การศึกษาปฏิสัมพันธ์ด้านจลนศาสตร์ระหว่างชั้นดินและโครงสร้างในแอ่งดินเหนียวกรุงเทพฯ

A study of Kinematic Interaction between soil and pile in Bangkok's subsoils

ปฏิพัทธิ์ นิมิตพงศ์ถาวร[1,*] ฐิรวัตร บุญญะฐี[2]

[1]ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย จ.กรุงเทพมหานคร
[2]รองศาสตราจารย์, ภาควิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย จ.กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: 6370380421@student.chula.ac.th*

บทคัดย่อ

แรงกระทำต่อฐานรากเสาเข็มขณะเกิดแผ่นดินไหวสามารถจำแนกเป็น “แรงเฉื่อย” ที่เป็นผลจากความเร่งสัมพัทธ์ระหว่างอาคารและฐานราก และ “แรงเชิงจลนศาสตร์” ที่เป็นผลจากการดัดตัวของเสาเข็มตามการเคลื่อนตัวของชั้นดิน พฤติกรรมของเสาเข็มภายใต้แรงเชิงจลนศาสตร์นั้นยังไม่เป็นที่ได้รับความสนใจมากนัก ต่างจากมาตรฐานการออกแบบของต่างประเทศ เช่น IBC2021 ซึ่งมีการระบุให้ตรวจสอบแรงเชิงจลนศาสตร์ด้วย การศึกษานี้ทำการศึกษาพฤติกรรมของฐานรากเสาเข็มในแอ่งดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ต่อแรงเชิงจลนศาสตร์ ว่าเกิดแรงภายในที่มีลักษณะเป็นอย่างไร โดยเปรียบเทียบกับแรงภายในที่เกิดจากแรงเฉื่อยที่คำนวณด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า และได้ทำการเปรียบเทียบแรงภายในโครงสร้างเสาเข็มจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์กับค่าจากสมการประมาณค่าอย่างง่าย ว่ามีความแตกต่างกันเพียงใด จากการศึกษาพบว่า แรงภายในเสาเข็มที่เกิดจากแรงเชิงจลนศาสตร์จะมีค่าน้อยกว่าแรงภายในเสาเข็มจากแรงเฉื่อยที่ได้จากการคำนวณ ยกเว้นบริเวณรอยต่อระหว่างชั้นดินเหนียว ซึ่งแรงภายในที่เกิดจากแรงเชิงจลนศาสตร์จะมีค่าสูงขึ้นกว่าปรกติมาก จึงควรมีการตรวจสอบการเสริมเหล็กในบริเวณดังกล่าวให้เพียงพอ โดยสามารถใช้สมการประมาณค่าอย่างง่ายในการประมาณแรงภายในที่เกิดขึ้นได้ ทั้งนี้ความคลาดเคลื่อนเมื่อเทียบกับการวิเคราะห์จะมีค่าไม่เกิน 20 เปอร์เซ็นต์

คำสำคัญ: ฐานรากเสาเข็ม, แรงเชิงจลศาสตร์, แอ่งดินเหนียวกรุงเทพ, ไฟไนต์อิลิเมนต์

Abstract

Loading on pile foundations during earthquakes can be divided into two types, namely, the inertial and the kinematic forces. The inertial forces occurs by the acceleration of the mass of a superstructure with respect to its foundation. The kinematic force occurs when a pile is displaced by surrounding ground. In Thailand, the responses of piles get little attention, but in other countries, such as IBC2021, kinematic forces must be considered in pile design. The study aims to determine the response of piles in the Bangkok soft clay basin with respect to the kinematic forces and to compare the computed internal forces with those determined by the equivalent static force. Additionally, various simplified formulae in literatures are also reviewed and evaluated by comparing their predictions with those obtained from 3D finite element analyses. The results show that kinematic forces produce smaller internal forces in piles than inertial forces, but cause significant increases in bending moments at the boundary between the Bangkok soft clay layer and the stiff clay layer, requiring sufficient steel reinforcement at this location. The induced moment due to kinematic forces can be approximately estimated by a simplified formula with a 20% error compared to 3D FEA.

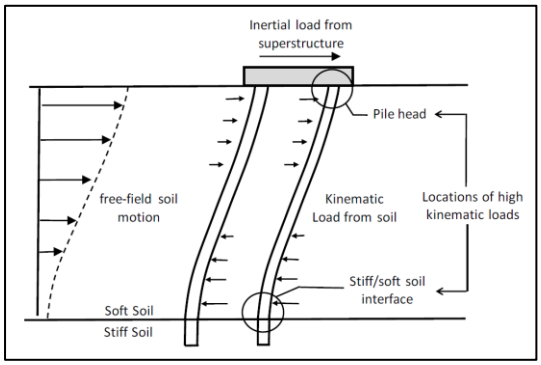
Keywords: kinematic interaction, single-pile foundation, Bangkok clay, Finite element method

1. ที่มาและความสำคัญ

ในกรุงเทพมหานครนั้นโครงสร้างต่าง ๆ ตั้งแต่บ้านเรือน อาคารขนาดเล็กไปจนถึงอาคารพาณิชย์หรืออาคารสูงในปัจจุบันล้วนมีการใช้ฐานรากแบบเสาเข็มเป็นโครงสร้างหลักสำคัญสำหรับการรับน้ำหนักของโครงสร้างเหนือพื้นดินและถ่ายลงสู่ชั้นดิน โดยการออกแบบโครงสร้างในกรุงเทพมหานครนั้นฐานรากเสาเข็มส่วนใหญ่ที่ใช้ในการออกแบบจะถูกพิจารณาแรงกระทำลงสู่บริเวณที่ฐานอาคารซึ่งเป็นผลรวมน้ำหนักจากโครงสร้างลงสู่ฐานรากและนำไปใช้ในการออกแบบต่อไปหรือเรียกอีกอย่างหนึ่งว่าวิธีออกแบบโดยวิธีสถิต และในส่วนของหลักการออกแบบทางพลศาสตร์นั้นเป็นอีกหนึ่งหัวข้อที่กำหนดไว้ในข้อกำหนดการออกแบบแต่ในการออกแบบด้วยวิธีพลศาสตร์ของประเทศไทยนั้นยังไม่มีการคำนึงถึงผลของแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิดปฏิสัมพันธ์ระหว่างชั้นดินและเสาเข็มด้วยเหมือนในบางประเทศ เช่น IBC2021 หรือ EN1998-5 ที่มีการกำหนดเกี่ยวกับการออกแบบที่รองรับผลของแรงที่เป็นผลมาจากชั้นดินในสภาวะแผ่นดินไหวโดยตรง มีการลงรายละเอียดเกี่ยวกับผลกระทบและหลักการออกแบบโดยเฉพาะ ซึ่งแรงในเสาเข็มที่มีผลมาจากแผ่นดินไหวสามารถแบ่งได้เป็น 2 ประเภท

- โมเมนต์และแรงเฉือนที่เกิดจากแรงเฉื่อยของโครงสร้างบนดิน ซึ่งถ่ายลงสู่เสาเข็มผ่านหัวเสาเข็ม
- แรงเชิงจลนศาสตร์ที่เกิดจากการเคลื่อนตัวของชั้นดินที่เกิดจากคลื่นแผ่นดินไหวเคลื่อนตัวจากชั้นหินแข็งขึ้นสู่ผิวดิน; Kinematic forces

