

EFFECT OF TRANSVERSE ISOTROPY ON MECHANICAL PROPERTIES
OF PHU PHAN SANDSTONE



A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the
Degree of Master of Engineering in Civil, Transportation and Geo-Resources

Engineering

Suranaree University of Technology

Academic Year 2022

ผลกระทบของทรานเวิร์สไอโซโทรปีต่อสมบัติเชิงกลศาสตร์ของหินทรายหมวด
หินภูพาน




นายพีรพัฒน์ ลิ่งห์เขียว

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ขนส่ง และทรัพยากรธรณี
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
ปีการศึกษา 2565


EFFECT OF TRANSVERSE ISOTROPY ON MECHANICAL PROPERTIES OF
PHU PHAN SANDSTONE

Suranaree University of Technology has approved this thesis submitted in
partial fulfillment of the requirements for a Master's Degree.


Thesis Examining Committee



.....
(Assoc. Prof. Dr. Pornkasem Jongpradist)
Chairperson




.....
(Prof. Dr. Kittitep Fuenkajorn)
Member (Thesis Advisor)



.....
(Asst. Prof. Dr. Prachya Tepnarong)
Member



.....
(Assoc. Prof. Dr. Chatchai Jothityangkoon)
Vice Rector for Academic Affairs and
Quality Assurance



.....
(Assoc. Prof. Dr. Pornsiri Jongkol)
Dean of Institute of Engineering

พีรพัฒน์ สิงห์เขียว : ผลกระทบของทรานเวอร์สไอโซทรอปีต่อสมบัติเชิงกลศาสตร์ของหินทรายภูพาน (EFFECT OF TRANSVERSE ISOTROPY ON MECHANICAL PROPERTIES OF PHU PHAN SANDSTONE) อาจารย์ที่ปรึกษา : ศาสตราจารย์ เกียรติคุณ ดร.กิตติเทพ เฟื่องขจร, 84 หน้า.

คำสำคัญ: ทรานเวอร์สไอโซทรอปี/ ความเค้นหลายแกน/ แอนไอโซทรอปี/ ความดันลอมรอบ/ เกณฑ์ของคูลอมป์

วัตถุประสงค์ของการศึกษานี้คือเพื่อหาผลกระทบของระนาบชั้นหินต่อกำลังกดสูงสุดและสมบัติเชิงยืดหยุ่นของหินทรายชุดภูพาน มีการวัดความเร็วความคลื่นและการทดสอบรับกำลังกดในแกนเดียวและสามแกน โดยให้ความดันลอมรอบถึง 12 เมกะปาสคาล โดยใช้ตัวอย่างหินที่มีการวางตัวของชั้นหินต่างทิศทางกัน ผลการทดสอบระบุว่าความเร็วคลื่นที่ตั้งฉากกับระนาบชั้นหินมีค่าน้อยกว่าที่ขนานกับระนาบชั้นหิน กำลังกดสูงสุดของตัวอย่างเกิดเมื่อแรงในแนวแกนตั้งฉากกับระนาบชั้นหินและกำลังกดต่ำที่สุดเกิดขึ้นเมื่อแนวที่ตั้งฉากกับระนาบชั้นหินทำมุมกับแนวแรงหลักเท่ากับ 75 องศา ค่าความยืดหยุ่นในแนวที่ขนานกับระนาบชั้นหินมีค่ามากกว่าค่าที่ตั้งฉากกับระนาบชั้นหินเสมอ ผลที่ได้นี้สามารถพบภายใต้ความดันลอมรอบทุกระดับ ระดับของแอนไอโซทรอปีมีแนวโน้มลดลงเมื่อความดันลอมรอบเพิ่มสูงขึ้น เกณฑ์การวิบัติของคูลอมป์สามารถใช้อธิบายค่ากำลังกดของหินทรายชุดภูพานได้ โดยสมการพหุนามกำลังสามถูกใช้ในการอธิบายค่าความเค้นยึดติดของตัวอย่างที่มุมระนาบชั้นหินต่างๆ เกณฑ์พลังงานความเครียดที่จุดวิบัติของตัวอย่างมีความสอดคล้องกับเกณฑ์การวิบัติของคูลอมป์

สาขาวิชา เทคโนโลยีธรณี

ปีการศึกษา 2565

ลายมือชื่อนักศึกษา

S. Pansapat

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา

Dr. Kittitop

PEERAPAT SINGKHIAW : EFFECT OF TRANSVERSE ISOTROPY ON MECHANICAL PROPERTIES OF PHU PHAN SANDSTONE. THESIS ADVISOR : KITITTEP FUENKAJORN, Ph.D., P.E., 84 PP.

Keyword: Transverse isotropy/ Polyaxial stress/ Anisotropy/ Confining pressure/ Coulomb criterion

The objective of this study is to investigate the effect of bedding plane on compressive strength and elastic properties of Phu Phan sandstone. Pulse velocity measurement, uniaxial and triaxial compression tests with confinement up to 12 MPa are performed under different bedding plane orientations. The results indicate that wave velocity normal to bedding planes is smaller than that parallel to the beds. The maximum compressive strength is found when the major principal stress is normal to bedding plane and the minimum strength obtained when normal to bedding plane makes an angle of 75 degrees with loading direction. The elastic modulus parallel to bedding plane is always greater than that normal to bedding plane. This is true for all confining pressures. The degree of anisotropy tends to decrease as confining pressure increases. Coulomb criterion can describe the compressive strengths of Phu Phan sandstone. A third-degree polynomial equation can define the cohesion under varied bedding plane angles. Distortional strain energy at failure agrees with the Coulomb criterion.

School of Geotechnology

Academic Year 2022

Student's Signature

Advisor's Signature

ACKNOWLEDGEMENT

I wish to acknowledge the funding support from Suranaree University of Technology (SUT).

I would like to express thanks to Prof. Dr. Kittitep Fuenkajorn, thesis advisor, who gave a critical review. I appreciate his encouragement, suggestions, and comments during the research period. I would like to express thanks to Assoc. Prof. Dr. Pornkasem Jongpradist and Asst. Prof. Dr. Prachya Tepnarong for their valuable suggestions and comments on my research works as thesis committee members. Grateful thanks are given to all staffs of Geomechanics Research Unit, Institute of Engineering who supported my work.

Finally, I most gratefully acknowledge my parents and friends for all their support throughout the period of this study.

Peerapat Singkhiaw

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

TABLE OF CONTENTS

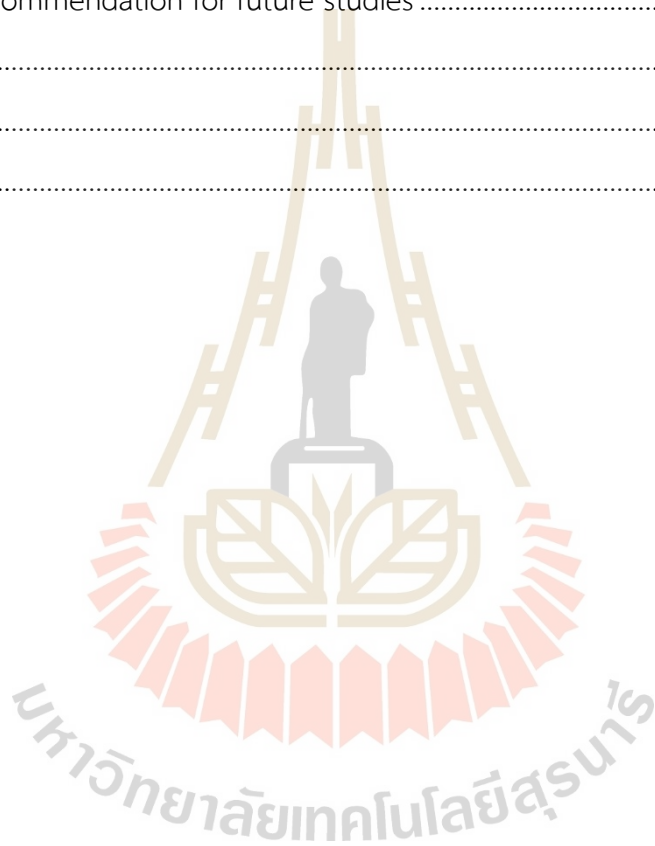
| | Page |
|---|------|
| ABSTRACT (THAI)..... | IV |
| ABSTRACT (ENGLISH)..... | V |
| ACKNOWLEDGEMENT | VI |
| TABLE OF CONTENTS | VII |
| LIST OF TABLES | X |
| LIST OF FIGURES | XI |
| LIST OF ABBREVIATIONS | XV |
| CHAPTER | |
| I. INTRODUCTION..... | 1 |
| 1.1 Background and rationale..... | 1 |
| 1.2 Research objectives | 1 |
| 1.3 Scope and limitations..... | 2 |
| 1.4 Research methodology | 2 |
| 1.4.1 Literature review..... | 2 |
| 1.4.2 Sample preparation | 3 |
| 1.4.3 Compression test..... | 3 |
| 1.4.4 Determination of strength and deformation parameters..... | 3 |
| 1.4.5 Strength and elastic criteria..... | 3 |
| 1.4.6 Discussions and conclusions | 3 |
| 1.4.7 Thesis writing..... | 4 |
| 1.5 Thesis contents | 4 |
| II. LITERATURE REVIEWS | 5 |
| 2.1 Introduction | 5 |
| 2.2 Anisotropy Classification | 5 |

TABLE OF CONTENTS (Continued)

| | Page |
|--|------|
| 2.3 Effect of transverse isotropy on strength and elastic properties in rocks..... | 7 |
| III. SAMPLE PREPARATION | 20 |
| 3.1 Introduction | 20 |
| 3.2 Rock description | 20 |
| 3.3 Rock specimens preparation..... | 24 |
| IV. LABORATORY TESTING..... | 27 |
| 4.1 Introduction | 27 |
| 4.2 Compression test..... | 27 |
| 4.3 Ultrasonic pulse velocity measurement..... | 30 |
| 4.4 X-ray diffraction (XRD) analysis | 31 |
| V. TEST RESULTS | 33 |
| 5.1 Introduction | 33 |
| 5.2 Compression test..... | 33 |
| 5.3 Ultrasonic pulse velocity measurement..... | 40 |
| 5.4 X-ray diffraction (XRD) analysis | 41 |
| VI. ANALYSIS OF TEST RESULTS | 42 |
| 6.1 Introduction | 42 |
| 6.2 Compression strength..... | 42 |
| 6.3 Elastic properties | 43 |
| 6.4 Amadei's solution | 43 |
| 6.5 Degree of anisotropy..... | 47 |
| 6.6 Strength criteria..... | 50 |
| 6.7 Strain energy density criterion | 52 |

TABLE OF CONTENTS (Continued)

| | Page |
|---|------|
| VII. DISCUSSIONS AND CONCLUSIONS..... | 54 |
| 7.1 Discussions | 54 |
| 7.2 Conclusions..... | 56 |
| 7.3 Recommendation for future studies | 57 |
| REFERENCES | 58 |
| APPENDIX..... | 63 |
| BIOGRAPHY | 84 |



LIST OF TABLES

| Table | Page |
|--|------|
| 2.1 Poisson's ratios and Young's modulus depending on the bedding angle (ψ) with theoretical method | 15 |
| 2.2 Results of related to studying numbers analyses involving non-linear least squares guess method | 16 |
| 3.1 Lithologic column of Cretaceous and related rocks in Khorat Plateau | 22 |
| 3.2 Sandstone specimens used for uniaxial and triaxial compression tests | 25 |
| 5.1 Compressive strengths of test results | 34 |
| 5.2 Intrinsic and apparent Young's moduli and Poisson's ratios of all specimens | 39 |
| 5.3 Ultrasonic pulse velocity measurement results | 41 |

LIST OF FIGURES

| Figure | Page |
|---|------|
| 1.1 Research methodology | 2 |
| 2.1 Uniaxial compressive strength of Ranyah sandstone as a function of orientation of discontinuity plane | 8 |
| 2.3 Results of compressive modulus (a) and uniaxial compressive strength (b) plotted as a function of anisotropy angle | 9 |
| 2.4 Strength anisotropy curve of Arkansas, Ranyah and fractured sandstone | 10 |
| 2.5 Apparent elastic moduli with respect to anisotropy angle | 11 |
| 2.6 UCS test data with respect to anisotropy angle | 11 |
| 2.7 Major principal stresses at failure ($\sigma_{1,f}$) as a function of bedding plane orientation (β) | 12 |
| 2.8 (a) The strength; (b) elastic moduli of artificial geomaterials specimens plotted with bedding angle under uniaxial compression (1); triaxial compression test at confined stress 3 MPa (2) and 6 MPa (3) | 13 |
| 2.9 (a) The strength; (b) elastic moduli of meta-siltstone specimens plotted with bedding angle under uniaxial compression (1); triaxial compression test at confined stress 3 MPa (2) and 6 MPa (3) | 13 |
| 2.10 (a) Strength; (b) elastic moduli of schist specimens plotted with bedding angle under uniaxial compression (1); triaxial compression test at confined stress 3 MPa (2) and 6 MPa (3) | 14 |
| 2.11 m_i parameter normalized by angle of bedding plane orientation for all sedimentary rock types | 16 |

LIST OF FIGURES (Continued)

| Figure | Page |
|---|------|
| 2.12 Variation of the Young's elastic modulus of bedded rock under various confining pressure conditions | 18 |
| 2.13 Strength and elastic modulus as a function of confining pressure | 19 |
| 3.1 Location of Khorat Plateau in the northeast of Thailand | 21 |
| 3.2 Distribution of Sakon Nakhon Basin and Khorat Basin by uplifting of Phu Phan range | 23 |
| 3.3 Prismatic sandstone specimens with nominal dimensions of 54 × 54 × 108 mm ³ | 24 |
| 3.4 Sandstone specimens with various bedding plane orientations prepared for uniaxial and triaxial compression tests | 25 |
| 4.1 Polyaxial load frame used in uniaxial and triaxial compression testing | 28 |
| 4.2 Specimens with neoprene placed between all interfaces and loading platens in polyaxial load frame | 29 |
| 4.3 Principal stress and elastic properties directions with respect to direction of bedding plane orientations | 30 |
| 4.4 Ultrasonic pulse velocity measurements using by OYO Sonic viewer 170 Model 5338 | 31 |
| 4.5 X-ray diffractometer Bruker, D2 Phaser (Center for Scientific and Technological Equipment, Suranaree University of Technology) | 32 |
| 5.1 All post-tested specimens of compression tests | 34 |
| 5.2 Axial stress (σ_1) and strains (ϵ_1 , ϵ_{3P} , ϵ_{3O}) on sandstone specimens with $\beta = 0^\circ$ | 35 |
| 5.3 Axial stress (σ_1) and strains (ϵ_1 , ϵ_{3P} , ϵ_{3O}) on sandstone specimens with $\beta = 15^\circ$ | 35 |
| 5.4 Axial stress (σ_1) and strains (ϵ_1 , ϵ_{3P} , ϵ_{3O}) on sandstone specimens with $\beta = 30^\circ$ | 36 |

LIST OF FIGURES (Continued)

| Figure | Page |
|--|------|
| 5.5 Axial stress (σ_1) and strains (ϵ_1 , ϵ_{3p} , ϵ_{3o}) on sandstone specimens with $\beta = 45^\circ$ | 36 |
| 5.6 Axial stress (σ_1) and strains (ϵ_1 , ϵ_{3p} , ϵ_{3o}) on sandstone specimens with $\beta = 60^\circ$ | 37 |
| 5.7 Axial stress (σ_1) and strains (ϵ_1 , ϵ_{3p} , ϵ_{3o}) on sandstone specimens with $\beta = 75^\circ$ | 37 |
| 5.8 Axial stress (σ_1) and strains (ϵ_1 , ϵ_{3p} , ϵ_{3o}) on sandstone specimens with $\beta = 90^\circ$ | 38 |
| 6.1 Stress at failure ($\sigma_{1,f}$) as a function of orientation of bedding plane (β) under different confining pressures | 42 |
| 6.2 Stress-strain curve on sandstone specimens (a) $\beta = 0^\circ$, (b) $\beta = 15^\circ$, (c) $\beta = 30^\circ$, (d) $\beta = 45^\circ$, (e) $\beta = 60^\circ$, (f) $\beta = 75^\circ$ and (g) $\beta = 90^\circ$ | 44 |
| 6.3 Elastic modulus (E_1) as a function of orientation of bedding plane (β) for different confining pressures | 45 |
| 6.4 Notations used in Amadei's solution (a), polar plot of intrinsic and apparent elastic moduli (E_y) with various bedding plane orientations (β). Points are test results, lines are predictions from Amadei's solutions (b) | 46 |
| 6.5 Polar plot of intrinsic and apparent Poisson's ratio ν_{yx} (a) and ν_{yz} (b). Points are test results, lines are predictions from Amadei's solutions | 47 |

LIST OF FIGURES (Continued)

| Figure | Page |
|---|------|
| 6.6 Degrees of rock anisotropy (E_{90}/E_0) as a function of confining pressure. ① Hornfel, ② Schist, ③ Garnet hornfel (Fereidooni, <i>et al.</i> , 2016); ④ Mudstone (Miller, <i>et al.</i> , 2013); ⑤ Quartzitic schist, ⑥ Biotite schist (Nasseri, <i>et al.</i> , 2003); ⑦ Phyllite (Xu, <i>et al.</i> , 2018); ⑧ Meta-siltstone, ⑨ Schist (Usoltseva, <i>et al.</i> , 2017) ⑩ Sandstone (Hu, <i>et al.</i> , 2017) | 48 |
| 6.7 Elastic and shear moduli as a function of confining pressure (σ_3) | 49 |
| 6.8 Relation between major principal stress at failure ($\sigma_{1,f}$) and confining pressure (σ_3), based on Coulomb criterion | 51 |
| 6.9 Cohesion as a function of bedding plane orientation fitted with third degree polynomial equation | 51 |
| 6.10 Distortional strain energy (W_d) at failure as a function of mean strain energy (W_m) | 53 |

