

บทที่ 4

การคำนวณและวิเคราะห์ผลด้วยแบบจำลองของโครงสร้างถนน ภายใต้น้ำหนักกระทำจากเครื่อง FWD

ในบทนี้จะกล่าวถึงวิธีการแก้ปัญหาทางคณิตศาสตร์ที่ใช้ในการพัฒนาแบบจำลองของโครงสร้างถนนภายใต้น้ำหนักกระทำจากเครื่อง FWD รวมทั้งการทดลองใช้แบบจำลองที่พัฒนาขึ้นในการประเมินโครงสร้างถนนตัวอย่างไม่ว่าจะเป็นการคำนวณหาค่าการทรุดตัวที่ผิวบนของถนนขณะรับน้ำหนักกระทำแบบแรงดล หรือการคำนวณย้อนกลับเพื่อหาค่าคุณสมบัติอันได้แก่ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น ความหนา ของวัสดุในแต่ละชั้น และทำการวิเคราะห์ผลที่ได้ รวมไปถึงการเปรียบเทียบผลการคำนวณด้วยแบบจำลองที่พัฒนาขึ้นกับวิธีการที่ได้มีผู้เสนอไว้ในบทความทางวิชาการต่างๆ และสุดท้ายจะนำข้อมูลการทดสอบจริงที่บันทึกได้จากเครื่อง FWD มาทำการคำนวณย้อนกลับและวิเคราะห์ผลที่เกิดขึ้น

4.1 วิธีการแก้ปัญหาและการคำนวณเชิงตัวเลข

เนื่องจากกระบวนการแก้ปัญหาทางคณิตศาสตร์ตามวิธีการคำนวณและแบบจำลองที่พัฒนาขึ้นในบทที่ 3 บางส่วนไม่สามารถกระทำได้โดยตรง เช่น การหาปริพันธ์ การหาส่วนผกผันของลาปลาซ และการแก้ปัญหาค่าเหมาะสมที่สุด จึงจำเป็นต้องใช้วิธีการเชิงตัวเลขเข้ามาช่วยหรือแม้แต่การแก้ปัญหาที่ทำได้โดยตรงเช่น การหาส่วนผกผันของสติเฟเนสมเมทริกซ์ แต่อาจพบกับปัญหาเนื่องจากความคลาดเคลื่อนเชิงตัวเลขในการคำนวณโดยการโปรแกรมคอมพิวเตอร์ สำหรับหัวข้อนี้จะอธิบายถึงวิธีการแก้ปัญหาต่างๆ ที่กล่าวไว้ข้างต้นซึ่งใช้ในแบบจำลองที่พัฒนาขึ้น

4.1.1 การหาค่าสติเฟเนสมเมทริกซ์ของโครงสร้างถนน

การวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวของถนนในบทที่ 3 โครงสร้างถนนจะถูกจำลองให้มีลักษณะเป็นตัวกลางยืดหยุ่นหลายชั้น โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่มากระทำ และการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้น จะถูกจัดให้อยู่ในรูปของสมการสติเฟเนสมเมทริกซ์ขนาด 4×4 ยกเว้นกรณีในชั้นกึ่งปริภูมิที่สมการสติเฟเนสมเมทริกซ์จะมีขนาด 2×2 ในการหาค่าการทรุดตัวที่ผิวบนของถนนจำเป็นต้องทำการรวมสติเฟเนสมเมทริกซ์ของแต่ละชั้นก่อนเพื่อให้ได้สติเฟเนสมเมทริกซ์รวมของทั้งโครงสร้างดังสมการที่ 3.58 จากนั้นใช้วิธีการหาเมทริกซ์ผกผันก็จะได้อาค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้น เนื่องจากการคำนวณโดยวิธีการดังกล่าวนี้สติเฟเนสมเมทริกซ์รวมที่หาได้มีขนาดค่อนข้างใหญ่ขึ้นอยู่กับจำนวนชั้นของถนน และต้องการทราบเพียงการเคลื่อนที่ที่ผิวบนของถนนเท่านั้น เพื่อให้การคำนวณโดยการโปรแกรมคอมพิวเตอร์มีความง่ายขึ้น จึงได้ทำการจัดรูปสมการสติเฟเนสมเมทริกซ์

ใหม่ ก่อนที่จะเขียนเป็นโปรแกรมคอมพิวเตอร์ในการคำนวณ ทั้งนี้จะใช้ผลของความสมดุลของแรงภายในที่ทำให้แรงกระทำภายนอกระหว่างชั้นของโครงสร้างถนนที่ค่าเป็นศูนย์หรือค่า $F^{(n)}$ เมื่อ n ไม่เท่ากับ 1 ในสมการที่ 3.58 จะมีค่าเป็นศูนย์นั่นเอง ในการจัดรูปสมการสติฟเนสเมทริกซ์สามารถทำได้โดยพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่กระทำกับการทรุดตัวที่เกิดขึ้นของโครงสร้างถนนชั้นที่ n ดังสมการที่ 3.47 โดย

$$U_n^* = \begin{Bmatrix} u_n^*(\xi, z_n, p) \\ u_n^*(\xi, z_{n+1}, p) \end{Bmatrix} \quad (4.1)$$

$$K_n^* = \begin{bmatrix} K_n^1 & K_n^2 \\ K_n^3 & K_n^4 \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

$$F_n^* = \begin{Bmatrix} \sigma_n^*(\xi, z_n, p) \\ \sigma_n^*(\xi, z_{n+1}, p) \end{Bmatrix} \quad (4.3)$$

นั่นคือ

$$\begin{bmatrix} K_n^1 & K_n^2 \\ K_n^3 & K_n^4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_n^*(\xi, z_n, p) \\ u_n^*(\xi, z_{n+1}, p) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sigma_n^*(\xi, z_n, p) \\ \sigma_n^*(\xi, z_{n+1}, p) \end{Bmatrix} \quad (4.4)$$

โดยที่ K_n^1 K_n^2 K_n^3 และ K_n^4 เป็นเมทริกซ์ขนาด 2×2 ซึ่งเป็นสมาชิกของ K_n^*

4.1.1.1 กรณีโครงสร้างถนน N ชั้นวางตัวอยู่บนชั้นกึ่งปริภูมิ

ในกรณีที่โครงสร้างถนนวางตัวอยู่บนชั้นกึ่งปริภูมิดังรูปที่ 4.1 สมการสติฟเนสเมทริกซ์ของชั้นที่ $N+1$ จะถูกนำไปรวมกับสติฟเนสเมทริกซ์ของชั้นที่ N ซึ่งทำให้ค่า $\sigma_N^*(\xi, z_N, p)$ หลังจากการรวมสติฟเนสเมทริกซ์มีค่าเป็นศูนย์เนื่องจากไม่มีแรงภายนอกมากระทำที่ผิวรอยต่อของชั้นที่ N และชั้นที่ $N+1$ ผลที่ได้คือสมการสติฟเนสเมทริกซ์รวมของชั้นที่ N จะเป็น

$$\begin{bmatrix} K_N^1 & K_N^2 \\ K_N^3 & K_N^4 + K_{N+1}^1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_N^*(\xi, z_N, p) \\ u_N^*(\xi, z_{N+1}, p) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sigma_N^*(\xi, z_N, p) \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.5)$$

เมื่อ K_{N+1}^1 เป็นสติฟเนสเมทริกซ์ของชั้นกึ่งปริภูมิที่มีขนาด 2×2

4.1.1.2 กรณีโครงสร้างถนน N ชั้นวางตัวอยู่บนชั้นหินแข็ง

ในกรณีที่โครงสร้างถนนวางตัวอยู่บนชั้นหินแข็งดังรูปที่ 4.2 ค่า $\mathbf{u}_N^*(\xi, z_{N+1}, p)$ จะเป็นศูนย์ตามเงื่อนไขสภาพขอบ คือที่ผิวของชั้นหินแข็งจะไม่มีการเคลื่อนที่ จะได้สมการสติฟเนสเมทริกซ์ของชั้นที่ N เป็นดังนี้

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_N^1 & \mathbf{K}_N^2 \\ \mathbf{K}_N^3 & \mathbf{K}_N^4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_N^*(\xi, z_N, p) \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \boldsymbol{\sigma}_N^*(\xi, z_N, p) \\ \boldsymbol{\sigma}_N^*(\xi, z_{N+1}, p) \end{Bmatrix} \quad (4.6)$$

ดังนั้นสมการแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่มากกระทำกับการทรุดตัวที่ผิวบนของชั้นที่ N เป็นดังนี้

$$\mathbf{K}_N^1 \mathbf{u}_N^*(\xi, z_N, p) = \boldsymbol{\sigma}_N^*(\xi, z_N, p) \quad (4.7)$$

ซึ่งค่าสติฟเนสเมทริกซ์ของสมการที่ 4.7 จะถูกนำไปรวมกับสติฟเนสเมทริกซ์ของชั้นที่ $N-1$ ซึ่งทำให้ค่า $\boldsymbol{\sigma}_{N-1}^*(\xi, z_{N-1}, p)$ หลังจากการรวมสติฟเนสเมทริกซ์มีค่าเป็นศูนย์ ด้วยเหตุผลเช่นเดียวกับกรณีที่ผ่านมา ซึ่งทำให้สมการสติฟเนสเมทริกซ์รวมของชั้นที่ $N-1$ เป็น

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{N-1}^1 & \mathbf{K}_{N-1}^2 \\ \mathbf{K}_{N-1}^3 & \mathbf{K}_{N-1}^4 + \mathbf{K}_N^1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_{N-1}^*(\xi, z_{N-1}, p) \\ \mathbf{u}_{N-1}^*(\xi, z_N, p) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \boldsymbol{\sigma}_{N-1}^*(\xi, z_{N-1}, p) \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.8)$$

โดยสมการที่ 4.5 และ 4.8 จะอยู่ในรูป

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_m^1 & \mathbf{K}_m^2 \\ \mathbf{K}_m^3 & \mathbf{K}_m^4 + \mathbf{K}_{m+1}^1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_m^*(\xi, z_m, p) \\ \mathbf{u}_m^*(\xi, z_{m+1}, p) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \boldsymbol{\sigma}_m^*(\xi, z_m, p) \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.9)$$

โดยที่ m เท่ากับ N และ $N-1$ ในกรณีที่พิจารณาสมการที่ 4.5 และ 4.8 ตามลำดับและ สมการที่ 4.9 สามารถเขียนได้เป็น

$$\mathbf{K}_m^1 \mathbf{u}_m^*(\xi, z_m, p) + \mathbf{K}_m^2 \mathbf{u}_m^*(\xi, z_{m+1}, p) = \boldsymbol{\sigma}_m^*(\xi, z_m, p) \quad (4.10)$$

$$\mathbf{K}_m^3 \mathbf{u}_m^*(\xi, z_m, p) + (\mathbf{K}_m^4 + \mathbf{K}_{m+1}^1) \mathbf{u}_m^*(\xi, z_{m+1}, p) = 0 \quad (4.11)$$

จากสมการที่ 4.11 สามารถจัดได้เป็น

$$\mathbf{u}_m^*(\xi, z_{m+1}, p) = -(\mathbf{K}_m^4 + \mathbf{K}_{m+1}^1)^{-1} \mathbf{K}_m^3 \mathbf{u}_m^*(\xi, z_m, p) \quad (4.12)$$

แทนค่าสมการที่ 4.12 ในสมการที่ 4.10 จะได้

$$\{ \mathbf{K}_m^1 - \mathbf{K}_m^2 (\mathbf{K}_m^4 + \mathbf{K}_{m+1}^1)^{-1} \mathbf{K}_m^3 \} \mathbf{u}_m^*(\xi, z_m, p) = \boldsymbol{\sigma}_m^*(\xi, z_m, p) \quad (4.13)$$

$$\text{หรือ} \quad \mathbf{K}_m \mathbf{u}_m = \boldsymbol{\sigma}_m \quad (4.14)$$

$$\text{เมื่อ} \quad \mathbf{K}_m = \mathbf{K}_m^1 - \mathbf{K}_m^2 (\mathbf{K}_m^4 + \mathbf{K}_{m+1}^1)^{-1} \mathbf{K}_m^3 \quad (4.15)$$

โดยสติเฟนสมเทริกซ์จากสมการที่ 4.14 จะถูกนำไปรวมกับสติเฟนสมเทริกซ์ของชั้นถัดขึ้นไปจนได้ความสัมพันธ์ของแรงที่มากระทำกับค่าการทรุดตัวที่ผิวบนของถนน แล้วจึงทำการแก้สมการหาค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นต่อไป

4.1.2 การหาปริพันธ์เชิงตัวเลข

ค่าการทรุดตัวที่คำนวณได้จากแบบจำลองที่พัฒนาขึ้นจะอยู่ในโดเมนของลาปลาซและฮันเกล เนื่องจากการแปลงฮันเกลตามสมการที่ 3.11 ดังนั้นจึงจำเป็นต้องทำการหาปริพันธ์ฟังก์ชันค่าการทรุดตัวเพื่อให้ออกกลับไปสู่โดเมนของระยะทาง (r) ดังสมการที่ 4.16

$$\bar{y}(r, z, p) = \int_0^{\infty} \xi y^*(\xi, z, p) J_m(\xi r) d\xi \quad (4.16)$$

เมื่อ $\bar{y}(r, z, p)$ และ $y^*(\xi, z, p)$ เป็นค่าเดียวกันกับที่พบในสมการที่ 3.12

ในการหาปริพันธ์เพื่อหาค่าการทรุดตัวให้อยู่ในโดเมนของระยะทางดังสมการที่ 4.16 นั้นต้องทำการหาปริพันธ์ค่าพารามิเตอร์ของฮันเกลตั้งแต่ศูนย์จนถึงอนันต์ ซึ่งในการโปรแกรมคอมพิวเตอร์เชิงตัวเลขไม่อาจจะทำได้ จึงจำเป็นต้องจำกัดขอบเขตบนในการหาปริพันธ์ โดยทำการพิจารณาค่าการทรุดตัวที่อยู่ในโดเมนของฮันเกล ซึ่งตัวอย่างการคำนวณเพื่อหาค่าการทรุดตัวที่เวลา 16 และ 50 มิลลิวินาทีได้ถูกนำมาแสดงไว้ในรูปที่ 4.3 และรูปที่ 4.4 แต่เนื่องจากค่าการทรุดตัวยังอยู่ในโดเมนของลาปลาซจึงต้องหาส่วนผกผันของลาปลาซเชิงตัวเลขโดยใช้วิธีที่เสนอโดย Stehfest สำหรับแต่ละค่า n ที่แสดงในกราฟจะสอดคล้องกับการคำนวณซ้ำในสมการที่ 3.66 และ 3.67 โดยในที่นี้เลือกค่า N เท่ากับ 8 ในส่วนของการเลือกค่า N นั้นจะกล่าวในหัวข้อถัดไป

ผลที่ปรากฏในรูปที่ 4.3 และรูปที่ 4.4 นั้นแสดงให้เห็นว่าในทุกค่า n ค่าการทรุดตัวในโดเมนของฮันเกลจะมีค่าลดลงเมื่อพารามิเตอร์ของฮันเกลมีค่าเพิ่มขึ้น ทำให้การหาปริพันธ์ไม่จำเป็นต้องทำจนถึงค่าอนันต์ ในการหาปริพันธ์จะทำได้โดยการแบ่งพื้นที่ใต้กราฟของค่าการทรุดตัวให้เป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูโดยแต่ละรูปจะมีความสูงเท่ากับ 0.1 ดังในรูปที่ 4.5 และทำการหาปริพันธ์ตั้งแต่พารามิเตอร์ของฮันเกลเป็นศูนย์จนถึงค่า 20 30 40 50 60 70 และ 80 โดยค่าการทรุดตัวในโดเมนของเวลาที่เกิดขึ้นเมื่อเปลี่ยนค่าพารามิเตอร์ของฮันเกลที่เป็นขอบเขตบนในการหาปริพันธ์ได้

แสดงไว้ในตารางที่ 4.1 ผลที่ได้สามารถสรุปได้ว่า ถ้าทำการหาปริพันธ์โดยให้ค่าพารามิเตอร์ของฮันเกลสูงสุดมากกว่า 60 แล้วค่าการทรุดตัวที่คำนวณได้ก็จะมีค่าเปลี่ยนแปลงน้อยมาก ดังนั้นในงานวิจัยนี้จะใช้ค่าพารามิเตอร์ของฮันเกลสูงสุดในการหาปริพันธ์เท่ากับ 60

4.1.3 การหาส่วนผกผันของลาปลาซเชิงตัวเลข

ค่าการทรุดตัวในโดเมนของลาปลาซจะถูกแปลงให้อยู่ในโดเมนของเวลาโดยใช้วิธีการหาส่วนผกผันเชิงตัวเลข ในงานวิจัยนี้ได้เลือกใช้วิธีที่เสนอโดย Stehfest ดังสมการที่ 3.66 และ 3.67 เพื่อตรวจสอบความเหมาะสมของวิธีการดังกล่าว กับวิธีอื่นๆที่ได้มีผู้เสนอมาจึงทำการทดลองแปลงสมการของน้ำหนักกระทำที่เป็นแบบ half-sinusoidal load ดังในรูปที่ 4.6 และสมการที่ 4.17 ซึ่งอยู่ในโดเมนของเวลา จากนั้นก็ทำการแปลงสมการที่ 4.17 โดยใช้การแปลงลาปลาซตามสมการที่ 3.10 ให้อยู่ในโดเมนของลาปลาซดังสมการที่ 4.18

$$f(t) = \begin{cases} P_0 \sin\left(\frac{\pi}{a}t\right) & ; 0 \leq t \leq a \\ 0 & ; t > a \end{cases} \quad (4.17)$$

$$\bar{f}(p) = \frac{P_0 \pi a}{\pi^2 - p^2 a^2} (e^{-pa} + 1) \quad (4.18)$$

โดย P_0 คือ น้ำหนักกระทำสูงสุด t คือ เวลา a คือ ช่วงเวลาที่ให้น้ำหนักกระทำ และ p คือ พารามิเตอร์ของลาปลาซ

ทำการหาส่วนผกผันของลาปลาซเชิงตัวเลขกับสมการที่ 4.18 ด้วยวิธีที่เสนอโดย Widder ดังสมการที่ 3.59 ถึงสมการที่ 3.61 เมื่อ n เท่ากับ 20 วิธีที่เสนอโดย Haar ดังสมการที่ 3.62 และ 3.63 วิธีที่เสนอโดย Shapery ดังสมการที่ 3.64 และ 3.65 และวิธีที่เสนอโดย Stehfest เมื่อ N เท่ากับ 8 เปรียบเทียบกับค่าน้ำหนักกระทำจริงในโดเมนของเวลาโดยแสดงผลการคำนวณไว้ในรูปที่ 4.7 ซึ่งจะพบว่าวิธีที่เสนอโดย Stehfest จะให้ผลการคำนวณที่ใกล้เคียงกับน้ำหนักจริงมากที่สุด

การหาส่วนผกผันเชิงตัวเลขที่เสนอโดย Stehfest นั้นจำเป็นต้องพิจารณาเลือกใช้ค่า N ในสมการที่ 3.66 และ 3.67 ให้เหมาะสมกับลักษณะของปัญหา รูปที่ 4.8 แสดงการหาส่วนผกผันของลาปลาซเชิงตัวเลขกับสมการที่ 4.18 ด้วยวิธีที่เสนอโดย Stehfest โดยการเปลี่ยนแปลงค่า N ตั้งแต่ 6 ถึง 12 ซึ่งพบว่าค่า N เท่ากับ 8 จะเหมาะสมกับปัญหานี้ที่สุด นอกจากนั้นในการวิจัยยังได้ทำการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวกับงานวิจัยอื่นที่ใช้วิธีการที่แตกต่างกัน

เช่น ผลงานของ Al-Khoury et al. (2001) ซึ่งทำการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวแบบพลวัตในโดเมนของความถี่ ซึ่งพบว่ามีความถี่ที่ใกล้เคียงกันเมื่อเลือกใช้ค่า N เท่ากับ 8 ในการคำนวณ ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงเลือกใช้ค่า N เท่ากับ 8 ในการคำนวณ

4.2 การหาค่าการทรุดตัวที่ผิวบนของโครงสร้างถนนโดยใช้แบบจำลองในลักษณะพลวัต

เพื่อประเมินผลการคำนวณหาค่าการทรุดตัวที่ได้จากแบบจำลองในลักษณะพลวัต จึงได้กำหนดโครงสร้างถนนมาตรฐานที่ใช้ในการคำนวณขึ้น โดยทำการพิจารณาผลของค่าคุณสมบัติของวัสดุในแต่ละชั้นของถนนที่มีผลต่อค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นด้วย

4.2.1 โครงสร้างถนนและน้ำหนักกระทำที่ใช้ในการคำนวณ

4.2.1.1 โครงสร้างถนน

ในการวิจัยจะจำลองให้ถนนมีลักษณะเป็นตัวกลางยืดหยุ่นหลายชั้น ที่ประกอบไปด้วยชั้นของวัสดุจำนวนหลายชั้นวางตัวอยู่บนชั้นหินแข็งหรือบนชั้นดินยืดหยุ่นก็ได้ โดยวัสดุในแต่ละชั้นมีสมบัติเท่ากันทุกทิศทาง (Homogeneous and Isotropic) โดยที่ผิวชั้นบนสุดมีความเค้นเฉือนเท่ากับศูนย์ ความเค้นในแนวตั้ง (Normal Stress) มีค่าเท่ากับหน่วยแรงเนื่องจากน้ำหนักกระทำที่ผิว บริเวณผิวสัมผัสระหว่างชั้นจะมีค่าความเค้นเฉือน ความเค้นในแนวตั้ง การเคลื่อนที่แนวตั้งและแนวราบที่เท่ากัน และสมมุติเกิดแรงเสียดทานระหว่างชั้นเต็มที่ โดยในการวิเคราะห์จะไม่คิดผลของแรงดันน้ำ อุณหภูมิ และความชื้น

เพื่อประเมินผลการคำนวณหาค่าการทรุดตัวจากแบบจำลองที่พัฒนาขึ้น จึงได้กำหนดโครงสร้างถนนมาตรฐาน 3 ชั้นที่รวมชั้นดินยืดหยุ่นที่มีความลึกอนันต์ไว้แล้วดังรูปที่ 4.9 ส่วนคุณสมบัติของวัสดุในแต่ละชั้นแสดงไว้ในตารางที่ 4.2 ในการศึกษาถึงผลของลักษณะและคุณสมบัติของวัสดุที่มีผลต่อการทรุดตัวที่เกิดขึ้นสามารถพิจารณาได้โดยการเปลี่ยนแปลงค่าลักษณะหรือคุณสมบัติในแต่ละชั้นของถนนให้แตกต่างไปจากค่าที่แสดงไว้ในตารางที่ 4.2 โดยลักษณะและคุณสมบัติที่จะทำการศึกษาได้แก่ โมดูลัสยืดหยุ่น และความหนาของวัสดุในแต่ละชั้น ทั้งนี้ค่าอัตราส่วนปัวซอง และความหนาแน่นของวัสดุ ไม่ได้นำมาพิจารณาผลด้วยเพราะในงานออกแบบสมบัตินี้ถือว่ามีความสำคัญรองลงไปจากค่าโมดูลัสและความหนาที่กล่าวไว้ข้างต้น และจากการศึกษาของ Nazarian (1984) พบว่าผลของพารามิเตอร์ทั้งสองนี้จะกระทบต่อการวิเคราะห์หาค่าโมดูลัสของชั้นถนนน้อยกว่า 5 เปอร์เซ็นต์ สำหรับการเปลี่ยนแปลงค่าคุณสมบัติจะทำในสัดส่วนที่คงที่โดยให้มีค่าเป็น 50 150 และ 200 เปอร์เซ็นต์ เทียบกับค่ามาตรฐานดังแสดงไว้ในตารางที่

4.2.1.2 น้ำหนักกระทำ

น้ำหนักกระทำต่อโครงสร้างถนนจะเกิดขึ้นที่ผิวบนโดยมีค่าสม่ำเสมอซึ่งถูกถ่ายผ่านแผ่นวงกลมแข็งไปยังถนน ผลของแรงกระทำร่วมระหว่างแผ่นโลหะวงกลมและผิวถนนจะไม่ถูกนำมาคิด ลักษณะของน้ำหนักกระทำจะสมมุติให้เป็นแบบ half-sinusoidal load กระทำในช่วงเวลา 30 มิลลิวินาที ดังรูปที่ 4.9 ข โดยมีค่าสูงสุดเป็น 700 กิโลปาสคาลเกิดขึ้นที่เวลา 15 มิลลิวินาที ลักษณะของน้ำหนักกระทำจริงจากเครื่อง FWD ได้ถูกนำมาเปรียบเทียบกับน้ำหนักชนิด half-sinusoidal load ดังรูปที่ 4.10 ถึง รูปที่ 4.13 โดยแต่ละรูปจะมีค่าน้อยแรงสูงสุดที่แตกต่างกัน โดยมีค่าเป็น 400 600 800 และ 1000 กิโลปาสคาลตามลำดับ

4.2.2 ผลตอบสนองทางพลวัตของโครงสร้างถนนภายใต้น้ำหนักกระทำจากเครื่อง FWD

การศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างถนนภายใต้น้ำหนักกระทำที่คล้ายกับสภาพการทดสอบด้วยเครื่อง FWD สามารถทำได้โดยใช้แบบจำลองและวิธีการคำนวณที่พัฒนาขึ้นในบทที่ 3 เพื่อพิจารณาค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างถนนมาตรฐาน 3 ชั้นดังรูปที่ 4.9 แล้วทำการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติและลักษณะของชั้นถนนอันได้แก่ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น ความหนาของชั้นถนน เป็นต้น นอกจากนั้นยังศึกษาถึงผลของค่าการทรุดตัวที่เกิดจากเครื่อง FWD ที่ต่างชนิดกัน โดยพิจารณาจากช่วงเวลาของน้ำหนักกระทำที่แตกต่างกัน.

4.2.2.1 การทรุดตัวของโครงสร้างถนนมาตรฐาน

ในหัวข้อนี้จะศึกษาถึงค่าการทรุดตัวของโครงสร้างถนนมาตรฐานโดยทำการคำนวณหาค่าการทรุดตัวทั้งสิ้น 7 ตำแหน่งด้วยกัน ซึ่งได้แก่ที่ตำแหน่งจุดศูนย์กลางของน้ำหนักกระทำ ที่ระยะ 30 60 90 120 150 และ 180 เซนติเมตรจากจุดศูนย์กลาง ผลที่ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.14 ซึ่งจะพบว่าค่าการทรุดตัวสูงสุดมีค่ามากที่สุดและเกิดขึ้นเร็วที่สุดที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำ และมีค่าลดลงและเกิดขึ้นช้าลงที่ตำแหน่งห่างจากจุดศูนย์กลางออกไป โดยในตำแหน่ง 180 เซนติเมตรจากจุดศูนย์กลางจะเหลือค่าการทรุดตัวสูงสุดประมาณ 20% ของค่าการทรุดตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำ และใช้เวลาในการเกิดนานกว่าประมาณ 15 มิลลิวินาที กราฟของค่าการทรุดตัวที่ได้มีลักษณะคล้ายระฆังคว่ำซึ่งคล้ายกับกราฟของน้ำหนักกระทำ

4.2.2.2 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวของโครงสร้างถนนระหว่างการวิเคราะห์แบบพลวัตและการวิเคราะห์แบบสถิต

ค่าการทรุดตัวจะถูกพิจารณาในตำแหน่งเช่นเดียวกับหัวข้อที่ผ่านมา แต่จะทำการเปลี่ยนแปลงลักษณะและคุณสมบัติของโครงสร้างถนน คือ เปลี่ยนค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและความหนาในแต่ละชั้นเพื่อศึกษาถึงผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงดังกล่าวที่มีต่อวิธีการวิเคราะห์ระหว่างการวิเคราะห์แบบพลวัตและการวิเคราะห์แบบสถิต โดยค่าการทรุดตัวสูงสุดที่คำนวณได้แต่ละครั้งจะถูกนำไปเปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่พิจารณาโดยการวิเคราะห์แบบสถิตผลที่ได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.4 ถึง ตารางที่ 4.8 และรูปที่ 4.15 ถึงรูปที่ 4.19 สำหรับวิธีหาผลเฉลยของค่าการทรุดตัวแบบสถิตนั้น จะใช้ Burmister layered theory (Burmister 1944) ในการวิเคราะห์

ในการเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวสูงสุดที่เกิดขึ้น จะพิจารณาว่าค่าที่คำนวณได้จากวิธีวิเคราะห์แบบสถิตซึ่งเป็นวิธีที่ไม่สอดคล้องกับสภาพความเป็นจริงนั้นมีความคลาดเคลื่อนไปจากค่าที่คำนวณได้จากวิธีวิเคราะห์แบบพลวัตมากน้อยเพียงไร โดยความคลาดเคลื่อนดังกล่าวสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 4.19

$$Err = \frac{d_s - d_a}{d_a} \times 100 \quad (4.19)$$

โดย d_s คือ ค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์แบบสถิต

d_a คือ ค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์แบบพลวัต

Err คือ ค่าความคลาดเคลื่อนเป็นเปอร์เซ็นต์

ผลการคำนวณแสดงให้เห็นว่า ค่าการทรุดตัวสูงสุดที่วิเคราะห์ได้จากทั้งสองวิธีมีความแตกต่างกัน โดยค่าที่แตกต่างจะมากขึ้นเมื่อวัดที่ตำแหน่งห่างจากจุดศูนย์กลางของน้ำหนักระทำมาก แม้ว่าจะเปลี่ยนค่าโมดูลัสยืดหยุ่น หรือความหนาของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตและชั้นพื้นทาง ผลที่ได้ก็ยังคงมีแนวโน้มเหมือนเดิม นอกจากนั้นรูปที่ 4.15 4.16 4.18 และรูปที่ 4.19 ยังแสดงให้เห็นว่า เมื่อทำการเปลี่ยนแปลงลักษณะและคุณสมบัติของโครงสร้างถนนในชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตและชั้นพื้นทางให้มีลักษณะที่แข็งแรงขึ้น อันได้แก่การเพิ่มค่าโมดูลัสยืดหยุ่นหรือการเพิ่มความหนาของชั้นวัสดุ จะมีผลให้ความคลาดเคลื่อนจากการวิเคราะห์แบบสถิตมีค่ามากขึ้น และการเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตจะทำให้ค่าความคลาดเคลื่อนเปลี่ยนแปลงไปน้อยที่สุดโดยเห็นได้จากรูปที่ 4.15 ที่กราฟแต่ละเส้นจะอยู่ชิดกันมากที่สุด แต่ในทางกลับกันการเพิ่มค่าโมดูลัสในชั้นดินเดิมจะทำให้ค่าความคลาดเคลื่อนมีค่าลดลง แสดงให้เห็นว่ากรณีของชั้น

ดินเดิมเป็นชั้นดินอ่อนนั้นจะทำให้การวิเคราะห์แบบสถิติมีความแตกต่างจากการวิเคราะห์แบบพลวัตมากที่สุด

4.2.2.3 การเปลี่ยนแปลงลักษณะและคุณสมบัติของชั้นถนนที่มีต่อการวิเคราะห์แบบพลวัต

พิจารณาจากการเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสหรือความหนาของชั้นวัสดุในโครงสร้างถนนที่ตำแหน่งต่างๆ เช่นเดียวกับหัวข้อที่ผ่านมา โดยให้มีค่าเป็น 50 150 และ 200 เปอร์เซ็นต์ของค่ามาตรฐาน ดังแสดงในตารางที่ 4.3 ค่าการทรุดตัวในลักษณะพลวัตเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตที่ตำแหน่งต่างๆ วัดจากศูนย์กลางน้ำหนักระทำแสดงไว้ในรูปที่ 4.20 ถึงรูปที่ 4.26 ผลจากการเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสของชั้นพื้นทางที่ตำแหน่งต่างๆ แสดงไว้ในรูปที่ 4.27 ถึงรูปที่ 4.33 ผลจากการเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิมที่ตำแหน่งต่างๆ แสดงไว้ในรูปที่ 4.34 ถึงรูปที่ 4.40 ผลจากการเปลี่ยนความหนาของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตแสดงไว้ในรูปที่ 4.41 ถึงรูปที่ 4.47 และผลจากการเปลี่ยนความหนาของชั้นพื้นทางแสดงไว้ในรูปที่ 4.48 ถึงรูปที่ 4.54 สำหรับรูปที่ 4.55 ถึงรูปที่ 4.59 จะแสดงความแตกต่างของค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับทรุดตัวของโครงสร้างถนนมาตรฐาน ณ ตำแหน่งต่างๆ จากจุดศูนย์กลาง โดยรูปที่ 4.55 ถึงรูปที่ 4.57 แสดงผลการเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีต ชั้นพื้นทาง และชั้นดินเดิม ตามลำดับ ส่วนรูปที่ 4.58 และรูปที่ 4.59 แสดงผลการเปลี่ยนแปลงความหนาของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตและชั้นพื้นทางตามลำดับ

จากผลการศึกษานี้สามารถสรุปได้ว่า

(1) การเปลี่ยนแปลงลักษณะและคุณสมบัติที่ทำให้โครงสร้างถนนมีความแข็งแรงมากขึ้น อันได้แก่ การเพิ่มค่าโมดูลัสหรือการเพิ่มความหนาของวัสดุในแต่ละชั้น จะทำให้ค่าการทรุดตัวมีค่าลดลงในทุกตำแหน่งจากจุดศูนย์กลางน้ำหนักระทำ ดังจะเห็นได้จากรูปที่ 4.20 ถึงรูปที่ 4.54

(2) การเปลี่ยนแปลงลักษณะและคุณสมบัติของชั้นถนนที่ทดสอบในทุกแบบยกเว้นกรณีการเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิมนั้น จะมีผลต่อการทรุดตัวที่ตำแหน่งใกล้กับน้ำหนักระทำมากที่สุด และจะมีผลน้อยลงที่ระยะห่างจากน้ำหนักระทำออกไป โดยจะเห็นได้จากความชันของกราฟเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างที่ตำแหน่งใกล้กับน้ำหนักระทำ ในรูปที่ 4.55 4.56 4.58 และรูปที่ 4.59 จะมีค่ามากกว่าและจะลดลงเมื่อตำแหน่งที่วัดการทรุดตัวอยู่ห่างออกไป ในทางตรงกันข้ามการเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิมนั้นจะมีผลกระทบต่อทรุดตัวที่ตำแหน่งห่างจากน้ำหนักระทำมากกว่า ดังแสดงในรูปที่ 4.57 หรืออาจพิจารณาจากรูปที่ 4.34

ถึงรูปที่ 4.40 จะพบว่าค่าการทรุดตัวจะแตกต่างกันมากขึ้น หรือเส้นกราฟแต่ละเส้นจะห่างกันมากขึ้นเมื่อพิจารณาที่ตำแหน่งห่างออกไปจากหน้าหน้ากระทำ

(3) เมื่อทำการเปลี่ยนค่าโมดูลัสของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีต ชั้นพื้นทางและชั้นดินเดิม และเปลี่ยนค่าความหนาของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตและชั้นพื้นทาง ในอัตราส่วนที่กำหนด จะพบว่าที่ตำแหน่งห่างจากหน้าหน้ากระทำ การทรุดตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าเปลี่ยนแปลงดังแสดงไว้ในตารางที่ 4.9 ผลที่เกิดขึ้นแสดงให้เห็นว่า เมื่อเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตจะทำให้การทรุดตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นเปลี่ยนแปลงอยู่ในช่วงที่แคบคือ 476 ถึง 655 ไมโครเมตรโดยมีผลต่างเพียงแค่ว่า 180 ไมโครเมตร ซึ่งน้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับค่าการเปลี่ยนแปลงลักษณะหรือคุณสมบัติอื่นของชั้นถนน แม้จะพิจารณาค่าการทรุดตัวโดยการวิเคราะห์แบบสถิตดังในตารางที่ 4.4 ถึง ตารางที่ 4.8 ก็พบว่าค่าโมดูลัสของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตที่เปลี่ยนแปลงไปจะมีผลกระทบต่อทรุดตัวน้อยที่สุด

4.2.2.4 ผลของช่วงเวลาให้น้ำหน้ากระทำต่อการทรุดตัวที่เกิดขึ้น

ในหัวข้อนี้จะศึกษาถึงค่าการทรุดตัวของโครงสร้างถนนมาตรฐานที่ตำแหน่งต่างๆ เช่นเดียวกับที่ผ่านมา เมื่อเปลี่ยนช่วงเวลาให้น้ำหน้ากระทำซึ่งจากเดิม คือ 30 มิลลิวินาทีดังรูปที่ 4.9 ข โดยเปลี่ยนเป็น 20 40 และ 50 มิลลิวินาที ผลที่เกิดขึ้นแสดงไว้ในรูปที่ 4.60 ถึงรูปที่ 4.66 สำหรับค่าการทรุดตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นที่ตำแหน่งต่างๆ ในแต่ละลักษณะน้ำหน้ากระทำจะถูกนำไปเปรียบเทียบกับค่าการวิเคราะห์แบบสถิต ดังแสดงไว้ในตารางที่ 4.10 และรูปที่ 4.67

นอกจากนี้ยังได้ศึกษาผลของค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิมต่อการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในแต่ละลักษณะของน้ำหน้ากระทำ เมื่อเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิมดังตารางที่ 4.3 โดยจะเพิ่มกรณีที่มีโมดูลัสของชั้นดินเดิมเป็น 200 MPa ค่าการทรุดตัวที่ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.68 ถึงรูปที่ 4.72 สำหรับค่าการทรุดตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นที่ตำแหน่งน้ำหน้ากระทำได้ถูกนำไปเปรียบเทียบกับค่าการวิเคราะห์แบบสถิตซึ่งแสดงไว้ในตารางที่ 4.11 และรูปที่ 4.73

จากผลการศึกษานี้สามารถวิเคราะห์ได้ดังนี้

(1) เมื่อให้ช่วงเวลาของน้ำหน้ากระทำมากขึ้น ค่าการทรุดตัวสูงสุดก็จะมากขึ้นตามไปด้วยและการทรุดตัวสูงสุดจะใช้เวลาในการเกิดมากยิ่งขึ้นไม่ว่าจะวัดค่าการทรุดตัวที่ระยะใดก็ตาม ทั้งนี้เนื่องมาจากการให้น้ำหน้ากระทำในเวลาที่นานขึ้น ย่อมทำให้พลังงานที่ถูกถ่ายผ่านไปยังโครงสร้างถนนเพิ่มขึ้น ทำให้การทรุดตัวเกิดมากขึ้นด้วย แต่การให้น้ำหน้ากระทำในลักษณะดังกล่าวย่อมทำให้ค่าน้ำหน้ากระทำสูงสุดเกิดขึ้นช้าลง คลื่นพลังงานจึงใช้เวลามากขึ้นในการเดิน

ทางส่งผลให้ค่าการทรุดตัวสูงสุดเกิดขึ้นข้างตามลำดับไม่ว่าจะพิจารณาที่ตำแหน่งใดก็ตาม ดังรูปที่ 4.60 ถึงรูปที่ 4.66 และรูปที่ 4.68 ถึงรูปที่ 4.72

(2) จากรูปที่ 4.67 แสดงให้เห็นว่าเมื่อทำการทดสอบกับโครงสร้างถนนชนิดเดียวกัน ผลจากการให้น้ำหนักกระทำในช่วงเวลาที่มากขึ้นจะทำให้ค่าการทรุดตัวสูงสุดมีอัตราการเพิ่มขึ้นในลักษณะเดียวกันในทุกๆ ระยะทางที่วัด โดยอัตราการเพิ่มขึ้นของค่าการทรุดตัวสูงสุดจะค่อยๆ ลดลง และถ้าให้ช่วงเวลาที่น้ำหนักกระทำนานมากพอจะทำให้ค่าการทรุดตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าใกล้เคียงกับค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์แบบสถิต

(3) จากรูปที่ 4.73 เมื่อเพิ่มค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิมให้มากขึ้นจะพบว่าค่าการทรุดตัวสูงสุดที่เกิดจากน้ำหนักกระทำในทุกลักษณะที่ทดสอบจะมีค่าลดลง แม้ว่าจะเป็นการวิเคราะห์แบบสถิตก็ตาม ซึ่งสอดคล้องกับความจริงที่ว่าเมื่อโครงสร้างถนนแข็งแรงมากขึ้นการทรุดตัวก็ย่อมลดลง

(4) การที่ค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิมมีค่ามากขึ้นนั้น จะทำให้แนวโน้มของค่าการทรุดตัวสูงสุดไม่ว่าจะเป็นการวิเคราะห์แบบพลวัตเมื่อให้น้ำหนักกระทำเป็นเท่าใดก็ตามหรือจะเป็นการวิเคราะห์แบบสถิตนั้นมีค่าลดลงไปสู่ค่าเดียวกันค่าหนึ่ง ดังรูปที่ 4.73 จึงสามารถสรุปได้ว่าหากโครงสร้างถนนมีชั้นดินเดิมเป็นชั้นดินอ่อนจะทำให้การวิเคราะห์ผลตอบสนองของโครงสร้างถนนภายใต้น้ำหนักกระทำจากเครื่องมือทดสอบ FWD โดยวิธีแบบสถิตจะมีความคลาดเคลื่อนมากขึ้น

4.2.2.5 ผลกระทบเนื่องจากการมีอยู่ของชั้นหินแข็ง

ในธรรมชาติอาจพบชั้นของหินแข็งข้างใต้บริเวณที่ก่อสร้างได้ โดยชั้นหินนี้จะถือว่ามี ความแข็งแรงมาก ซึ่งในแบบจำลองดังรูปที่ 4.2 จะสมมติให้ค่าโมดูลัสของชั้นหินแข็งเป็นอนันต์นั่นคือจะไม่เกิดการทรุดตัวขึ้นที่ผิวบนของชั้นหิน ในหัวข้อนี้จะศึกษาผลกระทบของความลึกในชั้นดินเดิมที่มีผลต่อการทรุดตัว ณ. ผิวบนของชั้นถนนขณะรับน้ำหนักกระทำจากเครื่อง FWD นอกจากนั้นยังศึกษาถึงผลกระทบของค่าโมดูลัสในชั้นดินเดิมที่เปลี่ยนแปลงไปอีกด้วย

จากโครงสร้างถนนมาตรฐานดังรูปที่ 4.9 ก จะพิจารณาโดยสมมติให้มีชั้นหินแข็งอยู่ข้างใต้ชั้นดินเดิมดังรูปที่ 4.77 ก โดยคุณสมบัติของวัสดุในแต่ละชั้น จะมีค่าเช่นเดียวกันกับที่แสดงไว้ในตารางที่ 4.2 ลักษณะของน้ำหนักกระทำแสดงไว้ในรูปที่ 4.77 ข

ในขั้นแรกได้ทำการหาค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำและที่ระยะต่างๆ ที่ห่างออกไปทุกๆ 300 มิลลิเมตร เมื่อเปลี่ยนแปลงความลึกของชั้นหินแข็ง (ค่า h ในรูปที่ 4.77 ก) ด้วยการวิเคราะห์แบบพลวัต ผลที่ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.78 ก โดยจะพบว่าในกรณีที่มีความลึกของชั้นหินแข็งไม่มากนัก คือมีความลึกโดยประมาณน้อยกว่า 3 เมตรนั้น ค่าการทรุดตัวที่เกิด

ชั้นจะมีการเปลี่ยนแปลงอย่างมาก แต่ถ้าความลึกของชั้นหินแข็งมากกว่า 3 เมตรแล้ว การทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะมีค่าค่อนข้างสม่ำเสมอหรือมีผลกระทบต่อทรุดตัวน้อยมาก หากพิจารณาค่าการทรุดตัวที่ตำแหน่งน้ำหนักระทำจะเห็นได้ว่า ผลของความลึกของชั้นหินแข็งจะมีค่ามากกว่าความลึกน้อยกว่า 2 เมตร สำหรับค่าการทรุดตัวที่ตำแหน่งห่างจากจุดศูนย์กลางออกไปนั้น ค่าความลึกของชั้นหินแข็งที่มีผลต่อการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะมีค่ามากขึ้นตามลำดับ (จนถึงค่าประมาณ 3 เมตร ในตำแหน่งที่วัดจากจุดศูนย์กลางเป็นระยะ 1800 มิลลิเมตร)

เมื่อพิจารณาค่าการทรุดตัวด้วยการวิเคราะห์แบบสถิต ที่ตำแหน่งเช่นเดียวกันกับการวิเคราะห์แบบพลวัต โดยการเปลี่ยนแปลงค่าความลึกของชั้นหินแข็ง (รูปที่ 4.78 ข) จะพบว่าความลึกของชั้นหินแข็งจะมีผลต่อค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นมากกว่าการวิเคราะห์แบบพลวัต ทั้งนี้จะเห็นได้จากการทรุดตัวที่มีค่าเปลี่ยนแปลงไปขณะที่ความลึกของชั้นหินแข็งมากขึ้นตลอดช่วงของการทดสอบ

เพื่อให้ง่ายต่อการศึกษาถึงผลของความลึกของชั้นหินแข็งในการทดสอบด้วยเครื่อง FWD จึงได้พิจารณาค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการวิเคราะห์แบบพลวัตและการวิเคราะห์แบบสถิต ในรูปของอัตราส่วนการทรุดตัว ดังสมการที่ 4.19

$$\text{อัตราส่วนการทรุดตัว} = \frac{\text{การทรุดตัวจากการวิเคราะห์แบบพลวัต}}{\text{การทรุดตัวจากการวิเคราะห์แบบสถิต}} \quad (4.19)$$

