



รายงานฉบับสมบูรณ์

**โครงการ : Development of Analysis Method for Establishing the Design
Guidelines of Geotechnical Works with Cement-Treated Soils**

โดย รศ. ดร. พรเกษม จงประดิษฐ์

มีนาคม 2559



รายงานฉบับสมบูรณ์

**โครงการ : Development of Analysis Method for Establishing the Design
Guidelines of Geotechnical Works with Cement-Treated Soils**

โดย รศ. ดร. พรเกษม จงประดิษฐ์

มีนาคม 2559

รายงานฉบับสมบูรณ์

โครงการ : Development of Analysis Method for Establishing the Design Guidelines of Geotechnical Works with Cement-Treated Soils

รศ. ดร. พรเกษม จงประดิษฐ์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

สนับสนุนโดย สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย และมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

(ความเห็นในรายงานนี้เป็นของผู้วิจัย สกอ. และ สกว. ไม่จำเป็นต้องเห็นด้วยเสมอไป)

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย และมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรีที่ได้สนับสนุนงบประมาณสำหรับงานวิจัยโครงการนี้ให้สามารถทำงานได้ผลสัมฤทธิ์ โดยสะดวกตลอดระยะเวลาโครงการ นอกจากนั้นขอขอบคุณผู้ร่วมวิจัยทุกท่านที่ได้มีชื่อปรากฏเป็นผู้ร่วมเขียนในผลงานตีพิมพ์ที่ได้ช่วยกันทำให้งานสำเร็จอย่างมีคุณภาพ ขอขอบคุณบริษัท ปูนซีเมนต์ไทย จำกัด มหาชน บริษัท ซอยกริตเทคโนโลยี จำกัด บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวลลอปเม้นท์ จำกัด มหาชนโรงพยาบาล ศูนย์การแพทย์ จักรี นฤบดีรินทร์ ที่ได้อำนวยความสะดวกในส่วนสถานที่ หรือ วัสดุวิจัย สดท้ายขอขอบคุณนักศึกษา สาขาวิศวกรรมเทคนิคธรณี ภาควิชา วิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี ที่ได้ร่วมกันทำงานวิจัยอย่างมีความสุขและมีผลสำเร็จ

Abstract

Project Code : RSA5580007

Project Title : Development of Analysis Method for Establishing the Design Guidelines of Geotechnical Works with Cement-Treated Soils

Investigator : Dr. Pornkasem Jongpradist, KMUTT

Email Address : pornkasem.jon@kmutt.ac.th

Project Period 3 years (16 July 2012 to 15 July 2015)

This research report presents the development and implementation of the numerical analysis to investigate the behaviors of various deep cement mixing (DCM) pile-stabilized earth structures. The finite element analyses of 3 different case studies were performed to 1) investigate the failure behavior 2) evaluate the influencing factors on the performance 3) evaluate the potential of inserting a stiff core to improve the performance of DCM stabilized earth structures as drainage canal slope adjacent to road embankment and retaining walls. The analysis method was verified with the filed measurement data of selected case studies before using in the preliminary investigation. With the understanding in complex behaviors and key influencing factors, series of parametric study are performed to evaluate or get 1) alternative for remedial measures against the failure 2) understanding on key factors for future design 3) possible innovation for future implementation. The detailed analyses and their results are presented and discussed. It is found that the advanced numerical analysis based on reasonable and rational method is proven to be effective means for investigating the behaviors of various DCM stabilized earth structures. With the reliable analysis method, parametric study could provide useful information to understand the complex behaviors of various DCM stabilized earth structures as well as the key influencing factors of which the instrumentation cannot provide. This provides the possibility to improve the design concept and introduce the new innovation in the future construction.

Keywords : Numerical analysis, cement-column, earth structure, design concept

บทคัดย่อ

รหัสโครงการ: **RSA5580007**

ชื่อโครงการ: **การพัฒนาวิธีวิเคราะห์เพื่อจัดทำข้อเสนอแนะการออกแบบงานทางวิศวกรรมเทคนิคธรณีที่ใช้เสาเข็มดินซีเมนต์**

ชื่อนักวิจัย : **รศ. ดร. พรเกษม จงประดิษฐ์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี**

Email Address : **pornkasem.jon@kmutt.ac.th**

ระยะเวลาของ **3 ปี (16 กรกฎาคม 2555 ถึง 15 กรกฎาคม 2558)**

โครงการ

รายงานวิจัยฉบับนี้แสดงผลการศึกษาการพัฒนาและประยุกต์ใช้วิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลขเพื่อตรวจสอบพฤติกรรมของโครงสร้างดินหลายรูปแบบที่เสริมเสถียรภาพด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ งานนี้ได้วิเคราะห์ 3 กรณีศึกษาที่ต่างกันโดยหลักการไฟไนท์เอลิเมนต์ เพื่อ 1) ตรวจสอบสภาพการวิบัติ 2) ประเมินหาปัจจัยอิทธิพลหลักที่ผลต่อพฤติกรรม 3) ประเมินศักยภาพการเสริมแกนลงในเสาเข็มดินซีเมนต์เพื่อเสริมประสิทธิภาพ ต่อพฤติกรรมของคันทางถนนขนานคลองระบายน้ำ และกำแพงกันดินในงานชุดที่ใช้เสาเข็มดินซีเมนต์ร่วมด้วย วิธีวิเคราะห์ได้รับการตรวจเทียบถึงความน่าเชื่อถือและถูกต้องและประสิทธิผลก่อนนำไปใช้งาน โดยการเปรียบเทียบกับผลตรวจวัดจริงของทั้ง 3 กรณีศึกษา และการประเมินเชิงคุณภาพถึงแนวโน้มพฤติกรรมเบื้องต้น

จากความเข้าใจที่ได้ในการวิเคราะห์เบื้องต้น ได้ขยายการศึกษาสู่การศึกษาเชิงตัวแปรเพื่อ 1) ประเมินวิธีแก้ไขและซ่อมในกรณีที่เสียหายและการปรับปรุงข้อพิจารณาการออกแบบในอนาคต 2) เข้าใจปัจจัยอิทธิพลหลักสำหรับปรับปรุงการออกแบบในอนาคต 3) ประเมินความเป็นไปได้ของศักยภาพของนวัตกรรมเสริมแกนเพื่อการใช้งานจริงในอนาคต ในแต่ละหัวข้อได้แสดงการวิเคราะห์และวิจารณ์ผลอย่างละเอียด ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่าวิธีวิเคราะห์ขั้นสูงที่สมเหตุสมผลและมีตรรกะที่ดีช่วยให้สามารถตรวจสอบเชิงลึกต่อพฤติกรรมและปัจจัยอิทธิพลหลักที่ข้อมูลตรวจวัดไม่สามารถให้ข้อมูลได้ของโครงสร้างดินที่เสริมเสถียรภาพด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ซับซ้อนได้อย่างมีประสิทธิภาพ อันจะส่งผลให้สามารถปรับปรุงแนวทางการออกแบบและการประยุกต์ใช้นวัตกรรมใหม่ได้ในอนาคต

คำสำคัญ : การวิเคราะห์เชิงตัวเลข เสาเข็มดินซีเมนต์ โครงสร้างดิน แนวคิดการออกแบบ

Executive Summary

This research report presents the development and implementation of the numerical analysis to investigate the behaviors of various deep cement mixing (DCM) column stabilized earth structures. These include a drainage canal along road embankment whose slope was improved by DCM, deep excavation using DCM wall and stiffened deep cement (SDCM) aiming to improve the bearing performance of road embankment. The numerical analyses of 3 different case studies were performed to 1) investigate the failure behavior 2) evaluate the influencing factors on the performance 3) evaluate the potential of inserting a stiff core to improve the performance of DCM stabilized earth structures as road embankment slope and retaining walls. The modeling concept and consideration are rationally discussed in detail. Advanced soil models are adopted as well as suitable parameter determination and calibration.

The analysis method was verified with the filed measurement data of selected case studies before using in the preliminary investigation. The comparisons show that the numerical analysis based on reasonable and rational method is proven to be effective and sufficient to capture the complicated behavior and response of DCM and soil under various conditions. It is then confident to extend the analysis to investigate the behavior which cannot be observed by the available instrumentation. The possible influencing factors and their degree of influence are also evaluated using the developed analysis method.

With the understanding in complex behaviors and key influencing factors, series of parametric study are performed to evaluate or get 1) alternative for remedial measures against the failure and future improvement on design consideration 2) understanding on key factors for future design 3) possible innovation for future implementation. The detailed analyses and their results are presented and discussed.

Based on the results obtained in parametric analysis, it is confirmed that the reasonable numerical analysis is confirmed to be effective means for investigating the behaviors of various DCM stabilized earth structures. In addition, with the reliable analysis method, parametric study could provide useful information to understand the complex behaviors of various DCM stabilized earth structures as well as the key influencing factors. This provides the possibility to improve the design concept and introduce the new innovation in the future construction.

Introduction

According to the soil condition of the Central Plain of Thailand, several ground improvement methods are essentially required to improve the strength and deformation characteristics of soft ground (such as, Cement Stabilization, Prefabricated Vertical Drains (PVD), Lightweight Geomaterials) before construction of any infrastructures, such as, highway, airport, drainage channel. Considering the versatility of cement stabilization, the method has gained wider acceptance especially in the Southeast Asia (Broms, 1984; Bergado et al., 1999; Uddin and Buensuceso, 2002; Petchgate et al., 2007). It has been used for both shallow and deep soil stabilizations. The use of cement stabilization has been extended to greater depths in which the cement columns act as a soil reinforcement--Deep mixing (since Broms, 1984). Deep mixing in Thailand started around 25 years ago. Nowadays, in Thailand, this method has been widely applied to several types of construction such as foundation of road embankment, dike, small to medium size dam and taxiway for an airport, retaining structure for deep excavation of drainage channel and water reservoir and remediation of the failure of foundation (Petchgate et al., 2007). Several researches have been also conducted to understand the mechanical both in the view points of material (e.g., Jongpradist et al., 2010 and 2011) and structure (Petchgate et al., 2003a 2003b and 2004).

The failure or loss of serviceability of some infrastructures will lead to national economical impact, for some types such as dam can have catastrophic consequences. The utilizations of cement-treated soils for infrastructure constructions have been increasingly employed to diverse applications during these 2 decades as this technique emerges as a more economical and effective alternative to traditional ones. However, many failure cases during construction have been also increasingly reported (Youwai et al., 2009; Haque and Bryant, 2010). The failure patterns commonly found are both stability failure and one due to excessive deformation as shown in Fig. 1. Furthermore, there are also some reports on serviceability problems after a few years of completion due to excessive deformation, particularly, highways. These indicate that techniques in construction have been progressing remarkably while the design progress cannot follow.



a) Stability failure

b) Failure due to excessive deformation

Fig. 1 Photographs of embankment failures during construction

It is well known that to accomplish a good design, there are two main issues to be considered; the safety and the serviceability. The safety is defined to prevent the failure of structures, whereas, the serviceability for most major types of structure means to not allow excessive or differential deformations. With the recent urban development, another important aspect to be considered during design is the effect of any construction on adjacent structures. To fulfill these, an analysis method which is capable of reflecting all dominant behaviors for estimating the deformation and potential failure consequence is necessary. However, the current practice in the design of cement-stabilized ground is still mainly the safety evaluation based on results of unconfined compression tests. A number of calculation and analysis guidelines for safety assessment for many types of construction have been developed in the current design guidelines but very few of them consider the induced deformation. This is due to the lack of a reasonable and reliable analysis method for properly estimating the deformation. To achieve this, it requires better understanding of the mechanical behaviors and a reasonable material model of the improved soil.

Although a large amount of researches have been done as described in the next section, there are no comprehensive design and construction guidelines yet. These are because there is no link among each field of studies. The researches in laboratory have focused on understanding the behaviors as continuum media, whereas, the behaviors in full-scaled tests have been considered as structural members, such as, piles and retaining walls. The current design and guidelines are therefore based on the existing calculation methods of structural types considered. These provoke the integrated study to link the understandings from laboratory experiments to actual field conditions.

The objective of this study, thus, is to develop an analysis method which can reasonably assess both the failure and deformation of cement-treated soils aiming to establish a design guideline and recommendation for earth structure using cement-treated soil.

Problems to be considered

Case studies

Three case studies i.e., drainage canal slope stabilized with deep cement mixing columns, compound deep cement mixing wall and field pile load test on stiffened deep cement mixing piles were chosen in this study to investigate; 1) failure phenomena 2) influencing parameters and 3) potential to new innovation for solving the problem, respectively. The details of each case study are described in this section.

Drainage canal slope stabilized with deep cement mixing columns

The field case study is the Suvarnabhumi drainage canal project belonging to the Royal Irrigation Department of Thailand, which is located in Samutprakan province, Thailand. The main purpose of this project is to drain floodwater from the eastern region of Bangkok and the vicinity of Suvarnabhumi International Airport. The project consisted of the excavation of a new canal, the building of pumping stations and the installation of a telemetry system. The drainage canal is 48.0 m at the bottom, 3.0 m deep and 10.5 km long. Two-lane roadways of 11.0 m wide and 2.4 m high were constructed on both sides of the canal for transportation.

Figure 2 shows the soil profile and soil properties at the field case history site. The soil profile consisted of three layers as follows: 15 m of soft normally consolidated clay, 3.5 m of medium stiff clay and 2.5 m of stiff clay. The natural water content was near the liquid limit, high water content was noted in the depth range of 2 to 10 m ($>100\%$), and lower water content was noted in the deeper layer. The undrained shear strength, which was measured using the field vane shear test, tended to increase with depth. DCM columns were applied to improve the soft clay layer.

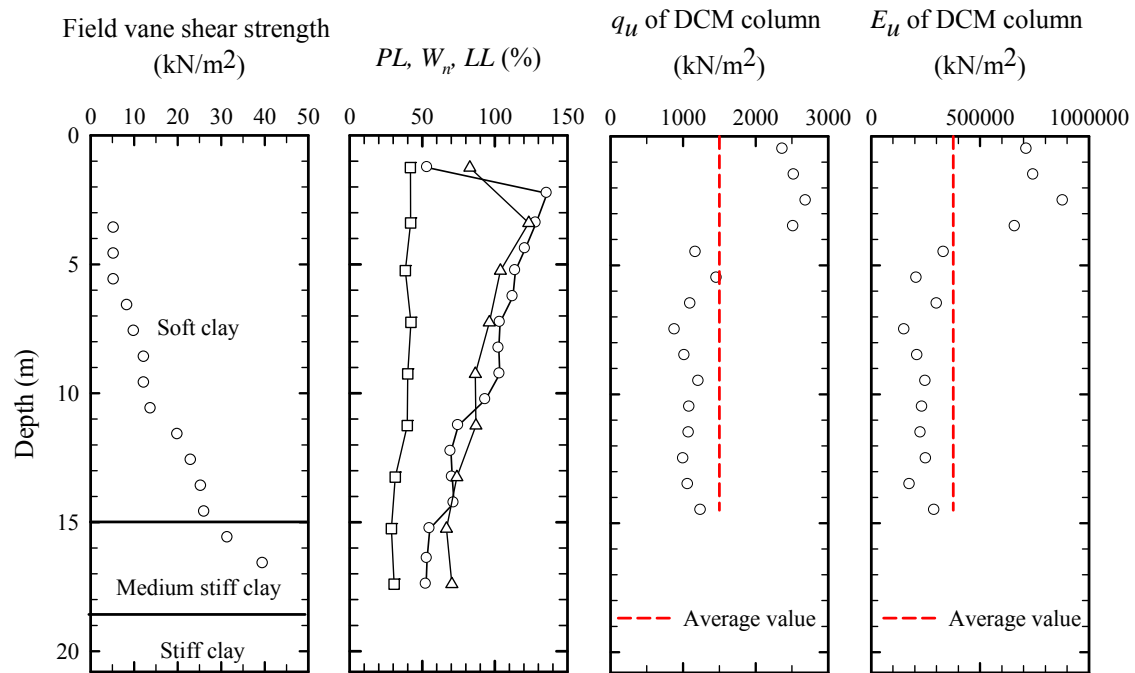


Fig. 2 Soil and DCM column properties

A trial test section of the drainage canal was constructed prior to commencement of the project. The configuration of the DCM columns is shown in Figure 3. The DCM columns under the roadway (called the bearing DCM columns) were 0.6 m in diameter and were installed in a rectangular pattern at $1.50 \text{ m} \times 1.75 \text{ m}$ spacing. Seven tangential DCM columns (called the DCM column rows) were installed in a row pattern at the canal slope with a spacing of 1.50 m. The required compressive strength of the DCM columns was 0.6 MPa. To reach the required compressive strength, 220 kg/m^3 of cement was used.

The DCM column rows located at the canal slope are designed to resist lateral force by their flexural resistance. Due to the low flexural resistance of a single DCM column, DCM column rows were used. To confirm the design's assumptions, quality control of the construction of the DCM column rows was required to obtain perfectly tangential columns. Figure 4a shows that the contacts of tangential DCM columns were relatively good. A pullout test was also conducted, extracting a whole column to visually inspect the homogeneity of the mixed materials and the uniformity of the column's size. The DCM column pulled out is presented in Figure 4b. The DCM column was cut into several sections and split apart to investigate its homogeneity and size. The size and homogeneity of the DCM column were satisfactory in this project. Moreover, the unconfined compression tests were

conducted to compare with the required strength. The unconfined compressive tests were completed on DCM column specimens collected with a sampler at various depths. The collected specimens were cured for 30 days before testing. The unconfined-compressive-strength value (q_u) of the DCM columns, which was obtained from the field specimens, ranged from 0.89 to 2.7 MPa, with an average value of 1.5 MPa, which exceeds the required strength (0.6 MPa). Therefore, low quality and non-uniformity of the DCM columns might not be the cause of failure for this canal project. The elastic modulus at 50% of the unconfined compressive strength (E_{50}) ranged from 150 MPa to 880 MPa with an average value of 380 MPa, which indicates the empirical relation of $E_{50} = 250q_u$.

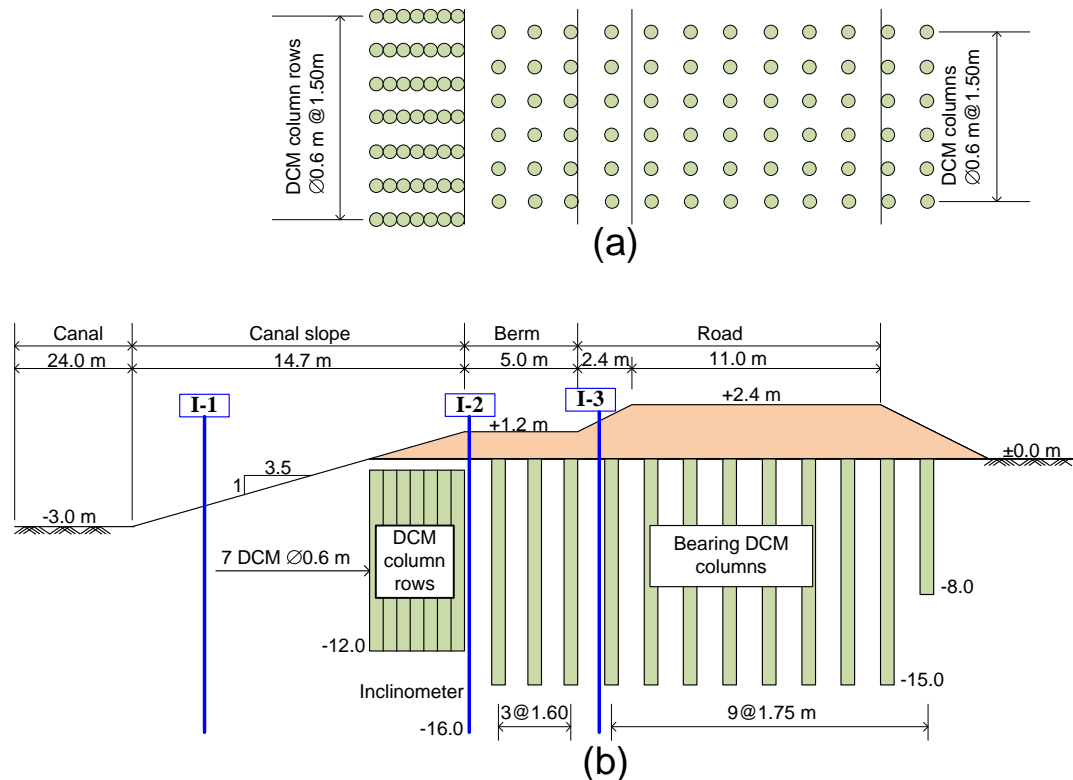


Fig. 3 Configuration of drainage canal stabilized with DCM columns: (a) plan view (b) section view

The construction plan was divided into four stages: first, the DCM columns were installed; second, the 1.2-m-high berm was constructed using silty sand fill material; third, the canal was excavated to a depth of 3.0 m; and finally, the roadway was built to a height of 2.4 m. Three inclinometers were installed after the excavation of 1.5 m to monitor lateral movements during excavation of the remaining 1.5 m.

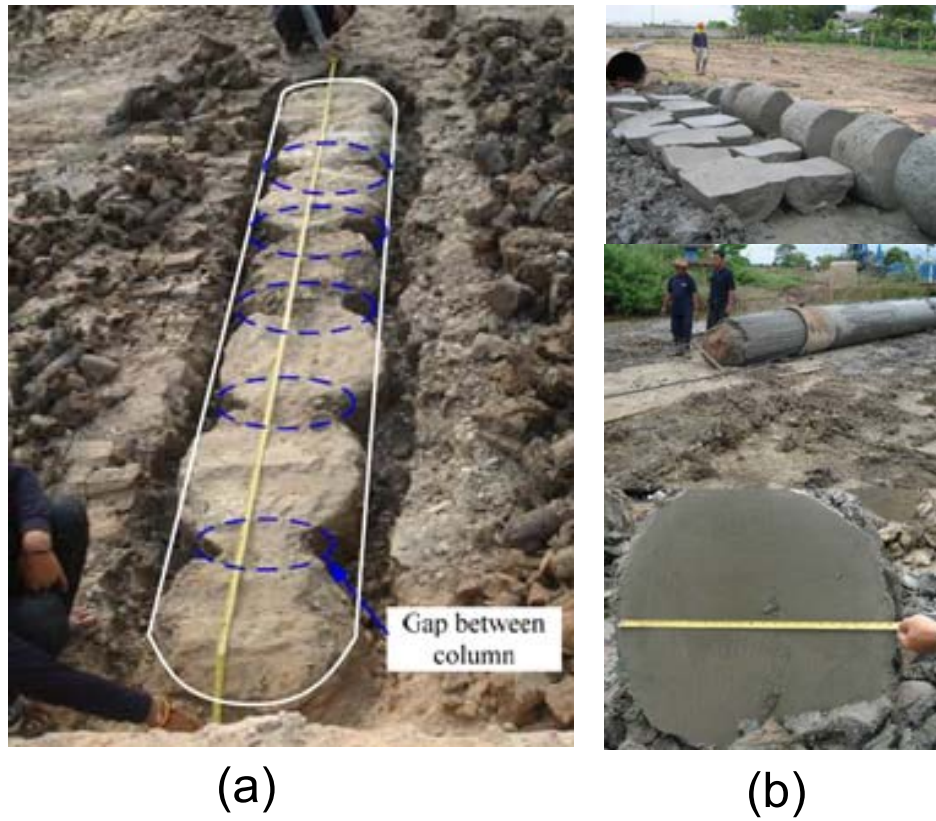


Fig. 4 Integrity of the DCM columns regarding:

- (a) contacts of a tangential DCM column row
- (b) homogeneity of the materials and uniformity of a DCM column

Figure 5 shows lateral movement profiles with depth after the end of excavation at a depth of 3.00 m obtained from inclinometers at three locations, I-1, I-2 and I-3. The field data revealed that the maximum lateral movement immediately after the end of excavation was 10 mm. As the roadway reached to its final elevation of 2.40 m at 14 days, the maximum lateral movement increased to 40 mm at inclinometer I-1.

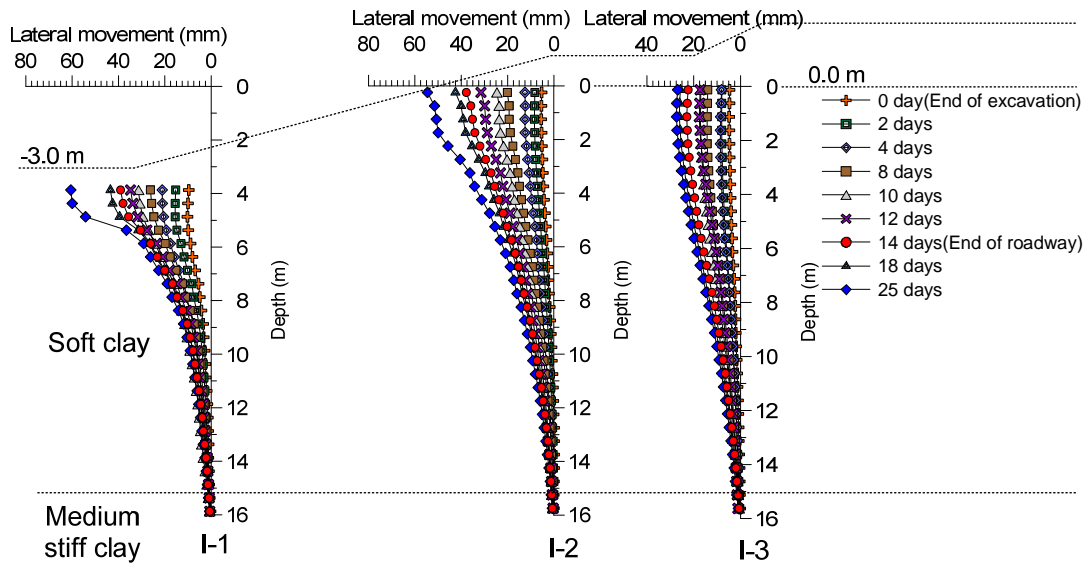


Fig. 5 Lateral movement profiles



Fig. 6 Failure of field trial test

The lateral movement at all locations increased continuously with time until eventual failure at 25 days, as shown in Figure 6. The failure extended throughout the berm area while the base of the canal heaved. The DCM column rows also tilted toward the canal. Based on field observations, the potential slip surfaces showed that the translation of soil mass dominated down to 7.5 m deep. The lateral movement obtained from the inclinometer I-1 clearly indicates that development of a shear zone occurs at the depth of 5.0 m to 9.0 m. The increasing lateral movement with time is caused by the process of undrained creep under constant deviator stresses.

Figure 7 plots the maximum lateral movements with elapsed time after the end of excavation. The lateral movement behavior of the soft clay located near the excavation base obtained from inclinometer I-1 (Fig. 7a) is similar to that of the undrained creep behavior proposed by Arulanandan et al. (1971) and Redman and Poulos (1989). The rate of lateral movement in the secondary stage is constant prior to the tertiary stages and reaching failure conditions according to surface rupture observed in the field.

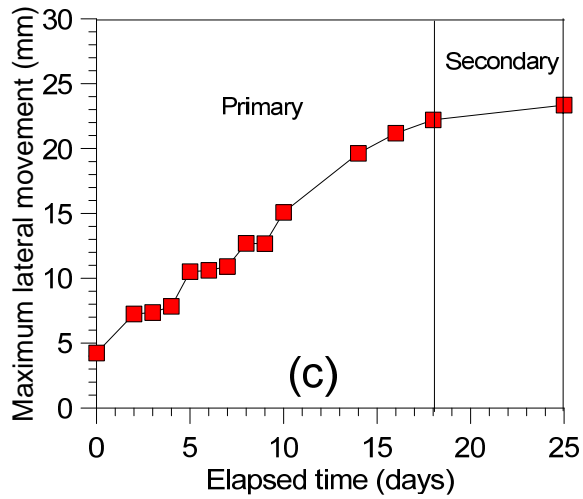
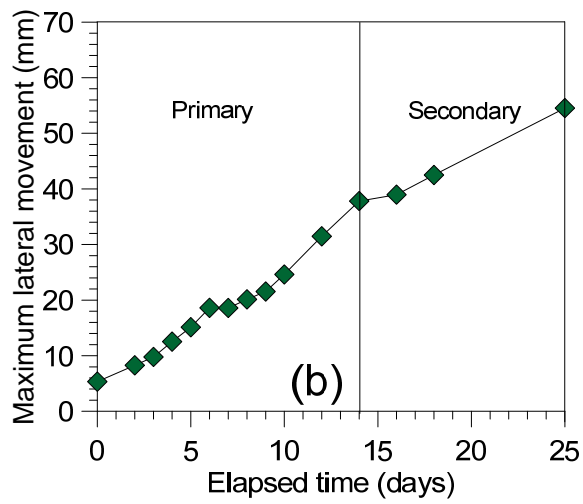
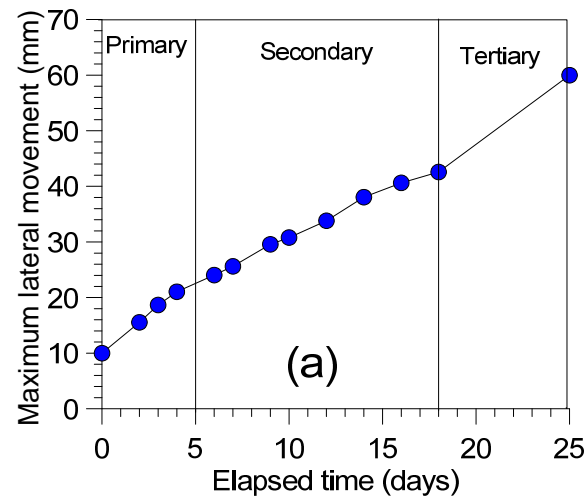


Fig. 7 Maximum lateral movements of soft clay after the end of excavation at three locations: (a) I-1
(b) I-2 (c) I-3

Compound deep cement mixing wall

The case history was of a reservoir construction project belonging to the Electricity Generating Authority of Thailand (EGAT) at Wang Noi Power Plant, Thailand. The general soil profile of this project obtained from five boreholes BH-1, BH-3, BH-4, BH-5 and BH-6 is shown in Figure 8. The uppermost layer is a soft clay subsoil layer underlain by a stiff clay layer. The thicknesses of the soft clay layers varied from 2 to 5.5 m in an excavated area for the construction of a reservoir. The maximum thickness of the soft clay layer found from BH-1 was 8 m. The undrained shear strengths obtained from the unconfined compressive strengths of the soft clay and stiff clay were 17 and 90 kPa, respectively

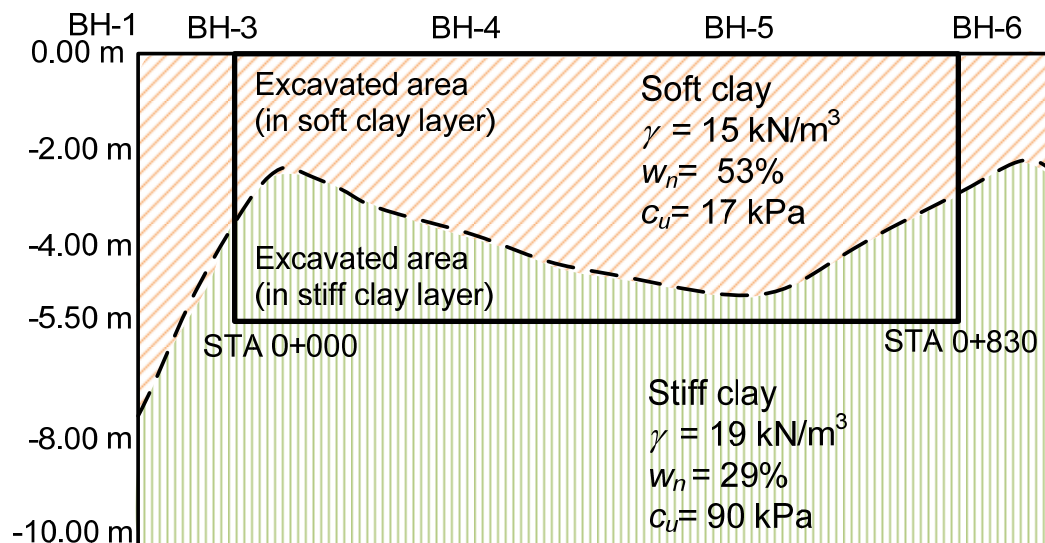


Fig. 8 Soil profile of construction project

The constructed CDCM wall was approximately 830-m long, 5.5-m high and 10-m wide. The CDCM wall layout is shown in figure 9. A precast concrete wall was first driven to a depth of -8.0 m, and subsequently, a tangential DCM column wall was constructed behind the precast concrete wall using a deep jet grouting method with a jet pressure of 20 MPa. The water cement-ratio of the slurry and the cement content were 1.0 and 225 kg/m³ of soil, respectively. Then, the DCM columns under the embankment roadway were installed in a triangular pattern. All the DCM columns had a diameter of 0.5 m and a depth of -6.00 m in the embankment side. A stabilized mat with a thickness of 0.5 m consisting of soil cement slurry was constructed over the length of the wall. Moreover, a 2-m-long DCM column wall was also constructed near to the precast concrete panels at the bottom of the reservoir at the depth of -8.00 m. The modified excavation was divided into two steps. For the first step, the excavation was performed to a level of -3.50 m. Next, excavation with a slope of 1:7.5 from an elevation of -3.50 m in front of retaining wall to the same bottom level (elevation -5.50 m) was performed to create a counter weight berm as a permanent support. A 70-mm-diameter inclinometer casing was grouted in predrilled holes to monitor horizontal wall movements. The inclinometer was installed in the subsoil layer at a depth of -8 m.

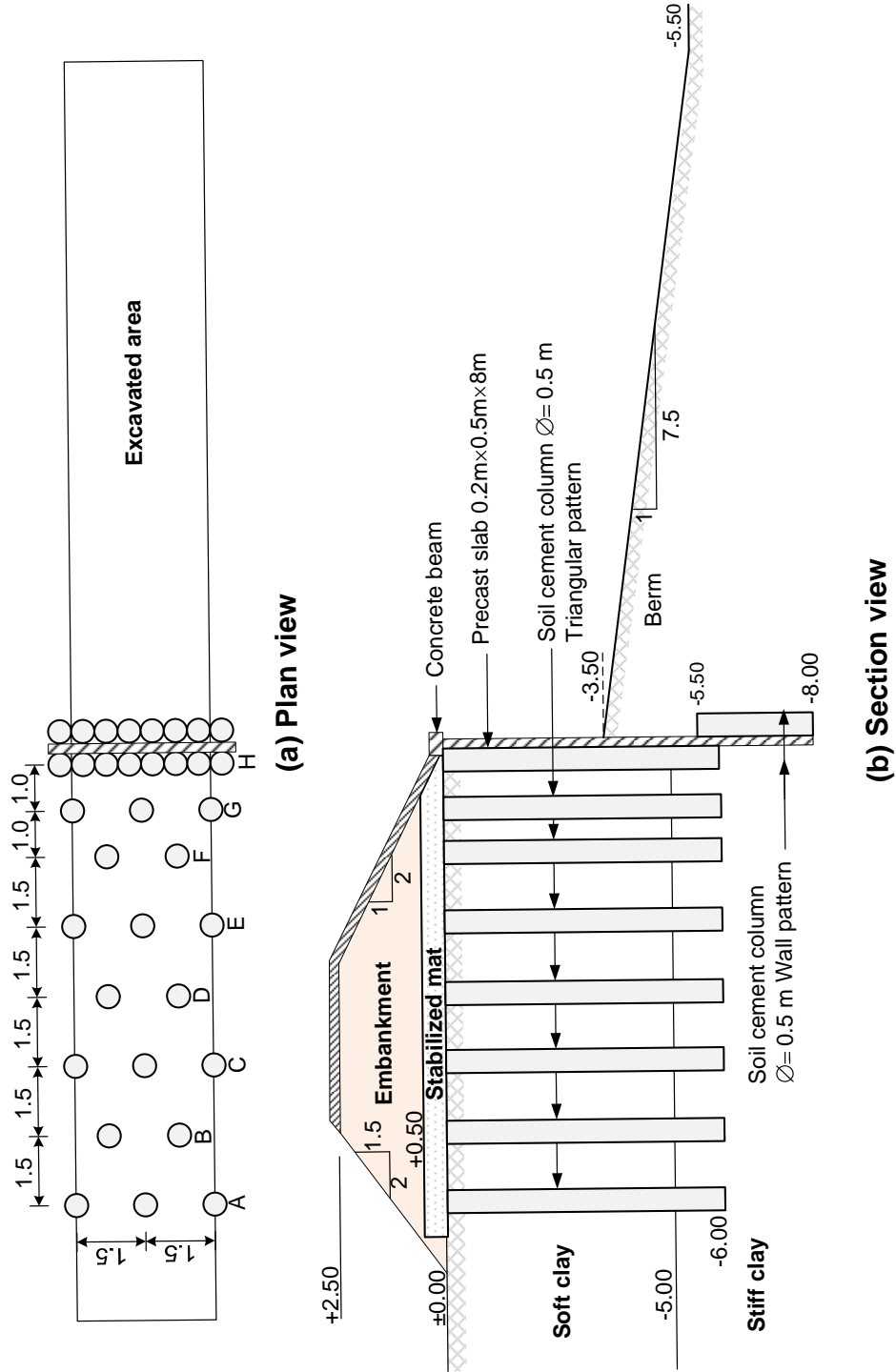


Fig. 9 CDCM wall layout

Field pile load test on stiffened deep cement mixing piles

Circular DCM piles and SDCM piles 0.6 m in diameter (ϕ) and 7 m long (L) with reinforced concrete cores constructed in soft Bangkok clay from the previous work (Jamsawang 2008) were chosen as the reference case in this study. The full-scale axial load tests on these composite piles were performed at the Asian Institute of Technology (AIT), in the central plains of Thailand. The site

conditions consist of 2.0 m thick weathered crust on top of a 6.0 m thick soft clay layer. A medium to stiff clay layer was found at a depth of 8.0 m, and the water table was found at 1.5 m below the ground surface. The physical properties and soil profile at the test site are shown in figure 10.

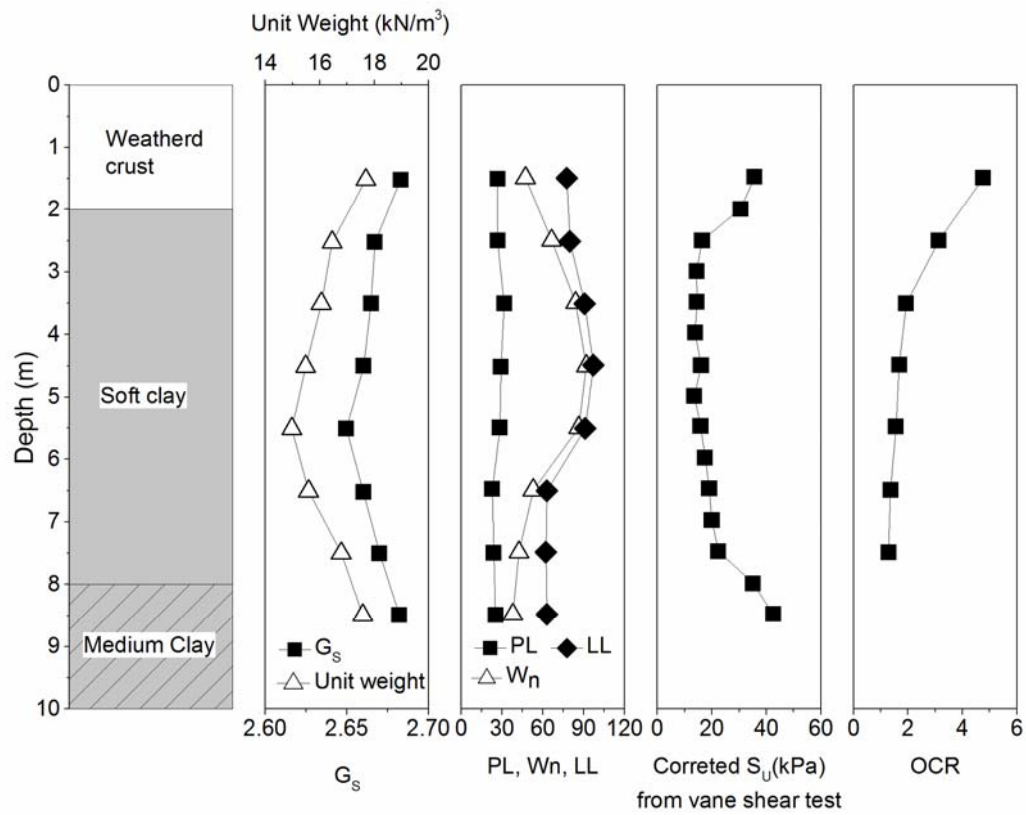


Fig. 10 Soil profile and properties

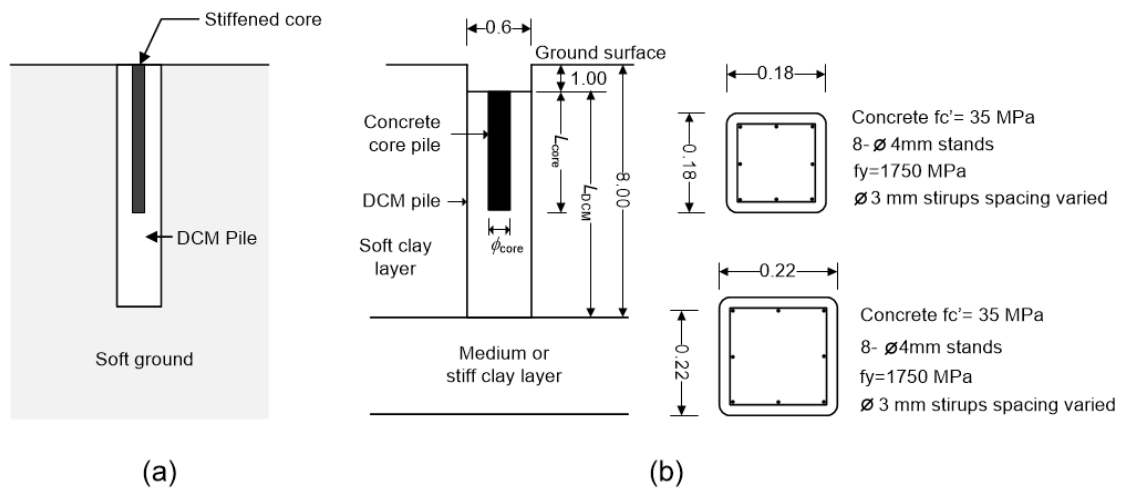


Fig. 11 Details of SDCM pile

The piles were constructed by wet jet mixing with a cement content of 150 kg/m^3 of soil. Two cross sections, 0.18×0.18 and 0.22×0.22 m, of square reinforced concrete piles with lengths of 4.0 m and 6.0 m were used as stiffened cores. The installation and details of the SDCM piles are demonstrated in figure 11.

Numerical Analysis

Finite Element mesh and boundary condition

Drainage canal slope stabilized with deep cement mixing columns

A finite element simulation was performed to assist in understanding the failure mechanism of the canal slope by undrained creep using PLAXIS 2D version 2011. The 2D finite element model consisted of the DCM columns, the embankment and foundation soils. The basic soil elements of a 2D finite element mesh are represented by 15-node triangular elements to model soil layers and other volume clusters. The 15-node triangle provides a fourth order interpolation for displacements and the numerical integration involves twelve Gauss points (stress points).

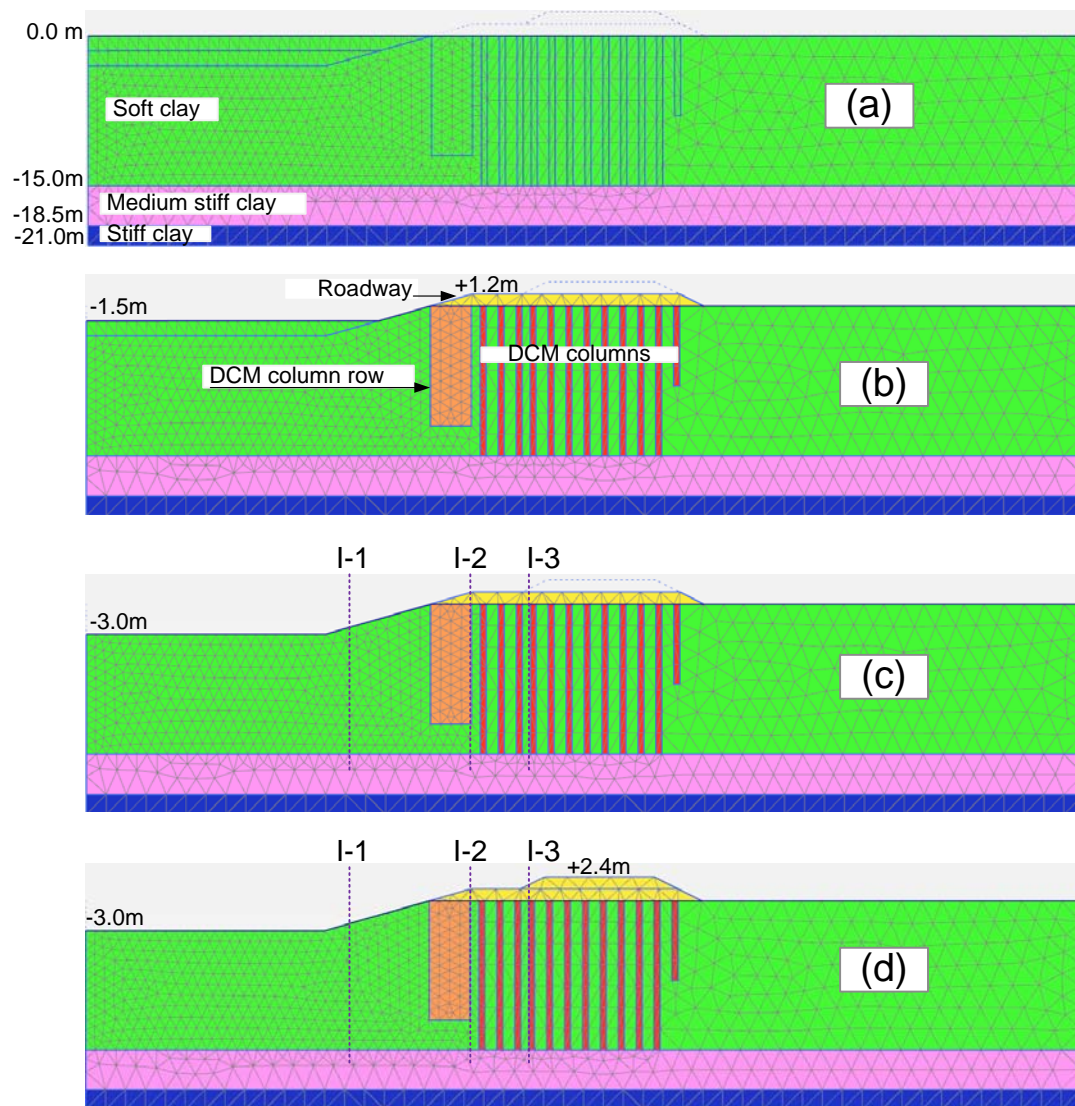


Fig. 12 2D-FE mesh used for analysis at various construction stages (a) Initial state (b) 1.5-m excavation (c) 3.0-m excavation (d) 2.4-m roadway construction

Figure 12 illustrates the 2D finite element mesh consisting of more than 2,138 soil elements and 17,396 nodes, which corresponds to the drainage canal configuration in Figure 3. The 2D mesh was 100-m long and 20-m deep. For the boundary condition, horizontal displacement was prevented, and vertical displacement was free to occur at the side boundaries. Both horizontal and vertical displacements were prevented from occurring at the bottom boundary. The following construction stages were followed in the finite element- calculation:

Stage 0: generation of the initial stresses in K_0 – condition (Fig. 12a)

Stage 1: excavation of -1.50 m (Fig. 12b)

Stage 2: excavation of -3.0 m (Fig. 12c) and starting measurement of lateral movement at the locations of I-1, I-2 and I-3

Stage 3: construction of 2.4-m-high roadway (Fig. 12d)

Compound deep cement mixing wall

A finite element simulation was performed to assist in understanding the CDCM column wall behavior using the PLAXIS 3D Foundation software version 2.2, which allows for a realistic simulation of construction sequences. The 3D finite element model consisted of the DCM columns, embankment, stabilized mat, foundation soils and precast concrete wall. The basic soil elements of a 3D finite element mesh represented by 15-node wedge elements, were used to model the DCM columns, embankment, stabilized mat, and foundation soils. These elements are composed of 6-node triangular faces in the x–z planes, as generated by the 2D mesh generation, and 8-node quadrilateral faces in the y-direction.

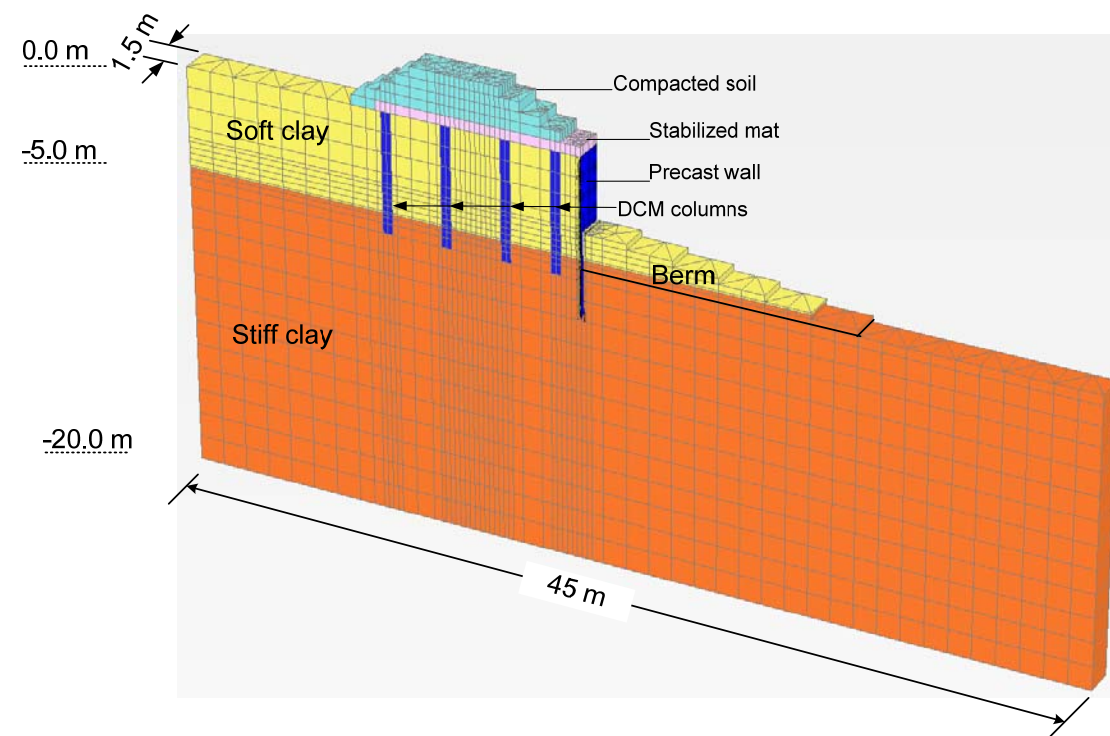


Fig. 13 Typical finite-element mesh used in this study.

The precast concrete wall was modeled using 8-node quadrilateral plate elements with six degrees of freedom per node. Three translational degrees of freedom (u_x , u_y and u_z) and three rotational degrees of freedom (ϕ_x , ϕ_y and ϕ_z) are utilized. Along the degenerated soil elements, the walls are composed of 6-node triangle plate elements, compatible with the triangular side of the degenerate soil elements.

To simulate the soil interaction between the precast wall and the foundation soils, interface elements were assigned around the periphery of the precast wall. The interface elements are different than the 8-node quadrilateral in that the elements have a pair of nodes with zero thickness instead of single node. The advantages of the pair of nodes are to allow for slipping and gapping when differential displacements occur. There were no interface elements between the periphery, the DCM columns and the surrounding foundation soils because the shear strength at the interface between the DCM column and the surrounding clay was higher than that of the surrounding soft clay foundation.

Figure 13 illustrates the 3D finite element mesh consisting of more than 12,240 elements, that was used in the back-analysis, which corresponds to the CDCM column wall configuration in figure 9. The 3D mesh was 1.5-m wide, 45-m long and 20-m deep. For the boundary condition, horizontal displacements were prevented, and vertical displacements were free to occur at the side boundaries. Both horizontal and vertical displacements were prevented from occurring at the bottom boundary. The following construction stages are followed in the finite element- calculation:

- Stage 0: generation of the initial stresses (K_0 - condition)
- Stage 1: installation of the precast concrete wall
- Stage 2: installation of the DCM columns
- Stage 3: installation of the stabilized mat
- Stage 4: installation of the stabilized mat
- Stage 5: installation of the embankment
- Stage 6: excavation

Field pile load test on stiffened deep cement mixing piles

The continuum finite element PLAXIS 2D program was used to analyze the DCM and SDCM under axial loading in this study. Undrained analyses under two-dimensional axis-symmetric condition were performed to numerically investigate the load-settlement behavior of the SDCM piles during axial loading. Fifteen node hybrid elements were used to model the soil, the core, and the DCM pile. The boundary conditions adopted for the analyses were displacement restraints with roller supports applied on all vertical sides and pin supports applied to the base of the mesh; these conditions were used for all cases throughout the analysis. Figure 15 shows the geometry of the problem and the finite element mesh used in this study.

The initial distribution of vertical effective stress and horizontal effective stress is controlled by the given soil unit weight and the coefficient of earth pressure at rest, K_0 , for all strata and the

hydrostatic pore water pressure conditions in equilibrium with a water table at 1.5 m below the ground surface.

The value of interface friction (R_{inter}) between the DCM pile and core was chosen to be 0.4 (Voottriprue et al., 2011) while the value of 1.0 (Brinkgreve 2008) is defined for that between the surrounding soil and the DCM pile. In order to match the stiffness of the square reinforced concrete core of the SDCM used in field tests to the circular core used in the simulation (axis symmetric analysis), transformed sections with the same stiffness (EA) were considered. After establishing the initial stress state, each analysis was then performed by gradually increasing the axial load on the top of the wish-in-place DCM or SDCM pile to simulate the quick load test, following ASTM D-1143. The load steps applied at the pile top were the same as those of the test in (Jamsawang 2008). The vertical load was increased in intervals of 10 kN until failure. These tests were used to find the settlement at the top and load distribution along the depth of the DCM or SDCM pile after applying the axial load, the ultimate capacity and the corresponding failure mode. In this study, the ultimate pile capacity of both DCM and SDCM piles was determined from the load-settlement curve using the Mazurkiewicz method (Mazurkiewicz 1972).

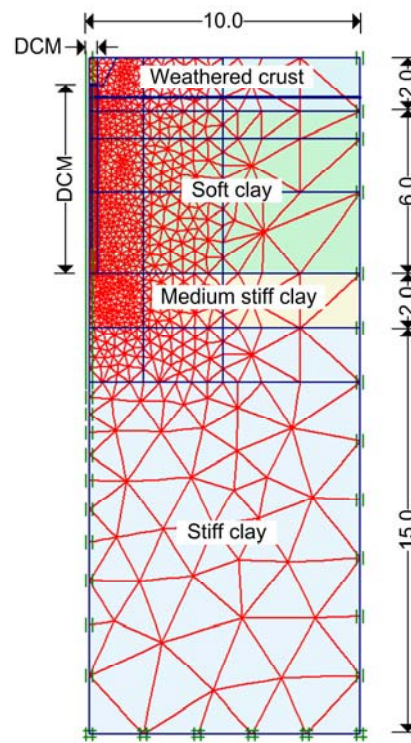


Fig. 14 Typical 2D finite-element mesh used in this study.

Currently, the materials that have been most often used as core structures are reinforced concrete and steel. The stiffness of those cores is very large compared to that of DCM piles (approximately 100-1000 times stiffer). In addition to these two materials, various types of construction materials are available that may be inferior in terms of stiffness, but are cheaper. Therefore, evaluating the possibility of using less stiff materials as the core is worthwhile. For example, in Thailand, Eucalyptus wood has been widely used in the construction industry because it is cheap, easy to buy,

and can be produced in substantial quantities. The properties of the core in preliminary investigations are therefore focused on Eucalyptus wood.

Constitutive model and model parameters

Drainage canal slope stabilized with deep cement mixing columns

The DCM columns and the roadway were modeled as the MC model (Abusharar et al., 2009; Mun et al., 2012; Voottipruex et al., 2011a; 2011b). In this study, the elastic modulus of column-walls E_{wall} was correlated to the unconfined compressive strength using the following equation): $E_{\text{wall}} = 500c_{\text{wall}}$. Parameters used in MC model are presented in Table 1.

Table 1 Parameters used in MC model

	DCM column	Roadway
Unit weight γ (kN/m ³)	15	20
Elastic modulus E (MPa)	380	7.5
Poisson's ratio ν	0.49	0.33
Cohesion c (kPa)	750	10
Friction angle ϕ (degree)	0	30
Material behavior	Undrained	Drained

The soft soil creep (SSC) model was used to model the undrained-creep behavior of the soft clay. The SSC model is described by Vermeer and Neher (1999) and Neher et al. (2001). The SSC model has five main parameters. The modified compression index and modified swelling index define loading and unloading volumetric behavior, respectively. The modified creep index defines the time dependent creep behavior. The cohesion and friction angle define strength of a material. A calibration of the laboratory test results and the SSC model was performed to verify accuracy of the model. Conventional oedometer tests were performed on a soft clay specimen taken from the project site at depths of -4.0. The suitable parameters of the soft clay used for the FEA for this study are presented in Table 2.

Table 2 Parameters used in SSC model

	Soft clay
Unit weight γ (kN/m ³)	15
Modified compression index λ^*	0.22
Modified swelling index κ^*	0.015
Modified creep μ^*	0.018
Poisson's ratio ν	0.15
Cohesion c (kPa)	1
Friction angle ϕ (degree)	27
Over consolidation ratio (OCR)	1.5
Material behavior	Undrained

The hardening soil (HSM) model is an advanced model for simulating the behavior of different types of both soft soils and stiff soils (Surarak et al., 2012; Jamsawang et al., 2014). The HS model utilizes four basic deformation parameters: the secant stiffness in standard drained triaxial tests (E_{50}^{ref}), the tangential stiffness for primary oedometer loading (E_{oed}^{ref}), the unloading and reloading stiffness (E_{ur}^{ref}), the power of the stress-level dependency of the stiffness (m) and shear strength parameters according to the MCM (c and ϕ). The HS model was applied to model the behavior of the medium stiff clay and stiff clay in this study using the Bangkok subsoil parameters from Rukdeechuai et al. (2009). Parameters used in HS model are presented in Table 3.

Table 3 Parameters used in HS model

	Medium stiff clay	Stiff clay
Unit weight γ (kN/m ³)	15	20
Secant stiffness E_{50}^{ref} (MPa)	20	100
Tangential stiffness E_{oed}^{ref} (MPa)	20	100
Unloading and reloading stiffness E_{ur}^{ref} (MPa)	60	180
Power of the stress-level dependency of the stiffness m	1	1
Poisson's ratio ν	0.2	0.2
Cohesion c (kPa)	1	18
Friction angle ϕ (degree)	27	27
Over consolidation ratio (OCR)	6	10
Material behavior	Undrained	Undrained

Compound deep cement mixing wall

The DCM columns, the stabilized mat and the embankment were modeled as linearly elastic to perfectly plastic materials with the Mohr-Coulomb model (MCM).

Table 4 Model parameters

Material	Model	γ (kN/m ³)	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	m	ν	c' (kPa)	ϕ' (degree)	σ_t (kPa)
Embankment	MCM	20	20,000	-	-	0.25	10	30	-
Stabilized mat	MCM	15	100,000	-	-	0.25	900	0	144
Soft clay	HSM	15	1,000	1,000	0.8	0.20	2	22	-
Stiff clay	HSM	18	9,000	9,000	0.4	0.20	30	26	-
DCM column	MCM	14	40,000	-	-	0.33	400	0	64
Precast wall	LEM	24	2.6×10^7	-	-	0.15	-	-	-

The tensile strength of the DCM columns, considered using the tension cutoff in the model, was 16% of q_u (DCM). The precast concrete wall was modeled as structural elements using a linear elastic model (LEM). The parameters are illustrated in Table 4.

Field pile load test on stiffened deep cement mixing piles

A linear elastic material model was used for the core. The DCM socket and sand layers were assumed to behave as elastic-perfectly plastic materials as described by the Mohr-Coulomb (MC) model. The clay layers were modeled as so-called hardening soils (HSs), meaning they were assumed to be elasto-plastics with stress dependent stiffness and shear dilatancy properties (Schanz et al., 2000). The soil properties used in the analyses were mainly determined from calibration on triaxial testing data of soil samples at AIT (Detkhong and Jongpradist, 2014). The materials parameters for Eucalyptus wood were obtained from numerical calibration of the uni-axial test results from (Kanseangkaew 2008). Table 5 summarizes the material parameters used in the numerical analyses; this set of parameters was used throughout all analyses in this study. The accuracy of simulations for pile load tests on both DCM and SDCM piles by the selected models with the calibrated material parameters has been validated with measured data of reference cases in the next section.

Table 5 Material models and parameters used in this study

Soil type	Model	E_{s0}^{ref}, E_u (kPa)	E' (kPa)	E_{edo}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)	ν_{ur}	m	K_o^{nc}	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ' (°)	OCR
Weather crust	MCM(D)	-	5,000	-	-	0.25	-	0.6	17	8	22	0	-
Soft clay	HSM(U)	5,000	-	5,000	15,000	0.20	1	0.7	15	6	22	0	2.0
Medium clay	HSM(U)	20,000	-	20,000	60,000	0.20	1	0.6	15	10	22	0	1.1
Stiff clay	HSM(U)	50,000	-	50,000	150,000	0.20	1	0.5	18	22	26	0	1.0
DCM pile													
- $q_u = 690$ kPa	MCM(U)	-	65,000	-	-	0.33	-	-	15	330	30	-	-
- $q_u = 420$ kPa		-	42,000	-	-	0.33	-	-	15	200	30	-	-
- $q_u = 210$ kPa		-	21,000	-	-	0.33	-	-	15	100	30	-	-
Precast concrete	MCM(D)	-	2.8×10^7	-	-	0.15	-	-	24	8000	40	-	-
Eucalyptus wood	MCM(D)	-	4.0×10^6	-	-	0.25	-	-	9.5	6500	30	-	-

MCM= Mohr-Coulomb model, HSM= Hardening Soil model. Material behavior; D=drained, U= undrained. p_{ref} for HSM = 100 kPa. $R_f=0.9$

Analysis results

Verification with case study and Preliminary Investigation

Drainage canal slope stabilized with deep cement mixing columns

A shear strength reduction or phi-c reduction method, an option available in Plaxis 2D Version 2011, was used to compute the factor of safety of the slope. In the phi-c reduction approach, the strength parameters $\tan\phi$ and c of the soil are reduced until failure of the structure occurs. The total multiplier $\sum Msf$ is used to define the value of the soil strength parameters at a given stage in the analysis:

$$\sum Msf = \frac{\tan\phi_{input}}{\tan\phi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} \quad (1)$$

where the strength parameters $\tan\phi_{input}$ and c_{input} refer to the properties entered in the material sets and the strength parameters $\tan\phi_{reduced}$ and $c_{reduced}$ refer to the reduced values used in the

analysis. $\sum Msf$ is set as 1.0 at the start of calculation to set all material strengths to their unreduced values. The incremental Msf is used to specify the increment of the strength of the first calculation step. It must always be checked whether the final step has resulted in a fully developed failure mechanism. If that is the case, the factor of safety is given by:

$$FS = \text{Value of } \sum Msf \text{ at failure} = \frac{\text{available strength}}{\text{strength at failure}} \quad (2)$$

Figures 15a, b and c show comparisons between the measured lateral movement profiles and the observed lateral movement profiles with time for the very soft clays at the three locations of I-1, I2 and I3 at the end of excavation, respectively.

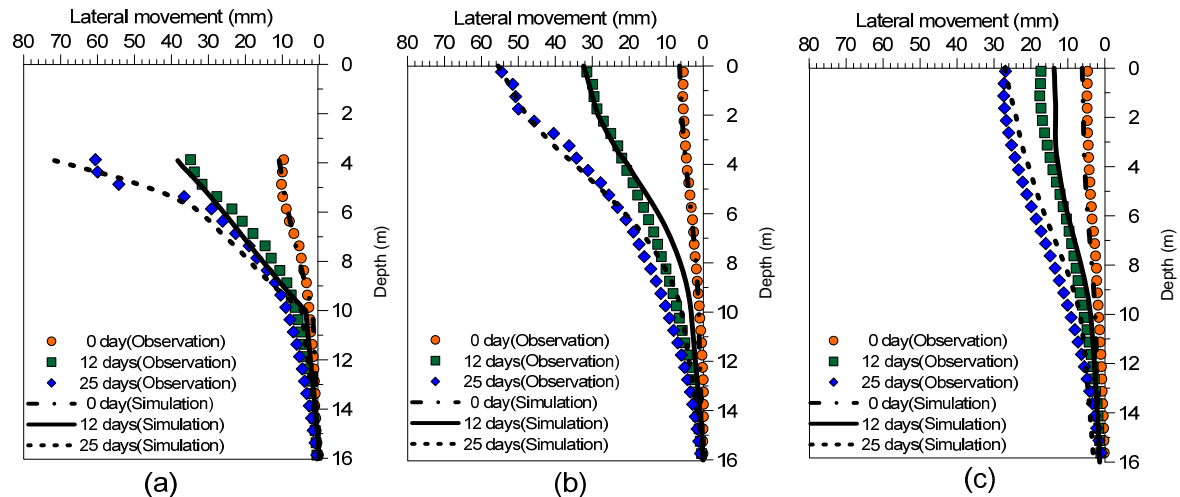


Fig. 15 Comparison between FEM results and field measurement data: (a) I-1 (b) I-2 (c) I-3

Due to the variations in the modified creep index in the field reported by Fatahi et al. (2013), the calibration of the field observation results and the SSC model was performed using 3D-FEM models to obtain a reasonable modified creep index to simulate the undrained creep behavior of the excavated slope in very soft clay. The value of α for the very soft clay was varied to match the measured lateral movement profile to the calculated lateral movements and the elapsed time, in which the failure of the canal occurred (after 25 days). The higher values of α cause larger lateral movement and faster slope failure due to the undrained creep effect. The back-calculated value for α was 0.016, which yields the best fit with the lateral movement profiles and caused the soil body collapse after 25 days, and falls within the range of the α value for soft organic clays proposed by Mesri and Godlewski (1977). Figure 16a shows the deformed mesh of the modeled canal with the back-calculated α of 0.016 and the elapsed time of 25 days. The berm area settled to the very soft clay layer. The very soft clay at the base of the canal heaved and the DCM column rows tilted and moved toward the excavated canal, which was similar to the conditions shown in Fig. 6. The plastic points in Plaxis 3D Version 2013 shows the stress points that are in a plastic state (failure point); they are displayed in a plot of the undeformed geometry. The plastic point indicates that the stresses lie on the surface of the failure envelope. Figure 17b shows the distribution of the failure points in the 3D mesh, which is similar to the shape of the failure zone observed in the field (Fig. 6).

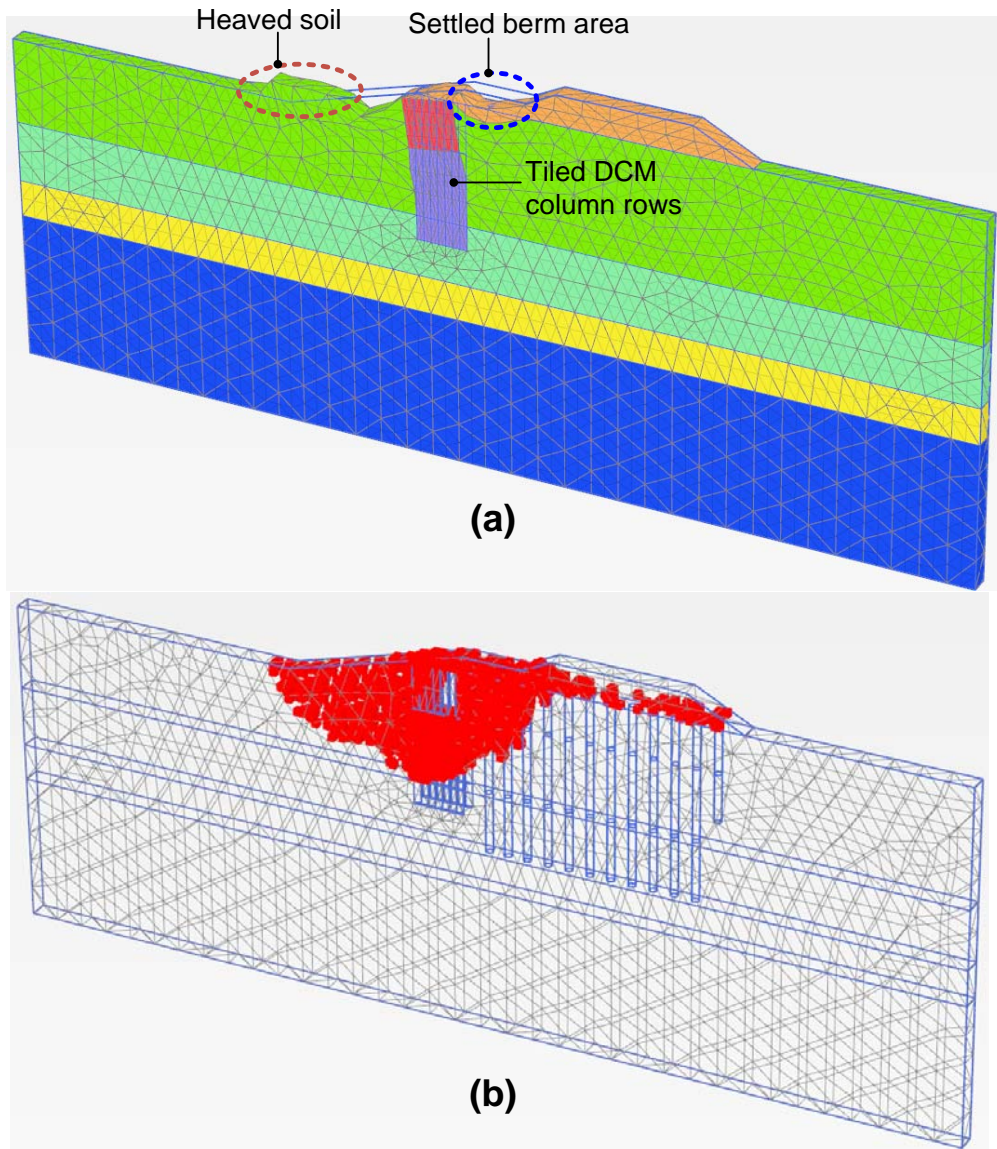


Fig. 16 (a) deformed mesh **(b)** distribution of plastic points of drainage canal under soil body collapse at 25 days

Figure 17 shows the potential slip surfaces for the case history. The calculation results show that the initial factor of safety for the excavated slope with the 1.2-m-high roadway was 1.710. The values of the factors of safety exceeded the minimum required value of 1.30 during construction when undrained creep behavior was not considered. After the end of excavation, undrained creep was applied with a constant rate of creep strain until failure of the canal slope.

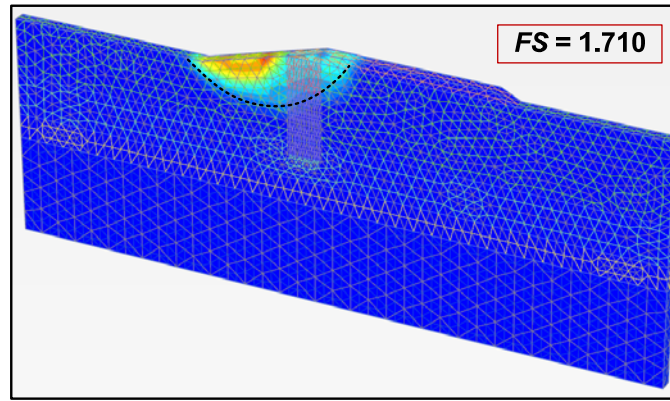


Fig. 17 Slip surfaces from drainage canal stability analysis at immediately after excavation

Figure 18 shows the factor of safety versus time at the end of construction. The factor of safety decreases with an increase in time, as expected. The factor of safety decreases from the initial value of 1.710 to 1.30 at eight days, which indicates that the factor of safety is less than the minimum required value after eight days, which demonstrates high potential for instability. The factor of safety decreases until the value of 1.045 is attained after 24 days; after 25 days, the FEA shows the soil body collapse that corresponds to the failure pattern shown in Fig 6. The average rate of decrease of the factor of safety in this study was defined as the difference in the factor of safety divided the elapsed time. Thus, the average rate of the factor of safety decreases for the case history from the end of excavation (0 day) to 24 days was $= 0.0277/\text{day}$.

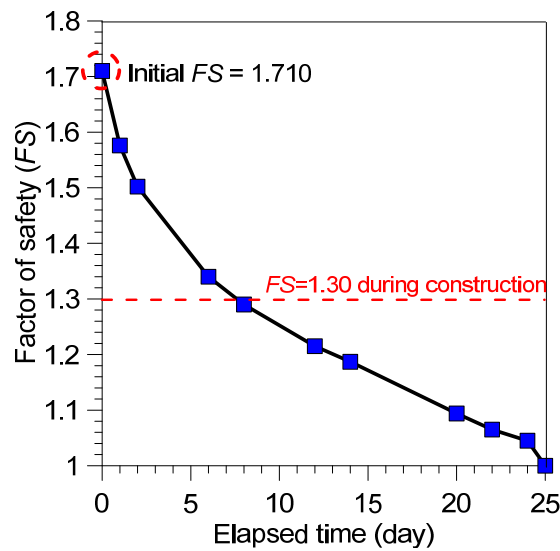


Fig. 18 Factor of safety over time for the case history

The behavior of the case history can be considered to be approximately undrained during the excavation period due to the very low permeability of the soft clay. The excess pore pressure increments are dependent on the path. The increase in the compression stress and the increase in the tension stress in the theoretical stress transfer in the undrained triaxial tests (Borges and Guerra, 2014) are considered to be positive and negative, respectively. The increase in the theoretical stress

in an undrained triaxial test with a compression stress path. In an extension stress path (as in an excavation zone), the direction of the pore pressure increments is opposite to the direction of the compression stress path. In an extension stress path, the increment of pore pressure Δu is negative (negative excess pore pressure). Because the total mean stress declines but the volume of soil does not change (undrained behavior), negative excess pore pressure is generated.

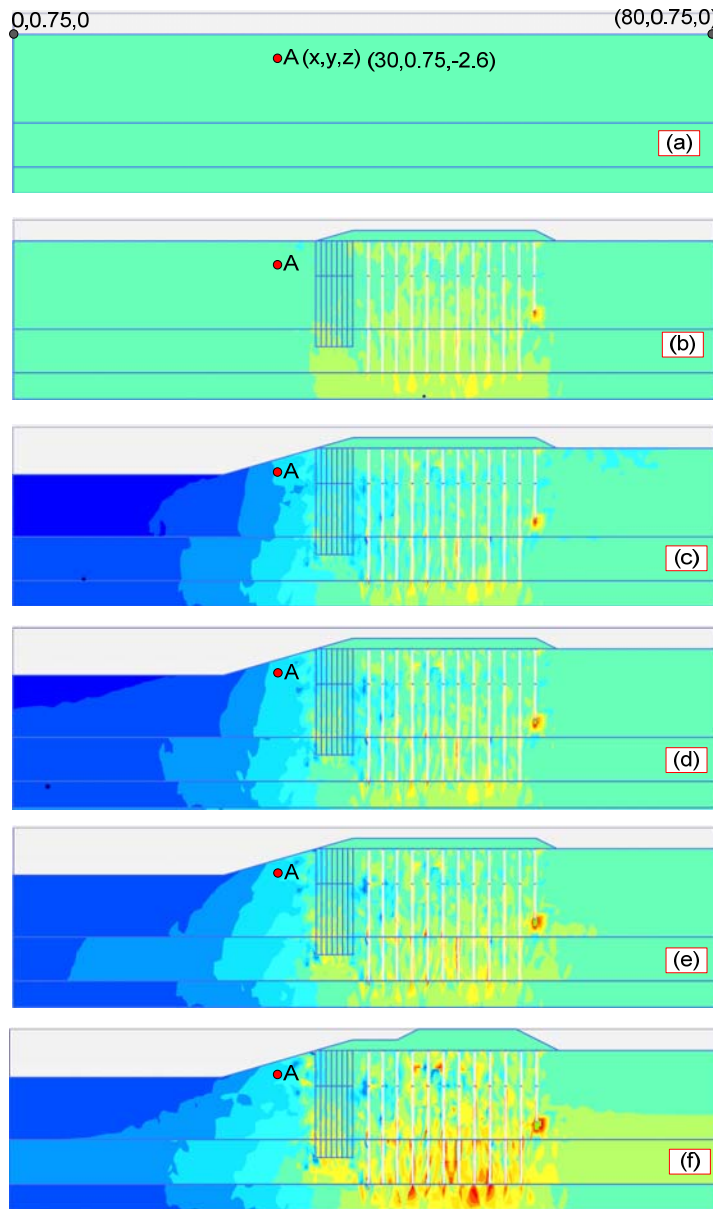


Fig. 19 Excess pore pressure at several stages: (a) initial state; (b) 1.2-m-high roadway construction; (c) after the end of excavation; (d) 2 days; (e) 12 days; (f) 25 days after end of excavation (canal failure)

Fig. 19b shows the results for excess pore pressure prior to excavation for the case history. Excess pore pressure is defined as the difference between the pore pressure at a particular instant and its initial hydrostatic value (Fig. 19a). Positive values of excess pore pressure are generated in the soft clay under the roadway due to the effect of embankment loading. Fig. 19c shows that negative

values are generated after the end of excavation on the excavation side. The highest negative value of excess pore pressure occurs below the excavation base due to the highest reduction of total mean stress in that zone. The undrained creep process begins after the end of excavation. Figures 19d and 19e show the decrease in the negative pore water pressure at the end of excavation for two days and 12 days, respectively, due to the effect of deviator creep. The value of the excess pore water pressure along the canal slope at failure approached positive values, as shown in Fig. 19f. Undrained creep causes an increase in additional positive excess pore water pressure with time for constant deviator stress.

The mean effective stress decreases with time, which implies that the soft clay is subjected to the compression stress path and causes changes in its strength, as shown in Fig. 20. Figure 20 illustrates the stress path of point A in Fig 19b. The stress path began at the initial state of the soil (Fig. 19a) followed by the end of the excavation state (Fig. 20c). The undrained creep continued from stages 2 to 5. The stress path reached the Mohr-Coulomb failure line. The excess pore water pressure developed during the undrained creep, which reduces the strength of soft clay. This process causes the factor of safety, to decrease with an increase in time. Thus, the results from the FEA confirm that the canal in the case history failed due to the undrained creep process.

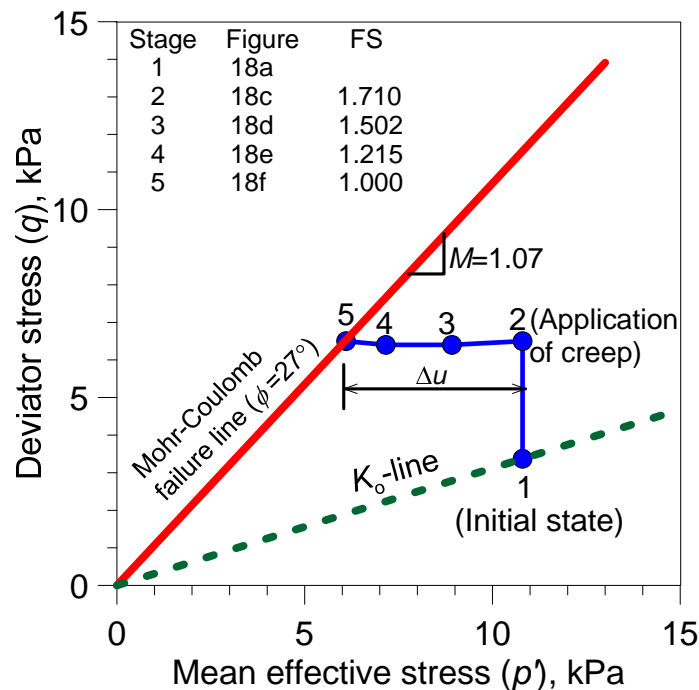


Figure 20 Stress path of very soft clay at point A under the canal slope

Compound deep cement mixing wall

Figure 21 presents a measured lateral movement profile of the CDCM column wall after completion of excavation. The maximum lateral movement was found to be 43 mm at a depth of 1 m below the surface. Due to the variations in the elastic modulus values of the DCM columns, the calibration of the field observation results and the MCM was performed using 3D-FEM models, to obtain the reasonable elastic modulus for simulation of the behavior of the DCM columns. For the calibration of

the model, the parameters for the embankment, stabilized mat, precast wall and DCM columns are illustrated in Table 6. The moduli of the DCM columns (E_{DCM}) were varied so that the measured lateral movement profile could be matched by the simulated lateral movements. The back-calculated value for E_{DCM} was 40 MPa, which gives the best fit of the lateral movement profile, and within the range of E_{DCM} value obtained from the field core sample. The lateral movement profile calculated by 3D-FEM using an E_{DCM} of 40 MPa is the so-called “case history” used as a “base problem” for the analysis of the results of the case history and the parametric study in the following Sections.

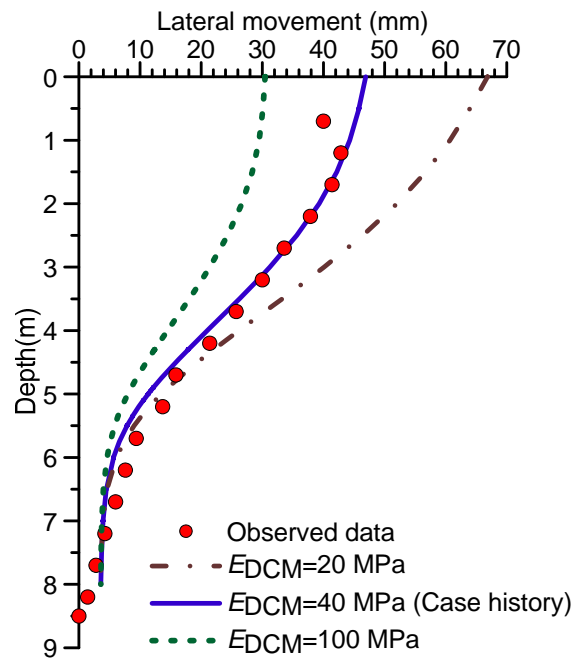


Fig. 21 Measured versus predicted wall lateral movements

Table 6 Rank of degree of influence on maximum lateral movement

Rank	Factors	Degree of influence	
		(%)	Class
1	Thickness of soft clay layer	154	Extreme
2	Size of DCM column	153	Extreme
3	Elastic modulus of DCM column	127	Very high
4	Thickness of precast wall	120	Very high
5	Berm size	114	Very high
6	Embedded length of DCM column	37	Medium

The lateral movement profiles for columns A to H and the precast wall obtained from FEM predictions are shown in Fig. 22a. The shape and magnitude of the lateral movements for columns F, G and H are similar to those for the precast wall. They tend to move further toward the excavation. This implies that they move laterally together. The magnitude of the lateral movements gradually decreases with increasing distance from the precast wall. An inverse lateral movement profile was observed in columns A, B and C. The lateral movement from the depths of 2.5 to 5 m exhibits an inverse lateral movement profile due to effect of the embankment load. However, the lateral movement from the depths of 2.5 to 0 m exhibits a normal lateral movement profile (toward

the excavation) due to effect of horizontal relief of stresses. It can be approximated that the inverse profile can be started at half of the embankment width. The effect of the no embankment on the magnitude and the lateral movement profile was investigated by the FEM predictions. A comparison of lateral movement profiles is shown in Fig.22b.

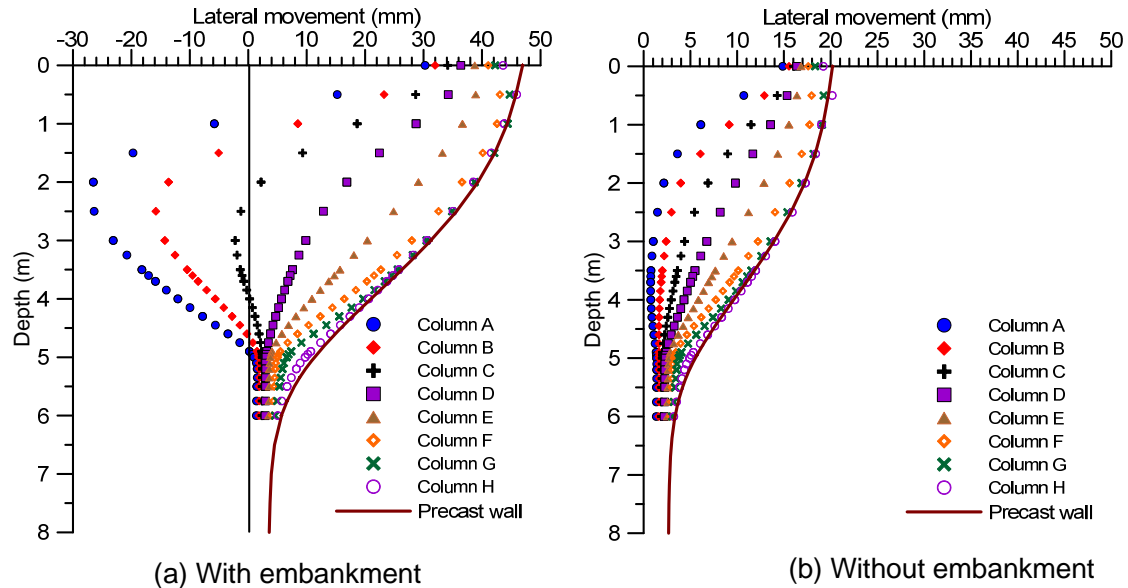


Fig.22 Lateral movement profile for all columns

Generally, the main function of a stabilized mat is to transfer stresses from the embankment over the soft clay layer to individual columns to reduce the different settlements. In the case of excavation work, the stabilized mat acts as a rigid platform that ties individual columns together acting as a column group that effectively resists lateral forces and movements and also acting as a relieving platform for surface loads. In the case history, a 0.5-m-thick stabilized mat was constructed for this proposes. The effect of the no stabilized mat was simulated by omitting the stabilized mat from the top of the DCM columns. As shown in Fig. 23, the CDCM wall simulation without the stabilized mat resulted in much larger lateral movements. The maximum lateral movement was 93 mm higher than and approximately twice the maximum lateral movement in the case of the DCM wall simulation with stabilized mat.

Columns F, G and H tend to move further toward the excavation together with the precast wall when the stabilized mat is removed and replaced with backfill soil, which implies that the first three rows of the DCM columns help the precast wall in resisting lateral soil movements. In contrast, the last three rows of DCM columns A, B and C do not assist because they move backward excavation due to non-existence of stabilized mat to tie them together. Without the stabilized mat, the column deformation is a separating deformation, which results in more deflection of the wall as shown in Fig. 23.

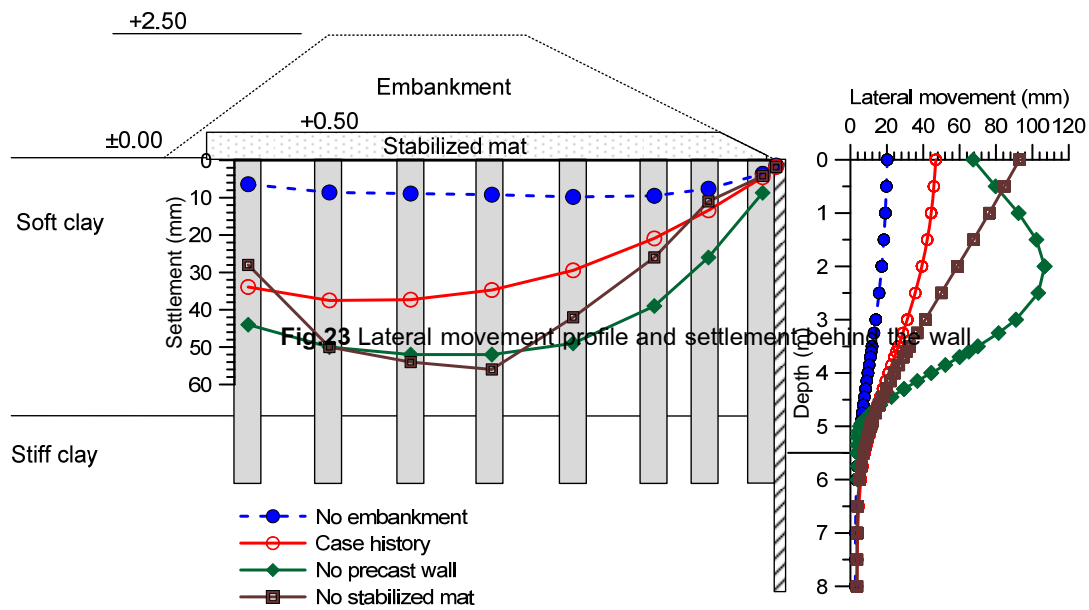


Fig.23 Lateral movement profile and settlement behind the wall

The surface settlement versus distance from the precast wall is shown in Fig. 23. The settlement profiles of the CDCM walls with and without the stabilized mat are similar, but the magnitudes are different. The maximum surface settlements are 37 and 56 mm for the CDCM walls with and without the stabilized mat, respectively. The difference of 19 mm is due to the effect of the stabilized mat, which reveals that the differential lateral movement = $93 - 47 = 46$ mm causing a differential lateral movement = 19 mm. Thus, stabilized mats have greater influence on lateral movement than on settlement. The ratio is $56 \text{ mm} / 93 \text{ mm} = 0.6$ less than that for the case history (with stabilized mat).

The effect of the precast concrete wall was investigated using the FEM to compare the lateral behavior of the DCM wall and to the CDCM wall. As shown in Fig. 24, the DCM wall simulation resulted in a much larger lateral movement than for the CDCM wall. The lateral movement profile shows the wall propped near the surface. Inward movement takes place at a deeper depth because the stabilized mat, which has a higher stiffness than does the DCM column, restrains the column head. The maximum lateral movement is 107 mm at a depth of 2 m from the surface. The no precast wall increased the lateral movement by as much as 2.2 times. Thus, the precast wall is effective in reducing the lateral movements.

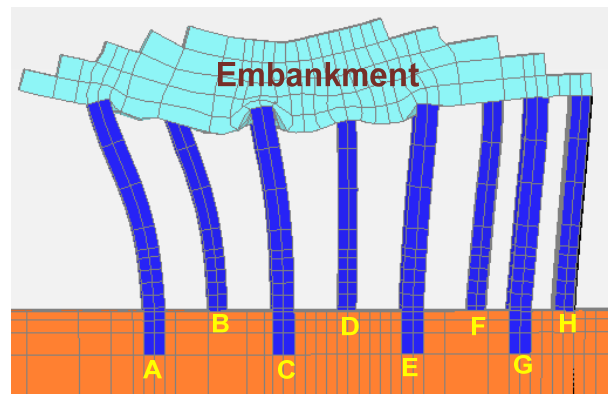
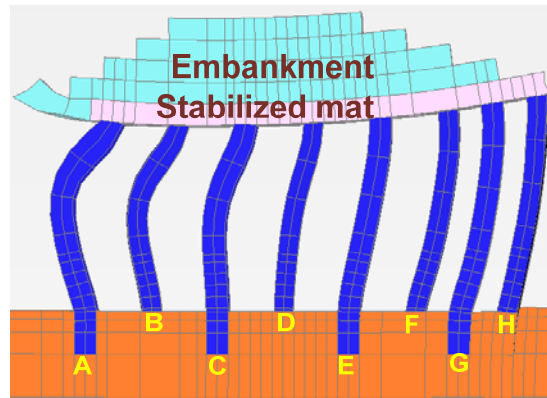


Fig. 24 Effect of stabilized mat on deformation of DCM column

The surface settlement versus distance from the precast wall is shown in Fig.22. The settlement profiles of the CDCM wall and the DCM wall are similar but the magnitudes are different. The maximum surface settlements are 52 and 37 mm for the DCM walls and the CDCM walls, respectively. Therefore, the differential settlement is 15 mm due to effect of the precast wall. This implies that the differential lateral movement = $107 - 47 = 60$ mm causing a differential settlement = 15 mm. Thus, a precast wall has a greater influence on lateral movement than on settlement.

Factors that contribute to large settlements do not necessarily produce large horizontal movements, but the reverse is always valid, i.e., factors that contribute to a large horizontal movement will produce large settlement (Kempfert and Gebreselassie, 2006). Thus, the next Section will study parameters affecting only the maximum lateral movements of the CDCM wall.

Field pile load test on stiffened deep cement mixing piles

The field data from the full-scale pile load tests on DCM and SDCMs were used to verify the analysis method used in this study. Fig. 25 illustrates the axial compression load versus settlement of both DCM and SDCMs from the field tests and their simulations from this study. Comparing the results of the full-scale pile load tests to the simulations shows that the analysis method employed can be used with high confidence.