SYMBOLS AND ABBREVIATIONS

| | | |
|--------------------------|---|---|
| α | = | Constant parameter |
| β | = | the angle between the normal of bedding planes and the major principal stress |
| $\gamma_{\text{oct, f}}$ | = | Octahedral shear strain at failure |
| δ | = | Constant parameter |
| ϵ_1 | = | Major principal strain |
| ϵ_{3P} | = | Strains measured parallel to the strike of bedding planes. |
| ϵ_{3O} | = | Strains measured normal to the strike of bedding planes. |
| $\epsilon_{m, f}$ | = | Mean strain |
| ϕ | = | friction angle |
| ν | = | Poisson's ratio on transverse isotropic plane |
| ν' | = | Poisson's ratio on the plane normal to transverse isotropic plane |
| ν_{yz} | = | Apparent Poisson's ratios in y-z coordinate system |
| ν_{yx} | = | Apparent Poisson's ratios in y-x coordinate system |
| $\nu_{3P,3O}$ | = | Poisson's ratio between the directions that are parallel and normal to the bedding plane strike |
| $\nu_{1,3P}$ | = | Poisson's ratios on the planes between the major principal axis and the directions parallel to the strike of bedding planes |
| $\nu_{1,3O}$ | = | Poisson's ratios on the planes between the major principal axis and the directions normal to the strike of bedding planes |
| ρ_{rock} | = | Density of specimen |

SYMBOLS AND ABBREVIATIONS (Continued)

| | | |
|-----------------|---|--|
| σ_1 | = | Major principal stresses |
| $\sigma_{m, f}$ | = | Mean stress |
| σ_3 | = | Minor principal stresses |
| $\sigma_{1, f}$ | = | Major principal stress at failure |
| $\tau_{oct, f}$ | = | Octahedral shear stress at failure |
| c | = | Cohesion |
| c_0° | = | Cohesion obtained from specimens with $\beta = 0^\circ$ |
| E_y | = | Apparent Young's modulus |
| E_{3p} | = | Elastic moduli along the two minor principal (lateral) axes parallel to bedding plane strike |
| E_{30} | = | Elastic moduli along the two minor principal (lateral) axes normal to bedding plane strike |
| E_1 | = | Elastic moduli along the major principal (axial) direction |
| E' | = | Elastic moduli normal to strike of transverse isotropic plane |
| E | = | Elastic moduli parallel to strike of transverse isotropic plane |
| G' | = | Shear modulus on the plane normal to transverse isotropic plane |
| G | = | Shear modulus on transverse isotropic plan |
| n | = | Porosity |
| V_p | = | Compressional (P-wave) wave velocity |
| V_s | = | Shear (S-wave) wave velocity |
| W_d | = | Distortional strain energy |
| W_m | = | Mean strain energy |

CHAPTER I

INTRODUCTION

1.1 Background and Rationale

Rock engineering structures are sometimes designed and constructed in sedimentary rocks that deposit from sediments in variant periods. The sedimentary rocks always have layers of deposition that called bedding planes, and these planes can cause difference of rock properties. The difference of properties in these rocks appears in two directions that are normal to bedding plane and parallel (transverse) to bedding plane. Such characteristic is called transversely isotropic property. It is a factor that engineers have to face in many sites. In fact, the bedding plane of sedimentary rocks usually has different angles of orientation (called dip angle) because of tectonic process of earth crusts. The effects of transversely isotropy on strength and elastic properties of rock are therefore needed to be well understood.

1.2 Research Objectives

The objective of this study is to determine the effects of transversely isotropy of sandstone. Triaxial compression test is performed on Phu Phan sandstone with various angles of bedding planes with the principal stress direction. Various confining pressures are applied in this test.

1.3 Scope and Limitations

The scope and limitations of this research include as follows.

- 1) Phu Phan sandstone is tested.
- 2) All specimens are 54x54x108 cubic millimetres in size.
- 3) The specimens are prepared with bedding orientations making angle of 0°, 15°, 30°, 45°, 60°, 75° and 90° with the principal direction.
- 4) Confining pressures are applied from 0 MPa to 12 MPa.
- 5) The test is performed under ambient temperature (30±1°C)

1.4 Research Methodology

The research methodology is shown in Figure 1.1 which includes literature review, samples preparation, poly-axial compression test, determination of strength and elastic parameters, applicant to strength and elastic criterion, discussion, conclusion and thesis writing.

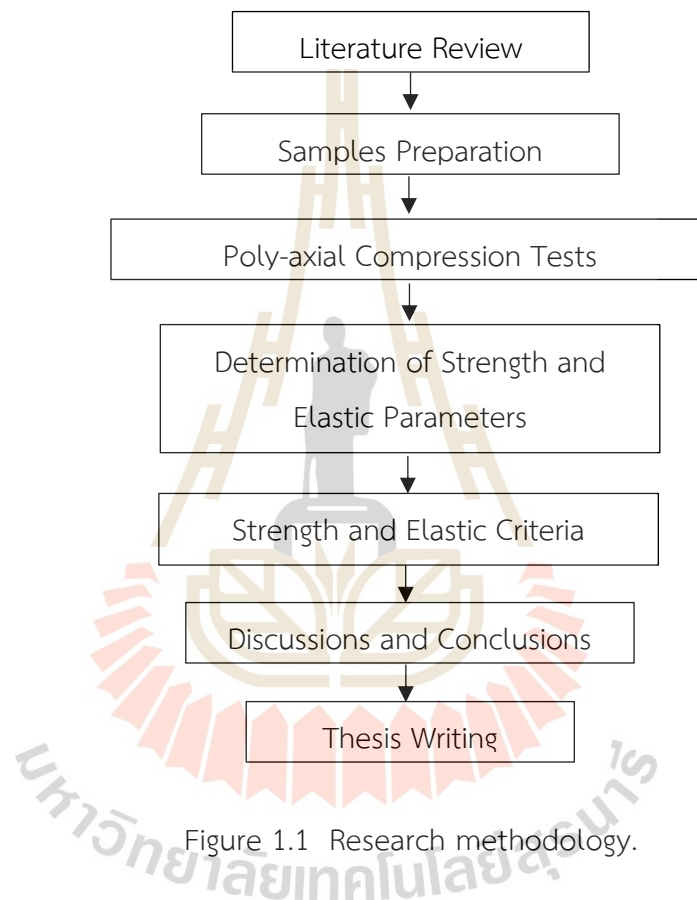


Figure 1.1 Research methodology.

1.4.1 Literature review

Literature review was collected a research about classification of anisotropy (transversely isotropy) and effect of transversely isotropy to mechanic properties of rock under unconfined or confined stress conditions. The sources of information are brought from journals, technical reports and conference paper.

1.4.2 Samples preparation

The samples have been obtained from sandstone of Phu Phan formation. Samples are prepared in the laboratory at Suranaree University of Technology. The specimens are prepared to rectangular shape with dimensions of 54x54x108 mm³ for each sample has an angle of bedding plane which varies about zero-degree to ninety-degree respect to axial loading.

1.4.3 Compression test

A poly axial load frame (Walsri et al., 2009) is used in this study under constant confining stress from 0 MPa up to 12 MPa. The test is performed by apply axial stress to samples until the sample collapse while the confining stress is controlled constantly. The dial displacement gages are used to measure the deformation of sample in axial and lateral directions. The collapsed load, displacement and modes of failure are observed. Then, it is calculated and analyzed for strength and elastic parameters of specimen.

1.4.4 Determination of strength and elastic parameters

The Amadei (1996) solutions are applied to evaluate the apparent elastic moduli and Poisson's ratios of the specimens under various orientations of bedding planes.

1.4.5 Strength and elastic criteria

The strength results obtained from compression testing are used to develop failure criterion. The criterion incorporates the effect of transverse isotropy caused by various orientations of bedding planes.

1.4.6 Discussions and conclusions

Discussions describe the reliability and adequacy of the test information. Comparison of the results and explanations of these problem is described and offered here. To the future research needs are identified. Conclusions from the study are created.

1.4.7 Thesis writing

All research activities and results are documented and compiled in the thesis. This research can be applied to analysis mechanism of rock mass which be influential from their transversely isotropy property.

1.5 Thesis contents

Chapter I describes the background of problems and significance of the study. The research objectives, methodology, scope and limitations are identified. Chapter II summarizes the results of the literature review. Chapter III describes the sample preparations. Chapter IV describes the laboratory testing. Chapter V prefer the test results. Chapter VI describes the transversely isotropic effect on strength and elastic properties of Phu Phan sandstone. Chapter VII discusses and concludes the research results and provides recommendations for future research studies.



CHAPTER II

LITERATURE REVIEW

2.1 Introduction

Previous relevant research and information about the effect of transverse isotropy on mechanical properties of rocks are reviewed, including strength, elastic properties and their effects under confining pressures. The reviews results are summarized below.

2.2 Anisotropy classification

The behavior of anisotropic material is in metamorphic and sedimentary rocks under compressive stress conditions. The consideration is given to the effect of the magnitude and orientation of the particular components of the complex state of stress along with the preferential planes of bedding, foliation, lamination, schistosity, or cleavage (Ramamurthy, 1993). The basis for this discussion is the experimental results shown by various researchers from a number of research centers on such sedimentary and metamorphic rocks, as shales, laminated sandstones and limestones, diatomite, coals, crystalline schists, slates, gneisses, and phyllites.

Gholami and Rasouli (2014) classify types of anisotropy character of sedimentary and metamorphic rocks by nature, structures, and mechanic properties. Types of anisotropy that are classified are following

1) Inherent anisotropy : Most metamorphic rocks such slates, gneisses, schist, or phyllite would have an anisotropic character like foliation and schistose planes that the weak planes are generated during the formation phase with temperature and pressure by tectonic process (Ramamurthy, 1993). The weakened plane controls the property of strength in different directional loads.

2) Induced anisotropy : This anisotropy is developed due to fracturing, weak plane, or fault. This type of rock's anisotropy has many effects on rock strength relate to the direction of applied stress. The factors that affect to rock properties of this

anisotropy type, many studies have done to determine all of these factors but they almost have not understood well (Ramamurthy, 1993).

3) Cleavage or planar anisotropy : This type of anisotropy plane is most found in metamorphic rock, chemical rock, or crystalline rock, such as rock salt and limestone. The orientation of weak plane at $\beta = 90^\circ$ occurs a greater strength than strength at $\beta = 0^\circ$ (Ramamurthy, 1993), where β is the angle between normal to anisotropic plane and loading direction.

4) U-shaped anisotropy : This type of anisotropy is developed in slates that have a lot of cleavage sets. The strength of this type would differ from planar anisotropy because strength at $\beta = 0^\circ$ is more than $\beta = 90^\circ$ (Ramamurthy, 1993).

5) Undulatory anisotropy : This is a kind that has a set of cleavage more than one set, such as coal and biochemical diatomite (Ramamurthy, 1993).

6) Bedding plane anisotropy : This anisotropy type is found in most sedimentary rocks, such as sandstone, siltstone, mudstone, and shale. The anisotropic plane is developed from sediments that deposit with different periods, causing layers of the same-time deposited sediments. The maximum strength of the anisotropy has shown at $\beta = 0^\circ$ and most of them have the minimum strength between $\beta = 20^\circ$ and $\beta = 40^\circ$ (Ramamurthy, 1993). The β is angle between alignment of weak plane and axial load (Ramamurthy, 1993).

Al-Harhi (1998) study the effect of anisotropic structures on Ranyah sandstone under uniaxial compressive strength test. Normally, the anisotropy curve under uniaxial compressive strength condition is usually U-shaped. But the resulting curve of Rayah sandstone is performed by a W-shaped curve (Figure 2.1). This shape curve is due to the effects of bedding planes in two directions.

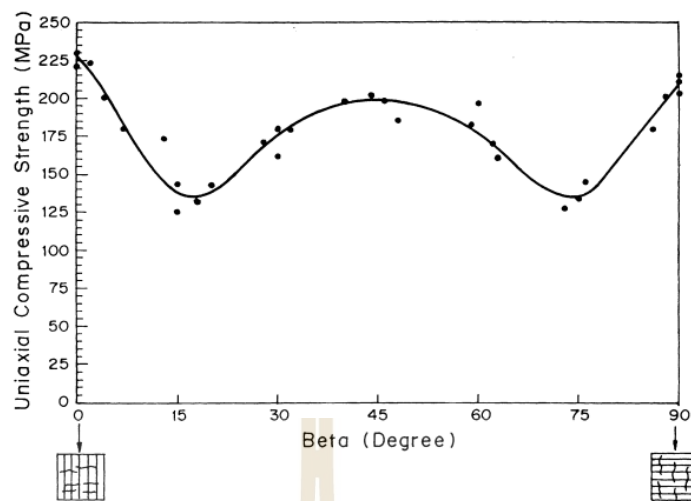


Figure 2.1 Uniaxial compressive strength of Ranyah sandstone as a function of orientation of discontinuity plane (Al-Harthi., 1998).

From the W-shaped curve, Al-Harthi (1998) determines the uniaxial compressive strength of Ranyah sandstone which was developed from the two U-shaped curves formed by the discontinuity system more than one set. This condition of sample would have a W-shaped with two maximum strengths at $\beta = 0^\circ$ and at $\beta = 90^\circ$. Two minimum strengths are at $\beta = 30^\circ$ and $\beta = 60^\circ$ and a central would peak at $\beta = 45^\circ$.

2.3 Effect of transverse isotropy on strength and elasticity properties in rocks

Mclamore et al. (1967) determine the strength of rock in transversely isotropic condition as a function of confining pressure under compression test. The samples have orientations of bedding plane or cleavage planes that vary from 0° to 90° related to the axial load. The result shows effects of transversely isotropy on strength and deformation property of sedimentary rock. The shear stress occurs a discontinuity plane that be influential to slipping of sample across a bedding plane. Internal buckling depends on the orientation of discontinuity plane and the initial stress state.

Jin et al. (2018) have studied the deformation and strength of Marcellus shale. Uniaxial and Brazilian tests are performed on Marcellus shale. For uniaxial compression test, five different orientations of bedding plane are prepared with the angles of 0° , 30° , 45° , 60° , and 90° with respect to applied loading direction. For the Brazilian test, samples are prepared to dice-shape and angle of orientation consistent as uniaxial

compressive strength test. Results of uniaxial test show that the compressive elastic modulus at maximum value is occurred at $\theta = 0^\circ$ and minimum at $\theta = 90^\circ$. Strength values are variant between 35 MPa and 67 MPa. When increasing the anisotropy angle, the strength decreases at first phase until $\theta \geq 60^\circ$. The maximum strengths are at $\theta = 0^\circ$ and $\theta = 90^\circ$ (Figure 2.2).

In Brazilian test, the study has determined the tensile strength which a maximum value is nearly at $\theta = 25^\circ$ whereas the minimum occurring at $\theta = 90^\circ$ (Figure 2.3).

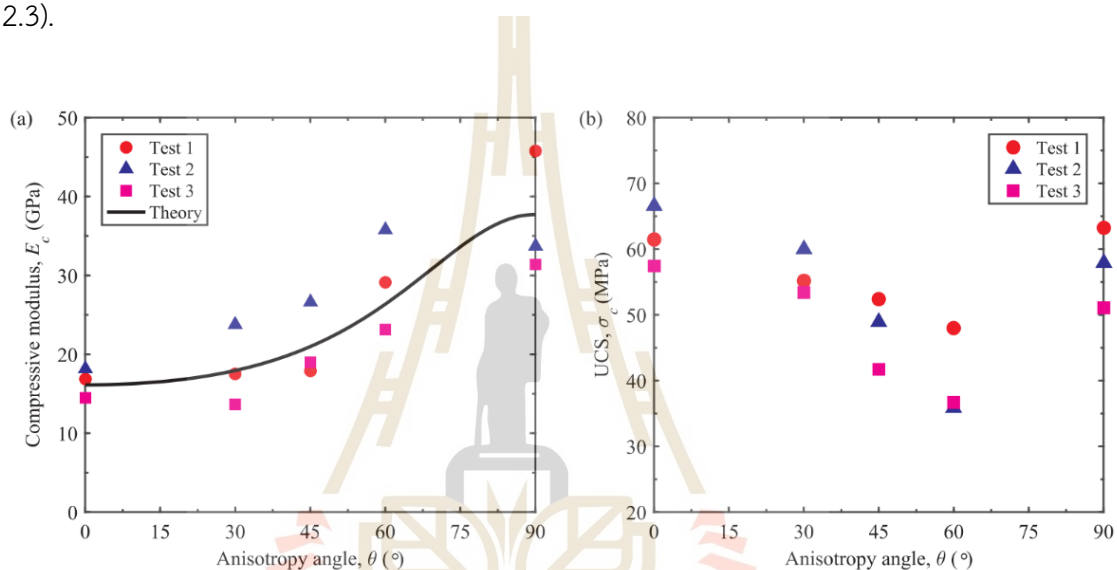


Figure 2.2 Results of compressive modulus (a) and uniaxial compressive strength (b) plotted as a function of anisotropy angle (Jin et al., 2018).

