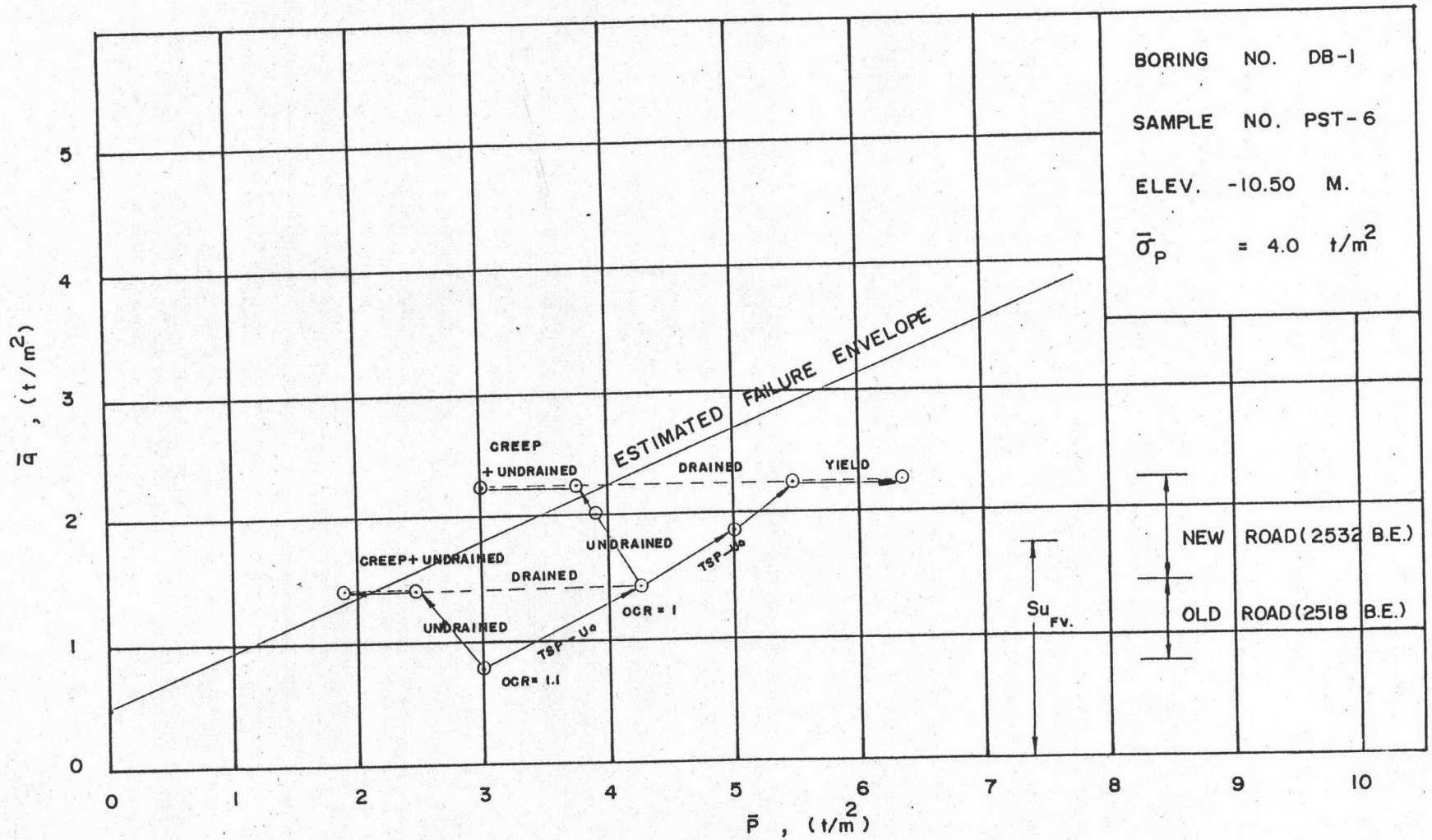
การทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่ (2532) = 109.30 ซม.



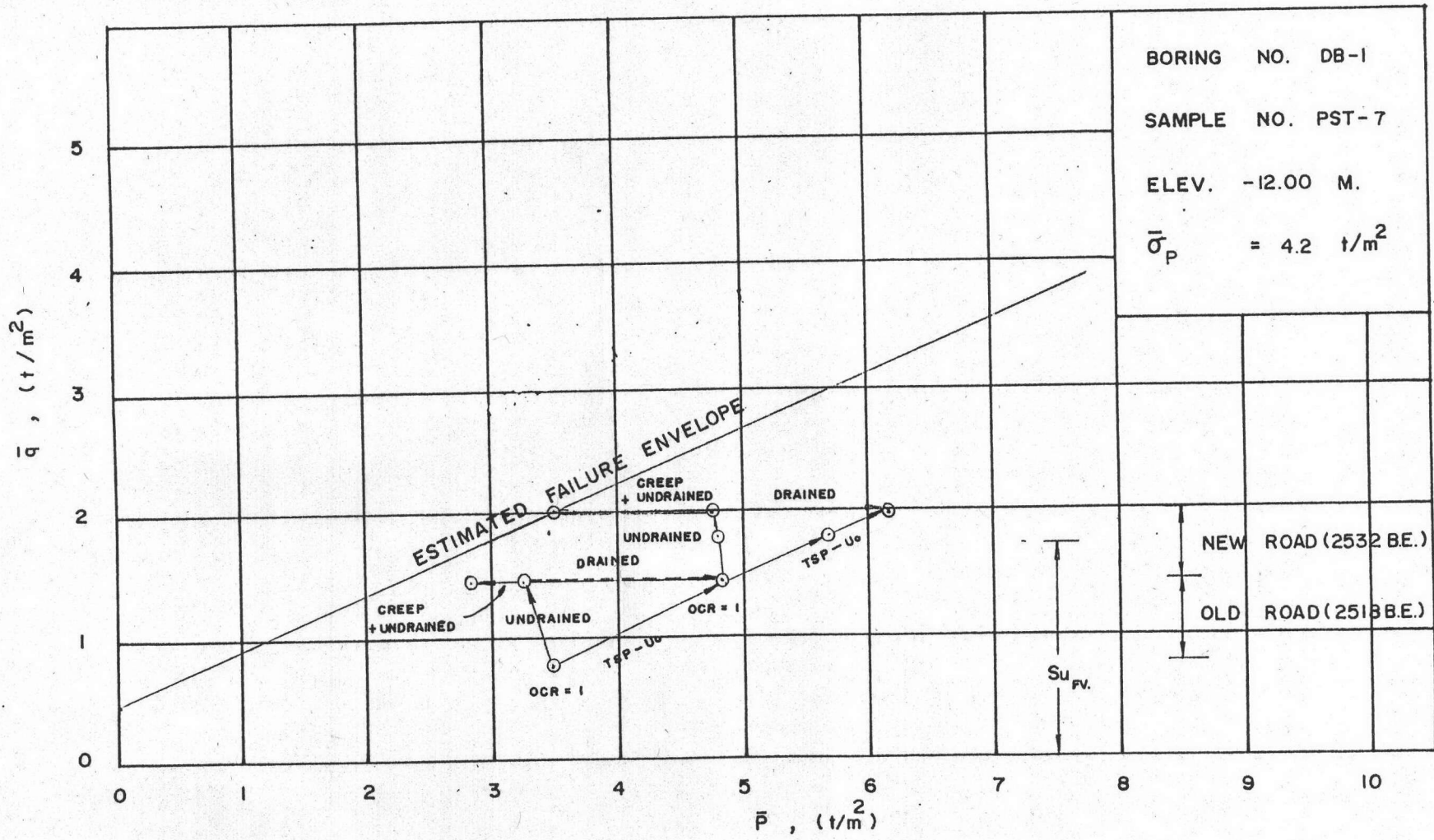
รูปที่ 4.16 (ก) ผลการทดลอง Undrined Creep ที่ระดับความลึก -3.00 เมตร



