

TUNNEL LINING RESPONSES DUE TO ADJACENT LOADED  
PILE – NUMERICAL INVESTIGATION



A THESIS SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT  
OF THE REQUIREMENT FOR THE DEGREE OF  
MASTER OF ENGINEERING IN CIVIL ENGINEERING  
FACULTY OF ENGINEERING  
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG  
2016  
KMUTL-2016-EN-M-093-148

TUNNEL LINING RESPONSES DUE TO ADJACENT LOADED  
PILE – NUMERICAL INVESTIGATION



A THESIS SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT  
OF THE REQUIREMENT FOR THE DEGREE OF  
MASTER OF ENGINEERING IN CIVIL ENGINEERING  
FACULTY OF ENGINEERING  
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG  
2016  
KMITL-2016-EN-M-093-148

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



COPYRIGHT 2016

FACULTY OF ENGINEERING


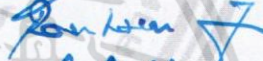


KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

THESIS CERTIFICATION  
FACULTY OF ENGINEERING  
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

---

**Thesis Title** Tunnel Lining Responses Due to Adjacent Loaded Pile - Numerical Investigation  
**Student** Mr. Narunat Heama  
**Student Id.** 57601396  
**Degree** Master of Engineering  
**Program** Civil of Engineering  
**Thesis Advisor** Prof. Dr. Suchatvee Suwansawat  
**Thesis Reference Number** KMITL-2016-EN-M-093-148

EXAMINERS		SIGNATURES
Assoc. Prof. Suwat	Teeraset	
Assoc. Prof. Dr. Pornkasem	Jongpradist	
Assoc. Prof. Dr. Sakul	Hovanotayan	
Prof. Dr. Suchatvee	Suwansawat	

**Date** 14<sup>th</sup> July 2016 **Time** 09.00-11.00 am.

**Place** Building A, Floors 5, Conference no. 4

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง  
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG



(Assoc. Prof. Dr. Komsan Maleesee)  
Dean, Faculty of Engineering  
21<sup>th</sup> July 2016

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การตรวจสอบผลตอบสนองของผนังอุโมงค์เนื่องจากเสาเข็มข้างเคียงรับน้ำหนักบรรทุกโดยวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข
นักศึกษา	นาย นฤนาท เหมะ
รหัสประจำตัว	57601396
ปริญญา	วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
พ.ศ.	2559
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์	ศ.ดร. สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์

### บทคัดย่อ

เนื่องจากพื้นที่ในกรุงเทพมหานคร มีอยู่อย่างจำกัด ทำให้การก่อสร้างอาคารในอนาคตอาจอยู่ใกล้เคียงกับอุโมงค์เดิม ซึ่งเสาเข็มที่ใช้รับน้ำหนักอาคารอาจส่งผลให้อุโมงค์เกิดความเสียหาย ดังนั้นในการศึกษานี้จึงศึกษาผลกระทบจากเสาเข็มรับน้ำหนักข้างเคียงที่อยู่ใกล้เคียงกับอุโมงค์เดิมด้วยโปรแกรมไฟไนต์อีลิเมนต์ โดยกำหนดให้ อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินที่แตกต่างกัน และได้รับผลกระทบจากเสาเข็มเดี่ยวที่อยู่ข้างเคียงรับน้ำหนักบรรทุก ขนาด 1 เมตร ระยะห่างและตำแหน่งปลายเสาเข็มแตกต่างกัน อุโมงค์วางอยู่ที่ระดับความลึก 20 เมตรจากผิวดิน ผลการวิเคราะห์แสดงความสัมพันธ์ของผลกระทบระหว่างตำแหน่งปลายเสาเข็มและชั้นดินที่อุโมงค์วางตัวอยู่ ในเทอมของค่าการเปลี่ยนแปลงขนาดของผนังอุโมงค์ในแนวแกนตั้งและราบ และแรงภายในผนังอุโมงค์ (lining forces) ที่เปลี่ยนแปลงไป ซึ่งผลตอบสนองในเทอมการเปลี่ยนแปลงขนาดของผนังอุโมงค์ในแนวแกนตั้งและราบจะมีลักษณะคล้ายกันกับการเปลี่ยนแปลงแรงภายในผนังอุโมงค์ นอกจากนี้ค่าการเปลี่ยนแปลงขนาดอุโมงค์ที่มากที่สุดซึ่งนำเสนอในงานวิจัยนี้สามารถนำไปใช้เพื่อเป็นแนวทางการพัฒนาพื้นที่ปลอดภัยสำหรับการก่อสร้างอาคารใกล้กับอุโมงค์เดิมได้

<b>Thesis Title</b>	Tunnel Lining Responses Due to Adjacent Loaded Pile – Numerical Investigation
<b>Student</b>	Mr. Narunat Heama
<b>Student ID.</b>	57601396
<b>Degree</b>	Master of Engineering
<b>Program</b>	Civil Engineering
<b>Year</b>	2016
<b>Thesis Advisor</b>	Prof. Dr. Suchatvee Suwansawat

### ABSTRACT

This study analyzes the effect of adjacent pile under loading on the existing tunnel by 3D finite element method. It aims to get better understanding on the interaction between existing tunnel and adjacent loaded pile. The case study is the tunnel of MRTA project subjected to an adjacent 1 m bored pile under loading with various lengths and clearances. The bored pile is subjected to its working load in the analysis. The ground profile is varied while the tunnel depth is fixed at 20 m from ground surface. The results indicate that the significant factors are the relative position of the pile tip with respect to the tunnel position as well as the soil type in which the tunnel is constructed. The additional forces (bending moment and axial force) in tunnel lining and the tunnel deformations ( $\Delta\phi_v$  and  $\Delta\phi_H$ ) are similar tendency. In addition, the maximum changes of tunnel diameter suitably assessed the tunnel deformation due to pile loading are proposed.

## ACKNOWLEDGEMENT

The author would like to thank King Mongkut's Institute of Technology Ladkrabang (KMITL) for many things. I have learned and so many people I have gotten to know. I would like to express his gratitude to his adviser and co-adviser, Prof. Dr. Suchatvee Suwansawat, who has always believed in my potential and has always supported my initiative. He provided me with some excellent engineering practices and helped all my problems. Asst. Prof. Dr. Pornkasem Jongpradist from King Mongkut's University of Technology Thonburi (KMUTT), who has supported my research since the beginning and has always helped me to prove my thesis. Besides, he allowed to use the PLAXIS 3D program. Without their vision, effort and encouragement, this thesis could never have reached completion.

I wish to thank Thailand Research Fund (TRF) and 1D2 Group Co. Ltd. for the financial support to the author through Grant MSD5810075. I would like to thank my officemates at the Ladkrabang Underground and Tunneling Innovation Center (LUTIC) in KMITL, Nattida Kwanlikit, Duangkamol Sirirak and Kodchamon Ruengwirojkul. They are my lovely juniors and made my office a great work environment. Wichitra Wongpromrat, who supported the facilities in LUTIC. Special thanks: Prateep Lueprasert, my senior who supported my work at LUTIC and always helped me in solving analysis problems. Thanks for all the people who came to support me and helped make it a memorable and successful event.

I wish to thank MRTA for the data were used in this thesis. Finally, I owe my deepest gratitude to my parents, Narungsin and Wannapha Heama; their love is the greatest power in the world and has driven me to succeed in every goal I have dreamed of.

Narunat Heama

June 2015

# Contents

	Page
THAI ABSTRACT .....	I
ENGLISH ABSTRACT .....	II
ACKNOWLEDGEMENT .....	III
Contents .....	IV
List of tables .....	VI
List of figures .....	VII
CHAPTER 1 INTRODUCTION .....	1
1.1 State of Problem .....	1
1.2 Objectives .....	3
1.3 Scope of Study .....	3
1.4 Flow of thesis .....	3
CHAPTER 2 LITURATURE REVIEW .....	5
2.1 Tunnel Excavation .....	5
2.1.1 Open faced shield tunneling .....	6
2.1.2 Tunnel is construed by Tunnel Boring Machines .....	6
2.1.3 The sprayed concrete lining (SCL) method .....	7
2.2 Pile behavior and surrounding ground under pile loading .....	10
2.2.1 Bore Pile behavior .....	10
2.2.2 Load transfer mechanism .....	15
2.3 Tunnel and Pile Analysis .....	22
2.4 Additional force in tunnel lining .....	27
CHAPTER 3 METHODOLOGY .....	32

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

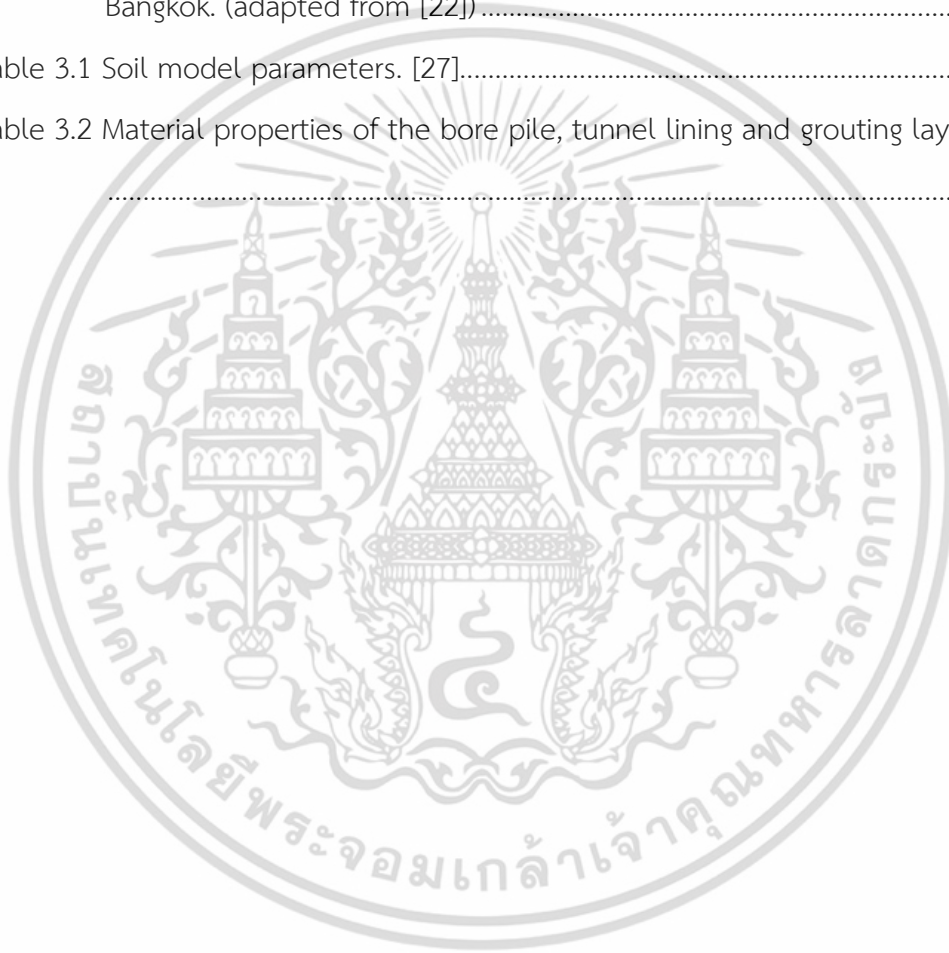
## Contents (Cont.)

	Page
3.1 General.....	32
3.2 Considered Problem and variables .....	32
3.3 Numerical model and model parameters.....	34
3.3.1 Mesh and Finite Element Program.....	34
3.3.2 Constitutive Model and Materials Properties .....	35
3.3.3 Boundary condition and initial conditions .....	37
3.4 Tunnel Simulation of tunnel Excavation .....	38
3.5 Computation of Additional Forces and Tunnel Deformation.....	39
CHAPTER 4 ANALYSIS RESULTS AND DISCUSSION.....	43
4.1 General.....	43
4.2 Change of Tunnel Lining in term of both Vertical and Horizontal Axis.....	43
4.2.1 structural forces.....	44
4.2.2 tunnel deformations.....	53
4.3 Investigation on the movement of surrounding soil.....	57
4.4 The deformations in term of maximum of tunnel diameter.....	61
CHAPTER 5 CONCLUSION.....	65
REFERENCES .....	66
Appendices .....	70
Appendix A Results of tunnel deformation ( $\Delta\phi_V$ and $\Delta\phi_H$ ).....	71
Appendix B Additional Forces.....	75
Appendix C Results of maximum tunnel deformation ( $\Delta\phi_{C-MAX}$ and $\Delta\phi_{E-MAX}$ ).....	92
Biography .....	96

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## List of tables

	Page
Table 2.1 Subsoil Condition in Bangkok [14].....	9
Table 2.2 Allowable and Notifiable Structure Movement Caused by Adjacent tunnel. [15].....	9
Table 2.3 Major Construction by Large Diameter Wet-Processed Bored Piles in Bangkok. (adapted from [22]) .....	21
Table 3.1 Soil model parameters. [27].....	26
Table 3.2 Material properties of the bore pile, tunnel lining and grouting layer. [27]. .....	37



## List of figures

	Page
Figure 1.1 New construction adjacent to existing tunnel in urban environment.....	1
Figure 2.1 Schematic view of shielding during tunnel excavation. [12] .....	6
Figure 2.2 Schematic view of the TBM [12].....	7
Figure 2.3 Schematic view of SCL method [12]. .....	8
Figure 2.4 Vertical stress and maximum shear stress distribution in the soil around:	
a). single pile; b). pile group [16] .....	10
Figure 2.5 Shear stress distribution on horizontal cross section just above the pile	
tip of pile group [16]. .....	11
Figure 2.6 Stress contours at the end of pile installation; unit kPa. [19].....	13
Figure 2.7 Volumetric strain developed during pile installation (left: plastic	
volumetric strain; right: total volumetric strain) [19].....	14
Figure 2.8 Load transfer mechanism: (a) Single pile, (b) load-transfer curves, (c) load-	
settlement curve, (d) load settlement relationships for large-diameter	
bored and cast-in-place piles (after [20]).....	16
Figure 2.9 The shapes of failure surfaces at the tips of piles as assumed by: (a)	
Terzaghi, (b) Meyerhof, and (c) Vesic. ....	17
Figure 2.10 Comparison of Adhesion Factor $\alpha$ , Suggested by Different Researchers	
with the Actual Mobilized in the Stiff Clay Layers. [22].....	19
Figure 2.11 values of Polymer Bored Piles at Maximum Test Load Plotted on design	
Line of Bentonite Bored Pile [22] .....	20
Figure 2.12 Tunnel pile relative position: deep and shallow tunneling conditions. [27]	
.....	25
Figure 2.13 Developed tunnel influence zone from nearby pile tip position. [4] .....	26
Figure 2.14 Muir Wood's theory, the tunnel deformation shape. [9].....	27
Figure 2.15 Tunnel loaded in homogeneous and isotropic soil. [9] .....	28
Figure 2.16 Forces distribution in Erdmann model. [9].....	28
Figure 2.17 Details of external forces in JSCE's theory. [9].....	29

## List of figures (Cont.)

	Page
Figure 2.18 Beam-spring model. [9] .....	29
Figure 2.19 The effect of surface building on existing tunnel (a) 10 story building (b) 5 and 10 story buildings. ....	31
Figure 3.1 Geometric parameters of the tunnel and bored pile considered in this study.....	33
Figure 3.2 Geological profile of four case studies for Tunnel-single pile analyses.....	34
Figure 3.3 (a) 6-stress point (b) 15-node elements.....	35
Figure 3.4 Three dimensional mesh used for modeling of tunnel-single pile.....	36
Figure 3.5 Tunnel excavation model.....	38
Figure 3.6 Positions to observe the structural forces in tunnel lining.....	39
Figure 3.7 The calculation method of tunnel lining deformation in term of both the vertical and horizontal directions.....	40
Figure 3.8 The calculation method of tunnel lining deformation in term of both the maximum of contraction and the maximum of extension directions. ....	41
Figure 4.1 The change of bending moment in tunnel lining at invert due to adjacent loaded pile in soft clay.....	44
Figure 4.2 The change of axial force in tunnel lining at invert due to adjacent loaded pile in soft clay.....	45
Figure 4.3 The change of bending moment in tunnel lining due to adjacent loaded pile in soft clay.....	46
Figure 4.4 The change of bending moment in tunnel lining due to adjacent loaded pile in stiff clay.....	47
Figure 4.5 The change of axial force in tunnel lining due to adjacent loaded pile in soft clay. ....	49
Figure 4.6 The change of axial force in tunnel lining due to adjacent loaded pile in stiff clay.....	51
Figure 4.7 Change of tunnel diameter due to adjacent pile in soft clay.....	54

## List of figures (Cont.)

	Page
Figure 4.8 Change of tunnel diameter due to adjacent pile in stiff clay.....	55
Figure 4.9 The shapes of deformation. ....	56
Figure 4.10 The vector of soil movement due to adjacent pile under loading that the tunnel located in soft clay.....	58
Figure 4.11 The vector of soil movement due to adjacent pile under loading that the tunnel located in stiff clay.....	59
Figure 4. 12 The shape of tunnel deformations and soil movement in soft clay.....	60
Figure 4. 13 The shape of tunnel deformations and soil movement in stiff clay.....	60
Figure 4.14 The change of maximum tunnel diameter due to adjacent loaded pile in soft clay.....	62
Figure 4.15 The change of maximum tunnel diameter due to adjacent loaded pile in stiff clay.....	63
Figure A 1 Changes of tunnel diameter due to adjacent pile in soft clay, case 1. ....	71
Figure A 2 Changes of tunnel diameter due to adjacent pile in soft clay is above the stiff clay, case 2.....	72
Figure A 3 Changes of tunnel diameter due to adjacent pile in soft clay and stiff clay, case 3.....	73
Figure A 4 Change of tunnel diameter due to adjacent pile in stiff clay, case 4. ....	74
Figure B-1 1 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay, case 1 (clearance of 0.5 m and 1.5 m). ....	76
Figure B-1 2 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay, case 1 (clearance of 3.5 m and 4.5 m). ....	77
Figure B-1 3 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay is above the stiff clay, case 2 (clearance of 0.5 m and 1.5 m). ....	78
Figure B-1 4 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay is above the stiff clay, case 2 (clearance of 3.5 m and 4.5 m). ....	79

## List of figures (Cont.)

	Page
Figure B-1 5 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay and stiff clay, case 3 (clearance of 0.5 m and 1.5 m).....	80
Figure B-1 6 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay and stiff clay, case 3 (clearance of 3.5 m and 4.5 m).....	81
Figure B-1 7 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in stiff clay, case 4 (clearance of 0.5 m and 1.5 m). ....	82
Figure B-1 8 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in stiff clay, case 4 (clearance of 3.5 m and 4.5 m). ....	83
Figure B-2 1 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay, case 1 (clearance of 0.5 m and 1.5 m). ....	84
Figure B-2 2 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay, case 1 (clearance of 3.5 m and 4.5 m). ....	85
Figure B-2 3 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay is above the stiff clay, case 2 (clearance of 0.5 m and 1.5 m). ....	86
Figure B-2 4 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay is above the stiff clay, case 2 (clearance of 3.5 m and 4.5 m). ....	87
Figure B-2 5 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay and stiff clay, case 3 (clearance of 0.5 m and 1.5 m).....	88
Figure B-2 6 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay and stiff clay, case 3 (clearance of 3.5 m and 4.5 m).....	89
Figure B-2 7 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in stiff clay, case 4 (clearance of 0.5 m and 1.5 m). ....	90
Figure B-2 8 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in stiff clay, case 4 (clearance of 3.5 m and 4.5 m). ....	91
Figure C 1 The change of maximum tunnel diameter due to adjacent loaded pile in soft clay, case 1.....	92

## List of figures (Cont.)

	Page
Figure C 2 The change of maximum tunnel diameter due to adjacent loaded pile in soft clay is above the stiff clay, case 2.....	93
Figure C 3 The change of maximum tunnel diameter due to adjacent loaded pile in soft clay and stiff clay, case 3.....	94
Figure C 4 The change of maximum tunnel diameter due to adjacent loaded pile in stiff clay, case 4.....	95

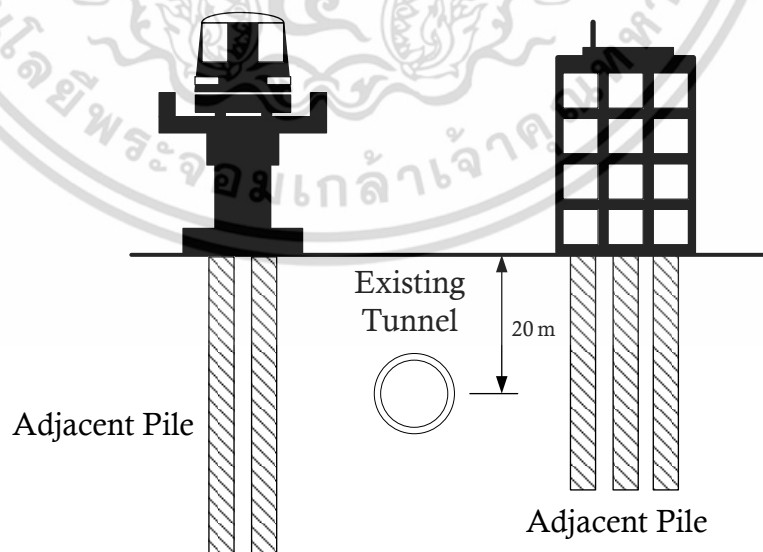


# CHAPTER 1

## INTRODUCTION

### 1.1 State of Problem

Many cities have problems due to the rapidly increasing population, especially traffic congestion problems. To solve these problems, the underground subways have continuously been constructed over the recent few decades. Besides, several utility tunnels become popular in urban development making the underground space under public area occupied by huge number of tunnels. Generally, the tunnels are aligned below major road and passed indirectly under buildings. With the continuous development, numbers of new constructions of building and infrastructures are increasing in these cities. Most of new construction projects using a deep pile foundation are unavoidably close to the existing tunnels. Consequently, the adjacent piles may have an impact on tunnel lining as shown in Fig.1, i.e., the additional deformation and change of structural forces (bending moment and axial force). A reliable assessment and appropriate protection are required to avoid or minimize these impacts.



**Figure 1.1** New construction adjacent to existing tunnel in urban environment.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

To protect the tunnels, tunnel owners usually establish the guidelines for future constructions close to their existing tunnels. They are commonly in terms of maximum allowable tunnel deformation, stress change in the lining and/or minimum clear distances from tunnel, which is generally defined as a protection zone [1-2]. These guidelines are basically based on experiences rather than on theoretical understanding of interaction behavior of the new construction and existing tunnel. They are thus defined for all possible construction activities resulting to a large protection zone. With this restriction, the new constructions are thus easily fallen into this protection zone and cases to ask the permission from the tunnel owners becomes increasing.

To minimize the cases for impact assessment, more comprehensive and specific zone for only tunnel-pile interaction should be focused. Based on the consideration of tunnel deformation in terms of changes in tunnel diameter [3], an influence zone for existing tunnel from pile under loading is proposed by Lueprasert et al. (2015) [4]. The zone is smaller than those established in the past [1-2]. However, the consideration was only from the view point of tunnel deformation. The induced structural loads in tunnel lining from the adjacent pile have not been taken into consideration yet.

In recent years, 3D finite element method (FEM) was used to analyze the effect on existing tunnel due to loaded bore pile in London [5], the effect of surface construction of multi-storey commercial building on two existing tunnels of Toronto subway in Canada [6] and the effect of a deep open face excavation on existing tunnel in Prague-Czech Republic [7].

However, those researches focused only on the tunnel deformation and did not consider the additional forces in lining. Only a few works considered the effect on the structural forces in lining. The 2D and 3D FEM are used to study the structural forces during tunnel excavation or even additional forces in tunnel lining affected by ground stratification, surface buildings and tunnel depth [8]. The numerical and finite element analyses have also been utilized in design of tunnel lining [9-11]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปเผยแพร่ภายนอก  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Although the current design practice for tunnel lining considers all possible load scenarios during service of the tunnel, however, the future activities have not been included. It is then necessary to evaluate the possible effect of adjacent pile under loading on tunnel lining in terms of additional structure forces. The appropriate mean can then be prepared to tackle this problem. Therefore, this study investigates the effects of adjacent pile under loading on existing tunnel in terms of the structural forces (bending moment and axial force) by 3D FEM program.

## 1.2 Objectives

This research aims to study the effect between existing tunnel and pile under loading. The main objectives are as follows:

1. To evaluate the structural forces in tunnel lining affected from adjacent pile under loading.
2. To determine the change of tunnel diameter affected from adjacent pile under loading.

## 1.3 Scope of Study

This study uses the three dimensional finite element program, PLAXIS 3D, to analyses the effects of existing tunnel due to adjacent loaded pile. The undrained analysis was simulated throughout in this study. The parametric study is varied in simulation to investigate the significant influence factors. The properties of soil and structure are obtained from MRTA project.

The scopes of this study are as follows.

1. Only single tunnel is considered in this study
2. Adjacent piles are located on one side of a tunnel.
3. The effects due to the stage of bored pile construction are not considered

## 1.4 Flow of thesis

The chapters presented in this thesis, are presented as follows;

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Chapter 2 mentioned to the previous studies related to this study including the study of tunnel construction, the stress distribution and soil movement of soil surrounding pile under loading, the effect of new construction on the existing structure and structural force in tunnel lining. The theory of finite element method is also represented briefly in this chapter.

Chapter 3 described the methodology that is used in this study including analysis details, simulation method, meshes, material properties and constitutive models for soils and structures used in these analyses, boundary conditions and initial conditions. Two categories of study case which consist of tunneling effect and the effect of adjacent pile under loading on existing tunnel. Calculation methods for the changes of tunnel diameter and changes of structural forces are also shown in this chapter.

Chapter 4 presented the results from chapter 3, the effect of adjacent pile under loading on existing tunnel represented in term of change of additional force in tunnel lining comprising of bending moment and axial force. In addition, the results in term of the change of tunnel diameter is also presented.

Chapter 5 concluded the main results reached in this thesis and discussed the effect of adjacent pile under loading on existing tunnel in terms of both the tunnel deformation and the structure force in tunnel lining.

## CHAPTER 2

# LITURATURE REVIEW

### 2.1 Tunnel Excavation

There are many cities built on soft ground which are experiencing population explosions and cities where redevelopment projects are underway to improve the city center functions. Tunnels, which form a part of each city's mass transit system, are important structures providing underground transportation functions central urban districts. Main pipelines used to carry fresh water or sewage, and which lie close to these tunnels, are mostly large diameter structures lying deep beneath the ground. Although not called tunnels, they are constructed using tunneling methods.

Tunneling on soft ground causes ground movements which may induce damage or failures in adjacent existing structures. This problem is encountered in urban areas where a rapid concentration of population and many underground construction projects are taking. Many tunnels are now constructed for underpasses/subway, or for underground railways in urban areas. Method of tunneling in soft ground included the cut-and-cover tunneling method, the shield tunneling method, and the sprayed concrete lining (SCL) method.

The cut-and-cover tunneling method has been used as a soft ground tunneling method for a long time, and is particularly advantageous for shallow tunnels. The method is also employed for braced excavations for deep building basements and it is possible to regard it as a firmly established branch of construction technology. It is, however, being used less frequently, because it occupies a considerable ground area, obstructs traffic, and is noisy.

The shield tunneling method is generally effective for deep tunnels, and can be used to drive tunnels under existing buildings and structures, but advanced construction technology and experience are required to use this method. The use of

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

the latest balanced face type shield machines equipped with automatic operating control systems and the new backfill grouting systems for the tail void have almost completely minimized ground surface settlement. A large initial investment is required, but the method has little effect on the environment.

### 2.1.1 Open faced shield tunneling

Tunnel shields are designed to protect against falls of ground, see Fig 2.1. They do not provide permanent support, and a lining is usually constructed within or just behind the shield. The shield itself is jacked forwards through reaction against the complete lining. Excavation method in the shield can vary, hand excavation, hydraulic backhoe excavation or road headers mounted within the shield.

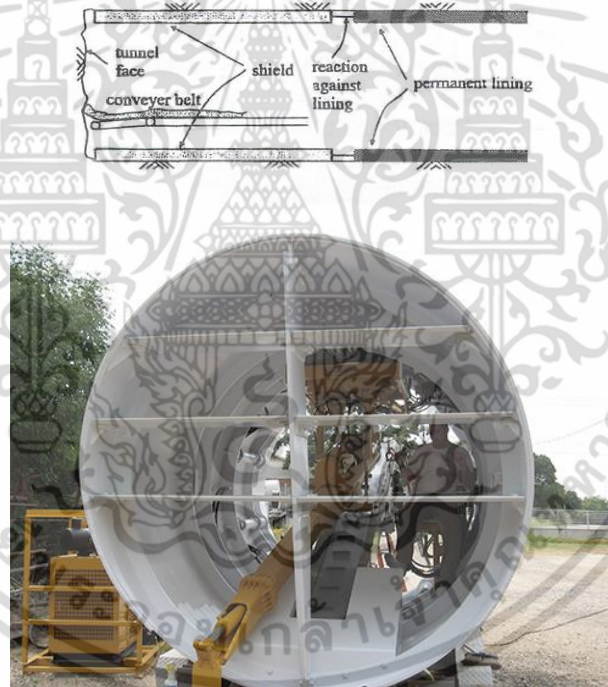


Figure 2.1 Schematic view of shielding during tunnel excavation. [12]

### 2.1.2 Tunnel is construed by Tunnel Boring Machines

TMB are closed face systems which advanced through the ground by rotation of a cutting head, propelled by reaction against the constructed lining, see Fig. 2.2. Face support is provided through controlling the applied thrust and rate of removal of excavate material. Tunnel headings may be additionally supported through application

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

of slurry or EPB machines. These TBMs pressurize the face. A slurry machine used a bentonite slurry pressurized within the cutting bulkhead. An EPB machine controls the pressure of the excavated material itself against the face within the bulkhead, so balancing the earth pressure in the ground.

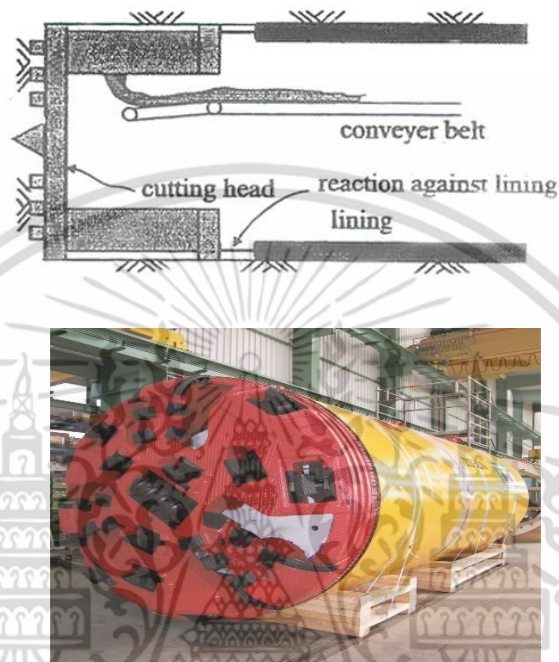


Figure 2.2 Schematic view of the TBM [12]

### 2.1.3 The sprayed concrete lining (SCL) method

The SCL method is a soft ground application of the New Austrian Tunneling Method (NATM). SCL can be used in component ground to create large non-circular openings. The method of excavation is usually by independent track or wheel mounted hydraulic excavators as shown in Fig.2.3. Support is provided as soon as possible by the application of sprayed concrete. This is often reinforced by a steel mesh or a series of steel hoops or arches installed before concreting. A permanent reinforced lining is usually create at a later date. For large openings using SCL it is always the case that the tunnel is created by the method of advanced headings. This can involve excavation of the crown first, leaving a temporary invert, or the use of the right side drifts, or a combination depending on the ground quality and the size of opening.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

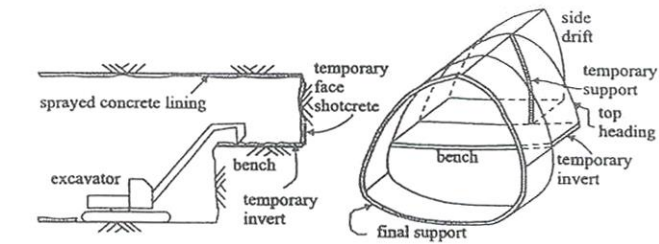


Figure 2.3 Schematic view of SCL method [12].

Phien-wej (1998) [14] described that Bangkok is situated on the low lying Chao Phraya plain which is covered by a thick series of marine and alluvial soil deposits. In the upper 35 m depth zone where most foundation and excavation works are placed, the subsoil profile is relatively uniform throughout the whole city area which is an ideal condition for tunneling work. From the ground surface it consists of layers of soft to medium clay, stiff to hard clay and dense sand exist to a great depth. Bedrock was found at depths more than 500 m. the soil parameters are described in Table 2.1. the sand layer is saturated but the water pressure has been drawn down from the hydrostatic pressure. The drawdown was a result of excessive deep well pumping from aquifers at depth of 100 – 300m. it caused serious land subsidence throughout the city area during the last 40 years. The drawdown ranged from 12 – 20 m. the subsidence still continues at a rate of 10 – 20 mm./year within the inner city.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

**Table 2.1** Subsoil Condition in Bangkok [14]

Properties	Soft to medium stiff clay	Stiff clay	Fine to medium dense sand
Undrained shear strength ( $C_u$ )	10 - 20 kPa	50 - 150 kPa	
Sensitivity	3 - 8	3 - 8	
Water content (%w)	70 - 120 %	25 - 40 %	
PI (%)	60 - 65 %	15 - 30 %	
Depth (m.)	0 - 15 m.	2 - 20 m.	20 - 36 m.
Thickness (m.)	12 - 15 m.	5 - 15 m.	5 - 16 m.
N Value		10 - 25	30 - 60

In Bangkok, the major tunnel project is the 22 km. long subway tunnel of the Bangkok MRTA Blue Line project. This 5.7m. internal diameter was mainly constructed in stiff clay layer using tunnel boring machine with EPB shield method. Besides shield tunneling, pipe jacking or micro tunneling is also adopted in construction of small size tunnel in a large number of projects in Bangkok.

**Table 2. 2** Allowable and Notifiable Structure Movement Caused by Adjacent tunnel. [15]

Owner	Type of Structures	Allowable Movements (Notifiable Movement)
Japan Railways	Tunnel	Vertical $\pm$ 5 mm
Metro. Rapid Trans. Corp.	Tunnel	Vertical $\pm$ 5 mm
Osaka Mass Transit Div.	Underground Railway	Settlement 9 mm (6 mm)
	Buried Structures	Inclination ( $80^\circ$ )
Nagoya Mass Transit Div.	Underground Railway	Settlement 5 mm
	Buried Structures	Inclination ( $180^\circ$ )
Tokyo Elect. Power Co.	Outlet Tunnel	Vertical + 5 to - 40 mm
Tokyo Gas Co.	Buried Gas Pipe	Movement Settlement

In order to prevent damage to existing structures by adjacent construction, some owners have established their own guidelines and recommendations. The

allowable movements or notifiable values for underground structures caused by

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปเผยแพร่โดยไม่ได้รับอนุญาต  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

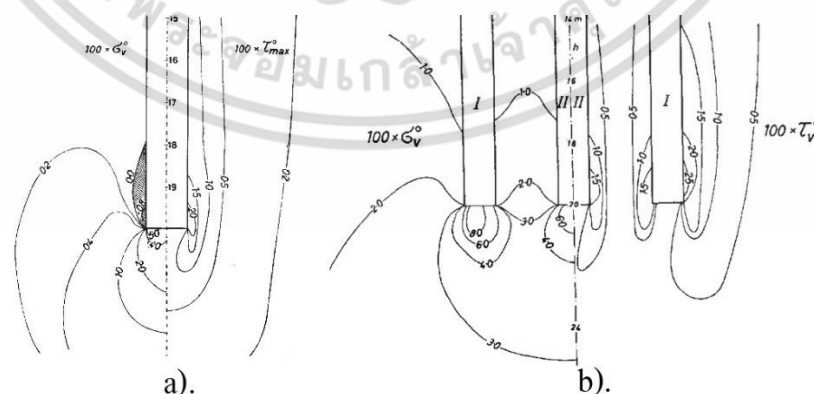
tunneling, which are taken from these guideline and recommendations are show on table 2.2

Due to the pressure of the thick soft clay layer for central plain of Thailand, most buildings and bridges must be founded on piles. For old or small structures, short friction piles (6-8 m. long) floating in the soft clay layer are common. In modern practice, driven concrete piles with tips extending to the first sand layer at depths of 25-30 m. are normally employed for light to medium sized structures. For heavy structures or high rise building, large diameter (1-1.5 m.) bored piles with tip depth of 40-60 m. are commonly used.