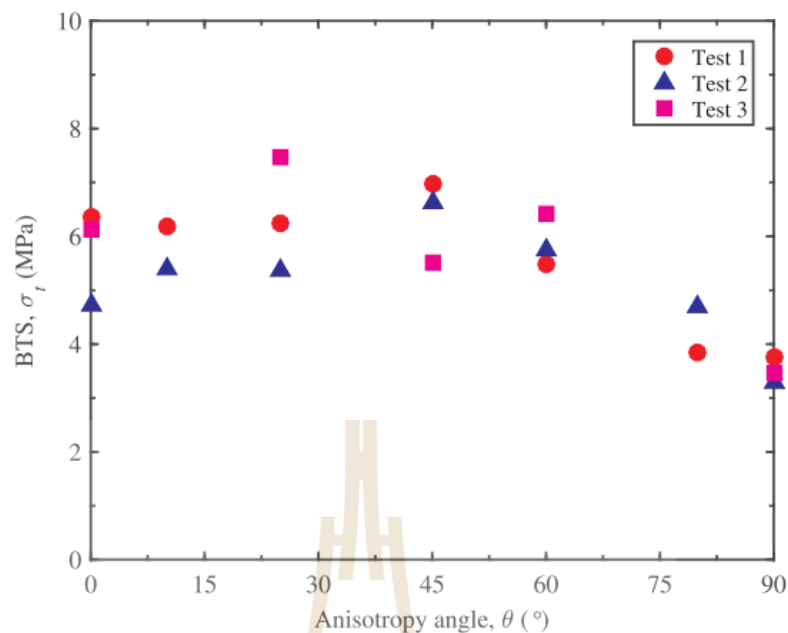


Figure 2.3 Variation of Brazilian tensile strength (BTS) with anisotropy angle (Jin et al., 2018).

Al-Harhi (1998) study the effect of planar structures on the anisotropy of Ranyah sandstone under uniaxial compressive strength test with various orientations of bedding plane at 0, 15, 30, 45, 60, 75, and 90 degrees respected to axial stress. The results of this study, uniaxial compressive strength is plotted as a function of orientation of bedding plane (β). The shape of the function curve is observed in W-shaped type. A comparison between anisotropy curve and literature results is performed. The Ranyah sandstone and Arkansas sandstone (Chenevert and Gatlin, 1965) and fractured sandstone (Horino and Ellickson, 1970) are compared in Figure 2.4.

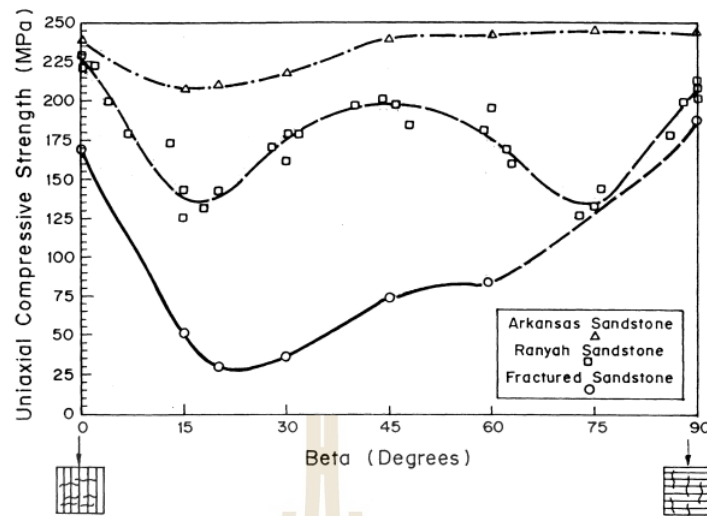


Figure 2.4 Strength anisotropy curve of Arkansas, Ranyah and fractured sandstone (Al-Harathi, 1998).

Gholami and Rasouli (2014) study the effect of transversely isotropy on strength and elasticity properties of rock. Uniaxial and triaxial compression test are performed in this study. Core samples with variant orientation's angles are prepared. The researcher is done under wet and dry conditions. The results of elastic parameters and uniaxial strength are plotted as a function to each other under dry and wet conditions (Figures 2.5 and 2.6). Young's modulus and UCS values minima approximately at $\beta = 45^\circ$, maximum Young's modulus is at $\beta = 0^\circ$ whereas maximum UCS is at $\beta = 90^\circ$. Under wet condition, Young's modulus is greater than dry condition because of pore pressure which induces more deformation. The UCS under wet condition is lower than under dry condition due to the same reason.

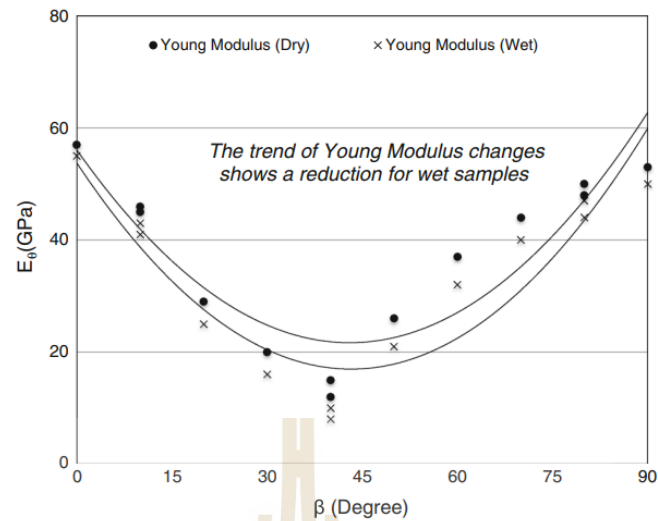


Figure 2.5 Apparent elastic moduli with respect to anisotropy angle (Gholami and Rasouli., 2014).

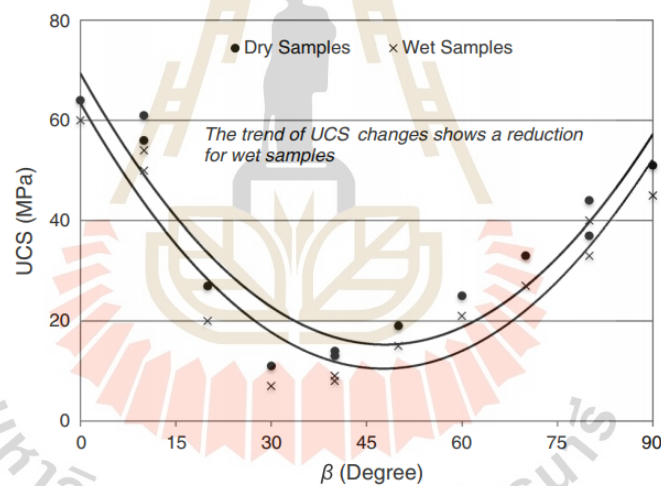


Figure 2.6 UCS test data with respect to anisotropy angle (Gholami and Rasouli., 2014).

Sukjaroen (2021) investigate the impact of transverse isotropy on gypsum, that is the soft rock. The samples are tested under uniaxial and triaxial compression tests with confining pressure up to 20 MPa. Figures 2.7 shows the results from tests. Gypsum specimens have maximum compressive strength at $\beta = 0$ degrees and lowest at $\beta = 60$ degrees for all confining pressures.

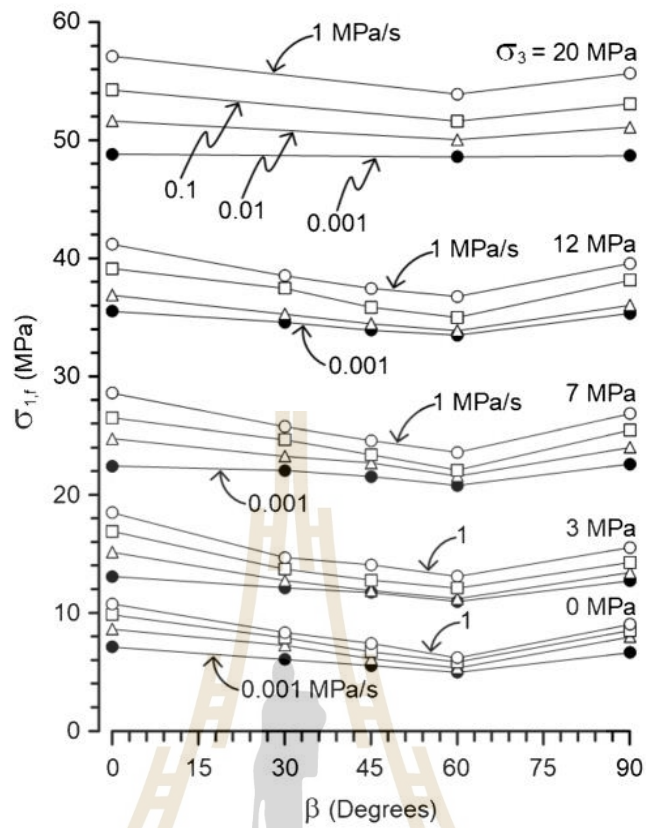


Figure 2.7 Major principal stresses at failure ($\sigma_{1,f}$) as a function of bedding plane orientation (β) (Sukjaroen et al., 2021).

Usoltseva et al. (2017) investigate the anisotropy of artificial geomaterials, meta-siltstone and schist which have bedding plane aligned in 0° , 15° , 30° , 45° , 60° , 75° and 90° with respect to angle between cylinder specimen axis and the layered planes. Uniaxial compression test and triaxial compression test are performed. The results are similar to Gholami and Rasouli (2014) studies that the greatest ultimate strength and elasticity modulus are at $\psi = 0^\circ$ and $\psi = 90^\circ$, respectively. The lowest ones are at $\psi = 45^\circ$ for all specimen types (Figures 2.8 through 2.10).

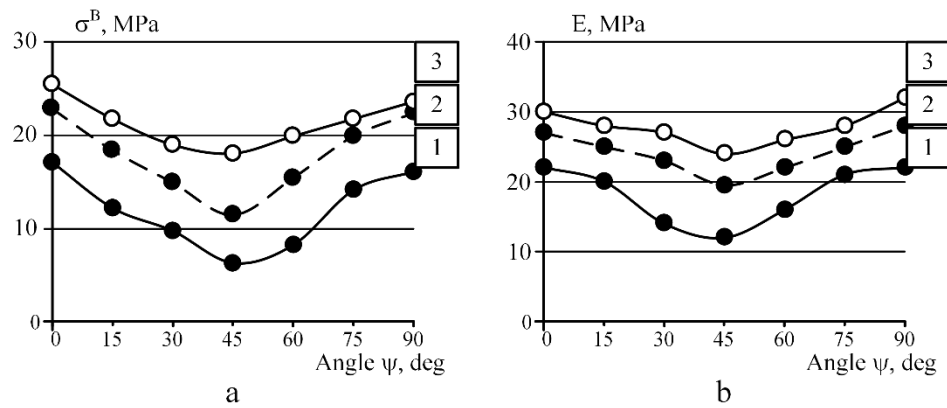


Figure 2.8 (a) The strength; (b) elastic moduli of artificial geomaterials specimens plotted with bedding angle under uniaxial compression (1); triaxial compression test at confined stress 3 MPa (2) and 6 MPa (3) (Usoltseva et al., 2017).

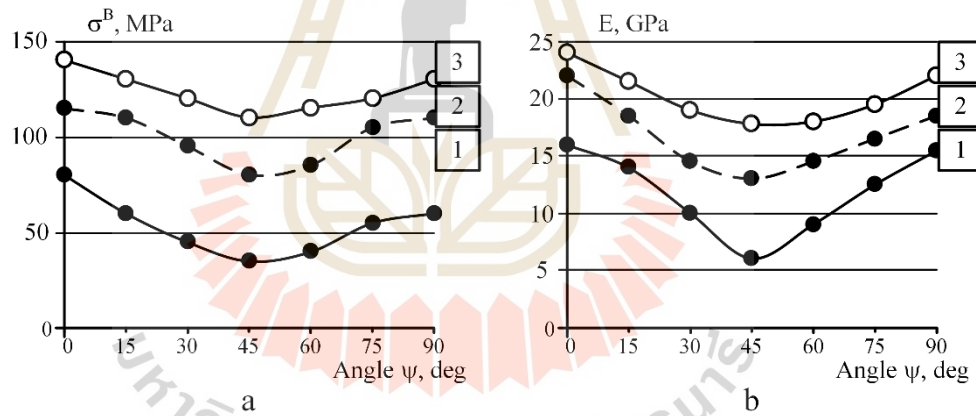


Figure 2.9 (a) Strength; (b) elastic moduli of meta-siltstone specimens plotted with bedding angle under uniaxial compression (1); triaxial compression test at confined stress 3 MPa (2) and 6 MPa (3) (Usoltseva et al., 2017).

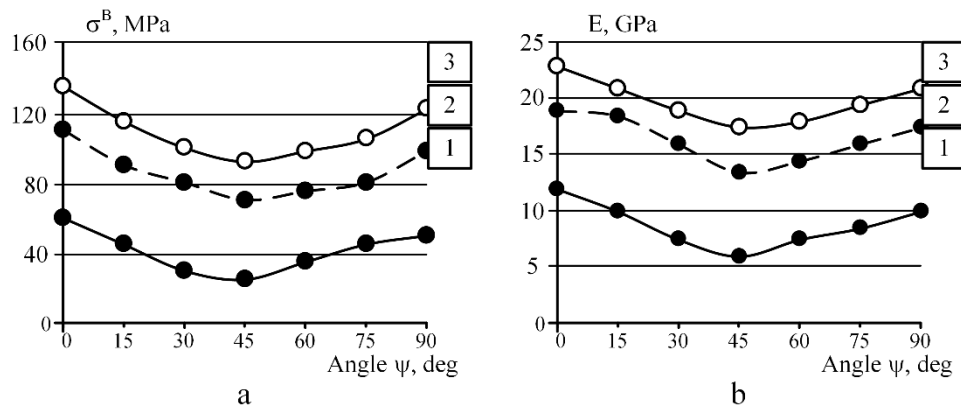


Figure 2.10 (a) Strength; (b) elastic moduli of schist specimens plotted with bedding angle under uniaxial compression (1); triaxial compression test at confined stress 3 MPa (2) and 6 MPa (3) (Usoltseva et al., 2017).

The coefficients of deformation and the side-sample strain are examined as Young's modulus and Poisson's ratios. The constants of modulus of artificial geomaterials are determined using relationship from the Salamon and Tien theoretical model by Hoek-Brown criterion, as follows.

$$\nu = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{\lambda_i \nu_i E_i}{1 - \nu_i^2}}{\sum_{i=1}^n \frac{\lambda_i E_i}{1 - \nu_i^2}} \quad (2.1)$$

$$E = (1 - \nu^2) \sum_{i=1}^n \frac{\lambda_i E_i}{1 - \nu_i^2} \quad (2.2)$$

$$\lambda_i = \frac{H}{\sqrt[3]{V_i}} \quad (2.3)$$

where λ_i is the fraction coefficient value (dimensionless) of the i -th layer; V_i is the dimensional fraction value; H is the layer thickness; ν_i and E_i are Poisson's ratios and Young's moduli of the i -th layer of the medium; ν and E are overall Poisson's ratio and elastic moduli. The values of Poisson's ratio and elastic moduli are depended on the angle of discontinuity plane with experimental and theoretical methods are shown in Table 2.1.

Table 2.1 Poisson's ratios and Young's modulus depending on the bedding angle (ψ) with theoretical method.

| $\Psi, ^\circ$ | ν_{exp} | E_{exp}, MPa | ν_{th} | E_{th}, MPa | $Err_{\nu}, \%$ | $Err_E, \%$ |
|----------------|-------------|-----------------------|------------|----------------------|-----------------|-------------|
| 0 | 0.133 | 23.02 | 0.152 | 26.353 | 14.56 | 14.48 |
| 15 | 0.173 | 20.146 | 0.191 | 22.520 | 10.66 | 11.78 |
| 30 | 0.162 | 15.511 | 0.165 | 13.354 | 2.44 | 13.90 |
| 45 | 0.205 | 12.737 | 0.175 | 14.135 | 14.40 | 10.97 |
| 60 | 0.194 | 16.008 | 0.196 | 17.302 | 1.45 | 8.08 |
| 75 | 0.176 | 20.853 | 0.169 | 22.267 | 3.75 | 6.78 |
| 90 | 0.211 | 22.853 | 0.211 | 26.079 | 0.33 | 14.11 |

Colak and Unlu (2004) study the effects of discontinuity plane orientation for the anisotropy to strength parameter. The tests are performed on sandstone (low degree of anisotropy geomaterial) and siltstone, and claystone (medium degree of anisotropy geomaterial). The rock samples have orientations of discontinuity plane (β) at 0° , 30° , 45° , 60° and 90° (orientated constant defined $m_{i(\beta)}$). The test is performed according to the ISRM suggestion. It has been found out that values of $m_{i(\beta)}$ vary with the degree of orientation. This statement of the anisotropic strength is considered. A function that may be used to define the usual value of $m_{i(\beta)}$ is from a theoretical method that given by Hoek and Brown (1980). Utilizing this equation, the following are obtained.

$$\frac{m_{i(\beta)}}{m_{i(90)}} = 1 - A \exp \left[- \left(\frac{\beta - B}{C + D\beta} \right)^4 \right] \quad (2.4)$$

where $m_{i(90)}$ refers to value of m_i , B is value of β (in degrees) that has $m_{i(\beta)}$ minima, and A, C and D are parameters from statistic calculation that given in Table 2.2. A curve is generalized with consideration to the sedimentary samples (Figure 2.11). When anisotropic intact rock specimens exhibit strength anisotropy, the Hoek and Brown strength is variable, and it is affected by the orientation angle.