รูปที่ 4.16 (ข) ผลการทดลอง Undrined Creep ที่ระดับความลึก -4.50 เมตร

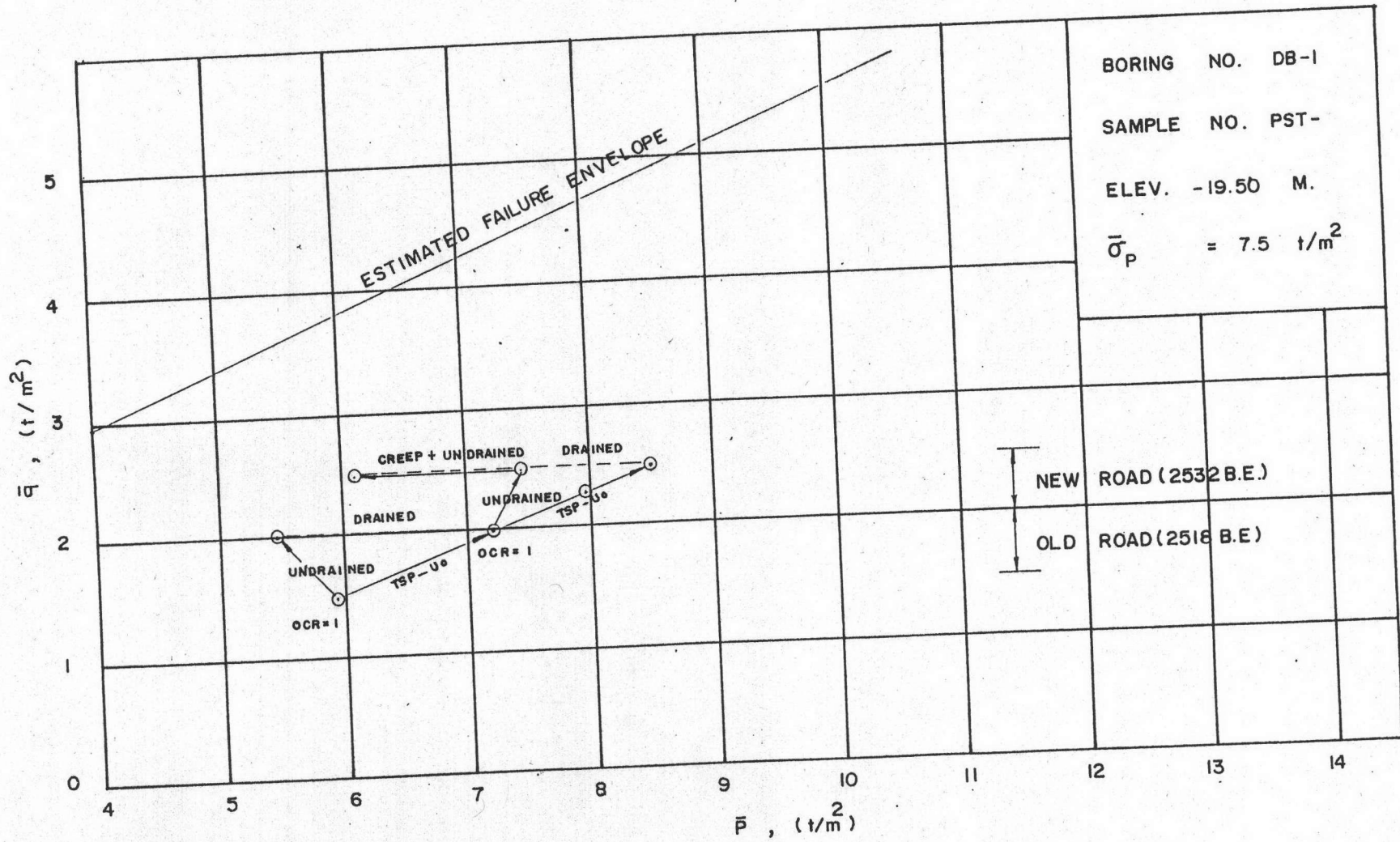


รูปที่ 4.16 (ค) ผลการทดลอง Undrined Creep ที่ระดับความลึก -10.50 เมตร

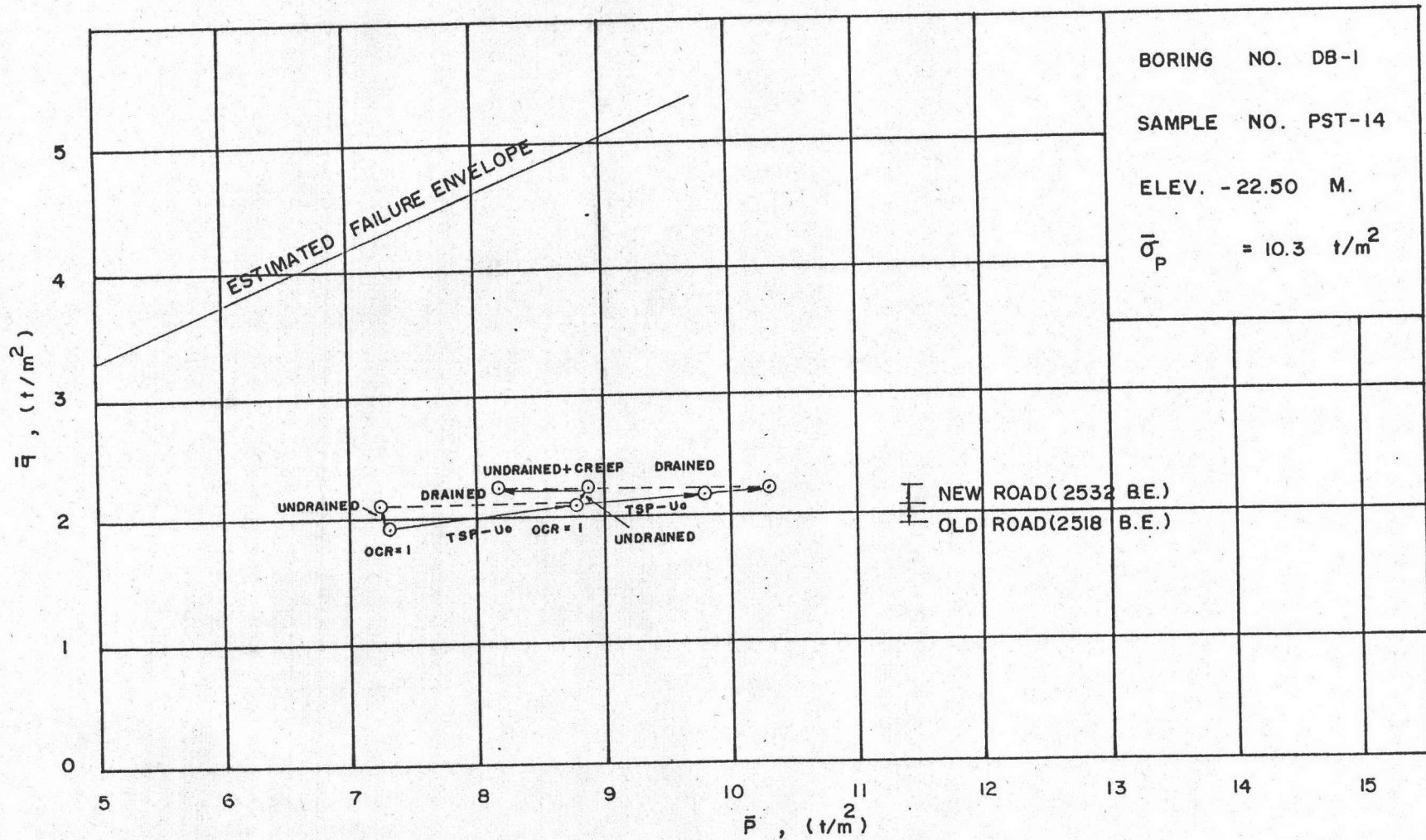


รูปที่ 4.16 (ง) ผลการทดลอง Undrained Creep ที่ระดับความลึก -12.00 เมตร





รูปที่ 4.16 (จ) ผลการทดลอง Undrined Creep ที่ระดับความลึก -19.50 เมตร

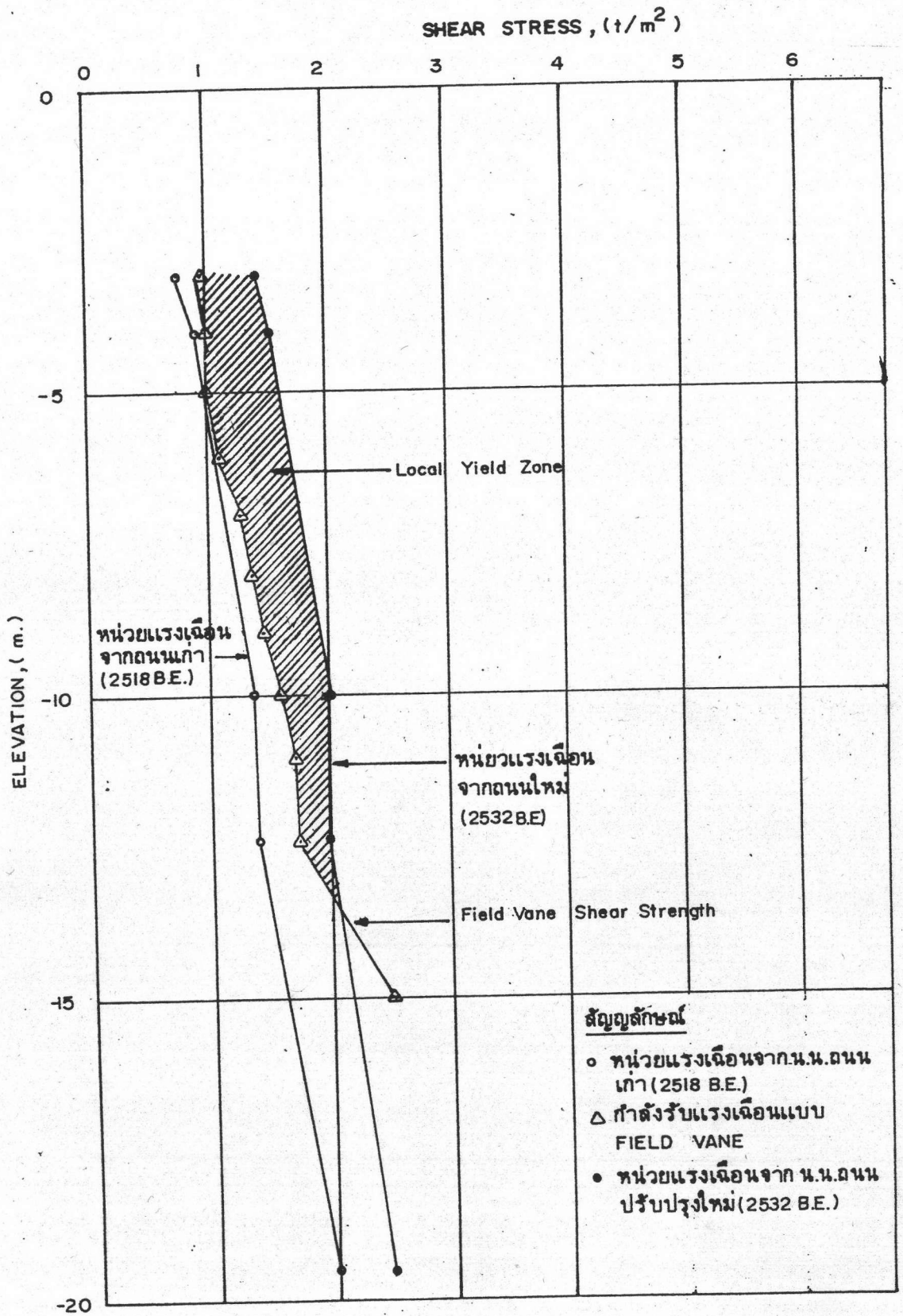


รูปที่ 4.16 (จ) ผลการทดลอง Undrined Creep ที่ระดับความลึก -22.50 เมตร

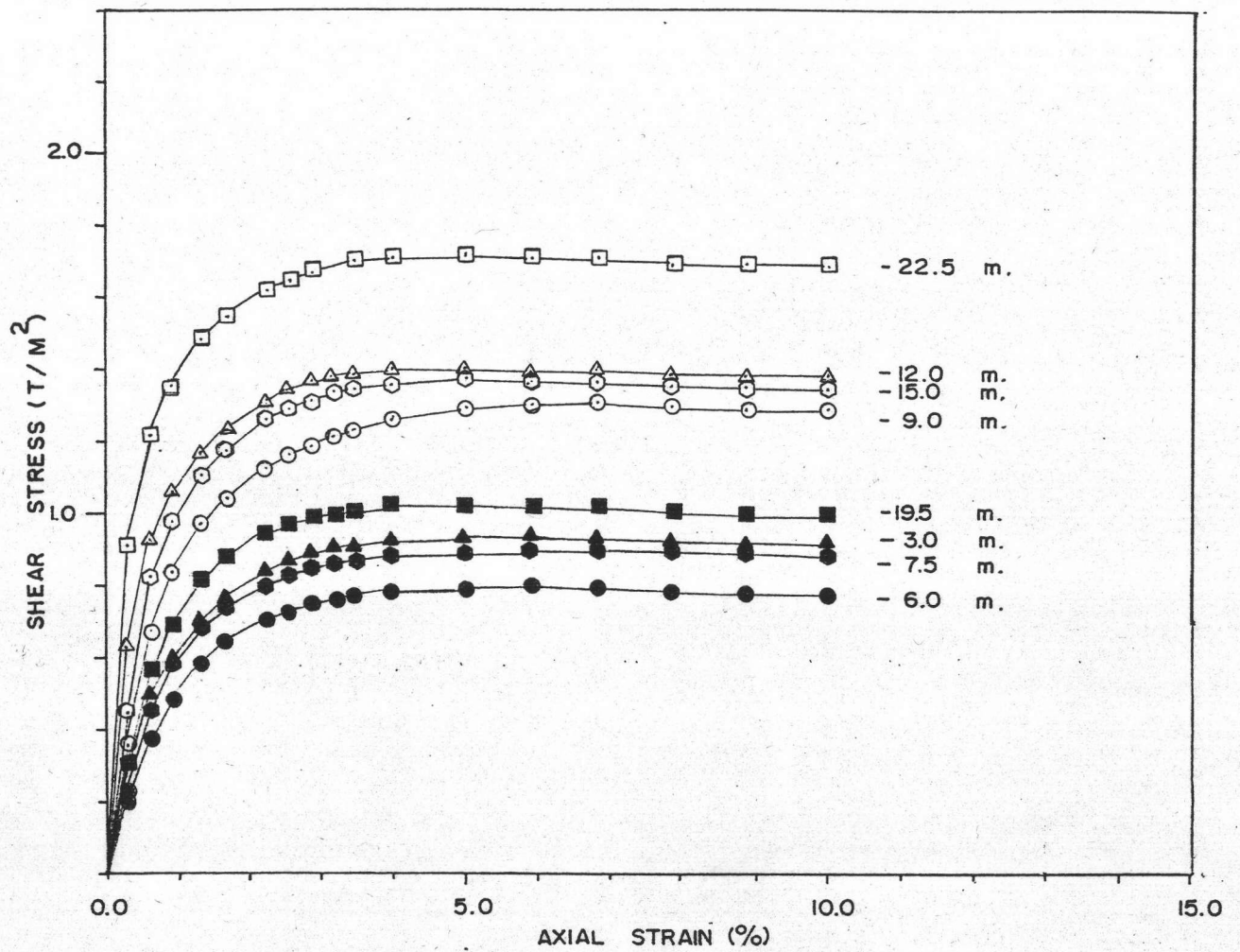
กำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ Field Vane Shear ซึ่งเท่ากับกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ CKoU-TC ดังแสดงในรูปที่ 4.17 บริเวณที่เกิดการวิบัติ (Yield) จะเกิดขึ้นตั้งแต่ผิวดินจนถึงระดับ -13 เมตร ดินที่ลึกกว่านี้จะไม่เกิด Yield ทั้งนี้เนื่องจากการรับแรงเฉือนของดินสูงกว่าหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น สำหรับระดับของหน่วยแรงเฉือนจากถนนมีค่าเท่ากับ 1.3 เท่า ของกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ Field Vane Shear ในระดับความลึก -5 เมตร เมื่อความลึกมากกว่า -15 เมตร จะเกิดการทรุดตัวเนื่องจาก Undrained Creep ทั้งนี้เนื่องจากผลของระดับของหน่วยแรงเฉือนมีค่าสูง

#### 4.1.6 ผลการทดลอง Unconsolidated Undrained Triaxial Compression Test (UUC)

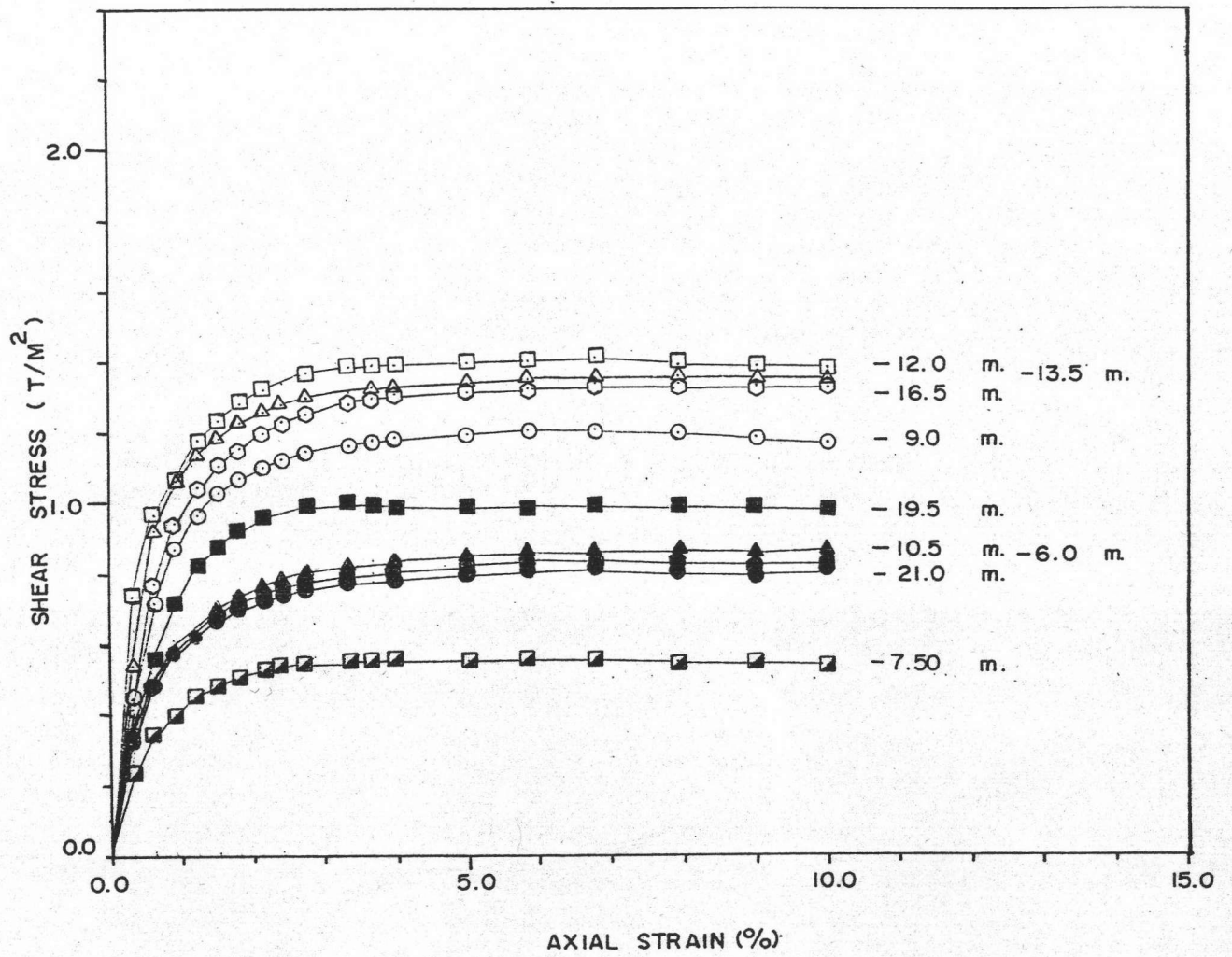
จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนและโมดูลัสยืดหยุ่นแบบไม่ระบายน้ำ (Elasticity Modulus,  $E_u$ ) ที่ระดับของหน่วยแรงเฉือนเท่ากับ 50 % และ 80 % ของกำลังรับแรงเฉือนของหลุมเจาะ DB-1 และ DB-2 ได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.3 และ 4.4 และรูปที่ 4.18 และ 4.19 ซึ่งแสดงค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำกับความลึก จากกราฟจะพบว่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ได้จากการทดสอบ UUC จะมีค่าต่ำกว่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ Field Vane Shear ประมาณ 30-35 % และค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมีค่าสูงขึ้นเมื่อดินมีค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในสนามสูงขึ้น สำหรับค่าโมดูลัสยืดหยุ่นแบบไม่ระบายน้ำที่ระดับของหน่วยแรงเฉือนเท่ากับ 50 % และ 80 % ของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ จากหลุม DB-1 พบว่าค่า  $E_u$  ค่อนข้างคงที่ประมาณ 170 และ 115 ตันต่อตารางเมตรตามลำดับ ในช่วงความลึก -3 ถึง -18 เมตร และมีค่าเป็น 140 เท่า จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ FVT ซึ่งปรับแก้ค่าโดยใช้ Bjerrum's Correction Factor เท่ากับ 0.70 และเป็น 120 เท่าจากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ CPT โดยปรับแก้ค่าด้วยการใช้ค่า  $N_k = 31$  และมีค่า  $E_u$  สูงขึ้นเรื่อยๆ ประมาณ 570 ตันต่อตารางเมตร ที่ความลึก -23 เมตร และสำหรับค่าโมดูลัสยืดหยุ่นแบบไม่ระบายน้ำที่ระดับของหน่วยแรงเฉือนเท่ากับ 50 % และ 80 % ของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากหลุม DB-2 พบว่า ค่า  $E_u$  เฉลี่ย 200 และ 160 ตันต่อตารางเมตรตามลำดับ ในช่วงความลึก -6 ถึง



รูปที่ 4.17 หน่วยแรงเฉือนเปรียบเทียบกับกำลังรับแรงเฉือนจาก Field Vane Shear ที่บริเวณ กม.6+750 ถนนสายคลองด่าน-บางบ่อ



รูปที่ 4.18 แสดงผลการทดสอบ UUC จากตัวอย่างดินหลุม DB-1



รูปที่ 4.19 แสดงผลการทดสอบ UUC จากตัวอย่างดินหลุม DB-2

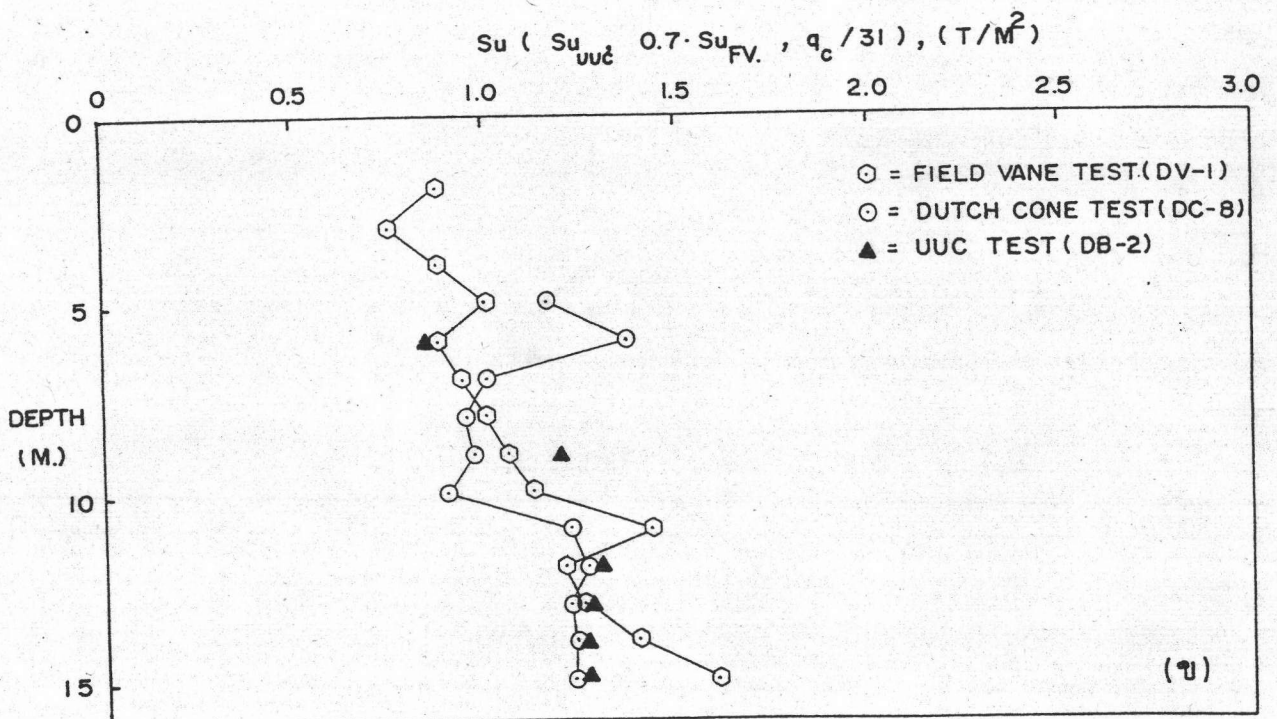
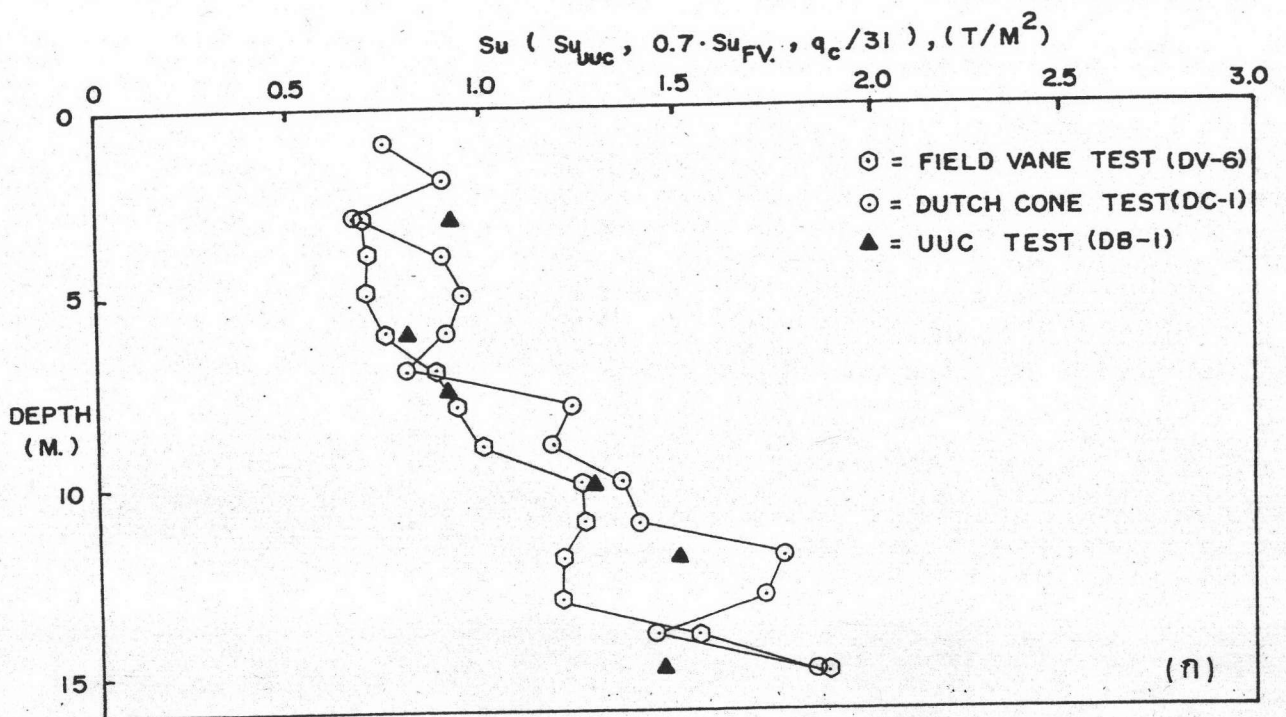
-18 เมตร และสูงขึ้นเรื่อยๆประมาณ 540 ตันต่อตารางเมตร ที่ความลึก -18 เมตรขึ้นไป การที่ค่า โมดูลัสยืดหยุ่นแบบไม่ระบายน้ำจากหลุม DB-2 มีค่าสูงกว่าจากหลุม DB-1 ในช่วง ความลึก -6 ถึง -12 เมตร เนื่องจากเกิดการอัดตัวคายน้ำขึ้นเนื่องจากน้ำหนักจากถนนเดิม และพบว่าในช่วงความลึกดังกล่าวดินจากหลุม DB-2 จะมีค่าความชื้นตามธรรมชาติต่ำกว่าหลุม DB-1 ประมาณ 30 %

และจากการเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ UUC กับ  $0.7 \cdot Su_{FV}$  และ  $q_c/31$  ของดินเหนียวอ่อนบางบ่อ จากหลุม DB-1 และ DB-2 พบว่ามีค่าใกล้เคียงกันมาก ดังแสดงในรูปที่ 4.20

#### 4.1.7 ผลการทดสอบ Ko-Consolidated Undrained Triaxial Compression Test (CKoU-TC)

จากรูปที่ 4.21 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเบี่ยงเบน ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) กับความเครียดและรูปที่ 4.22 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Normalized Undrained Shear Strength กับความเครียดจากการทดลอง CKoU-TC จากตัวอย่างดินหลุม DB-1 ซึ่งได้รวมผลของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโมดูลัสยืดหยุ่นแบบไม่ระบายน้ำ และค่าพารามิเตอร์ A ณ จุดวิกฤติ สำหรับกรณี Normally Consolidated Clay (OCR=1) พารามิเตอร์ Af เท่ากับ 0.94 ค่า  $Eu_{90}/Su$  เท่ากับ 183.9 และ  $Su/6'vc$  เท่ากับ 0.42 และเมื่อเปรียบเทียบค่า พารามิเตอร์ Af กับวิธานิพนธ์ของ ฟินิจ (2528) จะได้ค่า Af เท่ากับ 1.03 ค่า  $Eu_{90}/Su$  เท่ากับ 127.50 และได้ค่า  $Su/6'vc$  เท่ากับ 0.39 ดังแสดงในรูปที่ 4.23 พบว่าค่า Af จะลดลงเมื่อ OCR สูงขึ้น จากการลดลงของ Af นี้ เป็นเหตุให้ Undrained Strength Ratio จะมีค่ามากขึ้นเมื่อดินมีค่า OCR สูงขึ้น (Koutsoftas and Ladd, 1985)