## 2.2 Pile behavior and surrounding ground under pile loading

### 2.2.1 Bore Pile behavior

Pile foundations are extensively used in civil engineering. The behavior of such foundation is influenced not only by supported structure but also the embedded soil. To be able to evaluate the construction possibility and damage potential of existing structures from those pile-supported structures, understanding the behaviours of soil surrounding the loaded piles is most important. The studies on the behaviour of pile under loading and its soil surrounding were done by several investigators in the last many years.

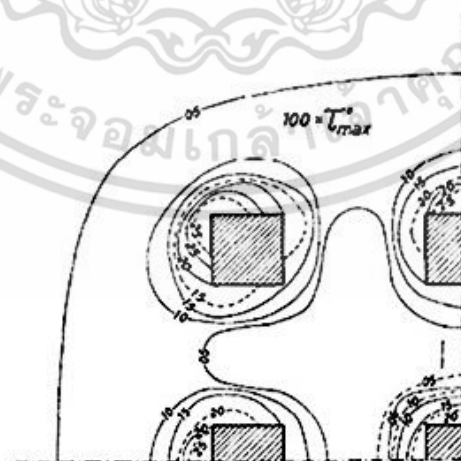


**Figure 2.4** Vertical stress and maximum shear stress distribution in the soil around:

a). single pile; b). pile group [16]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

The finite element method has been applied to study the behaviour of vertically loaded single piles and pile groups in a homogeneous linearly elastic medium by Ottaviani (1975) [16]. The shear stress and vertical stress distribution in the soil around single pile and pile group are shown in Fig. 2.4. It has been found that the shear stresses in the soil around the piles are not constant with depth and that such stresses are very high just above the pile tip. Furthermore, there is no radial symmetry of maximum shear stress around each pile of the group and the shear stresses are very low in the soil internal to the group as shown in Fig. 2.5. In addition, the concrete cap of pile group has a significant influence on the magnitude of the shear stress and vertical stress in soil surrounding. Namely, the contacting cap greatly reduces the shear stress in the soil around the upper portion of the piles and at the same time, increases the vertical stresses in the soil underneath the pile tip. It has also been found that the settlements of a group of piles are confirmed as being larger than those of the single pile comparably loaded, in the same soil. The settlements of the pile groups examined depend to a large extent on the thickness of the compressible soil located underneath the piles base while this is not true for the single pile. This is also due to the larger loaded area but mainly to the relatively large values of the vertical stresses transmitted to the soil for some distance below the base of the piles. Furthermore, the settlements are still large at a considerable distance from the pile group.



**Figure 2.5** Shear stress distribution on horizontal cross section just above the pile tip of pile group [16].

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Three years later, the behaviour of single piles embedded in nonhomogeneous soils was studied by Banerjee and Davies (1978) [17]. They have proposed the method for the analysis of the behaviour of single piles embedded in nonhomogeneous soils. It has been found that the distribution of shear stress for plain piles embedded in highly nonhomogeneous are approximate linear increase with depth for a relatively rigid pile. This distribution is strongly affected by the pile compressibility.

In 1989, the characteristics of behaviour of single piles and pile groups under static axial loading, cyclic axial loading, and when subjected to externally-imposed soil movement was investigated by Poulos (1989) [18].

Poulos proposed that there are several circumstances under which loading may be induced in piles by external soil movements, but attention will be confined into two problems.

- (i) End bearing piles subjected to negative friction by settlement of the surrounding soil; the soil movement is assumed to occur over the entire depth of the soil layer, and to vary linearly with depth.
- (ii) Floating piles in a relatively stiff expansive clay, subjected to swelling or shrinking movements; these movements are generally assumed to vary linearly with depth, but to extend to only a limited distance below the surface.

At present, the numerical modelling has been widely used for analyzing geotechnical problem. This is because there are many complex issues which are specific to geotechnical engineering and which have only been resolved relatively recently. The apparent advantage of numerical modelling is the completeness of the available information. For example, complete sets of stress and strain fields and pile capacities as well as their sensitivity to various soil and pile parameters can be obtained. One of the major difficulties in numerical modelling of piles is the modelling of the true installation procedure of the pile or the pile group as shown in Fig. 2.6.

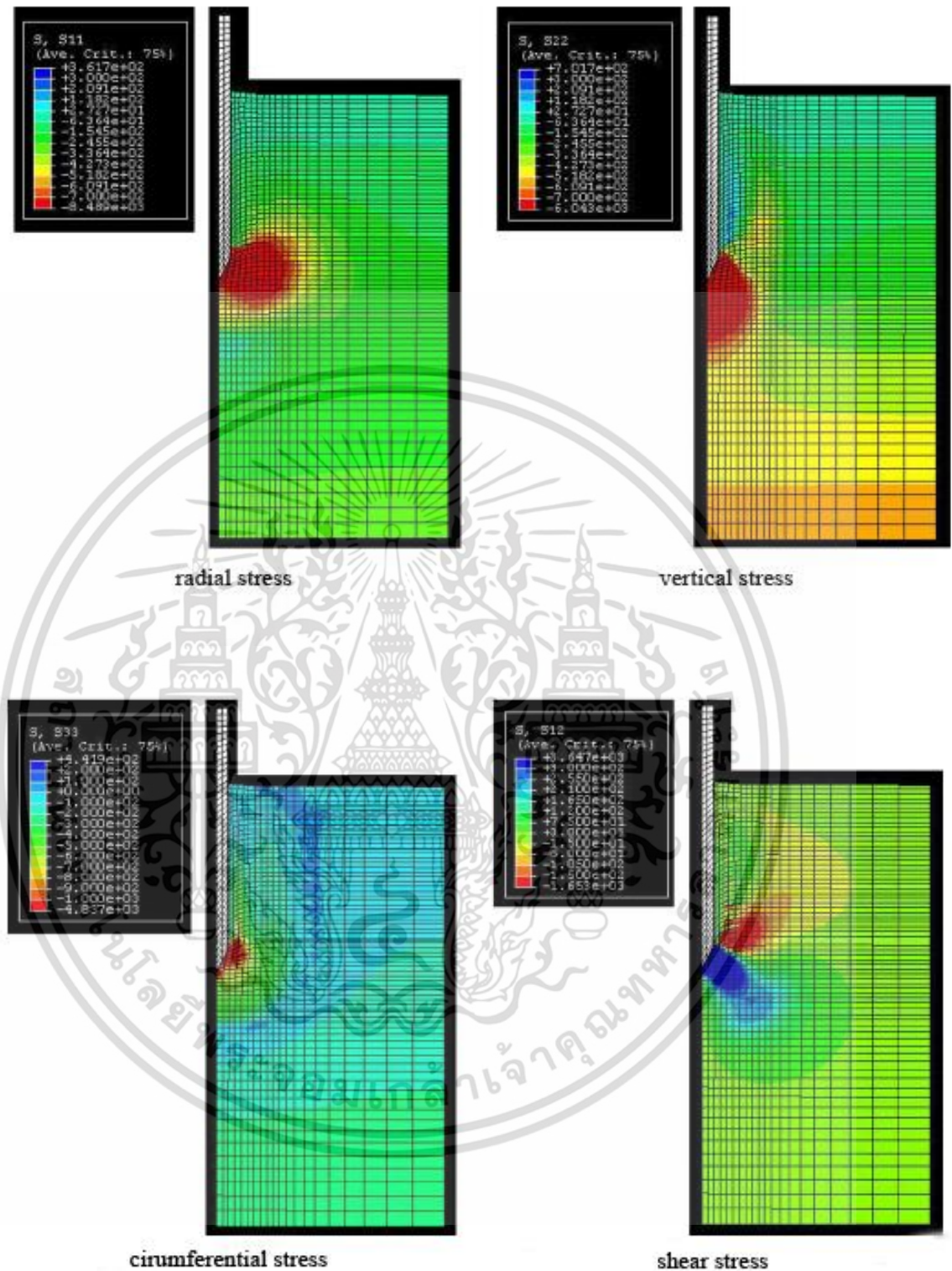
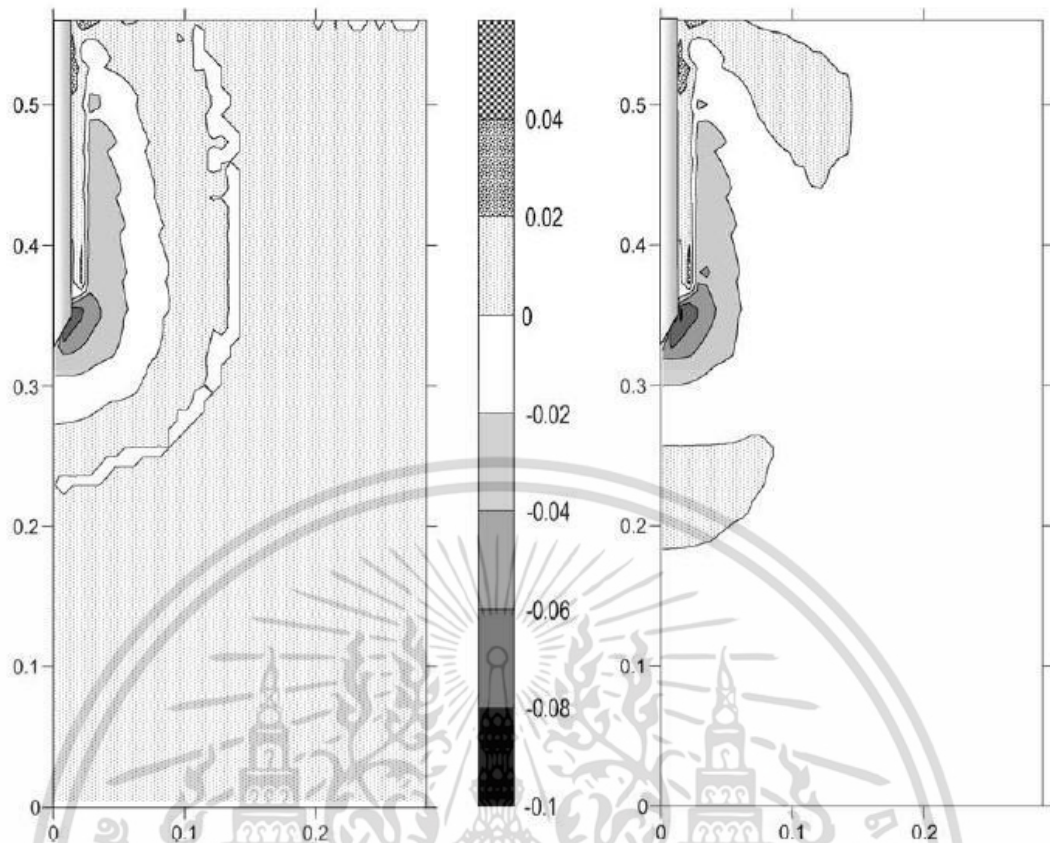


Figure 2.6 Stress contours at the end of pile installation; unit kPa. [19]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



**Figure 2.7** Volumetric strain developed during pile installation (left: plastic volumetric strain; right: total volumetric strain) [19]

Recently, the stress and displacement characteristics during the installation and loading of displacement piles were studied by Sheng, et al. (2005) [19]. The computed stress paths indicate that both the mean and deviator stresses first increase when the pile cone is above or at the level of the observation point in the soil, and then decreases once the pile cone has moved below the observation point. The stress contour at the end of pile installation. Figure 2.7 shown the volumetric strain developed during pile installation. It can be seen that there is a plastic expansion (softening) zone of soil occurred around the top part of the pile. As the pile penetrates deeper, this softening zone expands downwards. The plastic compression zone is occurred just outside the thin softening zone and beneath the pile. This hardening zone also expands downwards as the pile penetrates deeper. The plastic compression

zone is largest at the depth of the cone and then gradually decreases towards the soil surface, but does not reach the surface.

Foundations are an important part for a construction. Foundations of the structure are many types, generally divided into 2 types which are shallow and deep foundation. Deep foundations or Pile foundations are deep and cost more than shallow foundations, which are the part of a structure used to carry and transfer the load of the structure to the bearing ground located at some depth below ground surface. Piles are long and slender members which transfer the load to deeper soil or rock of high bearing capacity avoiding shallow soil of low bearing capacity. The main types of materials used for piles are Wood, steel and concrete. Piles made from these materials are driven, drilled or jacked into the ground and connected to pile caps. Depending upon type of soil, pile material and load transmitting characteristic piles are classified accordingly.

### 2.2.2 Load transfer mechanism

When the ultimate load applied on the top of the pile is  $Q_u$ , a part of the load is transmitted to the soil along the length of the pile and the balance is transmitted to the pile base. The load transmitted to the soil along the length of the pile is called the *ultimate friction load* or *skin load*  $Q_f$  and that transmitted to the base is called the *base or point load*  $Q_b$ . The total ultimate load  $Q_u$  is expressed as the sum of these two, that is,

$$Q_u = Q_b + Q_f \quad (2.1)$$

where,  $Q_u$  = ultimate load applied on the top of the pile

Figure 2.8 (a) gives a single pile of uniform diameter  $d$  (circular or any other shape) and length  $L$  driven into a homogeneous mass of soil of known physical properties. A static vertical load is applied on the top. It is required to determine the ultimate bearing capacity  $Q_u$  of the pile.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

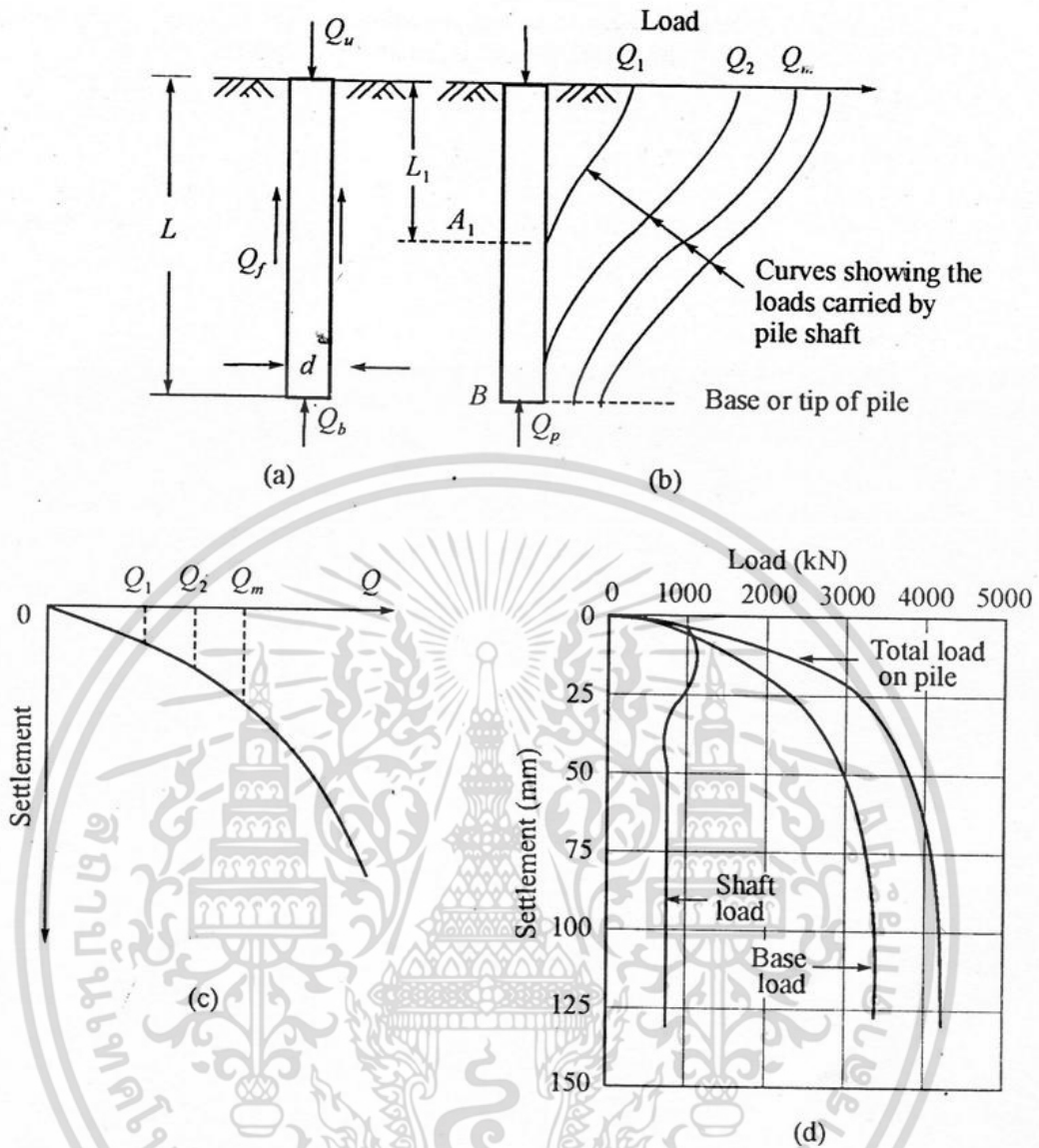


Figure 2.8 Load transfer mechanism: (a) Single pile, (b) load-transfer curves, (c) load-settlement curve, (d) load settlement relationships for large-diameter bored and cast-in-place piles (after [20])

Consider the pile shown in Fig. 2.8(b) if the pile is instrumented, the load distribution along the pile can be determined at different stages of loading and plotted. In Fig. 2.9(c), it shown that if settlement of the top of the pile is measured at every stage of loading after equilibrium condition is attained, a load settlement curve can be obtained like in figure. A typical load-settlement relationship of friction load and base

load is shown in Fig. 2.9(d) [20] for a large diameter bored and cast-in-situ pile in clay.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### Factor of Safety

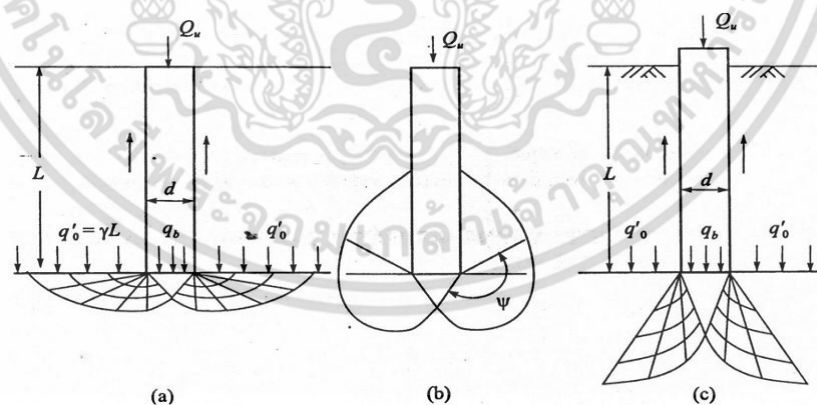
In almost all cases where piles are acting as structural foundations, the allowable load is governed solely from considerations of tolerable settlement at the working load.

The working load for all pile types in all types of soil may be taken as equal to the sum of the base resistance and shaft friction divided by a suitable factor of safety. A safety factor of 2.5 is normally used. Therefore, we may write

$$Q_a = \frac{Q_b + Q_f}{2.5} \quad (2.2)$$

### Ultimate Bearing Capacity

According to Vesic (1967) [21], only punching shear failure occurs in deep foundations irrespective of the density of the soil so long as the depth-width ration  $L/d$  is greater than 4 where  $L$  = length of pile and  $d$  = diameter (or width of pile). The types of failure surfaces assumed by different investigators are shown in Fig. 2.9 for the general shear failure condition. The detailed experimental study of Vesic indicates that the failure surfaces do not revert back to the shaft as shown in Fig. 2.9(b).



**Figure 2.9** The shapes of failure surfaces at the tips of piles as assumed by: (a) Terzaghi, (b) Meyerhof, and (c) Vesic.

The total failure load  $\bar{Q}_u$  may be written as follows

$$\bar{Q}_u = Q_u + W_p = Q_b + Q_f + W_p \quad (2.3)$$

where,  $Q_u$  = load at failure applied to the pile

$Q_b$  = base resistance

$Q_f$  = shaft resistance

$W_p$  = weight of the pile

The general equation for the base resistance may be written as

$$Q_u = \left( cN_c + q'_o N_q + \frac{1}{2} \gamma d N_\gamma \right) A_b \quad (2.4)$$

where,  $d$  = width or diameter of the shaft at base level

$q'_o$  = effective overburden pressure at the base level of the pile

$A_b$  = base area of pile

$c$  = cohesion of soil

$\gamma$  = effective unit weight of soil

$N_c, N_q, N_\gamma$  = bearing capacity factors which take into account the shape factor.

For cohesionless soils

$$Q_u = q'_o N_q A_b + A_s \bar{q}'_o \bar{K}_s \tan \delta \quad (2.5)$$

where,  $A_s$  = surface area of the embedded length of the pile

$\bar{q}'_o$  = average effective overburden pressure over the embedded depth of the pile

$\bar{K}_s$  = average lateral earth pressure coefficient

$\delta$  = angle of wall friction

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

For cohesive soils

$$Q_u = c_b N_c A_b + Q_f \quad (2.6)$$

or 
$$Q_u = c_b N_c A_b + A_s \alpha \bar{c}_u \quad (2.7)$$

where,  $\alpha$  = adhesion factor

$\bar{c}_u$  = average undrained shear strength of clay along the shaft

$c_b$  = Undrained shear strength of clay at the base level

$N_c$  = bearing capacity factor

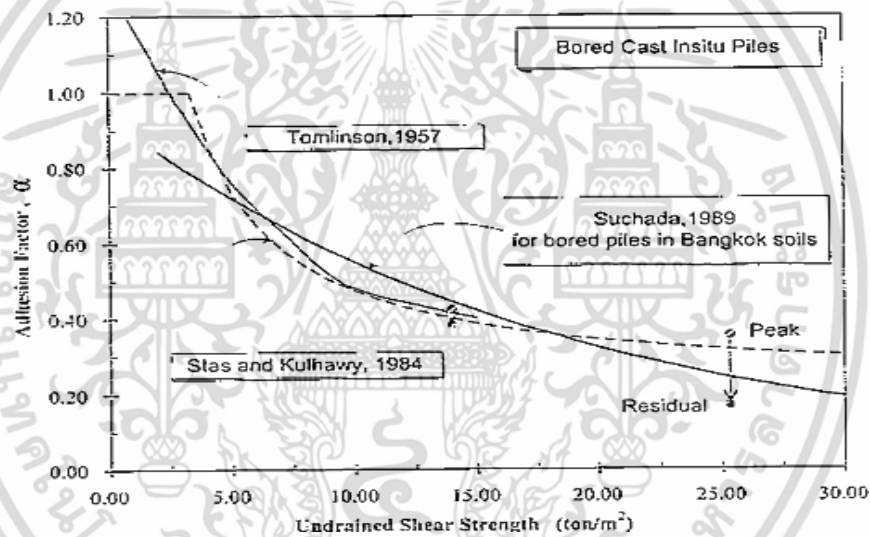
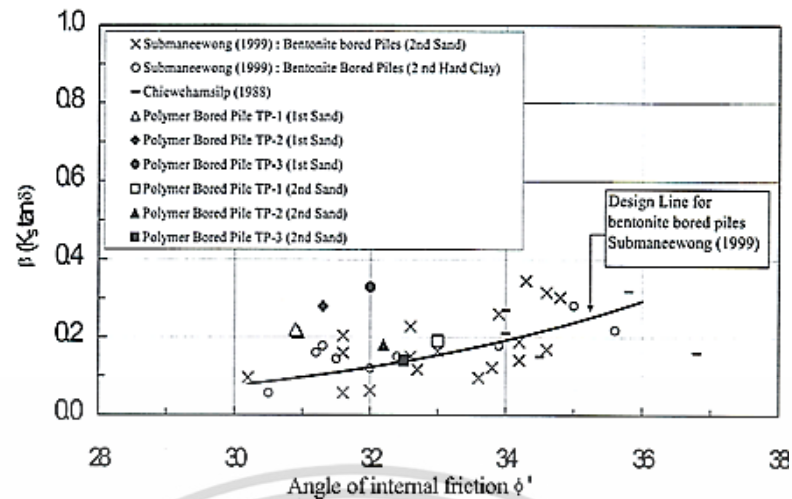


Figure 2.10 Comparison of Adhesion Factor  $\alpha$ , Suggested by Different Researchers with the Actual Mobilized in the Stiff Clay Layers. [22]

For Bangkok soft clay Thasnanipan et al., (2000) [22] present  $\alpha$  value were plotted as shown in Fig. 2.10 along with the suggested curves by different researchers.

For Bangkok soft clay in Fig.2.11 shows the shaft friction factors  $\beta$  of sand layers for polymer-based bored piles in comparison with the design line of bentonite bored piles.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



**Figure 2.11** values of Polymer Bored Piles at Maximum Test Load Plotted on design Line of Bentonite Bored Pile [22]

For Bangkok, the first wet-process large diameter bored pile was constructed for Pinklao Bridge 30 years ago. Using reverse circulation method, a 1.50m diameter bored pile was installed up to 45m in second sand layer. Three major bridges were constructed by bored pile using the reverse circulation method in Bangkok from early 1970 to 1980. [22] The summarized information of these bridges is tabulated below.

The first wet-processed bored pile utilizing the rotary-drilling method down to first sand layer was constructed in Bangkok in the late 1970s for high-rise building project, the Royal Orchid Hotel located at the bank of Chao Phraya River. Since then bored piles constructed by rotary-drilling method have been extensively used for foundation of various heavy structures such as high rise buildings, elevated expressways, overpass-bridges, underground car park buildings, waste-water treatment plants and most recently underground train stations of Bangkok's first subway project.

By mid 1980s, bored piles became the foundation of choice for heavy structures particularly in the urban area of Bangkok. The versatility of the construction method and the high-load capacity which in turn offered the constructability and cost-saving, are the main factors contributing to the increasing use of deep-seated large

diameter bored piles. Most of the early wet-process bored piles (1980s) in Bangkok

เอกสารนี้เป็นเอกสารทสวทสว.ไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น. เมื่ออนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น. อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

were constructed up to 50 m depth. Sizes of bored piles constructed in early days ranged from diameter 0.6 to 1.5 m. Summarized information of early major Bridges Constructed and high-rise building projects in Bangkok is presented in Table 2.3

**Table 2.3** Major Construction by Large Diameter Wet-Processed Bored Piles in Bangkok. (adapted from [22])

Project Name	Year of Construction	Construction Method	Diameter (m)	Depth (m)
Pinkloa Bridge	1971	Reverse circulation	1.5	45
Sathorn Bridge	1979	Reverse circulation	1.5	46
New Memorial Bridge	1982	Reverse circulation	1.5	49
Royal Orchid Hotel	1979	Rotary-drilling with auger and bucket	0.8-1.0	33
Taiping Tower	1980	Rotary-drilling with auger and bucket	0.8-1.5	32
River city Hotel	1982	Rotary-drilling with auger and bucket	0.8-1.0	27.5
Asoke Tower	1983	Rotary-drilling with auger and bucket	0.8-1.5	50
Time Square Building	1983	Rotary-drilling with auger and bucket	0.8-1.5	50

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 2.3 Tunnel and Pile Analysis

There are many non-numerical ways to analysis and obtaining good predictions of the likely ground response to tunneling, and the likely loads in a tunnel lining. These ways are arguably cheaper and quicker to use but they are characteristically uncoupled, i.e. the load are determined by one technique, and movement by another, the two not being link together. In a real tunnel, the different facets are clearly coupled and the problem is complex, Numerical procedures such as finite element technique, lend themselves to the analysis of such complex problem.

The finite element method can simulate the complex construction sequence, deal with complex ground condition, model the various realistic soil behavior, account for adjacent services and structures, handle complex hydraulic conditions, etc., this establishes a strong case for using the finite element method.

Tunnel construction is a three dimensional engineering process. If restricted to two dimensional analyses, then one must consider either plane strain or axially symmetric representations, depending on what the analysis aims to achieve. The method of simulating tunnel construction in plane strain requires at least one assumption: the volume loss to be expected; the percentage of load removal prior to lining construction or the actual displacement of the tunnel boundary. It is important to select constitutive models capable of reproducing field behavior. For example, in a situation where pre-yield behavior dominates the ground response, it is essential to model the nonlinear elasticity at small strains.

In 1996, the NATM tunnel in London Clay was modeled by using the finite element method by Dasari et al. (1996) [23]. London Clay was modeled by a strain Dependent Modified Cam Clay (SDMCC) model and the tunnel lining was modeled by constant and time-dependent elastic models. The approximations made to model the three dimensional construction sequence in each type of two dimensional analysis to account for the three dimensional redistribution of stresses around the heading broadly may be classified into three categories:

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- (i) Percentage unloading method where the lining is introduced after removing a certain percentage of the initial stress.
- (ii) Volume loss method. where the initial stress is reduced until a given volume loss is achieved, and the rest of the load is left in place.
- (iii) Gap parameter method. Where the deformation prior to the contact of the lining (hence the surface settlement) is controlled by a gap parameter.
- (iv) And the conclusions from the NATM analysis under two dimensional and three dimensional are
  - (i) The construction sequence has a significant effect on the predicted ground movements.
  - (ii) There is an upper limit to the useful stiffness (or lining thickness) for a given soil. In order to reduce movement, it is the early placement of the shotcrete which is more important than the eventual stiffness.
  - (iii) If an unlined elastic tunnel is analyzed in two dimensional plane strain and progressive construction in three dimensional, then the ultimate settlements reached in both cases are the same.
  - (iv) If a lined tunnel is analyzed in two dimensional and three dimensional using a non-linear soil model, as in the present study, the result will differ, because of the interaction between the soil and the tunnel lining.
  - (v) The introduction of lining elements at a section restricts further deformation in a three dimensional analysis. This is important because it is wrongly thought that ultimate conditions due to tunneling can be obtained with a two dimensional analysis

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- (vi) The surface settlements obtained in two dimensional plane strain analysis of sequential construction are about 3 times greater than the corresponding three dimensional analyses. This explains the reasons for reduction of only 34% of nodal forces to obtain observed settlement in an approximate two dimensional plane strain analysis.

In addition, an elasto-plastic two-dimension finite element base on the couple theory of mixture for inelastic porous media for finite deformation and two-dimensional computation model were developed and used to simulate the Earth Pressure Balance (EPB) tunneling process in cohesive soil by Abu-Farsakh and Voyiadjis (1999) [24]. This model has been used to analyses the N-2 tunnel project constructed in 1981 in San Francisco. Base on this analysis, a number of conclusions may be drawn from the comparisons between the predicted and field measurements. The predicted longitudinal and lateral displacement profiles are in reasonable agreement with the observed field displacements.

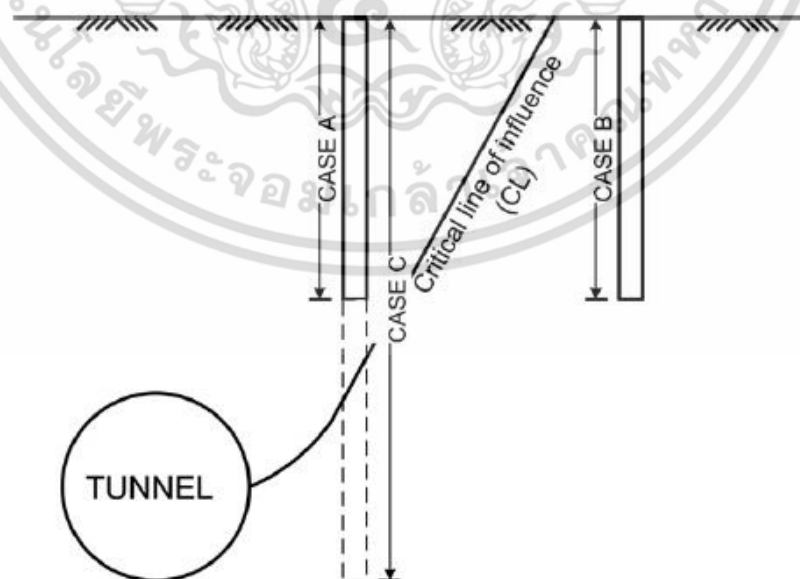
Usually, the tunnel excavation process is simulated step by step with finite element modelling. The numerical modelling often relies on a two dimensional analysis and implementing elasto-plastic constitutive models, which are supposed to capture the limit-state behavior of drained and undrained soils. However, the use of three dimensional modeling is almost mandatory if one wants to correctly evaluate the effects of the excavation process, so that three dimensional models are under continuous development, and are being applied to increasingly complex problems.

Galli et al. (2004) [25] applied a three dimensional finite element method to simulate the conventional procedure of tunnel excavation and lining. Both shallow and deep tunnels are considered in soils modeled with Mohr-Coulomb elasto-plastic constitutive equation. The use of three dimensional models can be useful to analysis the real sequence of soil excavation, face reinforcing and tunnel lining, the finite element method technique of activation/deactivation of the structure element is helpful to develop a simple procedure for the excavation phases. The results show

the efficiency of three dimensional model to analyses the face deformation and the ground settlement in the lining element in the subsequent construction phases. The distribution of the predicted surface final settlement (after consolidation) agrees well with the observed field measurements. The calculated centerline surface settlement with time compares reasonably well with field measurements.

Arunkumar (2010) [26] studied the Tunnel excavation due to effects on nearby existing structures/foundations in urban areas. The analysis focused only on influence of tunnelling on nearby existing building and foundations. The three-dimensional finite element program was used in this study. The result of analysis carried out to investigate the effects of pile loading on existing tunnels embedded in cohesive soil. It is found that the effects on tunnel lining depend on horizontal separation distance between pile and tunnel as well as location/elevation of pile tip with respect to tunnel location. The vertical and horizontal stress in crown and springing line were shown in term of change force in lining.

Jonpradist et al. (2012) [27] used the three-dimensional elasto-plastic numerical to investigate the influences of tunnel excavation on existing loaded piles. The existing loaded pile were divided in three case as shown in Fig. 2.12. The result form this analysis was used to considers the new influences zone.



**Figure 2.12** Tunnel pile relative position: deep and shallow tunneling conditions. [27]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Francesco Basile (2013) [28] presented for estimating the effects induced by tunneling on existing pile foundations. The finite element method is based on a two-stage procedure: (1) an estimate of the free-field ground movements caused by the tunnel excavation, and (2) an analysis of the pile group subjected to the computed free-field ground movements. The results indicate that the method is capable of generating reasonable predictions of pile response for many cases of practical interest, thus offering substantial cost savings over a complete 3D analysis of tunnel–soil–pile interaction.