รูปที่ 4.78 ค แสดงอัตราส่วนการทรุดตัวที่ตำแหน่งต่างๆ โดยค่าสูงสุดของอัตราส่วนการทรุดตัวนั้นจะเกิดขึ้นที่ความลึกของชั้นหินแข็งมีค่าประมาณ 1.2 เมตร Seng, Stokoe และ Roesset (1993) เรียกความลึกของชั้นหินแข็งที่ทำให้เกิดอัตราส่วนการทรุดตัวสูงสุดว่า ความลึกเรโซแนนซ์ (The Resonant Depth to Bedrock) ทั้งนี้ในการคำนวณย้อนกลับจากข้อมูลทดสอบด้วยเครื่อง FWD ด้วยการวิเคราะห์แบบสถิต เพื่อหาค่าคุณสมบัติของชั้นถนนที่มีความลึกของชั้นหินแข็งเท่ากับความลึกเรโซแนนซ์นั้นจะเกิดความคลาดเคลื่อนมากที่สุด

ในลักษณะเดียวกันกับรูปที่ 4.78 ค เพื่อศึกษาถึงผลของค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิมต่อการทรุดตัวในการวิเคราะห์แบบพลวัตและแบบสถิตของชั้นถนนที่มีชั้นหินแข็งอยู่ข้างใต้ จึงได้เปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิม ตั้งแต่ 25 MPa จนถึง 200 MPa ดังแสดงในรูปที่ 4.79 ผลที่เกิดขึ้นสามารถสรุปได้ว่า อัตราส่วนการทรุดตัวจะมีผลกระทบเมื่อความลึกของชั้นหินแข็งมีค่าไม่มากนัก หรือมีชั้นหินแข็งที่ระดับตื้น และเมื่อโมดูลัสของชั้นดินเดิมมีค่าเพิ่มมากขึ้นแล้ว ความลึกเรโซแนนซ์ก็จะมีค่ามากขึ้นด้วย นอกจากนี้ยังพบว่า ที่ตำแหน่งห่างจากจุดศูนย์กลางของน้ำหนักระทำออกไป จะได้รับผลกระทบต่อการมีชั้นหินแข็งมากกว่าคือ จะมีค่าอัตราส่วนการทรุดตัวที่มากขึ้น

4.3 การคำนวณย้อนกลับ

ในการตรวจสอบความถูกต้องและความน่าเชื่อถือของโปรแกรมการคำนวณย้อนกลับเพื่อหาค่าคุณสมบัติของโครงสร้างถนนหลายชั้นที่พัฒนาขึ้นในงานวิจัยนี้ จะกระทำโดยการจำลองสภาพการทดสอบด้วยเครื่อง FWD ด้วยแบบจำลองและวิธีการคำนวณที่เสนอไว้ในบทที่แล้ว ในขั้นแรกจะพิจารณาโครงสร้างถนน 3 ชั้นที่ประกอบด้วยชั้นแอสฟัลต์คอนกรีต ชั้นพื้นทาง และชั้นดินเดิมดังแสดงในรูปที่ 4.9 ก โดยมีลักษณะและคุณสมบัติดังตารางที่ 4.2 โดยมีน้ำหนักกระทำชนิดแรงดลกระจายตัวสมำเสมอภายใต้แผ่นโลหะถ่วงน้ำหนักรูปวงกลมรัศมี 15 เซนติเมตร การหาค่าการทรุดตัวที่ผิวของถนนดังกล่าวโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต จะสมมุติให้แรงกระทำเป็นแบบ half-sinusoidal load ซึ่งมีลักษณะคล้ายกับน้ำหนักกระทำจากเครื่อง FWD ดังรูปที่ 4.9 ข กระทำในช่วงเวลา 30 มิลลิวินาที มีค่าหน่วยแรงสูงสุดเท่ากับ 700 กิโลปาสคาล ที่เวลา 15 มิลลิวินาที ค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทั้ง 7 ตำแหน่งของ Geophone ได้ถูกแสดงไว้ในรูปที่ 4.14

ในการคำนวณย้อนกลับ จะนำข้อมูลของน้ำหนักกระทำและค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นไปวิเคราะห์หาค่าคุณสมบัติของโครงสร้างถนนตามหลักการของ Nonlinear Least Square Optimization โดยใช้วิธี Modified Levenberg-Marquardt Algorithm ดังที่กล่าวไว้ในบทที่ผ่านมา โดยการกำหนดค่าเริ่มต้นแล้วทำการค้นหาค่าคุณสมบัติที่เหมาะสมที่จะทำให้ฟังก์ชันวัตถุประสงค์มีค่าน้อยที่สุด โดยกระบวนการดังกล่าวจะมีการทำซ้ำไปเรื่อยๆ จนกว่าจะได้ค่าที่ดีที่สุด

4.3.1 การจัดเตรียมข้อมูล

ในการคำนวณย้อนกลับเพื่อหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของโครงสร้างถนนหลายชั้นนั้นนอกจากจะต้องทราบค่าคุณสมบัติอื่นๆ ยันได้แก่ ค่าความหนา อัตราส่วนของบิวของ และค่าความหนาแน่น ของวัสดุแต่ละชั้นแล้วยังจำเป็นต้องทราบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นพร้อมกับค่าน้ำหนักที่กระทำที่เวลาต่างๆ อีกด้วย โดยในงานวิจัยนี้ข้อมูลที่กล่าวมาข้างต้นจะสามารถจำลองขึ้นได้เองจากวิธีการคำนวณและแบบจำลองที่พัฒนาขึ้น ทำให้ข้อมูลดังกล่าวปราศจากความคลาดเคลื่อน แต่เนื่องจากปริมาณของข้อมูลมีเป็นจำนวนมาก จึงจำเป็นต้องเลือกข้อมูลที่เหมาะสมและเพียงพอ เพื่อนำไปใช้ในการคำนวณย้อนกลับ สำหรับวิธีเลือกข้อมูลจะทำโดยการสุ่มเลือกข้อมูลซึ่งประกอบด้วย

- (1) เลือกค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้น ณ เวลา 11 16 และ 26 มิลลิวินาที และเลือกมาจากตำแหน่งที่น้ำหนักกระทำและที่ระยะ 300 600 900 1200 1500 และ 1800 มิลลิเมตรจากจุดศูนย์กลาง โดยแสดงไว้ในตารางที่ 4.12

(2) เลือกค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้น ณ เวลา 8 12 16 24 และ 30 มิลลิวินาที และเลือกมาจากตำแหน่งเช่นเดียวกับข้อ (1) โดยแสดงไว้ในตารางที่ 4.13

(3) เลือกค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้น ณ เวลา 5 8 12 16 20 24 28 32 36 และ 42 มิลลิวินาที และเลือกมาจากตำแหน่งเช่นเดียวกับข้อ (1) โดยแสดงไว้ในตารางที่ 4.14

ข้อมูลที่ถูกเลือกมาทั้ง 3 แบบข้างต้น จะเพียงพอต่อการคำนวณในโปรแกรมซึ่งต้องการจำนวนสมการหรือจำนวนข้อมูลอย่างน้อยเท่ากับจำนวนตัวแปรไม่ทราบค่า โดยในที่นี้มีตัวแปรที่ไม่ทราบอยู่ 3 ค่า คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของชั้นถนนทั้งสาม แต่ผลการวิเคราะห์จะถูกต้องเพียงใดก็ขึ้นอยู่กับความเหมาะสมของข้อมูลด้วย ในการพิจารณาความเหมาะสมของข้อมูลนั้นทำโดยการเลือกใช้จำนวน Geophone (ชุดข้อมูลค่าการทรุดตัวที่ตำแหน่งที่วัดจากศูนย์กลาง) ตั้งแต่ 1 ตัวไปจนถึง 7 ตัว แล้วนำข้อมูลดังกล่าวไปคำนวณย้อนกลับ โดยพิจารณาค่าเริ่มต้นของโมดูลัสยืดหยุ่นในแต่ละชั้นเป็น 2 แบบด้วยกันคือ ให้มีค่าเป็น 20 และ 40 เปอร์เซ็นต์สำหรับค่าเริ่มต้นที่แตกต่างกันนั้นกำหนดขึ้นเพื่อพิจารณาว่ามีผลกระทบต่อการคำนวณอย่างไร

ผลการคำนวณย้อนกลับ จากข้อมูลในตารางที่ 4.12 ถึงตารางที่ 4.14 แสดงไว้ในตารางที่ 4.15 ถึง ตารางที่ 4.17 โดยจะพบว่าทางเลือกใช้ข้อมูลไม่มากนักในการคำนวณย้อนกลับยังคงให้ผลการคำนวณที่ถูกต้องทั้งนี้เพราะข้อมูลที่ใช้ในการคำนวณย้อนกลับเป็นค่าจริงปราศจากความคลาดเคลื่อนแต่สาเหตุที่มีความคลาดเคลื่อนเล็กน้อยในส่วนของทศนิยมก็เนื่องมาจากการเก็บข้อมูลที่นำไปใช้คำนวณย้อนกลับโดยคอมพิวเตอร์ไม่สามารถเก็บได้ทุกตำแหน่งของทศนิยม นอกจากนี้ยังพบว่าเมื่อใช้จำนวนข้อมูลมากยิ่งขึ้นก็จะใช้เวลาในการคำนวณมากขึ้นด้วยแต่ความถูกต้องมิได้แตกต่างกันนัก และในจำนวนข้อมูลที่มากเกินไปจนความจำเป็นก็อาจทำให้เกิดความผิดพลาดเชิงตัวเลขในกระบวนการคำนวณของคอมพิวเตอร์ เช่นในกรณีที่ใช้ Geophone ถึง 7 ตัวซึ่งจะมีข้อมูลทั้งสิ้น 21 35 และ 70 ชุดข้อมูลในการเลือกใช้เวลา 3 5 และ 10 ค่าตามลำดับ แสดงให้เห็นว่าไม่จำเป็นต้องใช้ข้อมูลในการคำนวณย้อนกลับมากนัก แต่ก็ไม่ควรน้อยเกินไปเพราะอาจพบกับปัญหาที่มีคำตอบหลายค่าได้ ดังนั้นในการคำนวณย้อนกลับในงานวิจัยนี้จะเลือกใช้ Geophone 4 ตัวและใช้เวลา 5 ค่า ส่วนค่าเริ่มต้นที่ใช้ในการคำนวณจะเห็นว่าไม่จำเป็นต้องใกล้เคียงกับค่าจริงนักก็ได้ สำหรับในกรณีค่าเริ่มต้นที่ใกล้เคียงกับค่าจริงมากกว่าที่แสดงในตารางที่ 4.15 ถึง ตารางที่ 4.17 ก็จะให้ผลการคำนวณเช่นเดียวกันแต่ไม่ได้แสดงไว้ในที่นี้

4.3.2 การคำนวณย้อนกลับเพื่อหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่น

กรณีนี้จะทราบข้อมูลของจำนวนชั้น ความหนา และคุณสมบัติอื่นๆ ในแต่ละชั้นยกเว้นค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่านั้นที่จะทำการหาจากการคำนวณย้อนกลับในวิธีการเช่นเดียวกับหัวข้อที่ผ่านมา โดยการกำหนดค่าเริ่มต้นของโมดูลัสในทุกชั้นเป็น 20 และ 150 เปอร์เซ็นต์ของค่าจริง รวมทั้งกำหนดค่าเริ่มต้นให้มีค่ามากน้อยแตกต่างกันดังแสดงในตารางที่ 4.18 เพื่อพิจารณาผลของค่าเริ่มต้นต่อการคำนวณย้อนกลับ และตรวจสอบประสิทธิภาพของการคำนวณ สำหรับผลที่ได้ในตารางที่ 4.18 นั้นแสดงให้เห็นว่า ค่าโมดูลัสที่ได้จากการคำนวณย้อนกลับมีความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยไม่เกิน 0.01 เปอร์เซ็นต์ ผลที่ได้ชี้ให้เห็นว่าวิธีการคำนวณย้อนกลับที่พัฒนาขึ้นมีประสิทธิภาพดีมากในกรณีที่ข้อมูลไม่มีความคลาดเคลื่อน

4.3.3 การคำนวณย้อนกลับเพื่อหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเมื่อกำหนดความหนาใหม่

กรณีนี้จะทราบข้อมูลของจำนวนชั้น และคุณสมบัติอื่นๆ ในแต่ละชั้นยกเว้นค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่านั้นที่จะทำการหาจากการคำนวณย้อนกลับส่วนค่าความหนาของแต่ละชั้นจะถูกกำหนดค่าให้ใหม่ที่ไม่เท่ากับค่าเดิม ดังตารางที่ 4.19 ซึ่งได้แสดงผลการคำนวณย้อนกลับไว้ด้วย โดยค่าโมดูลัสที่คำนวณได้นั้นจะแตกต่างจากค่าจริงค่อนข้างมากคือ ในกรณีที่กำหนดความหนาของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตและชั้นพื้นทางเป็น 18 และ 24 เซนติเมตร กับ 12 และ 36 เซนติเมตร ค่าโมดูลัสที่ได้จะมีความแตกต่างเป็น 17 กับ 33 เปอร์เซ็นต์ตามลำดับ แต่เมื่อนำค่าโมดูลัสที่คำนวณได้โดยใช้ค่าความหนาใหม่ไปวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวจะพบว่าค่าการทรุดตัวใหม่ที่ได้ทั้งสองกรณีต่างก็ใกล้เคียงกับค่าการทรุดตัวเดิมที่หาไว้ดังแสดงในรูปที่ 4.74 และ 4.75 ผลดังกล่าวชี้ให้เห็นว่ามีโอกาสที่จะมีโครงสร้างถนน 3 ชั้นที่มีลักษณะและคุณสมบัติเมื่อรับน้ำหนักกระทำชนิดเดียวกันแล้วให้ค่าการทรุดตัวที่ใกล้เคียงกันมากได้

4.3.4 การคำนวณย้อนกลับเพื่อหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและความหนา

กรณีนี้จะทราบข้อมูลของจำนวนชั้น และคุณสมบัติอื่นๆ ในแต่ละชั้นยกเว้นค่าโมดูลัสยืดหยุ่น และความหนาเท่านั้นที่จะทำการหาจากการคำนวณย้อนกลับ ดังนั้นการให้ค่าเริ่มต้นจึงประกอบด้วยค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและความหนาของวัสดุซึ่งได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.20 ผลจากการคำนวณย้อนกลับแสดงไว้ในตารางที่ 4.21 โดยผลที่ได้ชี้ให้เห็นว่าในการคำนวณย้อนกลับที่มีความหนาเป็นตัวแปรไม่ทราบค่าด้วยนั้นจะทำให้จำนวนตัวแปรที่ไม่ทราบค่าทั้งหมดมากขึ้นอีกส่งผลให้เวลาที่ใช้ในการคำนวณมากตามไปด้วย ลักษณะของค่าเริ่มต้นควรจะเป็นค่าที่น้อยกว่าค่าจริงดังจะเห็นได้จากผลการคำนวณย้อนกลับของข้อมูลชุดที่ 1 ถึงข้อมูลชุดที่ 5 ที่มีค่าเริ่มต้นโดยมาก

น้อยกว่าค่าจริงซึ่งต่างก็ให้ค่าที่ถือว่าถูกต้อง ส่วนข้อมูลชุดที่ 6 นั้นจะเกิดปัญหาในการคำนวณซึ่งไม่อาจให้ค่าคำตอบออกมาได้ สำหรับข้อมูลชุดที่ 7 สามารถแก้ปัญหาได้เสร็จสิ้นแต่คำตอบที่ได้ไม่ใกล้เคียงกับค่าจริง โดยได้ความหนาของชั้นพื้นทางออกมาถึง 365 เซนติเมตรซึ่งมากเกินไป และเมื่อนำค่าความหนาและค่าโมดูลัสที่คำนวณได้จากข้อมูลชุดที่ 7 ไปวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวจะได้ดังรูปที่ 4.76 ซึ่งค่าการทรุดตัวที่ได้เมื่อเปรียบเทียบกับทรุดตัวจริงแล้วจะให้ค่าที่ใกล้เคียงกับค่าจริงที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำ ที่ระยะ 300 600 และ 900 มิลลิเมตรจากจุดศูนย์กลาง แต่ที่ระยะ 1200 1500 และ 1800 จากจุดศูนย์กลางจะเริ่มมีความแตกต่างกัน ทั้งนี้เนื่องมาจากได้ใช้ค่าการทรุดตัวในการคำนวณย้อนกลับเพียง 4 ตำแหน่งคือ ที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำ ที่ระยะ 300 600 และ 900 มิลลิเมตรจากจุดศูนย์กลาง และด้วยค่าเริ่มต้นที่กำหนดให้ดังกล่าวในวิธีการหาค่าที่เหมาะสมที่สุดจึงให้ผลการคำนวณดังที่กล่าวมา จึงสรุปได้ว่าผลการคำนวณย้อนกลับที่ได้จากข้อมูลชุดที่ 7 นั้นไม่ลู่เข้าสู่คำตอบที่ถูกต้องเพราะการกำหนดค่าเริ่มต้นที่ไม่เหมาะสม

4.3.5 การคำนวณย้อนกลับเพื่อหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและความหนาเมื่อกำหนดจำนวนชั้น ชั้นใหม่

ในกรณีนี้จะไม่ทราบข้อมูลของจำนวนชั้น ค่าโมดูลัสและความหนาในแต่ละชั้น จะทราบก็แต่เพียงค่าคุณสมบัติอื่นๆ เช่น อัตราส่วนปัวซอง และความหนาแน่นเท่านั้น ในการคำนวณย้อนกลับจะทำโดยการกำหนดจำนวนชั้นให้กับโครงสร้าง โดยจะกำหนดเป็น 4 และ 5 ชั้น สำหรับจำนวนชั้นที่เพิ่มขึ้นมานี้จะสมมติให้เกิดจากการแบ่งชั้นพื้นทางออกเป็นชั้นย่อย ในกรณีที่กำหนดจำนวนชั้นของโครงสร้างเป็น 4 ชั้น ชั้นพื้นทางก็จะถูกแบ่งออกเป็น 2 ชั้นย่อย ส่วนกรณีที่กำหนดจำนวนชั้นของโครงสร้างเป็น 5 ชั้น ก็จะถูกแบ่งชั้นพื้นทางออกเป็น 3 ชั้นย่อย โดยค่าคุณสมบัติที่ทราบในแต่ละชั้นก่อนการคำนวณย้อนกลับเมื่อกำหนดให้โครงสร้างถนนประกอบด้วยชั้นวัสดุจำนวน 4 และ 5 ชั้น ได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.22 และตารางที่ 4.23 ตามลำดับ

ในการคำนวณย้อนกลับจะกำหนดค่าโมดูลัสและความหนาที่เป็นค่าเริ่มต้นที่แตกต่างกันให้กับแต่ละชั้นของวัสดุ โดยจะเลือกใช้จำนวน Geophone ตั้งแต่ 4, 5, 6 และ 7 ตัว และแต่ละตัวจะใช้ข้อมูลของเวลา 5 ค่า ซึ่งข้อมูลของการทรุดตัวที่ใช้แสดงไว้ในตารางที่ 4.13 ผลจากการคำนวณย้อนกลับแสดงไว้ในตารางที่ 4.24 และตารางที่ 4.25

จากตารางที่ 4.24 เมื่อกำหนดให้โครงสร้างถนนประกอบด้วยชั้นวัสดุที่รวมชั้นดินเดิมแล้วจำนวน 4 ชั้น โดยที่ค่าโมดูลัสและความหนาของแต่ละชั้นจะเป็นตัวแปรไม่ทราบค่า ทำให้มีตัวแปรไม่ทราบค่าทั้งสิ้นมี 7 ค่า ได้แก่ ค่าโมดูลัสของวัสดุแต่ละชั้นจำนวน 4 ค่า และความหนาของแต่ละชั้นไม่รวมชั้นดินเดิมจำนวน 3 ค่า หลังจากทำการคำนวณย้อนกลับโดยใช้จำนวนข้อมูล 20

ค่า (4 Geophone × 5 จุดเวลา) ผลที่ได้จากค่าเริ่มต้นชุดที่ 1 ถึง 3 นั้นจะให้ค่าโมดูลัสและความหนาของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตใกล้เคียงกับค่าจริงโดยค่าโมดูลัสมีความคลาดเคลื่อนไปน้อยกว่า 8 เปอร์เซ็นต์ และความหนามีความคลาดเคลื่อนไปน้อยกว่า 14 เปอร์เซ็นต์ ส่วนค่าเริ่มต้นชุดที่ 4 นั้นให้ผลการคำนวณย้อนกลับที่ไม่ถูกต้องนัก แต่จะสังเกตเห็นได้ว่า ค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิมในทุกๆ การคำนวณ จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกับค่าจริงมากคือ มีความคลาดเคลื่อนไปน้อยกว่า 1 เปอร์เซ็นต์ อย่างไรก็ตาม เมื่อเพิ่มจำนวนข้อมูลที่ใช้ในการคำนวณย้อนกลับให้มากขึ้นเป็น 25 ค่า (5 Geophone × 5 จุดเวลา) 30 ค่า (6 Geophone × 5 จุดเวลา) และ 35 ค่า (7 Geophone × 5 จุดเวลา) ตามลำดับแล้วจะพบว่า ผลการคำนวณย้อนกลับในทุกๆ ชุดของค่าเริ่มต้นจะมีแนวโน้มที่ดีขึ้น กล่าวคือ จะให้ค่าโมดูลัสและความหนาของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตและชั้นดินเดิมที่ใกล้เคียงกับค่าจริง ส่วนค่าโมดูลัสและความหนาของชั้นพื้นทาง 1 และชั้นพื้นทาง 2 นั้นก็จะมีค่าเฉลี่ยรวมเป็น 300 MPa และ 30 เซนติเมตร ตามลำดับ ซึ่งจะสอดคล้องกับค่าจริง แม้ว่าในค่าเริ่มต้นชุดที่ 2 จะมีค่าโมดูลัสของชั้นพื้นทาง 2 มากถึง 583 MPa แต่ความหนาของชั้นนี้ก็ถือว่าน้อยมากคือ น้อยกว่า 1 มิลลิเมตร หรือในค่าเริ่มต้นชุดที่ 4 กรณีที่ใช้ข้อมูล 35 ค่า จะมีค่าโมดูลัสของชั้นพื้นทาง ประมาณ 50 MPa แต่ค่าความหนาในชั้นนี้มีค่าเพียง 4 มิลลิเมตรเท่านั้น

สำหรับผลจากตารางที่ 4.25 เมื่อกำหนดให้โครงสร้างถนนประกอบด้วยชั้นวัสดุจำนวน 5 ชั้น จะมีตัวแปรไม่ทราบค่าทั้งสิ้น 9 ค่า โดยตัวแปรไม่ทราบค่าดังกล่าวจะพิจารณาเช่นเดียวกับกรณีที่ผ่านมา จากผลการคำนวณจะพบว่า เมื่อใช้ข้อมูลในการคำนวณย้อนกลับเพียง 20 ค่า (4 Geophone × 5 จุดเวลา) จะทำให้ค่าโมดูลัสและความหนาที่วิเคราะห์ได้มีความคลาดเคลื่อนจากค่าจริงมากในทุกชุดของค่าเริ่มต้นที่กำหนดให้ แต่เมื่อเพิ่มจำนวนของข้อมูลที่ใช้ให้มากขึ้นเช่นเดียวกับในกรณีที่กำหนดจำนวนชั้นของโครงสร้างถนนเป็น 4 ชั้น แล้วผลที่ได้จะมีแนวโน้มที่เหมือนกัน คือ ค่าตอบที่ได้จะมีลักษณะลู่เข้าสู่ค่าจริง แต่อย่างไรก็ตามผลที่พบในตารางที่ 4.25 จะมีความคลาดเคลื่อนมากกว่าผลในตารางที่ 4.24 ทั้งนี้เพราะในกรณีที่กำหนดให้โครงสร้างถนนประกอบด้วย 5 ชั้นนั้นจะมีจำนวนตัวแปรที่ไม่ทราบค่ามากกว่าในกรณี 4 ชั้น ทำให้ประสิทธิภาพในการคำนวณลดลง แม้ว่าจะเพิ่มค่าของข้อมูลที่ใช้ให้มากขึ้นก็ตาม ซึ่งก็เป็นข้อจำกัดที่สำคัญในการคำนวณย้อนกลับของแบบจำลองที่พัฒนาขึ้น

4.4 การคำนวณย้อนกลับจากข้อมูลการทดสอบในสนามด้วยเครื่อง FWD

เนื่องจากการทดสอบด้วยเครื่อง FWD กับถนนในประเทศไทยที่จัดเก็บโดยกรมทางหลวง ได้ถูกออกแบบให้บันทึกข้อมูลได้เพียงค่าการทรุดตัวสูงสุดเนื่องจากน้ำหนักกระทำเท่านั้น ทั้งนี้เพราะวิธีการคำนวณย้อนกลับเพื่อหาค่าโมดูลัสยึดหยุ่นของโครงสร้างถนนที่กรมทางหลวงกำลัง

ทำการวิจัยอยู่จะใช้การวิเคราะห์แบบสถิติ ทำให้ไม่สามารถนำข้อมูลจากการทดสอบโดยกรมทางหลวงมาใช้กับงานวิจัยนี้ได้ อย่างไรก็ตามงานวิจัยนี้ได้รับการอนุเคราะห์จาก Professor R.K.N.D. Rajapakse แห่ง University of British Columbia ที่ได้เชื้อเพื่อข้อมูลการทดสอบด้วยเครื่อง FWD จาก Canadian Strategic Highway Research Program (C-CHRP) ประเทศแคนาดาซึ่งทำการทดสอบโดย Professor D.F.E. Stolle แห่ง McMaster University ซึ่งมีการเก็บข้อมูลที่เหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์ในแบบพลวัต โดยข้อมูลของน้ำหนักกระทำและค่าการทรุดตัวที่บันทึก ได้ถูกแสดงไว้ในรูปที่ 4.80 แต่เนื่องจากข้อมูลดังกล่าวไม่ได้บอกถึงลักษณะและคุณสมบัติของชั้นถนนแต่อย่างใด ดังนั้นในการคำนวณย้อนกลับด้วยโปรแกรมที่พัฒนาขึ้นในงานวิจัยนี้ จึงได้สมมติให้ทั้งค่าโมดูลัสและความหนาของวัสดุในแต่ละชั้นเป็นตัวแปรไม่ทราบค่า โดยกำหนดให้โครงสร้างถนนประกอบด้วยชั้นวัสดุจำนวน 3 และ 4 ชั้น ดังรูปที่ 4.81 และค่าคุณสมบัติอื่นๆ ที่ปรากฏในภาพก็ได้ถูกกำหนดขึ้นเช่นกัน สำหรับน้ำหนักกระทำนั้นจะสมมติให้เป็นแบบ half-sinusoidal load ซึ่งแสดงไว้ในรูปที่ 4.11

การเลือกใช้ข้อมูลของการทรุดตัวในการคำนวณย้อนกลับนั้นจะแบ่งออกเป็น 7 แบบตามจำนวน Geophone ที่ใช้ ตั้งแต่การใช้ข้อมูลการทรุดตัวเพียง 1 Geophone ไปจนถึงใช้ข้อมูลการทรุดตัวทั้ง 7 Geophone ทั้งนี้ในแต่ละ Geophone จะเลือกใช้ข้อมูลของการทรุดตัวทั้งสิ้น 11 ค่า ดังนั้นหากเลือกใช้ 1 Geophone จะประกอบไปด้วยค่าการทรุดตัว 11 ค่า และหากเลือกใช้ทั้ง 7 Geophone ก็จะมีข้อมูลการทรุดตัวทั้งสิ้น 77 ค่า สำหรับการเลือกตำแหน่ง Geophone นั้นจะเลือกตัวที่อยู่ใกล้กับน้ำหนักกระทำก่อน เพราะจะเป็นจุดที่มีความน่าเชื่อถือจากการวัดมากกว่าจุดที่อยู่ห่างออกไป ผลการวิเคราะห์แสดงไว้ในตารางที่ 4.26 โดยที่ค่าโมดูลัสและความหนาในแต่ละชุดที่คำนวณได้ จะถูกนำไปวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวเพื่อเปรียบเทียบกับข้อมูลที่บันทึกได้จากเครื่อง FWD ผลที่ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.82 และรูปที่ 4.83

จากผลการทดสอบข้างต้นที่ได้นำเสนอ สามารถสรุปได้ดังนี้

(1) ค่าโมดูลัสและความหนาที่ทำนายจากการคำนวณย้อนกลับในแต่ละชุดของการคำนวณ มีค่าที่แตกต่างกัน แต่อย่างไรก็ตาม ค่าที่ทำนายได้จะอยู่ในช่วงที่เป็นไปได้ทั้งสิ้น แม้ในบางกรณี เช่น เมื่อใช้ Geophone 3 ตัว ในชั้นพื้นทาง 1 ของโครงสร้างถนน 3 ชั้น และในชั้นพื้นทาง 2 ของโครงสร้างถนน 4 ชั้น หรือกรณีที่ใช้ Geophone 6 ตัว ในชั้นพื้นทาง 1 ของโครงสร้างถนน 4 ชั้น นั้นจะมีค่าโมดูลัสที่น้อยมากคือ มีค่าไม่ถึง 1 MPa แต่ความหนาที่วิเคราะห์ได้ก็มีค่าน้อยมากเช่นกัน คือมีความหนาไม่ถึง 1 เซนติเมตร นั่นแสดงว่า จะไม่พบชั้นวัสดุดังกล่าวในโครงสร้างถนน

(2) เมื่อเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่ได้จากผลการคำนวณย้อนกลับ โดยใช้ Geophone ตั้งแต่ 1 ถึง 3 ตัว กับค่าการทรุดตัวที่บันทึกได้จากเครื่อง FWD จะพบว่า การทรุดตัวจะมีความสอดคล้องกันในตำแหน่งที่ตรงกับ Geophone ที่ใช้เท่านั้น ส่วนการทรุดตัวในตำแหน่งอื่นๆ จะยังไม่สอดคล้องนัก

(3) ค่าการทรุดตัวที่วิเคราะห์ได้จากผลการคำนวณย้อนกลับเมื่อเลือกใช้ Geophone ตั้งแต่ 4 ตัวขึ้นไป จะมีความสอดคล้องกับค่าที่บันทึกได้จากเครื่อง FWD มากขึ้นในทุกตำแหน่ง โดยในกรณีที่กำหนดให้โครงสร้างถนนเป็น 3 ชั้นนั้น การทรุดตัวที่วิเคราะห์ได้จากผลการคำนวณย้อนกลับเมื่อใช้ Geophone จำนวน 6 ตัวจะมีความสอดคล้องกับการทดสอบมากที่สุด ส่วนในกรณีที่กำหนดให้โครงสร้างถนนเป็น 4 ชั้นจะพบว่า ผลจากการเลือกใช้ Geophone ทั้ง 7 ตัวจะให้ค่าการทรุดที่สอดคล้องกับการทดสอบมากที่สุด แต่ทั้งสองกรณีต่างก็ทำนายค่าคุณสมบัติและลักษณะของถนนที่แตกต่างกัน ดังแสดงในตารางที่ 4.26

(4) ในการเลือกคำตอบที่เหมาะสมที่สุดนั้น จำเป็นต้องทราบข้อมูลจากในสนาม อันได้แก่ ชนิดของถนน ความหนาของวัสดุแต่ละชั้น ก็จะเป็นการดีต่อการประเมินสภาพความแข็งแรงของชั้นถนน

(5) การเพิ่มจำนวน Geophone ที่ใช้ในการคำนวณย้อนกลับสำหรับข้อมูลการทดสอบในสนามให้มากขึ้นนั้น จะทำให้คำตอบที่ได้มีแนวโน้มที่ดียิ่งขึ้น

จากผลการคำนวณย้อนกลับในหัวข้อนี้ ก็พอจะแสดงให้เห็นว่า โปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่พัฒนาขึ้นในงานวิจัยนี้สามารถนำไปใช้ในการวิเคราะห์ผลจากการทดสอบด้วยเครื่อง FWD ถ้ามีการเก็บข้อมูลที่เหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์ในลักษณะพลวัต

ตารางที่ 4.1 ค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเมื่อเปลี่ยนแปลงค่าสูงสุดของพารามิเตอร์ของฮันเกล (ξ) ใน การหาปริพันธ์

เวลา (มิลลิวินาที)	การทรุดตัวในโดเมนของเวลา						
	$\xi = 20$	30	40	50	60	70	80
16	563.325	564.896	559.693	558.599	561.078	561.078	561.078
50	26.668	26.656	26.721	26.7446	26.719	26.719	26.719

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติของวัสดุในแต่ละชั้นของโครงสร้างถนนมาตรฐาน 3 ชั้นที่ใช้ในการวิจัย

ชั้นวัสดุ	ความหนา (cm)	โมดูลัสยืดหยุ่น (MPa)	อัตราส่วน ปัวซอง	ความหนาแน่น (kg/m ³)
ชั้นแอสฟัลต์คอนกรีต	15	3000	0.35	2300
ชั้นพื้นทาง	30	300	0.4	2000
ชั้นดินเดิม	∞	50	0.4	1600

ตารางที่ 4.3 ลักษณะหรือคุณสมบัติของวัสดุในแต่ละชั้นของโครงสร้างถนนที่ถูกเปลี่ยนแปลงใน การคำนวณ

คุณสมบัติหรือลักษณะที่เปลี่ยนแปลง	ค่ามาตรฐาน	50 %	150 %	200 %
ค่าโมดูลัสของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีต (MPa)	3000	1500	4500	6000
ค่าโมดูลัสของชั้นพื้นทาง (MPa)	300	150	450	600
ค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิม (MPa)	50	25	75	100
ความหนาของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีต (cm.)	15	7.5	22.5	30
ความหนาของชั้นพื้นทาง (cm.)	30	15	45	60

ตารางที่ 4.4 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้น
แอสฟัลต์คอนกรีตโดยการวิเคราะห์แบบสถิตและพลวัต

โมดูลัส (kPa)	ค่าการทรุดตัว (ไมโครเมตร)							
	วิธีวิเคราะห์	ระยะห่างจากน้ำหนักระทำ (มิลลิเมตร)						
		0	300	600	900	1200	1500	1800
1500	สถิต	755	542	396	303	237	190	157
	พลวัต	656	456	321	235	176	135	107
	ความแตกต่าง	15.1	18.8	23.4	28.7	34.8	40.8	46.7
3000	สถิต	659	513	386	298	236	190	157
	พลวัต	561	425	309	229	173	134	106
	ความแตกต่าง	17.4	20.7	25.2	30.5	36.5	42.7	48.6
4500	สถิต	608	493	379	296	236	191	158
	พลวัต	510	404	300	225	171	133	105
	ความแตกต่าง	19.2	22.1	26.4	31.8	37.8	44.1	49.8
6000	สถิต	573	477	373	294	235	191	159
	พลวัต	476	387	293	221	169	132	105
	ความแตกต่าง	20.5	23.2	27.5	32.9	38.9	45.2	51.0

ตารางที่ 4.5 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้น
พื้นทางโดยการวิเคราะห์แบบสถิตและพลวัต

โมดูลัส (kPa)	ค่าการทรุดตัว (ไมโครเมตร)							
	วิธีวิเคราะห์	ระยะห่างจากน้ำหนักระทำ (มิลลิเมตร)						
		0	300	600	900	1200	1500	1800
150	สถิต	773	595	423	310	236	186	153
	พลวัต	687	516	353	248	180	137	108
	ความแตกต่าง	12.6	15.1	19.7	24.9	30.7	36.2	41.7
300	สถิต	659	513	386	298	236	190	157
	พลวัต	561	425	309	229	173	134	106
	ความแตกต่าง	17.4	20.7	25.2	30.5	36.5	42.7	48.6
450	สถิต	594	468	365	291	235	192	160
	พลวัต	491	376	283	216	167	131	105
	ความแตกต่าง	21.0	24.6	29.0	34.4	40.4	46.9	52.9
600	สถิต	550	438	350	284	233	193	162
	พลวัต	445	344	265	207	163	129	103
	ความแตกต่าง	23.7	27.5	32.0	37.3	43.4	49.9	56.2

ตารางที่ 4.6 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นดินเดิมโดยการวิเคราะห์แบบสถิตและพลวัต

โมดูลัส (kPa)	ค่าการทรุดตัว (ไมโครเมตร)							
	วิธีวิเคราะห์	ระยะห่างจากหน้าหน้ากระทำ (มิลลิเมตร)						
		0	300	600	900	1200	1500	1800
25	สถิต	980	825	673	554	459	383	323
	พลวัต	692	561	436	340	266	210	168
	ความแตกต่าง	41.5	47.0	54.5	63.2	72.7	82.6	92.2
50	สถิต	659	513	386	298	236	190	157
	พลวัต	561	425	309	229	173	134	106
	ความแตกต่าง	17.4	20.7	25.2	30.5	36.5	42.7	48.6
75	สถิต	528	389	275	204	157	125	103
	พลวัต	483	348	239	171	127	98	77
	ความแตกต่าง	9.3	11.5	14.9	19.1	23.6	28.1	32.6
100	สถิต	455	319	215	154	117	92	76
	พลวัต	432	298	196	136	100	77	61
	ความแตกต่าง	5.4	7.1	9.8	13.2	16.9	20.7	24.5

ตารางที่ 4.7 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของความหนาในชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตโดยการวิเคราะห์แบบสถิตและพลวัต

ความ หนา (cm)	ค่าการทรุดตัว (ไมโครเมตร)							
	วิธีวิเคราะห์	ระยะห่างจากหน้าหน้ากระทำ (มิลลิเมตร)						
		0	300	600	900	1200	1500	1800
7.5	สถิต	903	602	416	308	236	188	154
	พลวัต	811	523	347	246	180	137	108
	ความแตกต่าง	11.4	15.2	19.9	25.3	31.3	37.2	43.0
15	สถิต	659	513	386	298	236	190	157
	พลวัต	561	425	309	229	173	134	106
	ความแตกต่าง	17.4	20.7	25.2	30.5	36.5	42.7	48.6
22.5	สถิต	521	429	348	283	232	192	160
	พลวัต	418	336	263	206	162	128	103
	ความแตกต่าง	24.6	27.7	32.2	37.3	43.3	49.7	55.8
30	สถิต	434	363	310	262	222	189	161
	พลวัต	328	267	221	181	147	120	98
	ความแตกต่าง	32.4	36.0	40.1	45.2	51.1	57.5	64.1

ตารางที่ 4.8 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของความหนาในชั้น
พื้นทางโดยการวิเคราะห์แบบสถิตและพลวัต

ความ หนา (cm)	ค่าการทรุดตัว (ไมโครเมตร)							
	วิธีวิเคราะห์	ระยะห่างจากหน้าหน้ากระทำ (มิลลิเมตร)						
		0	300	600	900	1200	1500	1800
15	สถิต	786	616	444	323	241	188	152
	พลวัต	703	541	376	261	187	139	109
	ความแตกต่าง	11.7	13.8	18.2	23.5	29.2	34.5	39.4
30	สถิต	659	513	386	298	236	190	157
	พลวัต	561	425	309	229	173	134	106
	ความแตกต่าง	17.4	20.7	25.2	30.5	36.5	42.7	48.6
45	สถิต	578	443	338	271	223	186	157
	พลวัต	472	348	255	196	154	123	100
	ความแตกต่าง	22.3	27.4	32.8	38.3	44.4	50.9	57.2
60	สถิต	523	394	301	246	208	178	154
	พลวัต	415	296	215	169	137	112	93
	ความแตกต่าง	26.0	33.2	40.2	46.0	52.2	58.8	65.5

ตารางที่ 4.9 ค่าการทรุดตัวสูงสุด ณ ตำแหน่งหน้าหน้ากระทำที่เปลี่ยนแปลงไปเมื่อทำการเปลี่ยนค่า
ลักษณะหรือคุณสมบัติของโครงสร้างถนน

ลักษณะหรือคุณสมบัติที่เปลี่ยนแปลง	ค่าการทรุดตัวที่เปลี่ยนแปลง (ไมโครเมตร)	ผลต่าง (ไมโครเมตร)
โมดูลัสของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีต	476 – 655	180
โมดูลัสของชั้นพื้นทาง	445 – 687	242
โมดูลัสของชั้นดินเดิม	432 – 692	261
ความหนาของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีต	328 – 810	483
ความหนาของชั้นพื้นทาง	415 – 703	288

ตารางที่ 4.10 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของช่วงเวลาในการ
ให้น้ำหนักกระทำระหว่างการวิเคราะห์แบบพลวัต และการวิเคราะห์แบบสถิต

ช่วงเวลาให้น้ำ หนักกระทำ (มิลลิวินาที)	ค่าการทรุดตัววัดที่ระยะห่างจากน้ำหนักกระทำ (ไมโครเมตร)							
	0 mm	300 mm	600 mm	900 mm	1200 mm	1500 mm	1800 mm	
วิเคราะห์แบบ สถิต	659	513	386	298	236	191	158	
20	d_u	503	375	267	194	142	110	86
	Err	<u>23.7</u>	<u>27.0</u>	<u>30.9</u>	<u>35.0</u>	<u>39.0</u>	<u>42.3</u>	<u>45.2</u>
30	d_u	561	425	309	229	173	134	106
	Err	<u>14.8</u>	<u>17.1</u>	<u>20.1</u>	<u>23.4</u>	<u>26.7</u>	<u>29.9</u>	<u>32.7</u>
40	d_u	594	454	333	249	191	149	119
	Err	<u>9.9</u>	<u>11.5</u>	<u>13.8</u>	<u>16.4</u>	<u>19.2</u>	<u>21.9</u>	<u>24.4</u>
50	d_u	614	472	348	263	202	159	128
	Err	<u>6.8</u>	<u>8.1</u>	<u>9.8</u>	<u>11.9</u>	<u>14.2</u>	<u>16.6</u>	<u>18.8</u>
หมายเหตุ d_u คือ ค่าการทรุดตัวสูงสุดจากการวิเคราะห์แบบพลวัต Err คือ เปอร์เซ็นต์ความแตกต่างระหว่างวิธีวิเคราะห์แบบพลวัตและสถิต								

ตารางที่ 4.11 พิจารณามลของค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิมขณะเปลี่ยนแปลงช่วงเวลาในการให้น้ำ
หนักกระทำระหว่างการวิเคราะห์แบบพลวัตและสถิต

ช่วงเวลาให้น้ำหนักกระทำ (มิลลิวินาที)	ค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิม (MPa)					
	25	50	75	100	200	
วิเคราะห์แบบสถิต (μm)	980	659	528	455	327	
20	การทรุดตัว (μm)	591	503	448	407	319
	ความแตกต่าง (%)	<u>65.6</u>	<u>31.0</u>	<u>17.8</u>	<u>11.7</u>	<u>2.5</u>
30	การทรุดตัว (μm)	692	561	483	432	325
	ความแตกต่าง (%)	<u>41.5</u>	<u>17.4</u>	<u>9.3</u>	<u>5.4</u>	<u>0.6</u>
40	การทรุดตัว (μm)	761	594	502	442	326
	ความแตกต่าง (%)	<u>28.8</u>	<u>10.9</u>	<u>5.3</u>	<u>2.9</u>	<u>0.1</u>
50	การทรุดตัว (μm)	809	614	511	447	327
	ความแตกต่าง (%)	<u>21.1</u>	<u>7.3</u>	<u>3.3</u>	<u>1.7</u>	<u>-0.2</u>

ตารางที่ 4.12 ข้อมูลที่ใช้ในการคำนวณย้อนกลับกรณีเลือกใช้เวลาในการพิจารณา 3 ค่า

เวลา (มิลลิวินาที)	การทดสอบที่ตำแหน่งต่างๆ จากน้ำหนักกระทำ (ไมโครเมตร)						
	0 มม.	300 มม.	600 มม.	900 มม.	1200 มม.	1500 มม.	1800 มม.
11	438.5803	297.2718	173.3849	90.1976	35.7815	3.338	-12.5589
16	561.0783	420.697	290.7535	194.3686	121.1506	66.4137	27.3767
26	361.5844	303.7773	248.6679	204.7553	167.116	133.6257	103.4831

ตารางที่ 4.13 ข้อมูลที่ใช้ในการคำนวณย้อนกลับกรณีเลือกใช้เวลาในการพิจารณา 5 ค่า

เวลา (มิลลิวินาที)	การทดสอบที่ตำแหน่งต่างๆ จากน้ำหนักกระทำ (ไมโครเมตร)						
	0 มม.	300 มม.	600 มม.	900 มม.	1200 มม.	1500 มม.	1800 มม.
8	283.2485	174.6549	84.7442	30.8748	2.0003	-9.5429	-10.4544
12	481.2305	334.3141	203.6863	113.6519	52.3083	13.2366	-8.4481
16	561.0783	420.697	290.7535	194.3686	121.1506	66.4137	27.3767
24	415.723	343.0017	273.6393	218.6888	172.2951	132.0194	96.9444
30	262.1048	227.5969	195.0441	169.124	146.422	125.3112	105.1081

ตารางที่ 4.14 ข้อมูลที่ใช้ในการคำนวณย้อนกลับกรณีเลือกใช้เวลาในการพิจารณา 10 ค่า

เวลา (มิลลิวินาที)	การทดสอบที่ตำแหน่งต่างๆ จากน้ำหนักกระทำ (ไมโครเมตร)						
	0 มม.	300 มม.	600 มม.	900 มม.	1200 มม.	1500 มม.	1800 มม.
5	143.1953	75.6127	25.564	2.4627	-4.1706	-2.8992	0.0785
8	283.2485	174.6549	84.7442	30.8748	2.0003	-9.5429	-10.4544
12	481.2305	334.3141	203.6863	113.6519	52.3083	13.2366	-8.4481
16	561.0783	420.697	290.7535	194.3686	121.1506	66.4137	27.3767
20	516.1493	408.4625	306.5846	227.7253	163.8578	111.6701	69.6902
24	415.723	343.0017	273.6393	218.6888	172.2951	132.0194	96.9444
28	309.7554	264.6899	221.8538	187.665	157.9998	131.0008	105.9384
32	219.4748	193.5436	169.4128	150.3564	133.5488	117.5769	101.7968
36	149.5641	136.0711	124.1161	115.0809	107.1067	99.1125	90.5236
42	78.3128	75.149	73.1775	72.4451	71.9909	71.1305	69.4111

ตารางที่ 4.15 ผลการคำนวณย้อนกลับของโครงสร้างถนน 3 ชั้นเมื่อใช้ข้อมูลค่าทรุดตัวและเวลา
3 ค่าในแต่ละ Geophone