รูปที่ 4.24 จะแสดงค่า Normalized Effective Stress Envelope ในกรณีของดินอ่อนที่เป็น Overconsolidated Clay จะมีค่า  $a/6 p$  ซึ่งเป็นระยะตัดแกนตั้งเท่ากับ 0.12 และค่าความลาดชันของ Failure Envelope ( $\alpha_{90}$ ) มีค่าเท่ากับ 21 องศา สำหรับ Failure Envelope ดังกล่าวจะถูกนำไปใช้ในการควบคุมการทดลอง Stress Path สำหรับค่า Normalized Effective Stress Envelope ที่



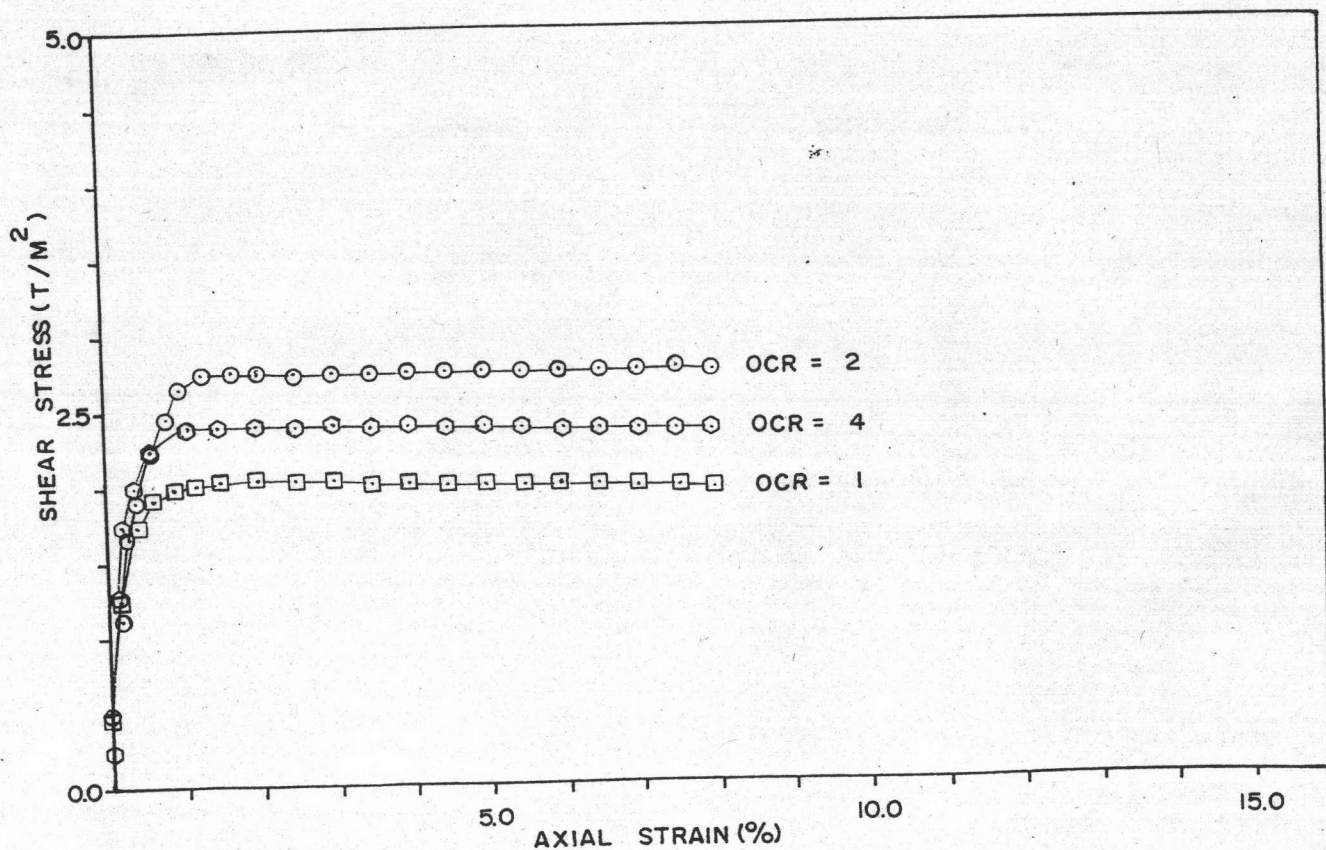
รูปที่ 4.20 เปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ปรับแก้ค่าแล้วระหว่าง UUC, FVT และ CPT กับความลึก จากดินหลุม DB-1 และ DB-2



CKoU TRIAXIAL COMPRESSION TEST

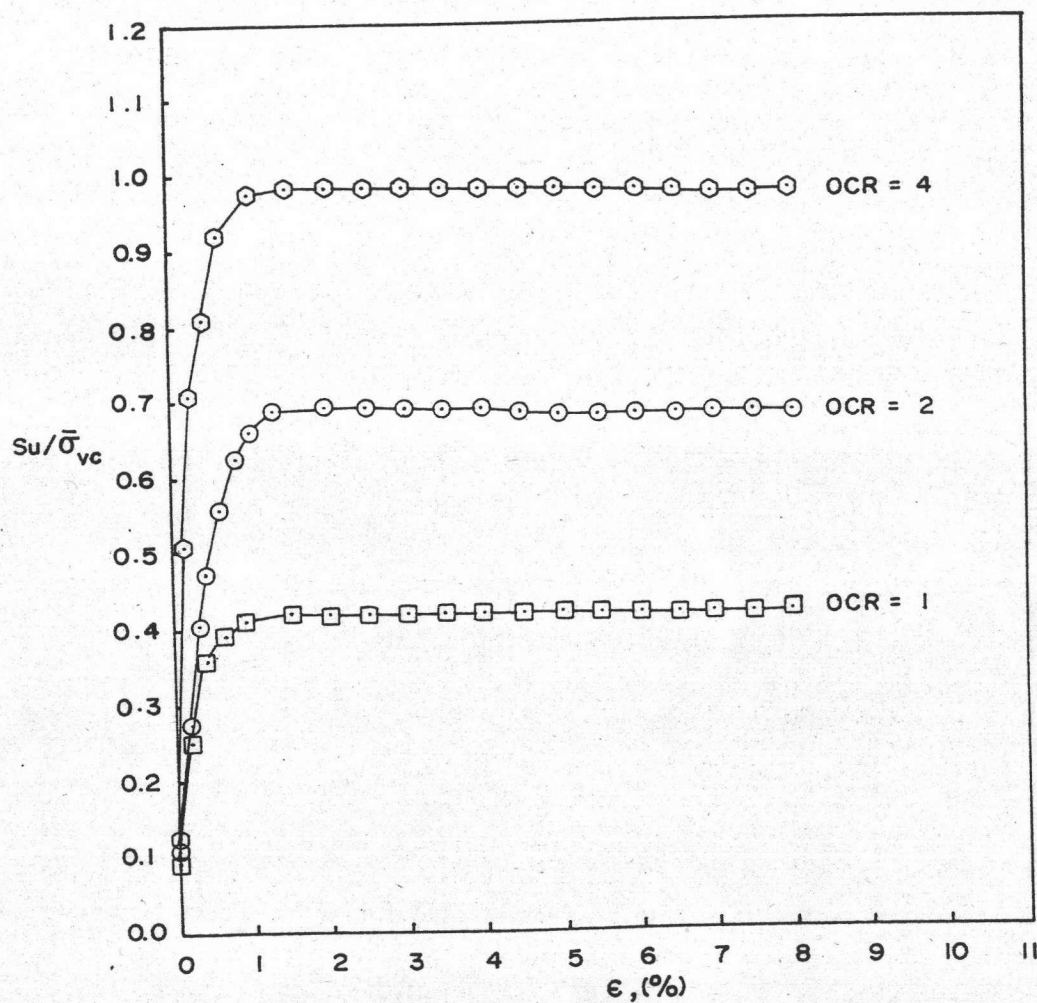
OCR	$\bar{\sigma}_{vc}$ (T/M <sup>2</sup> )	Su (T/M <sup>2</sup> )	Euso <sub>2</sub> (T/M <sup>2</sup> )	Su/ $\bar{\sigma}_{vc}$	Euso/ $\bar{\sigma}_{vc}$	Euso/Su	Af
1	4.88	2.05	533 (377)	0.42	109 (77)	183.9	0.94
2	4.00	2.76	377 (301)	0.69	94 (75)	109.2	0.50
4	2.45	2.38	760 (426)	0.97	310 (174)	179	0.30

หมายเหตุ ตัวเลขในวงเล็บเป็นค่าที่ระดับของหน่วยแรงเฉือน = 80 %

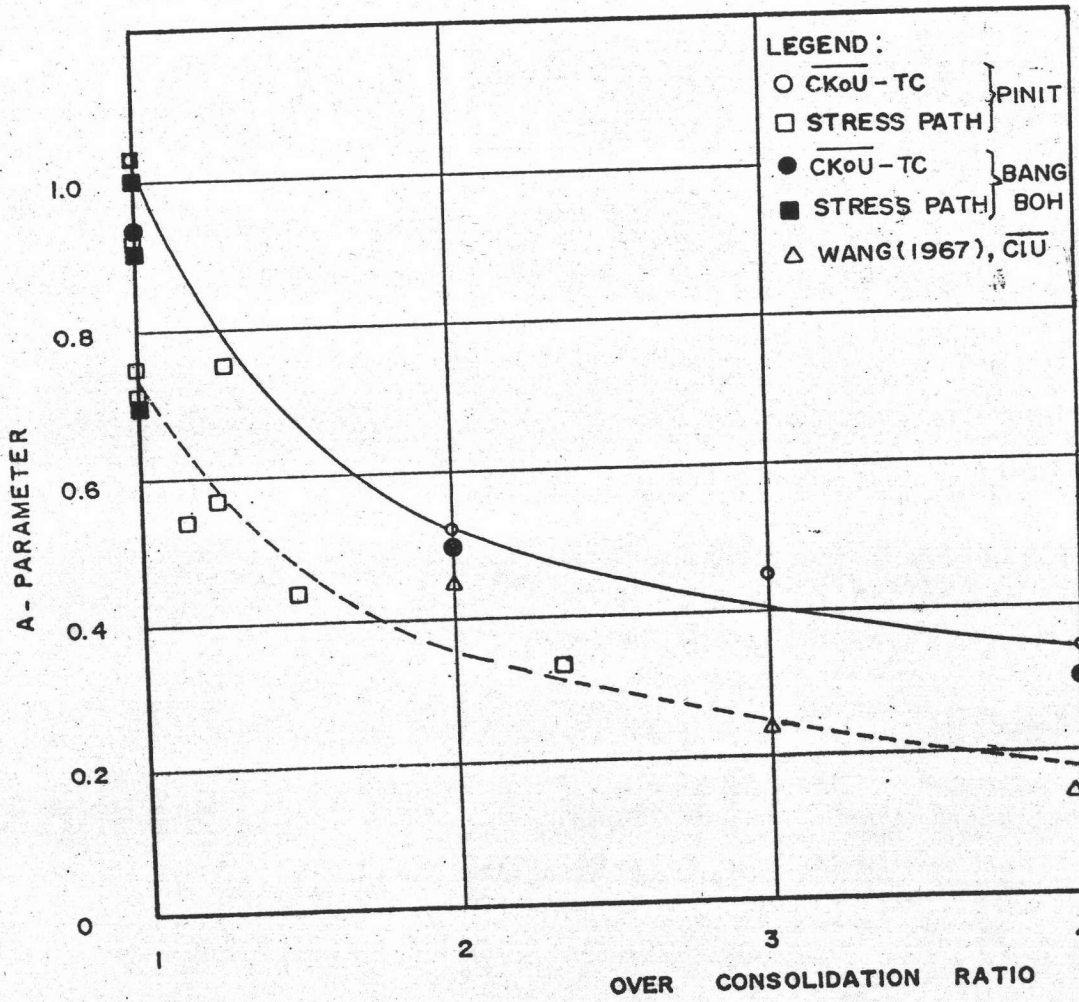


รูปที่ 4.21 แสดงผลการทดลอง CKoU-TC ที่ OCR ต่างๆ

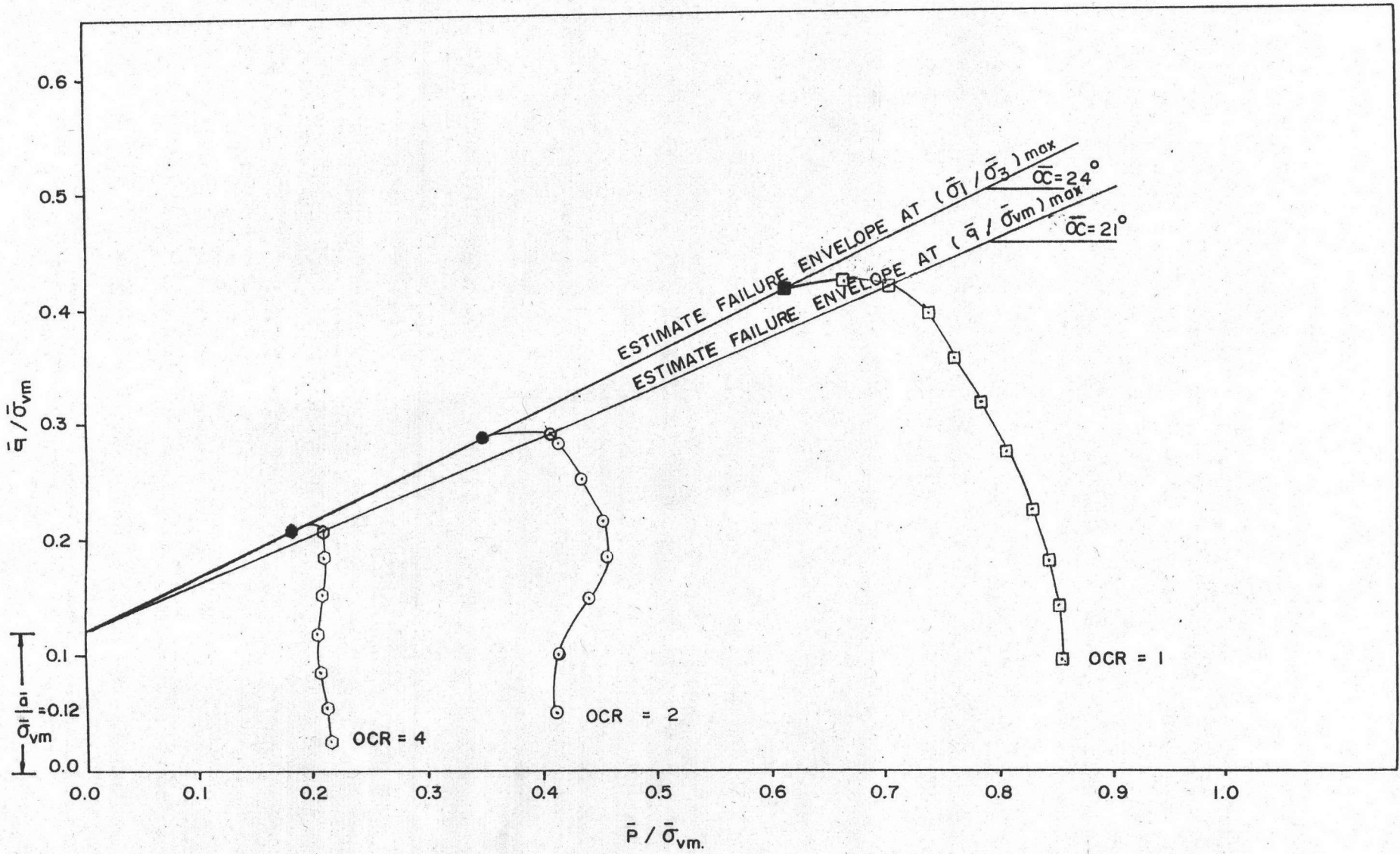
โดยใช้ตัวอย่างดินจากหลุม DB-1



รูปที่ 4.22 แสดงความสัมพันธ์ Normalized Undrained Shear Strength กับ ความเครียด โดยใช้ตัวอย่างดินจากหลุม DB-1



รูปที่ 4.23 ความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ A กับค่า OCR จากการทดสอบ CKoU-TC จากหลุม DB-1



รูปที่ 4.24 Normalized Effective Stress Envelope จากการศึกษาของ CKOU-TC จากผล DB-1

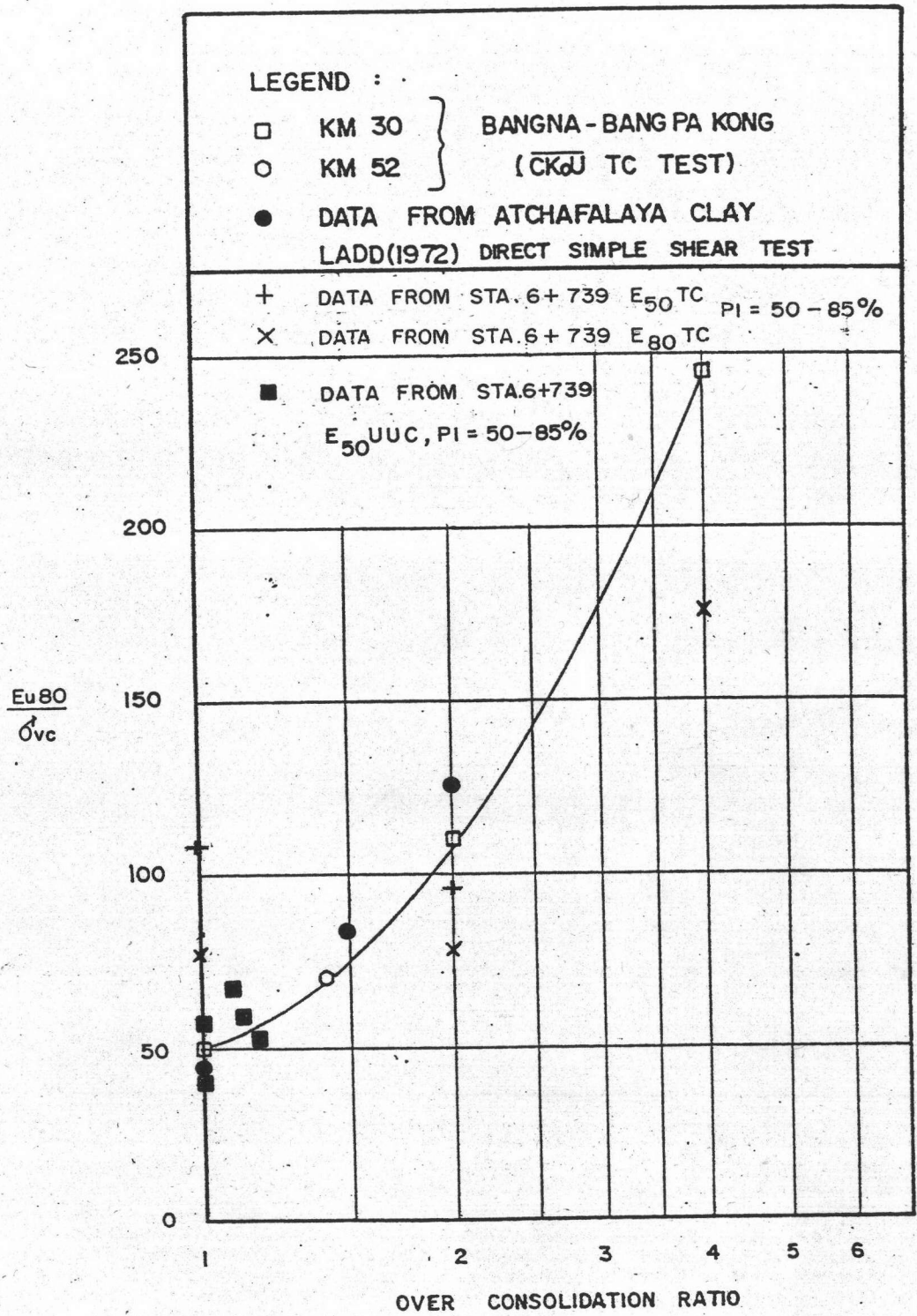
$(6'_{1}/6'_{3})_{max}$  มีระยะตัดแกนตั้งเท่ากับ 0.12 และความลาดชันของ Failure Envelope ( $\alpha_{oc}$ ) มีค่าเท่ากับ 24 องศา

