

## การวิเคราะห์แผ่นดินไหวของโครงสร้างทางรถไฟฟ้ายกระดับต่อแรงกระทำแผ่นดินไหวโดยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติในโดเมนเวลา

### THE SEISMIC ANALYSIS OF THE ELEVATED RAILWAY STRUCTURE TO AN EARTHQUAKE FORCE BY TWO- AND THREE- DIMENSIONAL FINITE ELEMENT METHOD IN TIME DOMAIN

วัชรวิทย์ วัฒนาคิลกุล<sup>1\*</sup>, สุรียน เปรมปราโมทย์<sup>1</sup>, กมล อมรฟ้า<sup>2</sup>, พูลพงษ์ พงษ์วิทยภาณุ<sup>3</sup>

<sup>1</sup> ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน, กรุงเทพมหานคร, ประเทศไทย

<sup>2</sup> ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์กำแพงแสน, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน, จังหวัดนครปฐม, ประเทศไทย

<sup>3</sup> ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์ศรีราชา, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา, จังหวัดชลบุรี, ประเทศไทย

\*Corresponding author address: watcharawee.wa@ku.th

#### บทคัดย่อ

บทความนี้เป็น การนำเสนอผลของการตอบสนอง เช่น ระยะเวลาเคลื่อนที่ ความเร็ว และความเร่ง ของตัวโครงสร้างทางรถไฟฟ้ายกระดับรวมทั้ง แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดินต่อแรงกระทำแผ่นดินไหวในโดเมนเวลาโดยใช้ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ แบบจำลองของชั้นดินฐานรากยึดหยุ่นและแบบชั้นดินฐานรากแข็งถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์ โดยฐานรากยึดหยุ่นเท่านั้นที่ได้มีการพิจารณาแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดิน ผลของการตอบสนองที่ได้จากแบบจำลองที่ใช้ฐานรากยึดหยุ่นจะมีค่ามากกว่าผลของการตอบสนองที่ได้จากแบบจำลองที่ใช้กับฐานรากแข็งทั้งในแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ ผลของแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดินที่ได้จากการวิเคราะห์แบบ 2 มิติมีความสมจริงน้อยกว่าสำหรับชั้นดินที่มีลักษณะเหมือนกับชั้นหินอุ้มน้ำ นอกจากนั้นแล้วผลจากการวิเคราะห์ของแบบจำลอง 2 มิติ และ 3 มิติ จะถูกนำมาเปรียบเทียบเพื่อศึกษาความแตกต่าง

**คำสำคัญ:** ทางรถไฟฟ้ายกระดับ, แผ่นดินไหว, การตอบสนองต่อแผ่นดินไหว, แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดิน

#### Abstract

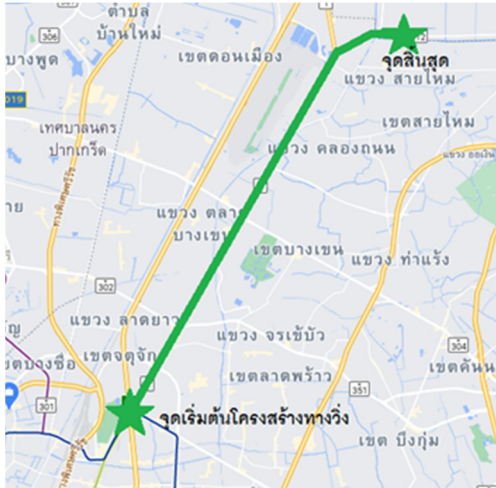
This article presents the results of the responses of the elevated railway structure such as displacements, velocities, and accelerations, including excess pore water pressure to an earthquake force in the time domain analysis. The foundation soils used in the model are flexible and rigid foundation soils. The excess pore water pressure is considered only in the flexible foundation soil. The results of responses obtained from the models using the flexible foundation soil are all higher than those obtained from the models using the rigid foundation soil in both 2 and 3 dimensions. The results of the excess pore water pressure obtained from the 2-D analysis are less realistic for the soil layers that are similar to a confined aquifer. In addition, the analysis results of both two- and three-dimensional models are also compared each other in order to study the difference.

**Keywords:** Elevated Railway, Earthquake, Seismic Response, Excess Pore Water Pressure

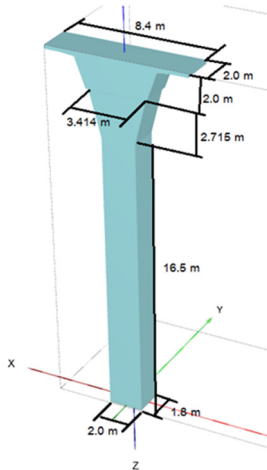
#### 1. คำนำ

โครงสร้างทางวิ่งของรถไฟฟ้ายกระดับเป็นโครงสร้างทางยกระดับที่ถูกสร้างขึ้นในกรุงเทพฯ แม้ว่าว่าจะมีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวน้อย เนื่องจากไม่มีรอยเลื่อนที่มีพลังพาดผ่าน แต่ในบริเวณพื้นที่ใกล้เคียงกัน เช่น จังหวัดนครนายก อาจยังมีกลุ่มของรอยเลื่อนที่มีพลังอยู่ ซึ่งอยู่ห่างจากกรุงเทพฯ ไม่มากอาจส่งผลกระทบต่อโครงสร้างทางรถไฟฟ้ายกระดับหากมีเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ไม่คาดคิดเกิดขึ้น บทความนี้จึงเป็นการนำเสนอผลการศึกษารอบตอบสนองต่อแรงกระทำแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นได้สำหรับโครงสร้างทางรถไฟฟ้ายกระดับ

โดยมีเส้นทางทางวิ่งดังแสดงในรูปที่ 1 การศึกษาจะแบ่งเป็น 2 ส่วนหลัก คือ ส่วนที่ 1 จะทำการศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองต่อแรงกระทำแผ่นดินไหว เช่น ระยะเวลาเคลื่อนที่ ความเร็ว และความเร่ง ของโครงสร้างบนดินที่มีขนาดดังแสดงในรูปที่ 2 ซึ่งโครงสร้างทางรถไฟฟ้ายกระดับในเขตพื้นที่กรุงเทพฯ ในส่วนที่เป็นโครงสร้างบนดินจะเป็นคานารูปกล่องคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูป (Segmental Box Girder) ถูกรองรับด้วยตอม่อขนาด 2x1.6 เมตร ส่วนโครงสร้างใต้ดินจะเป็นเสาเข็มแบบเดี่ยวเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 เมตร และลึก 60 เมตรและมีแท่นหัวเสาเข็มเป็นรูป 6 เหลี่ยม