Table 2.2 Results of related to studying numbers analyses involving non-linear least squares guess method (Colak and Unlu, 2004).

| Rock type | Statistical parameters | | | | Coefficient of determination (R^2) |
|---------------------------------------|------------------------|------|------|------|--|
| | A | B | C | D | |
| Sandstones | 0.38 | 17.0 | 14.8 | 0.47 | 0.653 |
| Siltstones | 0.77 | 17.4 | 19.8 | 0.31 | 0.840 |
| Claystone | 0.61 | 15.3 | 17.6 | 0.40 | 0.998 |
| All sedimentary rock types considered | 0.63 | 13.4 | 13.3 | 0.49 | 0.606 |

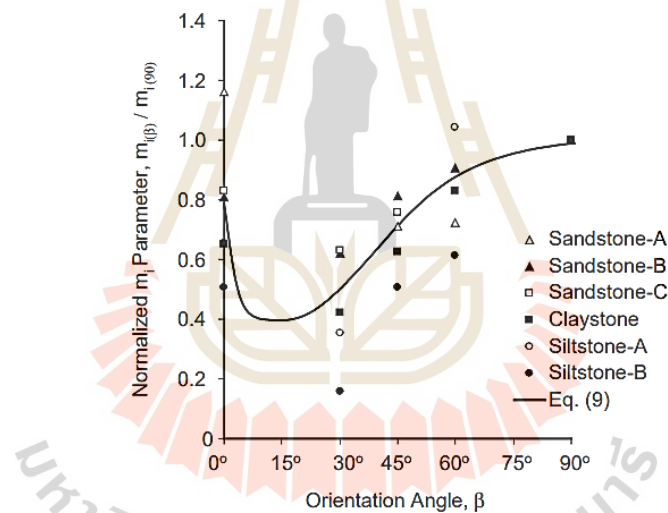


Figure 2.11 m_i parameter normalized by angle of bedding plane orientation for all sedimentary rock types (Colak and Unlu, 2004).

The use of the basic strength test results which tests on bedding samples, the values of the Hoek and Brown parameter of strength, m_i are calculated from different degrees of orientation by ordinary statistic. Then, employing the expression given by Equation (2.4) as a model for non-linear statistical regression, the parameter $m_i(\beta)$ can be defined as a function of the orientation angle (β). Finally, usual Hoek and Brown

strength variables are determined according to Equation (2.5), and they also depend on the orientation angles.

$$\sigma_{1(\beta)} / \sigma_{\chi_{1(\beta)}} = \sigma_3 / \sigma_{\chi_{1(\beta)}} + (\mu_{1(\beta)} \sigma_3 / \sigma_{\chi_{1(\beta)}} + 1)^{0.5} \quad (2.5)$$

In addition, it should be recognized that this approach is related to two dimensions transverse isotropy problems perform in intact rocks. Although this application approach is suitable only to problems of anisotropy plane only, related to intact samples, including rock masses have not available yet.

Hu et al. (2017) study the sandstone mechanical properties with various bedding angles (angle between bedding plane to sample loading axis) under different confining pressures. The results have shown that stress levels and structural anisotropy have significantly influence to mechanical properties of sample. The elasticity modulus of sandstone, loading angle at $\beta = 0^\circ$ was greater than the $\beta = 90^\circ$ and both of them are clearly greater than the angle at $\beta = 30^\circ$ (Figure 2.12). Due to the plane of bedding at $\beta = 90^\circ$ be closer under the applied loading stress and cause a large identical axis strain, but at $\beta = 0^\circ$, the normal loading was mainly induced by the matrix and therefore, the main axis strain was relatively less that other ones (Zhao et al. 2017). Whereas at $\beta = 30^\circ$, the specimens slipped by sliding behavior along bedding planes, and the corresponding loading axis strain was absolutely greater than the another one. therefore, under the loading in three angles, its elasticity modulus was the smallest. The elasticity modulus variation lateral pressure and tending of value gradually be fixed at the high lateral pressure. By the other studies of different types of bedded rock have gotten the unity results (Ramamurthy, 1993; Nasser et al., 2003; Zhang et al., 2011) .

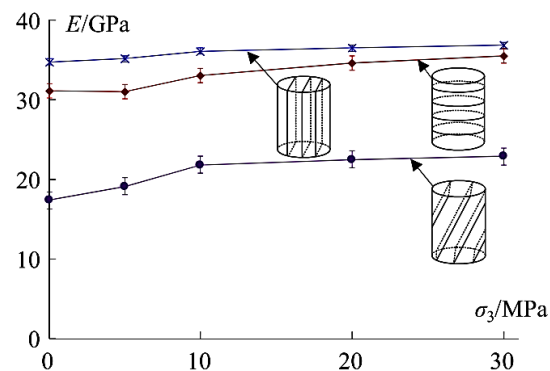


Figure 2.12 Variation of the Young's elastic modulus of bedded rock under various confining pressure conditions (Hu et al., 2017).

Walsri et al. (2009) determine strengths of three type sandstone under with polyaxial load under compression and tension stress condition. Rectangular specimens of sandstones were prepared that the samples have transversely isotropic plane would be tested. The value of elastic modulus in the oblique direction to the bedding planes is slightly greater than normal to the bedding plane. Poisson's ratio on the plane that obliquates to the bedding planes is lower than the parallel ones. Under the same σ_3 , σ_1 at failure increases with σ_2 . Results under axial compression from the Brazilian tension tests have shown the effects of the intermediate principal stress on the rock tensile strength. The Coulomb and modified Wiebols and Cook failure criteria derived from the characterization test result predicting the sandstone strengths in terms of $J_2^{1/2}$ as a function of J_1 under true triaxial condition. The modified Wiebols and Cook criterion describe the failure strength better than the Coulomb criterion done when all principal stresses are in compressive condition. However, if the minimum principal stresses are in tension, the Coulomb criterion overestimates the second order of the stress invariant at failure about twenty percent while the modified Wiebols and Cook failure criterion describes the rock tensile strengths.

Miller et al. (2013) investigate the effect of anisotropy on compressive strength of mudstone. The result can describe the effect of anisotropy as a function of confining pressure (Figure 2.13). In the function of results, strength of anisotropy is between 1.6 and 1.8 which has shown that rock be influential by anisotropic mechanic property

whereas under higher confining pressure condition, mechanic properties of rock would be nearly become isotropic.

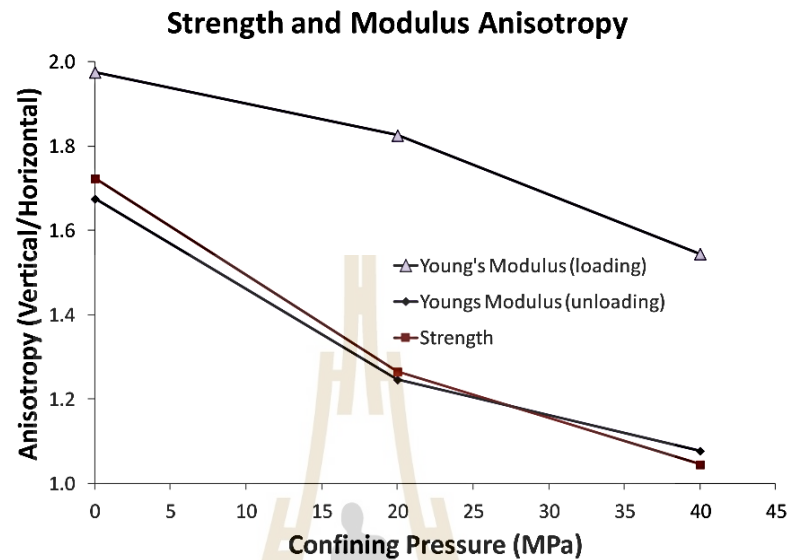


Figure 2.13 Strength and elastic modulus as a function of confining pressure. (Miller et al., 2013).

The anisotropy ratio is a value which can show the anisotropy effects which depend on rock type, fabric and mineral alignment (Ramamurthy et al., 1993; Khanlari et al., 2014). The ratio is defined as a ratio of any properties at the maximum strength to the minima at the other orientation (Singh et al., 1989; Ramamurthy et al., 1993; Nasseri et al., 2003; Cho et al., 2012; Kim et al., 2012).

CHAPTER III

SAMPLE PREPARATION

3.1 Introduction

This chapter describes test specimens of Phu Phan sandstone, including rock sample preparation with different bedding plane orientations (β), description of specimens, and their mineral compositions obtained from X-Ray diffraction analysis (XRD).

3.2 Rock Description

Rock samples used for testing are sandstone obtained from the Phu Phan formation, located on the Korat Plateau in northeastern Thailand, as shown in Figure 3.1. There are distinct bedding planes shown by sequences of grayish-white sandstone interbedded with conglomeratic sandstone. This exhibits the effect of transverse isotropy. Phu Phan sandstone is a member of Korat group, with thickness from 80 to 140 m of nonmarine sediments in early Cretaceous. The sequence of rock deposition in Korat group is shown in Table 3.1.

Due to the uplifting of Phu Phan range, a layer of Phu Phan sandstone was originally deposited under the surface, lifted up, and appeared in the Korat Plateau. The Phu Phan Range is a long and narrow trend almost in the middle portion of the Khorat Plateau trending in the northeast-southeast direction. The range also extends to Savannakhet and Salavan provinces in southern Lao PDR (Veeravinantanakul et al., 2018). Generally, it is a range of hills dividing the Khorat Plateau of the Esan region into two basins: the northern Sakhon Nakhon Basin, and the southern Khorat Basin, as shown in Figure 3.2

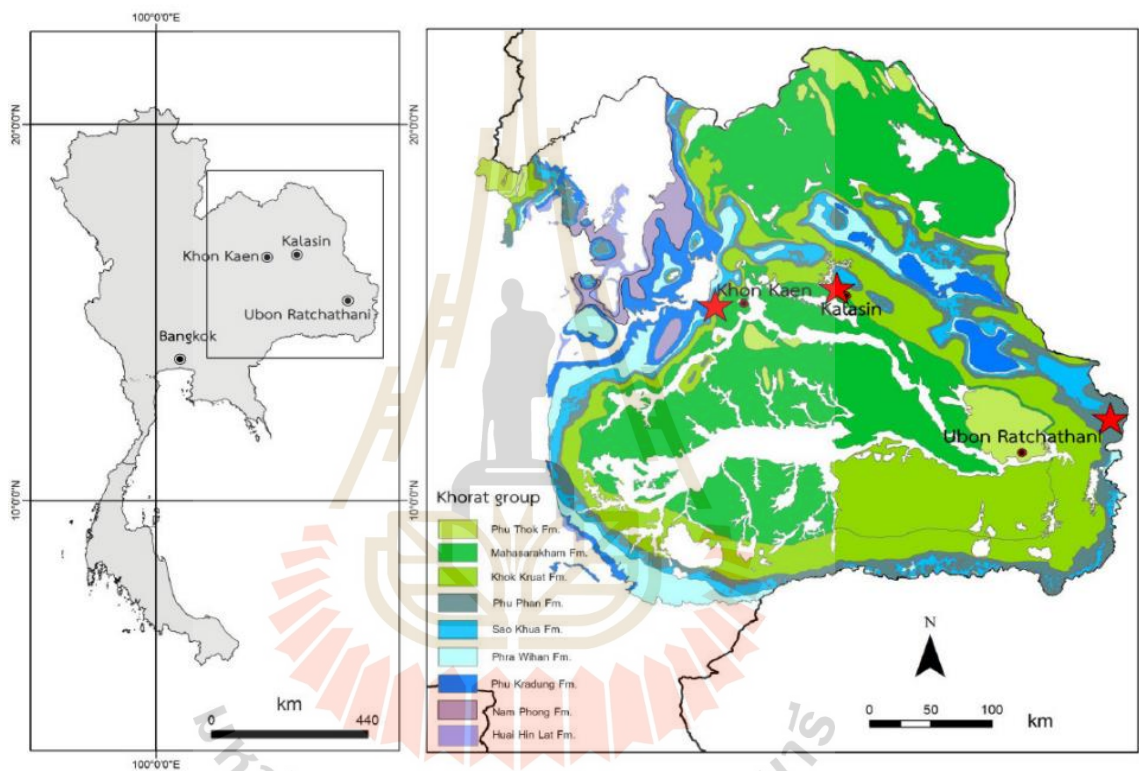


Figure 3.1 Location of Khorat Plateau in the northeast of Thailand (Wongko, 2019).

Table 3.1 Lithologic column of Cretaceous and related rocks in Khorat Plateau (Meesook, 2000).

| Group | Formation | Description | Thickness (m) | Age |
|--------|---------------|--|---------------|-------------------------------------|
| | Phu Tok | Red sand, siltstone, claystone. | 100-550 | Late Cretaceous- ?Early Tertiary |
| | Maha sarakham | Brick-red siltstone and sandstone, thick beds of salt, gypsum and anhydrite. | 600-1000 | Late Cretaceous |
| Khorat | Khok Kruat | Sequences of reddish-brown sandstone and siltstone and siltstone with fossil of vertebrates | 430-700 | Early Cretaceous |
| | Phu Phan | Sequences of grayish-white sandstone and conglomeratic sandstone with plant remains. | 80-140 | Early Cretaceous |
| | Sao Khua | Sequences of reddish-brown sandstone, siltstone and claystone, fossil of vertebrates, bivalves and palynomorphs. | 200-720 | Early Cretaceous |
| | Phra Wihan | Sequences of whitish-gray sandstone, and conglomeratic sandstone, fossil of dinosaur tracks and palynomorphs. | 50-140 | Early Cretaceous |
| | Phu Kradung | Sequences of claystone, siltstone, sandstone, and conglomerate; fossil of vertebrates, bivalves, and palynomorphs. | 800-1100 | Jurassic |
| | Nam Phong | Reddish-brown sandstone, siltstone and claystone; fossils of dinosaurs. | 100-1500 | Late Triassic |
| | Hua Hin Lat | Sequences of fluvio-lacustrine deposits: Dark-gray mudstone, sandstone and occasional conglomerates. | 100-400 | Late Triassic |

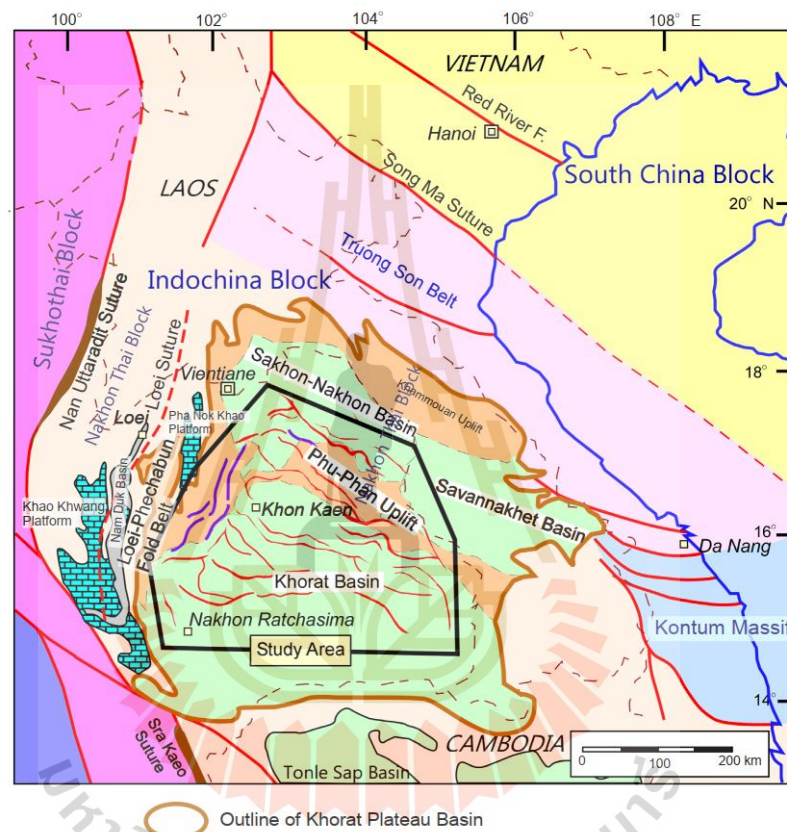


Figure 3.2 Distribution of Sakon Nakhon Basin and Khorat Basin by uplifting of Phu Phan range (Minezaki, 2019).

3.3 Rock Specimens Preparation

Several Phu Phan sandstone blocks measuring $50 \times 50 \times 100 \text{ cm}^3$ are collected in northeastern Thailand. They are cut and polished to obtain prismatic specimens with nominal dimensions of $54 \times 54 \times 108 \text{ mm}^3$ (Figure 3.3).

The samples are prepared with one side-face parallel to strike of the bedding plane and perpendicular to major principal stress (σ_1). So, the across sides of the specimen show the cross-bedding having transverse isotropic angles (β) of 0, 15, 30, 45, 60, 75 and 90 degrees, as shown in Figure 3.4. A total of 28 specimens have been prepared. Table 3.2 shows specimen dimensions and density.