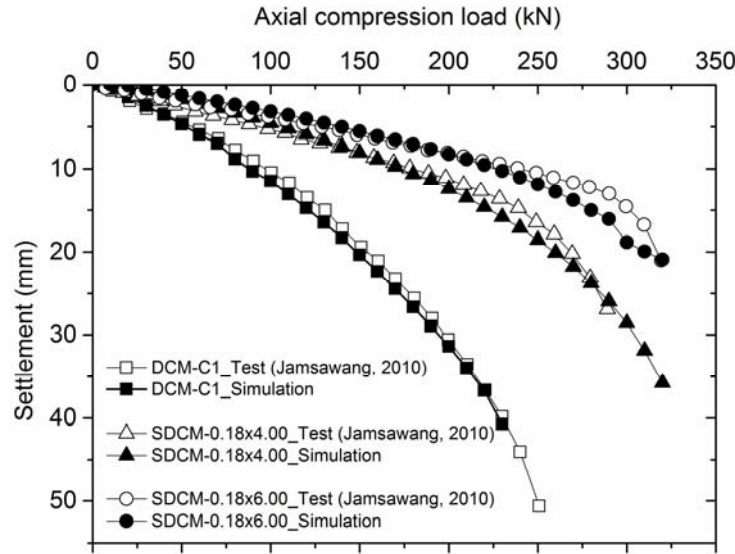


Fig. 25 Comparisons of load-settlement curves between test and simulation results of DCM and SDCM piles.

The simulated load-settlement curves of the SDCM piles and the test results of the DCM pile under axial loading for various core sizes with the same core volume (V_{core}/V_{DCM}) of 1.29, 2.57, 3.68, and 5.14% are presented in Figs. 26a, 26b, 26c and 26d, respectively. For a core volume of 1.29%, the settlements and ultimate bearing capacities for the ordinary DCM pile and SDCM piles show an insignificant difference. The differences in settlement and ultimate load between the DCM pile and SDCM piles tend to increase as the core volume is increased, as shown in Figs. 26b, 26c and 26d. The results indicate that by inserting a core with sufficient V_{core}/V_{DCM} , both the load carrying and settlement behaviors can be significantly improved. Up to the V_{core}/V_{DCM} of 5.14% in this study, the effectiveness of the core strongly depends on the ratio of V_{core}/V_{DCM} . For the same V_{core}/V_{DCM} , increasing the length of the core can reduce the settlement at the pile top and increase the ultimate bearing capacity, suggesting that a slender shape core is preferable. However, Fig. 26d also shows no significant increase in ultimate capacity (after approaching approximately 325 kN) after the core length exceeds 4 m, even though improvements in settlement can still be seen, suggesting an optimum value of core length. Further investigation on high strength DCM to ensure that the soil failure mode will govern gives an ultimate pile capacity of approximately 324 kN, which is very close to that of the maximum value of SDCM. The failure mode of SDCM may change from pile failure to soil failure when the length of the core approaches 4.0 m, implying that the optimum core length is related to the strength of the DCM socket.

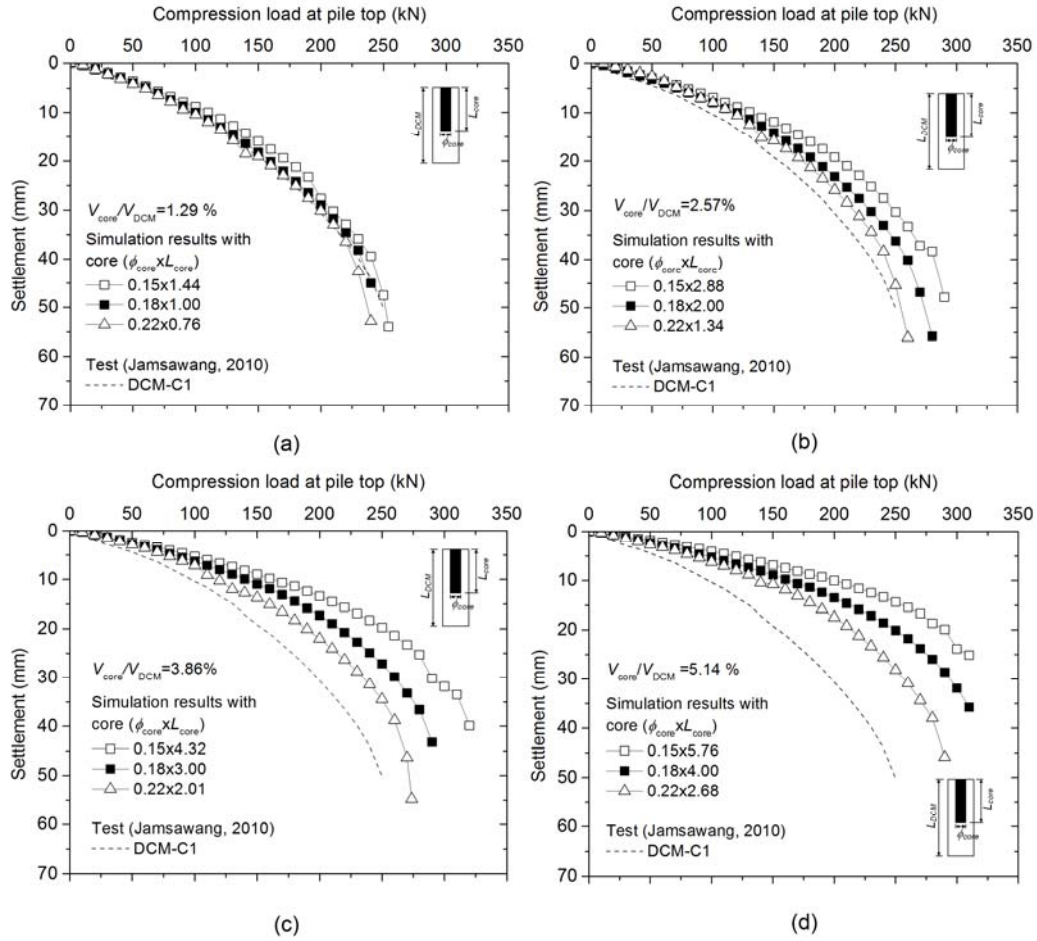


Fig. 26 Comparisons of simulated load-settlement curves for various core ratios: a) $V_{core}/V_{DCM} = 1.29\%$; b) $V_{core}/V_{DCM} = 2.57\%$; c) $V_{core}/V_{DCM} = 3.86\%$ and d) $V_{core}/V_{DCM} = 5.14\%$.

To investigate the possibility of using alternative materials for the core, Eucalyptus wood and reinforced concrete cores with the same dimensions and shape were analyzed in the pile load test on the SDCM simulation using the FEM. Fig. 27 shows the load-settlement curves of the SDCM piles with two different core materials for various core sizes. From the figure, the load-settlement curves of the wood and concrete SDCM piles with 1 and 2 m long cores are almost identical. With increasing core length, the wood SDCM piles show larger settlements under the same applied load due to the shortening of the core caused by lower stiffness. However, similar ultimate bearing capacities between wood and concrete SDCM piles can be obtained. Therefore, if the settlement criterion is not as strict, the core may be made of any construction material that is less stiff and cheaper than the concrete.

The load received by the core is transferred to the enclosed DCM socket before being transferred to the surrounding ground. The strength of the DCM socket ($q_{u,DCM}$) is thus significant for the settlement and ultimate bearing capacity of the SDCM piles. In the analyses, a concrete core with a diameter of 0.18 m and fixed strength is considered while the length of the core (1, 3 and 6 m) and $q_{u,DCM}$ are varied. The $q_{u,DCM}$ of 210 and 420 kPa are used to investigate the performance of stiff core in lower strength DCM socket and the possibility of using lower strength DCM socket. The stiffness of the DCM socket are consequently calculated by using the empirical relation $E_{50} = 100 q_{u,DCM}$.

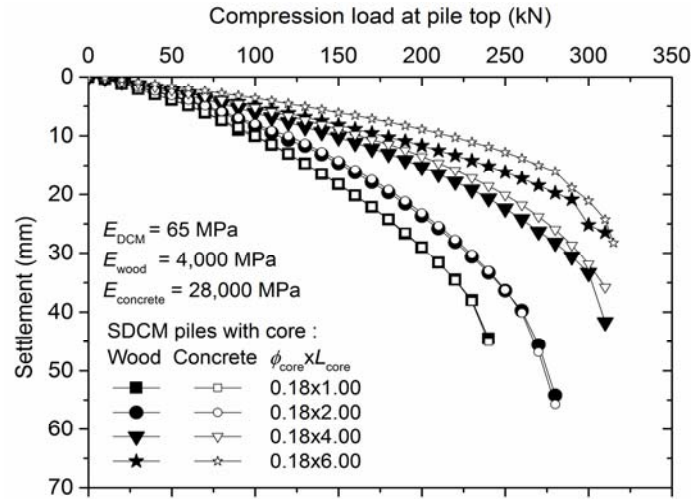


Fig. 27 Simulated load-settlement curves of SDCM piles with different lengths and core stiffness.

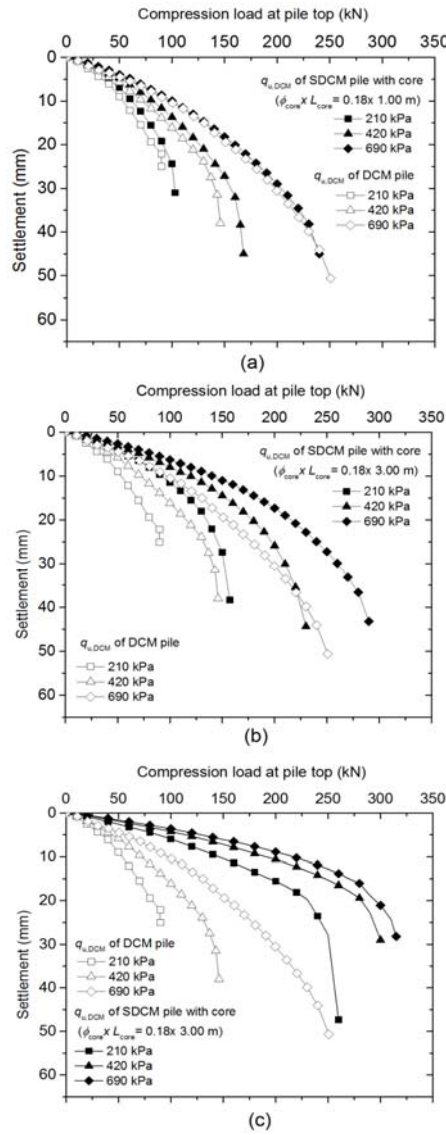


Fig. 28 Simulated load-settlement curves of SDCM piles with different strengths of socketed piles: a)

$\phi_{core} \times L_{core} = 0.18 \times 1.00$; b) $\phi_{core} \times L_{core} = 0.18 \times 3.00$ and c) $\phi_{core} \times L_{core} = 0.18 \times 6.00$.

Fig.28 illustrates the load-settlement curves of the SDCM piles with different $q_{u,DCM}$ and those of the DCM piles with the same considered strengths for various core lengths. In Fig. 28a, the SDCM piles with a 1 m long core show a slight increase in bearing capacity of the SDCM piles with $q_{u,DCM}$ of 210 and 420 kPa from the DCM pile. The SDCM pile with $q_{u,DCM}$ of 690 kPa shows an insignificant improvement. The increase in bearing capacity becomes more pronounced with increasing core length as depicted in Figs.28b and 28c. For the same core length, the difference in bearing capacity between the unreinforced DCM and the SDCM becomes larger with decreasing $q_{u,DCM}$, meaning that the effectiveness of the core in the SDCM also depends on the $q_{u,DCM}$.

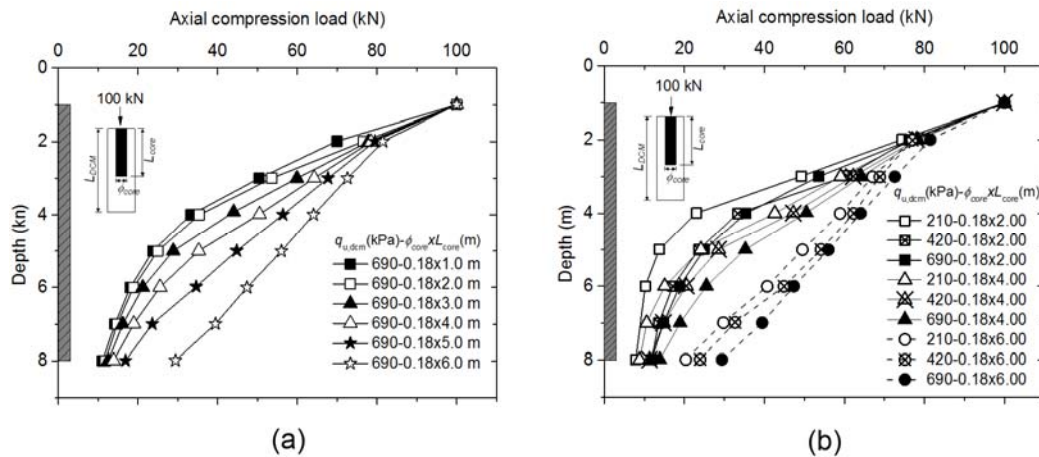


Fig. 29 Load distributions along SDCM piles: a) various lengths of core pile and b) various combinations of $q_{u,DCM}$ and core length.

The axial stresses were detected along the length of the SDCM piles from the simulations, and the axial loads carried by the SDCM piles are presented in Figs. 29 and 30. These axial loads include both that carried by the core and the load transferred to the DCM socket. Generally, axial loads decreased with depth as a result of interaction between the soil and the SDCM piles. Fig. 29a presents the simulated results of the parametric study on SDCM piles with $\phi = 0.18$ m core by varying the core lengths among 1, 2, 3, 4, 5 and 6.0 m. Comparing the results shows that the longer the core is, the more able the SDCM core is to transfer the applied load to a deeper level. As a result, the load shared by the surrounding soil would be smaller. The settlement of the SDCM pile with a longer core is then smaller than that of an SDCM pile with a shorter core for the same applied load. The SDCM pile with a longer core can also carry a larger load than the SDCM pile with a shorter core. In Fig. 29b shows the effect of the strength of the DCM socket, clearly demonstrating the effect of the strength of the DCM socket on load transfer along the pile depth. However, the effect from the length of the core is superior.

In Fig. 30, we extended the analyses for investigation under a controlled volume of core. The results of SDCM piles with various core lengths and diameters with constant core volumes of 2.57 and 5.14% are illustrated in Figs. 30a and 30b, respectively. The load distribution along the pile depth of an ordinary DCM is also plotted in the figures. In Fig. 29a, for all three applied loads considered, only a small effect from the stiffened core can be seen for all three core sizes. In contrast, the effect of the stiffened core and its size on load distribution behavior can be captured even under a small

applied load (50 kN) as depicted in Fig. 30b. This indicates that the behavior of an SDCM pile may not be significantly improved with an insufficient reinforced core volume. Thus, not only the length of the core but also a suitable core diameter must be considered for the SDCM piles.

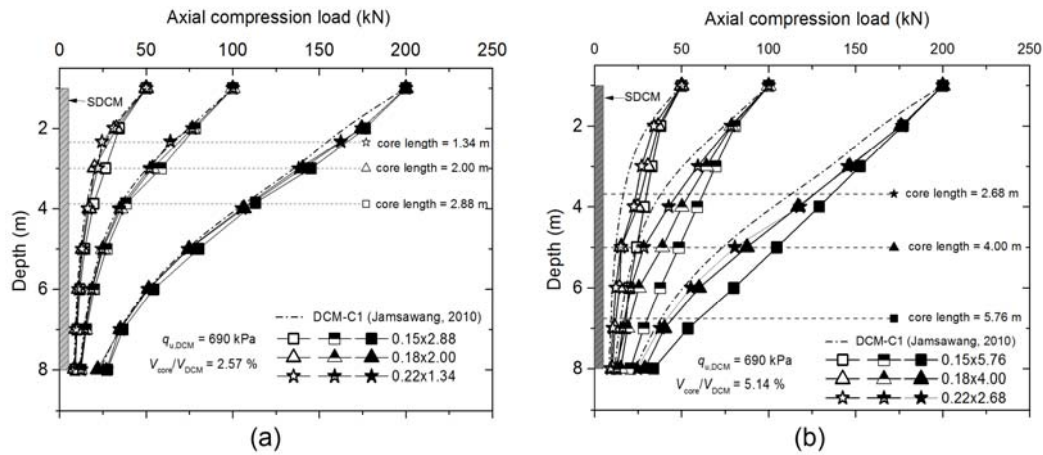


Fig. 30 Load distribution along SDCM piles with various core lengths: a) $V_{core}/V_{DCM} = 2.57\%$ and b) $V_{core}/V_{DCM} = 5.14\%$.

From the load distribution behavior observed, the failure behavior of SDCM piles can be suggested. With the strong pile head that is reinforced with the core, the failure of the pile part is thus unnecessarily at the pile head. The failure may occur at the level of the core tip where the strength of the pile suddenly changes (from composite SDCM to only DCM socket). If the core is significantly strong, three types of failure modes are possible, soil failure, pile failure of the at the top part of DCM socket and pile failure at the core tip level, depending on the relative strength of the DCM socket and the surrounding soil and length of the core.

Numerical Investigation- Parametric Analysis

Drainage canal slope stabilized with deep cement mixing columns

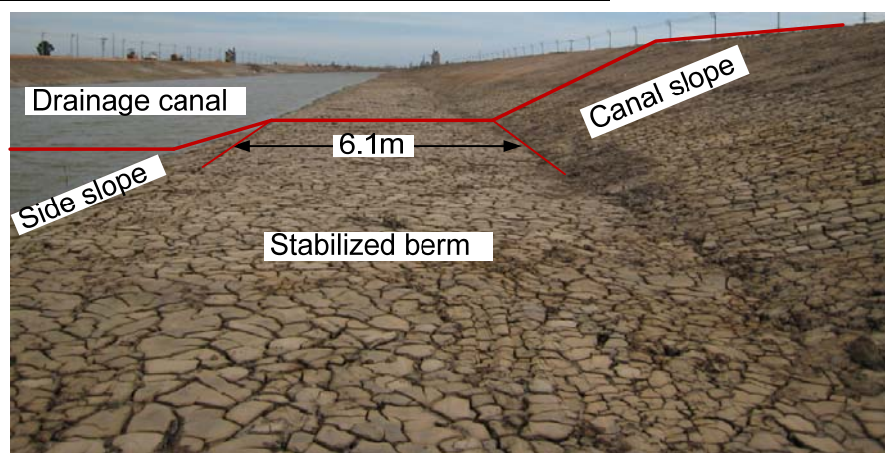


Fig. 31 The stabilized berm used for a new trial section of drainage

The results of the analysis in the previous section revealed that the cause of the canal slope failure was undrained creep failure caused by a delay in construction. To control the slope's instability,

various stabilizing methods were introduced for a new trial section of the canal. Increasing the number of DCM column rows along the canal slope to increase the improvement area was not feasible due to the budget limitations for this project. Thus, the construction of a stabilized berm at the toe of the canal and the objective of maintain the water at a level of +2.00 m were suggested to limit the creep stress induced by the excavation. Figure 30 shows the stabilized berm with a height of 1 m, a width of 6.1 m and the same side slope as the excavated canal; the berm was applied in the new trial section of this project.

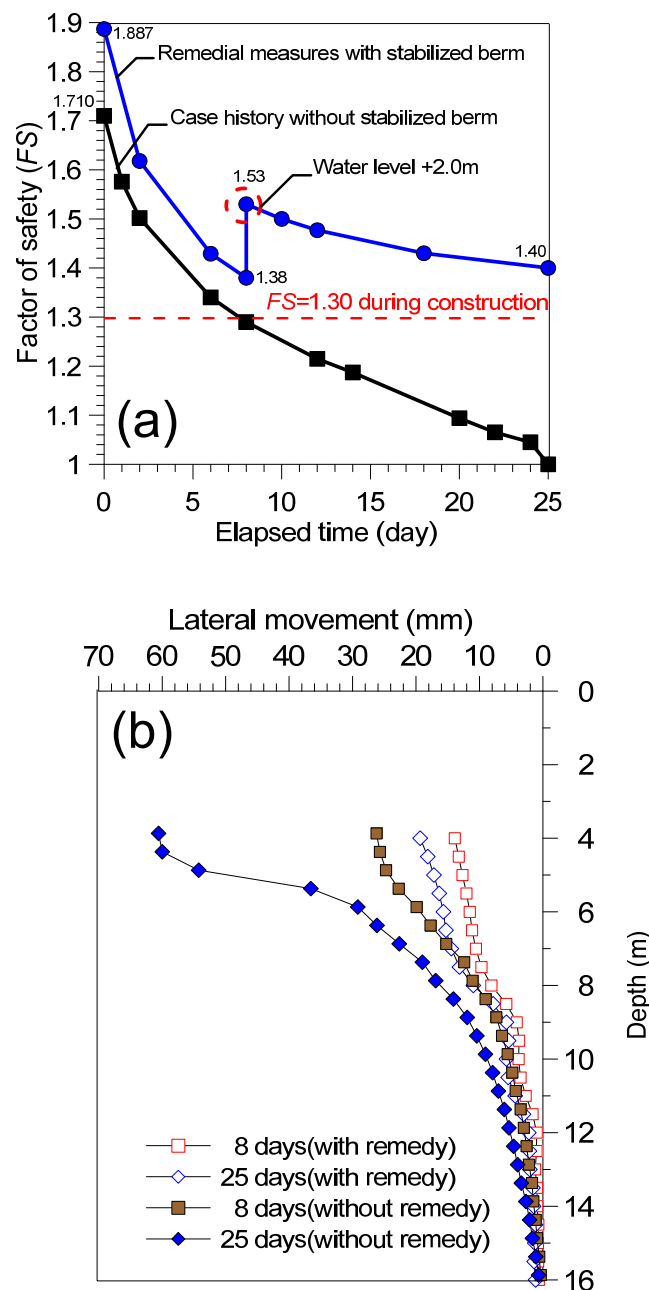


Fig. 32 Comparison of (a) factors of safety (b) lateral movement profiles between canal with and without remedy

Figure 32a shows a comparison of the factor of safety for the two sections of the canal (with and without remedial measures). The results show that the factor of safety increased from 1.735 (failure

case history without a stabilized berm) to 1.887 (new trial section with a stabilized berm). The factor of safety decreased with time due to the effect of undrained-creep until a factor of safety of 1.38 was attained after eight days. Based on the case history, a factor of safety of 1.28 was attained for the unstabilized berm. The berm is useful for increasing the stability to the required value. However, water was released to a level of +2.00 m to counter the lateral movement from creep stress and to prevent instability. The water level of +2.00 m increased the factor of safety from 1.38 to 1.53. The factor of safety was 1.40 after 25 days. Thus, the time period is sufficient to safely complete the roadway construction. The decrease in the average rate of the safety factor was calculated as 0.00765/day, which is significantly less than the rate in the case history (0.0277 /day).

Verification of the adopted solution method was performed by installation of an inclinometer at location I-1, which is the same location in the field case study. A comparison of the lateral movement profiles with and without a berm and the corresponding water level is shown in Fig. 32b. The lateral movement was substantially less than the lateral movement in the case history. In addition, the rate of lateral movement was significantly reduced from 2 mm/day to 0.4 mm /day. Thus, this solution was applied to the entire drainage canal project for both remedial sections and the remaining 10-km-long un-constructed parts. The canal has been in service at the proposed level of water of +3.00 m for 5 years without any excessive lateral movement by visual observation.

Compound deep cement mixing wall

Upon completion of the case history, a study on the parameters affecting the lateral movement analysis was performed. This section covers a sensitivity study used to analyze the degree of influence of different parameters on the maximum lateral movement of the CDCM wall after construction. The parameters analyzed are (1) the elastic modulus of the DCM column; (2) embedded length of the DCM column; (3) size of the DCM column; (4) thickness of the precast wall (5) thickness of the soft clay layer; and (6) effect of the berm size. As mentioned previously, one parameter was varied from the case history during each analysis to determine the influence of that specific factor.

Effect of elastic modulus of DCM columns (E_{DCM})

Five values of E_{DCM} were considered: 20, 40, 100, 190, 250 and 550 MPa, which covers the variation ranges of test results. The values of 20, 190, and 550 MPa correspond to minimum, mean, and maximum moduli found in the test results of this study.

The effect of E_{DCM} on the maximum lateral movements is presented in Fig. 33. The figure shows that the column modulus had a substantial effect on the maximum lateral movements. As expected, the results show that the overall tendency is the reduction in lateral movements with increasing stiffness of the column. However, this reduction is only significant when E_{DCM} varies from 20 to 100 MPa, but it remains approximately constant for higher values. This means that the influence of E_{DCM} is only significant when the material of the column has a low stiffness. The values of the maximum lateral movement calculated using minimum, mean and maximum E_{DCM} were 67, 24

and 15 mm, respectively. It can be observed that use of the mean value of E_{DCM} in designing the CDCM wall underestimates the true value because the lateral movement is approximately two times higher than that from the case history (47 mm). The use of the minimum E_{DCM} is more conservative. If all DCM columns have high degrees of homogeneity with very-high- quality control (the maximum E_{DCM} can be obtained), the maximum lateral movement can be minimized by as much as 15 mm using DCM columns in this project.

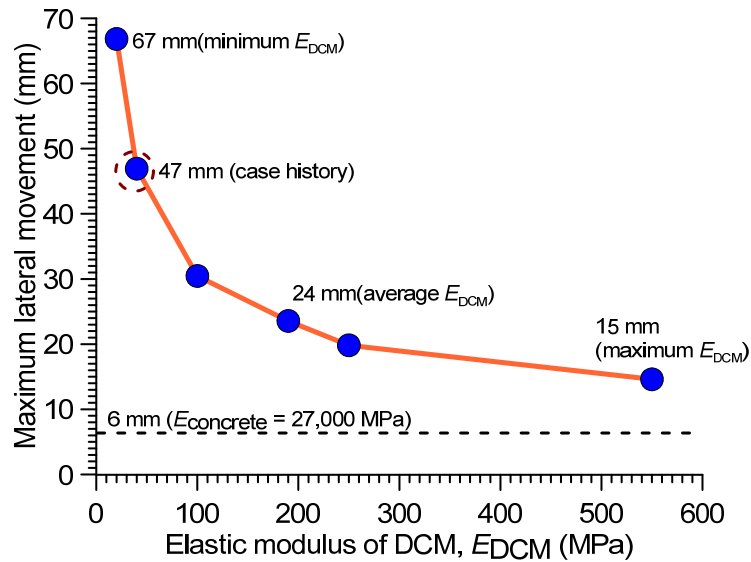


Fig. 33 Effect of elastic modulus of DCM columns

Alternatively, concrete columns can be used in this project instead of DCM columns to minimize the lateral movement. Therefore, E_{DCM} was replaced by the elastic modulus of the concrete columns, $E_{concrete}$, in analysis. The value of $E_{concrete}$ used in this study was 27,000 MPa, which is a typical value for a concrete column used in pile foundations. This can be considered as a lower bound of the maximum lateral movement for the influence of the column modulus. The lateral movement value of 6 mm can be minimized using concrete columns instead of DCM columns.

Effect of improvement area ratio considering the size of DCM column (D_{DCM})

To evaluate composites of the treated elements and the surrounding untreated soil, the improvement area ratio (a_p) is used as follows (Topolnicki 2004):

$$a_p = \frac{A_{DCM}}{A} = \frac{\pi / 4 (D_{DCM}^2) \times N_{column}}{A} = \frac{\text{net area of soil mixing}}{\text{respective total area}} \quad (3)$$

In this study, the respective total area is the base area of the embankment, D_{DCM} is the size of the DCM column or the diameter of the column, and N_{column} is the number of DCM columns under the base of embankment. To limit the lateral movement of the CDCM wall, the sizes of DCM column, by increasing the diameter of the columns, are introduced in this paper. To evaluate the influence of this parameter, three values of D_{DCM} were considered, 0.5, 0.75, and 1 m, corresponding to the improvement area ratios of 0.13, 0.29 and 0.52, respectively. The values of a_p were calculated by

varying the column diameters, and keeping the column spacing constant. The results show (Fig. 34) that larger diameter columns leads to less lateral movement.

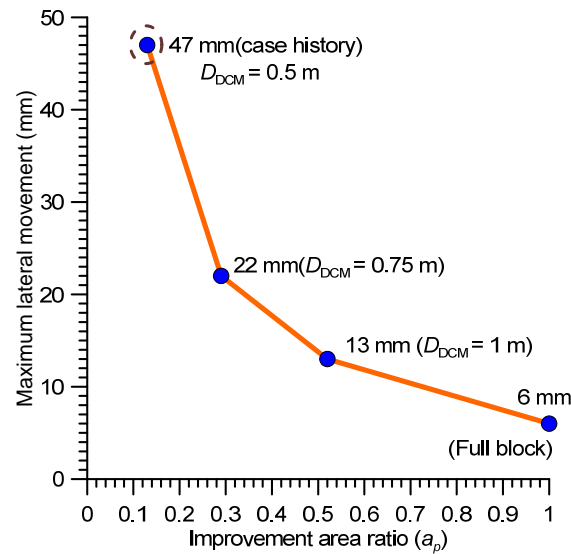


Fig.34 Effect of improvement area ratio considering size of DCM

Full blocks are used to create large, highly stable volume of stabilized soil, which act as gravity structures corresponding to improvement area ratio of 1. Ideally, the extreme case of this parameter is a full soil improvement zone. The full soil improvement zone was constructed by replacing the entire soft clay layer under the embankment with the DCM, creating a large block of DCM under the embankment. This can be considered as a lower bound of the maximum lateral movement for the influence of column size. As shown in Fig. 34, a lateral movement value of 6 mm could be minimized using a full soil improvement zone.

Effect of thickness of precast wall ($T_{precast}$)

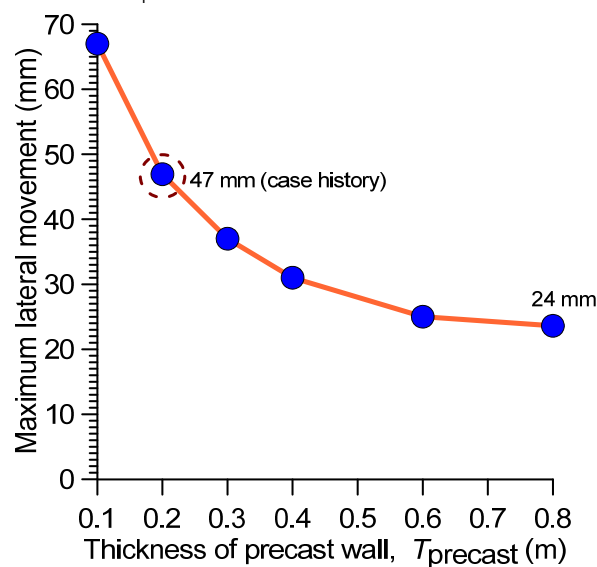


Fig.35 Effect of thickness of precast wall ($T_{precast}$)

The precast wall is a structural member and has a much higher stiffness than the DCM column. Thus, the precast wall can be used to reduce lateral movements due to the high stiffness of the

concrete material. In this study, the modulus of elasticity of the precast wall was set to be constant; therefore, T_{precast} represents its stiffness. To study the effect of T_{precast} in this paper, various T_{precast} were examined. The varied thicknesses were 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.6 and 0.8 m. Fig.35 shows that for increasing T_{precast} , the lateral displacements decrease as expected. The thickness significantly reduces the lateral movements as T_{precast} decreases from 0.2 to 0.1 m. The influence of T_{precast} is not obvious when T_{precast} exceeds 0.4 m. Moreover, the reduction in lateral movements is virtually constant for a precast wall thicker than 0.6 m. Thus, the use of a precast wall can decrease the maximum lateral movement by as much as 24 mm.

Effect of berm size

The effect of the berm size was analyzed in this study. The varied berm sizes were 0 (no berm), 4, 10, 18, 25 and 35%. Fig. 36 shows that for increasing berm size, the lateral displacements decrease, as expected. The berm size significantly reduces the lateral movements as it varies from 0 to 10 %. The influence of the berm size is not obvious when a berm size of 18% is used. Moreover, the reduction in the lateral movements is approximately constant for a berm size larger than 25%. It would appear from Fig. 36 that an approximately 35% berm size may help to reduce the lateral movement by approximately 72%. In other words, the use of a berm can reduce the maximum lateral movement by as much as 16 mm.

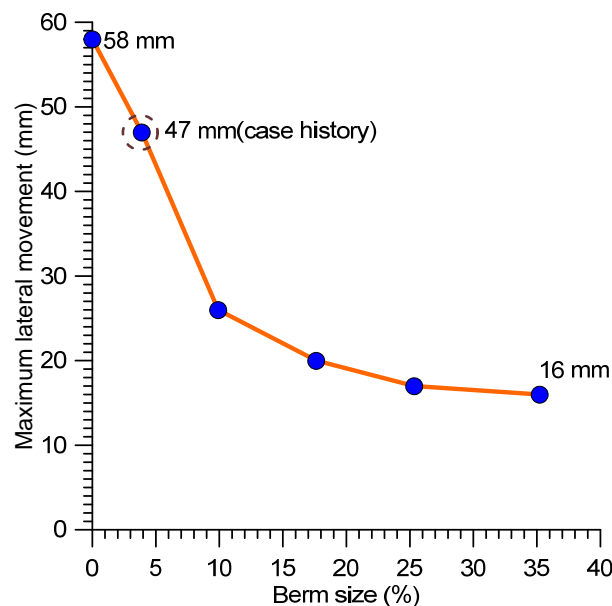


Fig.36 Effect of berm size

Effect of thickness of soft clay layer ($T_{\text{soft clay}}$)

Figure 37 shows that for increasing $T_{\text{soft clay}}$, the lateral displacements increase, as expected. The thicker soft clay layer produces larger active lateral forces acting on the precast wall, causing larger lateral movements. This is similar to an excavation in soft clay. Nevertheless, the thinner soft clay layer produces smaller active lateral forces, which is similar to an excavation in stiff

clay. The thickness of the soft clay layer significantly increases the lateral movements as the $T_{\text{soft clay}}$ increases from 7 to 8 m. The maximum lateral movements range from 20 to 150 mm when $T_{\text{soft clay}}$ varies between 3 and 8 m, respectively. The maximum lateral movement for the case history corresponding to $T_{\text{soft clay}}$ of 5 m is 47 mm.

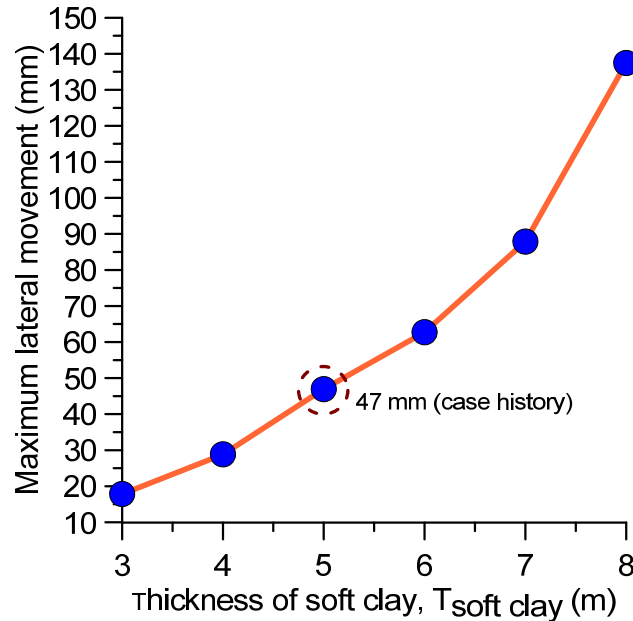


Fig.37 Effect of thickness of soft clay layer

Large lateral movements of the CDCM wall were found in some sections without monitoring data but no failures were observed. A subsurface investigation on the causes of the large movement was conducted to verify that the design had been correct. One borehole had been drilled to investigate soil data at the section where large deformation occurred. The results showed that the soft clay layer was thicker than at other sections. A thickness of 8 m was found to cause large lateral movement leading to loss of serviceability of the CDCM wall. An under-prediction was found in the design. The difference in magnitude of maximum lateral movement was $150 - 47 = 103$ mm. Therefore, variations in the soil profile are a major problem.

Field pile load test on stiffened deep cement mixing piles

In this section, the simulated results from the sensitivity study of SDCM piles under axial loading by varying the strength of the DCM socket, the strength of the core, core length and core size are presented and discussed in terms of ultimate bearing capacity. The 0.6 m diameter and 7.0 m long DCM socket pile was applied to all analyses in this section. The Mazurkiewicz method was used to determine the ultimate bearing capacity of the pile from simulated load-settlement curves.

Fig. 38 shows the relationship between the core length ratio ($L_{\text{core}}/L_{\text{DCM}}$) and the ultimate failure load (Q_u) of various analysis cases. The three main data sets in the figure represent three different strengths of the DCM socket pile ($q_{u,\text{DCM}}$). Each data set includes results from cases with various diameters and stiffened core lengths. For the data set with $q_{u,\text{DCM}}$ of 690 kPa, the relationship is approximately linearly increasing with increasing stiffened core length from 250 kN at the beginning

($L_{core}=0$) to the maximum value of 325 kN at L_{core}/L_{DCM} of 0.45. When the stiffened core length exceeds 3.15 m, Q_u remains unchanged, indicating that the optimum stiffened core length for SDCM piles for $q_{u,DCM}$ of 690 kPa is 3.15 m. The beginning 250 kN refers to the calculated Q_u of the ordinary DCM pile under pile failure mode with a DCM strength of 690 kPa. The Q_u of 325 kN is very close to the calculated Q_u of the ordinary DCM pile, which is determined under soil failure mode based on alpha method. At the stiffened core length of 3.15 m ($L_{core}/L_{DCM}=0.45$), the failure mode of the SDCM pile may change from pile failure to soil failure. By further investigating the failure behavior of SDCM piles with the optimum L_{core}/L_{DCM} from the simulation, the MCPs were found to not propagate into the DCM socket but to the soil at the tip of the DCM pile up to failure, changing the failure mode to soil failure. With increasing core length, soil failure governs the behavior of the SDCM, explaining the constant Q_u with increasing L_{core} beyond the optimum value.

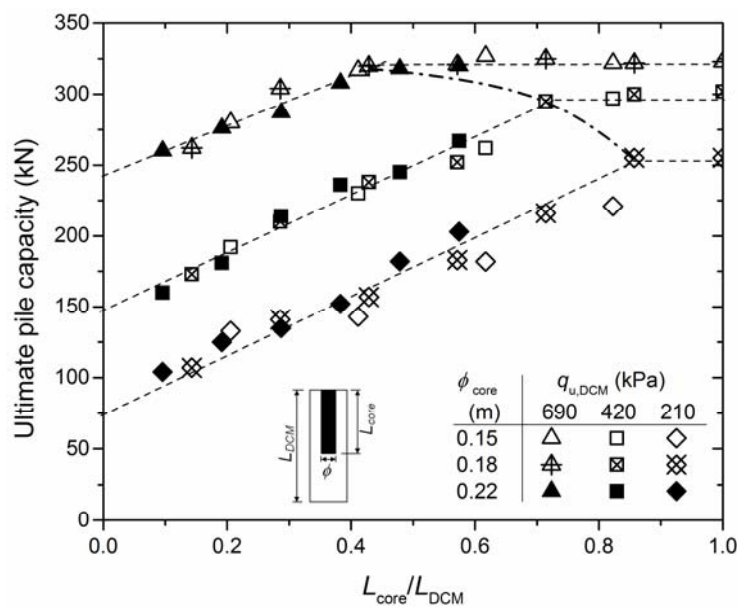


Fig. 38 L_{core}/L_{DCM} versus ultimate failure load (Q_u).

For the SDCM piles with $q_{u,DCM}$ of 420 and 210 kPa, the Q_u also linearly increases with increasing core length to certain values, and the slopes of these two relationships are almost the same and very close to that of the previous case. Beyond these values ($L_{core}/L_{DCM}=0.76$ for 420 kPa and 0.90 for 210 kPa), the values of Q_u remain constant even as the core lengths further increase. However, the final values of Q_u for these two cases are lower than the previous case, and the optimum core lengths are longer at 5.32 m for $q_{u,DCM}$ of 420 kPa and 6.51 m for 210 kPa. The results reveal that the strength of the DCM socket has a significant effect on the optimum stiffened core length and ultimate bearing capacity of SDCM piles. A lower strength DCM socket requires a longer core to reach its optimum state. With an insufficiently strong DCM socket because the DCM socket cannot resist the load transferred from the stiffened core, the failure happens in the DCM socket at the top part of the pile. In this case, the failure is always governed by pile failure mode; therefore, the Q_u is always less than that at the soil failure condition.

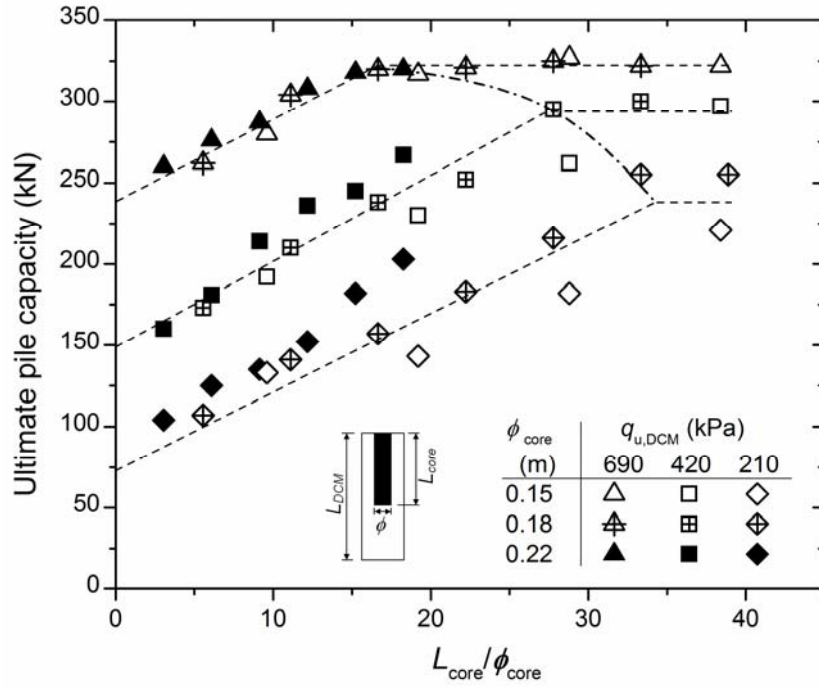


Fig. 39 L_{core}/ϕ_{core} versus ultimate failure load (Q_u).

Fig. 39 illustrates the relation between the Q_u with L_{core}/ϕ_{core} using the same data sets as Fig. 38. In the same fashion, Q_u linearly increases with increasing L_{core}/ϕ_{core} before remaining constant at a certain L_{core}/ϕ_{core} . The optimum diameter for stiffened core SDCM piles considered in this study can be obtained from this relationship if the optimum length has been given from Fig. 38, e.g., the optimum diameter of stiffened core for DCM-C1 with $q_{u,DCM} = 690$ kPa is 0.21 m. The optimum diameter of the stiffened core increases with decreasing strength of the DCM socket.

The appropriate dimensions of the stiffened core in SDCM piles may be preliminarily determined from Figs. 38 and 39. However, both figures are for specific soil conditions and a specific DCM socket size.

Based on the results obtained, increasing in the core length causes the load to transfer to a deeper level. Consequently, the failure position in the SDCM piles may change from the top of the DCM pile to the core tip level. However, the soil surrounding the SDCM pile also develops the failure with increasing load, particularly at the tip of the SDCM pile. Therefore, the strength of the DCM socket has a strong influence on the failure mode. If the DCM socket is very strong, it can resist higher loads. By transferring the large loads to a deep enough level by increasing the core length, the soil surrounding the SDCM pile can completely develop the failure. This condition does not require a very long core. The failure is then governed by the soil failure in the same manner as the soil failure condition of the DCM pile. The Q_u then equals the soil failure condition of the DCM pile. Increasing the core length beyond this level shows no further improvement.

For a less strong DCM socket, with the load transferred to a deeper level by the core, the failure happens in the DCM socket at the core tip level. With increasing core length, the composite material can handle larger loads, so the Q_u increases with increasing core length. However, the load is

mainly concentrated at the top of the SDCM pile. To a certain core length (depending on the $q_{u,DCM}$) with higher load concentration at the top, the DCM socket at the top part of the pile can no longer resist the load. The failure starts at this part and the SDCM pile can then receive no greater a load. The failure mode then remains the pile failure, though not at the core tip. Even if the core is longer, the DCM socket at the top part of the pile cannot resist a load larger than a certain level. Therefore, the Q_u remains constant with increasing core length.

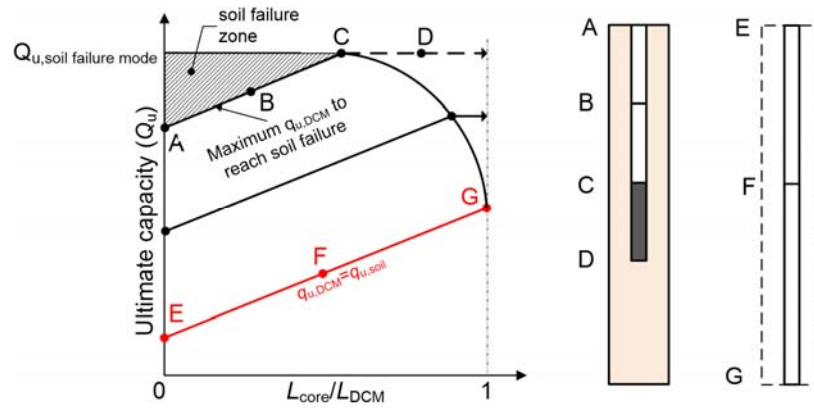


Fig. 40 Schematic diagram showing the relationship between L_{core}/L_{DCM} and Q_u of SDCM and the associated failure modes.

By connecting the optimum points of L_{core}/L_{DCM} from various data sets in Fig. 38, a locus of optimum core length can be obtained. Theoretically, this locus can be extended with a horizontal line (from point S to C) that distinguishes the zones between pile and soil failure as seen in Fig. 40. Moreover, by assuming a line starting with the y-intercept of Q_u (point I) computed from the $q_{u,DCM} = q_{u,soil}$ having the same slope as the others to the x-coordinate of $L_{core}/L_{DCM} = 1$, the point J can be defined, where $q_{u,soil}$ is defined as the unconfined compressive strength of the native soil. Noted that, a linear relationship cannot be clearly obtained by the data set with low $q_{u,DCM}$ (210 kPa) from the results in Figs. 38 and 39. This means that the diameter of the core plays more significant role in SDCM piles with low $q_{u,DCM}$. Then it is represented by the gray area in the figure. The completed locus can then be extended to point J. Inside the locus of optimum core length (points B and F), the failure is dominated by DCM pile failure at the core tip level and increasing the core length can increase the Q_u , while the failure behavior of SDCM piles for the zone outside the locus (points G and H) is governed by the failure of the top part of the DCM socket. Increasing core length thus has an insignificant influence on the Q_u of an SDCM pile. This locus can also be used to suggest the optimum length of the core for SDCM piles with different strengths of DCM sockets. The hatch area inside the locus suggests that, in engineering practice, the $q_{u,DCM}$ at soil failure consideration can be decreased to a certain value while maintaining the maximum Q_u by inserting a stiffened core.

Conclusions

The numerical analyses of case studies were performed based on the developed analysis method in this study to 1) investigate the failure behavior 2) evaluate the influencing factors on the performance 3) evaluate the potential of inserting a stiff core to improve the performance of DCM stabilized earth structures. Based on the mentioned preliminary investigation, 1) remedial alternative and future improvement on design consideration 2) understanding on key factors for future design 3) possible innovation for future implementation can be discussed and concluded. The conclusions that can be drawn from this study are as follows;

1. The numerical analysis based on reasonable and rational method is proved to be effective means for investigating the behaviors of various DCM stabilized earth structures.
2. With the reliable analysis method, parametric study could provide useful information to understand the complex behaviors of various DCM stabilized earth structures as well as the key influencing factors. This provides the possibility to improve the design concept in the future works.

References

- Anbarasu K, Sengupta A, Gupta S (2010) Mechanism of activation of the Lanta Khola landslide in Sikkim Himalayas. *Landslides* 7(2):135–147.
- Arulanandan K, Shen CK and Young RB (1971) Undrained creep behavior of a coastal organic silty clay. *Geotechnique* 21(4): 359-375.
- Bergado DT, Ruenkairergsa T, Taesiri Y, Balasubramaniam AS (1999) Deep Soil Mixing Used to Reduce Embankment. *Ground Improvement*, 3: 141-162.
- Borges JL and Guerra GT (2014) Cylindrical excavations in clayey soils retained by jet grout walls: Numerical analysis and parametric study considering the influence of consolidation. *Computers and Geotechnics* 55: 42-56.
- Brinkgreve RBJ, Broere W, Waterman D. PLAXIS 2D – materials model manual. The Netherlands; 2008.
- Broms B (1984) The Lime Column Method. Seminar on SoilImprovement and Construction Technique in Soft Ground, January, Singapore: 120-133.
- Detkhong T, Jongpradist P (2014) Impact of constitutive model on the numerical analysis of tunneling in Bangkok Clay. In: International conference on advances in civil engineering for sustainable development. Suranaree University of Technology; 345–54.
- Fatahi B, Le TM, Le MQ, Khabbaz H (2013) Soil creep effects on ground lateral deformation and pore water pressure under embankments. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal* 8(2): 107-124
- Haque MA, Bryant JT (2010) Failure of Vert Wall System: Forensic evaluation and lessons learned, *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 15E : 507-520.
- Jamsawang P (2008) Full scale tests on stiffened deep cement mixing (SDCM) pile including 3d finite element simulation, D. Eng. Diss No GE-08-01. Bangkok(Thailand): Asian Institute of Technology.
- Jamsawang P, Voottipruex P, Boathong P, Mairaing W, Horpibulsuk S (2015) Three-dimensional numerical investigation on lateral movement and factor of safety of slopes stabilized with deep cement mixing column rows. *Engineering Geology* 188: 159-167.
- Jongpradist P, Youwai S, Manorat P, Kongkitkul W, Chucheepsakul S (2011) Influence of Curing Stress on One-Dimensional Yielding of Cement-Admixed Bangkok Clay at High Water Content, *Soils and Foundations*, 51(2): 351-357.
- Jongpradist P, Jumlongrach N, Youwai S, Chucheepsakul S. (2010) Strength Characteristics of Fly ash-Cement admixed Clay at High Water Content, *Journal of Materials in Civil Engineering (ASCE)*, 22(1): 49-58.
- Kanseangkaew T. A study of the properties of Eucalyptus wood growing in Eastern Thailand for using in construction, Final year project. Burapha University; 2008. In Thai.
- Kempfert HG, Gebreselassie H (2006) Excavations and foundations in soft soils. Springer, Berlin, 134–140

- Mazurkiewicz BK (1972) Test loading of piles according to Polish Regulations. Preliminary Report No. 35. Commission on Pile Research. Stockholm: Royal Swedish Academy of Engineering Services.
- Mesri G and Godlewski PM (1977) Time and stress compressibility interrelationship. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. ASCE 103(5): 417–430.
- Mun B, Kim T, Moon T and Oh J (2012) SCM wall in sand: Numerical simulation and design implications. *Engineering Geology* 151: 15-23
- Neher HP, Wehnert, M and Bonnier, PG (2001). An evaluation of soil models based on trial embankments. In Desai et al. (ed.), *Proc. 10 th Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Tucson: 373-378. A.A. Balkema.
- Petchgate K, Jongpradist P, Panmanajareonphol S (2003a) Field Pile Load Test of Soil Cement Column in Soft Clay, *Proc. Of the Int. Symp. On Soil/Ground Improvement and Geosynthetics in Waste Containment and Erosion Control applications*, Bangkok, Thailand, 175 – 184
- Petchgate K, Jongpradist P, Samanrattanasatien P (2003b) Lateral Movement Behavior of a Reservoir, *Proc. Of the Int. Symp. On Soil/Ground Improvement and Geosynthetics in Waste Containment and Erosion Control applications*, Bangkok, Thailand, 195 – 205.
- Petchgate K, Jongpradist P, Jamsawang P (2004) Field Flexural Behavior of Soil-Cement Column. *Proc. of the 5th Symp. On Ground Improvement and Geosynthetics*, Thailand: 85-90.
- Petchgate K, Jongpradist P, Youwai S (2007) Field Investigations and Applications of Cement Columns in Thailand, A Country Report. *Proc. of 40th Year Anniversary Symposium of The SEAGS*, Kualalampur, Malaysia, 283-294.
- Redman PG and Poulos HG (1984) Study of two filed cases involving undrained creep. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 110(9): 1307-1321.
- Rukdeechuai T, Jongpradist P, Wonglert A, Kaewsri T (2009) Influence of soil models on numerical simulation of geotechnical works in Bangkok subsoil. *EIT Research and Development Journal* 20 (3): 17-28.
- Schanz T, Vermeer PA, Bonnier PG (1999) The hardening soil model: formulation and verification, *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Rotterdam: Balkema.
- Surarak C, Likitlersuang S, Wanatowski D, Balasubramaniam A, Oh E and Guan H (2012) Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Soil and Foundation* 52(4): 682-697.
- Topolnicki M (2004) In situ soil mixing. In: Moseley MP, Kirsch K (eds) *Ground improvement*, 2nd edn. Taylor & Francis, New York, 331–423
- Vermeer PA, Neher HP (1999). A soft soil model that accounts for creep. In R.B.J. Brinkgreve (ed.), *Proc. Int. Symp. Beyond 2000 in Computational Geotechnics : 10 Years of Plaxis International*: 249-261. A.A. Balkema.
- Voottipruex P, Suksawat T, Bergado DT, Jamswang P (2011a) Numerical simulations and parametric study of SDCM and DCM piles under full scale axial and lateral loads. *Computers and Geotechnics* 38: 318-329.

- Voottipruex P, Bergado, DT, Suksawat T, Jamsawang P, Cheang W (2011b) Behavior and Simulation of Deep Cement Mixing (DCM) and Stiffened Deep Cement Mixing (SDCM) Piles under full Scale Loading. *Soils and Foundations*, 51(2): 307-320.
- Youwai S, Jongpradist P, Petchgate K, Kongkitkul W (2009) Analysis of Ground Improvement with Cement Column for Highway Embankment, *Proc. of the Seminar on Geotech. and Found. Eng.* 52-EIT, 55-66 (In Thai).

Output ที่ได้จากโครงการ

จากการศึกษา การพัฒนาวิธีวิเคราะห์เพื่อจัดทำข้อเสนอแนะการออกแบบงานทางวิศวกรรมเทคนิคธรณีที่ใช้เสาเข็มดินซีเมนต์ซึ่งสามารถแบ่งได้เป็นหลายส่วน รวมถึง งานที่ได้ปรับเปลี่ยน-เพิ่มเติม ดังที่ได้รายงานในรายงานความก้าวหน้าของโครงการแล้วนั้น output ที่ได้จากโครงการสามารถสรุปได้ ดังต่อไปนี้

1. บทความที่ได้รับการตีพิมพ์ในวารสารนานาชาติแล้ว 3 บทความ (กล่าวขอบคุณ สำนักงานคณะกรรมการการอุดมศึกษา และ สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัยในกิตติกรรมประกาศ) ดังนี้ (สำเนาต้นฉบับแสดงในภาคผนวก ก)
 1. Jamsawang P, Voottipruex P, **Jongpradist P** and Bergado DT (2015). Parameters affecting the lateral movements of compound deep cement mixing wall by numerical simulations and parametric analyses. Acta Geotechnica, Vol. 10, No. 6, pp. 797-812. (ISI: IF of 2014/2015 = 2.493), Q1
 2. Wonglert, A and **Jongpradist, P** (2015): "Impact of reinforced core on performance and failure behavior of stiffened deep cement mixing piles" Computers and Geotechnics, Vol. 69, pp. 93-104 (ISI: IF of 2014/2015 = 1.672), Q2
 3. Jamsawang P, Boathong P, Mairaing W and **Jongpradist P** (2015). Undrained creep failure of a drainage canal slope stabilized with deep cement mixing columns. Landslides, DOI 10.1007/s10346-015-0651-9 (ISI: IF of 2014/2015 = 2.81) , Q1
2. บทความที่กำลังเสนอเพื่อการตีพิมพ์ในวารสารนานาชาติอีก 1 บทความ (กล่าวขอบคุณ สำนักงานคณะกรรมการการอุดมศึกษา และ สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัยในกิตติกรรมประกาศ) ดังนี้ (สำเนาต้นฉบับแสดงในภาคผนวก ข)
 1. Wonglert, A., Jongpradist .P, Jamsawang, P and Larsson, S.: Physical and Numerical Investigation on the Mechanical and Failure Behaviors of Floating Deep Cement Mixing Columns (To be submitted to Acta Geotechnica - IF of 2014/2015 = 2.493)
3. งบประมาณที่ได้จากทุนวิจัยบางส่วน ได้นำไปใช้ร่วมกับโครงการวิจัย **National Research University (NRU)** เพื่อสร้างเครื่องมือ และ อุปกรณ์ รวมถึงค่าใช้จ่ายก่อสร้างในสนามจริง เพื่อการศึกษาหาวิธีที่จะติดตามพฤติกรรมการรับแรง การเสียรูปของเสาเข็มดินซีเมนต์ในสนามด้วย **strain gauge** ผลเบื้องต้นที่ได้ ประสบความสำเร็จในการติดตั้ง และจะใช้เพื่อนำเสนอโครงการวิจัยต่อเนื่อง
4. นอกจากบทความที่เสนอเพื่อการตีพิมพ์ในวารสารนานาชาติแล้ว ผลการศึกษาเหล่านี้ได้นำมาเขียนบทความเสนอเพื่อการตีพิมพ์ในวารสารระดับชาติ และนำเสนอในการประชุมวิชาการ ทั้งในระดับ นานาชาติ และ ระดับชาติ (กล่าวขอบคุณ สำนักงานคณะกรรมการการอุดมศึกษา และ สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัยในกิตติกรรมประกาศ) ดังต่อไปนี้

วารสารระดับชาติ (สำเนาต้นฉบับแสดงในภาคผนวก ค)

1. อนุชา วงษ์เลิศ, พรเกษม จงประดิษฐ์, พิทยา แจ่มสว่าง และ วรพจน์ เพชรเกตุ (2558).
“ประสิทธิภาพของไม้อยูคาลิปตัสในการเสริมกำลังเสาเข็มดินซีเมนต์ในสนาม: การทดสอบการรับ
น้ำหนักบรรทุกและพฤติกรรมคันดินทดสอบ” วารสารวิจัยและพัฒนา มจร. ปีที่ 38 ฉบับที่ 3
กรกฎาคม - กันยายน 2558, หน้า 225- 242.

การประชุมวิชาการนานาชาติ (สำเนาต้นฉบับแสดงในภาคผนวก ง)

1. Wonglert, A. and Jongpradist, P. (2014): Numerical investigation on SDCM pile under axial load test” Proc. of the Int. Conf. on Advances in Civil Engineering for Sustainable Development, Nakornratchasima, Thailand, 27-29 August 2014, pp 369-374
2. Detkhong, T. and Jongpradist, P. (2014): “Impact of Constitutive model on the Numerical Analysis of Tunneling in Bangkok Clay” Proc. of the Int. Conf. on Advances in Civil Engineering for Sustainable Development, Nakornratchasima, Thailand, 27-29 August 2014, pp 349-354.

การประชุมวิชาการระดับชาติ (สำเนาต้นฉบับแสดงในภาคผนวก จ)

1. ศิริวรรณ ไวยชิตา, สันนิตี ทรรพสุ และ พรเกษม จงประดิษฐ์ (2558). “การศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้เป็นโครงสร้างกันดินในงานขุดลึกด้วยวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข”, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 20, 8-10 กรกฎาคม 2558 ณ โรงแรมเดอะชาयน์ จังหวัดชลบุรี.
2. ภัทรพงศ์ เย็นศรี, อนุชา วงษ์เลิศ และ พรเกษม จงประดิษฐ์ (2558). “การศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงตัวที่ภายใต้การรับแรงในแนวแกนด้วยวิธีเชิงตัวเลข”, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 20, 8-10 กรกฎาคม 2558 ณ โรงแรมเดอะชาयน์ จังหวัดชลบุรี.
3. พงศ์พีระ ปทะวานิช, อนุชา วงษ์เลิศ, พรเกษม จงประดิษฐ์ และ สมโพธิ อยู่ไว (2557). “การศึกษาพฤติกรรมของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ - การตรวจสอบด้วยวิธีเชิงตัวเลข”, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 19, 14-16 พฤษภาคม 2557 ณ โรงแรมพูลแมน จังหวัดขอนแก่น, 1536-1542
4. Kriengtaweekit, T., Wonglert, A., Petchmali, S., Jongpradist, P., Kongkitkul, W. and Submaneewong, C. (2014): “Impact of Stiffness of Load Transfer Slab on Settlement Behavior of Cement-Column Supported Road Embankment” Proc. of the 19th National Convention on Civil Engineering, Khonkaen, Thailand, 14-16 May 2014, pp. 1739-1744.
5. ตฤณ เดชคง, พรเกษม จงประดิษฐ์, สมโพธิ อยู่ไว และ วรัช ก้องกิจกุล (2556). “การวิเคราะห์เชิงตัวเลขสำหรับงานวิศวกรรมเทคนิคธรณีบนชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯด้วยแบบจำลองชั้นสูง”, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 18, 8 - 10 พฤษภาคม 2556 ณ โรงแรมดิเอ็มเพรส จังหวัดเชียงใหม่, บทความ GTE 55-58
6. Kumsorn, W., Sonjorn, C., Amornchomchupong, P. and Jongpradist, P. (2013) : “Development of mixing design tool for cementitious-material-admixed lightweight geomaterial” Proc. of the 18th National Convention on Civil Engineering, Chiangmai, Thailand, 8-10 May 2013, pp. GTE 59-62

การนำผลงานวิจัยไปใช้ประโยชน์

- **เชิงพาณิชย์** (มีการนำไปผลิต/ขาย/ก่อให้เกิดรายได้ หรือมีการนำไปประยุกต์ใช้โดยภาคธุรกิจ/บุคคลทั่วไป)
- **เชิงนโยบาย** (มีการกำหนดนโยบายอิงงานวิจัย/เกิดมาตรการใหม่/เปลี่ยนแปลงระเบียบข้อบังคับหรือวิธีทำงาน)
- **เชิงสาธารณะ** (มีเครือข่ายความร่วมมือ/สร้างกระแสความสนใจในวงกว้าง)
- **เชิงวิชาการ** (มีการพัฒนาการเรียนการสอน/สร้างนักวิจัยใหม่)

งบประมาณที่ได้จากทุนวิจัยบางส่วน ได้นำไปใช้ร่วมกับโครงการทุนปริญญาเอกกาญจนาภิเษกเพื่อเป็นค่าใช้จ่ายทำการทดสอบในสนาม ทำให้สามารถผลิตนักวิจัยหน้าใหม่ได้ 1 คน คือ นาย อนุชา วงษ์เลิศ ที่กำลังจะสอบจบในเดือนพฤษภาคม 2559 นี้ และยังมีนักศึกษาที่ยังอยู่ระหว่างศึกษาอีก 1 คน

ภาคผนวก ก
สำเนาบทความที่ได้รับการตีพิมพ์ในวารสารนานาชาติ 3 เรื่อง

Parameters affecting the lateral movements of compound deep cement mixing walls by numerical simulations and parametric analyses

Pitthaya Jamsawang, Panich Voottipruex, Pornkasem Jongpradist & Dennes T. Bergado

Acta Geotechnica

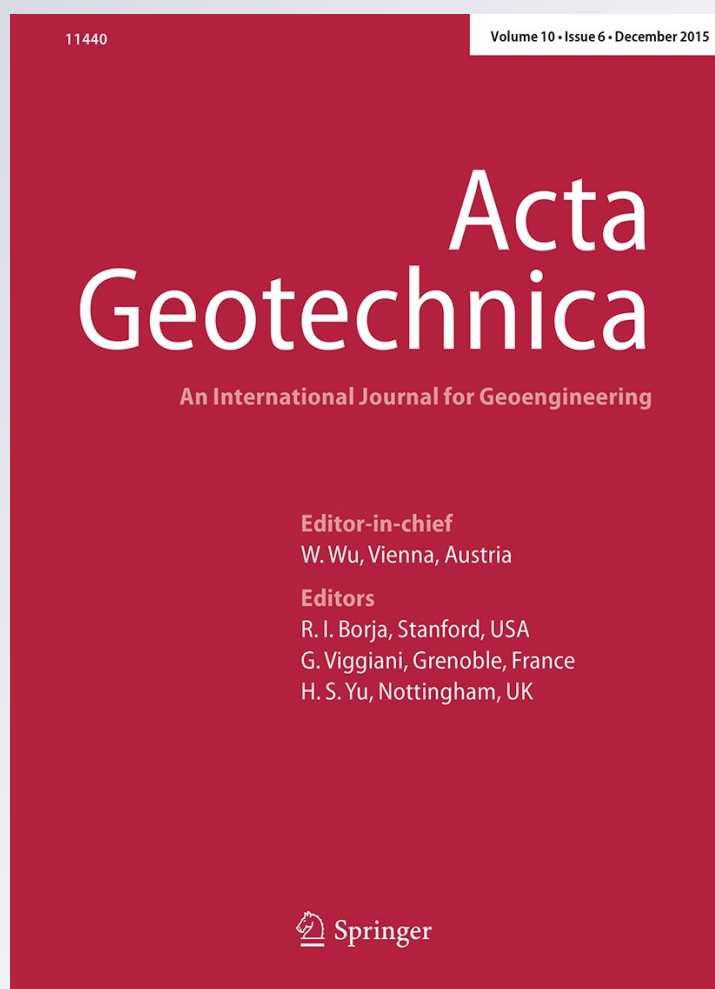
ISSN 1861-1125

Volume 10

Number 6

Acta Geotech. (2015) 10:797-812

DOI 10.1007/s11440-015-0417-5



Your article is protected by copyright and all rights are held exclusively by Springer-Verlag Berlin Heidelberg. This e-offprint is for personal use only and shall not be self-archived in electronic repositories. If you wish to self-archive your article, please use the accepted manuscript version for posting on your own website. You may further deposit the accepted manuscript version in any repository, provided it is only made publicly available 12 months after official publication or later and provided acknowledgement is given to the original source of publication and a link is inserted to the published article on Springer's website. The link must be accompanied by the following text: "The final publication is available at link.springer.com".

Parameters affecting the lateral movements of compound deep cement mixing walls by numerical simulations and parametric analyses

Pitthaya Jamsawang¹ · Panich Voottipruex² · Pornkasem Jongpradist³ · Dennes T. Bergado⁴

Received: 2 December 2014 / Accepted: 16 September 2015 / Published online: 1 October 2015
© Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2015

Abstract A compound deep cement mixing retaining wall system is a combination of deep cement mixing (DCM) columns and precast reinforced concrete walls. This type of retaining wall was used in a deep excavation for a reservoir construction project in a soft clay area in Thailand. During construction, an inclinometer casing was installed to monitor the lateral movement profiles of this retaining wall system until construction had been completed. Studies on the parameters that affect the lateral movements of retaining walls of this type are limited because of the complex geometry involved. In this paper, a three-dimensional numerical model is first calibrated using an instrumented case history. Then, an analysis of the results for this case history is presented to characterize the wall behavior in terms of the ground settlement induced by wall deflection during excavation and in terms of lateral wall movement. Finally, a parametric study is performed. The results provide information on the influence exerted on the lateral wall movement by the following factors: the elastic modulus of the DCM columns, the embedded length of the DCM columns, the size of the DCM columns, the thickness of the precast wall, the thickness of the soft clay

layer and the berm size. The influences of these factors are compared and rated in terms of their degree of importance.

Keywords Deep mixing · Excavation · Parametric study · Simulation · Soil stabilization

1 Introduction

Over the past 20 years, deep cement mixing (DCM) columns have been introduced to support deep excavations in soft clay in Scandinavia, Japan, Germany, the USA and Asia [2, 6, 21, 26–28, 34, 39, 40, 42, 43, 45, 49]. A DCM wall is used to create a gravity-type wall by vertically reinforcing the soil. Such a wall can function either as a temporary support for an excavation or as a permanent retaining wall. As opposed to conventional construction, when such a support structure is used, it is not necessary to halt excavation to place steel bracings or tie-back anchors to support the wall as the excavation becomes deeper [4, 40]. A DCM column is formed by mixing a cement-based slurry with the existing soft clay. The DCM column formation process is typically performed via mechanical dry mixing, wet mixing or grouting [33]. A typical installation may consist of multiple columns, usually reinforced with beams to resist bending moments [36]. An array of such columns, 0.5–3 m in diameter and installed in the ground to the appropriate depth, can be used to construct a composite gravity wall, as shown in Fig. 1.

In the current design concept, a combination of two popular forms of DCM columns is utilized. First, a row of tangent or secant columns is formed along the intended line of the proposed excavation. Then, additional vertical reinforcing soil–cement columns are added in a pattern that will ensure composite action of the mass encompassed by

✉ Pitthaya Jamsawang
pitthaya_kmutnb@hotmail.com

¹ Department of Civil Engineering, King Mongkut's University of Technology North Bangkok, Bangkok, Thailand

² Department of Teacher Training in Civil Engineering, King Mongkut's University of Technology North Bangkok, Bangkok, Thailand

³ Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, King Mongkut's University of Technology Thonburi, Bangkok, Thailand

⁴ School of Engineering and Technology, Asian Institute of Technology, Pathum Thani, Thailand

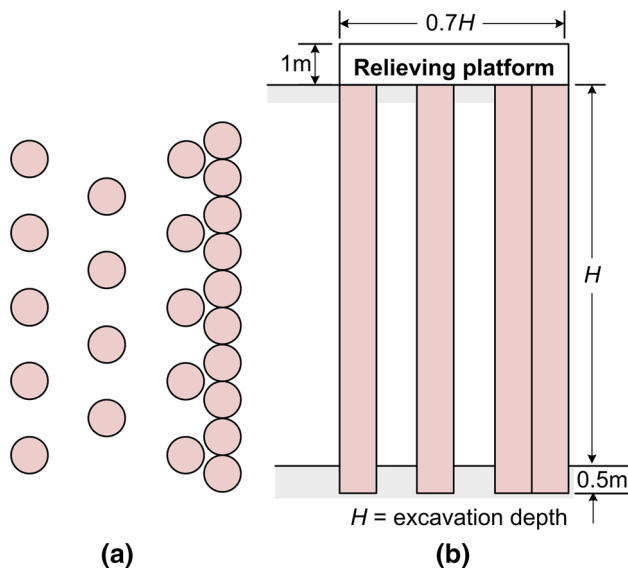


Fig. 1 Typical DCM wall **a** plan view, **b** section view

the DCM columns. In a typical installation, there are either three or four rows of staggered, circular DCM columns forming a gravity structure that typically has a width of 0.6–0.8 times the exposed wall height. The DCM columns are capped by a thick layer of mixed cement and soil/spoil from their construction. This cap is used to tie individual elements together and also to act as a relieving platform for surcharge loads resulting from construction traffic and material and building surcharges.

Permanent walls have been constructed using this system with the addition of a concrete facing to the DCM wall, resulting in a structure that is called a “compound DCM (CDCM) wall.” The concrete facing acts as a stronger member resisting any lateral active force, whereas the DCM columns behind the concrete facing stabilize the soft clay. Mun and Briaud [22] have reported the construction of a full-scale DCM wall in sand at Texas A&M University. The constructed DCM wall was approximately 40 m long, 8 m high and 5.6 m wide, similar in configuration to that shown in Fig. 1. The maximum lateral movement of the wall was found to be 25 mm.

The influences of various parameters on the settlement of an embankment built on soft soil reinforced with DCM columns have been investigated via two-dimensional (2D) numerical analysis by Abusharar et al. [1], Borges and Marques [3], Huang and Han [13], Jiang et al. [16], Oliveira et al. [30] and Zhang et al. [51]. The most extensively studied parameters included the length, spacing and stiffness of the columns because these factors significantly affect the amount of settlement. Mun et al. [23] studied the behavior of DCM walls in sand via three-dimensional numerical analyses. They concluded that the relieving

platform, column size and embedment depth are the most important design parameters. Borges and Guerra [4] conducted 2D finite element (FE) analyses of cylindrical excavations in clayey soils retained by jet grout walls. The embedded length of the wall significantly affected the consolidation settlement of the top surface of the supported soil, whereas the horizontal movement of the wall was significantly reduced with an increase in the elastic modulus of the wall. The research cited above was concerned only with parameters affecting the settlement of embankments built on soft soil and the parameters affecting the lateral movement of DCM walls; by contrast, only limited parametric studies on the lateral movement of CDCM walls are available.

In this paper, the initial calibration of the FE model used in this study is first discussed. An analysis of the results for the analyzed case history is then presented to characterize the performance of the CDCM wall. Finally, a parametric study is conducted to evaluate the influence of various factors on the lateral wall movement. These factors include the elastic modulus of the DCM columns, the embedded length of the DCM columns, the size of the DCM columns, the thickness of the precast wall, the thickness of the soft clay layer and the berm size. The influences of these factors are evaluated and rated.

2 Wall description, instrumentation and soil conditions

The case history considered here is that of a reservoir construction project conducted by the Electricity Generating Authority of Thailand (EGAT) at Wang Noi Power Plant, Thailand. The variations in the soil profile were obtained from five boreholes (BH-1, BH-3, BH-4, BH-5 and BH-6), as shown in Fig. 2a. The uppermost layer consisted of a soft clay subsoil layer underlain by a stiff clay layer. The thicknesses of the soft clay layers varied from 3 to 5.5 m in the area excavated for the construction of the reservoir. The maximum thickness of the soft clay layer determined from BH-1 was 8 m. Figure 2b presents the soil properties obtained from borehole BH-5, which include the unit weight, natural water content (w_n), liquid limit (LL), plastic limit (PL), compression index (C_c), swelling index (C_s), initial void ratio (e_o) and undrained shear strength (S_u). The compression and swelling indices were determined from oedometer tests. The undrained shear strengths of the soft clay and stiff clay were obtained from field vane shear tests and unconfined compression tests, respectively. The groundwater table was located at a depth of 1.50 m below the ground surface. Figure 2b shows that the undrained shear strengths increased almost linearly with depth. According to the Unified Soil

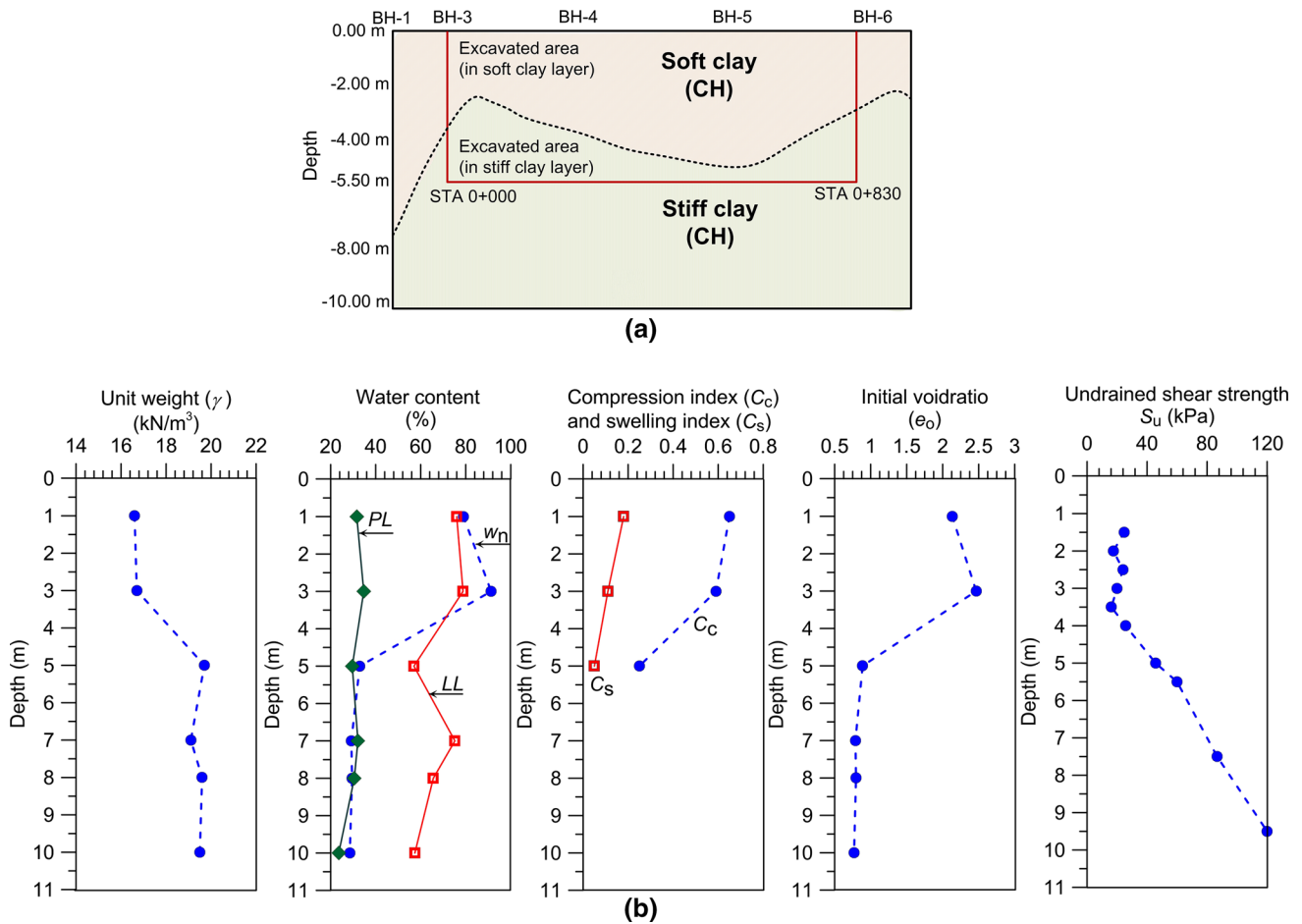


Fig. 2 **a** Variation of soil profiles of construction project, **b** soil properties for borehole BH-5

Classification System (USCS), both the soft clay and the stiff clay were classified as highly plastic clay (CH).

The constructed CDCM wall was approximately 830 m long, 5.5 m high and 10 m wide. The CDCM wall layout is depicted in Fig. 3. A precast concrete wall was first driven to a depth of -8.0 m, and subsequently, a tangential DCM column wall was constructed behind the precast concrete wall using deep jet grouting with a jet pressure of 20 MPa. The water–cement ratio of the slurry was 1.0, and the cement content was 225 kg/m^3 of soil. Then, the DCM columns beneath the embankment roadway were installed in a triangular pattern. All of the DCM columns had a diameter of 0.5 m and a depth of -6.00 m on the embankment side. A stabilized mat with a thickness of 0.5 m consisting of soil–cement slurry was constructed spanning the length of the wall. Moreover, a 2-m-long DCM column wall was also constructed near the precast concrete panels at the bottom of the reservoir at a depth of -8.00 m. The modified excavation was performed in two steps. The first step consisted of excavation to a level of -3.50 m. Next, excavation with a slope of 1:7.5 from an elevation of -3.50 m in front of the retaining wall to the

same bottom level (elevation -5.50 m) was performed to create a counterweight berm as a permanent support. A 70-mm-diameter inclinometer casing was grouted into predrilled holes to monitor horizontal wall movements. The inclinometer was installed in the subsoil layer at a depth of -8.5 m.

3 DCM column properties

Core samples were randomly extracted from the DCM columns at various depths throughout the construction area and subjected to unconfined compression tests in the laboratory to determine the unconfined compressive strength $q_{u(\text{DCM})}$ and the secant modulus of elasticity corresponding to 50 % of the unconfined compressive strength E_{DCM} . The unconfined compressive tests were performed on samples of 50 mm in diameter and 100 mm in height. The values of the unconfined compressive strength were found to range from 0.6 to 5 MPa, with an average value of 1.6 MPa, whereas the modulus of elasticity was found to range from 20 to 550 MPa, with an average value of 190 MPa,

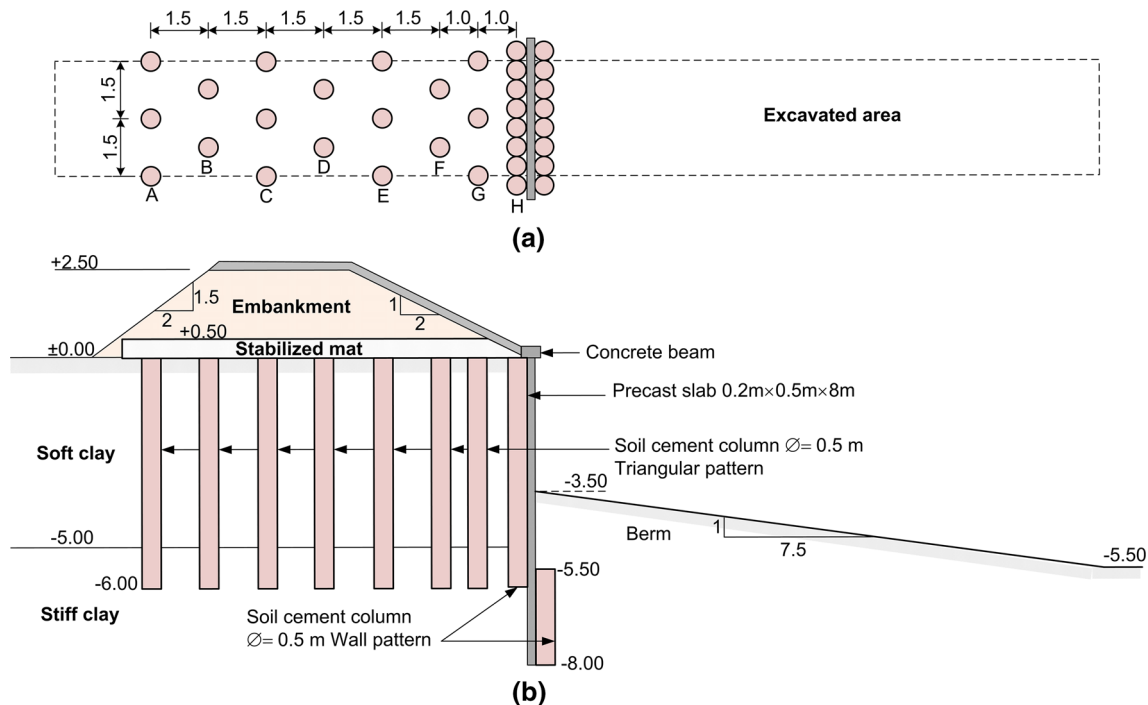


Fig. 3 CDCM wall layout **a** plan view, **b** section view

indicating an empirical relationship of $E_{DCM} = 102 \cdot q_{u(DCM)}$, as shown in Fig. 4. The ratio $E_{DCM}/q_{u(DCM)}$ of 102 is consistent with the test results obtained by Lorenzo and Bergado [20] and Neramikorumburi et al. [24, 25].

4 Numerical analysis of the field case study

4.1 Finite element mesh and boundary conditions

A finite element simulation was performed to assist in understanding the behavior of the CDCM column wall

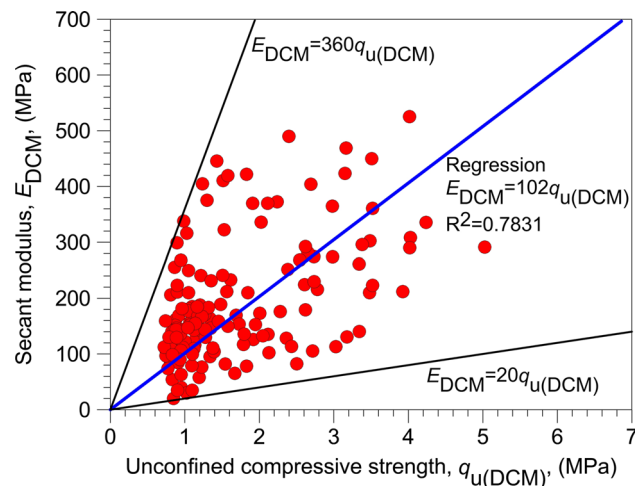


Fig. 4 Secant modulus versus unconfined compressive strength from cored DCM samples

using the Plaxis 3D Foundation software version 2.2 [32], which enables realistic simulations of construction sequences. The 3D FE model consisted of the DCM columns, embankment, stabilized mat, foundation soils and precast concrete wall. The basic soil elements of a 3D FE mesh represented by 15-node wedge elements, as shown in Fig. 5a, were used to model the DCM columns, embankment, stabilized mat and foundation soils. These elements were composed of 6-node triangular faces in the xz planes, as formed through 2D mesh generation, and 8-node quadrilateral faces in the y direction. The precast concrete wall was modeled using 8-node quadrilateral plate elements with six degrees of freedom per node (Fig. 5b). Three translational degrees of freedom (u_x , u_y and u_z) and three rotational degrees of freedom (ϕ_x , ϕ_y and ϕ_z) were utilized. Along the degenerate soil elements, the walls were composed of 6-node triangular plate elements, compatible with the triangular sides of the degenerate soil elements.

To simulate the soil interaction between the precast wall and the foundation soils, interface elements were assigned around the periphery of the precast wall. These interface elements differed from the 8-node quadrilateral elements in that they contained pairs of nodes with zero thickness instead of single node, as illustrated in Fig. 5c. The advantage of these pairs of nodes was that they permitted slipping and gapping upon the occurrence of differential displacements. The properties of the interface elements were related to the soil model parameters of the surrounding soil, including the friction angle (ϕ_{soil}) and

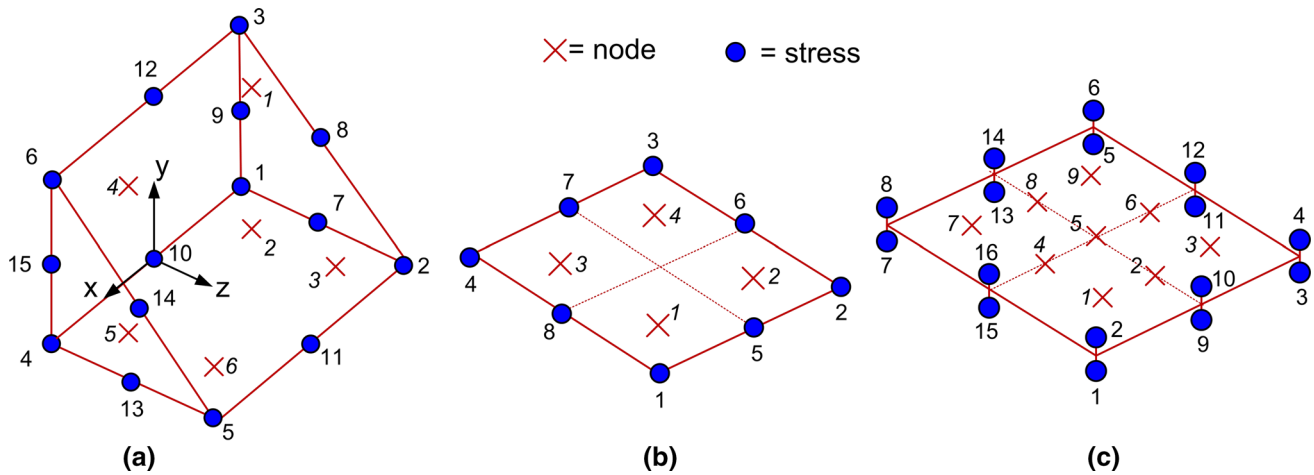


Fig. 5 Distribution of nodes and stress in each element **a** 15-node wedge element, **b** 8-node plate element, **c** 16-node interface element [32]

cohesion (c_{soil}). The strength reduction factor R_{inter} was the main interface parameter. The interface properties were calculated from the soil properties indicated in the associated data set as follows:

$$R_{\text{inter}} = \frac{c_{\text{inter}}}{c_{\text{soil}}} = \frac{\tan \phi_{\text{inter}}}{\tan \phi_{\text{soil}}} \quad (1)$$

where ϕ_{inter} and c_{inter} are the friction angle and cohesion, respectively, of the interface. For the analysis presented in this paper, R_{inter} values of 1.0 and 0.5 were used to model the interface behavior of precast concrete walls driven into soft clay and stiff clay [44], respectively. There were no interface elements between the periphery, the DCM columns and the surrounding foundation soils because the shear strength at the interface between a DCM column and the surrounding clay was higher than that of the surrounding soft clay foundation [46, 47].

The CDCM wall shown in Fig. 3a is truly three-dimensional, as each DCM column is not continuous in the out-of-plane direction. However, by considering planes of symmetry (symmetric boundaries), it is possible to analyze only a three-dimensional slice. Figure 6 illustrates the 3D FE mesh, consisting of more than 12,240 elements, that was used in the back-analysis, which corresponds to the CDCM column wall configuration depicted in Fig. 3. At the bottom of the FE mesh, the displacements in the x , y and z directions were set to zero. The vertical model boundaries parallel to the yz plane were fixed in the x direction and free in the y and z directions. In addition, symmetric conditions required that the vertical model boundaries parallel to the xz plane were fixed in the y direction and free in the x and z directions. To avoid boundary effects, the length and depth of the model were chosen to be 45 and 20 m, respectively, and its width was 1.5 m because of symmetry considerations. The simulated

width of the excavation was chosen to be 25 m, whereas the unexcavated side was chosen to be 20 m from the side boundary of the model. The circular columns were modeled as octagonal cylindrical elements with the same cross-sectional area as circular columns with a diameter of 0.5 m. The following construction stages were considered in the FE calculations:

- Stage 0: generation of the initial stresses (K_0 condition)
- Stage 1: installation of the precast concrete wall
- Stage 2: installation of the DCM columns
- Stage 3: installation of the stabilized mat
- Stage 4: construction of the embankment
- Stage 5: excavation

4.2 Constitutive model and model parameters

The DCM columns, stabilized mat and embankment were modeled as linearly elastic to perfectly plastic materials using the Mohr–Coulomb model (MCM) [1, 10, 12, 23, 46, 47]. The tensile strength (σ_t) of the DCM columns and the stabilized mat, calculated based on the tension cutoff used in the model, was 16 % of $q_{u(\text{DCM})}$ [14]. The precast concrete wall was modeled as structural elements using a linear elastic model (LEM) [7].

The hardening soil model (HSM) is an advanced model for simulating the behaviors of various types of both soft and stiff soils [15, 37, 38, 41]. The yield surface of a hardening plasticity model can expand, whereas that of the MCM is fixed. Shear hardening is used to model irreversible strains due to primary deviator loading. Compression hardening is used to model irreversible plastic strains due to primary compression in oedometer loading and isotropic loading. When subjected to primary deviator loading, soil exhibits a decreasing stiffness, and

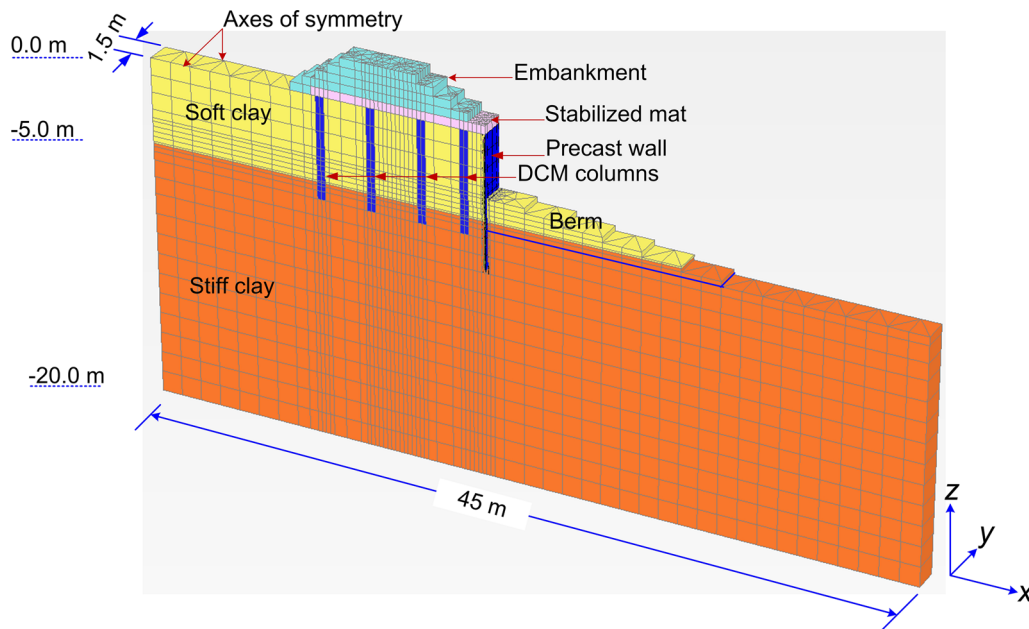


Fig. 6 Typical finite element mesh used in this study

simultaneously, irreversible plastic strains develop. In the special case of a drained triaxial test, the observed relation between the axial strain and the deviator stress can be well approximated by a hyperbola. The HSM, however, supersedes the hyperbolic model by far by means of using the theory of plasticity rather than the theory of elasticity to include soil dilatancy and introduce a yield cap [5]. The HSM utilizes five basic deformation parameters: the reference secant stiffness in standard drained triaxial tests (E_{50}^{ref}), the reference tangential stiffness for primary oedometer loading ($E_{\text{ocd}}^{\text{ref}}$), the reference unloading and reloading stiffness ($E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$), the unloading/reloading Poisson's ratio (ν_{ur}) and the power of the stress-level dependency of the stiffness (m). The shear strength parameters according to the MCM include the effective cohesion (c') and the dilatancy angle (ψ). The values of the parameters considered in this study are all effective values. The HSM was used to model the behavior of both the soft and stiff clays.