โดยการเคลื่อนตัวของชั้นดินที่เกิดรอบเสาเข็มจากแรงแผ่นดินไหวจะทำให้เสาเข็มเกิดการโก่งงอ ซึ่งการโก่งงอของเสาเข็มนั้นเรียกอีกอย่างว่า แรงดัดเชิงจลศาสตร์ (Kinematic moment) โดยโมเมนต์ชนิดนี้จะมีพฤติกรรมที่รุนแรงขึ้นเมื่อคลื่นแผ่นดินไหวเดินทางผ่านรอยต่อของชั้นดินเหนียวที่มีความไม่ต่อเนื่องกัน หรืออาจกล่าวว่าในบริเวณรอยต่อระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็งที่มีความแข็งต่างกันและมีโมดูลัสเฉือนที่มีค่าต่างกันมากพอ คือตำแหน่งที่จะเกิดแรง kinematic ขึ้นดังแสดงในรูปที่ 1 โดยพื้นที่ของแอ่งดินเหนียวกรุงเทพฯ นั้นมีพื้นที่ที่ประกอบด้วยพื้นที่ที่ตั้งอยู่บนชั้นดินที่มีคุณลักษณะดังกล่าวจึงสามารถตั้งสมมุติฐานว่าจะมีโอกาสที่จะเกิด kinematic moment ได้



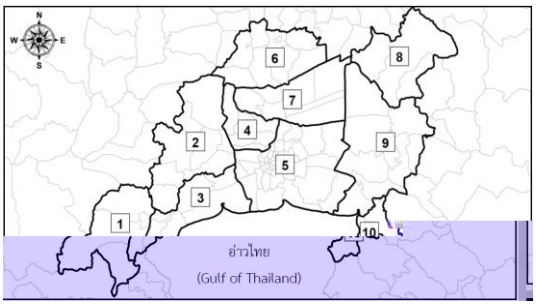
รูปที่ 1 การเกิดแรง kinematic เนื่องจากการเคลื่อนที่ของชั้นดิน

งานวิจัยนี้จึงทำการศึกษาพฤติกรรมของฐานรากเสาเข็มเดี่ยวในแอ่งดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ต่อแรงเชิงจลนศาสตร์ ว่าเกิดแรงภายในที่มีลักษณะเป็นอย่างไร โดยเปรียบเทียบกับแรงภายในที่เกิดจากแรงเฉื่อยที่คำนวณด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า และยังได้เปรียบเทียบแรงภายในโครงสร้างเสาเข็มจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์กับค่าจากสมการประมาณค่าอย่างง่ายที่มีผู้เสนอไว้ก่อนหน้าว่ามีความแตกต่างกันเพียงใด

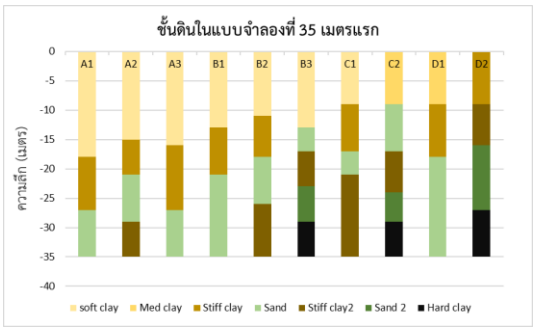
2. ระเบียบวิธีวิจัย

2.1 ชั้นดินในแบบจำลอง

ชั้นดินของแบบจำลองจะนำการแบ่งโซนชั้นดินของแอ่งกรุงเทพฯ ตามที่แสดงในมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1302-52, (กรมโยธาธิการและผังเมืองกระทรวงมหาดไทย 2561) ซึ่งแอ่งกรุงเทพฯ นั้นถูกแบ่งออกเป็น 10 โซนดังแสดงในรูปที่ 2 โดยในแต่ละโซนก็จะแบ่งประเภทของชั้นดินโดยคร่าวไว้ ซึ่งข้อมูลพารามิเตอร์ต่าง ๆ มีการอ้างอิงจากงานวิจัยของ Jirasakjamroonsri et al. (2018) ซึ่งได้มีการสำรวจและเก็บข้อมูลของความเร็วคลื่นเฉือนของแต่ละพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพฯ จากพื้นฐานข้อมูลชั้นดินของ Tuladhar et al. (2004) ที่ใช้ผลเจาะสำรวจดินมากกว่า 3,000 แห่งเพื่อทำการประเมินชั้นดินของแอ่งกรุงเทพฯ และนำมาปรับปรุงเพิ่มเติมและสรุปพื้นที่การแบ่งโซนขึ้นมาอีกครั้งในรูปที่ชัดเจนขึ้น ซึ่งในงานวิจัยมีการแบ่งพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพฯ ตามหลุมเจาะต่าง ๆ ไว้ แต่เนื่องจากข้อมูลชั้นดินที่อ้างอิงนั้นเป็นการสำรวจดินที่ความลึก 35 เมตร และในปัจจุบันพื้นที่ปริมณฑลมีหลุมเจาะลึกน้อยมาก และไม่ครอบคลุมทุกจังหวัดในพื้นที่ศึกษา ทำให้เป็นข้อจำกัดในการทำงานวิจัยนี้เนื่องจากไม่ทราบชั้นดินโดยแน่ชัด จึงจำเป็นต้องใช้ข้อมูลผลสำรวจความเร็วคลื่นเฉือนในแต่ละพื้นที่ และนำมาคำนวณโดยสูตรเอมพิริคัลที่ใช้การแปลงค่าจากผลสำรวจดินที่ได้กำหนด ซึ่งการคำนวณจะทำการแปลงจากความเร็วคลื่นเฉือนไปเป็นค่าต่าง ๆ ต่อไป



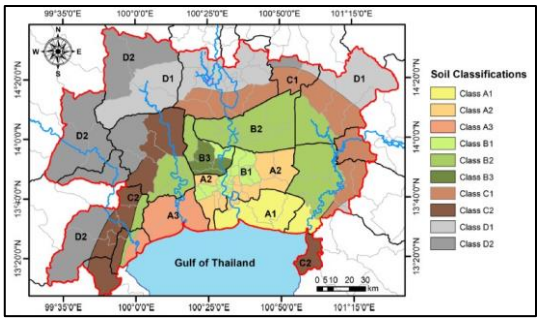
รูปที่ 2 แผนที่แสดงการแบ่งโซนพื้นที่แอ่งกรุงเทพฯ เพื่อการออกแบบ อาคารต้านทานแผ่นดินไหว (มยผ.1301/1302-61)



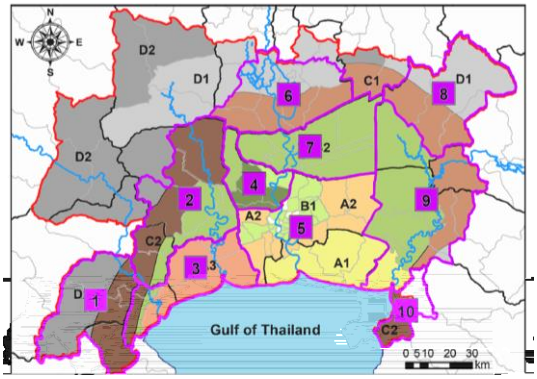
รูปที่ 3 ลักษณะของชั้นดินที่ตำแหน่ง 35 เมตรแรกในการศึกษา