Lueprasert et al. (2014) [4] studied the effect of adjacent pile under loading on existing tunnel in Bangkok subsoil by three-dimensional finite element program. The analyses are carried out to investigate factors in tunnel deformations. The results show that the significant factors are the relative position of the pile tip with respect to the tunnel position as well as the soil type where the tunnel is located. In addition, this paper tentatively proposes a new influence zone for pile construction adjacent to the existing tunnel as shown in Fig. 2.13.

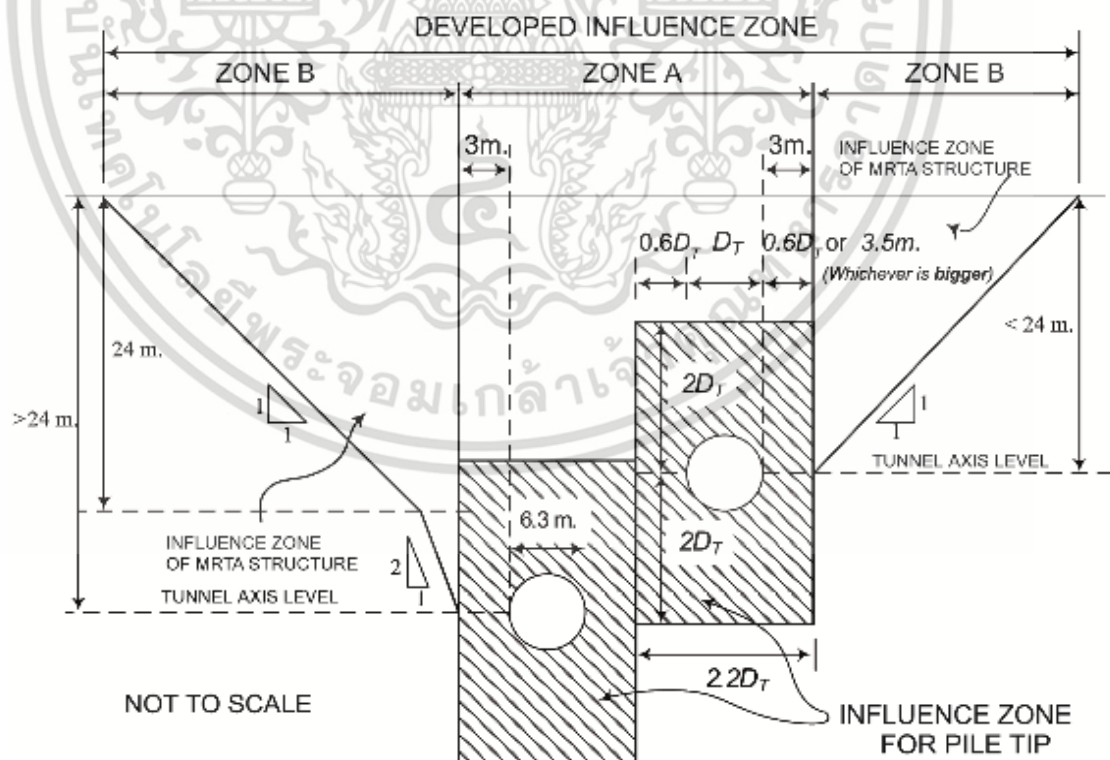


Figure 2.13 Developed tunnel influence zone from nearby pile tip position. [4]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 2.4 Additional force in tunnel lining

The additional forces in tunnel lining is shown in designing process. In designing a tunnel lining, engineer must be considered in all details: geology, geotechnical engineering, excavation technology, supporting structural element, including long-term behavior of materials, contract principles and law, calculation method, etc. The several methods to calculate the structural forces in tunnel lining with a many theory.

Muir Wood's theory (1975)

The Muir Wood's theory determines the tunnel in term of circular shape. The elastic ground induces the tunnel deformation in term of ellipse shape as shown in Fig. 2.14. In this theory use the elastic analysis and ignores shear force between tunnel lining and soil surrounding tunnel.

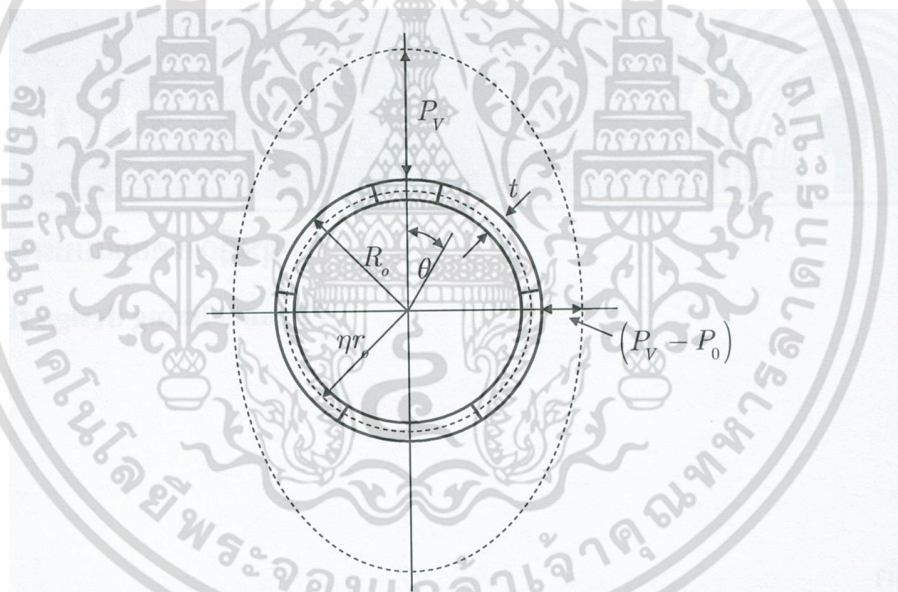


Figure 2.14 Muir Wood's theory, the tunnel deformation shape. [9]

Einstein's theory (1979)

The Einstein's theory was developed form elastic theory. Soil surrounding tunnel are homogeneous and isotropic as shown in Fig. 2.15. The tunnel lining is assumed thin-walled and flexibility. The pressure in vertical direction was considered

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

at the center of tunnel. The pressure in horizontal direction equals the pressure in vertical direction with coefficient of lateral earth pressure

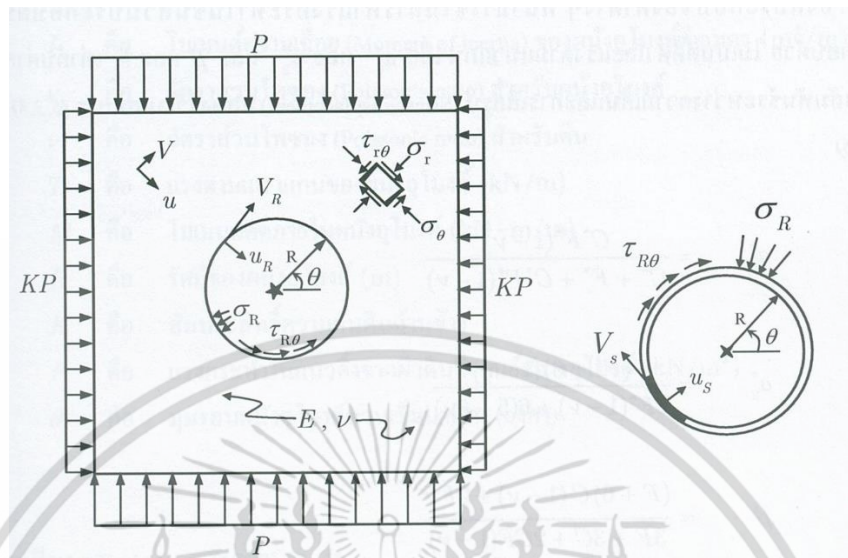


Figure 2.15 Tunnel loaded in homogeneous and isotropic soil. [9]

Erdmann's theory (1985)

Erdmann's theory considers the tunnel located in homogeneous and isotropic soil. The analysis uses plane strain. The maximum earth pressure in horizontal direction occurs at spring line as shown in Fig. 2.16.

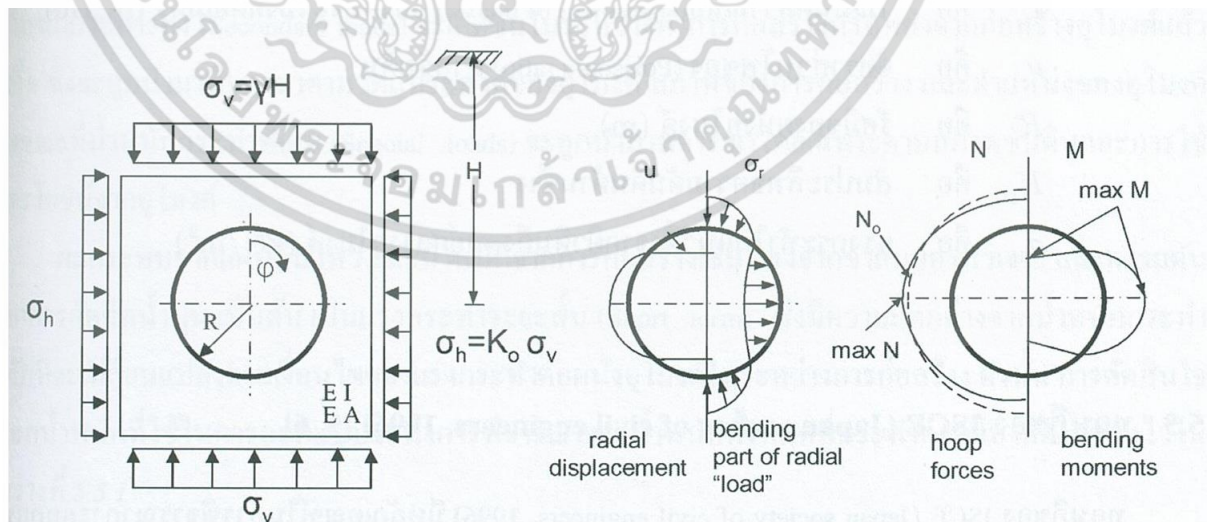


Figure 2.16 Forces distribution in Erdmann model. [9]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

JSCE's theory (1996)

the external forces induce the tunnel as shown in Fig. 2.17. the calculation method is divided in many parts: earth pressure in vertical and horizontal direction, water pressure, weight of tunnel lining, surcharge load and soil resistivity.

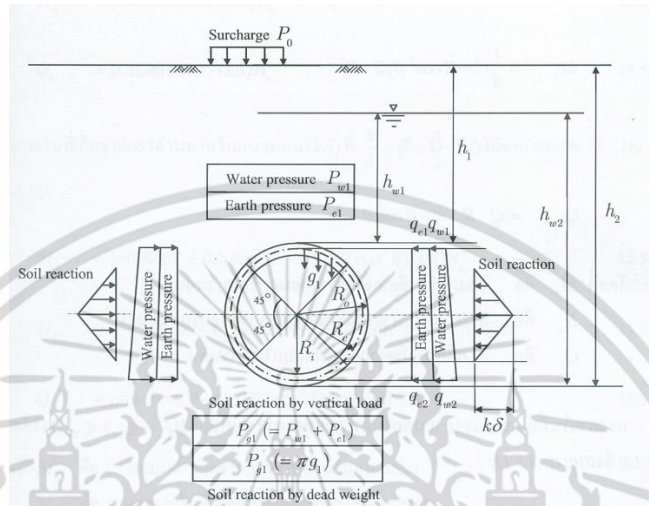


Figure 2.17 Details of external forces in JSCE's theory. [9]

Beam-spring model

Beam-spring model was developed from field-test and many researches with trial and error method. The beam-spring model considers tunnel lining simulated by beam and shear spring joint as shown in Fig. 2.18. This method uses the earth pressure in vertical and horizontal direction, water pressure, soil stiffness and weight of tunnel lining. The Beam-spring model are commonly used with large tunnel diameter.

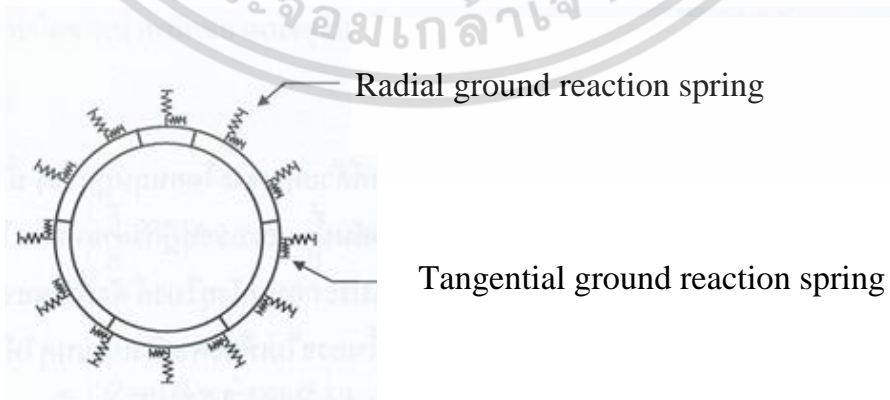


Figure 2.18 Beam-spring model. [9]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

In addition, the numerical and finite element analyses have also been utilized in design of tunnel lining. The finite element method has a wide range of engineering applications. It has been used in many fields of engineering practices and it was probably first exposed to the geotechnical engineering profession when Clough and Woodward (1967) demonstrated its usefulness for the analysis of stress and strain in earth dam. The most significant aspect of this method is the use of non-linear stress-strain characteristics in the analysis. It was given a great potential to use in the problem of geotechnical field. The method also has other unique capabilities, such as the incorporation of problem involving nonhomogeneous materials, complex boundary conditions, sequential loading etc. For details of tunnel construction are shown in chapter 3.

The basic concept of the finite element method is the idealization of an elastic continuum as an assemblage of discrete element interconnected at their nodal points. A displacement pattern is assumed within the element, from which a stiffness matrix relating the element nodal forces and displacement can be determined from the principle of virtual work. The work done by the internal stress depends upon the stress-strain relation of the soil.

In recent years, many researches use the finite element method to analyze the problem. Ngoc-AnhDo et al. (2015) [29] presented a two-dimensional finite difference element model, which has been performed under seismic circumstance, to investigate the factors that affect segmental tunnel lining behavior. The numerical results show that a segmental lining can perform better than a continuous lining during earthquake. It has been seen that the influence of the joint distribution, the joint rotational stiffness, the joint axial stiffness, Young's modulus of the ground surrounding the tunnel, the lateral earth pressure factor and the maximum shear strain should not be neglected.

Katebi et al. (2015) [8] studied the effects of ground stratification, surface buildings specifications and tunnel depth on lining loads. The 3D finite element model was used in this study. The results show that the studied parameters have considerable effects on lining loads. The geometry of surface buildings influences the internal forces

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

of the tunnel lining and increase of buildings width and length increases the lining loads as shown in Fig. 2.19. The comparison of obtained results in this study with results of 2D analysis and 3D analysis was presented in term of increasing of additional forces in tunnel lining.

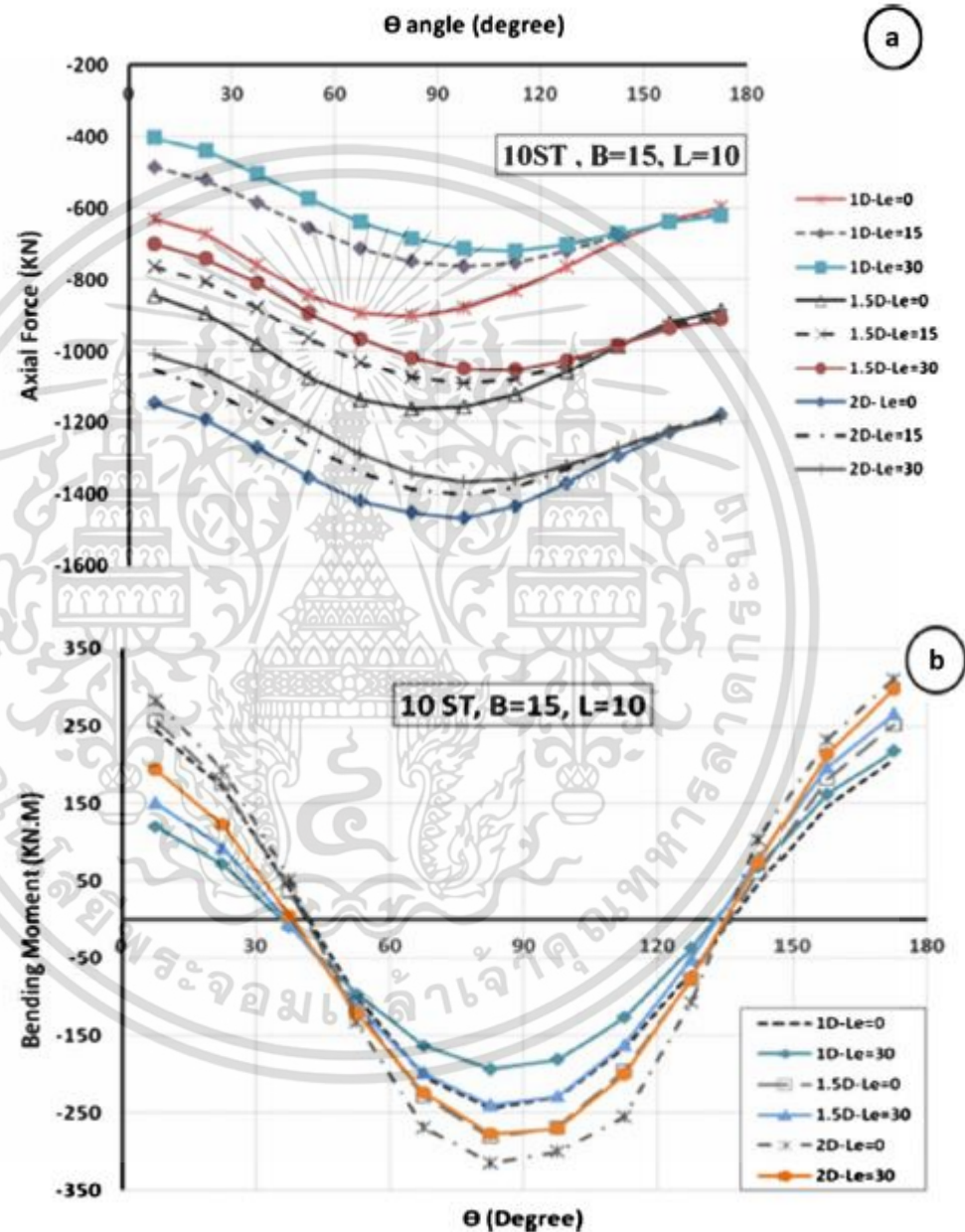


Figure 2.19 The effect of surface building on existing tunnel (a) 10 story building (b) 5 and 10 story buildings.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## CHAPTER 3

# METHODOLOGY

### 3.1 General

This chapter describes the methodology of analysis, soil parameters, problem modeling, structure parameters and the boundary condition used in this study. These particulars and material properties have been employed to simulate the effects of single pile under loading adjacent on existing tunnel by using the finite element method. Three-dimensional condition was adopted to simulate and investigate the interaction between tunnel and single pile. Studies were accomplished with the software program PLAXIS 3D.

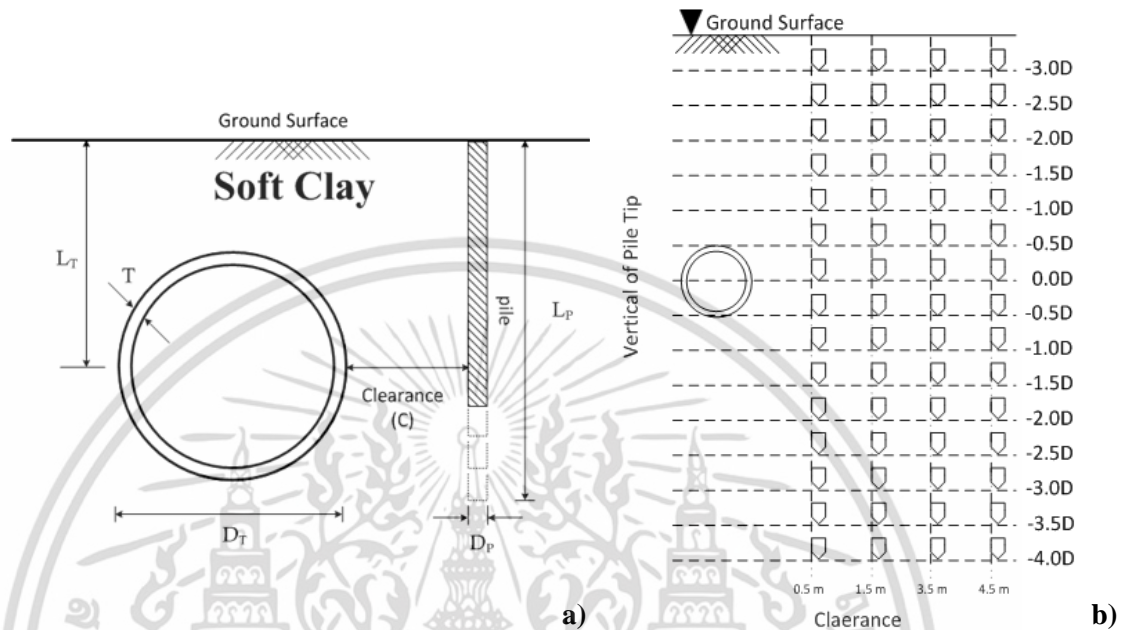
There are four parts of analyses in this study. The first part shows the analysis detail, the geometric parameters and case studies. The second part is the three-dimensional simulation of interaction between existing tunnel and single pile. The meshes, boundary conditions and the model parameters are shown in this part. The third part describes the tunnel simulation of excavation processes. The fourth part performs the calculation method in term of both the structural forces and deformations in tunnel lining. The lining behavior in terms of both the structural forces and deformations in tunnel lining affected by single pile under loading are shown in this study.

### 3.2 Considered Problem and variables

The evaluation of the effects of adjacent single pile on existing tunnel was accomplished with the 3D-finite element program- PLAXIS3D. The analysis did not consider the influence of pile construction. The length and applied working load of the single pile are varied in the analysis. The working loads are derived using the  $\alpha$  – method [30]. In this study, the geometric parameters in the study case are depicted in Fig 3.1(a). The tunnel diameter ( $D_T$ ) of 6.3 m, the lining thickness ( $T$ ) of 0.3 m and the

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

tunnel depth ( $L_T$ ) of 20.0 m below the ground surface, the bored pile diameter ( $D_p$ ) of 1.0 m were considered. In addition, the clearance ( $C$ ) between the bored pile to the edge of tunnel and the bored pile length ( $L_p$ ) are varied as shown in Fig 3.1(b).



**Figure 3.1** Geometric parameters of the tunnel and bored pile considered in this study.

#### Case study

Although many foundations consist of rows or group of pile rather than individual piles, but it is necessary to start with the simple case to clearly get understand the tunnel-pile interaction behavior prior to the complex problem. There are four study cases regarding subsoil condition to investigate the effects of soil type that the tunnel is located as shown in Fig 3.2. The tunnel axis depth is kept constant at 20.0 m below the surface and the soil layer is varied. The first case considers the tunnel constructed in soft clay layer. In the second case, the tunnel is constructed in the soft clay and lie on the stiff clay layer. The third case, tunnel is constructed in both soft clay layer and stiff clay layer, a half over tunnel axis is in soft clay layer and the rest is in stiff clay layer. Tunnel in stiff clay is considered as the last case. All case analyses, the position of pile tip are varied to investigate its influences.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

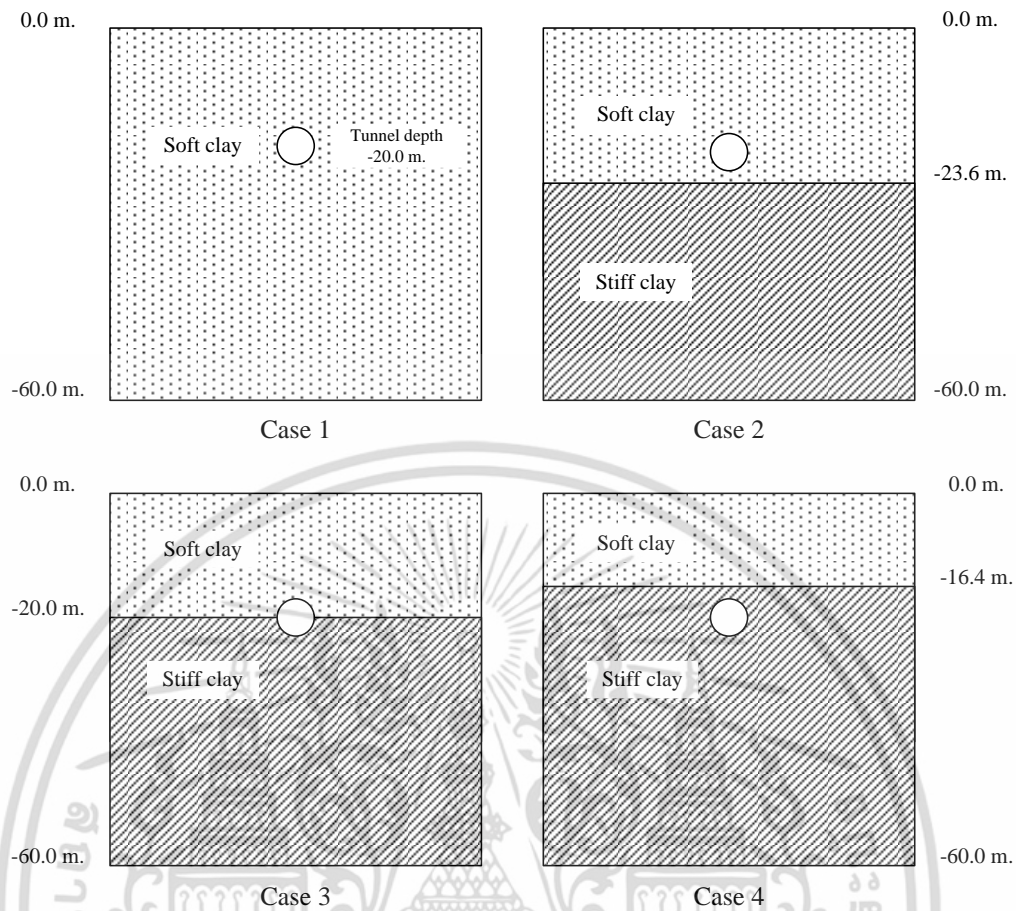


Figure 3.2 Geological profile of four case studies for Tunnel-single pile analyses.

### 3.3 Numerical model and model parameters

Three fundamental components of a problem are essential in the analysis. They consist of;

- 1) a finite element mesh
- 2) constitutive model and materials properties
- 3) boundary and initial condition

#### 3.3.1 Mesh and Finite Element Program

PLAXIS 3D program is one of many programs that were developed from finite element method. This program was manufactured for analysis of geotechnical problems, especially tunnel problem.

PLAXIS 3D includes the following features:

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- 1) Capabilities for both static and dynamic problems.
- 2) The ability to model very large shape changes in solids, two dimensions.
- 3) A very extensive element library, including a full set of continuum elements, beam elements, shell and plate elements, among others.
- 4) A sophisticated capability to model contact between solid.
- 5) An advanced material library, including the usual elastic and elastic plastic solids; models for foams, concrete, soils, piezoelectric materials, and many others.

To create the finite element mesh on this problem, the soil as well as structure is discretized into elements. During the creation of mesh, the elements were generated in wedge element. A wedge element consists of 6-stress point and 15-nodes element as shown in Fig 3.3. Finer discretization mesh is used for the region of greater interest to obtain accurate solutions especially in the tunnel lining and the area between pile and tunnel.

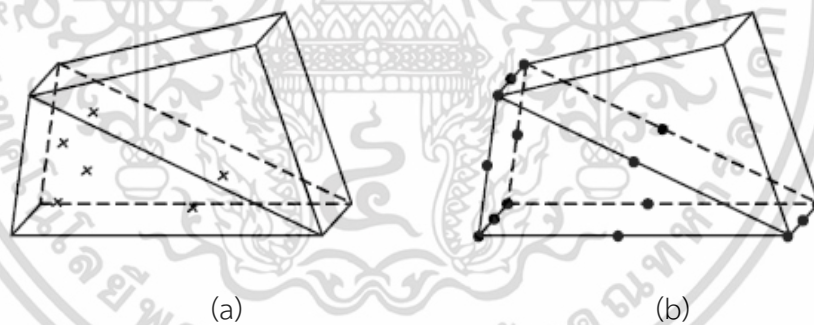


Figure 3.3 (a) 6-stress point (b) 15-node elements

### 3.3.2 Constitutive Model and Materials Properties

#### *Constitutive Model*

Figure 3.4 depicts the 3D-finite element mesh and modelled in this analysis. The dimension of model is 80 m ( $\approx 12.5D_T$ ) in the transverse direction, 60 ( $\approx 9.5D_T$ ) in the longitudinal direction and 60 m ( $\approx 9.5D_T$ ) in the vertical direction. The monitoring plane was assigned at the center of longitudinal direction. To directly obtain the tunnel deformations and structural forces, shell elements are used to model

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

tunnel lining with grouting layer [31-32].

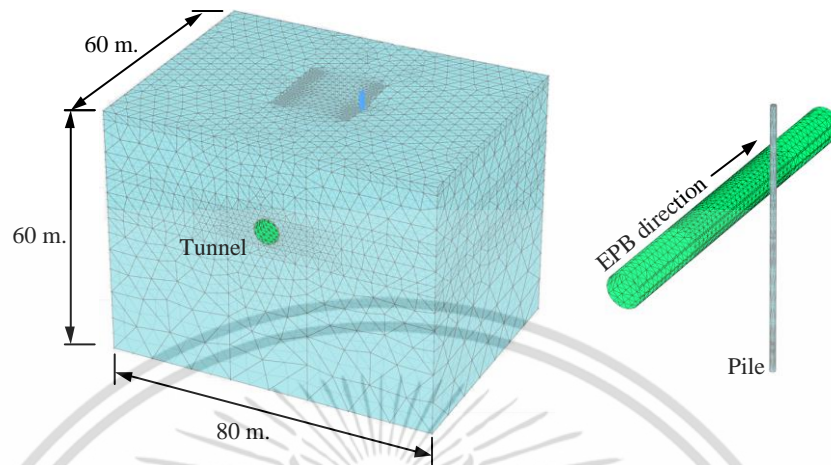


Figure 3.4 Three dimensional mesh used for modeling of tunnel-single pile.

#### Model parameters

The linear elastic was assumed for tunnel lining, pile and grouting layer. The soft and stiff clay was modeled by hardening soil model (HS) [33]. The properties of soil were determined from MRT projects [34]. The material parameters of the simulations with geotechnical work in Bangkok subsoil were calibrated by Rukdeechai et al., (2009) [35].

Table 3.1 Soil model parameters. [27]

Soil layer	Material model	$E'$ [kPa]	$E_{oed}^{ref}$ [kPa]	$E_{50}^{ref}$ [kPa]	$E_{ur}^{ref}$ [kPa]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$	$\phi$ [°]	$C$ [kPa]	$m$	$P_{ref}$ [kPa]
Soft Clay	HS	-	80000	80000	24000	16	0.33	23.9	9.5	1	100
Stiff Clay	HS	-	13000	13000	390000	18	0.33	23	18	1	100

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

**Table 3. 2** Material properties of the bore pile, tunnel lining and grouting layer. [27]

	Young's Modulus of Concrete, E kN/m <sup>2</sup>	Poisson's ratio of concrete, $\nu$	Unit weight of Concrete, $\gamma_c$ kN/m <sup>3</sup>
Bored pile	$3.1 \times 10^7$	0.20	24
Tunnel lining	$3.1 \times 10^7$	0.20	24
Grouting layer*	$1 \times 10^6$	0.30	21

\* (Kasper et al., 2004; Kasper et al., 2006) [31-32]

### 3.3.3 Boundary condition and initial conditions

#### *Boundary conditions*

Displacement boundary condition is used in simulation of this problem. Side and bottom boundaries are sufficiently extended from the area of greatest change in the model to avoid the boundary effects and not have a significant impact on the results of the analysis.

In the three dimensional analysis, the sides of the mesh including front side and rear 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 is fixed (no vertical and horizontal movement). The surface had no restrained and free to move. These conditions were used for all finite element meshes throughout of the analysis.

#### *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 the ground surface.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 3.4 Tunnel Simulation of tunnel Excavation

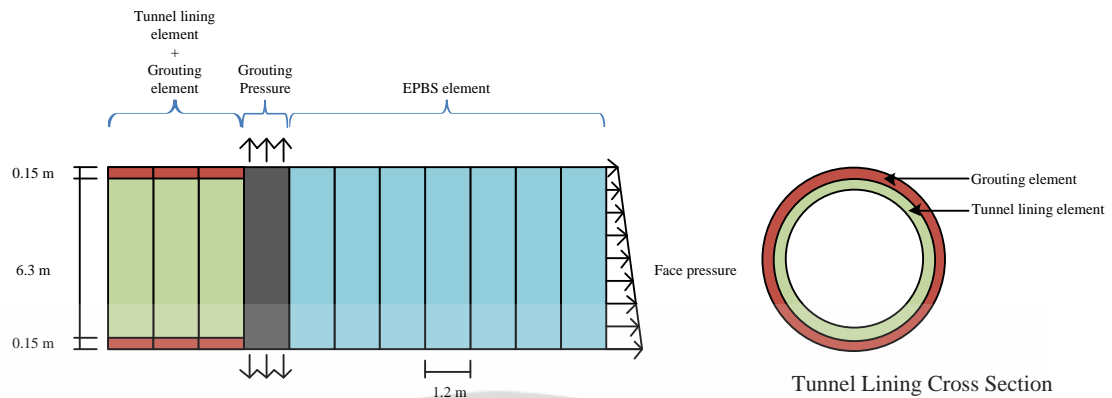


Figure 3.5 Tunnel excavation model.

The simulation processes of EPB shield tunneling were modeled using a step-by-step approach. Each excavation step corresponded to an advancement of the tunnel face of 1.2 m, which was equal to the width of tunnel lining. A simplified geometry is assumed, with the original cone-shaped shield replaced by a cylindrical shape. The simulation of EPB shield excavation processes was shown in Fig. 3.5 and the details are as following;

Step 1 the soil elements in the EPB shield diameter were deactivated and modelled face support on the excavation face by applying a pressure distribution with linear increase of pressure with depth. The face pressure in this study is 150 to 200 kPa [9]. Then the EPB shield elements were installed with contraction ratio around the shield to complete this step. The contraction ratio of 0.4% calibrated from recent tunneling project in Bangkok subsoil is adopted in this study. These procedures were repeated until the advancement of shield elements was completed with seventh rings (about 8.4 m.) in shield longitudinal direction.

Step 2 the liquid state of grouting process was simulated by applying a pressure of 200 kPa [9] on soil around tunnel (circumferential direction). The excavation processes in step 1 and 2 were similar to those suggested in PLAXIS 3D program manual.

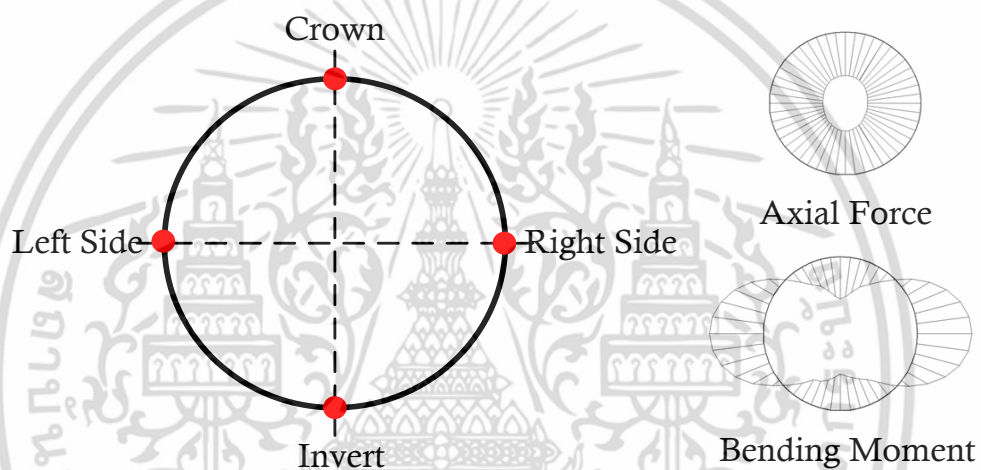
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Step 3 the solid state of grouting process was simulated by adding solid elements having the properties in tables 3.1 and 3.2.