รูปที่ 4.25 เป็นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $Eu_{o_0}/6'_{vc}$  กับค่า Log OCR จากหลุม DB-1 พบว่าค่า  $Eu_{o_0}/6'_{vc}$  มีค่าสูงขึ้นเมื่อ OCR สูงขึ้น ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบของ Ladd (1972) และ ฟินิจ (1983) ซึ่งเป็นดินเหนียวของถนนสายบางนา-บางปะกง จากค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งและค่า OCR ทำให้หาค่า  $Eu$  ที่ทุกๆ ความลึกได้ โดยวิธี NSP ซึ่งเราจะหาค่า  $Eu$  ที่ความลึกต่างๆไปใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวแบบไม่ระบายน้ำได้

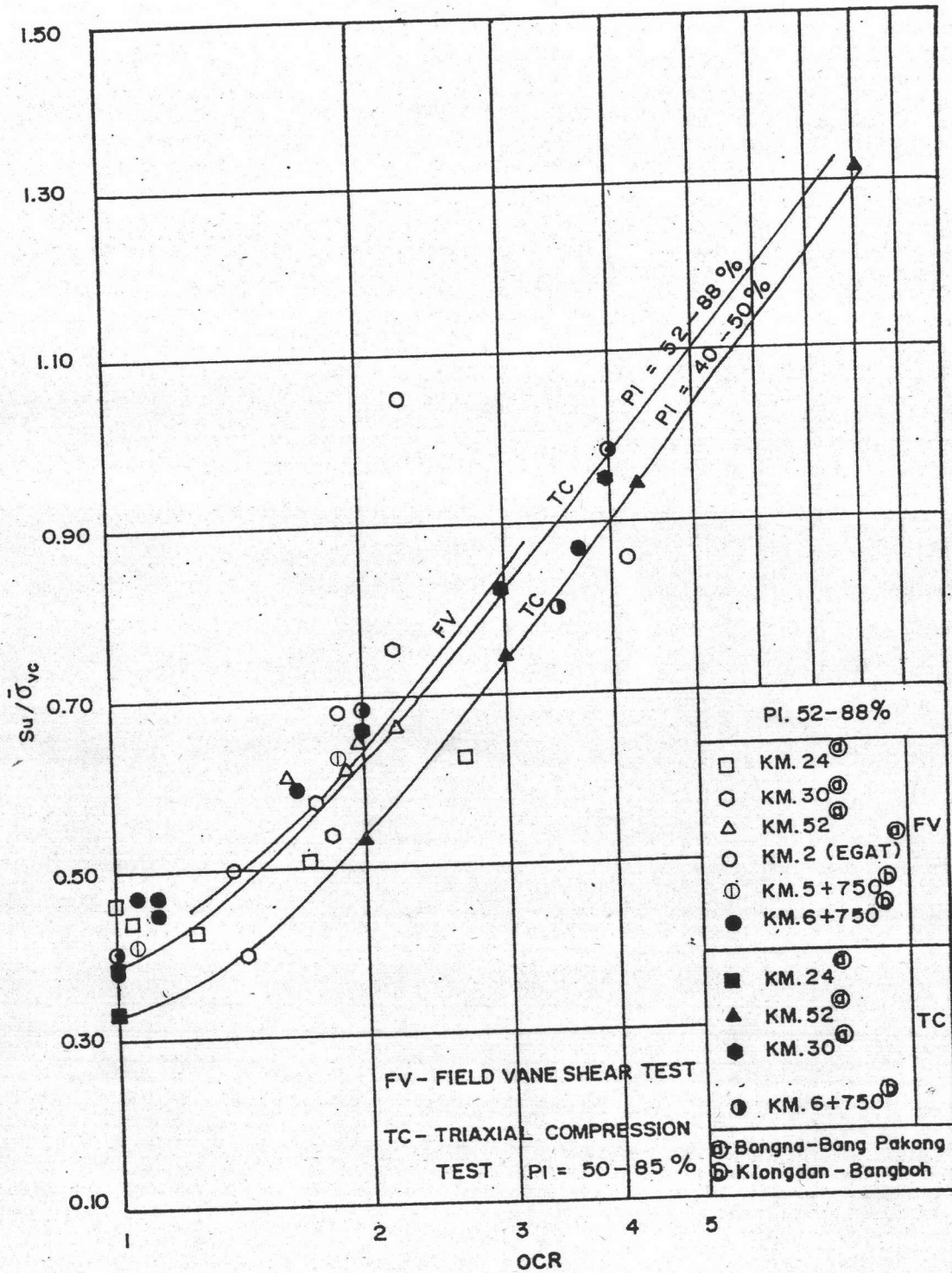
รูปที่ 4.26 เป็นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $Su/6'_{vc}$  กับค่า Log OCR จากหลุม DB-1 พบว่าค่า  $Su/6'_{vc}$  มีค่าสูงขึ้นเมื่อ OCR สูงขึ้น ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดลองของ ฟินิจ (1983) ซึ่งทดสอบจากดินเหนียวสายบางนา-บางปะกง โดยเฉพาะผลการทดลอง CKoU-TC ได้ผลใกล้เคียงกันมากสำหรับดินที่มี  $PI = 50-85\%$  ส่วนผลจากการทดสอบ FVT จะมีค่าสูงกว่าวิธานิพนธ์ของ ฟินิจ (1983) เล็กน้อย

#### 4.2 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัว

การคาดคะเนการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่ จะพิจารณาที่ Section กม.7+000 ซึ่งสร้างเสร็จและมีการเก็บข้อมูลการทรุดตัวของถนนช่วง Preload และอยู่ใกล้กับ กม. 6+750 ซึ่งได้ทำการศึกษาการวิบัติแต่ไม่สามารถหาค่าการทรุดตัวได้แทน โดยอาศัยหลักการพื้นฐานที่ว่า การหาค่าความเครียดที่จุดกึ่งกลางของชั้นดินแต่ละชั้นคูณด้วยความหนาของชั้นดินที่แบ่ง ก็จะได้ค่าการทรุดตัวของดินย่อยชั้นนั้นๆ ผลรวมของค่าการทรุดตัวของชั้นดินทุกชั้นจะเป็นค่าการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่ โดยที่หน่วยแรงที่พิจารณาคือหน่วยแรง ณ ตำแหน่งกึ่งกลางของชั้นดิน โดยใช้ทฤษฎีอัสติค ของ Poulos (1967) โดยมี Rigid Base ที่ความลึก -24 เมตร



รูปที่ 4.25 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $\frac{Eu_{80}}{\sigma'_{vc}}$  กับค่า Log OCR จากหลุม DB-1



รูปที่ 4.26 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $S_u/\sigma'_{vc}$  กับ Log OCR

#### 4.2.1 วิธีปฏิรูปกลศาสตร์พื้นฐาน

##### 4.2.1.1 การประมาณค่าการทรุดตัวทันที

เนื่องจากผลการวิบัติเฉพาะจุดและ Undrained Creep เนื่องจากระดับของหน่วยแรงเฉือนมีค่าสูง จึงทำให้ค่าการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่ในสภาพไม่ระบายน้ำมีค่าสูงด้วย

ตารางที่ 4.7 แสดงการคำนวณค่าการทรุดตัวแบบไม่ระบายน้ำ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นแบบไม่ระบายน้ำที่ใช้ในการคาดคะเนการทรุดตัวแบบไม่ระบายน้ำ หาได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจากการทดสอบ  $\overline{CKO-U-TC}$  ดังแสดงในรูปที่ 4.25 ได้ค่า  $E_{u_{0.0}}$  เท่ากับ 213 ตารางเมตรต่อตัน ใช้ความเค้นจากทรายนสูง 1.4 เมตร มีหน่วยน้ำหนัก 2.15 ตันต่อลูกบาศก์เมตร ค้นทางกว้างประมาณ 12 เมตร ชั้นดินแข็งอยู่ที่ความลึก -18 เมตร ได้ค่า  $f$  เท่ากับ 0.75 และค่า  $SR$  เท่ากับ 0.30 เพื่อปรับแก้ผลของ Local Yield จากการคำนวณได้ค่าการทรุดตัวทันทีเท่ากับ 62.07 เมตร และเมื่อพิจารณาค่าการทรุดตัวของถนน Section กม. 5+000 และ กม.7+000 ช่วง Preload ดังแสดงในรูปที่ 1.8 และ 1.9 ซึ่งถมสูง 0.50 และ 0.80 เมตร พบว่า มีค่าการทรุดตัวทันทีเท่ากับ 15 ซม. และ 13 ซม. ตามลำดับ และการทรุดตัวช่วง Waiting Period ประมาณ 180 วัน มีค่าการทรุดตัวเท่ากับ 0.40 เมตร และ 0.35 เมตร ตามลำดับ ซึ่งค่าการทรุดตัวของ Section กม. 7+000 มีค่าการทรุดตัวน้อยกว่าที่คำนวณได้โดยวิธีปฏิรูปกลศาสตร์พื้นฐาน 35 %

##### 4.2.1.2 การประมาณค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำครั้งแรก

การคำนวณหาค่าการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำใช้หลักการของ Skempton และ Bjerrum (1957) ค่าพารามิเตอร์  $m_v$  ที่ใช้ในการคำนวณได้จากผลของการทดลอง Consolidation ดังแสดงในภาคผนวก ค โดยใช้เวลาในช่วงหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติไปยังหน่วยแรงประสิทธิผลสุดท้าย พารามิเตอร์  $m_v$  เพื่อปรับแก้ค่าหน่วยแรงรวมในแนวตั้งที่เพิ่มขึ้น ( $\Delta \sigma_v$ ) ไปเป็นค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มและได้ใช้ขอบเขตบนของ Lee (1983) คำนวณได้ค่าประมาณการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำครั้งแรกเท่ากับ 70.26 เซนติเมตร



ตารางที่ 4.7 การคาดคะเนการทรุดตัวโดยวิธีปริภูมิศาสตร์พื้นฐาน (Conventional Method)

การทรุดตัวแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Settlement,  $s_u$ )

$$\begin{aligned} s_u &= \frac{\Phi I_{\text{av}}}{(\pi E_u SR)} \quad ; \quad SR = 0.30 \\ &= \frac{3.01 \cdot 18 \cdot 1.15 \cdot 2}{(\pi \cdot 213 \cdot 0.30)} \\ &= 0.6207 \text{ ม.} \end{aligned}$$

การทรุดตัวแบบไม่ระบายน้ำของถนนต่อเติมใหม่เท่ากับ 62.07 ซม.

การทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Settlement,  $s_c$ )

Layer No.	Interval (m.)		H (m.)	$m_v$ ( $m^2/t$ )	$\Delta \sigma_v$ ( $t/m^2$ )	$\mu$ ( $\Delta u / \Delta \sigma_v$ ) Lee, 1983	$s_c$ (cm.)
	From	To					
1	-2.5	-3.5	1.00	0.024	2.58	0.45	2.79
2	-3.5	-7.5	4.00	0.025	2.49	1.00	24.90
3	-7.5	-11.0	3.50	0.024	1.96	1.05	17.79
4	-11.0	-16.0	4.00	0.016	1.52	1.18	11.48
5	-16.0	-20.0	4.00	0.012	1.28	1.18	7.25
6	-20.0	-24.0	4.00	0.012	1.07	1.18	6.06

การทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำของถนนต่อเติมใหม่เท่ากับ 70.26 ซม.

ตารางที่ 4.8 การคาดคะเนค่าการยุบตัวของดินชั้นที่สอง โดยให้  $t/t_{100} = 2$

Layer No.	Interval(m.)		H ( m. )	C $\alpha$	C $\alpha$ log2	Secondary Compression (cm.)	Remarks
	From	To					
1	-2.5	-3.5	1.00	0.0171	0.0051	0.51	
2	-3.5	-7.5	4.00	0.0141	0.0042	1.70	
3	-7.5	-11.0	3.50	0.0248	0.0075	2.60	
4	-11.0	-16.0	4.00	0.0116	0.0035	1.40	
5	-16.0	-20.0	4.00	0.0091	0.0027	1.08	
6	-20.0	-24.0	4.00	0.0137	0.0041	1.64	

การทรุดตัวของดินชั้นที่สองของถนนต่อเติมใหม่เท่ากับ 8.93 ซม.

รวมการทรุดตัวทั้งหมดเท่ากับ 141.26 ซม.

#### 4.2.1.3 การประมาณค่าการทรุดตัวครั้งที่สอง

ตารางที่ 4.8 แสดงการคำนวณค่าการยุบอัดตัวครั้งที่สอง ค่าอัตราการทรุดตัวครั้งที่สอง ( $C\alpha$ ) หาได้จากการทดลอง Consolidation ในภาคผนวก ค ค่า  $t/t_{100}$  สมมติให้ประมาณ 2 ทั้งนี้เนื่องจากว่าอายุการใช้งานที่ออกแบบไว้ของถนนประมาณ 5 ปี และเวลาที่เกิดการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้่าจะสิ้นสุดภายใน 10 ปี ผลการวิเคราะห์พบว่าการยุบอัดตัวครั้งที่สอง มีค่าเท่ากับ 8.93 เซนติเมตร

#### 4.2.2 วิธี Stress Path

ผลการทดลอง Stress Path เพื่อหาค่าการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่ที่ก่อสร้างแล้วเสร็จ รวมทั้งพารามิเตอร์ต่างๆของดินได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.5 และ 4.6 และได้กล่าวมาแล้วในข้อ 4.1.5

การทดลอง Stress Path โดยการจำลองระบบหน่วยแรงในสนามที่ กม.7+000 ถนนสายคลองด่าน-บางบ่อ นี้จะรวมถึงการหาค่าการทรุดตัวของถนนเก่าและจะเน้นถึงการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่ ในสภาพที่ใกล้เคียงกับธรรมชาติมากที่สุด

ในสภาพความเป็นจริงการทรุดตัวของแผ่นดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล จะทำให้การทรุดตัวของถนนเพิ่มมากขึ้นด้วย

#### 4.2.4 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่ประมาณค่าโดยวิธีต่างๆ

ตารางที่ 4.9 ได้เปรียบเทียบค่าประมาณการทรุดตัวทั้งหมดของถนนที่ก่อสร้างแล้วเสร็จโดยวิธี Conventional Method และวิธี Stress Path พบว่าการวิเคราะห์การทรุดตัวโดยวิธีปฐพีกลศาสตร์และปรับแก้ผลของ Local Yield แล้วจะให้ค่าน้อยกว่าวิธี Stress Path เท่ากับ 35 % และการวิเคราะห์โดยวิธี Stress Path จะให้ค่าที่สูงมากทั้งนี้เพราะได้รวมผลของ Undrained Creep และ Local Yield ไว้ด้วย แต่เมื่อมองภาพรวมแล้ว ผลการทรุดตัวสอดคล้องกับสภาพความเป็นจริงที่ว่า ในระยะยาวแล้วคันทางจะมีระดับต่ำกว่าระดับน้ำข้างถนนจนต้องทำคันดินและสูบน้ำออกจากถนนโดยเฉพาะในฤดูฝน

ตารางที่ 4.9 การเปรียบเทียบผลการคาดคะเนการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่ กม.7+000

วิธีการคาดคะเน	ค่าการทรุดตัว (ซม.)		ค่าการทรุดตัวทั้งหมด (ซม.)
	สภาพไม่ระบายน้ำ	สภาพอัดตัวคายน้ำ	
ปรุพีกลศาสตร์พื้นฐาน	62.07	70.26(8.93)	141.26
STRESS PATH	70.35	109.30	179.65
FIELD DATA	33.00	-	33.00

หมายเหตุ : ตัวเลขในวงเล็บเป็นค่าการทรุดตัวครั้งที่สอง

#### 4.3 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพ

ถนนสายคลองด่าน-บางป่อ พิจารณาได้ว่าเป็นคันทางที่มนุษย์สร้างขึ้น (Man Made -Slope) และเมื่อพิจารณาชั้นดินบริเวณที่เกิดการวิบัติ กม.5+750 จากผลการทดสอบหาคูสมบัติพื้นฐานหลุม DB-2 แล้ว พบว่ามีชั้นดินแข็งหรือชั้นทรายชั้นแรกอยู่ที่ความลึกประมาณ -25.0 เมตร โดยมีชั้นดินเหนียวแข็งอยู่หนาประมาณ 2.0-3.0 เมตร อยู่เหนือชั้นทรายและเนื่องจากนั้นจะเป็นดินอ่อนถึงอ่อนมาก (Soft to very soft) ส่วนสำหรับ กม.6+750 จากผลการทดสอบหาคูสมบัติพื้นฐานหลุม DB-1 พบว่าทรายชั้นแรกอยู่ที่ความลึกประมาณ -27.0 เมตร และมีชั้นดินเหนียวแข็งอยู่หนาประมาณ 2.0 เมตร และเนื่องจากนั้นเป็นชั้นดินอ่อนถึงอ่อนมาก (Soft to very soft) ทั้งนี้เนื่องจาก กม.6+750 อยู่ใกล้กับสะพาน ซึ่งลักษณะทางภูมิศาสตร์จะมีระดับที่ต่ำกว่าบริเวณที่ห่างออกไป

จากการตรวจสอบข้อมูลจากเจ้าหน้าที่กรมทางหลวง พบว่าการวิบัติเกิดขึ้นหลังจากการก่อสร้างชั้นพื้นทาง (Base Course) และทำการ Prime Coat ไว้เรียบร้อยแล้ว เป็นเวลาประมาณ 8 เดือน และเป็นช่วงหน้าแล้งเดือนกุมภาพันธ์ พ.ศ.2532 และมีการสูบน้ำจากคลองชลประทานเข้าบ่อเลี้ยงปลา ดังนั้นจะทำการวิเคราะห์เสถียรภาพเป็น 3 กรณี ทั้งสองแห่งคือ

1. เสถียรภาพของคันทางก่อนการก่อสร้างคันทางใหม่
2. เสถียรภาพของคันทางก่อนการวิบัติขณะการก่อสร้างคันทางใหม่
3. เสถียรภาพของคันทางภายหลังการวิบัติ

โดยจะพิจารณาสภาพการวิบัติตามความเป็นจริงและเลือกวิธีการวิเคราะห์ให้เหมาะสมกับปัญหาที่เกิดขึ้น คือ

1. กรณีระดับน้ำใต้ดินภายใต้คันทางมีระดับเท่ากับระดับน้ำในคลองชลประทาน ซึ่งในที่นี้ระดับน้ำในคลองชลประทานมีระดับน้ำสูงสุดต่ำกว่าหลังคันทาง 0.40 เมตร การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินใช้วิธีหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis)
2. กรณีระดับน้ำในคลองชลประทานลดลงอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown) เนื่องจากดินเหนียวมีค่าความซึมผ่านได้ต่ำ (Low Permeability) และสมมุติให้การเคลื่อน

ตัวของคันดินเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วการวิเคราะห์เสถียรภาพจะพิจารณาว่าเวลาที่ใช้ในการอัดตัวของดินจะมากกว่าเวลาที่ใช้ในการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ (Consolidation time much larger than drawdown time) และจากข้อจำกัดเรื่องการคาดคะเนแรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore Pressure) ในการวิเคราะห์ทำให้ไม่สามารถไม่สามารถพิจารณาในกรณีหน่วยแรงประสิทธิผลได้ ดังนั้นจึงทำการวิเคราะห์โดยวิธีหน่วยแรงรวมเพราะไม่จำเป็นต้องวิเคราะห์ค่าแรงดันน้ำโพรงเพิ่มเนื่องจากผลของการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำและคันดินจะเกิดการเคลื่อนตัวในลักษณะไม่ระบายน้ำ (Undrained Condition) การพิจารณาวิเคราะห์กรณีของการบีบตัวอย่างรวดเร็วของถนนสายนี้ในฤดูแล้งได้พิจารณาว่ามีการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำจากระดับน้ำสูงสุดประมาณ 2.00 เมตร (นั่นคือต่ำจากหลังคันทาง 2.30 เมตร)

#### 4.3.1 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ ประกอบด้วย

4.3.1.1 รูปร่างของคันทางสายคลองด้าน-บางบ่อ จากการสำรวจของกรมทางหลวงโดยการทำระดับตามแนวขวางถนน ภายหลังจากการบีบอัดของคันทางทำให้ทราบรูปร่างหน้าตัดของคันทางหลังจากการบีบอัด ส่วนรูปร่างของคันทางก่อนการบีบอัดจะทราบได้จากรูปตัดขวางตามแบบแปลนของถนนก่อนการบีบอัด ดังแสดงในรูปที่ 1.6 และ 1.7

4.3.1.2 ความหนาแน่นของดิน ได้จากการทดลองในห้องปฏิบัติการจากตารางที่ 4.3 และ 4.4

4.3.1.3 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน พารามิเตอร์ที่ใช้จะแบ่งการวิเคราะห์ออกเป็น 2 ส่วน คือ ส่วนที่เป็นทรายถมคันทางและส่วนที่เป็นดินอ่อนใต้คันทาง

พารามิเตอร์ของทรายถมคันทาง ได้แก่ ค่าความหนาแน่นและค่ามุมเสียดทานภายใน (Angle of Internal Friction) เนื่องจากถนนสายคลองด้าน-บางบ่อ ยังไม่เคยนำตัวอย่างทรายถมมาทำการวิจัยมาก่อน จึงนำค่าพารามิเตอร์ของทรายถมของถนนสายบางนา-บางปะกง ซึ่งถนนสายคลองด้าน-บางบ่อ เชื่อมต่อที่ กม.27+000 มาใช้ โดยจากการรายงานของ Eide และ Holmberg (1972) และรายงานการออกแบบของกรมทางหลวงความหนาแน่นของทรายถมคันทางเท่ากับ 2.1 ตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 36 และ 33 องศา ในชั้นทรายถมใหม่ (1983) และทรายถมเก่า (1969) ที่จมอยู่ที่ดินอ่อน ตามลำดับ ในที่นี้จะใช้ค่าพารามิเตอร์ต่างๆเหมือนกับของถนนสายบางนา-

บางปะกง ยกเว้นค่าความหนาแน่นทรานสมของถนนใหม่จะใช้เท่ากับ 2.2 ตันต่อลูกบาศก์เมตร ตามที่ทดสอบได้ในสนาม

เนื่องจากในกรณีของสภาพไม่ระบายน้ำ ดินเหนียวอ่อนจะมีมุมเสียดทานภายในเท่ากับศูนย์จะให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำที่สุด ดังนั้นพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทาง จะใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ

รูปที่ 4.26 แสดงความสัมพันธ์ของค่า  $S_u/6vc$  กับค่า  $\log OCR$  และพบว่าค่าเฉลี่ยของ  $S_{u, v}$  มีค่าใกล้เคียงกับ  $S_u$  จากการทดลอง  $CKoU-TC$  นอกจากนี้ยังได้ทำการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ UUC เพื่อตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนจากการทดลอง Field Vane Shear พบว่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบทั้งสองวิธีสอดคล้องกันหลังจากที่ค่า Vane ได้รับการปรับแก้แล้ว โดยที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ UUC จะมีค่าต่ำกว่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ Field Vane Shear ประมาณ 30-35 % ที่ทุกๆความลึก นอกจากนี้ยังได้ทำการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยการทดสอบ Dutch Cone Penetration พบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการแก้ค่า  $q_c$  โดยใช้ค่า  $N_k$  ทั้งหมดเท่ากับ 31 เปรียบเทียบกับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจาก Field Vane โดยใช้ค่า  $\mu = 0.70$  พบว่าทั้งสองวิธีมีค่าใกล้เคียงกัน ดังแสดงในภาคผนวก ค ดังนั้นค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของถนนต่อเติมใหม่ กม.5+750 และ กม. 6+750 สายคลองด่าน-บางบ่อ จึงได้ใช้ผลจากการทดสอบ Field Vane Shear โดยใช้ Bjerrum's Correction Factor เท่ากับ 0.70

เมื่อพิจารณาเรื่องการเปลี่ยนแปลงของ Stress History ของดินบริเวณคันทางเนื่องจากการสร้างคันทางครั้งแรกและผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเมื่อดินอยู่ห่างจากคันทางมากขึ้นซึ่ง พบว่ากำลังรับแรงเฉือนจะมีการเปลี่ยนแปลงมากที่ความลึกเดียวกัน ดังนั้นจึงจำเป็นต้องแบ่งชั้นดินที่ทำการวิจัยให้ละเอียดในแนวราบ โดยใช้กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ Field Vane Shear โดยการปรับแก้ด้วยวิธีของ Bjerrum (1972) ซึ่งกระทำตามแนวขวางถนน ตลอดความลึก 15.0 เมตร ทำให้สามารถแบ่งดินเป็นชั้นย่อยๆ เพื่อใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ ดังแสดง

ในรูปที่ 4.27 และ 4.28

รูปที่ 4.27 เป็นรูปตัดขวางคันทางที่ กม.5+750 จากการเก็บตัวอย่างดินพบว่ามีสารจมน้ำถึงความลึกประมาณ -4.0 เมตร จากระดับผิวจราจร ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับความสูงของถนนซึ่งการก่อสร้างแต่ละครั้งมีการยกถนนขึ้นสูงประมาณ 1.5-2.0 เมตร และมีการ Preload ด้วยทุกครั้ง

รูปที่ 4.28 เป็นรูปตัดขวางคันทางที่ กม.6+750 เนื่องจากไม่มีการทำหลุมเจาะในบริเวณนี้ จึงแบ่งชั้นดินโดยจำแนกตามกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ FVT เมื่อ ปี พ.ศ.2530 และระดับความลึกที่ไม่มีข้อมูลกำลังรับแรงเฉือนแสดงว่าเป็นดินทราย ซึ่งอยู่ที่ระดับความลึกประมาณ 4.0-5.0 เมตร จากผิวจราจร สำหรับระดับหลังคันทางของทั้งสอง Section อยู่สูงประมาณ 2.0 เมตร จากระดับน้ำทะเลปานกลาง หรือสูงประมาณ 1.30-1.40 เมตร จากระดับดินเดิม

4.3.1.4 ระดับน้ำในคลองชลประทาน การวิเคราะห์ที่ใช้ข้อมูลจากกรมทางหลวงในการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยพิจารณาว่าระดับน้ำอยู่ที่ระดับ +0.90 เมตร จากระดับน้ำทะเลปานกลาง (MSL.) ส่วนระดับน้ำต่ำสุดอยู่ที่ -0.90 เมตร (MSL.) การวิเคราะห์ใช้ระดับ + 0.90 เมตร (MSL.) และ -0.90 เมตร (MSL.) ซึ่งเป็นค่าที่สูงและต่ำสุด

#### 4.3.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทาง

สำหรับรูปแบบของรูปตัดตามขวางของคันทาง ตลอดจนการแบ่งชั้นดินอ่อนออกเป็นชั้นๆ ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.27 และ 4.28

การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทาง ในที่นี้จะใช้ 2 วิธี ซึ่งจะให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ต่างกัน คือ

1. วิธี Simplified Bishop โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ช่วยในการคำนวณ วิธีนี้เป็นวิธีที่ให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ใกล้เคียงกับที่เกิดขึ้นในสนามมากที่สุด



2. วิธี Wedge เนื่องจากการตรวจสอบบริเวณที่เกิดการวิบัติพบว่า ที่กึ่งกลางถนนมีรอยแตกเป็นร่องลึกไม่น้อยกว่า 2.0 เมตร และการเคลื่อนตัวอาจเป็นแบบ Translation แสดงว่าการวิเคราะห์โดยวิธี Simplified Bishop อาจไม่สอดคล้องกับความเป็นจริงนัก ดังนั้นจึงทำการคำนวณเสถียรภาพที่ กม.5+750 และ กม.6+750 โดยวิธี Wedge เพื่อเปรียบเทียบอัตราส่วนความปลอดภัย สำหรับโปรแกรมคอมพิวเตอร์ จะใช้โปรแกรม Wedge Analysis ของ ทศพร (2533) การวิเคราะห์ใช้ค่าแรงเฉือนจากการทดสอบ Vane หลังจากที่ได้ปรับแก้ค่าแล้ว

สำหรับผลการวิเคราะห์อัตราส่วนความปลอดภัยในสภาพต่างๆ ได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.10 และ 4.11

จากรูปที่ 4.27 ถึง 4.28 และตารางที่ 4.10 และ 4.11 จะพบว่าถนนสายคลองด่าน-บางบ่อ ซึ่งมีการยกระดับหลังคันทางให้สูงกว่าระดับน้ำทะเลปานกลาง (MSL.) เท่ากับ +1.40 เมตร ก่อนการวิบัติมีระดับน้ำอยู่ที่ +0.90 เมตร (MSL.) และขณะการวิบัติมีระดับน้ำอยู่ที่ -0.90 เมตร (MSL.) ระดับหลังคันทางและระดับน้ำใต้ดินนี้ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี Wedge และ Simplified Bishop โดยที่ไม่มีการก่อสร้าง Berm เพื่อช่วยเพิ่มเสถียรภาพของคันทางเนื่องจากข้อจำกัดทางด้านสภาพ ทำให้อัตราส่วนความปลอดภัยมีค่าค่อนข้างต่ำและอาจจะเกิดการวิบัติขึ้นได้ทุกขณะ เมื่อมีแรงกระทำใดๆ เช่น ระดับน้ำในคลองชลประทานลดลงอย่างรวดเร็ว หรือมีรถบรรทุกสินค้าหนักมาจอดบนคันทางนานกว่า 12 ชั่วโมง หรือการเกิดการเคลื่อนตัวอย่างช้าๆ เนื่องจาก Undrained Creep ต่างก็เป็นสาเหตุให้คันทางเกิดการวิบัติได้

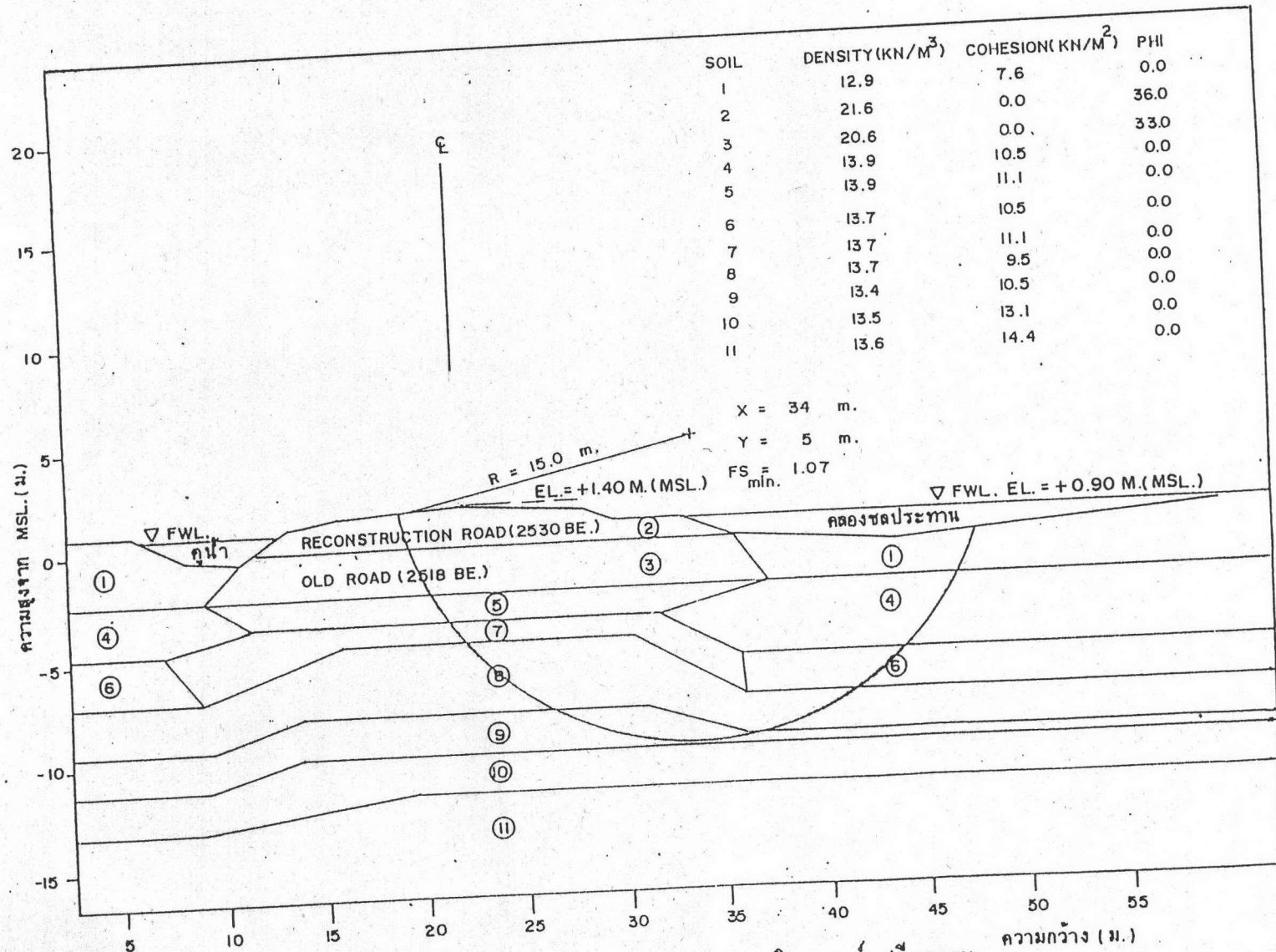
ที่ กม.5+750 การวิเคราะห์โดยวิธี Simplified Bishop สำหรับถนนเดิมซึ่งวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทางโดยนำค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ จากการทดสอบ Field Vane Shear ซึ่งทดลองเมื่อปี พ.ศ.2518 และพิจารณาว่าได้ทำการยกระดับคันทางให้สูงเท่ากับ +1.40 เมตร จากระดับน้ำทะเลปานกลาง พบว่าได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 0.85 และเมื่อนำค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำซึ่งได้จากการทดสอบ Field Vane Shear เมื่อปี พ.ศ.2530 มาแทนค่าเดิม พบว่าค่าอัตราส่วนความปลอดภัยสูงขึ้นเท่ากับ 1.07 แสดงว่าเมื่อเวลาผ่านไป การเกิดการอัดตัวคายน้ำ

ของดินอ่อนทำให้กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้นในกรณีวิเคราะห์โดยวิธี Wedge จะได้อัตราส่วนความปลอดภัยเมื่อเกิดการวิบัติเท่ากับ 0.95 และเมื่อวิเคราะห์เสถียรภาพโดย Circular Arc Failure กำหนดให้มี Equivalent Traffic Surcharge กระทำเท่ากับ 0.5 ตันต่อตารางเมตรและค่าแรงเฉือน ปี พ.ศ.2530 ให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.00 และเมื่อวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีฤดูแล้งและเกิดการลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็วเมื่อไม่มี Equivalent Traffic Surcharge จะได้อัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.01 และเมื่อมี Equivalent Traffic Surcharge เท่ากับ 0.5 ตันต่อตารางเมตรโดยที่ระดับน้ำอยู่ต่ำสุดจะได้อัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 0.99

ที่ กม.6+750 โดยวิธี การวิเคราะห์แบบ Simplified Bishop

สำหรับถนนเดิมซึ่งวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทางโดยนำค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ จากการทดสอบ Field Vane Shear ซึ่งทดลองเมื่อปี พ.ศ.2518 และทำการยกระดับคันทางให้สูงเท่ากับ +1.40 เมตร จากระดับน้ำทะเลปานกลาง พบว่าได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 0.76 และเมื่อนำค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำซึ่งได้จากการทดสอบ Field Vane Shear เมื่อปี พ.ศ.2530 มาแทนค่าเดิม พบว่าค่าอัตราส่วนความปลอดภัยสูงขึ้นเท่ากับ 1.00 แสดงว่าเมื่อเวลาผ่านไป การเกิดการอัดตัวคายน้ำของดินอ่อนทำให้กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้น สำหรับกรณีวิเคราะห์โดยวิธี Wedge จะได้อัตราส่วนความปลอดภัยเมื่อเกิดการวิบัติเท่ากับ 0.80 และเมื่อวิเคราะห์เสถียรภาพโดยใช้ Circular Arc Failure การให้มี Equivalent Traffic Surcharge กระทำเท่ากับ 0.5 ตันต่อตารางเมตร จะมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 0.93 และเมื่อวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีฤดูแล้งและเกิดการลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็วเมื่อไม่มี Equivalent Traffic Surcharge จะได้อัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 0.95 และเมื่อมี Equivalent Traffic Surcharge เท่ากับ 0.5 ตันต่อตารางเมตร จะได้อัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 0.92