จำนวน Geophone	ค่าโมดูลัสจากการคำนวณย้อนกลับ (MPa)							
	ค่าเริ่มต้น (40 %)			time (s)	ค่าเริ่มต้น (20%)			time (s)
	1200	120	20		600	60	10	
	AC	Base	Subgrade	AC	Base	Subgrade		
1	2999.68	300.03	50.00	38	2999.06	300.08	50.00	52
2	2999.88	300.01	50.00	42	2999.83	300.01	50.00	50
3	2999.70	300.02	50.00	40	2999.64	300.02	50.00	52
4	2999.85	300.01	50.00	39	2999.72	300.02	50.00	40
5	2999.74	300.01	50.00	44	2999.90	300.00	50.00	47
6	2999.87	300.01	50.00	33	*			
7	3000.01	300.00	50.00	39	*			

หมายเหตุ : * หมายถึง ไม่สามารถประมวลผลได้เนื่องจากปัญหาเชิงตัวเลขของโปรแกรม

ตารางที่ 4.16 ผลการคำนวณย้อนกลับของโครงสร้างถนน 3 ชั้นเมื่อใช้ข้อมูลค่าทรุดตัวและเวลา
5 ค่าในแต่ละ Geophone

จำนวน Geophone	ค่าโมดูลัสจากการคำนวณย้อนกลับ (MPa)							
	ค่าเริ่มต้น (40 %)			time (s)	ค่าเริ่มต้น (20%)			time (s)
	1200	120	20		600	60	10	
	AC	Base	Subgrade	AC	Base	Subgrade		
1	3001.80	299.83	50.00	68	3001.91	299.84	50.00	52
2	2999.93	300.00	50.00	82	2999.87	300.01	50.00	58
3	2999.97	300.00	50.00	50	3000.14	299.99	50.00	82
4	2999.84	300.01	50.00	91	2999.83	300.01	50.00	83
5	3000.02	300.00	50.00	91	*			
6	3000.05	300.00	50.00	62	*			
7	3000.02	300.00	50.00	90	*			

หมายเหตุ : * หมายถึง ไม่สามารถประมวลผลได้เนื่องจากปัญหาเชิงตัวเลขของโปรแกรม

ตารางที่ 4.17 ผลการคำนวณย้อนกลับของโครงสร้างถนน 3 ชั้นเมื่อใช้ข้อมูลค่าทรุดตัวและเวลา
10 ค่าในแต่ละ Geophone

จำนวน Geophone	ค่าโมดูลัสจากการคำนวณย้อนกลับ (MPa)							
	ค่าเริ่มต้น (40 %)			time (s)	ค่าเริ่มต้น (20%)			time (s)
	1200	120	20		600	60	10	
	AC	Base	Subgrade	AC	Base	Subgrade		
1	3003.08	299.69	50.01	103	3001.85	299.78	50.00	158
2	3001.30	299.90	50.00	111	2999.25	300.05	50.00	94
3	2999.19	300.06	50.00	126	3000.53	299.89	50.01	153
4	2999.79	300.01	50.00	110	3000.61	299.98	50.00	95
5	3000.45	299.98	50.00	126	2999.92	300.00	50.00	150
6	2999.77	300.01	50.00	135	3000.03	300.00	50.00	142
7	*				*			

หมายเหตุ : * หมายถึง ไม่สามารถประมวลผลได้เนื่องจากปัญหาเชิงตัวเลขของโปรแกรม

ตารางที่ 4.18 ผลการคำนวณย้อนกลับของโครงสร้างถนน 3 ชั้น เมื่อพิจารณาผลของค่าเริ่มต้นที่ใช้

ค่าโมดูลัสเริ่มต้น (MPa)			ค่าโมดูลัสที่คำนวณได้ (MPa)			Error (%)	เวลา (s)
AC	Base	Subgrade	AC	Base	Subgrade		
600	60	10	2999.826	300.0113	49.99975	0.003361	49
4500	450	75	2999.779	300.0108	49.99974	0.003825	80
600	540	10	3000.225	299.9856	50.00012	0.004179	74
5400	60	90	3000.243	299.9849	50.00016	0.004481	84

หมายเหตุ : ค่าโมดูลัสจริง AC = 3000 MPa; Base = 300 MPa; Subgrade = 50 MPa

ตารางที่ 4.19 ผลการคำนวณย้อนกลับของโครงสร้างถนน 3 ชั้น เมื่อกำหนดความหนาของวัสดุ

ชั้นถนน	โมดูลัสเริ่มต้น [ค่าจริง](MPa)	ความหนา จริง (cm)	ความหนาที่ กำหนด (cm)	โมดูลัสจากการคำนวณ ย้อนกลับ (MPa)
แอสฟัลต์คอนกรีต	600 [3000]	15	18	2010.25
พื้นทาง	60 [300]	30	24	342.22
ดินเดิม	10 [50]	∞	∞	51.82
ชั้นถนน	โมดูลัสเริ่มต้น (MPa)	ความหนา จริง (cm)	ความหนาที่ กำหนด (cm)	โมดูลัสจากการคำนวณ ย้อนกลับ (MPa)
แอสฟัลต์คอนกรีต	600 [3000]	15	12	5560.68
พื้นทาง	60 [300]	30	36	266.25
ดินเดิม	10 [50]	∞	∞	48.10

ตารางที่ 4.20 ค่าเริ่มต้นที่ใช้ในการคำนวณย้อนกลับเพื่อหาค่าโมดูลัสยึดหยุ่นและความหนา

ค่าเริ่มต้น	ความหนา (cm)		โมดูลัส (MPa)		
	แอสฟัลต์ คอนกรีต	ชั้นพื้นทาง	แอสฟัลต์ คอนกรีต	ชั้นพื้นทาง	ชั้นดินเดิม
ชุดที่ 1	3	6	600	60	10
ชุดที่ 2	3	45	600	60	10
ชุดที่ 3	22.5	6	600	60	10
ชุดที่ 4	3	45	600	540	10
ชุดที่ 5	22.5	6	600	540	10
ชุดที่ 6	22.5	6	5400	60	90

ตารางที่ 4.21 ผลการคำนวณย้อนกลับเพื่อหาโมดูลัสยืดหยุ่นและความหนา

ค่าเริ่มต้น	ผลการคำนวณย้อนกลับ					เวลา (s)
	โมดูลัสยืดหยุ่น (MPa)			ความหนา (cm.)		
	AC	Base	Subgrade	AC	Base	
ค่าจริง	3000	300	50	15	30	
ชุดที่ 1	2999.991	300.0012	49.99995	14.99995	30.00009	143.7
ชุดที่ 2	3000.286	300.0092	49.99939	14.99897	30.0012	210.9
ชุดที่ 3	3000.158	299.9827	50.00002	15.00013	30.0003	142.7
ชุดที่ 4	2999.67	299.9947	50.00045	15.0009	29.99891	109.5
ชุดที่ 5	3000.131	300.0077	49.99938	14.99939	30.00094	120.0
ชุดที่ 6	1557.259	55.60919	37.76105	28.13546	365.2954	118.6

ตารางที่ 4.22 คุณสมบัติของวัสดุในแต่ละชั้นของถนนเมื่อกำหนดให้โครงสร้างถนนมี 4 ชั้น

ชั้นวัสดุ	ความหนา (cm)	โมดูลัสยืดหยุ่น (MPa)	อัตราส่วน ปัวซอง	ความหนาแน่น (kg/m ³)
ชั้นแอสฟัลต์คอนกรีต	15	3000	0.35	2300
ชั้นพื้นทาง 1	รวมกันได้ 30	300	0.4	2000
ชั้นพื้นทาง 2		300	0.4	2000
ชั้นดินเดิม	∞	50	0.4	1600

หมายเหตุ : ความหนารวมของชั้นพื้นทาง 1 และ 2 มีค่าเป็น 30 เซนติเมตร

ตารางที่ 4.23 คุณสมบัติของวัสดุในแต่ละชั้นของถนนเมื่อกำหนดให้โครงสร้างถนนมี 5 ชั้น

ชั้นวัสดุ	ความหนา (cm)	โมดูลัสยืดหยุ่น (MPa)	อัตราส่วน ปัวซอง	ความหนาแน่น (kg/m ³)
ชั้นแอสฟัลต์คอนกรีต	15	3000	0.35	2300
ชั้นพื้นทาง 1	รวมกันได้ 30	300	0.4	2000
ชั้นพื้นทาง 2		300	0.4	2000
ชั้นพื้นทาง 3		300	0.4	2000
ชั้นดินเดิม	∞	50	0.4	1600

หมายเหตุ : ความหนารวมของชั้นพื้นทาง 1, 2 และ 3 มีค่าเป็น 30 เซนติเมตร

ตารางที่ 4.24 ผลการคำนวณย้อนกลับเมื่อกำหนดให้โครงสร้างถนนมี 4 ชั้น

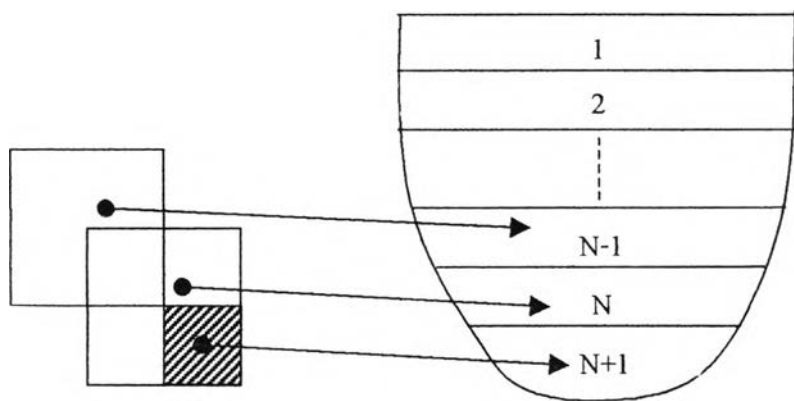
ชุด ที่	ชั้นถนน	ค่าจริง		ค่าเริ่มต้น		ผลการคำนวณย้อนกลับ (โมดูลัส [MPa] ; ความหนา [เซนติเมตร])							
						เมื่อใช้ 4 Geophone		เมื่อใช้ 5 Geophone		เมื่อใช้ 6 Geophone		เมื่อใช้ 4 Geophone	
		โมดูลัส	ความหนา	โมดูลัส	ความหนา	โมดูลัส	ความหนา	โมดูลัส	ความหนา	โมดูลัส	ความหนา	โมดูลัส	ความหนา
1	แอสฟัลต์	3000	15	2500	10	3140.22	13.72	2999.89	15.00	2999.84	15.00	3000.12	15.00
	พื้นทาง 1	300	รวมกันได้ 30	300	15	636.18	5.19	299.94	10.03	300.03	11.85	299.97	11.28
	พื้นทาง 2	300		200	20	272.39	26.90	300.02	19.96	300.00	18.15	300.01	18.72
	ดินเดิม	50	-	50	-	49.90	-	50.00	-	50.00	-	50.00	-
2	แอสฟัลต์	3000	15	2500	10	3180.67	13.16	3329.49	13.28	2980.74	14.97	2997.01	15.00
	พื้นทาง 1	300	รวมกันได้ 30	450	15	782.13	5.79	556.62	7.23	570.84	0.36	582.98	0.04
	พื้นทาง 2	300		100	20	263.71	27.19	299.99	25.58	299.15	29.69	299.91	29.97
	ดินเดิม	50	-	30	-	49.86	-	49.78	-	50.01	-	50.00	-
3	แอสฟัลต์	3000	15	2500	5	3218.08	13.00	2999.95	15.00	2999.87	15.00	3000.47	15.00
	พื้นทาง 1	300	รวมกันได้ 30	350	20	771.98	6.33	299.99	11.24	299.87	4.72	300.31	4.61
	พื้นทาง 2	300		150	20	259.29	26.96	300.01	18.76	300.03	25.28	299.95	25.40
	ดินเดิม	50	-	30	-	49.84	-	50.00	-	50.00	-	50.00	-
4	แอสฟัลต์	3000	15	3500	5	5284.63	9.83	3000.47	15.00	3000.05	15.00	3024.71	14.92
	พื้นทาง 1	300	รวมกันได้ 30	400	10	602.70	20.26	300.31	4.61	299.99	9.30	301.60	29.98
	พื้นทาง 2	300		400	15	97.29	25.61	299.95	25.40	300.00	20.70	50.75	0.37
	ดินเดิม	50	-	20	-	49.68	-	50.00	-	50.00	-	50.00	-

ตารางที่ 4.25 ผลการคำนวณย้อนกลับเมื่อกำหนดให้โครงสร้างถนนมี 5 ชั้น

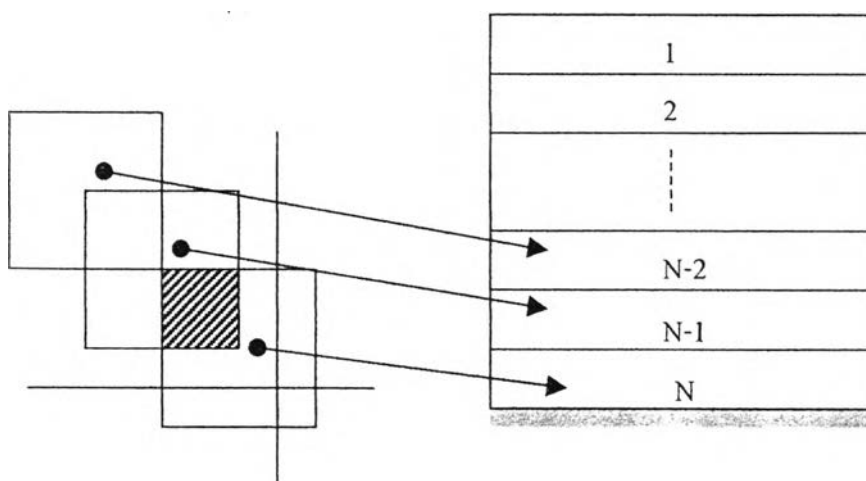
ชุด ที่	ชั้นถนน	ค่าจริง		ค่าเริ่มต้น		ผลการคำนวณย้อนกลับ (โมดูลัส [MPa] ; ความหนา [เซนติเมตร])							
						เมื่อใช้ 4 Geophone		เมื่อใช้ 5 Geophone		เมื่อใช้ 6 Geophone		เมื่อใช้ 4 Geophone	
		โมดูลัส	ความหนา	โมดูลัส	ความหนา	โมดูลัส	ความหนา	โมดูลัส	ความหนา	โมดูลัส	ความหนา	โมดูลัส	ความหนา
1	แอสฟัลต์	3000	15	2500	10	3065.92	14.95	3497.56	13.08	3268.69	14.26	3013.18	14.96
	พื้นทาง 1	300	รวมกันได้ 30	300	15	237.62	8.70	447.54	12.88	289.66	10.21	300.23	9.42
	พื้นทาง 2	300		200	20	447.97	14.75	227.61	22.27	389.68	16.22	301.59	20.52
	พื้นทาง 3	300		100	20	154.44	6.91	25.57	3.41	87.93	6.34	58.33	0.22
	ดินเดิม	50	-	50	-	50.04	-	50.18	-	50.04	-	50.00	-
2	แอสฟัลต์	3000	15	2500	10	3964.21	11.78	3418.48	12.70	2897.58	14.40	3027.00	14.92
	พื้นทาง 1	300	รวมกันได้ 30	450	15	501.48	20.39	557.92	13.20	636.39	5.83	300.63	10.65
	พื้นทาง 2	300		100	20	88.97	9.09	161.16	9.98	227.89	12.25	303.51	19.23
	พื้นทาง 3	300		100	20	163.53	9.39	270.48	11.00	319.70	12.75	59.29	0.47
	ดินเดิม	50	-	30	-	49.80	-	49.69	-	49.97	-	50.01	-
3	แอสฟัลต์	3000	15	2500	5	6166.99	9.02	5059.10	10.63	4146.24	11.72	3222.81	14.39
	พื้นทาง 1	300	รวมกันได้ 30	350	20	658.66	15.31	498.25	14.36	510.80	15.81	297.95	11.65
	พื้นทาง 2	300		150	20	362.97	8.79	293.13	16.86	167.30	26.21	356.90	16.16
	พื้นทาง 3	300		100	30	82.70	25.46	51.02	18.25	18.69	4.63	77.58	4.59
	ดินเดิม	50	-	30	-	49.64	-	50.25	-	50.34	-	50.03	-
4	แอสฟัลต์	3000	15	3500	5	7918.08	7.91	4108.36	12.20	3941.30	12.58	3944.73	12.63
	พื้นทาง 1	300	รวมกันได้ 30	400	10	744.99	17.11	300.56	6.52	192.36	3.69	196.82	3.94
	พื้นทาง 2	300		400	15	182.87	15.12	645.90	13.94	681.50	15.51	653.49	15.90
	พื้นทาง 3	300		200	20	63.67	24.12	98.43	18.50	117.33	17.50	112.37	16.90
	ดินเดิม	50	-	20	-	49.71	-	49.94	-	49.91	-	49.92	-

ตารางที่ 4.26 ผลการคำนวณย้อนกลับจากข้อมูลการทดสอบจริงจากเครื่อง FWD

จำนวน ชั้น	ชั้นถนน	ค่าเริ่มต้น		ผลการคำนวณย้อนกลับ (E=โมดูลัส [MPa] ; h=ความหนา [เซนติเมตร])													
				1 Geophone		2 Geophone		3 Geophone		4 Geophone		5 Geophone		6 Geophone		7 Geophone	
		E	h	E	h	E	h	E	h	E	h	E	h	E	h	E	h
3	แอสฟัลต์	3510	20	3509.13	13.78	3935.37	16.40	2608.12	38.42	14250.7	12.18	29254.2	9.08	10142.1	9.18	12455.0	2.86
	พื้นทาง 1	336	40	576.52	47.19	336.48	60.55	0.49	0.77	171.71	119.50	167.82	166.82	577.73	46.62	1539.11	30.58
	ดินเดิม	70	-	57.80	-	57.29	-	87.70	-	48.92	-	15.30	-	60.78	-	96.53	-
4	แอสฟัลต์	3510	20	3216.48	15.49	3330.53	19.52	3052.90	25.88	8903.85	15.20	10309.6	13.89	5520.44	15.21	1890.70	31.48
	พื้นทาง 1	420	20	517.37	21.18	221.39	25.13	747.74	20.33	67.45	20.39	71.90	24.49	0.34	0.08	376.47	15.65
	พื้นทาง 2	280	30	430.09	30.77	396.79	35.18	0.57	0.67	289.87	78.39	301.99	91.97	2735.88	43.35	75.36	113.17
	ดินเดิม	70	-	57.10	-	56.21	-	90.80	-	52.44	-	39.54	-	40.53	-	157.96	-

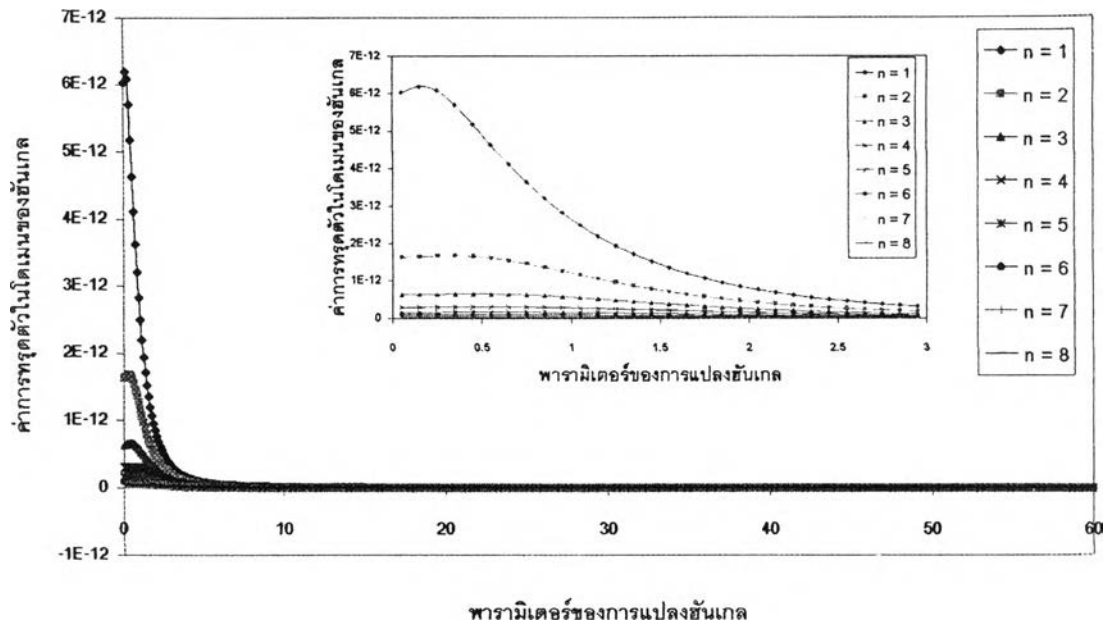


รูปที่ 4.1 การรวมสติเฟเนสมทริกซ์ของโครงสร้างถนนที่วางตัวอยู่บนกึ่งปริภูมิ



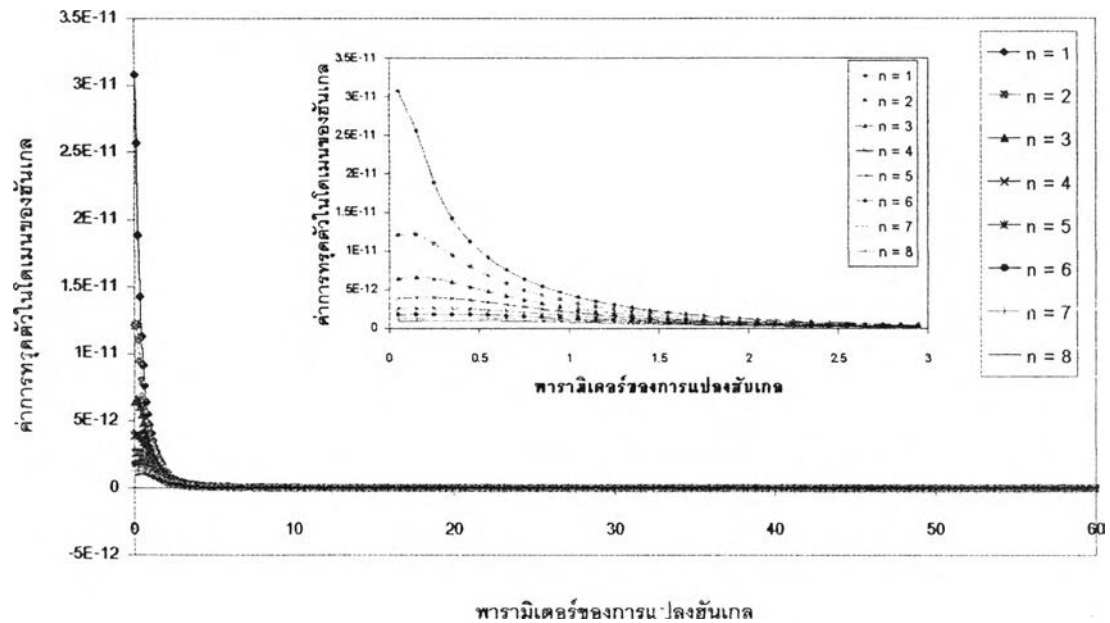
รูปที่ 4.2 การรวมสติเฟเนสมทริกซ์ของโครงสร้างถนนที่วางตัวอยู่บนชั้นหินแข็ง

การทหุดตัวในโดเมนของฮันเกลในแต่ละรอบของการหาส่วนผกผันของลาปลาซ เมื่อเวลา 16 มิลลิวินาที



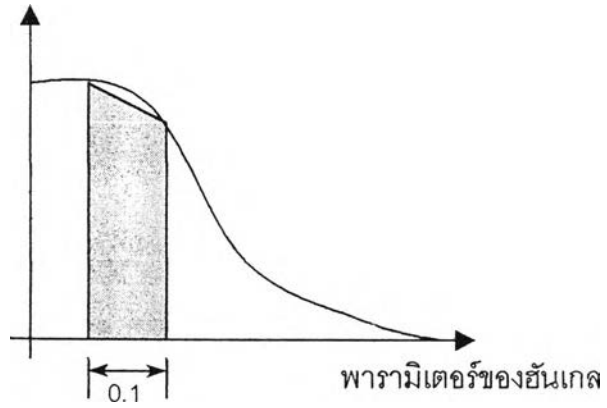
รูปที่ 4.3 การเปรียบเทียบค่าการทหุดตัวในโดเมนของฮันเกลในแต่ละรอบของการหาส่วนผกผันของลาปลาซ เมื่อเวลา 16 มิลลิวินาที

การทหุดตัวในโดเมนของฮันเกลในแต่ละรอบของการหาส่วนผกผันของลาปลาซ เมื่อเวลา 50 มิลลิวินาที



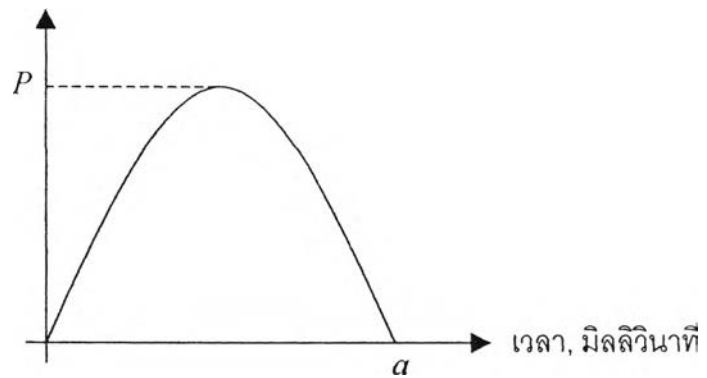
รูปที่ 4.4 การเปรียบเทียบค่าการทหุดตัวในโดเมนของฮันเกลในแต่ละรอบของการหาส่วนผกผันของลาปลาซ เมื่อเวลา 50 มิลลิวินาที

การทردادัวในโดเมนของฮันเกล

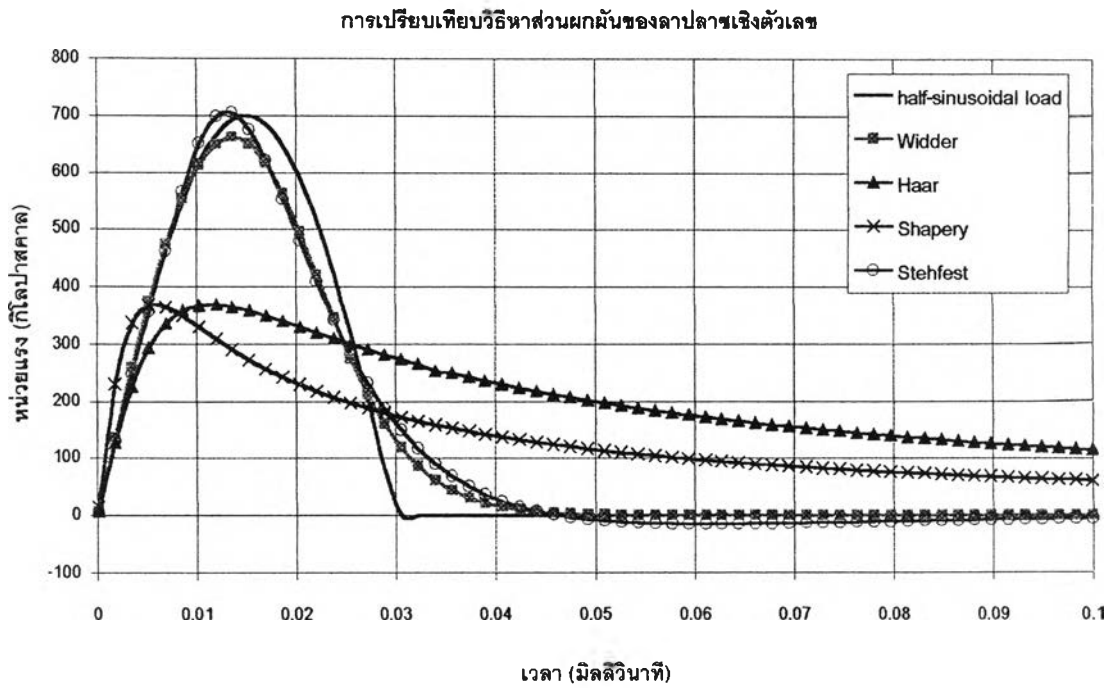


รูปที่ 4.5 การหาปริพันธ์โดยใช้ทฤษฎีสี่เหลี่ยมคางหมู

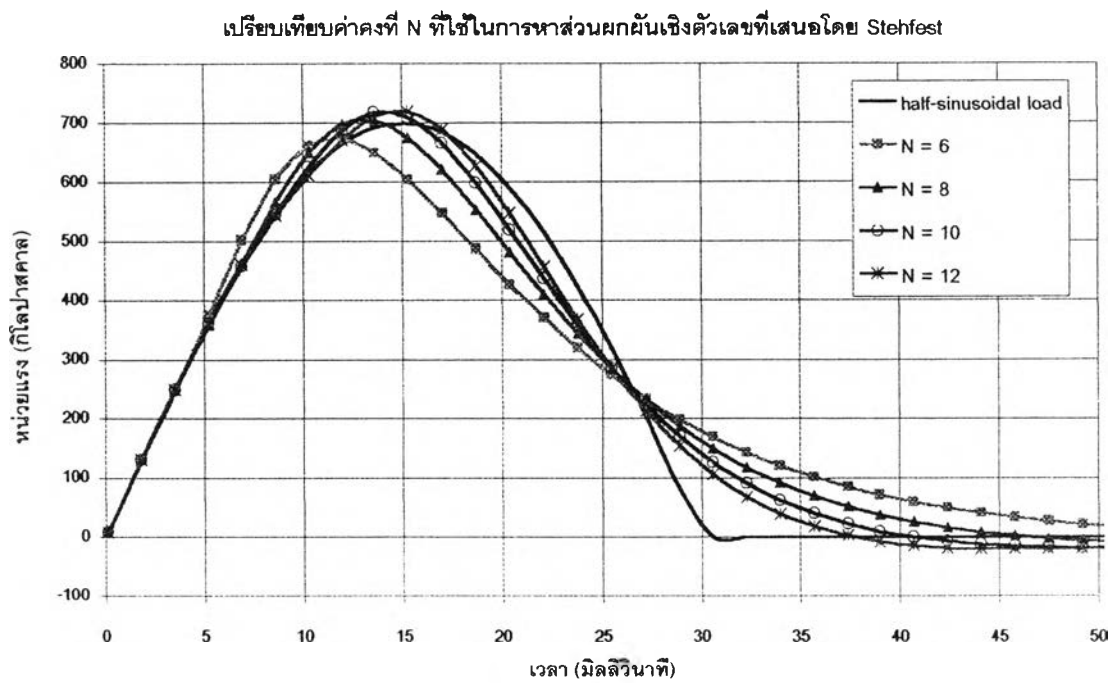
หน่วยแรง, $f(t)$ (kPa)



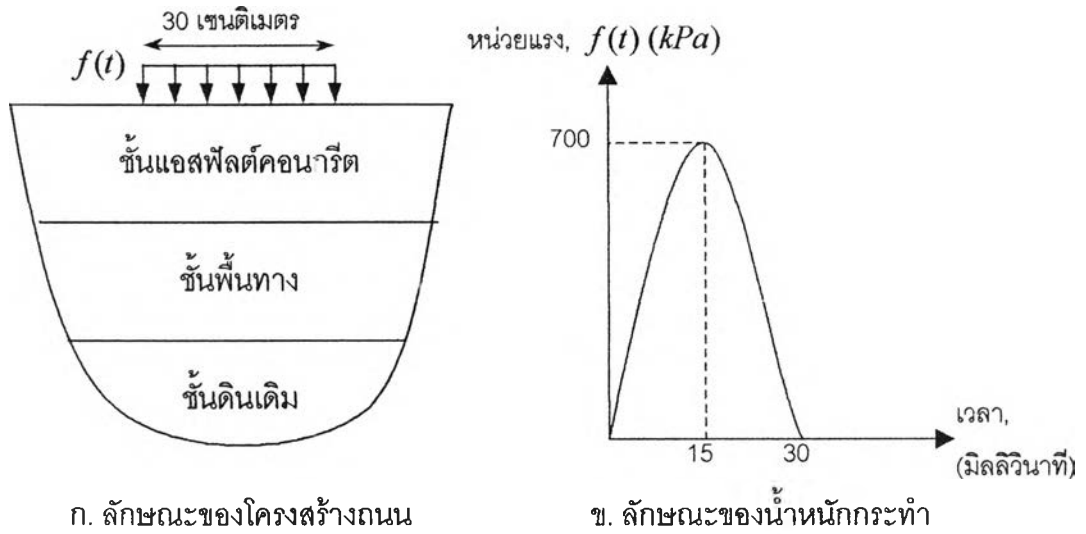
รูปที่ 4.6 นำหนักกระทำชนิด Half-Sinusoidal Load



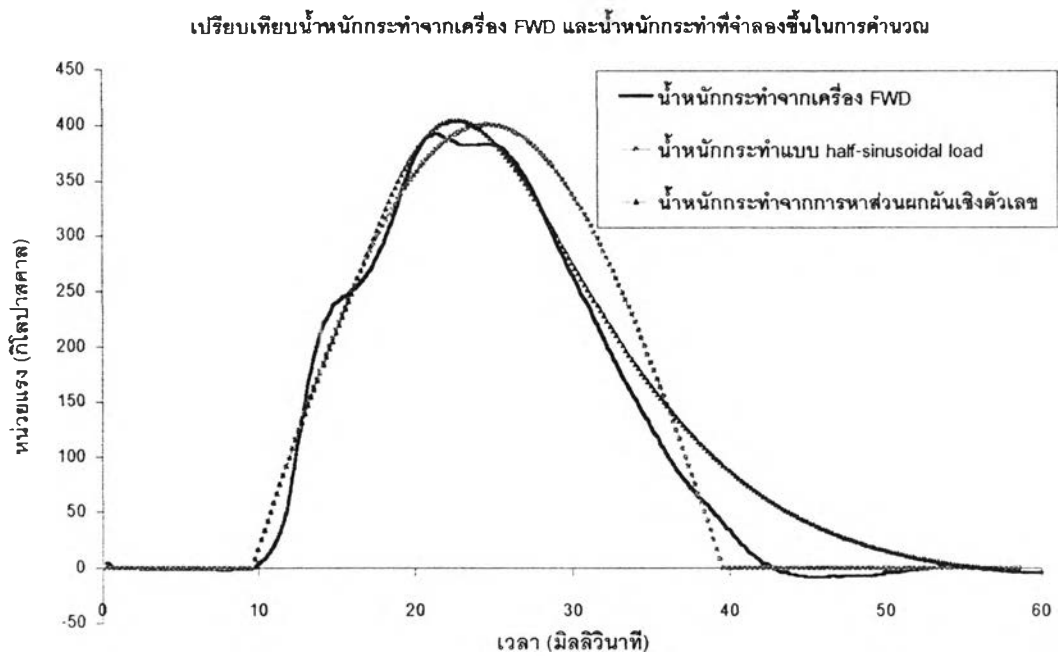
รูปที่ 4.7 การเปรียบเทียบวิธีหาส่วนผกผันเชิงตัวเลขกับน้ำหนักกระทำชนิด Half-Sinusoidal Load



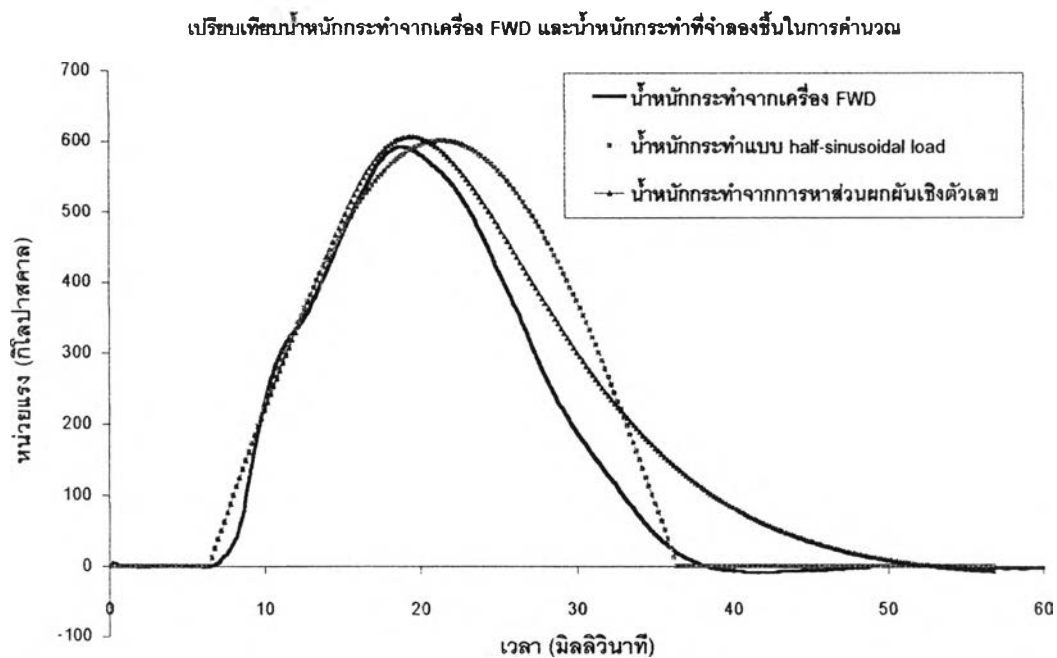
รูปที่ 4.8 การเปรียบเทียบค่าคงที่ N ที่ใช้ในการหาส่วนผกผันเชิงตัวเลขที่เสนอโดย Stehfest



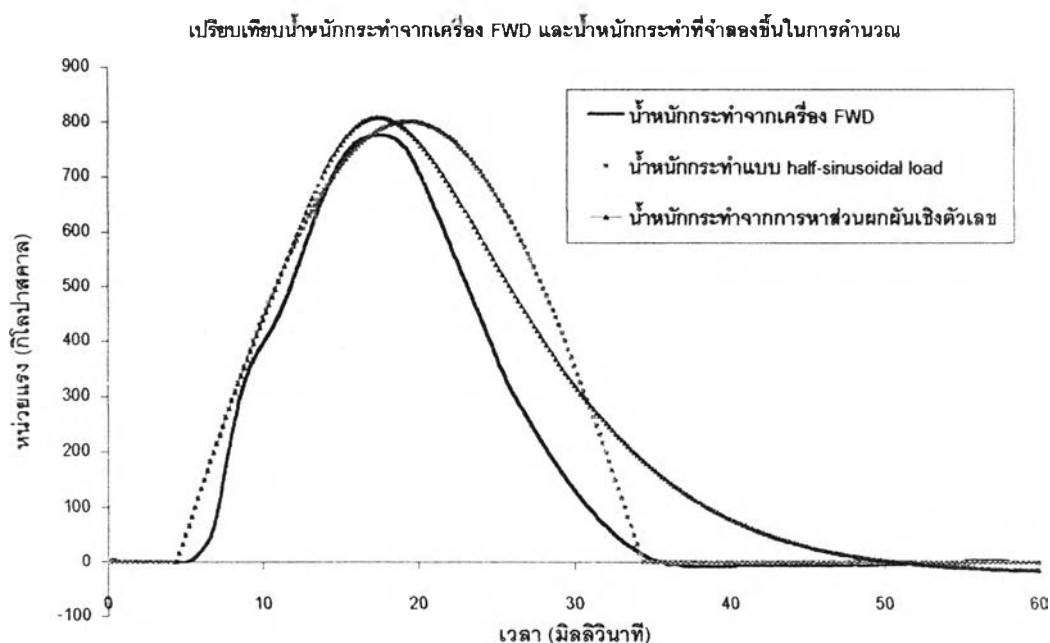
รูปที่ 4.9 ลักษณะของโครงสร้างถนนและน้ำหนักกระทำที่ใช้ในการคำนวณ



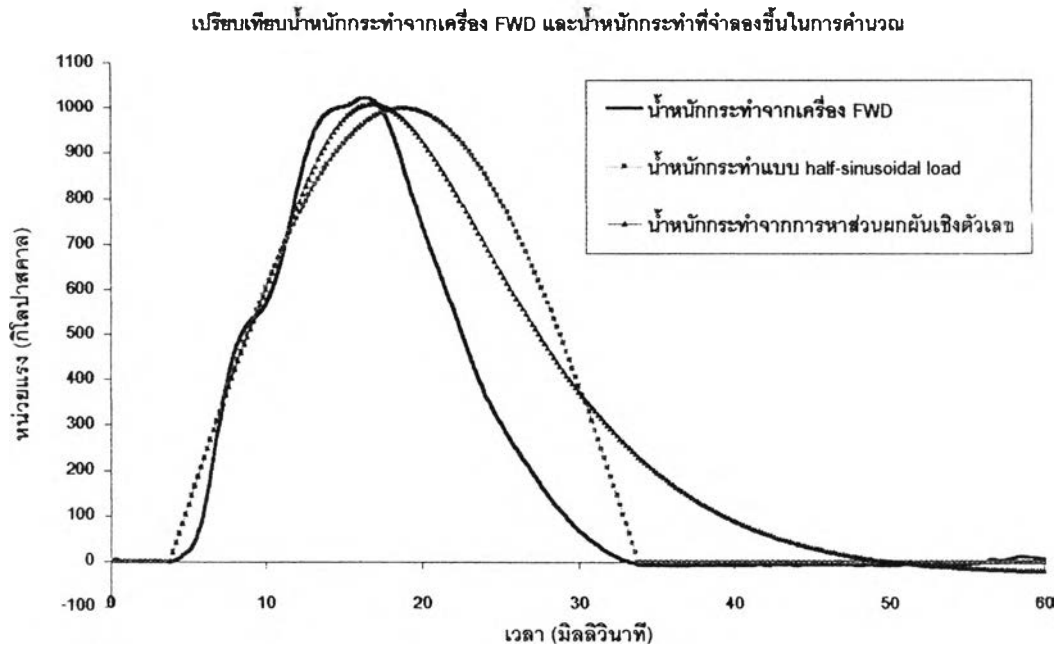
รูปที่ 4.10 การเปรียบเทียบน้ำหนักกระทำจากเครื่อง FWD ที่มีค่าหน่วยแรงสูงสุดเท่ากับ 400 กิโลปาสคาล กับน้ำหนักกระทำที่จำลองขึ้นในการคำนวณ



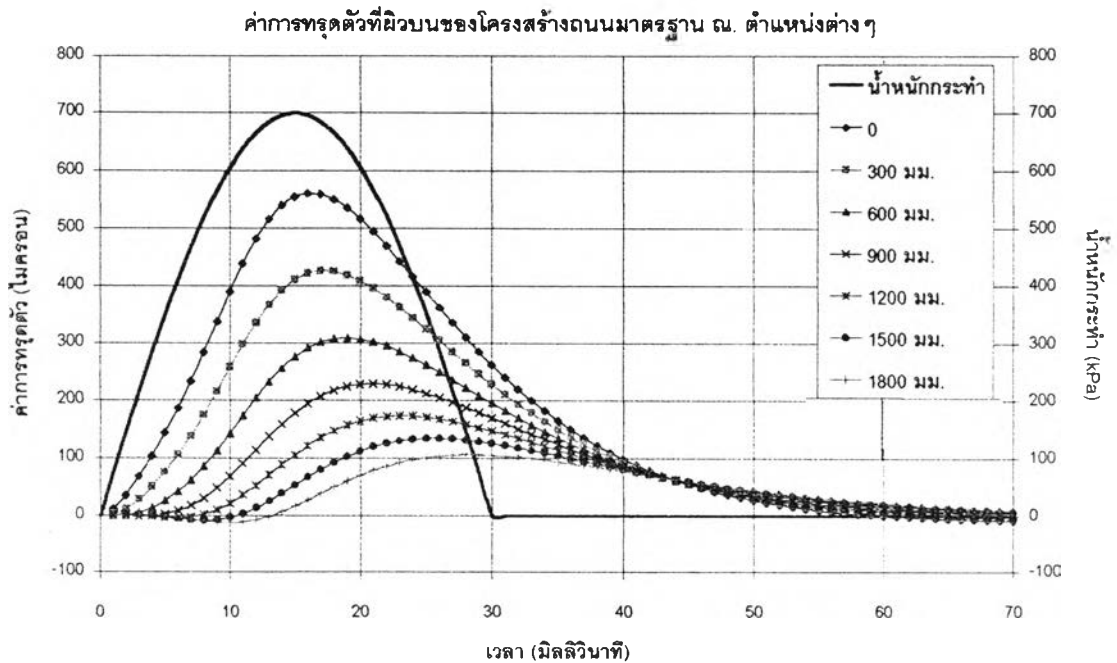
รูปที่ 4.11 การเปรียบเทียบน้ำหนักกระทำจากเครื่อง FWD ที่มีค่าน้ำหนักสูงสุดเท่ากับ 600 กิโลปาสคาล กับน้ำหนักกระทำที่จำลองขึ้นในการคำนวณ