Step 4 the tunnel lining was modeled by shell element in each simulation patterns. Step 1 to step 4 are repeated to complete the simulation of excavation process of 50 rings.

### 3.5 Computation of Additional Forces and Tunnel Deformation

*Additional forces in tunnel lining*



**Figure 3.6** Positions to observe the structural forces in tunnel lining.

The tunnel deformation is generally considered in term of the changed tunnel diameter on the tunnel axis with vertical (tunnel crown and Invert) and horizontal (tunnel spring line) directions. Therefore, the maximum bending moment and axial force were measured from the corresponding positions as shown in Fig. 3.6. The considering method of the change of bending moment and axial force are shown in Eq. (3.1) and (3.2).

$\Delta M$  = change of bending moment

$$\Delta M = M_1 - M_2 \quad (3.1)$$

When  $M_1$  and  $M_2$  are bending moments in tunnel lining before and after pile under loading, respectively.

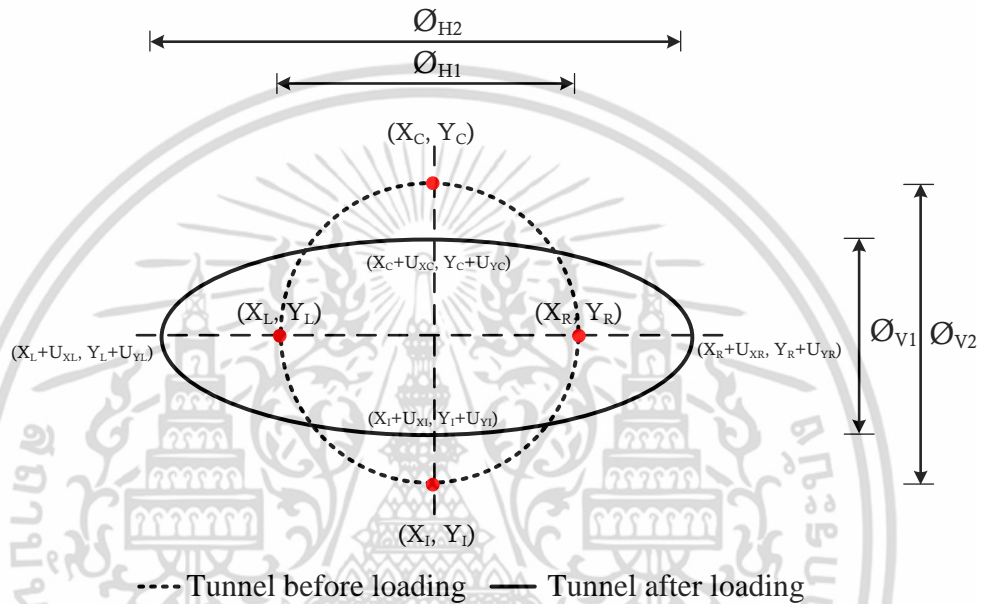
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$\Delta N$  = change of axial force

$$\Delta N = N_1 - N_2 \quad (3.2)$$

When  $N_1$  and  $N_2$  are axial forces in tunnel lining before and after pile under loading, respectively.

*tunnel lining deformation*



**Figure 3.7** The calculation method of tunnel lining deformation in term of both the vertical and horizontal directions.

Figure 3.7 depicts the considering method of tunnel deformations. The changes of tunnel diameters were computed following Eq. (3.3) and (3.6). When  $\phi_1$  and  $\phi_2$  are tunnel diameters before and after pile under loading, respectively.

$\Delta \phi_V$  = change of vertical directions

$$\Delta \phi_V = \phi_{V2} - \phi_{V1} \quad (3.3)$$

$$\text{When } \phi_{V1} = \sqrt{[(X_C + U_{XC}) - (X_L + U_{XL})]^2 + [(Y_C + U_{YC}) - (Y_L + U_{YL})]^2} \quad (3.4)$$

$$\phi_{V2} = \sqrt{[X_C - X_L]^2 + [Y_C - Y_L]^2} \quad (3.5)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

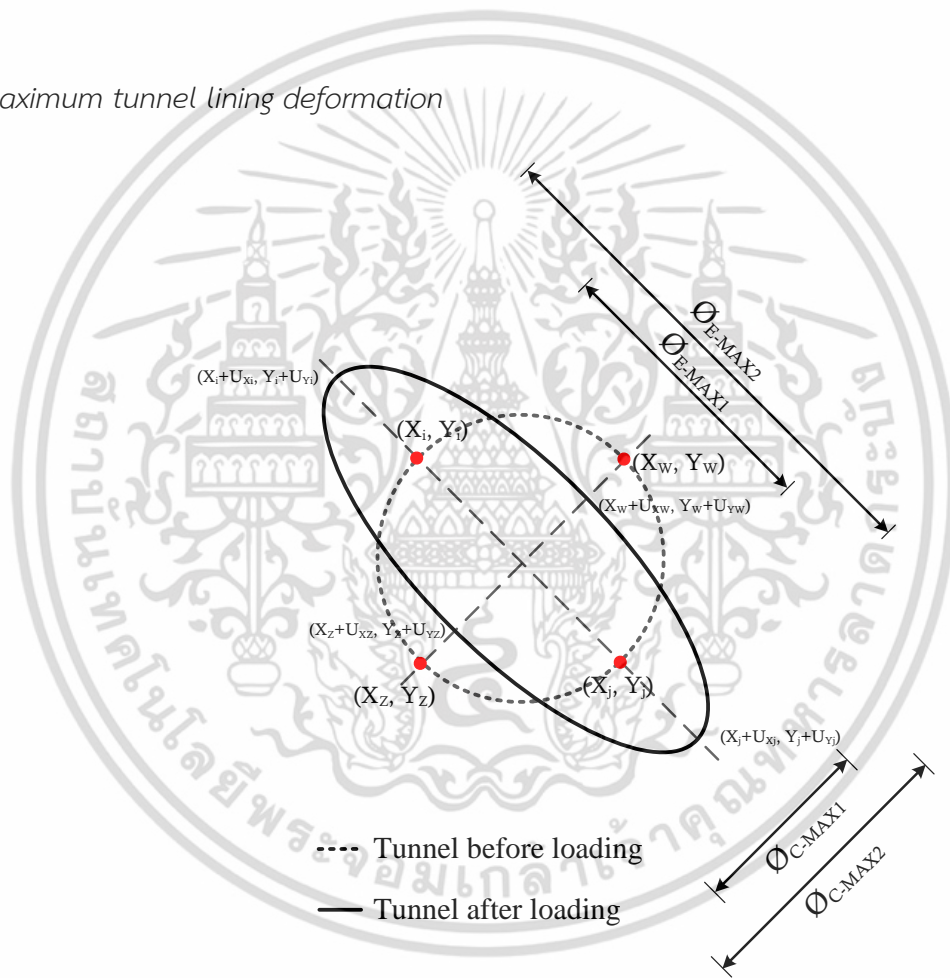
$\Delta\phi_H$  = change of horizontal directions

$$\Delta\phi_H = \phi_{H2} - \phi_{H1} \tag{3.6}$$

When  $\phi_{H1} = \sqrt{[(X_L + U_{XL}) - (X_R + U_{XR})]^2 + [(Y_L + Y_{XL}) - (Y_R + Y_{XR})]^2}$  (3.7)

$$\phi_{H2} = \sqrt{[X_L - X_R]^2 + [Y_L - Y_R]^2} \tag{3.8}$$

Maximum tunnel lining deformation



**Figure 3. 8** The calculation method of tunnel lining deformation in term of both the maximum of contraction and the maximum of extension directions.

However, The shape of tunnel deformation due to pile loading is the non-symmetric nature. The shape of tunnel is ellipse having rotation degree as illustrated in Fig. 3.8. The measurement in both vertical and horizontal directions is then

unsuitable to compute the maximum change. Thus this research proposed the เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์เพื่อการเรียนการสอนเท่านั้น เมื่ออนุญาตให้ผู้อื่นใช้ประโยชน์ทางวิชาการไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

measurement of changed maximum tunnel diameter which is more appropriate. The changed maximum tunnel diameter can be calculated in both directions that are the maximum of contraction ( $\Delta\phi_{C-MAX}$ ) and the maximum of extension ( $\Delta\phi_{E-MAX}$ ). The changed tunnel diameter is established from the contraction behavior and the extension behavior of tunnel as shown in Eq. (3.9) and (3.12).

$\Delta\phi_{C-MAX}$  = change of maximum of contraction

$$\Delta\phi_{C-MAX} = \phi_{C-MAX 2} - \phi_{C-MAX 1} \quad (3.9)$$

When  $\phi_{C-MAX 2} = \sqrt{[X_w - X_z]^2 + [Y_w - Y_z]^2}$  (3.10)

$$\phi_{C-MAX 1} = \sqrt{[(X_w + U_{Xw}) - (X_z + U_{Xz})]^2 + [(Y_w + Y_{Xw}) - (Y_z + Y_{Xz})]^2} \quad (3.11)$$

$\Delta\phi_{E-MAX}$  = change of maximum of extension

$$\Delta\phi_{E-MAX} = \phi_{E-MAX 2} - \phi_{E-MAX 1} \quad (3.12)$$

When  $\phi_{E-MAX 1} = \sqrt{[X_i - X_j]^2 + [Y_i - Y_j]^2}$  (3.13)

$$\phi_{E-MAX 2} = \sqrt{[(X_i + U_{Xi}) - (X_j + U_{Xj})]^2 + [(Y_i + Y_{Xi}) - (Y_j + Y_{Xj})]^2} \quad (3.14)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## CHAPTER 4

# ANALYSIS RESULTS AND DISCUSSION

### 4.1 General

In this chapter, the effects of adjacent pile under loading on existing tunnel are presented. In the study, the positions of pile tip with respect to the tunnel depth and the clearance between the bored pile to edge of tunnel are varied. The results from the analyses are shown in terms of both the change of structural forces and the deformations in tunnel lining. There are three parts to be presented in this chapter.

The first part shows the evaluation of the effects of a single pile under loading on existing tunnel in Bangkok subsoil. The responses of tunnel lining are demonstrated in terms of both vertical and horizontal deformations. The effects of pile tip position and clearance are also investigated. In the second part, the movements of the surrounding soil together with the change of tunnel shape are observed and discussed. Based on the shape of tunnel deformation observed in the previous section, the modification of how to evaluate the tunnel deformation is proposed in the final part. The tunnel deformation in term of the maximum change of tunnel diameter is shown in this section.

### 4.2 Change of Tunnel Lining in term of both Vertical and Horizontal

#### Axis

In this chapter, the case studies of soil stratum are discussed only the tunnel constructed in soft clay layer (CASE 1) and the tunnel located in stiff clay layer (CASE 4). These cases can clearly show the results of the effects of adjacent pile under loading on existing tunnel. The details of case 2 and 3 are shown in appendix A. The tunnel depth,  $L_T$  is fixed at 20 m below the ground surface throughout all analyses.

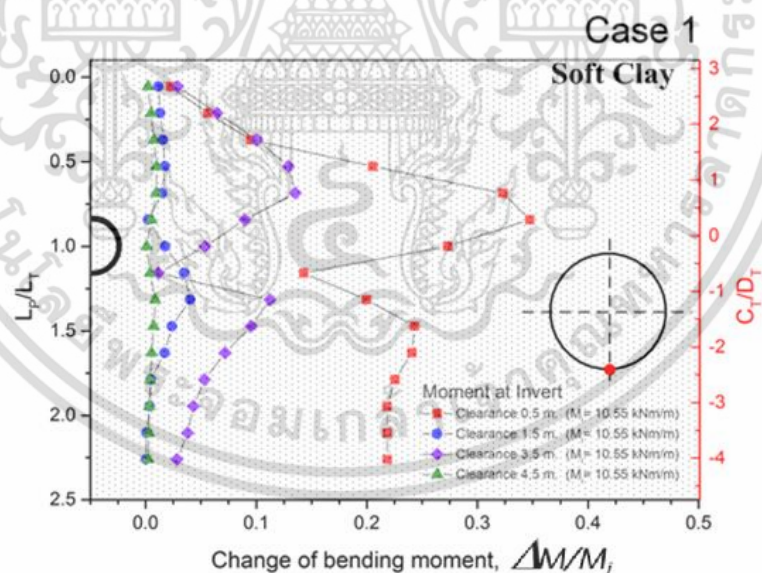
The positions of pile tip are varied from about  $0.05 L_T$  to  $2.25 L_T$  and the clearances

เอกสารนี้เป็นเอกสารลิขสิทธิ์สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปเผยแพร่บนสื่อออนไลน์  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

between the surface of pile and the surface of tunnel lining are 0.50 m, 1.50 m, 3.50 m and 4.5 m respectively.

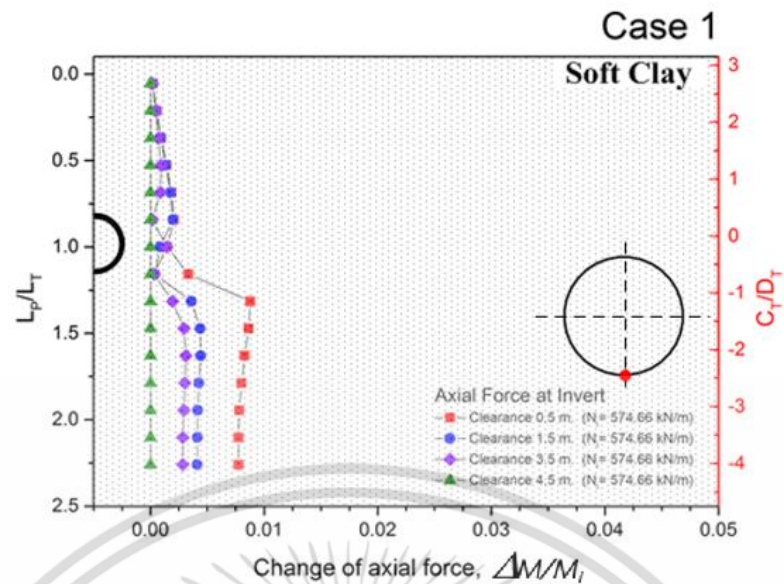
#### 4.2.1 structural forces

The bending moments and axial forces were measured from the corresponding positions (crown, invert, left and right spring line). The calculated bending moments and axial forces are obtained by the difference of structural forces in tunnel lining between after and before having a loaded pile that the same as tunnel deformation terms. The change of bending moment ( $\Delta M$ ) and axial force ( $\Delta N$ ) in tunnel lining due to adjacent pile with various clearance are shown in Figs. 4.1 and 4.2, respectively. Only the case of tunnel located in soft clay (CASE 1) and at the invert is shown. The values shown in the figure are normalized by the initial bending moment ( $M_i$ ) and axial force ( $N_i$ ) (after completion of tunnel construction) at their positions. The change of bending moment and axial force decrease when clearance increases.



**Figure 4.1** The change of bending moment in tunnel lining at invert due to adjacent loaded pile in soft clay.

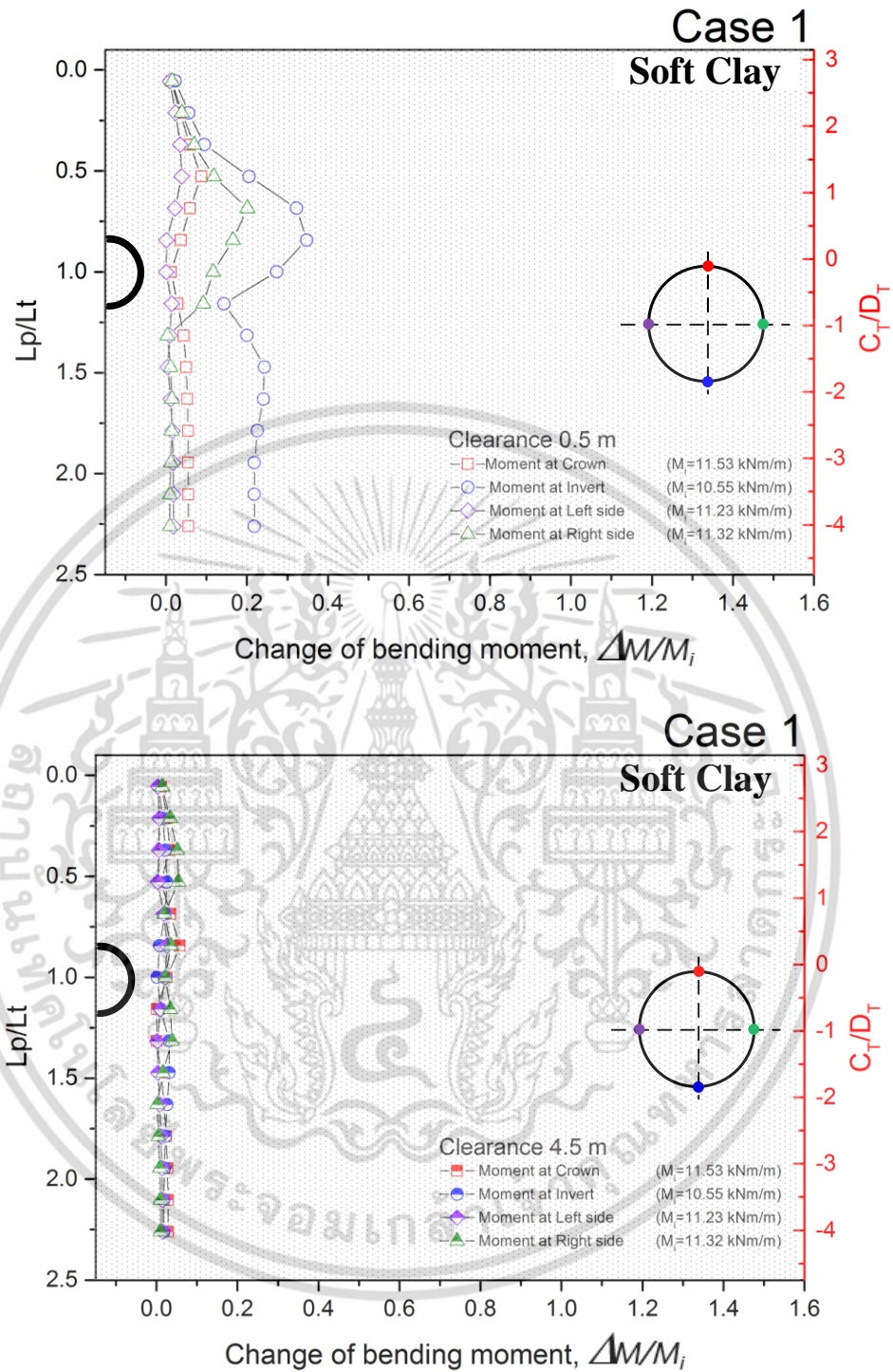
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



**Figure 4.2** The change of axial force in tunnel lining at invert due to adjacent loaded pile in soft clay.

#### *Bending moment*

Figure 4.3 depicts the change of bending moment,  $\Delta M$ , at crown, invert, left and right spring line in non-dimensional form when the tunnel is located in soft clay (CASE 1) and the clearances between the pile and the tunnel are 0.5 and 4.5 m. The values shown in the figure are normalized by the initial bending moment ( $M_i$ ) values at their positions. When the pile tip is above the tunnel axis,  $\Delta M$  gradually increases with pile length and the maximum value occurs when the pile tip is at the depth of  $0.70L_T$ . After that,  $\Delta M$  gradually decreases with increasing pile length. The minimum value occurs at a depth in the range of  $1.00L_T$  to  $1.25L_T$ . When the pile tip extends to the depth of  $1.25L_T$  to  $1.75L_T$ ,  $\Delta M$  becomes increasing again and gradually decreases until constant or remains unchanged with extending pile tip position underneath this level. For clearance of 1.5 m and 3.5 m, the graphs of bending moment are shown in appendix B.



**Figure 4.3** The change of bending moment in tunnel lining due to adjacent loaded pile in soft clay.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

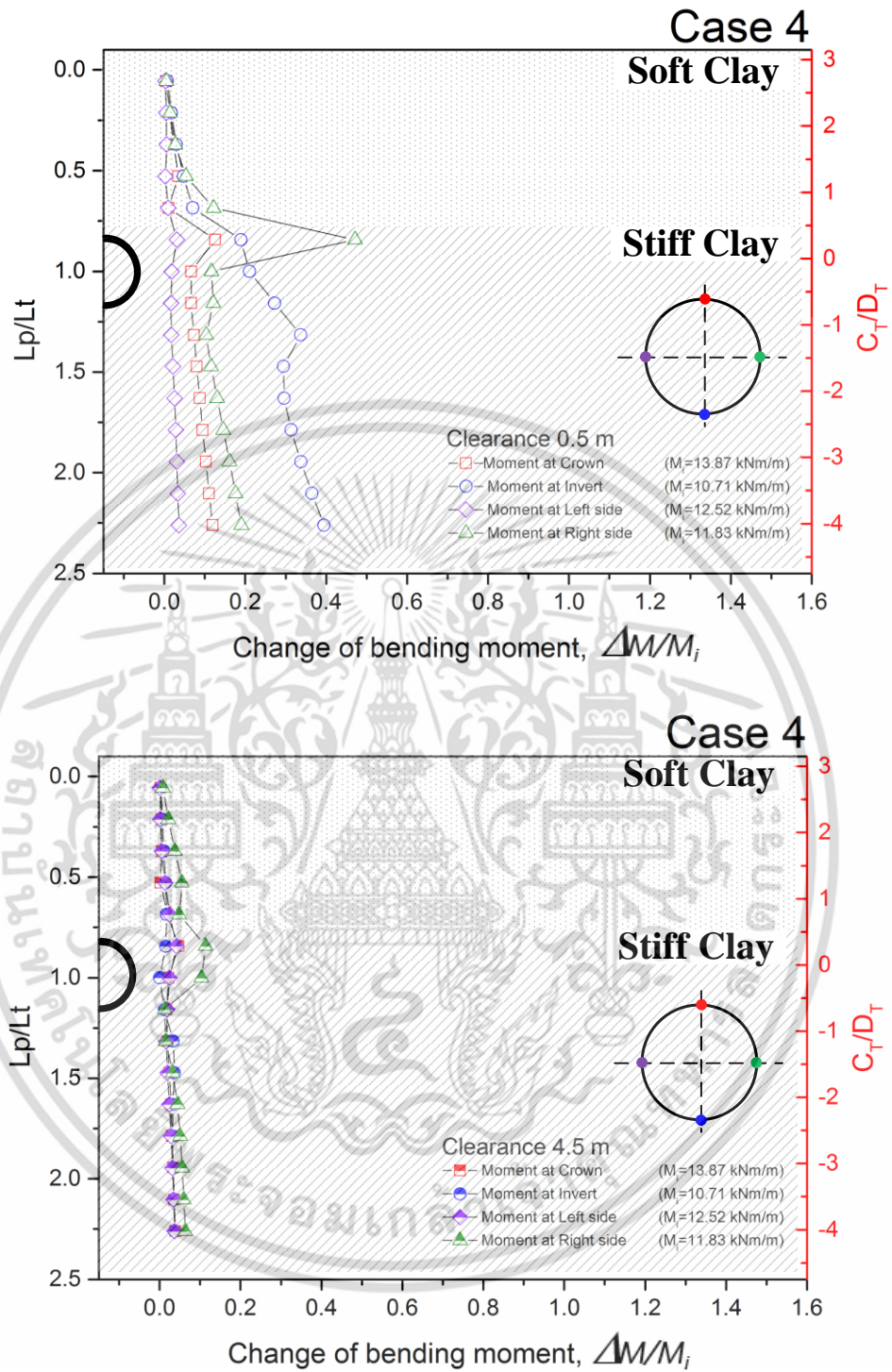


Figure 4.4 The change of bending moment in tunnel lining due to adjacent loaded pile in stiff clay.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Figure 4.4 depicts the analysis results when the tunnel is located in stiff clay (CASE 4). With increasing depth of the pile tip above the tunnel axis,  $\Delta M$  gradually increases and the maximum occurs at a depth of  $0.80L_T$ , where the pile tip penetrates into the stiff clay layer. After that  $\Delta M$  decreases until the pile tip is located at depth in the range of  $1.00L_T$  to  $1.25L_T$  before increasing with pile length again. However, the ratios of increase of moment ( $\Delta M/M_i$ ) in this case are much smaller than those of the previous case (tunnel in soft clay). For clearance of 1.5 m and 3.5 m, the details of bending moment are shown in appendix B.

CASE 1, the maximum increments of bending moment at crown and invert increase 8-10 and 5-35 percent, respectively. While at the left and right sides of spring line, 3-5 and 10-25 percent of maximum additional bending moments are observed.

CASE 4, the maximum increments of bending moment at crown and invert increase 10-20 and 10-55 percent, respectively. While at the left and right sides of spring line, 5-10 and 8-50 percent of maximum additional bending moments are observed.

The details of The maximum increment of bending moment in case 2 and 3 are shown in appendix B.

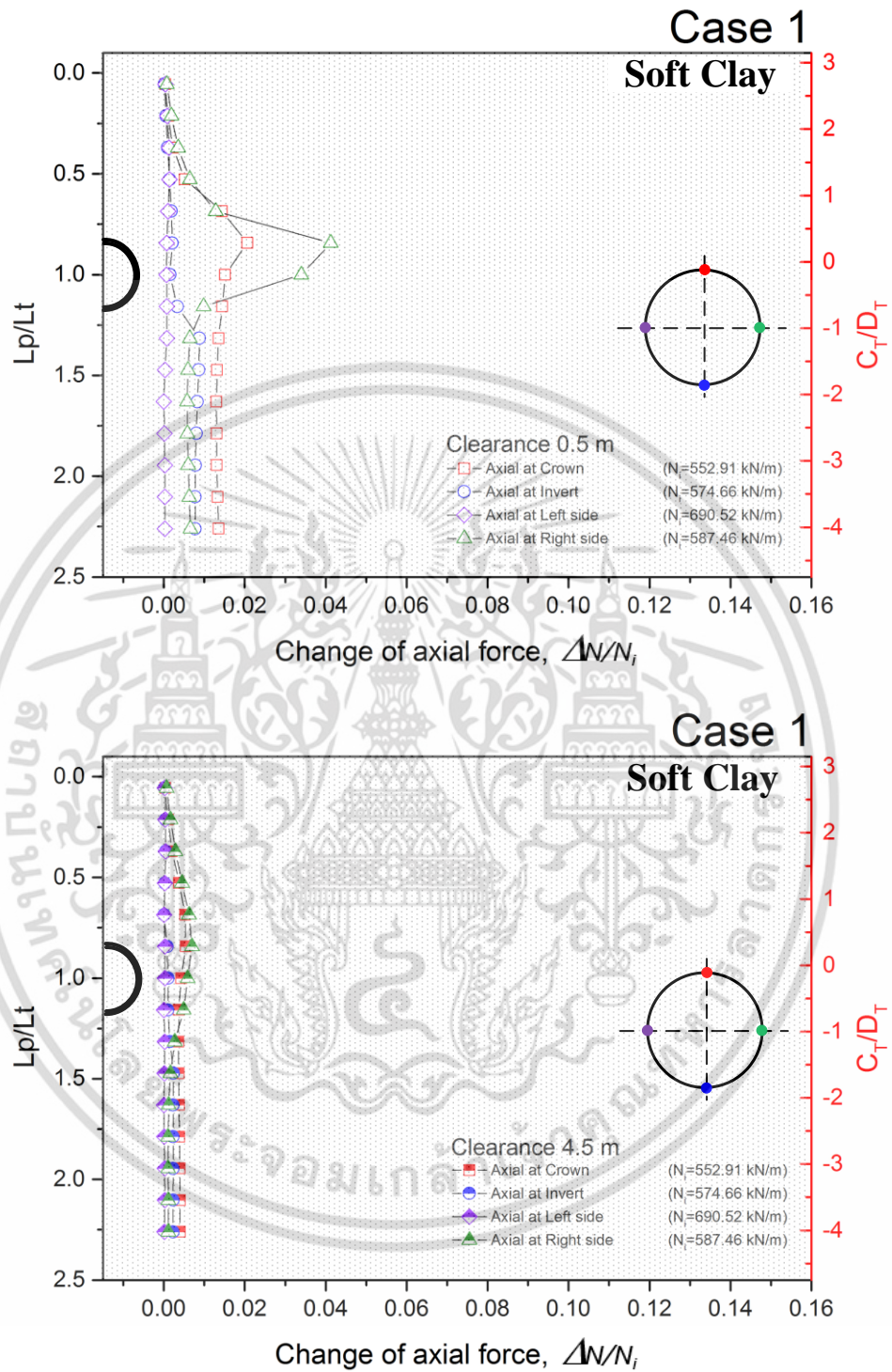


Figure 4.5 The change of axial force in tunnel lining due to adjacent loaded pile in soft clay.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Figure 4.5 depicts the change of axial force,  $\Delta N$ , at the same position of bending moment when the tunnel constructed in soft clay (CASE 1). Figure shows the changes of axial force at clearance of 0.5 m and 4.5 m. the values are normalized by the initial axial forces ( $N_i$ ).  $\Delta N$  dramatically increases when the pile tip is upper the tunnel axis. When the pile tip at the depth of  $0.8L_T$  ( $0.5D_T$  above the tunnel spring line),  $\Delta N$  is maximum. Unlike the bending moment, the maximum value occurs at the right side of spring line. After that,  $\Delta N$  gradually decreases with increasing pile length. The minimum value occurs at a depth in the range of  $1.00L_T$  to  $1.25L_T$ . In all clearances,  $\Delta N$  becomes constant or remains unchanged when the pile tip extends to the depth below the tunnel axis. For clearance of 1.5 m and 3.5 m, the details of the change of axial force are shown in appendix B.

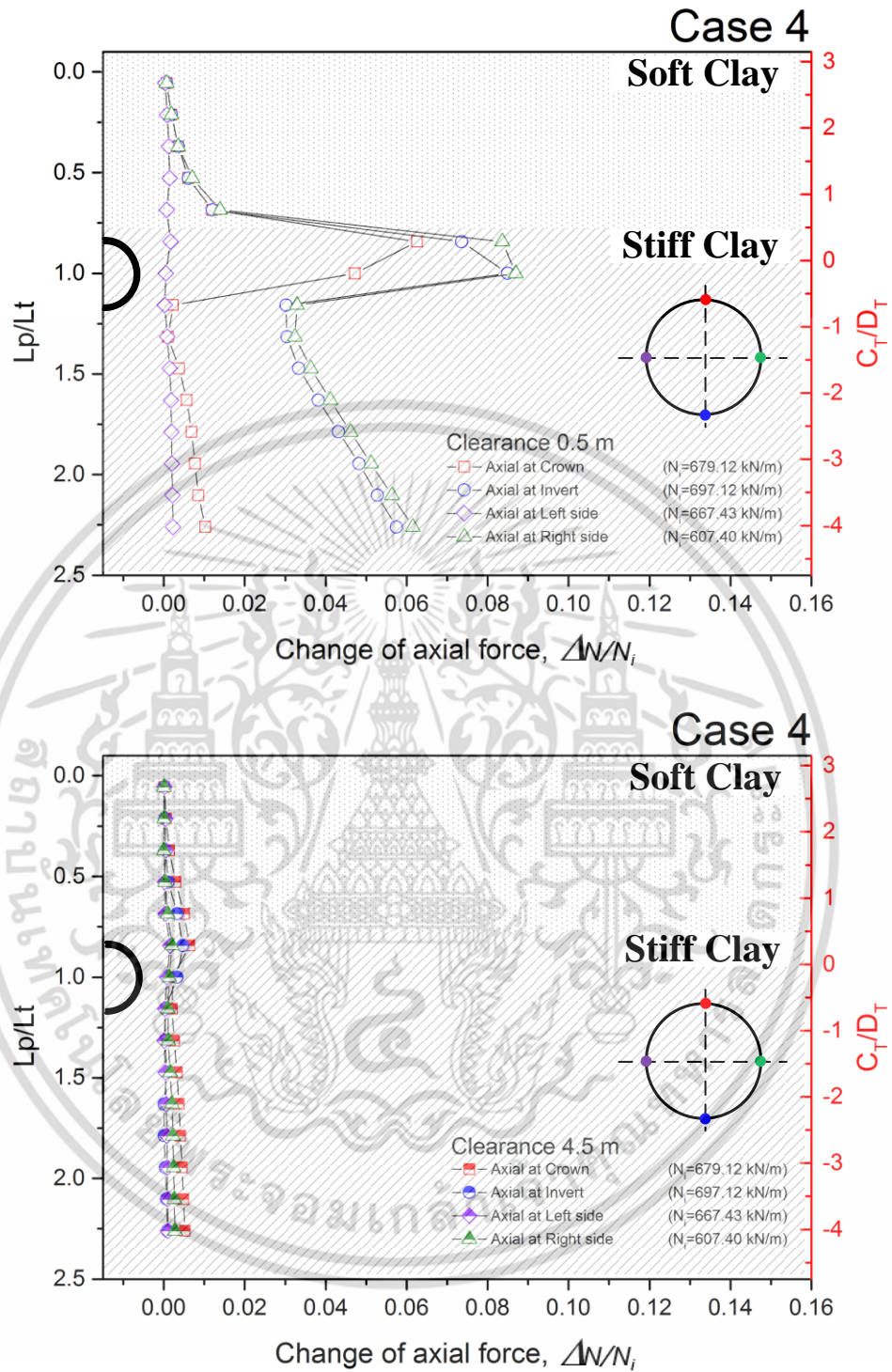


Figure 4.6 The change of axial force in tunnel lining due to adjacent loaded pile in stiff clay.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Figure 4.6 depicts the change of axial force,  $\Delta N$ , in lining when the tunnel is located in stiff clay (CASE 4). When the pile tip is situated at depth in the range of  $0.05L_T$  to  $1.25L_T$ ,  $\Delta N$  is similar tendencies to case of tunnel located in soft clay. After that,  $\Delta N$  increases with pile length again.

CASE 1, the maximum increments of axial force at crown and invert increase 1-2 and 0.5-1 percent, respectively. While at the left and right sides of spring line, 0.5-1 and 1-4 percent of maximum additional axial forces are observed.

CASE 4, the maximum increments of axial force at crown and invert increase 1-7 and 0.5-1 percent, respectively. While at the left and right sides of spring line, 5-10 and 0.5-10 percent of maximum additional axial forces are observed.

The details of The maximum increment of axial force in case 2 and 3 are shown in appendix B.

Note that the ratios of increase of additional forces in this case are much smaller than those of the tunnel located in soft clay (CASE 1). For clearance of 1.5 m and 3.5, the graphs of additional forces are shown in appendix B.

In all cases, the values of change of additional forces in case of clearance of 4.5 m are much smaller than those in case of clearance of 0.5 m. The distribution patterns and magnitudes of additional forces in tunnel lining at the clearance of 3.5 m are similar to the clearance of 4.5 m which the values of additional forces are small. However, the changes of structural forces in tunnel lining are emphatically influenced at the clearance of 0.5 m and 1.5 m. The maximum and minimum structural forces in tunnel lining occur when the pile tip located in the range of  $0.40L_T$  or  $+2D_T$  above and  $1.60L_T$  or  $-2D_T$  underneath the tunnel axis. Comparing with the result form the changes of tunnel diameter and structural forces in tunnel lining. The position of pile tip to induce tunnel deformations are similar tendency wait additional forces in tunnel lining.