จากการรวบรวมข้อมูลและอิงตามวิธีวิจัยในโครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย (ระยะที่ 4) หัวข้อ “การสำรวจและศึกษาอิทธิพลของแอ่งดินอ่อนกรุงเทพมหานครและปริมณฑลสำหรับผลบริเวณที่ตั้งต่อคลื่นแผ่นดินไหวของ” Poovarodom and Warnitchai (2016) จึงได้ทำการสรุปแบบจำลองของชั้นดินในการศึกษานี้ได้เป็นตามรูปที่ 4 โดยทำการปรับเปลี่ยนเล็กน้อยเพื่อให้ง่ายต่อการศึกษาและจัดเป็นกลุ่มชั้นดินขึ้นมา ได้แก่ กลุ่ม A, B, C และ D ซึ่งในแต่ละกลุ่มก็ประกอบด้วย A1, A2, A3, B1, B2, B3, C1, C2, D1 และ D2 ตามลำดับ รวมถึงการนำผลเจาะสำรวจดินของ (Tuladhar et al. 2004) มาเปรียบเทียบกับหลุมเจาะที่ทำการสำรวจขึ้นและปรับปรุงใหม่ แล้วนำมาเป็นลักษณะชั้นดินในการวิเคราะห์ในลำดับต่อไป โดยในส่วนของการแบ่งพื้นที่ศึกษาสำหรับงานวิจัยนี้จะทำการวิจัยโดยอ้างอิงตามชั้นดินของ Poovarodom and Warnitchai (2016) มาปรับเทียบกัน และทำการวิเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหวเทียบกับ spectral acceleration ที่กำหนดไว้ในแต่ละโซนของ มยผ.1302 โดยพื้นที่ต่าง ๆ ได้

ทำการเปรียบเทียบระหว่างข้อกำหนดใน มยผ.1302 และงานวิจัยของ Poovarodom and Warnitchai (2016) ไว้ในรูปที่ 5 โดยเส้นสีแดงคือขอบเขตจากงานวิจัยของ Poovarodom and Warnitchai (2016) และเส้นสีม่วงคือขอบเขตจากการแบ่งโซนของ มยผ.1302



รูปที่ 4 ตำแหน่งของลักษณะชั้นดินในแอ่งกรุงเทพฯ



รูปที่ 5 เปรียบเทียบระหว่างโซนในแอ่งกรุงเทพฯ ของ มยผ.1302 และ Poovarodom and Warnitchai (2016)

2.2 พารามิเตอร์ในแบบจำลอง

ดังที่กล่าวไว้ในข้างต้นของหัวข้อนี้ จากการศึกษาและงานวิจัยในอดีตพบว่าองค์ประกอบของแบบจำลองชั้นดินของแอ่งดินเหนียวกรุงเทพมหานครมีน้อยและมีตัวแปรของคุณลักษณะของชั้นดินไม่ครบถ้วน หรืออาจมีไม่เพียงพอในทุกชั้นดินทำให้การใช้พารามิเตอร์ในที่ถูกต้องในทุกชั้นดินของทุกจังหวัดนั้นเป็นไปได้ยาก การศึกษานี้จึงทำการใช้พารามิเตอร์ต่าง ๆ ด้วยวิธีการคำนวณจากสมการเอมพิริคัลที่แปลงค่าจากความเร็วเฉือนของชั้นดินซึ่งสามารถอ้างอิงค่าที่ถูกต้องจากงานวิจัยของ Tuladhar ได้ในระยะ 30 – 40 เมตรแรกของแต่ละประเภทของชั้นดิน และในส่วนที่ลึกกว่านั้นจะทำการอ้างอิงจากการศึกษาแบบจำลองหนึ่งมิติของคลื่นแผ่นดินไหวของแอ่งดินเหนียวกรุงเทพมหานครในงานวิจัยของ Poovarodom and Warnitchai (2016) โดยกำหนดชั้นหินแข็งไว้ที่ระดับ -150 เมตร และความเร็วคลื่นเฉือนที่ 760 เมตร/วินาที ซึ่งอ้างอิงจากการศึกษาของ Tuladhar et al. (2004) ซึ่งได้ระบุค่าความเร็วคลื่นเฉือนไว้ตามกลุ่มชั้นดินต่าง ๆ เพื่อนำมาคำนวณด้วยสมาการเพื่อหาพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลอง ประกอบไปด้วยค่า SPT-N โดยสมการของ Imai and Tonouchi (1982) ซึ่งสมการนี้เป็นสมการความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT-N และความเร็วคลื่นเฉือนของดิน (Vs) โดยจะทำการคำนวณย้อนกลับเพื่อหาค่า SPT-N เพื่อนำไปใช้คำนวณต่อไป และหาค่าโมดูลัสเฉือนของดิน (G_0) ซึ่งเป็นตัวแปรสำคัญในการวิเคราะห์ชั้นดินในแบบจำลอง HSS ดังสมการที่ (1) และ สมการที่ (2) ตามลำดับ

$$V_s = 97.0N^{0.314} \quad (1)$$

และ

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (2)$$

การใช้แบบจำลองประเภท Hardening soil model with small strain stiffness (HSS) พารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่จำเป็นต้องใช้ในแบบจำลองประเภทนี้มีความยากในการหามาให้ครบทุกชั้นดิน ทุกเงื่อนไข เนื่องจากว่าต้องใช้การทดสอบชั้นดินเพื่อหาพารามิเตอร์ต่าง ๆ และในตอนนี้หลุมเจาะและหลุมทดสอบที่มีข้อมูลดังกล่าวยังมีอยู่น้อยและไม่ครอบคลุมทุกพื้นที่ ดังนั้นในการศึกษานี้จึงใช้การแปลงค่าจากค่า SPT-N เป็นพารามิเตอร์ต่าง ๆ ด้วยสมการดังนี้

สมการหาค่า Young's modulus (E) ตลอดความยาวเสาเข็ม (Poulos 2017)

$$E = 3N(MPa) \quad (3)$$

โดยสำหรับการวิเคราะห์เสาเข็มรับแรงด้านข้างจะต้องถูกลดทอนลงด้วยการคูณปรับค่าด้วย 0.7

สมการความสัมพันธ์ระหว่าง Undrained shear strength (S_u) และ SPT-N (Terzaghi et al. 1996)

$$S_u = 0.625N(tsf) \quad (4)$$

สมการหาค่า $\gamma_{0.7}$ สำหรับดินเหนียว (Vucetic and Dobry 1991)

$$\gamma_{0.7} = 0.0021I_p - 0.0055 \quad (5)$$

และ สมการหาค่า $\gamma_{0.7}$ สำหรับดินทราย (Brinkgreve et al. 2010)

$$\gamma_{0.7} = \left(2 - \frac{RD}{100}\right) \times 10^{-4} \quad (6)$$

จากสมการดังกล่าวสามารถนำมาคำนวณเพื่อให้ได้พารามิเตอร์ที่ครบถ้วนสำหรับแบบจำลอง HSS และนำไปใส่ในโปรแกรม โดยสามารถสรุปพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลองนี้แยกตามกลุ่มชั้นดิน กลุ่ม A ถึง กลุ่ม D โดยตารางที่แสดงเป็นตัวอย่างของพารามิเตอร์ในชั้นดินกลุ่ม A1 ที่ใช้ในงานวิจัยดังนี้