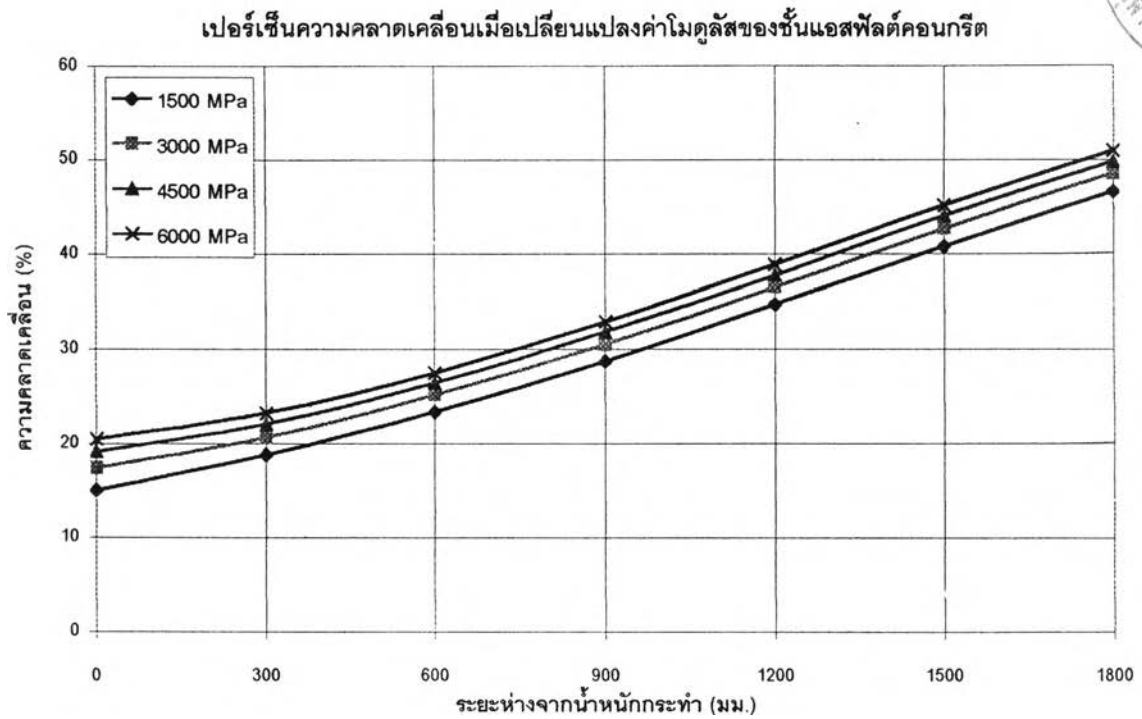
รูปที่ 4.12 การเปรียบเทียบน้ำหนักกระทำจากเครื่อง FWD ที่มีค่าน้ำหนักสูงสุดเท่ากับ 800 กิโลปาสคาล กับน้ำหนักกระทำที่จำลองขึ้นในการคำนวณ



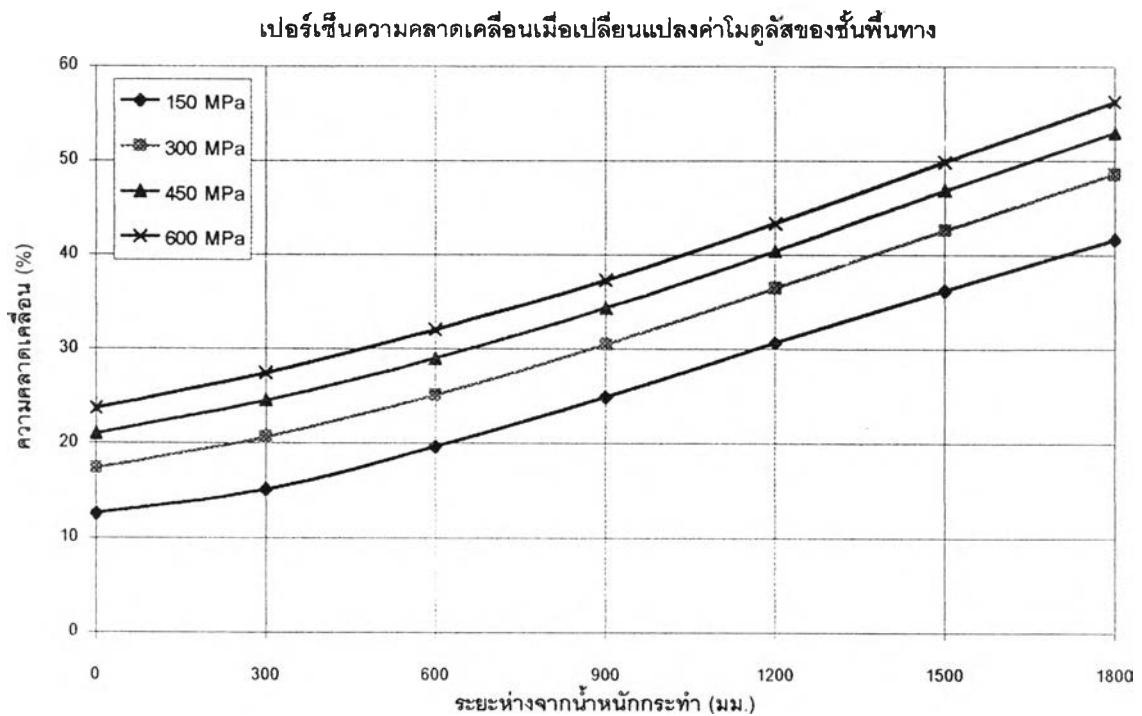
รูปที่ 4.13 การเปรียบเทียบน้ำหนักกระทำจากเครื่อง FWD ที่มีค่าหน่วยแรงสูงสุดเท่ากับ 1000 กิโลปาสคาล กับน้ำหนักกระทำที่จำลองขึ้นในการคำนวณ



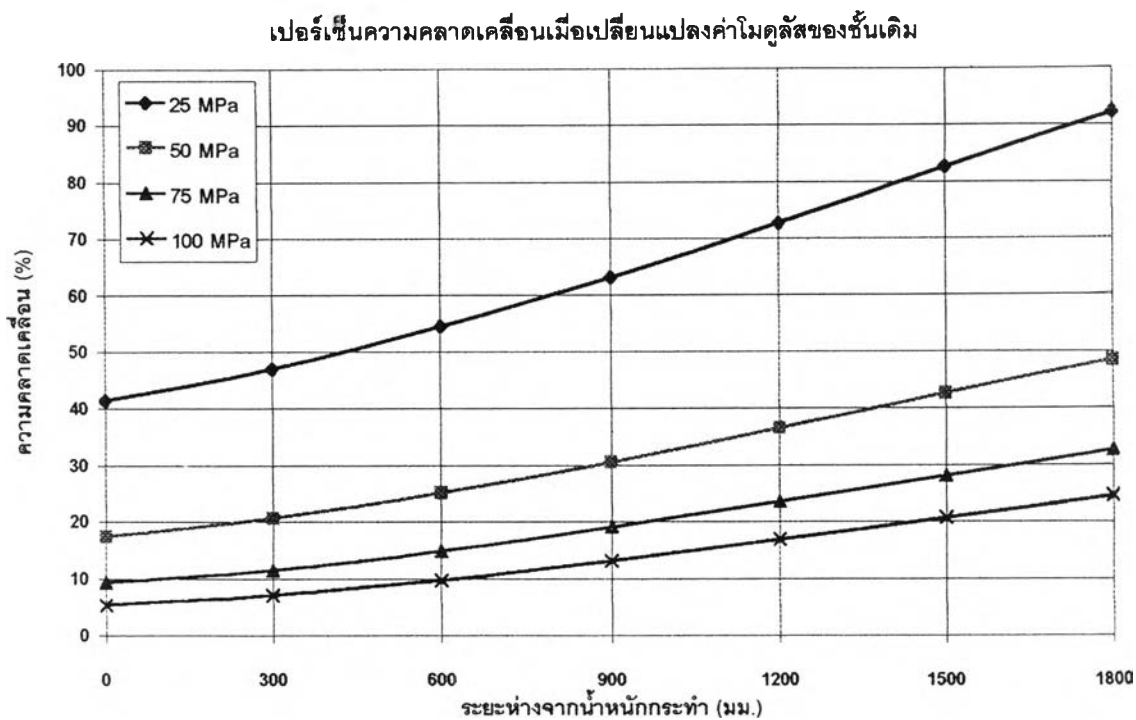
รูปที่ 4.14 การทรุดตัวที่ผิวบนของโครงสร้างถนนมาตรฐาน ณ ตำแหน่งต่างๆที่วัดจากศูนย์กลาง



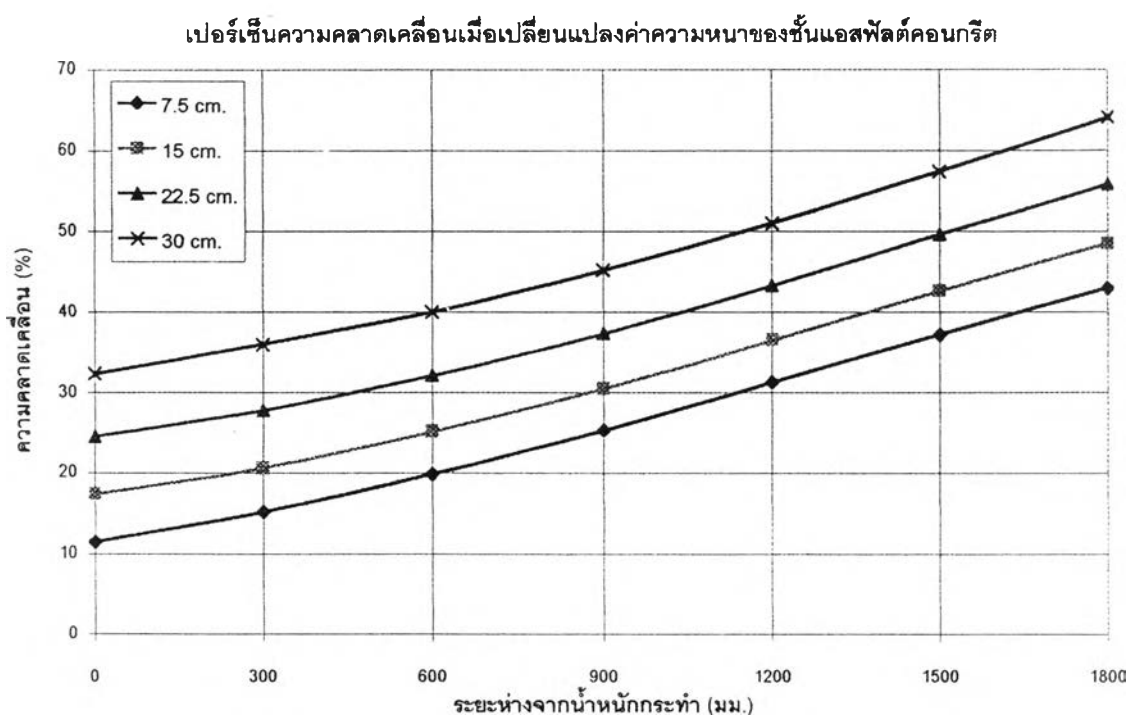
รูปที่ 4.15 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตโดยการวิเคราะห์แบบสถิตและพลวัต



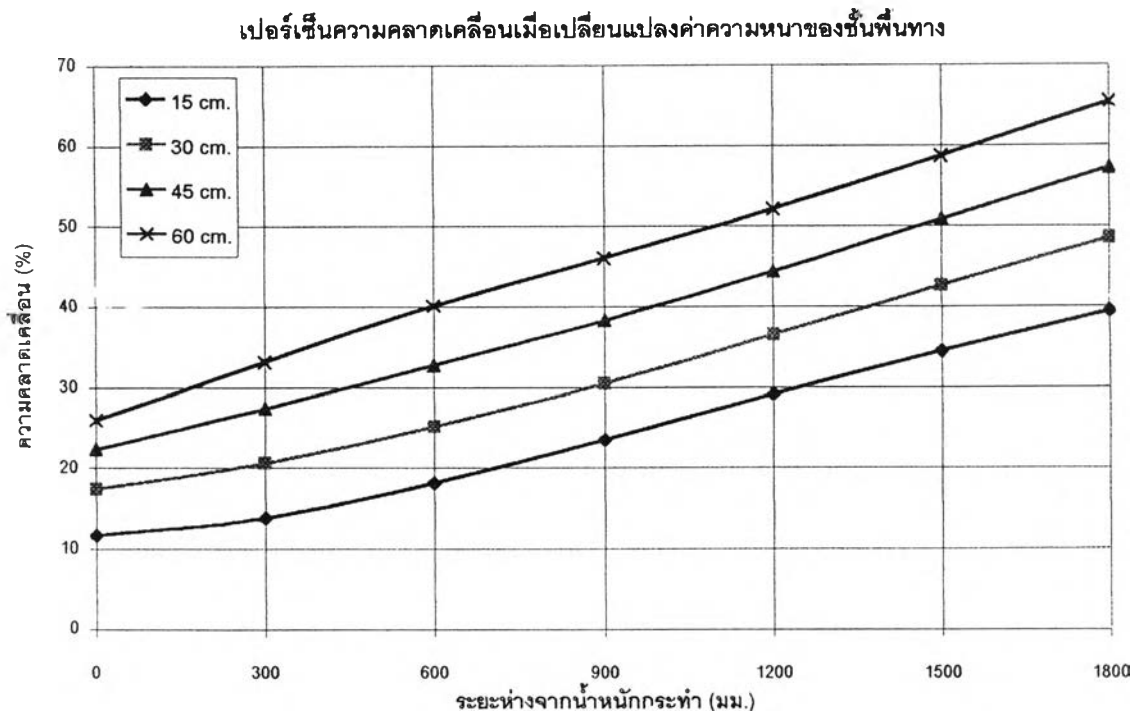
รูปที่ 4.16 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นพื้นทางโดยการวิเคราะห์แบบสถิตและพลวัต



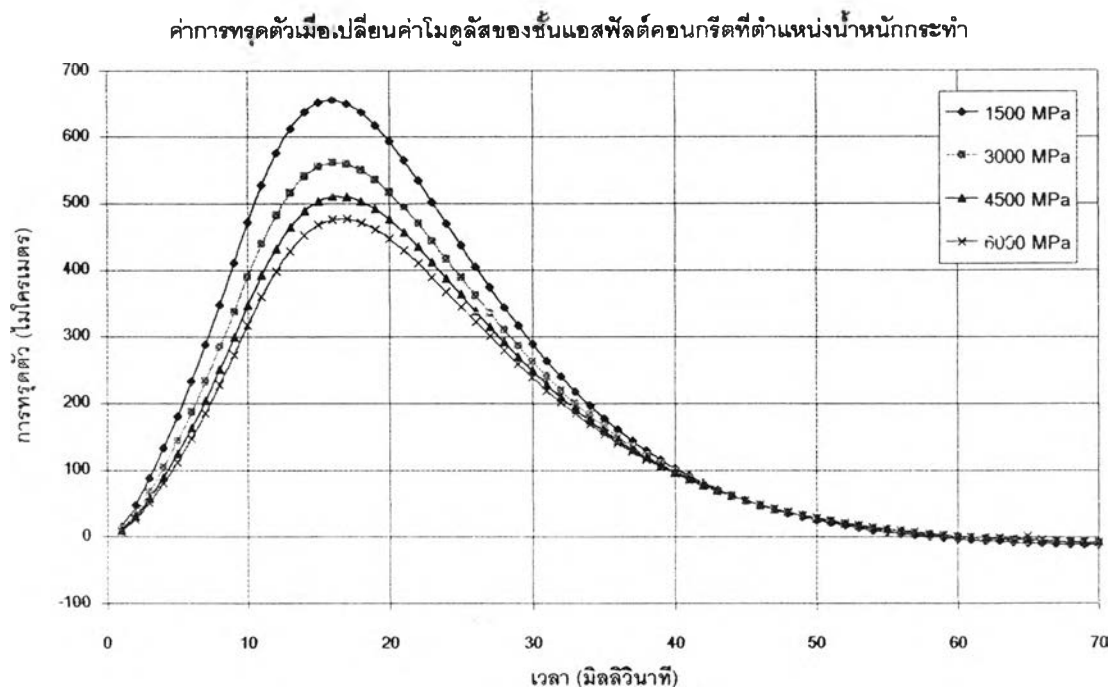
รูปที่ 4.17 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นดินเดิมโดยการวิเคราะห์แบบสถิตและพลวัต



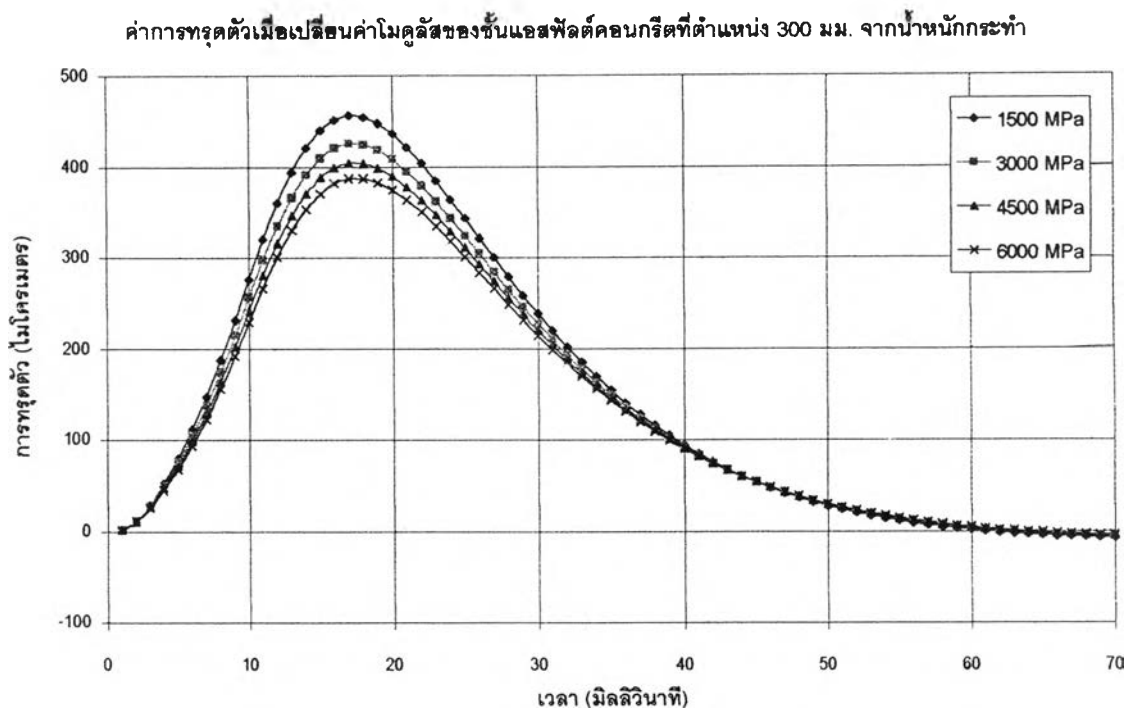
รูปที่ 4.18 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าความหนาในชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตโดยการวิเคราะห์แบบสถิตและพลวัต



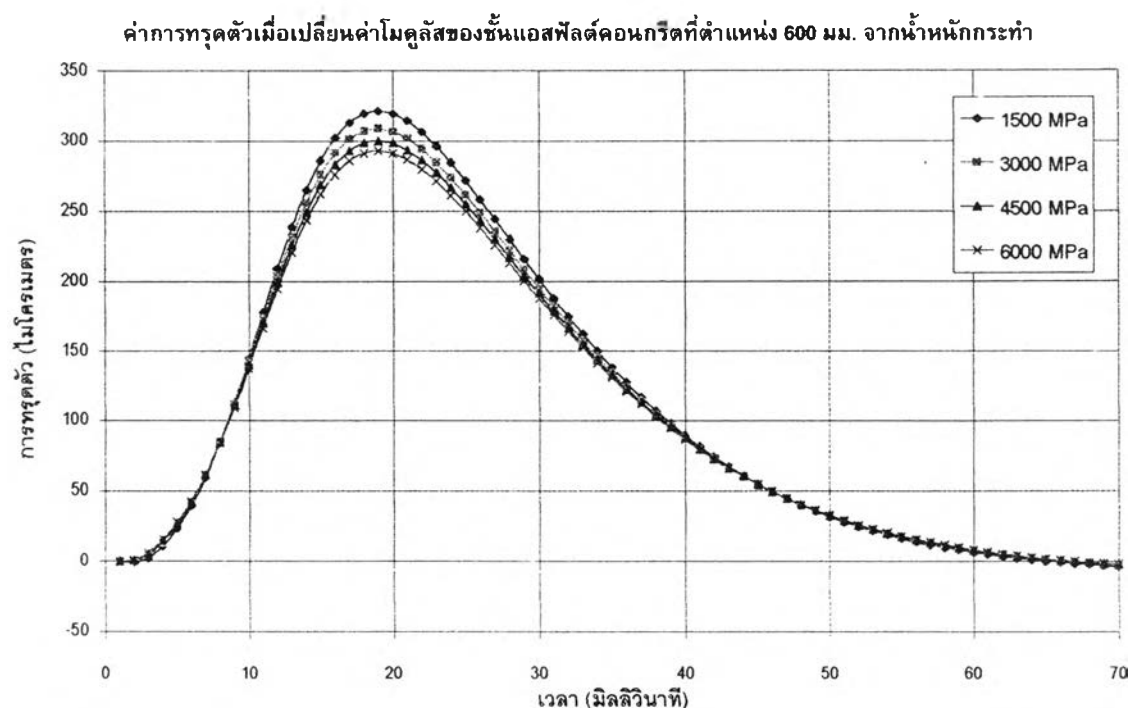
รูปที่ 4.19 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าความหนาในชั้นพื้นทางโดยการวิเคราะห์แบบสถิตและพลวัต



รูปที่ 4.20 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตที่ตำแหน่งหน้าหน้ากระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต

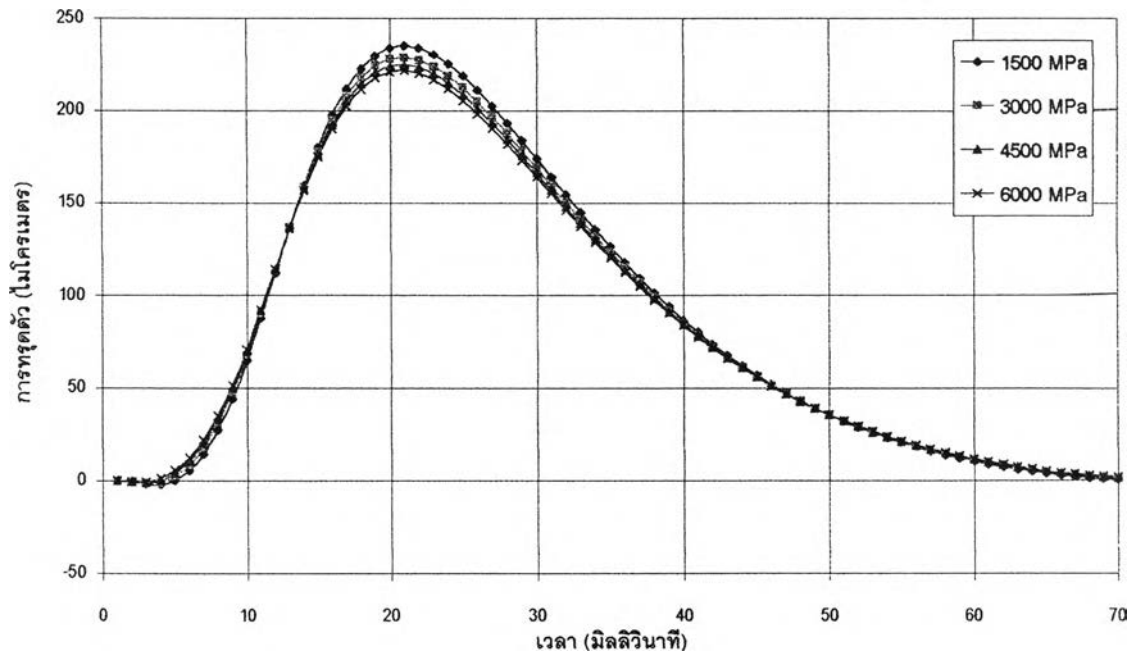


รูปที่ 4.21 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตที่ตำแหน่ง 300 มม. จากน้ำหนักระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



รูปที่ 4.22 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตที่ตำแหน่ง 600 มม. จากน้ำหนักระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต

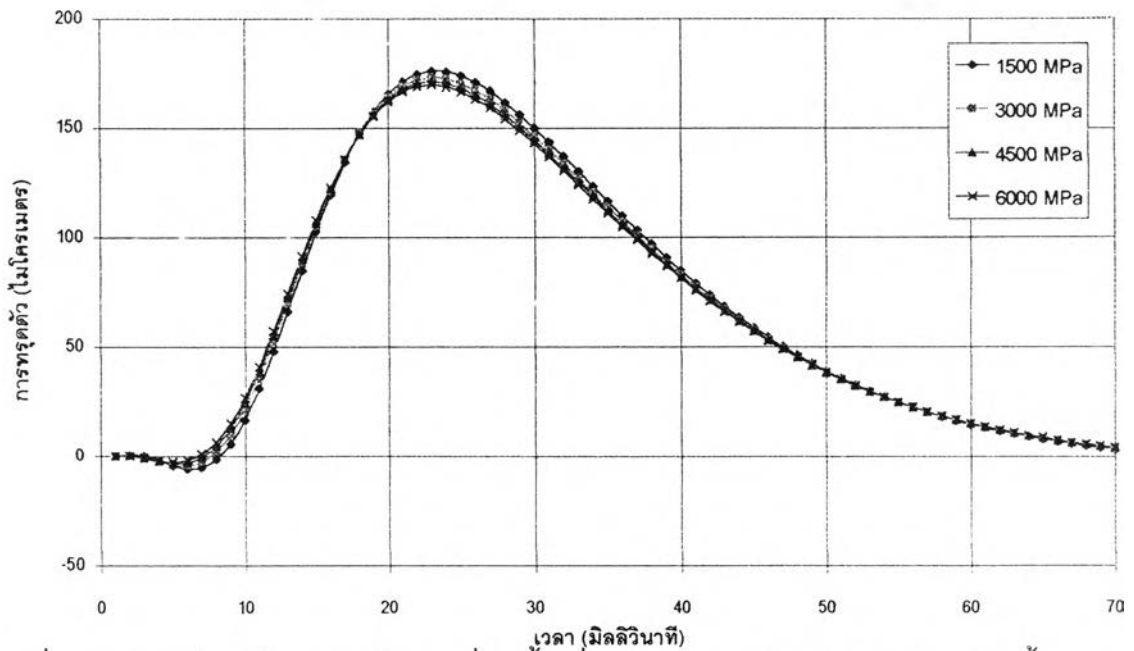
ค่าการทรุดตัวเมื่อเปลี่ยนค่าโมดูลัสของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตที่ตำแหน่ง 900 มม. จากน้ำหนักระทำ



รูปที่ 4.23 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้น

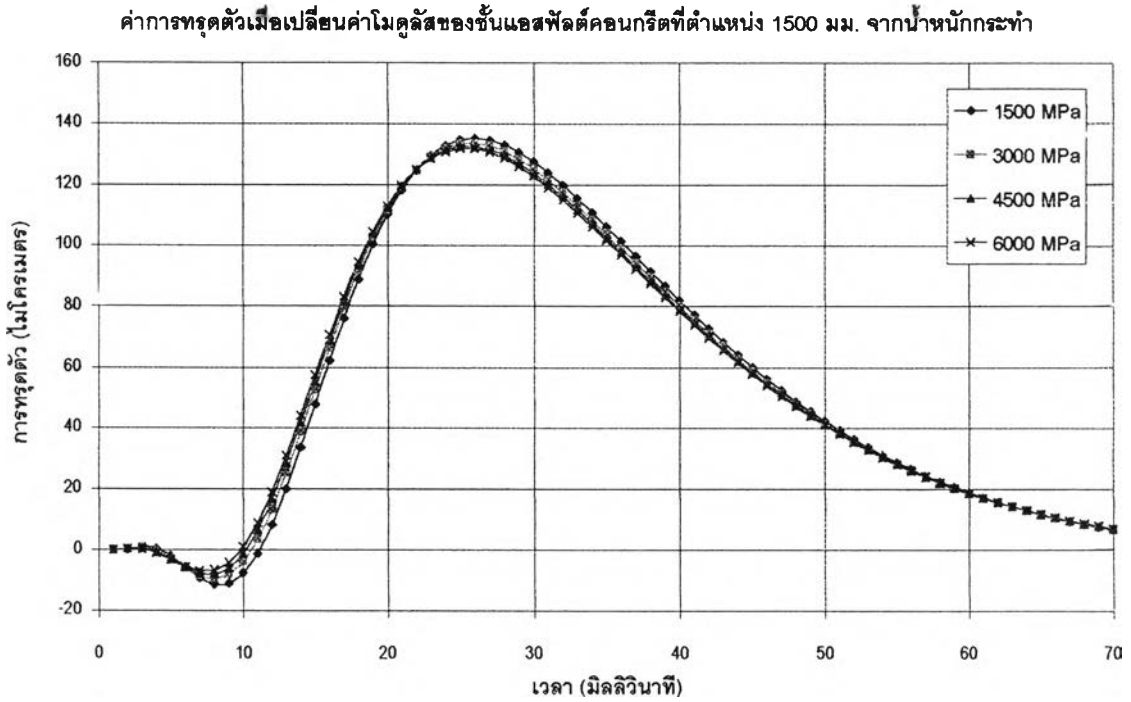
แอสฟัลต์คอนกรีตที่ตำแหน่ง 900 มม. จากน้ำหนักระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต

ค่าการทรุดตัวเมื่อเปลี่ยนค่าโมดูลัสของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตที่ตำแหน่ง 1200 มม. จากน้ำหนักระทำ

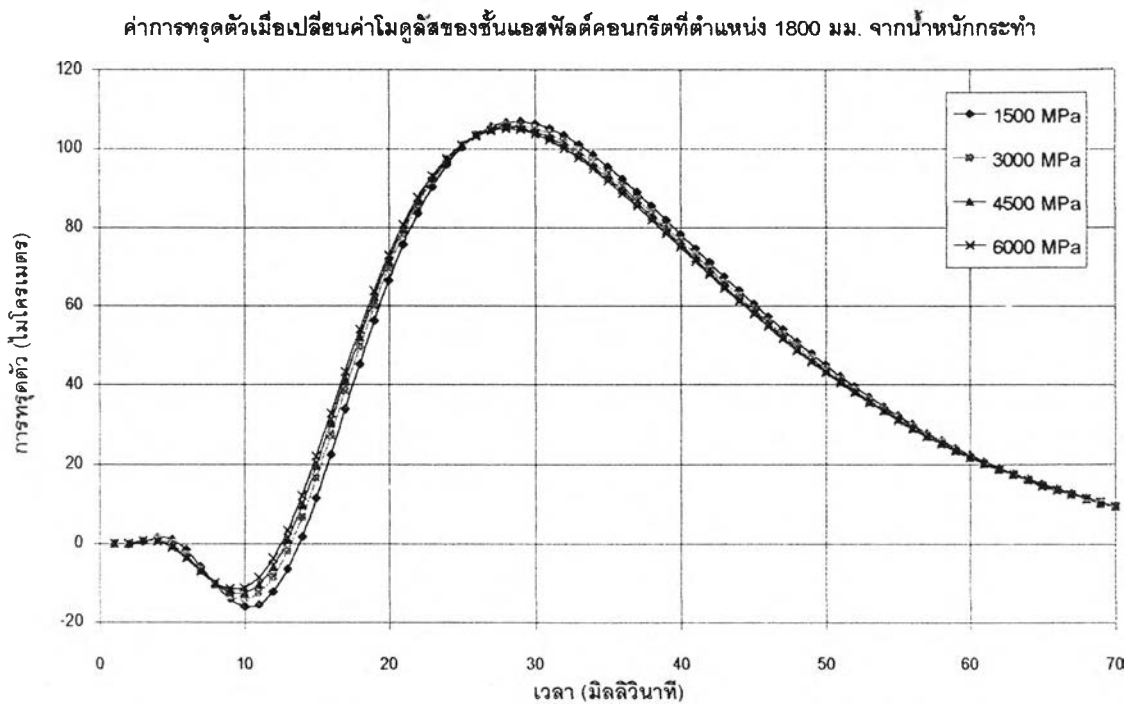


รูปที่ 4.24 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้น

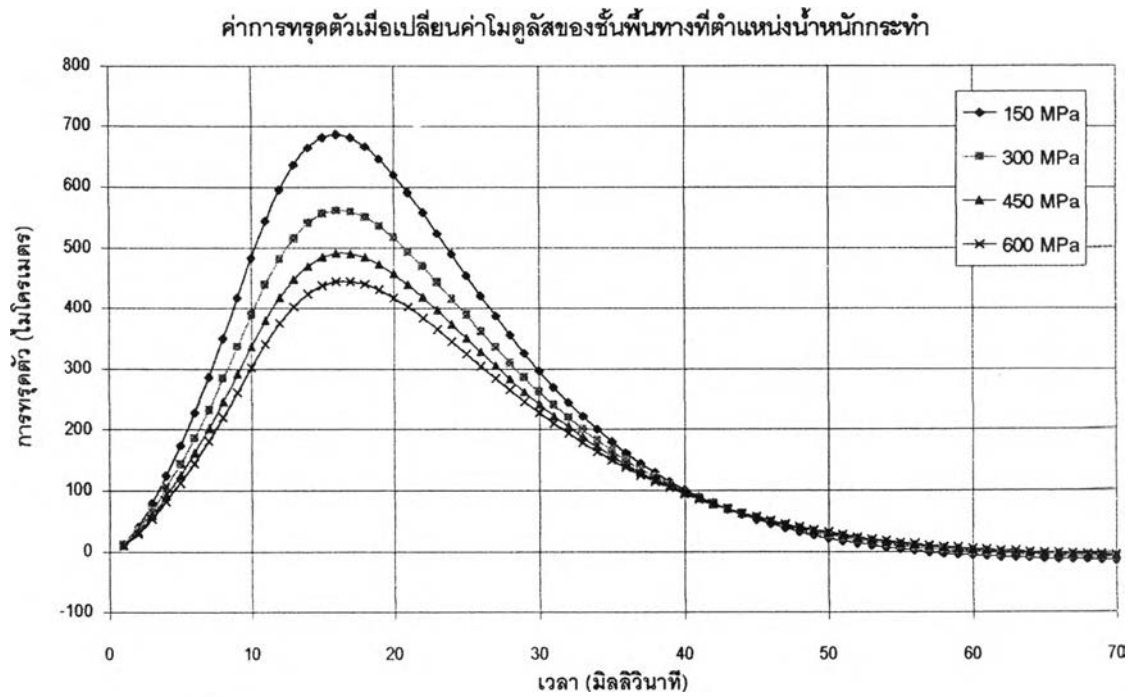
แอสฟัลต์คอนกรีตที่ตำแหน่ง 1200 มม. จากน้ำหนักระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



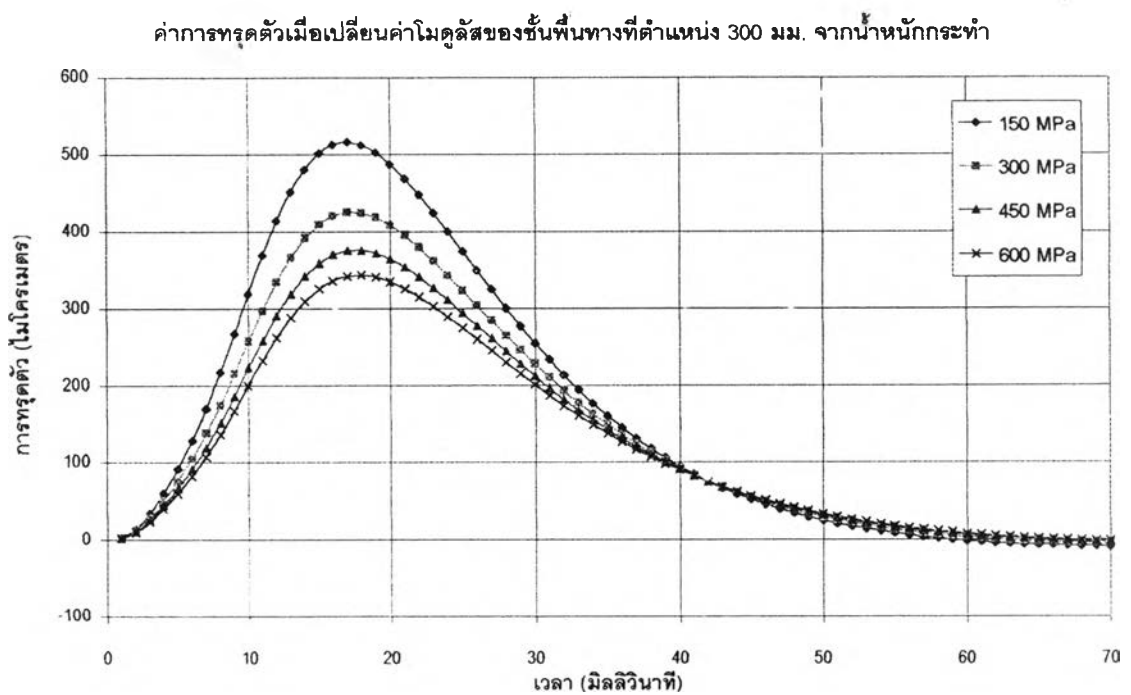
รูปที่ 4.25 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตที่ตำแหน่ง 1500 มม. จากน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



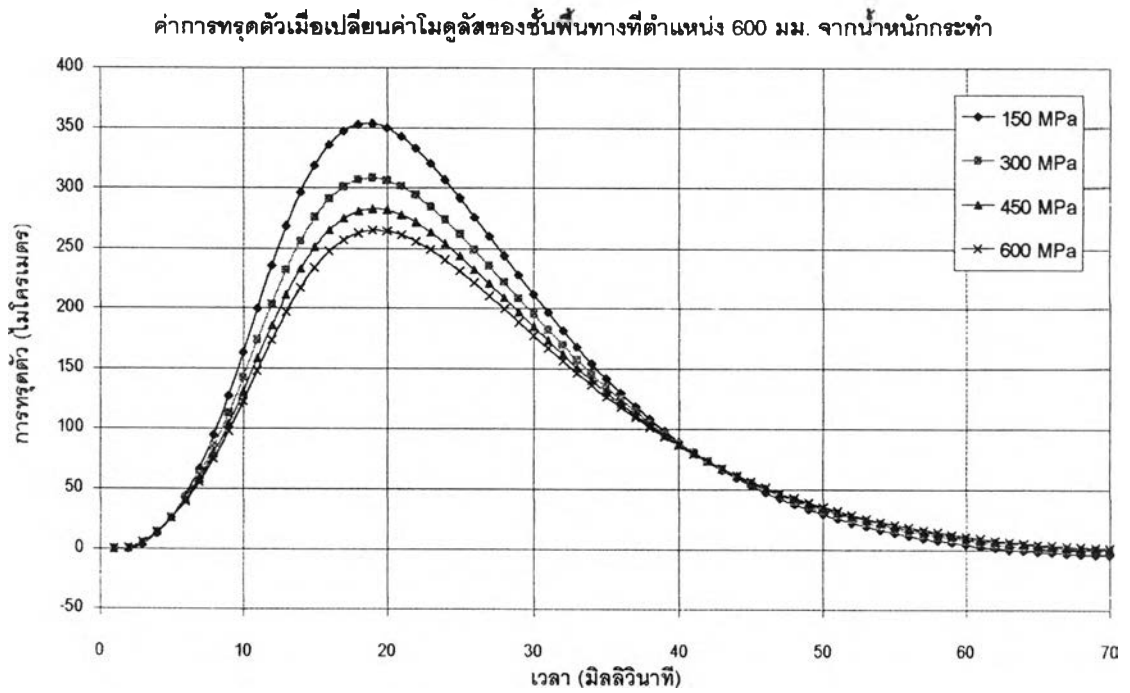
รูปที่ 4.26 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตที่ตำแหน่ง 1800 มม. จากน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



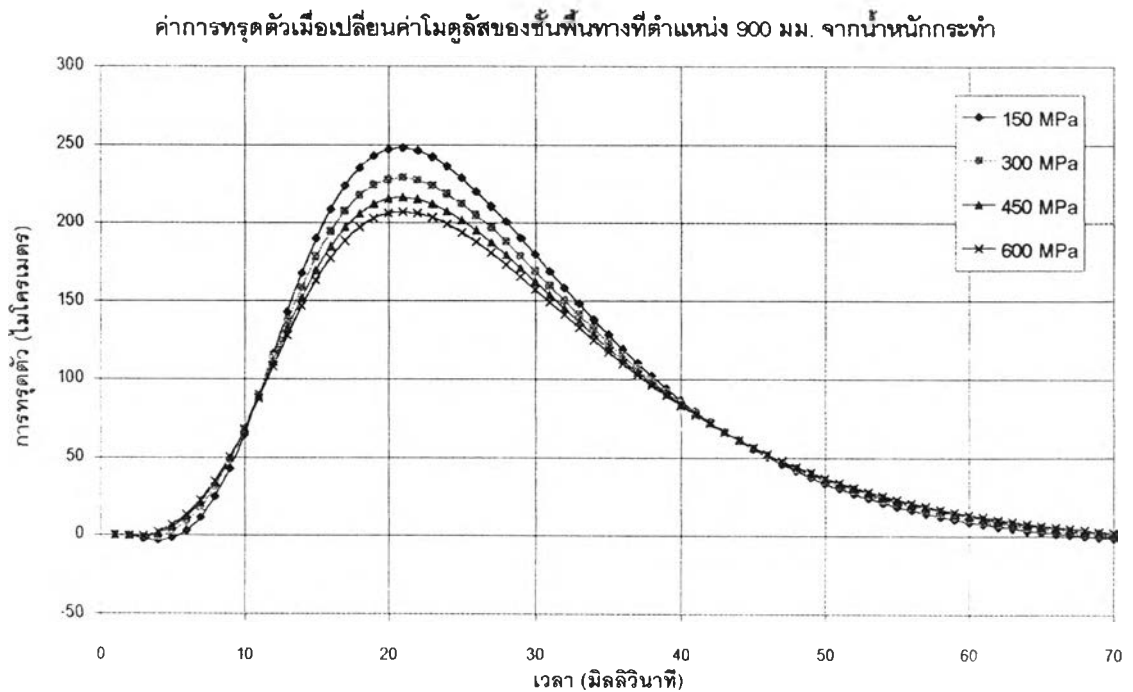
รูปที่ 4.27 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นพื้นทางที่ตำแหน่งน้ำหนักระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



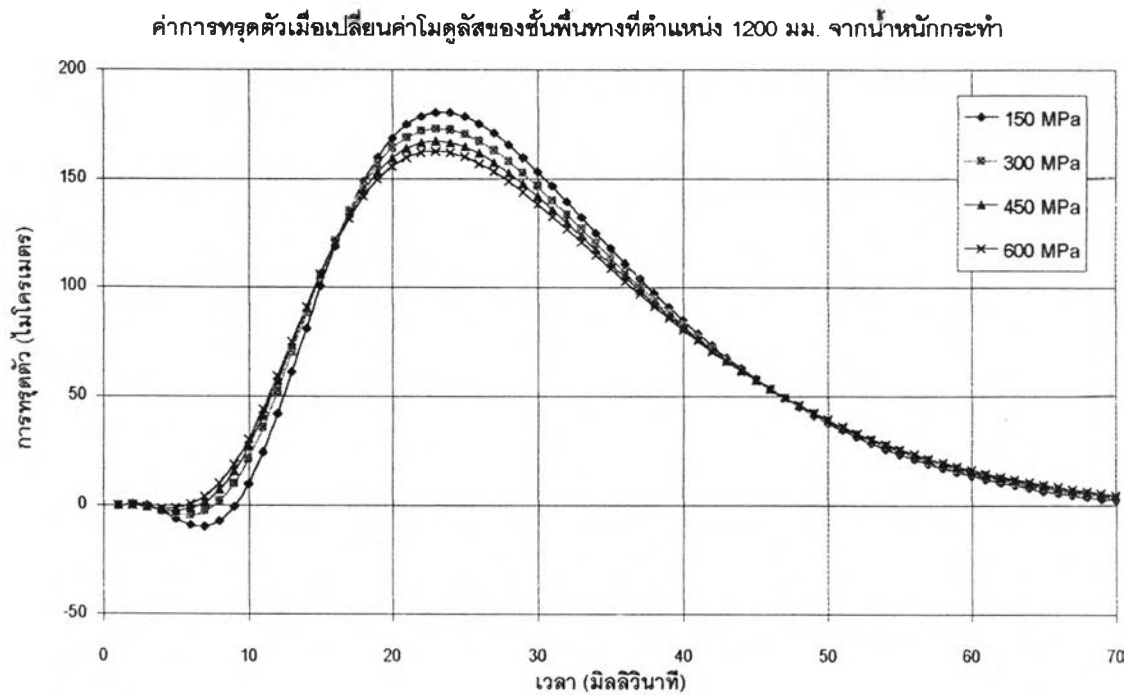
รูปที่ 4.28 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นพื้นทางที่ตำแหน่ง 300 มม. จากน้ำหนักระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



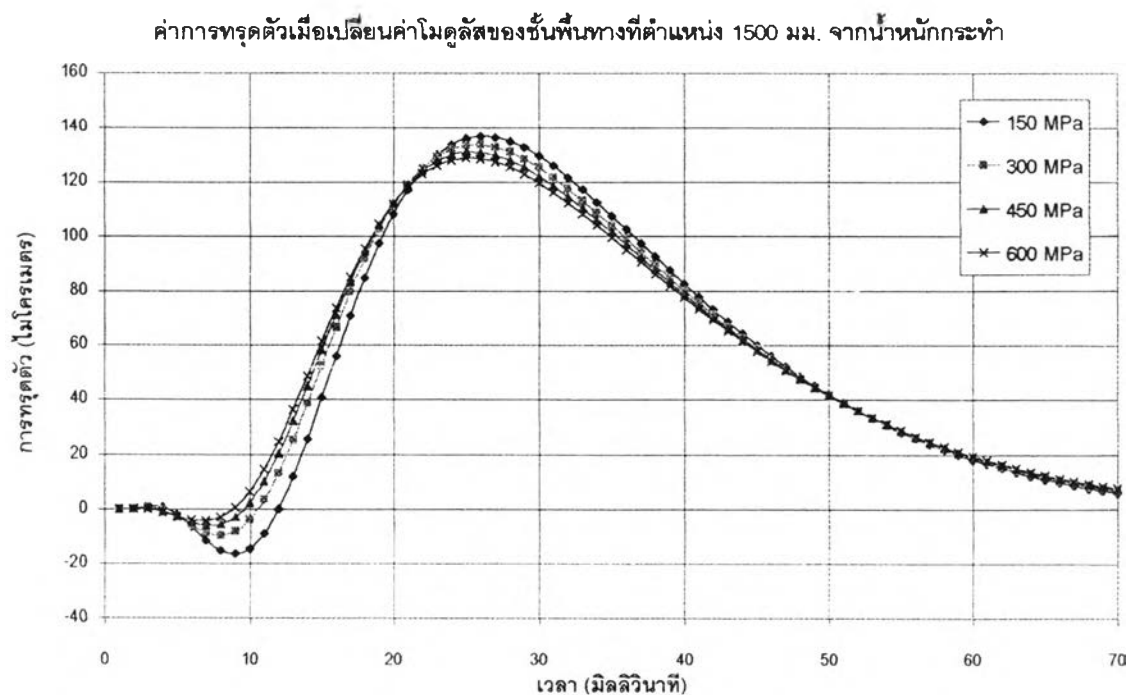
รูปที่ 4.29 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นพื้นทางที่ตำแหน่ง 600 มม. จากน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