#### 4.2.2 tunnel deformations.

Generally, the tunnel deformations are considered in term of the change tunnel diameter on both tunnel axes. The vertical (between crown and invert of tunnel) and horizontal (between both sides of tunnel spring line) directions are usually referred. The calculated deformations are obtained by the difference of tunnel diameter between before and after having a loaded pile.

Figure 4.7 illustrates the changes of tunnel diameters in vertical ( $\Delta\phi_V$ ) and horizontal ( $\Delta\phi_H$ ) directions for the tunnel located in soft clay (CASE 1) with all clearances. The changes of tunnel diameter are normalized by the tunnel diameter ( $D_T$ ) and plotted against the normalized depth of pile tip,  $L_p/L_T$ . The normalized depth of tunnel position to tunnel diameter,  $C_T/D_T$ , is also provided in the y-axis on the right side. The negative and positive signs of magnitude in the x-axis denote a contraction and extension of the tunnel diameter respectively. The magnitudes of  $\Delta\phi_V$  and  $\Delta\phi_H$  decrease when the clearance increases. At the pile tip is located above the tunnel axis,  $\Delta\phi_V$  gradually increases with pile length until the maximum value occurs at of  $0.70L_T$ . After that,  $\Delta\phi_V$  gradually decreases with increasing the pile length. The minimum value occurs at a depth of  $1.0L_T$  (at the tunnel spring line). When the pile tip is extended below to the depth of  $1.00L_T$  to  $1.25L_T$ ,  $\Delta\phi_V$  increases again. Then,  $\Delta\phi_V$  gradually decreases until the pile tip is located about  $1.75L_T$ . The change rate of  $\Delta\phi_V$  becomes insignificant or remains unchanged when the pile tip is extended below to the depth of  $1.75L_T$ . For  $\Delta\phi_H$ , a similar tendency to  $\Delta\phi_V$  can be observed and the magnitude is also similar but  $\Delta\phi_H$  becomes slightly increasing when the pile tip is extended below to the depth of  $1.75L_T$ .

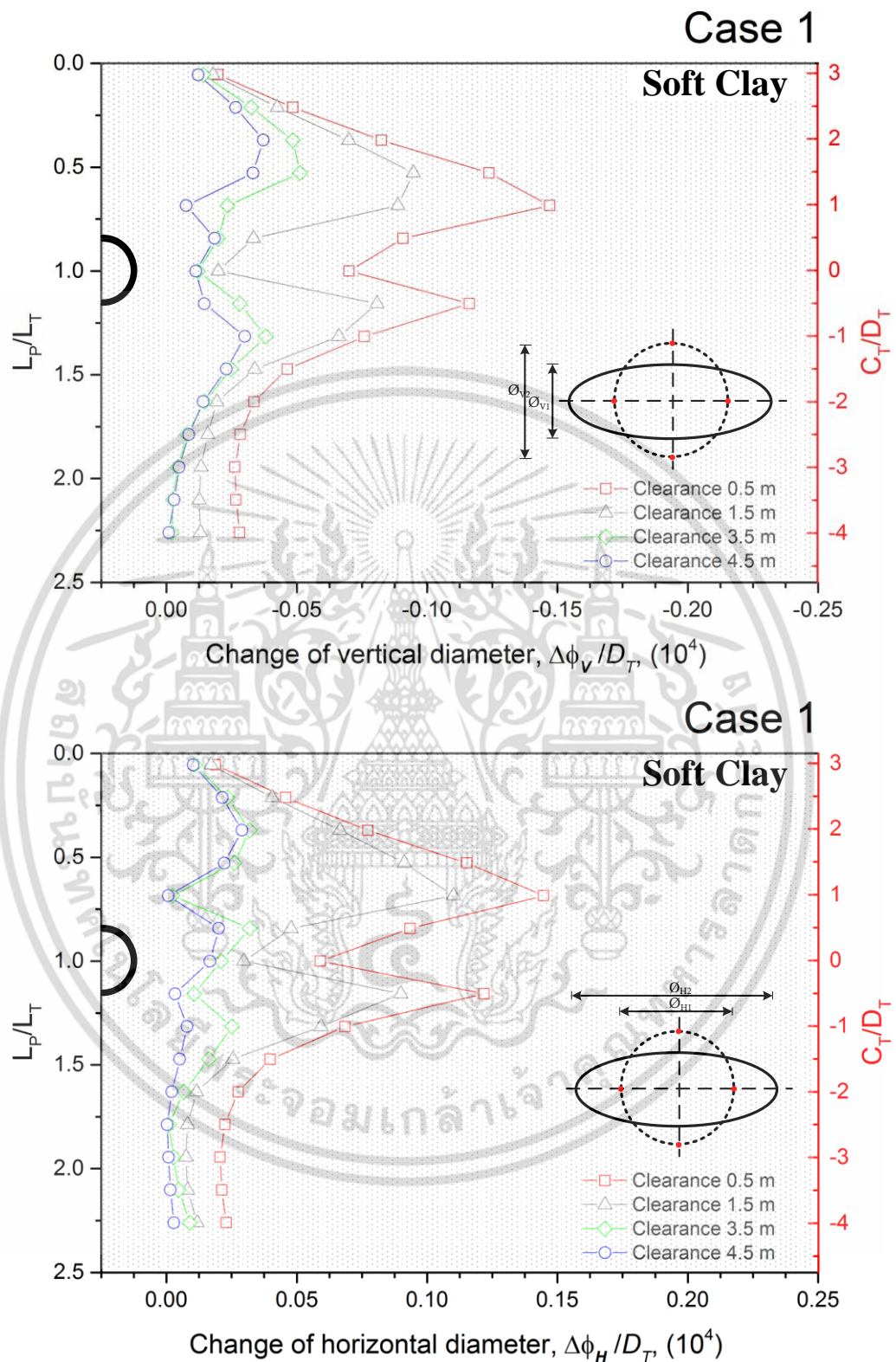


Figure 4.7 Change of tunnel diameter due to adjacent pile in soft clay.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

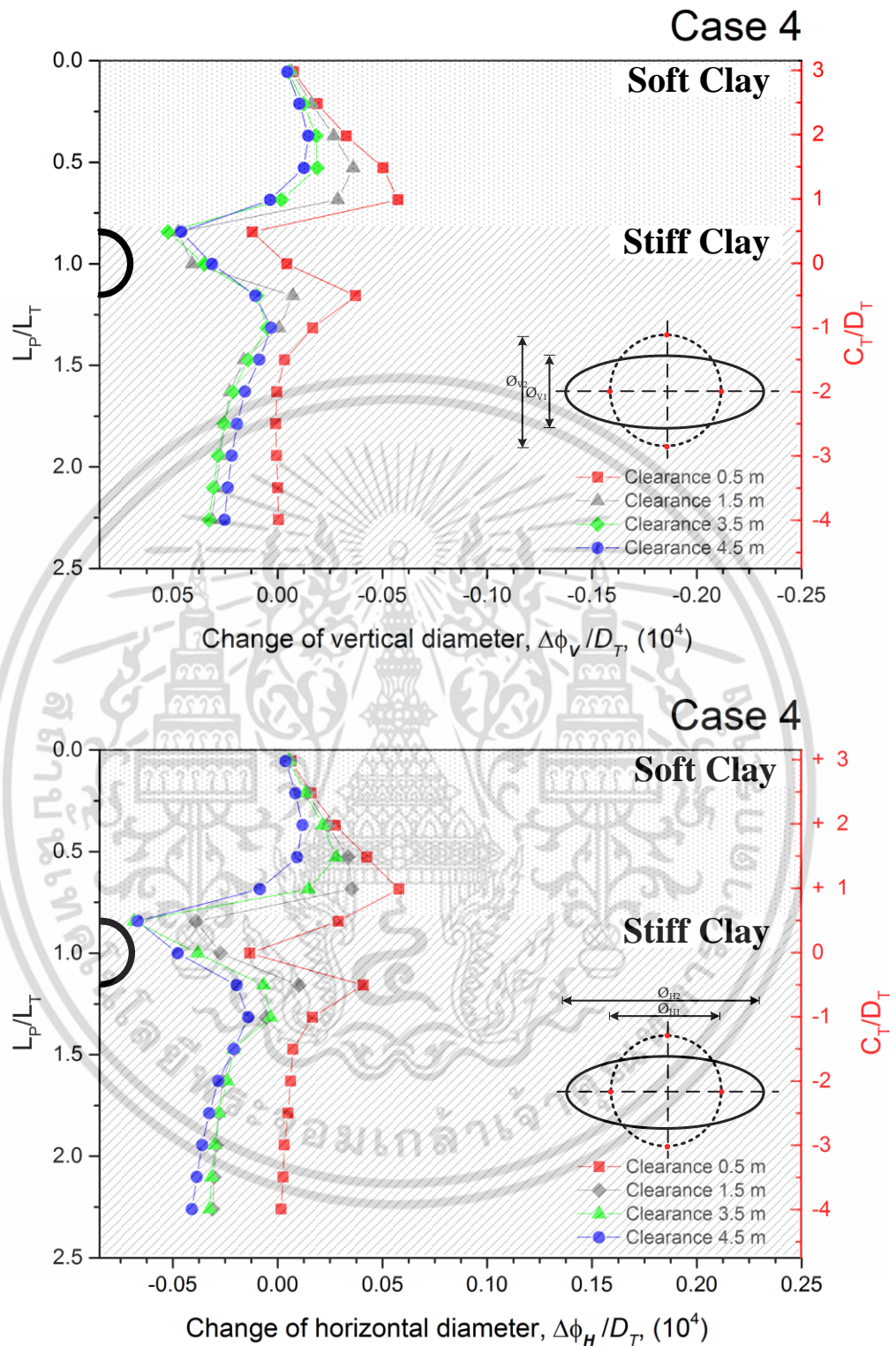


Figure 4.8 Change of tunnel diameter due to adjacent pile in stiff clay.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

The results of tunnel deformation for tunnel located in stiff clay are shown in Fig. 4.8. The tunnel deformations in both vertical ( $\Delta\phi_v$ ) and horizontal ( $\Delta\phi_h$ ) directions gradually increase when the pile tip is located above the tunnel axis. The maximum value occurs at pile tip of  $0.70L_T$ . When the pile tip is extended to stiff clay,  $\Delta\phi_v$  and  $\Delta\phi_h$  decrease. The minimum value occurs at a depth of  $0.80L_T$  (at the tunnel crown). After that,  $\Delta\phi_v$  and  $\Delta\phi_h$  have similar tendency to case of tunnel located in soft clay, when the pile tip is extended below to the depth of  $1.00L_T$ . Unlike the case of tunnel located in soft clay, the magnitude of  $\Delta\phi_v$  and  $\Delta\phi_h$  in this case are smaller than case of tunnel embedded in soft clay.

In all cases, the distribution patterns and magnitudes of changes in tunnel diameter in both vertical ( $\Delta\phi_v$ ) and horizontal ( $\Delta\phi_h$ ) directions at the clearance of 3.5 m are similar to those of the clearance of 4.5 m. Nevertheless, the changes of tunnel diameter in both directions are emphatically influenced at the clearance of 0.5 m and 1.5 m. The tunnel deformation dramatically decreases and increases when the pile tip is situated in the range of  $0.7L_T$  to  $1.25D_T$ .

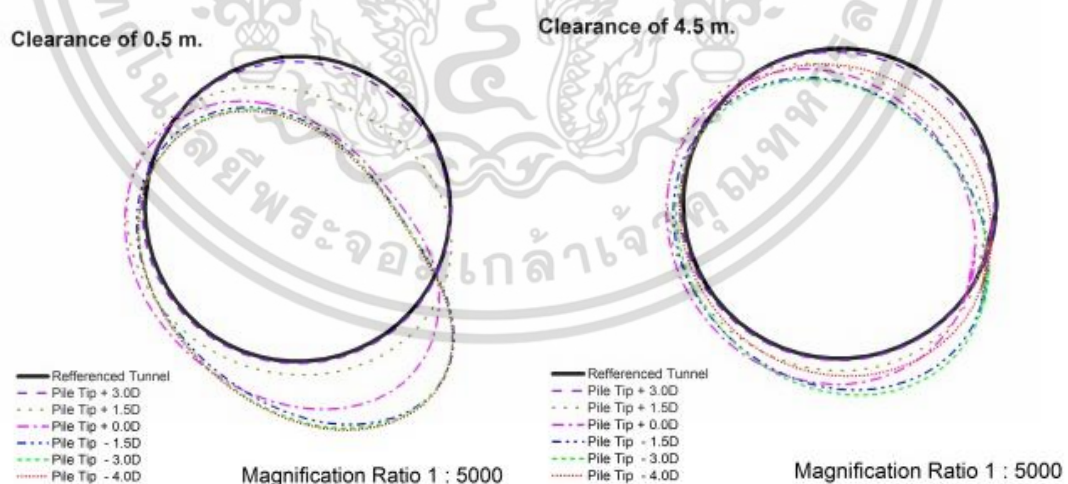


Figure 4.9 The shapes of deformation.

In addition, the shapes of tunnel deformation performed in Fig. 4.9 are also observed and compared with the original shape. In all clearances, the shape of tunnel

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

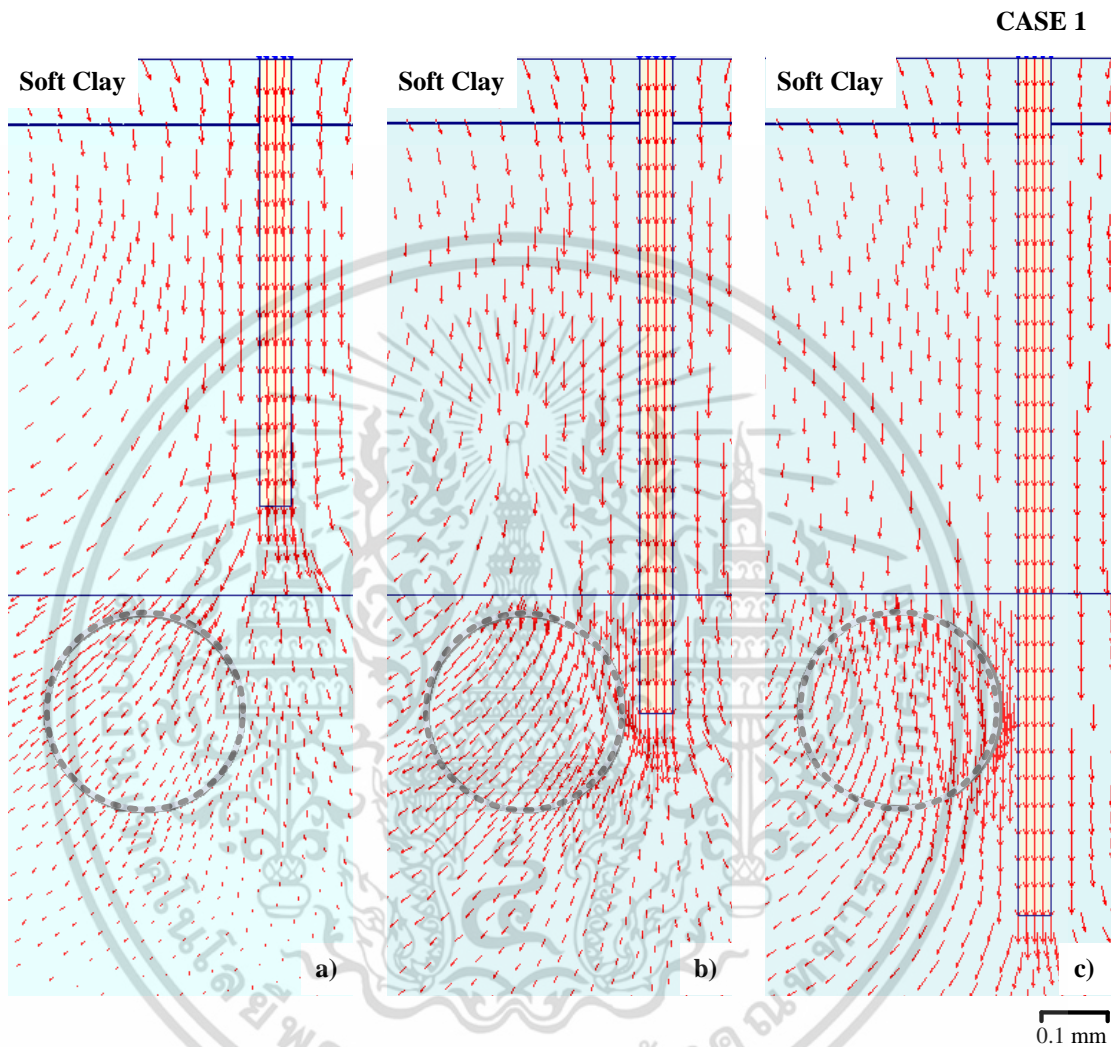
deformation is symmetric shape when the pile tip is located above tunnel axis. The range of pile tip is situated at the top of tunnel (crown) to the tip of pile of  $2.25L_T$  or  $-4.0D_T$  in this study. The shape of tunnel deformation is non-symmetric shape.

### 4.3 Investigation on the movement of surrounding soil

The pile-soil interactions are complicated to define. This involves the load transfer mechanism and the movement of a soil or a pile. These results can be evidently traced by FEM to investigate pile-soil interaction as shown in Figs. 4.10 and 4.11. These figures show the vectors with different magnification ratio of the movement of soil due to the pile under loading which the tunnel is constructed in different soil types at clearance of 0.5 m. The circle represents the position of tunnel lining but the lining elements are not activated yet. Generally, the movements of the surrounding soil of the tunnel established by the inducement of pile movements due to the load on the pile at ground surface is gradually increased. This load will be resisted by the side friction developed along the shaft of pile (skin friction forces) and the soil below the tip of pile (end bearing forces). Thus, the stresses increased by transmission of these forces in soil lead to the movement of pile which interact and induce additional forces, stresses and displacements or distortion of the soil around tunnel.

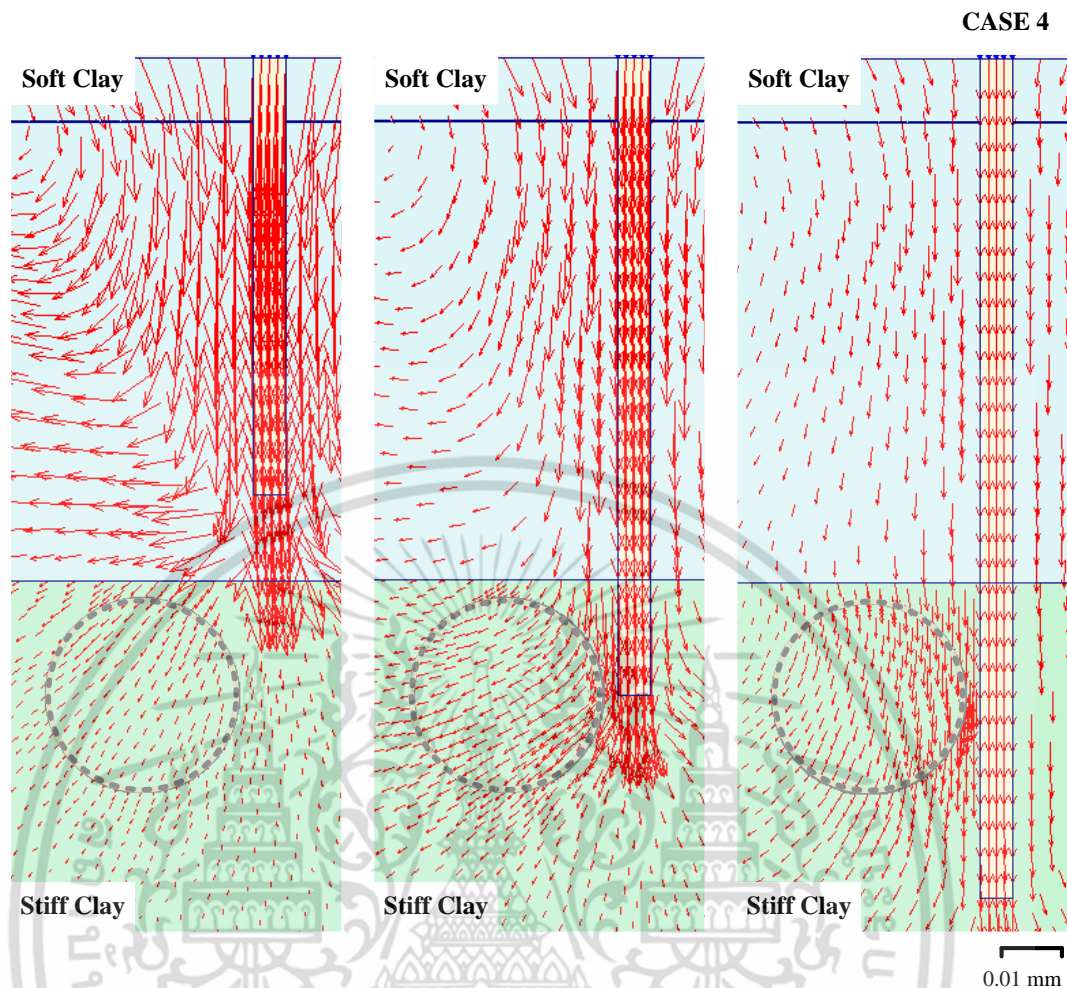
The movement of the soil around the tunnel constructed in soft clay are depicted in Fig.4.10. When the tip of pile is located above the tunnel, the movement of the soil is induced in oblique direction (down and left directions) by the influence of the end bearing stress as shown in Fig. 4.10(a). The movements in oblique direction of the soil obviously occur when the pile tip is located at the same level of tunnel spring line. Moreover, the vertical movements of the soil are also influenced by the skin friction resistance of the pile occur at this position of pile tip. These behaviors of the soil are illustrated in Fig.4.10(b). The movements of the soil mainly occur in vertical direction when the pile tip is located at below the tunnel as shown in Fig. 4.10(c).

Figure 4.11 depicts the movement of the soil around the tunnel constructed in stiff clay. The behavior of soil surrounding the tunnel is similar to the case of tunnel constructed in soft clay but magnitudes are smaller.



**Figure 4.10** The vector of soil movement due to adjacent pile under loading that the tunnel located in soft clay.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



**Figure 4.11** The vector of soil movement due to adjacent pile under loading that the tunnel located in stiff clay.

The measured deformations illustrated in Figs. 4.7 and 4.8 initially indicate the measurement of the changes in tunnel diameters in vertical ( $\Delta\phi_v$ ) and horizontal ( $\Delta\phi_h$ ) directions. They are not suitable for evaluating the effect of existing tunnel due to pile under loading in term of the changes in tunnel diameters. The distortion shapes of tunnel lining with the same magnification ratio are depicted in Figs. 4.12 and 4.13. The non-symmetric nature of the tunnel deformation shapes or the tunnel distortion can be observed in cases of soil profile. The nature of the tunnel deformation is in accordance with soil deformation vectors investigated in previous section. The deformations induced by the pile tip located in soft clay at the same clearance are

larger than those of the case of tunnel located in stiff clay due to large movement of

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

the soil. The tunnel and soil deformations are similar shape in the case of tunnel situated in stiff clay. Whereas, the deformation of tunnel in the soft clay case is significant different with the soil deformation because of the influence of material stiffness of which the soft soil is less than the concrete of tunnel lining.

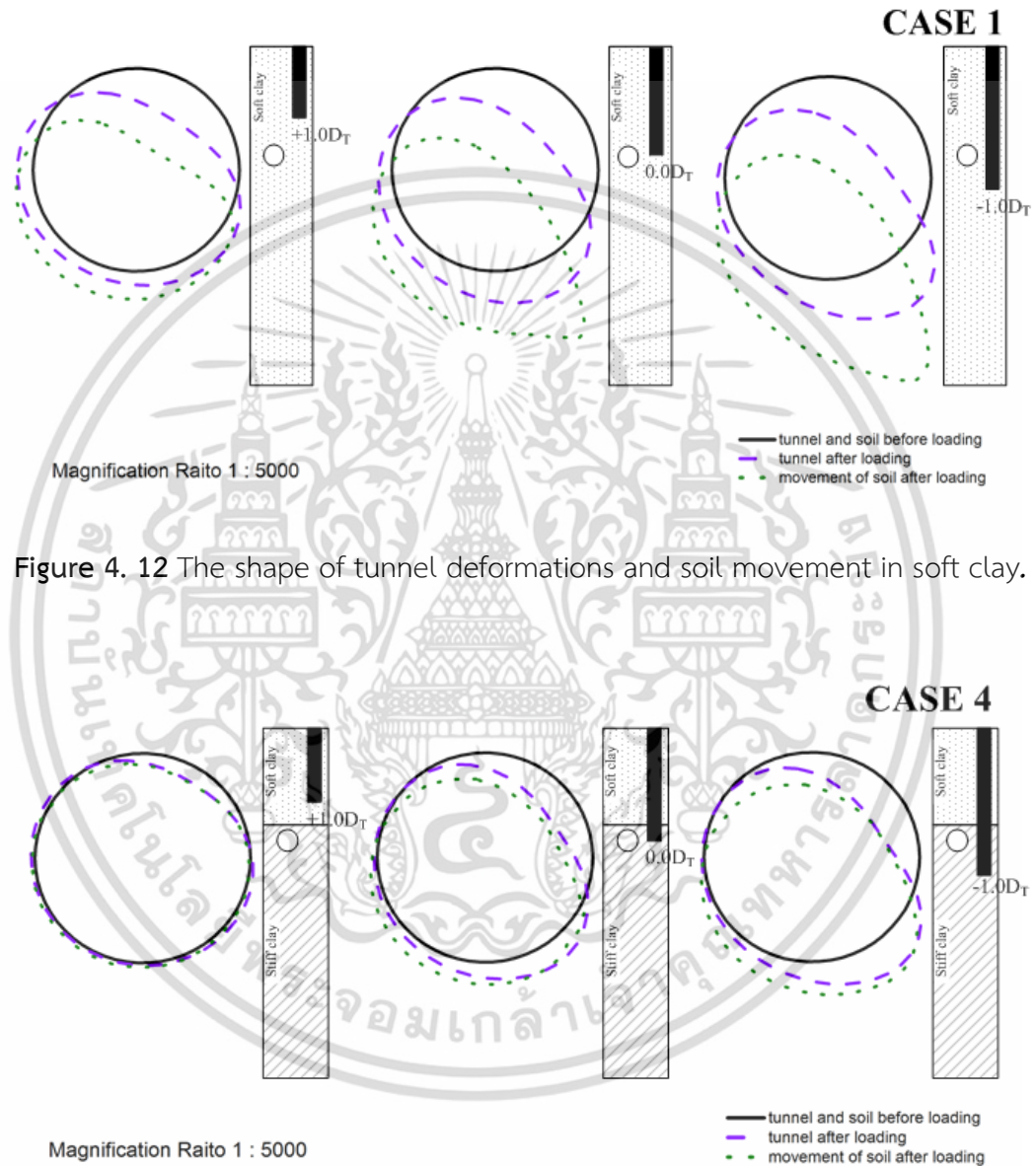


Figure 4. 12 The shape of tunnel deformations and soil movement in soft clay.

Figure 4. 13 The shape of tunnel deformations and soil movement in stiff clay.

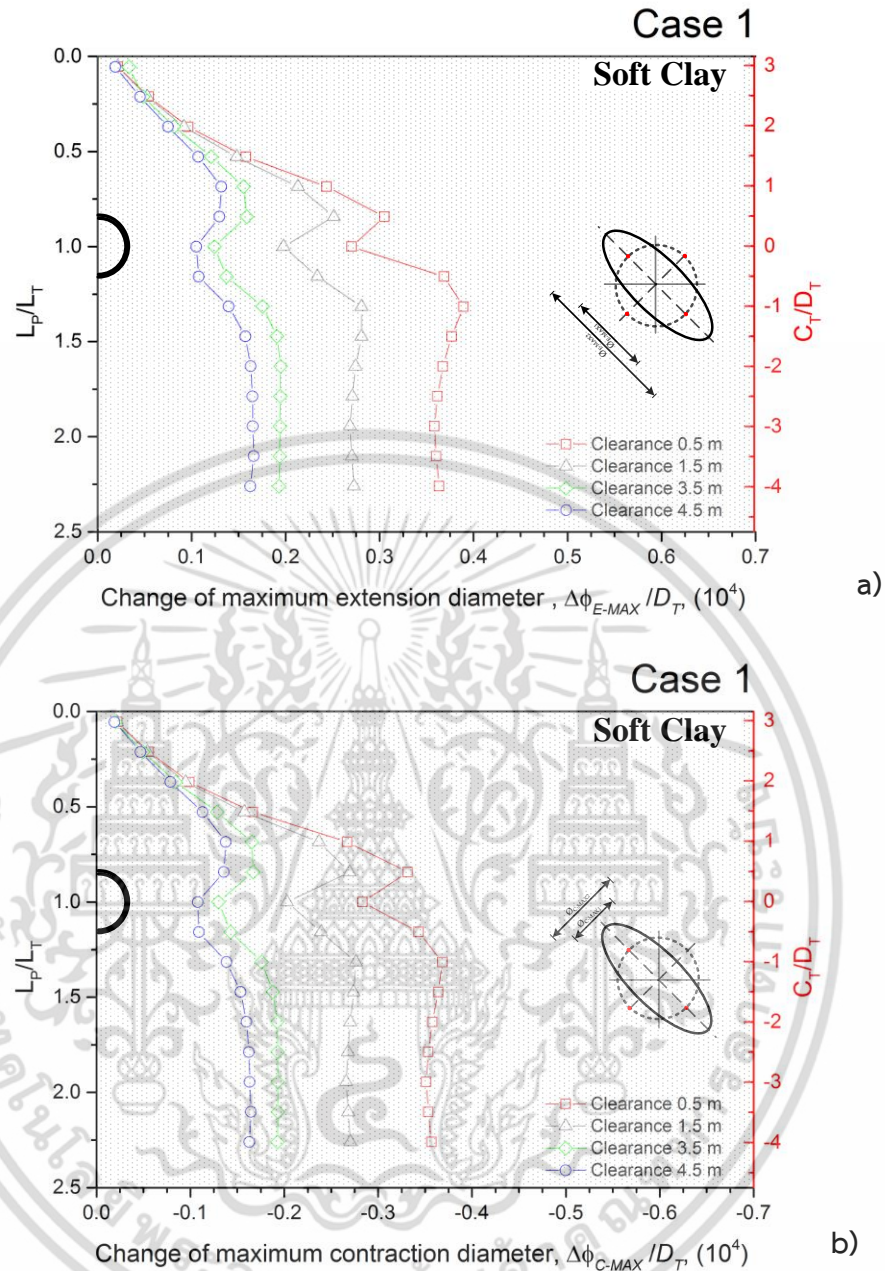
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

#### 4.4 The deformations in term of maximum of tunnel diameter.

As mentioned in section 4.3, the behavior of tunnel deformation is similar to the movement of surrounding soil nearby the tunnel due to adjacent loaded pile which are non-symmetric shape. Therefore, the change of tunnel deformation in term of both vertical and horizontal directions may not be appropriate for investigation of tunnel deformation since the maximum change in tunnel deformation is not always at the horizontal or vertical axes. The assessment is therefore modified as presented in section 3.5. The concept is to trace the maximum values of change in tunnel diameter.

By using the proposed method for assessing the tunnel deformation, the changes of tunnel diameter are presented again in this section. The change of maximum tunnel diameter is normalized by the tunnel diameter ( $D_T$ ) and plotted against the normalized depth of pile tip,  $L_p/L_T$ . The normalized depth of tunnel position to tunnel diameter,  $C_T/D_T$ , is also provided in the y-axis on the right side. The negative and positive signs of magnitude in the x-axis denote a contraction and extension of the tunnel diameter respectively.

Figure 4.14 depicts the change of maximum extension diameter,  $\Delta\phi_{E-MAX}$ , for the tunnel located in soft clay case with all clearances. The change of the maximum extension diameter, the magnitudes are very close and similar at the clearances of 3.5 m and 4.5 m.  $\Delta\phi_{E-MAX}$  begins to noticeably change with influence from pile tip at about  $0.5 L_T$  or  $1.5 D_T$  above tunnel spring line when compares with all clearances in this case.  $\Delta\phi_{E-MAX}$  gradually increases until the pile tip located above tunnel axis about  $0.8 L_T$  or  $0.5 D_T$  and then  $\Delta\phi_{E-MAX}$  slightly decreases. After this pile tip position,  $\Delta\phi_{E-MAX}$  slightly increases to the maximum value at the depth of about  $1.3 L_T$  or  $1.0 D_T$  below tunnel spring line at the clearances of 0.5 m and 1.5 m. The change rate of  $\Delta\phi_{E-MAX}$  approaches zero after the maximum point as shown in Fig. 4.14(a). For the change of maximum contraction diameter,  $\Delta\phi_{C-MAX}$ , a similar tendency to that of  $\Delta\phi_{E-MAX}$  can be observed is also similar as shown in Fig. 4.14(b).

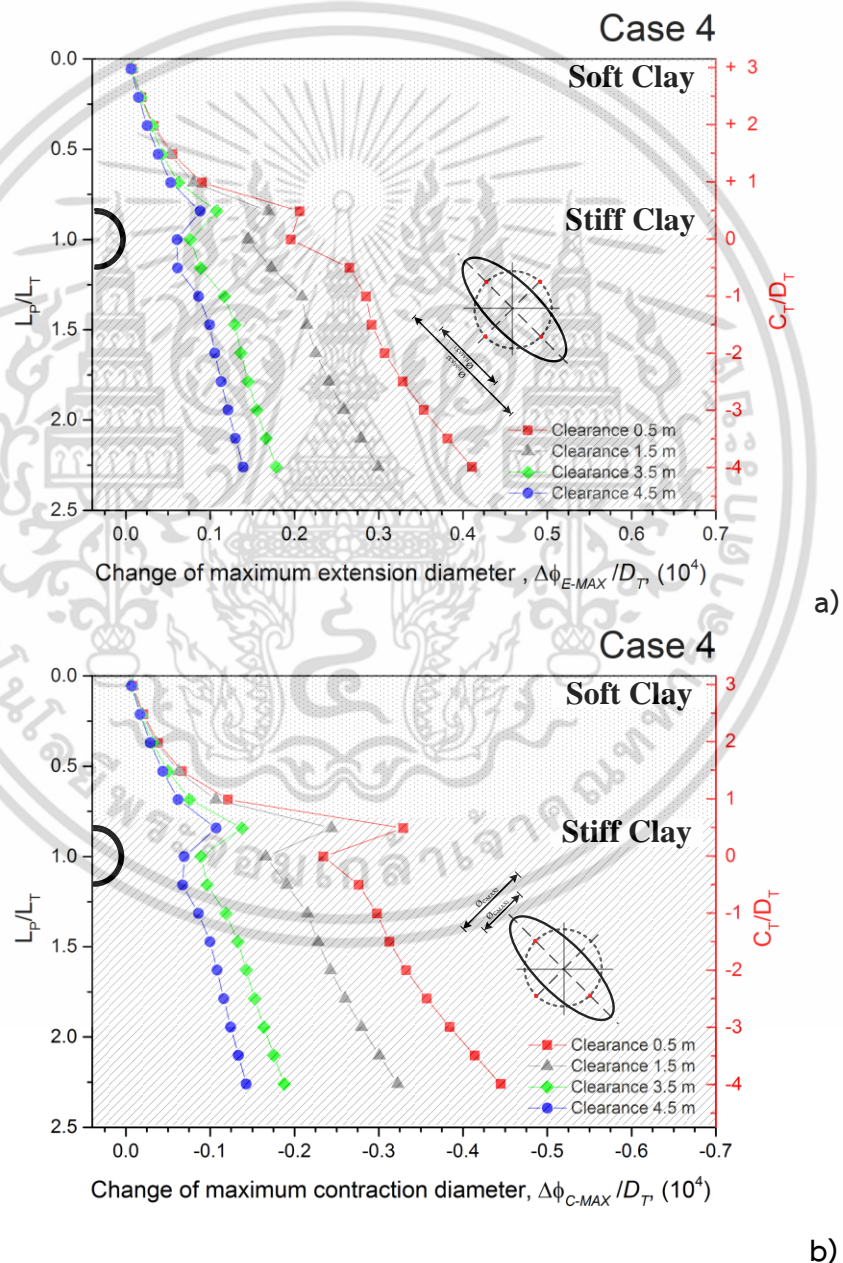


**Figure 4.14** The change of maximum tunnel diameter due to adjacent loaded pile in soft clay.

Figure 4.15 shows the changed diameter of tunnel subjected to pile row loading with various pile tip positions for tunnel located in stiff clay. When the pile tip is situated upper the tunnel,  $\Delta\phi_{C-MAX}$  and  $\Delta\phi_{E-MAX}$  are similar tendency with the case of tunnel located in soft clay. Nevertheless,  $\Delta\phi_{C-MAX}$  and  $\Delta\phi_{E-MAX}$  are different tendency when the pile tip penetrates into the stiff clay layer (the pile tip is located below the

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

tunnel). At the tips of pile located in soft clay,  $\Delta\phi_{C-MAX}$  and  $\Delta\phi_{E-MAX}$  slightly increases until the pile tip is  $0.68L_T$  of pile tip. After this pile tip position,  $\Delta\phi_{C-MAX}$  and  $\Delta\phi_{E-MAX}$  dramatically increases and slightly decreases at the pile tip located at the tunnel spring line. The  $\Delta\phi_{C-MAX}$  and  $\Delta\phi_{E-MAX}$  gradually increase when the location of pile tip is situated in the range of  $2D_T$  to  $4D_T$  underneath the tunnel spring line as detailed in Fig. 4.15.