ตารางที่ 1 พารามิเตอร์สำหรับชั้นดินกลุ่ม A1

soil	γ_t	elev.	Vs	N	S_u	G_0	$\gamma_{0.7}$	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}
	(kN/m^3)	(m)	(m/s)		(kPa)	(MPa)		(kPa)	(kPa)	(kPa)
clay	16	-18	70	0.35	25	8	0.000995	6377	6377	19132
clay	18	-27	275	28	169	139	0.000995	58009	58009	174027
sand	20	-35	375	74	100	287	0.000138	155766	155766	467298
clay	18	-50	375	74	455	258	0.000575	155766	155766	467298
sand	20	-55	375	74	100	287	0.000138	155766	155766	467298
clay	18	-65	400	91	559	294	0.00026	191309	191309	573928
sand	20	-80	420	106	200	360	0.000138	223469	223469	670408
clay	18	-105	420	106	652	324	0.00026	223469	223469	670408
sand	20	-120	420	106	200	360	0.000138	223469	223469	670408
bedrock	22	-150	760							

2.3 โครงสร้างในแบบจำลอง

ในส่วนของโครงสร้างในแบบจำลองนั้นเป็นการขึ้นแบบจำลองส่วนของระบบฐานรากเสาเข็มเดี่ยวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1 เมตร ที่จำลองการรับน้ำหนักของโครงสร้างด้านบนในพื้นที่รับผิดชอบของเสาเข็มต้นนั้น โดยโครงสร้างส่วนบนได้มีการสมมติเป็นอาคารขนาดกลางซึ่งเป็นความสูงของอาคารพาณิชย์ส่วนใหญ่ในกรุงเทพมหานคร ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้มีการเลือกใช้อาคารที่มีคาบธรรมชาติเท่ากับ 1.0 วินาที โดยอาคารนั้นจะมีการสมมติน้ำหนักโดยคร่าวดังนี้

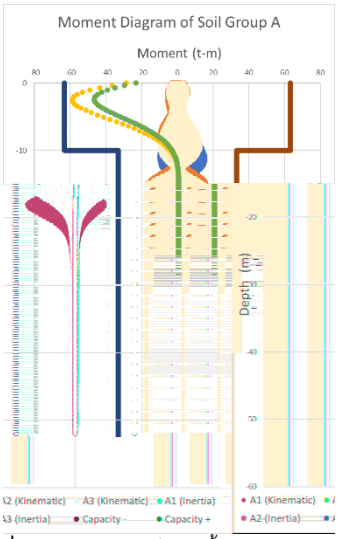
- น้ำหนักบรรทุกคงที่ (DL) เท่ากับ 720 กิโลกรัมต่อตารางเมตร
- น้ำหนักบรรทุกเพิ่มเติม (SDL) เท่ากับ 210 กิโลกรัมต่อตารางเมตร
- พื้นที่รับผิดชอบของเสา 1 ต้น เท่ากับ 8 เมตร x 8 เมตร สำหรับอาคาร 8 ชั้น

โดยในส่วนของโครงสร้างจะจำลองในรูปแบบของ lumped mass model ที่ผ่านการคำนวณให้มีคาบธรรมชาติอยู่ที่ 1.0 วินาทีจากข้อมูลต่าง ๆ ของอาคาร เพื่อนำมาใช้ในการวิเคราะห์ เนื่องจากแบบจำลองแบบ lumped mass นั้นมีความสะดวกในการวิเคราะห์แบบจำลองจำนวนมาก ๆ ทั้งการขึ้นแบบจำลองและความเร็วในการวิเคราะห์นั่นเอง

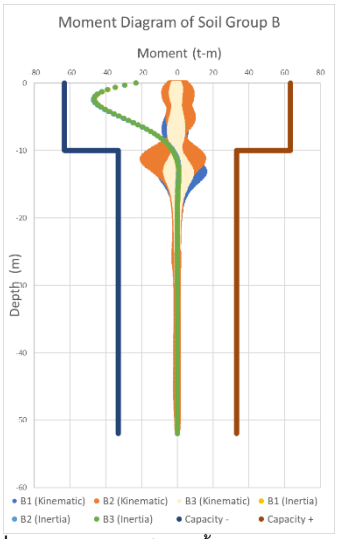
2.4 คลื่นแผ่นดินไหวในงานวิจัย

เนื่องจากการศึกษานี้มีเป้าหมายของพื้นที่ศึกษาเป็นแอ่งดินเหนียวกรุงเทพมหานคร ดังนั้นคลื่นที่นำมาใช้สำหรับวิเคราะห์จะทำการปรับเทียบค่า spectral acceleration ของลูกคลื่นให้สอดคล้องกับค่า spectral acceleration ที่กำหนดไว้ของ มยผ.1302 ซึ่งเป็นข้อกำหนดการออกแบบของประเทศไทย โดยหลักการเลือกคลื่นแผ่นดินไหวคือการเลือกคลื่นจากหลาย ๆ แห่งโดยพิจารณาจากขนาดของคลื่นแผ่นดิ! งคลื่น น แผ่- แผ่- งกับค อ มตร

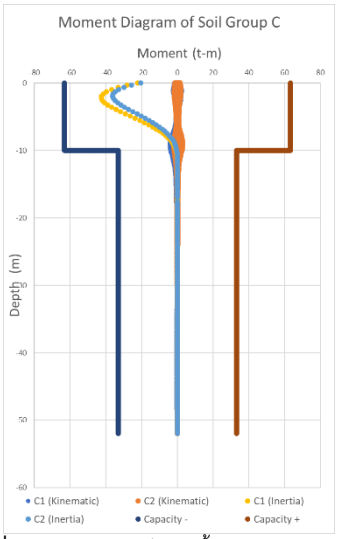
1. โมเมนต์ภายในเสาเข็ม



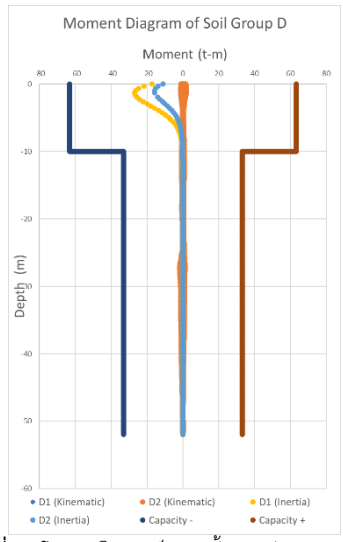
รูปที่ 7 โมเมนต์ในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม A (A1-A3)



รูปที่ 8 โมเมนต์ในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม B (B1-B3)

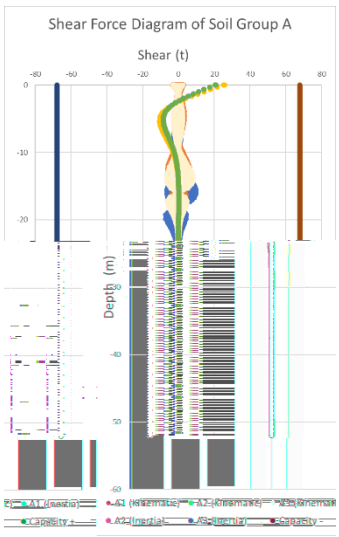


รูปที่ 9 โมเมนต์ในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม C (C1-C2)

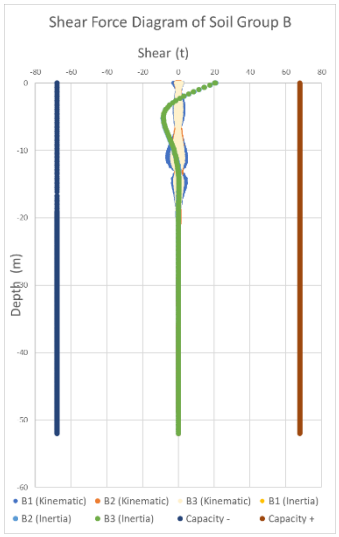


รูปที่ 10 โมเมนต์ในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม D (D1-D2)