4.3 Soil parameter calibration for soft and stiff clay layers

A calibration of the laboratory test results and the HSM was performed to determine the best parameters for simulating the behaviors of the soft and stiff clays. Conventional oedometer tests were performed on soft clay and stiff clay specimens acquired from the project site at depths of -2.5 and -7.5 m, respectively. The test results are presented in the form of $e - \log \sigma'_v$ curves, as shown in Fig. 7. These tests included loading and unloading, from which the loading stiffness, the unloading stiffness and the power of

the stress-level dependency of the stiffness could be determined. Therefore, all stiffness parameters could be obtained by calibrating the HSM using the $e - \log \sigma'_v$ curves from the laboratory tests.

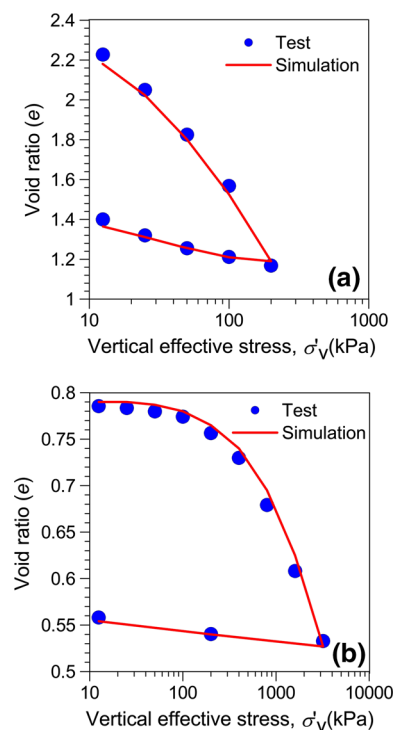


Fig. 7 Oedometer test results and their simulations from the HSM (using best fit input parameters) **a** soft clay, **b** stiff clay

This section reports the results of modeling the oedometer tests in the Plaxis 2D finite element software package using an axis-symmetric geometry of 10×30 mm, as shown in Fig. 8. The simplified geometry in the oedometer model represented one quarter of the soil specimen. The deformations along the boundaries (lines AC, CD and BD) were kept free to allow smooth movement along the axes of symmetry, whereas the deformations perpendicular to the boundaries were fixed. The boundary AB was free to move. The applied normal effective stress was simulated as a distributed load system σ'_v . A 15-node triangular element was selected for this analysis. The cluster, representing a quarter of the soil specimen in the oedometer test, was divided into soil elements during the mesh generation process. The global coarseness was set to medium; thus, the number of elements generated was approximately 290. The input shear strength parameters c' , ϕ' and ψ for the soft and stiff clays were obtained from previous research on the shear strength parameters of Bangkok clay conducted by Voottipruex et al. [46, 47].

E_{50}^{ref} , $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ and $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ are independent input parameters in the HSM. The stiffness parameter E_{50}^{ref} is practically equal to $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$, as confirmed by the results of tests of soft Bangkok clay reported by Surarak et al. [41] and applied in many previous studies [15, 18, 23, 50]. A value of $\nu_{\text{ur}} = 0.2$ is most commonly used in this model [17, 37, 52]. Thus, only three stiffness parameters, $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$, $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ and m , were treated as independent inputs. The stiffness parameters $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ and $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ were calculated from the compression index (C_c), swelling index (C_s) and initial void ratio (e_0), which were determined from the $e - \log \sigma'_v$ curves for the soft and stiff clays, as shown in Fig. 7. The relationship between these two parameters is given by

$$E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = \frac{2.3(1 + e_0)p^{\text{ref}}}{C_c} \quad (2)$$

$$E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = \frac{2.3(1 + e_0)(1 + \nu_{\text{ur}})(1 - 2\nu_{\text{ur}})p^{\text{ref}}}{(1 - \nu_{\text{ur}})C_s} \quad (3)$$

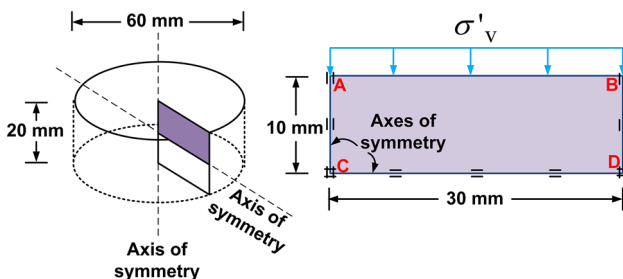


Fig. 8 Simplified geometries of oedometer test in finite element models

where p^{ref} is the reference confining pressure, with a value of 100 kPa. Therefore, only one parameter, m , was calibrated. This parameter was adjusted to obtain suitable values to yield the best fit results for the $e - \log \sigma'_v$ curve. The results presented in Fig. 7 reveal good agreement for the $e - \log \sigma'_v$ curves for both the soft clay and the stiff clay. Therefore, suitable parameters for the soft and stiff clays used in the 3D FE calculations for this study were obtained, as presented in Table 1. Note that the E_{50}^{ref} values used in this study were 1 and 9 MPa for the soft and stiff clays, respectively. These two values are consistent with those derived directly from the results of isotropically consolidated-drained triaxial compression tests performed on Bangkok clay by Surarak et al. [41], which were 0.8 and 9.5 MPa for soft and stiff clays, respectively.

4.4 Model calibration using field observations

Figure 9 presents a lateral movement profile of the CDCM column wall measured after the completion of the excavation. The maximum lateral movement was found to be 43 mm at a depth of 1 m below the surface. Because of the variations in the elastic modulus values of the DCM columns, which are shown in Fig. 4, the calibration of the field observation results and the MCM was performed using 3D FE models, as shown in Fig. 6, to obtain reasonable values of the elastic modulus to simulate the behavior of the DCM columns. The parameters for the embankment, stabilized mat, precast wall and DCM columns that were considered for the calibration of the model are illustrated in Table 2. The moduli of the DCM columns (E_{DCM}) were varied such that the simulated lateral movements reproduced the measured lateral movement profile. The back-calculated value for E_{DCM} was 40 MPa, which yielded the best fit to the lateral movement profile and also lies within the range of E_{DCM} values obtained from the field core samples, as shown in Fig. 4. Because the inclinometer casing was installed in the subsoil layer at a depth of 8.5 m, the tip of the inclinometer may have been subject to a certain amount of movement. Therefore, it was necessary to adjust for this lateral movement using the simulated data. The simulated lateral movement data show that there was a lateral movement of 2.1 mm at a depth of 8.5 m (the location of the tip of the inclinometer casing). Thus, the measured lateral movement profile of the CDCM column wall was adjusted by including a lateral movement magnitude of 2.1 mm. The measured data (after adjustment) are also shown in Fig. 9 for comparison. The lateral movement profile obtained through 3D FE calculations using an E_{DCM} of 40 MPa was the so-called case history adopted as the “base problem” for the analysis of the results for the case history and the parametric study presented in the following sections.

Table 1 Parameters used in HSM

	Soft clay	Stiff clay
Unit weight, γ (kN/m ³)	15	18
Secant stiffness, E_{50}^{ref} (kPa)	1000	9000
Tangential stiffness, $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ (kPa)	1000	9000
Unloading and reloading stiffness, $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (kPa)	6500	120,000
Power of the stress-level dependency of the stiffness, m	0.8	0.4
Poisson's ratio for unloading–reloading, ν_{ur}	0.2	0.2
Effective cohesion, c' (kPa)	2	30
Effective friction angle, ϕ' (°)	22	26
Angle of dilatancy, ψ (°)	0	0
Over consolidation ratio, OCR	1.5	8
Material behavior	Undrained	Undrained

Table 2 Parameters used in MCM and LEM

	Embankment	Stabilized mat	DCM column	Precast wall
Model	MCM	MCM	MCM	LEM
Unit weight, γ (kN/m ³)	20	15	15	24
Elastic modulus, E (kPa)	20,000	100,000	40,000	2.6×10^7
Poisson's ratio, ν	0.33	0.25	0.33	0.15
Cohesion, c (kPa)	10	900	400	–
Friction angle, ϕ (°)	30	0	0	–
Tensile strength, σ_t (kPa)	–	144	64	–
Material behavior	Drained	Undrained	Undrained	–

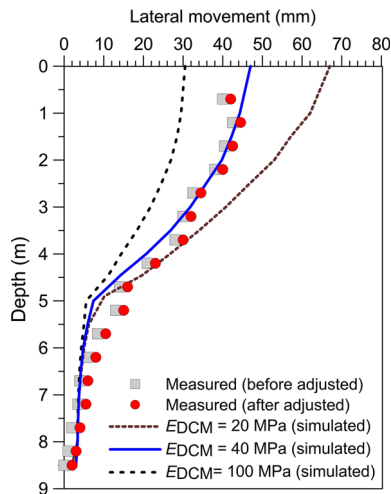


Fig. 9 Measured versus simulated lateral wall movements

5 Analysis results of the case history

Ground movements in and around excavations are caused by changes in the stress field in the surrounding material, primarily due to the horizontal and vertical relief of stresses. Horizontal stress relief leads to horizontal wall movement and settlement of the ground around an excavation, whereas vertical stress relief at the base of an excavation can give rise to both heaving of the soil beneath the base and lateral wall movement. The ability to predict the ground settlement behind the wall is very important because it is directly related to the safety of nearby structures. Ground settlement is induced by wall deflection during excavation. During excavation, the relief of horizontal stresses results in inward movement of both the ground and the wall. This horizontal wall movement results in the settlement of the ground behind the wall. Ground

movements can be categorized as horizontal movement of the wall, settlement behind the wall and heaving of the bottom of the excavation [18]. However, only horizontal movement and settlement are considered in this section.

5.1 Effect of the embankment

The lateral movement profiles for columns A–H (Fig. 3) and the precast wall obtained from the FE predictions are shown in Fig. 10a. The shape and magnitude of the lateral movements for columns F, G and H are similar to those for the precast wall. They tend to move further toward the excavation. This implies that they move laterally together. The magnitude of the lateral movements gradually decreases with increasing distance from the precast wall. An inverse lateral movement profile is observed for columns A, B and C. The lateral movement at depths of 2.5–5 m exhibits an inverse lateral movement profile because of the effect of the embankment load. However, the lateral movement at depths of 2.5–0 m exhibits a normal lateral movement profile (toward the excavation) because of the effect of the horizontal relief of stresses. The onset of the inverse profile can be estimated to lie at half of the embankment width. The effect of the absence of an embankment on the magnitude and profile of the lateral movement was investigated based on the FE predictions. The absence of an embankment was simulated by deactivating the embankment geometry. A comparison of the resulting lateral movement profiles is presented in Fig. 10b.

The maximum lateral movement of the wall can be related to the depth of excavation. According to Clough

and O'Rourke [8], on average, the maximum horizontal deflection of walls in stiff clays, residual soils and sands is approximately 0.2 % of the depth of excavation, but there are cases in which it becomes 0.5 % or greater. The ratios were found to be $47 \text{ mm}/5.5 \text{ m} = 0.85 \%$ and $18 \text{ mm}/5.5 \text{ m} = 0.3 \%$ for CDCM walls with and without an embankment, respectively. The ratio of 0.85 % is similar to those for diaphragm walls and soil–cement walls reported by Clough and O'Rourke [8] and Hsieh et al. [11].

The magnitude of the surface settlement versus the distance from the precast wall is shown in Fig. 11. The settlement magnitudes at the back of the precast wall were obtained from the FE predictions for columns A–H and for the precast wall, as shown in Fig. 11. The settlement magnitudes of the CDCM wall represented in the case history gradually decrease with increasing distance from the precast wall [7]. The minimum and maximum settlements were found to be 2 and 38 mm for columns H and B, respectively. Greater settlement was calculated at the back of the wall because of the embankment loading. Thus, the maximum differential settlement was 36 mm. Numerical simulations without the effects of embankment loading resulted in the same amount of settlement at column H because of the effect of the precast wall. Elsewhere, much smaller and more uniform settlement magnitudes were found. The maximum settlement and maximum differential

settlement were only 9 and 5 mm, respectively. Therefore, the maximum differential settlement due to the embankment loading was $36 \text{ mm} - 9 \text{ mm} = 27 \text{ mm}$.

According to Clough and O'Rourke (1990) [8], on average, the maximum settlement of walls in stiff clays, residual soils and sands is approximately 0.2 % of the depth of excavation, but there are cases in which it becomes 0.5 % or greater. The ratios in this project were found to be $38 \text{ mm}/5.5 \text{ m} = 0.69 \%$ and $9 \text{ mm}/5.5 \text{ m} = 0.16 \%$ for CDCM walls with and without an embankment, respectively. By contrast, Duncan and Bentler [9] demonstrated that there is a wide variation in the ratio between the maximum vertical settlement $\delta_{v(\max)}$ and the maximum lateral movement $\delta_{h(\max)}$. The ratio $\delta_{v(\max)}/\delta_{h(\max)}$ varies between 0.25 and 4.0. This wide variation is an indication of the importance of construction procedures and construction details. Thus, the values of the ratio $\delta_{v(\max)}/\delta_{h(\max)}$ are $38 \text{ mm}/47 \text{ mm} = 0.80$ and $9 \text{ mm}/20 \text{ mm} = 0.5$ for CDCM walls with and without embankments, respectively.

5.2 Effect of the stabilized mat

Generally, the primary function of a stabilized mat is to transfer stresses from the embankment over the soft clay layer to individual columns to reduce the differences in settlement. In the case of excavation work, the stabilized mat acts as a rigid platform that ties individual columns together, causing them to act as a unit to effectively resist lateral forces and movements, and also acts as a relieving platform for surface loads. In the case study considered here, a 0.5-m-thick stabilized mat was constructed for this purpose. The effect of the absence of a stabilized mat was simulated by omitting the stabilized mat from the top of the DCM columns. As shown in Fig. 11, the CDCM wall simulation without the stabilized mat yielded much larger lateral movements. The maximum lateral movement was found to be 93 mm greater than and approximately twice the maximum lateral movement observed in the case of the DCM wall simulation with the stabilized mat.

Columns F, G and H tend to move farther toward the excavation, together with the precast wall, when the stabilized mat is removed and replaced with backfill soil, which implies that the first three rows of DCM columns help the precast wall to resist lateral soil movements. By contrast, the last three rows of DCM columns, A, B and C, do not assist in this manner because they move backward, away from the excavation, because of the absence of a stabilized mat to tie them together. Without the stabilized mat, the columns undergo a separating deformation, which results in greater deflection of the wall, as shown in Fig. 12.

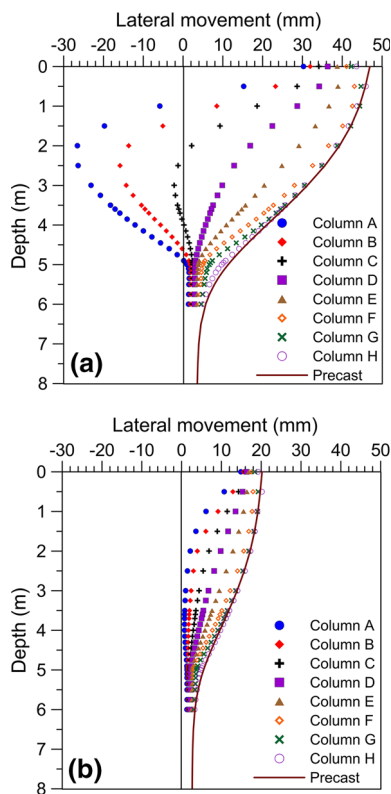


Fig. 10 Lateral movement profile for all columns

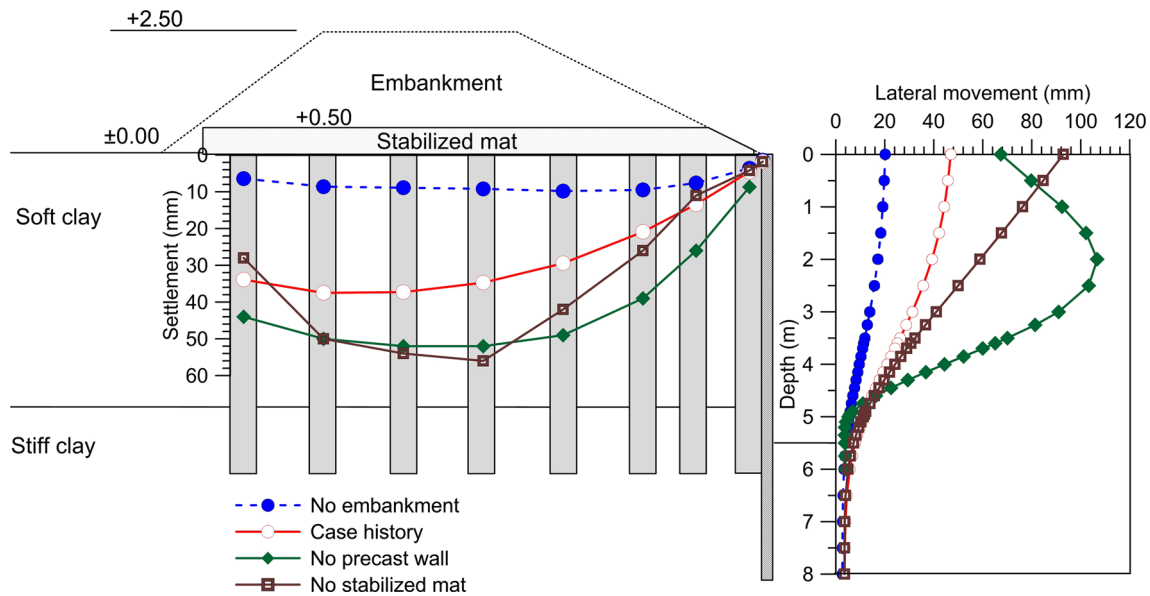


Fig. 11 Lateral movement profile and settlement behind the wall

The surface settlement versus the distance from the precast wall is shown in Fig. 11. The settlement profiles of the CDCM walls with and without the stabilized mat are similar, but the magnitudes are different. The maximum surface settlements are 37 and 56 mm for the CDCM walls with and without the stabilized mat, respectively. The difference of 19 mm between these values can be attributed to the effect of the stabilized mat and reveals that a differential lateral movement of $93 \text{ mm} - 47 \text{ mm} = 46 \text{ mm}$ causes a differential surface settlement of 19 mm. Thus, stabilized mats have a stronger influence on lateral movement than on settlement. The $\delta_{v(\max)}/\delta_{h(\max)}$ ratio is $56 \text{ mm}/93 \text{ mm} = 0.6$, less than that for the case with the stabilized mat.

5.3 Effect of the precast wall

The effect of the precast concrete wall was investigated using the FE model to compare the lateral behavior of the CDCM wall with that of the corresponding DCM wall. As shown in Fig. 11, the DCM wall simulation yielded a much larger lateral movement than that for the CDCM wall. The lateral movement profile indicates that the wall is propped up near the surface. Inward movement occurs at a deeper depth because the stabilized mat, which has a higher stiffness than that of a DCM column, restrains the column head. The maximum lateral movement is 107 mm at a depth of 2 m from the surface. The absence of a precast wall results in an increase in the lateral movement by as much as a factor of 2.2. Thus, the precast wall is effective in reducing lateral movements.

The surface settlement versus the distance from the precast wall is shown in Fig. 11. The settlement profiles of the CDCM wall and the DCM wall are similar, but the magnitudes are different. The maximum surface settlements are 52 and 37 mm for the DCM and CDCM walls,

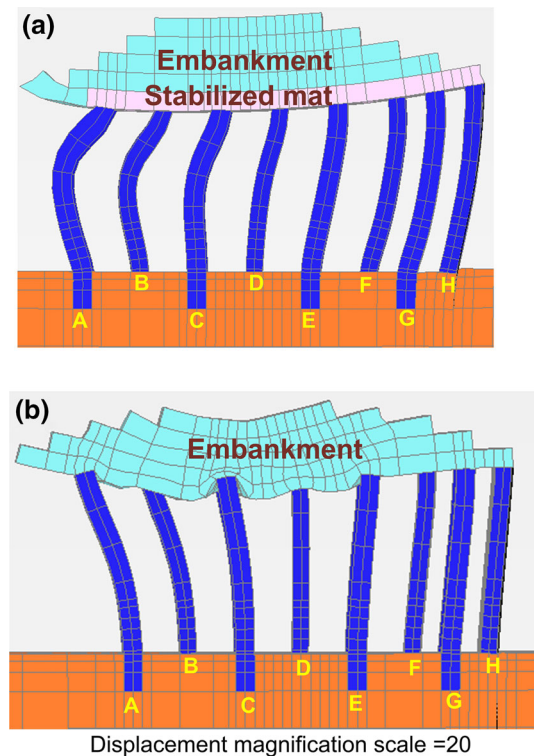


Fig. 12 Effect of stabilized mat on deformation of DCM column **a** with stabilized mat, **b** without stabilized mat

respectively. Therefore, the differential settlement due to effect of the precast wall is 15 mm. This implies that a differential lateral movement of $107 \text{ mm} - 47 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$ causes a differential settlement of 15 mm. Thus, the precast wall exerts a stronger influence on lateral movement than on settlement.

5.4 Effect of the front DCM column wall

In the case study considered here, the DCM column wall in front of the precast wall was installed to increase passive resistance, resulting in a limit on lateral movement. The influence of the front column wall was investigated by removing it from the model. The results show (Fig. 13) that the absence of the front column wall has very little influence on the lateral movement. This implies that the CDCM wall without the front column wall already exhibits sufficient passive resistance to limit the lateral movement. Thus, the front column wall is useless in this wall system.

Factors that contribute to large settlements do not necessarily produce large horizontal movements, but the reverse is always true, i.e., factors that contribute to large horizontal movements will produce large settlements [18]. Thus, the next section will address parameters that affect only the maximum lateral movements of the CDCM wall.

6 Parametric analyses

Upon completion of the case history, a study of the parameters affecting the lateral movement analysis was performed. This section presents a sensitivity study performed to analyze the degrees of influence of various parameters on the maximum lateral movements of the CDCM wall after construction. The parameters analyzed are (1) the elastic modulus of the DCM columns, (2) the embedded length of the DCM columns, (3) the size of the DCM columns, (4) the thickness of the precast wall, (5) the thickness of the soft clay layer and (6) the berm size. As mentioned previously, one parameter was varied with respect to the case history in each analysis to determine the influence of that specific factor.

6.1 Effect of the elastic modulus of the DCM columns (E_{DCM})

To evaluate the influence of the non-uniformity of the mixing between the soil and cement, five values of E_{DCM} were considered: 20, 40, 100, 190, 250 and 550 MPa, covering the full variation range of the test results, as shown in Fig. 3. The values of 20, 190 and 550 MPa correspond to the minimum, mean and maximum moduli observed from the results of the tests performed in this study.

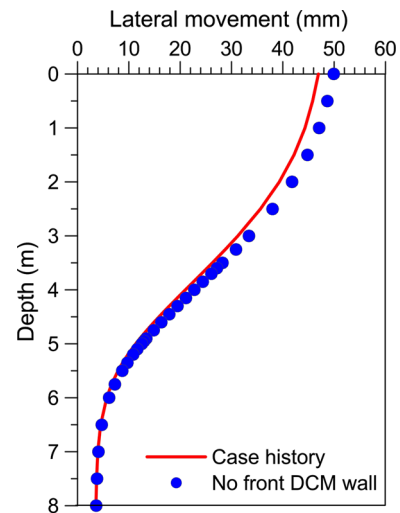


Fig. 13 Effect of front DCM wall

The effect of E_{DCM} on the maximum lateral movement is illustrated in Fig. 14. The figure shows that the column modulus has a substantial effect on the maximum lateral movement. As expected, the overall tendency is toward a reduction in lateral movement with increasing column stiffness. However, this reduction is only significant as E_{DCM} varies from 20 to 100 MPa; it remains approximately constant for higher values. This means that the influence of E_{DCM} is only significant when the stiffness of the column material is low. The values of the maximum lateral movement calculated using the minimum, mean and maximum E_{DCM} values are 67, 24 and 15 mm, respectively. It can be observed that using the mean value of E_{DCM} in the design of the CDCM wall would result in an underestimation of the true value because the lateral movement associated with this value is approximately two times lower than that from the case history (47 mm). The use of the minimum E_{DCM} would be more conservative. If all DCM columns were to have high degrees of homogeneity with very high quality control (i.e., the maximum E_{DCM} could be achieved), then the maximum lateral movement due to the DCM columns in this project could be reduced by as much as 15 mm.

Alternatively, concrete columns could be used in such a project instead of DCM columns to minimize the lateral movement. To investigate this possibility, E_{DCM} was replaced with the elastic modulus of concrete columns, E_{concrete} , in the analysis. The value of E_{concrete} used in this study was 27,000 MPa, which is a typical value for the concrete columns used in pile foundations. The result can be regarded as a lower bound on the maximum lateral movement related to the column modulus. As shown in Fig. 14, a minimal lateral movement of 6 mm could be achieved by using concrete columns instead of DCM columns.

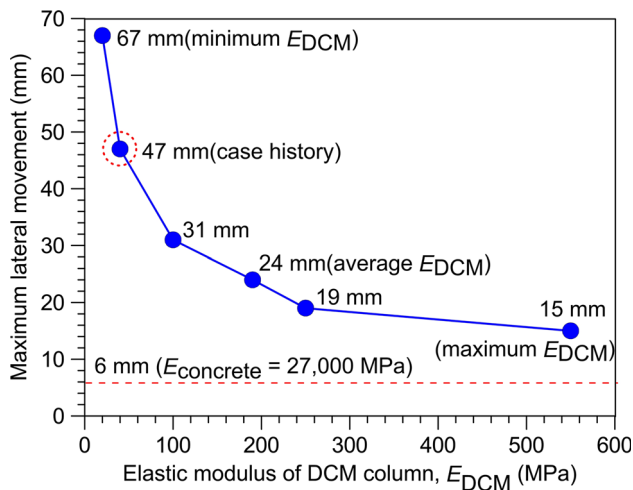


Fig. 14 Effect of elastic modulus of DCM columns

6.2 Effect of the embedded length of the DCM columns ($L_{(E-DCM)}$)

In this study, the embedded length is defined as the length of the DCM column that is embedded in the stiff clay layer. The aim of increasing the depth of embedment is to achieve fixity of the DCM column. The lateral movement can be minimized when the fixity condition is reached [19]. The values considered for $L_{(E-DCM)}$ were 0, 1, 2 and 3 m. An embedded length of 0 m represents no embedment in the stiff clay, with the tips of the DCM columns located slightly above the stiff clay layer. Figure 15 shows that the lateral movement slightly decreases as $L_{(E-DCM)}$ increases. However, the rate of decrease is approximately constant when $L_{(E-DCM)}$ is greater than 1 m. This implies that it is unnecessary to ensure a high embedded length in the stiff clay layer; however, the tips of the DCM columns should be placed on top of the stiff clay layer to prevent the soft clay from moving under the tips of the DCM columns.

6.3 Effect of the improvement area ratio considering the size of the DCM columns (D_{DCM})

To evaluate composites of the treated elements and the surrounding untreated soil, the improvement area ratio (a_p) was used, which is defined as follows [45]:

$$a_p = \frac{A_{DCM}}{A} = \frac{\pi/4(D_{DCM}^2) \times N_{column}}{\frac{\text{net area of soil mixing}}{\text{respective total area}}} \quad (4)$$

In this study, the respective total area is the base area of the embankment, D_{DCM} is the size or diameter of the DCM columns, and N_{column} is the number of DCM columns

underneath the base of the embankment. This study considered the potential of increasing the size of the DCM columns, defined in terms of an increase in their diameter, to limit the lateral movement of the CDCM wall. Increasing the column size results in a larger soil improvement zone. Thus, the global stiffness of the soil behind the precast wall increases, resulting in reduced lateral movement. To evaluate the influence of this parameter, three values of D_{DCM} were considered, namely 0.5, 0.75 and 1 m, corresponding to improvement area ratios of 0.13, 0.29 and 0.52, respectively. The values of a_p were calculated by varying the column diameters while holding the column spacing constant. The results show (Fig. 16) that columns of larger diameter result in less lateral movement.

Full blocks are used to create large, highly stable volumes of stabilized soil, which act as gravity structures corresponding to an improvement area ratio of 1. In the extreme, ideal case, the chosen value of this parameter would result in a full soil improvement zone. Such a full soil improvement zone was constructed by replacing the entire soft clay layer below the embankment with the DCM material, creating a large DCM block underneath the embankment. The result can be regarded as a lower bound on the maximum lateral movement due to column size. As shown in Fig. 16, a minimal lateral movement value of 6 mm could be achieved by creating a full soil improvement zone.

6.4 Effect of the thickness of the precast wall ($T_{precast}$)

The precast wall is a structural member and has a much higher stiffness than that of the DCM columns. Thus, the

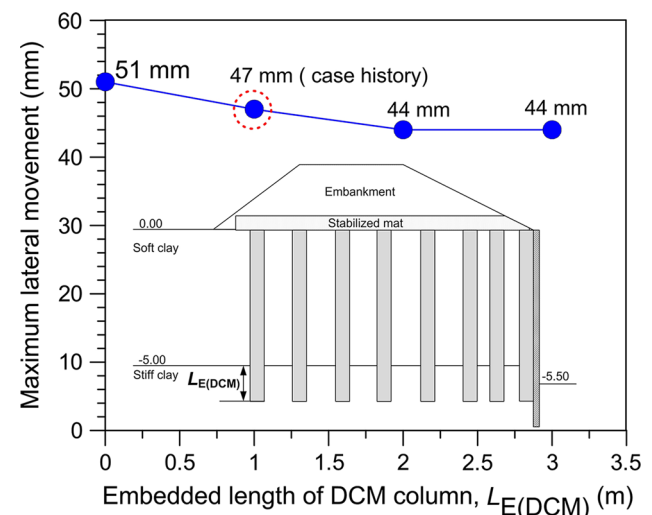


Fig. 15 Effect of embedded length of DCM column

precast wall can be used to reduce lateral movements because of the high stiffness of the concrete material. In this study, the modulus of elasticity of the precast wall was set constant; therefore, T_{precast} directly represented the wall stiffness. To study the effect of T_{precast} , various T_{precast} values were examined. The considered thicknesses were 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.6 and 0.8 m. Figure 17 shows that with increasing T_{precast} , the lateral displacements decrease, as expected. The effect of the thickness on the lateral movement is significant as T_{precast} decreases from 0.2 to 0.1 m. However, the influence of T_{precast} is not obvious for T_{precast} values exceeding 0.4 m. Moreover, the reduction in lateral movement is virtually constant for a precast wall thickness of greater than 0.6 m. Thus, the use of a precast wall can decrease the maximum lateral movement by as much as 24 mm.

6.5 Effect of the berm size

Peck [31] has suggested that the berm size should be as large as possible to limit wall and soil movements. Potts et al. [35] performed a parametric study on the berm size and confirmed that a greater berm volume results in smaller lateral movements of the retained ground surface behind the wall. A reduction in lateral movement of up to 65 % can be achieved with a berm volume equal to 30 % of the total excavation volume. In this study, the berm size was defined as the berm volume/total excavation volume $\times 100$ %. The berm size calculated from the case history (Fig. 3) was only 4 % of the total excavation volume, reducing lateral movement by only 19 % compared with the case in which a berm was not used. This implies that the berm size in the case study was insufficient for limiting lateral movement. The effect of the berm size was analyzed in this study by considering various berm sizes of 0 (no berm), 4, 10, 18, 25 and 35 %.

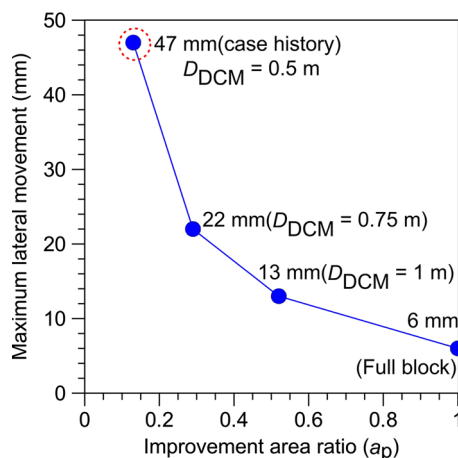


Fig. 16 Effect of improvement area ratio considering size of DCM

Figure 18 shows that with an increasing berm size, the lateral displacements decrease, as expected. The effect of the berm size on the lateral movement is significant as it varies from 0 to 10 %. However, the influence of the berm size is not obvious when a berm size greater than 18 % is used. Moreover, the reduction in the lateral movement remains approximately constant for a berm size larger than 25 %. It appears from Fig. 18 that a berm size of approximately 35 % may help to reduce the lateral movement by approximately 72 %. In other words, the use of a berm can reduce the maximum lateral movement by as much as 16 mm.

6.6 Effect of the thickness of the soft clay layer ($T_{\text{soft clay}}$)

Variations in the soil profile are a major concern in geotechnical engineering. Subsurface investigations must be performed over the entire construction area to obtain sufficient soil data. An insufficient number of boreholes can lead to underestimation in the design process. Figure 2a shows that the thickness of the soft clay layer at the considered construction site varied from 3 to 8 m. To investigate this variation in the soft clay layer to evaluate the influence of this parameter, six values of $T_{\text{soft clay}}$ were considered: 3, 4, 5, 6, 7 and 8 m.

Figure 19 shows that with increasing $T_{\text{soft clay}}$, the lateral displacements increase, as expected. A thicker soft clay layer produces larger active lateral forces acting on the precast wall, causing larger lateral movements. This is similar to the case for an excavation in soft clay. By contrast, a thinner soft clay layer produces smaller active lateral forces, yielding conditions similar to those of an excavation in stiff clay. The thickness of the soft clay layer exerts a significant effect on the lateral movement as $T_{\text{soft clay}}$ increases from 7 to 8 m. The maximum lateral movements range from 20 to 150 mm when $T_{\text{soft clay}}$ varies between 3 and 8 m, respectively. The maximum lateral

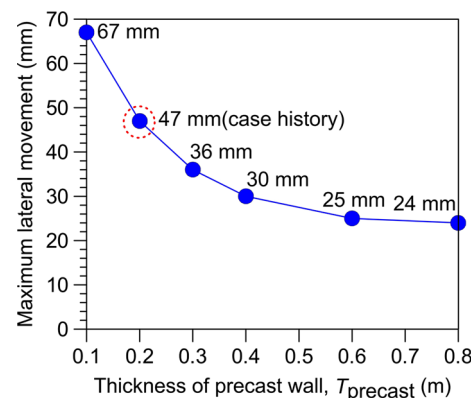


Fig. 17 Effect of thickness of precast wall

movement for the case history, corresponding to a $T_{\text{soft clay}}$ value of 5 m, was 47 mm.

Large lateral movements of the CDCM wall were observed in certain sections without monitoring data, but no failures were observed. A subsurface investigation of the causes of these large movements was conducted to verify the suitability of the design. One borehole was drilled to investigate the soil data in a section where large deformations occurred. The results showed that the soft clay layer was thicker in that section than in other sections. A thickness of 8 m was found to cause large lateral movements, leading to a loss of serviceability of the CDCM wall. Thus, the design was found to suffer from underprediction. The difference in magnitude of the maximum lateral movement was $150 \text{ mm} - 47 \text{ mm} = 103 \text{ mm}$. Therefore, variations in the soil profile can pose a major problem.

7 Discussions

The influences of the various factors on the lateral movements that are presented above are summarized and rated below. The degree of influence of each factor on the maximum lateral movement is defined as the ratio of the variation in the maximum lateral movement to the mean of the maximum lateral movement [13]. For example, the maximum lateral movements for E_{DCM} values of 20, 40, 100, 190, 250 and 550 MPa were 67, 47, 30, 24, 20 and 15 mm, respectively.

The variation in the maximum lateral movement within the investigated E_{DCM} range was therefore $|67 - 15| = 52 \text{ mm}$, and the mean of the maximum lateral movement was $(67 + 15)/2 = 41 \text{ mm}$. Consequently, the degree of influence of E_{DCM} on the maximum lateral movement was calculated to be $52/41 \times 100 \% = 127 \%$. The degrees of influence calculated in this manner for all factors are listed in Table 3. The degree of influence on the

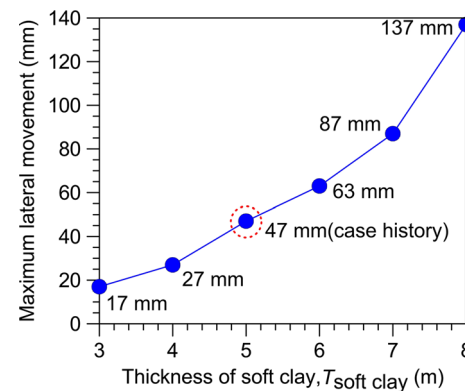


Fig. 19 Effect of thickness of soft clay layer

lateral movement was divided into five levels: extreme, very high, high, moderate and low. Because there is no standard on which to define these levels, the common concept of significance in geotechnical engineering was adopted [13]. Thus, degrees of influence of less than 30 %, between 30 and 60 %, between 60 and 100 %, between 100 and 130 % and greater than 130 % were considered to be low, moderate, high, very high and extreme, respectively. Table 3 also shows the ranking of all factors based on their degrees of influence (%). It can be observed that only the embedded length of the DCM columns has a moderate influence, whereas the berm size, the thickness of the precast wall, the elastic modulus of the DCM columns, the size of the DCM columns and the thickness of the soft clay layer have very high to extreme influences on the lateral movement of the CDCM wall; therefore, they can be regarded as the five most important design parameters.

8 Conclusions

A case history of a CDCM wall used in a deep excavation for a reservoir construction project in soft Bangkok clay was reported. The lateral movement of this wall during construction was observed. The laboratory test results and the HSM were calibrated to obtain the most suitable parameters for simulating the behavior of the soft and stiff clays at the site. The field observation results and the MCM were calibrated to determine the elastic modulus of the DCM columns. Then, an analysis of the results of the case history was conducted using the Plaxis 3D Foundation version 2.2 software to gain an understanding of the wall behavior. Finally, a study of the parameters affecting the lateral movement was performed to analyze the degrees of influence of the different parameters on the maximum lateral movement of the CDCM wall. The following conclusions can be drawn from the analysis results:

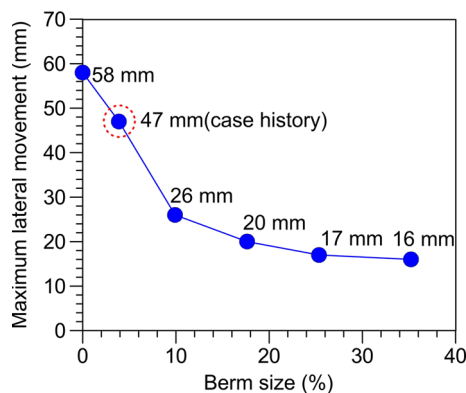


Fig. 18 Effect of berm size

Table 3 Rank of degree of influence on maximum lateral movement

Rank	Factors	Degree of influence	
		(%)	Class
1	Thickness of soft clay layer	154	Extreme
2	Size of DCM column	153	Extreme
3	Elastic modulus of DCM column	127	Very high
4	Thickness of precast wall	120	Very high
5	Berm size	114	Very high
6	Embedded length of DCM column	37	Medium

1. The embankment has a significant effect on the lateral movement and on the settlement behind the wall. Removal of the embankment effectively reduces both the maximum and differential settlements behind the wall by as much as 62 %. This results in uniform settlement behind the wall. The use of lightweight backfill is an alternative method of reducing the magnitude of the lateral movement [48].
2. The 0.5-m-thick stabilized mat has a considerable effect on the lateral movement because it acts as a rigid platform, tying individual columns together and causing them to act as a unit. Without the stabilized mat, the columns exhibit a separating deformation, which results in greater lateral movement of the wall. The lateral movement increases by approximately 98 % for a wall constructed without a stabilized mat. It is therefore very important to include a stabilized mat to reduce lateral wall movement.
3. A precast wall with a higher stiffness than that of the DCM columns can act as a structural member, resisting the lateral forces induced by excavation. This rigid composite wall can markedly reduce the lateral movement and the settlement behind the wall. The lateral movement is increased by 128 % for a wall constructed without a precast wall. Therefore, the installation of a precast wall can significantly limit the lateral movement of the wall.
4. The front DCM columns appear to be ineffective in reducing the lateral movement of the wall because of the already sufficient embedment of the CDCM wall system in the stiff clay layer. The increase in the strength and stiffness against lateral soil movement of the soil in front of the precast wall has only a slight effect on wall movement.
5. The thickness of the soft clay layer, the elastic modulus of the DCM columns, the size of the DCM columns, the thickness of the precast wall and the berm size are the five most important design parameters affecting the lateral movements of the CDCM wall.

The thickness of the soft clay layer appears to be the most important factor. Increasing the thickness of the soft clay resulted in larger lateral soil movements.

Acknowledgments The authors gratefully acknowledge the financial support of the Faculty of Engineering, King Mongkut's University of Technology North Bangkok under Grant for New Researcher and Thailand Research Fund (TRF) under TRF Research Scholar Contract No. RSA5580007.

References

1. Abusharar SW, Zheng JJ, Chen BG (2009) Finite element modeling of the consolidation behavior of multi-column supported road embankment. *Comput Geotech* 36(4):676–685
2. Andromalos KB, Bahner EW (2003) The application of various deep mixing methods for excavation support systems. In: Johnsen LF, Bruce DA, Byle MJ (eds) *Grouting ground treat*, ASCE, geotechnical special publication 120. ASCE, Boston, pp 515–526
3. Borge JL, Marques DO (2011) Geosynthetic-reinforced and jet grout column-supported embankments on soft soil: numerical analysis and parametric study. *Comput Geotech* 38:883–896
4. Borges JL, Guerra GT (2014) Cylindrical excavations in clayey soils retained by jet grout walls: numerical analysis and parametric study considering the influence of consolidation. *Comput Geotech* 55:42–56
5. Brinkgreve RBJ, Swolfs WM (2007) *PLAXIS 3D foundation: material models manual version 2*. Plaxis bv, Delft
6. Bruce DA, Bruce MEC, DiMileo A (1998) Deep mixing method: a global perspective. In: Maher A, Yang DS (eds) *Geotechnical special publication no. 81*. ASCE, Reston, pp 1–15
7. Chen JJ, Lei H, Wang JH (2014) Numerical analysis of the installation effect of diaphragm walls in saturated soft clay. *Acta Geotech* 9:981–991
8. Clough GW, O'Rourke TD (1990) Construction induced movements of in situ walls. In: Lambe P, Hansen LA (eds) *Design and performance of earth retaining structures*, ASCE Geotechnical special publication 25. ASCE, New York, pp 439–470
9. Duncan JM, Bentler DJ (1998) Evolution of deep excavation technology. In: *International conference on soil-structure interaction in urban civil engineering*, Darmstadt Geotechnics, Darmstadt, pp 139–150
10. Han J, Oztoprak S, Parsons RL, Huang J (2007) Numerical analysis of foundation columns to support widening of embankments. *Comput Geotech* 34(6):435–448
11. Hsieh PG, Ou CY, Lin YL (2013) Three-dimensional numerical analysis of deep excavations with cross walls. *Acta Geotech* 8:33–48
12. Huang J, Han J (2009) 3D coupled mechanical and hydraulic modeling of a geosynthetic reinforced deep mixed column-supported embankment. *Geotext Geomembr* 27:272–280
13. Huang J, Han J (2010) Two-dimensional parametric study of geosynthetics-reinforced column-supported embankments by coupled hydraulic and mechanical modeling. *Comput Geotech* 37(5):638–648
14. Jamsawang P, Bergado DT, Voottipruex P (2011) Field behavior of stiffened deep cement mixing piles. *Proc Inst Civil Eng Ground Improv* 164(1):33–49
15. Jamsawang P, Voottipruex P, Boathong P, Mairaing W, Horpibulsuk S (2015) Three-dimensional numerical investigation on

- lateral movement and factor of safety of slopes stabilized with deep cement mixing column rows. *Eng Geol* 188:159–167
16. Jiang Y, Han J, Zheng G (2014) Numerical analysis of a pile-slab-supported railway embankment. *Acta Geotech* 9:499–511
 17. Jongpradist P, Kaewsri T, Sawatpanich A, Suwansawat S, Youwai S, Kongkitkul W, Sunitsakul J (2013) Development of tunneling influence zones for adjacent pile foundations by numerical analyses. *Tunn Undergr Space Technol* 34:96–109
 18. Kempfert HG, Gebreselassie H (2006) Excavations and foundations in soft soils. Springer, Berlin, pp 134–140
 19. Kourkoulis R, Gelagoti F, Anastasopoulos I, Gazetas G (2011) Slope stabilizing piles and pile-groups: parametric study and design insights. *J Geotech Geoenviron Eng ASCE* 137(7):663–667
 20. Lorenzo GA, Bergado DT (2004) Fundamental parameters of cement-admixed clay-new approach. *J Geotech Geoenviron Eng ASCE* 130:1042–1050
 21. McMahon DR, Maltese P, Andromalos KB, Fishman KL (2001) A DSM wall for excavation support. In: Brandon TL (ed) Foundations and ground improvement. ASCE, Reston, pp 670–684
 22. Mun B, Briaud JL (2001) Behavior of VERT wall in sand research report to the Department of Civil Engineering. Texas A&M University, College Station
 23. Mun B, Kim T, Moon T, Oh J (2012) SCM wall in sand: numerical simulation and design implications. *Eng Geol* 151:15–23
 24. Neramitkornburi A, Horpibulsuk S, Shen SL, Arulrajah A, Disfani MM (2014) Engineering properties of lightweight cellular cemented clay-fly ash material. *Soils Found* 55(2):471–483
 25. Neramitkornburi A, Horpibulsuk S, Shen SL, Chinkulkijniwat A, Arulrajah A, Disfani MM (2015) Durability against wetting-drying cycles of sustainable lightweight cellular cemented construction material comprising clay and fly ash wastes. *Constr Build Mater* 77:41–49
 26. O'Rourke TD, McGinn AJ (2004) Case history of deep mixing soil stabilization for Boston central artery. *Geotech Eng Transp Proj* 1:77–128
 27. O'Rourke TD, O'Donnell CJ (1997) Field behavior of excavation stabilized by deep soil mixing. *J Geotech Geoenviron Eng* 123(6):516–524
 28. O'Rourke TD, McGinn AJ, Dewsnap J (1998) Case history of excavation stabilized by deep mixing methods, design and construction of earth retaining systems. ASCE, Reston, pp 41–61
 29. Okyay US, Dias D (2010) Use of lime and cement treated soils as pile supported load transfer platform. *Eng Geol* 114:34–44
 30. Oliveira PJV, Pinheiro JLP, Correia AAS (2011) Numerical analysis of an embankment built on soft soil reinforced with deep mixing columns: parametric study. *Comput Geotech* 38:566–576
 31. Peck RB (1969) Deep excavations and tunnelling in soft ground. In: State-of-the-Art Report, Proceedings of 7th ICSMFE, Mexico, pp 225–290
 32. PLAXIS 3D Foundation Version 2.2 (2007) Finite element code for soils and rock analyses. Delft, Netherlands
 33. Porbaha A (1998) State of the art in deep mixing technology: basic concepts. *Ground Improv* 2(2):81–92
 34. Porbaha A (2000) State of the art in deep mixing technology. Part IV: design considerations. *Ground Improv* 4(3):111–125
 35. Potts DM, Addenbrooke TI, Day RA (1993) The use of soil berms for temporary support of retaining walls. In: Clayton CRI (ed) Retaining structures. Thomas Telford, London, pp 440–447
 36. Rutherford CJ (2004) Design manual for excavation support using deep soil mixing, Master of Science thesis. Texas A&M University, College Station
 37. Schanz T, Vermeer PA, Bonnier PG (1999) The hardening-soil model: formulation and verification. In: Brinkgreve RBJ (ed) Beyond 2000 in computational geotechnics. Balkema, Rotterdam, pp 281–290
 38. Sexton BG, McCabe BA (2013) Numerical modeling of the improvements to primary and creep settlements offered by granular columns. *Acta Geotech* 8:447–464
 39. Shao Y, Zhang C, Macari EJ (1998) The application of deep mixing pile walls for retaining structures in excavations. In: Maher A, Yang DS (eds) Geotechnical special publication no. 81: soil improvement for big digs. ASCE, Boston, pp 84–95
 40. Shao Y, Macari S, Cai W (2005) Compound deep soil mixing columns for retaining structures in excavations. *J Geotech Geoenviron Eng ASCE* 131(11):1370–1377
 41. Surarak C, Likitlersuang S, Wanatowski D, Balasubramaniam A, Oh E, Guan H (2012) Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Soils Found* 52(4):682–697
 42. Taki O, Yang DS (1991) Soil-cement mixed wall technique. In: ASCE special conference, Denver, CO, pp 298–309
 43. Terashi M (2005) Keynote lecture: design of deep mixing in infrastructure applications. In: Proceedings of international conference on deep mixing. Best practice and recent advance, pp 25–45
 44. Tomlinson MJ (1994) Pile design and construction practice, 4th edn. Spon Press, London, p 411
 45. Topolnicki M (2004) In situ soil mixing. In: Moseley MP, Kirsch K (eds) Ground improvement, 2nd edn. Taylor & Francis, New York, pp 331–423
 46. Voottipruex P, Suksawat T, Bergado DT, Jamsawang P (2011) Numerical simulations and parametric study of SDCM and DCM piles under full scale axial and lateral loads. *Comput Geotech* 38:318–329
 47. Voottipruex P, Bergado DT, Suksawat T, Jamsawang P, Cheang W (2011) Behavior and Simulation of deep cement mixing (DCM) and stiffened deep cement mixing (SDCM) Piles under full scale loading. *Soils Found* 51(2):307–320
 48. Wang and Miao (2009) A proposed lightweight fill for embankments using cement-treated Yangzi River sand and expanded polystyrene (EPS) beads. *Bull Eng Geol Environ* 68:517–524
 49. Wen D (2005) Use of jet grouting in deep excavations. In: Indraratna B, Chu J (eds) Ground improvement—case histories. Elsevier, Oxford, pp 357–370
 50. Wonglert A, Jongpradist P (2015) Impact of reinforced core on performance and failure behavior of stiffened deep cement mixing piles. *Comput Geotech* 69:93–104
 51. Zhang J, Zheng JJ, Chen BG, Yin JH (2013) Coupled mechanical and hydraulic modeling of a geosynthetic reinforced and pile-supported embankment. *Comput Geotech* 52:28–37
 52. Zhao C, Lavasan AA, Barciaga T, Zarev V, Datcheva M, Schanz T (2015) Model validation and calibration via back analysis for mechanized tunnel simulations—the Western Scheldt tunnel case. *Comput Geotech* 69:601–604



Research Paper

Impact of reinforced core on performance and failure behavior of stiffened deep cement mixing piles



Anucha Wonglert, Pornkasem Jongpradist*

Civil Engineering Department, Faculty of Engineering, King Mongkut's University of Technology Thonburi, Thung Khru District, Bangkok, Thailand

ARTICLE INFO

Article history:

Received 13 November 2014

Received in revised form 10 March 2015

Accepted 9 May 2015

Keywords:

SDCM

Bearing capacity

Failure behavior

Numerical analysis

Physical model

ABSTRACT

The behavior up to failure of stiffened deep cement mixing (SDCM) piles under axial compression is discussed on the basis of finite element simulation and laboratory small-scale model tests. The numerical investigation by means of axial pile load test simulation was carried out using the calibrated parameters and soil profile and properties from previous field tests. The results reveal that the effectiveness of a reinforced core for increasing the ultimate load of the SDCM piles and the associated failure mode mainly depend on the core dimension, core volume ratio and the strength of the deep cement mixing (DCM) socket, whereas the core stiffness has a significant effect only for the case of a relatively long core. These results imply that the core material could potentially be a cheaper, less stiff construction material. For a constant volume of reinforced core, the SDCM piles with a more slender core provide higher ultimate loads and less settlement, particularly at high core-volume ratios. Reduced-scale models were tested under normal gravity to verify the numerical findings. Good agreement was found between the simulation and test results on the influence of the core shape and material on the load-carrying behavior and failure modes of SDCM piles. A series of numerical analyses were extended to establish a guideline for recommending an appropriate size of the core in SDCM piles and to discuss the failure modes with respect to the length of the core. From the developed charts and given strength of DCM socket, the suitable core length and cross sectional dimension can be systematically chosen with known expected failure mode.

© 2015 Elsevier Ltd. All rights reserved.

1. Introduction

When an earth structure is constructed in a soft ground area, suitable measures are required to enhance the stability and control the settlements of the soft soil. Many methods have been developed to treat soft clay ground; among these, soil improvement by deep cement mixing (DCM) piles has been widely used. This method of stabilization began in Sweden and Japan in the late 1970s. Over the last two decades, the DCM technique has been successfully used for diverse applications including foundations of small buildings, bridges and small dams, retaining structures and mitigation of excessive soil movement [1]. Among various current applications, the DCM piles have been used most often for foundations of road embankments to increase the stability of the native ground and to reduce settlement [2,3].

Under axial loading conditions, the stress along the pile length decreases with depth due to the load transfer to the surrounding soil, so that the maximum compressive stress occurs at the top of the pile (the pile head). The pile failure is therefore governed by the strength of this part. In 2003, Petchgate et al. [4] performed a series of full-scale pile load tests on DCM piles of various actual strengths. The test results revealed that half of the tested DCM piles failed by pile failure. The mode of failure depends on the relative strength of the DCM and the native soil. In order to avoid pile failure, one possible solution is to increase the strength of the DCM pile by increasing the cement content. However, this method is uneconomical because only the top part of DCM piles is subjected to high compressive stress. Moreover, at higher cement contents, the strength of cement-treated clay does not linearly increase with the cement content, and the efficiency becomes inferior with increasing cement content [5,6]. Some innovative solutions have been proposed to solve this problem including T-shaped and stiffened DCM. The “T-shaped, TDM,” which is larger in diameter at the top than the lower part, was introduced in China to support embankment loading conditions. Full-scale test results indicated that TDM piles can reduce settlement of embankments as well as

* Corresponding author at: Civil Engineering Department, Faculty of Engineering, King Mongkut's University of Technology Thonburi, 126 Pracha Uthit, Bang Mod, Thung Khru, Bangkok 10140, Thailand. Tel.: +66 2 470 9305; fax: +66 2 427 9063.

E-mail address: pornkasem.jon@kmutt.ac.th (P. Jongpradist).

construction costs [7]. The stiffened deep cement mixing (SDCM) pile was also introduced [8] in China; SDCM piles insert a small concrete pile or any reinforcement into the DCM pile immediately after finishing the DCM pile construction (see Fig. 1a). The tests indicated that SDCM piles can resist higher loads compared to the ordinary DCM piles of the same size and length. SDCM piles are a composite structure of an inserted stiffer core and a deep cement mixed pile or socket, combining the advantages of both components. In the SDCM pile, the DCM socket forms the surrounding outer layer to support the core. The two parts of the composite pile work together by supporting and transferring the vertical load effectively to the DCM pile and to the surrounding soil. The dimensions of the two units should be such that both work together effectively and use the full strength of the surrounding clay soil. This novel method for improving the strength of DCM piles has been given different names by different researchers, such as concrete cored DCM piles, composite DMM columns and stiffened deep cement mixed (SDCM) columns. Some researchers and actual construction projects have used the SDCM piles. The cores can be circular or square concrete piles [9] or steel H-piles [10] with various sizes and lengths. No guideline has yet been developed to recommend the appropriate shape of the core. Increasing the ratio between the length of the core and the DCM pile (L_{core}/L_{DCM}) or the size of the core has a significant impact on the axial ultimate bearing capacity of SDCM piles [9,11]. By full-scale pile load tests, it was found that L_{core}/L_{DCM} of 0.85 can significantly improve the axial bearing capacity 15 times compared to the ordinary DCM pile [9]. However, increasing either the length or size of the core would increase the construction costs due to the need for additional core material that is usually more expensive than the DCM itself. Moreover, by introducing the core, the required strength of the DCM socket may be able to be reduced, resulting in a lower cement content in the DCM. Based on cost considerations, the suitable shape and size of the core must be then considered on the basis of controlled core volume with respect to the strength of the DCM socket, which in turn is relevant to the failure mode of the SDCM.

In this paper, the effect of length and size of the stiffened core under controlled volume and its stiffness on pile bearing capacity are first numerically investigated. Some physical model tests on scaled down SDCM piles under axial loading conditions are conducted to verify the findings from the preliminary numerical analyses. A parametric study on selected influencing factors, i.e., length and size of the stiffened core and the relative stiffness between the DCM socket and the core, is conducted to suggest the appropriate dimensions of the core for various DCM cases. The failure mechanisms observed from both physical model tests and numerical

investigations with respect to the SDCM pile bearing capacity are also discussed.

2. Reference case and numerical modeling

2.1. Reference case

Circular DCM piles and SDCM piles 0.6 m in diameter (ϕ) and 7 m long (L) with reinforced concrete cores constructed in soft Bangkok clay from the previous work [12] were chosen as the reference case in this study. The full-scale axial load tests on these composite piles were performed at the Asian Institute of Technology (AIT), in the central plains of Thailand. The site conditions consist of 2.0 m thick weathered crust on top of a 6.0 m thick soft clay layer. A medium to stiff clay layer was found at a depth of 8.0 m, and the water table was found at 1.5 m below the ground surface. The physical properties and soil profile at the test site are shown in Fig. 2. The piles were constructed by wet jet mixing with a cement content of 150 kg/m³ of soil. Two cross sections, 0.18 × 0.18 and 0.22 × 0.22 m, of square reinforced concrete piles with lengths of 4.0 m and 6.0 m were used as stiffened cores. The installation and details of the SDCM piles are demonstrated in Fig. 1b.

Currently, the materials that have been most often used as core structures are reinforced concrete and steel. The stiffness of those cores is very large compared to that of DCM piles (approximately 100–1000 times stiffer). In addition to these two materials, various types of construction materials are available that may be inferior in terms of stiffness, but are cheaper. Therefore, evaluating the possibility of using less stiff materials as the core is worthwhile. For example, in Thailand, Eucalyptus wood has been widely used in the construction industry because it is cheap, easy to buy, and can be produced in substantial quantities. The properties of the core in preliminary investigations are therefore focused on Eucalyptus wood.

2.2. Numerical modeling

2.2.1. Analysis and boundary conditions

Undrained analyses under two-dimensional axis-symmetric condition were performed to numerically investigate the load-settlement behavior of the SDCM piles during axial loading. Fifteen node hybrid elements were used to model the soil, the core, and the DCM pile. The boundary conditions adopted for the analyses were displacement restraints with roller supports applied on all vertical sides and pin supports applied to the base of the mesh; these conditions were used for all cases throughout the analysis.

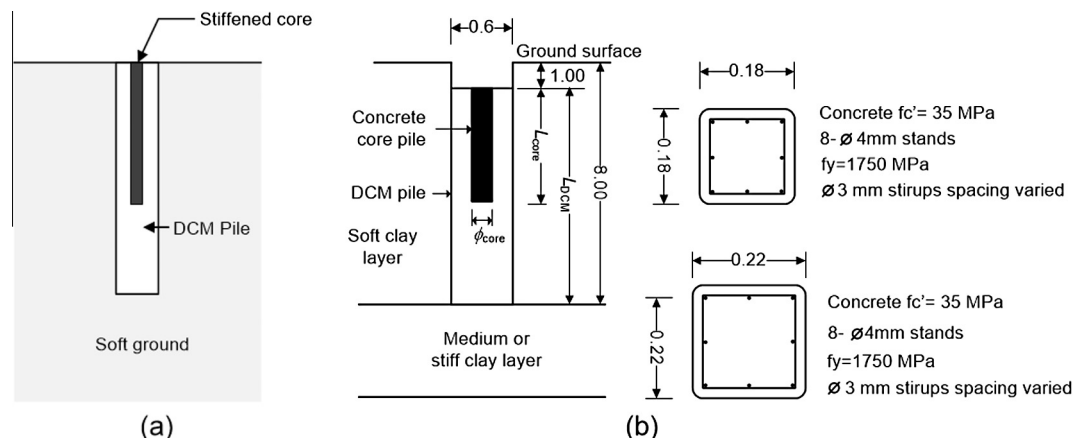


Fig. 1. Schematic of SDCM: (a) general concept of SDCM pile and (b) details of SDCM pile with concrete core (Voottipruex et al. [11]) used as the reference case in this study.

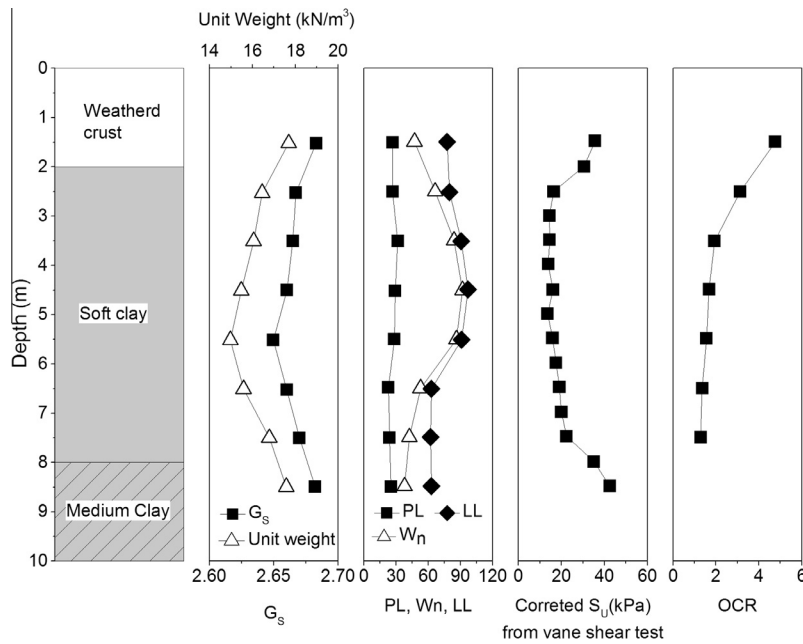


Fig. 2. Soil profile and properties of the test site (redrawn from Voottipruex et al. [11]).

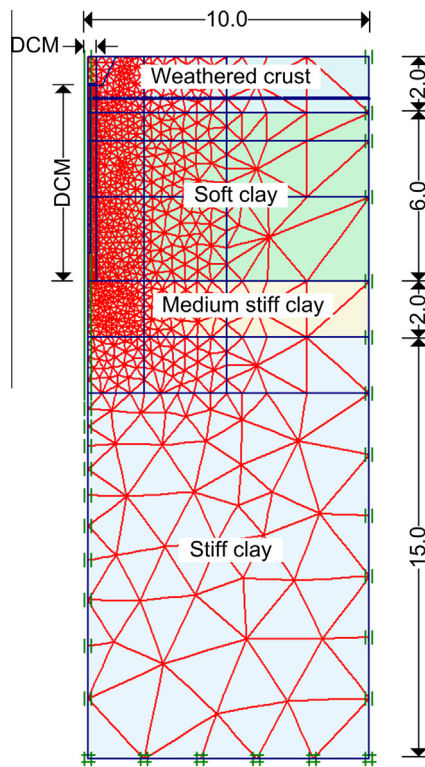


Fig. 3. Geometry, finite element mesh and boundary conditions of the considered problem.

Fig. 3 shows the geometry of the problem and the finite element mesh used in this study.

2.2.2. Initial conditions

The initial distribution of vertical effective stress and horizontal effective stress is controlled by the given soil unit weight and the coefficient of earth pressure at rest, K_0 , for all strata and the hydrostatic pore water pressure conditions in equilibrium with a water table at 1.5 m below the ground surface.

2.2.3. Constitutive model and model parameters

The core, DCM socket and sand layers were assumed to behave as elastic-perfectly plastic materials as described by the Mohr-Coulomb (MC) model. The clay layers were modeled as so-called hardening soils (HSs), meaning they were assumed to be elasto-plastics with stress dependent stiffness and shear dilatancy properties [13]. The soil properties used in the analyses were mainly determined from calibration on triaxial testing data of soil samples at AIT [14]. The materials parameters for Eucalyptus wood were obtained from numerical calibration of the uni-axial test results from [15]. Table 1 summarizes the material parameters used in the numerical analyses; this set of parameters was used throughout all analyses in this study. The accuracy of simulations for pile load tests on both DCM and SDCM piles by the selected models with the calibrated material parameters has been validated with measured data of reference cases [9], as shown in Fig. 4.

2.3. Numerical modeling procedure

The continuum finite element PLAXIS 2D program was used to analyze the DCM and SDCM under axial loading in this study. Constitutive models of materials and their parameters for each soil layer are listed in Table 1. The value of interface friction (R_{inter}) between the DCM pile and core was chosen to be 0.4 [11] while the value of 1.0 [16] is defined for that between the surrounding soil and the DCM pile. In order to match the stiffness of the square reinforced concrete core of the SDCM used in field tests to the circular core used in the simulation (axis symmetric analysis), transformed sections with the same stiffness (EA) were considered. After establishing the initial stress state, each analysis was then performed by gradually increasing the axial load on the top of the wish-in-place DCM or SDCM pile to simulate the quick load test, following ASTM D-1143. The load steps applied at the pile top were the same as those of the test in [12]. The vertical load was increased in intervals of 10 kN until failure. These tests were used to find the settlement at the top and load distribution along the depth of the DCM or SDCM pile after applying the axial load, the ultimate capacity and the corresponding failure mode. In this study, the ultimate pile capacity of both DCM and SDCM piles

Table 1
Material models and parameters used in this study.

Soil type	Model	E_{50}^{ref}, E_u (kPa)	E' (kPa)	E_{edo}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)	ν_{ur}	m	K_o^{nc}	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ' (°)	OCR
Weather crust	MCM(D)	–	5000	–	–	0.25	–	0.6	17	8	22	0	–
Soft clay	HSM(U)	5000	–	5000	15,000	0.20	1	0.7	15	6	22	0	2.0
Medium clay	HSM(U)	20,000	–	20,000	6000	0.20	1	0.6	15	10	22	0	1.1
Stiff clay	HSM(U)	50,000	–	50,000	150,000	0.20	1	0.5	18	22	26	0	1.0
<i>DCM pile</i>													
– q_u = 690 kPa	MCM(U)	–	65,000	–	–	0.33	–	–	15	330	30	–	–
– q_u = 420 kPa	–	–	42,000	–	–	0.33	–	–	15	200	30	–	–
– q_u = 210 kPa	–	–	21,000	–	–	0.33	–	–	15	100	30	–	–
Precast concrete	MCM(D)	–	2.8×10^7	–	–	0.15	–	–	24	8000	40	–	–
Eucalyptus wood	MCM(D)	–	4.0×10^6	–	–	0.25	–	–	9.5	6500	30	–	–

MCM = Mohr–Coulomb model, HSM = Hardening Soil model. Material behavior; D = drained, U = undrained, p_{ref} for HSM = 100 kPa, R_f = 0.9.

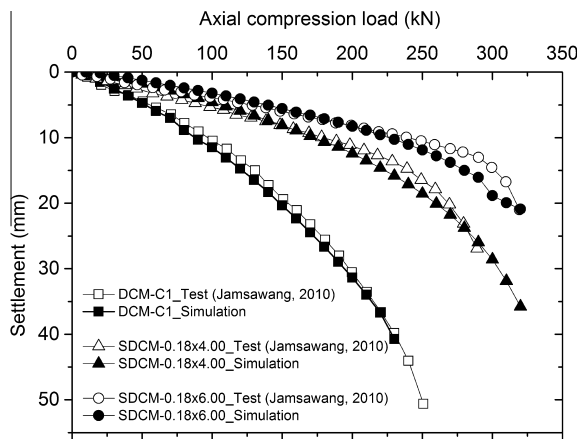


Fig. 4. Comparisons of load–settlement curves between test and simulation results of DCM and SDCM piles.

was determined from the load–settlement curve using the Mazurkiewicz method [17].

3. Preliminary investigation

3.1. Verification with field measurement

The field data from the full-scale pile load tests on DCM and SDCMs [12] were used to verify the analysis method used in this study. Fig. 4 illustrates the axial compression load versus settlement of both DCM and SDCMs from the field tests and their simulations from this study. Comparing the results of the full-scale pile load tests to the simulations shows that the analysis method employed can be used with high confidence.

3.2. Effect of shape and size of core under controlled volume on load–settlement curve

The simulated load–settlement curves of the SDCM piles and the test results of the DCM pile under axial loading for various core sizes with the same core volume (V_{core}/V_{DCM}) of 1.29%, 2.57%, 3.68%, and 5.14% are presented in Fig. 5a–d, respectively. For a core volume of 1.29%, the settlements and ultimate bearing capacities for the ordinary DCM pile and SDCM piles show an insignificant difference. The differences in settlement and ultimate load between the DCM pile and SDCM piles tend to increase as the core volume is increased, as shown in Fig. 5b–d. The results indicate that by inserting a core with sufficient V_{core}/V_{DCM} , both the load carrying and settlement behaviors can be significantly improved. Up to the V_{core}/V_{DCM} of 5.14% in this study, the effectiveness of

the core strongly depends on the ratio of V_{core}/V_{DCM} . For the same V_{core}/V_{DCM} , increasing the length of the core can reduce the settlement at the pile top and increase the ultimate bearing capacity, suggesting that a slender shape core is preferable. However, Fig. 5d also shows no significant increase in ultimate capacity (after approaching approximately 325 kN) after the core length exceeds 4 m, even though improvements in settlement can still be seen, suggesting an optimum value of core length. Further investigation on high strength DCM to ensure that the soil failure mode will govern gives an ultimate pile capacity of approximately 324 kN, which is very close to that of the maximum value of SDCM. The failure mode of SDCM may change from pile failure to soil failure when the length of the core approaches 4.0 m, implying that the optimum core length is related to the strength of the DCM socket.

3.3. Effect of core stiffness on the load–settlement curve

To investigate the possibility of using alternative materials for the core, Eucalyptus wood and reinforced concrete cores with the same dimensions and shape were analyzed in the pile load test on the SDCM simulation using the FEM. The material properties of Eucalyptus wood considered in this study are listed in Table 1. Fig. 6 shows the load–settlement curves of the SDCM piles with two different core materials for various core sizes. From the figure, the load–settlement curves of the wood and concrete SDCM piles with 1 and 2 m long cores are almost identical. With increasing core length, the wood SDCM piles show larger settlements under the same applied load due to the shortening of the core caused by lower stiffness. However, similar ultimate bearing capacities between wood and concrete SDCM piles can be obtained. Therefore, if the settlement criterion is not as strict, the core may be made of any construction material that is less stiff and cheaper than the concrete.

3.4. Effect of stiffness of DCM socket on the load–settlement curve

The load received by the core is transferred to the enclosed DCM socket before being transferred to the surrounding ground. The strength of the DCM socket ($q_{u,DCM}$) is thus significant for the settlement and ultimate bearing capacity of the SDCM piles. In the analyses, a concrete core with a diameter of 0.18 m and fixed strength is considered while the length of the core (1, 3 and 6 m) and $q_{u,DCM}$ are varied. The $q_{u,DCM}$ of 210 and 420 kPa are used to investigate the performance of stiff core in lower strength DCM socket and the possibility of using lower strength DCM socket. The stiffness of the DCM socket are consequently calculated by using the empirical relation $E_{50} = 100 q_{u,DCM}$ [11]. Fig. 7 illustrates the load–settlement curves of the SDCM piles with different $q_{u,DCM}$ and those of the DCM piles with the same considered strengths for

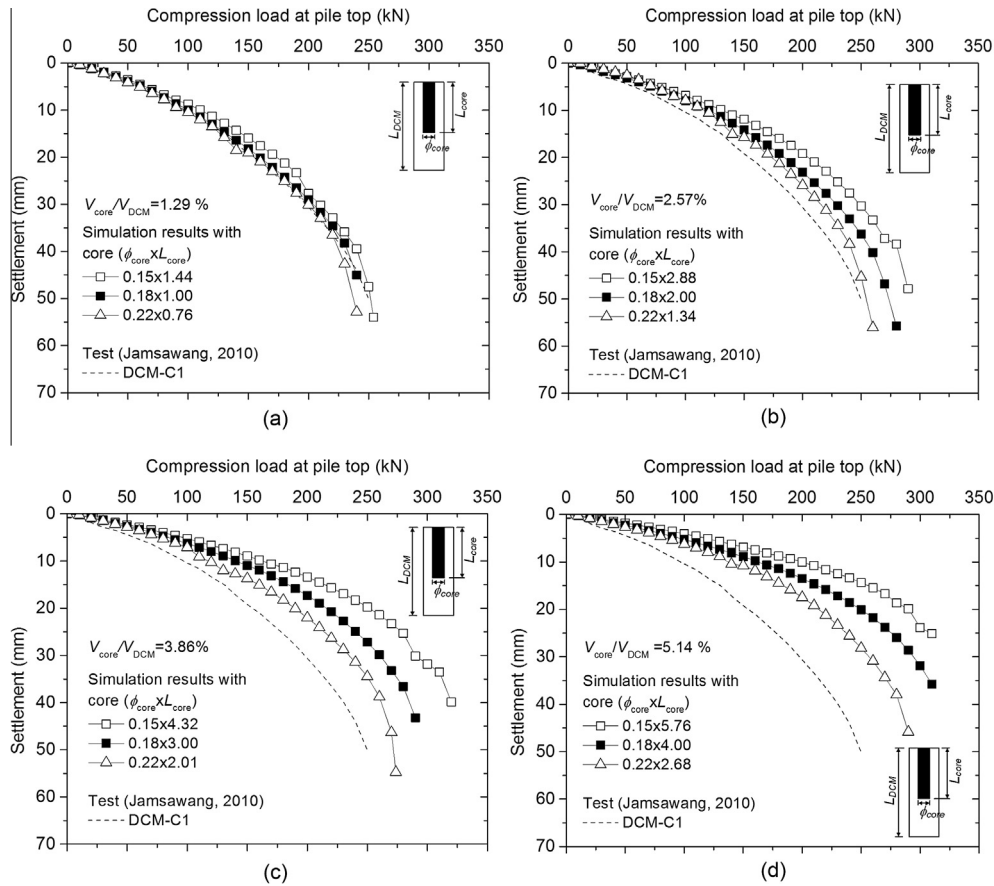


Fig. 5. Comparisons of simulated load-settlement curves for various core ratios: (a) $V_{core}/V_{DCM} = 1.29\%$; (b) $V_{core}/V_{DCM} = 2.57\%$; (c) $V_{core}/V_{DCM} = 3.86\%$ and (d) $V_{core}/V_{DCM} = 5.14\%$.

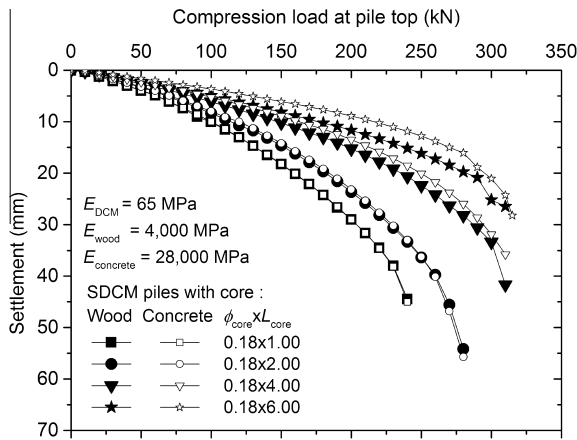


Fig. 6. Simulated load-settlement curves of SDCM piles with different lengths and core stiffness.

various core lengths. In Fig. 7a, the SDCM piles with a 1 m long core show a slight increase in bearing capacity of the SDCM piles with $q_{u,DCM}$ of 210 and 420 kPa from the DCM pile. The SDCM pile with $q_{u,DCM}$ of 690 kPa shows an insignificant improvement. The increase in bearing capacity becomes more pronounced with increasing core length as depicted in Fig. 7b and c. For the same core length, the difference in bearing capacity between the unreinforced DCM and the SDCM becomes larger with decreasing $q_{u,DCM}$, meaning that the effectiveness of the core in the SDCM also depends on the $q_{u,DCM}$.

3.5. Load distribution along the composite pile depth

The axial stresses were detected along the length of the SDCM piles from the simulations, and the axial loads carried by the SDCM piles are presented in Figs. 8 and 9. These axial loads include both that carried by the core and the load transferred to the DCM socket. Generally, axial loads decreased with depth as a result of interaction between the soil and the SDCM piles. Fig. 8a presents the simulated results of the parametric study on SDCM piles with $\phi = 0.18$ m core by varying the core lengths among 1, 2, 3, 4, 5 and 6.0 m. Comparing the results shows that the longer the core is, the more able the SDCM core is to transfer the applied load to a deeper level. As a result, the load shared by the surrounding soil would be smaller. The settlement of the SDCM pile with a longer core is then smaller than that of an SDCM pile with a shorter core for the same applied load. The SDCM pile with a longer core can also carry a larger load than the SDCM pile with a shorter core. In Fig. 8b shows the effect of the strength of the DCM socket, clearly demonstrating the effect of the strength of the DCM socket on load transfer along the pile depth. However, the effect from the length of the core is superior.

In Fig. 9, we extended the analyses for investigation under a controlled volume of core. The results of SDCM piles with various core lengths and diameters with constant core volumes of 2.57% and 5.14% are illustrated in Fig. 9a and b, respectively. The load distribution along the pile depth of an ordinary DCM is also plotted in the figures. In Fig. 9a, for all three applied loads considered, only a small effect from the stiffened core can be seen for all three core sizes. In contrast, the effect of the stiffened core and its size on load distribution behavior can be captured even under a small applied

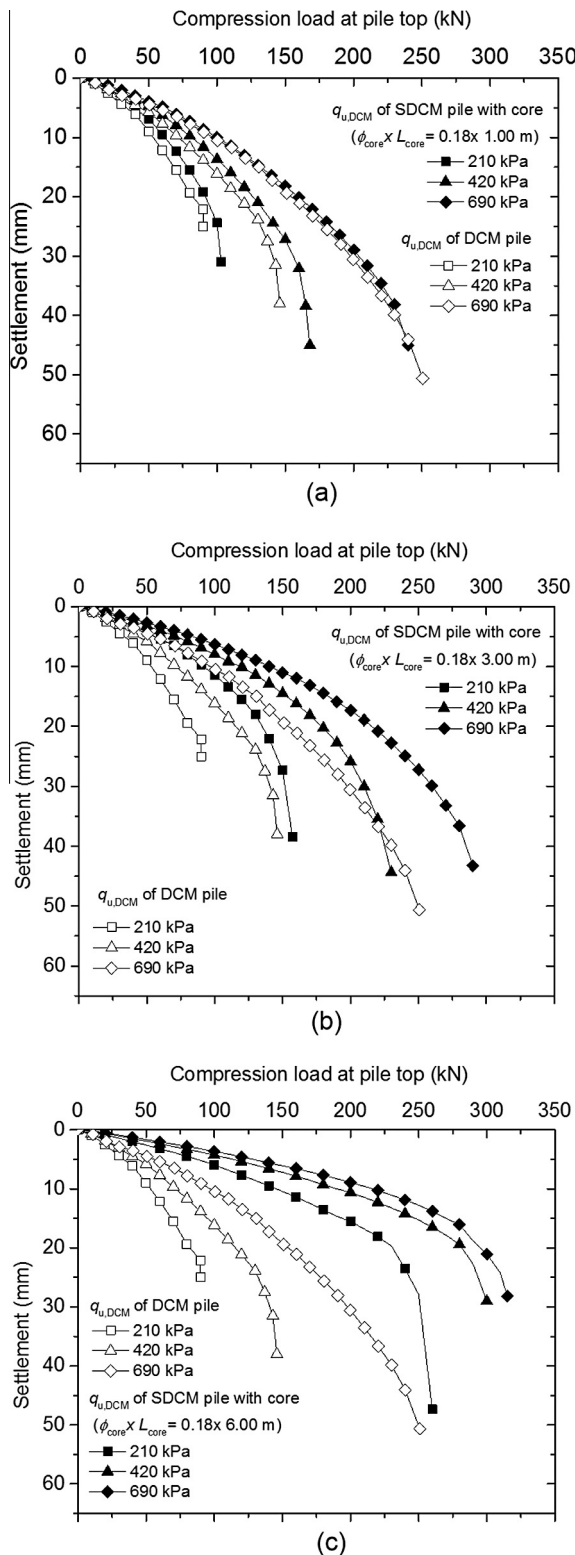


Fig. 7. Simulated load–settlement curves of SDCM piles with different strengths of socketed piles: (a) $\phi_{core} \times L_{core} = 0.18 \times 1.00$; (b) $\phi_{core} \times L_{core} = 0.18 \times 3.00$ and (c) $\phi_{core} \times L_{core} = 0.18 \times 6.00$.

load (50 kN) as depicted in Fig. 9b. This indicates that the behavior of an SDCM pile may not be significantly improved with an insufficient reinforced core volume. Thus, not only the length of the core but also a suitable core diameter must be considered for the SDCM piles.

From the load distribution behavior observed, the failure behavior of SDCM piles can be suggested. With the strong pile head that is reinforced with the core, the failure of the pile part is thus unnecessarily at the pile head. The failure may occur at the level of the core tip where the strength of the pile suddenly changes (from composite SDCM to only DCM socket). If the core is significantly strong, three types of failure modes are possible, soil failure, pile failure at the top part of DCM socket and pile failure at the core tip level, depending on the relative strength of the DCM socket and the surrounding soil and length of the core.

4. Physical model test

A series of physical model tests on SDCM piles were performed to verify the analysis results regarding the effectiveness of the inserted core on SDCM pile behavior. Three scaled down SDCM piles with the same core volume were tested under axial compression loads. The schematic installation of the model SDCM piles as well as their core size and material properties are illustrated in Fig. 10. The model SDCM piles C1 and C2 are both made from polyamide, but the core of C2 is shorter and wider. The model C3 has the same core shape as C1 but the material of the core is poly vinyl chloride (PVC), which is stiffer. The model SDCM piles were installed in the consolidated remolded clay underlain with artificial medium clay. The soft clay layer was made from remolded Bangkok soft clay with a water content of 90% that was consolidated for 60 days. The artificial medium clay was made from a mixture of clay slurry and a small amount (3% by weight of wet soil) of Portland cement type I. After the consolidation process, the clay-cement slurry was dropped into the drilled hole in the soft clay layer to construct the 38 mm diameter and 500 mm long SDCM piles. The mixing ratio of the DCM pile was designed to control the DCM pile to behave as a pile failure. In this study, the target unconfined compressive strength of the DCM pile was 450 kPa, which could be achieved from the mixing ratio of 200% water content and 0.5% cement content by weight of dry soil. During the installation of the medium clay and DCM piles, on-site samplings were collected and tested at a curing age of 28 days to verify the stiffness ratios between these two mixed materials with respect to the soft clay. The PVC and polyamide bar were chosen to be the stiffened core, and all cores had the same volume of 11.78 cm^3 . The physical properties of the materials for the physical model tests are shown in Table 2. To understand the load transfer mechanism in the piles, ultrahigh-elongation strain gages were glued on the core and the 10 mm in diameter and 22 mm long polyurethane (PU) cylindrical bars of which were installed in the positions underneath the core tip. The PU bars were connected by small cables with the distance between the bar corresponding to the bars' expected positions. The cable was equipped with a small steel guiding rod to facilitate its installation into the DCM pile. With this guiding rod, the cable and the bars can be vertically penetrated into the constructed DCM socket at the center position. The pile load tests were conducted following ASTM D1143-81 (quick loading). An incremental axial compression load of 15 N was applied at the pile top every 5 min until failure. Fig. 11 shows the completion of the test setup with the loading system. The experiments were terminated due to the excessive settlement of the tested SDCM piles.

Fig. 12 shows the load–settlement curves obtained from the pile load tests on the model SDCM piles C1, C2 and C3. Up to the axial compression load of 450 N, the load–settlement curves of all three cases are almost identical. Beyond this load level, the curve for C2 begins to show larger settlements than the other two curves at the same load. At a load of approximately 580 N, the settlement rate rapidly increases before continuing to settle with a constant load

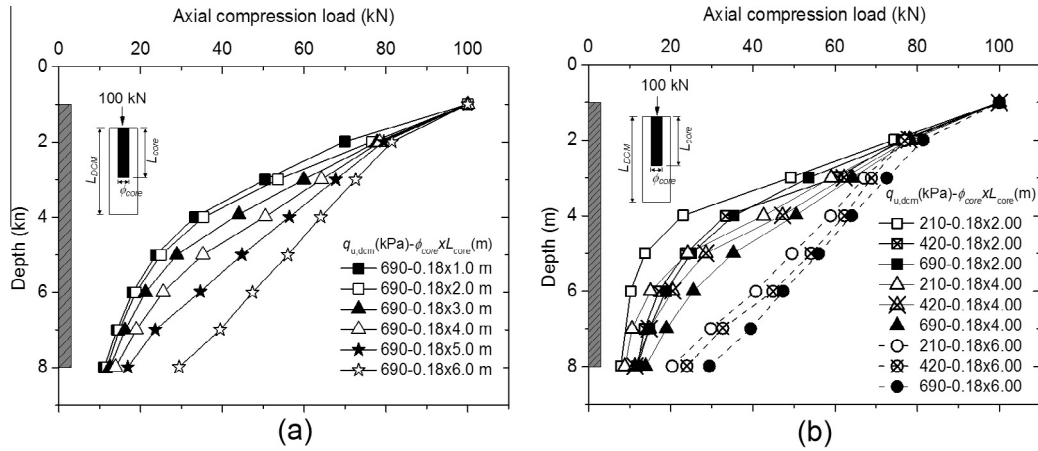


Fig. 8. Load distributions along SDCM piles: (a) various lengths of core pile and (b) various combinations of $q_{u,DCM}$ and core length.

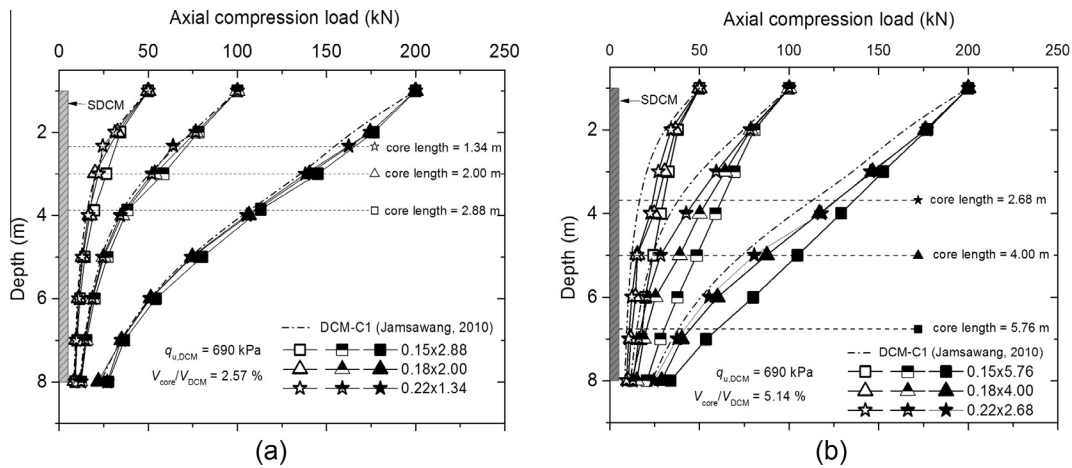


Fig. 9. Load distribution along SDCM piles with various core lengths: (a) $V_{core}/V_{DCM} = 2.57\%$ and (b) $V_{core}/V_{DCM} = 5.14\%$.

of approximately 600 N, indicating failure. The curves of C1 and C3 remain similar with increasing load, showing only a slight difference up to failure. C1 was found to be able to resist a higher load than C2, confirming the results obtained from numerical investigation in the previous section: at the same core volume, a slender core is superior for increasing the bearing capacity of SDCM piles. The results of C1 and C3 show only a slight difference in bearing capacity, verifying the numerical investigation that found the stiffness of the core to have an insignificant influence on the bearing capacity of the SDCM piles. Different stiff construction materials, such as wood, can potentially be used as a core in SDCM piles but would affect the settlement behavior.

The load transfers along the pile depth obtained from the strain gages are shown in Fig. 13. Only the load distributions of piles C1 and C2 are shown in this figure due to a malfunction of the strain gages embedded in model pile C3. The test results at the same applied load show that an SDCM pile with a longer core can transfer the load to a deeper level. These results agree with the numerical results from the previous section.

After disassembling the loading equipment, the soil surrounding the piles was carefully excavated to remove the failed SDCM piles, and the failure patterns of the SDCM piles was then observed, as illustrated in Fig. 14. In the figure, all three SDCM piles indicate a failure zone from the pile top to the depth at which the core tip was located. Beneath this level, the DCM sockets remained successful. The failure zone of C1 was deeper than that of C2 because the

core needed to transfer the load to the DCM socket at a deeper level before transferring the load to the surrounding soil. In the case of pile failure, the failure position is moved from the pile head for DCM to the zone at the top part of the DCM socket, where the equivalent strength of the pile abruptly changes due to the lack of reinforcement. Under increasing load in the tests, the failure zone thus would extend to the DCM socket of the upper part. The results from physical model tests also provide a reasonable explanation for why the longer core is beneficial for a fixed core volume. Furthermore, this implies that the ultimate load has a strong relationship with the failure mode and the position of the failure, which in turn depends on the strength of the DCM socket compared to that of the soil and the dimensions of the core. It is then interesting to further investigate the relationship between the failure mechanism and the optimum core length.

5. Failure mechanism of SDCM piles

Normally, the function of a pile is to transfer the carried load from the pile top to the surrounding soil and/or the soil under the pile tip. The load distribution along the pile decreases with increasing depth due to skin friction between the pile and the surrounding soil. Thus, the failure of DCM piles under pile failure mode is often found at the top part of the pile. By inserting a stiffened core, the load can be transferred to a deeper level and the consequent failure mode from the physical model tests indicate

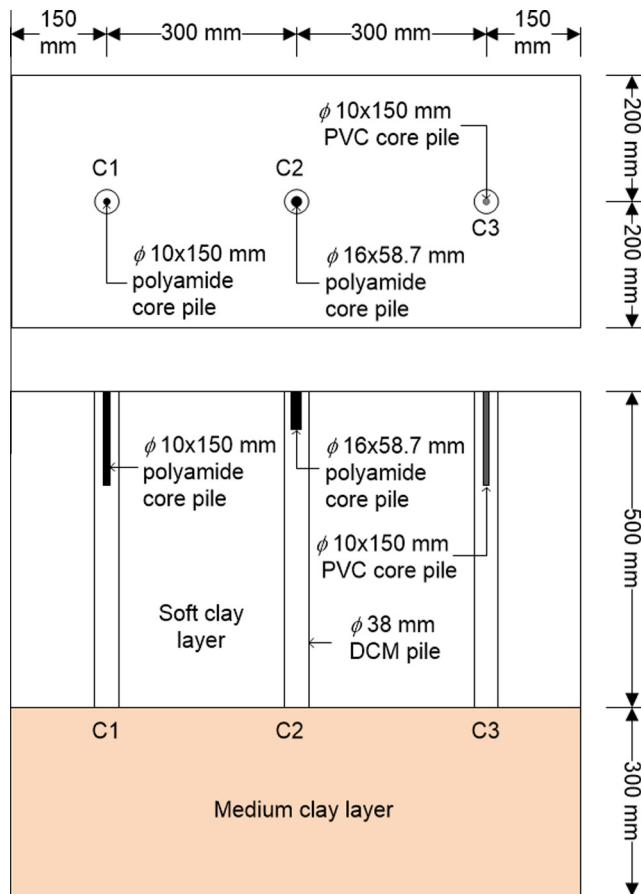


Fig. 10. Installation layout of the physical model test.

that not only the pile head but also an extended length of the reinforced level showed the failure. The failure mechanism of SDCM piles with different sizes, lengths, and core stiffness, including the strength of the DCM socket pile, are numerically investigated and discussed in this section.

The use of plastic soil models in this study allows us to trace the evolution of yield and failure zones by mean of plastic points. Fig. 15 shows the Mohr–Coulomb points (MCP) of ordinary DCM–C1 piles from simulations at the failure load. A MCP in PLAXIS implies that the current stress lie on the surface of the Coulomb envelope [16]. The MCPs concentrate at the top part of the pile, approximately 1.0 m from the pile top and exhibit the failure locations due to stress concentration at the pile top. A similar failure pattern was also observed from the full-scale load test of DCM–C1 [9].

When a 0.18×4.00 m stiffened concrete core was inserted into DCM–C1 and the load was applied in the same manner, the MCPs were observed at the soil surrounding the top part of the pile at the beginning load and developed downward with increasing applied load as shown in Fig. 16a–d. At a certain load level (150 N in this case), the MCPs develop in the DCM socket at the core tip. With increasing axial load, both zones continue progressing together with the occurrence of the new zone at the tip of the DCM socket, as illustrated in Fig. 16c. After reaching the failure load, the MCPs were found in the DCM socket surrounding the stiffened core and the SDCM pile tip in the case of pile failure, as illustrated in Fig. 16d. Fig. 17 shows the MCPs at the failure load of SDCM piles with cores of the same diameter and strength but different lengths. In Fig. 17a, the MCPs were found at the soil surrounding the DCM socket and concentrated at the core tip. In addition, when the stiffened cores were longer, the MCPs were also found at the soil beneath the DCM socket, as shown in Fig. 17b–d. From the results on the failure mechanism of SDCM piles, the core can be concluded to transfer the load from the top to deeper

Table 2
Physical properties of materials for physical model tests.