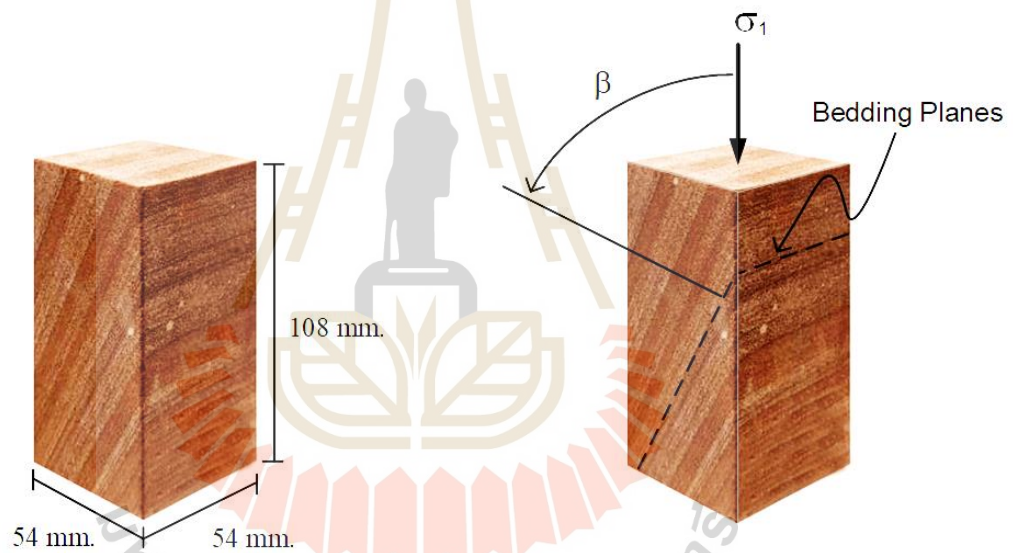


Figure 3.3 Prismatic sandstone specimens with nominal dimensions of $54 \times 54 \times 108 \text{ mm}^3$.

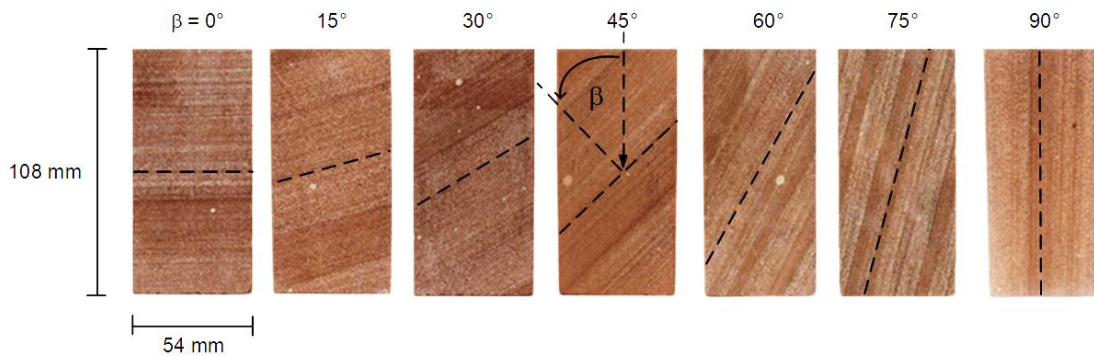


Figure 3.4 Sandstone specimens with various bedding plane orientations prepared for uniaxial and triaxial compression tests.

Table 3.2 Sandstone specimens used for uniaxial and triaxial compression tests.

| Sample No. | β (degree) | Width (mm) | | Length (mm) | Weight (g) | Density (g/cc) |
|------------|---------------------|-----------------------|---------------------|----------------|---------------|-------------------|
| | | Parallel to Strike | Normal to Strike | | | |
| SS-0M-0 | 0 | 55.0 | 54.9 | 106.68 | 752.23 | 2.33 |
| SS-0M-15 | 15 | 52.7 | 53.0 | 106.04 | 698.94 | 2.36 |
| SS-0M-30 | 30 | 52.9 | 53.6 | 107.48 | 719.91 | 2.36 |
| SS-0M-45 | 45 | 54.0 | 54.0 | 108.62 | 732.45 | 2.31 |
| SS-0M-60 | 60 | 54.6 | 55.6 | 107.22 | 732.48 | 2.25 |
| SS-0M-75 | 75 | 54.3 | 55.2 | 108.54 | 757.24 | 2.33 |
| SS-0M-90 | 90 | 52.2 | 53.0 | 101.56 | 643.13 | 2.29 |
| SS-3M-0 | 0 | 54.0 | 52.9 | 109.24 | 734.89 | 2.35 |
| SS-3M-15 | 15 | 54.0 | 53.8 | 107.80 | 730.14 | 2.33 |
| SS-3M-30 | 30 | 53.5 | 53.8 | 108.26 | 744.14 | 2.39 |
| SS-3M-45 | 45 | 55.0 | 55.0 | 109.50 | 782.31 | 2.36 |
| SS-3M-60 | 60 | 55.8 | 56.2 | 110.32 | 799.59 | 2.31 |
| SS-3M-75 | 75 | 54.8 | 55.9 | 109.64 | 786.52 | 2.34 |
| SS-3M-90 | 90 | 52.0 | 53.8 | 108.24 | 686.67 | 2.27 |
| SS-7M-0 | 0 | 53.6 | 53.1 | 107.76 | 723.91 | 2.36 |
| SS-7M-15 | 15 | 53.9 | 53.7 | 106.44 | 725.37 | 2.36 |

| Sample No. | β (degree) | Width (mm) | | Length (mm) | Weight (g) | Density (g/cc) |
|------------|---------------------|-----------------------|---------------------|----------------|---------------|-------------------|
| | | Parallel to Strike | Normal to Strike | | | |
| SS-0M-0 | 0 | 55.0 | 54.9 | 106.68 | 752.23 | 2.33 |
| SS-7M-30 | 30 | 54.3 | 54.9 | 107.64 | 758.04 | 2.36 |
| SS-7M-45 | 45 | 54.0 | 54.2 | 107.86 | 762.40 | 2.42 |
| SS-7M-60 | 60 | 50.4 | 51.8 | 106.88 | 666.09 | 2.39 |
| SS-7M-75 | 75 | 54.0 | 53.7 | 107.70 | 738.45 | 2.37 |
| SS-7M-90 | 90 | 52.5 | 53.7 | 104.60 | 675.04 | 2.29 |
| SS-12M-0 | 0 | 53.9 | 52.8 | 107.28 | 730.97 | 2.40 |
| SS-12M-15 | 15 | 52.1 | 53.2 | 107.86 | 702.87 | 2.35 |
| SS-12M-30 | 30 | 55.5 | 54.6 | 107.18 | 788.78 | 2.43 |
| SS-12M-45 | 45 | 53.3 | 54.5 | 107.90 | 745.34 | 2.38 |
| SS-12M-60 | 60 | 50.0 | 51.5 | 107.98 | 657.97 | 2.37 |
| SS-12M-75 | 75 | 54.8 | 50.8 | 108.84 | 729.11 | 2.41 |
| SS-12M-90 | 90 | 53.4 | 51.0 | 107.12 | 702.45 | 2.41 |

X-ray diffraction analysis is performed on post-test specimen after compression test and ultrasonic pulse velocity measurement before compression test. Sandstone specimens are crushed to obtain rock powder with particle sizes less than 0.25 mm (mesh #60). The X-ray diffraction (Bruker, D2 Phaser) is used.

CHAPTER IV

TEST APPARATUS AND METHODS

4.1 Introduction

The apparatus and methods of laboratory testing are described in this chapter. Compression tests are performed under both uniaxial and triaxial stress conditions. The ultrasonic pulse velocity measurement and X-ray diffraction (XRD) analysis are also carried out on some specimens.

4.2 Compression tests

A compression test is performed to determine the sandstone mechanical properties, including compressive strength, elastic modulus, Poisson's ratio, cohesion and friction angle. The test procedure and calculation follow the ASTM D7012-14e1 (2014) standard practice. The polyaxial load frame device (Fuenkajorn et al., 2012) is used to apply axial and lateral loads to specimens. The lateral loads are applied in mutually perpendicular directions by two pairs of 152 cm long cantilever beams. Dead weights on a lower steel bar connecting the two opposite beams underneath pull the outer end of each beam down. A pin mounted between vertical bars on each side of the frame hinges the inner end of the beam. During testing, all beams are nearly horizontally arranged, resulting in a lateral compressive load on the specimen at the frame's center, as shown in Figure 4.1. Fuenkajorn et al. (2012) recently published a comprehensive review of the polyaxial load frame. After application of lateral stress, the axial stress is applied to the sample by an electric hydraulic pump at a constant rate of 0.1 MPa/second until failure occurs. Neoprene sheets will minimize friction at the surface of specimens by placing them between all interfaces and loading plates (Figure 4.2). The triaxial test uses confining (lateral) pressures of 3, 7 and 12 MPa.

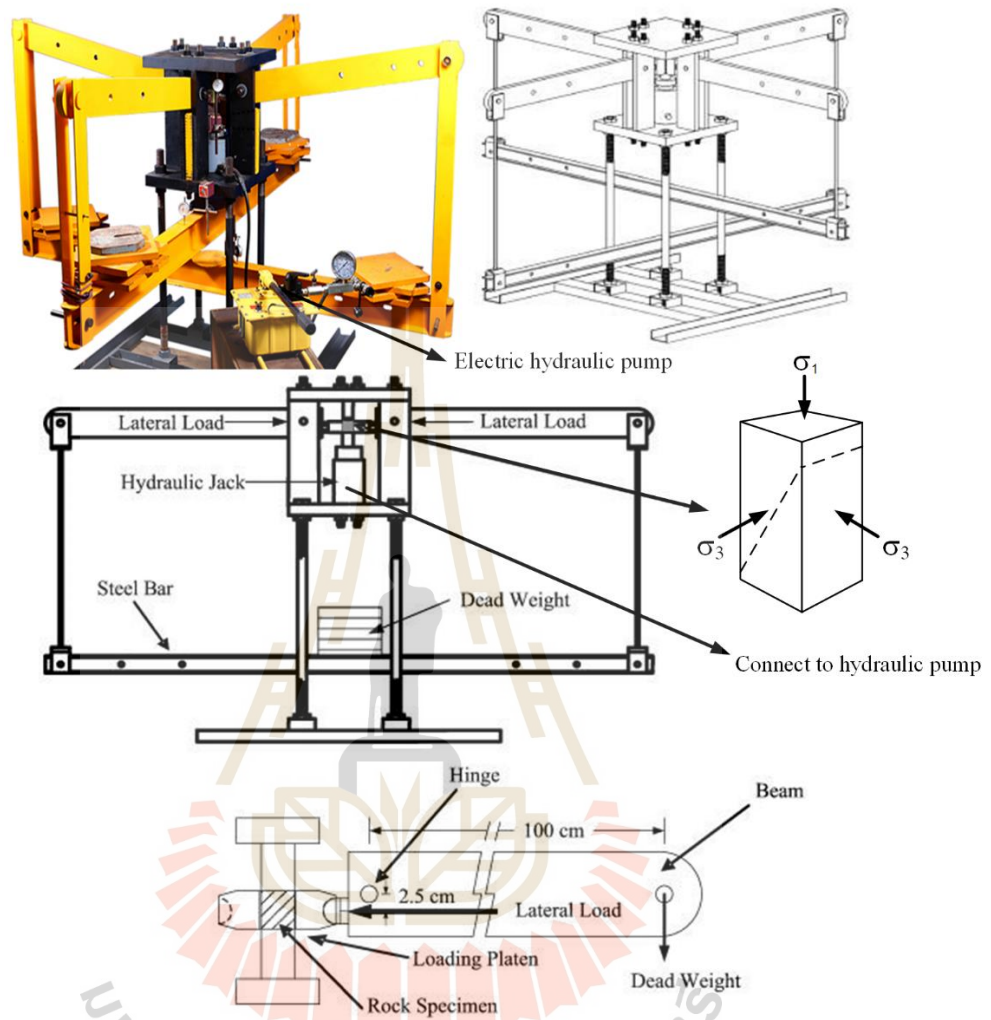


Figure 4.1 Polyaxial load frame used in uniaxial and triaxial compression testing (Fuenkajorn et al., 2012).

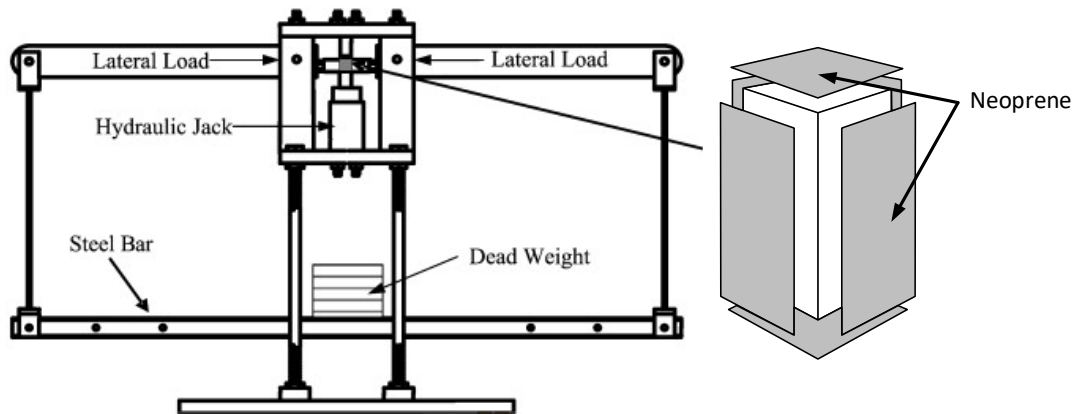


Figure 4.2 Specimens with neoprene placed between all interfaces and loading platens in polyaxial load frame (Fuenkajorn et al., 2012).

Under triaxial compression tests, Figure 4.3 shows the principal stress directions applied to specimens with varying bedding plane orientations. Young's modulus (E_1 , E_{3P} , E_{3O}) and Poisson's ratio ($\nu_{1,3P}$, $\nu_{1,3O}$, $\nu_{3P,3O}$) are determined by modified equations from Jaeger et al. (2007), as follows:

$$\epsilon_1 = \sigma_1/E_1 - (\nu_{1,3P} \sigma_3)/E_{3P} - (\nu_{1,3O} \sigma_3)/E_{3O} \quad (4.1)$$

$$\epsilon_{3P} = -(\nu_{1,3P} \sigma_1)/E_1 + \sigma_3/E_{3P} - (\nu_{3P,3O} \sigma_3)/E_{3O} \quad (4.2)$$

$$\epsilon_{3O} = -(\nu_{1,3O} \sigma_1)/E_1 - (\nu_{3P,3O} \sigma_3)/E_{3P} + \sigma_3/E_{3O} \quad (4.3)$$

where σ_1 is vertical stress (major principal stress), σ_3 is horizontal stress (minor principal stress), ϵ_1 is a strain in major axial, ϵ_{3P} and ϵ_{3O} are strains on the side that are parallel and perpendicular to strike of the bedding plane. E_1 is elastic moduli along the vertical axis, E_{3P} and E_{3O} are elastic moduli that are parallel and normal to strike of the bedding plane, $\nu_{1,3P}$ and $\nu_{1,3O}$ are Poisson's ratio on the plane between the vertical axis and two sides that are parallel and perpendicular to strike of the bedding plane, $\nu_{3P,3O}$ is Poisson's ratio on the plane between direction parallel and direction normal to strike of the bedding plane.

During the tests, displacement dial gages are used to measure axial and lateral displacements of the specimens to the nearest 0.001 mm. Modes of failure are investigated. Photographs are taken.

4.3 Ultrasonic pulse velocity measurement

An ultrasonic pulse velocity test is performed by using OYO Sonic Viewer 170 (Model 5338) (Figure 4.4). The test is performed to determine dynamic properties by measuring P-wave and S-wave velocities as they propagate through the specimen. The method is carried out in accordance with ASTM D2845-08 (2008) standard practice.

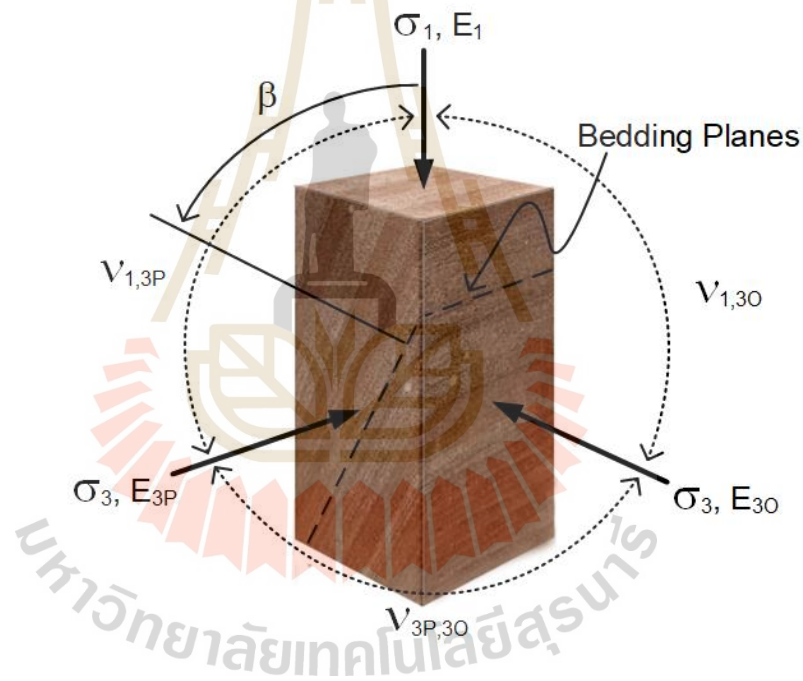


Figure 4.3 Principal stress and elastic properties directions with respect to direction of bedding plane orientations.