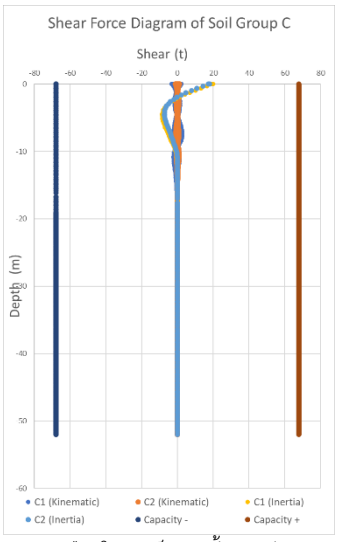
2. แรงเฉือนในเสาเข็ม



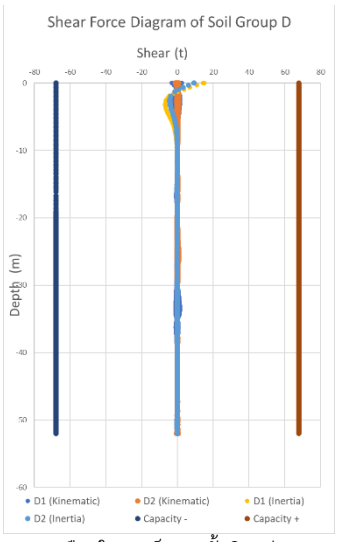
รูปที่ 11 แรงเฉือนในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม A (A1-A3)



รูปที่ 12 แรงเฉือนในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม B (B1-B3)



รูปที่ 13 แรงเฉือนในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม C (C1-C2)



รูปที่ 14 แรงเฉือนในเสาเข็มของชั้นดินกลุ่ม D (D1-D2)

เมื่อพิจารณาถึงผลลัพธ์ของโมเมนต์และแรงเฉือนภายในเสาเข็มจากการวิเคราะห์แบบจำลองทั้ง 132 แบบจำลองแล้วเป็นผลลัพธ์ตามรูปที่ 7 ถึงรูปที่ 14โดยแบบจำลองทั้งหมดนั้นถูกจัดเป็นกลุ่มตามประเภทของชั้นดินในแต่ละพื้นที่ ซึ่งผลลัพธ์สามารถแจกแจงได้เป็น 2 ส่วน ได้แก่ ผลลัพธ์จากแรงแผ่นดินไหว และผลลัพธ์จากแรงสถิต

ผลลัพธ์จากแรงแผ่นดินไหว (kinematic condition)

จากการวิเคราะห์แบบจำลองทั้งหมดและได้มาซึ่งผลลัพธ์ของโมเมนต์และแรงเฉือนในเสาเข็มในทุกแบบจำลองแล้วจึงทำการสรุปค่าสูงสุดในแต่ละแบบจำลองและชั้นดินออกมาได้ตามตารางดังนี้

ตารางที่ 3 ผลลัพธ์จากการวิเคราะห์แบบจำลอง

	Soil type	Moment (t-m)	Shear (t)
A	A1	26.46	10.32
	A2	16.75	6.54
	A3	21.73	8.67
B	B1	15.74	6.05
	B2	19.77	7.62
	B3	12.8	5.16
C	C1	8.33	3.6
	C2	7.58	5.05
D	D1	5.2	3.57
	D2	6.36	3.12

ในส่วนแรกจะกล่าวถึงโมเมนต์ในเสาเข็มที่เกิดจากการวิเคราะห์แบบจำลอง โมเมนต์จาก kinematic forces นั้นเป็นผลมาจากหลาย ๆ ปัจจัยรวมกัน ประกอบไปด้วยปัจจัยหลักดังนี้ (1) อัตราเร่งที่ผิวดิน (2) ขนาดและความยาวของเสาเข็ม (3) อัตราส่วน Young's modulus ของเสาเข็มและชั้นดิน และ (4) อัตราส่วนของ G_1/G_0 ซึ่งจากปัจจัยที่กล่าวมา ทำให้ผลลัพธ์ที่แสดงในตารางที่ 3 มีแนวโน้มที่ไปในทิศทางเดียวกัน นอกจากชั้นดินบางประเภทที่มีผลลัพธ์โดดจากแนวโน้มไปบางเนื่องจากมีค่าบางตัวแปรที่อาจทำให้ผลลัพธ์ต่างจากค่าในกลุ่มเดียวกัน เนื่องจากว่าชั้นดินในแต่ละกลุ่มแบ่งตามลักษณะของดินในพื้นที่ศึกษา ซึ่งในแต่ละกลุ่มนั้นจะประกอบขึ้นจากปัจจัยต่างกัน เช่น คลื่นแผ่นดินไหวในแต่ละพื้นที่ หรือการเรียงตัวของชั้นดิน ซึ่งจากข้อมูลดังกล่าวสามารถอธิบายผลลัพธ์ได้ดังนี้ กลุ่ม A เป็นกลุ่มหลักในการศึกษาผลของแรงเชิงจลนศาสตร์ เนื่องจากว่าดินกลุ่มนี้ส่วนใหญ่จะเป็นชั้นดินที่ประกอบไปด้วยชั้นดินเหนียวอ่อนถึงชั้นเหนียวดินอ่อนมากเป็นหลัก เป็นผลให้ชั้นดินสองชั้นที่ติดกันนั้นมีอัตราส่วน G_1/G_0 ที่มากพอสมควร โดยที่ความต่างของชั้นดินแข็งและชั้นดินอ่อนนั้นเป็นหนึ่งในปัจจัยหลักของแรงเชิงจลนศาสตร์ดังที่กล่าวไป จึงทำให้ดินในกลุ่มนี้ให้ผลโมเมนต์ที่มีค่าสูงที่สุด

โดยชั้นดินประเภท A1 และ A3 ให้ค่าโมเมนต์เท่ากับ 26.46 และ 21.73 ตัน-เมตร และในกลุ่ม A2 ให้ค่าโมเมนต์ที่ 16.75 ตัน-เมตร ซึ่งน้อยเมื่อเทียบกับชั้นดินในกลุ่มเดียวกัน นั่นเป็นผลมาจากชั้นดิน A2 นั้นประกอบไปด้วยชั้นดินเหนียวอ่อนมากแต่เป็นกลุ่มที่มีชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางแทรกอยู่จึงทำให้อัตราส่วน G_1/G_0 น้อยลง ต่อมาชั้นดินกลุ่ม B เป็นชั้นดินที่เริ่มจากชั้นดินเหนียวอ่อนตามด้วยชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางหรือชั้นดินเหนียวแข็งเป็นหลักทำให้อัตราส่วน G_1/G_0 มีค่าน้อยกว่าเมื่อเทียบกับชั้นดินกลุ่ม A โดย B1, B2 และ B3 มีค่าโมเมนต์เท่ากับ 15.74, 19.77 และ 12.80 ตัน-เมตรตามลำดับ ซึ่งดินประเภท B2 นั้นอยู่ในพื้นที่ที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงกว่าชั้นดินในกลุ่มเดียวกัน โดยอัตราเร่งที่ผิวดินมีค่า 0.07g จึงเป็นผลให้มีค่าโมเมนต์ที่สูงกว่า และในชั้นดินในกลุ่ม C และ D นั้นเป็นกลุ่มที่เป็นชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นดินเหนียวแข็งมากซึ่งขนาดของโมเมนต์นั้นมีค่าน้อยมาก และหากพิจารณาจากรูปที่ 9 และรูปที่ 10 จะเห็นว่ารูปทรงของโมเมนต์จากผลของแรงเชิงจลนศาสตร์นั้นไม่ได้ชัดเจนเท่ากลุ่ม A และกลุ่ม B โดยกลุ่ม C ยังมีโมเมนต์ที่แสดงรูปแบบของ kinematic

moment อยู่ ส่วนในกลุ่ม D นั้นแทบไม่เกิดผลของแรงเชิงจลนศาสตร์เลย เนื่องจากความต่างของชั้นดินไม่มากพอ โดยกลุ่ม C ให้ผลลัพธ์ของโมเมนต์ที่ 8.33 และ 7.58 ตัน-เมตร และกลุ่ม D ให้ผลลัพธ์ที่ 5.20 และ 6.36 ตัน-เมตรตามลำดับ โดยชั้นดินทั้ง 2 กลุ่มนี้แสดงค่า kinematic moment ในระดับที่ต่ำเมื่อเทียบกับผลลัพธ์จากชั้นดินกลุ่ม A