Soil type	q_u (kPa)	Tensile strength (MPa)	E_u (MPa)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	W (%)	γ (kN/m ³)
Soft clay	10	–	2	80.71	48.67	32.04	71	15
Medium clay	100	–	11	–	–	–	150	14
DCM pile	450	–	114	–	–	–	115	14
Polyamide	–	60	600	–	–	–	–	11.5
PVC	–	48	1750	–	–	–	–	13.3

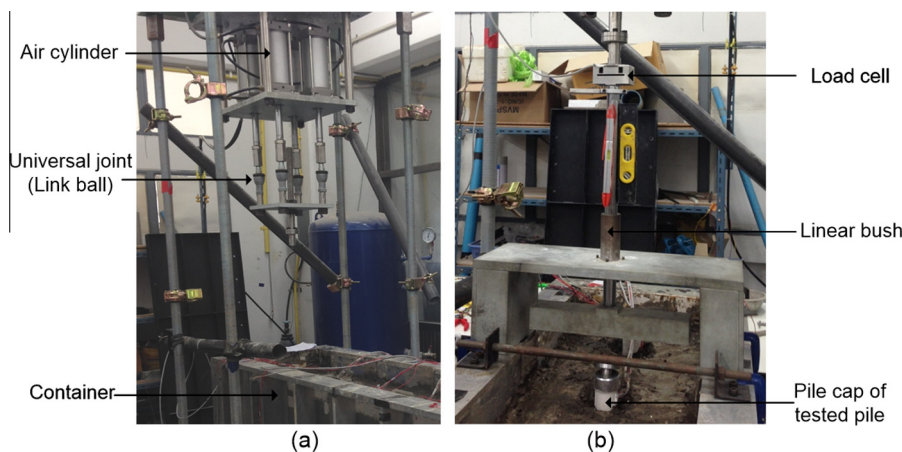


Fig. 11. Axial compression test equipment: (a) loading frame and (b) testing setup.

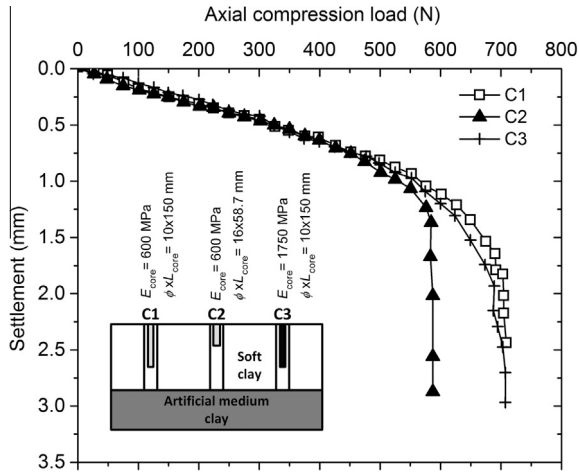


Fig. 12. Load–settlement curves of SDCM piles from physical model tests.

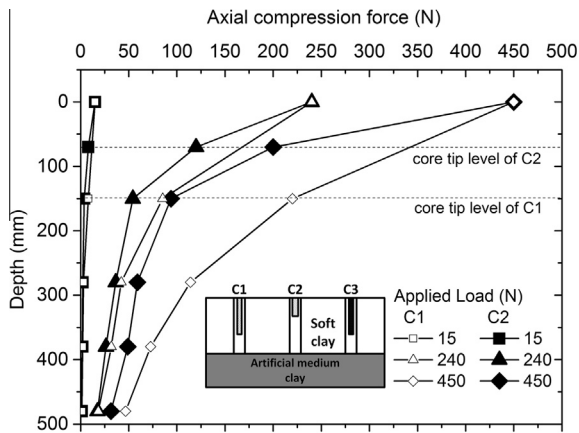


Fig. 13. Load distribution along SDCM piles with various core lengths from physical model tests.

levels. If the core is long enough, the failure mode of the SDCM pile can change from pile failure to soil failure.

6. Parametric study and guidelines for appropriate core size

In this section, the simulated results from the sensitivity study of SDCM piles under axial loading by varying the strength of the DCM socket, the strength of the core, core length and core size are presented and discussed in terms of ultimate bearing capacity. The 0.6 m diameter and 7.0 m long DCM socket pile was applied to all analyses in this section. The Mazurkiewicz method was used to determine the ultimate bearing capacity of the pile from simulated load–settlement curves.

Fig. 18 shows the relationship between the core length ratio (L_{core}/L_{DCM}) and the ultimate failure load (Q_u) of various analysis cases. The three main data sets in the figure represent three different strengths of the DCM socket pile ($q_{u,DCM}$). Each data set includes results from cases with various diameters and stiffened core lengths. For the data set with $q_{u,DCM}$ of 690 kPa, the relationship is approximately linearly increasing with increasing stiffened core length from 250 kN at the beginning ($L_{core} = 0$) to the maximum value of 325 kN at L_{core}/L_{DCM} of 0.45. When the stiffened core length exceeds 3.15 m, Q_u remains unchanged, indicating that the optimum stiffened core length for SDCM piles for $q_{u,DCM}$ of 690 kPa is 3.15 m. The beginning 250 kN refers to the calculated Q_u of the ordinary DCM pile under pile failure mode with a DCM strength of 690 kPa, which is also equal to the actual test results of DCM-C1 in Fig. 4. The Q_u of 325 kN is very close to the calculated Q_u of the ordinary DCM pile, which is determined under soil failure mode based on alpha method [18]. At the stiffened core length of 3.15 m ($L_{core}/L_{DCM} = 0.45$), the failure mode of the SDCM pile may change from pile failure to soil failure. By further investigating the failure behavior of SDCM piles with the optimum L_{core}/L_{DCM} from the simulation, the MCPs were found to not propagate into the DCM socket but to the soil at the tip of the DCM pile up to failure, changing the failure mode to soil failure. With increasing core length, soil failure governs the behavior of the SDCM, explaining the constant Q_u with increasing L_{core} beyond the optimum value.

For the SDCM piles with $q_{u,DCM}$ of 420 and 210 kPa, the Q_u also linearly increases with increasing core length to certain values, and the slopes of these two relationships are almost the same and very

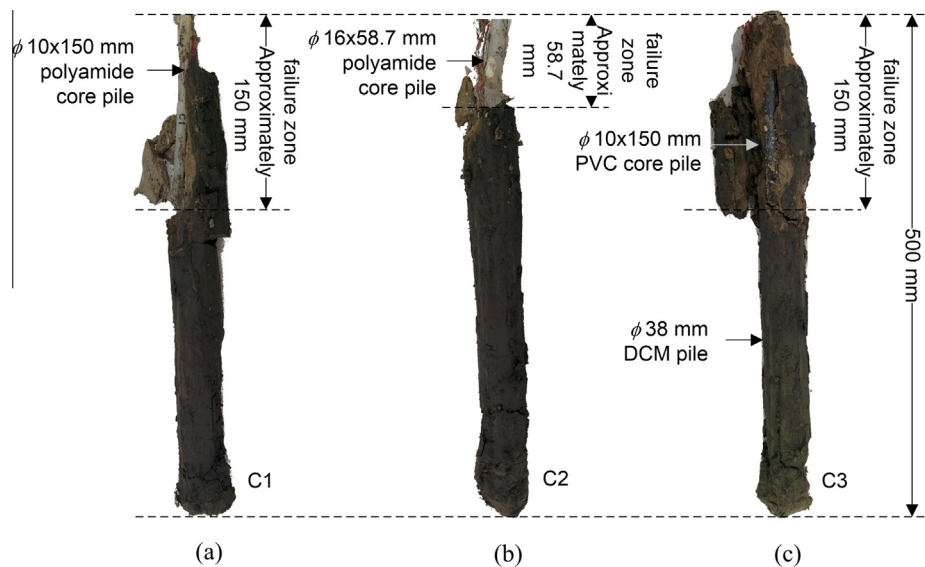


Fig. 14. Photographs showing the failure patterns of SDCM piles after testing.

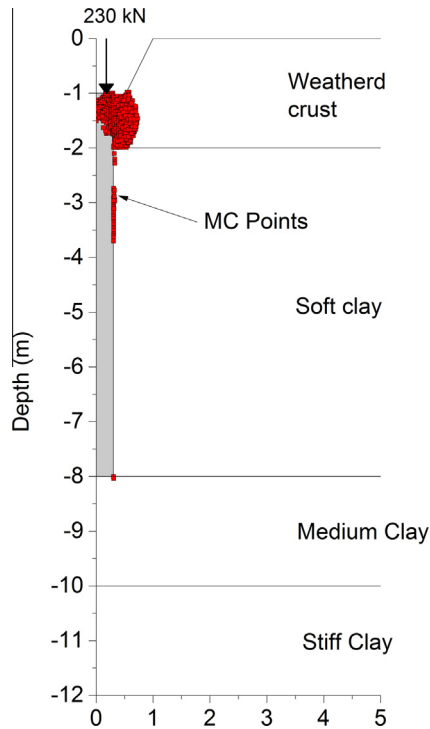


Fig. 15. Mohr–Coulomb points of DCM-C1 by simulation at the failure load.

close to that of the previous case. Beyond these values ($L_{core}/L_{DCM} = 0.76$ for 420 kPa and 0.90 for 210 kPa), the values of Q_u remain constant even as the core lengths further increase. However, the final values of Q_u for these two cases are lower than the previous case, and the optimum core lengths are longer at 5.32 m for $q_{u,DCM}$ of 420 kPa and 6.51 m for 210 kPa. The results reveal that the strength of the DCM socket has a significant effect on the optimum stiffened core length and ultimate bearing capacity of SDCM piles. A lower strength DCM socket requires a longer core to reach its optimum state. With an insufficiently strong

DCM socket because the DCM socket cannot resist the load transferred from the stiffened core, the failure happens in the DCM socket at the top part of the pile. In this case, the failure is always governed by pile failure mode; therefore, the Q_u is always less than that at the soil failure condition.

Fig. 19 illustrates the relation between the Q_u with L_{core}/ϕ_{core} using the same data sets as Fig. 18. In the same fashion, Q_u linearly increases with increasing L_{core}/ϕ_{core} before remaining constant at a certain L_{core}/ϕ_{core} . The optimum diameter for stiffened core SDCM piles considered in this study can be obtained from this relationship if the optimum length has been given from Fig. 18, e.g., the optimum diameter of stiffened core for DCM-C1 with $q_{u,DCM} = 690$ kPa is 0.21 m. The optimum diameter of the stiffened core increases with decreasing strength of the DCM socket.

The appropriate dimensions of the stiffened core in SDCM piles may be preliminarily determined from Figs. 18 and 19. However, both figures are for specific soil conditions and a specific DCM socket size.

Based on the results obtained, increasing in the core length causes the load to transfer to a deeper level. Consequently, the failure position in the SDCM piles may change from the top of the DCM pile to the core tip level. However, the soil surrounding the SDCM pile also develops the failure with increasing load, particularly at the tip of the SDCM pile. Therefore, the strength of the DCM socket has a strong influence on the failure mode. If the DCM socket is very strong, it can resist higher loads. By transferring the large loads to a deep enough level by increasing the core length, the soil surrounding the SDCM pile can completely develop the failure. This condition does not require a very long core. The failure is then governed by the soil failure in the same manner as the soil failure condition of the DCM pile. The Q_u then equals the soil failure condition of the DCM pile. Increasing the core length beyond this level shows no further improvement.

For a less strong DCM socket, with the load transferred to a deeper level by the core, the failure happens in the DCM socket at the core tip level. With increasing core length, the composite material can handle larger loads, so the Q_u increases with increasing core length. However, the load is mainly concentrated at the top of the SDCM pile. To a certain core length (depending on the $q_{u,DCM}$)

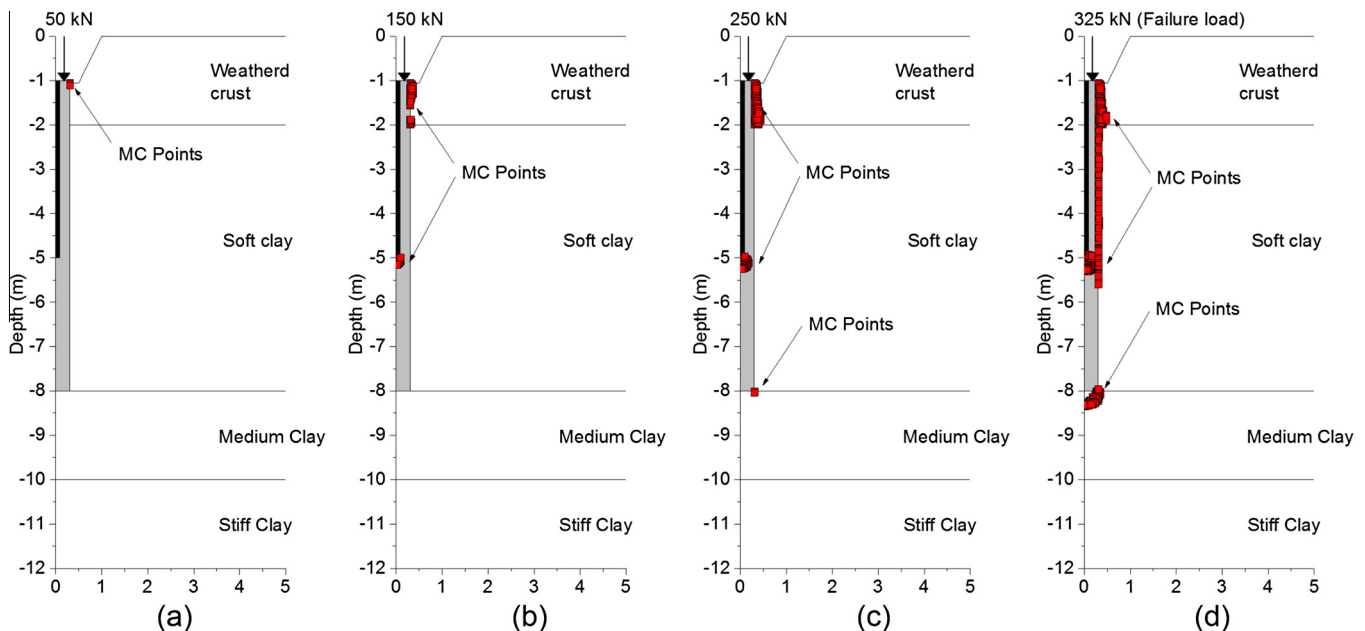


Fig. 16. Development of Mohr–Coulomb points of SDCM piles ($q_{u,DCM} - \phi_{core} \times L_{core} = 690$ kPa $- 0.18 \times 4.00$ m) from simulations with varying applied loads: (a) 50 kN; (b) 150 kN; (c) 250 kN and (d) 325 kN.

role in SDCM piles with low $q_{u,DCM}$. Then it is represented by the gray area in the figure. The completed locus can then be extended to point J. Inside the locus of optimum core length (points B and F), the failure is dominated by DCM pile failure at the core tip level and increasing the core length can increase the Q_u , while the failure behavior of SDCM piles for the zone outside the locus (points G and H) is governed by the failure of the top part of the DCM socket. Increasing core length thus has an insignificant influence on the Q_u of an SDCM pile. This locus can also be used to suggest the optimum length of the core for SDCM piles with different strengths of DCM sockets. The hatch area inside the locus suggests that, in engineering practice, the $q_{u,DCM}$ at soil failure consideration can be decreased to a certain value while maintaining the maximum Q_u by inserting a stiffened core.

7. Conclusions

The extended sensitivity study from the full-scale loading tests of stiffened deep cement mixing (SDCM) piles by numerical analyses was performed in the study. The load-settlement characteristics, ultimate bearing capacity and failure mechanism of SDCM piles in a specific soil condition under axial loading were investigated. Additionally, a series of scaled down model tests on SDCM piles were also performed in a laboratory to verify the findings from numerical analyses. Possible influence factors are considered in the numerical analyses, taking into account the strength of the DCM socket and the length, dimensions and stiffness of the core. The conclusions that can be drawn from this research are summarized below:

- 1) Increasing the core length significantly increases the ultimate bearing capacity and decreases the settlement of SDCM piles, while increasing the cross-sectional dimensions of the core has a less significant impact. SDCM piles with longer cores can transfer load from the pile head to a deeper level than a shorter core can. When the volume is held constant, the longer core is preferable.
- 2) Comparing load–settlement curves of SDCM piles with cores of two different materials (Eucalyptus wood and concrete) shows an insignificant difference in the ultimate bearing capacity and a slight difference in the settlement of the pile head. This implies that less stiff construction materials may be effectively used as a core.
- 3) The optimum length and diameter of the core to obtain the maximum possible performance of SDCM piles depend on soil conditions and the strength of the DCM socket. The failure mode of the SDCM piles also depends on the strength of the DCM socket with respect to the soil.
- 4) For a stiff core, the three possible failure modes for SDCM piles under axial loading include soil failure, pile failure at the core tip and pile failure in the DCM socket at the top part of the pile. If the length of the core is less than the optimum value, the failure mode is always the pile failure at the core tip. If the core length exceeds the optimum value, the failure mode is governed by the strength of the DCM socket. The soil failure occurs for SDCM piles with strong DCM sockets, while the failure of the DCM socket at the top part of the pile dominates for SDCM piles with weak DCM sockets.
- 5) With the soil conditions considered, a locus of optimum core length for the strength of the DCM socket was proposed in this study to provide a guideline for preliminary design of

the core in SDCM piles. The developed $Q_u - (L_{core}/L_{DCM})$ and $Q_u - (L_{core}/\phi_{core})$ charts can preliminarily provide a systematic selection of appropriate core length and cross sectional dimension.

These conclusions are drawn on the basis of limited data for specific considered cases, and a broader set of studies are needed to enhance the findings from this study.

Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge the financial support from Thailand Research Fund (TRF) and King Mongkut's University of Technology Thonburi (KMUTT) through the Royal Golden Jubilee Ph.D. program, under contact grant PHD/0001/2554 and TRF Research Scholar Contract No. RSA5580007.

References

- [1] Petchgate K, Jongpradist P, Youwai S. Field investigations and application of cement columns in Thailand. Development, Advancement and Achievements of Geotechnical Engineering in South East Asia; 2007. p. 283–94.
- [2] Bergado DT, Ruenkairergsa T, Taesiri Y, Balasubramaniam AS. Deep soil mixing to reduce embankment settlement. *Ground Improv* 1999;3(4):145–62.
- [3] Lai YP, Bergado DT, Lorenzo GA, Duangchan T. Full scale reinforcement embankment on deep jet mixing improved ground. *Ground Improv* 2006;140(4):153–64.
- [4] Petchgate K, Jongpradist P, Panmanajareonphol S. Field pile load test of soil–cement column in soft clay. In: Proceedings of the international symposium 2003 on soil/ground improvement and geosynthetics in waste containment and erosion control applications, 2–3 December 2003. Thailand: Asian Institute of Technology; 2003. p. 175–84.
- [5] Uddin K, Balasubramaniam AS, Bergado DT. Engineering behavior of cement-treated Bangkok soft clay. *Geotech Eng* 1997;28(1):89–119.
- [6] Jongpradist P, Youwai S, Jaturapitakkul C. Effective void ratio for assessing the mechanical properties of cement-clay admixtures at high water content. *ASCE J Geotech Geoenviron Eng* 2011;137(6):621–7.
- [7] Liu J, Du Y, Yi Y, Puppala A. Field investigations on performance of T-Shaped deep mixed soil cement column-supported embankments over soft ground. *ASCE J Geotech Geoenviron Eng* 2012;138(6):718–27.
- [8] Dong P, Qin R, Chen Z. Bearing capacity and settlement of concrete-cored DCM pile in soft ground. *Geotech Geol Eng* 2004;22(1). The Netherlands: Kluwer Academic Publishers.
- [9] Jamsawang P, Bergado DT, Voottipruex P. Field behaviour of stiffened deep cement mixing piles. *Proc ICE – Ground Improv* 2010;164(1):33–49.
- [10] Raongjant W, Meng J. Field testing of stiffened deep cement mixing piles under lateral cyclic loading. *Earthquake Eng Vib* 2013;12(2):261–5.
- [11] Voottipruex P, Suksawat T, Bergado DT, Jamsawang P. Numerical simulations and parametric study of SDCM and DCM piles under full scale axial and lateral loads. *Comput Geotech* 2011;38:318–29.
- [12] Jamsawang P. Full scale tests on stiffened deep cement mixing (SDCM) pile including 3d finite element simulation. D. Eng. Diss No GE-08-01. Bangkok (Thailand): Asian Institute of Technology; 2008.
- [13] Schanz T, Vermeer PA, Bonnier PG. The hardening soil model: formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Rotterdam: Balkema; 1999.
- [14] Detkhong T, Jongpradist P. Impact of constitutive model on the numerical analysis of tunneling in Bangkok Clay. In: International conference on advances in civil engineering for sustainable development. Suranaree University of Technology; 2014. p. 345–54.
- [15] Kanseangkaew T. A study of the properties of Eucalyptus wood growing in Eastern Thailand for using in construction, Final year project. Burapha University; 2008. In Thai.
- [16] Brinkgreve RBJ, Broere W, Waterman D. PLAXIS 2D – materials model manual. The Netherlands; 2008.
- [17] Mazurkiewicz BK. Test loading of piles according to Polish Regulations. Preliminary Report No. 35. Commission on Pile Research. Stockholm: Royal Swedish Academy of Engineering Services; 1972.
- [18] Petchgate K. Deep soil stabilization technique for soft clay in Thailand. Academic seminar on Ground Improvement '98. King Mongkut's University of Technology Thonburi; 1998. p. 236–56 [In Thai].

Undrained creep failure of a drainage canal slope stabilized with deep cement mixing columns

Pitthaya Jamsawang, Phermphorn Boathong, Warakorn Mairaing & Pornkasem Jongpradist

Landslides

Journal of the International Consortium
on Landslides

ISSN 1612-510X

Landslides

DOI 10.1007/s10346-015-0651-9



Your article is protected by copyright and all rights are held exclusively by Springer-Verlag Berlin Heidelberg. This e-offprint is for personal use only and shall not be self-archived in electronic repositories. If you wish to self-archive your article, please use the accepted manuscript version for posting on your own website. You may further deposit the accepted manuscript version in any repository, provided it is only made publicly available 12 months after official publication or later and provided acknowledgement is given to the original source of publication and a link is inserted to the published article on Springer's website. The link must be accompanied by the following text: "The final publication is available at link.springer.com".

Undrained creep failure of a drainage canal slope stabilized with deep cement mixing columns

Abstract This paper presents an analysis of the slope failure of a Suvarnabhumi drainage canal during construction. The Suvarnabhumi drainage canal project includes a large drainage canal with a road on both sides. The width of the bottom of the drainage canal is 48.0 m, the depth of the drainage canal is 3.0 m, and the length of the drainage canal is 10.5 km. Because the project was constructed on very soft Bangkok clay, deep cement mixing (DCM) columns were employed to increase the stability of the excavated canal. The failure of the drainage canal slope occurred 25 days after the end of excavation. The field monitoring data show that lateral movement of the canal slope continuously increased with time, which caused failure due to the instability of the canal slope. The time-dependent deformation and undrained creep behavior of very soft clay was suspected to be the cause of the canal failure. A laboratory investigation of undrained creep behavior and a finite element analysis (FEA) using the soft soil creep (SSC) model were performed to confirm the causes of the canal failure. The results indicate that very soft clay specimens that are subjected to deviator creep stress levels of 70 and 100 % of the peak strength failed by creep rupture within 60 days and 8 min, respectively. The factor of safety for the canal slope, which was obtained from the FEA, shows significant reduction from the initial value of 1.710 to 1.045 within 24 days after the end of excavation due to the effect of undrained creep. This paper also describes a solution method that is applied to a new section of the canal. Field monitoring and an FEA of the new trial section were performed to prove the effectiveness of the solution method.

Keywords Deep mixing · Failure · Finite element · Slope stability · Undrained creep

Introduction

Landslides are one of the most significant geologic hazards (Wang and Zhang 2014). Infrastructure projects, such as dams, drainage canals, roads, slope excavations, and slope protections, are generally subjected to slope failure. The required geological conditions at a construction site generally comprise shear strength and deformation behaviors, hydrogeological conditions, and geologic formation. Bangkok clay deposit is considered to be a problematic soft clay with a high deformation potential and a low shear strength (Lorenzo and Bergado 2004; Horpibulsuk et al. 2007). Slopes excavated in these soft clays exhibit viscous creep behaviors, in which deformation and movement proceed under a state of constant stress. Significant creep stress ultimately causes failure (Redman and Poulos 1984; Kuhn and Mitchell 1993). Undrained creep behavior can be divided into volumetric creep and deviator (or shear) creep according to the acting stress. Volumetric creep is caused by constant volumetric stress, whereas deviator creep is caused by constant deviator stress. Laboratory undrained creep tests of soil samples are usually performed on cylindrical specimens using an isotropically consolidated undrained (ICU) triaxial compression apparatus in a laboratory. Typical undrained creep

curves for a constant deviator stress that expresses axial creep strain (ε_{ac}) as a function of elapsed time (t) are shown in Fig. 1. According to the shape of the ε_{ac} - t response curve, creep can be divided into primary, secondary, and tertiary phases (Arulanandan et al. 1971).

The primary phase can be defined as creep deformation during which the strain rate continuously decreases with time. Deformation at a constant rate (material flow) is denoted as the secondary phase. In the case of the tertiary or the accelerated phase, the strain rate is continuously increasing, which causes creep rupture. Generally, volumetric creep consists of the primary phase of creep deformation and tends to stabilize. As shown in Fig. 1, the shape of the ε_{ac} - t response curve is primarily dependent on the relative magnitude of the applied deviator stress compared with the undrained strength (obtained from the ICU test) of the material at the same consolidation pressure. When the applied deviator stress is small compared with the undrained strength, the creep strain rate monotonically decreases with time. Curve A in Fig. 1 shows a typical ε_{ac} - t response for this stress condition. For a relatively high deviator stress, the creep strain rate increases with time, which causes rupture of the sample. Curve C in Fig. 1 shows a typical curve for this response. An intermediate value of the deviator stress (compared with the undrained strength) may yield a response, as indicated by curve B in Fig. 1 (Faruque 1986). Saturated sensitive soft clay is most susceptible to this behavior.

During construction, the excavated slopes show deviator creep behavior accompanied by little or no dissipation of pore pressure at a constant shear stress due to the low permeability of soft clay. This continuing undrained creep may frequently cause failure of the slope, which implies that the undrained shear strength can be significantly reduced with time, as investigated through undrained triaxial creep tests by various researchers (Casagrande and Wilson 1951; Walker 1969; Holzer et al. 1973; Yin et al. 2002; Desai et al. 2011; Taechakumthorn and Rowe 2012). Therefore, analysis of the undrained creep behavior is important for estimating the long-term stability of a man-made slope. The continuous increase in shear deformation with a constant deviator creep stress (Fig. 1) induces an increase in excess pore water pressure (Δu) with time because the specimen is sheared for the condition of zero volume change (undrained). This creep process reflects the diminution of effective stress and an increase in the stress ratio q/p' (deviator stress to mean effective stress) toward the Mohr-Coulomb failure line (Wang and Yin 2014). An illustration of this process with the effective stress paths is provided in Fig. 2a, b. Thus, undrained creep behavior contradicts consolidation theory, which states that excess pore water pressure decreases with time due to drainage, which causes an increase in effective stress. An increase in creep time causes larger excess pore pressure at failure due to creep deformation (Campanella and Vaid 1974; Mitchell and Soga 2005; Leoni et al. 2008). Based on these facts, deviator creep in undrained conditions is extremely important in the analysis of stability problems. Chang et al. (2015) observed and simulated the

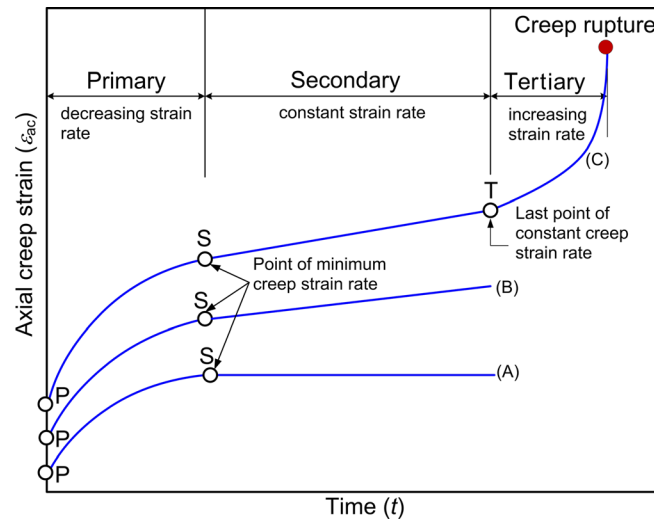


Fig. 1 Typical axial creep strain–time response curves for ICU triaxial compression test (Faruque 1986)

creep behavior of rock slope. The results of their study indicate that topography influences slope creep behavior. Slopes with significant inclination or height produce significant creep behavior.

A stabilizing pile and stone column can be employed to support these unstable slopes (Rogers and Glendinning 1997; Anbarasu et al. 2010; Kourkoulis et al. 2011; Vekli et al. 2012; Wang and Zhang 2014; Yu et al. 2015). The deep cement mixing (DCM) method is a ground improvement technique that has also been introduced to solve these problems. The DCM method has been employed in Japan, the Nordic countries, Thailand, China, the USA, the UK, Germany, and Poland among other countries. Cement additive in either slurry or powder form is injected into the ground and mixed with the in situ soil by mixing blades or jet grouting, which forms a hard-stabilized soil column that is referred to as a *DCM column* (Horpibulsuk et al. 2011, 2012; Shen et al. 2013a, b). The applications of DCM include foundation supports, slope protection, retention systems, ground treatments, liquefaction mitigation, hydraulic cutoff walls, and environmental remediation (DJM (Deep Jet Mixing) Research Group 1984). DCM column rows have been employed to increase the stability of slopes against horizontal or sliding forces (Broms 1999). Larsson et al. (2012) suggested the use of overlapping column rows for a better interaction with the surrounding soft soil and investigated the effect of the overlapping zone and the strength in this zone. However, failures have occurred, as demonstrated in a case study of slope failure in a large drainage canal project constructed in soft clay that is stabilized with DCM columns.

This paper investigates the failure of a drainage canal that is part of an excavation project in soft clay that is stabilized with DCM columns. It describes both the stabilizing methods for a new section of the canal and the subsequent evaluations that are conducted to prove their effectiveness. The “Description of a drainage canal project” section contains a general description of the drainage canal project. The “Field investigation” section describes the field monitoring results after the end of excavation and the failure investigations that are performed to assign the failure causes. The “Laboratory investigation” section presents a laboratory investigation of the creep behaviors of soft clay specimens that are collected from the field. The “Finite element analysis of

the field case study” section contains a detailed finite element analysis (FEA) of the drainage canal. The “Results of finite element

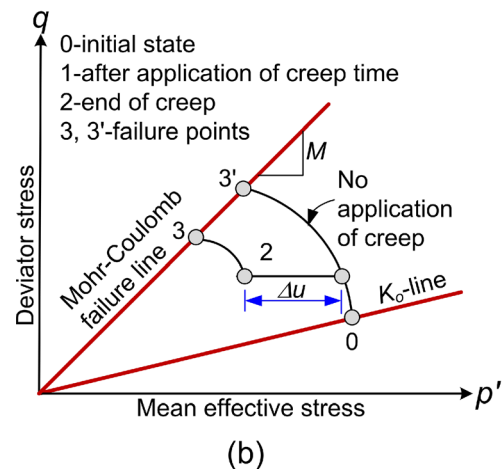
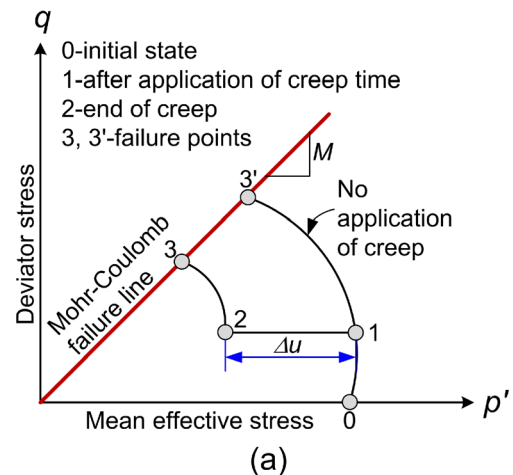


Fig. 2 The effect of undrained creep on the strength of normally consolidated clay in **a** ICU and **b** K_o CU triaxial compression test (Mitchell and Soga 2005; Campanella and Vaid 1974)

analysis" section presents the results of the FEA of the drainage canal. The "Remedial measures" section describes the stabilizing method, the field monitoring results, and the FEA results to prove the effectiveness of the stabilizing method. The main conclusions are given in the "Conclusions" section.

Description of a drainage canal project

The field case study comprises the Suvarnabhumi drainage canal project, which is under the jurisdiction of the Royal Irrigation Department of Thailand, which is located in the Samut Prakan Province of Thailand. The main purpose of this project is to drain floodwater from the eastern region of Bangkok and the vicinity of the Suvarnabhumi International Airport. The project consisted of the excavation of a new canal, the construction of pumping stations, and the installation of a telemetry system. The width of the bottom of the drainage canal is 48.0 m, the depth of the drainage canal is 3.0 m, and the length of the drainage canal is 10.5 km. Two-lane roadways with a width of 11.0 m and a height of 2.4 m were constructed on both sides of the canal for transportation.

Figure 3 shows the soil profile and soil properties at the field case history site. The soil profile consisted of three layers: 10 m of very soft normally consolidated clay, 5 m of soft normally consolidated clay, and 3.5 m of medium stiff clay and 2.5 m of stiff clay. The natural water (w_n) content was near the liquid limit (LL), high water content was noted in the depth range of 2 to 10 m (>100 %), and lower water content was noted in the deeper layer. The undrained shear strength, which was measured using the field vane shear test, tended to increase with depth. DCM columns were applied to improve the soft clay layer.

It is well known that *soft Bangkok clay* has low shear strength and high w_n (high initial void ratio, e_o). The very soft clay is formed by deposition of marine clay on the Chao Phraya delta of Thailand. It is normally consolidated to lightly overconsolidated, with the overconsolidation ratio (OCR) varying from 1.0 to 1.5 (Bergado et al. 1996; Shibuya et al. 2003; Horpibulsuk et al. 2007). The degree of sensitivity of clay is defined as the ratio of the undrained shear strength in an undisturbed state to that in a remolded state. Any clay with the sensitivity ratio equal to or greater than 8 is classified as a quick clay based on classification of sensitive clays by Rosenqvist (1953). The calculated sensitivity ratios from the field vane shear test results ranged from 2.7 to 5.0. Thus, very soft clay in this project is not a quick clay although its natural water content was higher than LL. The strain-hardening behavior of very soft clay was observed under ICU triaxial compression test (Fig. 13a), which is a general behavior of normally consolidated clay.

A trial test section of the drainage canal was constructed prior to commencement of the project. The configuration of the DCM columns is shown in Fig. 4. The diameters of the DCM columns under the roadway (referred to as the bearing DCM columns) were 0.6 m; they were installed in a rectangular pattern with spacing of 1.50×1.75 m. Seven DCM columns (referred to as the DCM column rows) were installed in a row pattern at the canal slope with a spacing of 1.50 m. The additional DCM columns at the berm area were installed with spacing of 1.50×1.60 m to increase the slope stability. The required compressive strength of the DCM columns was 0.6 MPa. To attain the required compressive strength, 220 kg/m³ of cement was employed.

The DCM column rows located at the canal slope are designed to resist lateral force by their flexural resistance. Due to the low flexural resistance of a single DCM column, DCM column rows were employed. Unconfined compression tests were conducted to compare the obtained strength with the required strength. The unconfined compressive tests were completed on DCM column specimens, which were collected with a sampler at various depths. The collected specimens were cured for 30 days prior to testing. The variations in the unconfined compressive strength value (q_u) and the elastic modulus at 50 % of the unconfined compressive strength (E_u) of the DCM columns with depth are shown in Fig. 3; these values were obtained from the field specimens. The q_u ranged from 0.89 to 2.7 MPa, which exceeds the required strength (0.6 MPa). Therefore, the low quality of the DCM columns may not be the cause of failure of this canal project. The dashed lines of the q_u and E_u profiles in Fig. 3 represent the average values in the numerical analysis.

The construction plan was divided into four stages: first, the DCM columns were installed; second, the 1.2-m-high berm was constructed using silty sand fill material; third, the canal was excavated to a depth of 3.0 m; and last, the roadway was constructed to a height of 2.4 m. Three inclinometers were installed after the excavation of 1.5 m to monitor lateral movements during excavation of the remaining 1.5 m.

Field investigation

Figure 5 displays the profiles of lateral movement with depth after the end of excavation at a depth of 3.00 m, which were obtained from inclinometers at three locations: I-1, I-2, and I-3. The field data revealed that the maximum lateral movement immediately after the end of excavation was 10 mm. As the roadway attained its final elevation of 2.40 m after 14 days, the maximum lateral movement increased to 40 mm at inclinometer I-1. The lateral movement at all locations continuously increased with time until eventual failure at 25 days, as shown in Fig. 6. The failure extended throughout the berm area, while the base of the canal heaved. The DCM column rows also tilted toward the canal. Based on the field observations, the first crack of the slope instability occurred at the berm area above the additional DCM columns and the potential slip surfaces revealed that the translation of soil mass dominated to a depth of 7.5 m. The lateral movement obtained from inclinometer I-1 indicates that the development of a shear zone occurs at the depth range of 5.0 to 9.0 m. The increasing lateral movement with time is caused by the process of undrained creep at constant deviator stress. Figure 7 displays the plot of the maximum lateral movements with elapsed time at the end of excavation. The curve of the lateral movement against time of the very soft clay located near the excavation base, which was obtained from inclinometer I-1 (Fig. 7a), is similar to $\varepsilon_{ac}-t$ response curve C of the deviator creep behavior, as shown in Fig. 1.

The rate of lateral movement in the secondary stage is constant prior to the tertiary stages and failure conditions, according to the surface rupture observed in the field. The level of deviator stress induced by the slope excavation is sufficient for the development of the shear mobilization of all three phases due to a lack of soil stabilization by the DCM columns. The average increase in the rate of lateral movement in this study was defined as the difference in lateral movement divided by the elapsed time. Thus, the average rate of lateral movement for the case history after the end of

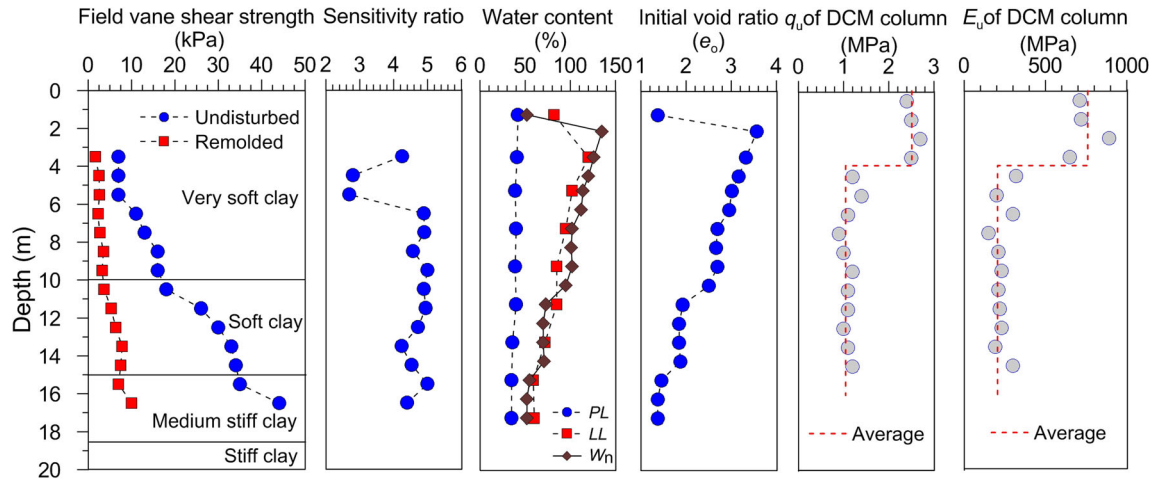


Fig. 3 Soil and DCM column properties

excavation (0 day) to 25 days (canal failure) was $(60-10)/(25-0)=2$ mm/day for I-1. Figure 7b shows that the rate of lateral movement of the soft clay located in the berm area with DCM column rows (I-2) was constant at 15 days after the end of excavation and was considered to be the secondary phase. The tertiary stage (accelerated phase) was not distinct, which indicates that the creep behavior of this location is similar to curve B in Fig. 1, which implies that the soft clay located at I-2 was subjected to a moderate deviator creep level. However, the soft clay slope in this location failed due to the inability of the DCM column rows to stabilize the creep failure. Therefore, the deformation–time response in curve B (Fig. 1) is responsible for the slope failure in the field condition. However, the lateral movements from inclinometer I-3 show distinctly different creep behaviors compared with the data from inclinometers I-1 and I-2. The soft clay under the roadways, which improved with individual DCM columns (I-3), was also subjected to primary creep for 18 days prior to the constant rate of lateral movement in the secondary stage (Fig. 7c). The creep deformation tended to stabilize after 18 days without a tertiary stage, which corresponds to $\varepsilon_{ac}-t$ response curve A in Fig. 1. No slope failure of the drainage canal located in I-3 was observed because creep deformation cannot develop to the rupture stage, which is consistent with the creep behavior exhibited by curve A in Fig. 1.

Laboratory investigation

Test program

Based on the field observation of the case history, the failure mechanism of the Suvarnabhumi drainage canal was undrained creep failure because the excavated canal slope experienced no surcharge for 25 days. Thus, the undrained creep behavior of soft Bangkok clay required verification. After the canal slope failed, laboratory investigations were performed. Soft clay specimens were collected near the trial section at the depth range of 3.0–4.0 m. The testing program consisted of consolidated undrained triaxial compression tests, including ICU tests, ICU creep tests, and K_0 consolidated undrained (K_0 CU) creep tests. The objectives of the ICU tests determined the undrained shear strength and shear strength parameters, whereas the ICU and K_0 CU creep tests determined the undrained creep characteristics, respectively. The

ICU tests were conducted according to ASTM (2012). The following isotropically consolidated pressures (p_o') were employed in this study: 20, 50, 80, and 100 kPa. The effective stress paths ($p'-q$) for the ICU tests are plotted in Fig. 8. The relationship between the slope of the Mohr–Coulomb failure line (M) and the friction angle (ϕ') can be expressed by the following equation:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (1)$$

Thus, the parameter M for the very soft clay in this study was 1.07, which corresponds to a friction angle (ϕ') of 27° . The ICU test with a p_o' value of 50 kPa was selected to specify the peak deviator stress for the calculation of the stress levels because this confining pressure was similar to the effective overburden pressure at the middle of the thickness of the soft clay. The peak deviator stress (q_{peak}) for the ICU test with a p_o' value of 50 kPa was 40 kPa.

The axial loads for the undrained creep tests were applied in single increments with a p_o' value of 50 kPa, and the axial deformation versus time was recorded. Three different deviator creep stress levels with the stress ratio (q/q_{peak}) of 50, 70, and 90 % (refer to Table 1), which corresponds to a factor of safety of 2.0, 1.43, and 1.11, respectively, were applied to perform the ICU creep tests. Natural soft clay is usually deposited in a K_0 -consolidated condition. Additional loads are usually added during construction, which causes the creeping of soil. Thus, a series of undrained creep tests on K_0 -consolidated clay samples were also performed with a mean effective stress of $p_o'=50$ kPa and a deviator stress of $q_o=32.6$ kPa with a duration of 2 days prior to shearing. Three different deviator creep stress levels with $q/q_{peak}=85$, 95, and 100% (refer to Table 1) correspond to a factor of safety of 1.18, 1.05, and 1.00, respectively. The numerical values of the creep stresses for all the tests in this study are tabulated in Table 1.

Undrained creep test results

Figures 9 and 10 show the similar trend in the development of axial strain with time for various creep stress levels in the ICU and K_0 CU tests. The specimen that was subjected to a creep stress level

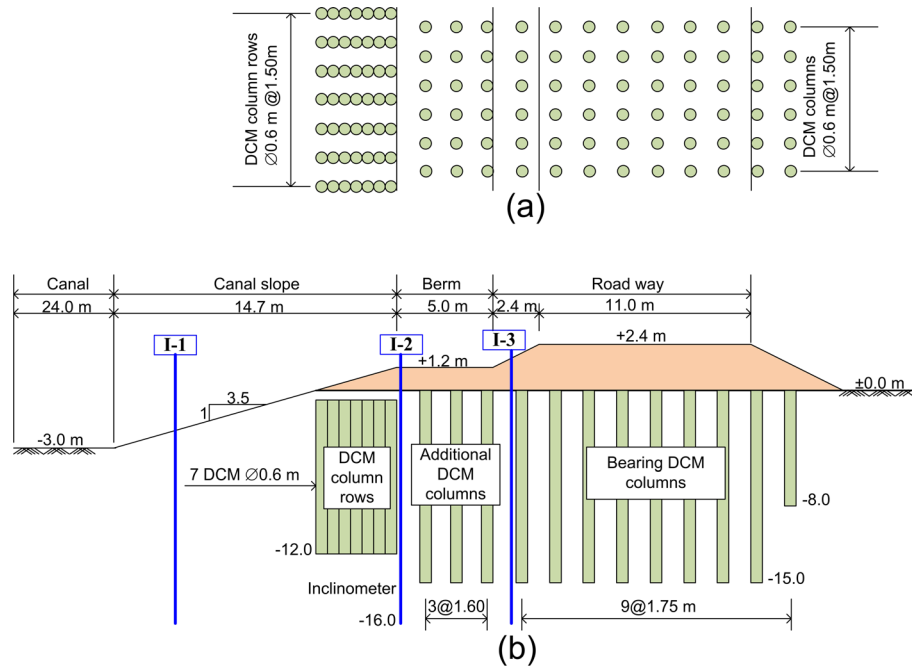


Fig. 4 Configuration of drainage canal stabilized with DCM columns: **a** plan view and **b** section view

of 50 % (Fig. 9a) shows a small increase in strain after initial deformation. No failure was observed within the testing time due to the low deviator stress level, which corresponds to the field observation of soft clay at I-3. However, the specimens at creep stress levels of 70 and 90 %, as shown in Fig. 9b, c, respectively, were progressively strained with time until eventual failure. The tertiary stage began 60 and 25 days for the specimens at creep stress levels of 70 and 90 %, respectively. Figure 10a–c shows that a similar creep behavior of the specimens in the K_0 CU tests with the tertiary stage was observed after 25 days, 3.5 days, and 6 min for the specimens at creep stress levels of 85, 95, and 100 %, respectively. The creep strains and time to rupture were higher and faster, respectively, for the specimens with higher creep stress

levels. Therefore, the deviator stress level accelerates the time to failure by creep rupture. The soft clay located at I-1 behaved in a similar manner to these specimens. Thus, this laboratory test confirmed that the soft clay located at I-1 was subjected to a high deviator creep level, which produced a lower factor of safety than the factor of safety obtained for other locations that improved with DCM columns. Lateral movement–time curves I-1 and I-2 are similar to the ε_{ac} – t response curves of K_0 CU tests compared with the lateral movement–time curves of the ICU tests, which implies that the field undrained creep behavior is consistent with the K_0 CU creep behavior in the laboratory. This finding is consistent with the undrained creep test results of Campanella and Vaid (1974), who concluded that some differences in the deformation–

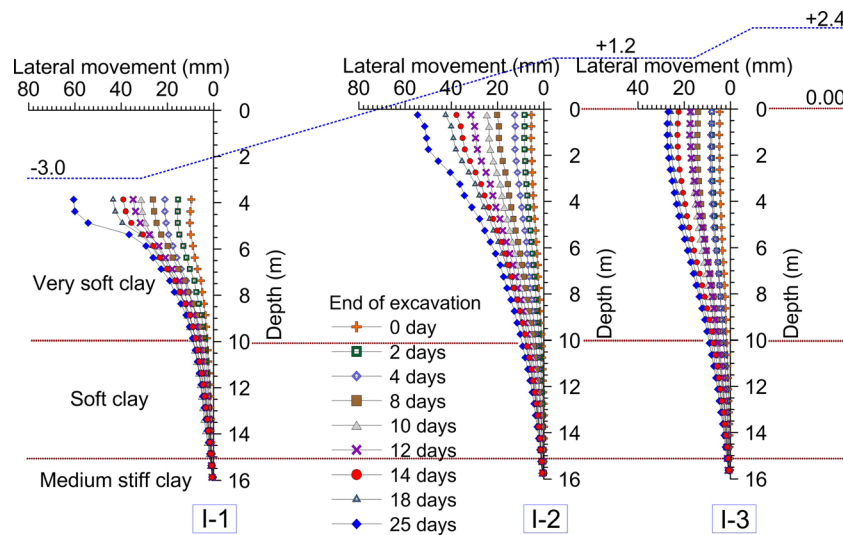


Fig. 5 Lateral movement profiles



Fig. 6 Failure of field trial test

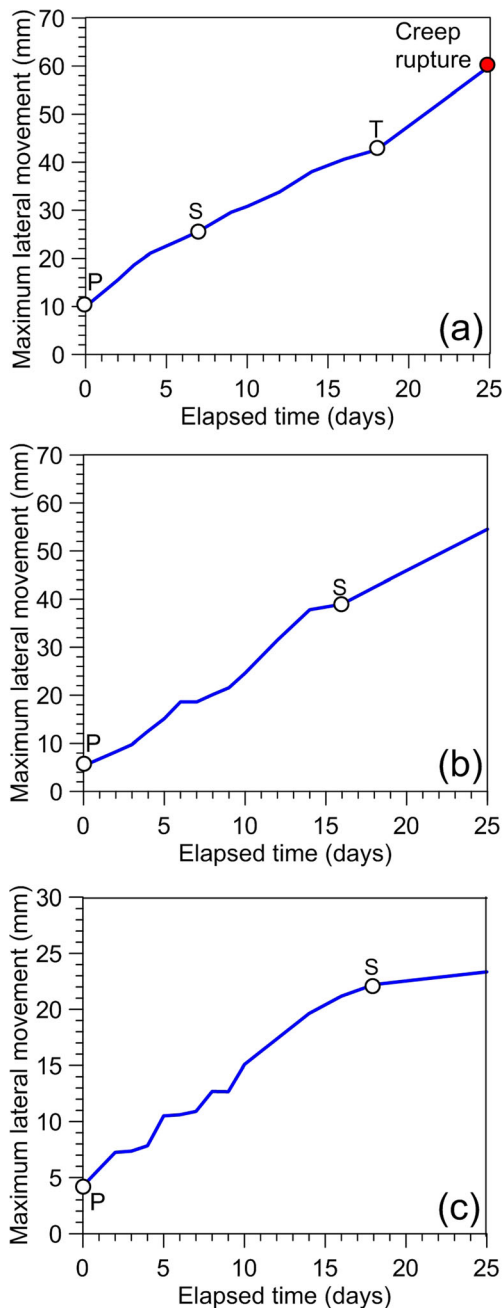


Fig. 7 Maximum lateral movements of soft clay at the end of excavation at three locations: a I-1, b I-2, and c I-3

time curves between the ICU and K_0 CU tests may occur because soft clay deposits in nature have been subjected to an anisotropic stress history and deformation conditions conform to the K_0 condition compared with isotropic compression.

Finite element analysis of the field case study

Finite element mesh and boundary condition

A finite element simulation was performed to explain the failure mechanism of the canal slope by undrained creep using the PLAXIS 3D software, version 2013. The 3D finite element model consisted of the DCM columns, the embankment, and the foundation soils. The soil volume is modeled by ten-node tetrahedral volume elements. The ten-node tetrahedral volume elements are created in the 3D mesh procedure. This type of element provides a second-order interpolation of displacements.

Note that the large deformation is necessarily considered for problems of dynamic evolution of slides in unstable slopes. However, this study focuses on the causes of the canal failure, not the simulation on the progressive failure analysis in which the traditional finite element method (FEM) is limited. It is believed that the deformations captured in this study (observed lateral movement) during the construction are still in the normal strain range in which the traditional FEM is applicable. To capture the evolution of slides in unstable slopes, sophisticated numerical methods, taking into account the large deformation (such as total

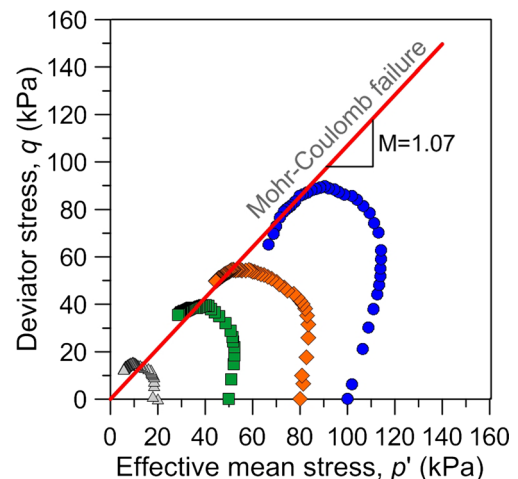


Fig. 8 Effective stress paths from ICU tests of very soft clay specimens

Table 1 List of undrained triaxial creep tests of very soft Bangkok clay

Test	Initial condition of test specimen	Creep stress level (%)	Increment deviator creep stress from initial condition, Δq (kPa)	Deviator creep stress, q (kPa)
ICU creep 1	Isotropically consolidated at $p_o = 50$ kPa	50	20	20
ICU creep 2		70	28	28
ICU creep 3		90	36	36
K_o CU creep 1	K_o consolidated at $p'_o = 50$ kPa, $q_o = 32.6$ kPa	85	1.4	34
K_o CU creep 2		95	5.4	38
K_o CU creep 3		100	7.4	40

Lagrangian and the update Lagrangian finite element as comprehensively reviewed by Wang et al. (2015), are necessary.

The configuration of the drainage canal, which is shown in Fig. 4a, is 3D because each DCM column is not continuous in the out-of-plane direction. Thus, it can be modeled as a 3D slice by planes of symmetry. Figure 11 illustrates the 3D finite element mesh, which consists of 11,380 elements and 17,544 nodes, that corresponds to the drainage canal configuration in Fig. 4a, b. At the bottom of the finite element mesh, the displacements are set to zero in three directions: x , y , and z . The vertical model boundaries parallel to the yz plane are fixed in the x direction and are free in the y and z directions. In addition, the symmetrical conditions imply that vertical model boundaries parallel to the xz plane are fixed in the y direction and are free in the x and z directions. The length and the depth of the model were 80 and 30 m, respectively, to prevent boundary effects, and the width of the model was 1.5 m due to a symmetrical condition. The circular columns were modeled as octagonal cylindrical sections with the same cross-sectional area as circular columns with a diameter of 0.6 m. The construction stages of the finite element calculation are as follows:

- Stage 0 generation of the initial stresses in the K_o condition
- Stage 1 installation of DCM columns and construction of 1.2-m-high berm
- Stage 2 excavation of -1.50 m
- Stage 3 excavation of -3.0 m and starting the measurement of lateral movement at the locations of I-1, I-2, and I-3
- Stage 4 construction of a 2.4-m-high roadway

Constitutive model and model parameters

The Mohr–Coulomb (MC) model is a simple elastic-perfectly plastic model. The DCM columns and the roadway were modeled as the MC model (Huang and Han 2009; Mun et al. 2012; Voottipruex et al. 2011a, b; Jamsawang et al. 2015). The tensile strength of the DCM columns, which were considered using the tension cutoff in the model, was 16 % of q_u (Jamsawang et al. 2010). The linear elastic-perfectly plastic Mohr–Coulomb model requires five

parameters, which are generally familiar to the majority of geotechnical engineers and can be obtained from basic tests on soil samples. These parameters and their standard units are as follows: Young's modulus (E), Poisson's ratio (ν), cohesion (c), friction angle (ϕ), and dilatancy angle (ψ). Undrained type C was employed to simulate undrained behavior of the DCM column using a total stress analysis with direct input of the undrained shear strength, i.e., setting the friction angle to zero and the cohesion to the undrained shear strength ($\phi=0$; $c=c_u$). In this study, the undrained shear strength of the DCM column is half the unconfined compressive strength of the DCM column (q_u). Stiffness is modeled using undrained Young's modulus (E_u) and undrained Poisson's ratio (ν_u). Undrained Poisson's ratio of 0.495, which is almost 0.5, is selected. The parameters of the MC model are listed in Table 2.

The soft soil creep (SSC) model was applied to model the undrained creep behavior of the very soft clay and the soft clay. The SSC model is described by Vermeer and Neher (1999). It is an elasto-viscoplastic model with strain increments or strain rates divided into elastic and viscoplastic components. The SSC model has five main parameters. The modified compression index (λ^*) and the modified swelling index (κ^*) define the loading behavior and unloading volumetric behavior, respectively. The modified creep index (μ^*) defines the time-dependent creep behavior. The cohesion (c) and the friction angle (ϕ) define the strength of a material. A relationship among the internationally recognized parameters for the 1D compression index (C_c), the swelling index (C_s), and the initial void ratio (e_o) exists. These relationships are $\lambda^* = C_c/2.3(1+e_o)$ and $\kappa^* = 2C_s/2.3(1+e_o)$. In this study, a conventional odometer test of a very soft clay specimen that was taken from the project site at a depth of -4.0 was performed to obtain the parameters C_c and C_s . The test results are presented in the form of e – $\log \sigma'_1$ curves, as shown in Fig. 12. The values of C_c and C_s were 1.76 and 0.27, respectively. Thus, the corresponding values of λ^* and κ^* were 0.18 and 0.06, respectively, using $e_o=3.25$ in the calculations. Therefore, the suitable parameters of the very soft clay used for the FEA in this study are listed in Table 3. The parameters of soft clay were obtained from previous studies in

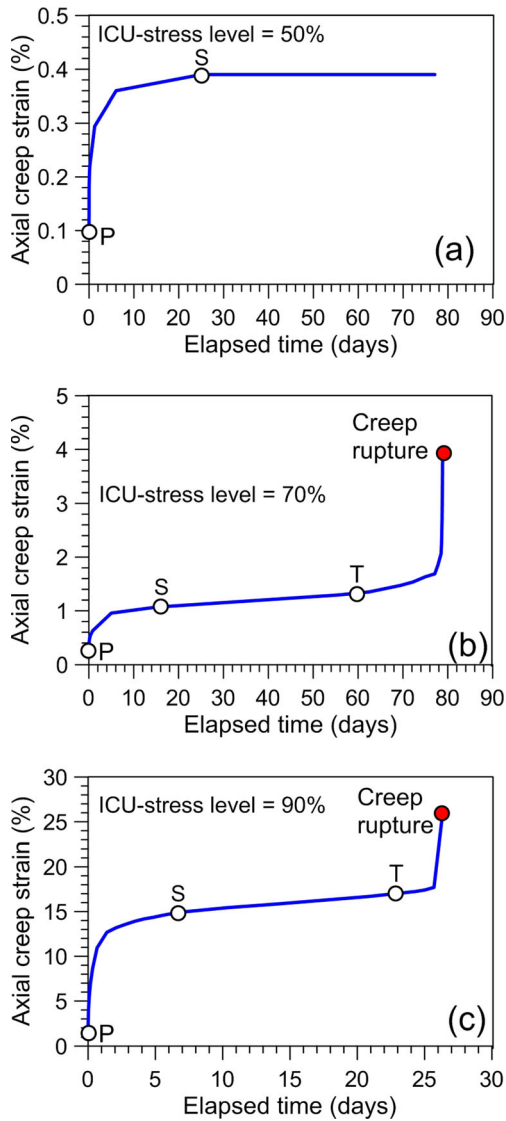


Fig. 9 Undrained creep behavior in ICU tests of very soft clay specimens at three creep stress levels: **a** 50 %, **b** 70 %, and **c** 90 % of peak strength

the vicinity of the canal project by Bergado et al. (2006) and Lin et al. (2006).

The hardening soil (HS) model is an advanced model for simulating the behavior of different types of soft soils and stiff soils (Surarak et al. 2012; Sexton and McCabe 2013; Jamsawang et al. 2015). The HS model utilizes four basic deformation parameters: the secant stiffness in standard drained triaxial tests (E_{50}^{ref}), the tangential stiffness for primary odometer loading (E_{oed}^{ref}), the unloading and reloading stiffness (E_{ur}^{ref}), and the power of the stress level dependency of the stiffness (m) and shear strength parameters according to the MCM (c and ϕ). E_{50}^{ref} and E_{oed}^{ref} are set as the same value by defaults of the PLAXIS 3D software, version 2013. The tangential stiffness and secant stiffness are set as the same value by defaults of the PLAXIS 3D software, version 2013. The HS model was applied to model the behavior of the medium stiff clay and the stiff clay in this study using the Bangkok

subsoil parameters from Rukdee Chuai et al. (2009). The parameters in the HS model are listed in Table 4.

Calibration of SSC model

The PLAXIS “soil test” facility has been employed to simulate the undrained creep behavior of the very soft clay using SSC model. First, the ICU test results for a confining stress of 50 kPa were calibrated without the creep effect (no application of creep time) using the soil parameters in Fig. 12. The calibrated results are presented in Fig. 13a–c in terms of axial stress–axial strain, excess pore water pressure–axial strain, and p – q stress path relationships. The results of numerical simulation are in agreement with the test data, which implies that the calibrated soil parameters are reasonable. A parametric study of the influence of creep time on the ICU test results is also performed.

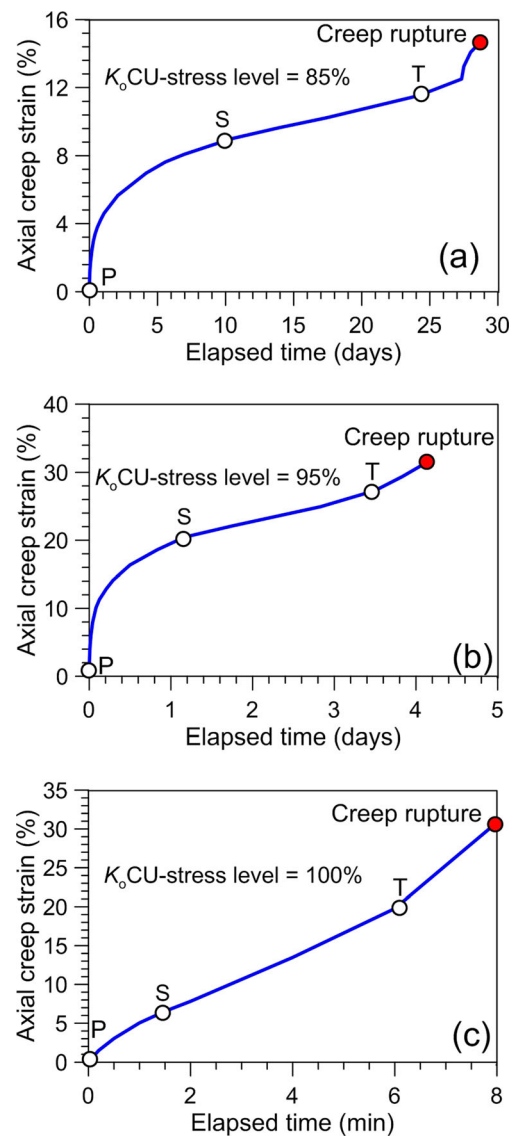


Fig. 10 Undrained creep behavior under ICU tests of very soft clay specimens at three creep stress levels: **a** 50 % **b** 70 %, and **c** 90 % of peak strength

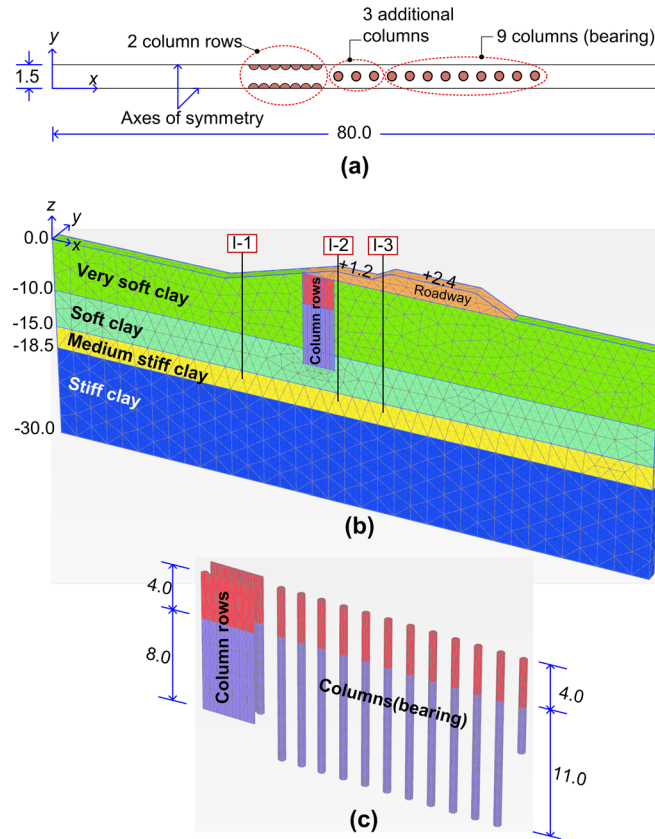


Fig. 11 a Plan view of the analysis zone, b 3D finite element mesh, and c enlargement of modeling column rows and columns in bearing zone

According to the results summarized by Mesri and Godlewski (1977), the values of μ^*/λ^* vary between 0.02 and 0.1 for different types of soils. The value of 0.088, which corresponds to the modified creep index (μ^*) of 0.016, which is a back-analyzed value for the field simulation in the “Results of finite element analysis” section, was selected to perform a parametric study. The creep time is simulated by applying prescribed displacements at different velocities. A total of 10 % axial strain is applied after 5, 15, 30, and 60 days. Figure 13a shows the influence of creep time on the stress–strain curves. The results show that both the stiffness and the peak deviator stress (strength) decreased with an increase in creep time. The reduced stiffness reflects that deformation

increases with time under a constant deviator stress. The shear strength and the stiffness are highly dependent on the creep time; the higher the creep time, the lower are the shear strength and the stiffness. At a given deviator stress, the generated pore pressure was larger for a slower creep time as a result of greater creep for a slow creep time, as shown in Fig. 13b. Figure 13c shows the corresponding p – q stress paths for Fig. 13a, b. For a slower creep time, a larger reduction in the mean effective stress due to the development of higher excess pore water pressure produces a smaller ultimate deviator stress. All the simulated results are consistent with the experimental data reported by Lefebvre and LeBouef (1987), Arulanandan et al. (1971), Leoni et al. (2008), and Wang

Table 2 Parameters of MC model

	DCM column	Roadway
Unit weight, γ (kN/m ³)	15	20
Elastic modulus, E (MPa)	750 for depth 0 to 4 m 200 for depth 4 to 15 m	7.5
Poisson's ratio, ν	0.495	0.33
Cohesion, c (MPa)	1.25 for depth 0 to 4 m 0.5 for depth 4 to 15 m	0.01
Friction angle, ϕ (°)	0	30
Material behavior	Undrained	Drained

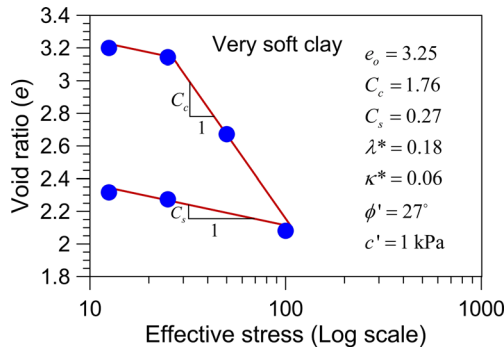


Fig. 12 Determination of soil parameters from odometer test results for a very soft clay

and Yin (2014). The SSC model appears suitable for modeling the undrained creep behavior of very soft clay.

Calculation of the factor of safety

A shear strength reduction or ϕ - c reduction method, which is an available option in the PLAXIS 3D software, version 2013, was used to compute the factor of safety of the slope. In the ϕ - c reduction approach, the strength parameters $\tan \phi$ and c of the soil are reduced until failure of the structure. The total multiplier ($\sum Msf$) defines the value of the soil strength parameters at a given stage in the analysis

$$\sum Msf = \frac{\tan \phi_{\text{input}}}{\tan \phi_{\text{reduced}}} = \frac{c_{\text{input}}}{c_{\text{reduced}}} \quad (2)$$

where the strength parameters $\tan \phi_{\text{input}}$ and c_{input} refer to the properties entered in the material sets and the strength parameters $\tan \phi_{\text{reduced}}$ and c_{reduced} refer to the reduced values in the analysis. $\sum Msf$ is set to 1.0 at the beginning of the calculation to set all material strengths to their unreduced values. The incremental Msf is employed to specify the increment of the strength of the first calculation step. The final step should yield a completely

developed failure mechanism. In this case, the factor of safety is as follows:

$$FS = \text{Value of } \sum Msf \text{ at failure} = \frac{\text{input strength}}{\text{reduced strength at failure}} \quad (3)$$

Results of finite element analysis

Verification of soil parameters

To verify that the parameters obtained from the laboratory test are suitable for simulating the field conditions, lateral movement profiles for the locations I-1, I-2, and I-3 immediately after the excavation stage were constructed with simulated data. At this stage, no creep time was applied. Thus, no creep effects from the SSC model were included in the simulated data. The results imply that the initial parameters of very soft clay obtained from the odometer test in Fig. 12 were overestimated due to the large strain effect that is frequently observed in conventional soil testing (Atkinson and Sallfors 1991). Unloading-reloading parameters are more sensitive to lateral deformation compared with loading parameters. Thus, only the reloading-unloading stiffness parameter κ^* was reduced from the initial input value of 0.06 to match the measured lateral movement profile to the simulated lateral movements. The back-calculated value for κ^* was 0.015, which yields the best fit of the lateral movement profile as shown in Fig. 14a–c (0 day after excavation), and fall within the range of κ^*/λ^* for very soft Bangkok clay reported by Bergado et al. (2006).

Back-analyzed modified creep index

Figure 14a–c shows the comparisons between the measured lateral movement profiles and the observed lateral movement profiles with time for the very soft clays at the three locations of I-1, I-2, and I-3 at the end of excavation, respectively. Due to the variations in the modified creep index μ^* in the field reported by Fatahi et al. (2013), the calibration of the field observation results and the SSC model was performed using 3D FEM models to obtain a

Table 3 Parameters of SSC model

	Very soft clay	Soft clay
Unit weight, γ (kN/m ³)	13.6	15.4
Modified compression index, λ^*	0.22	0.10
Modified swelling index, κ^*	0.015	0.02
Modified creep, μ^*	0.016	0.002
Poisson's ratio, ν	0.15	0.15
Cohesion, c (kPa)	1	2
Friction angle, ϕ (°)	27	27
Overconsolidation ratio (OCR)	1.2	1.5
Material behavior	Undrained	Undrained

Table 4 Parameters of HS model

	Medium stiff clay	Stiff clay
Unit weight, γ (kN/m ³)	16.5	19
Secant stiffness, E_{50}^{ref} (MPa)	20	60
Tangential stiffness, $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ (MPa)	20	60
Unloading and reloading stiffness, $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (MPa)	60	180
Power of the stress level dependency of the stiffness, m	1	1
Poisson's ratio, ν	0.2	0.2
Cohesion, c (kPa)	10	18
Friction angle, ϕ (°)	27	27
Over consolidation ratio (OCR)	6	10
Material behavior	Undrained	Undrained

reasonable modified creep index to simulate the undrained creep behavior of the excavated slope in very soft clay. The value of μ^* for the very soft clay was varied to match the measured lateral movement profile to the calculated lateral movements and the elapsed time, in which the failure of the canal occurred (after 25 days). The higher values of μ^* cause larger lateral movement and faster slope failure due to the undrained creep effect. The back-calculated value for μ^* was 0.016, which yielded the best fit with the lateral movement profiles and caused the soil body collapse after 25 days, and fall within the range of the μ^*/λ^* value for soft organic clays proposed by Mesri and Godlewski (1977). Figure 15a shows the deformed mesh of the modeled canal with the back-calculated μ^* value of 0.016 and the elapsed time of 25 days. The berm area settled to the very soft clay layer. The very soft clay at the base of the canal heaved, and the DCM column rows tilted and moved toward the excavated canal, which was similar to the conditions shown in Fig. 6. The plastic points in the PLAXIS 3D software, version 2013, show the stress points that are in a plastic state (failure point); they are displayed in a plot of the undeformed geometry. The plastic point indicates that the stresses lie on the surface of the failure envelope. Figure 15b shows the distribution of the failure points in the 3D mesh, which is similar to the shape of the failure zone observed in the field (Fig. 6).

Stability analysis of the case history

Figure 16 shows the potential slip surfaces for the case history. The calculation results show that the initial factor of safety for the excavated slope with the 1.2-m-high roadway was 1.710. The values of the factors of safety exceeded the minimum required value of 1.30 during construction when undrained creep behavior was not considered. After the end of excavation, undrained creep was applied with a constant rate of creep strain until failure of the canal slope. Figure 17 shows the factor of safety versus time at the end of construction. The factor of safety decreases with an increase in time, as expected. The factor of safety decreases from the initial value of 1.710 to 1.30 at 8 days, which indicates that the factor of safety is less than the minimum required value after 8 days, which

demonstrates high potential for instability. The factor of safety decreases until the value of 1.045 is attained after 24 days; after 25 days, the FEA shows the soil body collapse that corresponds to the failure pattern shown in Fig. 7. The average rate of decrease of the factor of safety in this study was defined as the difference in the factor of safety divided the elapsed time. Thus, the average rate of the factor of safety decreases for the case history from the end of excavation (0 day) to 24 days was $(1.710 - 1.045)/(24 - 0) = 0.0277/\text{day}$.

The behavior of the case history can be considered to be approximately undrained during the excavation period due to the very low permeability of the soft clay. The excess pore pressure increments are dependent on the path. The increase in the compression stress and the increase in the tension stress in the theoretical stress transfer in the undrained triaxial tests (Borges and Guerra 2014) are considered to be positive and negative, respectively. There was an increase in the theoretical stress in an undrained triaxial test with a compression stress path. In an extension stress path (as in an excavation zone), the direction of the pore pressure increments is opposite to the direction of the compression stress path. In an extension stress path, the increment of pore pressure Δu is negative (negative excess pore pressure). Because the total mean stress declines but the volume of soil does not change (undrained behavior), negative excess pore pressure is generated.

Figure 18(b) shows the results for excess pore pressure prior to excavation for the case history. Excess pore pressure is defined as the difference between the pore pressure at a particular instant and its initial hydrostatic value (Fig. 18(a)). Positive values of excess pore pressure are generated in the soft clay under the roadway due to the effect of embankment loading. Figure 18(c) shows that negative values are generated after the end of excavation on the excavation side. The highest negative value of excess pore pressure occurs below the excavation base due to the highest reduction of total mean stress in that zone. The undrained creep process begins after the end of excavation. Figure 18(d, e) shows the decrease in the negative pore water pressure at the end of excavation for 2 and 12 days, respectively, due to the effect of deviator creep. The value

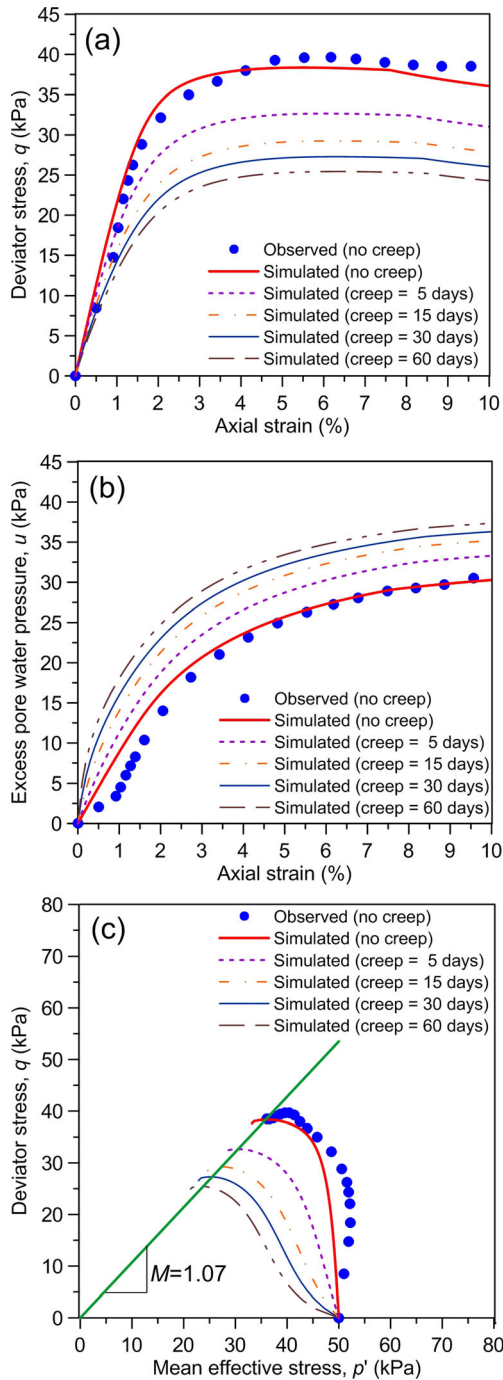


Fig. 13 Simulation of ICU test results and parametric study using the SSC model with calibrated parameters: **a** deviator–axial strain response, **b** excess pore water pressure–axial strain response, and **c** p' – q stress path

of the excess pore water pressure along the canal slope at failure approached positive values, as shown in Fig. 18(f). Undrained creep causes an increase in additional positive excess pore water pressure with time for constant deviator stress.

The mean effective stress decreases with time, which implies that the soft clay is subjected to the compression stress path and causes changes in its strength, as shown in Fig. 19. Figure 19 illustrates the stress path of point A in Fig. 18(b). The stress path began at the initial state of the soil (Fig. 18(a)) followed by

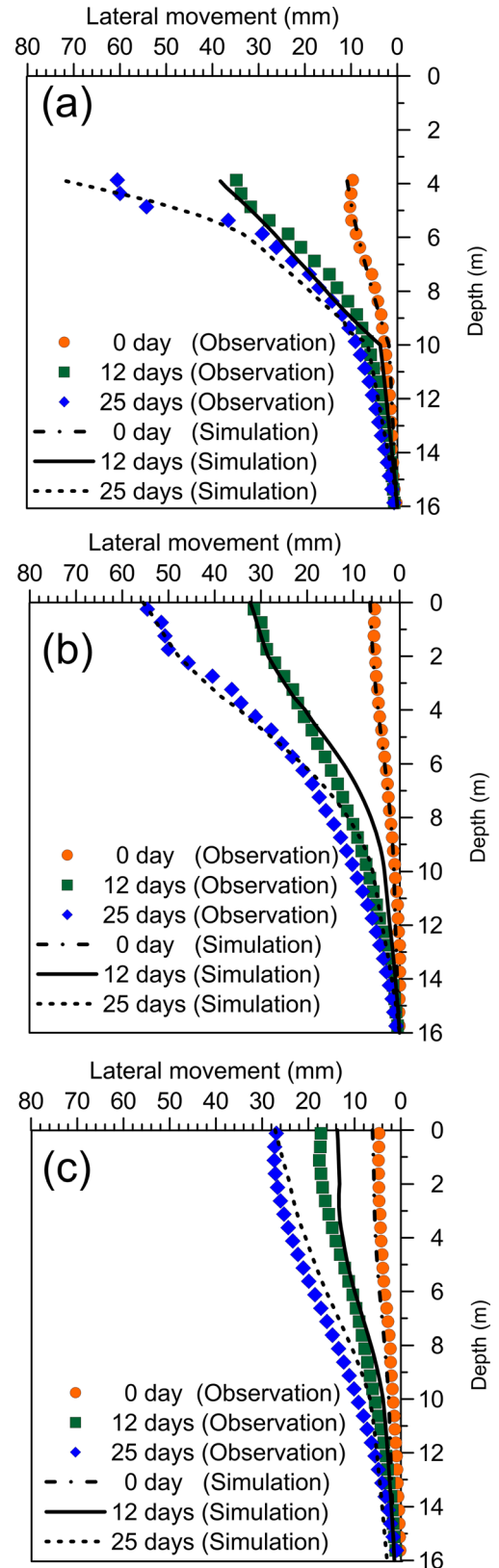


Fig. 14 Comparison between FEM results and field measurement data: **a** I-1, **b** I-2, and **c** I-3

the end of the excavation state (Fig. 18(c)). The undrained creep continued from stages 2 to 5. The stress path reached the Mohr–

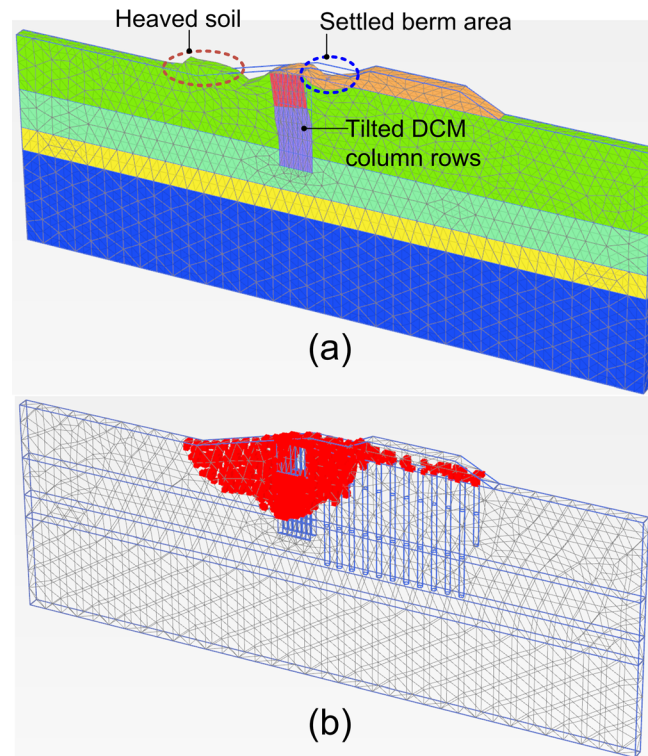


Fig. 15 a Deformed mesh and b distribution of plastic points of drainage canal in soil body collapse at 25 days

Coulomb failure line. The excess pore water pressure (Δu) developed during the undrained creep, which reduces the strength of soft clay similar to the behavior in Fig. 2b. This process causes the factor of safety, as shown in Fig. 16, to decrease with an increase in time. Thus, the results from the FEA confirm that the canal in the case history failed due to the undrained creep process.

Remedial measures

The results of the analysis in the previous section revealed that the cause of the canal slope failure was undrained creep failure caused by a delay in construction. To control the slope's instability, various stabilizing methods were introduced for a new trial section of the canal. Increasing the number of DCM column rows along the canal slope to increase the improvement area was not feasible

due to the budget limitations for this project. Thus, the construction of a stabilized berm at the toe of the canal and the objective to maintain the water at a level of +2.00 m were suggested to limit the creep stress induced by the excavation. Figure 20 shows the stabilized berm with a height of 1 m, a width of 6.1 m, and the same side slope as the excavated canal; the berm was applied in the new trial section of this project. Figure 21a shows the comparison of the factor of safety for the two sections of the canal (with and without remedial measures). The results show that the factor of safety increased from 1.735 (failure case history without a stabilized berm) to 1.887 (new trial section with a stabilized berm). The factor of safety decreased with time due to the effect of undrained creep until a factor of safety of 1.38 was attained after 8 days. Based on the case history, a factor of safety of 1.28 was attained for the unstabilized berm. The berm is useful for increasing the stability

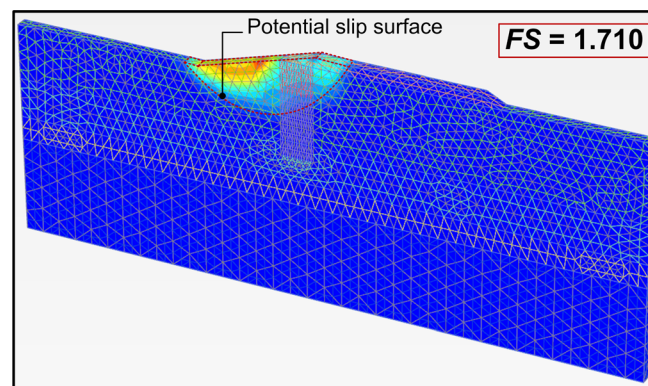


Fig. 16 Slip surface from drainage canal stability analysis immediately after excavation

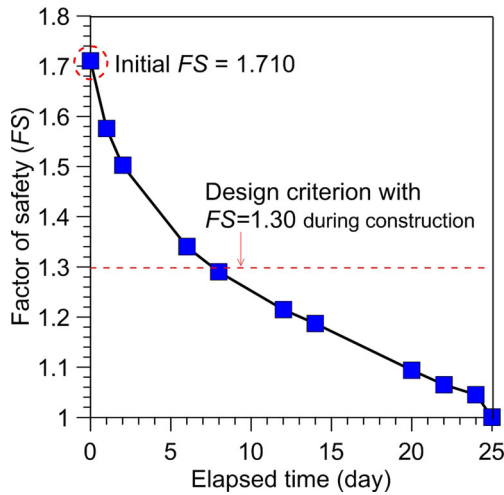


Fig. 17 Factor of safety over time for the case history

to the required value. However, water was released to a level of +2.00 m to counter the lateral movement from creep stress and to prevent instability. The water level of +2.00 m increased the factor of safety from 1.38 to 1.53. The factor of safety was 1.40 after 25 days. Thus, the time period is sufficient to safely complete the roadway construction. The decrease in the average rate of the safety factor

was calculated as 0.00765/day, which is significantly less than the rate in the case history (0.0277/day).

Verification of the adopted solution method was performed by installation of an inclinometer at location I-1, which is the same location in the field case study as shown in Fig. 4. A comparison of the lateral movement profiles with and without a berm and the corresponding water level is shown in Fig. 21b. The lateral movement was substantially less than the lateral movement in the case history. In addition, the rate of lateral movement was significantly reduced from 2 to 0.4 mm/day. Thus, this solution was applied to the entire drainage canal project. The canal has been in service at the proposed water level of +3.00 m for 5 years without any excessive lateral movement by visual observation.

Conclusions

An excavated slope in a soft clay deposit exhibits a viscous creep or undrained creep behavior, in which deformation proceeds at a constant deviator stress. Slope stabilization with DCM columns may be insufficient for preventing failure due to instability. This paper examines the failure of a large drainage canal that is constructed in very soft Bangkok clay. The lateral movements obtained from the field observations continuously increased with time and failed due to the effect of undrained creep. A laboratory investigation including ICU and K_0 CU tests of the undrained creep behavior of soft clay was conducted to assess the creep

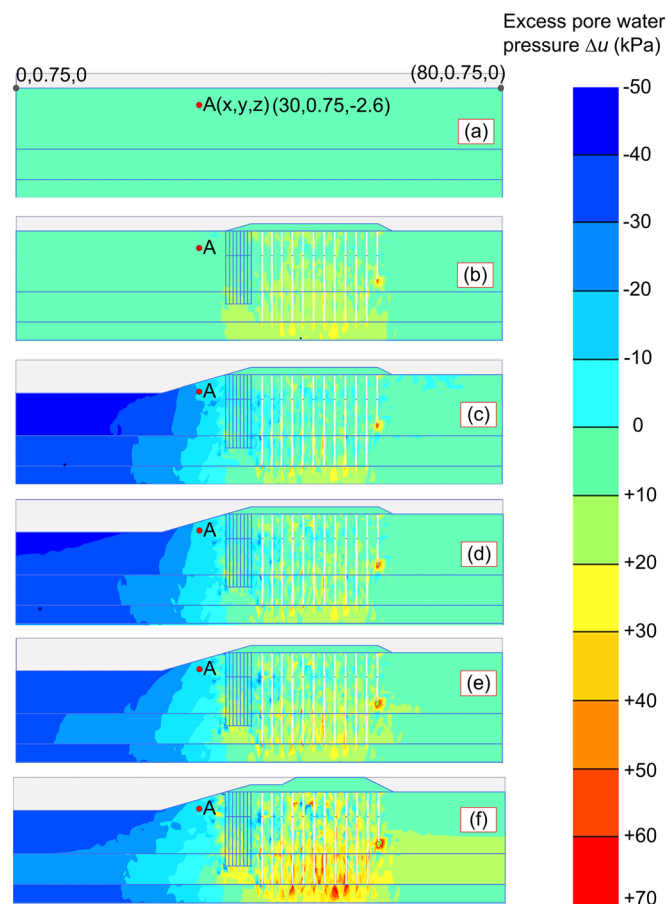


Fig. 18 Excess pore pressure in several stages: *a* initial state, *b* 1.2-m-high roadway construction, *c* at the end of excavation, *d* 2 days, *e* 12 days, and *f* 25 days after the end of excavation (canal failure)

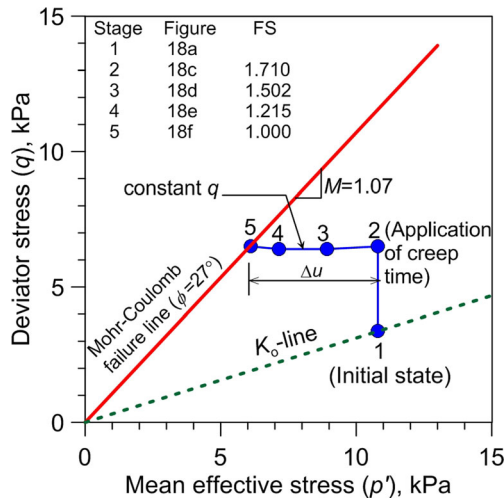


Fig. 19 Stress path of very soft clay at point A under the canal slope

behavior for various constant deviator stresses. A finite element analysis by the PLAXIS 3D software, version 2013, using the SSC model, was performed to confirm the causes of the canal failure. A solution method was introduced to stabilize a new trial section. A comparison of the section with and without remedy was also performed. Based on the results, the following conclusions are formed:

1. The very soft clay located at the excavation base (I-1) exhibits undrained creep behavior beginning with the primary, secondary, and tertiary phases, which caused failure of the canal slope with an average rate of lateral movement of 2 mm/day. The deviator stress in the field is sufficient for generating the shear mobilization of entire phases due to the low strength of the soft clay without soil stabilization by DCM columns. However, this behavior was not observed for very soft clay in zones that were stabilized with DCM columns (I-3) due to the higher strength of the composite ground. Conversely, if soil stabilization is insufficient, very soft clay in this zone will exhibit a creep behavior beginning from the primary to secondary phase and will eventually collapse without clear tertiary phases, such as the very soft clay located at I-2.
2. No creep rupture failure was observed for soft clay specimens at creep stress levels below 50 % of ultimate strength due to the low deviator stress level. This behavior is similar to the field

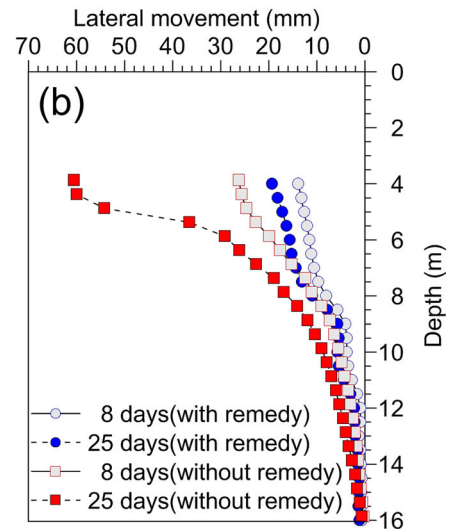
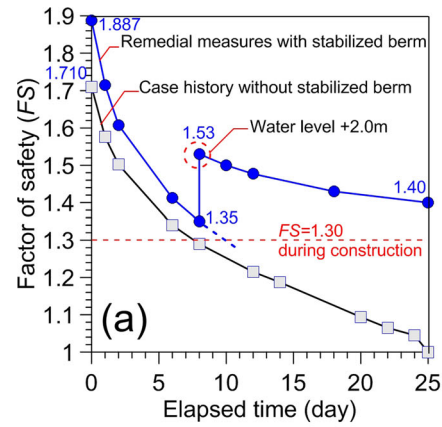


Fig. 21 Comparison of a factors of safety and b lateral movement profiles between the canals with and without remedial measures

observations of the soft clays located in the stabilized zone by the DCM columns (I-3). However, the specimens subjected to a creep stress level range of 70 to 100 % collapsed due to accelerated creep strain rate in the tertiary phases, which caused creep rupture. This process is represented by the maximum lateral movement of soft clay over time without stabilization (I-1). The undrained creep behavior observed from the

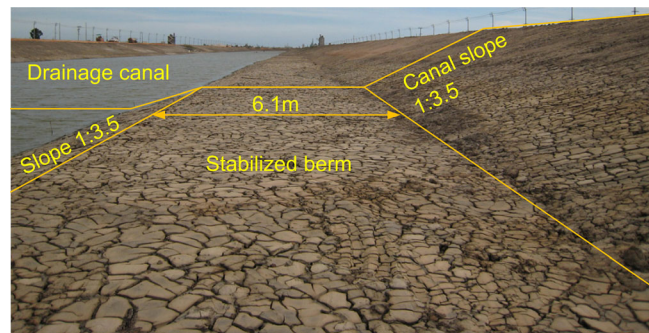


Fig. 20 The stabilized berm for a new trial section of drainage

K_0 CU test represents the field behavior for the creep deformation of very soft clay compared with the results of the ICU test because very soft clay deposits in nature have been subjected to the K_0 condition compared with isotropic compression.