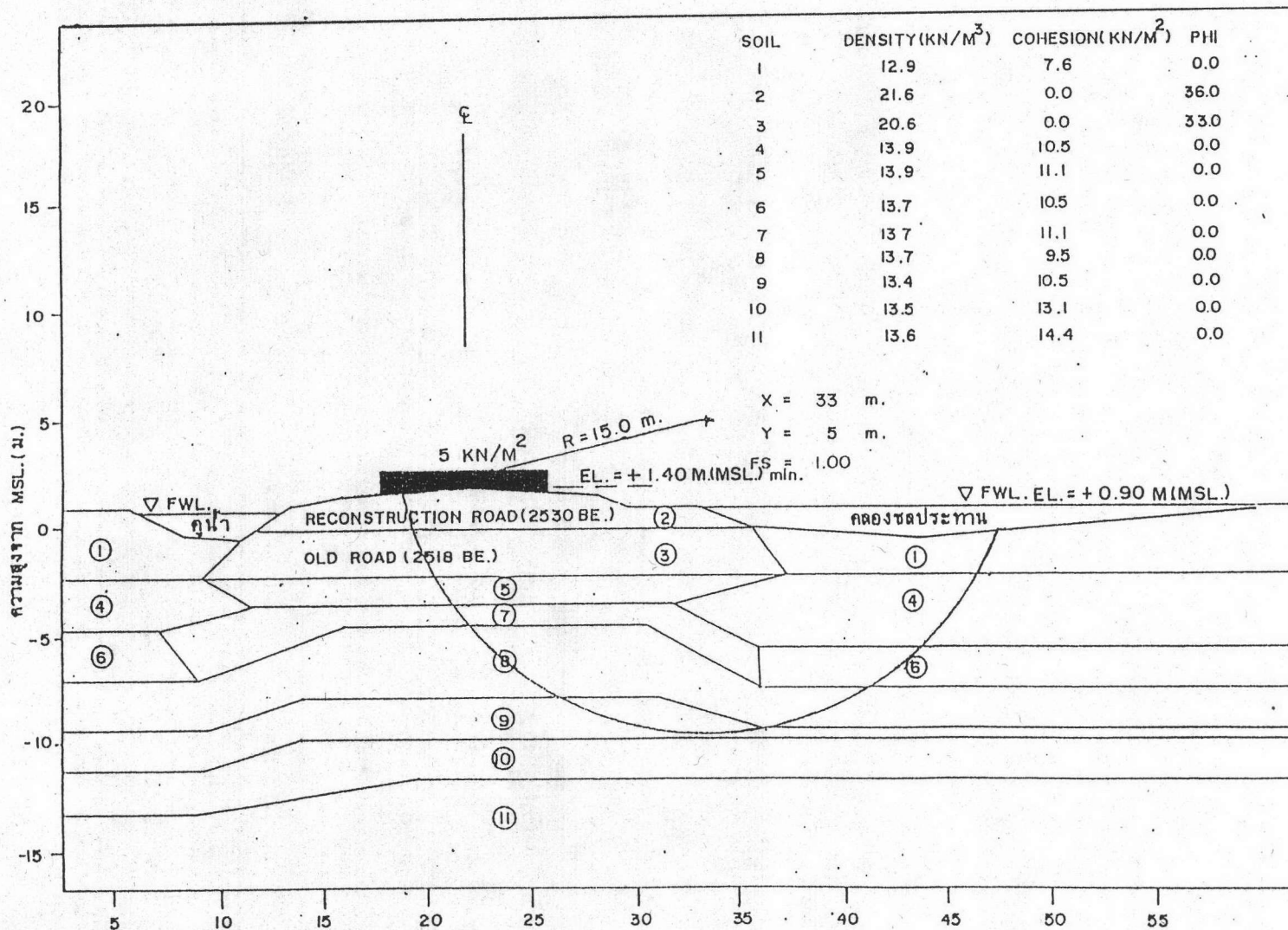
จากการเปรียบเทียบค่าอัตราส่วนความปลอดภัยพบว่าที่กม. 6+750 มีค่าต่ำกว่าที่ กม.5+750 มาก ทั้งนี้เนื่องจากที่ กม. 6+750 อยู่ใกล้กับคลองธรรมชาติและมีคลองชลประทานขนานด้านข้าง จึงทำให้ดินมีกำลังรับแรงเฉือนต่ำกว่า กม. 5+750 และ



รูปที่ 4.27 (ก) แสดงการแบ่งชั้นดินของ กม.5+750 และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพ

โดยวิธี Simplified Bishop ก่อนการปรับ, ETS=0.0 ตัน/ตารางเมตร

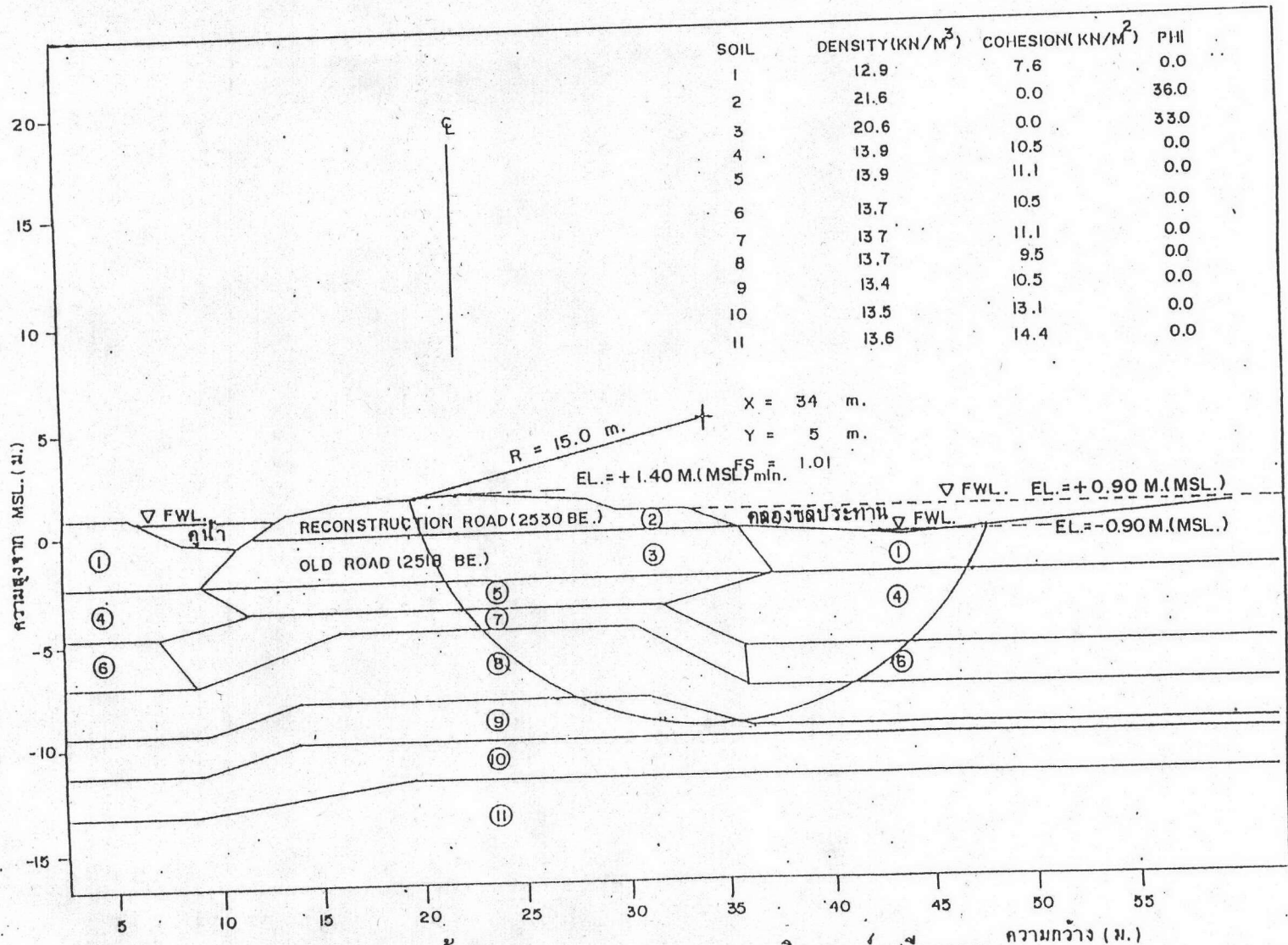
ระดับน้ำอยู่ที่ +0.90 เมตร (MSL.)



รูปที่ 4.27 (ข) แสดงการแบ่งชั้นดินของ กม.5+750 และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพ ความกว้าง (ม.)

โดยวิธี Simplified Bishop ก่อนการปรับ, ETS=0.5 ตัน/ตารางเมตร

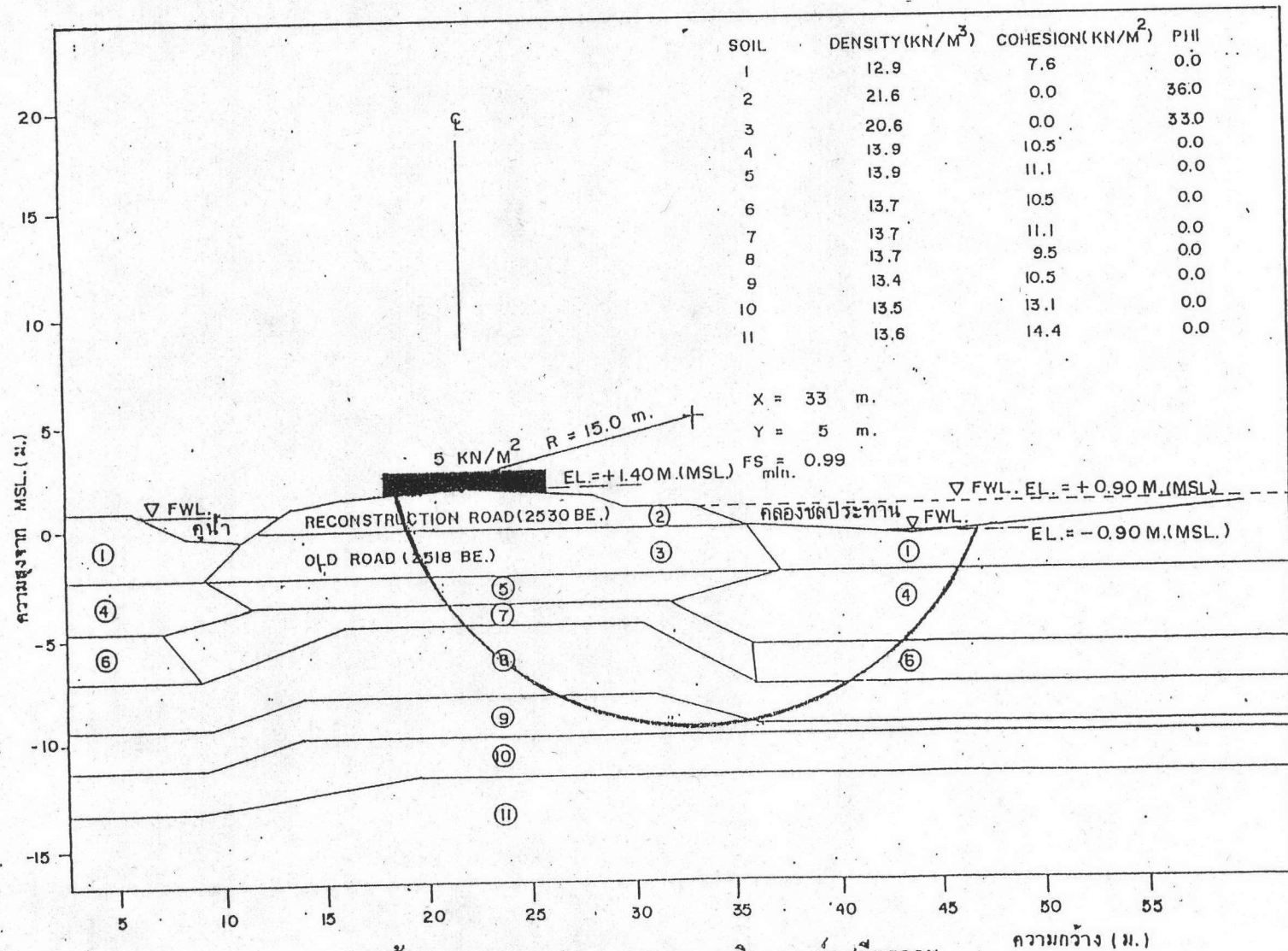
ระดับน้ำอยู่ที่ +0.90 เมตร (MSL.)



รูปที่ 4.27 (ค) แสดงการแบ่งชั้นดินของ กม.5+750 และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพ

โดยวิธี Simplified Bishop หลังการวัด, ETS=0.0 ตัน/ตารางเมตร

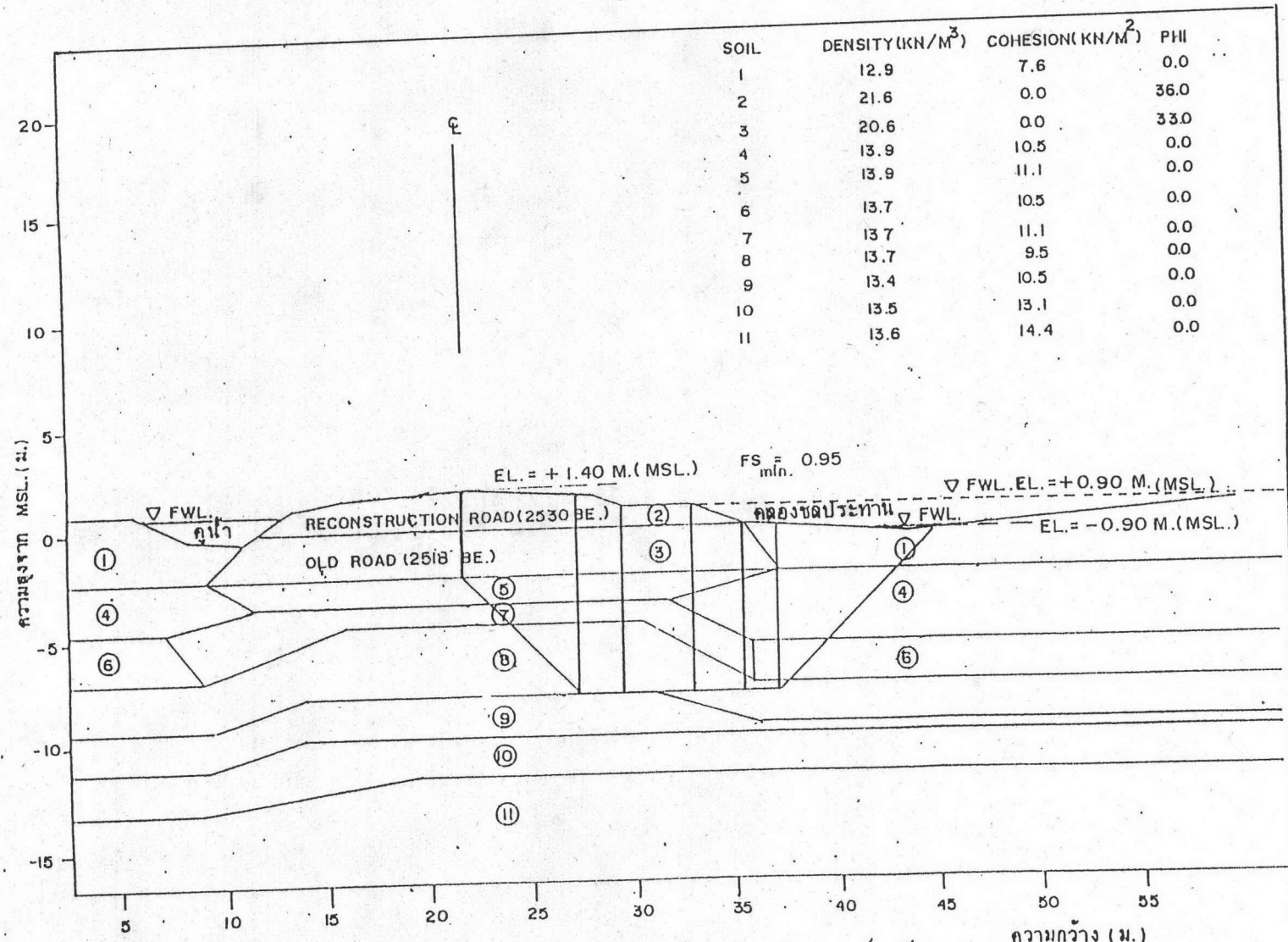
ระดับน้ำอยู่ที่ -0.90 เมตร (MSL.)



รูปที่ 4.27 (ง) แสดงการแบ่งชั้นดินของ กม.5+750 และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพ

โดยวิธี Simplified Bishop หลังการวิบัติ, ETS=0.5 ตัน/ตารางเมตร

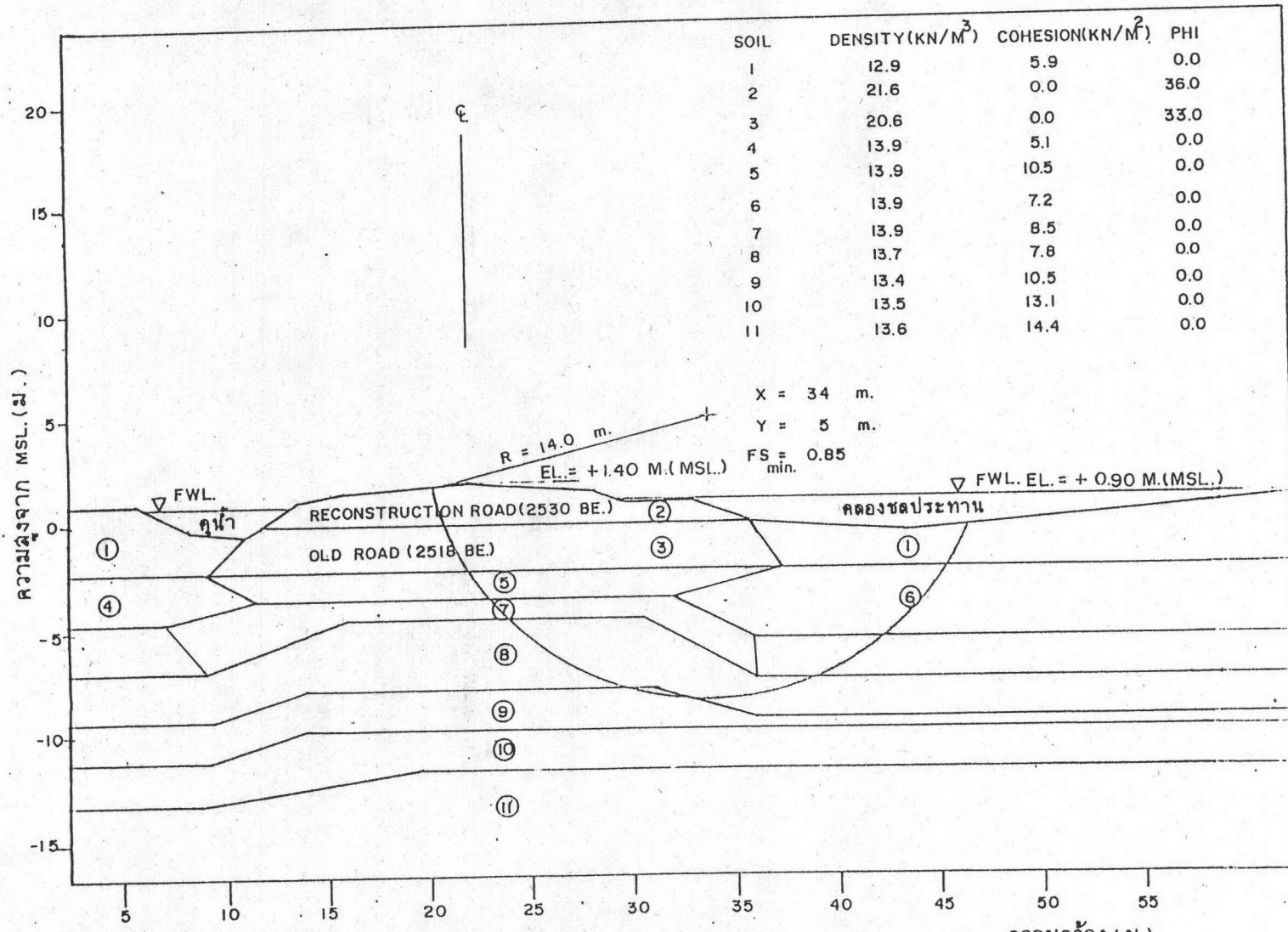
ระดับน้ำอยู่ที่ -0.90 เมตร (MSL.)