โดยแรงภายในเสาเข็มอีกประเภทหนึ่งคือแรงเฉือนซึ่งแรงเฉือนในเสาเข็มที่เกิดจากแรงเชิงจลนศาสตร์นั้นได้ผลมากสุดที่ 10.32 ตัน ในชั้นดินกลุ่ม A และน้อยลงจากกลุ่ม A ถึงกลุ่ม D ตามลำดับ โดยในกลุ่ม D ให้ค่าแรงเฉือนอยู่ที่ประมาณ 3 ตัน ซึ่งการศึกษาครั้งนี้จะมุ่งเน้นไปที่การวิเคราะห์ผลลัพธ์จากโมเมนต์เป็นหลัก

ผลลัพธ์จากแรงสถิต (Inertia condition)

จากการนำแรงสถิตไปใส่ที่หัวเสาเข็มในรูปของแรงเฉือนที่ฐานราก (Base shear) ทำให้เกิดแรงในเสาเข็มดังแสดงในรูปผลลัพธ์ข้างต้นโดยเส้นสีส้มคือแรงที่เกิดจากแรงสถิตดังกล่าว จากผลลัพธ์นั้นได้ค่าโมเมนต์และแรงเฉือนดังนี้

ตารางที่ 4 ผลลัพธ์จากการวิเคราะห์แบบจำลองของ Inertia condition

	Soil type	Moment (t-m)	Shear (t)
A	A1	58.84	26.73
	A2	59.46	26.84
	A3	59.23	26.82
B	B1	59.21	26.78
	B2	59.40	27.47
	B3	59.21	27.42
C	C1	54.79	25.84
	C2	45.72	24.01
D	D1	34.53	20.35
	D2	20.04	13.14

จากตารางแสดงให้เห็นว่า สำหรับชั้นดินกลุ่ม A และกลุ่ม B จะให้ค่า inertia moment สูงพอ ๆ กัน และส่วนในกลุ่ม C และกลุ่ม D จะมีค่าลดลงตามลำดับเนื่องจากชั้นดินที่มีความแข็งขึ้น ซึ่งเป็นผลมาจากแรงสถิตนั้นมีตำแหน่งที่เกิดขึ้นอยู่ที่ใกล้ ๆ ผิวดินจากแรงเฉือน ณ ฐานราก โดยแรงในเสาเข็มจะมีค่ามากน้อยขึ้นกับคุณลักษณะของชั้นดินชั้นแรกเป็นหลัก หากชั้นดินมีความอ่อนมากก็จะเกิดแรงเฉือนและโมเมนต์ที่มากขึ้นตามกัน ในส่วนของกลุ่ม C และกลุ่ม D เป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางและแข็งมากตามลำดับ จึงเกิดแรงที่น้อยกว่ากลุ่ม A และกลุ่ม B ที่เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนมากและชั้นดินเหนียวอ่อนเป็นหลัก โดยค่าโมเมนต์สำหรับดินกลุ่ม A และ B จะเกาะกลุ่มกันอยู่ที่ค่าประมาณ 59 ตัน-เมตร และในกลุ่ม C จะมีค่าเท่ากับ 54.21 และ 45.72 ตัน-เมตร และกลุ่ม D มีค่าเท่ากับ 34.53 และ 20.04 ตัน-เมตรตามลำดับ ในขณะเดียวกันแรงเฉือนในเสาเข็มจากแรงสถิตก็มีแนวโน้มเช่นเดียวกันนั่นคือมีค่าอยู่ในช่วง 26-27 ตันในกลุ่ม A และ B และลดลงในส่วนของกลุ่ม C และ D ตามลำดับโดยมีค่าอยู่ที่ประมาณ 25 ตันและน้อยลงไปถึง 10 ตันในกลุ่ม D2

3.2 การเปรียบเทียบผลลัพธ์กับสมการคำนวณ

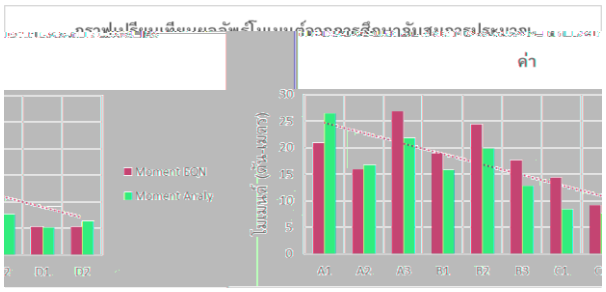
การนำผลการศึกษาที่ได้ไปใช้ประโยชน์ ต่อในอนาคตนั้นผลลัพธ์ที่ได้มีความจำเป็นที่จะต้องสอดคล้องกับทฤษฎีในอดีตเพื่อเป็นการตรวจสอบความถูกต้องในขั้นตอนปฏิบัติในการศึกษารวมถึงความแม่นยำในการนำค่าโมเมนต์และแรงเฉือนไปใช้อ้างอิงต่อในอนาคต ดังนั้นการเปรียบเทียบกับสมการในอดีตจึงถูกนำมาใช้เพื่อตรวจสอบความถูกต้องต่าง ๆ เหล่านี้โดยสมการที่นำมาใช้คือสมการในการหาคาดการณ์ค่าโมเมนต์ ณ รอยต่อขอชั้นดินของ Nikolaou et al. (2001) โดยสมการมีดังนี้

$$M_k \cong 0.042\tau_c d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \left(\frac{V_2}{V_1}\right)^{0.50} \quad (7)$$

โดยเสาเข็มที่ใช้มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง (d) 1 เมตร และมีความมยาว (L) 52 เมตร โดยในส่วนนี้ได้ทำการคำนวณค่าโมเมนต์ที่ได้จากสมการด้วยพารามิเตอร์ตามที่กำหนดไว้ในแบบจำลองเพื่อนำมาเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองว่ามีความสอดคล้องหรือใกล้เคียงกันหรือไม่และได้ผลลัพธ์ออกมาดังนี้

ตารางที่ 5 ตารางเปรียบเทียบผลลัพธ์กับสมการคำนวณ

Soil type	τ	V2/V1	M EQN (t-m)	M Analy (t-m)	%Diff
A1	9.22	3.93	20.87	26.46	-21.1
A2	7.68	3.29	15.91	16.75	-5.0
A3	11.5	4.14	26.79	21.73	23.3
B1	9.15	3.29	18.96	15.74	20.5
B2	12.3	3	24.38	19.77	23.3
B3	8.32	3.43	17.6	12.8	37.5
C1	7.94	2.5	9.95	8.33	19.4
C2	10	3.22	9.11	7.58	20.2
D1	13	1.41	7.78	5.2	49.6
D2	13.6	1.24	5.27	6.36	-17.1