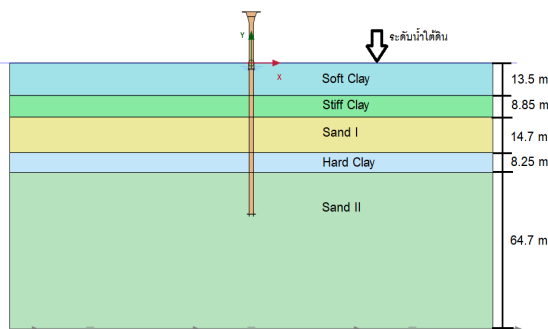


รูปที่ 1 แผนที่เส้นทางโครงสร้างทางรถไฟสายระดับ



รูปที่ 2 ขนาดของโครงสร้างบนดิน

สำหรับในส่วนที่ 2 จะเป็นการศึกษาพฤติกรรมของแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดินที่เกิดขึ้นตรงบริเวณรอบ ๆ โครงสร้างใต้ดินหรือเสาเข็ม โดยกำหนดให้ชั้นดินมี 5 ประเภทวางตัวในแนวนอน แต่ละชั้นมีขนาดความหนาต่างกันดังแสดงในรูปที่ 3 เนื่องจากเป็นการศึกษาพฤติกรรมของแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดิน จึงกำหนดให้ดินแต่ละชั้นอยู่ในสภาวะอิ่มตัวด้วยน้ำโดยมีระดับน้ำอยู่ที่ผิวดิน



รูปที่ 3 ชนิดของดินแต่ละชั้นและความหนา

ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ได้ถูกนำมาใช้ในการสร้างแบบจำลองทั้งในแบบ 2 มิติและ 3 มิติ โดยมีการใช้ชั้นดินฐานรากแบบแข็ง (Rigid) และแบบยืดหยุ่น (Flexible) เฉพาะในกรณีแบบยืดหยุ่นเท่านั้นที่มีการนำชั้นดินในรูปที่ 3 มาใช้ในการวิเคราะห์ ผลที่ได้จากการวิเคราะห์ของแบบจำลองทั้ง 2 มิติและ 3 มิติจะถูกเปรียบเทียบเพื่อศึกษาถึงความแตกต่าง

## 2. ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลอง

### 2.1. ค่าพารามิเตอร์สำหรับคอนกรีต

โครงสร้างทางรถไฟที่กำหนดให้มีพฤติกรรมแบบอีลาสติกที่ใช้ค่าพารามิเตอร์เป็นอัตราส่วนปัวซอง ( $\nu_c$ ) และยังโมดูลัส ( $E_c$ ) โดยใช้  $\nu_c = 0.2$  ส่วน  $E_c$  หาได้จากสมการที่ (1) [1]

$$E_c = 4,800\sqrt{f'_c} \quad (1)$$

โดยที่  $f'_c$  คือ ค่ากำลังอัดของคอนกรีตที่ 28 วัน มีค่าเท่ากับ 35 MPa

### 2.2. ค่าพารามิเตอร์สำหรับชั้นดิน

ในส่วนของชั้นดินทั้ง 5 ชั้นในแบบจำลองที่ถูกกำหนดให้อยู่ในสภาวะอิ่มตัวด้วยน้ำจะพิจารณาการใช้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของชั้นดินจาก [2] และ [3] ประเภท (Type) หน่วยน้ำหนักกัมมันต์ของชั้นดิน ( $\gamma_{sat}$ ) และค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านในแนวตั้ง ( $k_v$ ) และราบ ( $k_h$ ) ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของชั้นดิน

Type	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$k_v$ (m/s)	$k_h$ (m/s)
Soft Clay	16	$3 \times 10^{-10}$	$6 \times 10^{-10}$
Stiff Clay	18	$3 \times 10^{-11}$	$6 \times 10^{-11}$
Sand I	19	$1.94 \times 10^{-5}$	$3.87 \times 10^{-5}$
Hard Clay	20	$3 \times 10^{-11}$	$6 \times 10^{-11}$
Sand II	20	$1.94 \times 10^{-5}$	$3.87 \times 10^{-5}$

ชั้นดินแต่ละชั้นถูกกำหนดให้มีพฤติกรรมแบบอีลาสโตพลาสติก ดังนั้นค่าพารามิเตอร์ที่ใช้จะมีทั้งในสภาวะอีลาสติกและสภาวะพลาสติก

#### 2.2.1. ค่าพารามิเตอร์ในสภาวะอีลาสติก

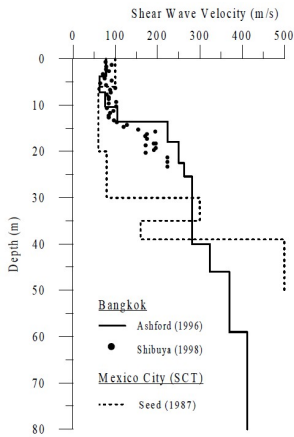
ค่ายังโมดูลัสของชั้นดินที่ใช้ในแบบจำลองคำนวณได้จากสมการที่ (2)

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (2)$$

โดยที่  $\nu$  คือ ค่าอัตราส่วนปัวซองของชั้นดินและ  $G$  คือ ค่าโมดูลัสเฉือนของชั้นดินซึ่งหาได้จากสมการที่ (3)

$$G = \rho V_s^2 \quad (3)$$

โดยที่  $V_s$  คือ ความเร็วคลื่นเฉือนตามความลึกของชั้นดินกรุงเทพฯ โดยใช้ผลของ Ashford (1996) ดังแสดงในรูปที่ 4 [4] และ  $\rho$  คือ ความหนาแน่นของดินซึ่งมีความสัมพันธ์กับค่า  $\gamma_{sat}$



รูปที่ 4 ความเร็วคลื่นเฉือนเทียบกับความลึกของชั้นดิน กรุงเทพฯ

### 2.2.2. ค่าพารามิเตอร์ในสภาวะพลาสติก

แบบจำลองมอร์-คูลอมป์ที่ขึ้นอยู่กัค่าพารามิเตอร์ความเหนียวของดิน ( $c$ ) และมุมเสียดทานภายใน ( $\phi$ ) ได้ถูกนำมาใช้สำหรับชั้นดินในสภาวะพลาสติก ซึ่งค่าพารามิเตอร์ดังกล่าวได้จากการทดสอบหาค่ากำลังดินแบบ 3 แกน (Triaxial compression test แบบ CU) [2] ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ใช้ในแบบจำลองของชั้นดินทั้งในสภาวะอีลาสติกและพลาสติกได้ถูกสรุปไว้ในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ของชั้นดิน