**Figure 4.15** The change of maximum tunnel diameter due to adjacent loaded pile in stiff clay.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

To recap, the influence of shear stress induced by skin friction resistance along the pile shaft significantly affects on the tunnel deformation which is much larger than the bearing stress of the pile tip.

The case of pile tip is located upper the tunnel, the nature of tunnel deformation is contraction at the top of tunnel nearby the pile. These behaviors are influenced by the bearing stress of pile tip. In case 4, the transmission of this stress is less than that case 1, which the cause of that is the different of stiffness of soil layer (stiff clay is stiffer than soft clay). Thus, the maximum diametrical change of tunnel located in stiff clay (case 4) is less than that of tunnel located in soft clay (case 1).

The distortion shapes can be obviously seen in the case of pile tip of which the position begins at top of tunnel until the pile tip is located underneath the tunnel ( $+1.0D_T$  to  $-4.0D_T$ ). The distortion shapes are induced by the shear stress along the pile shaft inducing the soil around the tunnel more than the bearing stress. In the case where soils along the shaft are soft layer which allows the displacement of the pile rapidly, the maximum frictional resistance will be fully mobilized. At this point, the pile-skin friction almost disappears and then the maximum diametrical changes of tunnel become constant with extending pile tip position. However, in the case where soils along the shaft are stiff layer, the skin friction resistance still affects on soils along the pile. Thus, the maximum diametrical changes of tunnel gradually increase with extending pile tip position. The full mobilization of the maximum frictional resistance in this case is established when the length of pile which is more longer.

## CHAPTER 5

### CONCLUSION

This paper analyzes the effect on existing tunnel due to adjacent single pile under loading by 3D finite element method. The adjacent 1 m bored pile subjected to its working load is positioned near the tunnel with various lengths and clearances. The changes of structural forces in tunnel lining and tunnel deformation are observed and discussed. The main results of the analysis are as follows:

1. The tunnel deformation ( $\Delta\phi_V$  and  $\Delta\phi_H$ ) of tunnel located in stiff clay are smaller than those of tunnel located in soft clay. Nevertheless, the additional forces in tunnel lining that is located in stiff clay are larger than those of tunnel located in soft clay. This is due to that the *working load* applied to the *pile* in stiff clay is larger than that in soft clay.

2. The tunnel deformation ( $\Delta\phi_V$  and  $\Delta\phi_H$ ) and additional forces decrease when the clearance increases and becomes insignificantly increasing when the clearance is larger than 3.5 m. The additional forces (bending moment and axial force) in tunnel lining and the tunnel deformations ( $\Delta\phi_V$  and  $\Delta\phi_H$ ) similar tendency.

3. It is possible that the increase in structural forces in the lining due to adjacent pile is significant and cannot be neglected. The possible increasing structural forces due to future construction should be considered in tunnel lining design. Otherwise, the lining must be checked if it can resist the additional forces due to the planned construction.

4. The movement of surrounding soil nearby the tunnel due to adjacent loaded pile induces the tunnel deformation as rotated ellipse or kidney shape. The  $\Delta\phi_V$  and  $\Delta\phi_H$  are not the maximum tunnel deformations. Consequently, they seem to be inappropriate to be used for suggesting the development of influence zone as done in the past research. The change of maximum tunnel diameter in compression ( $\Delta\phi_{C-MAX}$ ) and extension ( $\Delta\phi_{E-MAX}$ ) directions are proposed in this study.

## REFERENCES

- [1] Land Transport Authority, “Code of Practice for Railway Protection”,  
**Development and Building Control Department**, Singapore, **2004**.
- [2] Mass Rapid Transit Authority of Thailand, “Restrictive Guideline for Protection Zone  
in Blue Line Project”, **Engineering Specifications for MRT Tunnels**, Bangkok,  
2009 (in Thai).
- [3] F. C. Schroeder, T. I. Addenbrooke and D. M. Potts, “A numerical investigation into  
the impact of pile group loading on tunnels”. **Conf. on Soil Structure  
Interaction in Urban Civil Engineering**, Zurich, 2002a, pp.205–212.
- [4] P. Lueprasert, P. Jongpradist, K. Charoenpak, P. Chaipanna and S. Suwansawat,  
“Three dimensional finite element analysis for preliminary establishment of  
tunnel influence zone subject to pile loading”, **Maejo Int. J. of science  
technology**, vol. 9, 2015, pp. 209-223.
- [5] F. C. Schroeder, D. M. Potts and T. I. Addenbrooke, “The influence of pile group  
loading on existing tunnels”, **Geotechnique**, vol. 54, 2004, 351-362.
- [6] M. Abdel-Meguid, R. K. Rowe and K. Y. Lo, “3D effects of surface construction over  
existing subway tunnels”, **Int. J. Geomech.**, vol. 2, 2002, pp. 447-469.
- [7] M. Dolezalova, “Tunnel complex unloaded by a deep excavation”, **Comput.  
Geotech.**, vol. 28 2001, pp. 469-493.
- [8] H. Katebi, A. H. Rezaei, M. Hajjalilue-Bonab and A. Tarifard, “Assessment the  
influence of ground stratification, tunnel and surface buildings specifications on  
shield tunnel lining loads (by FEM)”, **Int. j. of Tunn. Undergr. Sp. Tech.**, vol.  
49, 2015, pp. 67-78.

- [9] S. Suwansawat, “Earth Pressure Balance (EPB) Shield Tunneling in Bangkok: Ground Response and Prediction of Surface Settlements Using Artificial Neural Networks”, **Ph.D. Thesis of Massachusetts Institute of Technology**, 2002.
- [10] P.G. Bobbier, S.C. Moller and P.A. Vermeer, “Bending moments and normal forces in tunnel linings”, **Conf. on 5th European Conference of Numerical Methods in Geotechnical Engineering**, 2002.
- [11] K.J. Bakker, “Structural design of linings for bored tunnel in soft ground”, **Delft University of technology**, vol. 48, 2003.
- [12] D. M. Potts and L. Zdravkovic, **Finite element analysis in geotechnical engineering, Theory**, 1999.
- [13] D. M. Potts and L. Zdravkovic, **Finite element analysis in geotechnical engineering, Application**, 1999.
- [14] N. Phien-wej and M. Humza, “Numerical modeling of diaphragm wall behavior in Bangkok soil using hardening soil model”, **Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground**, 2012.
- [15] K. Fujita, “Soft Ground Tunneling and Buried Structures”, **13th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, New Delhi, India, 1994, pp.89-108.
- [16] M. Ottaviani, “Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups”, **Geotechnique**, vol. 25, No.2, 1975, pp.159-174.
- [17] P. K. Banerjee and T. G. Davies, “The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in nonhomogeneous soils”, **Geotechnique**, vol. 28, No.3, 1978, pp.309-326.
- [18] H. G. Poulos, Pile behaviour-theory and application, **Geotechnique**, vol. 39, No.3, 1989, pp.365-415.

- [19] D. Sheng, Dieter, K. D. Eigenbord and P. Wriggers, “Finite element analysis of pile installation using large-slip frictional contact”, **Computers and Geotechnics**, vol. 32, 2005, pp.17-26.
- [20] M. J. Tomlinson, “The adhesion of piles driven in clay soils”. **Proc. 4th ICSMFE**, England, 1957, pp. 66-71.
- [21] A. S. Vesic, “A Study of Bearing Capacity of deep Foundations”, **Final report, School of Civil Engg., Georgia Inst. Tech., Atlanta, U.S.A.**, 1967.
- [22] N. Thasnanipan, A. W. Maung, T. Navaneethan and Z. Z. Aye, “Non – Destructive Integrity Testing on Piles Founded in Bangkok Subsoil”, **Proc., 6 th Int. Conf. on the Application of Stress-wave Theory to Piles**, S. Niyama and J. eds., A.A. Balkema, Rotterdam, 2000, pp. 171-177.
- [23] G. R. Dasari. “Modelling the variation of soil stiffness during sequential construction”, **Ph.D Thesis, University of Cambridge**, 1996.
- [24] M.Y. Abu-Farsakh, and G.Z. Voyiadjis, “Computational model for the Simulation of the Shield tunneling process in cohesive soil”, **Int. J. for Numerical and Analytical method in Geomechanics**, vol. 23, 1999, pp.23-44.
- [25] G. Galli, A. Grimaldi and A. Leonardi, “Three-dimensional modelling of tunnel excavation and lining”, **Computers and Geotechnics**, vol. 31, 2004, pp.171-183.
- [26] S. Arunkumar and R. ayothiraman, “Effect of Vertically Loaded Pile on Existing Urban Tunnel in Clay”, **Indian Geotechnical Conference on GEOTrendz**, 2010.
- [27] P. Jongpradist, T. Kaewsri, A. Sawatparnich, S. Suwansawat, S. Youwai, W. Kongkitkul and J. Sunitsakul, “Development of tunneling influence zones for adjacent pile foundations by numerical analyses”, **Tunn. Undergr. Space Technol.**, vol. 34, 2013, pp. 96-109.

- [28] F. Basile, “Effects of tunnelling on pile foundations”, **j. on Soils and Foundations**, vol. 54(3), 2014, pp. 280–295.
- [29] Ngoc-Anh Do, D. Dias, P. Oreste and I. Djeran-Maigre, “2D numerical investigation of segmental tunnel lining under seismic loading”, **j. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, vol. 72, 2015, pp. 66–76.
- [30] A. W. Skempton, “Cast in-situ bored piles in London Clay”, **Geotechnique**, vol. 9, 1959, pp. 153-173.
- [31] T. Kasper and G. Mescgke, “A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground”, **Int. J. of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, vol. 28, 2004, pp. 1441-1460.
- [32] T. Kasper and G. Mescgke, “A numerical study of the effect of soil and grout material properties and cover depth in shield tunnelling”, **Int. J. of Computers and Geotechnics**, vol. 33, 2006, pp. 234-247.
- [33] T. Schanz, P. A. Vermeer and P. G. Bonnier, “The hardening soil model: formulation and verification” **Beyond 2000 in Computational Geotechnics-10 years of Plaxis**, Balkema, Rotterdam, 1999, pp. 281–296.
- [34] R.E. Prust, J. Davies and S. Hu, “Pressure meter Investigation for Mass Rapid Transit in Bangkok, Thailand” **Transport. Res. Res. J. of the Transportation Research Board**, 2005, pp. 207-217.
- [35] T. Rukdeechuai, P. Jongpradist, A. Wonglert and T. Kaewsri, “Influence of soilmodels on numerical simulation of geotechnical works in Bangkok subsoil”, **J. of EIT Research and Development**, vol. 20, 2009, pp. 17-28.



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## Appendix A

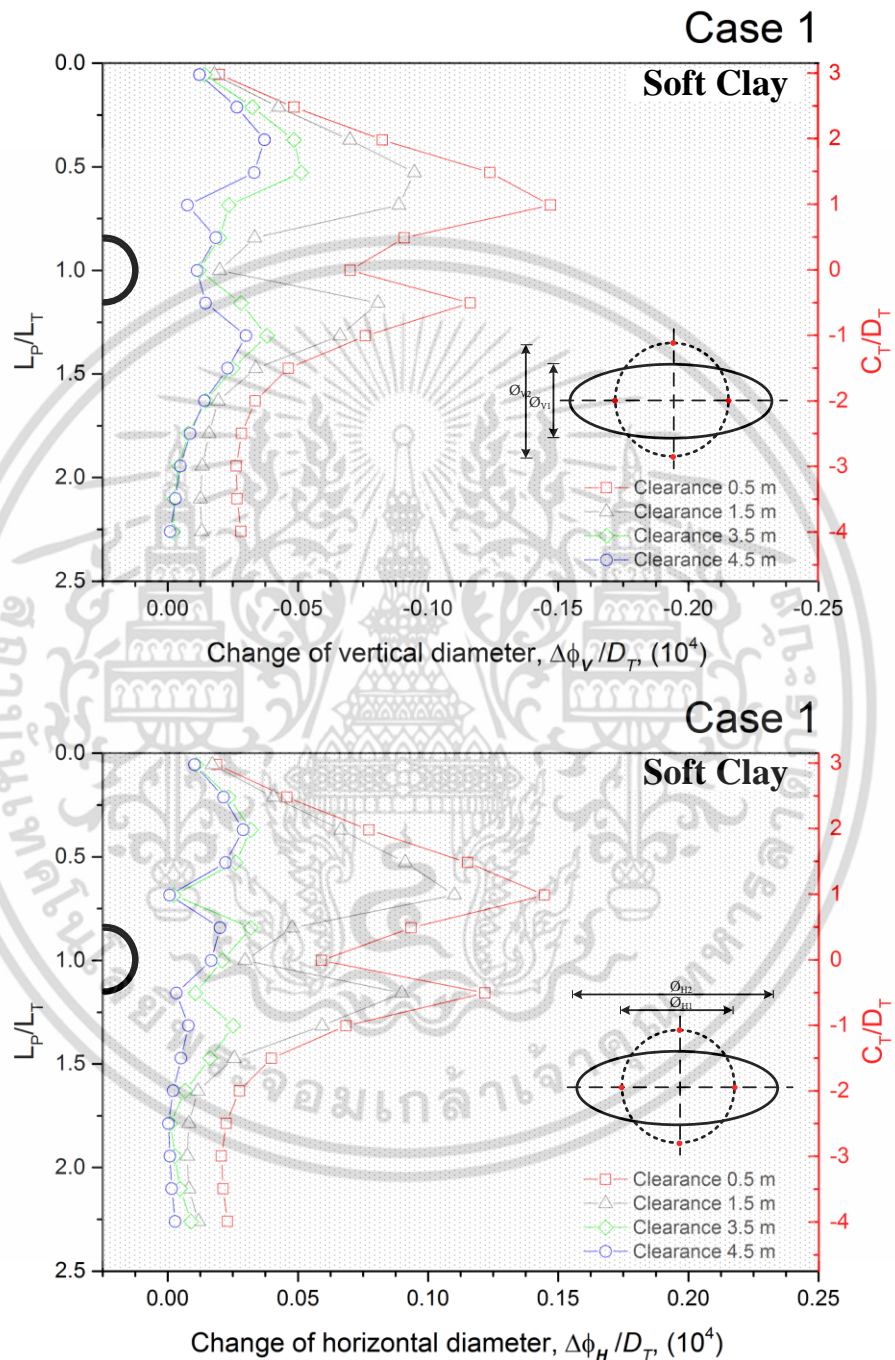
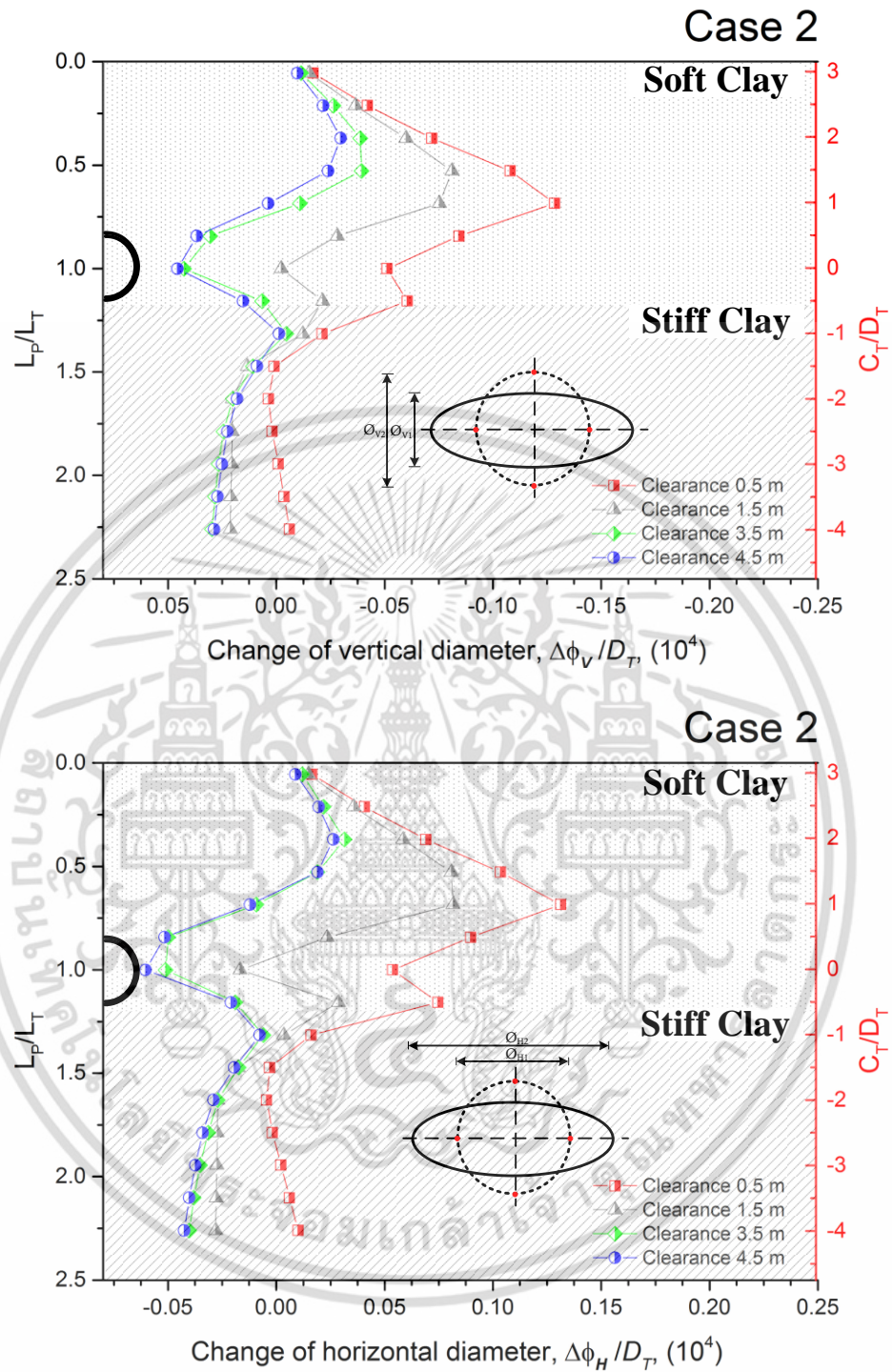
Results of tunnel deformation ( $\Delta\phi_V$  and  $\Delta\phi_H$ )

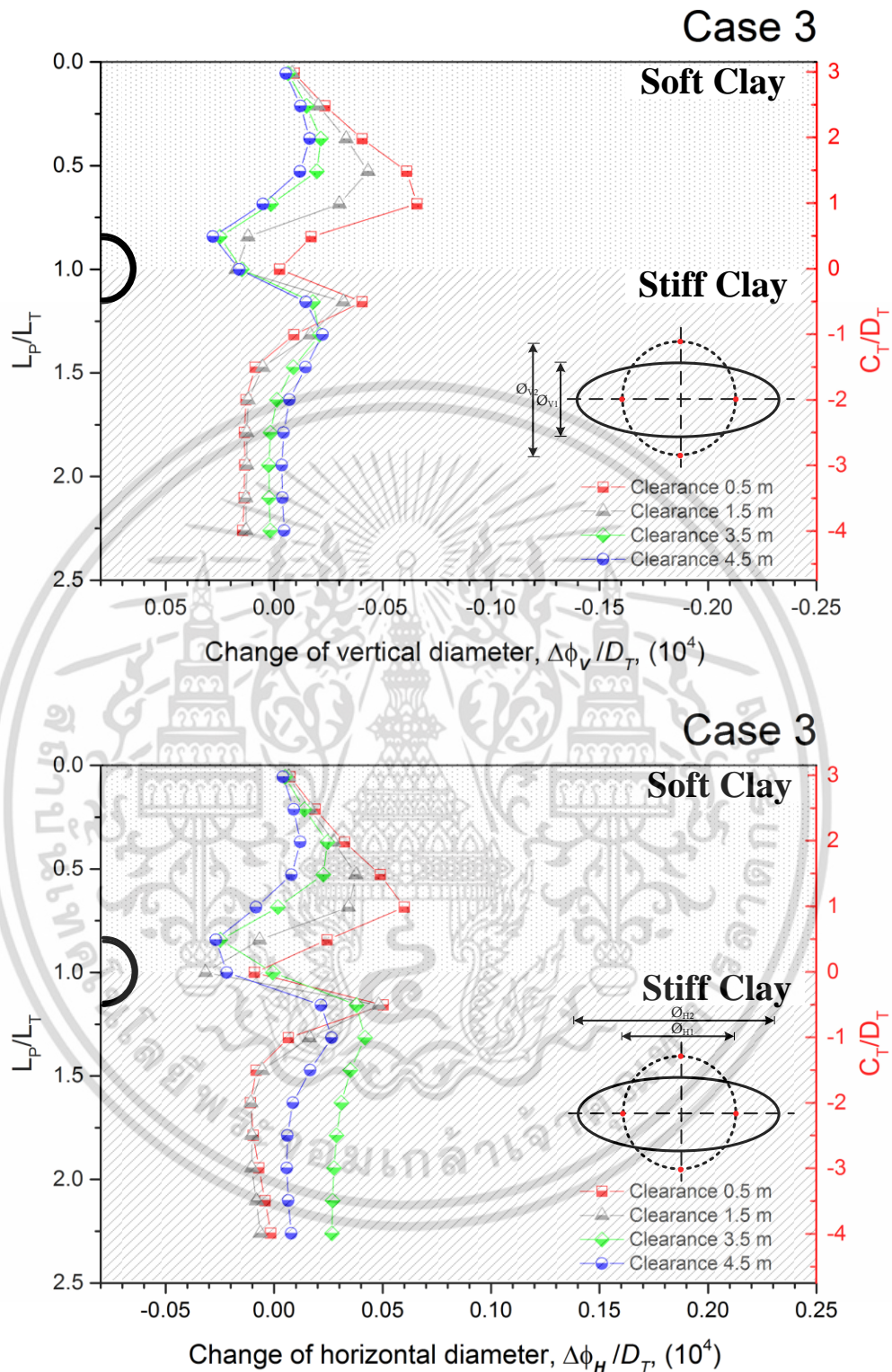
Figure A 1 Changes of tunnel diameter due to adjacent pile in soft clay, case 1.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



**Figure A 2** Changes of tunnel diameter due to adjacent pile in soft clay is above the stiff clay, case 2.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



**Figure A 3** Changes of tunnel diameter due to adjacent pile in soft clay and stiff clay, case 3.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

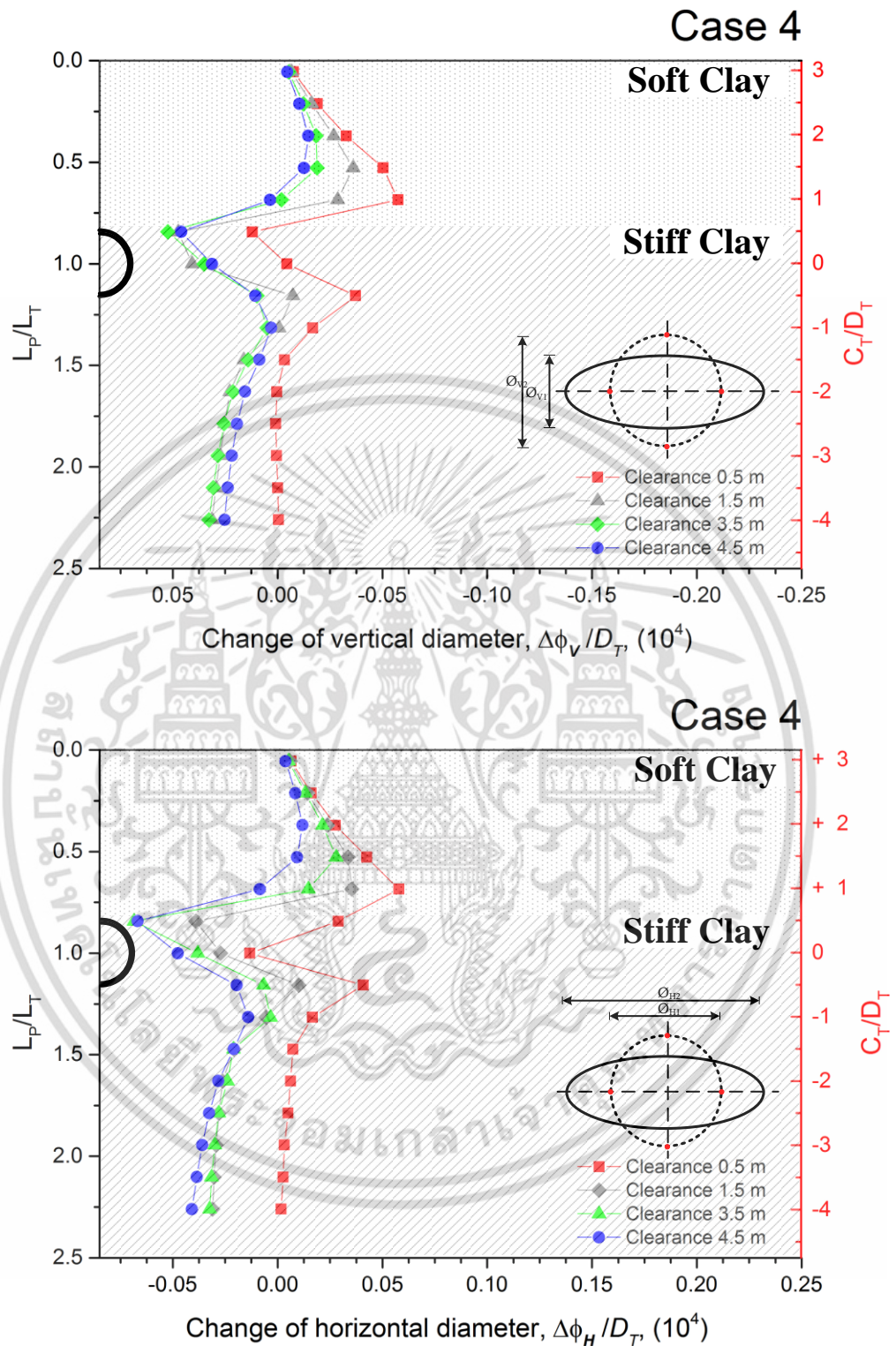


Figure A 4 Change of tunnel diameter due to adjacent pile in stiff clay, case 4.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## Appendix B

### Additional Forces

Appendix B-1: Bending moment in tunnel lining.

Appendix B-2: Axial force in tunnel lining.



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## Appendix B-1: Bending moment in tunnel lining.

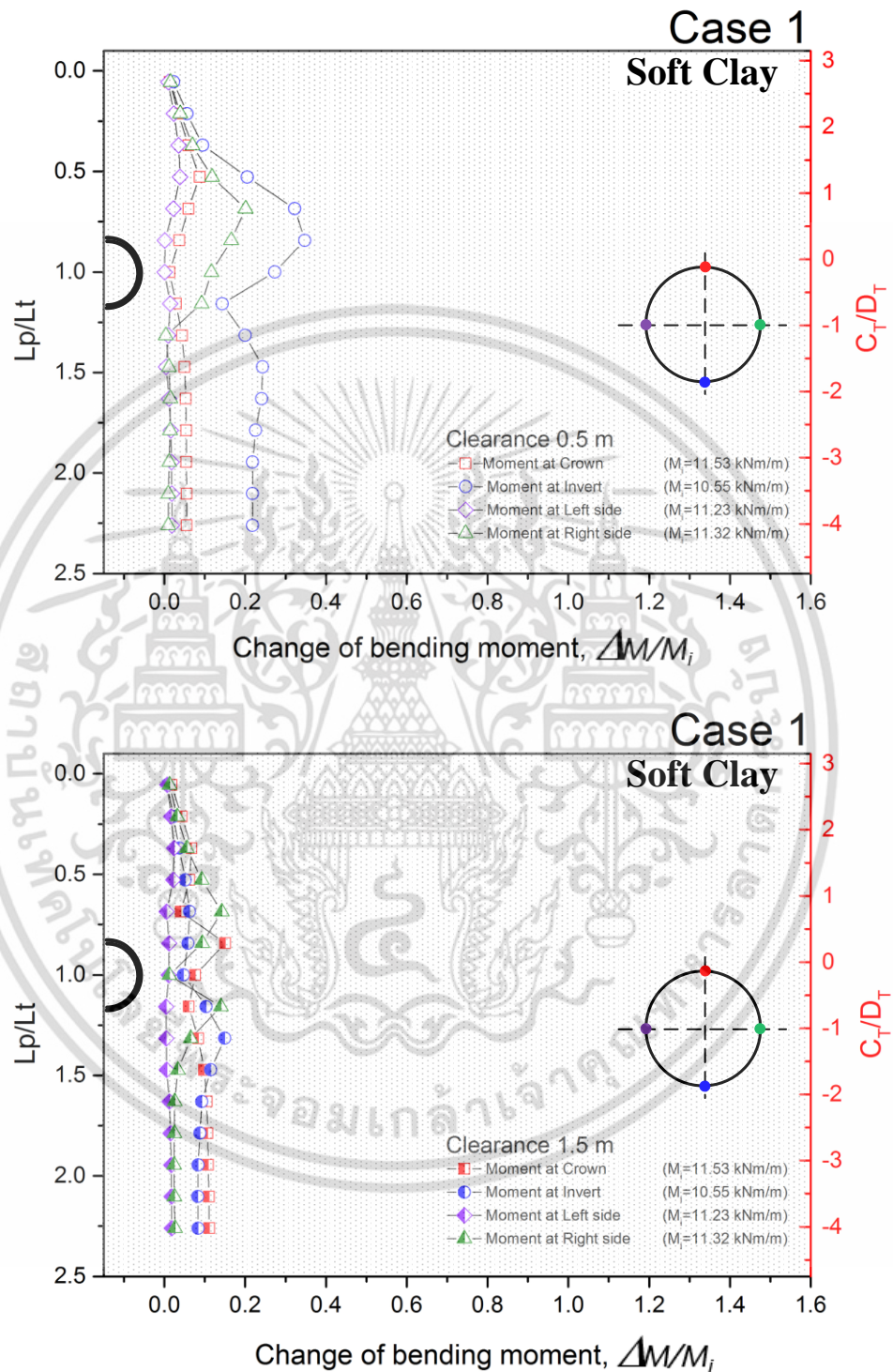
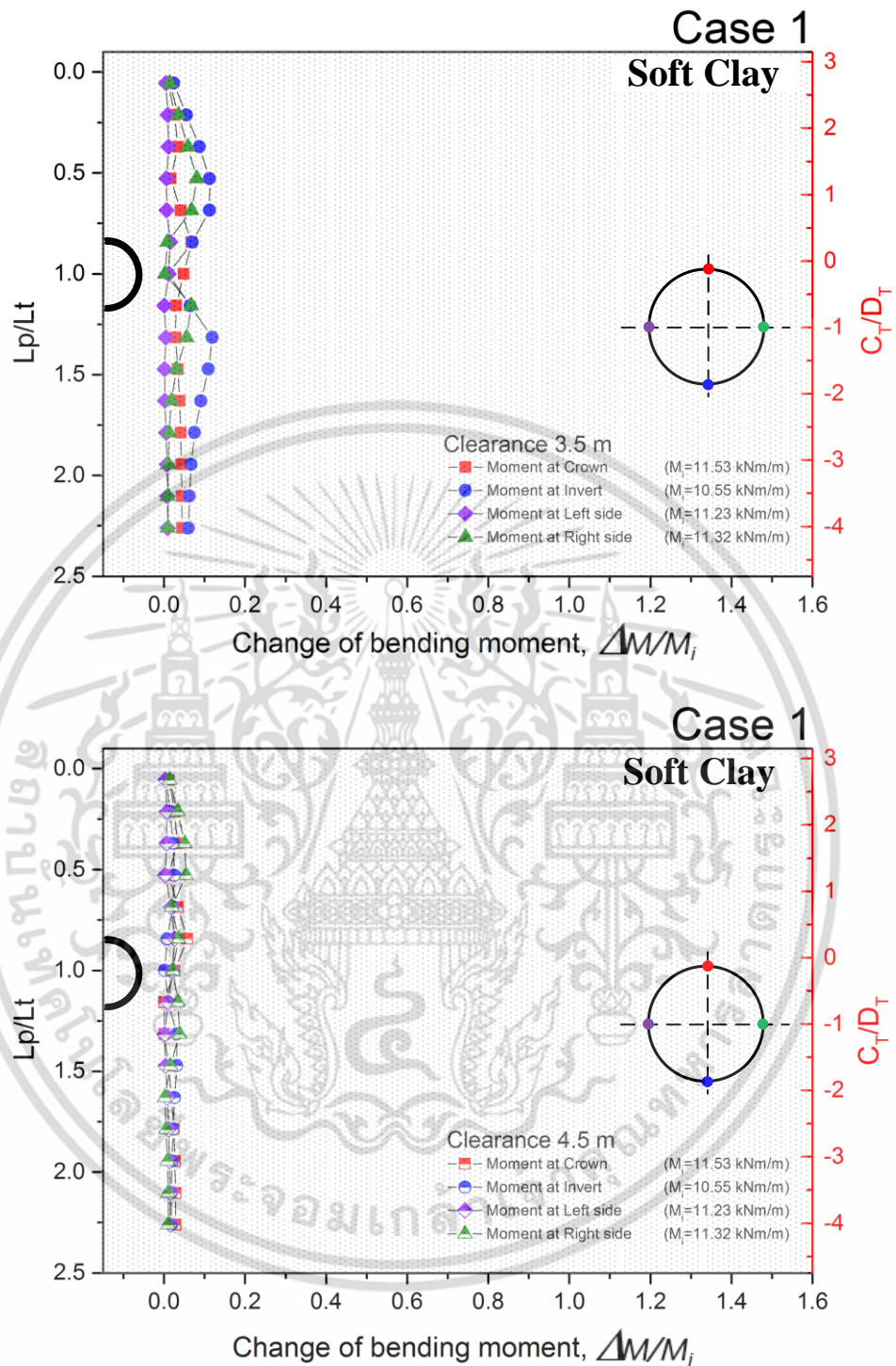


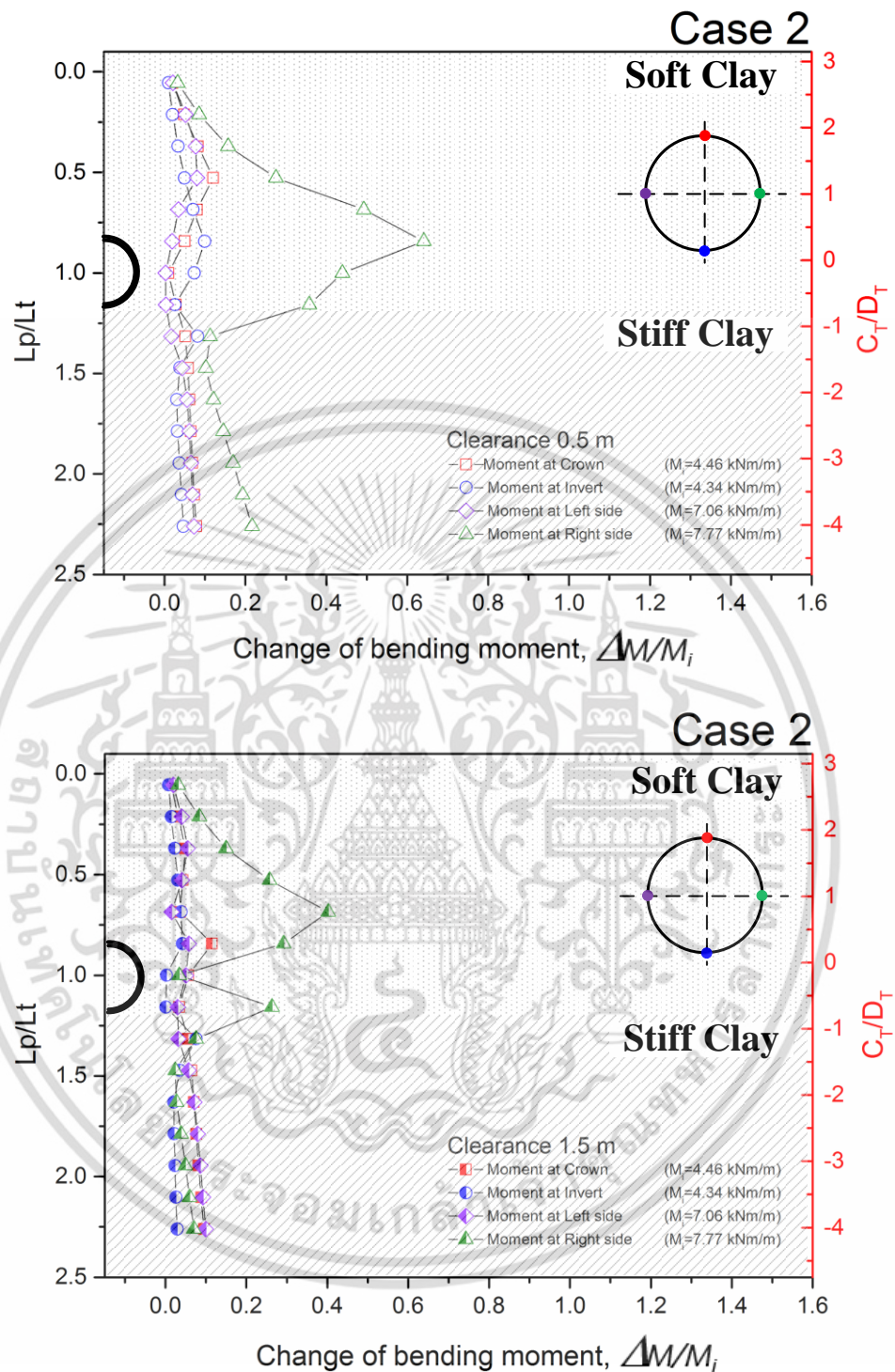
Figure B-1 1 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay, case 1 (clearance of 0.5 m and 1.5 m).