รูปที่ 15 การเปรียบเทียบผลลัพธ์โมเมนต์จากการศึกษากับสมการประมาณค่า

จากตารางเปรียบเทียบแสดงให้เห็นว่าค่าที่ได้จากการคำนวณผ่านสมการกับค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ผลลัพธ์นั้นมีค่าใกล้เคียงกัน โดยส่วนใหญ่ค่าเฉลี่ยที่ได้จากสมการจะมีค่ามากกว่าการวิเคราะห์อยู่ที่ประมาณ 20% โดยมีเพียงค่าในกลุ่ม A1 ที่ค่าจากการวิเคราะห์ได้มากกว่าค่าจากสมการและกลุ่ม A2 ที่ค่อนข้างใกล้เคียงกัน สามารถสรุปได้ว่าผลการวิเคราะห์ค่อนข้างสอดคล้องกับสมการในอดีต ซึ่งหากตีความจากผลลัพธ์ทำให้

สามารถอ้างอิงสมการนี้ในการประมาณค่าโมเมนต์ในเสาเข็มโดยคร่าวได้ ทำให้เป็นอีกหนึ่งตัวเลือกของวิศวกรหรือผู้ออกแบบที่ต้องการออกแบบเสาเข็มโดยคำนึงถึงผลของ kinematic forces ด้วยแต่ไม่ต้องการที่จะวิเคราะห์ด้วยวิธีวิเคราะห์แบบจำลองทั้งระบบ โดยจากการศึกษานี้พบว่าสามารถนำสมการดังกล่าวมาใช้ในการประมาณค่าได้เพื่อความสะดวกในการคาดการณ์ผลโมเมนต์ที่เกิดขึ้นตรงตำแหน่งรอยต่อของชั้นดิน โดยผลที่ได้อาจต้องพิจารณาเพิ่มเติมนั่นคือพื้นที่กลุ่ม A1 ซึ่งเป็นพื้นที่ใน zone 5 ของข้อกำหนด มยผ.1301/1302-61 ในการศึกษานี้จะเห็นว่าโมเมนต์นั้นมีค่าที่สูงกว่าสมการอยู่ประมาณ 20% โดยสาเหตุดังกล่าวอาจเป็นเพราะชั้นดินเหนียวที่อ่อนและมีความหนาที่มากเลยทำให้ได้ผลลัพธ์ที่ได้จากการวิเคราะห์ค่อนข้างสูง เนื่องจากในสมการนั้นไม่มีพารามิเตอร์สำหรับวิเคราะห์ความหนาของชั้นดิน จึงมีความเป็นไปได้ที่อาจเป็นสาเหตุในความคลาดเคลื่อนของค่าผลลัพธ์ต่าง ๆ ดังนั้นสำหรับพื้นที่ที่อยู่ในบริเวณชั้นดินกลุ่ม A1 หรือพื้นที่ zone 5 ของข้อกำหนด มยผ.1301/1302-61 จึงเสนอให้มีการวิเคราะห์เพิ่มเติมหรือพึงระวังในการออกแบบในพื้นที่ดังกล่าวมากขึ้น

4. สรุปผลการศึกษา

4.1 อภิปรายผลการวิเคราะห์

4.1.1 ผลลัพธ์ของแรงเชิงจลนศาสตร์ต่อเสาเข็ม

หากอ้างอิงตามในข้อกำหนด มยผ. 1302-61 และแบ่งพื้นที่ตามประเภทของชั้นดินจะสามารถประเมินผลลัพธ์ตามพื้นที่ดังนี้ ในพื้นที่ 10 โซนของข้อกำหนด มยผ.1301/1302-61 จะมีเพียงโซนที่อยู่ในกลุ่มของชั้นดินกลุ่ม A, B และ C ที่ผลของแรงแผ่นดินไหวก่อให้เกิดแรงที่รอยต่อของชั้นดินเนื่องจากความต่างของชั้นดินที่มากพอ โดยชั้นดินที่เกิด kinematic moment สูงสุดคือชั้นดินกลุ่ม A ที่มีความต่างของชั้นดินที่มากและประกอบด้วยชั้นดินเหนียวอ่อนเป็นหลัก ซึ่งชั้นดินกลุ่ม A เป็นชั้นดินที่ประกอบไปด้วยจังหวัดกรุงเทพมหานคร สมุทรปราการ สมุทรสาคร และส่วนหนึ่งของจังหวัดฉะเชิงเทรา ในทางกลับกันชั้นดินประเภท D นั้นไม่แสดงผลของแรงเชิงจลนศาสตร์ที่ชัดมากนักเนื่องจากเป็นชั้นดินที่มีองค์ประกอบของชั้นดินเหนียวแข็งเป็นหลัก

4.1.2 การวิเคราะห์ผลเทียบกับผลของแรงเฉื่อยและกำลังของเสาเข็ม

จากผลลัพธ์ที่ได้ในส่วนของ kinematic นั้นหากเทียบกับผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยแรงสถิตหรือ Static load ดังที่แสดงในรูปที่ 7 ถึง รูปที่ 14 จะแสดงให้เห็นว่าโมเมนต์และแรงเฉือนที่มาจากแรงสถิตนั้นมีค่ามากกว่าแรง kinematic อยู่พอสมควร โดยโมเมนต์ที่เกิดในเสาเข็มโดยเฉลี่ยของชั้นดินกลุ่ม A, B, C และ D ที่เป็นผลมาจากแรงเชิงจลนศาสตร์อยู่ที่ 21.65, 16.10, 7.96 และ 5.78 ตัน-เมตร และผลจากแรงเฉื่อย อยู่ที่ 59.18, 59.27, 50.26 และ 27.79 ตัน-เมตร ตามลำดับ แสดงให้เห็นว่าในการออกแบบกำลังของเสาเข็มจึงขึ้นอยู่กับแรงสถิตเป็นหลักเนื่องจากมีค่าที่สูงกว่า และเมื่อนำผลที่ได้มาพิจารณาในเชิงการออกแบบนั้นจะเห็นว่ากำลังของเสาเข็มนั้นที่คิดจากผลของแรงเฉื่อยสามารถครอบคลุมแรงที่เป็นผลจากแรงเชิงจลนศาสตร์ได้ทุกกรณี