Type	$V_s$ (m/s)	$\nu$	$E$ (kPa)	$c$ (kPa)	$\phi$ (deg.)
Soft Clay	80	0.45	29,696	12.3	21.6
Stiff Clay	230	0.33	253,285	31.3	21.8
Sand I	285	0.3	401,252	0	36
Hard Clay	323	0.33	555,030	156.2	11.7
Sand II	413	0.3	886,959	0	36

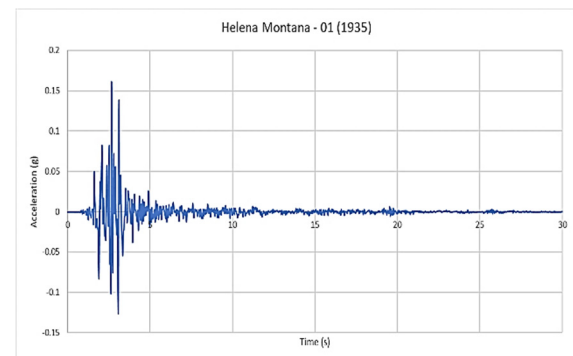
### 3. การคัดเลือกข้อมูลความเร่งของแผ่นดินไหว

ข้อมูลแผ่นดินไหวที่ถูกบันทึกอยู่ในรูปแบบของกราฟความเร่งที่ผิวดินกับเวลาจะถูกคัดเลือกเพื่อนำไปใช้ในการวิเคราะห์ในโดเมนเวลา สำหรับพื้นที่กรุงเทพฯ ข้อมูลความเร่งของแผ่นดินไหวที่รุนแรงที่เกิดขึ้นในพื้นที่นี้ไม่ได้มีการบันทึกไว้ หากแต่มีข้อมูลของกลุ่มรอยเลื่อนนครนายกที่อยู่ในบริเวณพื้นที่ใกล้เคียงซึ่งห่างจากพื้นที่กรุงเทพฯ ไม่มาก โดยกลุ่มรอยเลื่อนนครนายกนี้เคยมีประวัติการเกิดแผ่นดินไหวขนาด 6.8 เมื่อประมาณ 3,000 ปีที่ผ่านมาซึ่งถือว่าเป็นรอยเลื่อนที่มีพลังอยู่โดยมีค่าขนาดของแผ่นดินไหวสูงสุดที่

คาดว่าจะเกิดขึ้น (Maximum credible earthquake, MCE) ตั้งแต่ 5.9 จนถึง 7.0 [5] ซึ่งกลุ่มรอยเลื่อนเหล่านี้มีลักษณะเป็นแบบรอยเลื่อนตามแนวระดับ (Strike slip) [6] ดังนั้นข้อมูลขนาดของแผ่นดินไหวและลักษณะของกลุ่มรอยเลื่อนนี้จะถูกนำมาพิจารณาเพื่อทำการคัดเลือกข้อมูลความเร่งของแผ่นดินไหวจากฐานข้อมูลของ Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) ซึ่งข้อมูลความเร่งที่ได้ถูกคัดเลือกและนำมาใช้ในการวิเคราะห์คือข้อมูลความเร่งจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Helena Montana – 01 ในปี 1935 ดังมีรายละเอียดแสดงไว้ในตารางที่ 3 และกราฟความเร่งที่ผิวดินกับเวลาดังแสดงในรูปที่ 5

ตารางที่ 3 ข้อมูลเหตุการณ์แผ่นดินไหว

ข้อมูล	คลื่นแผ่นดินไหว
ชื่อเหตุการณ์	Helena Montana – 01
ประเทศ	United State
สถานีดตรวจวัด	Carrol College
ปีที่เกิด	1935
ขนาด	6.0
ความเร่งสูงสุด (g)	0.161
ประเภทของรอยเลื่อน	Strike Slip



รูปที่ 5 ข้อมูลความเร่งที่ผิวดินกับเวลา (Helena Montana – 01)

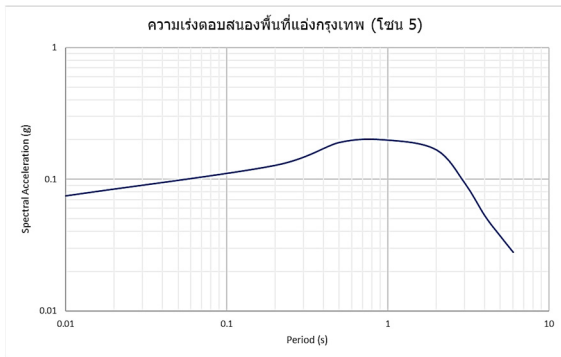
### 3.1. การปรับข้อมูลความเร่งที่ผิวดิน

ข้อมูลความเร่งที่ผิวดินกับเวลาในรูปที่ 5 จะต้องมีการปรับข้อมูลก่อนนำไปใช้ในแบบจำลอง โดยจะทำการปรับข้อมูลของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของเหตุการณ์แผ่นดินไหว Helena Montana – 01 ที่ได้จากฐานข้อมูล PEER ดังแสดงในรูปที่ 6 (ซึ่งเทียบเท่ากับรูปที่ 5 ในโดเมนเวลา) เพื่อให้เข้ากับค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของพื้นที่เป้าหมายดังแสดงในรูปที่ 7 ซึ่งพื้นที่เป้าหมาย (รูปที่ 1) จัดอยู่ในโซน 5 ในพื้นที่แอ่งกรุงเทพดังแสดงในรูปที่ 8 ตามมาตรฐานกรมโยธาธิการและผังเมือง (มยผ. 1301/1302 – 61) [7] การปรับข้อมูลนั้นสามารถทำได้โดยใช้ซอฟต์แวร์ Seismomatch เส้นกราฟสีส้มในรูปที่ 9 แสดงถึงข้อมูลที่

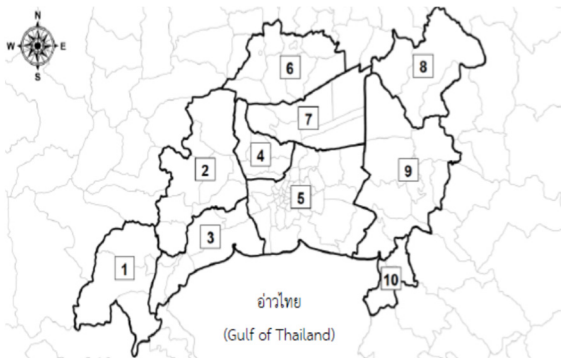
ถูกปรับแล้วซึ่งเทียบเท่ากับกราฟความเร่งที่ผิวดินกับเวลาในรูปแบบที่ 10 ซึ่งจะถูกใช้เป็นข้อมูลนำเข้าในแบบจำลอง