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



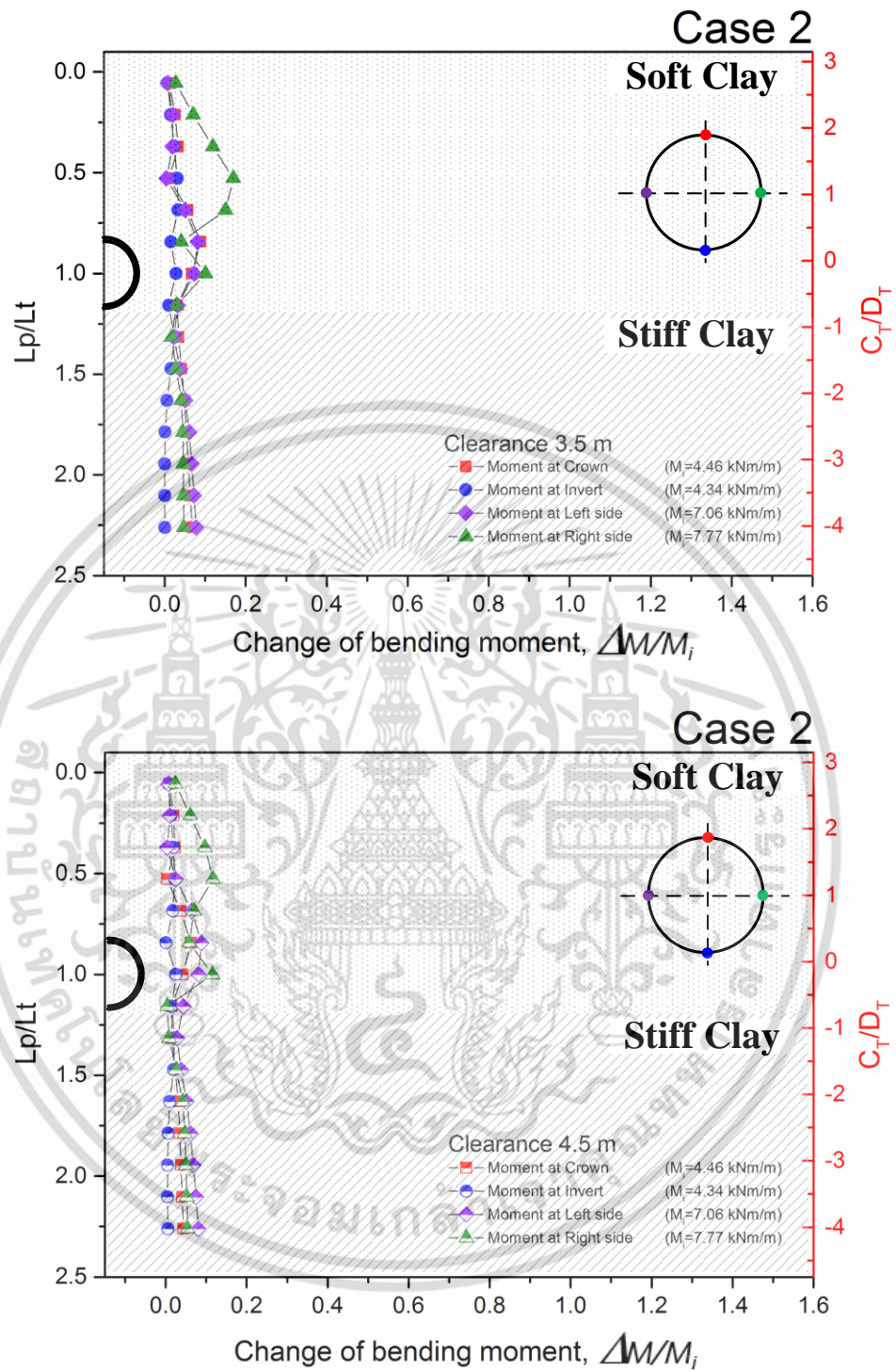
**Figure B-1 2** Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay, case 1 (clearance of 3.5 m and 4.5 m).

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



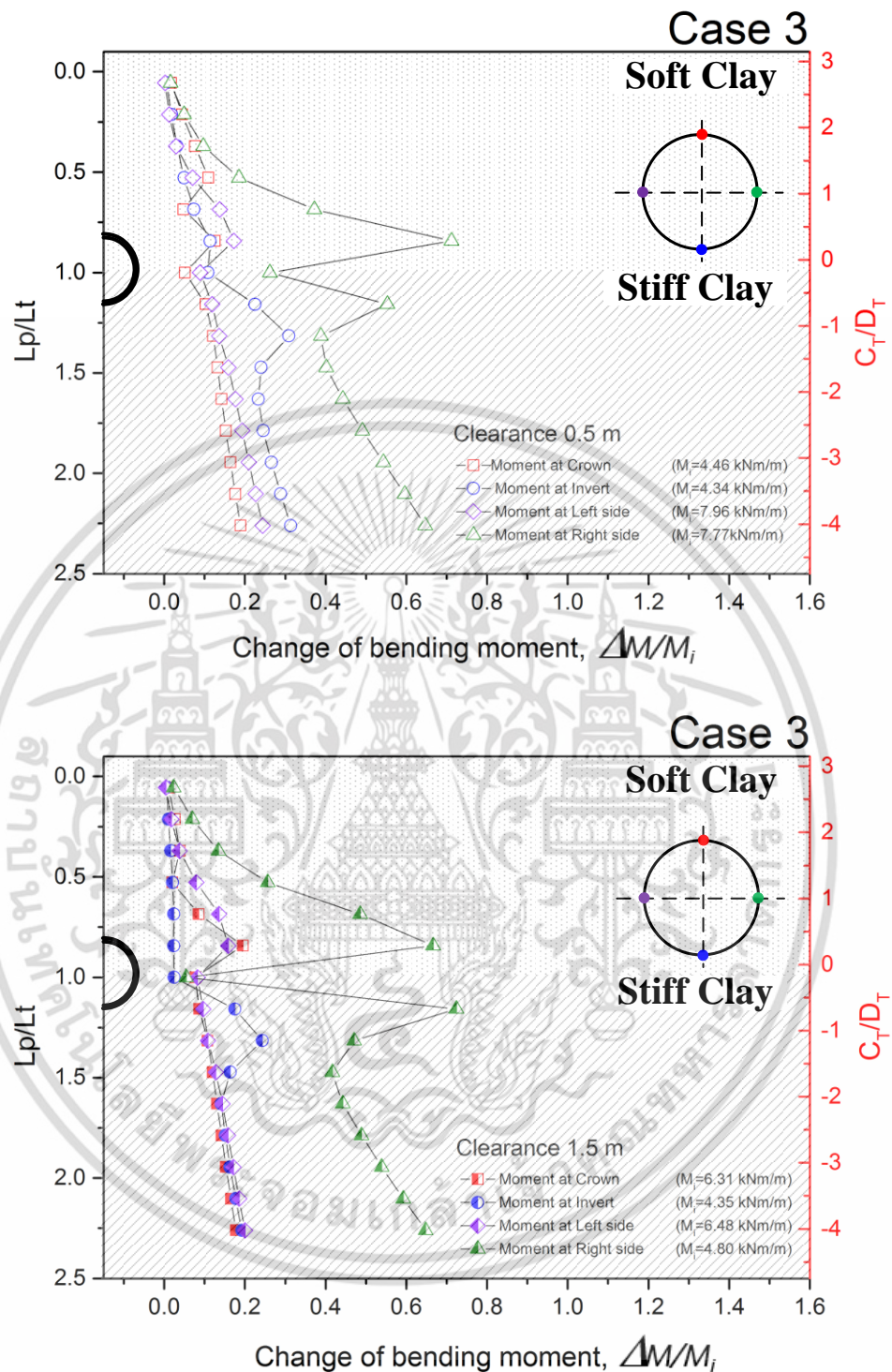
**Figure B-1 3** Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay is above the stiff clay, case 2 (clearance of 0.5 m and 1.5 m).

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



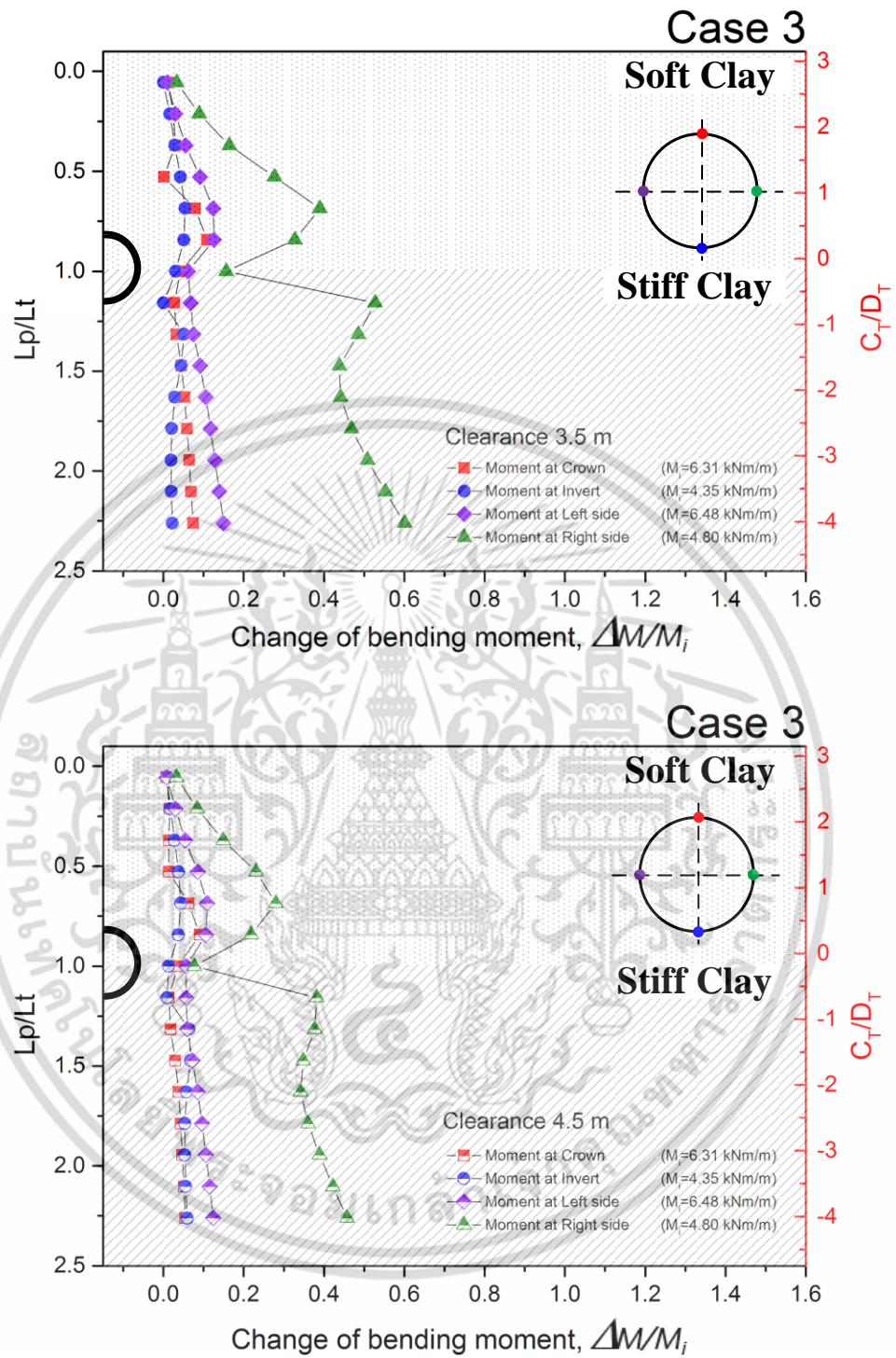
**Figure B-1 4** Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay is above the stiff clay, case 2 (clearance of 3.5 m and 4.5 m).

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



**Figure B-1 5** Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay and stiff clay, case 3 (clearance of 0.5 m and 1.5 m).

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



**Figure B-1 6** Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay and stiff clay, case 3 (clearance of 3.5 m and 4.5 m).

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

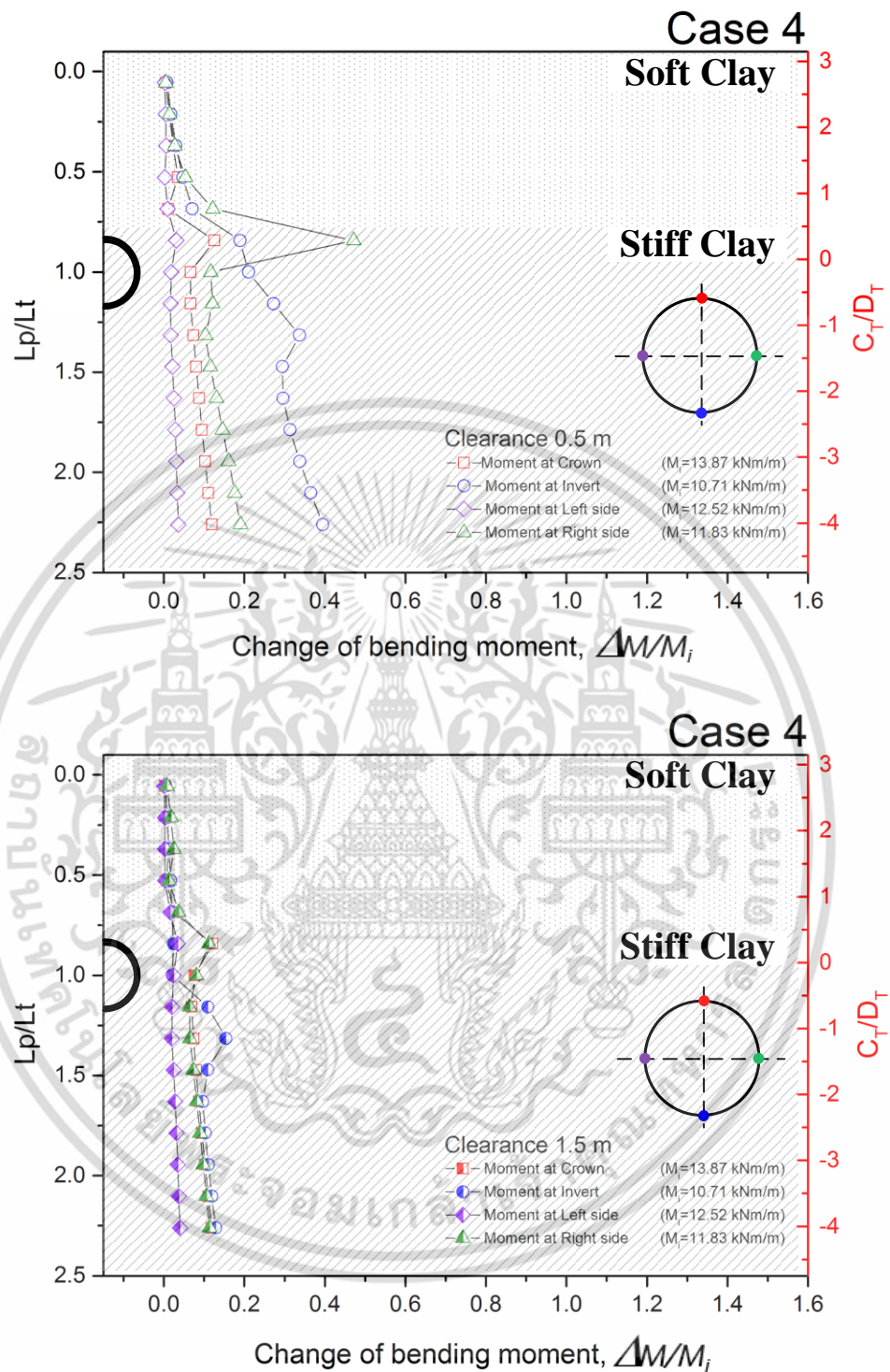
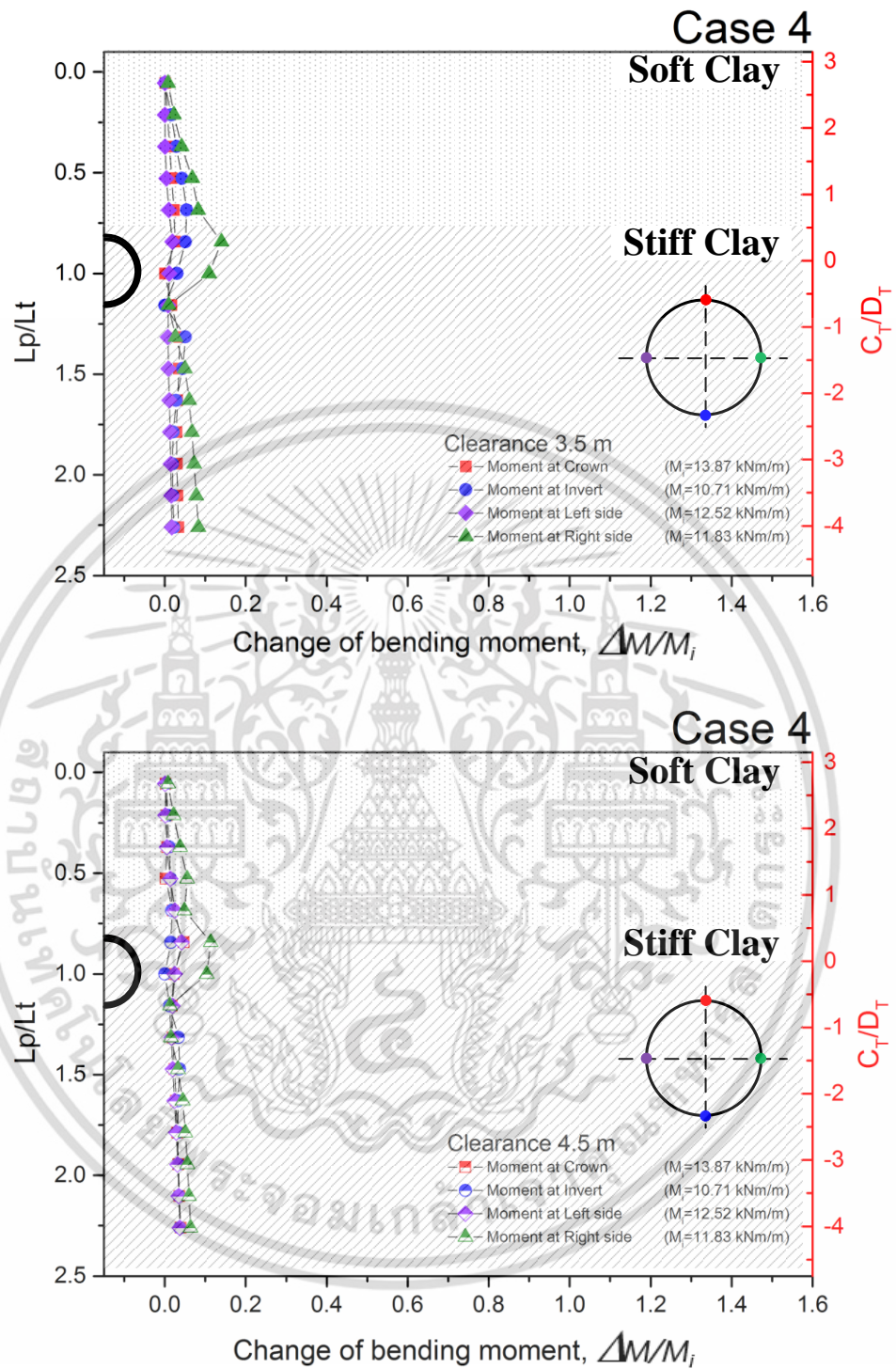


Figure B-1 7 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in stiff clay, case 4 (clearance of 0.5 m and 1.5 m).

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



**Figure B-1 8** Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in stiff clay, case 4 (clearance of 3.5 m and 4.5 m).

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## Appendix B-2: Axial force in tunnel lining.

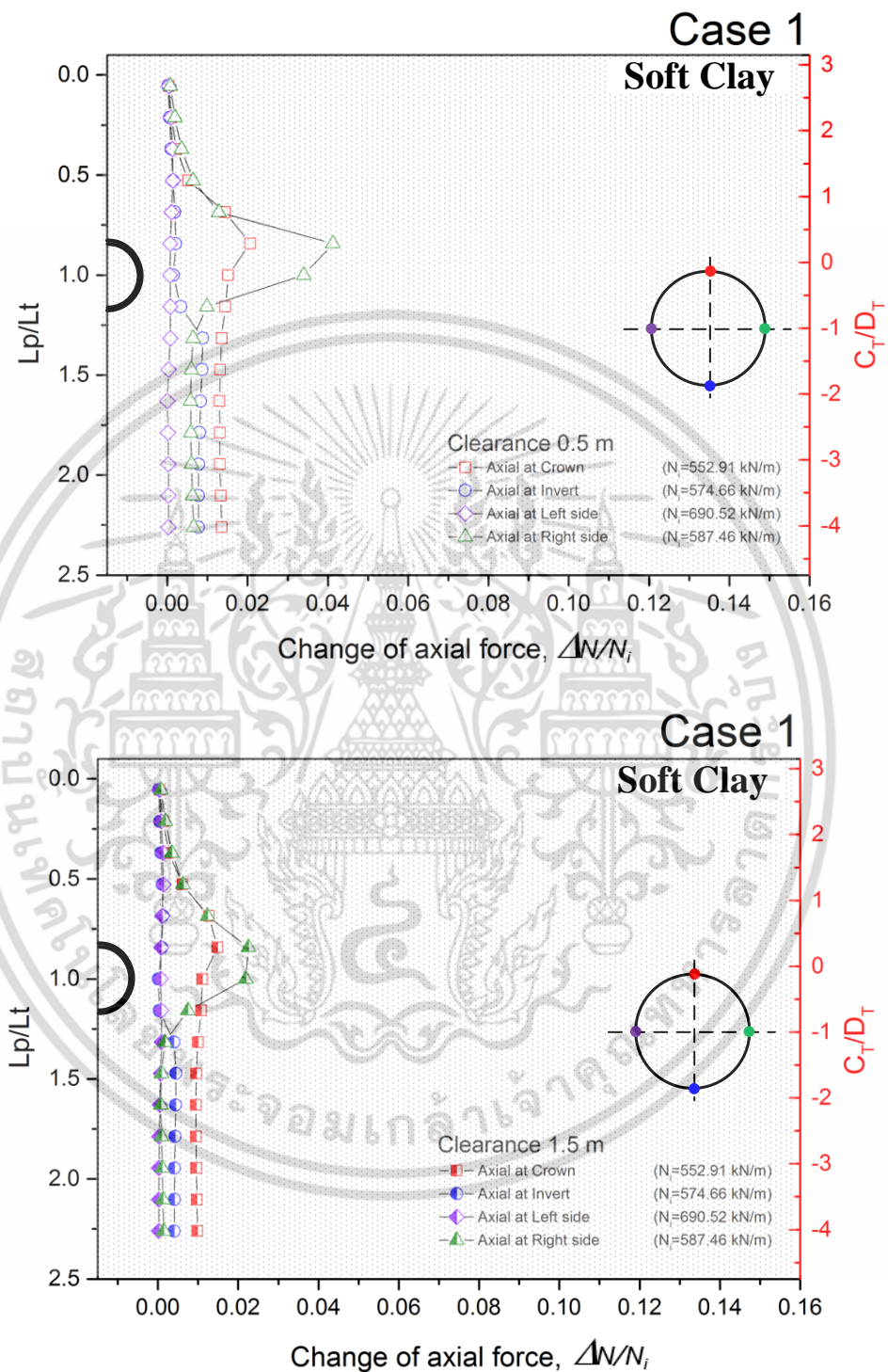


Figure B-2 1 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay, case 1 (clearance of 0.5 m and 1.5 m).

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

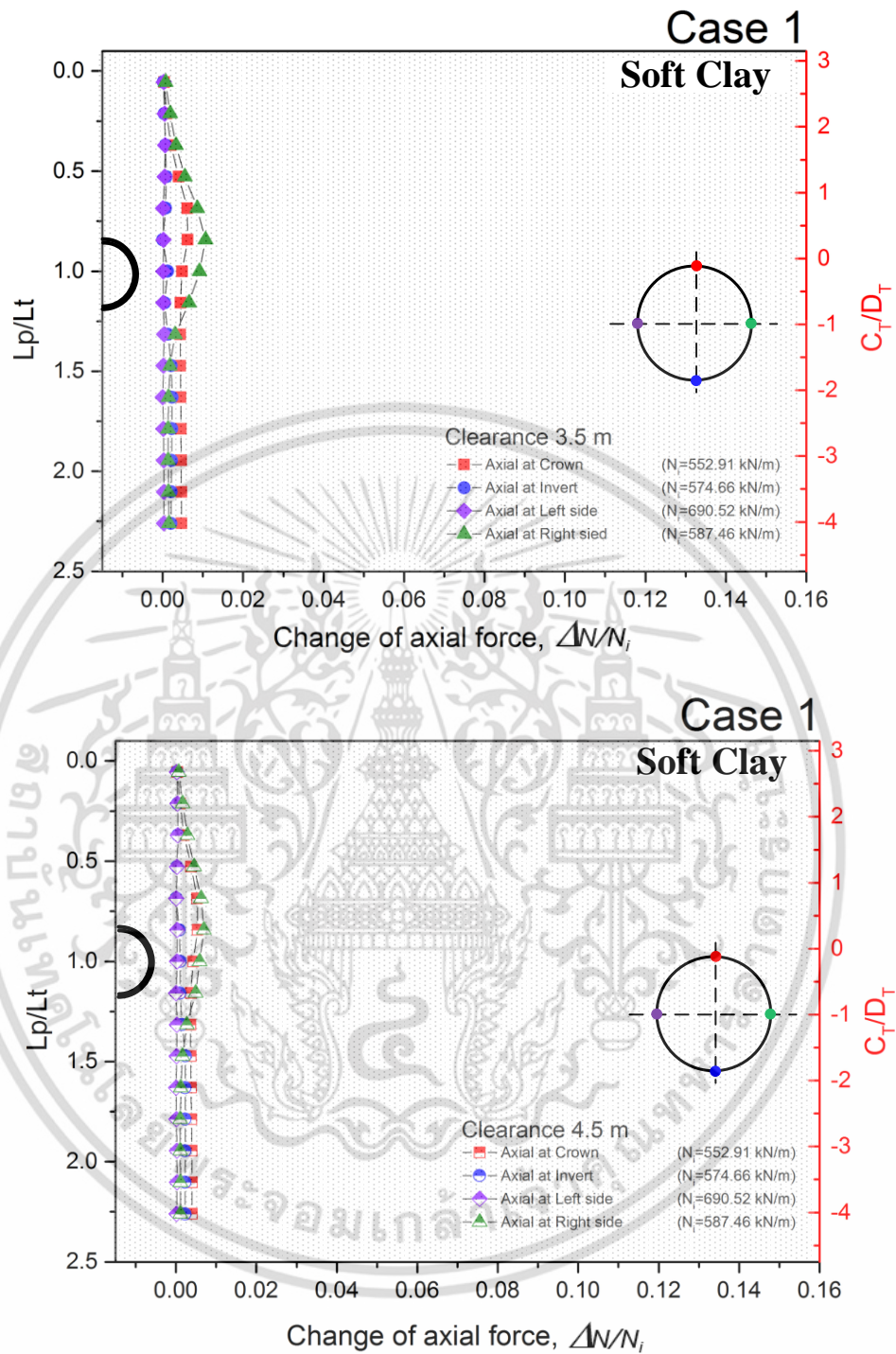


Figure B-2 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay, case 1 (clearance of 3.5 m and 4.5 m).

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

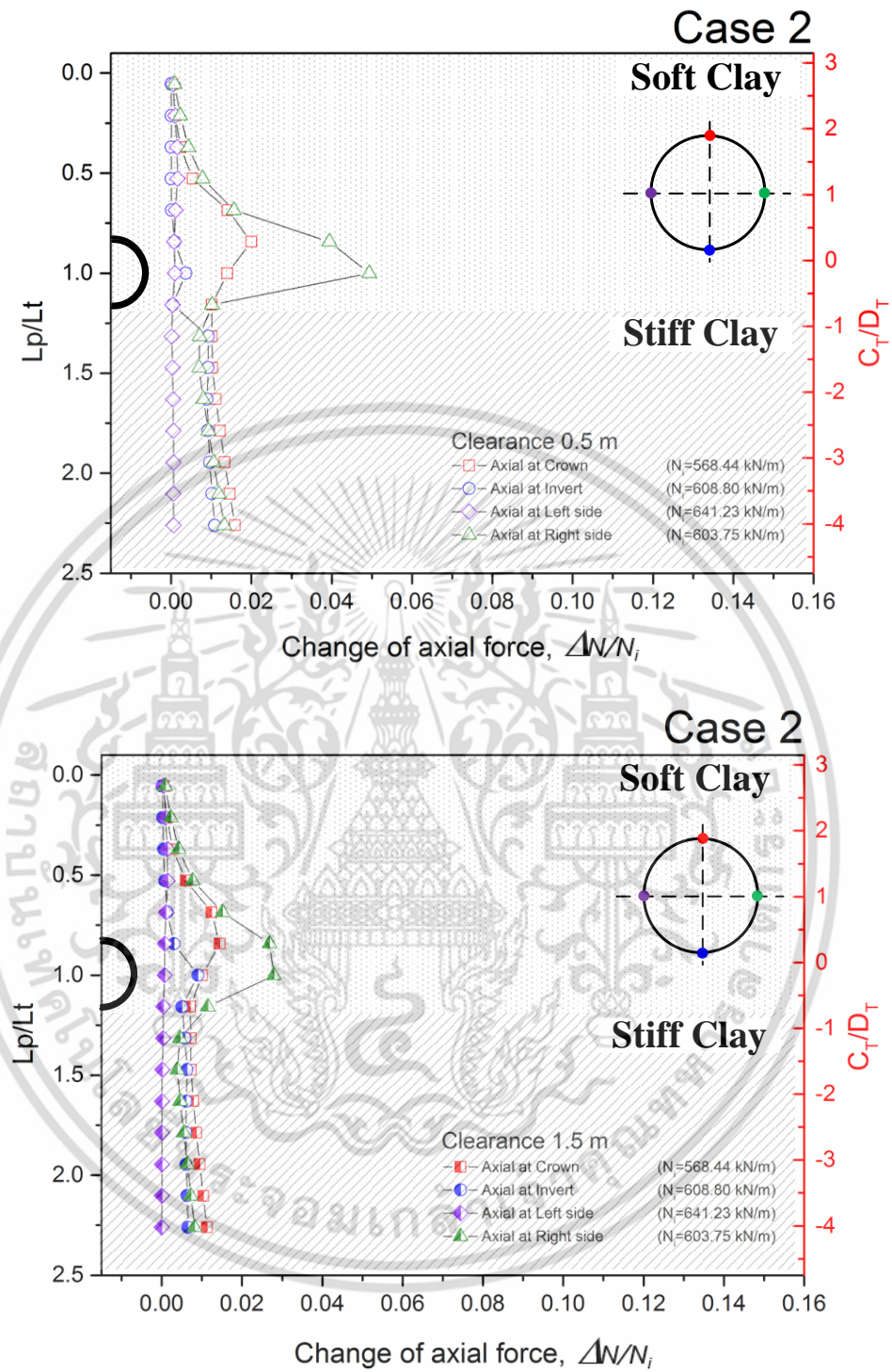


Figure B-2 3 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay above the stiff clay, case 2 (clearance of 0.5 m and 1.5 m).