รูปที่ 4.27 (จ) แสดงการแบ่งชั้นดินของ กม.5+750 และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพ

โดยวิธี Wedge หลังการวัด, ETS=0.0 ตัน/ตารางเมตร

ระดับน้ำอยู่ที่ -0.90 เมตร (MSL.)

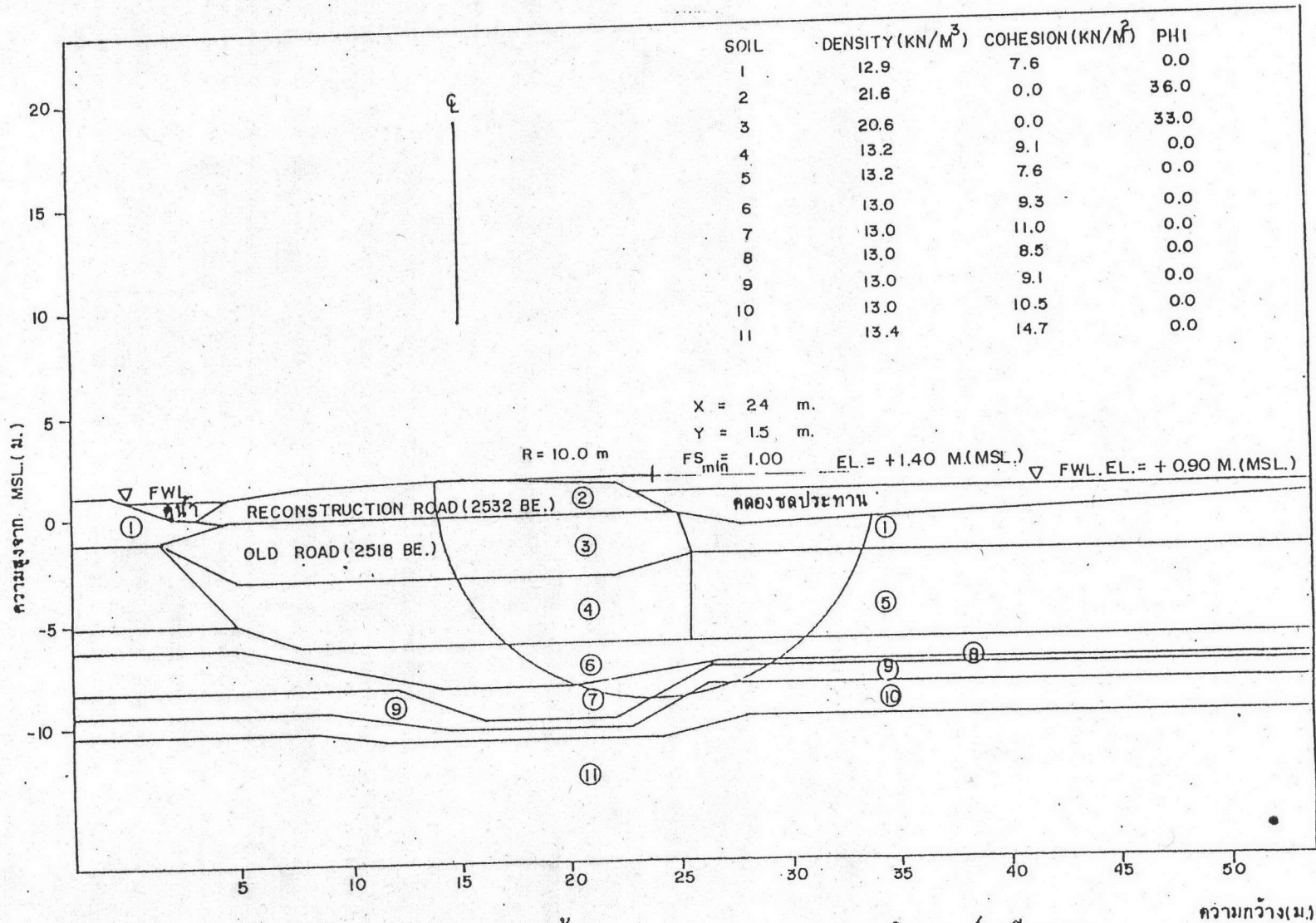


รูปที่ 4.27 (ก) แสดงการแบ่งชั้นดินของ กม.5+750 และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพ

โดยวิธี Simplified Bishop ก่อนการวิบัติ, ETS=0.0 ตัน/ตารางเมตร

ระดับน้ำอยู่ที่ +0.90 เมตร (MSL.), ค่า FVT ปี พ.ศ.2518

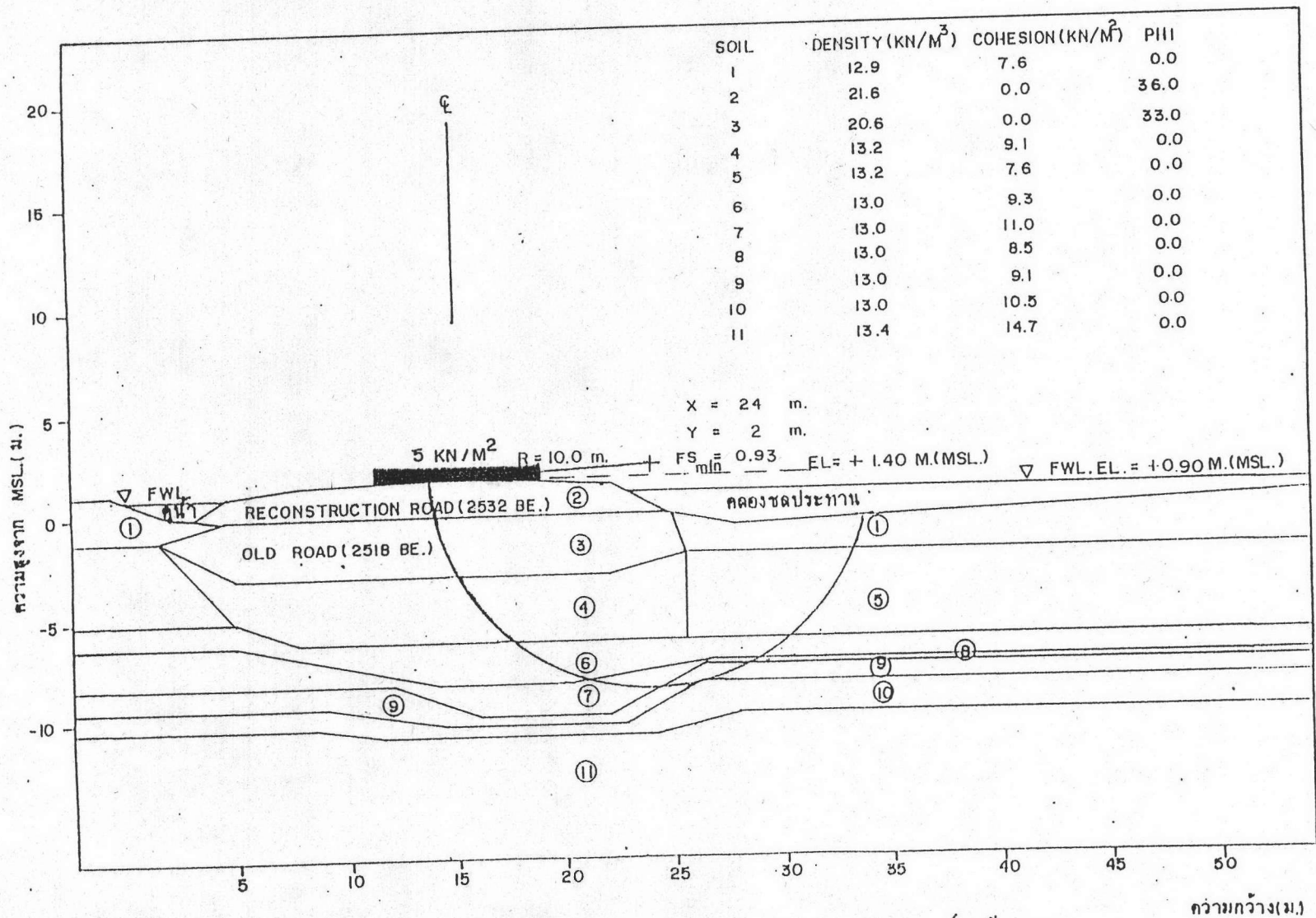




รูปที่ 4.28 (ก) แสดงการแบ่งชั้นดินของ กม.6+750 และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพ

โดยวิธี Simplified Bishop ก่อนการปรับ, ETS=0.0 ตัน/ตารางเมตร

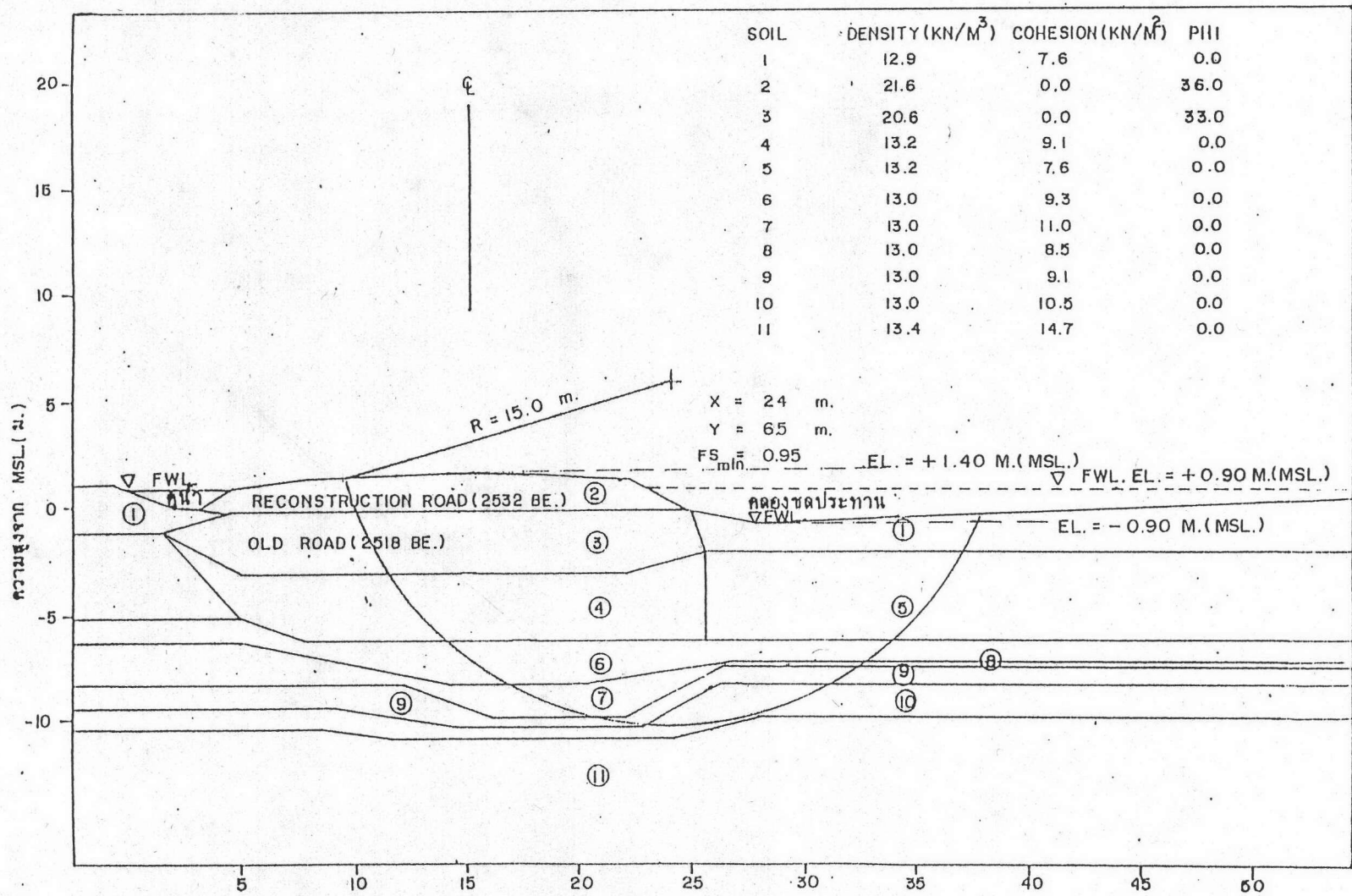
ระดับน้ำอยู่ที่ +0.90 เมตร (MSL.)



รูปที่ 4.28 (ข) แสดงการแบ่งชั้นดินของ กม.6+750 และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพ

โดยวิธี Simplified Bishop ก่อนการวิบัติ, ETS=0.5 ตัน/ตารางเมตร

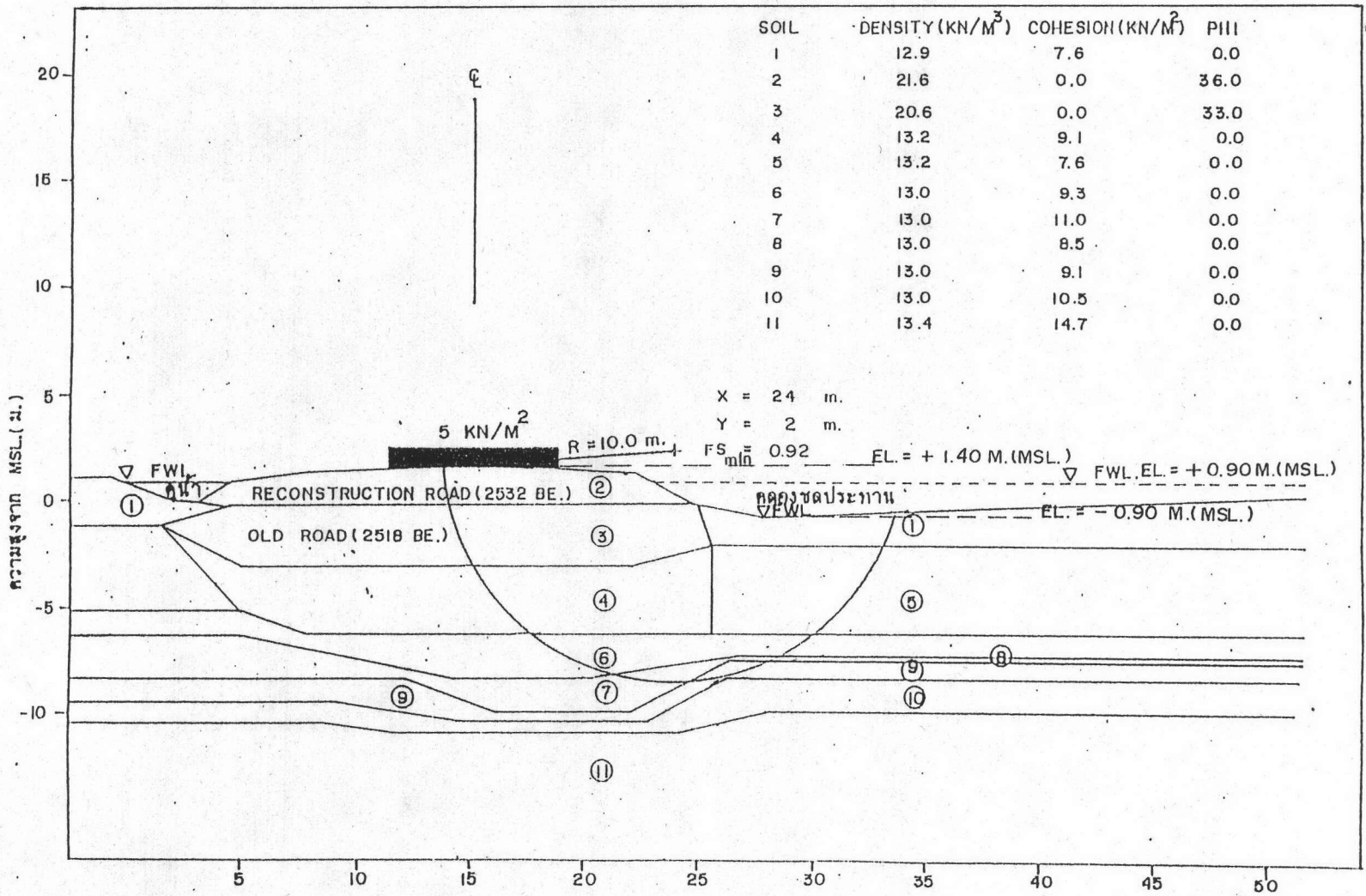
ระดับน้ำอยู่ที่ +0.90 เมตร (MSL.)



รูปที่ 4.28 (ค) แสดงการแบ่งชั้นดินของ กม.6+750 และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพ

โดยวิธี Simplified Bishop หลังการปรับ, ETS=0.0 ตัน/ตารางเมตร

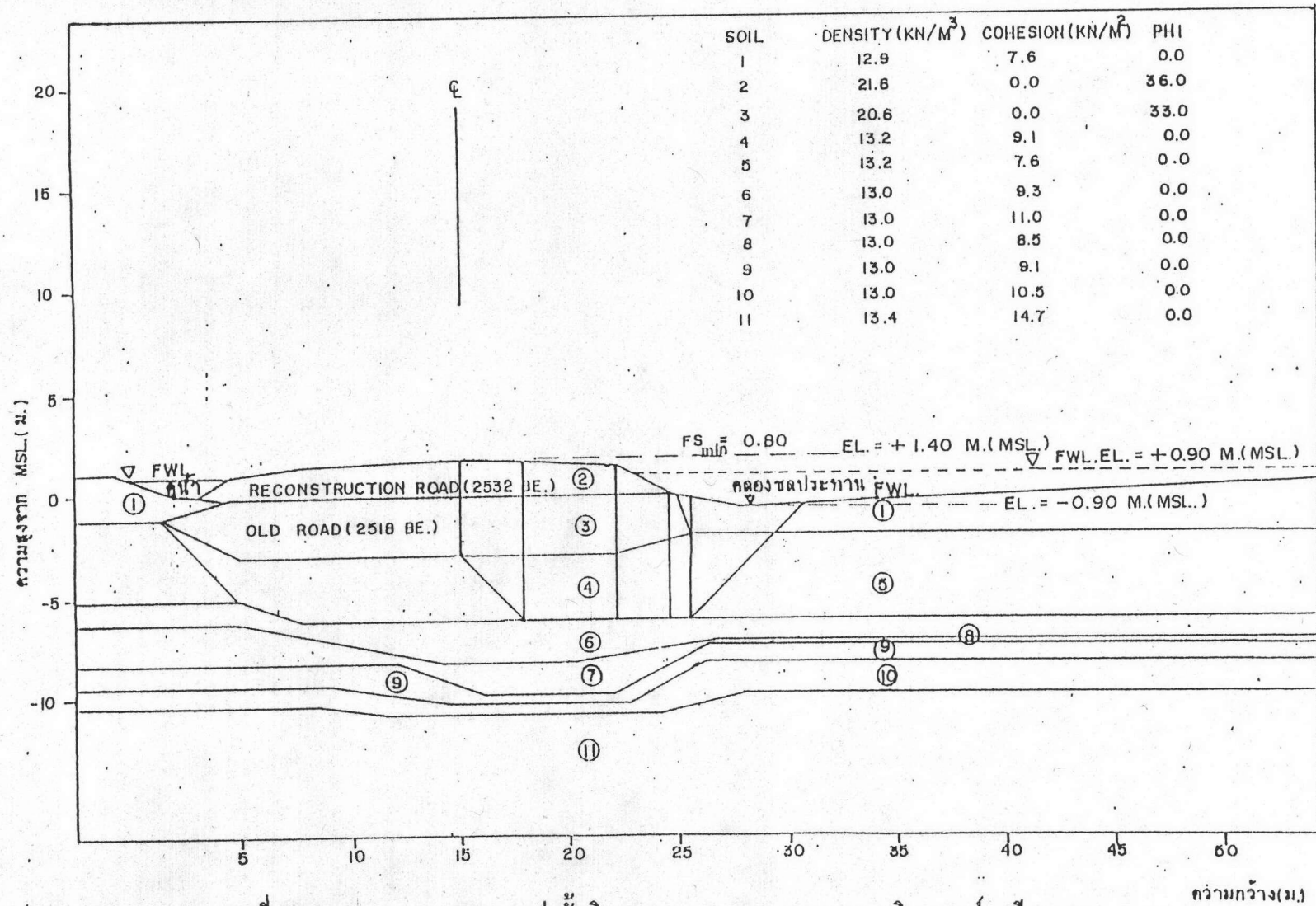
ระดับน้ำอยู่ที่ -0.90 เมตร (MSL.)