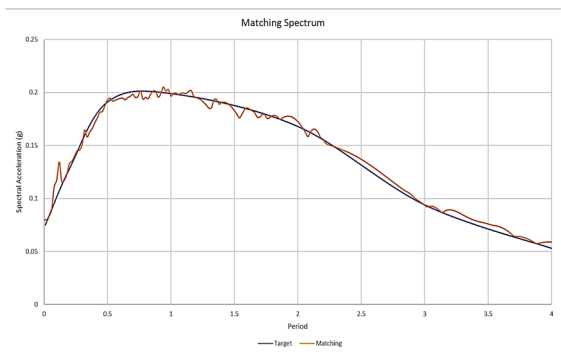
รูปที่ 6 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม (Helena Montana - 01)



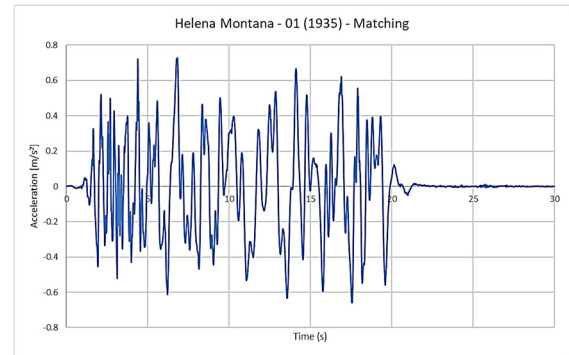
รูปที่ 7 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของพื้นที่แห่งกรุงเทพ โซน 5 (มยผ. 1301/1302 - 61)



รูปที่ 8 การแบ่งโซนในพื้นที่แห่งกรุงเทพ



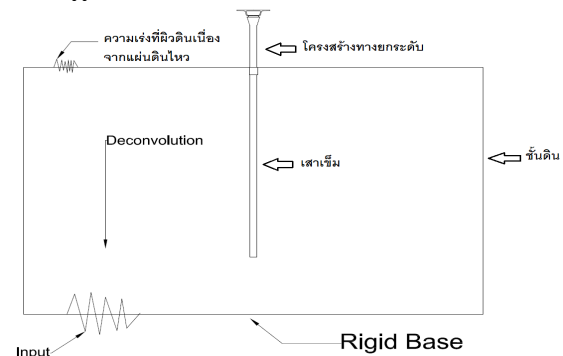
รูปที่ 9 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ปรับค่าแล้ว



รูปที่ 10 ความเร่งและเวลาที่ถูกปรับค่าแล้ว

### 3.2. การนำเข้าข้อมูลความเร่งกับเวลาในแบบจำลอง

ในแบบจำลองทั้ง 2 มิติและ 3 มิติ ข้อมูลความเร่งกับเวลาที่ถูกรับปรับค่าแล้วในรูปแบบที่ 10 สามารถนำไปใช้เป็นข้อมูลนำเข้าในแบบจำลองได้ทันทีที่ผิวดินแต่เฉพาะในกรณีที่ใช้ชั้นดินฐานรากแบบแข็งเท่านั้น ในกรณีที่ใช้ชั้นดินฐานรากแบบยืดหยุ่นข้อมูลในรูปแบบที่ 10 จะต้องผ่านขั้นตอนดีคอนโวลูชัน (Deconvolution) เพื่อให้ได้ข้อมูลความเร่งกับเวลาที่จะใช้เป็นข้อมูลนำเข้าที่ด้านล่างของชั้นดินในแบบจำลอง ซึ่งบริเวณด้านล่างนี้จะถูกกำหนดให้เป็นฐานแข็ง (Rigid base) (ดูรูปที่ 11)



รูปที่ 11 การใส่ข้อมูลเข้าในแบบจำลอง

### 4. แบบจำลองโดยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

แบบจำลองที่นำมาใช้นั้นถูกสร้างขึ้นทั้งในรูปแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ โดยใช้ซอฟต์แวร์ Plaxis 2D และ Plaxis 3D ชั้นดินฐานรากแบบแข็งและแบบยืดหยุ่นถูกนำมาใช้ในแบบจำลอง สำหรับการวิเคราะห์เฉพาะในโดเมนเวลาและมีการนำความหน่วงของวัสดุมาใช้ในการคำนวณ ซึ่งความหน่วงที่วันนี้สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (5) [8]

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (5)$$

โดยที่ [C] [M] และ [K] คือ เมทริกซ์ของความหน่วง มวล และความแข็งเกร็ง ส่วน  $\alpha$  และ  $\beta$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วงเรย์ลี

(Rayleigh damping coefficients) ซึ่งสามารถหาได้จากสมการที่ (6)

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = \frac{2\zeta}{\omega_i + \omega_j} \begin{Bmatrix} \omega_i \omega_j \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (6)$$

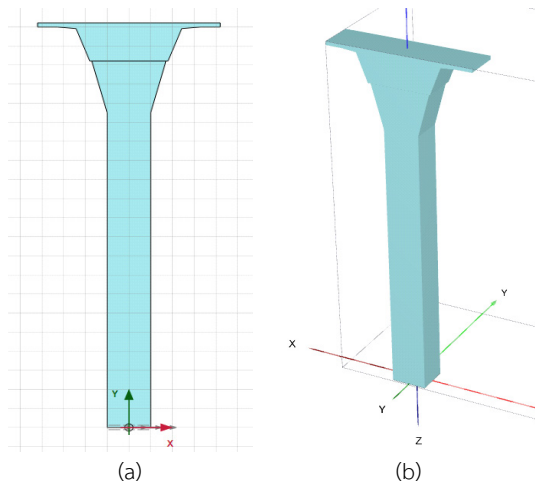
โดยที่  $\zeta$  คือ อัตราส่วนความหน่วงซึ่งเท่ากับ 2 % สำหรับคอนกรีต และ 5 % สำหรับดิน ขณะที่  $\omega_i$  และ  $\omega_j$  คือ ความถี่ธรรมชาติ โหมดที่  $i$  และ  $j$  โดยเลือกใช้โหมดที่ 1 และ 2 สำหรับความถี่ธรรมชาติของชั้นดินนั้นสามารถคำนวณได้จากคาบธรรมชาติรูปแบบที่  $n$  ( $T_n$ ) ดังแสดงในสมการที่ (7) [9]

$$T_n = \frac{4H}{(2n - 1)V_s} \quad (7)$$

โดยที่  $H$  คือความลึกของดินแต่ละชั้นที่วัดจากผิวดินลงไป ค่า  $\alpha$  และ  $\beta$  ที่คำนวณได้จากสมการที่ (6) ถูกสรุปไว้ในตารางที่ 4 ตารางที่ 4 ค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วงเรย์ลี