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

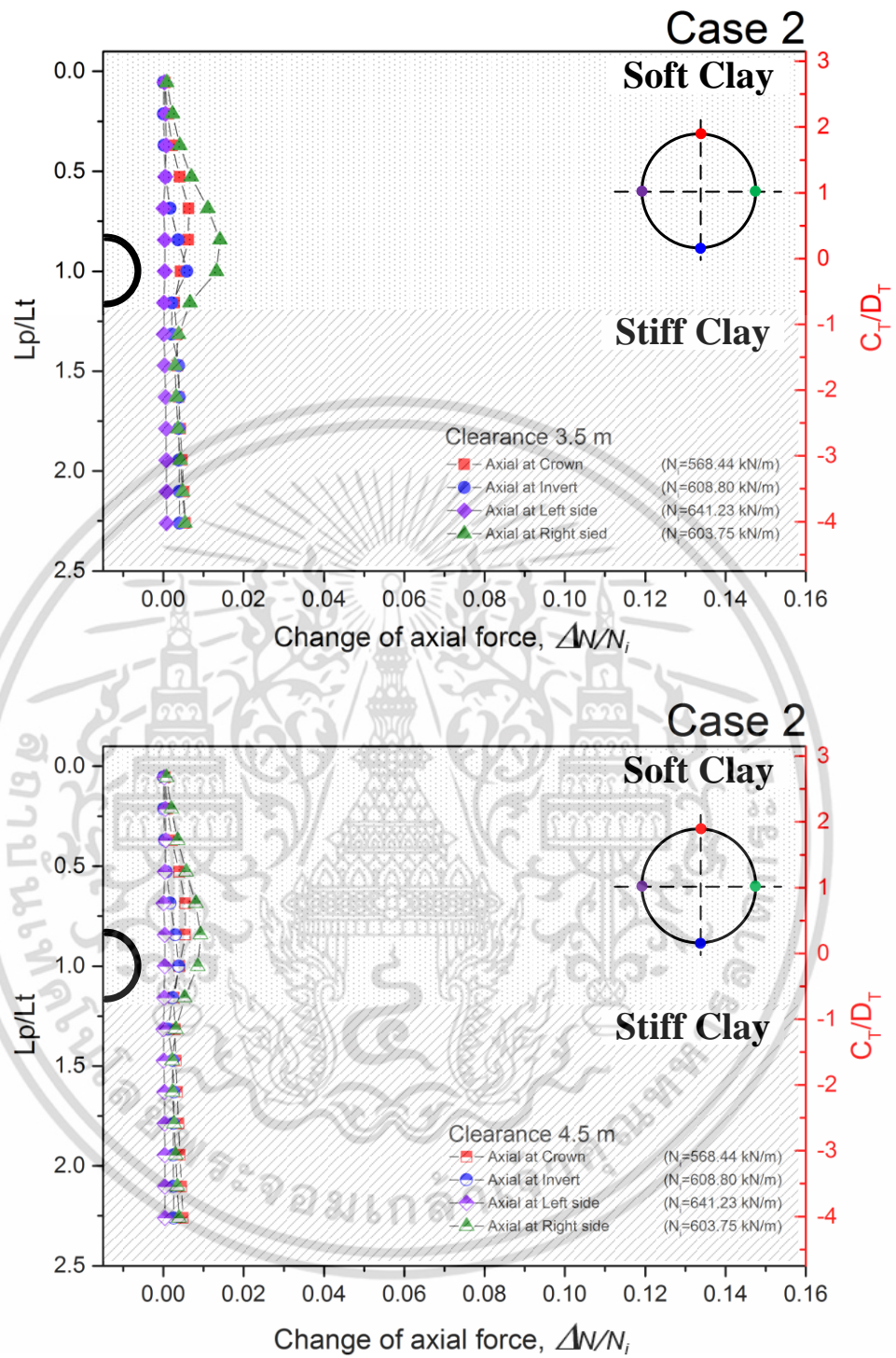
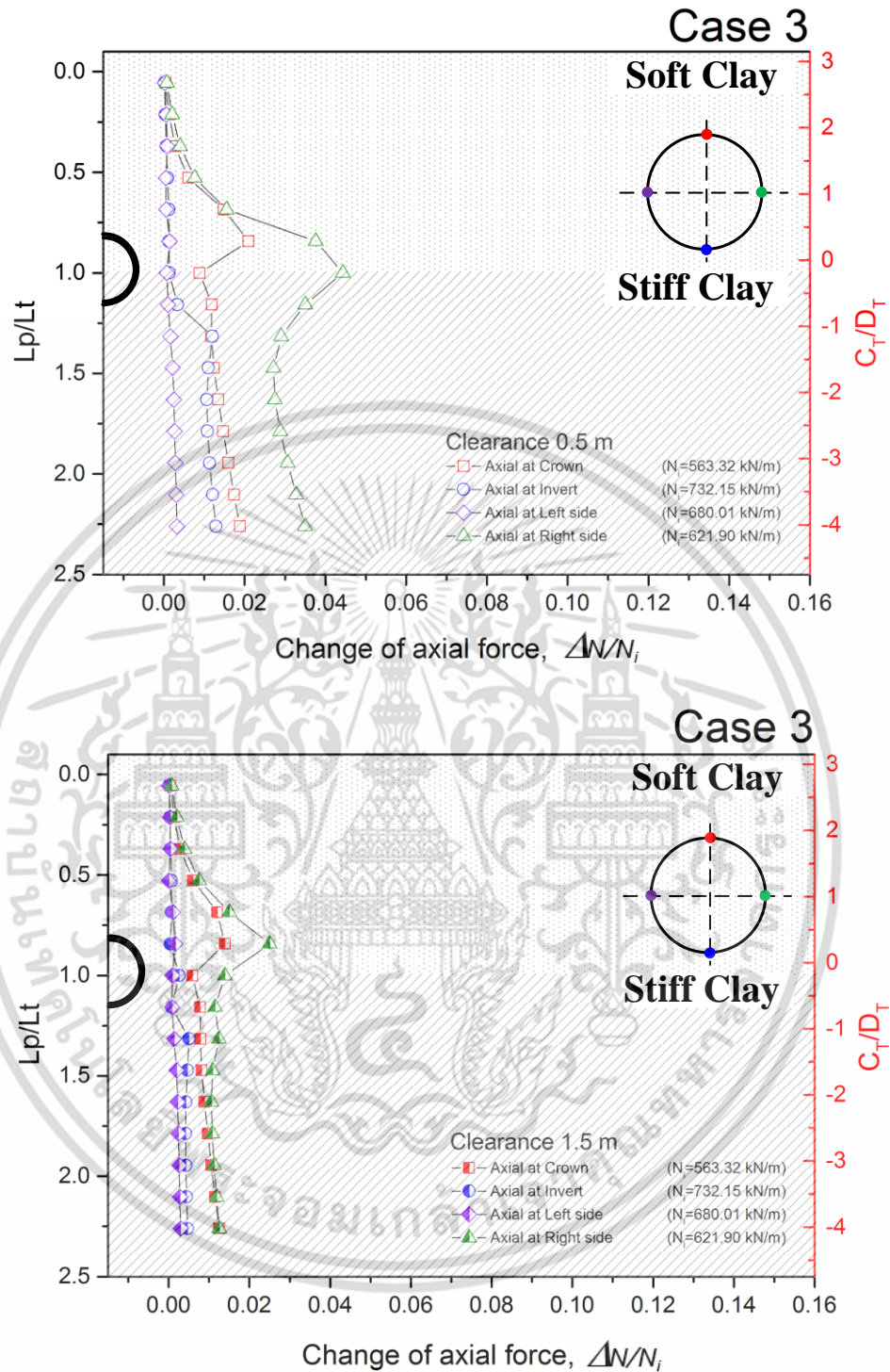


Figure B-2 4 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay above the stiff clay, case 2 (clearance of 3.5 m and 4.5 m).

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



**Figure B-2 5** Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay and stiff clay, case 3 (clearance of 0.5 m and 1.5 m).

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

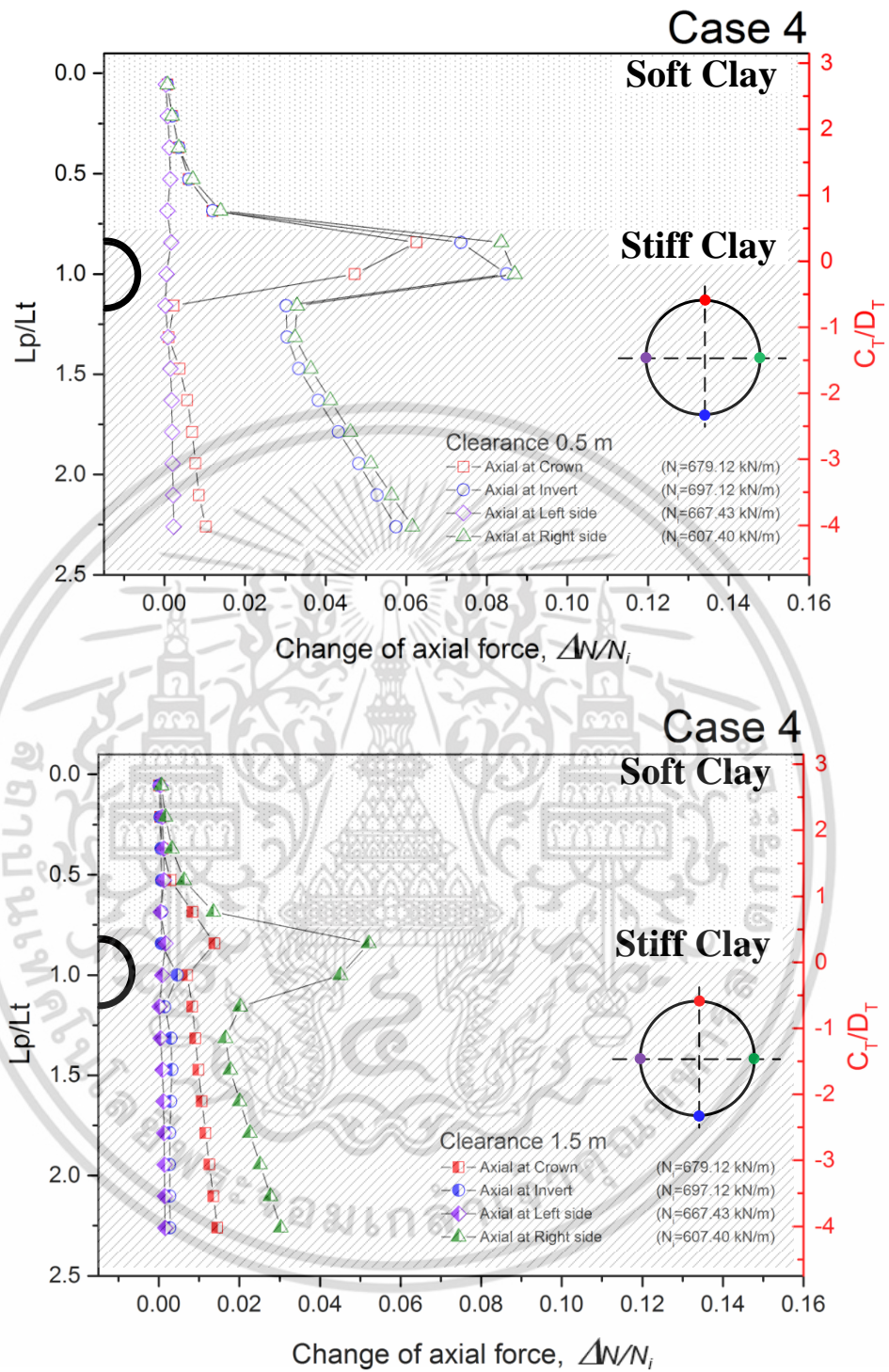


Figure B-2 6 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in soft clay and stiff clay, case 3 (clearance of 3.5 m and 4.5 m).

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

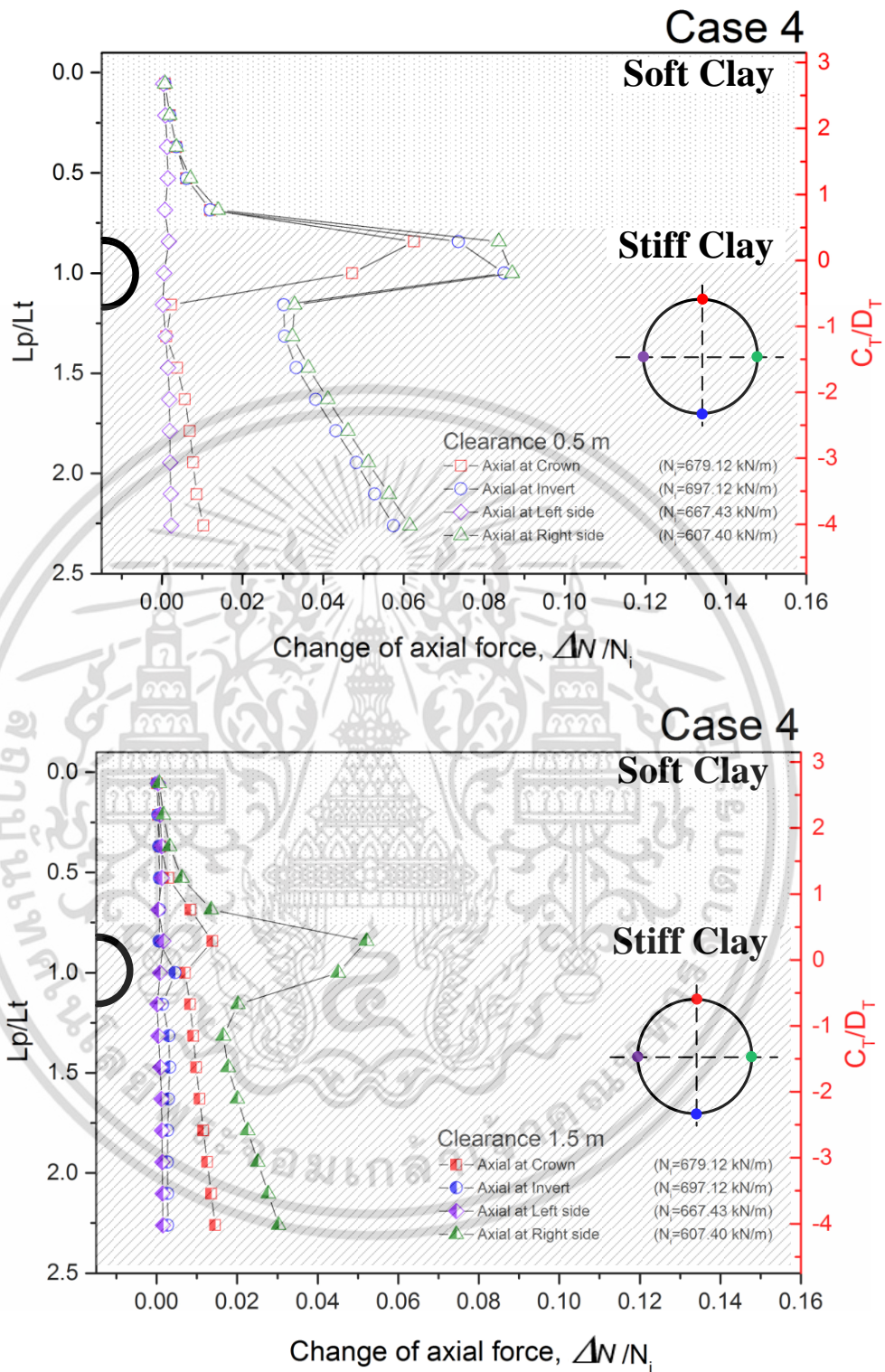


Figure B-2 7 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in stiff clay, case 4 (clearance of 0.5 m and 1.5 m).

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

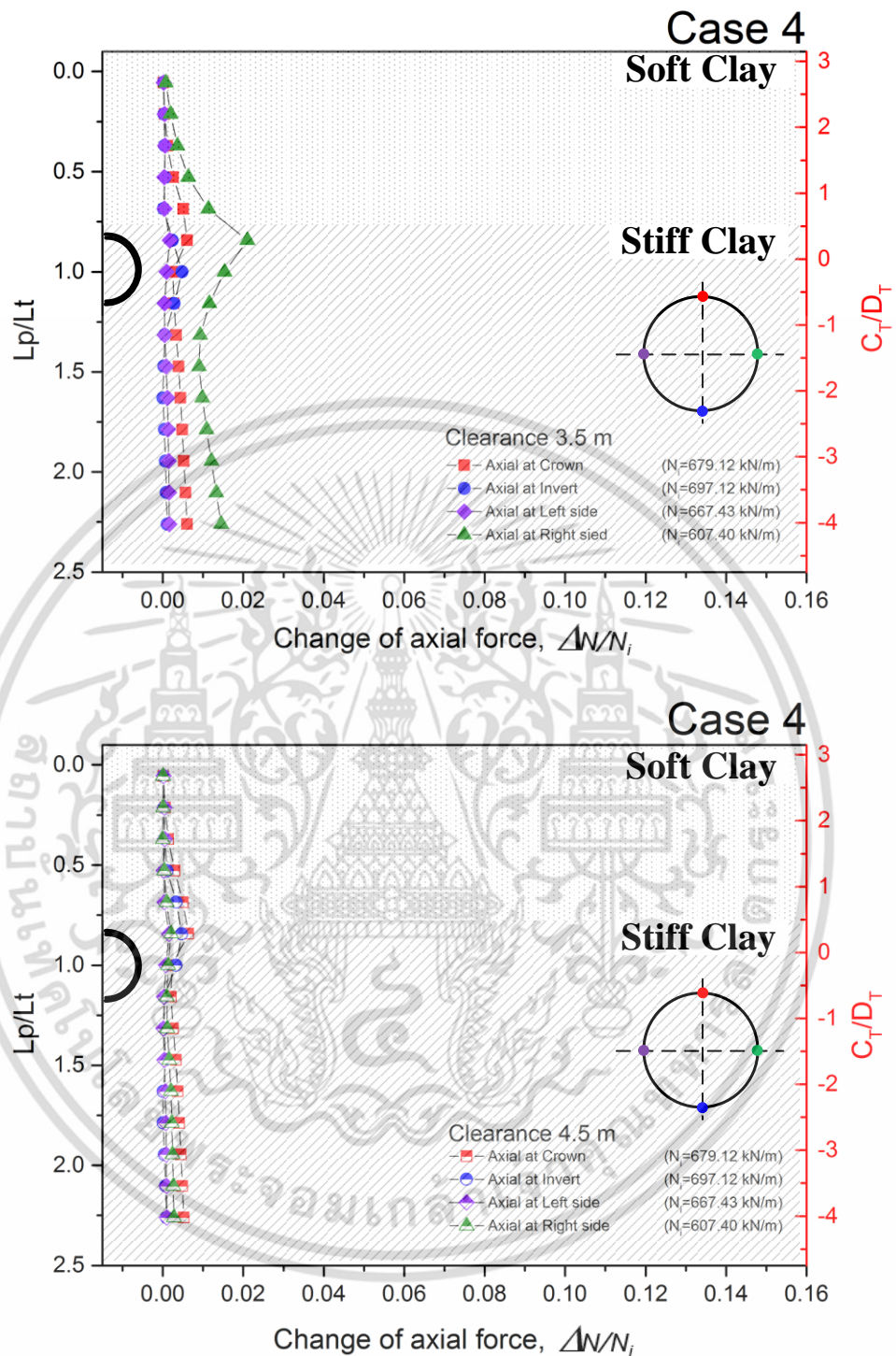


Figure B-2 8 Changes of bending moment in lining due to adjacent pile in stiff clay, case 4 (clearance of 3.5 m and 4.5 m).

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Appendix C

Results of maximum tunnel deformation ( $\Delta\phi_{C-MAX}$  and  $\Delta\phi_{E-MAX}$ )

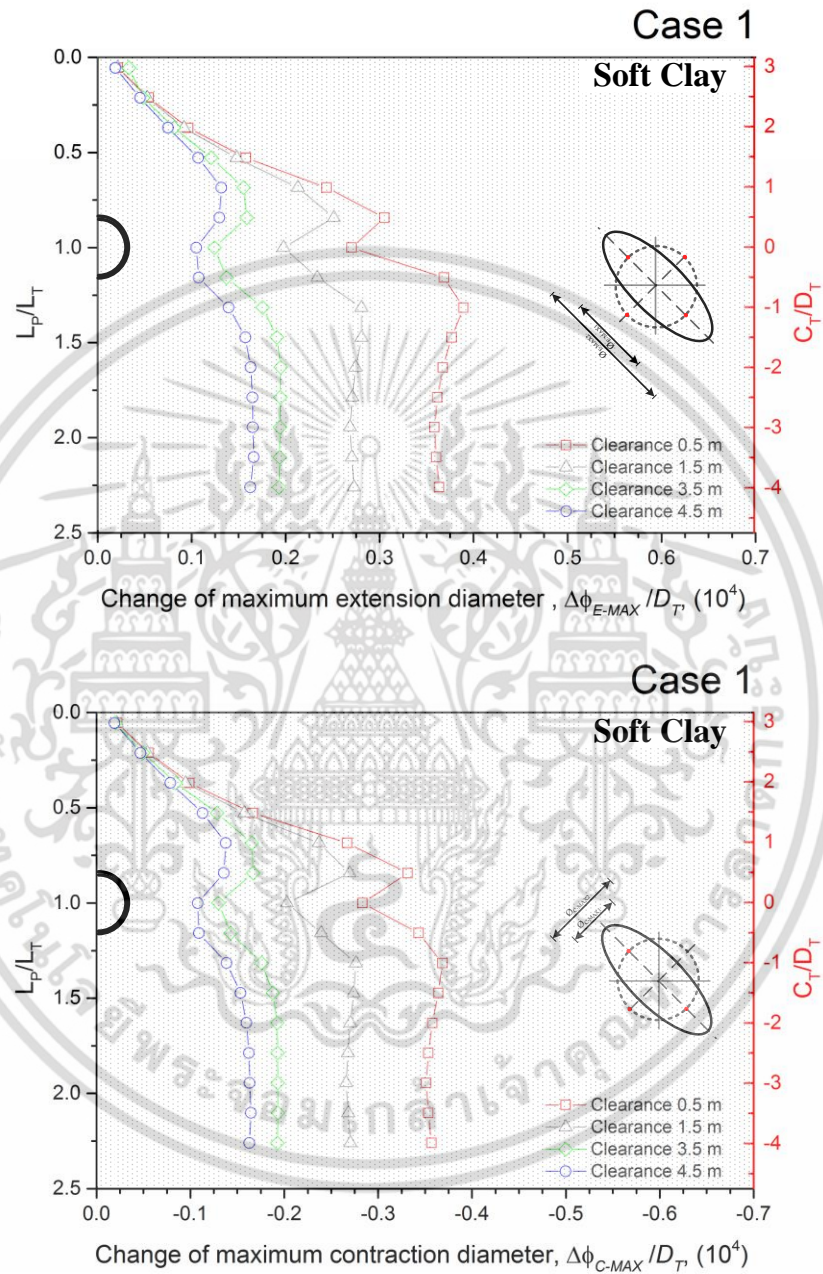


Figure C 1 The change of maximum tunnel diameter due to adjacent loaded pile in soft clay, case 1.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

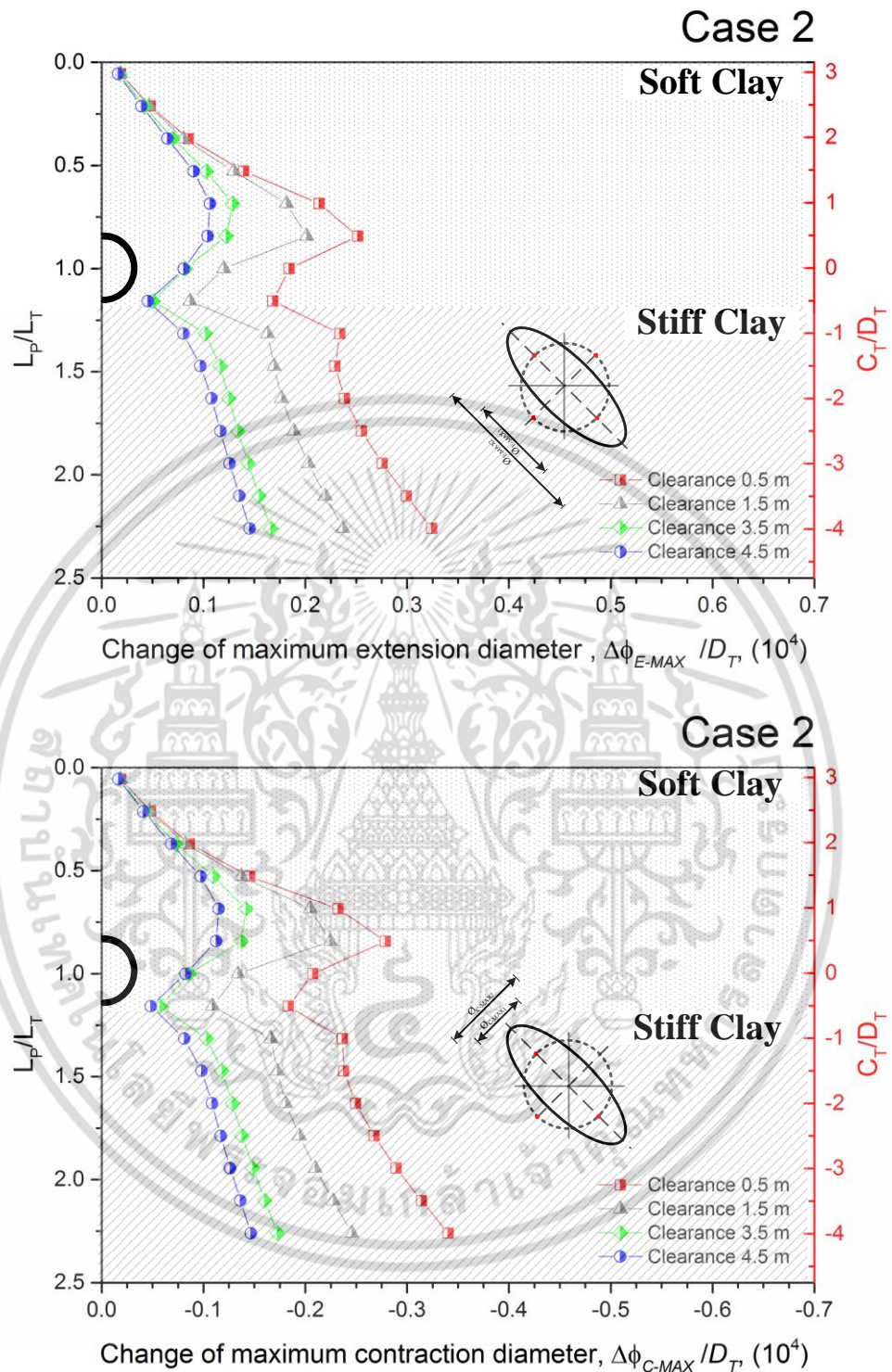
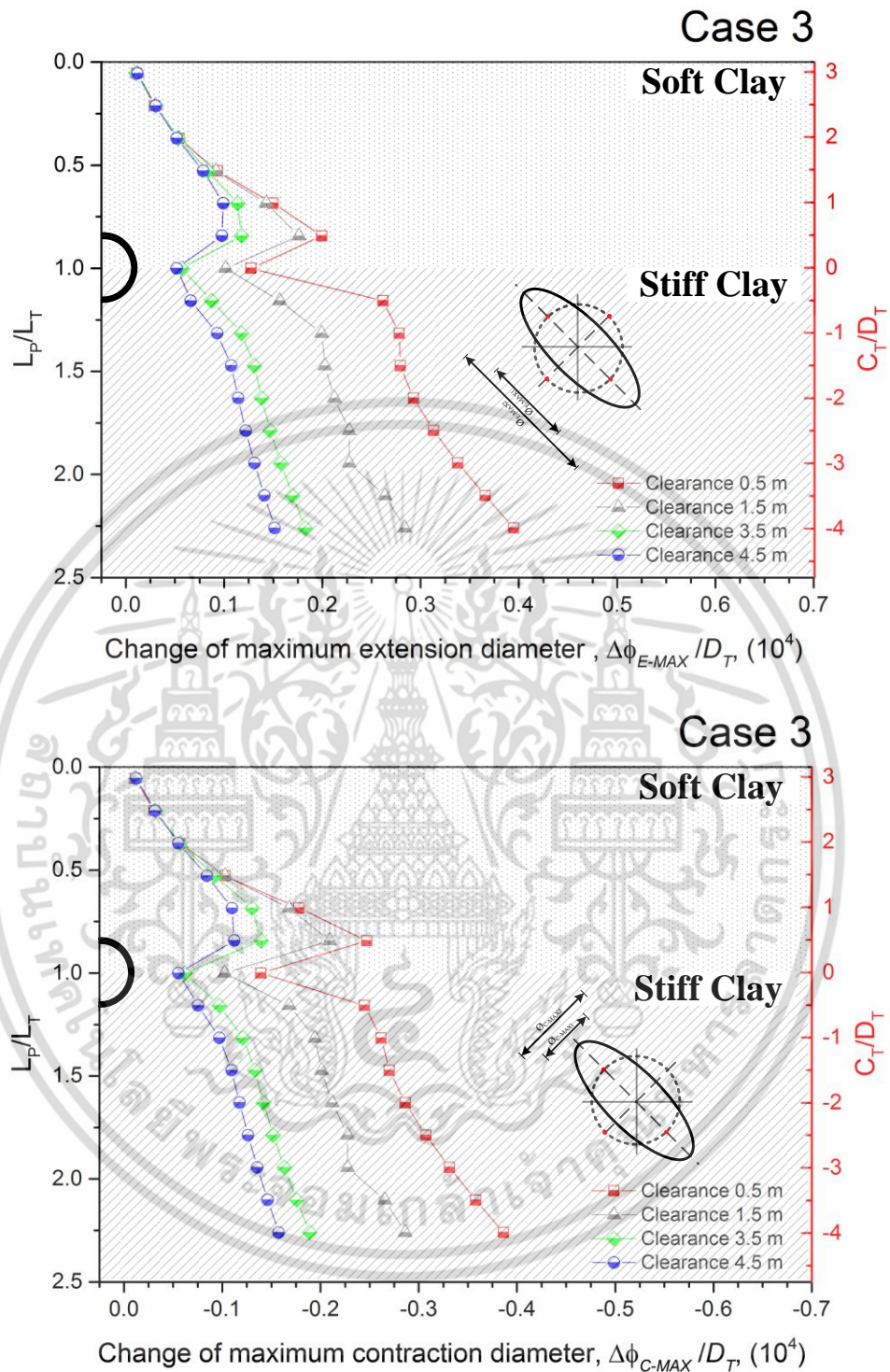


Figure C 2 The change of maximum tunnel diameter due to adjacent loaded pile in soft clay is above the stiff clay, case 2.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



**Figure C 3** The change of maximum tunnel diameter due to adjacent loaded pile in soft clay and stiff clay, case 3.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

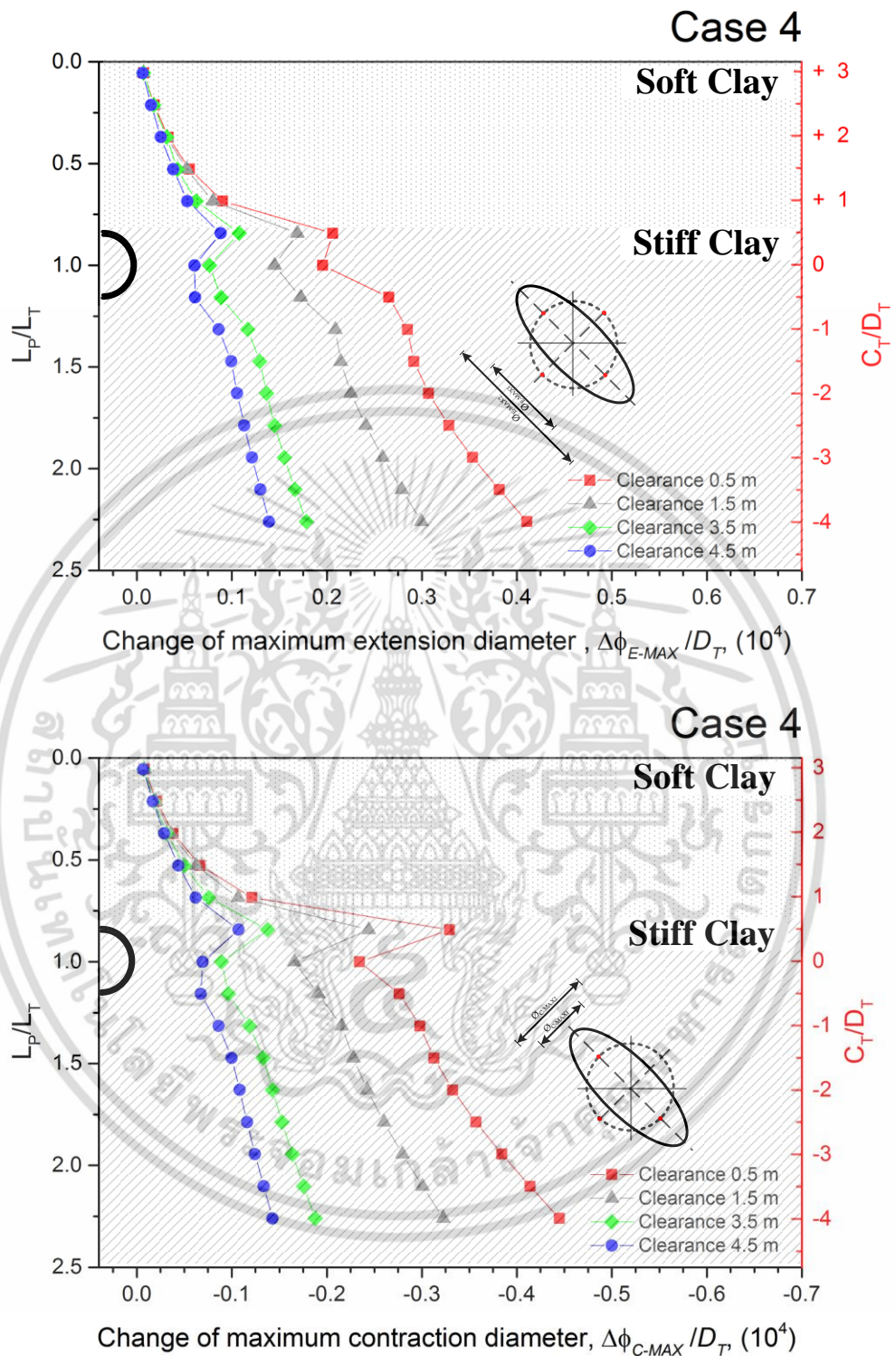


Figure C 4 The change of maximum tunnel diameter due to adjacent loaded pile in stiff clay, case 4.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## Biography

Name: Mr. Narunat Heama

Date of birth: July 30, 1991

Place of birth: Chainat, Thailand

Address: 459 Moo. 5 Bankluay Sub-district, Muang District, Chainat 17000

Educations:

2000-2000 B. Eng. (Civil engineering)  
King Mongkut's Institute of technology Ladkrabang

2000-2000 M. Eng. (Civil engineering)  
King Mongkut's Institute of technology Ladkrabang

Publications:

2015 Narunat Heama, Suchatvee Suwansawat, Prateep Lueprasert and Pornkasem Jongpradist, "Study of lining behavior affected by adjacent loading pile in MRTA Blue Line Project", paper on National Conception on Civil Engineering, 2015.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้