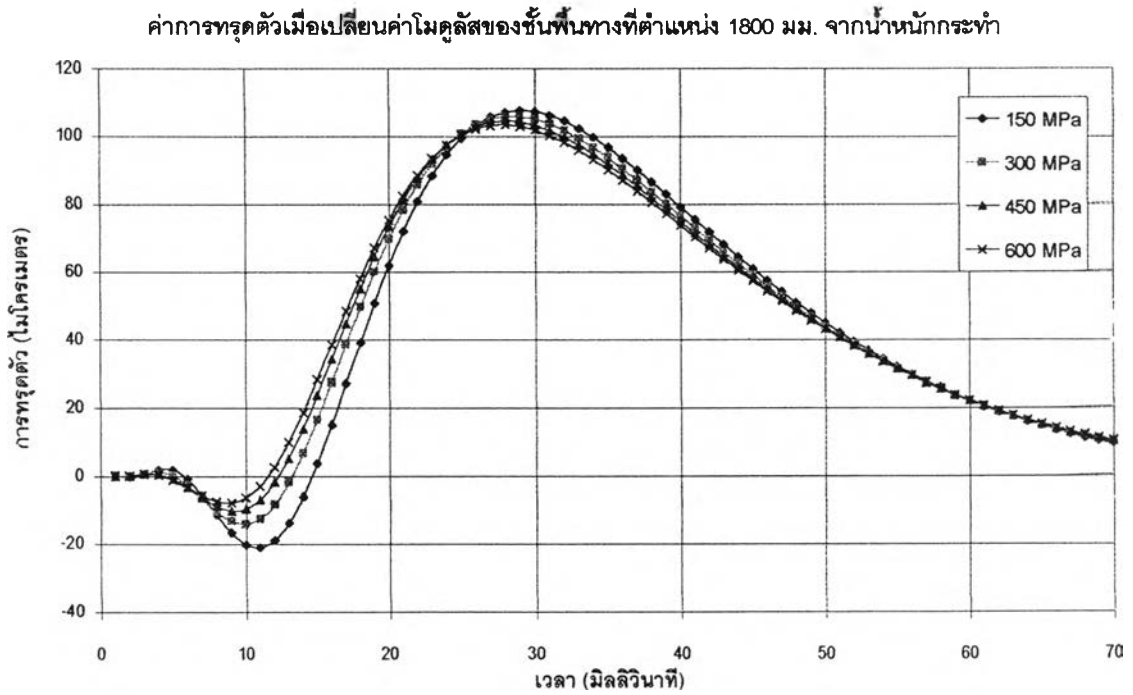
รูปที่ 4.30 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นพื้นทางที่ตำแหน่ง 900 มม. จากน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



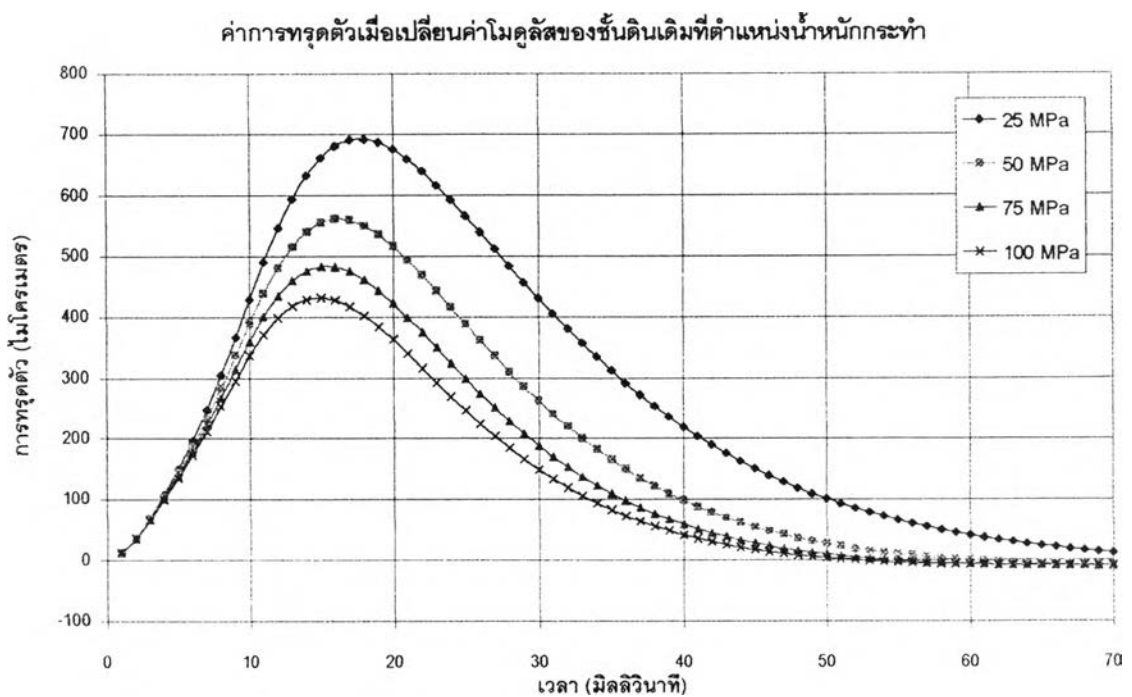
รูปที่ 4.31 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นพื้นทางที่ตำแหน่ง 1200 มม. จากน้ำหนักระกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



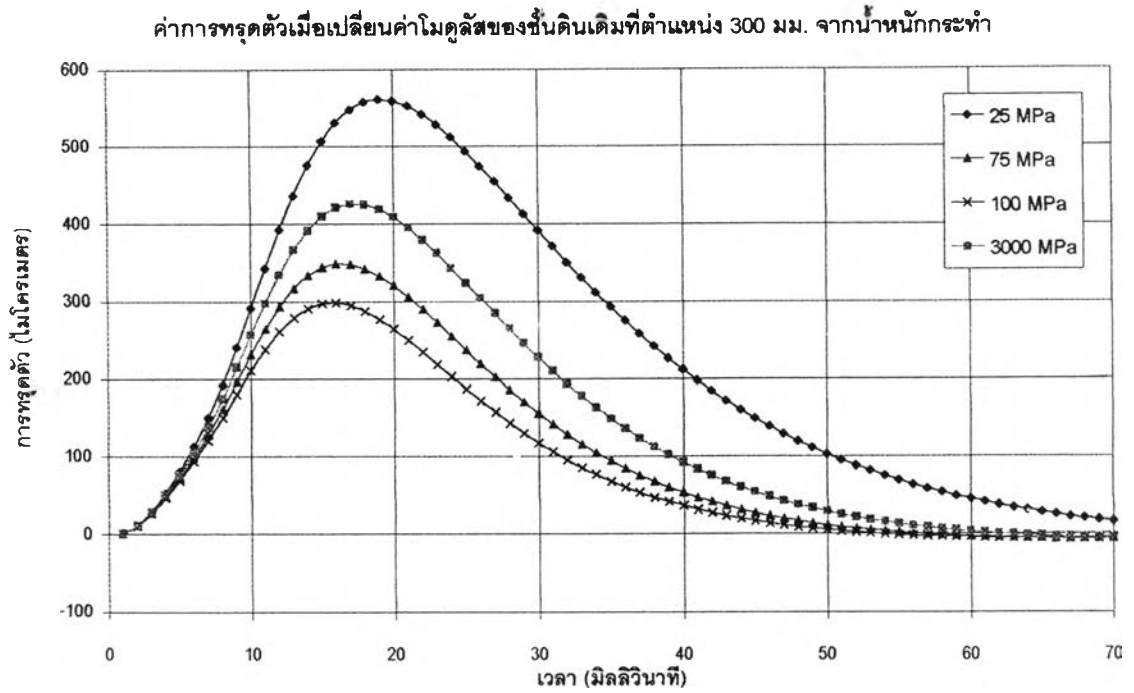
รูปที่ 4.32 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นพื้นทางที่ตำแหน่ง 1500 มม. จากน้ำหนักระกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



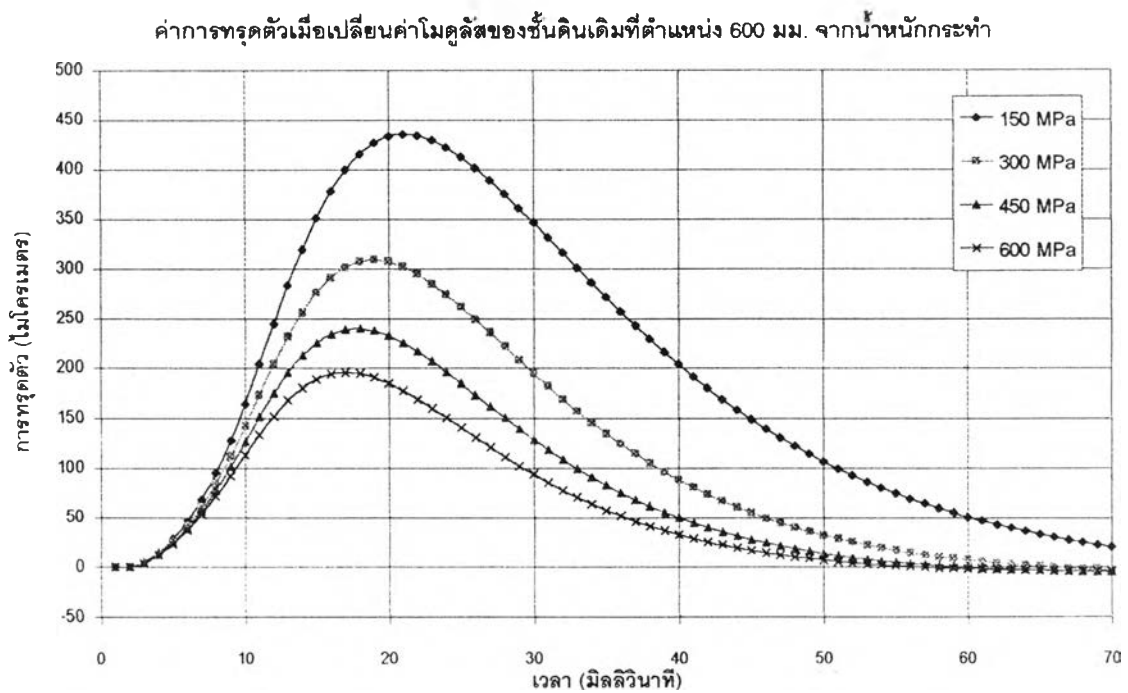
รูปที่ 4.33 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นพื้นทางที่ตำแหน่ง 1800 มม. จากน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



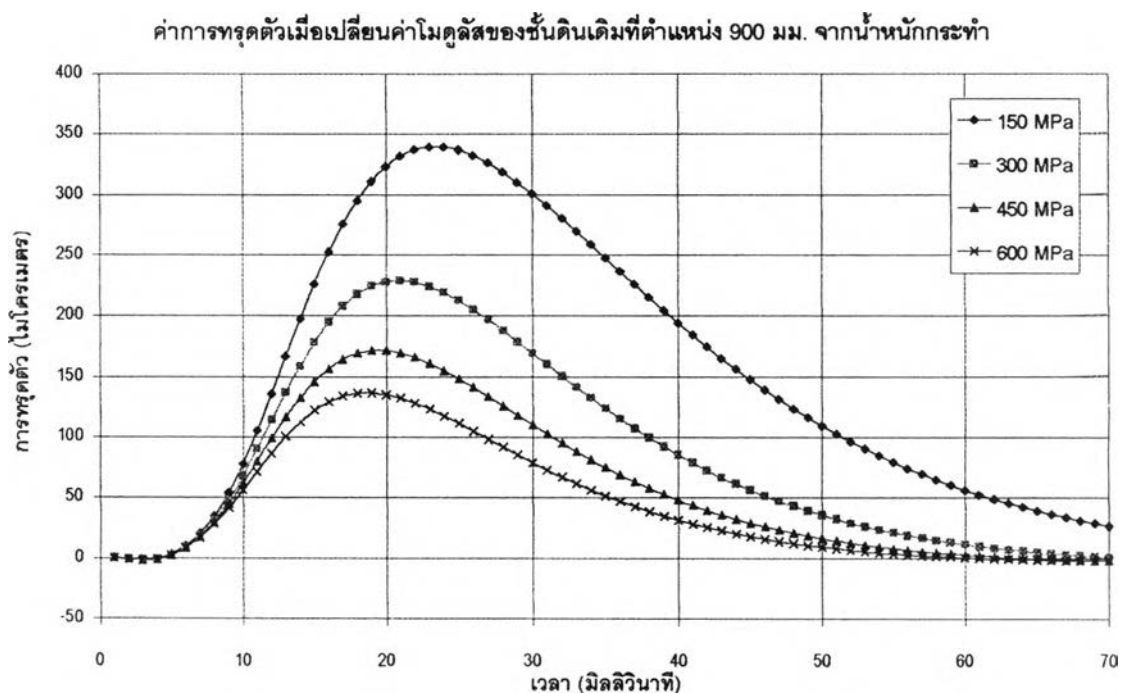
รูปที่ 4.34 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นดินเดิมที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



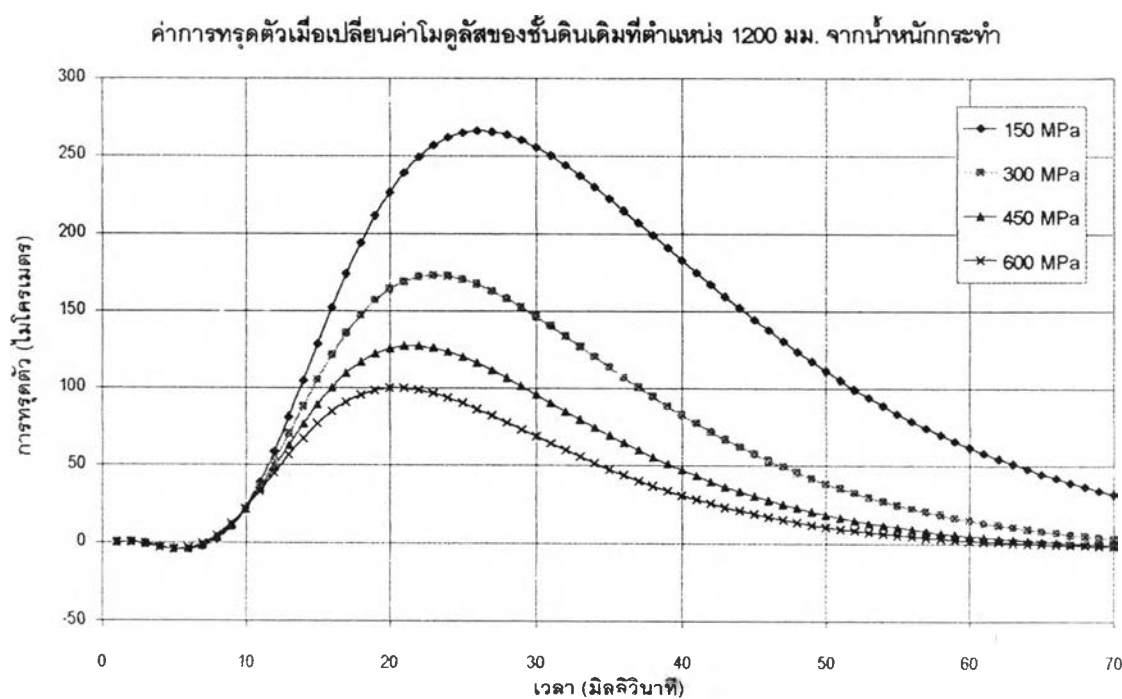
รูปที่ 4.35 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นดินเดิมที่ตำแหน่ง 300 มม. จากน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



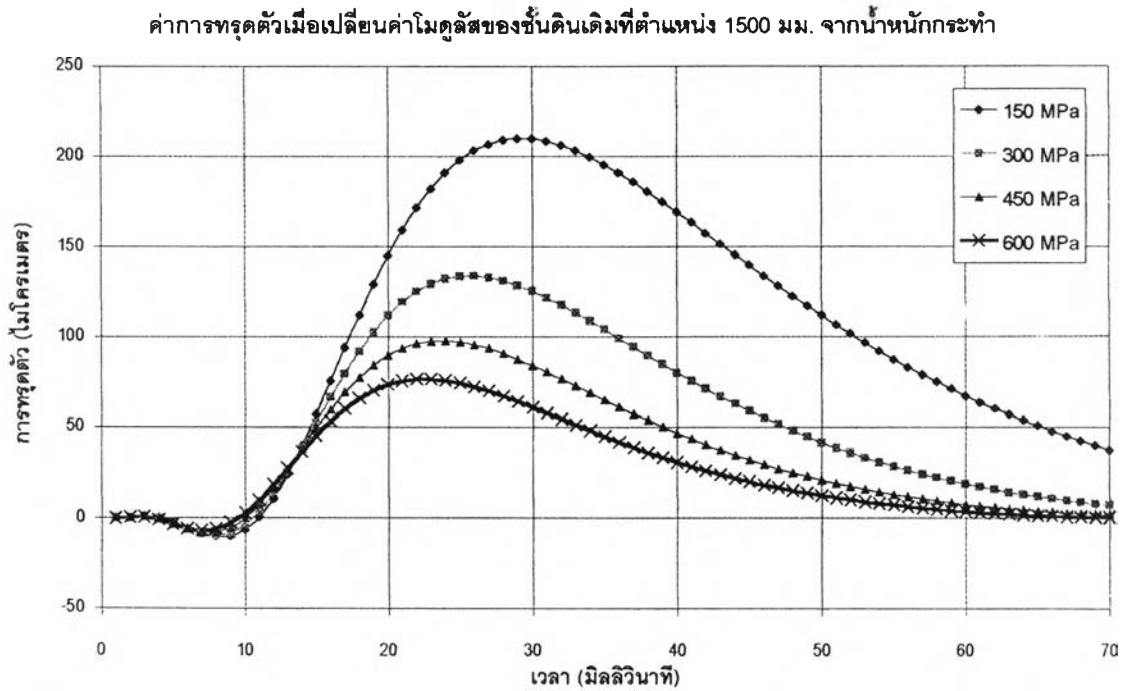
รูปที่ 4.36 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นดินเดิมที่ตำแหน่ง 600 มม. จากน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



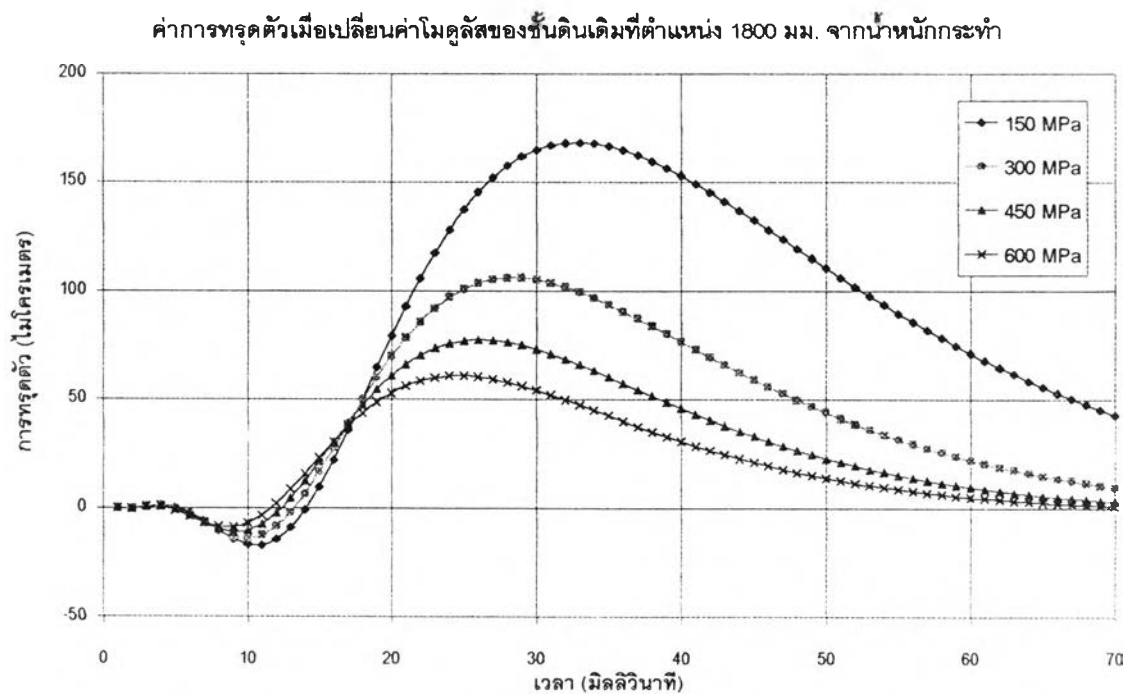
รูปที่ 4.37 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นดินเดิมที่ตำแหน่ง 900 มม. จากน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



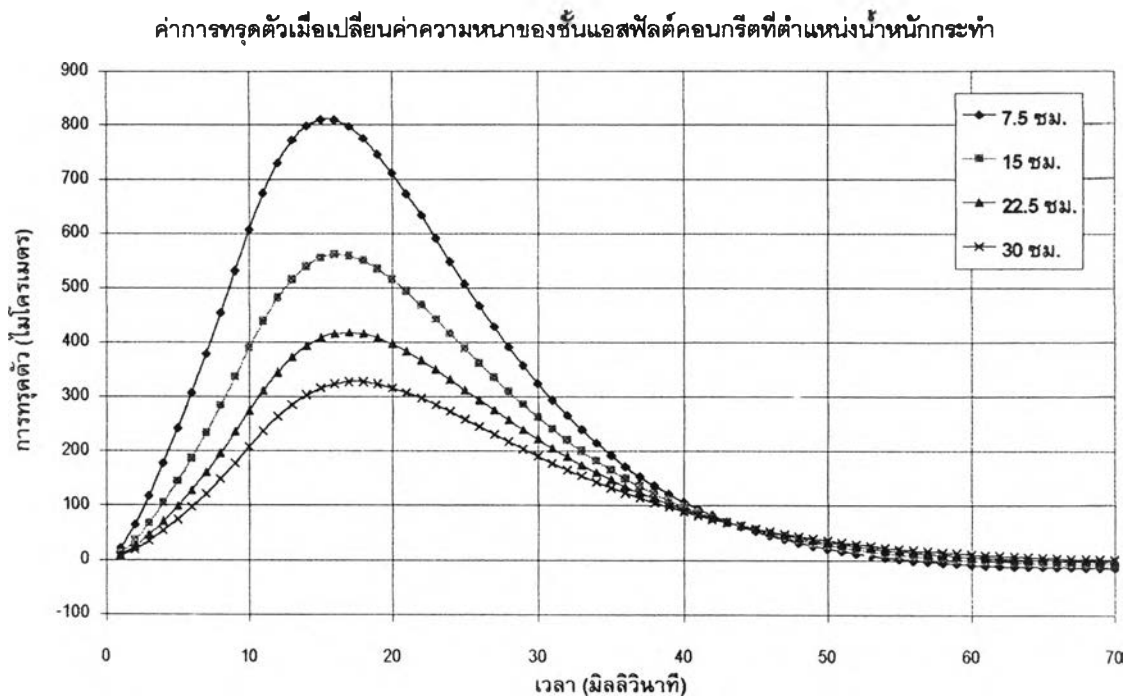
รูปที่ 4.38 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นดินเดิมที่ตำแหน่ง 1200 มม. จากน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



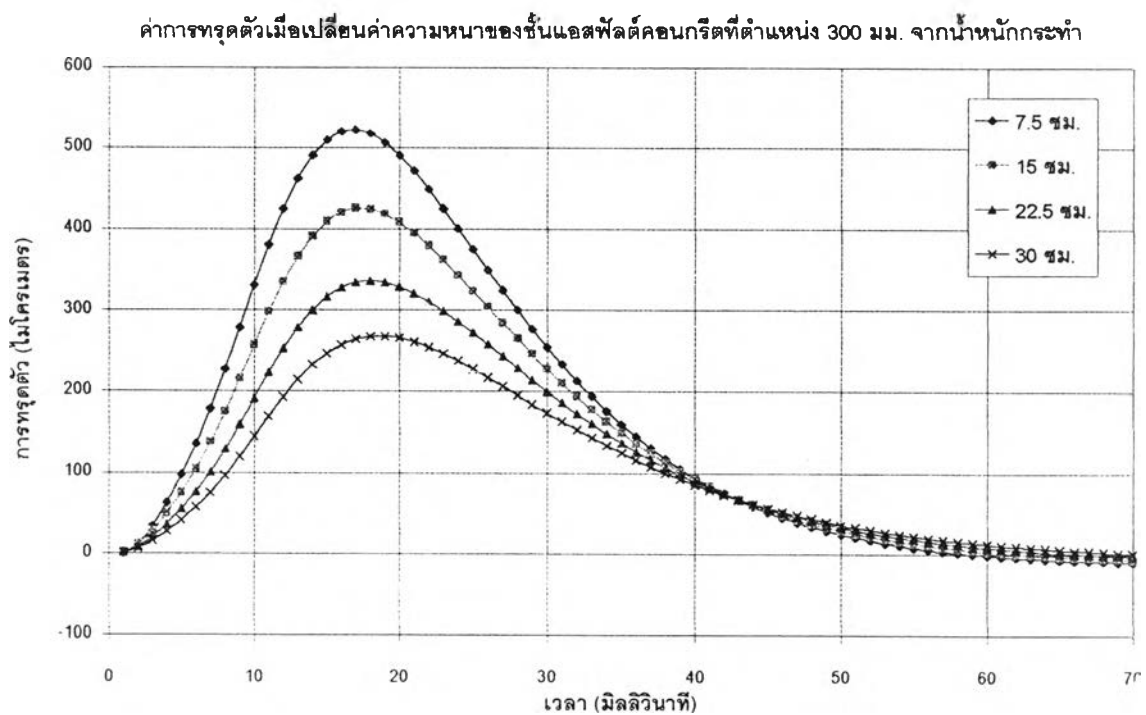
รูปที่ 4.39 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นดินเดิมที่ตำแหน่ง 1500 มม. จากน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



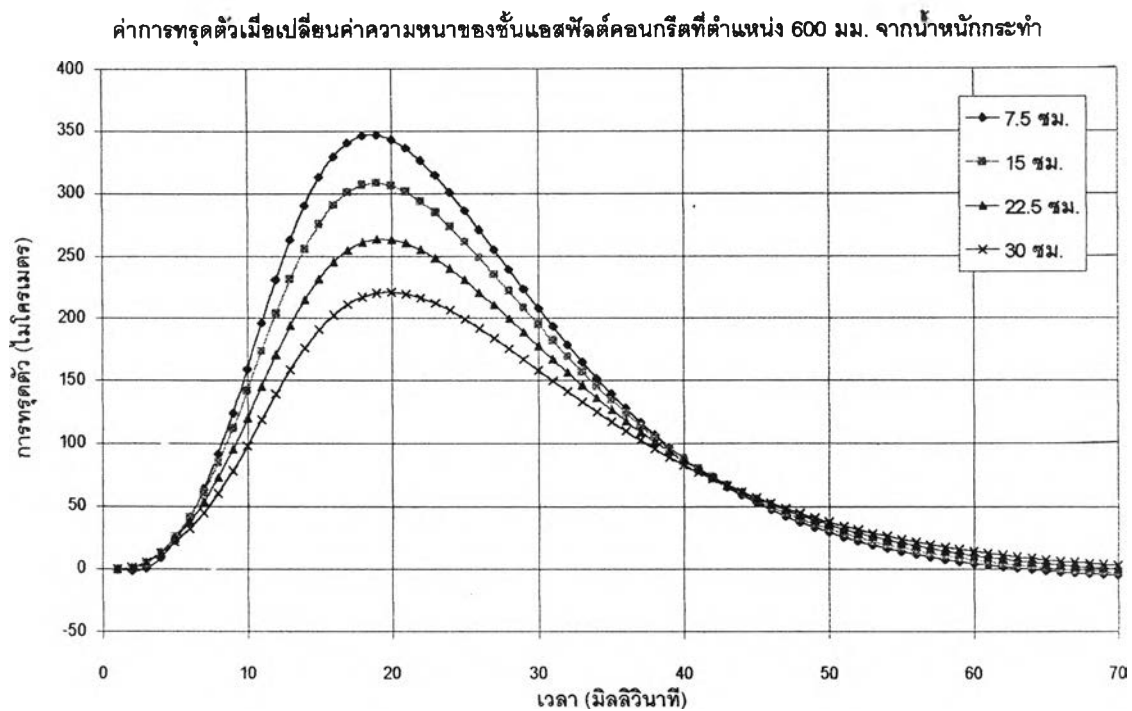
รูปที่ 4.40 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของค่าโมดูลัสในชั้นดินเดิมที่ตำแหน่ง 1800 มม. จากน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



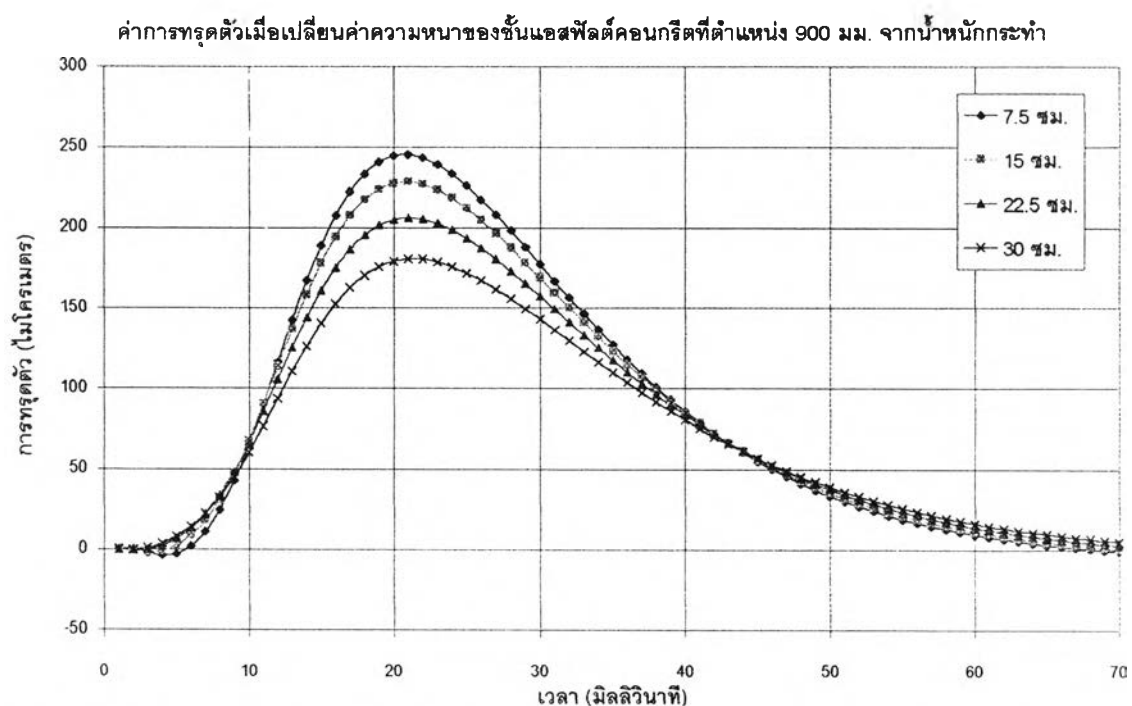
รูปที่ 4.41 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของความหนาในชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตที่ตำแหน่งน้ำหนักระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



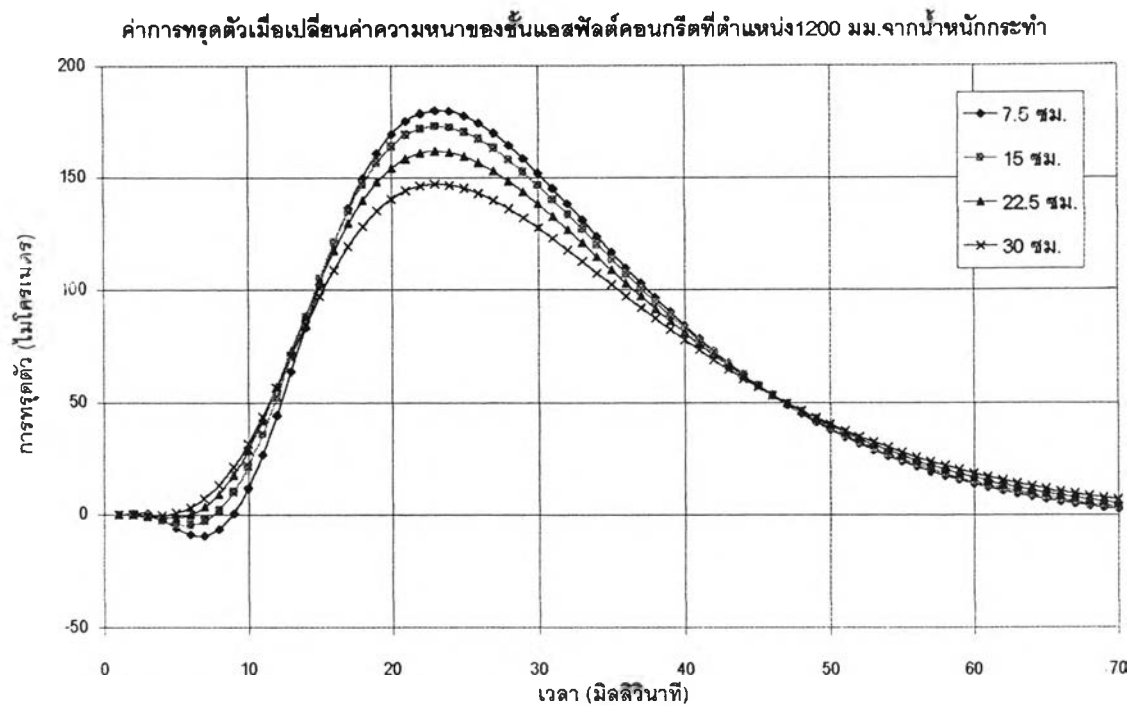
รูปที่ 4.42 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของความหนาในชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตที่ตำแหน่ง 300 มม. จากน้ำหนักระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



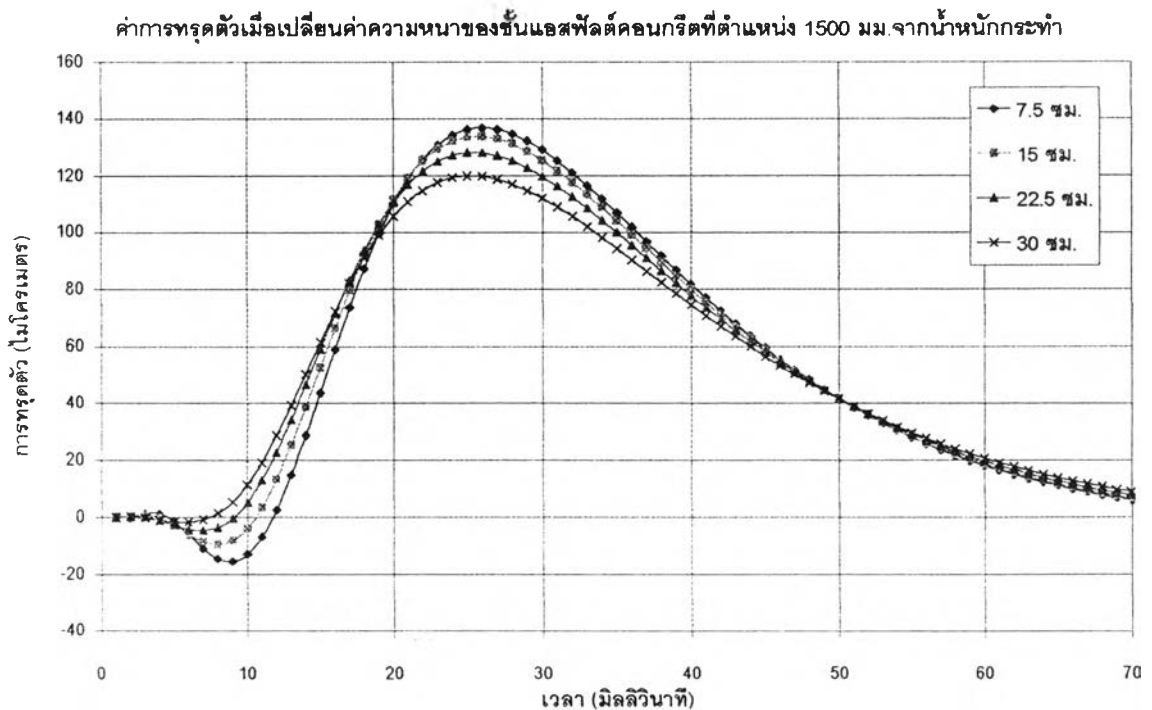
รูปที่ 4.43 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของความหนาในชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตที่ตำแหน่ง 600 มม. จากน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



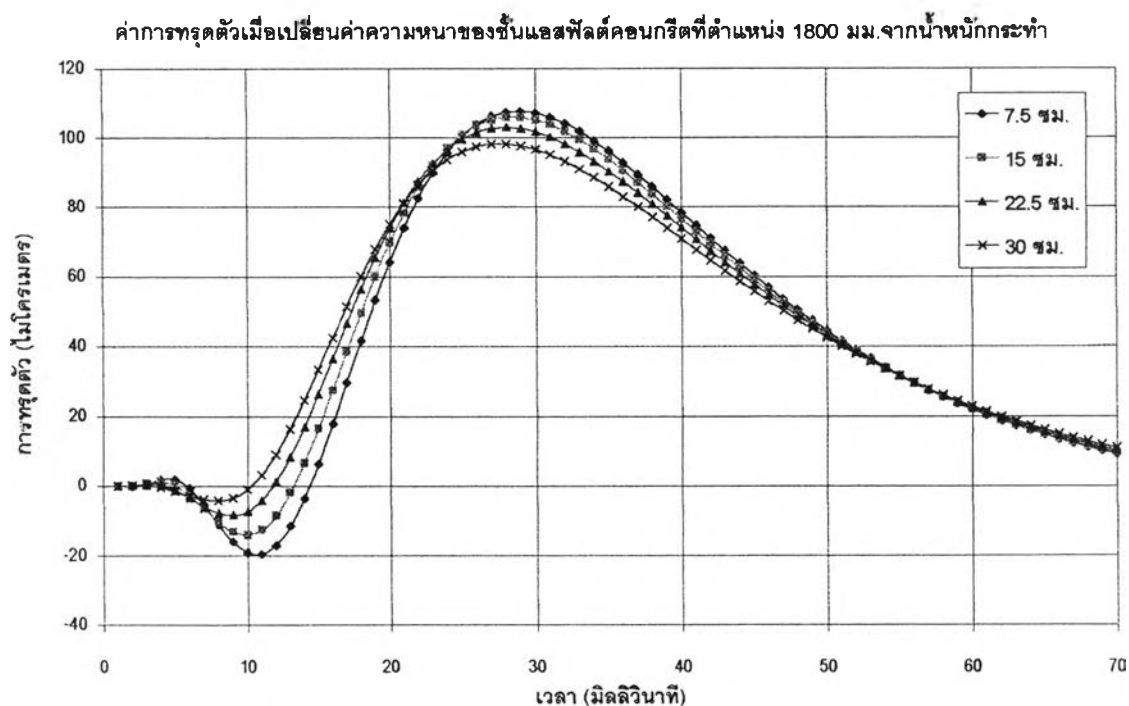
รูปที่ 4.44 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของความหนาในชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตที่ตำแหน่ง 900 มม. จากน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



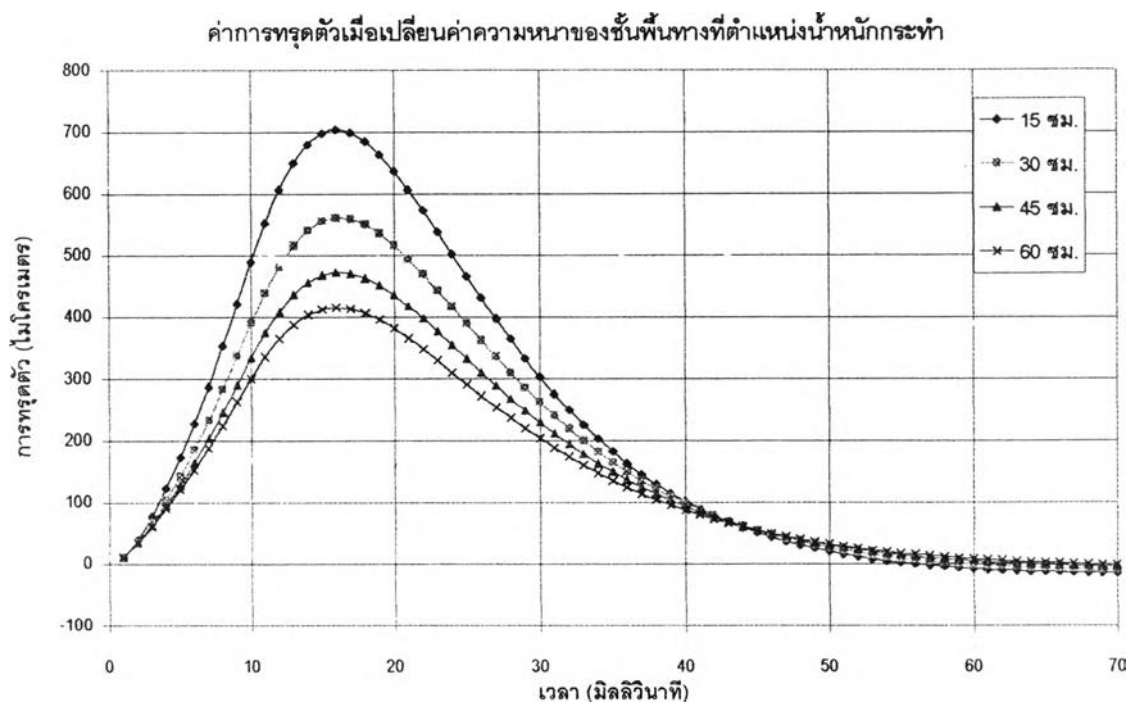
รูปที่ 4.45 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของความหนาในชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตที่ตำแหน่ง 1200 มม. จากน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



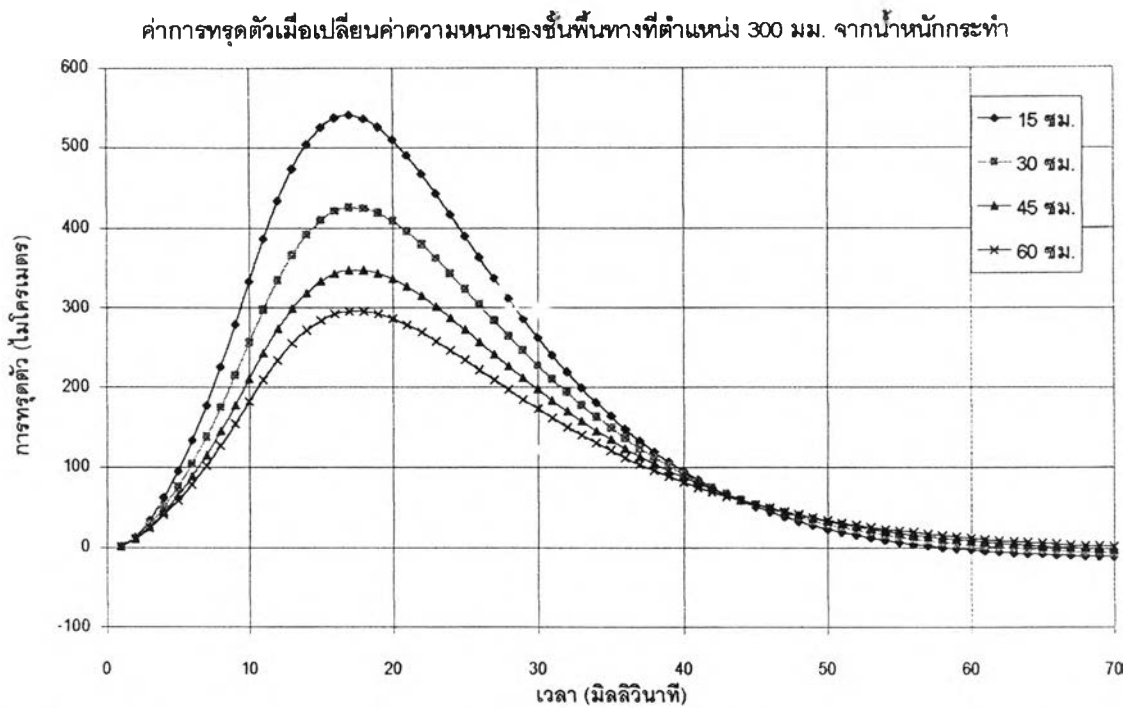
รูปที่ 4.46 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของความหนาในชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตที่ตำแหน่ง 1500 มม. จากน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