Type	$\zeta$ (%)	$\alpha$	$\beta$
Concrete	2	0.1162	0.0188
Soft Clay	5	0.2222	0.0084
Stiff Clay	5	0.2406	0.0078
Sand I	5	0.1799	0.0104
Hard Clay	5	0.1471	0.0127
Sand II	5	0.0997	0.0188

#### 4.1 ชั้นดินฐานรากแบบแข็ง



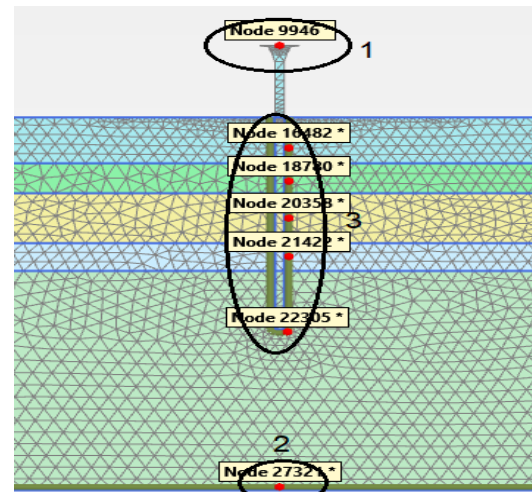
รูปที่ 12 แบบจำลองกรณีฐานรากแบบแข็ง 2 มิติ (a) 2 มิติ และ (b) 3 มิติ

ในส่วนของแบบจำลองที่ใช้ชั้นดินฐานรากแบบแข็งนั้นไม่มีการพิจารณาดินและโครงสร้างใต้ดินเนื่องจากใช้เงื่อนไขขอบ (Boundary condition) ที่เป็นแบบปลายยึดติด (Fixed end) ที่เสาตรงผิวดิน ดังนั้นจะพิจารณาเฉพาะโครงสร้างบนดินเท่านั้น ซึ่งประกอบไปด้วยเสาและตัวคานรูปกล่องดังแสดงในรูปที่ 12(a) และ

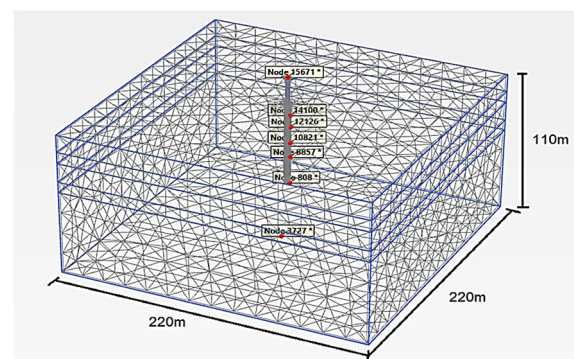
12(b) สำหรับ 2 มิติและ 3 มิติตามลำดับ ข้อมูลความเร่งที่ผิวดินกับเวลาในรูปที่ 10 ถูกนำมาใช้ในแบบจำลองตรงบริเวณฐานของโครงสร้างในทิศทางแกน  $x$  โดยตรงโดยไม่ผ่านขั้นตอนตีคอนไวลูชัน สำหรับผลที่ได้จากการวิเคราะห์จะเป็นค่าการตอบสนอง กล่าวคือ ระยะเคลื่อนที่ ความเร็วและความเร่งแบบสัมพัทธ์ของจุดบนสุดตรงกึ่งกลางโครงสร้างเทียบกับจุดล่างสุดตรงกึ่งกลางโครงสร้าง

#### 4.1. ชั้นดินฐานรากแบบยืดหยุ่น

ในกรณีชั้นดินฐานรากแบบยืดหยุ่นเท่านั้นที่มีการนำดินและโครงสร้างใต้ดินมาพิจารณาร่วมกับโครงสร้างบนดิน โดยชั้นดินที่ถูกรสร้างในแบบจำลอง 2 มิตินั้นกำหนดให้มีความกว้าง 220 เมตร และลึก 110 เมตร ส่วนในแบบจำลอง 3 มิติจะถูกกำหนดให้มีความกว้าง 220 เมตร ยาว 220 เมตร ลึก 110 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 13 และ 14 ตามลำดับ สำหรับผลที่ได้จากการวิเคราะห์จะเป็นค่าการตอบสนองของโครงสร้างบนดิน (ระยะเคลื่อนที่ ความเร็ว และความเร่งแบบสัมพัทธ์) ที่จุดต่อ (Node) หมายเลข 9946 เทียบกับผลของจุดต่อหมายเลข 27321 สำหรับในกรณี 2 มิติ ส่วนในกรณี 3 มิติจะเป็นผลของจุดต่อหมายเลข 15671 เทียบกับผลของจุดต่อหมายเลข 3727 สำหรับจุดต่อที่เหลือจะเป็นจุดที่ตรวจสอบผลของค่าแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดินของดินแต่ละชั้น



รูปที่ 13 โครงตาข่าย (Mesh) ของแบบจำลอง 2 มิติ





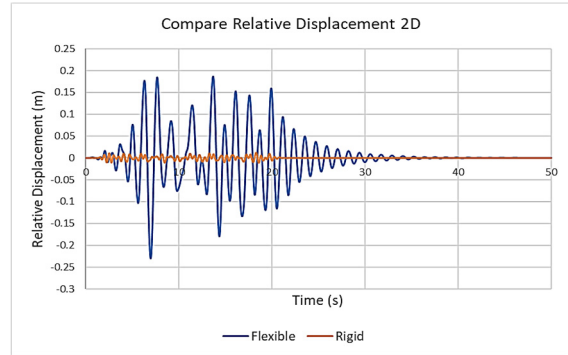
รูปที่ 14 โครงตาข่าย (Mesh) ของแบบจำลอง 3 มิติ