รูปที่ 4.28 (ง) แสดงการแบ่งชั้นดินของ กม.6+750 และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพ

โดยวิธี Simplified Bishop หลังการวิบัติ, ETS=0.5 ตัน/ตารางเมตร

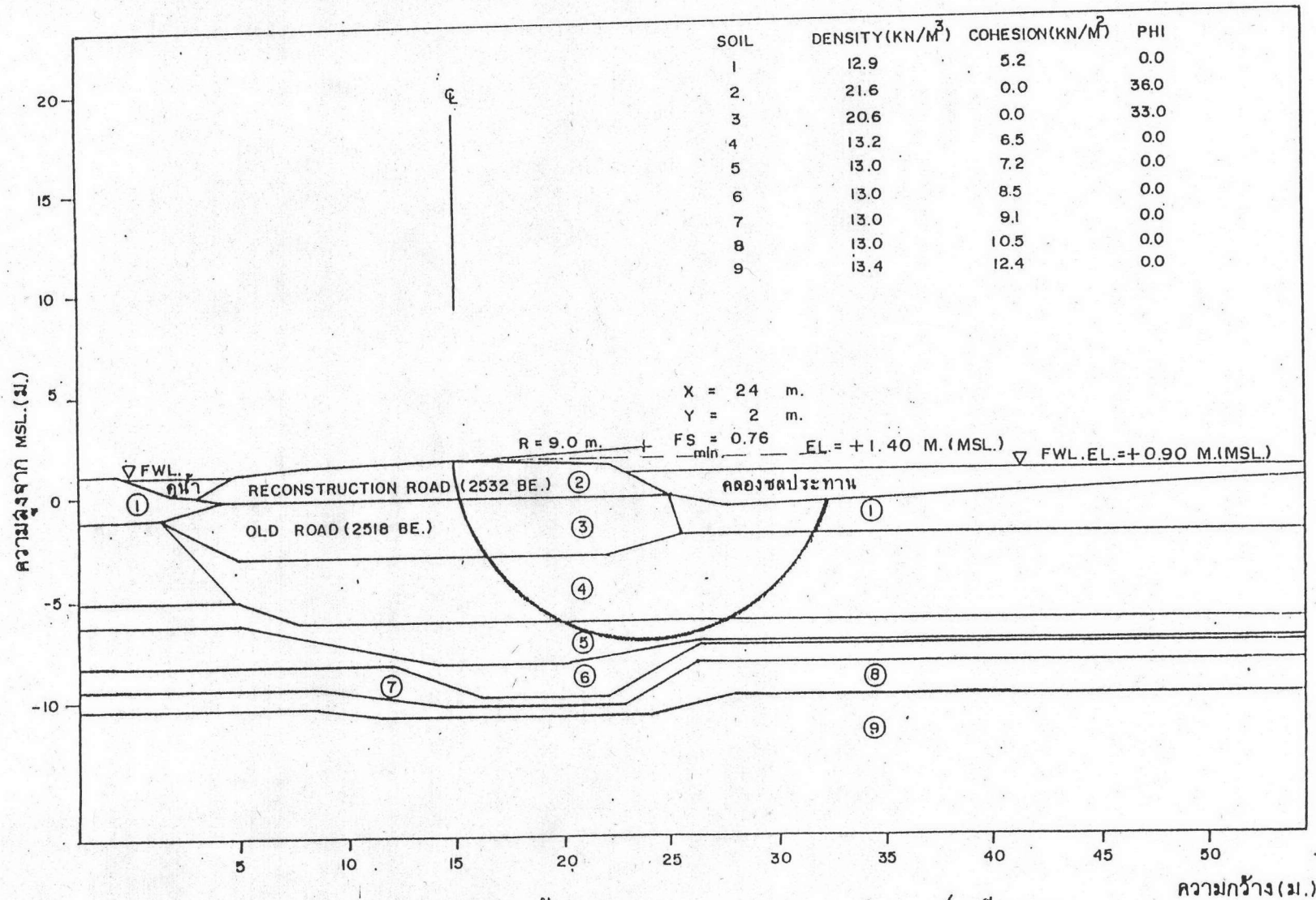
ระดับน้ำอยู่ที่ -0.90 เมตร (MSL.)



รูปที่ 4.28 (จ) แสดงการแบ่งชั้นดินของ กม.6+750 และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพ

โดยวิธี Wedge หลังการวิบัติ, ETS=0.0 ตัน/ตารางเมตร

ระดับน้ำอยู่ที่ -0.90 เมตร (MSL.)



รูปที่ 4.28 (จ) แสดงการแบ่งชั้นดินของ กม.6+750 และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพ

โดยวิธี Simplified Bishop ก่อนการวิบัติ, ETS=0.0 ตัน/ตารางเมตร

ระดับน้ำอยู่ที่ +0.90 เมตร (MSL.), ค่า FVT ปี พ.ศ.2518

ตารางที่ 4.10 แสดงผลการวิเคราะห์เสถียรภาพ กม.5+750

กม.	วิธีการวิเคราะห์	F.S.(min)		หมายเหตุ
		ETS=0.0	ETS=0.5	
5+750	TSA, Bishop	1.07	1.00	น้ำสูงสุด (+0.90 MSL)
5+750	TSA, Bishop	1.01	0.99	น้ำต่ำสุด (-0.90 MSL)
5+750	TSA, Wedge	0.95	-	น้ำต่ำสุด (-0.90 MSL)

ETS = Equivalent Traffic Surcharge ( $T/M^2$ )

ตารางที่ 4.11 แสดงผลการวิเคราะห์เสถียรภาพ กม.6+750

กม.	วิธีการวิเคราะห์	F.S.(min)		หมายเหตุ
		ETS=0.0	ETS=0.5	
6+750	TSA, Bishop	1.00	0.93	น้ำสูงสุด (+0.90 MSL)
6+750	TSA, Bishop	0.95	0.92	น้ำต่ำสุด (-0.90 MSL)
6+750	TSA, Wedge	0.80	-	น้ำต่ำสุด (-0.90 MSL)

ETS = Equivalent Traffic Surcharge ( $T/M^2$ )

ความเสียหายที่เกิดขึ้นที่ กม.6+750 ซึ่งปรากฏให้เห็นมีความเสียหายมากกว่าที่ กม.5+750 เป็นอย่างมาก และสาเหตุการเกิดการวิบัติที่หลังของ กม.6+750 นั้น อาจเกิดเนื่อง จาก Undrained Creep ทำให้การวิบัติเกิดหลังจากที่ กม.5+750 เกิดการวิบัติไปแล้ว 10 วัน

ดังนั้นการยกระดับหลังคันทางถนนสายคลองด่าน-บางบ่อ ให้สูงกว่าระดับ น้ำทะเลปานกลางเท่ากับ +1.40 เมตร นั้น ทำให้อัตราส่วนความปลอดภัยของคันทางมีค่าต่ำกว่ามาตรฐาน คือเท่ากับ 1.30 อีกทั้งไม่มี Berm ช่วยในการเพิ่มเสถียรภาพของคันทางทำให้ถนนพร้อมที่จะเกิดการวิบัติได้ทุกขณะ นอกจากนี้ยังพบว่าทรายนกที่จมลงไปเนื่องจากการก่อสร้างถนนทั้งสองครั้งที่ผ่านมา มีความลึกประมาณ 3.0-4.0 เมตร ซึ่งทรายนกไม่มีกำลังรับแรงเฉือนมากพอและเป็นเสมือนน้ำหนักที่กระทำต่อดินอ่อน อีกทั้งมีค่าหน่วยความหนาแน่นค่อนข้างสูงเมื่อเปรียบเทียบกับดินอ่อน จึงทำให้อัตราส่วนความปลอดภัยต่ำกว่ามาตรฐานดังนั้นจึงได้มีคำสั่งระงับการก่อสร้างถนนสายนี้เพื่อทำการออกแบบใหม่

สำหรับความสูงของคันทางที่เหมาะสมในการก่อสร้างถนนสายนี้โดยอาศัย ข้อมูลในสนามและค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ FVT มาคำนวณหาค่า Bearing Capacity ของดินรากฐานได้ความสูงที่เหมาะสม ดังแสดงในตารางที่ 4.12 และรูปที่ 4.29 แสดงอัตราส่วนความปลอดภัยเมื่อยกคันทางสูง 1.10 เมตร (MSL.) สำหรับรูปที่ 4.30 แสดงอัตราส่วนความปลอดภัยกับความสูงของคันทาง (MSL.) ตามที่ต้องการ



ตารางที่ 4.12 การคำนวณหาความสูงที่เหมาะสมของถนนสายคลองด้าน-บางบ่อ

1. จากข้อมูลในสนาม

ตารางที่ 1.8 และ 1.9 แสดง Load-Settlement ของถนนสายคลองด้าน-บางบ่อ พบว่าการทรุดตัวของคันทางช่วง Preload เมื่อถมสูง 1.00 เมตร (ประมาณ +1.30 เมตร (MSL.)) จะเกิดการทรุดตัวประมาณ +0.30 เมตร ดังนั้นความสูงที่เหมาะสมและหลีกเลี่ยงการวิบัติเนื่องจาก Undrained Creep ของถนนสายคลองด้าน-บางบ่อ คือ 0.80 เมตร หรือ 1.10 เมตรจากระดับน้ำทะเลปานกลาง (MSL.)

2. จากสูตร Bearing Capacity

ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ FVT ตลอดความลึก 8 เมตร มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ  $0.7 \times 1.1 = 0.77$  ตัน/ตารางเมตร

$$FS. = \frac{c \cdot N_c}{\gamma \cdot H_{cr}}$$

ดินเหนียว  $\phi = 0$  ,  $N_c = 5.4$  ,  $FS. = 1.50$  (ใช้ค่าสูงเนื่องจากถนนสายนี้มีคลองชลประทานอยู่ข้างทางและระดับน้ำเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็วอยู่เสมอ)

แทนค่า

$$H_{cr} = 1.29 \text{ เมตร}$$

ความลึกท้องคลองเฉลี่ย -0.50 เมตร (MSL.)

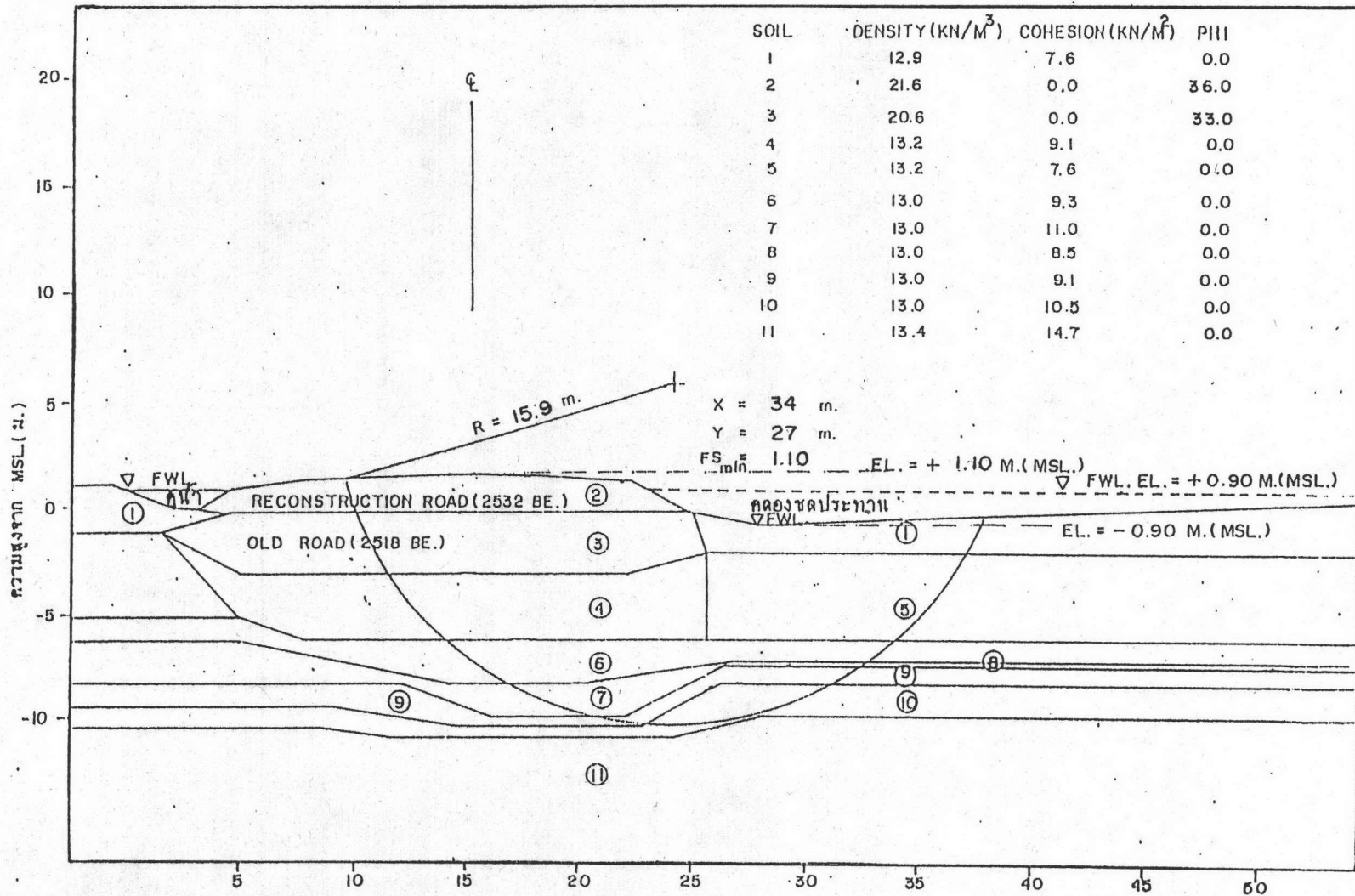
ดังนั้นความสูงของคันทางที่เหมาะสมเท่ากับ 0.80 เมตร (MSL.)

หรือยกสูงจากระดับดินเดิมเท่ากับ 0.50 เมตร

3. จากโปรแกรมคอมพิวเตอร์ วิเคราะห์เสถียรภาพของคันทาง โดยเปลี่ยนความสูงของคัน

ทางดังข้อ 1 พบว่าให้อัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุดเท่ากับ 1.10 ดังแสดงในรูปที่ 4.29

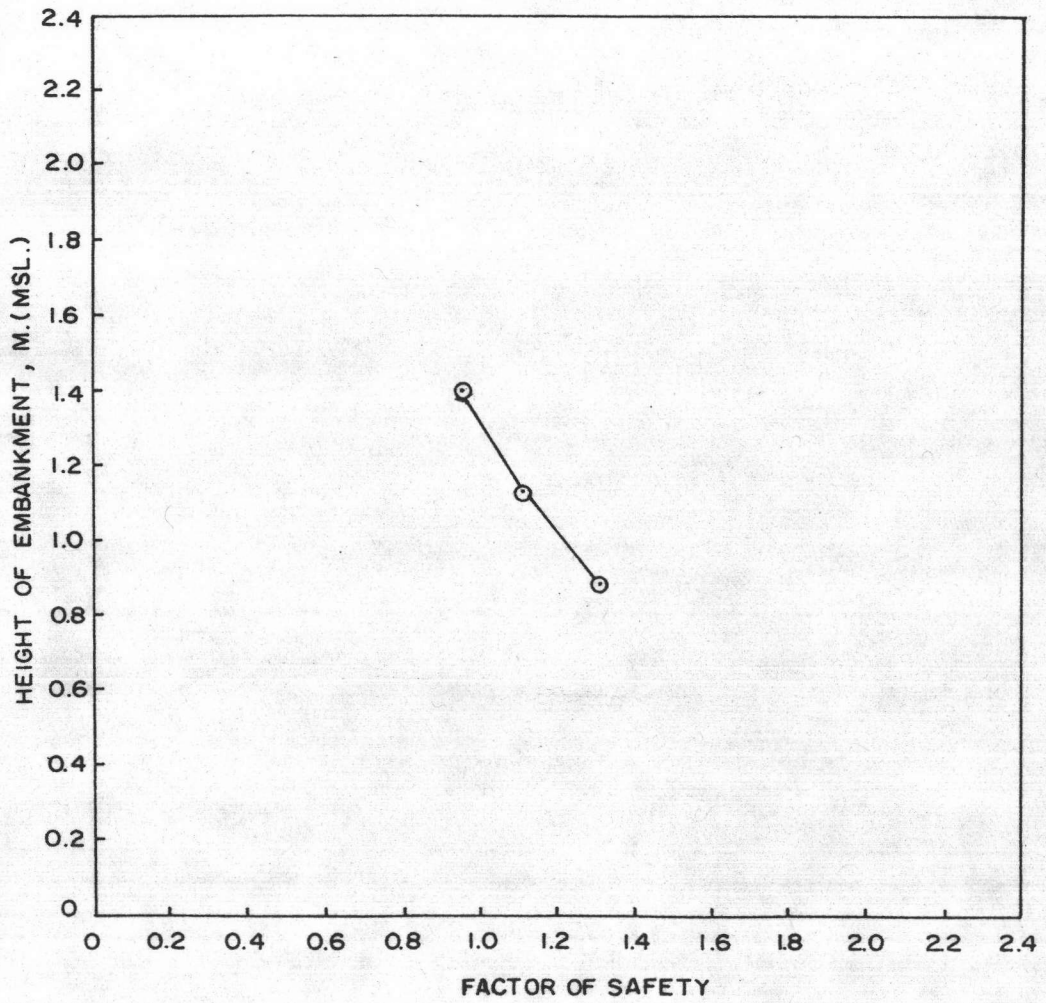
ดังนั้นความสูงที่เหมาะสมแสดงในรูปที่ 4.30



รูปที่ 4.29 แสดงการแบ่งชั้นดินของ กม.6+750 และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี

Simplified Bishop ระดับหลังคันทาง = 1.10 เมตร (MSL.), ETS = )

0.0 ตัน/ตารางเมตร ระดับน้ำอยู่ที่ -0.90 เมตร (MSL.)



รูปที่ 4.30 แสดงผลการวิเคราะห์เสถียรภาพกับความสูงของคันทาง (MSL.) ของถนน  
สายคลองด่าน-บางบ่อ กม.6.750 น้ำต่ำสุด (-0.90 MSL)