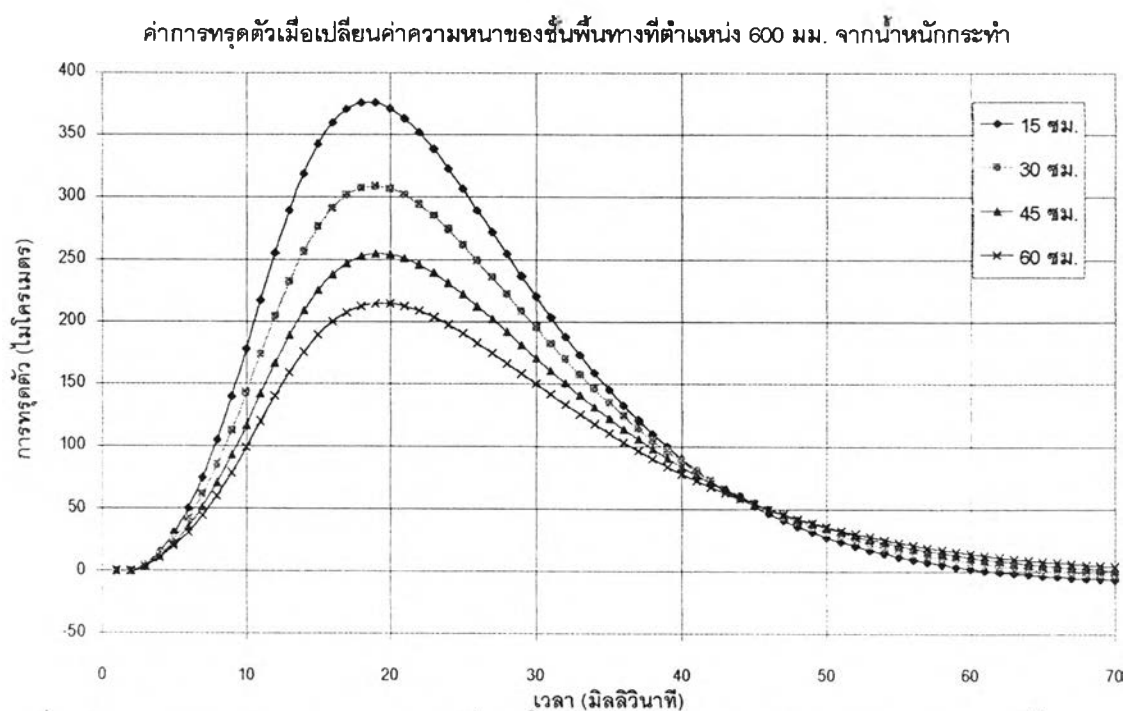
รูปที่ 4.47 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของความหนาในชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตที่ตำแหน่ง 1800 มม. จากน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



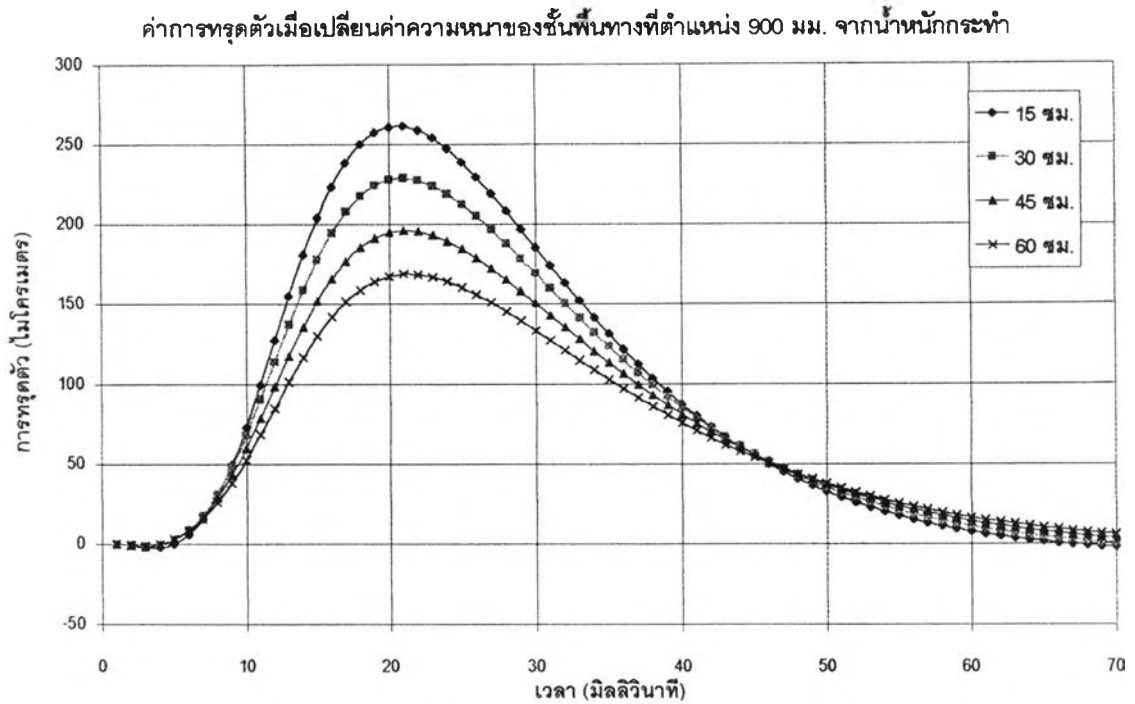
รูปที่ 4.48 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของความหนาในชั้นพื้นทางที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



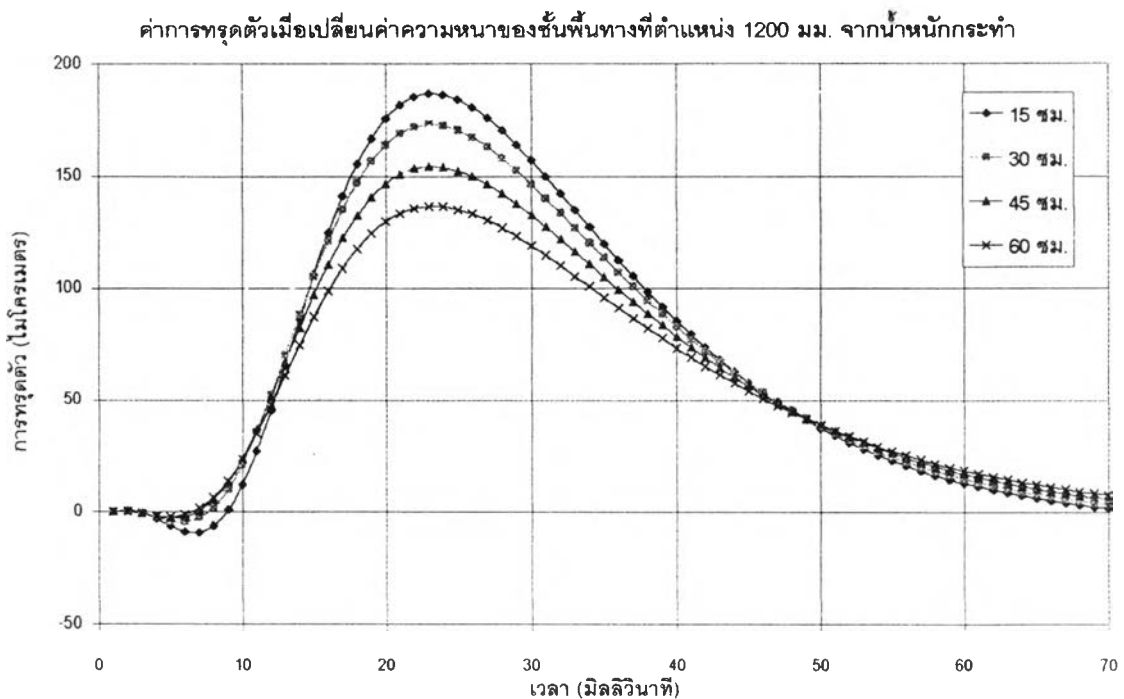
รูปที่ 4.49 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของความหนาในชั้นพื้นทางที่ตำแหน่ง 300 มม. จากน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



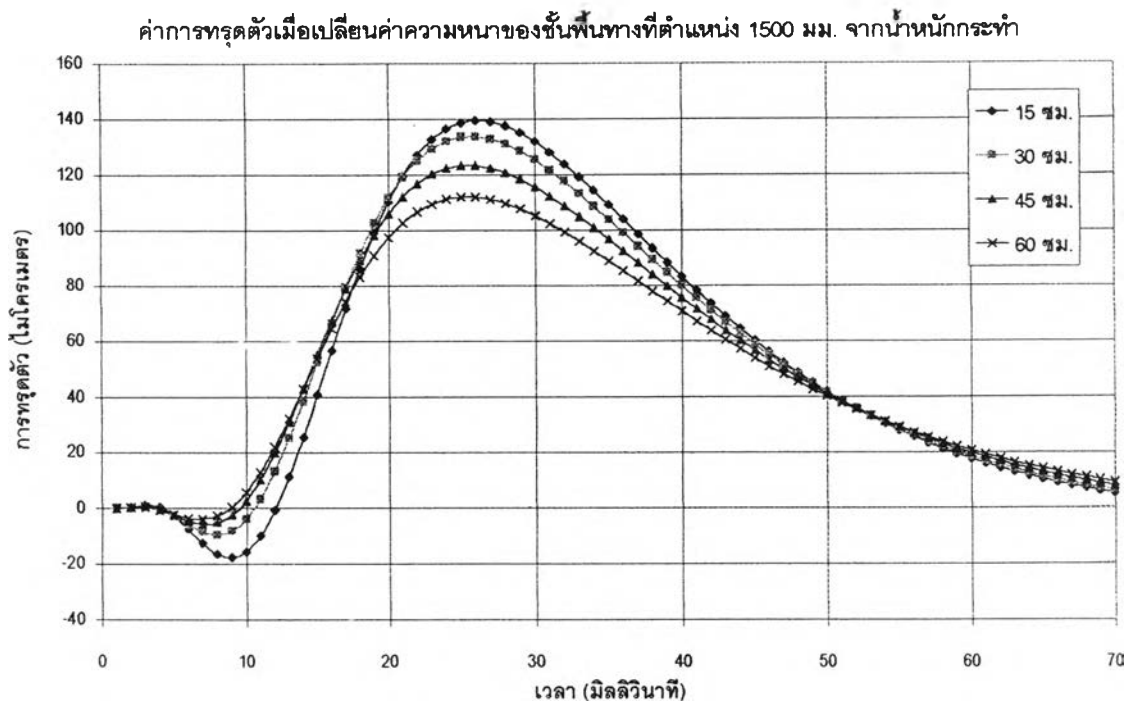
รูปที่ 4.50 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของความหนาในชั้นพื้นทางที่ตำแหน่ง 600 มม. จากน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



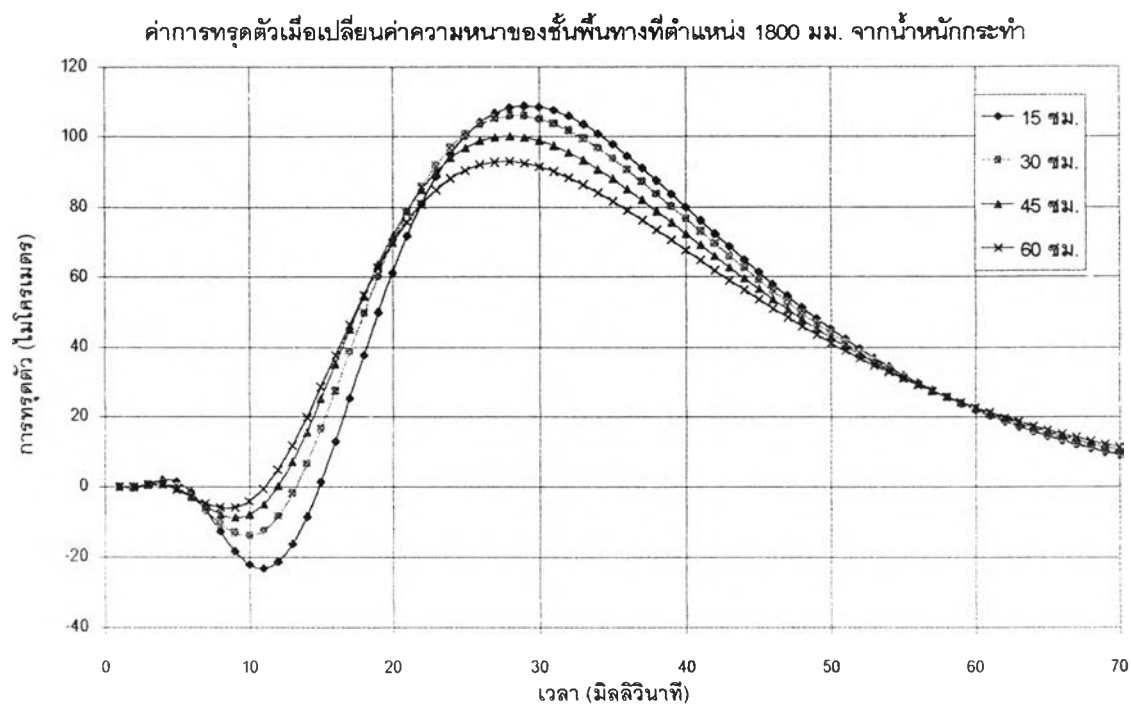
รูปที่ 4.51 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของความหนาในชั้นพื้นทางที่ตำแหน่ง 900 มม. จากน้ำหนักระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



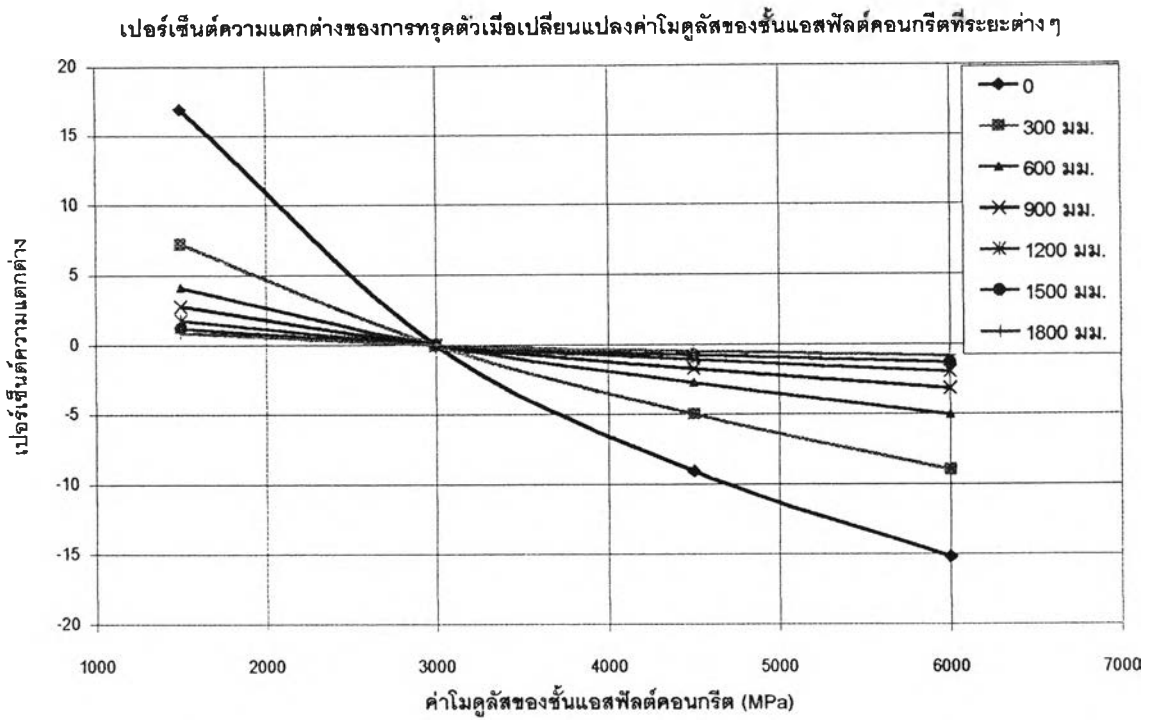
รูปที่ 4.52 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของความหนาในชั้นพื้นทางที่ตำแหน่ง 1200 มม. จากน้ำหนักระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



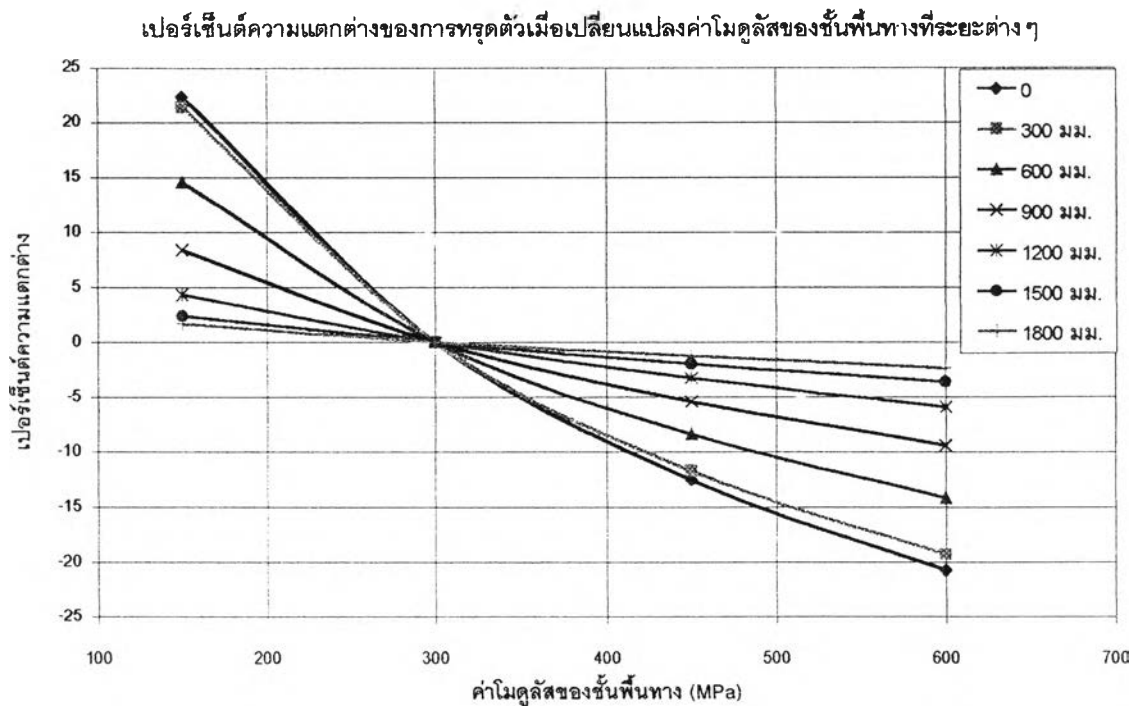
รูปที่ 4.53 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของความหนาในชั้นพื้นทางที่ตำแหน่ง 1500 มม. จากน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



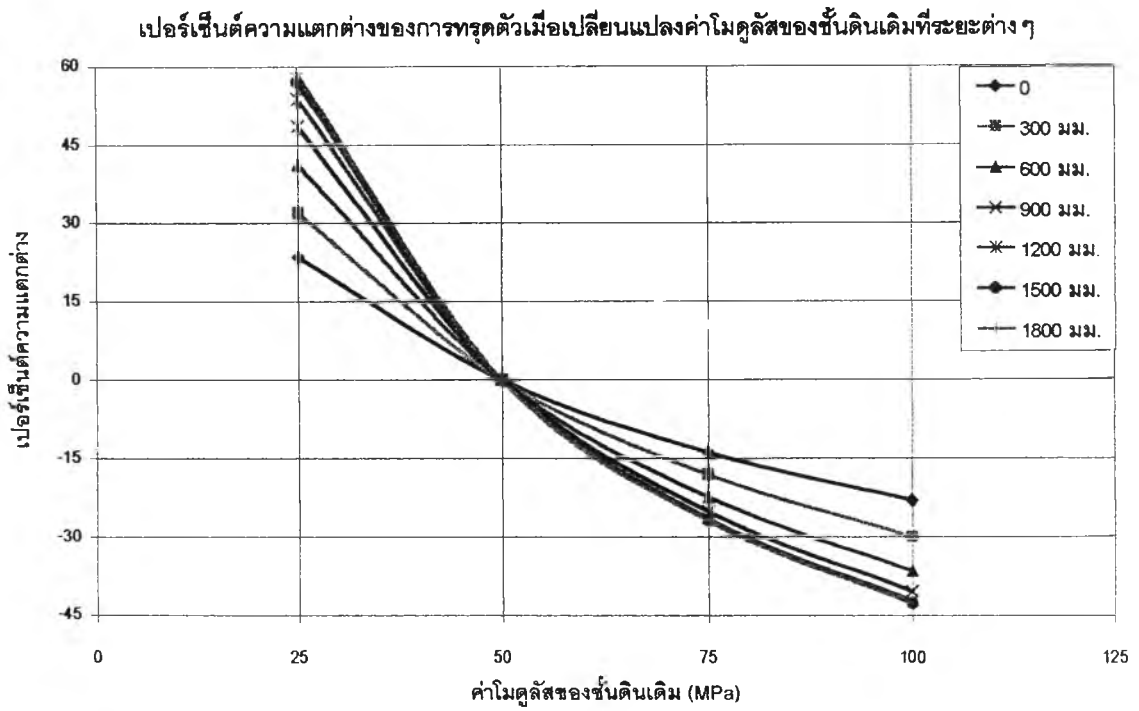
รูปที่ 4.54 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของความหนาในชั้นพื้นทางที่ตำแหน่ง 1800 มม. จากน้ำหนักกระทำโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต



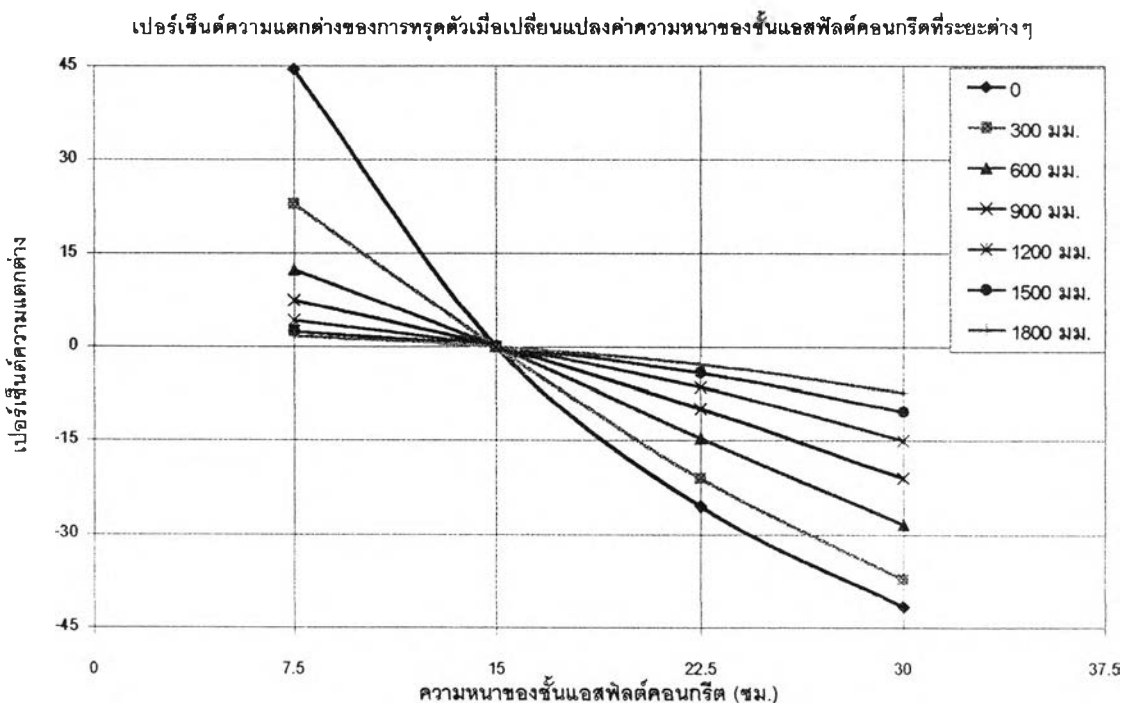
รูปที่ 4.55 เปอร์เซนต์ความแตกต่างของการทรุดตัวเมื่อเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตที่ระยะต่างๆ



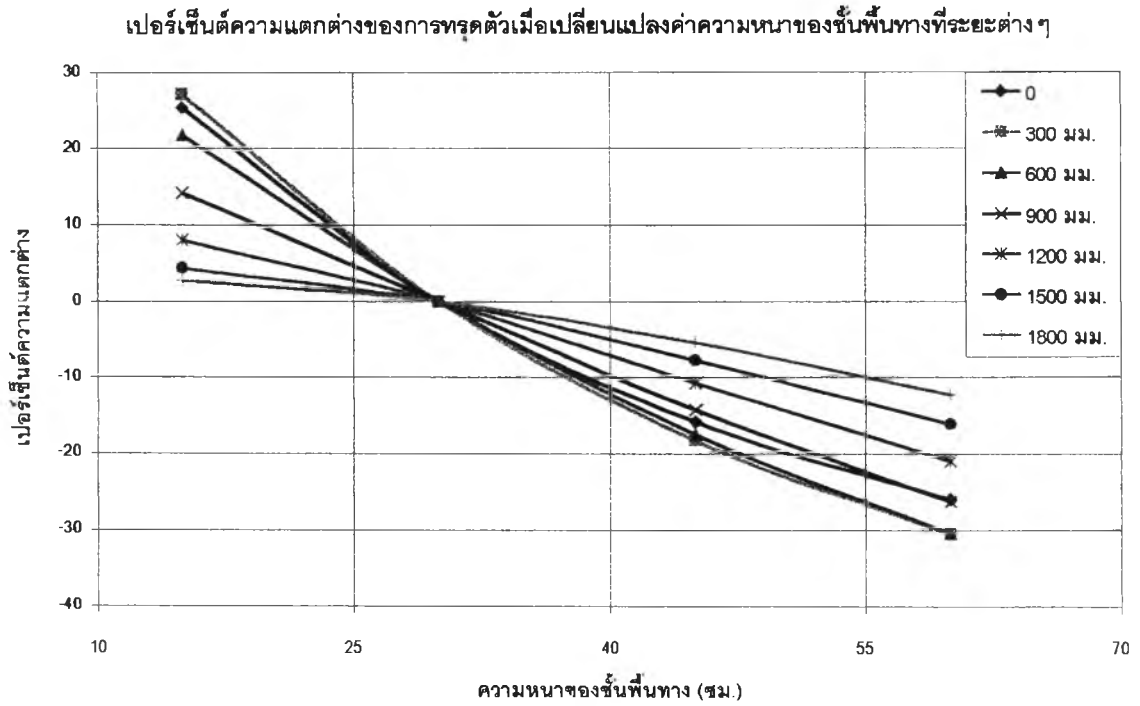
รูปที่ 4.56 เปอร์เซนต์ความแตกต่างของการทรุดตัวเมื่อเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสของชั้นพื้นทางที่ระยะต่างๆ



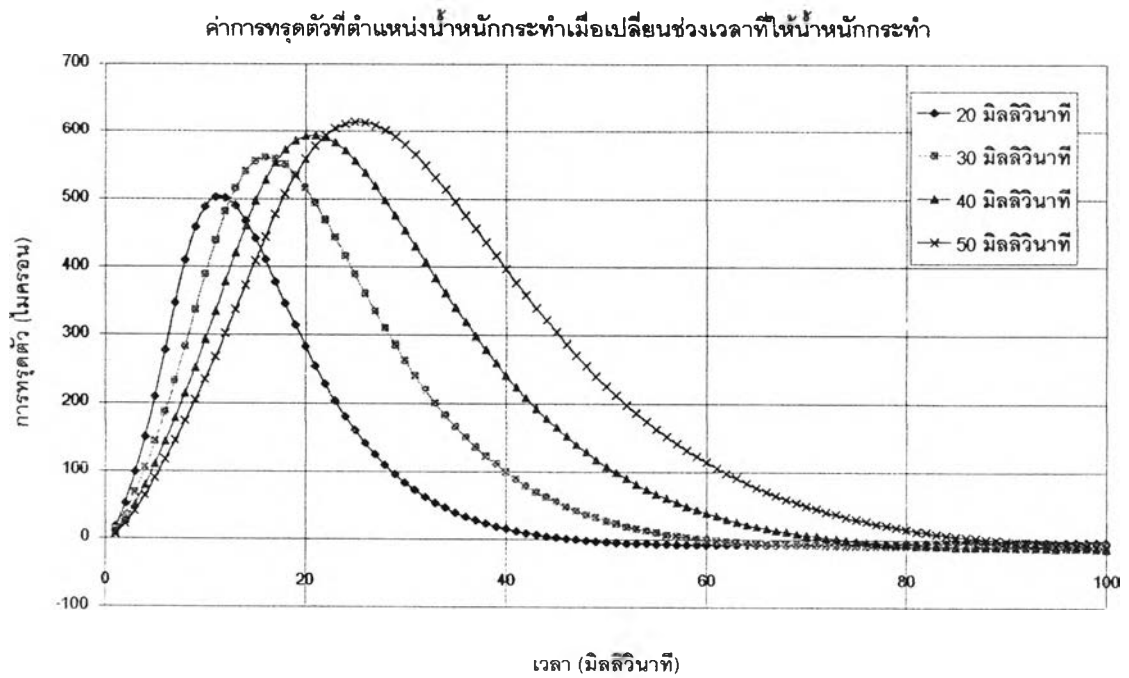
รูปที่ 4.57 เปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของการทรุดตัวเมื่อเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิมที่ระยะต่างๆ



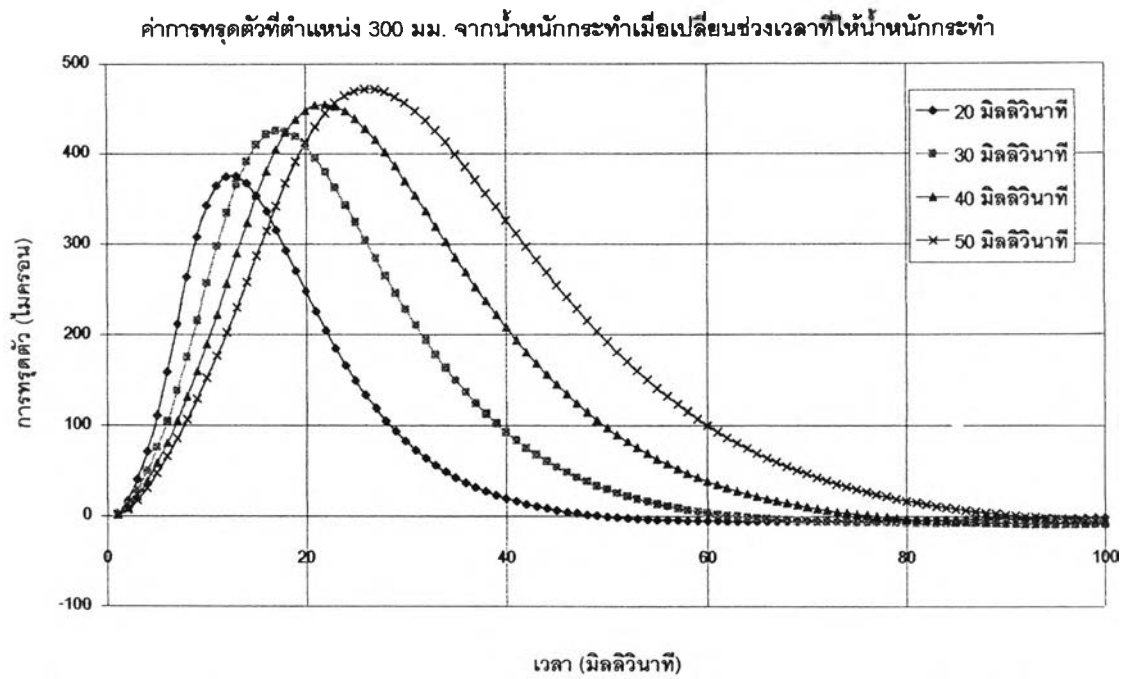
รูปที่ 4.58 เปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของการทรุดตัวเมื่อเปลี่ยนแปลงความหนาของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตที่ระยะต่างๆ



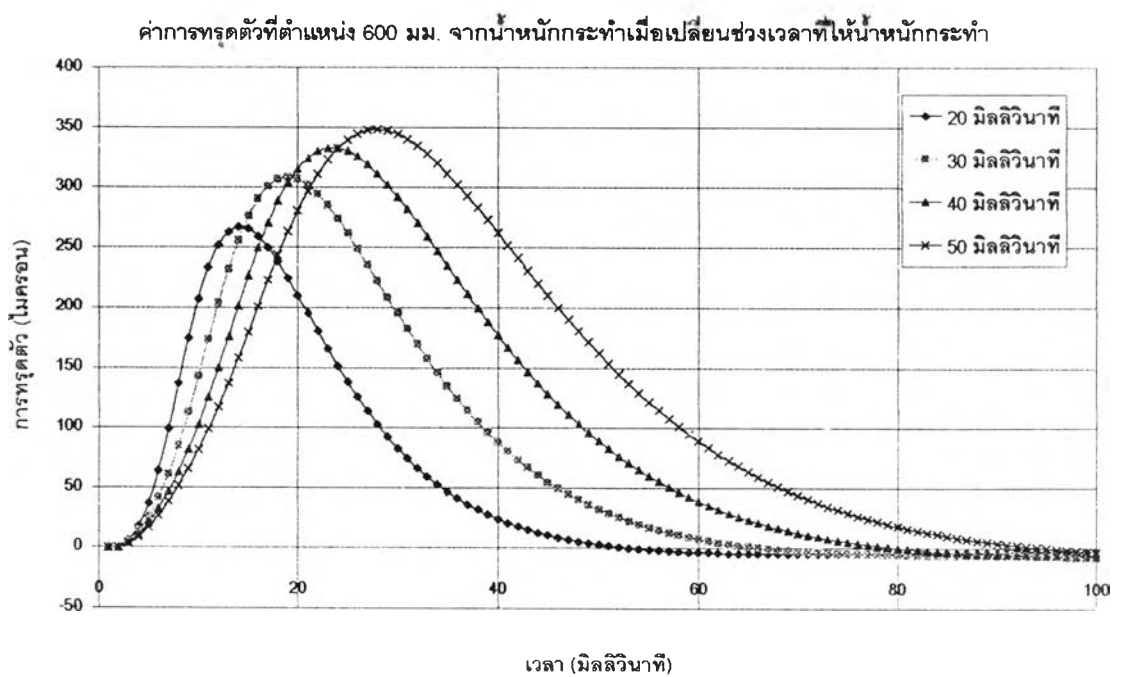
รูปที่ 4.59 เปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของการทรุดตัวเมื่อเปลี่ยนแปลงความหนาของชั้นพื้นทางที่ระยะต่างๆ



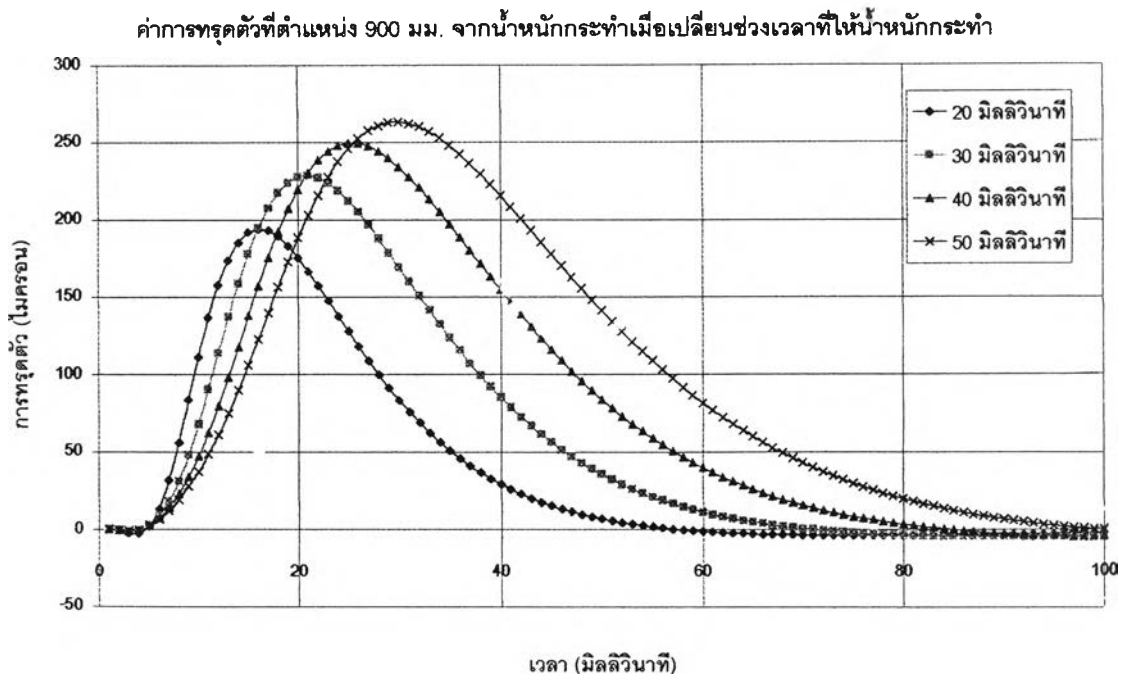
รูปที่ 4.60 การทรุดตัวที่ตำแหน่งน้ำหนักระกระทำเมื่อเปลี่ยนช่วงเวลาให้น้ำหนักระกระทำ



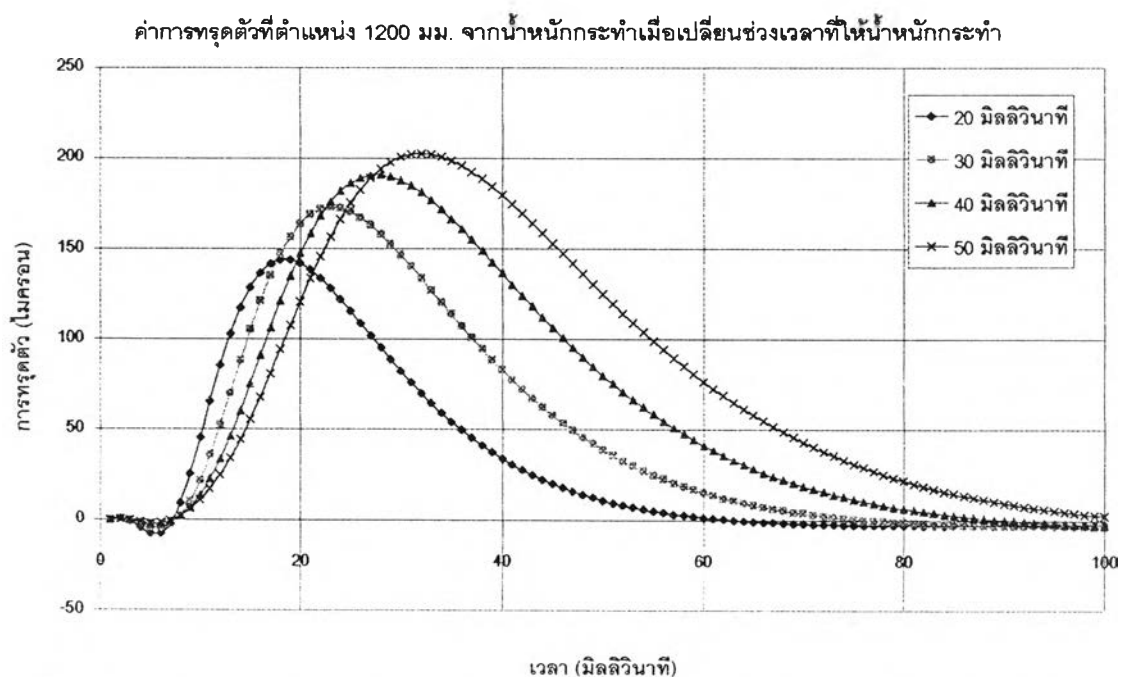
รูปที่ 4.61 ค่าการทรุดตัวที่ตำแหน่ง 300 มม. จากน้ำหนักกระทำเมื่อเปลี่ยนช่วงเวลาให้น้ำหนักกระทำ



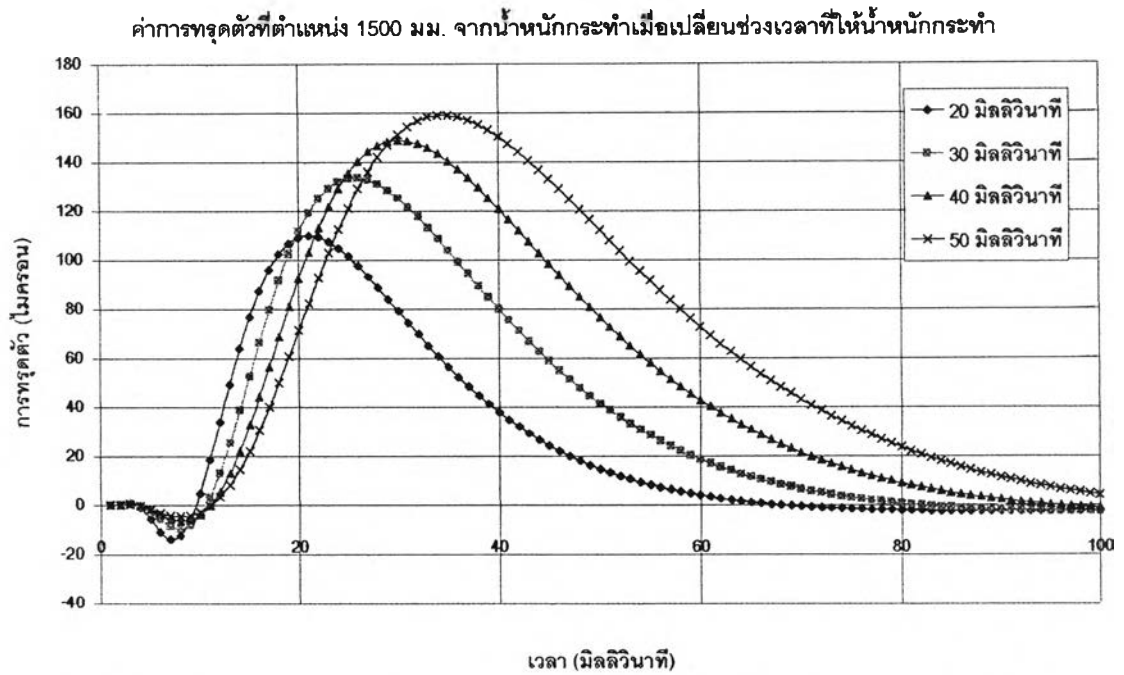
รูปที่ 4.62 ค่าการทรุดตัวที่ตำแหน่ง 600 มม. จากน้ำหนักกระทำเมื่อเปลี่ยนช่วงเวลาให้น้ำหนักกระทำ



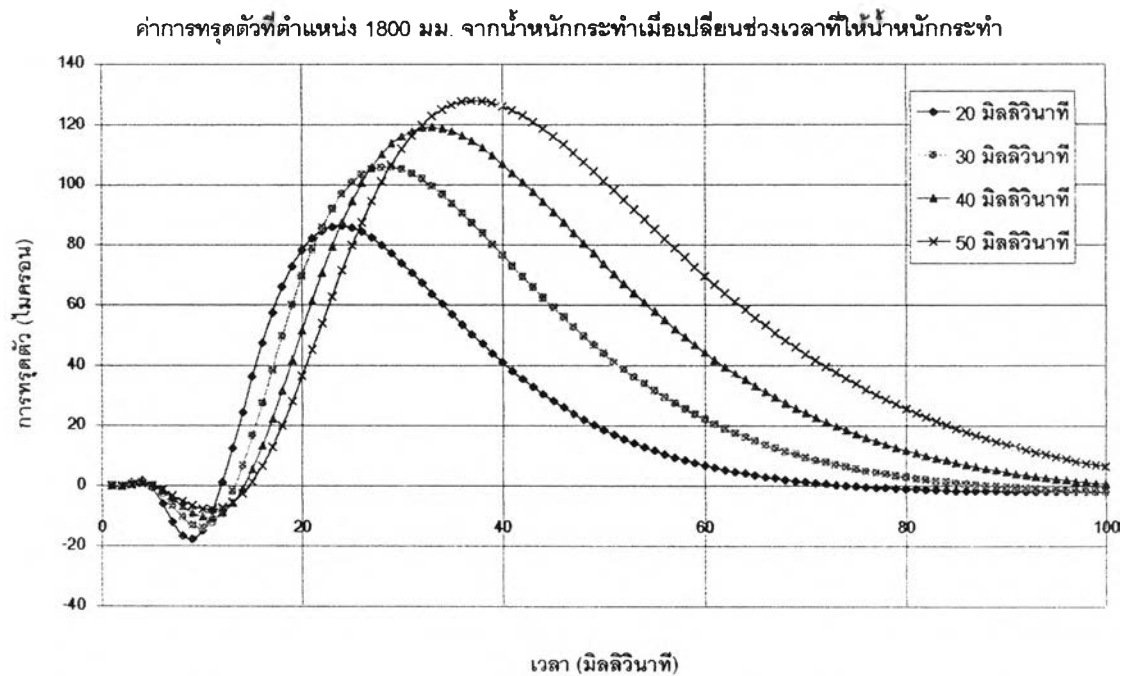
รูปที่ 4.63 ค่าการทรุดตัวที่ตำแหน่ง 900 มม. จากน้ำหนักกระทำเมื่อเปลี่ยนช่วงเวลาให้น้ำหนักกระทำ