3. Undrained creep reduces the shear strength of very soft clay with time, which causes a decrease in the factor of safety of the excavated slope from its initial value of 1.710 to 1.045 within 24 days after the end of excavation. The average rate of decrease of the factor of safety for the case history after the end of excavation until canal failure was 0.0277/day. The shear strength is reduced because positive excess pore water pressure increases with time.
4. A stabilized berm with a height of 1 m was selected to stabilize a new trial section of the canal to increase the factor of safety. However, 8 days after the end of excavation, the factor of safety tends to be less than the minimum required value of 1.30. Thus, water at the level of +2.0 m was maintained in the canal to counter the creep stress, which causes a higher factor of safety and less lateral movement. The average rate of decrease of the factor of safety was improved to 0.00765/day, which was less than the rate of decrease for the case history without remedial measures. The average rate of lateral movement was also stabilized to 0.4 mm/day. Therefore, the recommended solution works properly to improve both slope stability and lateral movement. The drainage canal has been in service at the proposed water level of +3.00 m for 5 years after the solution was implemented, and no appreciable lateral movement has been observed.

Acknowledgments

The writers gratefully acknowledge the financial support from the Thailand Research Fund (TRF) under TRF Research Scholar Contract No. RSA5580007 and King Mongkut's University of Technology Thonburi under a National Research University (NRU) project.

References

- Anbarasu K, Sengupta A, Gupta S (2010) Mechanism of activation of the Lanta Khola landslide in Sikkim Himalayas. *Landslides* 7(2):135–147
- Arulanandan K, Shen CK, Young RB (1971) Undrained creep behavior of a coastal organic silty clay. *Geotechnique* 21(4):359–375
- ASTM (2012) D4767-02: standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils. ASTM International, West Conshohocken
- Atkinson JH, Sallfors G (1991) Experimental determination of soil properties. *Proc 10th ECSMFE* 3:915–956
- Bergado DT, Anderson LR, Miura N, Balasubramaniam AS (1996) Soft ground improvement in lowland and other environments. American Society of Civil Engineers (ASCE) Press, New York
- Bergado DT, Balasubramaniam AS, Long PV (2006) Strength, compressibility and flow parameters for PVD improvement of soft Bangkok clay at SBIA project. *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of the Second Bangkok International (Suvannabhumi) Airport in Thailand*. Southeast Asian Geotechnical Society (SEAGS), Bangkok, Thailand, pp. 43–66
- Borges JL, Guerra GT (2014) Cylindrical excavations in clayey soils retained by jet grout walls: numerical analysis and parametric study considering the influence of consolidation. *Comput Geotech* 55:42–56
- Broms BB (1999) Keynote lecture: design of lime, lime/cement and cement columns. International Conference on Dry Mix Methods: Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Stockholm, Sweden. A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 125–153
- Campanella RG, Vaid YP (1974) Triaxial and plane strain creep rupture of an undisturbed clay. *Can Geotech J* 11(1):1–10
- Casagrande A, Wilson S (1951) Effect of rate of loading on strength of clays and shales at constant water content. *Geotechnique* 2(3):251–263
- Chang KT, Ge L, Lin HH (2015) Slope creep behavior: observations and simulations. *Environ Earth Sci* 73(1):275–287
- Desai CS, Sane S, Jensen J (2011) Constitutive modeling including creep and rate-dependent behavior and testing of glacial tills for prediction of motion of glaciers. *Int J Geomech* 11(6):465–476
- DJM (Deep Jet Mixing) Research Group (1984). The manual for the dry jet mixing method. pp. 20–31
- Faruque MO (1986) Modeling of undrained creep of normally consolidated clay. *J Eng Mech* 112(10):1007–1020
- Fatahi B, Le TM, Le MQ, Khabbaz H (2013) Soil creep effects on ground lateral deformation and pore water pressure under embankments. *Geomechanics Geoengeering: Int J* 8(2):107–124
- Holzer TL, Hoeg K, Arulanandan K (1973) Excess pore pressures during undrained clay creep. *Can Geotech J* 10(1):12–24
- Horpibulsuk S, Shibuya S, Fuenkajorn K, Katkan W (2007) Assessment of engineering properties of Bangkok clay. *Can Geotech J* 44(2):173–187
- Horpibulsuk S, Rachan R, Suddepong A, Chinkulkijniwat A (2011) Strength development in cement admixed Bangkok clay: laboratory and field investigations. *Soils Found* 51(2):239–251
- Horpibulsuk S, Rachan R, Suddepong A (2012) State of art in strength development of soil-cement columns. *Ground Improvement* 16(4):201–215
- Huang J, Han J (2009) 3D coupled mechanical and hydraulic modeling of a geosynthetic reinforced deep mixed column-supported embankment. *Geotext Geomembr* 27:272–280
- Jamsawang P, Voottipruex P, Boathong P, Mairang W, Horpibulsuk S (2015) Three-dimensional numerical investigation on lateral movement and factor of safety of slopes stabilized with deep cement mixing column rows. *Eng Geol* 188:159–167
- Jansawang P, Bergado DT, Voottipruex P (2010) Field behavior of stiffened deep cement mixing piles. *Proc Inst Civ Eng Ground Improv* 164(1):33–49
- Kourkoulis R, Gelagoti F, Anastasopoulos I, Gazetas G (2011) Slope stabilizing piles and pile-groups: parametric study and design insights. *J Geotech Geoenviron Eng ASCE* 137(7):663–667
- Kuhn MR, Mitchell JK (1993) New perspectives on soil creep. *J Geotech Eng ASCE* 119(3):507–524
- Larsson S, Malm R, Charbit B, Ansell A (2012) Finite element modelling of laterally loaded lime-cement columns using a damage plasticity model. *Comput Geotech* 44:48–57
- Lefebvre G, LeBoeuf D (1987) Rate effects and cyclic loading of sensitive clays. *J Geotech Geoenviron Eng ASCE* 113(5):467–489
- Leoni M, Karstunen M, Vermeer PA (2008) Anisotropic creep model for soft soils. *Geotechnique* 58(3):215–226
- Lin DG, Liu WT, Lin PC (2006) Numerical analyses of PVD improved ground at reference section of second Bangkok International Airport. *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of the Second Bangkok International (Suvannabhumi) Airport in Thailand*. Southeast Asian Geotechnical Society (SEAGS), Bangkok, Thailand, pp. 67–88
- Lorenzo GA, Bergado DT (2004) Fundamental parameters of cement-admixed clay-new approach. *J Geotech Geoenviron Eng ASCE* 130:1042–1050
- Mesri G, Godlewski PM (1977) Time and stress compressibility interrelationship. *J Geotech Eng Div ASCE* 103(5):417–430
- Mitchell JK, Soga K (2005) Fundamentals of soil behavior, 3rd edition. Wiley, 577 pp
- Mun B, Kim T, Moon T, Oh J (2012) SCM wall in sand: numerical simulation and design implications. *Eng Geol* 151:15–23
- Redman PG, Poulos HG (1984) Study of two field cases involving undrained creep. *J Geotech Eng ASCE* 110(9):1307–1321
- Rogers CDF, Glendinning S (1997) Improvement of clay soils in situ using lime piles in the UK. *Eng Geol* 47(3):243–257
- Rosenqvist ITH (1953) Considerations on the sensitivity of Norwegian quick clays. *Geotechnique* 3(5):195–200
- Rukdeechai T, Jongpradist P, Wonglert A, Kaewsri T (2009) Influence of soil models on numerical simulation of geotechnical works in Bangkok subsoil. *EIT Res Dev J* 20(3):17–28
- Sexton BG, McCabe BA (2013) Numerical modeling of the improvements to primary and creep settlements offered by granular columns. *Acta Geotech* 8:447–464
- Shen SL, Wang ZF, Horpibulsuk S, Kim YH (2013a) Jet grouting with a newly developed technology: the twin-jet method. *Eng Geol* 152(1):87–95
- Shen SL, Wang ZF, Sun WJ, Wang LB, Horpibulsuk S (2013b) A field trial of horizontal jet grouting using the composite-pipe method in soft deposit of Shanghai. *Tunn Undergr Space Technol* 35:142–151

- Shibuya S, Tmarakar SB, Manakul W (2003) Geotechnical hazards in Bangkok-present and future. *Lowland Technol Int* 5(1):1–13
- Surarak C, Likitlersuang S, Wanatowski D, Balasubramaniam A, Oh E, Guan H (2012) Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Soil Foundation* 52(4):682–697
- Taechakumthorn C, Rowe RK (2012) Performance of reinforced embankments on rate-sensitive soils under working conditions considering effect of reinforcement viscosity. *Int J Geomech* 12(4):381–390
- Vekli M, Aytekin M, Ikizler SB, Calik U (2012) Experimental and numerical investigation of slope stabilization by stone columns. *Nat Hazards* 64(1):797–820
- Vermeer PA, Neher HP (1999) A soft soil model that accounts for creep. In: R.B.J. Brinkgreve (ed.), *Proc. Int. Symp. Beyond 2000 in Computational Geotechnics: 10 Years of Plaxis International*: 249–261. A.A. Balkema
- Voottipruex P, Suksawat T, Bergado DT, Jamsawang P (2011a) Numerical simulations and parametric study of SDCM and DCM piles under full scale axial and lateral loads. *Comput Geotech* 38:318–329
- Voottipruex P, Bergado DT, Suksawat T, Jamsawang P, Cheang W (2011b) Behavior and simulation of deep cement mixing (DCM) and stiffened deep cement mixing (SDCM) piles under full scale loading. *Soils Found* 51(2):307–320
- Walker LK (1969) Undrained creep in a sensitive clay. *Geotechnique* 19(4):515–529
- Wang L, Yin Z (2014) Stress dilatancy of natural soft clay under an undrained creep condition. *Int J Geomech*. doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000271
- Wang L, Zhang G (2014) Centrifuge model test study on pile reinforcement behavior of cohesive soil slopes under earthquake conditions. *Landslides* 11(2):213–223
- Wang D, Bienen B, Nazem M, Tian Y, Zheng J, Pucker T, Randolph MF (2015) Large deformation finite element analyses in geotechnical engineering. *Comput Geotech* 65:104–114
- Yin JH, Zhu JG, Graham J (2002) A new elastic viscoplastic model for time-dependent behaviour of normally and overconsolidated clays: theory and verification. *Can Geotech J* 39(1):157–173
- Yu Y, Shang YQ, Sun HY, Wan EZ (2015) Displacement evolution of a creeping landslide stabilized with piles. *Nat Hazards* 75(2):1959–1976

P. Jamsawang

Department of Civil Engineering,
King Mongkut's University of Technology North Bangkok,
Bangkok, Thailand
e-mail: pitthaya_kmutnb@hotmail.com

P. Boathong

Department of Civil Technology Education,
King Mongkut's University of Technology Thonburi,
Bangkok, Thailand

W. Mairaing

Department of Civil Engineering,
Kasetsart University,
Bangkok, Thailand

P. Jongpradist

Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering,
King Mongkut's University of Technology Thonburi,
Bangkok, Thailand

ภาคผนวก ข
สำเนาต้นฉบับเสนอตีพิมพ์ในวารสารนานาชาติ 1 เรื่อง

**Physical and Numerical Investigation on the Mechanical and Failure Behaviors of
Floating Deep Cement Mixing Columns**

Anucha Wonglert, Pornkasem Jongpradist, Pitthaya Jamsawang and Stefan Larsson

A. Wonglert. Ph.D. student, Department of Civil Engineering, King Mongkut's University of
Technology Thonburi, Thailand

P. Jongpradist. Associate Professor, Department of Civil Engineering, King Mongkut's
University of Technology Thonburi, Thailand

P. Jamsawang. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, King Mongkut's
University of Technology North Bangkok, Thailand

S. Larsson. Professor, Division of Soil and Rock Mechanics, Department of Civil and
Architectural Engineering, KTH Royal Institute of Technology, Sweden

Corresponding author:

Dr. Pornkasem Jongpradist

Civil Engineering Department, Faculty of Engineering, King Mongkut's University of
Technology Thonburi, 126 Pracha Uthit, Bang Mod, Thung Khru, Bangkok Thailand 10140

Phone: 662-470-9305 Fax: 662-427-9063

Email: pornkasem.jon@kmutt.ac.th

Abstract

A series of physical and numerical model tests were conducted to investigate the behavior of floating stiffened deep cement mixing (SDCM) columns up to failure under axial loading based on the ultimate bearing capacity, settlement and failure mechanism. This research aims to clarify the impact of the length of the stiffened core and the strength of the deep cement mixing (DCM) socket on the behavior of this composite column. Full-scale load tests on a floating DCM and an SDCM column having Eucalyptus wood as a core in the thick soft clay layer area were also carried out. The results from the reduced-scale model tests reveal that the strength of the DCM socket can be reduced to a certain value by inserting a sufficiently long reinforced core to achieve the highest possible load-carrying capacity, indicating an optimum length of the stiffened core for a specific DCM socket strength. The field pile load test results confirm that core materials with a lower strength and stiffness, such as Eucalyptus wood, could potentially be used as the reinforced core. The extended numerical analysis results suggest that there are two possible modes of failure, i.e., soil failure and failure in the DCM socket at the core tip, which also depend on the length of the stiffened core and the strength of the DCM socket. The results from the numerical parametric study were used to establish a preliminary design chart for suggesting the appropriate strength of the DCM socket and the length of the core of the floating SDCM columns in a specific soil condition considering the **optimal (best)** performance. The chart includes the effect of the column length, stiffened core length and DCM socket strength.

Keyword; DCM /SDCM / Numerical Analysis / Physical Model Test/

1 Introduction

The deep mixing method has been widely used to improve the engineering properties of soft ground by injecting cement powder or slurry to bond the soil particles and form a column. Deep cement mixing (DCM) columns are widely used to support the vertical load and to reduce the settlement of earth structures acting as foundations for road embankments. For the majority of projects in the past and in current practice in many countries, designers often specify the tip of a DCM column at the depth of the firm layer (often medium clay) as the fixed column type to ensure that the settlement will be minimal. However, in areas where the soft clay layer is particularly thick, such as the southern part of Bangkok, fixed column-type DCM columns (hereafter called end bearing DCM columns) can lead to high construction costs. To reduce construction costs, the DCM columns with a certain length (not to the depth of the firm layer) or floating DCM columns have been applied in engineering practice (e.g., [Teeracharti 1998](#)). This consideration is also based on the fact that the soil stiffness increases with depth, and thus, the efficiency of the columns decreases. This floating DCM column type has also been implemented in many countries that have thick soft deposit clay layers, such as Japan (e.g., [Kitazume and Terashi 2013](#); [FNHO 2003](#); [Tsutsumi 2008](#)), Sweden (e.g., [Holm 1999](#); [Alén et al. 2005](#)) and Vietnam (e.g., [Do and Nguyen 2013](#)).

Because the strength of soil-cement is controlled by the water-cement ratio ([Miura et al. 2001](#)), a large amount of cement is required to construct DCM columns in soft ground areas in which the water content is high, particularly if the wet process with the jet grouting method is used. In current practice, the cement content is often increased as a strategy to achieve the target strength of DCM columns. However, a number of previous studies (e.g., [Uddin et al. 1997](#); [Jongpradist et al. 2011](#)) have found that when increasing the cement content up to a certain amount, the strength of cement-admixed clay does not increase linearly with the cement content. In other words, the cost efficiency in increasing the cement content to

increase the strength is rather low. One possible alternative is to partially replace the cement with lower-cost binders, such as fly ash (e.g., [Horpibulsuk et al. 2009](#); [Jongpradist et al. 2010](#)).

The vertical load distribution along a column will decrease with depth. Thus, the highest compressive stress occurs at the top part of the column, and thus, high strength is only required at the top of the column. Considering this fact, in 2004, [Dong et al. \(2004\)](#) introduced the stiffened deep cement mixing (SDCM) column in China. They inserted a small reinforced concrete pile in the center of an ordinary DCM column after finishing the DCM column construction. The results of field load tests on the ordinary DCM and SDCM columns revealed that the stiffened core could improve both the load-carrying capacity and settlement of the DCM columns under axial compression loading. Full-scale load tests of SDCM columns in the northern part of Bangkok with various core sizes and lengths performed by [Jamsawang \(2008\)](#) and the subsequent numerical investigation by [Voottipruex et al. \(2011\)](#) indicated that the ratio of the length of the core and DCM and the core size has a significant influence on the load-carrying capacity and settlement of the DCM columns. However, increasing either the length or size of the reinforced core would increase the construction cost due to the additional core material, which is often more expensive than the DCM itself. By considering the impact of the core on load-carrying capacity based on the controlled core volume, [Wonglert and Jongpradist \(2015\)](#) found that for a constant reinforced core volume, SDCM columns with a more slender core provide a higher ultimate load and less settlement. These researchers also found that the effectiveness of a reinforced core in increasing the ultimate load of the SDCM columns and the associated failure mode mainly depend on the core dimensions, core volume ratio and strength of the DCM socket. There are three possible failure modes for SDCM columns under axial loading: soil failure, column failure at the core tip and column failure in the DCM socket at the top of the column. However, the SDCM

columns considered in all previous studies (Dong et al. 2004; Jamsawang 2008; Raongjant 2013; Wang et al. 2014; Wonglert and Jongpradist 2015) are the end bearing piles (fixed column type), as schematically shown in Fig. 1, whereas no study on the floating SDCM columns has been conducted to date. Moreover, most previous studies considered only a high-strength and stiff core, such as concrete and steel. Only the study by Wonglert and Jongpradist (2015) investigated the possibility of using a less stiff material as a core. No full-scale tests have been performed to confirm that a less stiff material, such as Eucalyptus wood, can be used as a stiffened core for SDCM columns.

In this study, a series of physical model tests on scaled-down floating SDCM columns under axial loading conditions was performed to investigate the influence of the core length and DCM socket strength on the load-carrying capacity of SDCM columns. Full-scale loading tests on floating DCM and SDCM columns having a Eucalyptus wood core were conducted to confirm the effectiveness of using wood as a stiffened core for SDCM columns. The full-scale test was also used as a reference case to extend the investigation by a numerical parametric study. A preliminary design chart of an SDCM column including the influence of the DCM socket strength, stiffened core length and DCM column length is also proposed.

2 Physical model tests on scaled-down floating SDCM columns

A series of scaled-down model tests under axial loading was performed to study the influence of the reinforced core length and DCM socket strength on load-carrying capacity, settlement and failure behaviors of SDCM columns. The main test program consisted of six experiments (settings A and B, see Table 1) by varying two influencing factors, the length of the reinforced core (L_{core}) and the unconfined compressive strength of the DCM socket ($q_{u,\text{DCM}}$). L_{core} and $q_{u,\text{DCM}}$ values of 150, 350, and 500 mm and 35 and 135 kPa, respectively, were considered, as shown in Table 1. In addition to these six tests, additional tests were also

conducted to better understand the mechanism behind the obtained results (settings C and D for DCM and SDCM columns, respectively, see Table 1).

2.1 Materials and preparation

Soft clay layer

The soft clay layer in the model tests was made from remolded Bangkok soft clay taken from the Mahai Sawan Intersection located in southwestern part of Bangkok. The layer was remolded at a water content of 120% before being poured in a cuboid container and consolidated under 60 N/m^2 of surcharge load till end of consolidation. To ensure that the strength and stiffness of the prepared soft clay layer satisfied the target values, samplings of the remolded soft clay were taken at various depths and locations in the model soil for comparison with the target water content of 75% for each test. The physical properties of the soft clay layer after preparation are listed in Table 2.

Deep cement mixing columns

After completion of consolidation process of the soft clay layer, prepared clay-cement slurry was poured into drilled holes in the soft clay layer to construct the 38 mm diameter and 500 mm long DCM columns. The DCM socket strengths were designed to obtain the column failure mode by two different mixing ratios. Cement contents of 63 kg/m^3 and 190 kg/m^3 of wet soil were used in the mixing process to obtain the $q_{u,\text{DCM}}$ of 35 kPa and 135 kPa, respectively. During the installation of the DCM columns, samples of the clay-cement mixtures were collected and tested at a curing age of 30 days to reconfirm the target strengths.

Reinforced core

In case of SDCM columns, Polyaramid or Nylon cores with 10 mm in diameter was installed in the center of the DCM columns immediately after the DCM column installation. The elastic modulus of 600 MPa was obtained from unconfined compression test. The cores were attached with 1-4 strain gauges at different levels to measure the strain distribution along the column depth during performing the column load test as shown in Fig. 2.

Strain sensor

In order to observe the load transfer mechanism between the columns and the surrounding clay, two strain gages were installed on the poly urethane (PU) cylindrical bar as a strain sensor. The dimensions of PU bars are 10 mm in diameter and 25 mm long as illustrated in Fig. 3a. The elastic modulus of the PU is 20 MPa obtained from unconfined compression test. Figure 3b shows the strain sensors after preparation and before waterproofing with the silicone. The strain gages were formulated as half bridge circuit to measure the strain in the DCM column during the test. The strain sensors were installed vertically into the center of DCM column immediately after finishing the DCM column construction. They were installed in SDCM columns the cores of which are shorter than the columns (A1, A2, B1, and B2). As previously mentioned, the strain gauges were glued on the core (poly aramid bar) as shown in Fig. 3c. The positions of installation of the sensors are shown in Fig. 2.

2.2 Testing Equipment

Soil container

Figure 4b shows a soil container used to model the soil layer in the small-scale model test in this study. The container is 1,800 mm long, 800 mm high, and 400 mm wide (the out-of-plane direction). The geo-textile was overlaid over the uniform-size clean sand at the bottom of the container as the drainage area in the consolidation step of soil layer preparation. The

soil container can be moved in the longitudinal direction with the rollers for multiple loading tests in each soil preparation.

2.3 Testing procedure

Figure 5 shows the configuration of the physical model test and the test set up of the six main SDCM columns (Settings A and B). An axial compression load test following ASTM D1143-81 (quick loading) was conducted 30 days after the columns were installed. An incremental axial compression load of 15 N was applied at the column top every 5 min until failure. The axial applied load and vertical deformation data of the DCM or SDCM columns were measured by a load cell and displacement transducers and logged automatically. During the test, water was sprayed on the soil surface to prevent cracking due to the surface of the soft clay layer drying.

2.4 Results and discussion

The load-vertical displacement relation curves of the floating SDCM columns in the main settings are illustrated in Fig. 6. Three SDCM columns, A1, A2, and A3, have the same $q_{u,DCM}$ of 35 kPa with different core lengths of 0.15, 0.35, and 0.50 m, respectively. The results clearly indicate that increasing the core length leads to increases in the ultimate bearing capacity (Q_u) and reductions in the vertical deformation of the columns. A similar behavior was observed for the SDCM columns with a $q_{u,DCM}$ of 135 kPa (B1 and B2). However, insignificant improvements in both Q_u and vertical deformation of SDCM column were observed when the core length was increased from 0.35 (column B2) to 0.50 m for column B3. This implies that when the $q_{u,DCM}$ increases to 135 kPa, the reinforced core need not be longer than 0.35 m. However, for the cases with a $q_{u,DCM}$ of 35 kPa, increasing the length of the core up to the entire length of the column can enhance the performances of the column. The effect of $q_{u,DCM}$ on the load-vertical displacement relation of SDCM columns

can also be seen in this figure. A comparison between the two curves with the same L_{core} and different $q_{u,DCM}$ values (such as columns A2 and B2) reveals that SDCM columns with a higher $q_{u,DCM}$ (B2) are able to resist a larger applied load.

A previous study on field load tests of DCM columns (Petchgate et al. 2003a) and its back calculation indicated that the Q_u of a column can be determined based on the consideration of two modes of failure, the column and soil failure modes. The possible maximum Q_u of the column in each soil condition is then governed by the soil failure mode, which mainly depends on the strength of the native soil surrounding the column. Therefore, the Q_u with the soil failure mode is appropriate as a normalized parameter to compare the load-vertical displacement curves of the testing results with different strengths of native soil. Figure 7 illustrates the normalized load, Q_n (normalized Q_u)-settlement curves of DCM and SDCM columns with different strengths of native soil and the DCM socket for the various test settings in Table 1. All DCM and SDCM columns have the same dimensions (38 mm in diameter and 500 mm in length). In addition to the symbol of the test (such as A1), the numbers in parentheses indicate the core length ratio (L_{core}/L_{DCM}) and the column-to-soil strength ratio ($q_{u,DCM}/q_{u,soil}$). The relation curves show that if the column-soil strength ratio ($q_{u,DCM}/q_{u,soil}$) is larger than 27.5 (C2 (DCM), C3 (DCM), D1 (SDCM), and D2 (SDCM)), the columns should fail under the soil failure mode. For this case ($q_{u,DCM}$ is sufficiently high), inserting the core should not improve the behaviors of the column, as illustrated by the load-settlement curve of columns C3 and D1, because the ordinary DCM column is sufficiently strong and already failed with the soil failure mode. This conclusion is confirmed from the result for column D2. However, the core can assist in reducing the shortening of the column due to the higher stiffness compared to an ordinary DCM column, resulting in reduced settlement. In contrast, for SDCM columns A1, A2, and A3 and B1, B2, and B3, which have column-soil strength ratios of 4.38 and 16.88, respectively, increasing the core length results

in an increase in Q_u and a decrease in the vertical deformation of the columns. DCM column C1, the column-soil strength ratio of which (5.5) is larger than that of SDCM column A1 (4.38) with a L_{core}/L_{DCM} value of 0.3, has inferior performance (in terms of the Q_u and settlement of the column) than column A1. This result implies that, at the lower strength of the socket, insertion of stiffened core can improvement the performance of DCM column. This suggests that to achieve the optimal design, the strength of the DCM socket should be selected such that the DCM column (without a stiffened core) will fail under column failure. Then, by inserting the core, the performance of the SDCM column will be improved up to the ultimate limit state at which the column will fail under the soil failure mode depending on the required capacity and cost considerations. Because the strength of the DCM socket can be reduced, the additional cost due to the insertion of the reinforced core will be compensated for by the reduction in the amount of cement.

The axial strains along the column length that were measured from embedded strain sensors are used to calculate to axial internal force according Equation 1, as shown in Fig. 8.

$$F = \varepsilon \cdot (EA)_{socket} \quad \text{Eq. (1)}$$

where F = Internal force in the column

ε = Axial strain measured from the strain sensor

A = Cross-sectional area of the DCM socket column

E = Elastic modulus of the DCM socket column

Figure 8a illustrates the load transfer along the column depth at applied forces of 15, 30 and 60 kN for columns A1, A2 and A3, respectively. A comparison of the results indicates that the SDCM column with a longer core can transfer the applied load to a greater depth than the SDCM column with a shorter core. The difference in load transfer along the column

between the shorter and longer columns can be clearly observed with increases in the applied load. As a result, the load shared by the surrounding soil of the SDCM column with a longer core would be smaller. Thus, for the same applied load, the vertical displacement of the SDCM column with a longer core is smaller than that with a shorter core, as shown in Fig. 6. For SDCM columns with different DCM socket strengths, only a slight difference in the load distribution along the SDCM column for the same applied load and core length can be observed, as shown in Fig. 8b for columns A1 and B1. The effect of the core length is dominant.

Figure 9 presents the relationship between the core length ratio (L_{core}/L_{DCM}) and Q_u of all of the SDCM columns tested in this study. The values of Q_u at a L_{core}/L_{DCM} of zero for both $q_{u,DCM}$ values are also included in the figure. The values were calculated from the unconfined compressive strengths (q_u) of the cured cement-soil mixtures sampled during the column installation step. The relation curves clearly show that at a given L_{core}/L_{DCM} , the SDCM column with a higher $q_{u,DCM}$ can carry a higher applied load than that with a lower $q_{u,DCM}$. In the figure, Q_u increases linearly with increases in L_{core}/L_{DCM} up to unity for the SDCM columns with a $q_{u,DCM}$ of 35 kPa. In contrast, the relation curves with a $q_{u,DCM}$ of 135 kPa, exhibits as bi-linear relation. Q_u increases with increases in L_{core}/L_{DCM} until reaching a certain value at a L_{core}/L_{DCM} of approximately 0.7, after which it remains constant. Further investigation indicated that the obtained maximum Q_u can be approximately calculated from the Q_u in the case of soil failure using $q_{u,DCM}$ and the dimensions of the DCM column by α method (Petchgate, 1998). The results confirm that to maintain Q_u , the cement content in the DCM socket can be decreased by inserting a sufficiently long core. This also implies that the failure mode may change from column failure to soil failure.

In summary, the results obtained from the physical model test reveal that the strength of the DCM socket and the length of the core significantly affect the ultimate bearing

capacity and settlement of the floating SDCM columns. The maximum load-carrying capacity appears to be limited at the ultimate bearing capacity under the soil failure mode. To achieve the maximum load-carrying capacity, the strength of the DCM socket can be reduced by inserting a sufficiently long reinforced core. There appears to be an optimum length of the stiffened core for a specific DCM socket strength, except when the socket is too weak.

3 Full-scale column load test

The full-scale test is the most reliable method to confirm the behaviors and performance of any structure, especially in geotechnical engineering. In this study, full-scale column load tests have been conducted to confirm the effectiveness of inserting a reinforced core on the mechanical behaviors of a floating DCM column and to confirm that the reinforced core can be made of wood. Furthermore, the test results were used as a reference case for the numerical parametric study presented in the next section.

3.1 Test Location

The full-scale tests were performed in the area of the Chakri Naruebodindra Medical Institute Hospital construction project in Samut Prakarn province. The soil profile at the site consists of 1.0 m thick fill over a 3.0 m thick weathered crust layer. The soft clay and medium clay layers were found at depths of 4 and 15 m, respectively. Below the depth of 20 m, there is sand alternating with a stiff clay layer until the end of the boring. The ground water table was found at a depth of 1.5 m from the top of the filled layer. The physical properties and soil profile at the test site are shown in Fig. 10a.

3.2 Deep cement mixing column

The DCM and SDCM columns were constructed to perform the column load test, as shown in Fig. 10b. The 0.5 m diameter and 10 m long columns were constructed by the high-pressure grouting method using a jet pressure of 250 bars by a jet grouting machine. Cement slurry

with a water-cement ratio of 1.1 was injected into the soil by automatically controlling the flow rate to maintain a cement powder weight of 250 kg/m^3 of wet soil. To construct the SDCM column, eucalyptus wood with an average diameter of 0.15 m and length of 6.0 m was vertically inserted into the center of the DCM column immediately after the completion of the column installation process, as shown in Fig. 11a. Figure 11b illustrates the column cut-off before capping the column head with concrete. Two observed DCM columns were constructed adjacent to the test area to determine the strength of the column. The unconfined compressive strengths of the four cored samples from the observed columns are shown in Table 3. The average value of the unconfined compressive strength is 1,200 kPa.

3.3 Test procedure

The column load tests on the DCM and SDCM columns were performed following ASTM-D1143 standard by the quick loading method. An incremental axial compression load of 10 kN was applied at the top of the column head through a concrete column cap with a 0.7 m diameter every 10 min until failure. During the tests, the axial applied load and settlement data of the DCM or SDCM columns were measured by a load cell and displacement transducer, respectively, and recorded by an automatic data logger.

3.4 Test results

Figure 12 shows the load vertical displacement curves of the DCM and SDCM columns from the field column load tests. The settlements for both columns increase linearly with increasing applied load up to loads of approximately 150 and 200 kN for the DCM and SDCM columns, respectively. Then, the settlement increases rapidly until failure. The SDCM column can carry approximately 25% more load than the DCM column. At the same load, the SDCM column settles less than the DCM column. The results show that the performance of DCM column in terms of both the ultimate bearing capacity and settlement behavior can be

improved by inserting eucalyptus wood as a core. These improvements in the SDCM column correspond well with the results from the physical model test in the previous section. The eucalyptus can potentially be utilized as a stiffened core. This provides an alternative of using less expensive and more sustainable material in the construction of SDCM columns.

4 Finite Element Analysis

An extended study by finite element analysis (FEA) under the two-dimensional axisymmetric condition was conducted to further investigate the behavior of SDCM columns from physical model and full-scale tests. The conditions of the full-scale tests from the previous section were used as a reference case to perform the sensitivity analysis. A parametric study of the SDCM columns under axial loading by varying the strength and length of the DCM socket column and the length of the stiffened core was carried out. Before performing the numerical parametric study, verification was conducted by comparing with the results from the full-scale load tests. The finite element program PLAXIS 2D Version 8.2 (Brinkgreve 2008) was used to analyze the DCM and SDCM columns during axial loading under the undrained condition in this study.

4.1 Analysis and initial conditions

A fifteen-node triangle element was used to model the DCM columns, stiffened core and soil. Figure 13 shows the finite element mesh used for all cases in this study. All vertical sides were supported by a roller, which restricted the displacement in the horizontal direction. A pin support was applied to the base of the model. The in situ stress is generated by the given unit weight of soil and the coefficient of earth pressure at rest, K_0 , for all soil layers. The hydrostatic pore water pressure is in equilibrium with the water table at 1.5 m below the ground surface.

The load applied to the top of the wish-in-place DCM or SDCM columns in each analysis was gradually increased following ASTM D-1143, as performed in the field test after establishing the initial stress state. The column settlement at the column top and axial stress along the column length of the DCM and SDCM columns were monitored for each applied interval load until the end of the analysis. The method by Marzukovic (1972) was used to determine the ultimate column capacity from the load-settlement curve of both the DCM and SDCM columns

4.2 Material models and model parameters

The clay was modeled using the hardening soil model (HS) considering the elasto-plastics with stress-dependent stiffness and shear dilatancy properties (Schanz et al. 1999). The model parameters were obtained from calibrating the oedometer test results. The cement-mixed soil is assumed to behave as an elastic–perfectly plastic material following the Mohr-Coulomb (MC) model. A linear elastic (LE) material model was used to model the core and concrete column cap. The values of the material parameters used in the numerical analysis are summarized in Table 4.

4.3 Sensitivity analysis

To obtain a better understanding of the behavior of SDCM columns beyond what can be obtained from the physical model and full-scale tests, a numerical sensitivity analysis was used to analyze their behavior in this section. The factors that are believed to affect the ultimate bearing capacity of the SDCM columns are varied in the numerical sensitivity analysis. These factors include the length (L_{DCM}) and strength ($q_{u,DCM}$) of the DCM socket and the length of the stiffened core (L_{core}). Eucalyptus wood is used as the core material in all sensitivity analysis cases. The following ranges of factors are considered in the numerical sensitivity: $q_{u,DCM}$ values of 125, 250, 500, 1,000, or 1,500 kPa; L_{core} values of 2,4,6,8,10, or

12 m; and L_{DCM} values of 6,10, or 12 m. The relation $E_{50}=150q_{u,DCM}$ obtained from the average testing results of the field specimens, which corresponds to previous studies (Petchgate et al. 2003b; Lorenzo and Bergado 2006), was used to assume the elastic modulus of the DCM column in the analyses, as shown in Table 4. To confirm the analysis conditions and material parameters before performing the numerical sensitivity analysis, the analysis method was validated. In Fig. 12, the relation curves between the load and settlement of both the DCM and SDCM columns from the FEM simulation are also included. The comparison with the field test results indicates that the analysis method employed can be used in further investigations with confidence.

4.4 Influence of L_{core} on Q_u

In this section, the influence of the length of the reinforced core on the ultimate bearing capacity of the SDCM column is presented. Figure 14 illustrates the plots of L_{core} versus Q_u of the SDCM columns with different values of L_{DCM} and $q_{u,DCM}$. The values of the ultimate capacity for the soil failure mode, $Q_{u,sf}$, for different column lengths are also included in the figure as horizontal dotted lines. In Fig. 14a, for low values of $q_{u,DCM}$ (125 kPa), the Q_u for all columns (L_{DCM} of 6, 10, and 12 m) increase linearly with increasing of L_{core} up to a L_{core}/L_{DCM} of 1. The Q_u values of all columns are still lower than their $Q_{u,sf}$. When the $q_{u,DCM}$ increases to 250 kPa, as illustrated in Fig. 14b, the SDCM columns with a L_{DCM} of 6 m reaches its $Q_{u,sf}$ (145 kN) with an L_{core} of approximately 4 m, whereas the other columns (lengths of 10 and 12 m) do not reach their $Q_{u,sf}$ (280 and 350 kN, respectively). The Q_u of these columns (10 and 12 m) increase proportionally with increases in L_{core} . With a $q_{u,DCM}$ of 500 kPa, as illustrated in Fig. 14c, the Q_u of all SDCM columns reaches their $Q_{u,sf}$ with different L_{core} values of 2, 8, and 12 m for L_{DCM} values of 6, 10, and 12 m, respectively. This indicates that increases in L_{core} leads to increases in Q_u until $Q_{u,sf}$ is reached. Once $Q_{u,sf}$ is reached, increasing L_{core} has no impact on Q_u . This conclusion is also confirmed from the results shown in Figs. 14d and

14e for $q_{u,DCM}$ values of 1,000 and 1,500 kPa, respectively. Furthermore, the L_{core} needed to reach the $Q_{u,sf}$ decreases with increasing $q_{u,DCM}$. With sufficient $q_{u,DCM}$, inserting the core has no impact on the load-carrying capacity of the columns. This implies that $q_{u,DCM}$ can be decreased by inserting the core instead. Moreover, with the same $q_{u,DCM}$, the longer columns (higher L_{DCM}) require a longer core to reach $Q_{u,sf}$.

4.5 Influence of $q_{u,DCM}$ on Q_u

To further illustrate the influence of $q_{u,DCM}$ on Q_u , the Q_u of the SDCM columns vs. the core length ratio (L_{core}/L_{DCM}) is plotted for various $q_{u,DCM}$ values using the same data set as in Fig. 14. Each sub-figure illustrates the results for different values of L_{DCM} . In the same manner as previously described, with a sufficient DCM socket strength, the Q_u increases linearly with increasing L_{core}/L_{DCM} before remaining constant after achieving $Q_{u,sf}$ at the optimum L_{core} . For example, the optimum core lengths of the 6 m-long column are approximately 2.1 ($L_{core}/L_{DCM}=0.35$) and 4.9 ($L_{core}/L_{DCM}=0.82$) m for $q_{u,DCM}$ values of 500 and 250 kPa, respectively, as shown in Fig. 15a. This can also be seen for the column lengths of 10 and 12 m in Figs. 15b and 15c. This implies that the optimum L_{core} depends on $q_{u,DCM}$ and L_{DCM} . In contrast to the high-strength DCM socket, there is no optimum L_{core} for the SDCM column with the low-strength DCM socket ($q_{u,DCM}=125$ kPa). When $q_{u,DCM}$ is insufficient, for example, $q_{u,DCM} = 125$ kPa, inserting the stiffened core can improve Q_u from $L_{core}/L_{DCM}=0$ up to 1.0. With this DCM socket strength, the Q_u cannot reach $Q_{u,sf}$. To maintain the highest possible Q_u of the SDCM, the minimum required $q_{u,DCM}$ can be obtained at the optimum L_{core}/L_{DCM} of 1. From the analysis data available in this work, the minimum $q_{u,DCM}$ for the 6, 10, and 12 m-long DCM columns are in the ranges of 125-250, 250-500, and approximately 500 kPa, respectively. The minimum $q_{u,DCM}$ increases with increasing L_{DCM} . The minimum $q_{u,DCM}$ should also depend on the strength of the untreated soil, column dimension (length, diameter), and diameter of the reinforced core.

4.6 Failure modes of the SDCM columns

Because the core material is considerably stiffer than the DCM socket, it is difficult for the SDCM column to fail under the core failure mode. Then, the failure mode of the SDCM column can be either soil or column failure. Using the elasto-plastic soil model, the failure zone can be traced according to the Mohr-Coulomb failure criteria. Figure 16 presents the evolution of the failure zones through the Mohr-Coulomb plastic points (MCP) at 25%, 50%, 75% and 100% of Q_u . For the column failure mode (Figs. 16a and 16b), when the load is first applied ($0.25Q_u$), the MCPs develop in the DCM socket at the core tip. As the load increases to $0.5Q_u$, the soil surrounding the top part of the column mobilizes a new failure zone together with the progression of the failure zone at the core tip. The column eventually fails when the failure zone at the core tip increases in size over the cross-section of the column at 100% Q_u (230 kN). These two SDCM columns have the same failure mechanism even though they have different L_{core} and $q_{u,DCM}$. When L_{core} increases from 2 to 6 m ($q_{u,DCM}=1,000$ kPa), as shown in Figs. 16b and 16c, the failure mode changes from column to soil failure. There are only a few MCPs at the core tip at the beginning until the ultimate load is reached. The MCPs in the surrounding soil gradually increase from the top to the tip of the column with increases in the applied load until the ultimate load (280 kN). The results indicate that L_{core}/L_{DCM} and $q_{u,DCM}$ have a significant impact on the failure mechanism of the floating SDCM columns.

Unlike end-bearing SDCM columns, for which three failure modes are possible (Wonglert and Jongpradist 2015), this study reveals that only two possible failure modes can occur for floating SDCM columns, namely, column failure at the core tip and soil failure.

4.7 Development of the preliminary design chart for floating SDCM columns

The characteristic chart for the preliminary design of a floating DCM and SDCM column can be obtained by plotting the value of L_{core}/L_{DCM} that can reach $Q_{u,sf}$ together with $q_{u,DCM}$ and L_{DCM} , as illustrated in Fig. 17. The effects of L_{core}/L_{DCM} , L_{DCM} , and $q_{u,DCM}$ are considered in this chart. The chart is developed to determine the $Q_{u,sf}$ of a floating DCM and SDCM column. The L_{DCM} is obtained by selecting the required Q_u . Once $q_{u,DCM}$ is selected, the L_{core}/L_{DCM} needed to achieve the required Q_u is earned. This chart can also be used to design the floating DCM column by choosing $L_{core}/L_{DCM}=0$. This chart can be used to design floating DCM and SDCM columns with lengths from 6 to 12 m with a diameter of 0.5 m, as considered in the analysis. It is also proposed for the soil condition considered in this study (reference case in this study). However, the concept of the development of this chart can be applied to other areas and conditions. Moreover, the settlement criterion has not been considered in the development of this chart. Nonetheless, the results from this study suggested that for the same Q_u , the settlement of the SDCM column is smaller than that of the DCM column.

5. Conclusion

Series of physical model tests were performed on scaled-down floating SDCM columns under axial loading to investigate the influence of the stiffened core length and DCM socket strength on the column bearing capacity. Full-scale column load tests were also carried out to confirm the effectiveness of the stiffened core on the behaviors of the floating columns and the potential of using wood as a core. Finally, the numerical analyses were employed to further investigate the parameters influencing the behaviors of floating SDCM columns. The effect of stiffened core length, DCM socket strength, and DCM socket length were considered in the analyses. The ultimate bearing capacity and column settlement were used to indicate the column performance. The conclusions of this study can be summarized as follows:

- 1) The results from small-scale tests under a normal gravity load and from the numerical simulations are in good agreement; both suggest that the DCM socket strength and stiffened core length significantly influence the ultimate bearing capacity and settlement behaviors of the SDCM columns. Increasing the strength of the DCM socket and core length lead to increases in the ultimate bearing capacity and reductions in the column settlement. The SDCM column with a lower-strength DCM socket can perform better than the DCM column.
- 2) There is a minimum $q_{u,DCM}$ for each dimension of the SDCM column to achieve the **optimal (best)** performance. At this DCM socket strength, insertion of a core along the column length ($L_{core}/L_{DCM}=1$) can cause the soil failure mode to occur. Beyond this minimum $q_{u,DCM}$, the required length of the stiffened core decreases with increasing $q_{u,DCM}$ to achieve the soil failure mode. In contrast, when the $q_{u,DCM}$ is lower than the minimum $q_{u,DCM}$, increasing L_{core} up to the column length ($L_{core}/L_{DCM}=1$) does not cause the soil failure mode to occur. The minimum $q_{u,DCM}$ increases with increases in the column length.
- 3) There are two possible failure modes for floating SDCM columns (unlike the end-bearing SDCM columns, for which three failure modes are possible), soil failure and column failure in the DCM socket at the core tip.
- 4) The field test results demonstrate the potential of eucalyptus wood for use as a stiffened core. For the reference case in this study, the ultimate bearing capacity of the SDCM column with a eucalyptus wood core is approximately 25% higher than that of the original DCM column.
- 5) Under the soil conditions and column lengths considered, a chart is developed to guide the preliminary design of DCM and SDCM columns to achieve the highest performance under the soil failure mode. The design chart was developed based on the numerical data in this study. It considers the influence of pile length, core length, and DCM socket strength. The

proposed chart was created for the specific area, and the settlement criterion is not considered. However, the concept of the chart development can be applied to other areas.

Acknowledgements

This research was financial supported by Thailand Research Fund (TRF) and King Mongkut's University of Technology Thonburi (KMUTT) through the Royal Golden Jubilee Ph.D. program, under contact grant PHD/0001/2554 and TRF Research Scholar Contract No. RSA5580007.

References

- Brinkgreve, R.B.J., Broere, W., and Waterman, D. 2008. PLAXIS 2D - Materials Model Manual, The Netherlands.
- Do, H. D., and Nguyen, M. H. 2013. High-rise building foundation on floating soil-cement columns, Proc. of 5th Int. Young Geot. Eng. Conf, pp. 81-84. doi:10.3233/978-1-61499-297-4-81.
- Dong, P., Qin, R., and Chen, Z. 2004. Bearing capacity and settlement of concrete-cored DCM pile in soft ground. Geotechnical and Geological Engineering, 22(1): 105-119. doi: 10.1023/B:GEGE.0000013994.73567.cc.
- Horpibulsuk, S., Rachan, R., and Raksachon, Y. 2009, Role of fly ash on strength and microstructure development in blended cement stabilized silty clay. Soils and Foundations, 49(1): 85-98. doi:10.3208/sandf.49.85.
- Jamsawang, P. 2008. Full scale tests on stiffened deep cement mixing (SDCM) pile including 3d finite element simulation, D. Eng. Diss No GE-08-01, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
- Jongpradist, P., Jumlongrach, N., Youwai, S., and Chucheeepsakul, S. 2010. Influence of Fly Ash on Unconfined Compressive Strength of Cement-Admixed Clay at High Water Content. Journal of Materials in Civil Engineering, 22 (1): 49-58. doi:10.1061/(ASCE)0899-1561(2010)22:1(49).
- Jongpardist, P., Youwai S, and Jaturapitukkul C. 2011. Effective Void Ratio for Assessing the Mechanical Properties of Cement-Clay Admixtures at High Water Content. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 137(6): 621–627. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000462.
- Jongpradist, P., Kaewsri, T., Sawatparnich, A. Suwansawat, S., Youwai, S., Kongkitkul, W., and Sunitsakul, J. 2013. Development of tunneling influence zones for adjacent pile foundations by numerical analyses. Tunnelling and Underground Space Technology, 34: 96-109. doi:10.1016/j.tust.2012.11.005.
- Fukuoka National Highway Office (FNHO). 2003. Report on the field monitoring of test embankments at Shaowa-Biraki. Road No. 208, Fukuoka, Part-1, Kyushu Regional Development Bureau, Minister of Land, Infrastructure, Transport and Tourism. (in Japanese)
- Miura, N., Horpibulsuk, S., and Nagaraj, T. S. 2001. Engineering behavior of cement stabilized clay at high water content. Soils and Foundations, 41(5): 33–45. doi:10.3208/sandf.41.5_33
- Mazurkiewicz, B.K. 1972. Test loading of piles according to Polish Regulations. Preliminary Report No. 35, Commission on Pile Research, Royal Swedish Academy of Engineering Services, Stockholm.
- Holm, G. 1999. Keynote lecture: Applications of dry deep mixing methods for deep soil stabilization. Proc. Int. Conf. on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Stockholm, pp. 3-13.

Alén, C., Baker, S., Bengtsson, P.E., and Sällfors, G., 2005. Lime/Cement Column Stabilised Soil - A New Model for settlement calculation. Proc. of the Int. Conf. on Deep Mixing, Stockholm, 1, pp. 205-212.

Petchgate, K., Jongpradist, P., and Samanrattanasatien, P. 2003a. Lateral movement behavior of cement column retaining wall during construction of a reservoir. Proc., Int. Symp. on Soil/Ground Improvement and Geosynthetics in Waste Containment and Erosion Control Applications, Asian Center for Soil Improvement and Geosynthetics, Prathumtani, pp. 195–205.

Petchgate, K., Jongpradist, P., and Panmanajareonphol, S. 2003b. Field pile load test of soil-cement column in soft clay. Proc. Int. Symp. 2003 on Soil/Ground Improvement and Geosynthetics in Waste Containment and Erosion Control Applications, AIT, Thailand, pp. 175-184.

Raongjant, W., and Meng, J. 2013. Field testing of stiffened deep cement mixing piles under lateral cyclic loading. Earthquake engineering and engineering vibration, 12(2): 261-265. doi:10.1007/s11803-013-0169-x.

Schanz, T., Vermeer, P.A., and Bonnire, P.G. 1999. The hardening soil model: formulation and verification, Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Rotterdam: Balkema

Lorenzo, G.A., and Bergado, D.T. 2006. Fundamental characteristics of cement-admixed clay in deep mixing. Journal of Materials in Civil Engineering, 18(2): 161-174. doi: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2006)18:2(161).

Tsutsumi T. 2008. Consolidation behavior of floating column improved soft clayey ground. Dissertation for Master Degree, Department of Civil Engineering, Saga University, Saga, Japan. (in Japanese)

Teeracharti, R. 1998. Design and construction of cement column embankment on the Bang Na-Bang Pakong High way. 2nd Seminar of Japan-Thailand joint study project of soft clay foundation, Bangkok.

Voottipruex, P., Suksawat, T., Bergado, D.T., and Jamsawang, P. 2011. Numerical simulations and parametric study of SDCM and DCM piles under full scale axial and lateral loads. Computers and Geotechnics, 38: 318–329. doi:10.1016/j.compgeo.2010.11.006.

Uddin, K., Balasubramianiam, A. S., and Bergado, D. T. 1997. Engineering behavior of cement-treated Bangkok soft clay. Geotech. Eng., 28(1), 89–119.

Wonglert, A., and Jongpradist, P. 2015. Impact of reinforced core on performance and failure behavior of stiffened deep cement mixing piles. Computers and Geotechnics, 69: 93-104. doi:10.1016/j.compgeo.2015.05.003.

Petchgate, K. 1998. Deep soil stabilization technique for soft clay in Thailand. Academic seminar on Ground Improvement '98. King Mongkut's University of Technology Thonburi, 236–56 [In Thai].

Wang, C., Xu, Y.F., and Dong, P. 2014. Working characteristics of concrete-cored deep cement mixing piles under embankments. Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics & Engineering), 15(6): 419-431. doi:10.1631/jzus.A1400009.

Table 1 Testing program and detailed of SDCM and DCM piles in the physical model tests

Type	No	q_u (kPa)		$q_{u,DCM}/$ $q_{u,soil}$	L_{core} (mm)	Q_u (N)			
		soil	DCM			Testing result	Calculation		
							Pile failure	Soil failure	
Main Setting	SDCM	A1	8	35	4.38	150	57	45	350
		A2	8	35	4.38	350	97.7	45	350
		A3	8	35	4.38	500	131	45	350
	SDCM	B1	8	135	16.88	150	210	170	350
		B2	8	135	16.88	350	293	170	350
		B3	8	135	16.88	500	295	170	350
Supplement Setting	DCM	C1	10	55	5.5	-	75	70	370
		C2	10	275	27.5	-	350	350	370
		C3	10	280	28	-	364	360	370
	SDCM	D1	10	280	28	150	375	350	370
		D2	10	450	45	150	374	560	370

Table 2 Physical properties of soft clay layer.

Properties	Value
Liquid limit, LL (%)	103
Plastic limit, PL (%)	43
Plastic index, PI (%)	60
Natural water content, w_u (%)	72
Undrained shear strength, s_u (kPa)	8
Elastic modulus, E_u (kPa)	300
Total unit weight (kN/m ³)	14
Specific gravity	2.68

Table 3 Unconfined compression test results of the observed piles in the field tests

Pile No.	Depth (m)	q_u (kPa)	E_{50} (kPa)
1	0.0-5.0	1410	215,000
	6.0-10.0	1330	221,000
2	0.0-5.0	961	140,000
	6.0-10.0	1136	170,000

Table 4 Material parameters used in finite element analyses

Material	Model	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ' (°)	E_{50}^{ref}, E' (kPa)	E_{out}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)	ν	m	R_{inter}	OCR
Filled	HSS (U)	15	1	27	0	10,000	10000	30000	0.3	1	1	3
Weathered crust	HSS (U)	15	1	25	0	6,500	6500	25000	0.3	1	1	2
Soft clay	HSS (U)	14	1	23	0	3,200	3200	20000	0.3	1	1	1.5
Medium clay	HSS (U)	15	1	26	0	9,000	9000	30000	0.3	1	1	1
DCM pile												
q_u =125 kPa	MC(U)	14	60	30	0	16,800	-	-	0.3	-	0.4	-
q_u =250 kPa	MC(U)	14	120	30	0	33,500	-	-	0.3	-	0.4	-
q_u =500 kPa	MC(U)	14	240	30	0	67,000	-	-	0.3	-	0.4	-
q_u =1000 kPa*	MC(U)	14	480	30	0	134,000	-	-	0.3	-	0.4	-
q_u =1500 kPa	MC(U)	14	700	30	0	200900	-	-	0.3	-	0.4	-
Wood	LE(U)	15	-	-	-	1.5x10 ⁶	-	-	0.2	-	1	-
Concrete	LE(U)	23	-	-	-	2x10 ⁸	-	-	0.2	-	1	-

Remark: HSS = Hardening Soil Model, MC = Mohr-Coulomb Model, LE = Linear-Elastic Model, p_{ref} for HSS = 100 kPa, U = Undrained, * Parameter set of full scale test

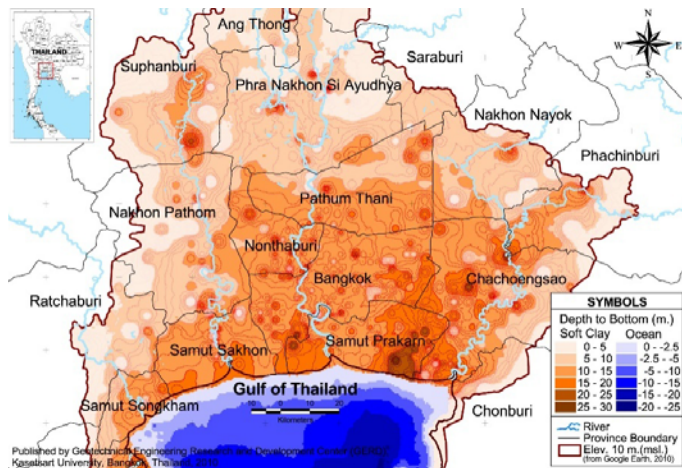


Figure 1 Map of thickness of soft clay in central plain of Thailand (GERD)

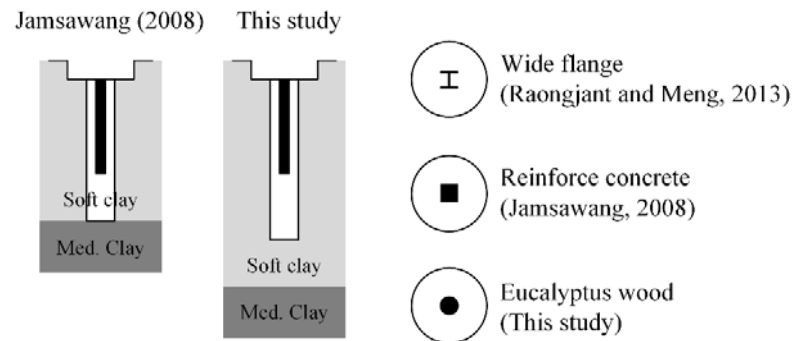


Figure 2 Schematic of SDCM piles considered in this study (floating type) compared to previous studies

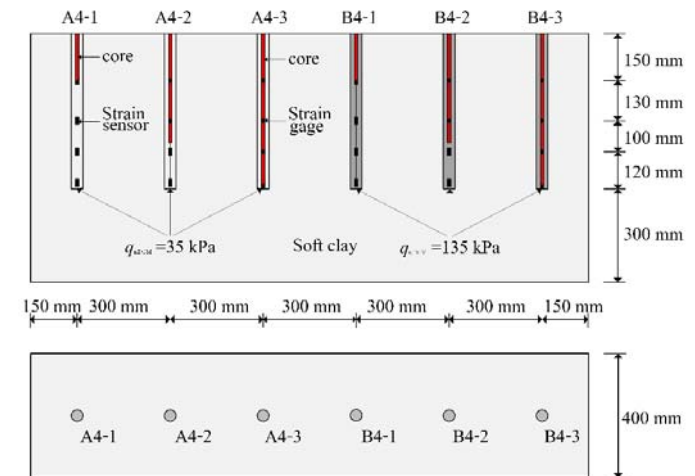


Figure 3 Installation layout of SDCM piles in the scaled down model tests

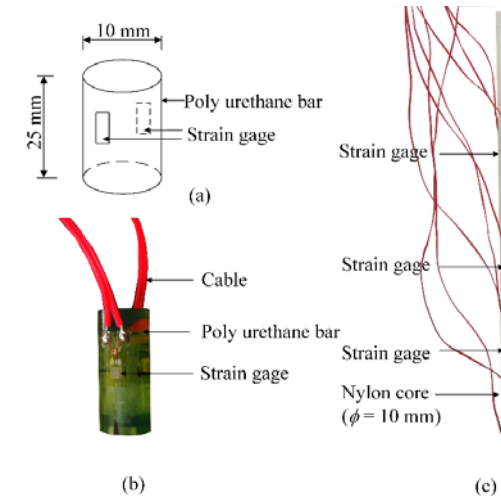


Figure 4 Setting of strain sensors: (a) schematic of strain sensor, (b) photo of strain sensor, and (c) photo of strain gage installation on stiffened core

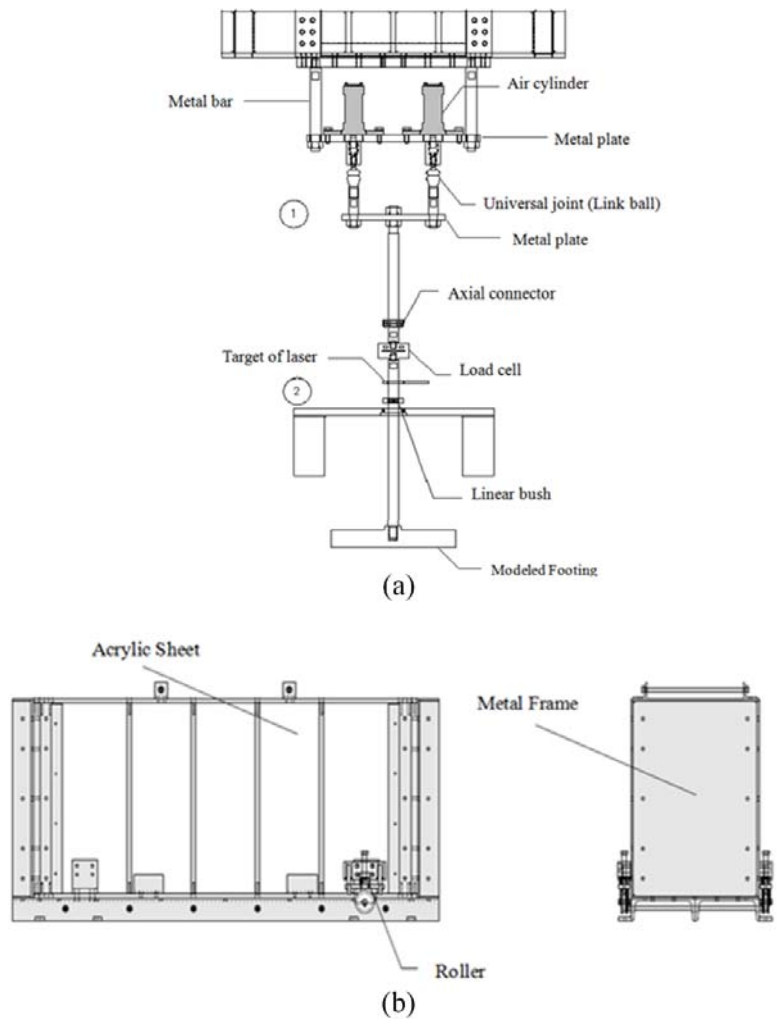


Figure 5 Details of the testing apparatuses in this study: (a) Loading frame and (b) Soil container

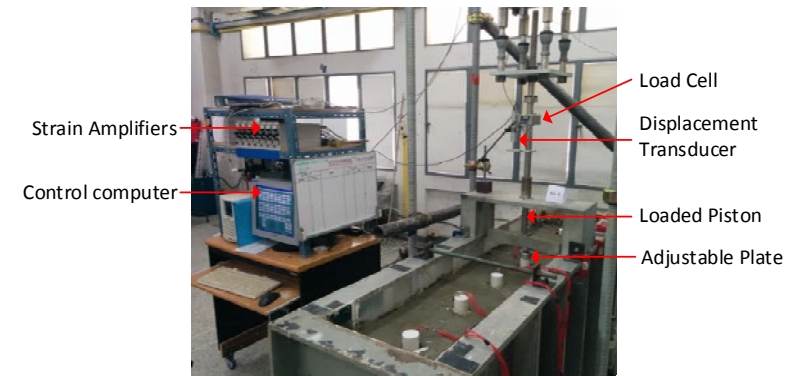


Figure 6 Test setup during performing pile load test

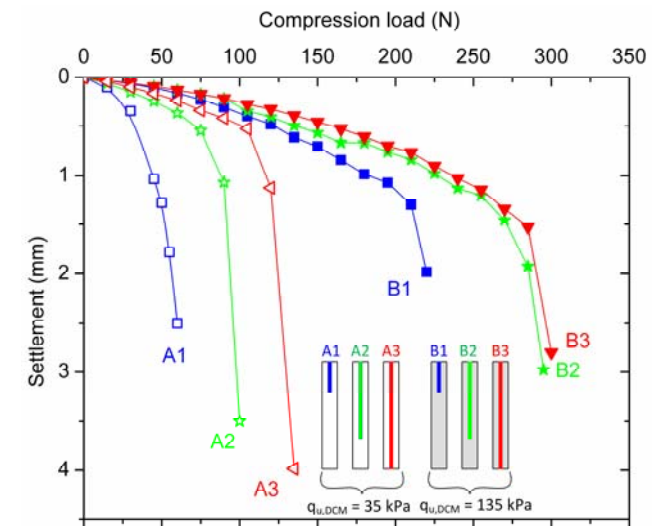


Figure 7 Load-Settlement relation curves of SDCM piles with different strengths of socket pile and reinforced core lengths

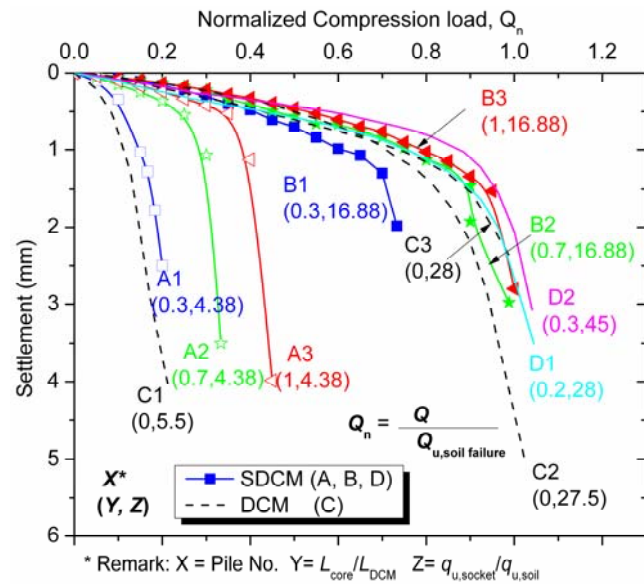


Figure 8 Normalized of Load-Settlement relation curves of SDCM and DCM piles with different strengths of socket pile and soil and reinforced core lengths

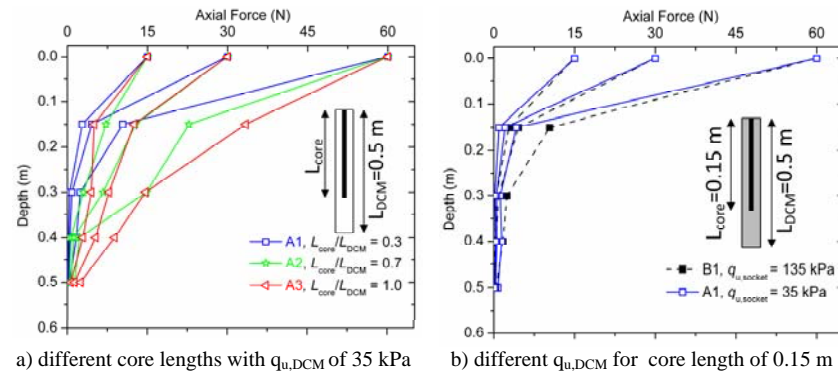


Figure 9 Internal axial load transfer along SDCM piles

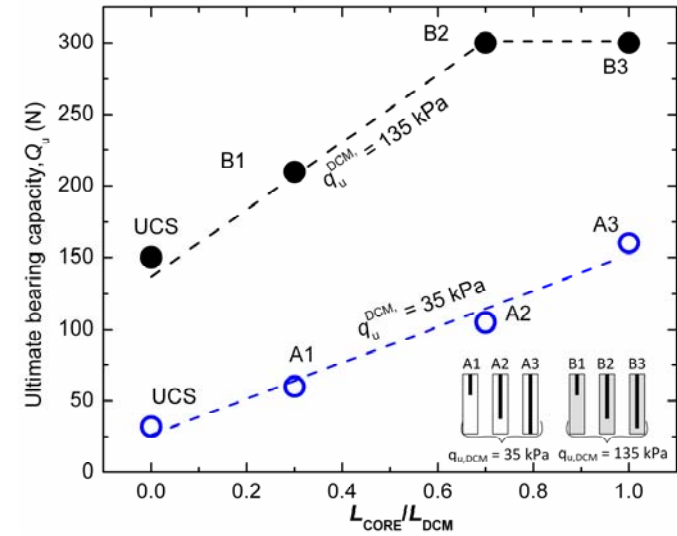


Figure 10 Relation between ultimate bearing capacity (Q_u) and L_{core} / L_{DCM} obtained from the physical model tests

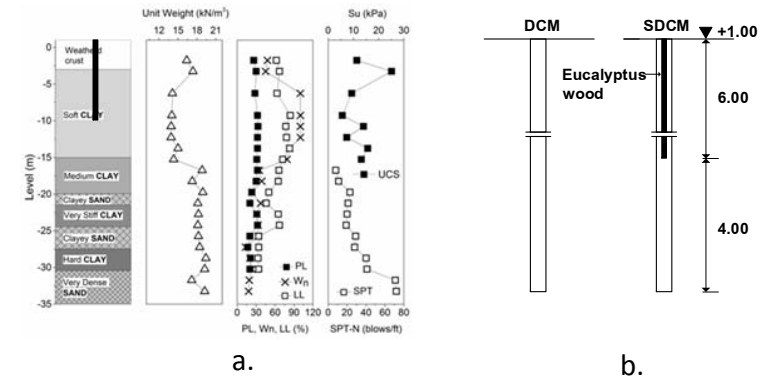


Figure 11 a) Soil profile and physical properties of soil at test location b) Schematic of DCM and SDCM piles for pile load tests in this study

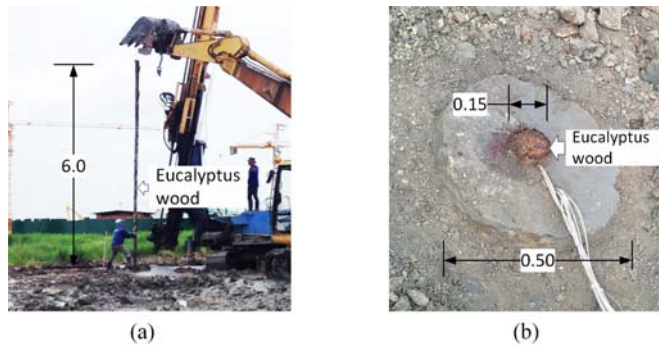


Figure 12 (a) Stiffened core installation and (b) Photo of SDCM pile before testing

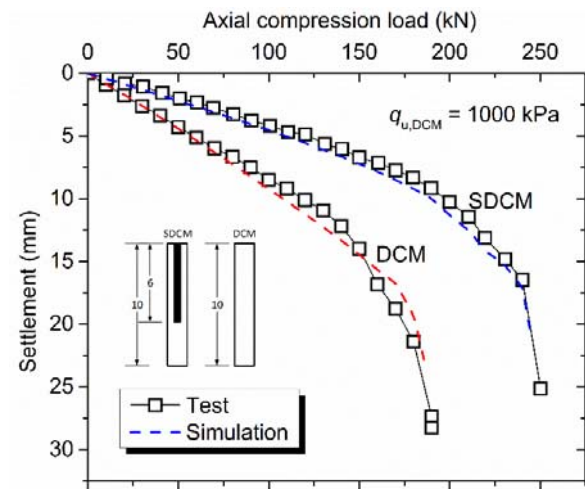


Figure 13 Load-Settlement relations of DCM and SDCM piles from full-scale pile load tests and their simulation.

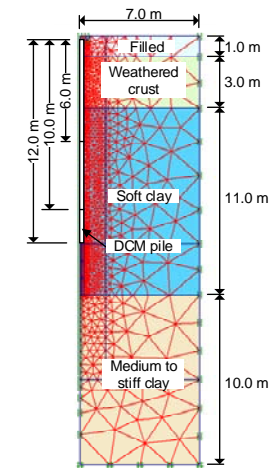


Figure 14 Finite element mesh and geometry of the problem considered in the analyses

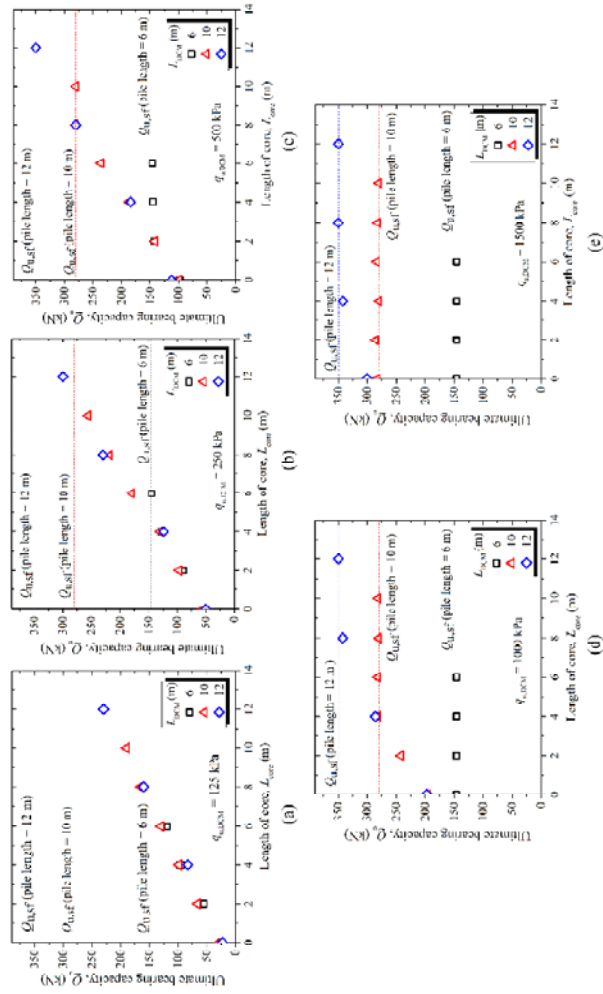


Figure 15 Relation curves between Q_u and L_{core} of SDCM piles with; a) $q_{u,DCM} = 125$ kPa, b) $q_{u,DCM} = 250$ kPa, c) $q_{u,DCM} = 500$ kPa, d) $q_{u,DCM} = 1000$ kPa, and e) $q_{u,DCM} = 1500$ kPa

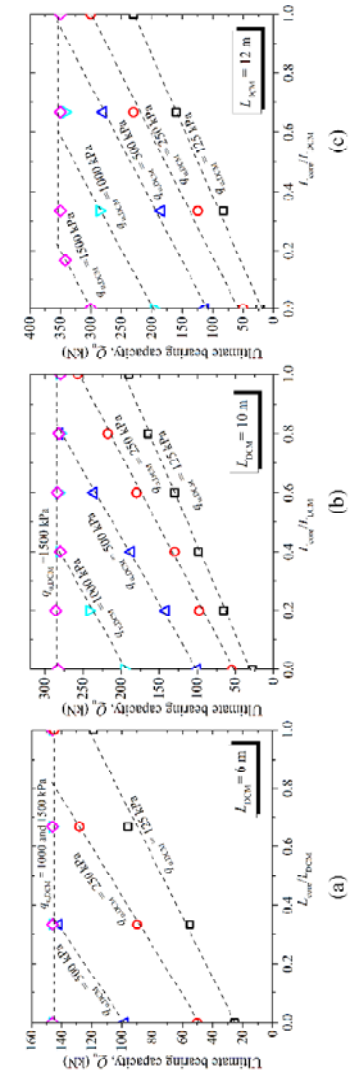


Figure 16 Relation curves between Q_u and L_{core}/L_{DCM} of SDCM piles with; a) $L_{DCM} = 6$ m, b) $L_{DCM} = 10$ m, and c) $L_{DCM} = 12$ m

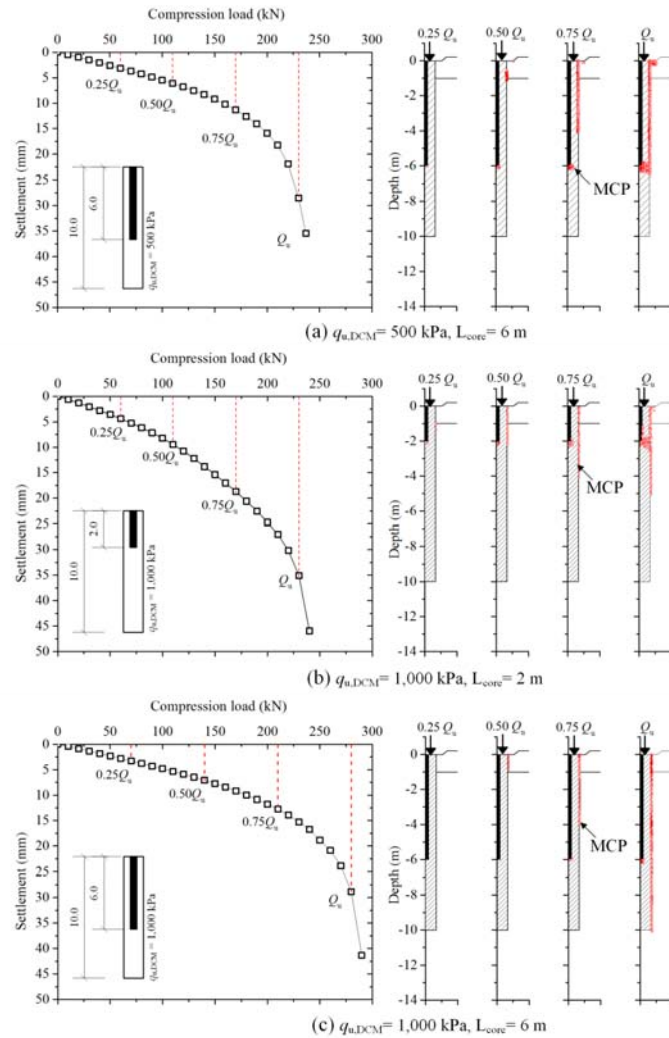


Figure 17 Development of Mohr-Coulomb points of SDCM piles having different $q_{u,DCM}$ and L_{core} during increase of applied load

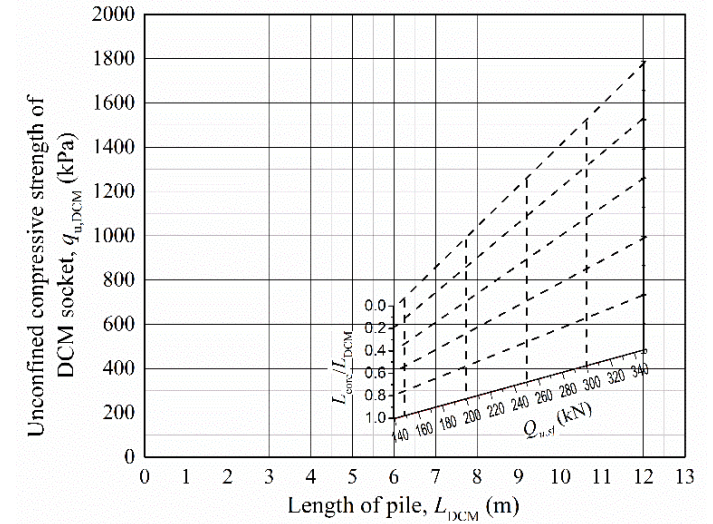


Figure 18 Preliminary design chart for floating SDCM piles of this study area.

ภาคผนวก ค
สำเนาบทความที่ได้รับการตีพิมพ์ในวารสารระดับชาติ 1 เรื่อง

ประสิทธิภาพของไม้ยูคาลิปตัสในการเสริมกำลังเสาเข็มดินซีเมนต์ในสนาม : การทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกทุกและพฤติกรรมคันดินทดสอบ

อนุชา วงษ์เลิศ¹ พรเกษม จงประดิษฐ์²

^{1,2}มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี บางมด ทุ่งครุ กรุงเทพฯ 10140

พิทยา แจ่มสว่าง³

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ วงศ์สว่าง บางซื่อ กรุงเทพฯ 10800

และ วรพจน์ เพชรเกตุ⁴

⁴บริษัท เกษมดีชาयน์ แอนด์ คอนซัลแทนท์ จำกัด ราษฎร์บูรณะ กรุงเทพฯ 10140

บทคัดย่อ

บทความนี้มุ่งเน้นศึกษาพฤติกรรมภายใต้การรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มดินซีเมนต์ซึ่งเสริมแกนด้วยไม้ยูคาลิปตัสที่ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวในเขตกรุงเทพฯ เพื่อยืนยันถึงประสิทธิภาพของการใช้ไม้ยูคาลิปตัสสำหรับเสริมกำลังในเสาเข็มดินซีเมนต์ในสนามจริง ทั้งนี้ทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มดินซีเมนต์แบบเดี่ยวและสร้างคันดินทดสอบในสนามที่มีเสาเข็มดินซีเมนต์ภายใต้พื้นถ่ายแรงแบบแกร่งรองรับ ตลอดจนถึงติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดค่า การทรุดตัว แรงดันน้ำส่วนเกิน และการเคลื่อนตัวในแนวด้านข้าง เพื่อให้เข้าใจถึงพฤติกรรมการถ่ายแรงจากน้ำหนักบรรทุกที่กระทำลงสู่เสาเข็มดินซีเมนต์และดินรอบๆ จากผลการศึกษา พบว่าการเสริมกำลังเสาเข็มดินซีเมนต์ด้วยไม้ยูคาลิปตัสทำให้ความแข็งแรงของเสาเข็มมีค่าเพิ่มขึ้น ช่วยทำให้น้ำหนักจากคันดินถ่ายลงสู่เสาเข็มเพิ่มมากขึ้น และช่วยให้การเสีรูปด้านข้างลดลง อันนำมาซึ่งความดันน้ำส่วนเกินและการทรุดตัวในดินที่น้อยลง ดังนั้น การเพิ่มความแข็งแรงของเสาเข็มดินซีเมนต์ด้วยไม้ยูคาลิปตัสจึงช่วยลดการทรุดตัวที่ไม่เท่ากันของเสาเข็มและดินรอบๆ

คำสำคัญ : เสาเข็มดินซีเมนต์แบบมีแกนเสริมกำลัง / ชั้นพื้นถ่ายแรงแบบแกร่ง / ไม้ยูคาลิปตัส / กำลังแบกทาน

* Corresponding author : pornkasem.jon@kmutt.ac.th

¹ นักศึกษาปริญญาเอก ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

² รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

³ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

⁴ ผู้จัดการบริษัท

Efficiency of Using Eucalyptus Wood to Reinforce Deep Cement Mixing Piles in Field: Pile Load and Embankment Tests

Anucha Wonglert¹ Pornkasem Jongpradist^{2*}

King Mongkut's University of Technology Thonburi, Bangmod, Thungkru, Bangkok 10140

Pitthaya Jamsawang³

King Mongkut's University of Technology North Bangkok, Wongsawang, Bangsue, Bangkok 10800

and Worapot Petchgate⁴

Kasem Design & Consultant Co. Ltd., Ratburana, Bangkok 10140

Abstract

This study aimed at investigating the efficiency of using eucalyptus wood as a reinforced member in deep cement mixing (DCM) piles for Bangkok soft clay. Field pile load tests and full-scale embankment tests as supported by a rigid load transfer platform were performed in the field. Settlement of piles and surrounding soil, excess pore water pressure, and lateral movement of the surrounding soil at the toe of the embankment were monitored to understand the load transfer mechanism between the DCM piles and the surrounding soil. The results indicated that increasing the pile stiffness by inserting eucalyptus wood in the DCM piles could increase the load transfer from the embankment to the piles. As a result, the lateral movement, excess pore water pressure and settlement of the soil surrounding the piles decreased. Thus, DCM piles with eucalyptus wood are capable of reducing the differential settlement between DCM piles and surrounding soil.

Keywords : SDCM / Load Transfer Platform / Eucalyptus Wood / Bearing Capacity

* Corresponding author : pornkasem.jon@kmutt.ac.th

¹ Ph.D. Student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering.

² Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering.

³ Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering.