4.2 สรุปผลการวิเคราะห์

การศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเมื่อเกิดแรงแผ่นดินไหวในแอ่งดินเหนียวกรุงเทพฯ ในการศึกษานี้จะมีการประเมิณ 2 เรื่อง ได้แก่ (1) กำลังรับแรงภายในเสาเข็ม และ (2) การเปรียบเทียบกับการศึกษาในอดีต โดยกำลังของเสาเข็มในการศึกษานี้จะมุ่งเน้นไปที่โมเมนต์ในเสาเข็มเป็นหลัก เนื่องจากเสาเข็มสามารถรับแรงเฉือนได้โดยใช้เพียงกำลังของคอนกรีตอย่างเดียว ซึ่งการเสริมเหล็กจะทำการเสริมเพียงเหล็กเสริมขั้นต่ำเท่านั้น และในส่วนของโมเมนต์จากการแจกแจงรายละเอียดผลลัพธ์ของการวิเคราะห์ไว้นั้นสามารถสังเกตและสรุปผลออกมาได้ว่า ผลของแรงเชิงจลนศาสตร์นั้นประกอบไปด้วยปัจจัยต่าง ๆ ได้แก่ ค่าความเร่งของคลื่นแผ่นดินไหวที่ผิวดินในแต่ละพื้นที่ และอัตราส่วนระหว่างความเร็วคลื่นเฉือนของชั้นดินเหนียวแข็งต่อชั้นดินเหนียวอ่อนเป็นหลัก ซึ่งจากผลลัพธ์ต่าง ๆ จะเห็นว่ากลุ่ม A ที่มีอัตราส่วนความเร็วคลื่นเฉือนสูงสุดก็จะให้ค่า kinematic moment ที่สูงที่สุด และลดลงตามลำดับกลุ่มชั้นดิน โดยผลลัพธ์ในเชิงเปรียบเทียบการสมมุติฐานตามทฤษฎีนั้นถือว่าค่อนข้างสอดคล้องกัน และแสดงให้เห็นว่าชั้นดินในแอ่งดินเหนียวกรุงเทพฯ ก็เกิดผลของ kinematic เช่นเดียวกัน ดังนั้นการพิจารณาในส่วนนี้อาจต้องมีการศึกษาเพิ่มเติม

4.3 การนำผลลัพธ์ไปประยุกต์ใช้

จากการวิเคราะห์สามารถสรุปประเด็นในการวิเคราะห์โครงสร้างเสาเข็มสำหรับการนำไปใช้ในการออกแบบต่อไปได้ดังนี้ จากผลลัพธ์จะเห็นได้ว่าโมเมนต์ที่เกิดจากผลของแรงเฉื่อยและ แรงเชิงจลนศาสตร์นั้นมีค่าโมเมนต์สูงสุดอยู่คนละตำแหน่งกันซึ่งหากนำมาคำนึงร่วมกันก็จะสามารถแบ่งการคำนวณออกเป็น 2 ส่วนได้แก่ (1) แรงที่หัวเสาเข็ม และ (2) แรงที่รอยต่อของชั้นดิน ซึ่งสามารถแบ่งประเด็นได้ดังนี้

แรงที่หัวเสาเข็ม: จากผลลัพธ์แสดงให้เห็นว่าโมเมนต์และแรงเฉือนที่หัวเสาเข็มนั้น ผลลัพธ์จากแรง Inertia สูงกว่าผลลัพธ์จากแรง Kinematic มากพอสมควร ซึ่งทำให้กำลังของเสาเข็มขึ้นอยู่กับแรง Inertia เป็นหลัก ดังนั้นในส่วนของกำลังที่หัวเสาเข็มควรการวิเคราะห์ด้วยแรงสถิตเพื่อหากำลังของเสาเข็ม และการวิเคราะห์แรงสถิตด้วยโปรแกรมนั้นง่ายต่อการวิเคราะห์มากกว่าการวิเคราะห์แผ่นดินไหว รวมถึงใช้เวลาน้อย และได้ผลของการเคลื่อนตัวและแรงครบทุกประเภท สามารถนำผลลัพธ์ต่าง ๆ มาวิเคราะห์ต่อได้

แรงที่รอยต่อของชั้นดิน: เนื่องจากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมจะใช้เวลานานและมีความลำบากทดสอบหาพารามิเตอร์ที่ครบถ้วน ในการศึกษาได้มีการเปรียบเทียบกับผลคำนวณด้วยสมการแล้ว และผลที่ได้ออกมาสอดคล้องกันจึงเสนอให้ใช้สมการคำนวณในการประมาณค่าโมเมนต์ที่รอยต่อเสาเข็มทดแทนกันได้ซึ่งสมการที่เสนอนั้นคือสมการของ Nikolaou et al. (2001)

จากผลลัพธ์ต่าง ๆ สามารถตีความได้ตามข้อสรุปข้างต้นเนื่องจากการวิเคราะห์ปฏิสัมพันธ์เชิงจลนศาสตร์ที่ครอบคลุมทั้งระบบนั้นอาจสร้างความลำบากและขั้นตอนที่ยุ่งยากมากขึ้นในการออกแบบเสาเข็มต่าง ๆ แต่หากการอออกแบบนั้นมีการเมินผลของ kinematic นั้นก็อาจทำให้เกิดอันตราย

ต่อโครงสร้างเสาเข็มหากเกิดแผ่นดินไหวในพื้นที่ศึกษาได้ แม้ว่าผลลัพธ์ที่เกิดขึ้นนั้นแรง Kinematic ไม่ได้มีค่าที่มากกว่าแรง Inertia แต่มีค่าตลอดทั้งเสาเข็มและการก่อสร้างในปัจจุบันที่มีการหยุดเหล็กในการก่อสร้างก็อาจเกิดอันตรายได้ จึงอยากเสนอให้มีการคำนึงถึงผล kinematic ในการออกแบบด้วยเช่นกัน ซึ่งในอดีตได้มีการเสนอวิธีคล้ายกับการเสนอในเนื้อหาข้างต้น เช่นของ Castelli et al. (2010) เสนอการผสมวิธีระหว่างวิธีสถิตและวิธี pseudo-static เพื่อหาโมเมนต์ในเสาเข็มแทนการวิเคราะห์ด้วยวิธี dynamic โดยตรง ซึ่งในทำนองเดียวกัน การศึกษานี้จึงทำการเสนอวิธีสถิตร่วมกับการคำนวณผลจากสมการการประมาณค่า kinematic moment เพื่อความสะดวกและได้ผลลัพธ์ที่ครอบคลุมผลกระทบต่อเสาเข็มได้มากกว่าเดิม

เอกสารอ้างอิง

[1] Brinkgreve, R., E. Engin and H. K. Engin (2010). Validation of empirical formulas to derive model parameters for sands.

[2] Castelli, F., V. Lentini and M. Maugeri (2010). A Simplified Approach for the Evaluation of Kinematic Pile Bending, Missouri University of Science and Technology.

[3] Imai, T. and K. Tonouchi (1982). Correlation of N value with S-wave velocity and shear modulus**:** 67-72.

[4] Jirasakjamroonsri, A., N. Poovarodom and P. Warnitchai (2018). "Seismic site characteristics of shallow sediments in the Bangkok Metropolitan Region, and their inherent relations." Bulletin of Engineering Geology and the Environment **78**.

[5] Nikolaou, S., G. Mylonakis, G. Gazetas and T. Tazoh (2001). "Kinematic pile bending during earthquakes: Analysis and field measurements." Geotechnique **51**(5): 425-440.

[6] Poovarodom, N. and P. Warnitchai (2016). "การสำรวจและศึกษาอิทธิพลของแอ่งดินอ่อนกรุงเทพมหานครและปริมณฑลสำหรับผลบริเวณที่ตั้งต่อคลื่นแผ่นดินไหว." โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย (ระยะที่ 4).

[7] Poulos, H. (2017). Tall Building Foundation Design. Boca Raton, Taylor & Francis Group.

[8] Terzaghi, K., R. B. Peck and G. Mesri (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice, Wiley.

[9] Tuladhar, R., F. Yamazaki, P. Warnitchai and J. Saita (2004). "Seismic microzonation of the greater Bangkok area using microtremor observations." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **33**: 211-225.

[10] Vucetic, M. and R. Dobry (1991). "Effect of soil plasticity on cyclic response." Journal of geotechnical engineering **117**(1): 89-107.

[11] กรมโยธาธิการและผังเมืองกระทรวงมหาดไทย (2561). มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวมยผ. 1301/1302-61 ปี 2561.