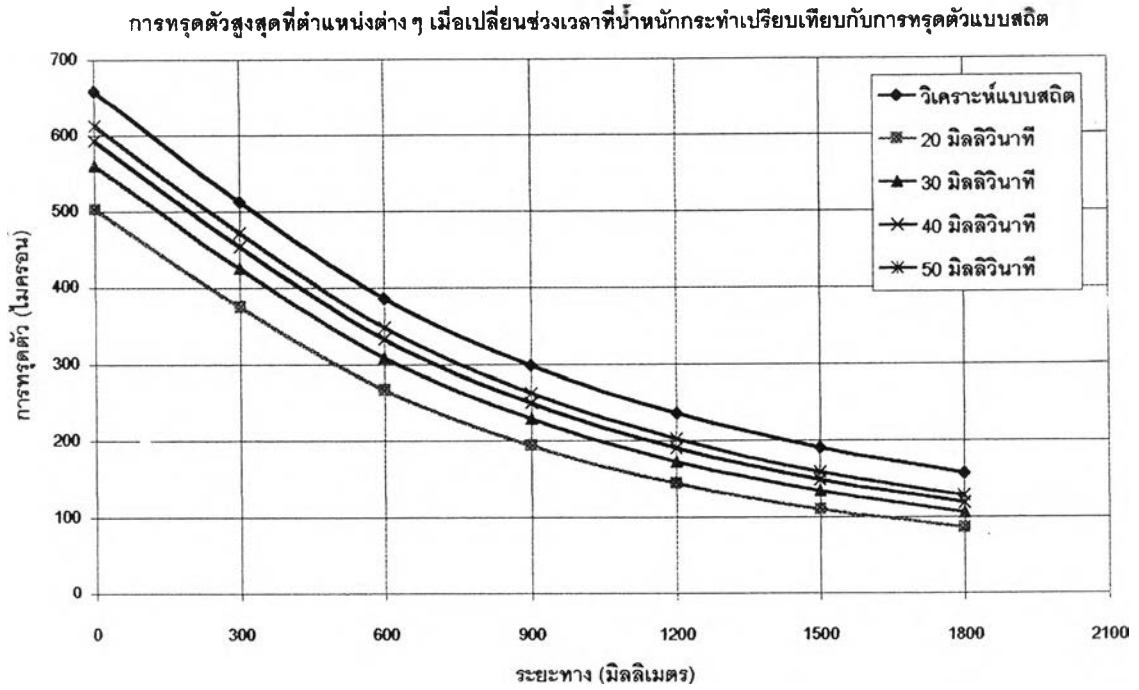
รูปที่ 4.64 ค่าการทรุดตัวที่ตำแหน่ง 1200 มม. จากน้ำหนักกระทำเมื่อเปลี่ยนช่วงเวลาให้น้ำหนักกระทำ



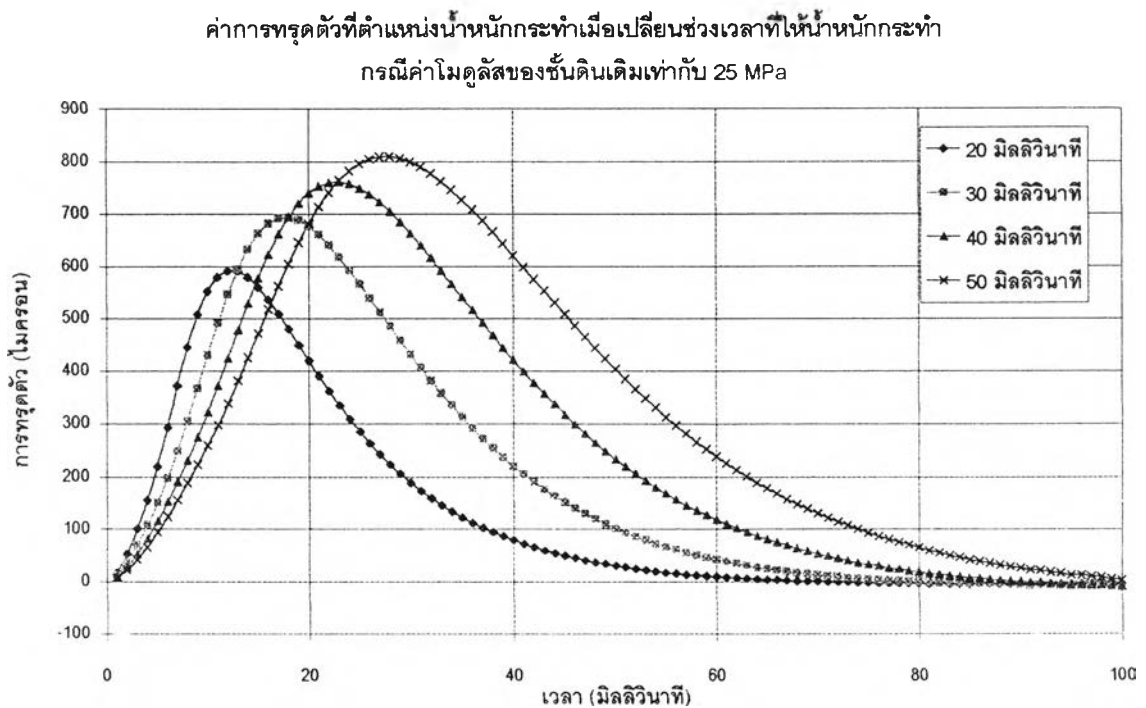
รูปที่ 4.65 ค่าการทรุดตัวที่ตำแหน่ง 1500 มม. จากน้ำหนักกระทำเมื่อเปลี่ยนช่วงเวลาให้น้ำหนักกระทำ



รูปที่ 4.66 ค่าการทรุดตัวที่ตำแหน่ง 1800 มม. จากน้ำหนักกระทำเมื่อเปลี่ยนช่วงเวลาให้น้ำหนักกระทำ

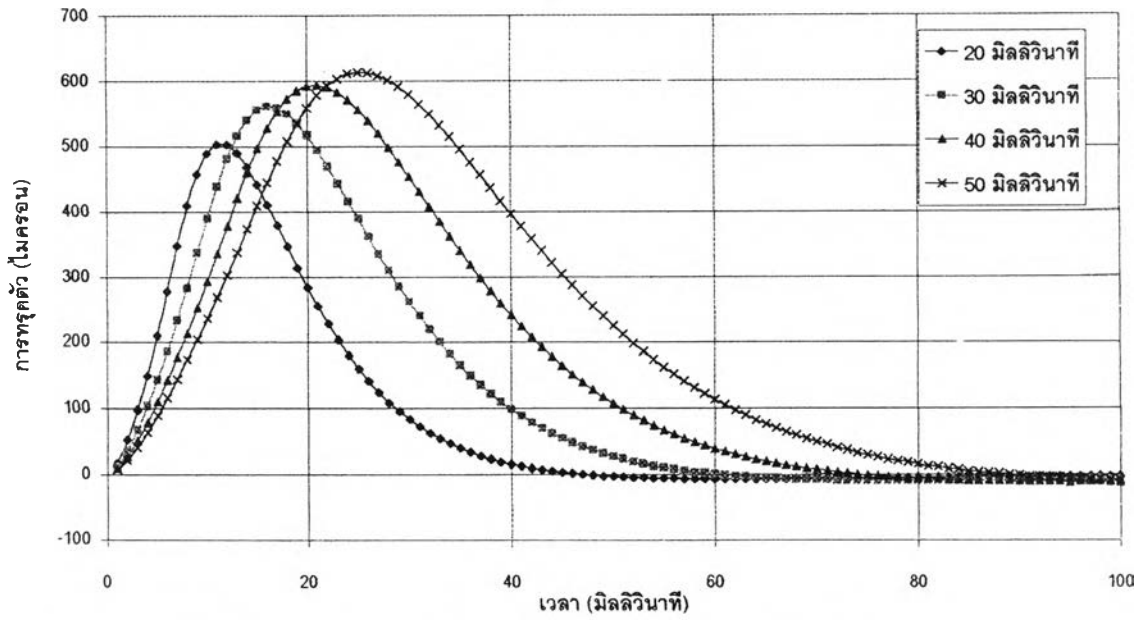


รูปที่ 4.67 การทรุดตัวที่ตำแหน่งต่างๆ เมื่อเปลี่ยนช่วงเวลาให้น้ำหนักกระทำเปรียบเทียบกับทรุดตัวแบบสถิต



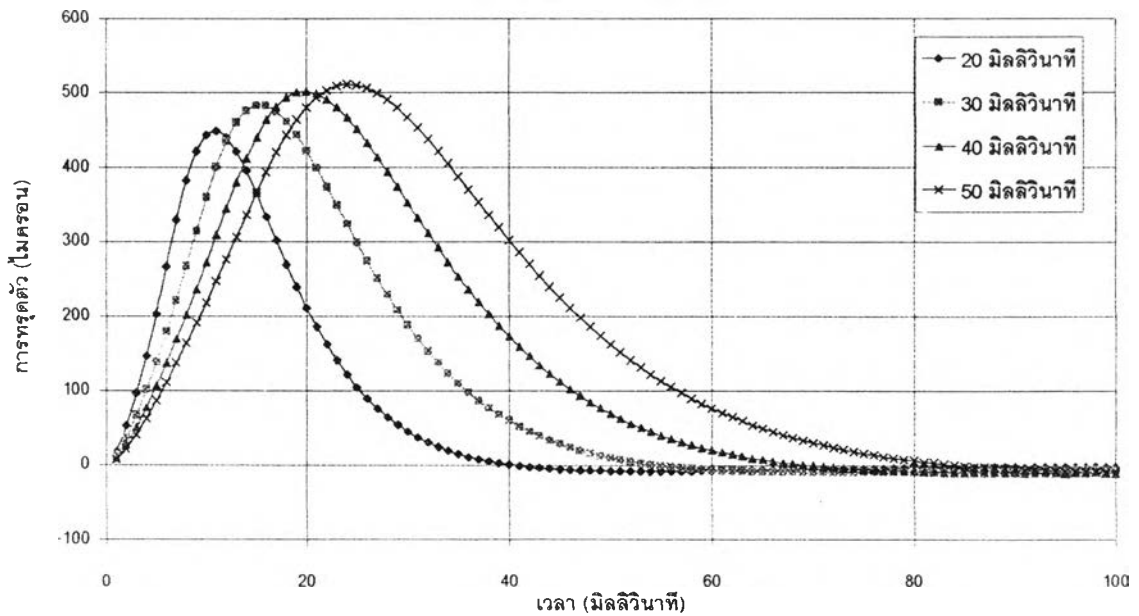
รูปที่ 4.68 การทรุดตัวที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำเมื่อเปลี่ยนช่วงเวลาให้น้ำหนักกระทำกรณีค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิมเท่ากับ 25 MPa

ค่าการทรุดตัวที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำเมื่อเปลี่ยนช่วงเวลาให้น้ำหนักกระทำ
กรณีค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิมเท่ากับ 50 MPa



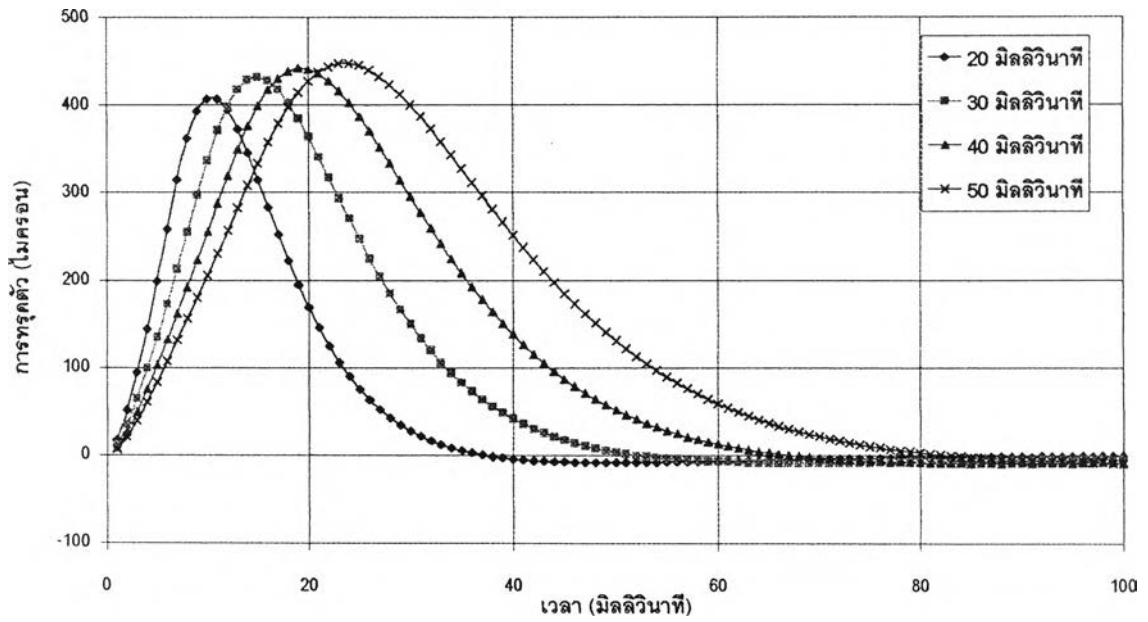
รูปที่ 4.69 การทรุดตัวที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำเมื่อเปลี่ยนช่วงเวลาให้น้ำหนักกระทำกรณีค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิมเท่ากับ 50 MPa

ค่าการทรุดตัวที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำเมื่อเปลี่ยนช่วงเวลาให้น้ำหนักกระทำ
กรณีค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิมเท่ากับ 75 MPa



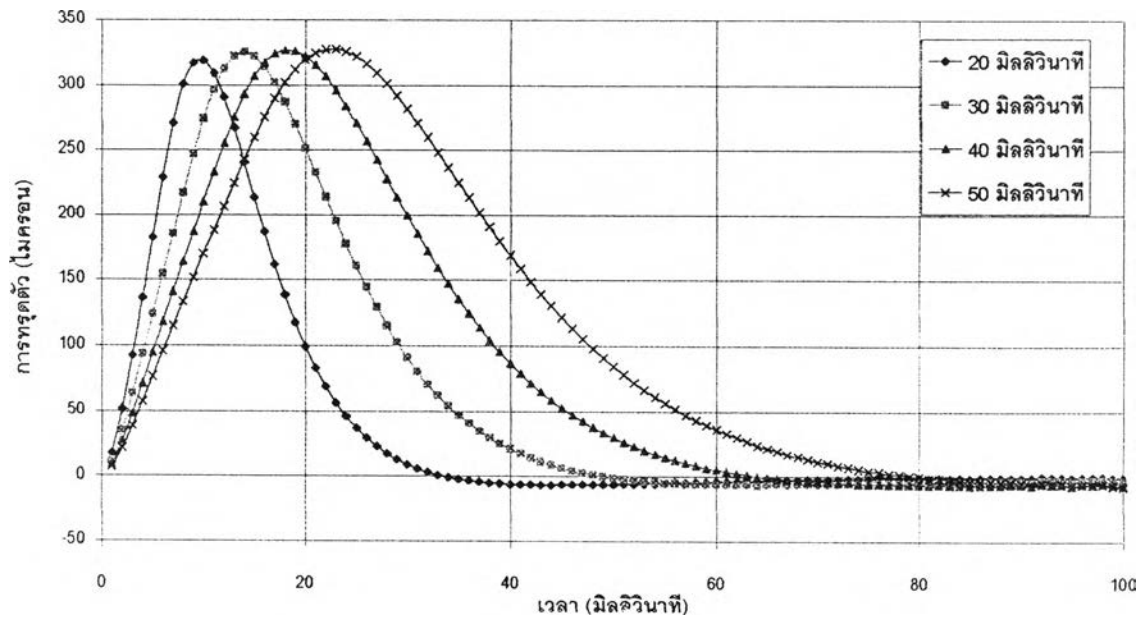
รูปที่ 4.70 การทรุดตัวที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำเมื่อเปลี่ยนช่วงเวลาให้น้ำหนักกระทำกรณีค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิมเท่ากับ 75 MPa

ค่าการทรุดตัวที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำเมื่อเปลี่ยนช่วงเวลาให้น้ำหนักกระทำ
กรณีค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิมเท่ากับ 100 MPa



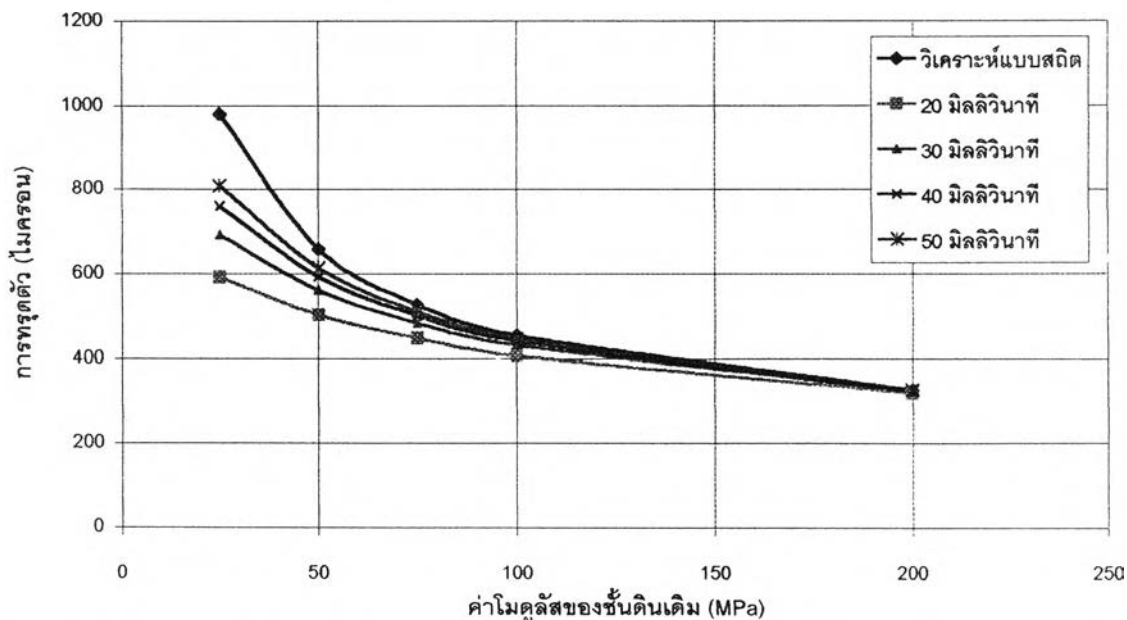
รูปที่ 4.71 การทรุดตัวที่ตำแหน่งน้ำหนักระทำเมื่อเปลี่ยนช่วงเวลาให้น้ำหนักระทำกรณีค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิมเท่ากับ 100 MPa

ค่าการทรุดตัวที่ตำแหน่งน้ำหนักระทำเมื่อเปลี่ยนช่วงเวลาให้น้ำหนักระทำ
กรณีค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิมเท่ากับ 200 MPa

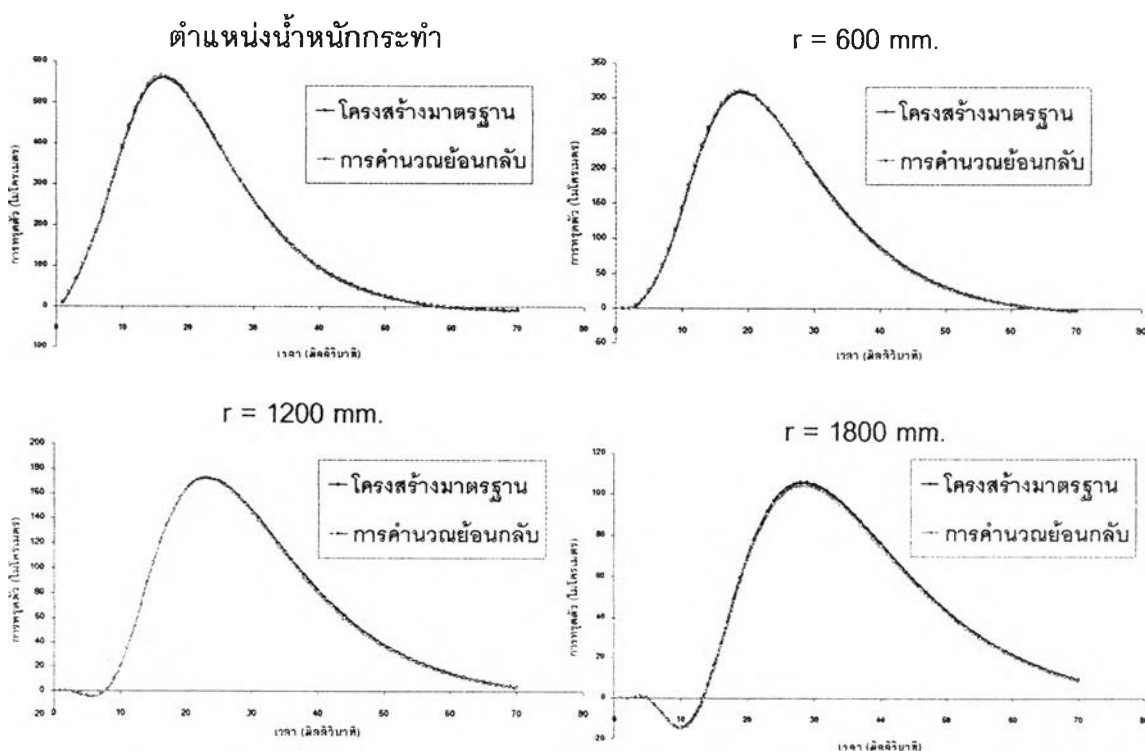


รูปที่ 4.72 การทรุดตัวที่ตำแหน่งน้ำหนักระทำเมื่อเปลี่ยนช่วงเวลาให้น้ำหนักระทำกรณีค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิมเท่ากับ 200 MPa

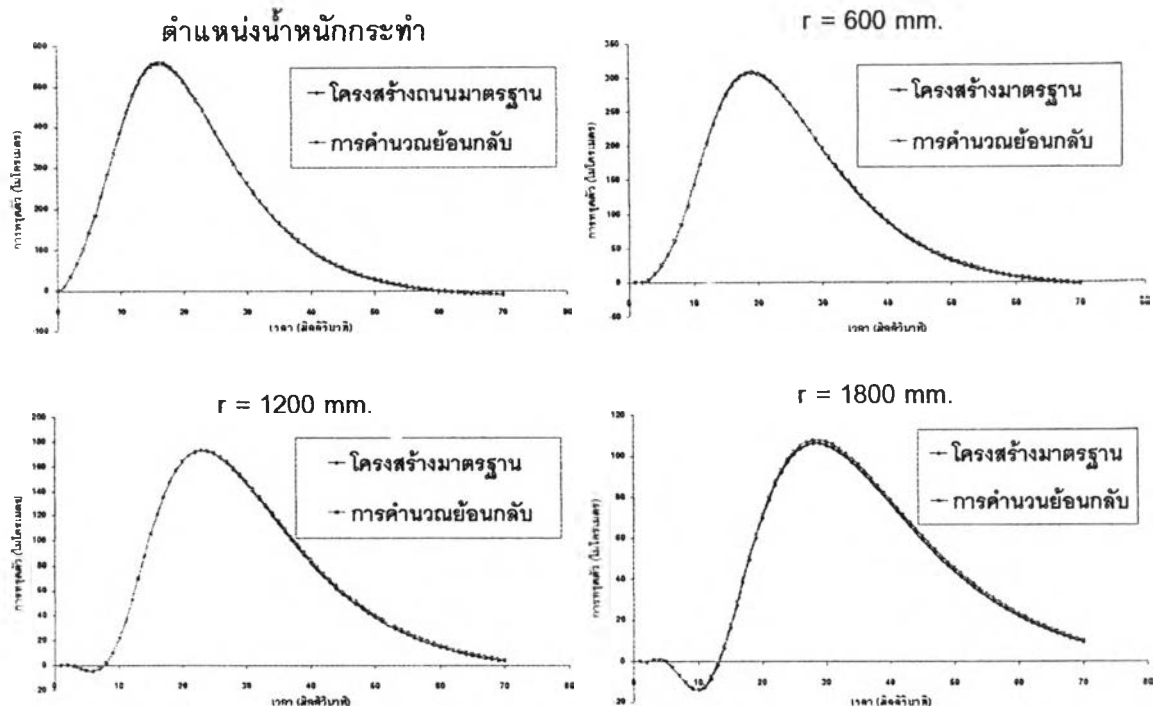
ค่าการทรุดตัวที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำเมื่อเปลี่ยนช่วงเวลาให้น้ำหนักกระทำ
กรณีเปลี่ยนค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิม



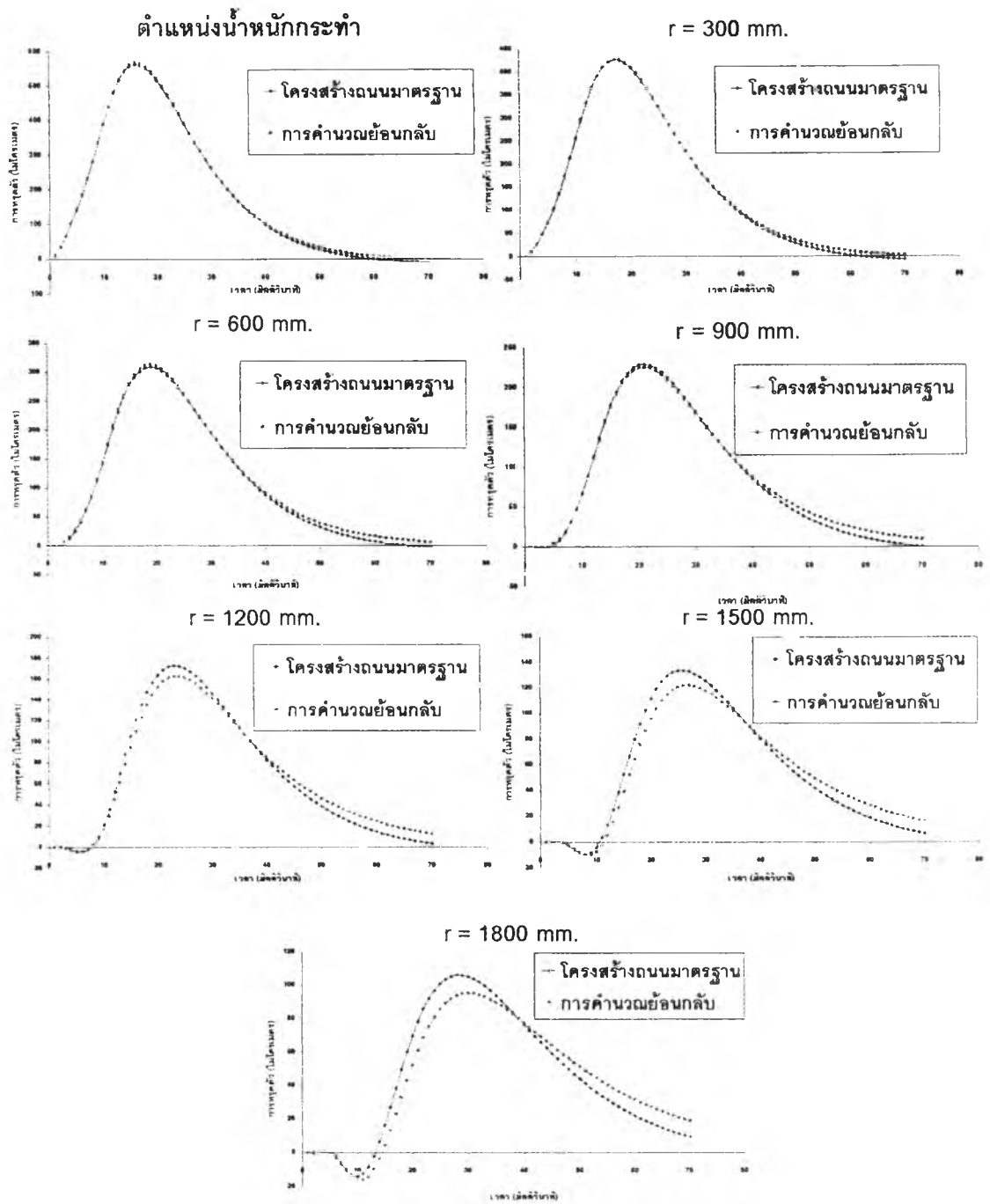
รูปที่ 4.73 การทรุดตัวที่ตำแหน่งน้ำหนักระทำเมื่อเปลี่ยนช่วงเวลาให้น้ำหนักกระทำกรณีเปลี่ยนค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิม



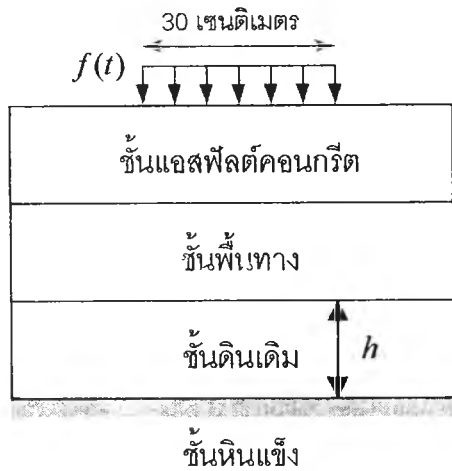
รูปที่ 4.74 เปรียบเทียบการทรุดตัวของโครงสร้างถนนมาตรฐานกับการทรุดตัวที่ได้จากผลการคำนวณย้อนกลับเมื่อกำหนดความหนาของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตและชั้นพื้นทางเป็น 18 และ 24 เซนติเมตร



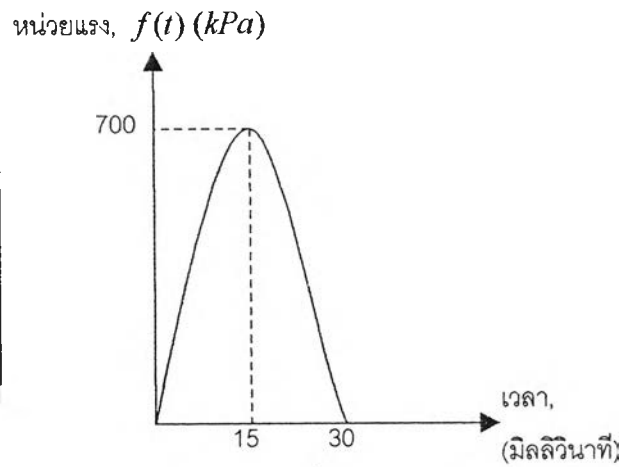
รูปที่ 4.75 เปรียบเทียบการหลุดตัวของโครงสร้างถนนมาตรฐานกับการหลุดตัวที่ได้จากผลการคำนวณย้อนกลับเมื่อกำหนดความหนาของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตและชั้นพื้นทางเป็น 12 และ 36 เซนติเมตร



รูปที่ 4.76 เปรียบเทียบการทรุดตัวของโครงสร้างถนนมาตรฐานกับการทรุดตัวที่ได้จากผลการคำนวณย้อนกลับจากข้อมูลชุดที่ 7

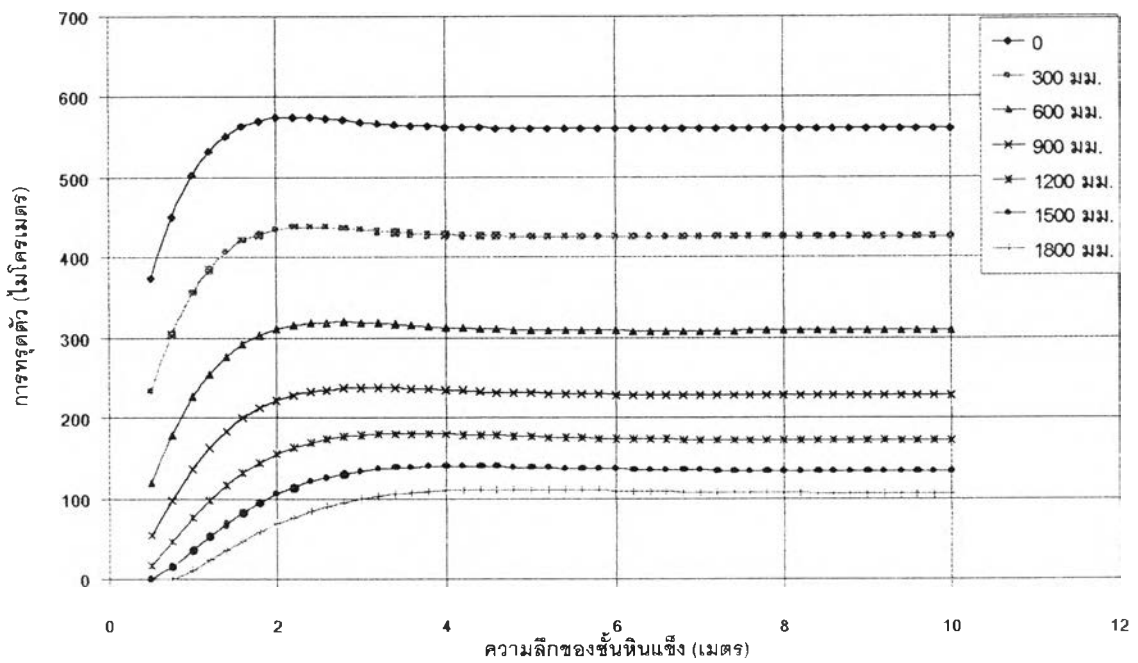


ก. ลักษณะของโครงสร้างถนน



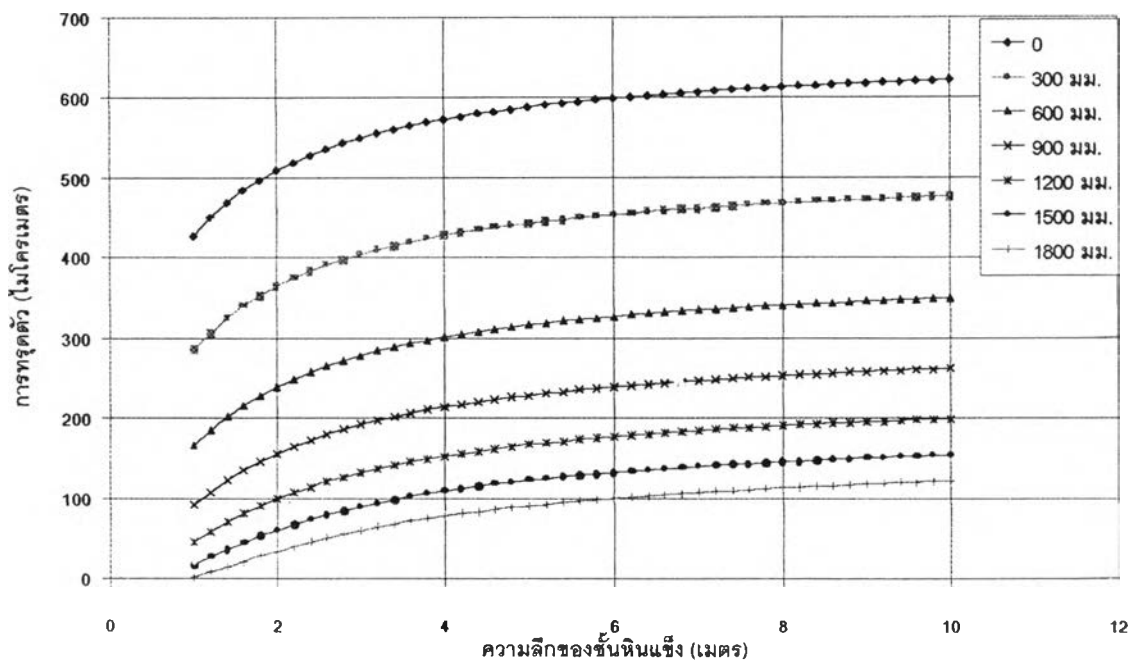
ข. ลักษณะของน้ำหนักกระทำ

รูปที่ 4.77 ลักษณะของโครงสร้างถนนกรณีที่มีชั้นหินแข็งและน้ำหนักกระทำที่ใช้ในการคำนวณ

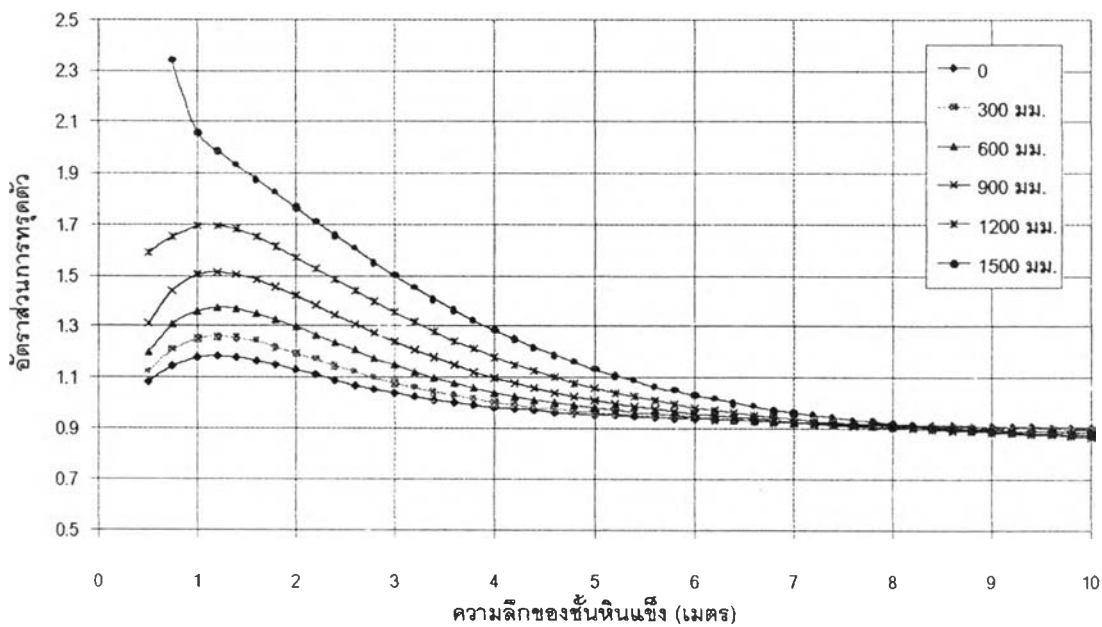


ก. การทรุดตัวโดยการวิเคราะห์แบบพลวัต

รูปที่ 4.78 การทรุดตัวของโครงสร้างถนนมาตรฐานที่มีชั้นหินแข็งเมื่อเปลี่ยนแปลงความลึกของชั้นหินแข็ง

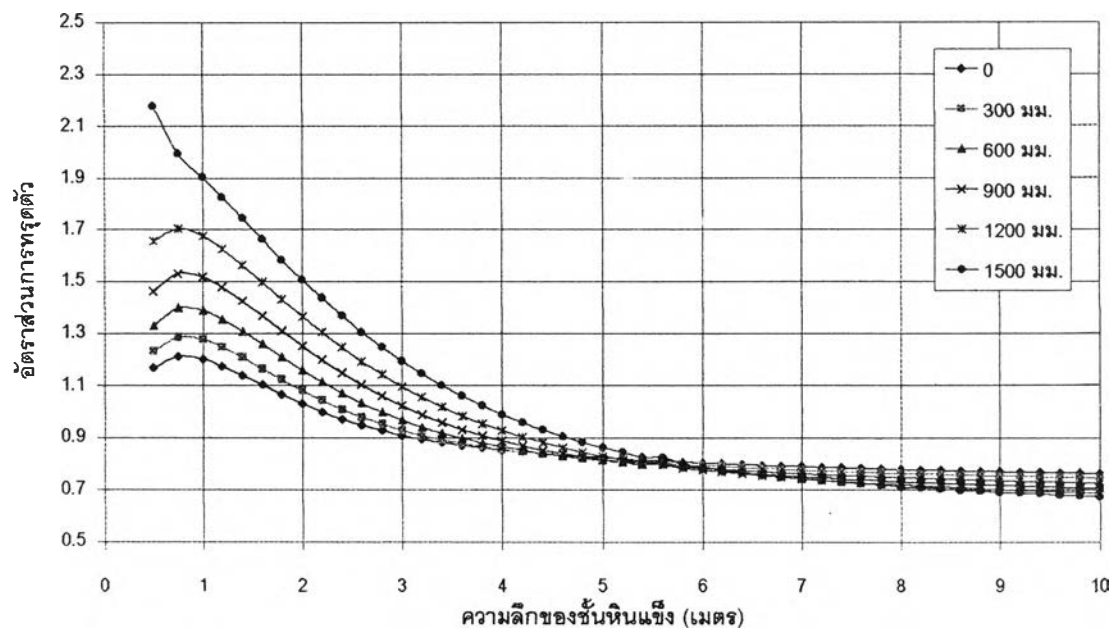


ข. การทรุดตัวโดยการวิเคราะห์แบบสถิต

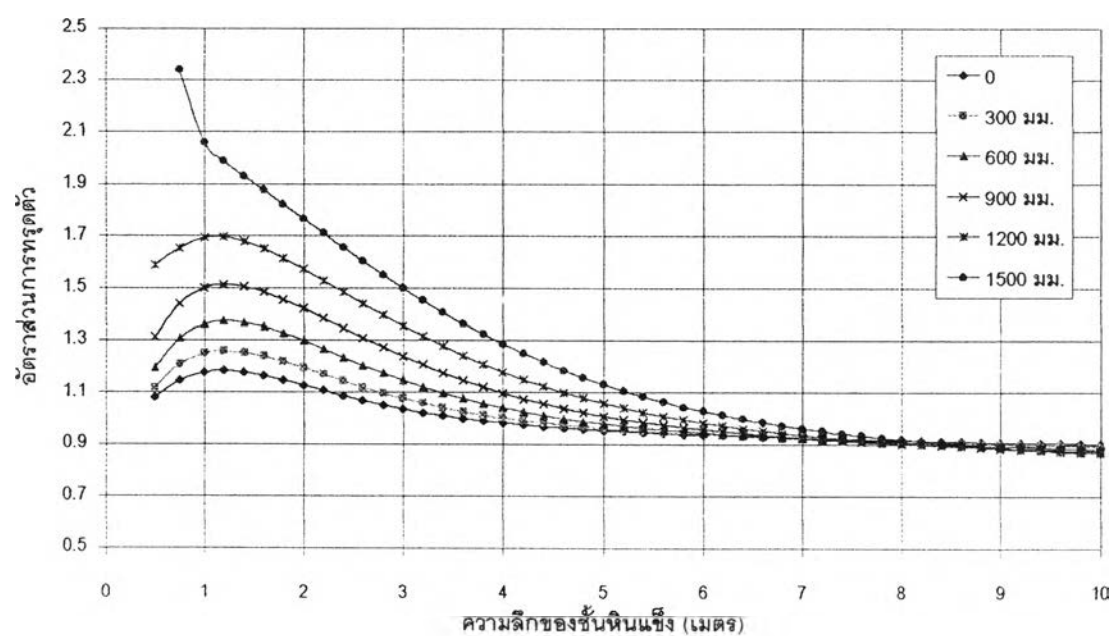


ค. อัตราส่วนการทรุด

รูปที่ 4.78 (ต่อ) การทรุดตัวของโครงสร้างถนนมาตรฐานที่มีชั้นหินแข็งเมื่อเปลี่ยนแปลงความลึกของชั้นหินแข็ง

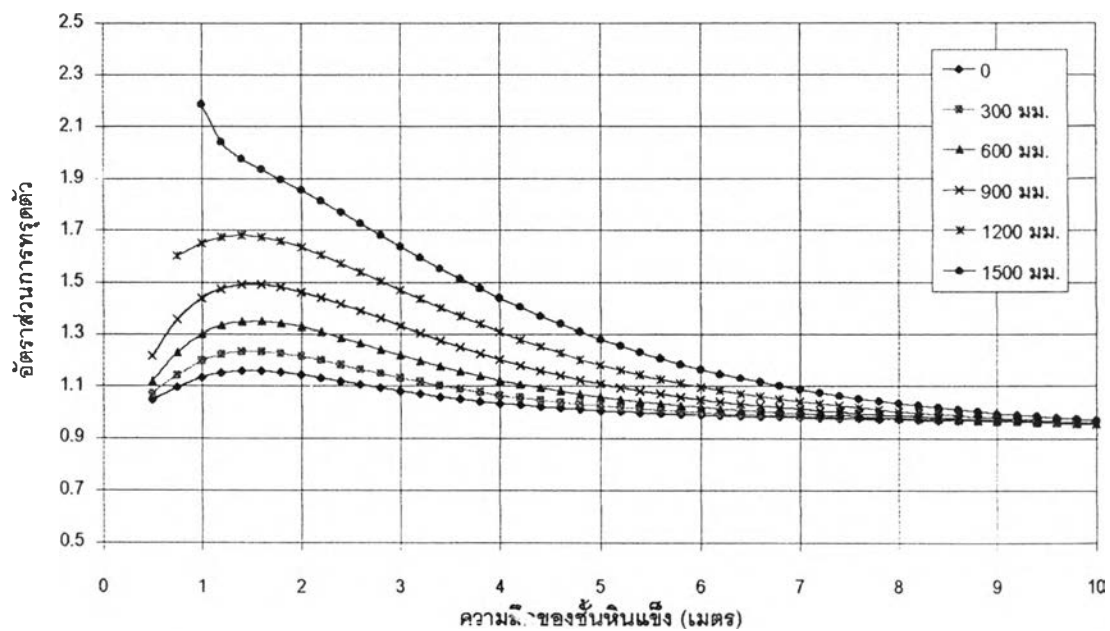


ก. โมดูลัสของชั้นดินเดิมเท่ากับ 25 MPa

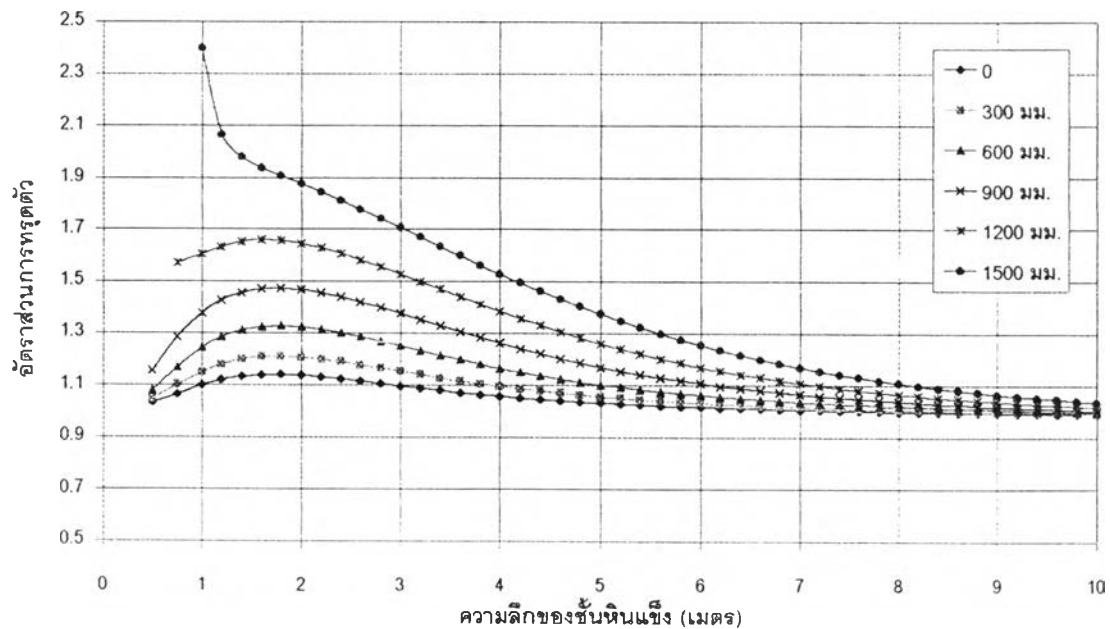


ข. โมดูลัสของชั้นดินเดิมเท่ากับ 50 MPa

รูปที่ 4.79 อัตราส่วนการทรุดตัวของโครงสร้างถนนเมื่อเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิม

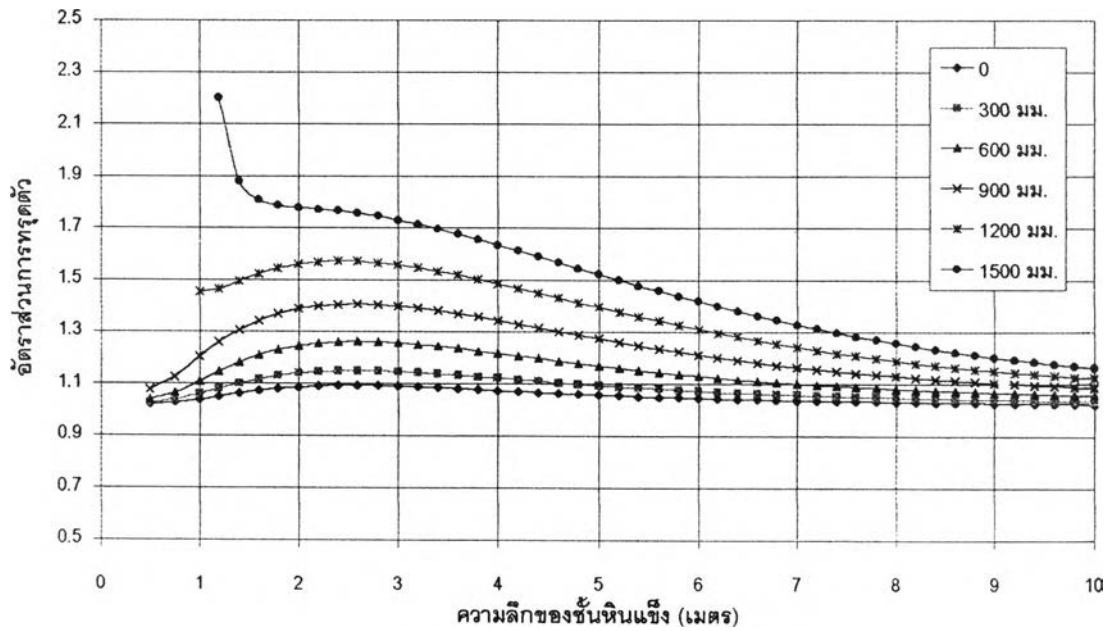


ค. โมดูลัสของชั้นดินเดิมเท่ากับ 75 MPa



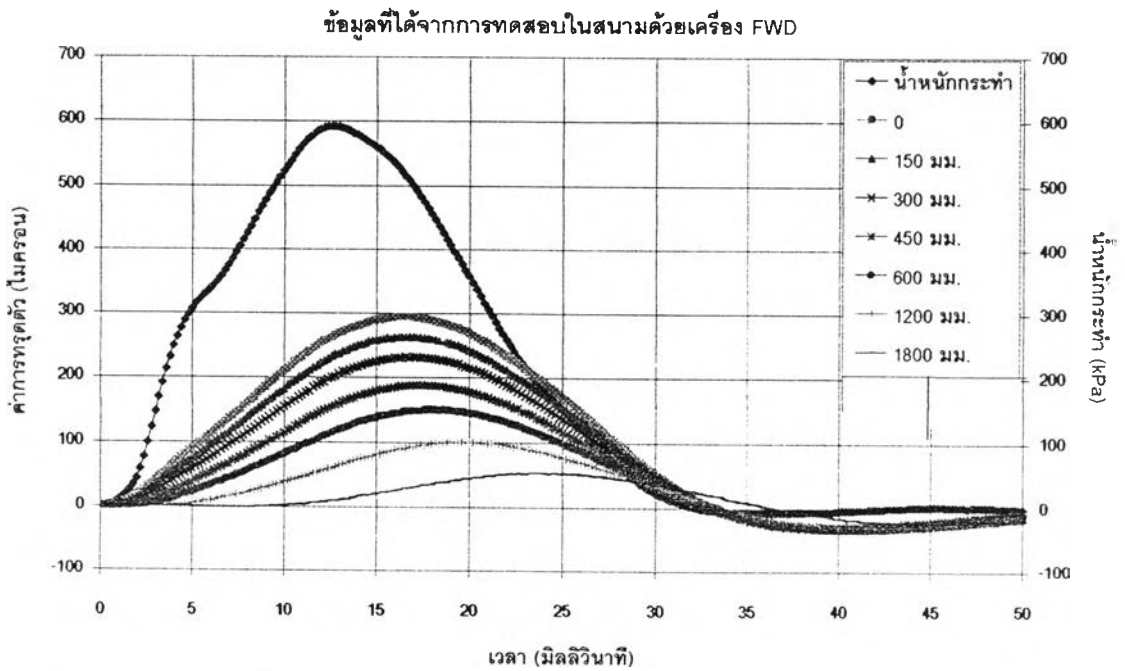
ง. โมดูลัสของชั้นดินเดิมเท่ากับ 100 MPa

รูปที่ 4.79 (ต่อ) อัตราส่วนการทรุดตัวของโครงสร้างถนนเมื่อเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิม

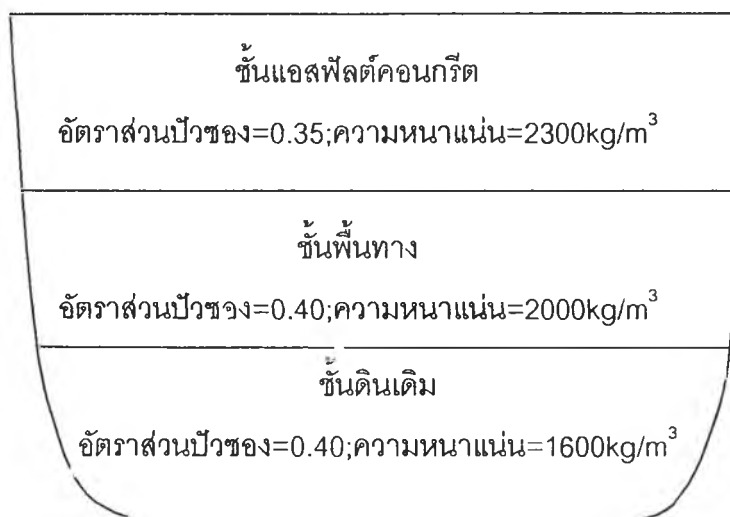


จ. โมดูลัสของชั้นดินเดิมเท่ากับ 200 MPa

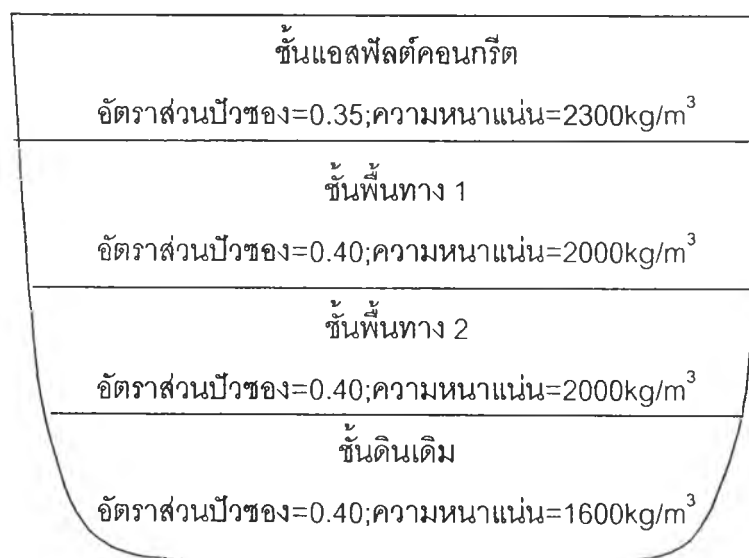
รูปที่ 4.79 (ต่อ) อัตราส่วนการทรุดตัวของโครงสร้างถนนเมื่อเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสของชั้นดินเดิม



รูปที่ 4.80 ข้อมูลของน้ำหนักกระทำและการทรุดตัวที่ได้จากการทดสอบในสนามด้วยเครื่อง FWD

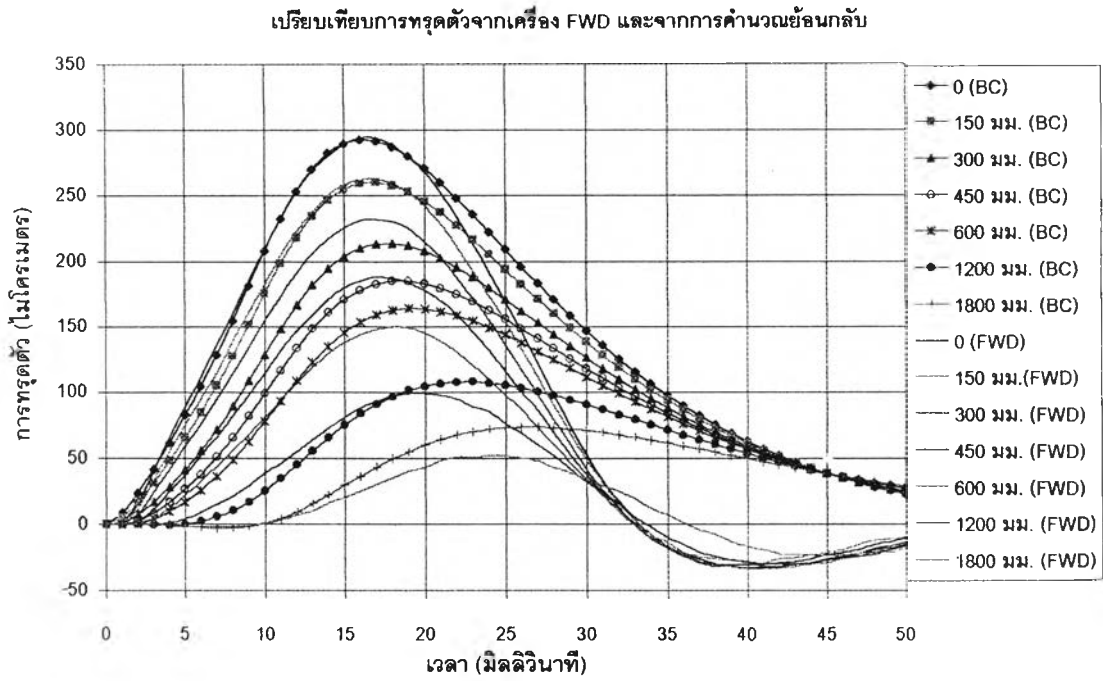


ก. โครงสร้างถนน 3 ชั้น

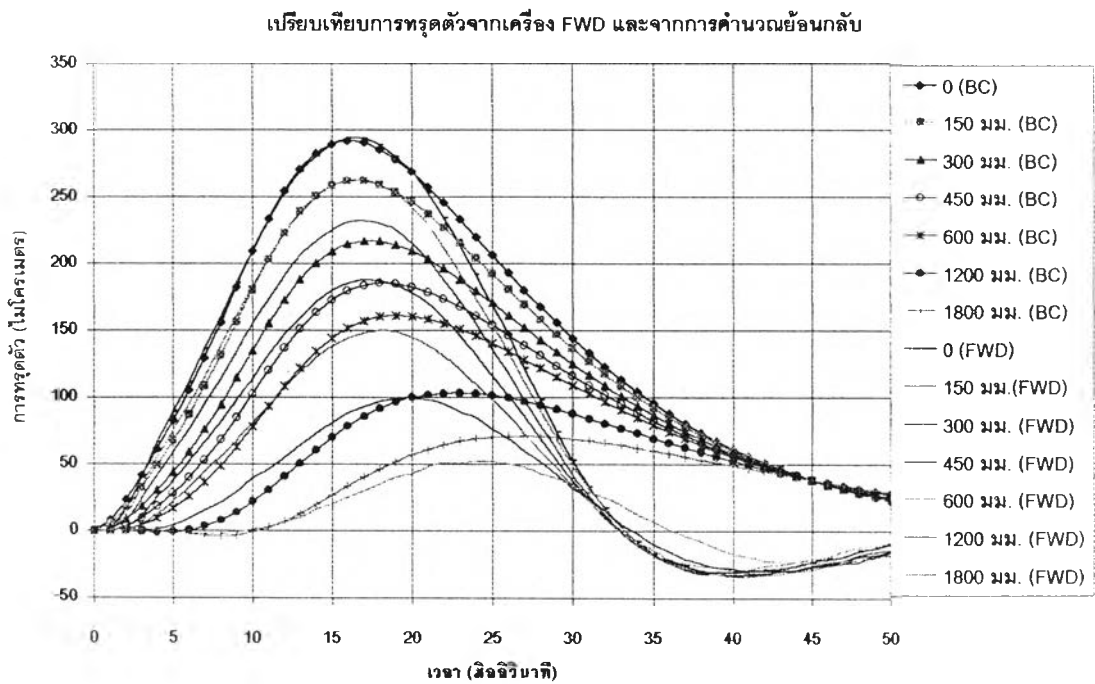


ข. โครงสร้างถนน 4 ชั้น

รูปที่ 4.81 ลักษณะของโครงสร้างถนนที่ถูกกำหนดขึ้นในการคำนวณย้อนกลับ



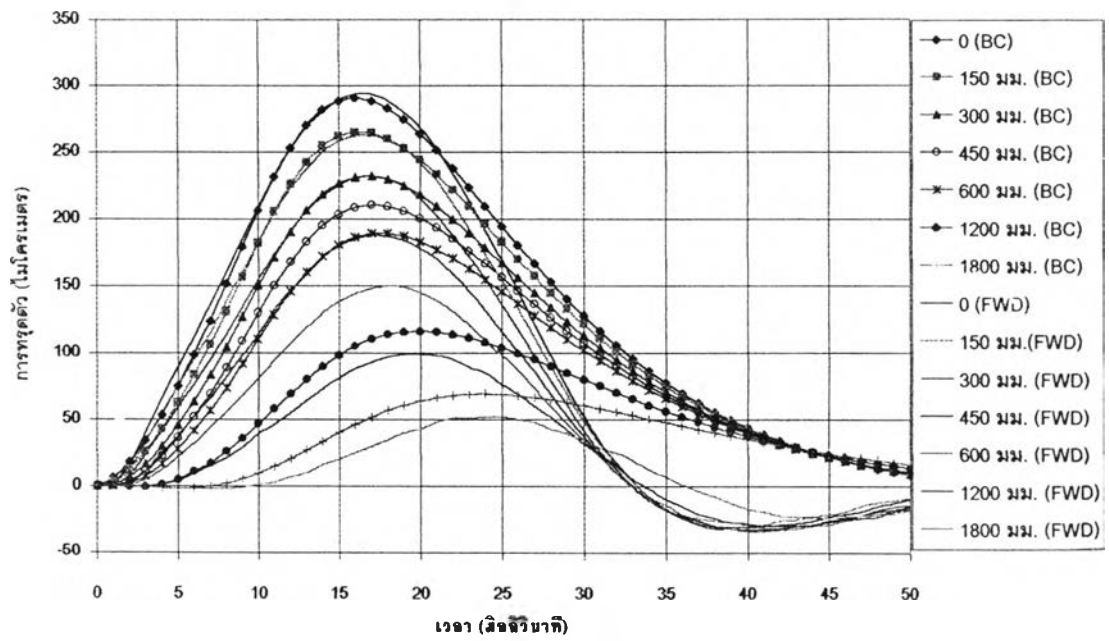
ก. ใช้ข้อมูลในการคำนวณย้อนกลับจาก 1 Geophone



ข. ใช้ข้อมูลในการคำนวณย้อนกลับจาก 2 Geophone

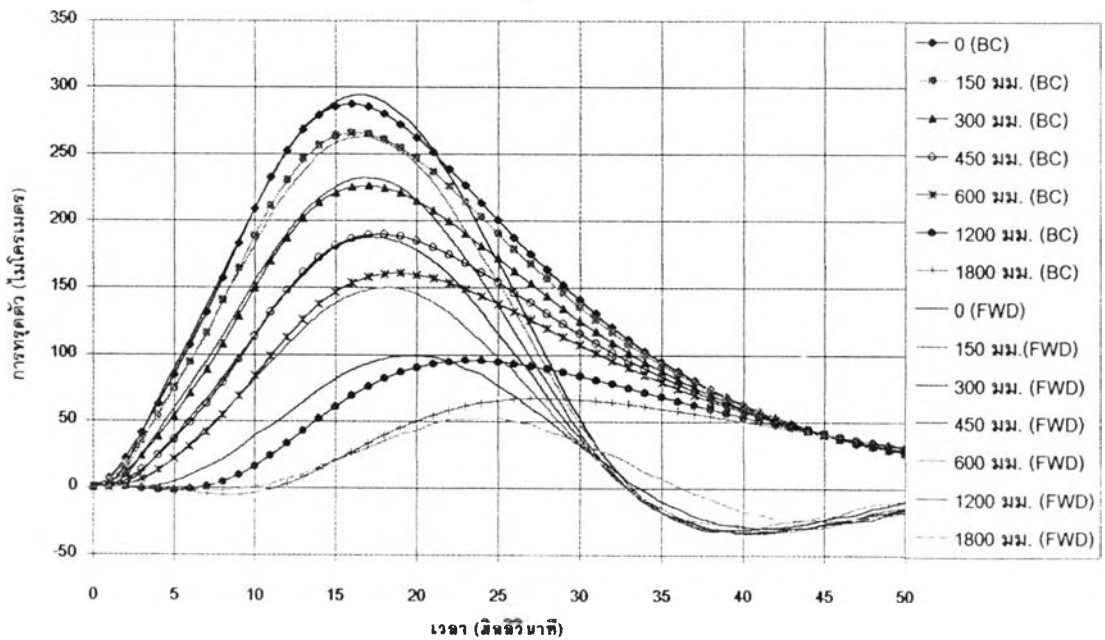
รูปที่ 4.82 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่บันทึกจากเครื่อง FWD และจากผลการคำนวณย้อนกลับ กรณีที่กำหนดให้ถนนมี 3 ชั้น

เปรียบเทียบการทรุดตัวจากเครื่อง FWD และจากการคำนวณย้อนกลับ



ค. ใช้ข้อมูลในการคำนวณย้อนกลับจาก 3 Geophone

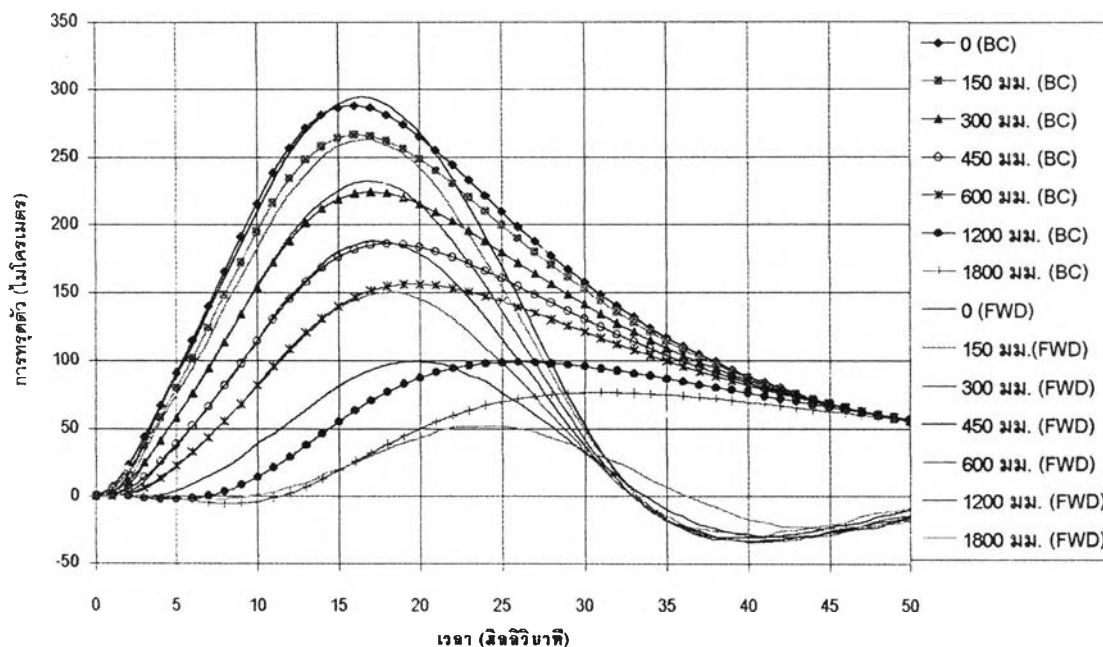
เปรียบเทียบการทรุดตัวจากเครื่อง FWD และจากการคำนวณย้อนกลับ



ง. ใช้ข้อมูลในการคำนวณย้อนกลับจาก 4 Geophone

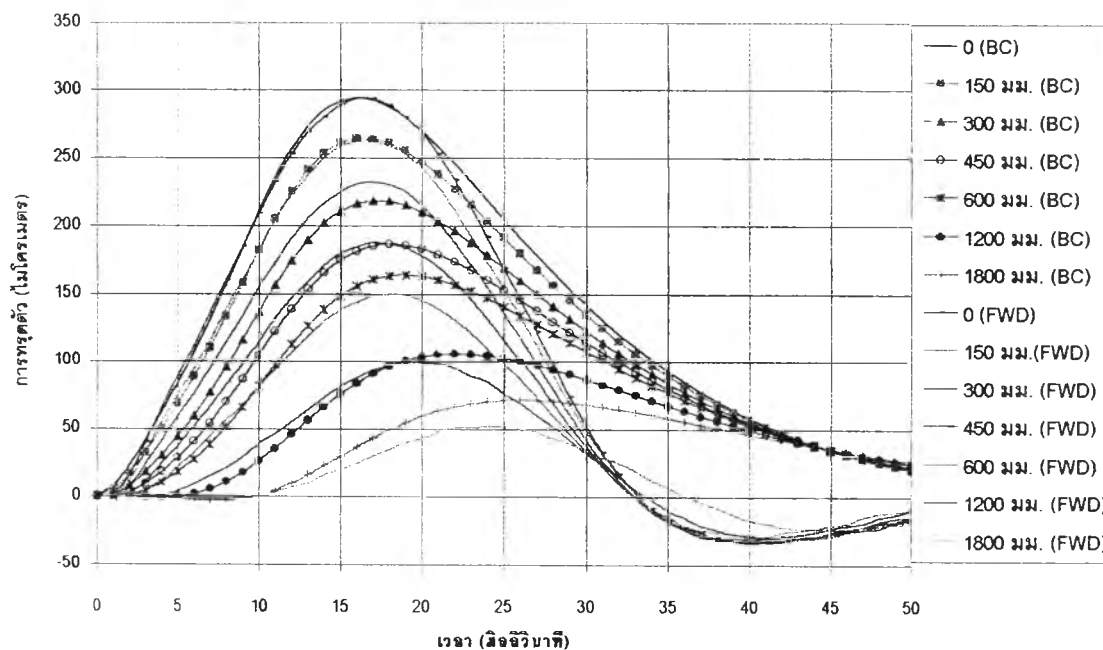
รูปที่ 4.82 (ต่อ) การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่บันทึกจากเครื่อง FWD และจากผลการคำนวณย้อนกลับ กรณีที่กำหนดให้ถนนมี 3 ชั้น

เปรียบเทียบการทรุดตัวจากเครื่อง FWD และจากการคำนวณย้อนกลับ



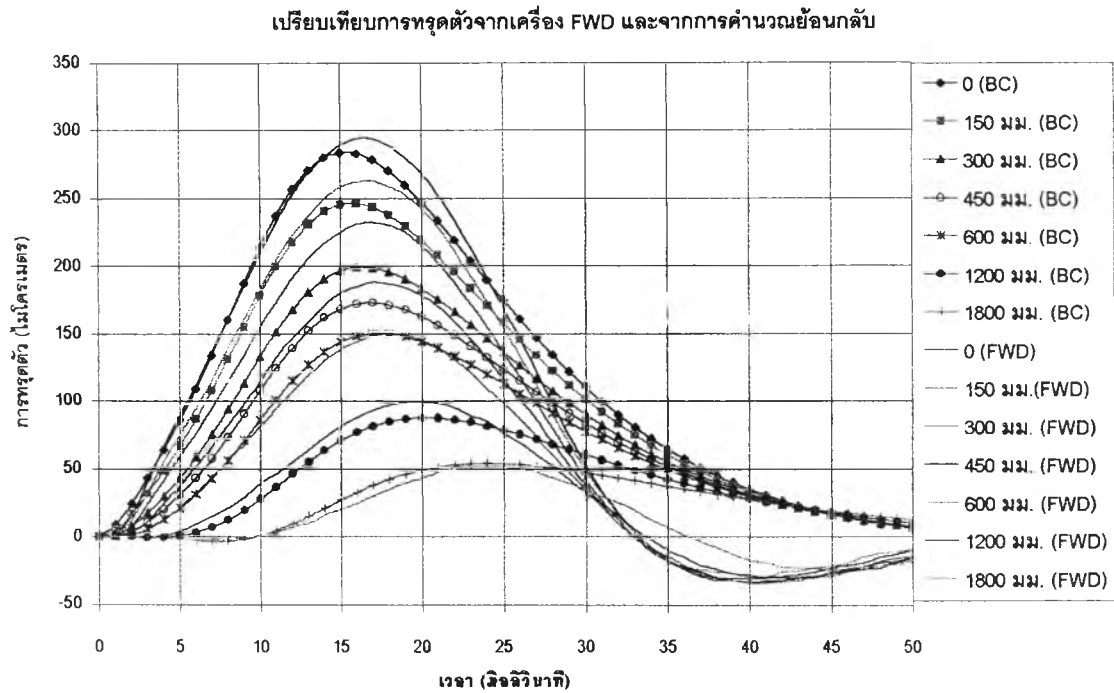
จ. ใช้ข้อมูลในการคำนวณย้อนกลับจาก 5 Geophone

เปรียบเทียบการทรุดตัวจากเครื่อง FWD และจากการคำนวณย้อนกลับ

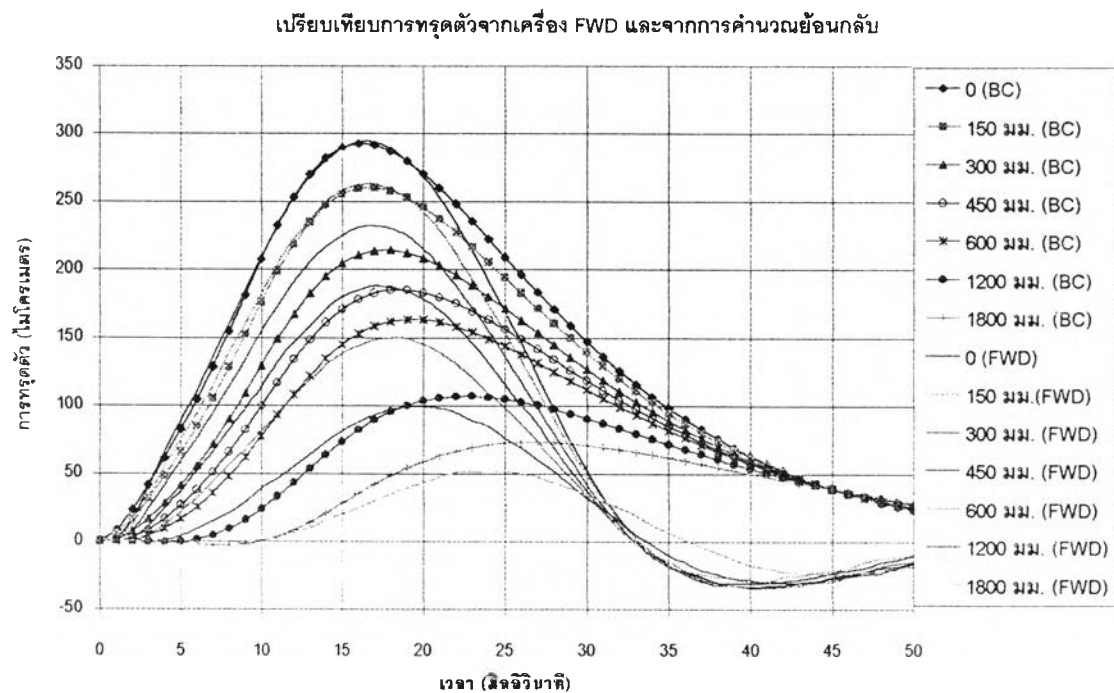


ฉ. ใช้ข้อมูลในการคำนวณย้อนกลับจาก 6 Geophone

รูปที่ 4.82 (ต่อ) การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่บันทึกจากเครื่อง FWD และจากผลการคำนวณย้อนกลับ กรณีที่กำหนดให้ถนนมี 3 ชั้น

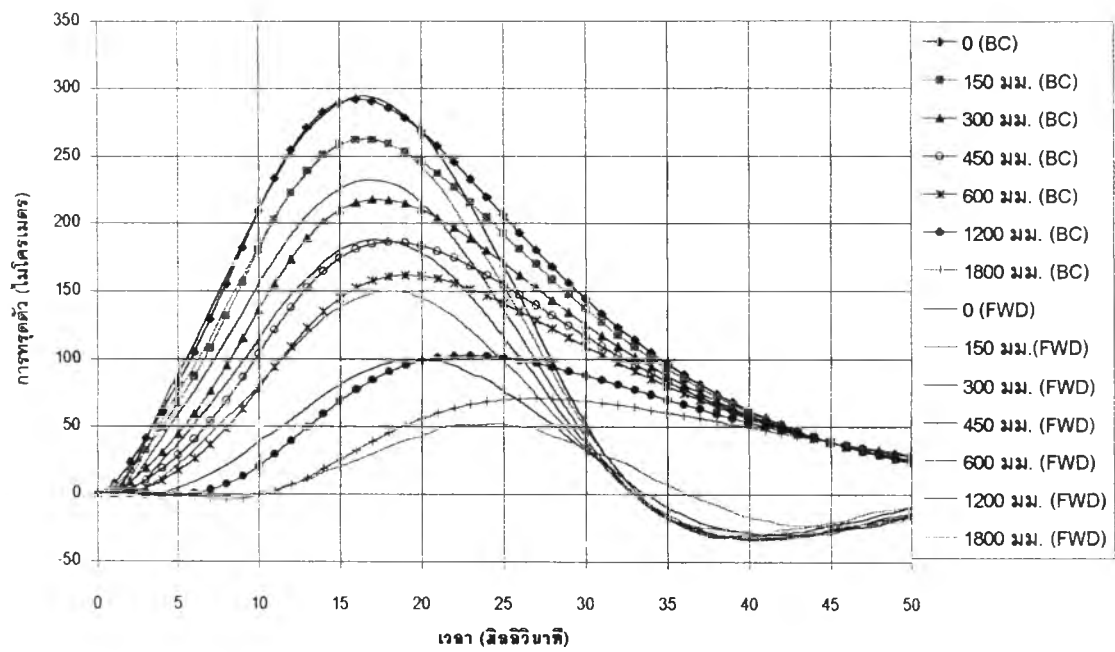


รูปที่ 4.82 (ต่อ) การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่บันทึกจากเครื่อง FWD และจากผลการคำนวณย้อนกลับ กรณีที่กำหนดให้ถนนมี 3 ชั้น



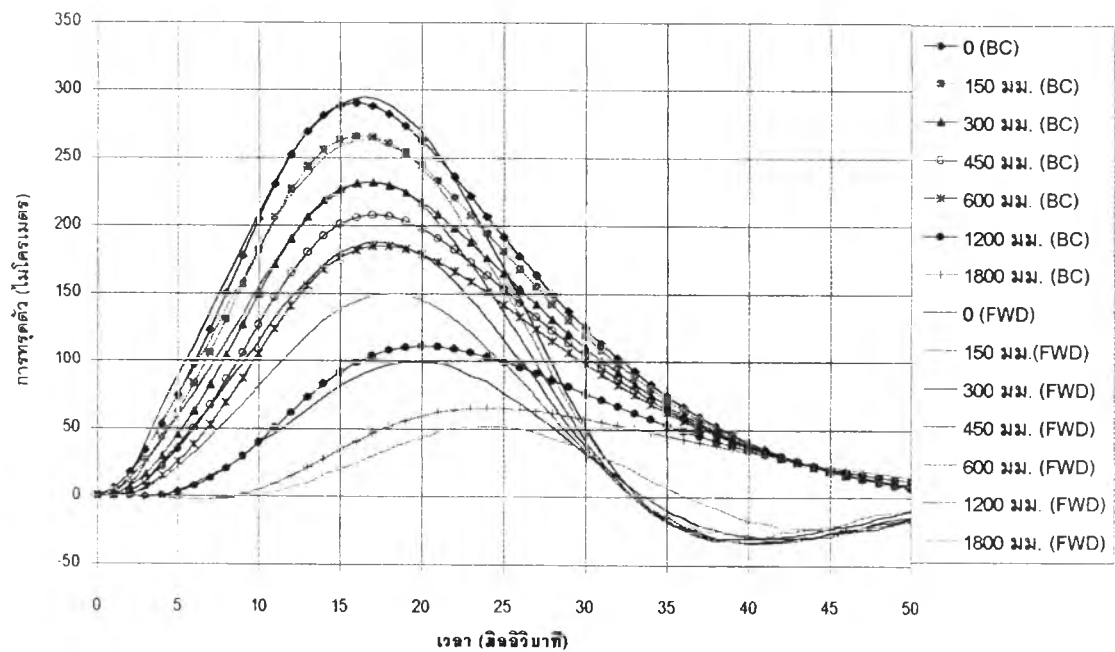
รูปที่ 4.83 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่บันทึกจากเครื่อง FWD และจากผลการคำนวณย้อนกลับ กรณีที่กำหนดให้ถนนมี 4 ชั้น

เปรียบเทียบการทรุดตัวจากเครื่อง FWD และจากการคำนวณย้อนกลับ



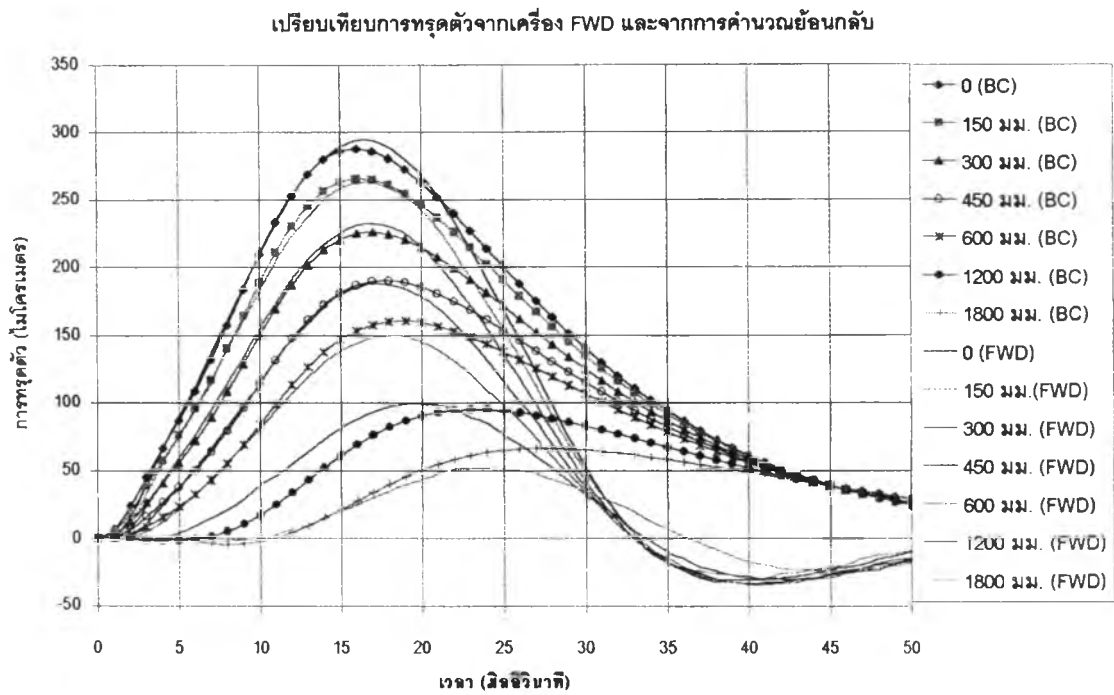
ข. ใช้ข้อมูลในการคำนวณย้อนกลับจาก 2 Geophone

เปรียบเทียบการทรุดตัวจากเครื่อง FWD และจากการคำนวณย้อนกลับ

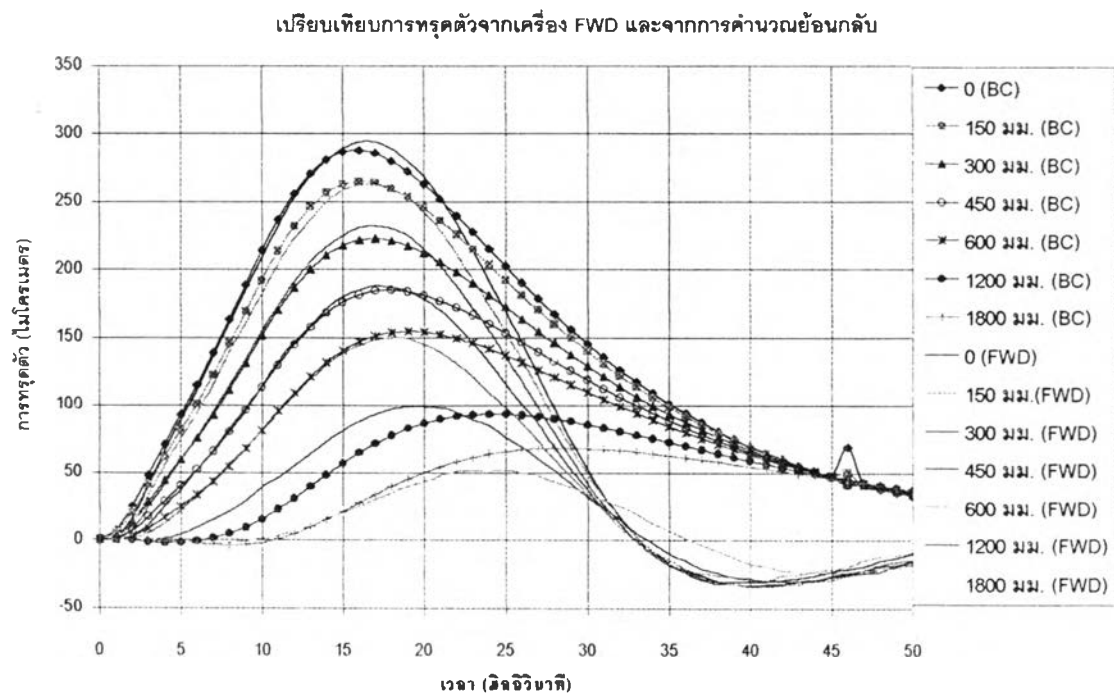


ค. ใช้ข้อมูลในการคำนวณย้อนกลับจาก 3 Geophone

รูปที่ 4.83 (ต่อ) การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่บันทึกจากเครื่อง FWD และจากผลการคำนวณย้อนกลับ กรณีที่กำหนดให้ถนนมี 4 ชั้น



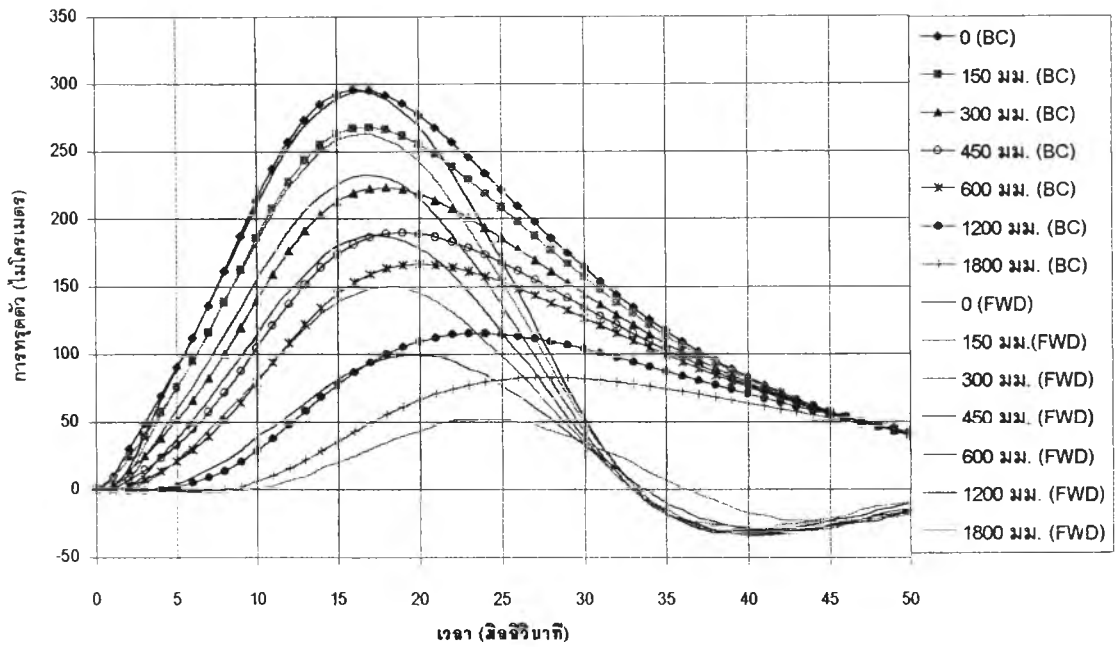
ง. ใช้ข้อมูลในการคำนวณย้อนกลับจาก 4 Geophone



จ. ใช้ข้อมูลในการคำนวณย้อนกลับจาก 5 Geophone

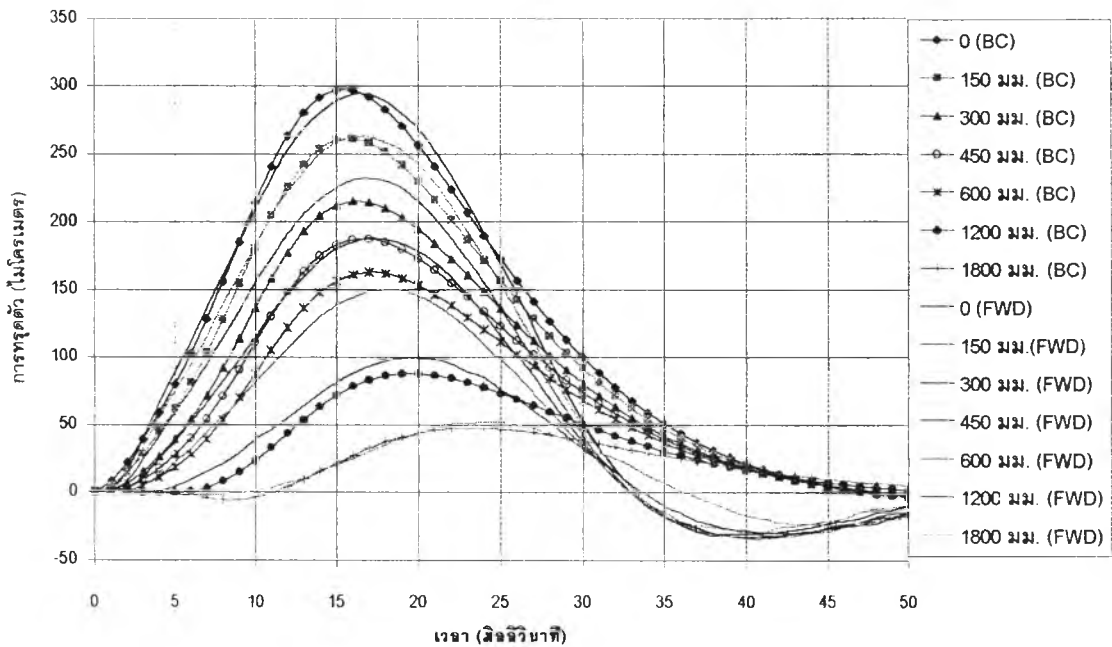
รูปที่ 4.83 (ต่อ) การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่บันทึกจากเครื่อง FWD และจากผลการคำนวณย้อนกลับ กรณีที่กำหนดให้ถนนมี 4 ชั้น

เปรียบเทียบการทรุดตัวจากเครื่อง FWD และจากการคำนวณย้อนกลับ



จ. ใช้ข้อมูลในการคำนวณย้อนกลับจาก 6 Geophone

เปรียบเทียบการทรุดตัวจากเครื่อง FWD และจากการคำนวณย้อนกลับ



ข. ใช้ข้อมูลในการคำนวณย้อนกลับจาก 7 Geophone

รูปที่ 4.83 (ต่อ) การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่บันทึกจากเครื่อง FWD และจากผลการคำนวณย้อนกลับ กรณีที่กำหนดให้ถนนมี 4 ชั้น