⁴ Manager

1. บทนำ

ปัญหาที่มักจะพบเมื่อก่อสร้างบนดินเหนียวอ่อน คือ การทรุดตัวของโครงสร้างและการพังทลายอันเนื่องมาจากกำลังรับแรงของดินเหนียวอ่อนค่อนข้างน้อยและมีการยุบตัวสูงเมื่อมีน้ำหนักกระทำ การปรับปรุงคุณภาพของดินเพื่อให้มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมที่ดีขึ้นจึงเป็นทางเลือกและขั้นตอนสำคัญในการก่อสร้าง การปรับปรุงคุณภาพดินสามารถทำได้หลากหลายวิธีและแนวคิด รวมไปถึงเทคนิคในการก่อสร้างและวัสดุ โดยแต่ละวิธีมีความเหมาะสมแตกต่างกันไปในแต่ละงาน ทั้งในด้าน เวลา ค่าใช้จ่าย และความซับซ้อน ในประเทศไทยได้มีการนำวิธีต่างๆ มาใช้อย่างต่อเนื่องในช่วง 2 ทศวรรษที่ผ่านมา เสาเข็มดินซีเมนต์เป็นวิธีหนึ่งที่ยิยมใช้อย่างแพร่หลาย [1] ทั้งใช้เป็นกำแพงกันดิน [2] ป้องกันการพังทลายของลาด การป้องกันการรั่วซึม โดยเฉพาะอย่างยิ่งใช้เป็นโครงสร้างฐานรากของถนน [3,4] นอกจากปัญหาการพังทลายระหว่างก่อสร้างและค่าก่อสร้างที่ราคาค่อนข้างสูง ปัญหาที่เกิดขึ้นบ่อยครั้งเมื่อนำเสาเข็มดินซีเมนต์มาใช้เป็นฐานรากโครงสร้างถนนคือเกิดการทรุดตัวที่ต่างกันระหว่างหัวเสาเข็มและดินที่อยู่ระหว่างเสาเข็มดังแสดงในรูปที่ 1 (a) ก่อให้เกิดปัญหาการทรุดตัวของผิวถนนที่นำไปสู่ความเสียหายหรืออาจก่อให้เกิดอันตรายในการใช้งาน การลดระยะห่างระหว่างเสาเข็มสามารถช่วยลดปัญหาดังกล่าวได้แต่ทำให้ทั้งราคาและระยะเวลาในการก่อสร้างสูงขึ้น ในขณะที่ในทางปฏิบัติมีความพยายามที่จะเพิ่มระยะห่างเพื่อทำให้การก่อสร้างเร็วขึ้น การศึกษาหลายชิ้น [5,6,7,8] ได้เสนอวิธีการแก้ไขปัญหาดังกล่าวโดยนำแผ่น Geo-Grid มาปูรองที่หัวเสาเข็มเพื่อถ่ายน้ำหนักที่กระทำลงดินบริเวณระหว่างหัวเสาเข็มเข้าไปสู่เสาเข็ม

แต่ประสิทธิภาพก็ยังไม่ดีพอ เนื่องจากการใช้ Geo-Grid ปูที่หัวเสาเข็มนั้นต้องอาศัยแรงส่วนหนึ่งทำให้เกิดแรงดึงภายในตัว Geo-Grid ก่อน Geo-Grid จึงจะเริ่มทำงานได้ ในปี 2557 Kriengtaweekit et al. [9] ได้ศึกษาชั้นพื้นถ่ายแรงแบบแกร่ง (Rigid Load Transfer Slab) วางเหนือเสาเข็มดินซีเมนต์เพื่อถ่ายแรงจากชั้นทางลงสู่เสาเข็มดินซีเมนต์ จากการศึกษาแสดงให้เห็นว่าชั้นพื้นถ่ายแรงแบบแกร่งสามารถช่วยลดการทรุดตัวที่แตกต่างกันระหว่างเสาเข็มและดินระหว่างเสาเข็มได้ดีกว่าชั้นพื้นถ่ายแรงแบบเดิมที่ใช้อยู่ซึ่งมักจะเป็นชั้นทรายบดอัด สิ่งที่สรุปได้คือการเพิ่มความแกร่งของชั้นถ่ายแรงทำให้น้ำหนักบรรทุกถ่ายลงสู่หัวเข็มได้มากขึ้น

การวัดประสิทธิภาพของเสาเข็มดินซีเมนต์บริเวณหัวเข็มนั้นก็ เป็นอีกปัจจัยที่ต้องพิจารณา เนื่องจากปกติแล้วการถ่ายน้ำหนักของเสาเข็มแต่ละต้นจะมีค่ามากที่สุดในส่วนของหัวเสาเข็มและจะลดลงเมื่อมีความลึกเพิ่มมากขึ้นเนื่องจากความเสียดทานระหว่างเสาเข็มและดินรอบๆ เสาเข็ม จึงมักจะทำให้เสาเข็มเกิดการบิดที่บริเวณส่วนบนของเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 1 (b) [10] การนำวัสดุที่มีความแข็งแรงกว่าเสาเข็มดินซีเมนต์มาเสริมกำลังในส่วนบนของเสาเข็ม จึงถูกนำมาใช้แก้ปัญหาดังกล่าวข้างต้น [11] แทนการเพิ่มปริมาณปูนซีเมนต์หรือปูนซีเมนต์ผสมกับวัสดุผสมเพิ่มเติมเช่น ถั่วลอย [12,13,14] ให้เสาเข็มดินซีเมนต์ทั้งต้น เพราะไม่เพียงลดความเสียหายของเสาเข็มที่บริเวณหัวเข็มแล้วยังสามารถลดการทรุดตัวได้อีกด้วย [15] นอกจากนี้การทำให้เสาเข็มส่วนบนแกร่งขึ้นน่าจะช่วยให้เกิดการถ่ายแรงจากโครงสร้างทางมาสู่เสาเข็ม (Load Sharing Ratio) มากขึ้นด้วย



a



b

รูปที่ 1 (a) ลักษณะถนนที่เสียหายจากการทรุดตัวที่ต่างกันระหว่างหั่วเส้าเข็มดินซีเมนต์และดินที่อยู่ระหว่างเส้าเข็ม (b) การวิบัติที่บริเวณส่วนบนของเข็มดินซีเมนต์หลังจากทดสอบการรับแรง [10]

ในการศึกษาที่ผ่านมาวัสดุที่นำมาใช้เสริมแรงได้แก่ เหล็กและคอนกรีตเสริมแรง แต่การศึกษาของ Wonglert and Jongpradist [16] พบว่า การใช้วัสดุที่มีค่าความแข็งแรงมากกว่าเส้าเข็มดินซีเมนต์ไม่มาก เช่น ไม้ยูคาลิปตัส ซึ่งราคาถูกและหาได้ง่ายเพียงพอที่จะนำมาใช้เป็นวัสดุเสริมแรงได้ โดยยังคงมีประสิทธิภาพใกล้เคียงกับการใช้คอนกรีตหรือว่าเหล็กในช่วงการใช้งานจริง อย่างไรก็ตาม การศึกษาดังกล่าว ยังอยู่ในขั้นตอนการศึกษาเบื้องต้นด้วยการวิเคราะห์เชิงตัวเลขเท่านั้น และการพิจารณาเป็นเพียงภายใต้การรับแรงของเส้าเข็มเดียวหรือการรับน้ำหนักของเส้าเข็ม (Pile Load Test)

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อยืนยันถึงประสิทธิภาพของการใช้ไม้ยูคาลิปตัสเสริมกำลังในเส้าเข็มดินซีเมนต์ในสภาพจริง การศึกษาเริ่มจากการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเส้าเข็มในสนามเพื่อยืนยันผลการศึกษาที่ผ่านมา จากนั้นศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวของดินใต้คันทางทดสอบ (Full-Scale Embankment Test) ด้วยการตรวจ

วัดจากอุปกรณ์ตรวจวัดต่างๆ ทำให้เข้าใจพฤติกรรมการถ่ายแรงที่เกิดขึ้นด้วย

2. วิธีการศึกษา

วิธีการศึกษาแบ่งการทดสอบออกเป็นสองส่วนคือการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเส้าเข็มเพื่อทดสอบการรับน้ำหนักของเส้าเข็มทั้งสองประเภทได้แก่เส้าเข็มดินซีเมนต์ที่มีและไม่มีเสริมแกนด้วยไม้ยูคาลิปตัสและการทดสอบการรับน้ำหนักภายใต้คันดิน ที่มีเส้าเข็มดินซีเมนต์ที่มีและไม่มีเสริมแกนด้วยไม้ยูคาลิปตัสเป็นฐานราก

2.1 ลักษณะคันดิน

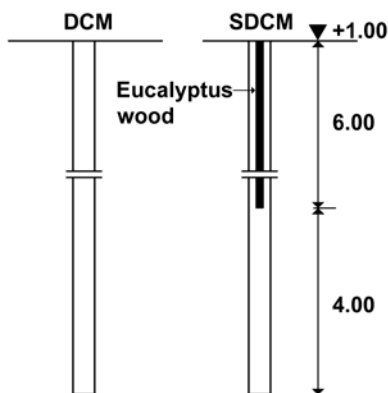
สถานที่ที่ใช้ทั้งก่อสร้างและทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเส้าเข็มและการรับน้ำหนักภายใต้คันดินอยู่ในบริเวณพื้นที่ก่อสร้างศูนย์การแพทย์จักรีนฤเบดินทร์ โรงพยาบาลรามาริบัติ อำเภอบางพลี จังหวัดสมุทรปราการ รูปที่ 2 แสดงแผนที่ตั้งของสถานที่ที่ทำการศึกษา

2.2 ขั้นตอนในการก่อสร้าง

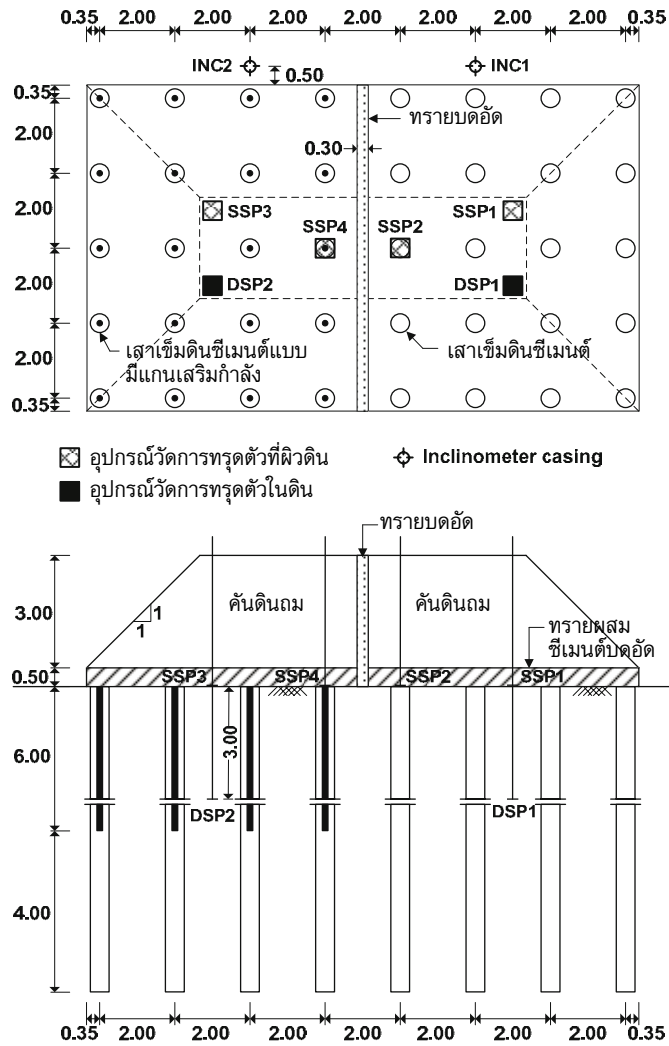
เสาเข็มดินซีเมนต์

เสาเข็มดินซีเมนต์แบบมีและไม่มีแกนเสริม กำลังมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.50 เมตร ยาว 10.0 เมตร โดยก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีการเสริมด้วย ไม้ยูคาลิปตัสและแบบปรกติอย่างละต้นดังแสดงรูปที่ 4 และการทดสอบคันดินดังแสดงผังการก่อสร้างในรูปที่ 5 ในการศึกษาครั้งนี้ทำการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์โดยวิธี ฉีดน้ำปูนแรงดันสูง (High Pressure Grouting) ดังรูปที่ 6a ที่ความดัน 250 บาร์ ทั้งในขั้นตอนการฉีดน้ำเปล่า เพื่อทำลายโครงสร้างของดินในข้างและในขั้นตอนการฉีด น้ำปูนเพื่อก่อสร้างเสาเข็มในข้างขึ้น โดยใช้อัตราส่วน น้ำหนักน้ำต่อน้ำหนักปูนซีเมนต์ (w/c) เท่ากับ 1.1 ต่อ 1.0 โดยที่เครื่องจักรที่ทำการก่อสร้างถูกควบคุมอัตราการ

หมุนและอัตราการชักก้านฉีดน้ำปูนด้วยระบบอัตโนมัติ เพื่อควบคุมให้มีอัตราน้ำหนักปูนซีเมนต์ต่อปริมาตร ดินเปียกเท่ากับ 250 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร สำหรับ เสาเข็มดินซีเมนต์แบบมีแกนเสริมกำลังก่อสร้างโดยเสีย ไม้ยูคาลิปตัสขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเฉลี่ย 0.15 เมตร ยาว 6.00 เมตร ที่ตำแหน่งจุดศูนย์กลางของเสาเข็ม ดินซีเมนต์ในแนวตั้งหลังจากทำการฉีดน้ำปูนเพื่อสร้างเสาเข็ม ดินซีเมนต์เสร็จ ดังแสดงในรูปที่ 6b ทั้งนี้ได้ทำการสร้าง เสาเข็มเพิ่มเติม 2 ต้น บริเวณใกล้เคียงเพื่อทำการเจาะ ตัวอย่างเพื่อนำมาทำการทดสอบ Unconfined Com- pression Test ในห้องปฏิบัติการเพื่อหาลำตัวของเสาเข็ม ดินซีเมนต์หลังจากมีอายุได้ 28 วัน ผลการทดสอบแสดง ในตารางที่ 1



รูปที่ 4 แสดงลักษณะของเสาเข็มแบบมีและไม่มีแกนเสริม กำลังที่ใช้ในการทดสอบการรับน้ำหนักของเสาเข็ม



รูปที่ 5 แสดงขนาดและรายละเอียดของการติดตั้งเครื่องมือวัดบนหัวเสาเข็มและในดินใต้คันทาง



a



b

รูปที่ 6 (a) แสดงการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ด้วยการฉีดน้ำปูนแรงดันสูง (b) แสดงการติดตั้งไม้ยูคาลิปตัสที่ตำแหน่งกลางเสาเข็มดินซีเมนต์เพื่อเป็นแกนเสริมกำลัง

ตารางที่ 1 แสดงผลการทดสอบ Unconfined compression test ของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ได้จากการเจาะทดสอบ

Col. No.	Depth (m)	q_u (kPa)
1	0.0-5.0	1,410
	6.0-10.0	1,330
2	0.0-5.0	960
	6.0-10.0	1,136

พื้นถ่ายแรงแบบแกร่ง

พื้นถ่ายแรงแบบแกร่ง (Rigid Load Transfer Platform) ทำหน้าที่ถ่ายแรงจากโครงสร้างชั้นทางลงสู่โครงสร้างฐานราก สร้างจากส่วนผสมของปูนซีเมนต์กับทราย โดยใช้ปูนซีเมนต์ต่อปริมาตรทรายเท่ากับ 250 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ที่ความชื้นประมาณ ร้อยละ 9.6 ทำการอัดหนา 0.50 เมตร ที่ความหนาแน่นแห้งประมาณ 2.15 ตันต่อลูกบาศก์เมตรหลังจากทำการเปิดหัวเข็มเมื่อเสาเข็มมีอายุมากกว่า 28 วัน โดยใช้เครื่องบดอัดดินแบบเดินตาม ดังแสดงในรูปที่ 7a



a



b

รูปที่ 7 (a) แสดงการก่อสร้างชั้นพื้นถ้ายแรง (b) แสดงคันดินถมในสนามสูง 3.0 เมตร

คันดินถม

คันดินถมขนาด กว้าง 8.7 เมตร ยาว 14.7 เมตร สูง 3.00 เมตร ดังรูปที่ 7b ก่อสร้างบนชั้นพื้นถ้ายแรงแบบแกร่ง โดยมีทรายบดอัดเป็นตัวแบ่งคันดินของเสาเข็มทั้งสองประเภท เพื่อให้คันดินทั้งสองทรุดตัวอย่างอิสระดังแสดงรายละเอียดในรูปที่ 5 ทำการก่อสร้างเป็น 3 ชั้นๆ ละ 1 เมตร

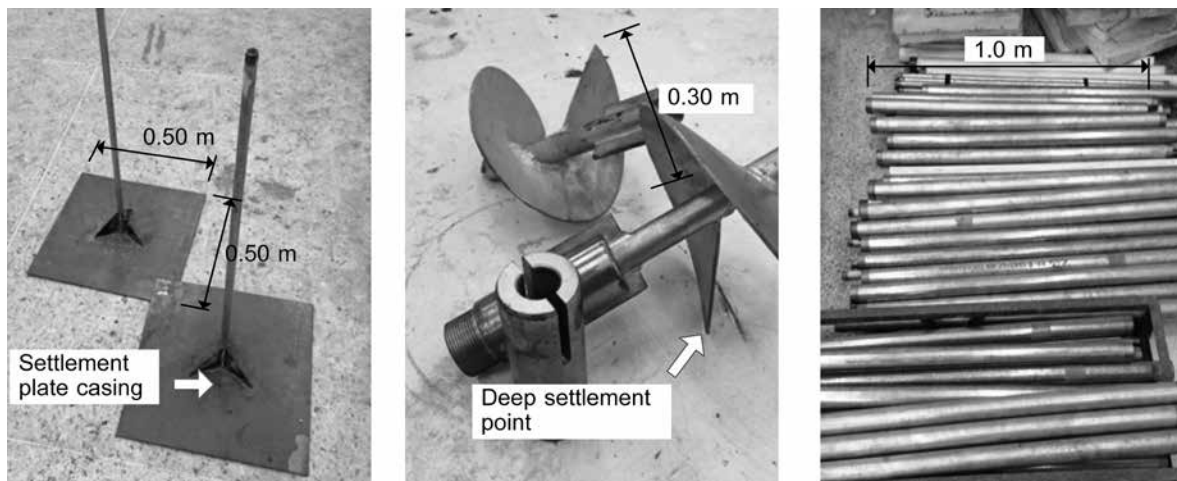
แกนเสริมกำลัง

แกนเสริมกำลัง (Reinforced Core) ที่ถูกนำมาใช้คือไม้ยูคาลิปตัส เนื่องจากไม้ชนิดนี้มีราคาถูก หาได้ง่าย และสามารถโตได้เร็ว เหมาะที่จะนำมาใช้เป็นแกนเสริมกำลัง โดยมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเฉลี่ยประมาณ 15 เซนติเมตร ยาว 6 เมตร จากการศึกษาของ Kansaengkaew [17] พบว่าโดยทั่วไปแล้วคุณสมบัติทางวิศวกรรมของไม้ยูคาลิปตัสที่ใช้ในอุตสาหกรรมการก่อสร้างจะมีค่าหน่วยแรงอัดขนานเส้นเฉลี่ยที่จุด Proportional Limit เท่ากับ 18.03 เมกะปาสคาล, หน่วยแรงอัดขนานเส้นเฉลี่ยที่จุด Yield เท่ากับ 25.96 เมกะปาสคาล ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเฉลี่ยเท่ากับ 5,517.90 กิโลปาสคาล และมีปริมาณความชื้นเฉลี่ยเท่ากับ 48.35 เปอร์เซ็นต์

2.3 อุปกรณ์ตรวจวัด

เพื่อติดตามพฤติกรรมของเสาเข็มดินซีเมนต์และดินรอบๆ เสาเข็มได้คันดินถมที่รองรับด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์แบบมีและไม่มีแกนเสริมกำลัง ได้ทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดต่างๆ หลังจากติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์ก่อนที่จะก่อสร้างคันดินถม แสดงผังการติดตั้งในรูปที่ 5 โดยมีรายละเอียดของอุปกรณ์ดังนี้

2.3.1 อุปกรณ์ตรวจวัดการทรุดตัวของผิวดิน (Surface Settlement Plate, SSP) ถูกติดตั้งบริเวณผิวดินระหว่างเสาเข็มและบริเวณหัวเสาเข็ม ซึ่งทำจากแผ่นเหล็กทาสีกันสนิม ขนาด 50x50x0.6 เซนติเมตร เชื่อมต่อกับแกนท่อเหล็กชุบกัลวาไนซ์ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 2.5 เซนติเมตร ยาว 50 เซนติเมตร ดังแสดงในรูปที่ 8a ในระหว่างทำการติดตั้งแกนท่อเหล็กถูกต่อให้ยาวขึ้นตามความสูงของคันดินถมและถูกป้องกันไม่ให้สัมผัสกับคันดินถมด้วยปลอกท่อเหล็กชุบกัลวาไนซ์ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 7.5 เซนติเมตร (รูปที่ 8c) ตลอดความยาวของแกนอุปกรณ์วัดการทรุดตัวที่อยู่ในคันดินถม โดยใช้กล้องระดับในการตรวจวัดการทรุดตัว



รูปที่ 8 (a) อุปกรณ์วัดการทรุดตัวที่ผิวดิน (b) อุปกรณ์การวัดการทรุดตัวแบบลึก และ (c) ปลอกเหล็กของอุปกรณ์ตรวจวัดการทรุดตัว

2.3.2 อุปกรณ์ตรวจวัดการทรุดตัวแบบลึก (Deep Settlement Point, DSP) ถูกติดตั้งไว้ที่ความลึก 3.0 เมตร จากผิวดินระหว่างเสาเข็ม ทำจากแผ่นเหล็กเชื่อมต่อกับแกนเหล็กเป็นเกลียว มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 30 เซนติเมตร แสดงในรูปที่ 8b ติดตั้งโดยหมุนลงไปในชั้นดินที่ความลึกที่ต้องการโดยใช้ปลอกเหล็ก (Casing) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 7.5 เซนติเมตร (รูปที่ 8c) เช่นเดียวกับอุปกรณ์ตรวจวัดการทรุดตัวของที่ผิวดิน

2.3.3 อุปกรณ์ตรวจวัดการเอียงตัว (Inclinometer, INC) ติดตั้งบริเวณข้างคันดินห่างจากเสาเข็ม 0.5 เมตร เพื่อวัดการเอียงตัวของดินข้างเสาเข็มเมื่อมีน้ำหนักมากระทำในแนวดิ่ง โดยที่ท่อ (Inclinometer Casing) มีความลึก 17.5 เมตร จากผิวดิน แสดงดังรูปที่ 9



รูปที่ 9 แสดงการตรวจวัดการเอียงตัว

2.3.4 อุปกรณ์ตรวจวัดแรงดันน้ำส่วนเกิน (Pressure Transducer, PPT) ถูกติดตั้งที่ความลึก 3.0 เมตร จากผิวดินโดยการดันลงในชั้นดิน (Pushing) เป็นอุปกรณ์วัดแรงดันน้ำแบบอิเล็กทรอนิกส์ ติดตั้งอยู่ในส่วนหัวที่เป็นทองเหลืองแสดงในรูปที่ 10



รูปที่ 10 อุปกรณ์วัดแรงดันน้ำ KU- Pizometer

2.4 ขั้นตอนการทดสอบ

การทดสอบการรับน้ำหนักของเสาเข็ม (Pile Load Test)

การทดสอบการรับน้ำหนักของเสาเข็มทำการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM-D1143 โดยวิธีการให้น้ำหนักแบบเร็ว (Quick Loading Test) ทำการเพิ่มน้ำหนักครั้งละ 1 ตัน และค่าน้ำหนักไว้น้ำหนักละ 10 นาที วัดการทรุดตัวโดยใช้อุปกรณ์วัดการทรุดตัว (Displacement Transducer) 4 ตัว และอุปกรณ์วัดแรง (Load Cell) เพื่อบันทึกค่าแรงที่กระทำต่อเสาเข็มตลอดการทดสอบด้วยคอมพิวเตอร์ โดยทำการเพิ่มน้ำหนักจนกว่าเสาเข็มจะเกิดการวิบัติ โดยที่เกณฑ์ในการวิบัติคือ เมื่อเสาเข็มไม่สามารถรับน้ำหนักที่เพิ่มขึ้นได้แต่อัตราการทรุดตัวของเสาเข็มเพิ่มขึ้นสูง

การทดสอบการรับน้ำหนักภายใต้คันดินถม (Embankment Test)

การทดสอบการรับน้ำหนักภายใต้คันดินถมเป็นการทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวของคันทางในระยะเวลา 2.5 เดือนหลังจากให้น้ำหนักโดยถมคันทาง ในการศึกษาตรวจวัดค่าเริ่มต้นของอุปกรณ์ต่างๆ หลังจากก่อสร้างชั้นพื้นถ่ายแรงแล้วเสร็จ ต่อด้วยการถมคันดินสูงครั้งละ 1 เมตร จนครบที่ความสูง 3 เมตร หลังจากนั้นทำการตรวจวัดค่าต่างๆ ที่ได้ทำการติดตั้งอุปกรณ์ไว้ โดยในช่วง 2 อาทิตย์แรกตรวจวัดบ่อยครั้ง และมีความถี่ของการตรวจวัดน้อยลงหลังจากนั้น

3. ผลการทดสอบและวิจารณ์ผล

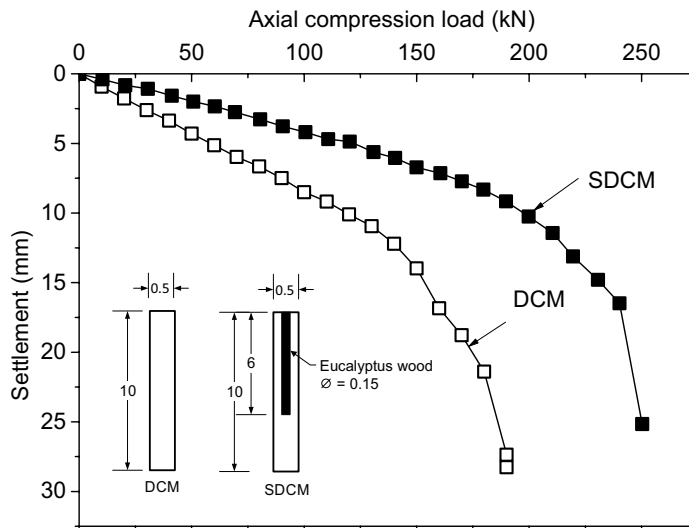
การทรุดตัวที่แตกต่างกันมากจนเกินไปของโครงสร้างฐานรากของถนนเป็นหนึ่งในสาเหตุสำคัญที่ทำให้ถนนเกิดความวิบัติหรือเกิดความเสียหายจนทำให้เกิดความอันตรายในการใช้งาน การวิเคราะห์และวิจารณ์ผลของการทรุดตัวประกอบไปด้วยข้อมูลที่ได้จากการทดสอบการรับกำลังของเสาเข็มและผลการตรวจวัดจากเครื่องมือต่างๆ ที่ถูกติดตั้งไว้ในการทำการทดสอบคันดินถมสูง 3.0

เมตร ที่รองรับด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์แบบมีแกนเสริมกำลังและแบบไม่มีแกนเสริมกำลัง โดยมีชั้นโครงสร้างถ่ายแรงแบบแครงเป็นตัวถ่ายน้ำหนักจากคันดินลงสู่เสาเข็ม

3.1 ความสัมพันธ์ของน้ำหนักกระทำกับการทรุดตัวของเสาเข็ม

รูปที่ 11 แสดงความสัมพันธ์ของน้ำหนักบรรทุกทุกที่ให้กับค่าการทรุดตัวของเสาเข็มดินซีเมนต์ยาว 10.0 เมตร ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 0.50 เมตร ที่มีและไม่มี การเสริมกำลังด้วยไม้อยูคาลิปตัสยาว 6.0 เมตร ที่ได้จากการทดสอบการรับน้ำหนักของเสาเข็มในสนาม จากผลที่ได้จากการทดสอบ จะเห็นได้ว่าค่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดของเสาเข็มที่ไม่ได้เสริมกำลัง และเสริมกำลังด้วยไม้อยูคาลิปตัสเท่ากับ 190 กิโลนิวตัน และ 250 กิโลนิวตัน ตามลำดับ ผลดังกล่าวนี้ยืนยันว่าเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีการเสริมกำลังด้วยไม้อยูคาลิปตัสสามารถรับน้ำหนักได้มากกว่าและเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกเท่ากัน เกิดการทรุดตัวน้อยกว่าเสาเข็มดินซีเมนต์แบบปรกติอย่างมีนัยสำคัญ เนื่องจากลักษณะการกระจายตัวของแรงภายในที่เกิดขึ้นในเสาเข็มจะมีค่ามากในส่วนบนและค่อยๆ ลดลงตามความลึก การเสริมกำลังด้วยวัสดุที่มีความแข็งแรงกว่า ส่งผลให้แรงส่งถ่ายมาที่แกนเสริมมากกว่า ด้วยความแข็งแรงของแกนเสริมที่มากกว่าการทรุดตัวของเสาเข็มที่เสริมแกนมีค่าน้อยกว่าเมื่อรับแรงที่เท่ากัน และจากการคำนวณการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มโดยวิธี Alpha Method พบว่าเสาเข็มดินซีเมนต์แบบไม่มีเสริมแกนเสริมกำลังเกิดการวิบัติเนื่องจากเสาเข็ม (Pile Failure Mode) และเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีการเสริมกำลังวิบัติเนื่องจากดินรอบๆ เสาเข็ม (Soil Failure Mode) แสดงให้เห็นว่าการเสริมกำลังสามารถทำให้รูปแบบการวิบัติเปลี่ยนไปได้สอดคล้องกับการศึกษาของ Wonglert and Jongpradist [18]

จากพฤติกรรมที่กล่าวมาข้างต้นจึงมีความเป็นไปได้ที่จะประยุกต์นำไม้อยูคาลิปตัสมาใช้ในการเสริมกำลังของเสาเข็มดินซีเมนต์เพื่อรองรับโครงสร้างคันทางของถนน เพื่อจะช่วยลดการทรุดตัวของคันทางได้

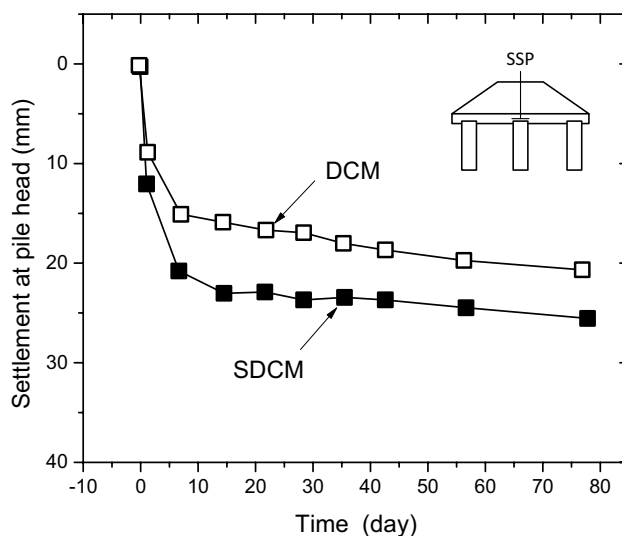


รูปที่ 11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก - การทรุดตัวของเสาเข็มจากการทดสอบการรับน้ำหนักของเสาเข็มทั้งสองชนิด

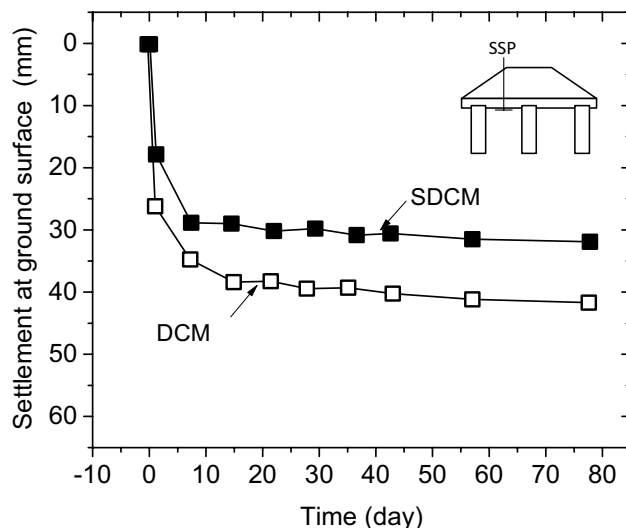
3.2 ลักษณะการทรุดตัวจากการทดสอบคันดิน

หลังจากการก่อสร้างคันดินถมสูง 3.0 เมตร น้ำหนักบรรทุกได้ส่งถ่ายต่อเสาเข็มผ่านชั้นโครงสร้างถ่ายแรงแบบแฉ่ง การทรุดตัวที่หัวเสาเข็มดินซีเมนต์ทั้งแบบมีและไม่มีแกนเสริมกำลังที่ตรวจวัดได้จากอุปกรณ์วัดการ

ทรุดตัวแบบตื้น (Surface Settlement Plate, SSP) หมายเลข SSP2 และ SSP4 เกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว ในช่วง 2 สัปดาห์แรก ประมาณ 15.0 และ 23.0 มิลลิเมตร ตามลำดับ และมีอัตราการทรุดตัวน้อยลงหลังจาก 2 สัปดาห์ ดังแสดงในรูปที่ 12



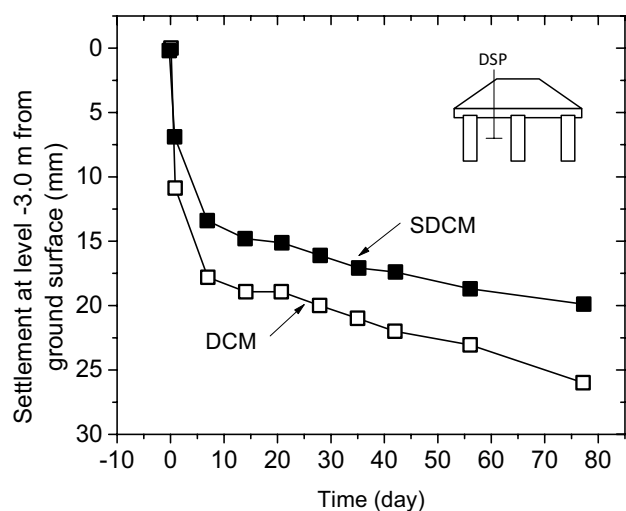
รูปที่ 12 แสดงการทรุดตัวที่ตำแหน่งหัวเสาเข็มตามเวลาหลังก่อสร้างคันทาง



รูปที่ 13 แสดงการทรุดตัวของตำแหน่งผิวดินบริเวณระหว่างเสาเข็ม ตามเวลาหลังก่อสร้างคันทาง

รูปที่ 13 แสดงการทรุดตัวของผิวดิน ณ ตำแหน่งกึ่งกลางระหว่างเสาเข็ม เนื่องจากน้ำหนักที่กระทำผ่านชั้นโครงสร้างถ่ายแรงแบบแฉ่งลงมายังผิวดิน ทำให้เกิดการทรุดตัวอย่างรวดเร็ว โดยในช่วง 2 สัปดาห์แรกหลังจากก่อสร้างคันดิน เกิดขึ้นประมาณ 28 มิลลิเมตร ได้ค้นดินที่มีเสาเข็มดินซีเมนต์แบบมีแกนเสริมกำลังและประมาณ 38 มิลลิเมตร ได้ค้นดินที่มีเสาเข็มดินซีเมนต์แบบไม่มีแกนเสริม

กำลังรองรับ แต่หลังจากนั้น การทรุดตัวเกิดขึ้นค่อนข้างน้อย ซึ่งให้ผลสอดคล้องกันกับการทรุดตัวของดินที่มีความลึกที่ระดับ 3.0 เมตรจากผิวดินที่ได้จากการติดตั้งอุปกรณ์วัดการทรุดตัวแบบลึก (Deep Settlement Point, DSP) หมายเลข DSP1 และ DSP2 ดังแสดงในรูปที่ 14 ซึ่งการทรุดตัวของเสาเข็มแบบมีแกนเสริมกำลังมีค่าน้อยกว่าเสาเข็มแบบไม่มีแกนเสริมกำลัง

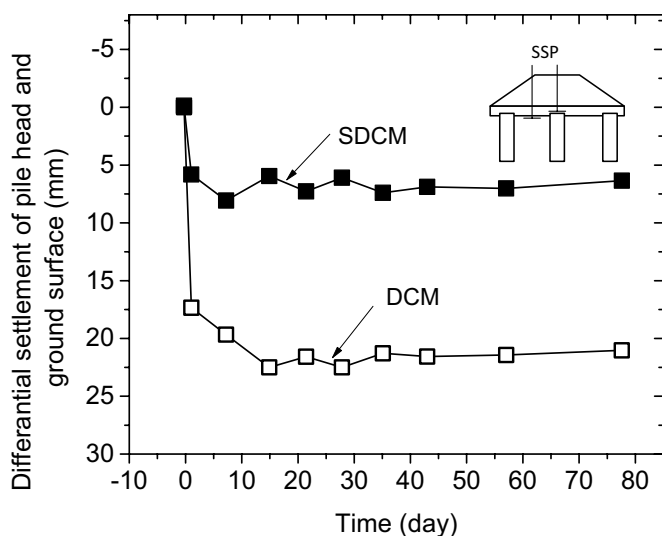


รูปที่ 14 แสดงการทรุดตัว ณ ตำแหน่งกึ่งกลางระหว่างเสาเข็มที่ความลึก 3.0 เมตรจากผิวดิน ตามเวลาหลังก่อสร้างคันทาง

โดยการทรุดตัวของเสาเข็มทั้ง 2 ตำแหน่ง คือ ที่หัวเสาเข็มและผิวดินระหว่างเสาเข็มของเสาเข็มทั้งสองประเภท แสดงให้เห็นว่าเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีแกนเสริมกำลังจะเกิดการทรุดตัวที่หัวเสามากกว่าเสาเข็มที่ไม่มีแกนเสริมกำลังประมาณ 6 มิลลิเมตร เนื่องมาจากเสาเข็มแบบมีแกนเสริมกำลังมีความแกร่ง (Stiffness) ที่สูงกว่า เสาเข็มแบบไม่มีแกนเสริมกำลังจึงทำให้น้ำหนักถูกถ่ายมาจากชั้นโครงสร้างถ่ายแรงแบบแกร่งมายังเสาเข็มมีค่าสูงกว่า ดังแสดงในรูปที่ 12 และเนื่องจากน้ำหนักถูกส่งถ่ายไปสู่เข็มแบบมีแกนเสริมกำลังมากกว่า ทำให้น้ำหนักบรรทุกที่เหลือที่ส่งต่อไปยังดินใต้ชั้นถ่ายแรงรอบๆ เสาเข็มแบบมีแกนเสริมกำลังมีค่าน้อยกว่า จึงส่งผลให้การทรุดตัวของผิวดิน ณ ตำแหน่งกึ่งกลางระหว่างเสาเข็มมีค่าต่ำกว่า ดังแสดงในรูปที่ 13 และ 18

อย่างไรก็ตามในการประเมินประสิทธิภาพของคันดินในแง่ของการทรุดตัวนั้น การทรุดตัวที่แตกต่างกัน

ระหว่างหัวเสาเข็มและดินบริเวณรอบๆ เป็นปัจจัยที่ควร จะให้ความสนใจ เพราะการทรุดตัวที่แตกต่างกันมากเกินไปอาจก่อให้เกิดความเสียหายแก่ถนนได้ รูปที่ 15 แสดง การทรุดตัวที่แตกต่างกันระหว่างตำแหน่งหัวเสาเข็มดิน ซีเมนต์กับการทรุดตัวของผิวดินรอบเสาเข็มทั้งแบบมีและ ไม่มีแกนเสริมกำลัง จากผลการตรวจวัดดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าหลังจากเวลา 15 วัน ความแตกต่างของการทรุดตัวของเสาเข็มทั้งสองประเภทไม่มีการเปลี่ยนแปลงอย่างมีนัยยะ โดยที่ระยะเวลาสุดท้ายของการตรวจวัด การทรุดตัวที่แตกต่างกันที่เกิดขึ้นของคันทางเสาเข็มดินซีเมนต์แบบมีแกนเสริมกำลังนั้นมีค่าเท่ากับ 7.0 มิลลิเมตร และ คันทางเสาเข็มดินซีเมนต์แบบไม่มีแกนเสริมกำลังมีค่าเท่ากับ 22.0 มิลลิเมตร ผลจากการตรวจวัดแสดงให้เห็นถึงประสิทธิภาพของเสาเข็มดินซีเมนต์แบบมีแกนเสริมกำลังในการลดการทรุดตัวที่แตกต่างกันได้อย่างมีนัยสำคัญ



รูปที่ 15 ผลต่างของการทรุดตัวระหว่างตำแหน่งหัวเข็มและผิวดินกึ่งกลาง ระหว่างเสาเข็มตามเวลาหลังก่อสร้างคันทาง

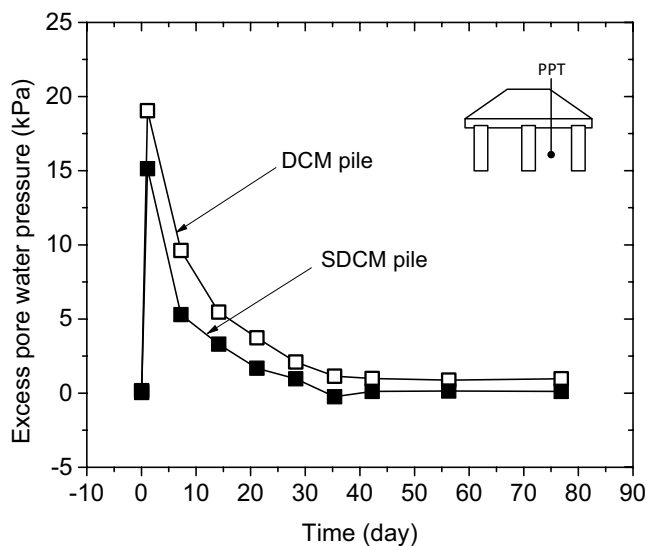
3.2 แรงดันน้ำส่วนเกิน

รูปที่ 16 แสดงค่าแรงดันน้ำส่วนเกินจากอุปกรณ์ ตรวจวัดแรงดันน้ำ (Pressure Transducer, PPT) ที่ติดตั้ง ไว้ใต้คันดินที่รองรับด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีและไม่มีแกน เสริมกำลังที่มีความลึก 3.0 เมตร จากผลการตรวจวัดพบว่า แรงดันน้ำส่วนเกินมีค่าสูงสุดเท่ากับ 19 กิโลปาสคาล ใต้คันดินที่มีเสาเข็มดินซีเมนต์แบบไม่มีแกนเสริมกำลังซึ่ง

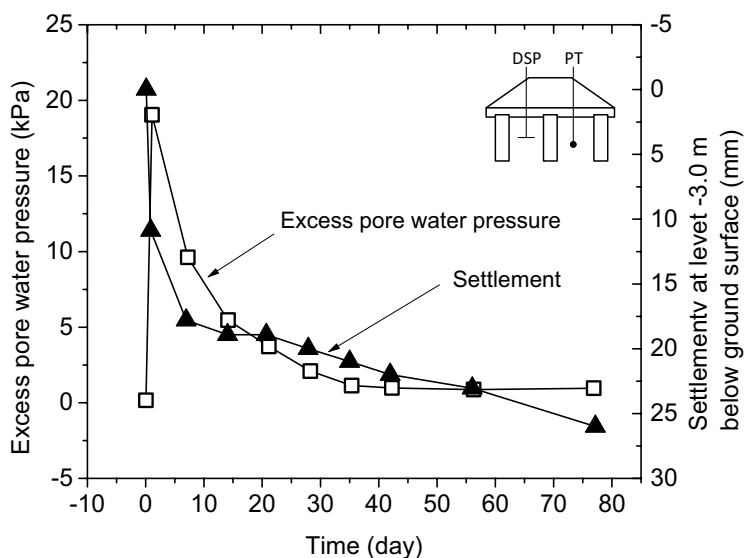
เกิดขึ้นหลังจากทำการก่อสร้างคันดินถมเสร็จสิ้นและค่อยๆ มีค่าลดลงจนเกือบหมดไปในระยะเวลา 30 วัน โดยที่แรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นใต้คันดินที่มีเสาเข็มดินซีเมนต์แบบ ไม่มีแกนเสริมกำลังมีค่ามากกว่าของคันทางเสาเข็มดิน ซีเมนต์แบบมีแกนเสริมกำลังซึ่งมีพฤติกรรมคล้ายคลึงกับ การศึกษาของ Horpibulsuk et al. [19] ที่พบว่าแรงดัน น้ำส่วนเกินในดินระหว่างเสาเข็มดินซีเมนต์ที่แข็งแรง

กว่าจะมีค่าน้อยกว่าเสาคีเมนต์ที่แข็งแรงน้อยกว่า ซึ่งสอดคล้องกับลักษณะการทรุดตัวของดินรอบๆ เสาคีเมนต์ที่ไม่มีแกนเสริมกำลังที่มีการทรุดตัวที่มากกว่า และสอดคล้องกับการอธิบายว่าน้ำหนักบรรทุกทุกที่ส่งถ่ายให้กับดินของคันทางที่มีเสาคีเมนต์แบบไม่มีแกนเสริมกำลังมีค่ามาก (ส่วนที่ส่งถ่ายไปที่เสาคีเมนต์น้อยกว่า) เมื่อพิจารณาลักษณะการทรุดตัวของชั้นดินใต้คันดินถมที่ความ

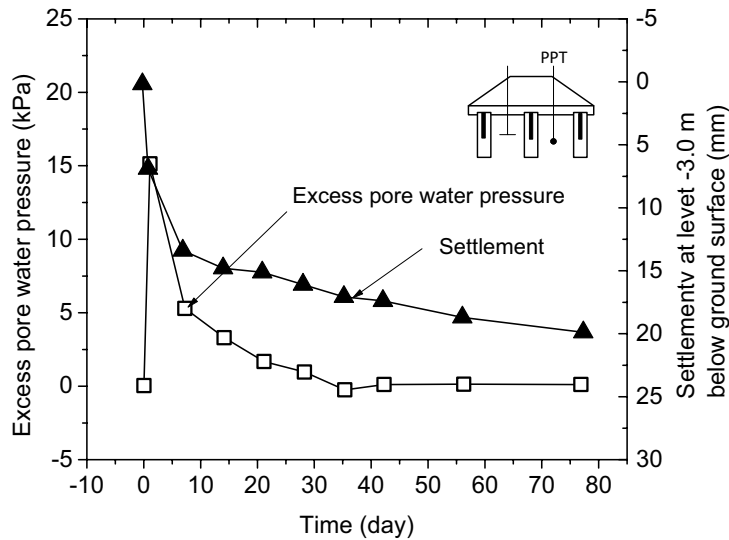
ลึก 3.0 เมตรดังแสดงในรูปที่ 14 เทียบกับแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นที่ความลึกเดียวกันในรูปที่ 16 ดังแสดงในรูปที่ 17 และ 18 จะเห็นได้ว่ามีลักษณะที่สอดคล้องกัน ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินและการทรุดตัวของดินคือการทรุดตัวของดินจะหยุดการทรุดตัวเมื่อเมื่อแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นสลายไป



รูปที่ 16 แสดงการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess pore water pressure) กับเวลาหลังก่อสร้างคันทาง



รูปที่ 17 แสดงการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำส่วนเกินเทียบกับการทรุดตัวของชั้นดินใต้คันดินที่มีเสาคีเมนต์แบบไม่มีแกนเสริมกำลัง

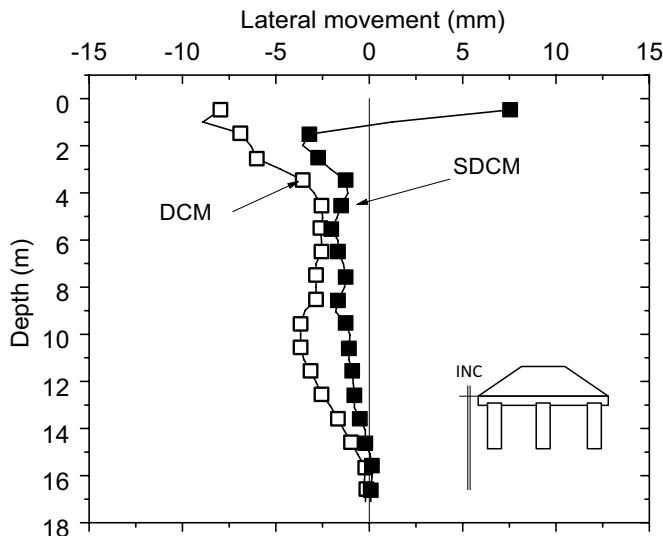


รูปที่ 18 แสดงการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำส่วนเกินเทียบกับการทรุดตัวของชั้นดินใต้คันดินที่มีเสาเข็มดินซีเมนต์แบบมีแกนเสริมกำลัง

3.4 การเคลื่อนตัวด้านข้างของเสาเข็ม

ภายใต้สภาวะการรับน้ำหนักของเสาเข็มดินซีเมนต์ภายใต้โครงสร้างชั้นทางที่มีน้ำหนักกระทำจากน้ำหนักของตัวคันทาง ส่งผลให้เสาเข็มต้นที่อยู่ริมนอกเกิดการเคลื่อนตัวออกด้านข้าง เป็นอีกสาเหตุที่ทำให้เกิดการทรุดตัวของคันดินเพิ่มมากขึ้น การเสริมกำลังของเสาเข็มดินซีเมนต์ทำให้การเคลื่อนตัวด้านข้างของเสาเข็มลดลงได้ ส่งผลให้ดินที่อยู่ข้างเสาเข็มเกิดการเคลื่อนตัว

น้อยลงตามไปด้วย ดังผลการตรวจวัดที่แสดงในรูปที่ 19 ที่เป็นการเคลื่อนตัวของดินที่ห่างจากเสาเข็ม 0.50 เมตร ที่ระยะเวลา 80 วันหลังจากก่อสร้างคันดินถมเสร็จสิ้น จะเห็นได้ว่าการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินบริเวณใกล้ขอบของคันทางที่รองรับด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ที่เสริมแกนด้วยไม้อูคาลิปตัสมีค่าลดลงน้อยลงอย่างมีนัยยะตลอดทุกความลึก โดยมีค่าลดลงเฉลี่ยเหลือเพียงครึ่งหนึ่งของกรณีเสาเข็มดินซีเมนต์ปกติ



รูปที่ 19 แสดงการเคลื่อนตัวในแนวด้านข้างของดินบริเวณข้างเสาเข็ม ณ เวลา 80 วันหลังการก่อสร้างคันดิน

4. สรุปผลการศึกษา

บทความนี้ศึกษาถึงประสิทธิภาพของเสาเข็มดินซีเมนต์แบบมีแกนเสริมกำลังด้วยไม้อยูคาลิปตัสต่อการรับน้ำหนักบรรทุก และการทรุดตัวของดินใต้คันทางที่รองรับคันดินถมในสนามโดยมีเสาเข็มดินซีเมนต์แบบมีแกนเสริมกำลังด้วยไม้อยูคาลิปตัสเป็นฐานราก จากการศึกษาสามารถสรุปประเด็นหลักๆ ได้ดังนี้

1. การนำไม้อยูคาลิปตัสมาให้เป็นวัสดุเสริมกำลังในเสาเข็มดินซีเมนต์สามารถช่วยเพิ่มกำลังรับแรงแบกทานของเสาเข็มได้ และยังสามารถช่วยลดการทรุดตัวที่เกิดขึ้นได้

2. ด้วยความแรงที่เพิ่มขึ้นของเสาเข็มดินซีเมนต์แบบมีแกนเสริมกำลังทำให้สามารถเพิ่มอัตราส่วนการรับน้ำหนักระหว่างเสาเข็มกับดินรอบๆ (Load Sharing Ratio) ได้ดีกว่าเสาเข็มแบบไม่มีแกนเสริมกำลัง

3. เสาเข็มดินซีเมนต์แบบมีแกนเสริมกำลังช่วยลดการทรุดตัวที่แตกต่างกันระหว่างหัวเสาเข็มและดินบริเวณรอบๆ ได้ดีกว่าแบบไม่มีแกนเสริมกำลังอย่างมีนัยยะสำคัญ

4. เสาเข็มดินซีเมนต์แบบมีแกนเสริมกำลังช่วยลดการเคลื่อนตัวด้านข้างได้ดีกว่าแบบไม่มีแกนเสริมกำลัง ซึ่งช่วยเพิ่มอัตราส่วนความปลอดภัยในเรื่องการพังทลายของลาดได้

การศึกษานี้ยืนยันถึงประสิทธิภาพเชิงกลของเสาเข็มดินซีเมนต์แบบมีแกนเสริมกำลังด้วยไม้อยูคาลิปตัสในการใช้เป็นฐานรากรองรับคันทางถนน การศึกษา ยังไม่ได้ครอบคลุมถึงคุณสมบัติด้านการผุกร่อนของไม้อยูคาลิปตัสในสนาม แต่ด้วยการฝังอยู่ในดินซีเมนต์ที่มีความทึบน้ำสูง เชื่อว่าจะไม่เกิดปัญหาดังกล่าว อย่างไรก็ตามควรมีการศึกษาเพื่อยืนยันสมมติฐานดังกล่าวต่อไปในอนาคตเพื่อเพิ่มความเชื่อมั่นในการใช้งานจริง

5. กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย และมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี ที่ได้ร่วมให้ทุนวิจัย ภายใต้สัญญา PHD/0001/2554 และ RSA5580007 และขอขอบคุณ บริษัท ชอยล์กริต เทคโนโลยี จำกัด บริษัท ปูนซีเมนต์ไทย จำกัด (มหาชน) บริษัท อิตาเลียน-ไทย จำกัด(มหาชน) โรงพยาบาล

รามาริบัติ ในการเอื้อเฟื้อเครื่องจักร วัสดุ อุปกรณ์ และสถานที่ในการทำวิจัย

6. เอกสารอ้างอิง

1. Petchgate, K., Jongpradist, P. and Youwai, S., 2007, "Field Investigation and Applications of Cement Column in Thailand", 40th Anniversary Commemorative Volume of Southeast Asian-Development, *Advancement of Geotechnical Engineering in Southeast Asia*, pp. 283-294.
2. Tanseng, P. and Namwiset, V., 2014, "Behavior of Soil-Cement Column Wall with Top-Down Support System for Unbalanced Deep Excavation in Soft Clay", *Proceedings of the 18th National Convention on Civil Engineering*, GTE, pp. 188-195. (In Thai)
3. Bergado, D. T., Ahmed, S., Sampaco, C. L. and Balasubramaniam, A. S., 1990, "Settlement of Bangna-Bangpakong Highway on soft Bangkok clay", *Journal of Geotechnical Engineering*, 166, pp. 136-155.
4. Chunhirun, J., 2000, Performance of Road on Cement Column Improved Soft Clay of Route No.34 Bangna-Chonburi Highway Project, Master Thesis, King Mongkut's University of Technology Thonburi, Thailand (In Thai)
5. Forsman, J., Honkala, A. and Smura, M., 1999, "Hertsby Case: A Column Stabilised and Geotextile Reinforced Road Embankment on Soft Subsoil", *Dry mix methods for deep soil stabilization*, Brendenberg, Broms, and Holm, eds., Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 263-368.
6. Reid, W. M. and Buchanan, N. W., 1984, "Bridge Approach Support Piling", *Piling and Ground Treatment*, Thomas Telford Ltd., London, pp. 267-274.
7. Lin, K. Q. and Wong, I. H., 1999, "Use of Deep Cement Mixing to Reduce Settlements at

Bridge Approaches”, *J. Geotech.Geoenviron. Eng.*, 125 (4), pp. 309–320.

8. Tsukada, Y., Isoda, T. and Yamanouchi, T., 1993, “Geogrid Subgrade Reinforcement and Deep Foundation Improvement”, *Proceedings of Geosynthetics Case Histories, Int. Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Committee TC9, Yono City, Japan, pp. 158–159.

9. Kreikraweekit, T., Wonglert, A., Petmali, S., Jongpradist, P., Kongkitkul, W. and Submaneewong, C., 2014, “Impact of Stiffness of Load Transfer Slab on Settlement Behavior of Cement-Column Support Road Embankment”, *Proceedings of the 19th National Convention on Civil Engineering*, GTE, pp. 1739-1744.

10. Zheng, G. and Gu, X.L., 2005, “Development and Practice of Composite DMM Column in China”, *Proceedings of 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka, Japan, Vol. 3, pp. 1295-1300.

11. Dong, P., Qin, R. and Chen, Z., 2004, “Bearing Capacity and Settlement of Concrete-Cored DCM Pile in Soft Ground”, *Geotechnical and Geological Engineering*, 22, pp. 105-109.

12. Jongpradist, P., Jumlongrach, N., Youwai, S., and Chucheeepsakul, S., 2010. “Influence of Fly Ash on Unconfined Compressive Strength of Cement-Admixed Clay at High Water Content”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 22 (1), pp. 49-58.

13. Horpibulsuk, S., Rachan, R. and Raksachon, Y., 2009, “Role of Fly Ash on Strength and

Microstructure Development in Blended Cement Stabilized Silty Clay”, *Soils and Foundations*, 49 (1), pp. 85-98.

14. Srijaroen, C. and Rachan, R., 2014, “Strength Development in Soil Cement Column and Soil Fly ash-Cement Column in Soft Bangkok Clay Deposit”, *KMUTT Research and Development Journal*, 37 (2), pp. 151-164. (In Thai)

15. Jamsawang, P., Bergado, DT. And Voottipruex, P., 2010, “Field Behaviour of Stiffened Deep Cement Mixing Piles”, *Proceedings of the ICE - Ground Improvement*, Vol. 164, No. 1, pp. 33-49.

16. Wonglert, A. and Jongpradist, P., 2014, “Numerical Investigation on SDCM Pile under Axial Load Test”, *International Conference on Advances in Civil Engineering for Sustainable Development*, Suranaree University of Technology, pp. 369-374.

17. Kansaengkaew, T., 2008, “A Study of the Properties of Eucalyptus Wood Growing in Eastern Thailand for Using in Construction”, *Engineering Project*, Burapha University (In Thai)

18. Wonglert, A. and Jongpradist, P., 2015, “Impact of reinforced core on performance and failure behavior of stiffened deep cement mixing piles”, *Computers and Geotechnics*, 69, pp. 93-104.

19. Horpibulsuk, S., Chinkulkijiniwat, A., Cholphatsorn, A., Suebsuk, J. and Liu, M. D., 2012, “Consolidation behavior of soil-cement column improved ground”, *Computers and Geotechnics*, 43, pp. 37-50.

ภาคผนวก ง
สำเนาบทความการประชุมวิชาการนานาชาติ

Numerical Investigation on SDCM Pile under Axial Load Test

A. Wonglert & P. Jongpradist

King Mongkut's University of Technology Thonburi, Bangkok, Thailand

ABSTRACT: The new kind of composite pile known as Stiffened Deep Cement Mixing (SDCM) pile, is introduced for supporting load in soft clay layer. This composed of an inner stiffened core pile and external DCM pile socket, where the high strength is used to resist the loading, and DCM pile socket acts to transfer axial compression into surrounding soils by skin friction. This study numerically investigated the appropriate size and stiffness of the core with regarding to those of the DCM pile. Series of two dimensional axis-symmetry finite element analysis on SDCM under axial loading has been done so as to simulate the pile quick load test. In the analysis, various core volumes, diameters, lengths and stiffness are studied. The study indicated that the preferable shape of the core is that with longer or slender shape, not the large diameter if the volume of the core is controlled. Moreover, the core can be a material with smaller stiffness rather than the concrete. The optimum size of the core for a reference DCM pile is also suggested.

1 INTRODUCTION

According to the behavior and soil condition of Bangkok, several methods of ground improvement have been introduced to improve the strength and deformation characteristics of soft ground. One of the most common methods of improvement is cement stabilization. It has been used as chemical admixtures for both shallow and deep soil stabilization. The method of deep stabilization was initiated in Sweden and Japan in late 1970's and known Deep Mixing Method (DMM). The present application includes the use of Deep Cement Mixing (DCM) piles or cement columns to increase the bearing capacity and reduce the total and differential settlements below lightly loaded structures. Considering the versatility of cement stabilization, the method has gained wider acceptance especially in Southeast Asia. Soil mixing in Thailand started around 19 years ago. Nowadays, in Thailand, this method has been widely applied to several types of construction (Petchgate et al. 2003) such as foundation of road embankment, taxiway for an airport and retaining structure for deep excavation. However, its advantageous application requires better understanding of the mechanical behaviors of the improved soil.

It is well known that the stress distribution along the pile length becomes smaller with depth. This means that only the top part (from the pile head) re-

quires high strength whereas the other part (deeper part) may not need. Therefore, the concept of Stiffened Deep Cement Mixing (SDCM) pile was introduced (Dong et al. 2004). This concept is to insert the small concrete pile or any reinforcement into the DCM pile during construction. The tests indicated that this SDCM pile can resist higher load compared to the ordinary DCM pile having the same size and length.

There have been some researches (Jamsawang, 2008; Jamsawang et al. 2010; Voottipruex et al. 2011) and actual construction projects utilizing the SDCM piles. The cores can be hexagonal concrete piles or steel H-piles with various sizes and lengths. They indicated that increasing ratio between length of stiffened core and DCM pile has significantly increased the pile bearing capacity. However, previous studies focused on only steel or concrete core. Other construction materials such as wood have not been considered yet. In addition, there is no any guideline for recommending the appropriate size of the core yet. This study thus attempts to preliminarily investigate the influencing factors on behavior of the SDCM by numerical analysis. It aims to obtain the guideline for appropriate dimension as well as property of composite core compared to those of the DCM.

2 ANALYSIS DETAIL

2.1 Verification case

In order to confirm that a reasonable procedure is used for parametric study by numerical investigation, a full scale test (Panmanajaroenphol, 2003) of pile loading in a site located at Wang Noi district, Phra Nakhon Si Ayutthaya province was selected for a verification cases. The soil profile of this project consists of topmost layer has thickness of 1.0 m of back fill follow by 1.0 m and 7.0 m of weathered crust and soft clay layer respectively. The medium stiff clay layer begins at the depth 9.0 to 12.0 m underlay with stiff clay layer until depth 16 m. The ground water table was found at depth 1.5 m from ground surface. The soil profile and soil properties for this project are shown in Figure 1.

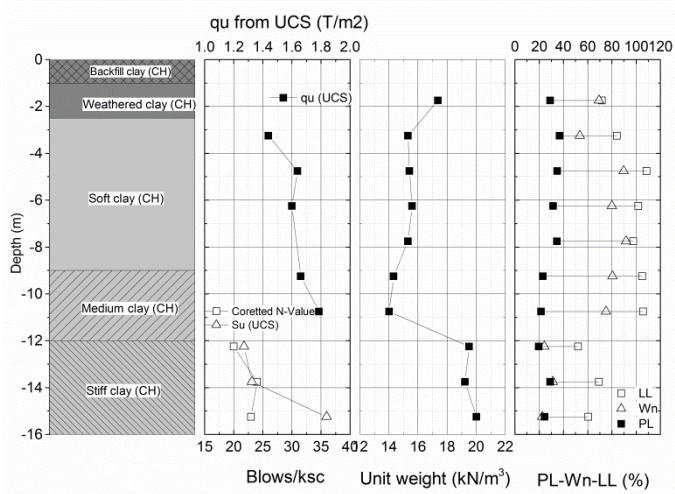


Figure 1. Soil profile properties at the studied location.

2.2 Reference DCM Pile

The jet grouting method was employed to construct the DCM pile. Pre-jet grout at pressure 200 bars with water in downward direction was applied in the first step until reaching the target depth in order to destruct the soil structure. Then the DCM pile was installed by jet grouting the cement-slurry at pressure of 200 bars in upward direction. The cement-slurry was mixed by 1:1 ratio of water and Portland cement type 1. The spinning and upward rate of grouting rod and flow rate of cement-slurry were controlled by computer to keep cement of 225 kg/m³ of soil.

The DCM pile No.PL1 was chosen as a verification pile. It is 0.5 m in diameter and 6 m long (before cutting 1 m at the top due to the uniformity). Panmanajaroenphol (2003) concluded that, under increasing axial load, the PL1 pile failed under pile failure condition. The properties of the pile were obtained from coring samples after completion of the

pile load test. The properties of DCM pile were listed in Tables 2 and 3.

2.3 Parametric study

To investigate the effect of size and stiffness of the stiffened core on the response of SDCM piles under axial loading, the dimension and Young's modulus, E of the core are varied in the parametric study. The dimension and properties of the DCM pile is fixed throughout this study by adopting those of PL1 from Panmanajaroenphol (2003). Since the addition of stiffened core results to the additional cost, for sake of comparison, the dimension of core is varied with fixing volume. Whereas, the amount of adding core is considered in term of the volume ratios between the core and the DCM pile. Two values of Young's modulus are varied considering that of precast concrete and eucalyptus wood. The parameters in this parametric study are listed in Table 1.

Table 1. Dimensions of core for parametric study.

V_{core}/V_{DCM} (%)	Length of stiffened core (m)		
	dia. _{core} 0.15 m	dia. _{core} 0.20 m	dia. _{core} 0.25 m
2.5	1.67	0.94	0.60
5	3.33	1.88	1.20
10		3.75	2.40

3 ANALYSIS MODEL

3.1 Analysis mesh and Boundary conditions

In the two dimensional axis-symmetry analysis model, the sides of the mesh including left side and right side are restrained against lateral movements but free to move vertically, so no movement perpendicular to their side of meshes. The bottom of the mesh will be fixed for both vertical and horizontal movement. The surface had no restrained and free to move. These conditions were used for all cases throughout of the analysis. Figure 2 shows the finite element mesh and its dimension.

Table 2. Coefficient of permeability of materials.

Soil type	Permeability (m/sec)	
	k_v	k_h
Weather crust	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-5}
Soft clay	1.5×10^{-7}	1.5×10^{-6}
Medium clay	1.5×10^{-7}	1.3×10^{-6}
Stiff clay	1.0×10^{-7}	1.3×10^{-6}
DCM pile	1.6×10^{-8}	1.2×10^{-8}
Precast concrete	-	-
Eucalyptus wood	-	-

Table 3. Soil model and material parameters.

Materials	Model	E_{50}^{ref} / E_u (kPa)	E' (kPa)	E_{edo}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)	ν_{ur}	m	K_o^{nc}	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ' (°)	OCR
Top soil	MC(D)	-	3,000	-	-	0.20	-	0.6	17	10	22	0	-
Soft clay	HS(U)	3,000	-	3,000	10,000	0.20	1	0.7	16	5	20	0	1.2
Medium clay	HS(U)	5,000	-	5,000	20,400	0.20	1	0.6	18	10	22	0	1.1
Stiff clay	HS(U)	10,500	-	10,500	35,000	0.20	1	0.5	18	25	26	0	1.0
DCM pile	MC(U)	61,750	-	-	-	0.33	1	-	15	140	30	-	-
Concrete	MC(D)	-	2.8×10^7	-	-	0.15	-	-	24	8000	40	-	-
Wood	MC(U)	-	5.0×10^6	-	-	0.25	-	-	9.5	6500	30	-	-

MC= Mohr-Coulomb model, HS= Hardening Soil model. Material behavior; D=drained, U= undrained. p_{ref} for HS=100 kPa, $R_f=0.9$

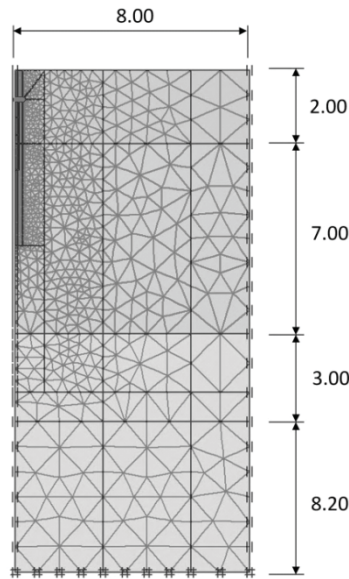


Figure 2. Finite element mesh.

3.2 Initial conditions

The initial distribution of vertical effective stress and horizontal effective stress are controlled by the given soil unit weight and the coefficient of earth pressure at rest, K_0 , for all strata and the hydrostatic pore water pressure conditions in equilibrium with a water table at 1 m below the ground surface. Close consolidation boundary is taken in account as the drained analyses are considered.

3.3 Calculation and Simulation

The PLAXIS 2D was employed to consolidation analysis. The consolidation is the main feature that taken to consideration in analysis with close consolidation boundary around boundary area. Constitutive models of materials and their parameters for each soil layer are tabulated in Tables 2-3. The analysis type of soil layer is undrained analysis. However, soil cement-column is treated as drained analysis and the stiffened cored is non-porous materials. The value of interface friction (R_{inter}) between DCM pile and core pile is 0.4 (Voottipruex et al. 2011). Quick load test is the method that used to apply in the pile

load test (ASTM D-1143). The intervals of load increasing is introduced and retained for 30 minutes until pile failure occurs.

4 RESULT AND DISCUSSION

4.1 Simulation of Pile load tests on DCM pile

The numerical analysis results of single DCM pile and SDCM piles under axial loading condition are presented and discussed. This study investigates both the failure load and settlement. The investigation starts with simulation of pile load tests on single DCM pile No.PL1 for purpose of verification of the analysis method. The result of the analysis is compared with field measurements on actual DCM load tests in previous research. After that the analysis is extended for SDCM to evaluate the influencing factors on pile capacity and settlement. Series of parametric studies on various sizes and properties of core has been done.

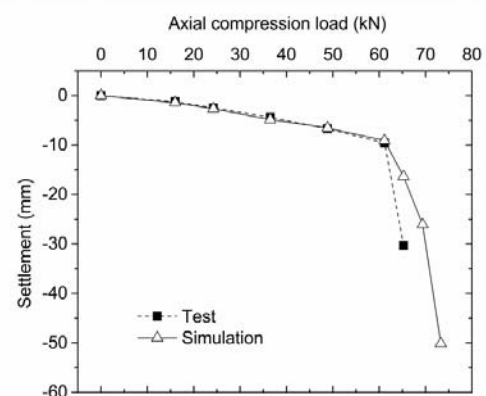


Figure 3. Comparison between test data and simulation of DCM pile No.PL1.

The load-settlement curve from axial compression pile load test conducted on the DCM piles are shown in Figure 3 and compared with the analysis result. The DCM piles have a diameter of 0.5 m and length of 5 m. The load was applied in stages as did in the field test by 0, 16, 24.2, 36.5, 48.9, 61.1, 65.2, 69.4

kN before increasing with 3.92 kN intervals until pile failure. Similar load-settlement curves between the test and analysis can be seen, particularly up to the load of 60 kN. The failure loads (maximum load or that at the settlement of DCM not exceed 1/10 pile diameter) from both the test and analysis are also close.

4.2 Effect of core stiffness on behavior of SDCM pile

The effect of stiffness of the stiffened core on load-settlement was investigated by varying the stiffness of the core in SDCM piles of which the DCM has a diameter of 0.5 m and length of 5 m. The effects in term of load-settlement curves are demonstrated in Figures 4-6 for each core diameter. In each figure, results of various cored lengths and stiffness are compared. The results show that, with the same dimension of core and DCM, the simulated load-displacement curves as well as the ultimate load of the case with alternative stiffened core material (eucalyptus wood, $E=5 \times 10^5$ kPa) are almost the same with those of the case with concrete core ($E=2.8 \times 10^7$ kPa). The ultimate failure loads (Q_u) by varying core-diameter, core-length, and core-stiffness from simulation are tabulated in Tables 4-6. This implies that other materials with smaller stiffness may be possibly used as a core.

Table 4. Q_u of SDCM with core-diameter of 0.15 m.

Core length (m)	Ultimate failure load (kN)	
	Concrete	Eucalyptus wood
1.67	108.59	108.42
3.33	139.98	139.98

Table 5. Q_u of SDCM with core-diameter of 0.20 m.

Core length (m)	Ultimate failure load (kN)	
	Concrete	Eucalyptus Wood
0.94	92.9	85.05
1.88	112.52	108.59
3.75	139.98	139.98

Table 6. Q_u of SDCM with core-diameter of 0.25 m.

Core length (m)	Ultimate failure load (kN)	
	Concrete	Eucalyptus wood
0.60	81.127	85.05
1.20	104.67	100.47
2.40	136.06	132.14

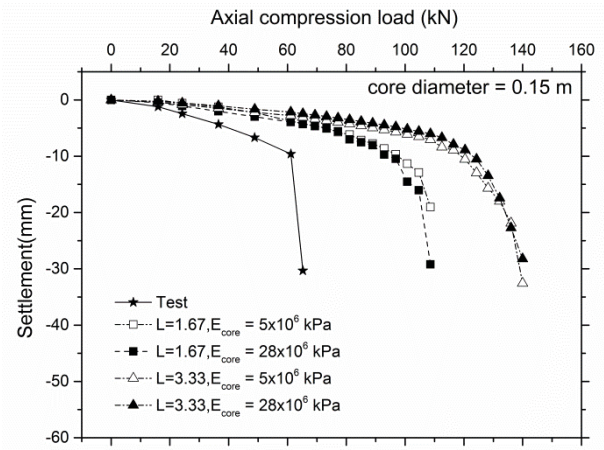


Figure 4. Load-settlement curves of difference core stiffness, core diameter 0.15 m.

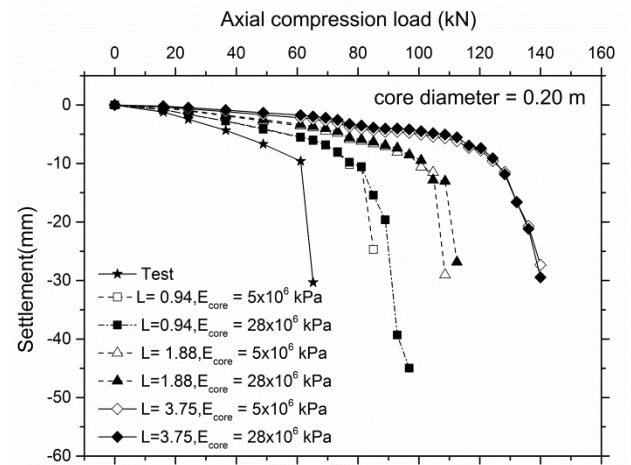


Figure 5. Load-settlement curves of difference core stiffness, core diameter 0.20 m.

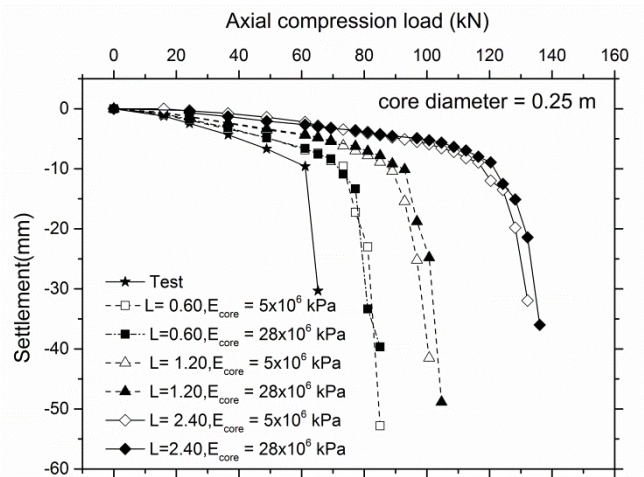


Figure 6. Load-settlement curves of difference core stiffness, core diameter 0.25 m.

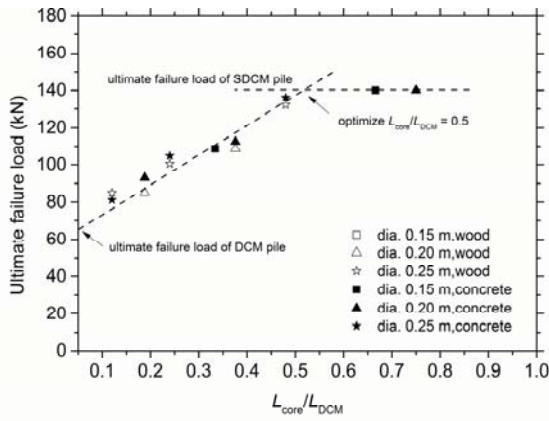


Figure 7. Relation curve between L_{core}/L_{DCM} and ultimate failure load (Q_u).

Figure 7 shows the relation between L_{core}/L_{DCM} and ultimate failure load of SDCM pile. The relation curve includes information from cases with various diameters, lengths, and stiffness. The Q_u linearly increases with increasing of the L_{core}/L_{DCM} ratio before keeping constant at 140 kN after the ratio of L_{core}/L_{DCM} reach 0.5. It is indicated that the optimum core-length for the DCM pile No.PL1 is approximately 2.5 m in this case.

4.3 Effect of core-volume on load settlement curve

The simulation results in Figures 8-10 show that variation of concrete core-volume has effects on the ultimate failure load for SDCM piles under axial compression loading. The simulation was conducted on core-volume (V_{core}/V_{DCM}) of 2.5, 5, and 10 % and the variation of core-diameter taken into considerations are 0.15, 0.20 and 0.5 m. Core-length is then introduced from those predetermined overall core-volume and diameter as shown in Table 1.

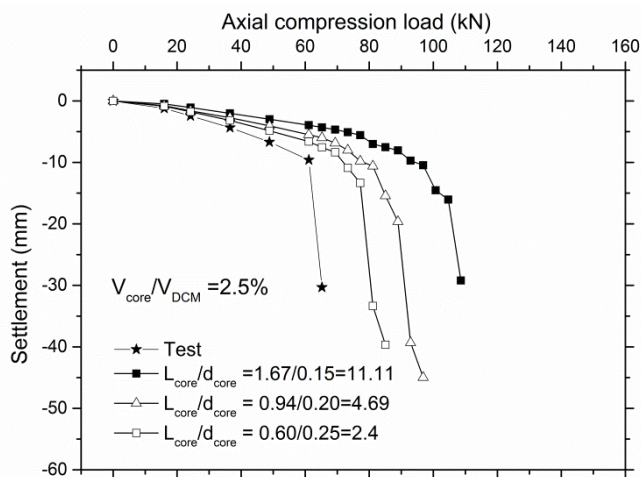


Figure 8. Relation curve between applied load and settlement at constant $V_{core}/V_{DCM} = 2.5$ % of concrete core.

From the Figures 8-10, it is seen that the ultimate failure load (Q_u) of SDCM pile can be dramatically

increased with increasing ratio of L_{core}/d_{core} . It is also noted that the settlement also significantly reduced. However, only small difference can be seen for Q_u and settlement between cases having different L_{core}/d_{core} in Figure 10. This is probably because the core-lengths (3.75, 3.40 m) exceed the optimum length (2.5 m) as discussed in previous section.

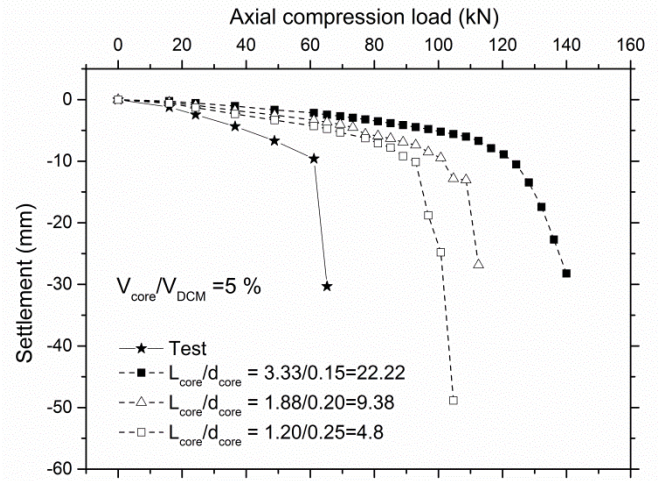


Figure 9. Relation curve between applied load and settlement at constant $V_{core}/V_{DCM} = 5$ % concrete core.

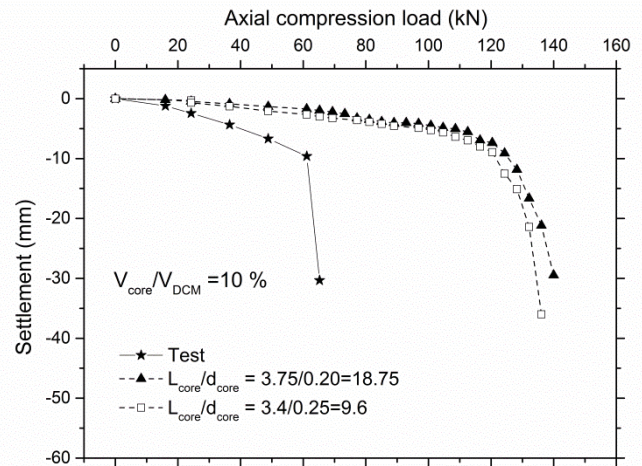


Figure 10. Relation curve between applied load and settlement at constant $V_{core}/V_{DCM} = 10$ % concrete core.

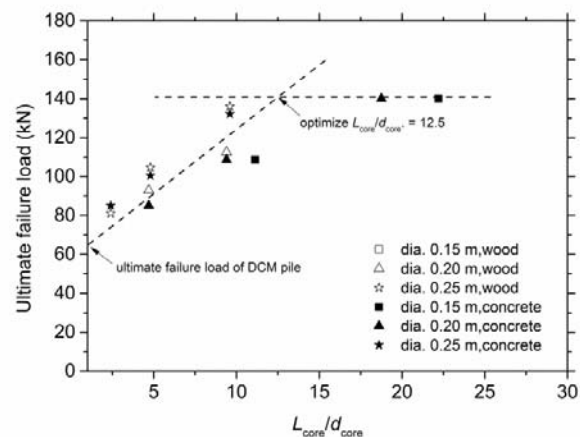


Figure 11. Relation curve between L_{core}/d_{core} and ultimate failure load (Q_u).

The optimum core-diameter for DCM pile No. PL1 can be obtained from the relation curve between ratio of core-length and core-diameter ($L_{\text{core}}/d_{\text{core}}$) as demonstrated in Figure 11. The intersection of two dash line indicates that the optimization core-diameter for DCM pile No.PL1 is 0.20 m ($L_{\text{core}}/d_{\text{core}}=12.5$)

5 CONCLUSIONS

The numerical investigation on bearing capacity and settlement of Stiffened Deep Cement Mixing (SDCM) pile is done in this research. The ultimate failure load of each case is determined from simulated load-settlement curves by using 2-dimensional axisymmetric finite element analysis. The conclusions that can be drawn from this research are summarized as following;

- In case of volume controlling, increasing core-length (L_{core}) significantly increased the bearing capacity whereas the core-diameter, (d_{core}), has lesser effects on the bearing capacity for the axial compression loading. So, slender shape of core pile is preferable for the same volume of the core.
- With two different moduli of core (referred to those of eucalyptus wood and concrete), insignificant difference can be observed. This implies that the less stiff material may be effectively used as a core.
- The optimization length and diameter for individual DCM pile No.PL1 are 2.5 m. and 0.2 m, respectively.

However, these conclusions are drawn on the basis of limited data for specific considered cases, and

a broader set of studies are needed to enhance the findings from this study.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors gratefully acknowledge financial support by Thailand Research Fund (TRF) and King Mongkut's University of Technology Thonburi (KMUTT) through the Royal Golden Jubilee Ph.D. program, under contact grant PHD/0001/2554 and TRF Research Scholar Contract No. RSA5580007.

REFERENCE

- Petchgate, K., Jongpradist, P. and Panmanajareonphol, S. 2003. Field pile load test of soil-cement column in soft clay. In: Proceedings of the international symposium 2003 on soil/ground improvement and geosynthetics in waste containment and erosion control applications., 2–3 December 2003. Thailand: Asian Institute of Technology; 2003: 175–184.
- Panmanajaroenphol, S. 2003. The study in bearing capacity of cement column in soft clay. Master of Engineering Thesis. King Mongkut's University of Technology Thonburi:Thailand
- Dong, P., Qin, R. and Chen, Z. 2004. Bearing capacity and settlement of concrete-cored DCM pile in soft ground. *Geotechnical and Geological Engineering* 22(1):105-119, Netherlands.
- Jamsawang, P. 2008. Full scale tests on stiffened deep cement mixing (SDCM) pile including 3D finite element simulation. Doctor of Engineering Dissertation. Asian Institute of Technology:Thailand
- Jamsawang, P., Bergado, D.T., andVoottipruex, P. 2010. Field behaviour of stiffened deep cement mixing piles. *Proceedings of the ICE - Ground Improvement* 164(1):33-49
- Voottipruex, P., Suksawat,T., Bergado D.T. and Jamsawang, P. 2011. Numerical simulations and parametric study of SDCM and DCM piles under full scale axial and lateral loads. *Computers and Geotechnics* 38:318–329.

Impact of Constitutive model on the Numerical Analysis of Tunneling in Bangkok Clay

T. Detkhong & P. Jongpradist

King Mongkut's University of Technology Thonburi, Bangkok, Thailand

ABSTRACT: In 1996, first subway tunnel was constructed for Bangkok Mass Rapid Transit Authority (MRTA) project. Most of 20 km tunnels were excavated with Earth Pressure Balance (EPB) shield through Bangkok stiff clay layer. This paper presents the numerical analyses of the tunnel excavation using Finite element method in conjunction with three different levels of soil models; Hardening Soil with small strain model, Hypoplastic model for clay (Masin, 2005), and Mohr-Coulomb model. The Finite Element Method (FEM) analysis results are compared to the measured data on surface settlement of actual construction records. The initial pore water pressure and the impact of constitutive soil model are discussed.

1 INTRODUCTION

The underground excavation becomes an attractive method for urban development in dense population areas. To minimize the surface impacts during construction, tunneling is usually adopted for the construction of infrastructures and accommodations for future needs. One of the most popular tunneling methods for tunnel construction in soft soil is shield tunneling. The volume loss caused by shield tunneling will induce ground deformation that can affect to the existing buildings. The main aspect of the tunnel excavation is then the quantitative and accurate prediction of the movements of soil and existing structures.

Many researchers proposed the empirical and analytical methods for estimating the ground deformations due to tunneling. However, these methods cannot consider all key factors such as complex soil stress-strain behavior, construction details and geological conditions (Wang et al. 2003). Those results cannot give the satisfactory subsurface deformation and stress distribution. Recently, numerical analysis using finite element method (FEM) is popularly used for simulating the behavior of geotechnical works because it can include as many factors as possible. There are many factors influencing on the soil movements due to shield tunneling, including shield face pressure, tail void grouting, initial horizontal ground stress, soil layering, drawdown ground water pressure, and gap over shield body. All factors can be taken into account in three dimensional finite element (3D-FEM) model. However, the extension to 3D analyses is still limited due to the requirements

on numerical experts, reliable FEM program, long computational time and high capacity computer (Gioda and Swoboda, 1999). For preliminary design or feasibility study phase, the two dimensional FEM is widely used to predict the ground deformation and stress distribution. In addition, the accurate results depend on many factors. Among those, constitutive soil model is an essential prerequisite for simulation of the deformation.

In Bangkok city, Earth Pressure Balance (EPB) shield tunneling have been used for the constructions of high voltage underground cable tunnels, main water supply tunnels, flood diversion tunnels and Mass Rapid Transit (MRT) subway tunnels. In 1996, the first subway tunnel was constructed for Bangkok Mass Rapid Transit Authority (MRTA) project. Most of 20 km tunnels were excavated with EPB shield through Bangkok stiff clay layer. During the MRT tunnel excavation, the observation and data collection were extensively conducted (Suwansawat, 2002). Teparaksa (2005) simulated a MRT subway tunnel bored by means of EPB shield tunneling in Bangkok subsoil. The author presented the ground movement behavior, which were simulated by two dimensional FEM with the Mohr-Coulomb soil model. With the back analysis technique by varying the Young's modulus (E), the simulated results can be close to the measured data. Therefore, the values of suitable E for tunneling simulation in Bangkok soils are suggested. However, it is noticeable that the settlement troughs are shallower and wider than those observed in the field as the same as reported by Hejazi et al. (2008). Moreover, the E values recommended from this study become different from

those previously suggested by Bergado et al. (1994) for embankment works.

In this paper, three constitutive soil models with enhancing levels of complexity are adopted to simulate the shield tunneling by mean of two dimensional numerical analysis. All of three models have been calibrated on the basis of high quality laboratory experiments on Bangkok clay (Hassan, 1976 ; Uchai-pichat, 1998). The main objective of the numerical investigations is to show the impact of selecting a constitutive soil model for the prediction of soil displacement.

2 CONSTITUTIVE MODEL

2.1 Mohr-Coulomb model

The commonly used constitutive model in current practice namely Mohr-Coulomb model (MC) is the first model considered in this study. It is a linear-elastic perfectly plastic model, which requires five parameters; E (Young's modulus), ν (Poisson's ratio), c (cohesion), ϕ (friction angle) and ψ (dilatancy angle). Since it was a well-known model, the details will not be described herein.

2.2 Hardening Soil Model with Small Strain

The Hardening Soil Model with Small Strain (HSS) constitutes a modification of the Hardening Soil model which was derived from the hyperbolic model of Duncan and Chang (1970). All basic features of the Hardening Soil model were therefore included in the HSS model (Benz, 2006). In addition to the Hardening Soil model, the HSS model incorporates a formulation of small-strain stiffness. Many researchers had studied the behavior of soils using high precision triaxial tests. They obtained a reversible behavior and high stiffness for strain less than 10^{-5} and showed that the shear modulus was constant under very small-strain (strain between 10^{-6} and 10^{-5}). This behavior was described in the HSS model using an additional strain-history parameter and two additional material parameters, i.e., G_0 and $\gamma_{0.7}$. The details of the model formulation can be found in Benz (2006)

2.3 Hypoplastic Model for Clays

The hypoplastic model for clays (HC) was proposed by Masin (2005). The model was developed on the basis of generalized hypoplasticity principles, which are combined with traditional critical state soil mechanics. The model requires five constitutive parameters, which correspond to the parameters of Modified Cam-clay model. They are simply calibrated on the basis of standard laboratory experiments. The model enhanced the intergranular strain concept, which allows reproducing the behavior at very small strains. The main equation has the following form:

$$\overset{o}{T} = f_s L : D + f_s f_d N \|D\| \quad (1)$$

3 BANGKOK SUBSOIL CONDITION AND MODEL PARAMETERS

Bangkok is situated at the delta of the rivers in the Chao Phraya Plain. These consist of a board deep basin which deposits form alternate layers of gravel, sand, and clay. The general subsoil condition consists of made ground and weathered clay with a thickness of 0.0-2.0 m over a 13-14 m thick soft clay layer. The 12 m thick first stiff clay layer is encountered below the soft clay layer at the depth of 27.0 m. Beneath the first stiff clay layer is the 8.0 m thick first dense sand layer and the 6.0 m thick second stiff clay layer at the depths of 35.0 m to 41.0 m respectively. The 19.0 m thick second dense sand layer at the depth of 60.0 m is underneath the hard clay layer. The piezometric pressure in Bangkok aquifer is reduced in the first sand layers from the effect of excessive extraction of ground water in deep aquifers during the past 60 years. The drawdown piezometric condition and general soil profile as shown in Figure 1 The soil properties used in the analyses are mainly determined from previous laboratory tests (Hassan, 1976; Uchaipichat, 1998). Note that the various soil models are applied to the only soft and stiff clay layers, whereas, other layers are assumed to behave as MC model in order to highlight the influence of soft and stiff clay models. The model parameter calibration of soft and stiff clay are shown in Figures 2-3 and Tables 2-4 tabulate the soil parameters of soft and stiff clays for MC, HSS and HC model, respectively.

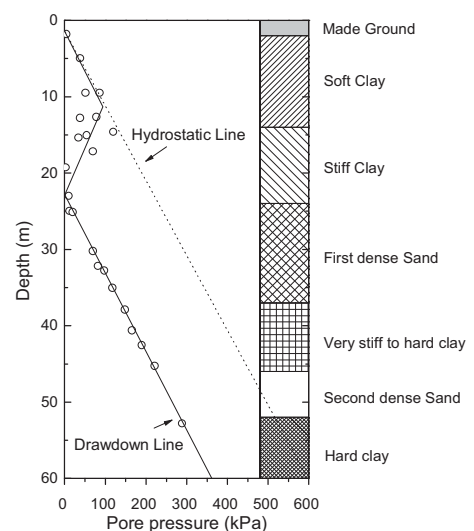


Figure 1. General Bangkok soil profile and Piezometric condition (after Teparaksa, 2005).

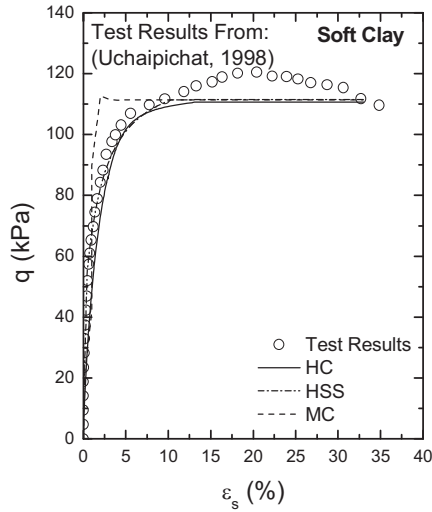


Figure 2. Stress-strain curves of soft clay (comparison between model predictions and drained test data).

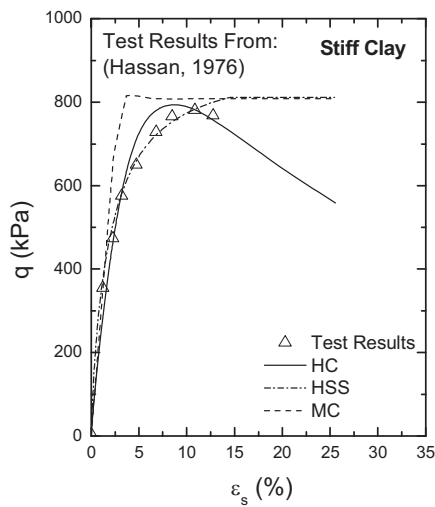


Figure 3. Stress-strain curves of stiff clay (comparison between model predictions and drained test data).

Table 1. Parameters of MC model for Bangkok subsoil (Likitlersuang et al. 2013).

Parameter [unit]	Soil type	
	Made ground	Sand
E_{ref} [kPa]	8000	53000
ν [-]	0.33	0.33
c [kPa]	1	1
ϕ [deg]	25	27

Table 2. Parameters of MC model for Bangkok soft and stiff clay.

Parameter [unit]	Soil type	
	Soft Clay	Stiff Clay
E_{ref} [kPa]	7000	25420
ν [-]	0.33	0.33
c [kPa]	1	1
ϕ [deg]	26	26

Table 3. Parameters of HSS model for Bangkok soft and stiff clay.

Parameter [unit]	Soil type	
	Soft Clay	Stiff Clay
E_{ref} [kPa]	7000	25420
E_{50}^{ref} [kPa]	7000	25420
E_{ur}^{ref} [kPa]	23280	83900
G_0^{ref} [kPa]	8751	32000
$\gamma_{0.7}$ [-]	1×10^{-4}	0.002
m [-]	1	1
c [kPa]	1	1
ϕ [deg]	26	26

Table 4. Parameters of HC model for Bangkok soft and stiff clay.

Parameter [unit]	Soil Type	
	Soft Clay	Stiff Clay
N^* [-]	1.85	0.999
λ^* [-]	0.17	0.055
κ^* [-]	0.043	0.028
ϕ_c [deg]	26	26
r [-]	0.14	1.2
m_R [-]	5.25	5.75
m_T [-]	5.25	5.75
R [-]	0.0001	0.0001
β_r [-]	0.2	0.2
χ [-]	6	6

4 NUMERICAL MODEL

A 2D plane strain model was performed with the finite element code, using Plaxis, in order to simulate the EPB shield tunneling as shown in Figure 4. All analyses were conducted by contraction method (Vermeer and Brinkgreve, 1993) to simplified evaluating influences of constitutive model. The extension of the mesh is 50 m in both left and right sides from tunnel centerline and vertically 50 m below the ground surface. The movement of both left and right sides of the model are fixed in horizontal direction. The bottom part of the model is restrained in both vertical and horizontal directions. The piezometric drawdown condition is applied to all analyses. The initial stress ratio (K_0) is used to generate the horizontal stresses in each layer. The K_0 values equal to 0.75 for made ground and soft clay, 0.65 for stiff clay, and 0.5 for sand. Three MRT tunnel sections with different soil profiles and tunnel depths are selected for analyses in this study (i.e., section 23-AR-001, section 23-G3-007-019, section 26-AR-001), the details of soil profile can be seen in Figure 5.

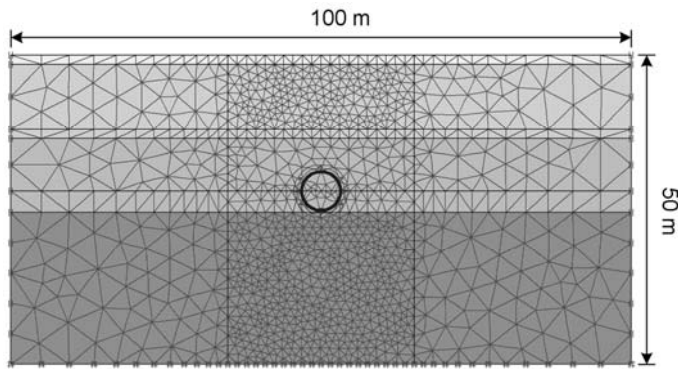


Figure 4. Finite element mesh.

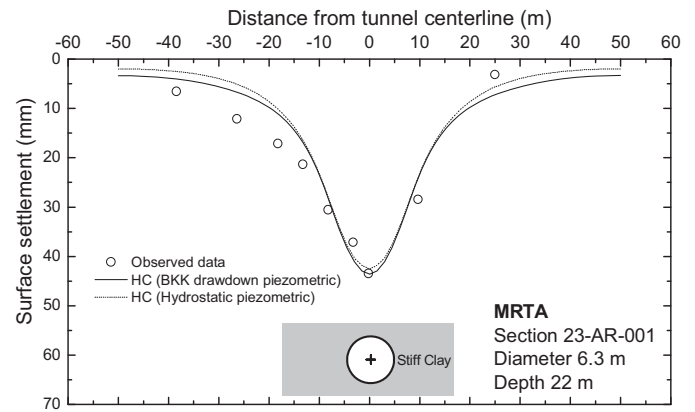


Figure 6. Surface settlement for different piezometric condition.

In the first step, the effect of drawdown piezometric condition is studied in term of surface settlement. Figure 6 shows the computed surface settlement of section 23-AR-001 using HC model with consideration of hydrostatic or drawdown case. The maximum surface settlement of drawdown case increases 2% as compared to the case of hydrostatic pore pressure distribution. The piezometric drawdown has no significant in the area of tunnel face but the difference starts to appear in the tail void grouting area (Phienwej et al. 2006). Therefore, this effect cannot be explained by 2D plane strain analysis.

To evaluate the effect of constitutive model on settlement prediction, different soil models are used to simulate the tunnel induced surface settlement. Since the volume loss (VL) values (for numerical analysis) cannot be exactly determined from the actual construction records. These values must be given by back calculation method for project-specific case. The analyses in this study are thus carried out in two categories.

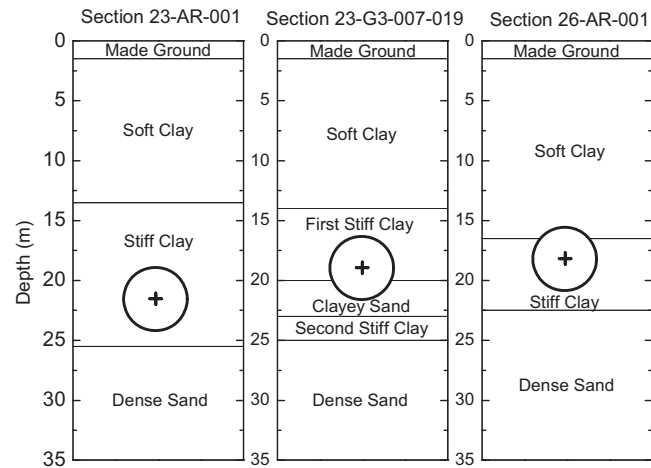


Figure 5. Soil profiles of studied sections (after Surarak, 2010).

5 ANALYSIS RESULTS

The finite element analyses of MRT tunnel are performed with 2D plane strain analysis. Three section of MRT Blue Line Project (North contract) in different soil profiles are selected.

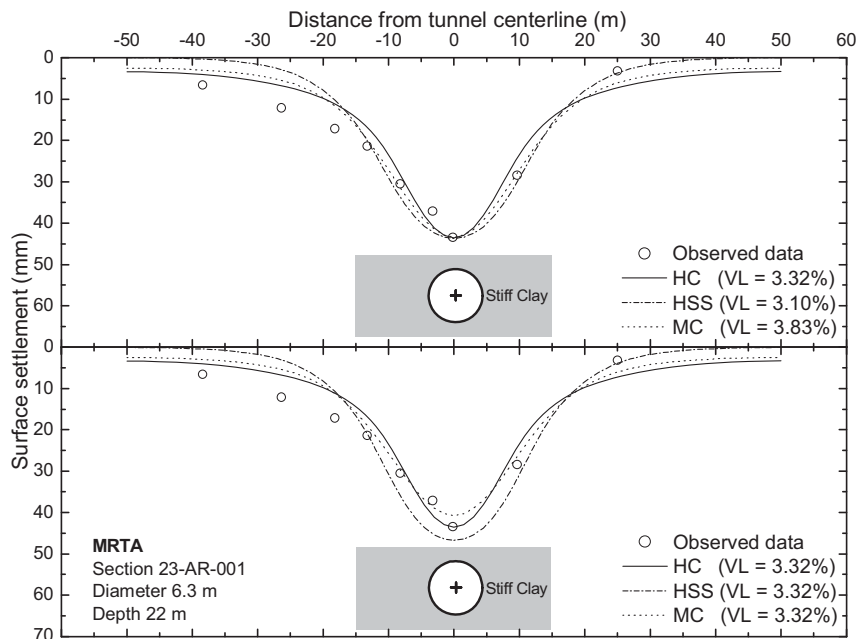


Figure 7. Surface settlement of section 23-AR-001.

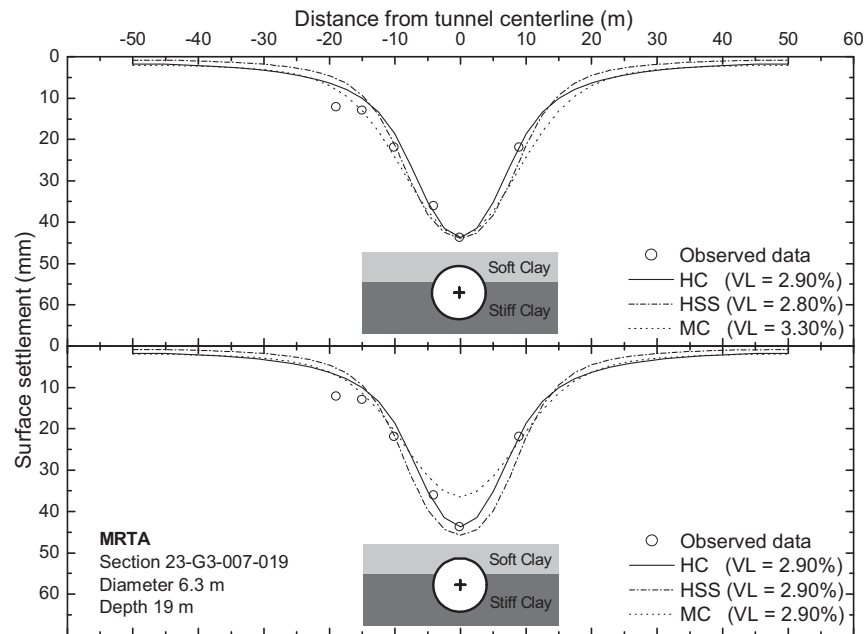


Figure 8. Surface settlement of section 23-G3-007-019.

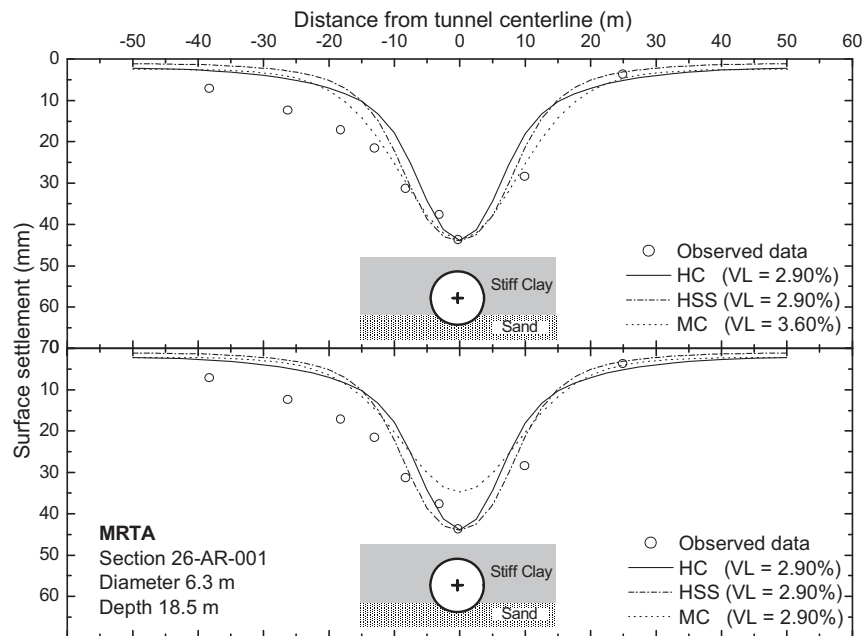


Figure 9. Surface settlement of section 26-AR-001.