### 5. ผลการวิเคราะห์

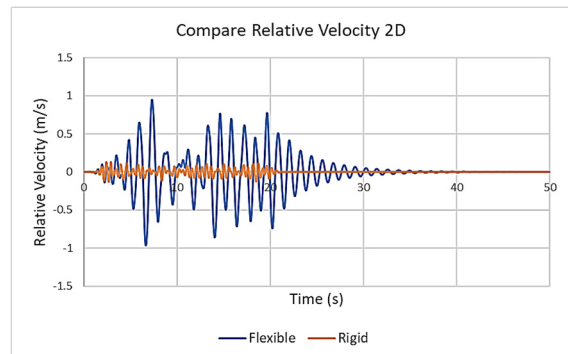
ผลของการตอบสนองที่ได้จากการวิเคราะห์ทั้งในแบบ 2 มิติ และ 3 มิติที่ใช้ชั้นดินฐานรากแบบแข็งและแบบยืดหยุ่นได้ถูกนำมาเปรียบเทียบกันดังแสดงในรูปที่ 15 ถึง 20 โดยจะพิจารณาผลที่เกิดขึ้นในทิศทางแกน x เท่านั้นเนื่องจากเป็นทิศทางเดียวกันกับข้อมูลนำเข้า ดังนั้นผลของการตอบสนองในทิศทางนี้ จะมีความสำคัญมากกว่าผลของการตอบสนองในทิศทางอื่นเนื่องจากมีค่าการตอบสนองมากกว่า การเลือกใช้จุดอ้างอิงสำหรับหาค่าการตอบสนองสัมพันธ์ของโครงสร้างสำหรับกรณีฐานรากแบบแข็งและฐานรากแบบยืดหยุ่นต่างกันเนื่องจาก ฐานรากแบบแข็งนั้นจะไม่มี การพิจารณาความยืดหยุ่นของดินเข้ามาเกี่ยวข้องและวิเคราะห์เฉพาะโครงสร้างส่วนที่อยู่เหนือดินเท่านั้น ส่วนฐานรากแบบยืดหยุ่นนั้นได้พิจารณาความยืดหยุ่นของดินและพิจารณาโครงสร้างใต้ดินร่วมด้วย

สำหรับในแบบ 2 มิติ (รูปที่ 15 ถึง 17) จะเห็นได้อย่างชัดเจนว่าผลของค่าการตอบสนองของแบบจำลองที่ใช้ชั้นดินฐานรากแบบยืดหยุ่น (เส้นสีน้ำเงิน) จะมีค่าแอมพลิจูดที่สูงกว่ามากและใช้เวลาในการตอบสนองที่นานกว่าผลที่ได้จากแบบจำลองที่ใช้ชั้นดินฐานรากแบบแข็ง (เส้นสีแดง) ในทางกลับกันแบบจำลอง 3 มิติ (รูปที่ 18 ถึง 20) ผลของค่าการตอบสนองในกรณีที่ใช้ดินฐานรากแบบยืดหยุ่น (เส้นสีน้ำเงิน) แม้จะมีค่าแอมพลิจูดที่สูงกว่าแต่ก็สูงกว่าไม่มากเหมือนในแบบ 2 มิติ นอกจากนั้นแล้วในเรื่องความแตกต่างของระยะเวลาการตอบสนองก็ไม่มากเหมือนในแบบ 2 มิติ

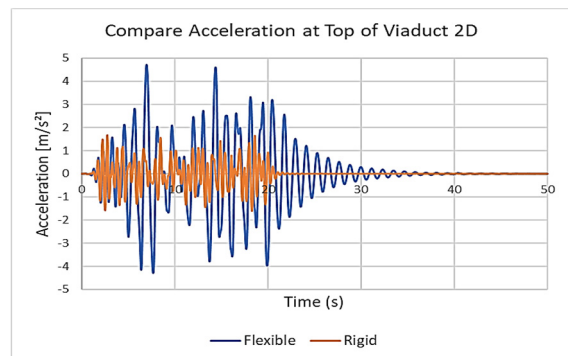
สำหรับกรณีฐานรากแบบยืดหยุ่นไม่ว่าในกรณี 2 มิติหรือ 3 มิติ จะเห็นได้อย่างชัดเจนว่าการกำหนดใช้ชั้นดินฐานรากในแบบจำลองจะมีผลต่อการตอบสนองเนื่องจากชั้นดินโดยเฉพาะชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft clay) จะมีแนวโน้มขยายคลื่นแผ่นดินไหวทั้งในขนาดแอมพลิจูดและคาบเวลาในการสั่นสะเทือน อย่างไรก็ตามก็เฉพาะในกรณี 2 มิติที่เห็นได้ชัดถึงความแตกต่างของผลที่ได้จากการวิเคราะห์สาเหตุหนึ่งที่เป็นไปได้ที่ทำให้เกิดความแตกต่างที่มากก็คือเงื่อนไขความเครียดระนาบ (Plane strain condition) ที่ได้ถูกกำหนดใช้ในแบบจำลองซึ่งก็หมายความว่าแบบจำลองของโครงสร้างทางรถไฟยกระดับถูกสมมติให้มีความยาวเป็นอนันต์เปรียบเสมือนเป็นกำแพงไม่ได้เป็นเสาเหมือนอย่างในกรณี 3 มิติ ดังนั้นผลที่ได้จากการวิเคราะห์แบบ 3 มิติจึงมีความน่าเชื่อถือมากกว่า



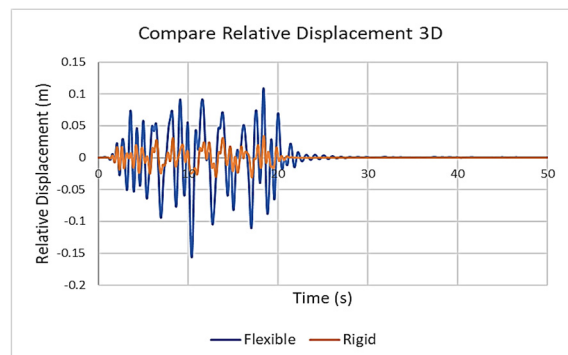
รูปที่ 15 การเปรียบเทียบค่าระยะเคลื่อนที่ในแบบจำลอง 2 มิติ



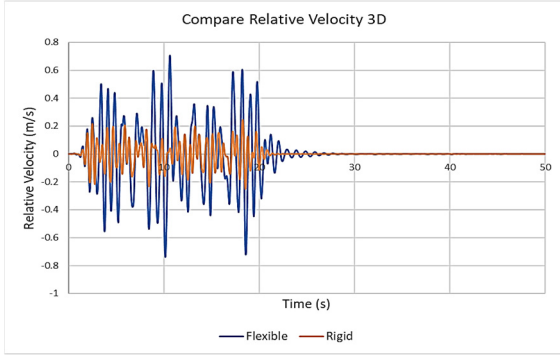
รูปที่ 16 การเปรียบเทียบค่าความเร็วในแบบจำลอง 2 มิติ



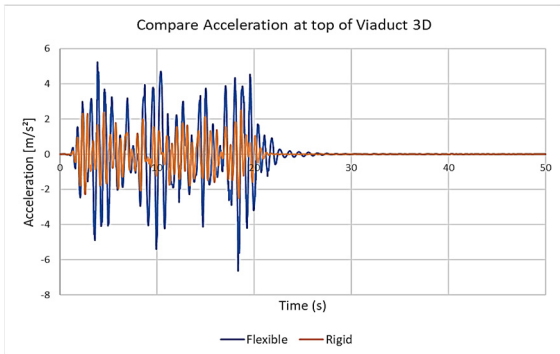
รูปที่ 17 การเปรียบเทียบค่าความเร่งในแบบจำลอง 2 มิติ