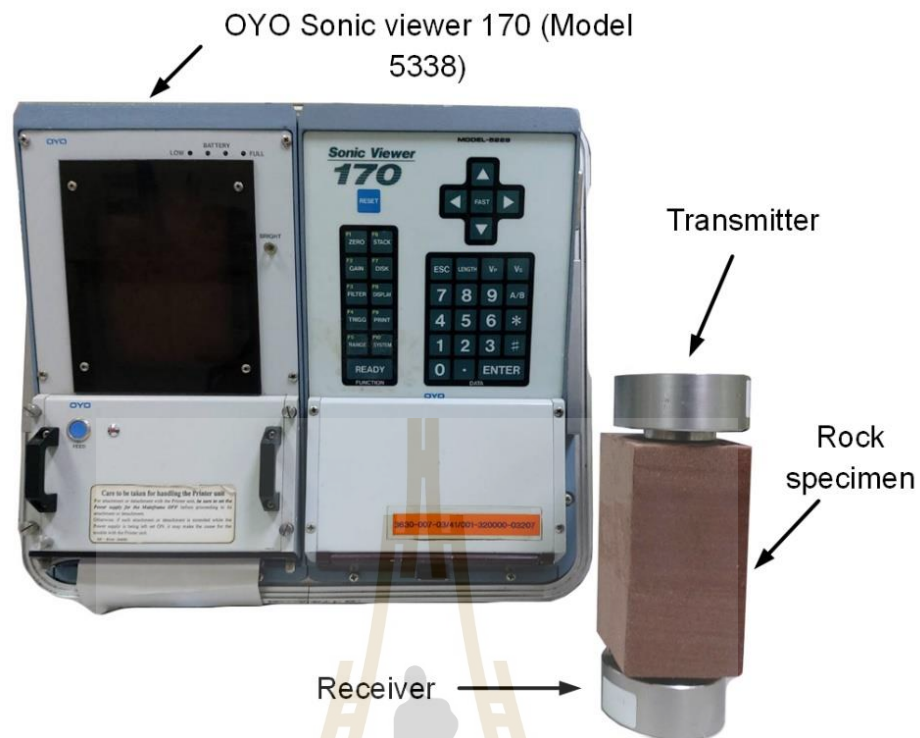


Figure 4.4 Ultrasonic pulse velocity measurements using by OYO Sonic viewer 170 Model 5338.

4.4 X-ray diffraction (XRD) analysis

After the compression test, the representative specimen is crushed to obtain rock powder with particle sizes less than 0.25 mm (mesh #60). The mineral compositions of the specimen powder are determined using X-ray diffractometer-D2 phaser (Figure 4.5). The method of X-ray powder diffraction is the identification of minerals, which originally have a unique X-ray fingerprint' that is saved in databases. The DIFFRAC.EVA software uses to identify the mineral compositions of the specimen.

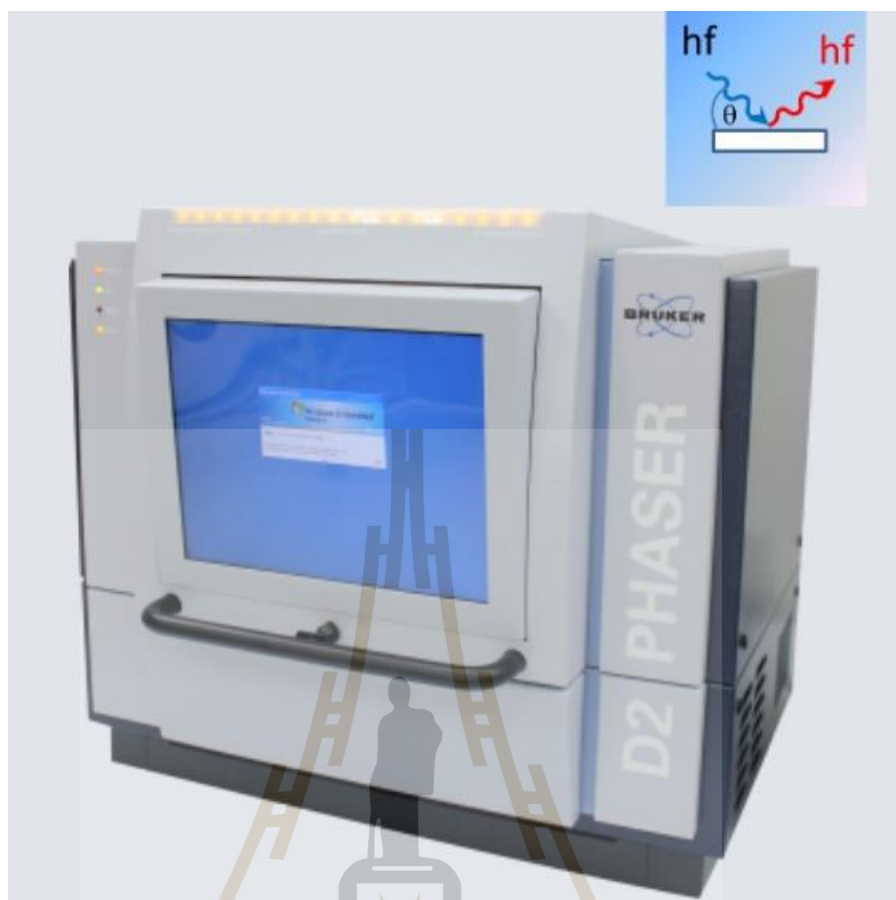
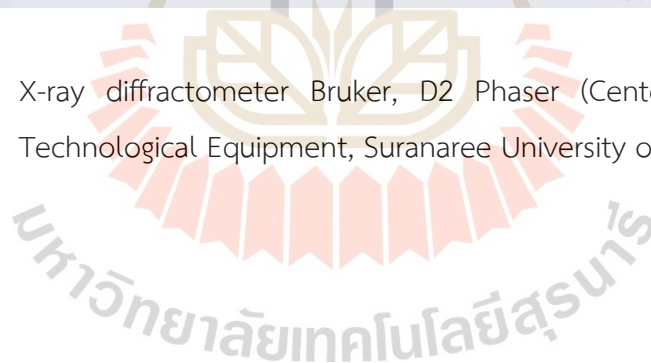


Figure 4.5 X-ray diffractometer Bruker, D2 Phaser (Center for Scientific and Technological Equipment, Suranaree University of Technology).



CHAPTER V

TEST RESULTS

5.1 Introduction

This chapter describes results from compression testing, ultrasonic pulse velocity measurements and X-ray diffraction analysis.

5.2 Compression tests

Uniaxial and triaxial compression tests are performed on twenty-eight specimens with confining pressures from 0 MPa, 3, 7 to 12 MPa. All post-tested specimens are shown in Figure 5.1. Each confinement is applied to the specimens with varied bedding plane orientations. Under low confining pressures ($\sigma_3 \leq 3$ MPa), Mode of failure tends to be independent of the confining pressure. Extensile fractures are induced in the specimens with $\beta = 0^\circ, 15^\circ$ and 30° . Compressive shear failure parallel to the bedding plane strike is found in the specimens with $\beta = 45^\circ$ and 60° . Shear fractures along bedding planes are induced in the specimens with $\beta = 75^\circ$. extensile fractures along bedding planes are induced for $\beta = 90^\circ$. Under high confining pressures, multiple shear fractures are observed for all specimens.

The compressive strengths of all specimens in all confinements are shown in Table 5.1. The vertical and horizontal displacements are measured during the tests. The test results are presented in the form of stress-strain curves in Figures 5.2 through 5.8.

The diagrams show relations between axial stress and strain in three directions. The major axis is parallel to the axial strain (ϵ_1), the strain perpendicular to strike of bedding plane (ϵ_{30}) and strain parallel to strike of bedding plane (ϵ_{3P}).

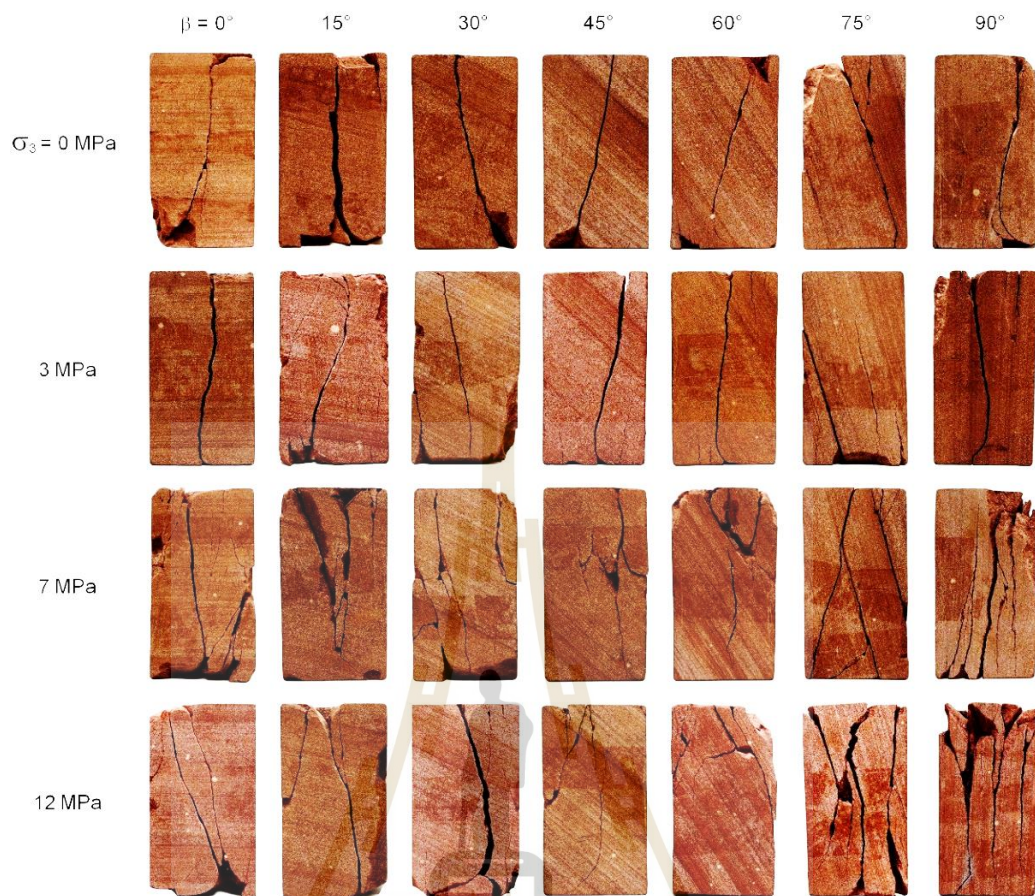


Figure 5.1 All post-tested specimens of compression tests.

Table 5.1 Compressive strengths of test results.

| β | $\sigma_{1,f}$ (MPa) | | | |
|---------|----------------------|-------|-------|--------|
| | σ_3 (MPa) | | | |
| | 0 | 3 | 7 | 12 |
| 0° | 57.83 | 70.24 | 88.96 | 115.13 |
| 15° | 53.14 | 67.62 | 86.03 | 110.33 |
| 30° | 49.27 | 63.80 | 83.56 | 106.57 |
| 45° | 44.95 | 59.21 | 80.60 | 102.23 |
| 60° | 35.99 | 54.33 | 73.63 | 94.94 |
| 75° | 24.77 | 48.45 | 69.30 | 87.95 |
| 90° | 53.69 | 68.74 | 86.65 | 112.29 |

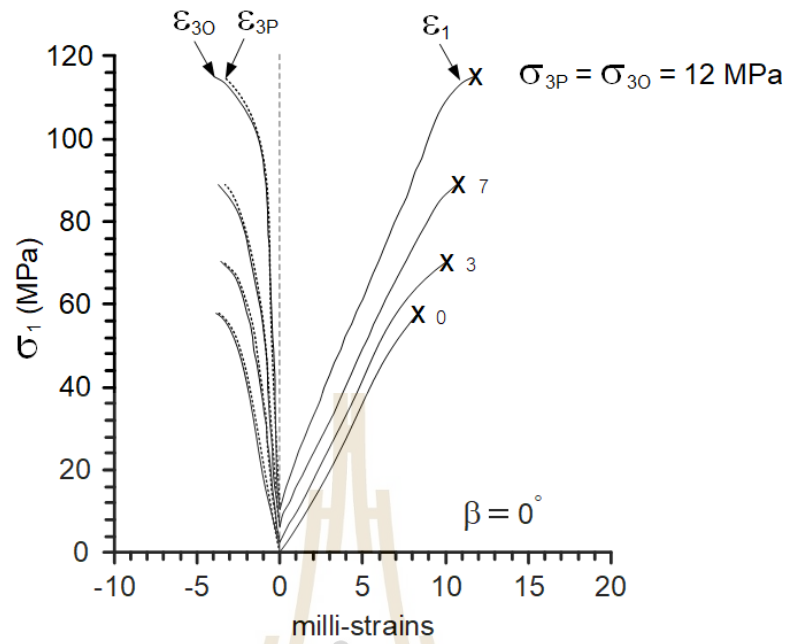


Figure 5.2 Axial stress (σ_1) and strains (ϵ_1 , ϵ_{3P} , ϵ_{30}) on sandstone specimens with $\beta = 0^\circ$.

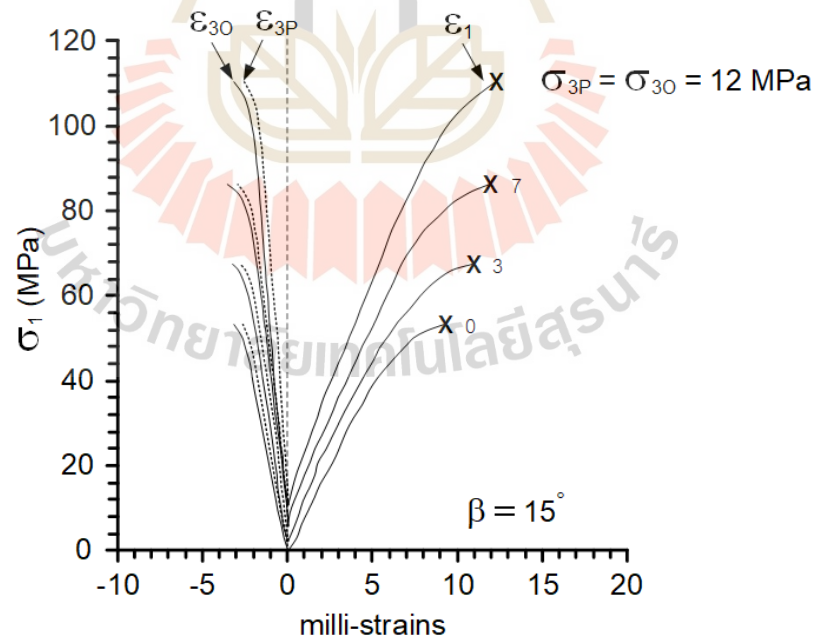


Figure 5.3 Axial stress (σ_1) and strains (ϵ_1 , ϵ_{3P} , ϵ_{30}) on sandstone specimens with $\beta = 15^\circ$.

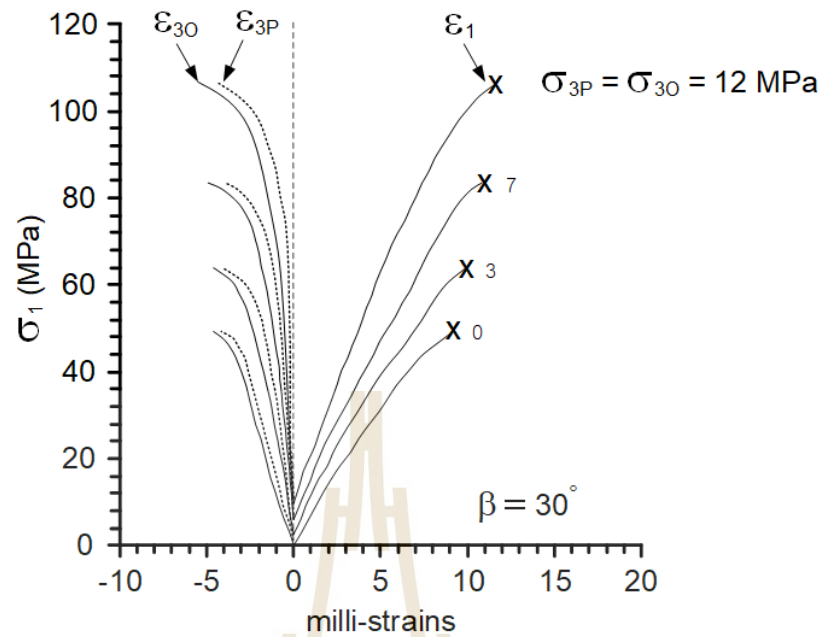


Figure 5.4 Axial stress (σ_1) and strains (ϵ_1 , ϵ_{3P} , ϵ_{30}) on sandstone specimens with $\beta = 30^\circ$.

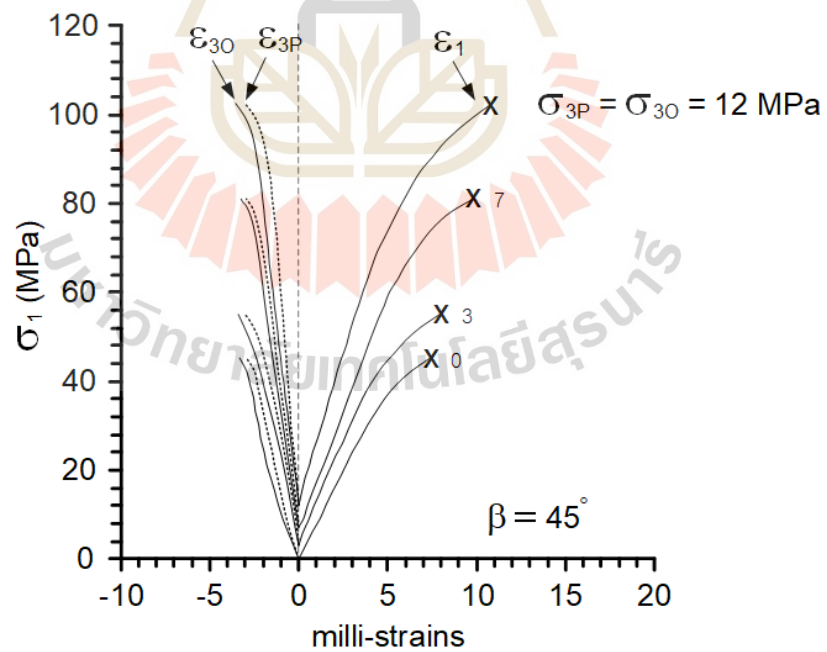


Figure 5.5 Axial stress (σ_1) and strains (ϵ_1 , ϵ_{3P} , ϵ_{30}) on sandstone specimens with $\beta = 45^\circ$.