The first one is to back-calculate to find the appropriate VL values for each analysis case by calibrating with the maximum settlement value (at tunnel center line). With this category, besides the obtained VL, the settlement profile will be discussed. The latter category is to fix a constant value of VL for analyses with different soil models. In these analyses, different maximum settlements and their distribution can be discussed. In this study, the constant VL is selected from that obtained by the analyses in first category with HC model. The surface settlement profiles predicted by finite element analysis using different levels soil model are shown in Figures 7-9 for sections 23-AR-001, 23-G3-007-019, and 26-AR-001, respectively.

To obtain the maximum settlement value to be matched with the measured data, the VL values of analysis with MC model are largest for all cases in this study (all three sections). While the VL values of analysis with HC and HSS are significant smaller. Note that the VL of analysis with HC is equal or slightly larger than that of analysis with HSS as summarized in Table 5. By observing the settlement profiles, they show that the analysis results from all models give satisfactory tendencies in term of the settlement profile shape. However, the results from analysis with HC are narrower at near-centerline (0-8 m), whereas, those of MC and HSS are wider.

With the results from second category (fixed VL), the results from analysis with HC and HSS models give good agreement to the observation data, while those from analysis with MC model provide a shal-

lower and wider profile than the observed one. The HC and HSS models which include non-linearity prefailure and high stiffness under very small strain can produce deeper and narrower settlement profile that correspond to the analysis results by Addenbrooke et al. (1997).

The VL values obtained from this study are larger than those reported by Sirivachiraporn and Phienwej (2012). They show the VL of tunnel in range of 0.5-2.0% and the maximum ground surface in the range of 20-40 mm. However, the observed data of case studies are in the range of 45-60 mm. The higher values may caused by the use low face pressure as compared the other section. The detail can be seen in Surarak (2010).

Table 5. Volume loss from FEM analysis.

Section	Volume loss from FEM (%)		
	HC	HSS	MC
23-AR-001	3.32	3.10	3.83
23-G3-007-019	2.90	2.80	3.30
26-AR-001	2.90	2.90	3.6

6 CONCLUSIONS

The numerical analyses of tunnel excavation in Bangkok clay are carried out in this paper. The simulations using 2D plane strain finite element analysis with contraction method are performed. From the results obtained, the tunneling simulation with the piezometric drawdown condition provides the slightly larger settlements compared to those with hydrostatic pore pressure condition. The analyses are extended to evaluate the influence of constitutive soil model for soft and stiff clay layers on settlement behavior. They have shown that the predictions can be improved by using the constitutive models which include non-linearity prefailure and high stiffness under very small strain. However, with 2D analysis condition, many factors regarding the construction sequence cannot be taken into account. Further study on 3D analysis is necessary to enhance the finding from this study.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors gratefully acknowledge the financial support from the Thailand Research fund (TRF) under TRF Research Scholar Contract No. RSA5580007.

REFERENCES

- Addenbrooke, T.I., Pott, D.M. and Puzrin, A.M. 1997. The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction. *Geotechnique*, 47(3): 693-712.
- Benz, T. 2006. Small-strain stiffness of soil and its numerical consequences. PhD. Thesis. Institut fur geotechnik, Universitat Stuttgart.
- Bergado, D.T., Long, P.V., Loke, K.H. and Werner, G. 1994. Performance of reinforced embankment on soft Bangkok clay with high strength geotextile reinforcement. *Geotextiles and Geomembranes*, 13(6-7): 403-420.
- Duncan, J.M. and Chang, C.Y. 1970. Nonlinear analysis of stress and strain in soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divisions*: 1629-1693.
- Hejazi, Y., Dias, D. and Kastner, R. 2008. Impact of constitutive models on the numerical analysis of underground constructions. *Acta Geotechnica*, 3(4): 251-258.
- Masin, D. 2005. A hypoplastic constitutive model for sand. *International Journal for Numerical and Analytical Method in Geomechanics*, 29: 311-336
- Phienwej, N., Hong, C.P. and Sirivachiraporn, A. 2006. Evaluation of ground movements in EPB-shield tunnelling for Bangkok MRT by 3D-numerical analysis. *Tunnelling and underground space technology*, 21(3): 273-273.
- Sirivachiraporn, A. and Phienwej, N. 2012. Ground movements in EPB shield tunneling of Bangkok subway project and impacts on adjacent buildings. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 30: 10-24.
- Surarak, C. 2010. Geotechnical Aspects of the Bangkok MRT Blue line Project. PhD. Thesis. Griffith University, Australia.
- Suwansawat, S. 2004. Shield tunneling database management for ground movement evaluation. The 32nd World Tunnel Congress and 13th TA Assembly; Proc. intern. symp,
- Teparaksa, W. 2005. Prediction of ground deformation response for double tunnel Bangkok MRT subway. The 31st World tunnel congress-underground space use: analysis of the past and lessons for the future; Proc. intern. symp. Istanbul, Turkey .
- Vermeer, P.A. and Brinkgreve, R. 1993. *Plaxis 5 manual*. Rotterdam: Balkema.
- Wang, J. G., Kong, S. L. and Leung, C. F. 2003. Twin tunnels-induced ground settlement in soft soils. The Sino-Japan Symposium on Geotechnical Engineering, *Geotechnical Engineering in Urban Construction*; Proc. intern. symp. China.

ภาคผนวก จ
สำเนาบทความการประชุมวิชาการระดับชาติ



การศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้เป็นโครงสร้างกันดิน ในงานขุดลึกด้วยวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข Numerical Study on Behavior of Soil Cement Columns for Retaining Structure in Deep Excavation

ศิริวรรณ ไวยชิตา^{1*} สันฐิติ ทรรพาสู่² และ พรเกษม จงประดิษฐ์³

^{1,2,3} ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี จ. กรุงเทพฯ

บทคัดย่อ

โครงสร้างกำแพงกันดินที่ทำจากเสาเข็มดินซีเมนต์ถูกนำมาใช้งานอย่างแพร่หลายมากขึ้นเนื่องจากขั้นตอนการก่อสร้างมีปัจจัยรบกวนสถานะแวดล้อมด้านข้างที่น้อย แต่ยังไม่มีการศึกษาใดที่ยืนยันถึงพฤติกรรมที่เกิดขึ้นในโครงสร้างกำแพงกันดินชนิดนี้ การศึกษานี้จึงได้นำวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลขแบบไฟไนต์เอลิเมนต์มาพัฒนาเป็นเครื่องมือวิเคราะห์เบื้องต้นเพื่อศึกษาถึงพฤติกรรม โดยใช้การจำลองแบบ 2 มิติ ในระนาบความเครียดด้วยการใช้แบบจำลองดินฮาร์ดเค้นนิ่งและมอร์-คูลอมบ์ การศึกษานี้ได้ยืนยันผลความน่าเชื่อถือของวิธีวิเคราะห์ด้วยการนำข้อมูลโครงการก่อสร้างอุโมงค์ทางลอดรถยนต์มาทำการจำลองพร้อมทั้งวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินด้านข้างกำแพงโดยการสอบเทียบระหว่างผลการวิเคราะห์กับผลการตรวจวัดจริง พบว่าเครื่องมือวิเคราะห์ที่พัฒนาขึ้นมีความน่าเชื่อถือ จึงได้นำไปศึกษาพฤติกรรมที่เกิดขึ้นในโครงสร้างกันดินนี้ด้วยการศึกษาเชิงตัวแปร ซึ่งพบว่าโครงสร้างกันดินชนิดนี้สามารถมีพฤติกรรมการเสียรูปแบบดัดโค้ง แบบเลื่อนไถลทั้งโครงสร้าง และแบบผสมผสาน ซึ่งขึ้นอยู่กับความลึกการขุดกับระยะฝังของกำแพงในดินเป็นสำคัญ นอกจากนี้ยังศึกษาการเสริมแรงด้วยไม้ยูคาลิปตัสกับกำแพงที่บางและเสียรูปแบบดัดโค้ง พบว่าทำให้กำแพงที่เสริมกำลังนั้นมีเสถียรภาพมากขึ้น แต่ไม่ได้ช่วยลดการเคลื่อนตัวของกำแพงมากนัก อีกทั้งยังพบว่ากำแพงที่มีความบางแต่ลึกและเสริมกำลังมีข้อดีในด้านเศรษฐศาสตร์ ด้านเสถียรภาพ และด้านการก่อสร้างมากกว่ากำแพงที่มีความหนาแต่ตื้นที่มีการเสียรูปแบบเลื่อนไถลทั้งโครงสร้าง

คำสำคัญ: เสาเข็มดินซีเมนต์, โครงสร้างกันดิน, พฤติกรรม, เสริมกำลัง

Abstract

Nowadays the application of Soil Cement Columns (SCC) as retaining structure in deep excavation works becomes popular because the construction process causes less noise and environmental impact than other systems. However, this kind of retaining structure has various forms of utilization. There has not yet been a research to understand the behavior of SCC as retaining structure in deep excavation. This study employs the Finite Element Method to investigate the behaviors of SCC wall.

The analysis was done in plane strain condition. The Hardening and Mohr-Coulomb soil models are selected. To assure that the result is reliable, the analysis method was validated with the road tunnel construction project by comparing between the analysis result and field measured data. After validation, the analysis is extended to series of parametric study on influence of wall thickness, wall depth, and excavation depth. From the analysis results, three failure modes namely bending, sliding, and mixed mode can be identified, depending mainly on the excavation depth and embedded length of walls. This study also investigated the influence of timber reinforcement in the thin SCC wall under expected bending failure mode.




Keywords: Soil Cement Column, Retaining structure, Behavior, Reinforce

1. บทนำ

เสาเข็มดินซีเมนต์ได้ถูกนำมาใช้เพื่อเป็นโครงสร้างกันดินของงานขุดลึกในดินอ่อนในโครงการก่อสร้างหลายโครงการ เช่น โครงการก่อสร้างอุโมงค์ถนนเพื่อเป็นทางวิ่งใต้ดินสำหรับลงที่จอดรถใต้อาคารเดิมที่ใช้เสาเข็มดินซีเมนต์ทำหน้าที่เป็นโครงสร้างกันดินรอบงานขุดและการปรับปรุงดินได้ระดับงานขุด [1] อีกหนึ่งโครงการที่ใช้เสาเข็มดินซีเมนต์เป็นโครงสร้างกันดินนั้นคือโครงการก่อสร้างอาคารชุด 8 ชั้น มีชั้นใต้ดิน 2 ชั้น [2] มีวิธีการก่อสร้างโดยใช้ค้ำยันแบบบนลงล่าง และมีผลจากแรงดันดินที่ไม่สมดุลเนื่องจากระดับที่แตกต่างกันของการขุด

จะเห็นว่ามีการใช้งานด้วยรูปแบบที่หลากหลาย ซึ่งขึ้นอยู่กับประสบการณ์ การคาดการณ์ของผู้ออกแบบ และปัจจัยจากสถานะแวดล้อมของสถานที่ก่อสร้าง วิธีวิเคราะห์ที่ผู้ออกแบบเลือกใช้ก็หลากหลาย พิจารณาตัวกำแพงเป็นรูปแบบโครงสร้างที่แตกต่างกัน ทั้งนี้เพราะว่ายังไม่มีความเข้าใจที่ชัดเจนถึงพฤติกรรมที่เกิดขึ้นในโครงสร้างกันดินที่ทำจากเสาเข็มดินซีเมนต์ นอกจากนี้เมื่อพิจารณารูปร่างและคุณสมบัติของวัสดุเทียบกับระบบกำแพงที่ใช้อยู่ (Sheet pile และ Diaphragm wall) จะเห็นว่าแตกต่างกันอยู่มากดังแสดงในรูปที่ 1 โดยในอดีตที่ผ่านมามีการใช้เสาเข็มดินซีเมนต์ในงานขุดลึกที่มักจะออกแบบโดยมีสมมติฐานเพื่อให้เป็น Gravity

wall เนื่องจากกำแพงค่อนข้างหนามาก อย่างไรก็ตาม ในปัจจุบันยังไม่มีผลการศึกษาเพื่อยืนยันว่า พฤติกรรมของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้ในงานชุดนี้นั้นเป็นอย่างไร ดังนั้นการศึกษานี้จึงทำเพื่อศึกษาพฤติกรรมที่เกิดขึ้นในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ว่าแท้จริงแล้วมีพฤติกรรมเป็นแบบใด เพื่อให้เกิดความเข้าใจเบื้องต้นถึงพฤติกรรมของระบบกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ ที่จะส่งผลช่วยให้พัฒนาข้อเสนอแนะในการใช้งานเสาเข็มดินซีเมนต์สำหรับงานชุดลึกต่อไปเพื่อให้มีประสิทธิภาพทั้งทางด้านเสถียรภาพและทางเศรษฐศาสตร์

		
Sheet Pile	Diaphragm Wall	SCC Wall
$t \approx 0.7 \text{ cm}$	$t \approx 30\text{-}50 \text{ cm}$	$t \approx 250\text{-}370 \text{ cm}$
$E \approx 2 \times 10^6 \text{ ksc}$	$E \approx 2 \times 10^5 \text{ ksc}$	$E \approx 900 \text{ ksc}$

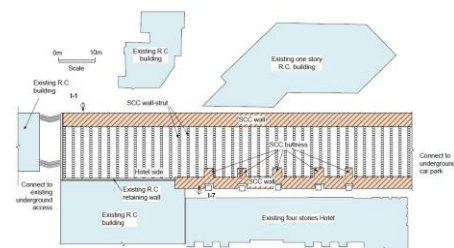
รูปที่ 1 การเปรียบเทียบมิติและคุณสมบัติของระบบกำแพงต่างๆ

2. ระเบียบวิธีวิจัย

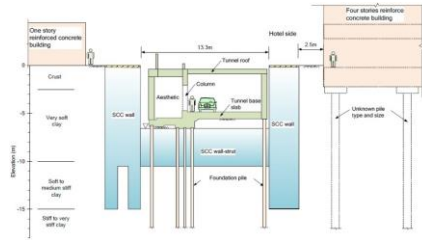
นำเสนอวิธีการวิเคราะห์ โดยใช้ระเบียบวิธีเชิงตัวเลขแบบไฟไนต์เอลิเมนต์ ซึ่งจำลองด้วยโปรแกรม PLAXIS 2 มิติ โดยจำลองกับโครงการก่อสร้างที่มีการนำเสาเข็มดินซีเมนต์ไปใช้เป็นโครงสร้างกันดินที่มีการตรวจวัดข้อมูลจริงในสนาม นั่นคือโครงการในหัวข้อ 2.1 จากนั้นนำผลการวิเคราะห์ที่ได้จากโปรแกรมมาสอบเทียบกับผลตรวจวัดข้อมูลจริงในสนามว่ามีความสอดคล้องกันหรือไม่ เพื่อที่จะนำเครื่องมือวิเคราะห์ที่พัฒนาขึ้นและมีความถูกต้องสมเหตุสมผลมาอธิบายถึงพฤติกรรมของเสาเข็มดินซีเมนต์ต่อไป

2.1 โครงการอ้างอิง

โครงการก่อสร้างอุโมงค์ถนนเพื่อเป็นทางวิ่งใต้ดินสำหรับลงที่จอดรถใต้อาคาร โดยมีการใช้กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ (SCC wall) ที่มีเสาเข็มดินซีเมนต์จำนวน 5 แถว และ 6 แถว (หนา 3.1 และ 3.7 ม.) ทำหน้าที่เป็นกำแพงกันดิน และยังใช้เสาเข็มดินซีเมนต์ในการปรับปรุงดินใต้ระดับงานชุด โดยมีระยะห่างระหว่างแถว 2.35 ม. [1] ดังแสดงในรูปที่ 2 โดยมีความกว้างงานชุด 13.3 ม. ความลึกงานชุด 5.5 และ 7.65 ม. ดังรูปที่ 3 โดยมีผลการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของดินที่ตรวจวัดจากสนามเท่ากับ 20 มม. ซึ่งมีค่าต่ำกว่าค่าการเคลื่อนที่ที่ผู้ออกแบบยอมให้เกิดขึ้นได้



รูปที่ 2 แพลนของอุโมงค์ โครงสร้างกันดิน และสิ่งปลูกสร้างที่มีอยู่ปัจจุบัน [1]

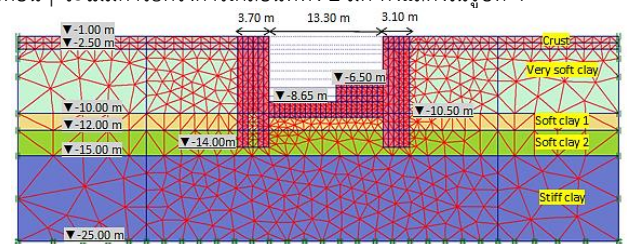


รูปที่ 3 ภาพตัดของโครงสร้างอุโมงค์ โครงสร้างกันดิน และสิ่งปลูกสร้างที่มีอยู่ในปัจจุบันของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ถนน [1]

2.2 รูปแบบการจำลอง

2.2.1 เงื่อนไขขอบ

ใช้การวิเคราะห์ในระนาบ 2 มิติ ซึ่งด้านซ้ายและด้านขวาของแบบจำลองที่สร้างขึ้น จะถูกยึดรั้งไม่ให้มีการเคลื่อนที่ด้านข้าง แต่สามารถเคลื่อนที่ในแนวตั้งได้ และที่ด้านล่างสุดของแบบจำลอง จะถูกยึดรั้งไม่ให้เกิดการเคลื่อนที่ทั้งในแนวราบและแนวตั้ง ส่วนที่ผิวบนของแบบจำลองและพื้นที่อื่นๆ จะไม่มีการยึดรั้งการเคลื่อนที่ทั้ง 2 มิติ ดังแสดงในรูปที่ 4



รูปที่ 4 ขอบเขตของแบบจำลอง, FEM Mesh ของโครงการอุโมงค์ถนน

2.2.2 เงื่อนไขเริ่มต้น

การกระจายของแรงเค้นในแนวตั้งและแนวราบที่สภาวะเริ่มต้นก่อนจะมีการก่อสร้าง มีผลมาจากปัจจัยต่างๆ นั่นคือ หน่วงน้ำหนักของดิน, ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสภาวะที่ไม่ถูกรบกวน (K_0), แรงดันน้ำของช่องว่างในมวลดินซึ่งจะขึ้นอยู่กับระดับน้ำใต้ดิน โดยกำหนดให้ระดับน้ำใต้ดิน อยู่ในระดับผิวดิน

2.2.3 คุณสมบัติวัสดุและแบบจำลองดิน

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของวัสดุในโครงการอุโมงค์ถนน [1], [3], และ [4]

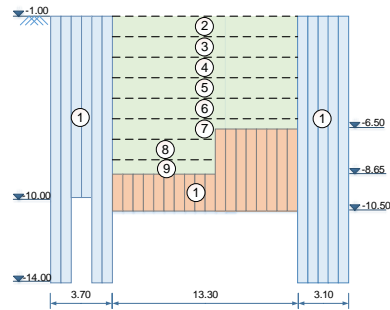
Parameter	Crust, Medium Clay	Very Soft Clay	1 st Soft Clay	2 nd Soft Clay	Stiff - Very Stiff Clay	SCC
Material Model	HS	HS	HS	HS	HS	MC
γ_{unsat} (kN/m ³)	17	15	15	17	18	13
γ_{sat} (kN/m ³)	18	16	16	18	19	14
K_0	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
E^{ref} (kPa)*	-	-	-	-	-	90000
E_{50}^{ref} (kPa)**	25,000	6,500	11,000	17,500	196,000	-
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ (kPa)**	25,000	6,500	11,000	17,500	196,000	-
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (kPa)**	75,000	19,500	33,000	52,500	588,000	-

Parameter	Crust, Medium Clay	Very Soft Clay	1 st Soft Clay	2 nd Soft Clay	Stiff - Very Stiff Clay	SCC
Power, m **	1.0	1.0	1.0	1.0	0.5	-
P_{ref} (kPa)*	65	100	100	100	95	-
C (kPa)	25	13	22	35	98	500
ϕ (deg)	0	0	0	0	0	0
Depth (m.)	2.5	7.5	2.0	3.0	10.0	13.0

หมายเหตุ * จาก [3], ** จาก [4]

2.2.4 ขั้นตอนการก่อสร้าง

ในโครงการก่อสร้างที่มีการใช้เสาเข็มดินซีเมนต์มาเป็นโครงสร้างกันดินในงานขุดลึกที่ผ่านมาจะมีการตรวจวัดข้อมูลจริงในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้าง เช่น เก็บข้อมูลการเคลื่อนตัวของดินหลังจากการขุดได้ถึงระดับหนึ่งเป็นต้น ซึ่งการพัฒนาเครื่องมือวิเคราะห์จึงต้องคำนึงถึงขั้นตอนการก่อสร้าง โดยต้องจำลองให้มีความเหมือนกับแต่ละขั้นตอนของการก่อสร้างที่เกิดขึ้นในสนาม เพื่อให้ผลที่ได้จากการวิเคราะห์มีความถูกต้องใกล้เคียงกับความเป็นจริงมาก ดังรูปที่ 5 เริ่มจากการสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ให้เป็นกำแพงที่ขบเหลี่ยมกันทั้ง 2 ด้าน และสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ให้ระดับงานขุด (Wall Strut) จากนั้นจึงเริ่มขุดดินทีละ 1 ม. ไปเรื่อยๆ จนถึงระดับงานขุดที่ -8.65 ม. เป็นอันเสร็จสิ้นการจำลองขั้นตอนการก่อสร้าง

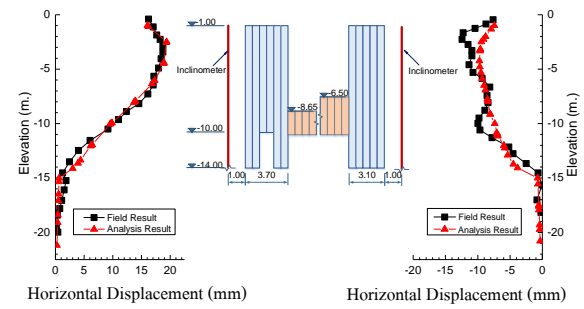


รูปที่ 5 ลำดับในการจำลองขั้นตอนการก่อสร้าง

3. การสอบเทียบผลการวิเคราะห์

ภายหลังจากการวิเคราะห์ด้วยเครื่องมือวิเคราะห์ที่พัฒนาขึ้น ได้ผลการวิเคราะห์ต่างๆ แต่ผลการวิเคราะห์ดังกล่าว ยังบอกไม่ได้ว่ามีความถูกต้องและแม่นยำเพียงพอ จึงต้องมีการสอบเทียบผลที่ตรวจวัดจริงในสนาม คือ ข้อมูลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ตรวจวัดด้วย Inclinatorometer กับ การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ได้จากเครื่องมือวิเคราะห์ เพื่อเป็นการยืนยันว่าแบบจำลองมีความถูกต้องและสามารถนำไปใช้อธิบายถึงพฤติกรรมของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่เป็นโครงสร้างกันดินในงานขุดลึกได้อย่างสมเหตุสมผล

การสอบเทียบเครื่องมือวิเคราะห์ด้วยการเปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากการวิเคราะห์และการตรวจวัดของดินด้านหลังกำแพงที่ห่างออกไปเป็นระยะ 1 ม. ซึ่งเป็นตำแหน่งที่มีการติดตั้ง Inclinatorometer ในสถานที่ก่อสร้างจริง ดังแสดงในรูปที่ 6 พบว่าผลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากการวิเคราะห์และตรวจวัดจริงมีความใกล้เคียงกันมากทั้งสองฝั่งของงานขุดทั้งการกระจายของค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างตามความลึก และค่าสูงสุดที่เกิดขึ้น จึงสรุปได้ว่าเครื่องมือวิเคราะห์ที่สร้างขึ้นมีความถูกต้องเพียงพอที่จะนำมาใช้ในการศึกษาพฤติกรรมต่อไป

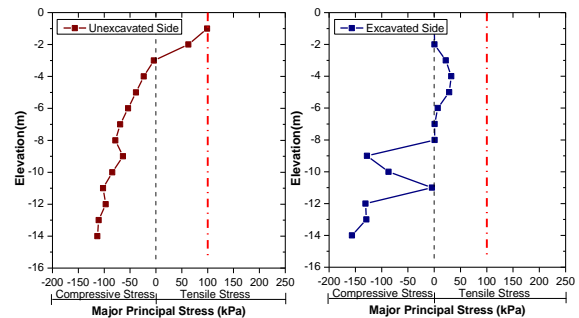


รูปที่ 6 การเปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินจากการวิเคราะห์และการตรวจวัดจริง

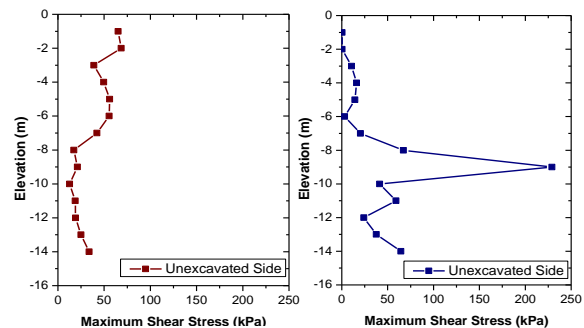
3.1 การตรวจสอบเสถียรภาพและพฤติกรรมของกำแพงเสาเข็มดิน

ซีเมนต์ซีเมนต์รอบข้างงานขุด

การตรวจสอบความเค้นหลักและความเค้นเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นบริเวณฝั่งที่ขุดดินและฝั่งที่ไม่ได้ขุดดินของกำแพงฝั่งซ้าย ตามรูปที่ 7 และ 8 ซึ่งพบว่าความเค้นหลักที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงดึงของวัสดุ (100 kPa) เป็นส่วนใหญ่ ซึ่งมีเพียงดินตำแหน่งที่มีระดับ -1.00 ม. ของฝั่งที่ไม่ได้ขุดดิน ที่เกิดความเค้นหลักเท่ากับกำลังรับแรงดึงที่วัสดุรับได้ซึ่งอาจส่งผลให้เกิดเป็น Tension Crack แต่ไม่ได้ส่งผลต่อเสถียรภาพของกำแพง จากรูปที่ 8 พบว่าค่าความเค้นเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นทั้งหมดมีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงเฉือนของวัสดุที่มีค่า 500 kPa จึงสรุปได้ว่ากำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้อยู่มีเสถียรภาพในการใช้งานซึ่งสอดคล้องกับสภาพหน้างานจริงที่ไม่เกิดการวิบัติ



รูปที่ 7 ความเค้นหลักสูงสุด (Major principal stress) ที่เกิดขึ้นในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ตามความลึกรอบงานขุด



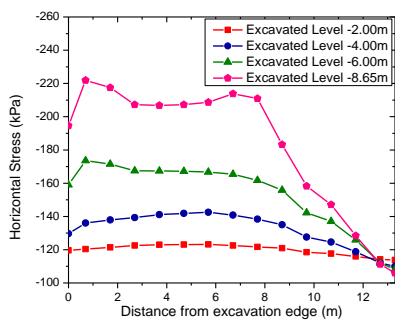
รูปที่ 8 ความเค้นเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ตามความลึกบริเวณรอบงานขุด

จะพบว่า ค่าความเค้นเฉือนสูงสุดที่พัฒนาขึ้นมีค่าน้อยกว่ากำลังต้านทางแรงเฉือนอยู่ค่อนข้างมาก ในขณะที่ความเค้นดิ่งที่พัฒนาขึ้น ค่ามากค่อนข้างเข้าใกล้ค่ากำลังต้านทางแรงดิ่ง มีความหมายเป็นนัยว่ากำแพงมีโอกาสวิบัติจากความเค้นดิ่งมากกว่า

3.2 การตรวจสอบความเค้นในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์บริเวณใต้

ระดับงานขุด

ความเค้นในแนวราบที่เกิดขึ้นตลอดความยาวของ Wall-strut ซึ่งอยู่ที่บริเวณใต้ระดับงานขุด ได้แสดงดังรูปที่ 9 ระดับที่ตรวจสอบอยู่ที่ความลึก - 9.60 ม. ซึ่งพบว่าความเค้นในแนวราบที่เกิดขึ้นทั้งหมดเป็นความเค้นอัดและมิต่ำกว่ากำลังที่วัสดุที่รับได้ ค่าความเค้นในแนวราบที่เกิดขึ้นเพิ่มขึ้นเมื่อทำการขุดลึกลงไป แสดงถึงการทำให้เสาเข็มดินซีเมนต์บริเวณใต้งานขุดนั้นมีส่วนช่วยในการรับแรงโดยเป็นส่วนหนึ่งของระบบกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์จึงทำให้มีส่วนช่วยในการลดการเคลื่อนตัวของดินที่เป็นลักษณะการถูด (Soil heave)



รูปที่ 9 ความเค้นในแนวราบที่เกิดขึ้นในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์บริเวณใต้ระดับงานขุด (Wall-strut)

3.3 การตรวจสอบอัตราส่วนความปลอดภัยของกำแพงเสาเข็มดิน

ซีเมนต์

ตรวจสอบอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety) ของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ ซึ่งมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัย เท่ากับ 2.50 หมายความว่า กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์มีเสถียรภาพ

4. การศึกษาพฤติกรรมของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ โดยศึกษาอิทธิพลของตัวแปรและปัจจัยที่เกี่ยวข้อง (Parametric Study)

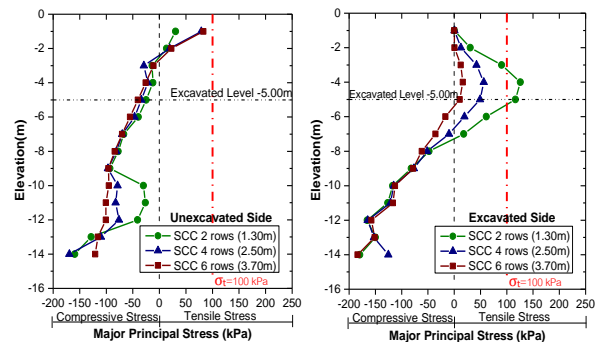
หลังจากได้เครื่องมือวิเคราะห์ที่มีความน่าเชื่อถือแล้ว การที่จะอธิบายถึงพฤติกรรมของเสาเข็มดินซีเมนต์ได้นั้น ต้องศึกษาผลที่เกิดขึ้นหรืออิทธิพลของตัวแปรและปัจจัยที่เกี่ยวข้องต่อเสถียรภาพของงานขุดลึก ซึ่งใช้ปรับเปลี่ยนรูปแบบของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์เพื่อที่จะศึกษารูปแบบกำแพงหลายกรณีมากขึ้น โดยผลวิเคราะห์ที่ได้จากกรณีศึกษาต่างๆ จะยังมีความถูกต้องเช่นกัน ซึ่งมีกรณีศึกษาทั้งหมดดังแสดงในตารางที่ 2 แต่จะไม่มีเสาเข็มดินซีเมนต์ใต้ระดับงานขุดเลยทุกกรณีศึกษา เพื่อจำกัดความซับซ้อนของการศึกษา ทั้งนี้ทั้งนั้น จะทำการศึกษาให้ได้ดังที่กล่าวมาในข้างต้น จำเป็นต้องมีข้อมูลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยเครื่องมือวิเคราะห์ ซึ่งข้อมูลที่ได้จากการศึกษา ได้แก่ ความเค้นหลักและความเค้นเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ทั้งฝั่งที่ขุดดินกับฝั่งที่ไม่ได้ขุดดิน, ระยะเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์, ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์

ตารางที่ 2 กรณีศึกษาที่ใช้ในการวิเคราะห์

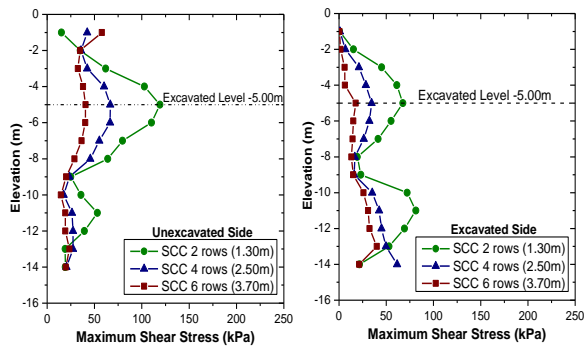
ความหนากำแพง	ความลึกกำแพง	ความลึกงานขุด
3.70 ม. (6 แถว)	13 ม.	3-5 ม.
	9 ม.	3-5 ม.
	5 ม.	3-4 ม.
2.50 ม. (4 แถว)	13 ม.	3-5 ม.
	9 ม.	3-4 ม.
	5 ม.	3-4 ม.
1.90 ม. (3 แถว)	9 ม.	4 ม.
1.30 ม. (2 แถว)	13 ม.	3-5 ม.
	9 ม.	3-4 ม.
	5 ม.	3-4 ม.
1.30 ม. (2 แถว) และเสริมกำลัง	13 ม.	4 ม.

4.1 การศึกษาอิทธิพลของความหนากำแพงกับดินต่อพฤติกรรมของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์

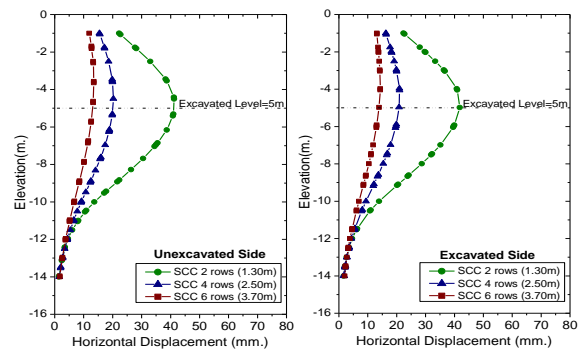
ศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มดินซีเมนต์โดยใช้เครื่องมือวิเคราะห์ศึกษาการปรับเปลี่ยนรูปแบบของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ โดยการลดความหนาของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ โดยไม่พิจารณา wall strut เพื่อลดความซับซ้อน ระบบที่พิจารณาจึงมีเฉพาะกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์เท่านั้น จากรูปที่ 10, 11 และ 12 จะพบว่า ความเค้นหลัก, ความเค้นเฉือนสูงสุด และการเคลื่อนตัวด้านข้างมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อกำแพงมีความหนาลดลง ค่ากำลังรับแรงดิ่งในการศึกษานี้ ($\sigma_v = 100$ kPa) มีแนวโน้มว่ากำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ จะเสียหายเนื่องจากความเค้นดิ่งที่เกิดขึ้นในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์บริเวณฝั่งที่มีการขุด เมื่อกำแพงหนาน้อยลงมาถึง 2 แถว (ตามรูปที่ 10 ฝั่งขุด) จะเห็นได้ว่าที่ปลายของกำแพงจะมีการเคลื่อนตัวน้อยมาก เมื่อเทียบกับการเคลื่อนตัวของบริเวณอื่นๆ และมีลักษณะการเสียรูปแบบดัดโค้ง ซึ่งอาจกล่าวได้ว่า กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ จะรับ Bending Moment มากกว่า Shear Force มีพฤติกรรมคล้ายกับ Cantilever Wall แต่ทั้งนี้ทั้งนั้นจะทำการศึกษาเพิ่มเติมในหัวข้อต่อไป



รูปที่ 10 ความเค้นหลักสูงสุดที่เกิดขึ้นในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์บริเวณรอบงานขุดในแต่ละความหนา



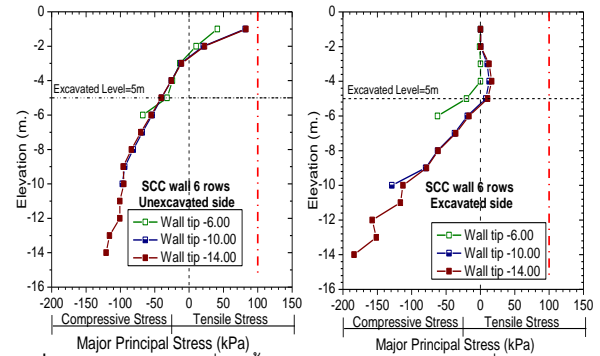
รูปที่ 11 ความเค้นเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์บริเวณรอบงานขุดในแต่ละความหนา



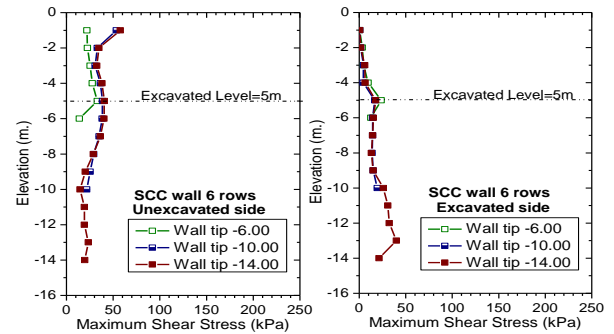
รูปที่ 12 การเคลื่อนตัวด้านข้างที่เกิดขึ้นในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ในแต่ละความหนา

4.2 การศึกษาอิทธิพลของความลึกกำแพงกันดินต่อพฤติกรรมของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์

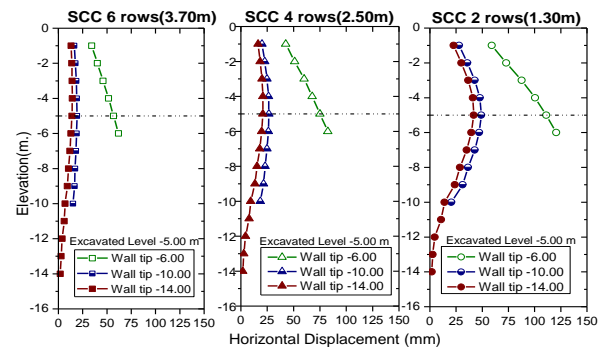
จากรูปที่ 13 และ 14 จะพบว่า ความเค้นหลักและ ความเค้นเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีระดับปลายกำแพง -14.00 ม. และ -10.00 ม. นั้นไม่ได้มีการเปลี่ยนแปลงที่ชัดเจน แต่ความเค้นหลัก, ความเค้นเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีระดับปลายกำแพง -6.00 ม. กลับมีค่าลดลง จากรูปที่ 15 พบว่ากำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีระดับปลายกำแพงอยู่ที่ -14.00 ม. นั้นมีการเคลื่อนแบบดัดโค้ง โดยที่ปลายล่างมีการยัดรั้ง ในขณะที่กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีระดับปลายกำแพงอยู่ที่ -10.00 ม. มีการเคลื่อนตัวแบบเลื่อนไถลผสมกับการดัดโค้ง แต่กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีระดับปลายกำแพงอยู่ที่ -6.00 ม. มีการเคลื่อนตัวด้านข้างในลักษณะที่ล้มไปทั้งกำแพงเนื่องจากการหลุดของดิน ซึ่งอาจเป็นปัจจัยที่ทำให้ความเค้นที่เกิดขึ้นในกำแพงนี้มีค่าลดลงตามที่ได้อธิบายไปเนื่องมาจากตัวโครงสร้างกำแพงไม่ได้รับแรงดัดตั้งเช่นกำแพง 2 ชนิดแรก ซึ่งอาจเป็นผลมาจากระยะฝังของกำแพงที่น้อยมาก หรือมีความลึกของกำแพงที่น้อย จึงกล่าวได้ว่าความลึกและระยะฝังของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ส่งผลต่อพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของกำแพง



รูปที่ 13 ความเค้นหลักที่เกิดขึ้นในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีความหนา 3.70 ม. เปรียบเทียบในแต่ละระดับความลึกของปลายกำแพง



รูปที่ 14 ความเค้นเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีความหนา 3.70 ม. เปรียบเทียบในแต่ละระดับของปลายกำแพง

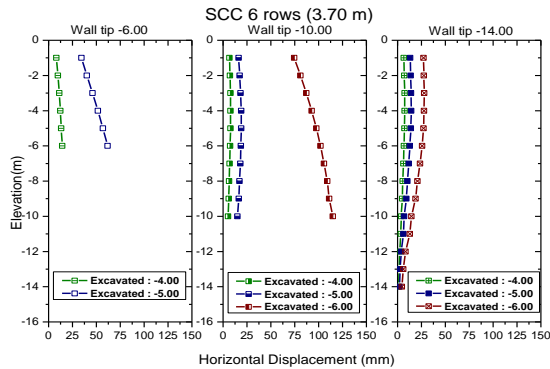


รูปที่ 15 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ เปรียบเทียบในแต่ละระดับความลึกของปลายกำแพง

4.3 การศึกษาอิทธิพลของความลึกงานขุดต่อพฤติกรรมของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์

จากการวิเคราะห์พบว่ากำแพงแต่ละกรณีสามารถขุดได้ความลึกที่ต่างกัน เมื่อพิจารณาความเค้นหลักพบว่าเมื่อขุดลึกมากขึ้นจะทำให้ความเค้นดึงมากขึ้นจนเกินกำลังรับแรงดึงของเสาเข็มดินซีเมนต์ (100 kPa) ในกำแพงบางกรณี เช่น กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีความหนา 2 แถวและ 4 แถวที่มีระดับปลายกำแพง -14.00 ม. และทำการขุดถึงระดับ -6.00 ม. ซึ่งไม่ควรนำมาใช้งานด้วยเหตุผลด้านความปลอดภัย เมื่อพิจารณาความเค้นเฉือนสูงสุดจะพบว่ามีความโน้มที่เพิ่มขึ้นตามความลึกงานขุด และเมื่อพิจารณาถึงการเคลื่อนตัวด้านข้างพบว่ากำแพงที่มีระดับปลายกำแพง -6.00 ม. ในทุกความหนาจะมีการเคลื่อนตัวในลักษณะที่ล้มไปทั้งกำแพง ในขณะที่กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีระดับปลายกำแพงอยู่ที่ -10.00 ม. จะมีการเคลื่อนตัวด้านข้างใน 2 ลักษณะคือ การเคลื่อนตัวแบบเลื่อนไถลพร้อมทั้งถูกดัดโค้งเกิดในกรณีที่มีระดับงานขุด -4.00 ม. และ -5.00 ม. ส่วนระดับงานขุด -6.00 ม. มีการเคลื่อนตัวแบบล้มไปทั้งกำแพง และกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีระดับปลายกำแพงอยู่ที่ -14.00 ม. ในทุกความหนาที่

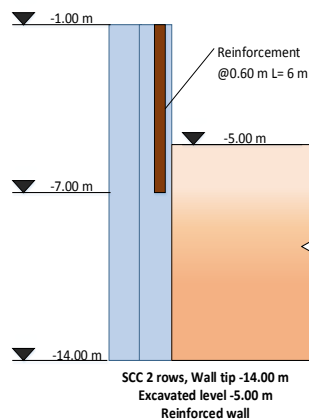
พิจารณาจะมีลักษณะการเคลื่อนตัวเป็นดัดโค้งที่มีการยึดรั้งที่ปลายล่างดังรูปที่ 16



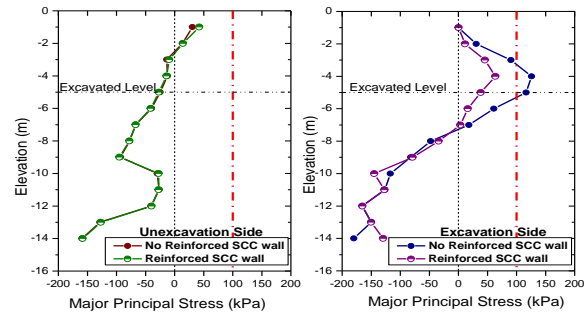
รูปที่ 16 การเคลื่อนตัวด้านข้างในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีความหนา 3.70 ม. เปรียบเทียบในแต่ละระดับความลึกของงานขุดและระดับของปลายกำแพง

4.4 การศึกษาอิทธิพลของการเสริมกำลังต่อพฤติกรรมของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์

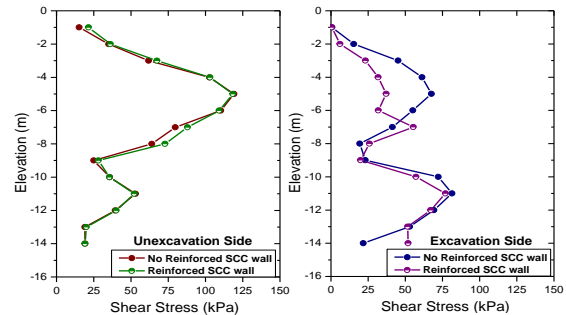
กรณีกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ หนา 1.3 ม. ลึก 13 ม. ได้เกิดความเค้นดึงบริเวณประมาณ 6 ม.บนของกำแพงที่มีค่ามากกว่า 100 kPa นั่นคือกำแพงเกิดการวิบัติเฉพาะที่ (Local Failure) จึงเกิดสมมติฐานที่จะเสริมกำลังให้กำแพง โดยจะทำการเสริมด้วยวัสดุที่สามารถรับแรงดึงได้นั้นคือไม้อูคาลิปตัส ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 มม. ยาว 6 ม.เป็นขนาดที่ใช้อยู่ทั่วไป จึงจะพิจารณาเสริมที่บริเวณขอบกำแพงฝั่งที่ขุดดินที่มีความลึก -1.00 ถึง -7.00 ม. ดังรูปที่ 17 ซึ่งจากรูปที่ 18 และ 19 นั้น จะพบว่ากำแพงฝั่งที่ขุดดินและมีการเสริมกำลังนั้น ความเค้นหลักที่เป็นความเค้นดึง และความเค้นเฉือนสูงสุด มีค่าลดลงอย่างเห็นได้ชัด และจากรูปที่ 20 จะพบว่า การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงที่มีการเสริมกำลังมีค่าน้อยกว่าของกำแพงที่ไม่มีการเสริมกำลังอยู่เล็กน้อย ซึ่งอาจเป็นเพราะว่า เสริมกำลังแค่บางช่วง และไม่ได้มี stiffness ที่มาก



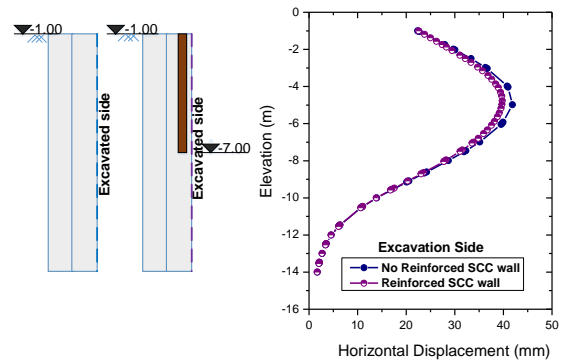
รูปที่ 17 แสดงกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีความหนา 1.30 ม. ลึก 13 ม.และมีการเสริมกำลังในกำแพงบริเวณฝั่งที่มีการขุดดิน



รูปที่ 18 ความเค้นหลักที่เกิดขึ้นในกำแพงที่หนา 1.30 ม. ลึก 13 ม. เปรียบเทียบระหว่างเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีการเสริมกำลังและไม่มีการเสริมกำลัง



รูปที่ 19 ความเค้นเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีความหนา 1.30 ม. ลึก 13 ม. เปรียบเทียบระหว่างกรณีที่มีการเสริมกำลังและไม่มีการเสริมกำลัง

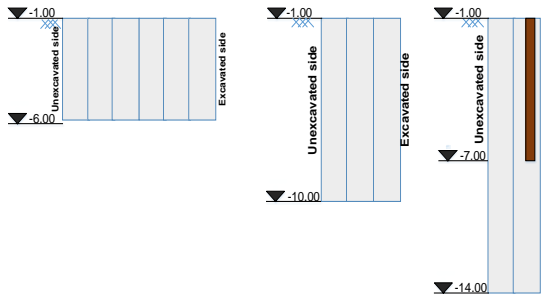


รูปที่ 20 การเคลื่อนตัวด้านข้างที่เกิดขึ้นในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีความหนา 1.30 ม. ลึก 13 ม. เปรียบเทียบระหว่างเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีการเสริมกำลังและไม่มีการเสริมกำลัง

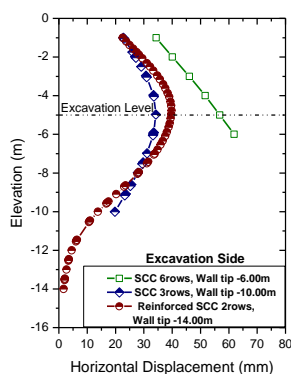
4.5 การศึกษาเปรียบเทียบกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีรูปแบบแตกต่างกัน แต่มีปริมาตรของกำแพงที่ใกล้เคียงกัน

การศึกษาในหัวข้อนี้มีแนวคิดที่จะนำกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ในบางกรณีมาเปรียบเทียบกัน โดยเลือกกำแพงทั้ง 3 ที่มีรูปร่างแตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัด ดังรูปที่ 21 เริ่มจากกำแพงหนา 3.7 ม. ลึก 5 ม. ที่มีลักษณะเป็นกำแพงที่หนาแต่ตันและมีการเสีรูปร่างแบบลิ่มทั้งกำแพง ต่อมาคือ กำแพงหนา 1.9 ม. ลึก 9 ม. จะมีลักษณะรูปร่างของกำแพงที่บางลงมาจากกรณีแรกแต่มีคุณสมบัติที่เพียงพอจะทำให้กำแพงมีการเสีรูปร่างแบบผสมผสานสุดท้ายคือกำแพงหนา 1.3 ม. ลึก 13 ม. และเสริมกำลัง จะมีลักษณะที่เป็นกำแพงที่บางมากขึ้นจนต้องการการเสริมกำลังแต่มีคุณสมบัติที่มากทำให้มีการเสีรูปร่างดัดโค้ง เมื่อคิดความยาวกำแพงเท่ากับ 1 ม. จะพบว่ากำแพงทั้ง 3 กรณี มีปริมาตรที่ใกล้เคียงกัน เมื่อพิจารณาในเชิงเสถียรภาพจะได้ว่า กำแพงมีเสถียรภาพในการรับแรงได้ทุกกรณี จากรูปที่ 22 จะเห็นว่า กำแพงที่หนาแต่ตันที่มีการเสีรูปร่างแบบลิ่มทั้งกำแพง จะเกิดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างมากกว่ากำแพงที่บางที่เสีรูปร่างดัดโค้งและกำแพงที่บางที่

เสียรูปแบบผสมผสานตลอดทั้งความลึก ในขณะที่กำแพงที่บางที่เสียรูปแบบตัดโค้งและกำแพงที่บางที่เสียรูปแบบผสมผสานจะมีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างและแนวโน้มใกล้เคียงกัน จึงสรุปเป็นข้อแนะนำว่า ควรเลือกใช้กำแพงที่บางและเสียรูปแบบตัดโค้งหรือแบบผสมผสาน จะมีข้อได้เปรียบในเชิงเศรษฐศาสตร์เพราะกำแพงที่มีความหนาน้อยกว่าจะทำให้เสียพื้นที่บริเวณรอบงานขุดน้อยลง จึงทำให้ใช้พื้นที่ได้เต็มประสิทธิภาพมากขึ้น และยังมีราคาในการก่อสร้างถูกกว่ากำแพงที่หนาแต่ต้น อีกทั้งยังมีข้อดีในเชิงเสถียรภาพเพราะมีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างสูงสุดที่น้อย และข้อได้เปรียบในการก่อสร้าง เพราะกำแพงที่บางกว่า จะประหยัดพื้นที่ในการทำงานมากกว่า และการก่อสร้างกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ ยังมีจำนวนแถวที่น้อยลง จะทำให้ก่อสร้างได้ไวขึ้นอีกด้วย



รูปที่ 21 แสดงการเปรียบเทียบมิติและรูปร่างของโครงสร้างกำแพงกันดินทั้ง 3 กรณี



รูปที่ 22 การเคลื่อนตัวด้านข้างที่เกิดขึ้นในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีความหนา 3.70 ม. ลึก 13 ม., กำแพงที่หนา 3 แถว 1.9 ม. ลึก 9 ม. และกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีความหนา 1.30 ม. ที่มีการเสริมกำลัง

5. สรุปผลการวิจัย

ในงานศึกษาวิจัยนี้ ได้นำวิธีการวิเคราะห์โดยการวิเคราะห์เชิงตัวเลขด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ บนโปรแกรม PLAXIS 2 มิติ ซึ่งในการศึกษานี้ให้ความสนใจในส่วนของพฤติกรรมของเสาเข็มดินซีเมนต์ และนำผลการวิเคราะห์ที่ได้มาสอบเทียบกับผลตรวจวัดข้อมูลจริงในสนาม เพื่อที่จะนำเครื่องมือวิเคราะห์มาอธิบายถึงพฤติกรรมของเสาเข็มดินซีเมนต์ผ่านการศึกษาเชิงตัวแปร (Parametric Study) โดยการศึกษาในแต่ละกรณีจากการศึกษา สามารถสรุปได้ดังนี้

1. ความหนาของกำแพงลดลงจะทำให้มีความเค้นสูงสุดมีค่าเพิ่มมากขึ้น ในกำแพงบริเวณที่มีการขุดจะมีแนวโน้มที่จะวิบัติด้วยแรงดันมากกว่าแรงเฉือน

2. เมื่อมีการขุดลึกมากขึ้น กำแพงที่ลึกลงจะวิบัติในลักษณะที่ล้มทั้งกำแพงในขณะที่กำแพงที่ลึกลงพอจะเสียรูปแบบตัดโค้งโดยมีการยึดรั้งที่ปลายล่าง ส่วนกำแพงที่ลึกลงหนึ่งจะเป็นรูปแบบผสมผสานของการเลื่อนไถลและการตัดโค้ง

3. ระดับงานขุดที่มากขึ้นทำให้กำแพงทุกกรณีเกิดความเค้นหลัก ความเค้นเฉือนสูงสุด และการเคลื่อนที่ด้านข้างเพิ่มมากขึ้น ซึ่งมีแนวโน้มมากขึ้นที่จะเกิดการวิบัติ และยังส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของกำแพงจากที่เคยเสียรูปด้วยการเลื่อนไถลผสมผสานกับการตัดโค้งไปเป็นการล้มทั้งกำแพงอีกด้วยดังเช่น กรณีกำแพงหนา 3.7 ม. ลึก 9 ม. ที่ทำการขุดเพิ่มจากระดับ -5.00 ม. เป็น -6.00 ม.

4. การเสริมกำลังด้วยไม้ยูคาลิปตัสในเสาเข็มดินซีเมนต์บริเวณที่มีความเค้นดึงเกินค่ากำลังต้านทาน มีผลทำให้ช่วยลดความเค้นดึงที่เกิดขึ้นในกำแพง ทำให้กำแพงดังกล่าวมีเสถียรภาพมากขึ้น แต่ไม่ได้ช่วยลดการเคลื่อนตัวของกำแพงมากนัก รวมถึงความเค้นในกำแพงด้านที่ไม่ได้เสริม

5. กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่บางและลึกที่มีการเสียรูปแบบตัดโค้งหรือแบบผสมผสานนั้นมีข้อดีมากกว่ากำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่หนาและต้นที่มีเสียรูปแบบล้มทั้งกำแพง ทั้งนี้การเลือกใช้งานจะขึ้นอยู่กับสภาพแวดล้อมและดุลยพินิจของผู้ออกแบบ

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี ทางคณะผู้จัดทำ ขอขอบพระคุณผศ.ดร.พรพจน์ ต้นเส้ง ที่เอื้อเฟื้อข้อมูลที่ใช้ในการศึกษา อันเป็นประโยชน์สำหรับปริญญาโทฉบับนี้เป็นอย่างมาก อีกทั้งบทความนี้ได้รับเงินทุนสนับสนุนจากสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) ภายใต้โครงการทุนพัฒนานักวิจัย สัญญาเลขที่ RSA5580007 และโครงการพัฒนานักวิจัยและงานวิจัยเพื่ออุตสาหกรรม (พวอ.) สัญญาเลขที่ PHD5710076

เอกสารอ้างอิง

- [1] Tanseng, P., Soil-cement column wall with wall-strut to minimize ground movement for a road tunnel construction in Bangkok subsoil, *World Tunnel Congress*, 2012
- [2] พรพจน์ ต้นเส้ง และ วิจิต นามวิเศษ, พฤติกรรมของระบบกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้ระบบค้ำยันแบบ top-down ในการขุดดินลึกแบบไม่สมดุลในชั้นดินเหนียวอ่อน, *เอกสารประกอบการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 18*, พ.ศ.2555
- [3] Jongpradist, P., Jumlongrach, N., Youwai, S. and Chucheeprakul, S., "Strength Characteristics of Fly ash-Cement admixed Clay at High Water Content", *Journal of Materials in Civil Engineering (ASCE)*, Vol. 22 No.1, pp. 49-58., 2010
- [4] Rukdeecharui, T., Jongpradist, P., Wonglert, A. and Kaewsi, T., "Influence of Soil Models on Numerical Simulation of Geotechnical Works in Bangkok Subsoil", *EIT Research and Development Journal*, Vol. 20 No. 3, pp. 17-28., 2009



การศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงตัวทีภายใต้การรับแรงในแนวแกนด้วยวิธีเชิงตัวเลข Numerical Investigation on TDM Pile under Axial Load Test

ภัทรพงศ์ เย็นศรี^{1,*} อนุชา วงษ์เลิศ² พรเกษม จงประดิษฐ์³

^{1,2} ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี จ. กรุงเทพฯ

บทคัดย่อ

เสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงตัวทีเป็นหนึ่งในนวัตกรรมใหม่ของเสาเข็มดินซีเมนต์ วัตถุประสงค์เพื่อที่จะพัฒนากำลังแบกทาน โดยใช้เทคนิคการขยายขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเข็มในช่วงความลึกตื้นๆ ซึ่งจะให้มีรูปทรงคล้ายตัวอักษรที อย่างไรก็ตามยังไม่มีแนวทางที่เหมาะสมสำหรับเส้นผ่านศูนย์กลางและความยาวของหัวเข็มที่เหมาะสมสำหรับการใช้งาน โดยที่ผ่านมาได้มีการศึกษาเกี่ยวกับขนาดของหัวเข็มที่เพิ่มขึ้นสำหรับเสาเข็มเดี่ยวในประเทศจีนด้วยวิธีการเชิงตัวเลข ผลจากการศึกษาดังกล่าวพบว่า การเพิ่มขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเข็มรวมไปถึงเพิ่มความยาวของหัวเข็ม ช่วยให้เสาเข็มสามารถรับกำลังแบกทานได้เพิ่มมากขึ้น อย่างไรก็ตามการขยายทั้งเส้นผ่านศูนย์กลางและความยาวของส่วนหัวนี้ต้องใช้ปริมาณปูนซีเมนต์เพิ่มขึ้นและหมายถึงค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างที่สูงขึ้นเช่นเดียวกัน งานวิจัยชิ้นนี้จึงมุ่งเน้นไปที่การศึกษาการขยายขนาดหัวเข็มโดยควบคุมปริมาตรของทั้งเสาเข็มให้คงที่ภายใต้การทดสอบกำลังแบกทานของเสาเข็มเดี่ยว ด้วยวิธีการเชิงตัวเลข โดยจุดมุ่งหมายหลักของงานวิจัยชิ้นนี้คือสร้างแนวทางที่จะแนะนำขนาดของหัวเข็มที่เหมาะสม

คำสำคัญ: เสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงตัวที, กำลังแบกทาน, วิธีการเชิงตัวเลข

Abstract

A new innovation of deep cement mixed (DCM) known as T-shaped DCM (TDM) is recently utilized. The main purpose is to increase the ultimate bearing capacity of the DCM. Technique of the TDM column is to enlarge the diameter of column cap at shallow depth, resulting in a column shape like the letter "T" (Liu et al., 2007). However, there is no any guideline for the appropriate diameter and length of column cap to be used. There was a numerical study on effect of enlarged column cap diameter and length on behavior of a single TDM pile in China (Yao et al., 2009). The numerical results from their study indicated that, the longer and expansion column cap provides higher ultimate load. However, increasing the thickness or diameter of the cap leads to additional volume of cement to be used. Consequently, the construction cost becomes higher. This research thus performs

the numerical simulation of pile load tests on TDM piles with various column cap dimensions by controlling the volume of the piles. It aims to suggest the appropriate size of the enlarged cap.

Keyword: T-shaped deep mixing column (TDM), bearing capacity, numerical simulation

1. คำนำ

ปัจจุบันการพัฒนาด้านระบบสาธารณูปโภคในกรุงเทพมหานครได้มีการขยายตัวเพิ่มมากขึ้น เช่น งานฐานรากสะพาน งานถนน งานเขื่อนกันน้ำ เป็นต้น แต่เนื่องจากสภาพชั้นดินในเขตกรุงเทพมหานครประกอบไปด้วยชั้นดินเหนียวอ่อนซึ่งมีความหนาอยู่ระหว่าง 15-20 เมตร โดยดินเหนียวอ่อนเป็นวัสดุที่มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมที่ไม่เหมาะกับการรับน้ำหนักบรรทุกสูงๆ เนื่องจากคุณสมบัติเฉพาะตัวของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพนั้นมีกำลังรับแรงเฉือนต่ำ และมีค่าการยุบตัวสูงเมื่อต้องรับน้ำหนักบรรทุก เนื่องจากดินมีปริมาณความชื้นในธรรมชาติที่สูงมาก จากการทดสอบ vane shear test ในสนามกำลังรับแรงเฉือนที่ได้มีค่าเพียง 10-15 กิโลปาสคาลซึ่งถือว่าน้อยมาก ดังนั้นหากมีความจำเป็นจะต้องก่อสร้างสิ่งปลูกสร้างบนชั้นดินเหนียวอ่อน จำเป็นต้องปรับปรุงคุณภาพดินก่อนทำการก่อสร้างบนชั้นดินเหนียวอ่อนเพื่อป้องกันปัญหาต่างๆที่จะเกิดขึ้นตามมา ซึ่งวิธีการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนมีด้วยกันหลายวิธี เช่น Prefabricated Vertical Drain (PVD), Pre-loading, การเสริม Geotextile หรือ Geogrid และ วิธี Deep Cement Mixing (DCM) หรือการทำเสาเข็มดินซีเมนต์ ซึ่งเป็นหนึ่งเทคนิคที่ใช้กันอย่างแพร่หลายทั้งในและต่างประเทศโดยเฉพาะในงานถนน ซึ่งเป็นเทคนิคการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยสารเคมีและสามารถทำได้รวดเร็วรวมไปถึงง่ายต่อการก่อสร้าง

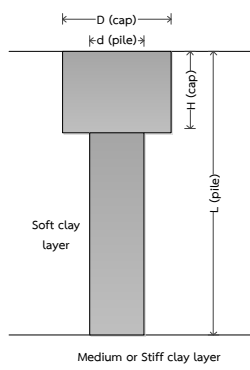
ทั้งนี้เพื่อเป็นการพัฒนาขีดความสามารถของเสาเข็มดินซีเมนต์ ในประเทศจีนได้เริ่มมีงานวิจัยเสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงตัวทีขึ้นและพบว่าประสิทธิภาพดีกว่าเสาเข็มดินซีเมนต์แบบเดิม รวมไปถึงสามารถลดค่าการทรุดตัวทั้งในแนวตั้งและแนวราบเมื่อรับน้ำหนักจากคันทาง (Lui et al., 2012) โดยในปี 2009 ได้มีการศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงตัวทีภายใต้แรงกระทำในแนวแกนด้วยวิธีการเชิงตัวเลข โดยทำการเพิ่มขนาดของหัวเข็มทั้งเส้นผ่านศูนย์กลาง และความยาว พบว่าช่วยให้เสาเข็มรับกำลังแบกทานได้เพิ่มมากขึ้น (Lin et al., 2009) แต่ทว่าการเพิ่มขนาดทั้งสองนั้นหมายถึงการเพิ่มปริมาณปูนซีเมนต์ที่มากขึ้นนั้นหมายถึงค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างที่มากขึ้นเช่นเดียวกัน งานวิจัยชิ้นนี้จึงมุ่งเน้นไปที่การศึกษา

พฤติกรรมของเสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงตัวที่รับแรงตามแนวแกนภายใต้การขยายขนาดหัวเข็มโดยที่ปริมาตรของทั้งเสาเข็มยังคงเท่าเดิม ด้วยวิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลข โดยมีจุดมุ่งหมายหลักเพื่อที่จะแนะนำขนาดของหัวเข็มที่เหมาะสมสำหรับการใช้งานก่อสร้างจริง

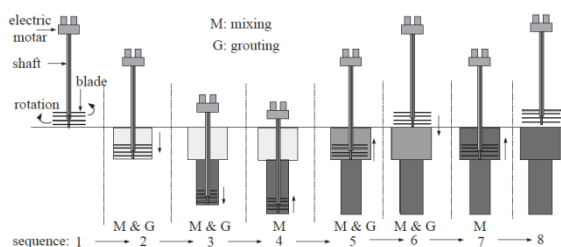
2. ข้อมูลการวิเคราะห์

2.1 เสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงตัวที่และเทคนิคการก่อสร้าง

เสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงตัวที่ เป็นนวัตกรรมใหม่ของเสาเข็มดินซีเมนต์ซึ่งเริ่มต้นที่ประเทศจีน โดยเทคนิคการก่อสร้างเสาเข็มชนิดนี้คล้ายกับการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์โดยทั่วไป ซึ่งใช้วิธีผสมแบบเชิงกล (Mechanical mixing) โดยใช้ใบมีดกวาดดินติดกับก้านหมุน ลักษณะทางกายภาพของเสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงตัวที่นั้น มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางและความยาวที่มากกว่าในช่วงความลึกต้นๆ (บริเวณหัวเข็ม) ดังแสดงในรูปที่ 2.1 ทำให้รูปตัดของเสาเข็มที่รูปร่างคล้ายตัวอักษรที (T) ดังนั้นใบมีดที่ใช้ในการผสมน้ำปูนเข้ากับดินนั้นจึงมีด้วยกัน 2 ขนาด ตามเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเข็มและตัวเข็มตามลำดับ ซึ่งขั้นตอนวิธีการก่อสร้างแสดงในรูปที่ 2.2 โดยเหตุผลที่มีการพัฒนานวัตกรรมนี้ขึ้นเนื่องจากพฤติกรรมการรับแรงและการกระจายแรงตลอดความลึกของเสาเข็มนั้น เกิดขึ้นเยอะที่สุดในบริเวณหัวเข็ม ดังนั้นหากมีการเพิ่มประสิทธิภาพบริเวณหัวเข็มให้มีความแข็งแรง หรือมีประสิทธิภาพในการรับแรงได้มากขึ้น จะส่งผลไปถึงการเพิ่มประสิทธิภาพของเสาเข็มดินซีเมนต์ทั้งต้นด้วยเช่นเดียวกัน



รูปที่ 2.1 เสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงตัวที่

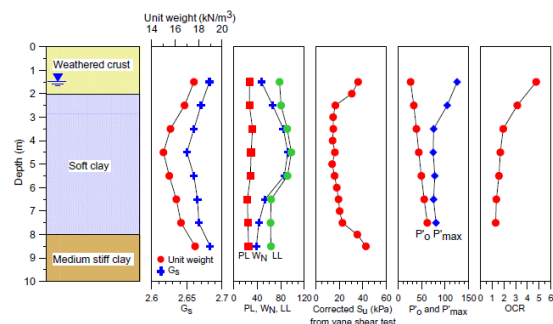


รูปที่ 2.2 ขั้นตอนการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงตัวที่ (Yi et al., 2012)

2.2 ชั้นดินกรุงเทพมหานคร

ในการศึกษาครั้งนี้ ได้เลือกชั้นดินบริเวณสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (AIT) จังหวัดปทุมธานีมาใช้ในการวิเคราะห์ โดยลักษณะของชั้นดินดังกล่าวจะประกอบไปด้วย ชั้นบนสุดเป็นเปลือกดินหนา 2 เมตร ชั้นดินเหนียวอ่อนหนา 6 เมตร ชั้นดินเหนียวปานกลางหนา 2 เมตร และชั้นดินแข็งหนา 15

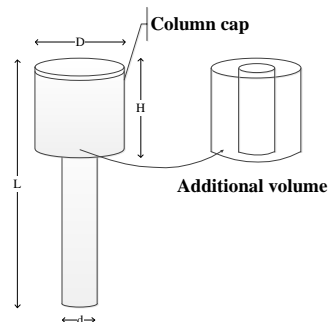
เมตร ตามลำดับ ข้อมูลชั้นดินและคุณสมบัติแสดงในรูปที่ 2.3 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนที่วัดได้จากการทำ vane shear test ในสนามมีค่าเท่ากับ 20 กิโลปาสคาล



รูปที่ 2.3 ชั้นดินบริเวณสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (AIT) จังหวัดปทุมธานี (Voottipruex et al., 2010)

2.3 รูปทรงต่างๆที่ใช้ในการวิเคราะห์

การศึกษาขนาดของหัวเข็มที่เหมาะสมและมีประสิทธิภาพสูงสุดภายใต้แรงกระทำตามแนวแกนและปริมาณปูนซีเมนต์ที่เท่ากัน การเปลี่ยนแปลงขนาดหัวเข็มให้มีรูปแบบแตกต่างกัน แต่ยังคงมีปริมาณปูนซีเมนต์ที่ใช้เท่าเดิม ใช้วิธีควบคุมปริมาตรส่วนเพิ่มเติมจากเสาเข็มหลักให้มีปริมาตรที่เท่ากันทุกรูปทรง โดยในการศึกษาครั้งนี้ได้ศึกษาปริมาตรส่วนเพิ่มเติมประมาณ 44-47% โดยที่ปริมาตรส่วนเพิ่มเติมนั้นคิดเปรียบเทียบกับปริมาตรโดยรวมของเสาเข็มทั้งต้น แสดงในรูปที่ 2.4 โดยแบ่งเป็น 6 ต้นสำหรับเสาเข็มรูปทรงตัวที่มีขนาดหัวเข็มแตกต่างกัน และ 1 ต้นสำหรับเสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงปกติที่มีปริมาตรเท่ากับเสาเข็มรูปทรงตัวที่ทั้ง 6 ต้น โดยแต่ละต้นมีความแตกต่างกันบริเวณหัวเข็ม ซึ่งจะมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางและความยาวที่ไม่เท่ากันแต่เสาเข็มทุกต้นที่วิเคราะห์มีความยาวเท่ากันเท่ากับ 7 เมตร อย่างไรก็ตาม ปริมาณปูนซีเมนต์ที่ใช้ในแต่ละต้นยังคงมีปริมาณที่เท่ากัน แสดงในตารางที่ 2.1



รูปที่ 2.4 รูปแบบการขยาย-ลดขนาดของหัวเข็ม และปริมาตรส่วนเพิ่มเติมบริเวณหัวเข็ม

ตารางที่ 2.1 รูปทรงของเสาเข็มที่ใช้วิเคราะห์

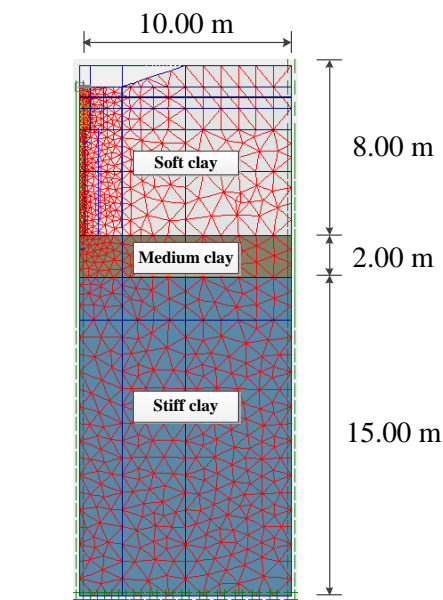
Column	D (m)	d (m)	H (m)	Vol (m ³)	Vol add(%)
TDM-01	0.7	0.50	6.0	2.51	45.14
TDM-02	0.8	0.50	4.0	2.60	47.13
TDM-03	1.0	0.50	2.0	2.55	46.15
TDM-04	1.1	0.50	1.5	2.51	45.14
TDM-05	1.3	0.50	1.0	2.51	45.14
TDM-06	1.5	0.50	0.7	2.47	44.44
DCM	-	0.68	-	2.54	-

ตารางที่ 2.2 พารามิเตอร์ชั้นดินและดินซีเมนต์ที่ใช้ในการวิเคราะห์

Materials	Model	γ (kN/m ³)	E_{50}^{ref} / E_u (kPa)	ν	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Weathered crust	MCM	17	5000	0.25	-	-	-	10	23°
Soft clay	HSM	15	-	0.20	5000	5000	1.5E04	6	22°
Medium clay	HSM	16	-	0.20	2.0E04	2.0E04	1.0E05	10	22°
Stiff clay	HSM	19	-	0.20	6.0E04	6.0E04	1.8E05	18	22°
Soil cement	MCM	15	30,000	0.33	-	-	-	150	30°

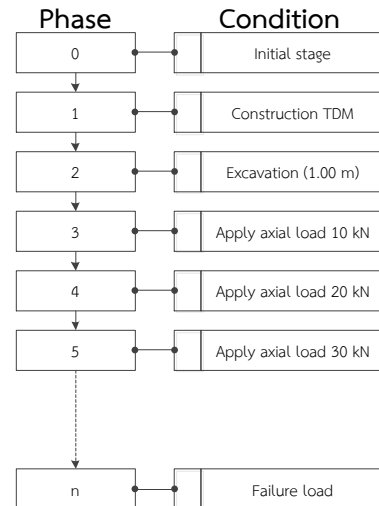
2.4 แบบจำลองและพารามิเตอร์

พารามิเตอร์ของดินชั้นต่างๆที่ใช้ในการวิเคราะห์แสดงในตารางที่ 2.2 โดยที่พารามิเตอร์ดังกล่าวได้มีการปรับเทียบค่าจากผลการทดสอบ Pile load test จริงในสนามและผลที่ได้มีความใกล้เคียงกันมาก โดยในการศึกษาครั้งนี้ จะแทนที่ชั้นเปลือกดิน (Weathered crust) ด้วยดินเหนียวอ่อนชั้นถัดไป เพื่อเป็นการลดผลกระทบด้านความแข็ง-อ่อนที่ไม่เท่ากันของชั้นเปลือกดินและดินเหนียวอ่อนซึ่งเป็นชั้นที่อยู่ถัดไป การวิเคราะห์ใช้การจำลองการทดสอบกำลังของเสาเข็ม (Pile load test) บนโปรแกรม PLAXIS 2D แบบ Axisymmetry โดยขอบเขตของปัญหามีความกว้างเท่ากับ 10 เมตร และลึก 25 เมตร ชั้นดินประกอบด้วยชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft clay) ลึก 8 เมตร ชั้นดินเหนียวอ่อนปานกลาง (Medium clay) ลึก 2 เมตร และชั้นดินแข็ง (Stiff clay) หนา 15 เมตร ตามลำดับ และเสาเข็มทุกต้นยาวเท่ากับ 7 เมตรและเป็นเสาเข็มแบบ End bearing ทั้งหมดโดยปลายของเสาเข็มทุกต้นวางอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนปานกลาง ดังแสดงในรูปที่ 2.5



รูปที่ 2.5 การทดสอบกำลังของเสาเข็มบนโปรแกรม PLAXIS

ในส่วนของการให้น้ำหนักกระทำตามแนวนอน เริ่มตั้งแต่ 10 kN และค่อยๆเพิ่มทีละ 10 kN ไปเรื่อยๆจนกระทั่งวัติ โดยขั้นตอนในการวิเคราะห์แสดงในรูปที่ 2.6

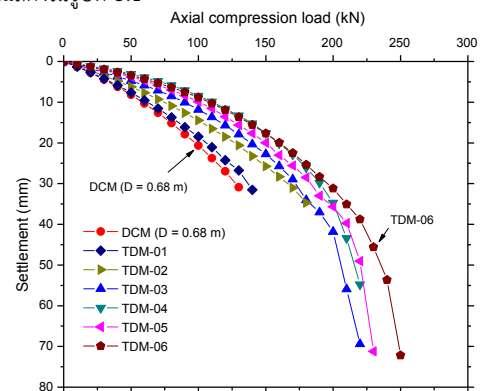


รูปที่ 2.6 ขั้นตอนการจำลองปัญหาและการให้น้ำหนัก

3. ผลการศึกษา

3.1 กำลังของเสาเข็มดินซีเมนต์

หลักจากทำการศึกษาความสามารถในการรับกำลังแบกทานของเสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงตัวที่ภายใต้แรงกระทำตามแนวนอนด้วยการวิเคราะห์เชิงตัวเลขแต่ละรูปทรงที่มีปริมาตรเท่ากันพบว่า แต่ละรูปทรงนั้นมีความสามารถในการรับกำลังแบกทานที่ไม่เท่ากันเมื่อพิจารณาจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเสียรูปในแนวนอนของเสาเข็มดังแสดงในรูปที่ 3.1



รูปที่ 3.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำตามแนวนอนและการเสียรูปของเสาเข็มแต่ละรูปทรง

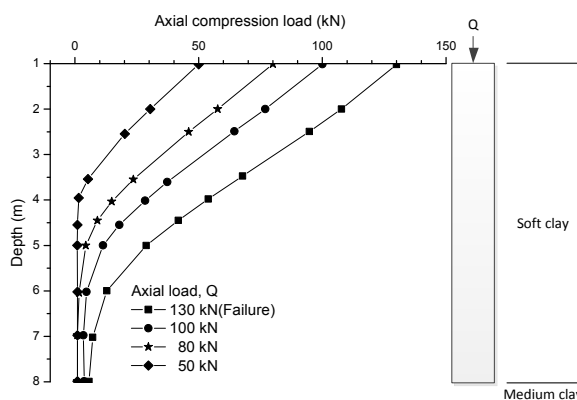
ตารางที่ 3.1 เป็นสรุปค่ากำลังรับแรงแบกทานของเสาเข็มแต่ละรูปทรงที่วิเคราะห์ และเมื่อเปรียบเทียบกับเสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงปกติที่มีปริมาตรเท่ากันแล้ว พบว่าประสิทธิภาพในการรับกำลังแบกทานของเสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงตัวทึบนั้นมีค่าเยอะกว่า โดยรูปทรงที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเข็มมากที่สุด (TDM-06) มีความสามารถในการรับกำลังแบกทานได้มากที่สุดถึง 250 kN ในขณะที่เสาเข็มดินซีเมนต์ธรรมดา นั้น สามารถรับได้เพียง 130 kN เท่านั้น ซึ่งค่าที่แสดงออกมานั้นมีความแตกต่างกันถึงเกือบ 2 เท่า

ตารางที่ 3.1 กำลังแบกทานของเสาเข็มดินซีเมนต์

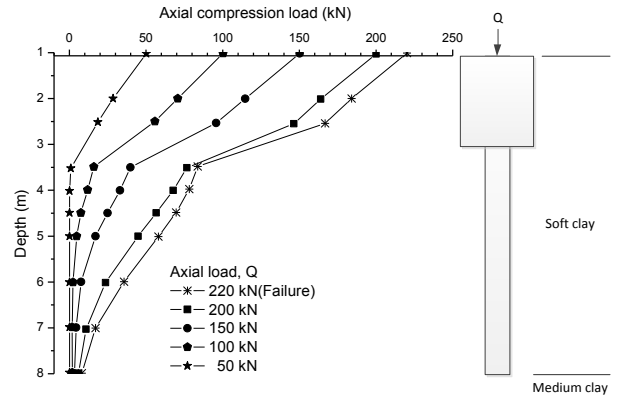
Column	Ultimate failure load (kN)
TDM-01	140
TDM-02	180
TDM-03	220
TDM-04	220
TDM-05	230
TDM-06	250
DCM (D=0.68 m)	130

3.2 การกระจายตัวของแรงตามความลึก

รูปที่ 3.1 เป็นการกระจายตัวของแรงตามความลึกของเสาเข็มดินซีเมนต์ (D = 0.68 m) โดยลักษณะการกระจายตัวของแรงจะมากที่สุดบริเวณหัวเข็มและค่อยๆลดลงตามความลึกเหมือนเสาเข็มทั่วไป ในขณะที่รูปแบบการกระจายตัวของเสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงตัวทึบนั้นมีความแตกต่างกันตรงที่จะมีแรงกระทำมากที่สุดบริเวณหัวเข็มและลดลงตามความลึกเช่นเดียวกัน แต่จะลดลงอย่างมีนัยยะบริเวณความลึกที่เปลี่ยนขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 3.2 และ 3.3 ตามลำดับ หากสังเกตที่น้ำหนักบรรทุกทุก 100 kN ณ ตำแหน่ง -3.5 เมตร จะเห็นว่าเสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงธรรมดานั้นมีแรงกระทำส่งถ่ายไปถึงประมาณ 40 kN ในขณะที่ ณ ตำแหน่งเดียวกันนั้น เสาเข็มดินซีเมนต์ TDM-03 มีแรงกระทำส่งถ่ายไปถึงตำแหน่งนั้นแค่เพียงไม่ถึง 20 kN ซึ่งน้อยกว่ากันประมาณ 2 เท่า



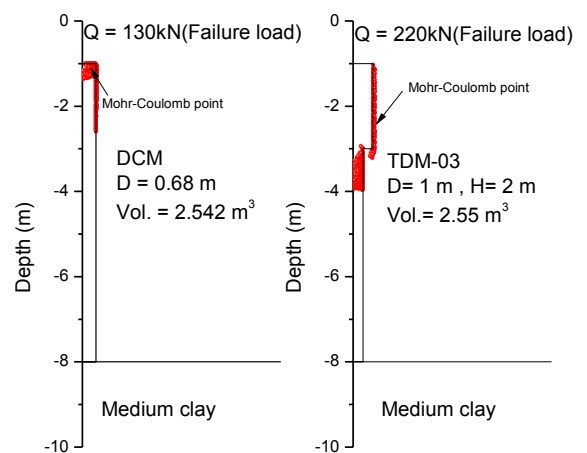
รูปที่ 3.2 การกระจายตัวของแรงตามความลึกของเสาเข็มดินซีเมนต์



รูปที่ 3.3 การกระจายตัวของแรงตามความลึกของเสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงตัวทึบ (TDM-03)

3.3 ลักษณะการวิบัติของเสาเข็ม

จากการศึกษาลักษณะการวิบัติของเสาเข็มแต่ละรูปทรงพบว่าที่ปริมาตรเท่ากันและพารามิเตอร์กำลังเดียวกันเสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงปกติจะมีลักษณะการวิบัติแบบเข็มพัง (pile failure) กล่าวคือที่น้ำหนักกระทำสุดท้ายบริเวณหัวเข็มได้มีการวิบัติแล้วในขณะที่ดินรอบข้างยังไม่เกิดการวิบัติ โดยการศึกษาครั้งนี้ใช้จุดMohr-coulomb plastic point ในขณะที่เมื่อเปรียบเทียบกับเสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงตัวทึบที่น้ำหนักบรรทุกเท่ากันคือ 130 kN นั้น ตัวเสาเข็มยังไม่เกิดการวิบัติรวมไปถึงดินรอบข้างด้วยเช่นกัน และเมื่อเสาเข็ม TDM-03 รับน้ำหนักบรรทุกทุกถึง 180 kN ดินโดยรอบเสาเข็มนั้นเกิดการวิบัติก่อนโดยที่ตัวเสาเข็มยังไม่เกิดการวิบัติ จึงสรุปได้ว่าเป็นการวิบัติแบบดินพัง (soil failure) แต่เสาเข็มยังสามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกไปได้จนถึง 220 kN ก่อนที่ตัวเสาเข็มจะเกิดการวิบัติ แต่ทว่าการวิบัตินั้นไม่ได้เกิดบริเวณหัวเข็ม แต่เกิดตรงรอยต่อระหว่างหัวเข็มที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางมากกว่าลงมายังเข็มที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางน้อยกว่าตั้งแต่ความลึก -3 จนถึง -4 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.4



รูปที่ 3.4 ลักษณะการวิบัติแบบเข็มพังของเสาเข็มดินซีเมนต์

4. สรุปผลการศึกษา

จากการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงแบกทานของเสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงปกติและรูปทรงตัวที่ โดยที่ความสามารถในการรับกำลังแบกทานของเสาเข็มแต่ละรูปแบบที่ได้จากการจำลองกราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังแบกทานกับการเสียรูปของเสาเข็มในแนวนอนด้วยโปรแกรม PLAXIS 2D ภายใต้ขอบเขตขนาดและคุณสมบัติของดินซีเมนต์รวมไปถึงรูปทรงตัวที่ทุกแบบพิจารณาในการศึกษาครั้งนี้ สามารถสรุปได้ดังนี้

1. จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเสียรูปตามแนวนอน จึงสรุปได้ว่าการเปลี่ยนรูปทรงของเสาเข็มเป็นรูปทรงตัวที่ ทำให้เพิ่มประสิทธิภาพในการรับกำลังแบกทานของเสาเข็มได้มากขึ้น
2. จากการพิจารณาเสาเข็มดินซีเมนต์ทุกรูปแบบ TDM-06 หรือเสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงตัวที่ ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเข็มเท่ากับ 1.5 เมตร และสูง 0.5 เมตร นั้นมีความสามารถในการรับกำลังแบกทานมากที่สุดคือ 250 kN และมากกว่าทุกแบบที่ทำการวิเคราะห์ ดังนั้นจึงสรุปได้ว่ารูปทรงที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเข็มมากที่สุด จะมีประสิทธิภาพมากที่สุด
3. ในกรณีที่เสาเข็มดินซีเมนต์มีปริมาตรเท่ากัน การเปลี่ยนรูปทรงเป็นตัวที่ทำให้รูปแบบการวิบัติของเสาเข็มเปลี่ยนไป โดยที่กำลังแบกทานสูงสุดของเสาเข็มรูปทรงปกติที่ทำให้เข็มวิบัติในรูปแบบเข็มพังนั้น เมื่อเปลี่ยนเป็นเสาเข็มดินซีเมนต์รูปทรงตัวที่ ณ กำลังแบกทานเดียวกัน เสาเข็มยังคงไม่ถึงจุดวิบัติแต่มีเพียงดินโดยรอบที่ถึงจุดครากเท่านั้น ซึ่งเป็นเหตุให้เสาเข็มสามารถพัฒนากำลังได้เยอะกว่ารูปแบบเดิม

อย่างไรก็ตามการสรุปข้างต้นเป็นเพียงการสรุปจากตัวอย่างที่วิเคราะห์มาโดยมีรูปแบบที่จำกัด อีกทั้งยังเป็นการจำลองในโปรแกรม ดังนั้นเพื่อความถูกต้องและแม่นยำ จึงควรได้รับการยืนยันจากการทดสอบต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

บทความนี้ได้รับเงินทุนสนับสนุนทางจากสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) สาขาวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี ภายใต้โครงการทุนพัฒนานักวิจัยสัญญาเลขที่ RSA5580007 และ โครงการพัฒนานักวิจัยและงานวิจัยเพื่ออุตสาหกรรม (พวอ.) สัญญาเลขที่ MSD5710152

เอกสารอ้างอิง

- [1] Liu, S. Y., Du Y. J., Yi Y. L., and Puppala A. J. (2012). "Field Investigations on Performance of T-Shaped Deep Mixed Soil Cement Column-Supported Embankments over Soft Ground", ASCE, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 138(6), 718-727.
- [2] Voottipruex, P., Suksawat, T., Bergado, D.T., and Jamsawang, P. (2011). "Numerical simulations and parametric study of SDCM and DCM piles under full scale

axial and lateral loads." *Computers and Geotechnics*, 38, 318-329. S. Thongmune, T. Matsumoto, S. Kobayashi, P. Kitiyodom and K. Kurosawa. "DEM simulations of push-up load tests for sand plug in steel pipe pile". *Soils and Foundations*, 51(5), pp. 959-974, May. 2011.

- [3] ณรงค์ ทศนินพันธ์, อ่อง วิน เมือง, ธยานันท์ บุญยรักษ์, (2550), "การลดการเคลื่อนตัวของดินโดยใช้วิธีการปรับปรุงกำลังโดยวิธีผสมดินเชิงกลแบบลึก", เอกสารการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 12, จ.พิษณุโลก
- [4] Uddin, M. K. (1995). Strength and deformation characteristics of cement-treated Bangkok clay, D. Eng. Dissertation No. GT-94-1, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.



การศึกษาพฤติกรรมของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์

- การตรวจสอบด้วยวิธีเชิงตัวเลข

Study on behavior of cement column wall - Numerical investigation

พงศ์พีระ ปทะวานิช^{1,*} อนุชา วงษ์เลิศ² พรเกษม จงประคิษฐ์³ และ สมโพธิ อยู่ไว⁴

^{1,2,3,4} Research Center of Geomechanics and Ground Improvement, Department of Civil Engineering,

King Mongkut's University of Technology Thonburi, Bangkok

บทคัดย่อ

ในงานขุดเพื่อก่อสร้างชั้นใต้ดินในดินเหนียวอ่อนโดยเฉพาะในบริเวณกรุงเทพและปริมณฑลจำเป็นต้องใช้กำแพงกันดิน ในปัจจุบันได้มีการนำเสาเข็มดินซีเมนต์มาช่วยเป็นโครงสร้างกำแพงกันดิน (Retaining-structure) ซึ่งวิศวกรต่างมีรูปแบบในการใช้งานและแนวทางการออกแบบที่หลากหลาย โดยในปัจจุบันยังไม่มีแนวทางการวิเคราะห์เพื่อออกแบบที่ชัดเจน ทั้งนี้เป็นเพราะยังไม่มีงานวิจัยที่ทำให้เข้าใจพฤติกรรมกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์เป็นจำนวนน้อย วิธีในการศึกษาที่ดีที่สุดคือการทดสอบจริงในสนาม (full scale test) การทดสอบในสนามมีข้อดีคือ สามารถศึกษาพฤติกรรมจริงของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ แต่ข้อเสียคือ การทำทดสอบมีราคาแพง, ทำซ้ำไม่ได้, ไม่สามารถทำการปรับเปลี่ยนพารามิเตอร์เพื่อศึกษาได้หลากหลาย ดังนั้นทางเลือกอื่นในการศึกษาคือ การจำลองโดยใช้วิธีทางตัวเลขและการทำแบบจำลองในห้องปฏิบัติการ (physical model test) โดยทั้งสองวิธีนี้ควรทำความเข้าใจกันเพื่อยืนยันความถูกต้อง อย่างไรก็ตามในการทำแบบจำลองในห้องปฏิบัติการการทดสอบแต่ละครั้งต้องใช้เวลาในการเตรียมตัวอย่างนานจึงทำให้สิ้นเปลืองเวลา ในงานวิจัยนี้ได้ใช้วิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ทำการศึกษาพฤติกรรมในการรับแรงและการเคลื่อนตัวด้านข้าง ของกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์เพื่อให้เข้าใจพฤติกรรมที่อาจเกิดขึ้นก่อนการทำแบบจำลองในห้องปฏิบัติการ และนำไปใช้ในการทำแบบจำลองในห้องปฏิบัติการเพื่อยืนยันความถูกต้องต่อไป

คำสำคัญ: ไฟไนต์เอลิเมนต์, กำแพงดินซีเมนต์, พฤติกรรม

Abstract

The excavation works for constructing undergrounds, especially in Bangkok area, need the retaining wall. Recently, soil cement columns are introduced to use as a retaining structure. Several design and considerations of soil cement wall currently exist, depending on the experience of the designers. This is because there is little study about behavior of soil cement wall. The best method for understanding the behavior is full scale test but there are disadvantages, such as high cost, difficult to repeat with constant parameter. Other alternatives are numerical and physical modeling. Both approaches should be done and compare each other for verification. However, physical model tests spend much time for each test. This research implements the finite element method to preliminarily study the load carrying behavior and lateral movement of soil cement wall. The results will be the guideline for further study by the physical model tests.