รูปที่ 18 การเปรียบเทียบค่าระยะเคลื่อนที่ในแบบจำลอง 3 มิติ



รูปที่ 19 การเปรียบเทียบค่าความเร็วในแบบจำลอง 3 มิติ



รูปที่ 20 การเปรียบเทียบค่าความเร่งในแบบจำลอง 3 มิติ

เมื่อพิจารณาเฉพาะค่าแอมพลิจูดที่สูงที่สุด (ดูตารางที่ 5) โดยเปรียบเทียบผลของแบบจำลอง 2 มิติกับ 3 มิติจะพบว่าในกรณีของ 3 มิติที่ใช้ชั้นหินฐานรากแบบแข็ง ผลของการตอบสนองสูงสุดไม่ว่าจะเป็นค่าการเคลื่อนที่ ความเร็ว หรือความเร่ง จะมีค่ามากกว่าผลของ 2 มิติเสมอ ส่วนในกรณีที่ฐานรากแบบยืดหยุ่นจะพบว่าผลของค่าความเร่งในแบบ 3 มิติเท่านั้นที่มีค่ามากกว่า

ตารางที่ 5 ค่าตอบสนองสูงสุดที่จุดบนสุดของโครงสร้างทางรถไฟฟ้ายกระดับ

Response	2 มิติ		3 มิติ	
	Flexible	Rigid	Flexible	Rigid
ระยะเคลื่อนที่(m)	0.230	0.012	0.157	0.034
ความเร็ว(m/s)	0.965	0.130	0.739	0.251
ความเร่ง(m/s <sup>2</sup> )	4.714	1.668	6.612	2.504

เมื่อพิจารณาค่าระยะเคลื่อนที่แบบตัวสัมผัสระหว่างชั้นที่ยอมให้ตาม มยผ. 1301/1302 - 61 ซึ่งได้จัดประเภทความสำคัญของอาคารเอาไว้ โดยในการศึกษานี้จะพิจารณาให้โครงสร้างทางวิ่งของรถไฟฟ้าเป็นอาคารและโครงสร้างอื่น ๆ และจัดเป็นประเภทความสำคัญ II (ปกติ) โดยมีค่าระยะเคลื่อนที่ตัวสัมผัสระหว่างชั้นที่ยอมให้ไม่เกิน  $0.020h_{sx}$  โดย  $h_{sx}$  คือ ความสูงของโครงสร้าง ซึ่งเมื่อพิจารณาความสูงของโครงสร้างบนดินพบว่าโครงสร้างนั้นสูง 21.21 เมตร ดังนั้นค่าระยะเคลื่อนที่ตัวสัมผัสที่ยอมให้จะเท่ากับ 0.424

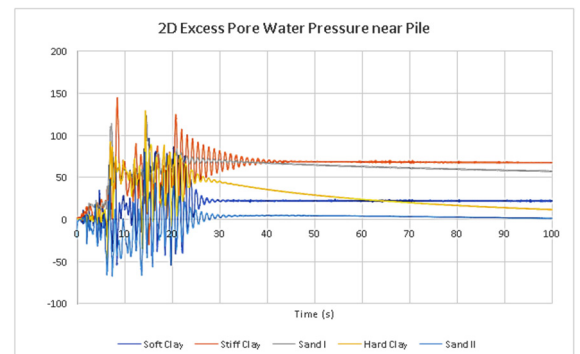
เมตร ซึ่งค่าระยะเคลื่อนที่สูงสุดที่ได้จากการวิเคราะห์ในตารางที่ 5 ทั้งในแบบ 2 มิติและ 3 มิติจะมีค่าไม่เกิน 0.424 เมตร ดังนั้นโครงสร้างทางรถไฟฟ้ายกระดับนี้ยังอยู่ในเกณฑ์ที่สามารถทำการก่อสร้างได้

สำหรับผลจากการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดินของชั้นดินต่าง ๆ ทั้งในแบบ 2 มิติและ 3 มิติได้ถูกพล็อตไว้ในรูปที่ 21 และ 22 ตามลำดับ ส่วนค่าแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดินสูงสุดได้ถูกสรุปไว้ในตารางที่ 6 จากกราฟรูปที่ 21 และ 22 จะพบว่าแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดินของชั้นดินต่าง ๆ บริเวณที่ติดเสาเข็มบางชั้นจะมีค่าบวกซึ่งจะทำให้เกิดเฉาะและรูด ขณะที่บางชั้นจะมีทั้งค่าบวกลบสลับกันส่งผลทำให้เกิดทั้งแรงอัดและแรงดูดสลับกันไป

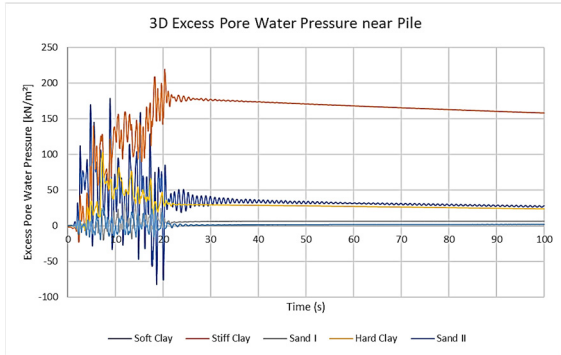
อย่างไรก็ตามเมื่อเวลาผ่านไป (กล่าวคือมากกว่า 20 วินาที) การตอบสนองของชั้นดินต่าง ๆ เริ่มลดลงแต่ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดินยังคงค้างอยู่เนื่องจากชั้นดินส่วนใหญ่มีค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำที่น้อยมากเนื่องจากเป็นดินเหนียว สำหรับค่าแรงดันน้ำที่ค้างคังนี้จะมีค่าเป็นบวกหมดซึ่งชี้ให้เห็นว่าเสาเข็มยังคงถูกกระทำด้วยแรงอัดอยู่แม้ว่าการตอบสนองมีค่าเข้าใกล้ศูนย์แล้วก็ตาม

อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาชั้น Sand I จะพบว่าในกรณี 2 มิติ (รูปที่ 21) ค่าแรงดันน้ำที่ค้างอยู่กลับสูงมากกว่าชั้นดินเหนียวอื่น ๆ ทั้ง ๆ ที่มีค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำที่มากกว่าหรือแม้กระทั่งชั้น Sand II ที่มีค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นน้ำที่เท่ากัน สาเหตุที่ชั้น Sand I มีค่าแรงดันน้ำค้างคังที่สูงเนื่องจากชั้นบนและล่างที่ติดกับชั้น Sand I เป็นชั้นดินเหนียวที่ตึบน้ำกว่าจึงทำให้ตัวชั้น Sand I มีลักษณะเหมือนกับชั้นหินอุ้มน้ำ (Confined aquifer) โดยที่น้ำจะไหลซึมผ่านทางแนวราบได้ง่ายกว่า อย่งไรก็ตามเสาเข็มในแบบจำลอง 2 มิติที่มีความยาวเป็นอนันต์หรืออีกนัยหนึ่งมีลักษณะเป็นกำแพงที่ตึบน้ำส่งผลทำให้น้ำซึมผ่านในแนวราบได้ทิศทางเดียวคือทางด้านขวา

ส่วนในกรณี 3 มิติที่แบบจำลองมีความสมจริงมากกว่า กล่าวคือเสาเข็มไม่ได้ยาวแบบอนันต์เหมือนในกรณี 2 มิติ ทำให้การซึมน้ำของชั้น Sand I เป็นไปได้ทุกทิศทางในแนวราบ [10] ส่งผลทำให้ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดินของแบบจำลอง 3 มิติ มีค่าคังที่น้อยกว่าอย่างเห็นได้ชัด



รูปที่ 21 แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดินในแบบจำลอง 2 มิติ



รูปที่ 22 แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดินในแบบจำลอง 3 มิติ

เมื่อพิจารณาผลในตารางที่ 6 จะเห็นได้อย่างชัดเจนว่าค่าสูงสุดของแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดินของชั้นดินเหนียวต่าง ๆ ในแบบจำลอง 3 มิติจะมีค่ามากกว่าผลที่ได้ในแบบจำลอง 2 มิติ ส่วนของชั้นทรายทั้ง 2 ชั้นในแบบจำลอง 2 มิติ ค่าสูงสุดที่ได้จะมีค่ามากกว่า

ตารางที่ 6 ค่าสูงสุดของแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดิน

Layers	แบบจำลอง 2 มิติ (kN/m <sup>2</sup> )	แบบจำลอง 3 มิติ (kN/m <sup>2</sup> )
Soft Clay	96.29	178.40
Stiff Clay	144.55	219.40
Sand I	123.50	35.99
Hard Clay	129.11	102.48
Sand II	79.77	25.37

## 6. สรุปผลการศึกษา

ผลการศึกษาที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ทั้งในแบบ 2 มิติและ 3 มิติพบว่า

1) การวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองที่มีชั้นดินฐานรากแบบยืดหยุ่นให้ผลค่าการตอบสนองที่สูงกว่าแบบจำลองที่มีชั้นดินฐานรากแบบแข็ง ส่งผลทำให้มีความจำเป็นในการใช้ชั้นดินฐานรากแบบยืดหยุ่นในการวิเคราะห์

2) โครงสร้างทางรถไฟฟ้ายกระดับสามารถก่อสร้างได้เนื่องจากค่าการตอบสนองการเคลื่อนที่สูงสุดที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าไม่เกินค่าที่ยอมรับได้

3) ผลที่ได้จากการวิเคราะห์แรงดันน้ำในโพรงดินโดยใช้แบบจำลอง 3 มิติจะมีความน่าเชื่อถือมากกว่าแบบ 2 มิติโดยเฉพาะในชั้นดินที่มีลักษณะเหมือนกับชั้นหินอุ้มน้ำ

4) แบบจำลอง 2 มิติมีความสมจริงที่น้อยกว่าแบบจำลอง 3 มิติเนื่องจากใช้เงื่อนไขความเครียดระนาบทำให้โครงสร้างในแบบจำลองมีลักษณะเป็นกำแพงที่ยาวอนันต์

## 7. กิตติกรรมประกาศ

การศึกษานี้ได้รับการสนับสนุนข้อมูลของโครงสร้างทางวิ่งของรถไฟฟ้ายกระดับ การรถไฟฟ้ายกระดับขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย

## 8. การอ้างอิง

- [1] American Association of State Highway and Transportation Officials (2007). *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*, 4-76 and 5-17.
- [2] กรมทรัพยากรน้ำบาดาล (2555). รายงานฉบับสมบูรณ์โครงการศึกษาผลกระทบต่อโครงสร้างใต้ดินเนื่องจากการคืนตัวของแรงดันน้ำในชั้นน้ำบาดาลบริเวณกรุงเทพมหานครและปริมณฑล, เซเวน แอสโซซิเอต คอนซัลแตนท์, กรุงเทพมหานคร, หน้าที่ 5-135.
- [3] กรมทางหลวง (2553). คุณสมบัติของดินและหินเบื้องต้นสำหรับวิศวกรรมงานทาง, กรุงเทพมหานคร, หน้าที่ 4-7 ถึง 4-11.
- [4] Suched L, and Kyaw K. (2010). A study of shear wave velocity correlation of Bangkok subsoil. *Obras y Proyectos: Revista de Ingenieria Civil*, 7<sup>th</sup>. 27 – 33.
- [5] Department of Mineral Resource (2555). Seismic Hazard Study of Nakhon Nayok Province (Nakhon Nayok Fault Zone), *Executive Summary Contract No. 23/2555*, Bangkok, 5-6.
- [6] กรมทรัพยากรธรณี (2553). การศึกษาการตอบสนองของพื้นที่ต่อแผ่นดินไหวโดยการใช้อัตราตรวจวัดไมโครทรีเมอร์บริเวณกรุงเทพมหานครและปริมณฑล, กรุงเทพมหานคร, หน้าที่ 15
- [7] กรมโยธาธิการและผังเมือง (2561). มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1301/1302 – 61, เอส.พี.เอ็ม การพิมพ์, กรุงเทพมหานคร, หน้าที่ 30 – 33.
- [8] Zhiqiang Song and Chenhui Su (2017). Computation of Rayleigh Damping Coefficient for Seismic Analysis of a Hydro-Powerhouse. *Hindawi Shock and Vibration 2017*, 1-11.
- [9] Prasad S.K., Nayak Sitaram. And Vijayendra K.V. (2010). Computational of Fundamental Period of Soil Deposit: A Comparative Study. *Indian Geotechnical Conference*, December 2010, Mumbai, India.
- [10] S. Chaiyaput and D.T. Bergado (2018). Reconfirmation of Skepton-Bjerrum 2D and 3D settlement conversion using FEM of full scale embankments. *Lowland Technology International 2017*, 1-14