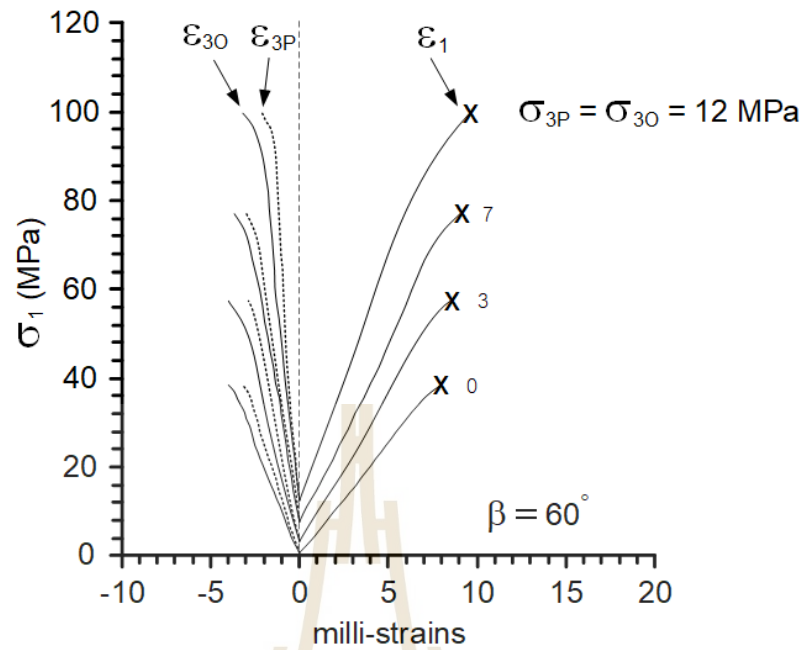


Figure 5.6 Axial stress (σ_1) and strains (ϵ_1 , ϵ_{3P} , ϵ_{30}) on sandstone specimens with $\beta = 60^\circ$.

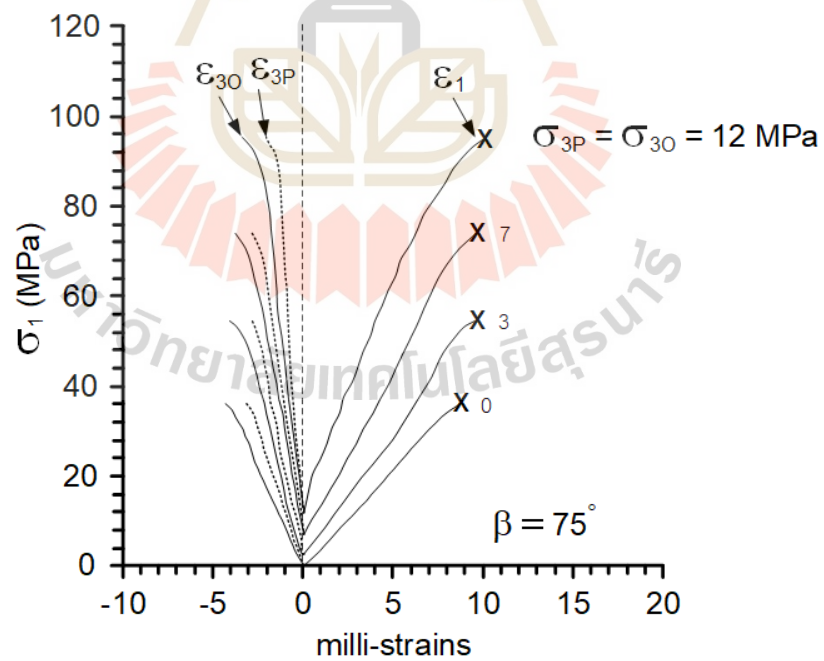


Figure 5.7 Axial stress (σ_1) and strains (ϵ_1 , ϵ_{3P} , ϵ_{30}) on sandstone specimens with $\beta = 75^\circ$.

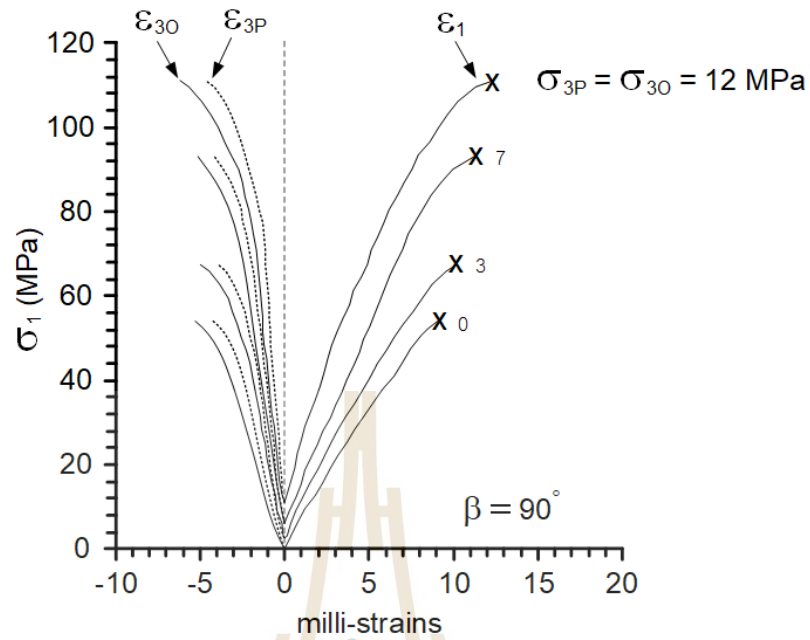


Figure 5.8 Axial stress (σ_1) and strains (ϵ_1 , ϵ_{3P} , ϵ_{3O}) on sandstone specimens with $\beta = 90^\circ$.

The Young's modulus (E_1 , E_{3P} , E_{3O}) and Poisson's ratio ($\nu_{1,3P}$, $\nu_{1,3O}$, $\nu_{3P,3O}$) for each specimen are determined from equations that are modified from those of Jaeger et al. (2007), as follows:

$$\epsilon_1 = \sigma_1/E_1 - (\nu_{1,3P} \sigma_3)/E_{3P} - (\nu_{1,3O} \sigma_3)/E_{3O} \quad (5.1)$$

$$\epsilon_{3P} = -(\nu_{1,3P} \sigma_1)/E_1 + \sigma_3/E_{3P} - (\nu_{3P,3O} \sigma_3)/E_{3O} \quad (5.2)$$

$$\epsilon_{3O} = -(\nu_{1,3O} \sigma_1)/E_1 - (\nu_{3P,3O} \sigma_3)/E_{3P} + \sigma_3/E_{3O} \quad (5.3)$$

where σ_1 is vertical stress (major principal stress), σ_3 is horizontal stress (minor principal stress), ϵ_1 is a strain in major axial, ϵ_{3P} and ϵ_{3O} are strains on the side that are parallel and perpendicular to strike of the bedding plane. E_1 is elastic moduli along the vertical axis, E_{3P} and E_{3O} are elastic moduli that are parallel and normal to strike of the bedding plane, $\nu_{1,3P}$ and $\nu_{1,3O}$ are Poisson's ratio on the plane between the vertical axis and two sides that are parallel and perpendicular to strike of the bedding plane, $\nu_{3P,3O}$ is

Poisson's ratio on the plane between direction parallel and direction normal to strike of the bedding plane.

Under triaxial test condition, the intrinsic elastic properties of transversely isotropic material can be determined only at β are 0° and 90° . To determine the apparent elastic properties of specimens with a β angle between 0° and 90° , a regression analysis is performed using SPSS code from Wendai (2000). This analysis utilized stress and strain values within the elastic portion of the stress-strain curve at about 20-60% of strength. The calculated elastic properties of all specimens are summarized in Table 5.2

Table 5.2 Intrinsic and apparent Young's moduli and Poisson's ratios of all specimens.

| β | σ_3 (MPa) | E_1 (GPa) | E_{3P} (GPa) | E_{3O} (GPa) | $\nu_{1,3P}$ | $\nu_{1,3O}$ | $\nu_{3P,3O}$ |
|------------|---------------------|----------------|-------------------|-------------------|--------------|--------------|---------------|
| 0° | 0 | 4.98 | - | - | 0.21 | 0.21 | - |
| | 3 | 7.72 | 12.17 | 12.17 | 0.20 | 0.20 | 0.19 |
| | 7 | 9.58 | 12.62 | 12.62 | 0.19 | 0.19 | 0.19 |
| | 12 | 11.74 | 13.97 | 13.97 | 0.17 | 0.17 | 0.17 |
| 15° | 0 | 5.36 | - | - | 0.20 | 0.22 | - |
| | 3 | 8.04 | 12.18 | 11.63 | 0.19 | 0.20 | 0.15 |
| | 7 | 10.02 | 12.60 | 12.25 | 0.19 | 0.19 | 0.15 |
| | 12 | 11.97 | 13.96 | 13.81 | 0.17 | 0.17 | 0.16 |
| 30° | 0 | 5.98 | - | - | 0.20 | 0.23 | - |
| | 3 | 8.85 | 12.16 | 10.38 | 0.19 | 0.22 | 0.16 |
| | 7 | 10.36 | 12.61 | 11.54 | 0.18 | 0.21 | 0.15 |
| | 12 | 12.36 | 13.97 | 13.32 | 0.16 | 0.17 | 0.16 |
| 45° | 0 | 7.12 | - | - | 0.19 | 0.24 | - |
| | 3 | 9.73 | 12.15 | 9.19 | 0.17 | 0.22 | 0.17 |
| | 7 | 10.96 | 12.62 | 10.76 | 0.16 | 0.20 | 0.15 |
| | 12 | 12.73 | 13.99 | 12.69 | 0.15 | 0.18 | 0.16 |

| β | σ_3 (MPa) | E_1 (GPa) | E_{3P} (GPa) | E_{3O} (GPa) | $V_{1,3P}$ | $V_{1,3O}$ | $V_{3P,3O}$ |
|---------|---------------------|----------------|-------------------|-------------------|------------|------------|-------------|
| 60° | 0 | 8.54 | - | - | 0.18 | 0.24 | - |
| | 3 | 10.82 | 12.17 | 8.39 | 0.16 | 0.21 | 0.19 |
| | 7 | 11.73 | 12.62 | 10.14 | 0.15 | 0.20 | 0.19 |
| | 12 | 13.27 | 13.97 | 12.22 | 0.13 | 0.18 | 0.18 |
| 75° | 0 | 10.24 | - | - | 0.16 | 0.22 | - |
| | 3 | 11.57 | 12.16 | 7.87 | 0.15 | 0.20 | 0.20 |
| | 7 | 12.37 | 12.63 | 9.74 | 0.14 | 0.19 | 0.19 |
| | 12 | 13.78 | 13.98 | 11.88 | 0.12 | 0.17 | 0.19 |
| 90° | 0 | 11.61 | - | - | 0.15 | 0.21 | - |
| | 3 | 12.17 | 12.17 | 7.72 | 0.14 | 0.20 | 0.20 |
| | 7 | 12.62 | 12.61 | 9.58 | 0.13 | 0.19 | 0.19 |
| | 12 | 13.97 | 13.97 | 11.74 | 0.12 | 0.17 | 0.17 |

5.3 Ultrasonic pulse velocity measurements

Ultrasonic pulse velocity measurement is performed by using OYO Sonic viewer 170 Model 5338. The velocity of P-wave and S-wave passing through the specimens are obtained. Both are calculated to determine dynamic Young's modulus and dynamic Poisson's ratio by equations, as follows (ASTM D2845-08):

$$E_d = [\rho V_s^2 (3V_p^2 - 4V_s^2)] / (V_p^2 - V_s^2) \quad (5.4)$$

$$\nu_d = (V_p^2 - 2V_s^2) / [2(V_p^2 - V_s^2)] \quad (5.5)$$

where E_d is dynamic Young's modulus (GPa),

ν_d is dynamic Poisson's ratio,

ρ is specimen's density (g/cm³),

V_p is P-wave velocity (km/s),

V_s is S-wave velocity (km/s).

The ultrasonic pulse velocities are measured for all β angles and calculated dynamic properties are given. The value of dynamic Young's modulus is greater than static Young's modulus along major principal axis (E_1) for all β angles as shown in Table 5.3.

Table 5.3 Ultrasonic pulse velocity measurement results

| β | V_p (m/s) | V_s (m/s) | E_d (GPa) | E_s (GPa) | ν_d |
|---------|-------------|-------------|-------------|-------------|---------|
| 0 | 1748.85 | 1016.00 | 6.00 | 4.98 | 0.25 |
| 15 | 1893.57 | 1104.58 | 7.15 | 5.36 | 0.24 |
| 30 | 2027.92 | 1194.22 | 8.32 | 5.98 | 0.23 |
| 45 | 2129.80 | 1263.02 | 9.07 | 7.12 | 0.23 |
| 60 | 2233.75 | 1333.58 | 9.80 | 8.54 | 0.22 |
| 75 | 2349.35 | 1428.16 | 11.46 | 10.24 | 0.21 |
| 90 | 2418.10 | 1493.53 | 12.17 | 11.61 | 0.19 |

5.4 X-ray diffraction analysis

X-ray diffraction (XRD) analysis is performed to determine mineral composition of specimens in weight percentage. The XRD results indicate that the samples contain 67.69% quartz, 11.50% oligoclase, 8.26% albite, 5.58% chlorite, 3.35% microcline, 2% anorthite, 1.11% calcite, 0.25% kaolinite and 0.25 % muscovite.

CHAPTER VI

ANALYSIS OF TEST RESULTS

6.1 Introduction

This chapter describes analysis of compression test results, including the effects of transverse isotropy on mechanical properties of Phu Phan sandstone and relationship between confinement and transverse isotropic effect. Mathematical or statistical methods are proposed to define the evolution of strength and elastic parameters as affected by transverse isotropic behavior.

6.2 Compressive strength

The uniaxial and triaxial compression tests are performed to determine ultimate compressive stress which result in failure of the specimens. The specimens are tested with varying bedding plane orientations (β) to obtain the transverse isotropy affects strength of specimens. The results show that the greatest strength is obtained at angle β equal to 0 degree. It decreases and becomes lowest at $\beta = 75^\circ$. The strength again increases when β is toward 90° . This holds true for all confinements, as shown in Figure 6.1.

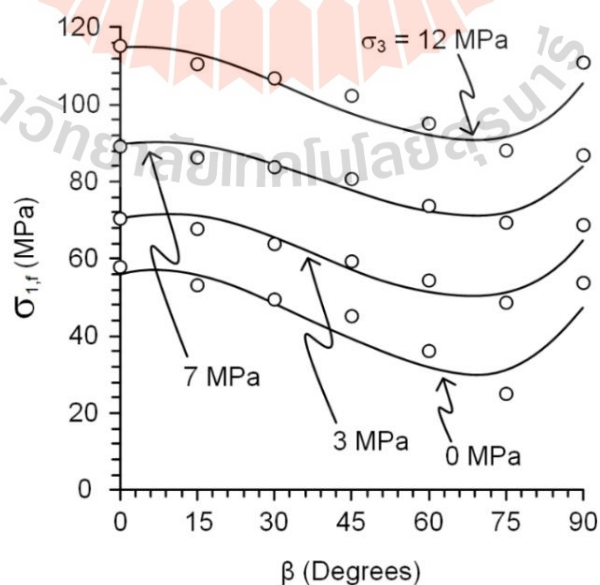


Figure 6.1 Stress at failure ($\sigma_{1,f}$) as a function of orientation of bedding plane (β) under different confining pressures.

6.3 Elastic properties

Figure 6.2 shows stress-strain curves obtained from compression tests. The elastic moduli that are parallel to bedding plane strike (E_{3p}) are greater than the one normal to the strike (E_{30}). This can be clearly observed for $\beta = 90^\circ$. The elastic moduli for E_{30} and E_{3p} are equal for $\beta = 0^\circ$ (σ_1 is normal to bedding planes). For the specimens with $0 < \beta < 90$ degrees, the strains in the directions that normal to strike of bedding plane (ϵ_{30}) are greater than those parallel to the bedding plane strike (ϵ_{3p}) because the deformation of specimens occurs more easily for sliding along bedding plane than for crossing bedding plane. For specimens with $\beta = 90^\circ$, displacement in the direction normal to strike of bedding plane is greater than that parallel to the strike. For specimens with $\beta = 0^\circ$, strains in both directions are similar, and hence the elastic moduli in both directions are equal.

Figure 6.3 shows the evolution of elastic moduli in axial direction as a function of angle β . The highest elastic modulus is obtained at $\beta = 90^\circ$ and the lowest is at $\beta = 0^\circ$. The diagram indicates that the elastic values increase with confining pressure. This suggest that the effect of transverse isotropy becomes smaller as the confining pressure increases.