Keywords: Finite element, soil cement wall, behavior

1. คำนำ

ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ มีคุณสมบัติเฉพาะตัวคือมีกำลังรับแรงเฉือนต่ำ และมีความสามารถในการเกิดการทรุดตัวที่สูง ซึ่งเป็นผลมาจากการที่ดินมีปริมาณความชื้นทางธรรมชาติที่สูงมาก จากการทดสอบ Vane shear test ในสนามกำลังรับแรงเฉือนที่ได้มีค่าเพียง 10-15 กิโลปาสกาล [1] วิธีการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนหลายวิธีถูกใช้เพื่อปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวกรุงเทพในงานก่อสร้าง ตัวอย่างเช่น Prefabricated Vertical Drain (PVD), Geotextile or Geogrid และ วิธี Deep Mixing (DMM) โดยการทำเสาเข็มดินซีเมนต์ ซึ่งเป็นเทคนิคที่สามารถทำได้รวดเร็วและง่ายต่อการ




* ผู้เขียนผู้รับผิดชอบบทความ (Corresponding author)

E-mail address: pongpeera17@gmail.com

ก่อสร้าง ด้วยเหตุนี้จึงเป็นวิธีที่นิยมทำกันอย่างแพร่หลาย การประยุกต์ใช้ที่แพร่หลายคือการปรับปรุงดินฐานรากคันทาง และที่กำลังเริ่มนำมาใช้คือการใช้เป็นกำแพงกันดินในงานขุดลึก

2. กำแพงกันดินในงานขุดลึก-ชั้นดินอ่อนกรุงเทพ

ในงานขุดลึกเพื่อก่อสร้างชั้นใต้ดินในดินเหนียวอ่อนโดยเฉพาะในบริเวณกรุงเทพและปริมณฑลจำเป็นต้องใช้กำแพงกันดิน โดยกำแพงกันดินที่วิศวกรนิยมเลือกใช้ในงานขุดเพื่อก่อสร้างชั้นใต้ดินในชั้นดินเหนียวอ่อนได้แก่ กำแพงเข็มพืดเหล็ก กำแพงเสาเข็มเจาะเรียงต่อเนื่อง หรือ กำแพงไคอะแฟรม (Diaphragm wall) แต่ในปัจจุบันได้มีการนำเสาเข็มดินซีเมนต์มาใช้เป็นโครงสร้างกำแพงกันดิน(Retaining-structure) เนื่องจากสามารถก่อสร้างได้ง่าย รวดเร็ว ไม่เกิดเสียงรบกวน มีราคาต่ำกว่ารวมไปถึงความสามารถในการต้านทานการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เชื่อกันว่าดีกว่ากำแพงกันดินแบบเดิม การก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์เพื่อใช้เป็นกำแพงกันดิน ณ ปัจจุบัน ผู้ออกแบบจะออกแบบก่อสร้างให้มีลักษณะที่มีการขบเกลื่อนกันหลายๆต้นจนกระทั่งมีความกว้างเพียงพอ โดยมีแนวคิดที่ทำให้กำแพงเป็นแบบ Gravity wall [2, 3] เมื่อพิจารณาคุณสมบัติและขนาดที่ใช้ในงานในปัจจุบัน จะเห็นได้ว่าแตกต่างอย่างมากกับระบบกำแพงที่ใช้อยู่ ดังแสดงในรูปที่ 1

		
Sheet pile	Sheet pile	SCC wall
t~0.7cm	t~40-80cm	t~150-250cm
E~200×10 ⁶ kPa	E~21×10 ⁶ kPa	E~5000 kPa

รูปที่ 1 การเปรียบเทียบมิติและคุณสมบัติของระบบกำแพงต่างๆ

การใช้กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ในงานขุดที่ลึกได้เริ่มขึ้นโดยพิจารณาให้เป็นแบบ Gravity wall ที่กำแพงหนาจึงไม่ต้องการค้ำยัน ซึ่งไม่ปรากฏรายงานความเสียหายใดๆ แต่ไม่มีการเผยแพร่ผลการเคลื่อนตัวด้านข้างในขณะที่ยึดข้อจำกัดพื้นที่ในตัวเมือง โครงการที่ตัดสินใจใช้กำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์จึงจำเป็นต้องก่อสร้างกำแพงให้มีความหนาเท่ากับระยะที่สามารถก่อสร้างได้ และจำเป็นต้องมีการค้ำยันด้านข้างเพื่อลดหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ รวมไปถึงช่วยลดการเคลื่อนตัวด้านข้าง หรือออกแบบร่วมกับระบบค้ำยันแบบอื่นเพื่อลดการเคลื่อนตัว หรือใช้ร่วมกับโครงสร้างชนิดอื่น ผลการก่อสร้างโครงการที่ผ่านมาโดยใช้วิธีการก่อสร้างแบบ top-down ที่มีระบบค้ำยันระบุว่าเมื่อมีค้ำยันโดยพื้นโครงสร้างถาวรก่อนที่จะทำการขุด การเคลื่อนตัวด้านข้างที่

เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่า 30 มิลลิเมตร [4, 5] ในขณะที่มีการใช้กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ร่วมกับกำแพงแบบไคอะแฟรมโดยพิจารณาให้เสาเข็มดินซีเมนต์ทำหน้าที่ลดแรงดันดิน [6]

จะเห็นได้ว่าวิศวกรต่างมีแนวทางในการใช้งานและการออกแบบกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่หลากหลาย ด้วยจุดเด่นหลายๆ ประเด็นการใช้ดินซีเมนต์เป็นกำแพงกันดินจะเป็นทางเลือกหนึ่งที่มีแนวโน้มจะได้รับความนิยมมากขึ้น อย่างไรก็ตามยังไม่มีแนวทางในการวิเคราะห์พฤติกรรมเพื่อออกแบบที่ชัดเจน เนื่องจากเป็นเพราะยังมียังงานวิจัยที่ทำให้เข้าใจพฤติกรรมกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์เป็นจำนวนน้อย นอกจากนี้ด้วยข้อจำกัดเรื่องพื้นที่ในเมืองและราคามีแนวโน้มเช่นเดียวกันที่จะต้องก่อสร้างด้วยความหนาที่จำกัด ทำให้แนวความคิดการพิจารณาเป็น Gravity wall ที่ใช้กันมาอาจไม่ถูกต้องอีกต่อไป รวมถึงกับจะต้องมีนวัตกรรมใหม่ๆ มาร่วมประยุกต์ใช้ จึงมีความจำเป็นที่จะต้องศึกษาให้เข้าใจพฤติกรรมระบบกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์มากขึ้น

วิธีในการศึกษาที่ดีที่สุดคือการทดสอบจริงในสนาม (Full scale test) พร้อมอุปกรณ์ตรวจวัดการทดสอบในสนามมีข้อดีคือสามารถศึกษาพฤติกรรมจริงของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ แต่ข้อเสียคือ การทำทดสอบมีราคาแพง, ทำซ้ำไม่ได้, ไม่สามารถทำการปรับเปลี่ยนพารามิเตอร์เพื่อศึกษาได้หลากหลาย ดังนั้นทางเลือกอื่นในการศึกษาคือ การจำลองโดยใช้วิธีทางตัวเลขและ การทำแบบจำลองย่อส่วนในห้องปฏิบัติการ (Physical model test) โดยทั้งสองวิธีนี้ควรทำความเข้าใจกันเพื่อขึ้นความถูกต้อง อย่างไรก็ตามในการทำแบบจำลองในห้องปฏิบัติการการทดสอบแต่ละครั้งต้องใช้ระยะเวลาในการเตรียมตัวอย่างนานจึงทำให้สิ้นเปลืองเวลา การตัดสินใจเลือกกรณีทดสอบจึงควรมาจากพื้นฐานของความเข้าใจในพฤติกรรมเบื้องต้นก่อน ซึ่งการจำลองโดยใช้วิธีทางตัวเลขก่อนจะช่วยให้ในประเด็นนี้

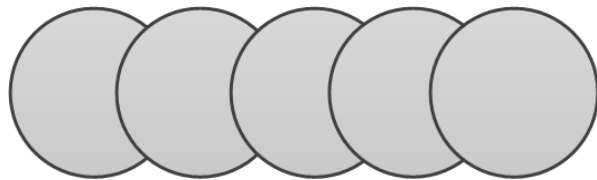
ในงานวิจัยนี้ได้ใช้วิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ทำการศึกษาประสิทธิภาพในการรับโมเมนต์และการเคลื่อนตัวด้านข้าง ของกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์เพื่อให้เข้าใจพฤติกรรมที่อาจเกิดขึ้นก่อนการทำแบบจำลองย่อส่วนในห้องปฏิบัติการ และนำผลไปใช้ในการทำแบบจำลองในห้องปฏิบัติการเพื่อขึ้นความถูกต้องต่อไป โดยเปรียบเทียบกับกำแพงเสาเข็มแบบไคอะแฟรม (Diaphragm wall) และ กำแพงเข็มพืดเหล็ก เพื่อตรวจสอบว่าพฤติกรรมของกำแพงเสาเข็มมีลักษณะเป็นกำแพงเช่นเดียวกับกำแพงชนิดอื่นๆหรือแตกต่างอย่างไร เพื่อกำหนดกรณีศึกษาด้วยแบบจำลองย่อส่วนต่อไป

3. ข้อมูลการวิเคราะห์กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์

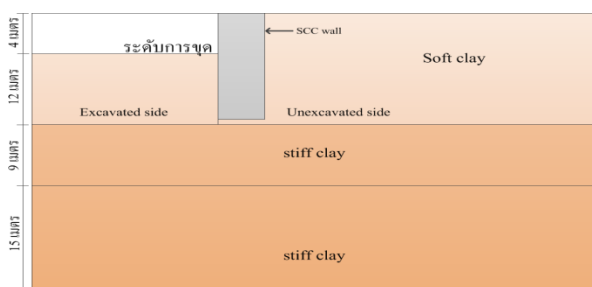
3.1 กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์

ถึงแม้มีแนวโน้มว่ากำแพงที่ใช้จะเป็นระบบกำแพงที่มีค้ำยัน แต่ด้วยความซับซ้อนที่เกิดขึ้นจากปฏิสัมพันธ์ระหว่างทั้งสอง ในเบื้องต้นจึงควรเริ่มจากการศึกษาในระบบที่ไม่มีค้ำยันก่อน เป้าหมายหลักของการศึกษา คือพฤติกรรมการเสียรูปและลักษณะการรับแรงต่างๆของกำแพง รวมถึงการเปลี่ยนแปลงของแรงดันดินหลังกำแพงขณะขุด ในการศึกษา

พิจารณากำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์โดยไม่ได้มีระบบค้ำยัน โดยใช้เสาเข็มดินซีเมนต์ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 500 มิลลิเมตร จำนวน 5, 4 และ 3 แถวโดยเรียงขบกันเป็นรูปแบบสี่เหลี่ยม (Square pattern) ปลายของกำแพงอยู่ที่ความลึก -15 เมตร ซึ่งเป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง ทำการขุดลึกจนถึงระดับ -4 เมตร (เป็นระดับที่ผลการวิเคราะห์ระบุว่าดินรอบข้างยังไม่พัง) รูปแบบการวางขบกันและหน้าตัดขวางของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ แสดงในรูปที่ 2.1 และ 2.2 ตามลำดับ



รูปที่ 2.1 ลักษณะการวางขบกันของเสาเข็มดินซีเมนต์



รูปที่ 2.2 หน้าตัดการวางของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ออกแบบ

3.2 ข้อมูลการวิเคราะห์กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์

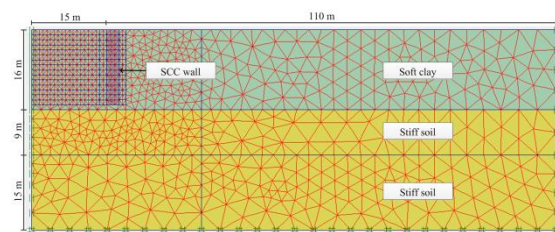
การวิเคราะห์กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ได้ใช้โปรแกรม plaxis 2D โดยใช้การวิเคราะห์แบบ plane strain รูปที่ 3 เป็น mesh ที่ใช้ในการวิเคราะห์ดินและเสาเข็มดินซีเมนต์จะจำลองโดยการใส่ solid element สามเหลี่ยมชนิด 15 จุดต่อ การจำลองตัวกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ใช้ แบบจำลอง Mohr-coulomb โดยสมมุติให้มีพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำ ส่วนแบบจำลองดินรอบกำแพง ใช้แบบจำลอง Hardening Soil model with Small strain (HS Small) โดยสมมุติให้ดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำและมีพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำ ตารางที่ 1 และ 2 แสดงค่าพารามิเตอร์ของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์และดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ ตามลำดับ

ตารางที่ 1 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์

Soil layer	SCC gravity wall
Model	Mohr-coulomb
γ_{sat} [kN/m ³]	16
E_{ref} [kPa]	50000
ν	0.3
C_{ref} [kPa]	1000
ϕ	5

ตารางที่ 2 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ดิน [7]

Soil layer	Soft clay	Stiff soil
Model	Hs small	Hs small
γ_{sat} [kN/m ³]	16	18
E_{so}^{ref} [kPa]	5000	20000
E_{oed}^{ref} [kPa]	5000	20000
E_{ur}^{ref} [kPa]	15000	100000
G_0^{ref} [kPa]	14200	42000
$\gamma_{0.7}$ [-]	1×10^{-4}	1×10^{-4}
m [-]	1	1
P_{ref} [-]	100	65
C_{ref} [kPa]	5	10
ϕ	22	22



รูปที่ 3 mesh ที่ใช้ในการวิเคราะห์กำแพงดินซีเมนต์

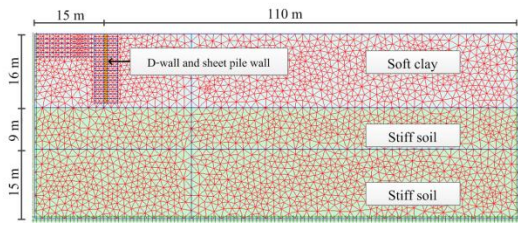
4. ข้อมูลการวิเคราะห์กำแพงชนิดไคอะแฟรมและกำแพงเข็มพืดเหล็ก

4.1 กำแพงชนิดไคอะแฟรมและกำแพงเข็มพืดเหล็ก

ในการศึกษานี้ได้พิจารณากำแพงชนิดไคอะแฟรม 3 ความหนา ประกอบด้วย ความหนา 800, 600 และ 400 มิลลิเมตร ส่วนกำแพงเข็มพืดเหล็กที่ใช้ในการการวิเคราะห์ คือ เข็มพืด FSP ชนิดที่ 3 และ FSP ชนิดที่ 4 ซึ่งเป็นชนิดที่ใช้กันแพร่หลายในประเทศไทย โดยความลึกของการออกแบบกำแพงทั้งสองชนิดอยู่ที่ระดับ -15 เมตร ทำการขุดลึกจนถึงระดับ -4 เมตร เช่นเดียวกับกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ เพื่อให้สามารถเปรียบเทียบพฤติกรรมกันได้

4.2 ข้อมูลการวิเคราะห์ชนิดกำแพงไคอะแฟรมและกำแพงเข็มพืดเหล็ก

การวิเคราะห์กำแพงทั้งสองชนิดทำการวิเคราะห์ โดยใช้โปรแกรม plaxis 2D ใช้การวิเคราะห์แบบ plane strain รูปที่ 4 เป็น mesh ที่ใช้ในการวิเคราะห์ ดินและกำแพงกันดินแบบไคอะแฟรมถูกจำลองโดยการใช้อิเลเมนต์สามเหลี่ยมชนิด 15 จุดต่อ การจำลองตัวกำแพงเข็มพืดใช้ plate element ส่วนดินรอบกำแพงถูกจำลองโดยใช้เงื่อนไขเดียวกับกรณีก่อนหน้านี้ เพื่อให้สามารถเปรียบเทียบกับกรณีที่ใช้กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์เช่นกัน



รูปที่ 4 mesh ที่ใช้ในการวิเคราะห์กำแพงไคอะแฟรมและ
กำแพงเข็มพืดเหล็ก

ตารางที่ 3 สรุปค่า EI ของกำแพงแต่ละชนิด

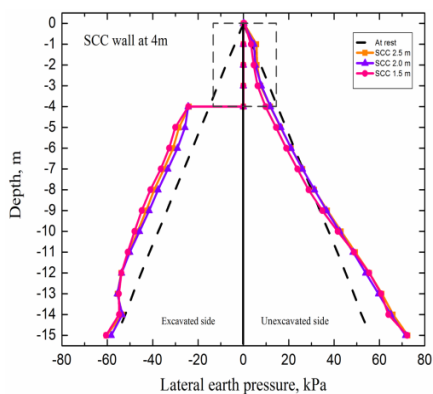
กำแพงกันดิน	อิลาสติก โมดูลัส, E	โมเมนต์ความ เฉื่อย, I	EI
กำแพงเสาเข็มดิน ซีเมนต์ 2.5 m	50000 kPa	1.302 m ⁴ /m	6.51E+04kN m ² /m
กำแพงเสาเข็มดิน ซีเมนต์ 2.0 m	50000 kPa	0.666 m ⁴ /m	3.33E+04kN m ² /m
กำแพงเสาเข็มดิน ซีเมนต์ 1.5 m	50000 kPa	0.28125 m ⁴ /m	1.41E+04kN m ² /m
กำแพง ไคอะแฟรม 0.8 m	21E+6 kPa	42.66E-3 m ⁴ /m	8.96E+05kN m ² /m
กำแพง ไคอะแฟรม 0.6 m	21E+6 kPa	18E-3 m ⁴ /m	3.78E+05kN m ² /m
กำแพง ไคอะแฟรม 0.4 m	21E+6 kPa	5.333E-3 m ⁴ /m	1.12E+05kN m ² /m
กำแพงเสาเข็มพืด เหล็กชนิด 3	200E+6 kPa	1.68E-4 m ⁴ /m	3.36E+04kN m ² /m
กำแพงเสาเข็มพืด เหล็กชนิด 3	200E+6 kPa	3.86E-4 m ⁴ /m	7.72E+04kN m ² /m

จากขนาดและค่าคุณสมบัติของระบบกำแพงแต่ละชนิดที่แสดงดังรูป
ที่ 1 กับค่าใช้ในการพิจารณาในการศึกษานี้เมื่อนำมาคำนวณเป็นค่า
คุณสมบัติรับโมเมนต์ (เป็นค่า EI ต่อเมตรของกำแพง) จะเห็นว่าระบบ
กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ในช่วงค่าที่พิจารณาจะใกล้เคียงกับค่าของระบบ
เข็มพืดเหล็ก แต่น้อยกว่ากำแพงไคอะแฟรม 2-60 เท่าดังแสดงใน
ตารางที่ 3

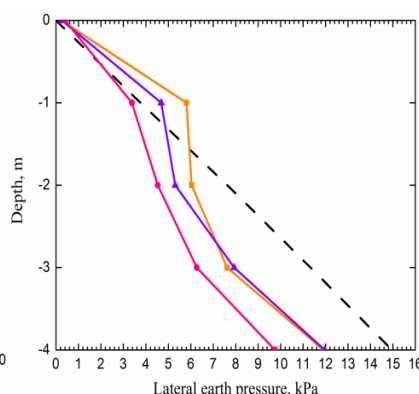
5. ผลการวิเคราะห์

5.1 การกระจายตัวของแรงดันดินด้านข้างประสิทธิภาพ

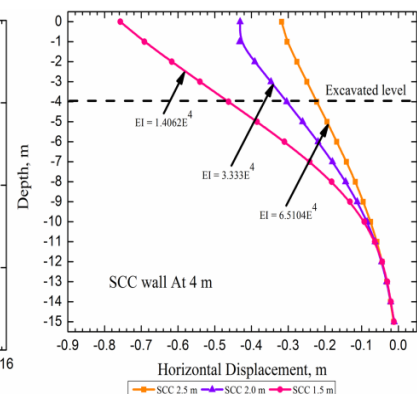
รูปที่ 4(a) เป็นการกระจายตัวของแรงดันดินด้านข้างประสิทธิภาพที่
กระทำต่อกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์เมื่อทำการขุดถึงระดับความลึก -4
เมตร เมื่อเปรียบจะเห็นว่า การกระจายของแรงดันดินด้านข้างประสิทธิภาพของ
กำแพงแต่ละความหนา มีขนาดแรงดันที่ใกล้เคียงกันทั้งทางฝั่งที่ทำการขุด
และไม่ได้ทำการขุด แต่ทางฝั่งที่ไม่ได้ทำการขุดจะเกิดแรงดันดินที่ลดลง
(Active earth pressure) ต่อกำแพงที่ส่วนบน 9 เมตร แต่ระดับที่ต่ำกว่ามีค่า
สูงขึ้นกว่าสถานะหยุดนิ่ง (passive earth pressure) โดยแรงดันดินด้านข้าง
ฝั่งที่ถูกขุดมีค่าสูงขึ้นกว่าสถานะหยุดนิ่งตลอดความลึกของกำแพง เมื่อ
ขยายดูส่วน 4 เมตรแรกดังแสดงในรูป 4(b) จะเห็นได้ชัดเจนถึงการลดค่า
ลงจากสถานะหยุดนิ่ง เมื่อพิจารณาการเคลื่อนตัวของกำแพงดังแสดงใน
รูป 4(c) กำแพงมีการแอ่นตัวสูงสุดที่ปลายด้านบน และรัศมีความโค้ง
สูงสุดของการแอ่นตัวอยู่ที่ประมาณ 9 เมตร สอดคล้องกับจุดเปลี่ยน
แรงดันดินหลังกำแพงจาก สภาพ active ไปเป็น passive เมื่อพิจารณาผล
การวิเคราะห์ของทั้ง 3 กรณีความหนา ได้พฤติกรรมแนวโน้มเดียวกัน
โดยความแตกต่างของขนาดแรงดันดินหลังกำแพงทั้งสามกรณีมีค่าไม่
มาก แต่การแอ่นตัวของกำแพงแตกต่างกัน โดยเฉพาะเมื่อกำแพงบาง
ลง จะเห็นความแตกต่างที่ชัดเจน และจะพบว่าค่าการแอ่นตัวของกำแพง
ต่ำกว่าของกำแพงระบบเข็มพืดเหล็กที่มีค่า EI พอๆ กัน (เมื่อเปรียบเทียบ
กับรูปที่ 6 – จะอธิบายในส่วนต่อไป)



(a)

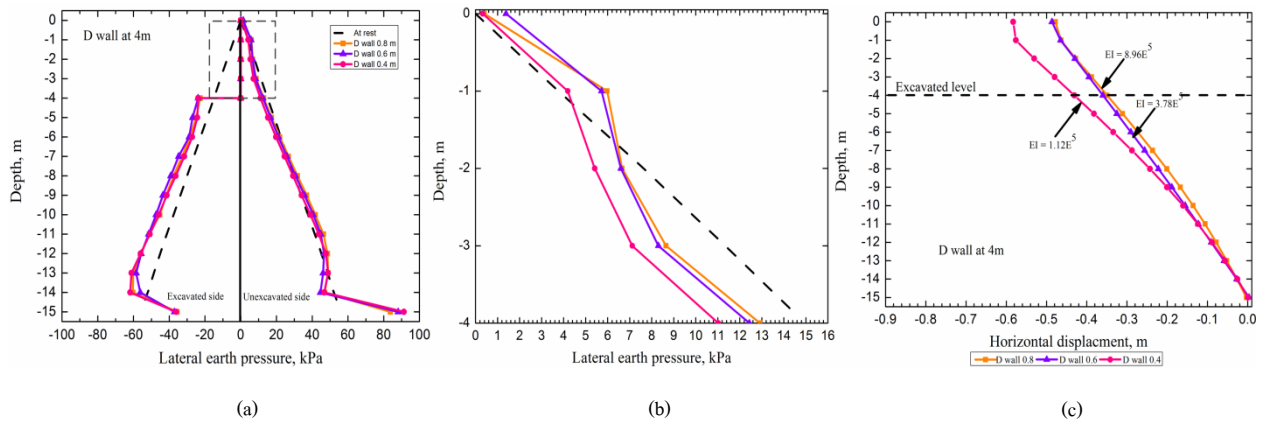


(b)

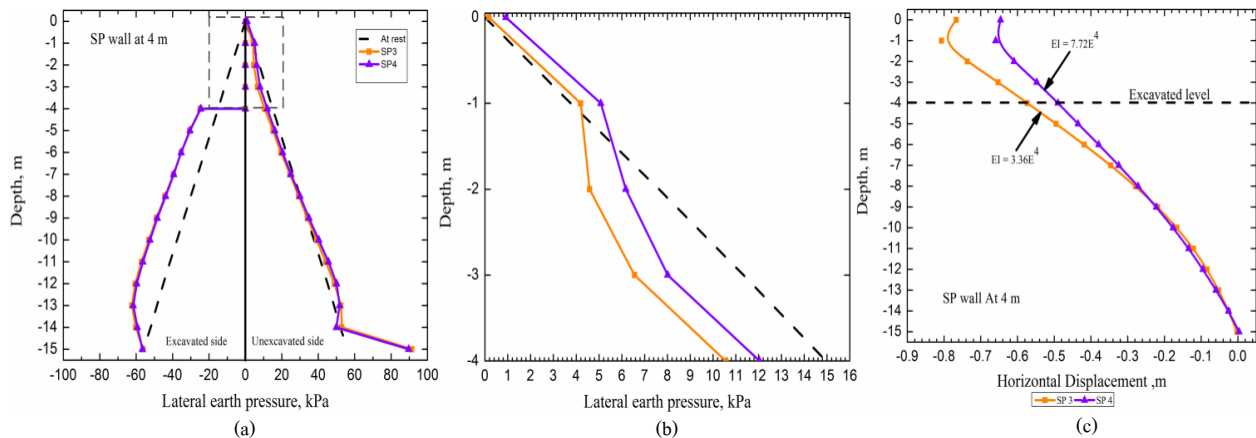


(c)

รูปที่ 4 แรงดันดินด้านข้างของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์: a) แรงดันดินด้านข้างตลอดความลึกของกำแพง; b) ส่วนขยายแรงดันดินด้านข้างบริเวณหัวกำแพง;
c) ระยะเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงดินซีเมนต์



รูปที่ 5 แรงดันดินด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรม: a) แรงดันดินด้านข้างตลอดความลึกของกำแพง; b) ส่วนขยายแรงดันด้านข้างบริเวณหัวกำแพง; c) ระยะเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรม



รูปที่ 6 แรงดันดินด้านข้างของกำแพงเข็มพืดเหล็ก: a) แรงดันดินด้านข้างตลอดความลึกของกำแพง; b) ส่วนขยายแรงดันด้านข้างบริเวณหัวกำแพง; c) ระยะเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงเข็มพืดเหล็ก

เมื่อเปรียบเทียบแรงดันดินด้านข้างประสิทธิผลของกำแพงแบบไคอะแฟรม (รูปที่ 5) และกำแพงเข็มพืดเหล็ก (รูปที่ 6) พบว่าแรงดันดินด้านข้างประสิทธิผลเมื่อทำการขุดถึงระดับความลึก -4 มีลักษณะที่เหมือนกันมากและแทบไม่แตกต่างกับของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ โดยเฉพาะ 9 เมตรบน

จากการเปรียบเทียบของแรงดันดินด้านข้างที่กระทำต่อกำแพงกันดินทั้งสามชนิดพบว่าแรงดันดินที่กระทำต่อกำแพงทั้งสามมีขนาดที่ใกล้เคียงกัน แสดงให้เห็นว่ากำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์มีพฤติกรรมเป็นเหมือนกำแพงเช่นเดียวกับกำแพงไคอะแฟรมและกำแพงเข็มพืดเหล็ก ดังนั้นการวิเคราะห์พฤติกรรมจึงต้องวิเคราะห์แบบกำแพงกล้ำคือต้องคำนึงถึงโมเมนต์คดและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในตัวกำแพง และเป็นไปได้ว่าหากทำการเสริมแรงให้กับกำแพงดินซีเมนต์ทางฝั่งที่เกิดโมเมนต์บวกด้วยวัสดุที่รับแรงดึงได้อาจจะช่วยทำให้กำแพงดินซีเมนต์มีความแข็งแรงที่สูงขึ้น ซึ่งสามารถลดความหนาของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ได้ ทำให้สามารถลดเวลาในการก่อสร้างและสามารถลดราคาก่อสร้างได้อีกด้วย นอกจากนี้การวิเคราะห์เสถียรภาพของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ น่าจะ

สามารถใช้ ไคอะแฟรมของแรงดัน (Pressure diagram) ของการออกแบบที่ผ่านๆมาได้

5.2 การเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์

รูปที่ 4c เป็นการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ของกำแพงที่ความหนาทั้ง 3 ของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ระดับการขุดลึก 4 เมตร เมื่อลดความหนาของกำแพงการเคลื่อนตัวด้านข้างเกิดขึ้นอย่างมีนัยยะสำคัญโดยกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์หนา 2.5 เมตร, 2.0 เมตร และ 1.5 เมตร มีค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 32 เซนติเมตร, 42 เซนติเมตร และ 75 เซนติเมตร ตามลำดับ เกิดสูงสุดที่ด้านบนสุดของกำแพง ที่ฐานล่างสุดของกำแพงมีการเคลื่อนตัว ประมาณ 1.5 เซนติเมตร โดยที่ระดับ -10 เมตรถึงฐานล่างของกำแพงการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงแต่ละความหนาเกิดขึ้นใกล้เคียงกันและเกิดขึ้นน้อยมาก

รูปที่ 5c และ รูปที่ 6c เป็นการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรม และกำแพงเข็มพืดเหล็กที่ระดับการขุดลึก 4 เมตรตามลำดับ ในส่วนของกำแพงไคอะแฟรมเมื่อเพิ่มความหนาของกำแพงลงถึงระดับ

หนึ่ง (ในที่นี้คือ 0.6 เมตร) การเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงไม่ได้ลดลงอย่างมีนัยยะสำคัญ โดยกำแพงไคอะแฟรมหนา 0.8 เมตร, 0.6 เมตร และ 0.4 เมตร มีค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 48 เซนติเมตร, 49 เซนติเมตร และ 58 เซนติเมตร ตามลำดับซึ่งกำแพงแบบไคอะแฟรมทั้งสามความหนา มีลักษณะการแอ่นตัวที่น้อยมาก ทั้งนี้เป็นเพราะว่ากำแพงแบบไคอะแฟรมมีความแข็งแรงสูงเนื่องจากสร้างจากคอนกรีตจึงไม่เกิดการคดงอในตัวกำแพง ส่วนการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงเข็มพืดเหล็กที่ระดับการขุดลึก 4 เมตร มีค่าสูงกว่าระบบกำแพงอื่น

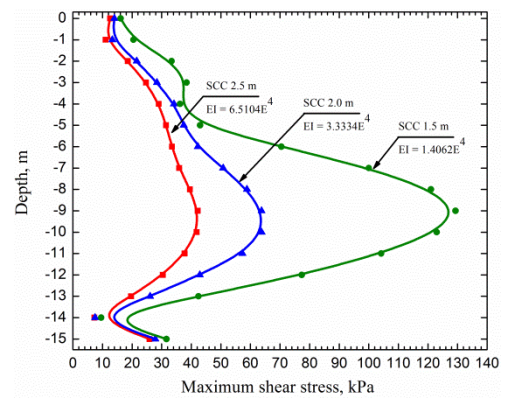
เมื่อเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์กับกำแพงที่ค่าโมเมนต์เฉื่อย (EI) อยู่ใน order เดียวกัน จะเห็นได้ว่าการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์มีค่าน้อยกว่ากำแพงเข็มพืดเหล็ก ในขณะที่ค่า E ของกำแพงเข็มพืดเหล็กมีค่าสูงกว่าค่า E ของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์แสดงให้เห็นว่าความหนาของกำแพงมีผลต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างมากกว่าความแข็งของวัสดุที่เป็นโครงสร้างกำแพงกันดิน ซึ่งหากมองในแง่ของผลกระทบจากการก่อสร้าง กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์จะมีความได้เปรียบกำแพงเข็มพืดเหล็ก

5.3 การกระจายตัวของความเค้นเฉือนและความเค้นดึงในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์

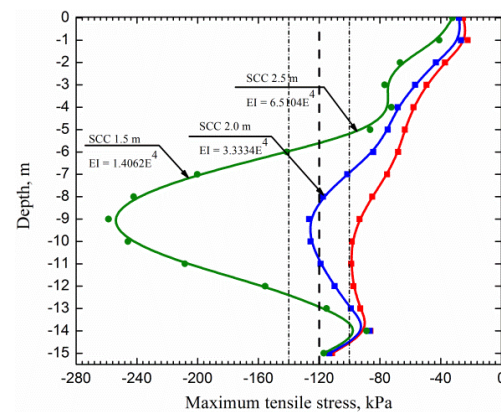
รูปที่ 7 เป็นความเค้นเฉือนสูงสุดตามความลึกของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์เมื่อทำการขุดถึงความลึก 4 เมตร เห็นได้ว่าเมื่อความหนาลดลงความเค้นเฉือนที่เกิดขึ้นในตัวกำแพงมีขนาดเพิ่มขึ้นโดยเกิดขึ้นสูงสุดที่ระดับ -9 เมตร ของตัวเสาเข็มซึ่งมีค่าเท่ากับ 42 kPa, 63.75 kPa และ 129.32 kPa ตามลำดับ

รูปที่ 8 เป็นความเค้นดึงสูงสุดตามความลึกของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์เมื่อทำการขุดถึงความลึก 4 เมตร ซึ่งมีค่าเพิ่มขึ้นตามความหนาที่ลดลงเช่นเดียวกับความเค้นเฉือน และเกิดขึ้นสูงสุดที่ระดับเดียวกันกับระดับที่เกิดความเค้นเฉือนสูงสุด ซึ่งมีค่าเท่ากับ 98.5 kPa, 126.52 kPa และ 258.66 kPa ความเค้นดึงที่เกิดขึ้นในกำแพงหนา 2.0 เมตร และ 1.5 เมตร เมื่อพิจารณาค่ากำลังของดินซีเมนต์ที่พิจารณาในการศึกษานี้ซึ่งเป็นค่าที่ใช้อยู่ในทางปฏิบัติคือ 1200 kPa และพิจารณาค่ารับแรงดึงที่ 10% ของกำลังรับแรงเฉือน จะพบว่าค่าความเค้นดึงสูงสุดที่วิเคราะห์ได้มีค่าเกินกว่ากำลังรับความเค้นดึงของเสาเข็มดินซีเมนต์เมื่อกำแพงหนาไม่เกิน 2 เมตรเมื่อเทียบกับความสามารถรับแรงเฉือนของวัสดุ จะพบว่าค่าความเค้นเฉือนที่เกิดขึ้นยังคงน้อยกว่ามากถึงแม้กำแพงบางลงจนถึง 1.5 เมตร แสดงให้เห็นว่าลักษณะการวิบัติของตัวกำแพงเองน่าจะเกิดเนื่องจากความเค้นดึง

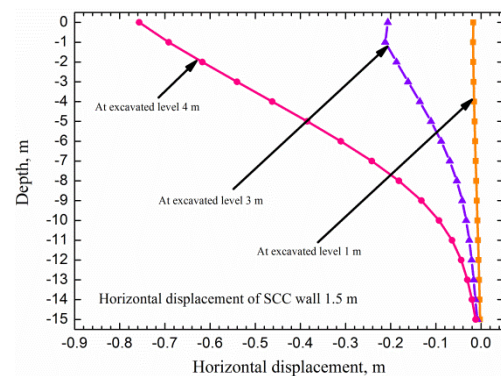
จะเห็นว่าความเค้นดึงเกิดขึ้นสูงกว่าความเค้นเฉือนดังนั้นการเสริมแรงอาจจะทำเฉพาะส่วนที่เป็นเข็มฝั่งด้านที่ไม่ทำการขุดเพื่อประหยัดราคาและให้มีประสิทธิภาพ โดยวัสดุที่นำมาเสริมแรงต้องสามารถรับความเค้นดึงได้ รวมถึงความยาวของวัสดุที่นำมาเสริมแรงอย่างน้อยที่สุดต้องมีความยาวที่มากกว่าระดับที่เกิดความเค้นดึงสูงสุด ทั้งนี้ผลพลอยได้จากการเสริมแรงยังสามารถช่วยเพิ่มกำลังในการรับความเค้นเฉือนของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์



รูปที่ 7 การกระจายตัวของความเค้นเฉือนในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์



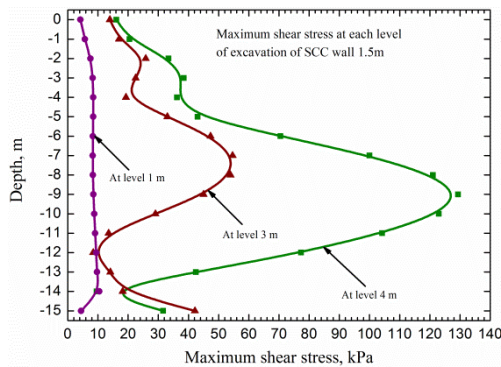
รูปที่ 8 การกระจายตัวของความเค้นดึงในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์



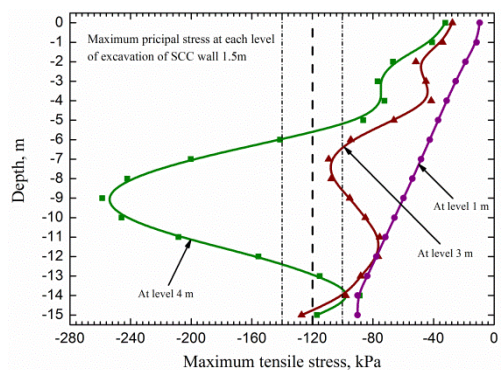
รูปที่ 9 การเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์หนา 1.5 เมตร ที่ระดับการขุดต่างๆ

รูปที่ 9-11 แสดงผลการตรวจสอบพฤติกรรมที่เกิดในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์หนา 1.5 เมตร ฝั่งที่ไม่ได้ขุดกับความลึกของการขุด จากรูปที่ 9 พบว่าที่ระดับการขุดที่ 3 เมตร การเคลื่อนตัวด้านข้างเกิดขึ้น 21 เซนติเมตร ซึ่งถือว่ายังอยู่ในช่วงการเคลื่อนตัวที่ไม่มากจนเกินไป ดังนั้นการก่อสร้างที่ต้องใช้ค้ำยันจึงน่าจะสามารถทำการขุดได้ถึงระดับ 3 เมตร แล้วจึงใส่ค้ำยันชั้นแรก อีกทั้งเมื่อดูผลของความเค้นเฉือนและความเค้นดึงที่เกิดขึ้นตามรูปที่ 10-11 ทั้งความเค้นเฉือนและความเค้นดึงที่เกิดขึ้นในกำแพงที่ระดับการขุด 3 เมตรมีค่าเท่ากับ 54 kPa และ 109 kPa ตามลำดับ ยังมีค่าน้อยกว่ากำลังรับความเค้นเฉือนและกำลังรับความเค้น

ดึงของกำแพง จึงยืนยันได้ว่าน่าจะสามารถขุดลึกได้ถึงระดับ 3 เมตร แล้วจึงใส่ค้ำยันโดยที่ไม่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวที่เป็นอันตรายทั้งยังเป็นการประหยัดเวลาในการก่อสร้างด้วย



รูปที่ 10 การกระจายตัวของความเค้นเฉือนในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์หนา 1.5 เมตรที่ระดับการขุดต่างๆ



รูปที่ 11 การกระจายตัวของความเค้นดึงในกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์หนา 1.5 เมตรที่ระดับการขุดต่างๆ

6. สรุป

ในขอบเขตขนาดและคุณสมบัติของวัสดุดินซีเมนต์และระบบกำแพงแบบ Cantilever ที่พิจารณาในการศึกษานี้ สามารถสรุปได้ดังนี้

1. กำแพงดินเสาเข็มดินซีเมนต์มีพฤติกรรมเป็นกำแพงกันดินเช่นเดียวกับกำแพงไคอะแฟรม และกำแพงเข็มพืดเหล็ก การวิเคราะห์สามารถใช้ทฤษฎีแรงดันดินด้านข้าง และ pressure diagram ที่ใช้อยู่ได้
2. กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์มีค่าการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่ากำแพงพืดเหล็กที่มีโมเมนต์เฉื่อยเท่าๆกัน
3. กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์มีแนวโน้มที่จะวิบัติจากโมเมนต์ดัดมากกว่าแรงเฉือน
4. การเสริมแรงเสาเข็มบริเวณเสาเข็มต้นที่อยู่ริมมีความลึกถึงระดับที่เกิดความเค้นดึงสูงสุดเป็นอย่างน้อยน่าจะช่วยให้เพิ่มประสิทธิภาพของกำแพงระบบนี้ได้

อย่างไรก็ตามผลการศึกษายู่บนข้อจำกัดของกรณีศึกษาที่พิจารณา อีกทั้งเป็นผลการจำลอง จึงควรได้รับการยืนยันจากการทดสอบต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว) ที่ได้ให้ทุนวิจัยผ่านโครงการเลขที่สัญญา RSA5580007 และ PHD54K0001

เอกสารอ้างอิง

- [1] Lorenzo, G.A. and Bergado, D.T. (2004). "Fundamental parameters of cement-admixed clay new approach." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 130(10), 1042-1050.
- [2] ณรงค์ทัศนพันธ์, อ่อง วิน เมือง, ษยานันท์ บุญยรักษ์, (2550), "การลดการเคลื่อนตัวของดินโดยใช้วิธีการปรับปรุงกำลังโดยวิธีผสมดินเชิงกลแบบลึก", เอกสารการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 12, จ.พิษณุโลก
- [3] Tanseng, P. (2011) "Soil-cement wall without bracing for mat foundation construction in Bangkok sub-soil", Proceeding of the 5th Asian workshop on ATC18 mega foundation, Hongkong
- [4] พรพจน์ ดันเส็ง, วิจิต นามวิเศษ, (2556), "พฤติกรรมของระบบกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้ระบบค้ำยันแบบ top-down ในการขุดดินลึกแบบไม่สมดุลในชั้นดินเหนียวอ่อน", เอกสารการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 18, จ. เชียงใหม่
- [5] พรพจน์ ดันเส็ง (2555) "การก่อสร้างชั้นใต้ดินลึกด้วยระบบ top-down โดยใช้เสาเข็มดินซีเมนต์เป็นกำแพงกันดิน", การสัมมนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก 55
- [6] Hsieh, H.S., Wang, C.C., Ou, C.Y., (2003), "Use of jet grouting to limit diaphragm wall displacement of a Deep Excavation", Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, vol. 129, No. 2, February, pp. 147-157
- [7] Wonglert, A., Jongpradist, P., Kalasin, T. (2008). "Wall movement analysis of deep excavations in Bangkok subsoil considering small strain stiffness" Journal of Research in Engineering and Technology, vol. 5, No. 4, October-December, pp. 393-405



Impact of Stiffness of Load Transfer Slab on Settlement Behavior of Cement-Column Supported Road Embankment

Thirawut Kriengtaweekit^{1*} Anucha Wonglert² Sirichai Petchmali³ Pornkasem Jongpradist⁴ Warat Kongkitkul⁵ Chanchai Submaneeuwong⁶

^{1,2,4,5} Department of Civil Engineering, King Mongkut's University of Technology Thonburi, Bangkok, Thailand, 10140

^{3,6} Soilcrete Technology Co., LTD 112/5 Moo 9. Thepharak Road, Bang Pla, Bang Phli, Samut Prakan 10540

Abstract

This article presents the settlement behavior of road embankment supported by soil cement columns with two types of load transferred slabs through the full scale test. The road foundation carries the load from 3 m high embankment fills. Two types of 50 cm thick slab, which are the commonly used compacted sand and the more rigid-compacted sand-cement, were constructed and compared. The performance in term of settlement behavior is considered in this article. Soil cement columns were installed in soft soil layer. The pile tips is placed in medium soil with the total length of 16 m. Geotechnical instruments for monitoring the settlement behavior during and after construction were installed in both the original ground and pre-installed cement columns. The monitored results from two types of embankment are compared and reported.

Keywords: Soil cement column, Embankment test, Instruments, Settlement

1. Introduction

One of the problematic soils in construction work in central plain of Thailand is the soft clay layer which is about 10-15 m in thickness. Its natural water content can reach 130 %. As a result, the shear strength of the soft Bangkok clay is relatively low, approximately 10-15 kPa in term of vane shear strength. This leads to low bearing capacity and high compressibility, which normally cause problems to the earth structures constructed in the this area. Thus, several ground improvement techniques have been continuously developed in order to solve such

problems, these include Geotextile or Geogrid, Prefabricated Vertical Drain (PVD), and Deep Mixing Method (DMM) by making soil cement column. Among these, DMM application has been rapidly increased and becomes one of the most popular techniques. Consequently this method is used to aid for improving soft clay with low bearing. In overseas works, many application of DMM were reported such as, ground improvement of soft soil by jet grouting method in Singapore for increasing strength of soil in deep excavation work [1] and jet grouting method for reducing movement of diaphragm wall in Taiwan. In Thailand, there have been several big projects using cement column for improving the ground such as the Bangna-Bangpakong Highway, a 55 km long major arterial road connecting the Bangkok metropolis to eastern seaboard of Thailand [2], [3] and roads along the water floodway for Suvarnabhumi Airport. The interactions among piles, pile caps, foundation soils, and embankment fills are complex. For the first 10-20 years of the projects, there have been some problems about settlement occurred on the road. Under the influence of fill weight, the embankment fills between piles have a tendency to move downward due to the larger settlement soft foundation soil between piles [4], [5]. The local differential settlement between the deep mixing pile and its surrounding soil amounted to 8–20% of the average total settlement of the improved ground [6]. The movement of the embankment fills is restrained by shear resistance generated in the fills. These shear resistance reduce the pressure on the foundation soil but increase the pressure on the pile caps. This load transfer mechanism was termed the soil arching effect [7]. It was observed that the soil arching was related with the differential settlement between the pile cap and the foundation soil. The proportions of loads carried by pile were in the range from 65% to 80% and increased with the enlarging cap size or the reducing pile spacing. [8] With the high cost of the soil-cement columns,

* Corresponding author

E-mail address: Thirawut-kr@hotmail.com

it is difficult to reduce the spacing between columns to increase the arching effect. Thus, the technique for solving this problem is necessary. One solution is to improve the properties of first compacted soil layer on the soil-cement columns so-called “Load Transferred Slab” by increasing its stiffness and strength. However, there have been no any guidelines for design of this layer. Then, in this study, a study on load transfer mechanism and settlement behavior of pavement structure during applying the embankment load is carried out to obtain the information.

2. Methodology

2.1 Study Area

The embankment full scale tests were conducted in the area of the Chakri Naruebodindra Medical Institute Hospital construction project (Fig. 1.), which has a deep layer of soft clay approximately 10-16 meters. The DMM–cement columns were constructed for embankment loading in the area. Two types slab, which are the commonly used compacted sand and the more rigid-compacted sand-cement were constructed to compare their performance in term of settlement behavior. Field monitoring by instrumentation was conducted during embankment filling to obtain the settlement behavior. The construction sequences are shown in Fig. 2 and Fig. 3.



Fig.1. Location of Chakri Naruebodindra Medical Institute Hospital

2.2 The installation of soil cement columns and rigid platform

All cement columns in this study were constructed by jet grouting technique with a high pressure of 200 bars for both pre-jet and grouting processes. The soil cement columns were constructed with diameter of 0.50 m and length of 16.0 m from ground surface. Portland cement (Type I) content of 250 kg/m³ of wet clay were used. This cement content was suggested by [9]. They concluded that cement content of 250 kg/m³ with

water-cement ratio of 1.5:1 is most effectively used in the wet mixing method in the field.

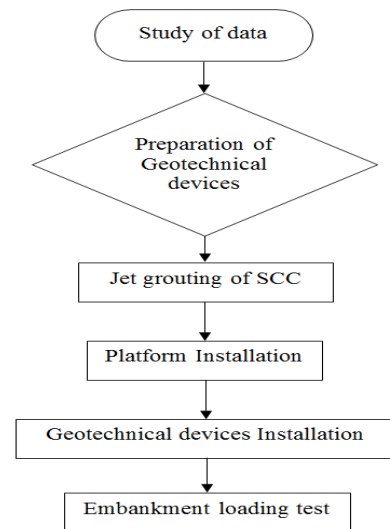


Fig. 2. Flow chart of construction sequence

2.3 Measuring Instruments

Embankment instrumentation device are used to measure the actual performance of slab on settlement behavior due to the embankment construction.

In order to observe the settlement behavior of soil at different positions, two types of instrumentation devices were installed in the original ground before constructing the embankment. These include;

1. Deep Settlement Point (Fig. 4.).
2. Surface Settlement Plate (Fig. 5.).

Number of settlement plates installed in 4 positions and deep settlement points in 2 positions.

Settlement plate is an instrument for monitoring the settlement at a specific point and level. For the tested embankment in this study, settlement plates are installed on the top of soil cement column and soil between soil cement columns at the level of original ground surface. The inspection is performed after construction was completed indicates a change of the settlement at ground surface.

Deep settlement points were installed for monitoring the settlement of ground beneath the soil surface. In this study, they were installed at the depth of three meters from the ground surface, which are installed in two positions between soil cement column for both of embankments with rigid platform and sand platform. Details of installation are shown in Fig. 6.



Fig. 3. Photographs of construction sequence

- (a) Installation of soil cements columns.
- (b) Picked the cement slurry and hardens cement out of test area.
- (c) Open the pile top of soil cement column
- (d) Placement the instrumentations
- (e) Construct the rigid platform
- (f) Infilling the soil for constructing the embankment



Fig. 4. Deep settlement points



Fig. 5. Surface settlement plate

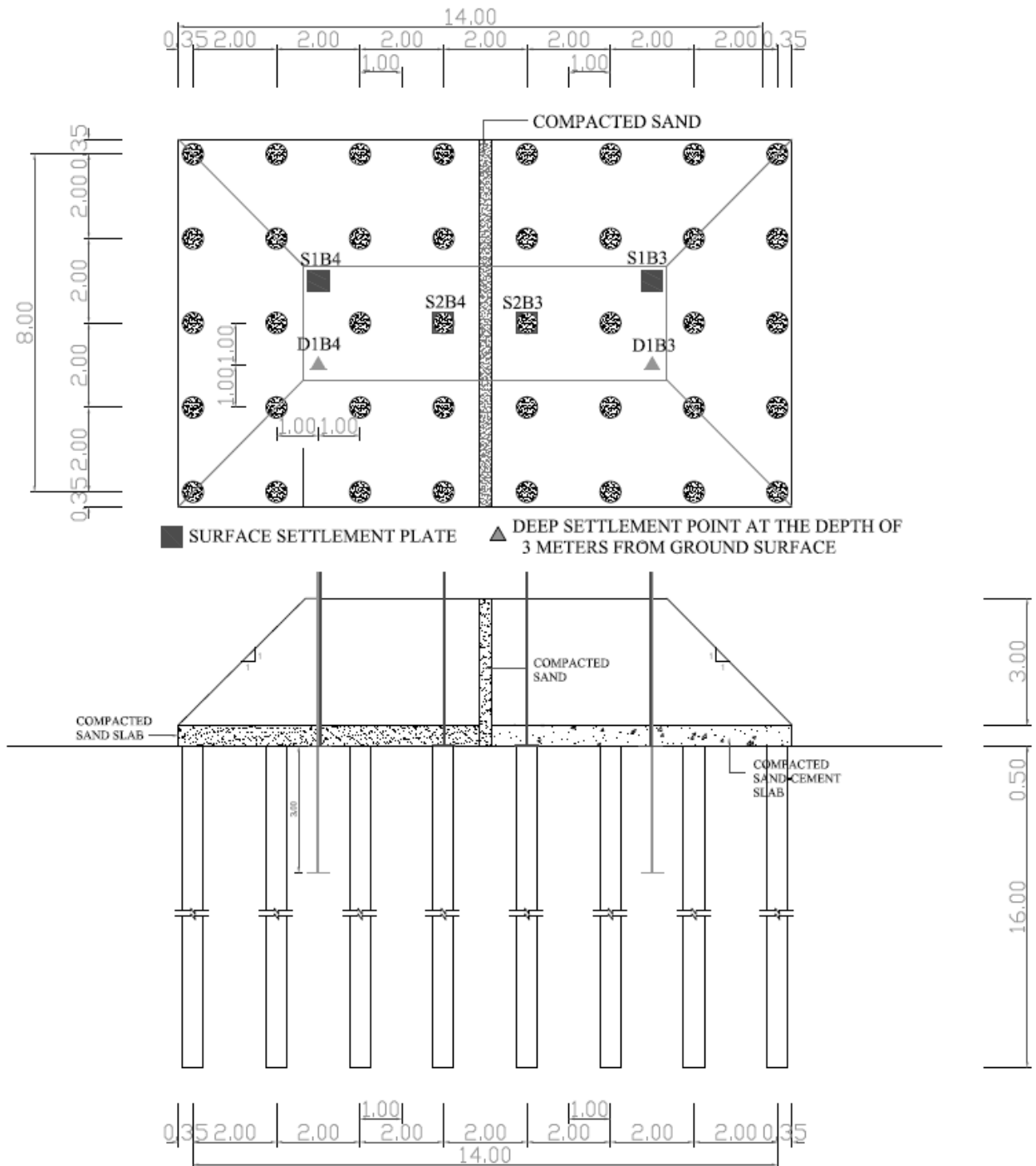


Fig. 6. Details of instrumentation

3. Results and Analysis

Settlement problem of embankment loading is important, which is caused from too much differential settlement between soil cement column and soil surrounding. Analysis of settlement behavior in this article consists of data from surface settlement plate and deep settlement points.

3.1 Settlement plate

At the end of construction of 3 m high earth embankment, the settlement rate rapidly increased and decreased steadily after construction was completed in a period of 2 weeks. The measured settlements (at 35 days after construction) on the unimproved soil of sand platform and sand-cement platform were 0.109 and 0.051 meters respectively. The settlements on the top of soil-cement column of sand platform and sand-cement platform were 0.025 and 0.027 meters respectively. (As shown in Fig. 7) It is seen from the results that, by improving the stiffness of the

load transferred slab, the settlement of native ground can be much reduced. It is also noted that the settlements of cement columns as road foundation of both cases are almost the same.

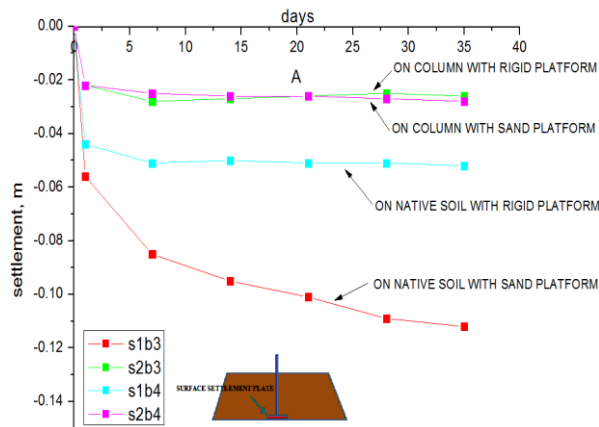


Fig. 7. Settlement at ground surface

3.2 Deep settlement point

The evolution of settlement of soils at 3 meters depth from ground surface (at 35 days after construction) in case of sand platform and rigid platform are illustrated in Fig. 8. The settlement rate of both cases reduced against time, particularly, after 1 week. At 35 days after embankment filling, the maximum values for both cases are 0.048 and 0.024 meters respectively. This implies that the embankment load that was transferred to the native ground in case of rigid slab is lower than that in case of sand slab.

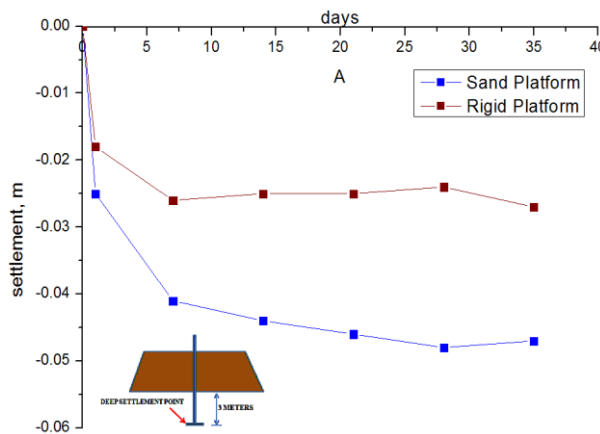


Fig. 8. Settlement at the depth of 3 meters from ground surface

To investigate the embankment performance in term of settlement behavior, the differential settlements between the column and native soil were calculated as shown in Fig. 9. It is seen from the figure that both the value and rate of differential settlement of rigid slab case are smaller than those of sand slab. The values at 35 days after construction for cases of

sand platform and sand-cement platform were 0.084 and 0.024 meters respectively.

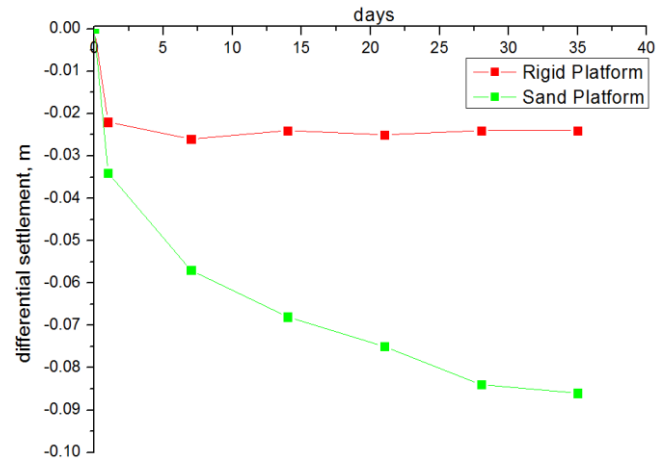


Fig. 9. Differential settlement between unimproved soil and soil cement column of rigid platform and sand platform

4. Conclusions

The analysis of the instrumentation results can be summarized based on the settlement of the embankment and soil as follows.

The settlements of soils under filled embankment are measured against time after construction. From the investigation, the followings can be seen. The settlement rate is highest at the beginning after embankment construction was completed and reduces with time. The settlements of embankment supported cement-column between two different types of load transferred slab (LTS) are almost the same. While, the settlements in native soils at both the original ground surface and deeper level (3 m in this study) in case of rigid LTS drastically decrease. This results to the significant reduction of differential settlement between the improved and non-improved zones. With the improvement of stiffness of slab in this study, the differential settlement can be reduced by 4 times. Moreover, the settlement rate drastically reduced to almost zero at only approximately 1 week after construction completion. These confirm the effectiveness of increasing the stiffness of load transferred slab and, probably, the spacing between each two columns can be reduced.

Acknowledgement

The authors are grateful to the Soilcrete Technology Co., Ltd, Italian-Thai Development public company, Siam Cement Group and Chakri Naruebodindra Medical Institute Hospital for their supports and contribution. Lastly the authors gratefully thank the financial supports from TRF (Thailand Research Fund) under grant MSD5610091 and RSA5580007.

References

- [1] Wong, I.H. and Poh, T.Y. (2000). "Effects of Jet Grouting on adjacent Ground and Structures", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.126, No.3, pp. 247-256
- [2] Cox, J.B. (1981). "The settlement of a 55-km long highway on soft Bangkok clay." *Proc. 10th Int. Conference on Soil Mech. and Foundation Engrg.* 1, 101-104. D'Appolonia, D. J., Poulos, H. G., and Ladd, C. C. (1971). "Initial settlement of structures on clay." *J. Soil Mech. and Found. Engrg. Div.*, ASCE, 97, 1359-1377.
- [3] Bergado, D.T., Ahmed, S., Sampaco, C.L., and Balasubramaniam, A.S. (1990). "Settlement of Bangna-Bangpakong Highway on soft Bangkok clay." *Geotechnical Engineering*, 116(1), 136-154.
- [4] Voottipruex, P., Petchgate, K. and Bergado, D.T., 2004, "Differential Settlement between Cement Column and Surrounding Soil due to Embankment Load", *Engineering Practice and Performance of Soft Deposits*, IS-OSAKA, Japan, pp. 235-240.
- [5] Petchgate, K. and Saejium, S., 2002, "The study of Differential Settlement between Cement Column and Surrounding Soil due to External load", *Proceedings of the Conference on Ground improvement and Geosynthetics*, Bangkok, pp. 283-298.
- [6] Bergado, D. T., Jamsawang, P., Tanchaisawa, T., and Lai, Y.P. (2008). "Performance of Reinforced Load Transfer Platforms for Embankments Supported by Deep Cement Mixing Piles", *Geocongress, Geosustainability and Geohazard Mitigation*, Bangkok, pp. 628-637.
- [7] Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, New York, N.Y.
- [8] Xu, Z.Z., Chen R.P. and Chen, Y.M. (2008). "Field test on technique of cap-pile supported embankment", *Journal of Zhejiang University(Engineering Science*, Hangzhou, China, pp. 09
- [9] Bergado, D.T., Ruenkairergsa, T., Taesiri, Y. and Balasubramaniam, A.S. (1999). "Deep soil mixing to reduce embankment settlement." *Ground Improvement Journal*, 3(3), 1-18.

การวิเคราะห์เชิงตัวเลขสำหรับงานวิศวกรรมเทคนิคธรณีบนชั้นดินเหนียวกรุงเทพมหานครด้วยแบบจำลองขั้นสูง Numerical Simulations of Geotechnical Works in Bangkok Subsoil using Finite Element with Advanced Soil Model

ตฤณ เดชคง^{1*} พรเกษม จงประดิษฐ์² สมโพธิ อยู่ไว³ และวรัช ก้องกัญญา⁴

^{1, 2, 3, 4} ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

เขตทุ่งครุ กรุงเทพมหานคร 10140

E-mail: ¹ ch.detkhong@gmail.com, ² pornkasem.jon@kmutt.ac.th

บทคัดย่อ

การวิเคราะห์เชิงตัวเลขโดยเฉพาะวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นวิธีหนึ่งที่ใช้ในการวิเคราะห์และทำนายพฤติกรรมของงานวิศวกรรมเทคนิคธรณี ในบทความนี้ได้นำเสนอผลกระทบจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จากแบบจำลองดินทั้งหมดสามชนิดคือ แบบจำลองมอร์คูลอมบ์ แบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งซอชอนิตความเครียดต่ำ และแบบจำลองไฮโปพลาสติกสำหรับดินเหนียวของ Masin (2005) โดยทำการวิเคราะห์ในปัญหาทางวิศวกรรมเทคนิคธรณีต่าง ๆ บนชั้นดินเหนียวกรุงเทพ ได้แก่ งานขุดลึกและงานอุโมงค์ เปรียบเทียบกับผลตรวจวัดจริง พบว่า แบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งซอชอนิตความเครียดต่ำและแบบจำลองไฮโปพลาสติกสำหรับดินเหนียวของ Masin (2005) ให้ผลวิเคราะห์ใกล้เคียงกับผลตรวจวัดมากกว่าแบบจำลองมอร์คูลอมบ์

คำสำคัญ: ไฟไนต์เอลิเมนต์, แบบจำลองดิน, ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ

Abstract

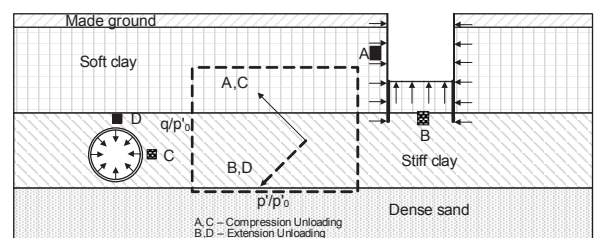
Finite Element Method is popularly used for analyzing the complicated geotechnical problems. This paper presents the impacts of using three different soil constitutive models in simulation of two kinds of geotechnical works (deep excavation and tunneling) in/on Bangkok subsoil condition. The analysis results suggest that the prediction from Hardening Soil with small strain stiffness (HS-small) model and Hypoplastic for clay (HP) model (Masin, 2005) give more satisfactory accuracy with the observed.

Keywords: Finite Element, Constitutive Soil Model, Bangkok Soft Clay

1. คำนำ

การจำลองและทำนายพฤติกรรมของงานก่อสร้างเป็นส่วนหนึ่งที่จะช่วยลดหรือกำจัดความเสียหายที่อาจจะเกิดขึ้น โดยเฉพาะงานก่อสร้างที่มีความซับซ้อนอย่างงานวิศวกรรมเทคนิคธรณี วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นวิธีที่นิยมใช้วิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมเทคนิคธรณี เพื่อทำการเคลื่อนตัวของดินและโครงสร้างของงานก่อสร้างรวมไปถึงสิ่งก่อสร้างบริเวณใกล้เคียง ในการวิเคราะห์นั้นความถูกต้องจะขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายอย่าง ปัจจัยหนึ่งที่สำคัญคือแบบจำลองดิน (Constitutive Soil Model) ซึ่งแบบจำลองที่นิยมใช้กันทั่วไปคือ แบบจำลองมอร์คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb, MC Model) ข้อดีของแบบจำลองนี้คือใช้พารามิเตอร์เพียง 5 ตัว และสามารถคำนวณหาค่าพารามิเตอร์ได้ง่าย

แต่อย่างไรก็ตามแบบจำลองมอร์คูลอมบ์ยังขาดการแสดงพฤติกรรมบางอย่างของดินไป เช่น การเปลี่ยนแปลงความแกร่ง (Stiffness) เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงความเค้น พฤติกรรมของดินแบบไม่เชิงเส้น (Non-linear) และความแกร่งเริ่มต้น (Initial stiffness) ในช่วงที่มีความเครียดต่ำ (Small Strain) ซึ่งเป็นสิ่งที่จำเป็นสำหรับการวิเคราะห์งานวิศวกรรมเทคนิคธรณี [1] ทำให้ในทางปฏิบัติค่าพารามิเตอร์บางตัว เช่น Elastic modulus ต้องใช้การคำนวณย้อนกลับจากข้อมูลโครงการที่ผ่านมา โดยมีข้อจำกัดที่ผู้ใช้ได้กับโครงการคล้ายๆ กันที่ผ่านมาเท่านั้น นอกจากนี้เมื่อชนิดของการก่อสร้างเปลี่ยนไป ค่าพารามิเตอร์ดังกล่าวต้องเปลี่ยนด้วยทั้งๆ ที่เป็นดินชนิดเดิม ปัจจุบันแบบจำลองขั้นสูงที่แสดงพฤติกรรมหลักของดินได้ดียิ่งขึ้นได้ถูกพัฒนาและนำไปประยุกต์ใช้ในโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ในบทความนี้ได้นำเสนอการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมเทคนิคธรณี 2 ชนิด ได้แก่ งานขุดลึกและงานอุโมงค์ บนชั้นดินเหนียวกรุงเทพโดยใช้แบบจำลองมอร์คูลอมบ์ (MC) แบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งซอชอนิตความเครียดต่ำ (Hardening Soil with Small Strain, HS-small) และแบบจำลองไฮโปพลาสติก (Hypoplastic, HP) ของ [2] โดยใช้ค่าพารามิเตอร์เพียงชุดเดียว



รูปที่ 1 สภาพชั้นดินกรุงเทพและหน้าตัดทั่วไปงานวิศวกรรมเทคนิคธรณี

2. สภาพชั้นดินและพารามิเตอร์ของชั้นดินเหนียวกรุงเทพ

ชั้นดินเหนียวกรุงเทพเกิดจากการสะสมตัวของตะกอนบริเวณปากแม่น้ำเจ้าพระยา ประกอบด้วยชั้นผิวดินหรือเปลือกดิน (Made Ground or Weather Crust) หนา 1-2 เมตร ชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) หนาประมาณ 10-13 เมตร ชั้นดินเหนียว (Medium Clay) หนาประมาณ 4 เมตร ชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) หนาประมาณ 12 เมตร และชั้นทรายแน่น (Dense Sand) หนา 6 เมตร ตามด้วยดินเหนียวแข็งชั้นที่สองและทรายชั้นที่สองดังแสดงในรูปที่ 1 พารามิเตอร์ของดินคำนวณมาจากความสัมพันธ์จากการทดสอบในสนาม [3] และการทดสอบของ [4]-[6] โดยการวิเคราะห์จะเน้นไปที่ผลกระทบจากชั้นดินเหนียวอ่อนเป็นหลัก จึงมีการเปลี่ยนแปลงแบบจำลองทั้ง 3 ชนิด

เฉพาะชั้นดินเหนียวอ่อนเท่านั้น ในขณะที่ ชั้นดินอื่นใช้แบบจำลองมอร์
คูลอมบ์ตลอดการวิเคราะห์

ตารางที่ 1 พารามิเตอร์ของดินเหนียวอ่อนสำหรับแบบจำลอง MC

Soil parameter	MC model
γ_{sat} [kN/m ³]	16
ν' [-]	0.33
ϕ' [°]	22
c [kPa]	5
E' [kPa]	10000
ψ [°]	0
R_{inter} [-]	1

ตารางที่ 2 พารามิเตอร์ของดินเหนียวอ่อนสำหรับแบบจำลอง HP

Basic parameters [unit in parenthesis]				
N^* [-]	λ^* [-]	K^* [-]	ϕ_c [°]	r [-]
1.85	0.17	0.043	24	0.2
Intergranular strain extension parameters				
m_R [-]	m_T [-]	R [-]	β_r [-]	X [-]
5.25	5.25	0.0001	0.2	6

ตารางที่ 3 พารามิเตอร์ของดินเหนียวอ่อนสำหรับแบบจำลอง HS-small

Soil parameter	HS-small model
E_{oed}^{ref} [kPa]	10000
E_{50}^{ref} [kPa]	10000
E_{ur}^{ref} [kPa]	30000
G_0^{ref} [kPa]	22560
$\gamma_{0.7}$ [-]	1×10^{-4}
m [-]	1
p_{ref} [-]	100

ตารางที่ 4 พารามิเตอร์ของดินสำหรับแบบจำลอง MC

Soil layer	Weather Crust	Medium Clay	Stiff Clay	Sand
γ_{sat} [kN/m ³]	17	18	18	20
ν' [-]	0.32	0.33	0.33	0.3
ϕ' [°]	22	22	22	36
c [kPa]	8	10	18	0
E' [kPa]	6000	20000	60000	80000
ψ [°]	0	0	0	0
R_{inter}	1	1	1	0.7

ตารางที่ 1-3 แสดงค่าพารามิเตอร์ของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ
สำหรับแบบจำลอง MC HP และ HS-small ตามลำดับ ส่วน
ค่าพารามิเตอร์ของดินชนิดอื่นแสดงในตารางที่ 4 นอกจากนี้ตำแหน่ง

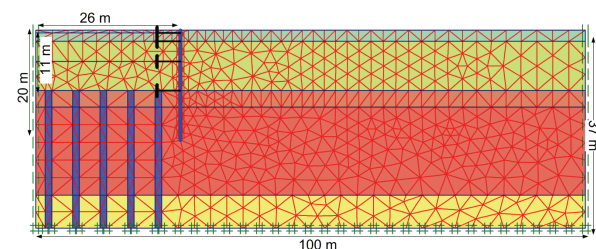
และรูปร่างทั่วไปของงานวิศวกรรมเทคนิคธรณีบนชั้นดินเหนียวกรุงเทพ
ได้แสดงในรูปที่ 1 ด้วย

3. แบบจำลองเชิงตัวเลขและผลการวิเคราะห์

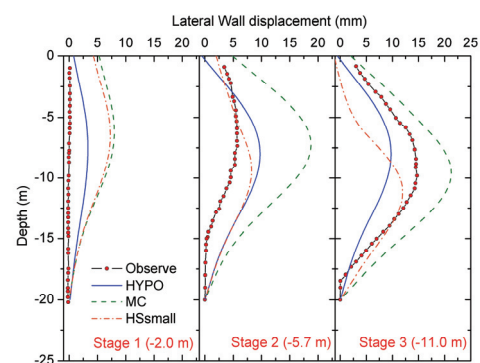
ในบทความนี้ได้เลือกงานวิศวกรรมเทคนิคธรณีที่มีการรวบรวมผล
ตรวจวัดในสนาม โดยปัญหาทั้งหมดจะถูกวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์
เอลิเมนต์โดยโปรแกรม PLAXIS 2D แบบ Plane Strain ประกอบด้วย
งานชุดเล็ก [7] และงานอุโมงค์ [8]

3.1 งานชุดเล็ก

แบบจำลองไฟไนท์เอลิเมนต์ของงานก่อสร้างใต้ดินโครงการ
Bangkok Metropolitan Hospital (BMH) แสดงในรูปที่ 2 ส่วนการ
เปรียบเทียบผลวิเคราะห์และผลตรวจวัดที่ขั้นตอนการขุดความลึก 2
5.7 และ 11 เมตร ตามลำดับแสดงในรูปที่ 3 ซึ่งในงานชุดนี้จะเป็น
การแสดงพฤติกรรมดินในช่วงเส้นทางความเค้นแบบ Compression
Unloading และ Extension Unloading เป็นหลัก พบว่า แบบจำลอง
HP และ HS-small ให้ผลวิเคราะห์ที่เป็นที่น่าพอใจในรูปของแนวโน้ม
ของการเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวสูงสุดของกำแพงกันดินมากกว่า
แบบจำลอง MC ซึ่งให้ผลวิเคราะห์ค่อนข้างสูงเมื่อเทียบกับผลตรวจวัด



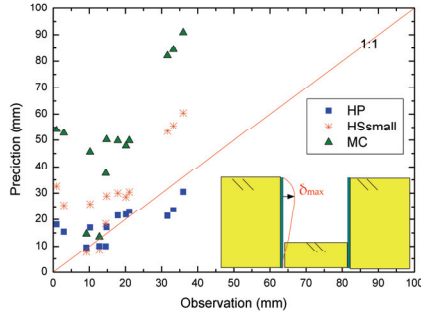
รูปที่ 2 แบบจำลองไฟไนท์เอลิเมนต์สำหรับงานชุดเล็ก



รูปที่ 3 เปรียบเทียบผลตรวจวัดกับผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพง
กันดินโครงการ BMH

ในรูปที่ 4 แสดงการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสูงสุดจากผล
วิเคราะห์กับผลตรวจวัดจากกรณีศึกษาทั้งหมด 4 โครงการคือ
Oriflame building, MRT Bang Sue station, China tower และ
TPI building จากรูปจะเห็นได้ว่าผลจากแบบจำลอง HP และ HS-
small ให้ผลการวิเคราะห์ที่แม่นยำ โดยเฉพาะการเคลื่อนตัวที่มีช่วง
น้อยกว่า 20 มิลลิเมตร เนื่องจากแบบจำลองทั้งสองได้มีการพิจารณาใน

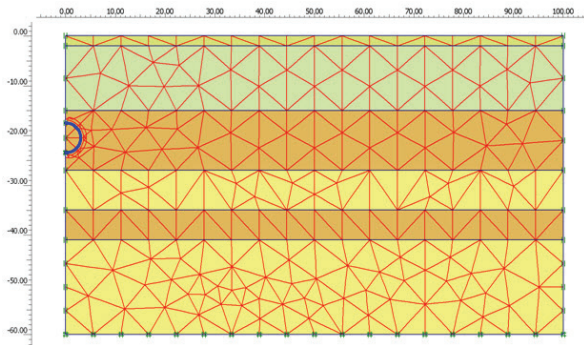
ส่วนของ small strain stiffness เข้าไปในแบบจำลอง ทำให้เกิดความแม่นยำสูงกว่าแบบจำลอง MC



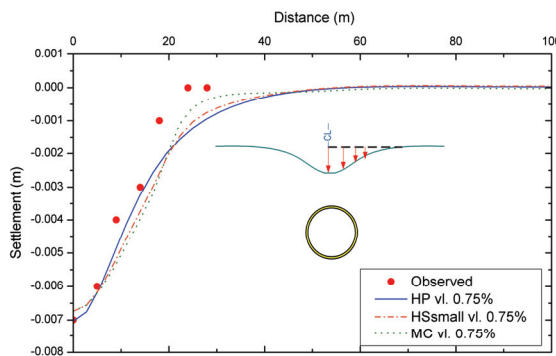
รูปที่ 4 เปรียบเทียบผลตรวจวัดกับผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสูงสุดของกำแพงกันดินทุกระณีศึกษา

3.2 งานอุโมงค์

โครงการรถไฟฟ้ามหานคร (MRT) ได้ถูกเลือกมาใช้สำหรับการวิเคราะห์ ทั้งหมด 3 หน้าตัด ที่มีการรวบรวมผลตรวจวัด ได้แก่ CS-8E, CS-8C และ CS-9A โดยแต่ละหน้าตัดมีความลึกจากผิวดินที่ 21, 19 และ 17 เมตรตามลำดับ ตัวอย่างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของหน้าตัด CS-8E ได้แสดงในรูปที่ 5

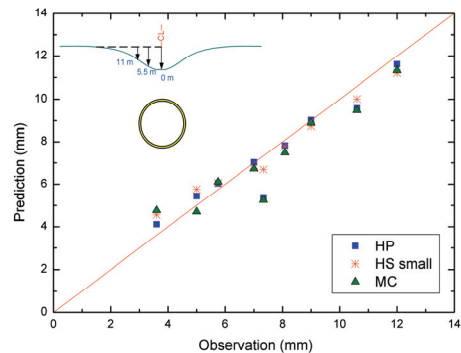


รูปที่ 5 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับงานอุโมงค์



รูปที่ 6 เปรียบเทียบผลตรวจวัดกับผลวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินโครงการ MRT หน้าตัด CS-8E

ส่วนการเปรียบเทียบผลวิเคราะห์กับผลตรวจวัดแสดงในรูปที่ 6 พบว่าแบบจำลองทั้ง 3 ชนิด ให้ผลการวิเคราะห์ในเทอมของแนวโน้มและการทรุดตัวสูงสุดของผิวดินเป็นที่น่าสนใจ อย่างไรก็ตามแบบจำลอง HP มีค่าใกล้เคียงกับผลตรวจวัดในช่วงใกล้จุดศูนย์กลาง (0-18 เมตร) ในขณะที่ แบบจำลอง MC ให้ผลวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงผลตรวจวัดในช่วง 20-40 เมตรจากจุดศูนย์กลาง นอกจากนี้ยังแสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินที่ตำแหน่งจุดศูนย์กลาง ระยะ 5 และ 11 เมตรจากจุดศูนย์กลางทั้ง 3 กรณีศึกษาในรูปที่ 7 พบว่าแบบจำลอง HP และ HS-small ให้ความแม่นยำสูงกว่าแบบจำลอง MC



รูปที่ 7 เปรียบเทียบผลตรวจวัดกับผลวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินทุกระณีศึกษา

4. สรุปและวิจารณ์

การวิเคราะห์ทั้ง 2 ชนิดของงานวิศวกรรมเทคนิคธรณีในบทความนี้แสดงให้เห็นถึงผลกระทบจากแบบจำลองดินที่ใช้ในการทำนายพฤติกรรม โดยการเลือกใช้แบบจำลองที่มีความซับซ้อนหรือแบบจำลองขั้นสูงจะสามารถปรับปรุงผลการทำนายให้ดีขึ้น ซึ่งแบบจำลอง HP และ HS-small ได้มีการนำผลกระทบจากปัญหาแบบไม่เชิงเส้นก่อนการวิบัติในช่วงความเครียดต่ำ (non-linearity at prefailure under very small strain) ในขณะเดียวกันแบบจำลอง HP ยังแสดงพฤติกรรมของดินที่ขึ้นอยู่กับเส้นทางความเค้น ทำให้ผลการวิเคราะห์ทั้ง 2 ปัญหา มีความแม่นยำเมื่อเปรียบเทียบกับผลตรวจวัด ส่วนแบบจำลอง MC จะให้ผลวิเคราะห์ที่ค่อนข้างสูงกว่าความเป็นจริง (over-predicted) โดยเฉพาะในช่วงที่มีความเครียดต่ำ อย่างไรก็ตามในบทความนี้ได้ใช้แบบจำลองขั้นสูงเฉพาะชั้นดินเหนียวอ่อนเท่านั้น

5. กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (Thailand Research Fund) ภายใต้โครงการพัฒนานักวิจัย สัญญาเลขที่ RSA5580007

เอกสารอ้างอิง

- [1] Burland, J.B. (1989), "Ninth Laurits Bjerrum memorial lecture: Small is beautiful--The stiffness of soils at small strain", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 26(4), pp. 499-516.
- [2] Masin D., A hypoplastic constitutive model for clay", *International Journal for Numerical and Analytical Method in Geomechanics*, 2005, Vol. 29, pp. 311-336.
- [3] Prust, R.E., Davies, J., and Hu, S. , "Pressuremeter investigate for mass rapid transit in Bangkok-Thailand", *Journal of the transportation research board, Transportation research of the national academies*, Washington D.C., 2005, No. 1928, pp. 207 -217.
- [4] Shibuya, S., Hanh, L.T., Wilailak K., Lohani T.N., and Tanaka H. , "Characterizing stiffness and strength of soft Bangkok clay from in-situ and laboratory tests", *First Int. Conf. on Site Characteristics*, 1997.
- [5] Theramast N., "Characteristic of pseudo-elastic shear modulus and shear strength of Bangkok clay." M. Eng. Thesis, AIT, Thailand, 1998.
- [6] Uchaipichat, A., "Triaxial Tests on Soft Bangkok Clay with Different Applied Stress Paths." M. Eng. Thesis, AIT, Thailand, 1998.
- [7] Teparaksa, W., Thasnanipan, N., Tanseng, P. , "Analysis of lateral wall movement for deep excavation in Bangkok subsoils", *Proceeding of Civil and Environmental engineering conference "New Frontiers and Challenges"*, Bangkok, 1999, pp. 67-76.
- [8] Suwanawat, S., "Earth pressure balance (EPB) shield tunneling in Bangkok ground response and prediction of surface settlements using artificial neural networks." PhD. Thesis, Massachusetts Institute of technology, Cambridge, USA, 2002.

Development of Mixing Design Tool for Cementitious-Material-Admixed Lightweight Geomaterial

Warisara Kumsorn^{1*} Chuthathip Sonjorn² Pinitson Amornchomchupong³ and Pornkasem Jongpradist⁴

^{1, 2, 3, 4} Department of Civil Engineering, King Mongkut's University of Technology Thonburi, Bangkok, 10140

E-mail: ¹ war_isara@hotmail.com, ⁴ pornkasem.jon@kmutt.ac.th

Abstract

Nowadays, the air-foam treated lightweight geo-materials have been applied to ground improvement in the soft clay areas. Considering to the construction, large amount of Portland cement has to be used in this technique resulting in a high cost. Therefore, use of fly ash may permit on decrease in the use of cement, which effects to reduce construction cost and environmentally friendly. Since the strength and deformation characteristics are varied depending on the various mixture components, a tool for mixing design of this mixture is essential. This study attempts to develop a mixing design tool as empirical equations for predicting the unconfined compressive strength from the mixing components as well as the calculation sheet for design of trail mix in laboratory.

Keywords: Ground improvement, Lightweight geo-material, Portland cement, Fly ash

1. Introduction

The deposit soft clay (i.e. natural land in coastal, land of broad basin, and low land regions), general exhibits very low shear strength and very high compressibility. Due to these undesired engineering characteristics, the ground improvement technique is essential.

In recent years, lightweight geo-materials have been developed and widely utilized in the infrastructure rehabilitation, earth structures, and construction of new facilities, in order to reduce both overburden stress acting on an underground structure and lateral earth pressure acting on retaining structure. Especially, air-cement treated soil or air-foam treated lightweight geo-material (LGM) or lightweight foam mixed soil (LFS) was appropriated to ground improvement rather than another lightweight geo-materials

However, a significant amount of Portland cement has to be used in this technique resulting in higher cost for construction compared to other techniques. To decrease the cost of construction, mainly governed by the cost of cement, it is necessary to find the lower cost materials for replacing the cement. In previous studies, pozzolanic materials can partially replace cement in concrete work.

Currently, Fly ash is a popular pozzolanic material in Thailand. Excluding the utilization in concrete work, fly ash has been being used in soil stabilization. This is environmentally friendly and reducing the cost.

Due to various mixing components including soil, water, cement, fly ash and air, the mechanical properties, such as strength and deformation characteristics are then much varied depending on the mixture components. It is therefore necessary to have a tool for mixing design of this mixture from the desired properties in the design process. The mixing design can be divided into two parts. One is a mixing design for cement content used per cubic meter of constructed soil cement to achieve the desired strength. Another is the design of trial mix in laboratory to get each quantity of mixing components.

2. Mixing consideration

The mixing components of LFS include wet soil, water to be added, cement and foam. The role of cement is to increase the bonding between clay particles resulting to increase of strength of the mixture. In contrast, increases of water content and foam lead to increase of void in the mixture which makes the distance between soil particles to be larger. These result to decrease of strength of the mixture. Therefore, the strength and other mechanical properties of this mixture strongly depend on the mixing components and ratios.

In the view of engineering practice, the appropriate mixing ratio for a targeted strength can be achieved from mixing design and confirmed by laboratory experiments (so-called trial mix) by conducting the unconfined compression tests on prepared samples. However, there are some differences in considering the mixing components in the actual in-situ construction and preparation in laboratory. In actual in-situ construction, the mixing is referred to construction of 1 m³ of LFS and then the cement content is considered as amount of cement by weight in 1 m³ of LFS as in the unit of kg/m³. The water content is considered in mud state before adding the cement and foam, thus it is the water content after remolding the in-situ soil. The foam is prepared by diluting the foam agent with water and then

using the pressure process to make it. The foam is mixed as to control the target unit weight of the final mixture.

On the other hand, in the view of laboratory mixing preparation, the soil is considered as dry state in order to avoid the effect of various natural water contents of soil. Then the only water content to be considered is that of the remolded state. The cement thus is considered as the amount of cement by weight relative to amount of dry soil. Whereas, the foam is considered as the void content in the mixture, and therefore, represented by the void ratio. The empirical equations developed so far are then referred to the mixing ratios in the view of laboratory preparation.

In this study, the fly ash is introduced as cement partial replacement. To accommodate the laboratory mixing preparation, the new mixing design tool as calculation template is necessary.

The derivation of mixing components with fly ash is then essential to construct the calculation template. Moreover, the empirical equation for strength prediction must also be modified by taking the fly ash into account. Both parts will be beneficial in mixing design of cementitious material stabilized LFS. The derivation of mixing components with fly ash is presented in section 3 and section 4 describes the laboratory mixing and tests to obtain the strength values of mixtures with various mixing ratios. In section 5, the empirical equation to predict the strength of cementitious material stabilized LFS is developed based on the testing results. The fly ash content is taken into account as the second binder, and therefore, it is considered as amount by weight in 1 m^3 of LFS as in the unit of kg/m^3 and percent by weight to dry soil in actual in-situ construction and laboratory preparation, respectively.

Mixing formula with fly ash is replaced				
Items		Symbol	Unit	Calculation Example
1. Items obtained by a soil survey				
1.) Soil grain density		ρ_s	(g/cm ³)	2.708
2.) Water Content		W_n	(%)	85.5
3.) Density of the wet soil		ρ_w	(g/cm ³)	1.460
2. Physical properties of the material used				
1.) Cement density		ρ_c	(g/cm ³)	3.14
2.) Fly ash density		ρ_{FA}	(g/cm ³)	2.61
3.) Dilution multiplier of the foaming agent			(multiplier)	10
4.) Foaming multiplier of the foaming material		α	(multiplier)	20
3. Items decided by the plan				
1.) Target density		ρ_t	(g/cm ³)	1.20
2.) Adjusted mud water content		W_t	(%)	300
3.) Quantity of cement used		C	(kg)	90
4.) Quantity of fly ash used		FA	(kg)	10
4. Items decided by calculation				
1.) Adjusted mud density		ρ_{mud}	(g/cm ³)	1.187
2.) Foaming material mass (=volume)		A	(kg)	4.47
3.) Adjusted mud mass		M_{mud}	(kg)	1096
4.) Dry soil mass		M_s	(kg)	274
5.) Wet soil mass		M_t	(kg)	508
6.) Wet soil volume		V_t	(L)	348
7.) Quantity of water added		V_w	(L)	53.7
8.) Quantity of foaming agent		V_{fa}	(L)	0.45
9.) Quantity of foam		V_f	(L)	89
10.) Quantity of air		V_a	(L)	85

Figure 1. Calculation template of mixing design tool showing the proportion of each admixture.

3. Derivation of mixing components with fly ash and development of calculation template

With the derivation of mixing calculation modified from [1], the calculation template in Excel program can be easily constructed as shown in Figure 1.

The mixing components for construction of 1 cubic meter of LFS can be obtained and then the small amount of LFS to be prepared in laboratory as trial mix can be achieved as the ratio of these components.

Table 1 Summary of the program for unconfined compression (UC) test samples as mixing ratio of the LFS

Controlled unit weight (kN/m^3)	Cement content, A_w (kg/m^3)	Fly ash replacement (% of A_w)	Remolded water content (%)	Foaming material Agent : Water	Curing time(days)
10	100,150,200	10,20,30	300	1:19	28
12	100,150,200	10,20,30	300	1:19	28

4. Laboratory tests on cementitious material stabilized LFS

By using the calculation template illustrated in figure 1, all mixing components in trial mix can be computed. Figures 2-4 show the sample preparation.

The unconfined compression test was conducted in accordance with ASTM D2166-00(2002). Specimen was 50 mm in diameter and 100 mm in height. After curing, it was extruded from the mold. The unit weight of the specimen was obtained prior to testing. The rate of shearing was maintained to 1.14% per minute (1.14 mm/min) and the test program is summarized in Table1.



Figure 2. Remolding the clay with high water content



Figure 3. Preparation of foam



Figure 4. Specimen after curing

5. Development of empirical equation for strength

For air-cement treated soil, the most updated strength prediction by an empirical equation is developed by Jongpradist et al. [2]. The unconfined compressive strengths,

q_u can be calculated from multiplication of exponential function of a parameter so-called “effective void ratio, e_{st} ” and atmospheric pressure with two constants, A and B as following;

$$q_u = AP_a e^{Be_{st}} \quad (1)$$

where A and B are dimensionless constants and P_a is atmospheric pressure (kN/m^2). These two constants depend on soil and cement types. The effective void ratio, e_{st} can be calculated as;

$$e_{st} = C_w \times \ln(e_{ot}/A_w) \quad (2)$$

where the C_w is total water content in the mixture, A_w is cement content and e_{ot} is the ratio of the after-curing void ratio. They can be directly calculated from the equation

$$e_{ot} = \frac{(1 + w_t)G_{st}\gamma_w}{\gamma_t} - 1 \quad (3)$$

where w_t is the after curing water content of treated soil (%), G_{st} is the after curing specific gravity of the treated soil, γ_t is the after curing unit weight of the treated soil (kN/m^3), and γ_w is the unit weight of water (kN/m^3).

However, one more mixing component which is the fly ash is additionally introduced in this study. Therefore, the equation has to be modified to take into account the fly ash. Based on the aforementioned idea, the fly ash is considered as cementitious material, in the other word, a kind of binder. Thus, it can be regarded in the same manner with cement. By the past researches [3], it is well known that the role of fly ash is not exactly same as that of cement, particularly the efficiency as cement replacement.

Based on the equivalent cementitious material content, the influent of fly ash is considered as an equivalent amount of cement, which can be described as

$$A_w^* = A_w + \alpha F_w \quad (4)$$

where α denotes for efficiency factor of fly ash for replacement or adding up which is the function of chemical composition and grain size distribution of the fly ash and F_w is fly ash content (%).

To calculate the value of α for each proportion by means of strength evaluation, a widely used Feret's equation (4), as shown in Eq.(5) was adopted.

$$f'c = K \left(\frac{1}{W/(C + \alpha F_w)} - a \right) \quad (5)$$

The efficiency factors, α , of each mixing ratio were then calculated by substituted the obtained unconfined compressive strength and mixing component into Eq.(5). Thus, empirical equations to relate the efficiency factor and $A_w/(W + F_w)$ is proposed in this study as Eq.(6) for the curing time 28 days.

$$\alpha_{28 \text{ day}} = 7.3356[A_w / (W+F_w)] - 0.1544 \quad (6)$$

By using the above described equations, the results of strength prediction for various mixing ratio are presented together with the actual results obtained from unconfined compression tests on air-cement treated soil samples in figure 5.

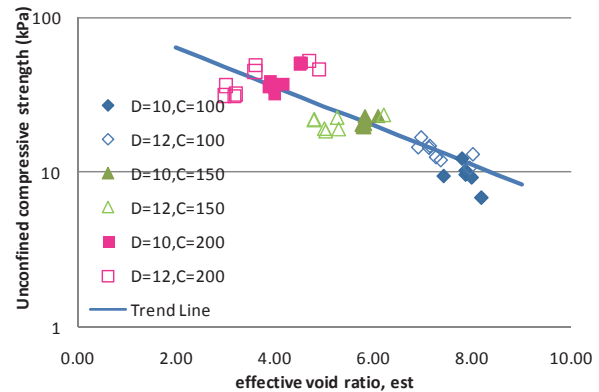


Figure 5. Unconfined compressive strength versus effective void ratio, e_{st}

Strength prediction																
Required informations																
Items		Symbol	Unit													
1. Natural water content		W _n	(%)	=	85.5											
2. After curing specific gravity		G _{st}	-	=	2.5											
3. Remold water content		W _t	(%)	=	300											
4. Target density		ρ _t	g/cm ³	=	0.8											
5. Soil grain density		ρ _s	g/cm ³	=	2.708											
8. Cement density		ρ _c	g/cm ³	=	3.14											
9. Fly ash density		ρ _{FA}	g/cm ³	=	2.61											
Calculation table																
W _{ta}	C	FA	ρ _{mud}	A	ρ _{mud}	M _s	M _w	F _w	C _w	W'	A _w	K	A _w *	e _{ot}	e' _{st}	q _u
(%)	kg	(%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
68.5	90	10	1.187	41.26	659	165	353	0.25	5.145	4.29	0.547	0.855	0.632	4.27	9.82	-

Figure 6. Mixing design template for strength prediction

6. Conclusion

This paper deals with designing a tool for mixing design and empirical equations for predicting the strength from the mixing components of air-cement treated soil. The conclusion can be drawn as follows:

1. A tool for mixing design can be utilized in workplace because it produced the desired density of specimen, according to the proportion in the design table.
2. The parameter e_{st} is developed as $C_w \times \ln(e_{ot}/A_w^*)$, was proven to be an effective parameter to obtain a unique relationship of unconfined compressive strength. The parameter combined together the influences of void ratio, cement content, fly ash content, total clay water content, and curing time.

7. Acknowledgement

The financial support from TRF (Thailand Research Fund) under contract number RSA5580007 is acknowledged.

References

- [1] HGS Research Consortium (2005). "High Grade Soil (HGS)-Foam Mixed Stabilized Soil Method." Tech. Doc., Public Work Research Institute (PWRI), Japan.
- [2] Jongpradist, P., Youwai, S. and Jaturapitakkul, C. (2011). "Effective Void Ratio for Assessing the Mechanical Properties of Cement-Clay Admixtures at High Water Content", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE), Vol.137, No.6, pp 621-627.
- [3] Jongpradist, P., Jumlongrach, N., Youwai, S. and Chucheeprakul, S. (2010). "Strength Characteristics of Fly ash-Cement admixed Clay at High Water Content". Journal of Materials in Civil Engineering (ASCE), Vol. 22 No.1, pp. 49-58.
- [4] Papadakis, V.G. and Tsimas, S. (2002). "Supplementary cementing materials in concrete Part I: efficiency and design." Cement and Concrete Research, 32, 1525-1532.
- [5] ASTM Standard, 2002, "Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive soil", ASTM International.