6.4 Amadei's solutions

The measured (apparent) elastic parameters for $0^\circ < \beta < 90^\circ$ are compared with the predicted elastic parameters from Amadei (1996) solutions. If the elastic parameters for β equal 0° and 90° are known, he suggests sets of equations to calculate the apparent elastic moduli and Poisson's ratios under various orientations of transverse isotropic (bedding) planes. Comprehensive analysis and specific descriptions of Amadei's solutions' deviations have been widely used (Amadei, 1996; Nasser et al., 2003; Miller et al., 2013; Gholami and Rasouli, 2014; Nejati et al. 2019; Yun et al., 2012). Amadei introduces three variables for transverse isotropic material based on the generalized Hooke's law:

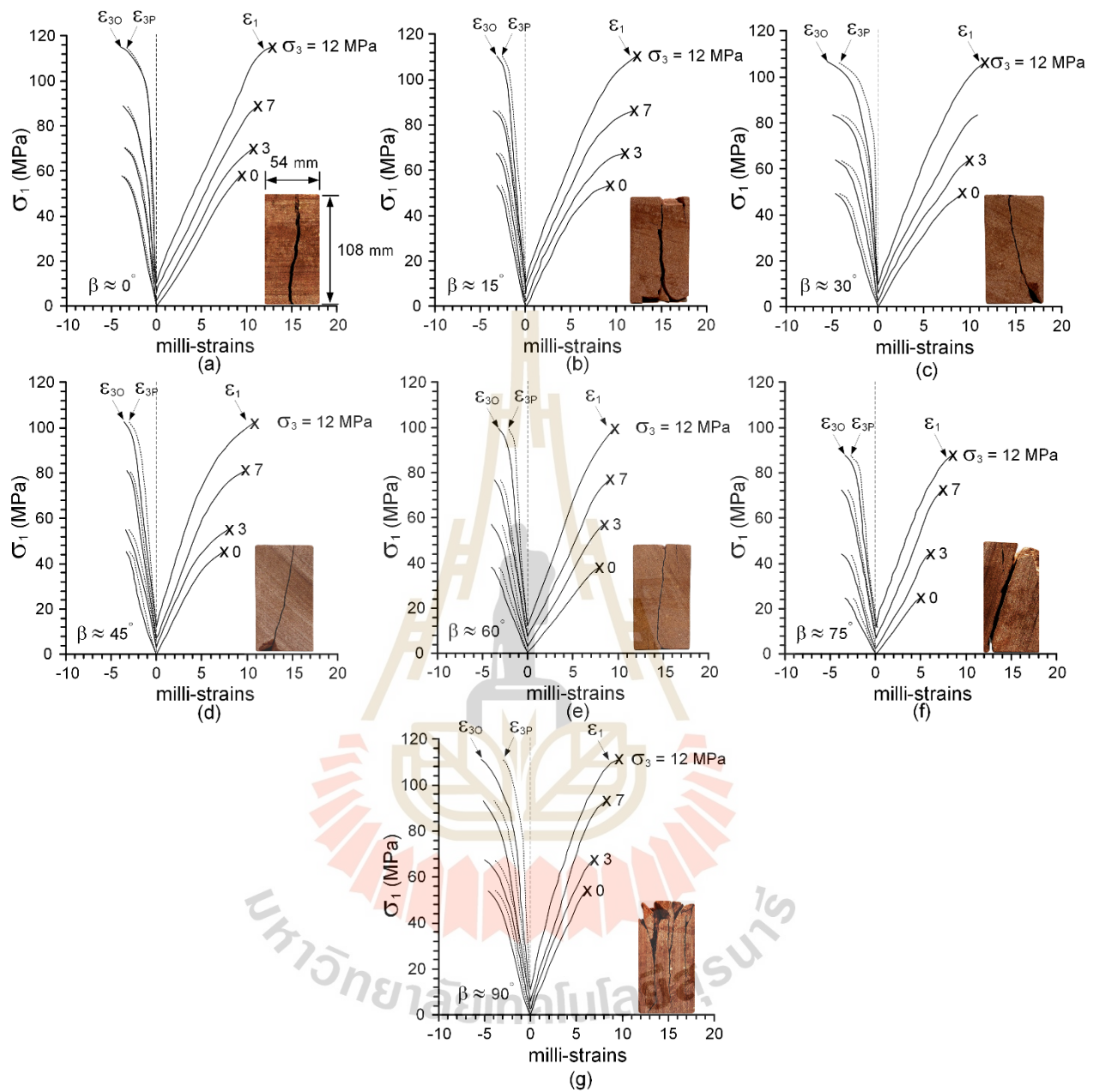


Figure 6.2 Stress-strain curve on sandstone specimens (a) $\beta = 0^\circ$, (b) $\beta = 15^\circ$, (c) $\beta = 30^\circ$, (d) $\beta = 45^\circ$, (e) $\beta = 60^\circ$, (f) $\beta = 75^\circ$ and (g) $\beta = 90^\circ$.

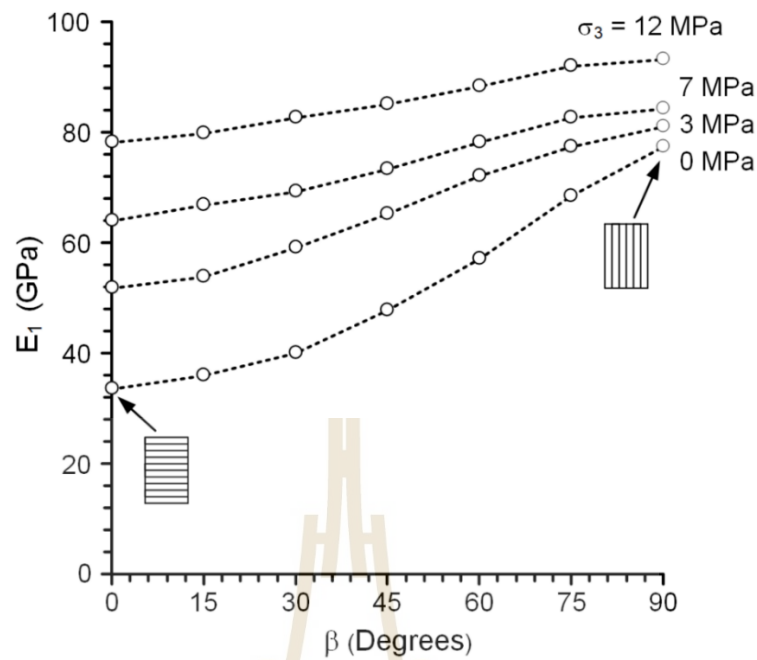


Figure 6.3 Elastic modulus (E_1) as a function of orientation of bedding plane (β) for different confining pressures.

$$E_y = 1/a_{22} \quad (6.1)$$

$$v_{yx} = a_{12}/a_{22} \quad (6.2)$$

$$v_{yz} = a_{23}/a_{22} \quad (6.3)$$

where E_y is apparent Young's modulus, v_{yx} and v_{yz} are apparent Poisson's ratios in x-y-z coordinate system, a_{12} , a_{22} and a_{23} are compliance components. These components are defined as a function of transverse isotropic plane angle (β) as:

$$a_{22} = \cos^4 \beta/E' + \sin^4 \beta/E + \sin^2 2\beta/4 (1/G' - 2v'/E') \quad (6.4)$$

$$a_{12} = (v'/E') \sin^4 \beta - (v'/E') \cos^4 \beta + (\sin^2 2\beta/4) (1/E + 1/E' - 1/G') \quad (6.5)$$

$$a_{23} = (v'/E') \cos 2\beta - (v'/E) \sin^2 \beta \quad (6.6)$$

where E and E' are intrinsic elastic moduli parallel and normal to bedding plane, v and G are Poisson's ratio and shear modulus on plane of transverse isotropy, v' and G' are Poisson's ratio and shear modulus on plane perpendicular to transverse isotropic plane. These variables are related as follows:

$$1/G' = 1/E + 1/E' + 2\nu'/E' \quad (6.7)$$

$$1/G = 2(1+\nu)/E \quad (6.8)$$

Note that E and E' are equivalent to E_1 values for $\beta = 90^\circ$ and 0° , and ν and ν' are equivalent to $\nu_{1,3P}$ and $\nu_{1,3O}$ for $\beta = 90^\circ$. Substituting these parameters into equations (6.4) to (6.6) and subsequently into equations (6.1) to (6.3), the apparent Young's modulus and Poisson's ratios under all confining pressures and bedding plane angles can be determined.

Polar plot provided in Figure 6.4 compares the apparent Young's moduli with the test results under all confining pressures. As the confining pressure increases to 12 MPa, the Young's moduli for all bedding plane orientations are similar. This complies with the prediction lines from Amadei's solutions (lines in Figure 6.4b). The apparent Poisson's ratios on the y - x plane (ν_{yx}) and y - z plane (ν_{yz}) are affected slightly by the bedding plane orientations (β), as indicated by data point and Amadei's prediction lines in Figure 6.5. Their transverse isotropic effects tend to reduce as the confining pressure increases toward to 12 MPa.

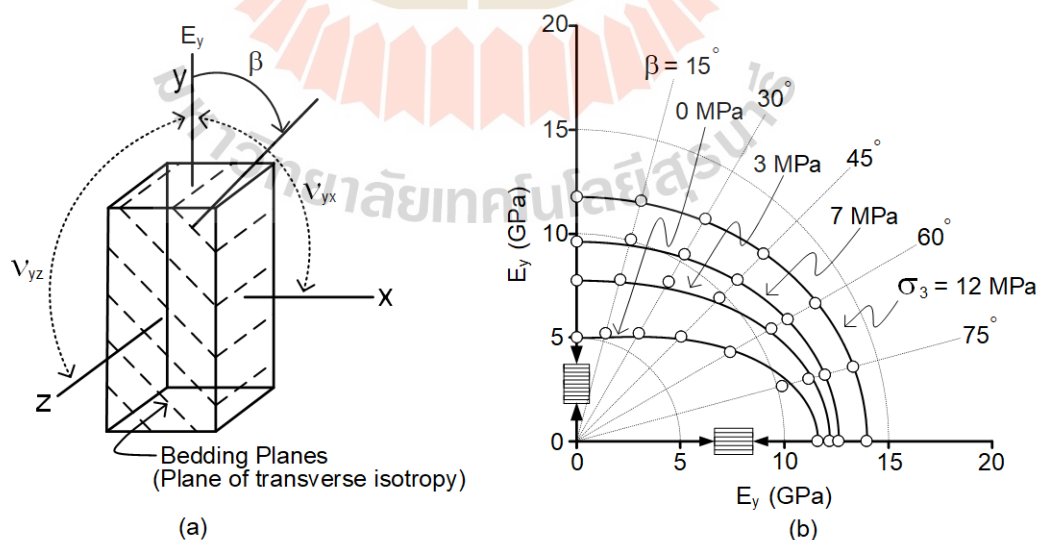


Figure 6.4 Notations used in Amadei's solution (a), polar plot of intrinsic and apparent elastic moduli (E_y) with various bedding plane orientations (β). Points are test results, lines are predictions from Amadei's solutions (b).

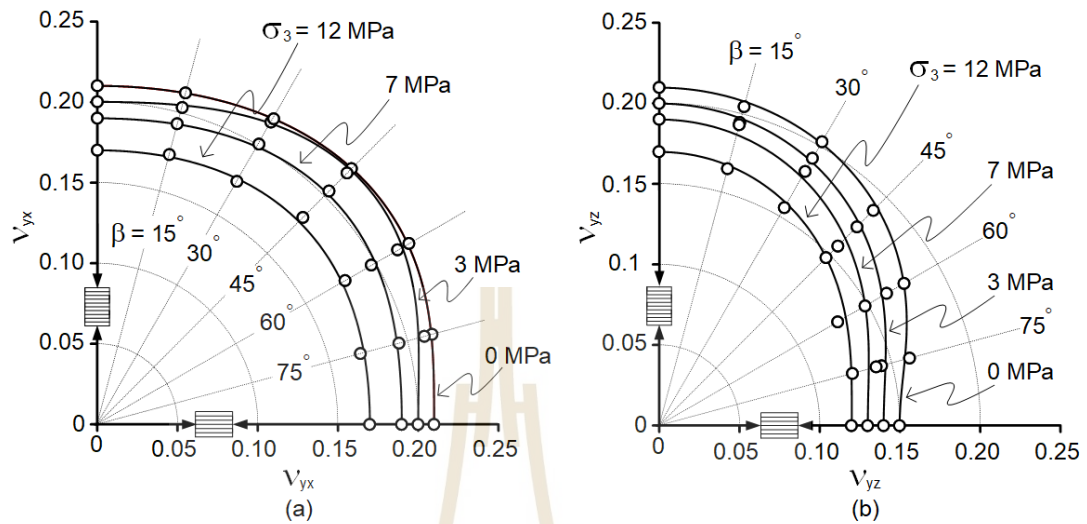


Figure 6.5 Polar plot of intrinsic and apparent Poisson's ratio v_{yx} (a) and v_{yz} (b). Points are test results, lines are predictions from Amadei's solutions.

The mean misfit (s) can be used as an indicator of the similarity and disparity between the test results and Amadei's predictions. It is calculated by:

$$s = (1/m) \left(\sum_{i=1,m} s_i \right), \text{ where } s_i = \left[\frac{1}{n} \left(\sum_{j=1,n} (X_{j,p} - X_{j,t})^2 \right) \right]^{1/2} \quad (6.9)$$

where $X_{j,p}$ and $X_{j,t}$ are the predicted and measured Young's moduli or Poisson's ratios, n is the number of bedding plane angles (β) and m is number of confining pressures. The mean misfit for the Young's moduli is calculated as 0.18 MPa, and for Poisson's ratios are 0.04 for v_{yx} and 0.04 for v_{xy} . These low misfit values show good agreement between the Amadei's predictions and the tested elastic properties.

6.5 Degree of anisotropy

Figure 6.6 shows the relation between degree of anisotropy of sandstone in the elastic modulus ratios (E_{90}/E_0) form and confining pressure, where E_{90} and E_0 are measured in the directions parallel and normal to the bedding planes. The degrees of

anisotropy of other rocks obtained elsewhere are compared in the figure. The degree of anisotropy of sandstone reduces to isotropic behavior quicker than other rocks. This is because sandstone is a hard rock and the effect of transverse isotropy on strength for other hard rocks, such as sandstone is stronger than that of softer rocks. This may be because soft rocks are more sensitive to the applied stress than hard rocks. As a result, soft rock texture deforms easily, causing the bedding planes become tighter and closer together more quickly.

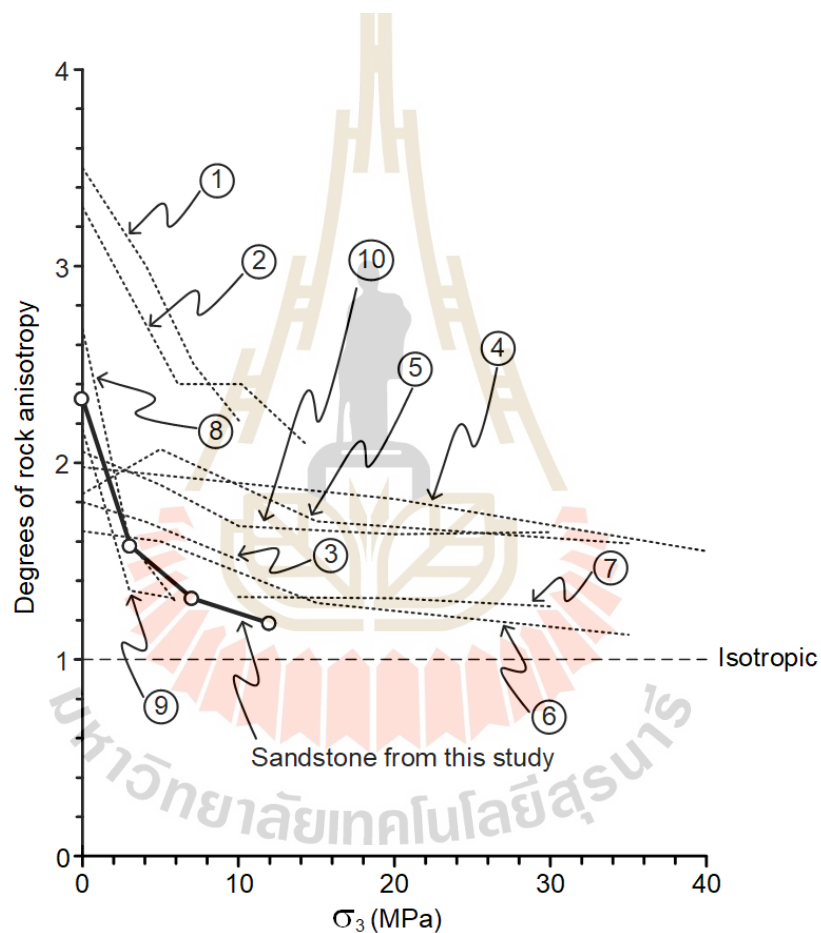


Figure 6.6 Degrees of rock anisotropy (E_{90}/E_0) as a function of confining pressure. ① Hornfel, ② Schist, ③ Garnet hornfel (Fereidooni, *et al.*, 2016); ④ Mudstone (Miller, *et al.*, 2013); ⑤ Quartzitic schist, ⑥ Biotite schist (Nasseri, *et al.*, 2003); ⑦ Phyllite (Xu, *et al.*, 2018); ⑧ Meta-siltstone, ⑨ Schist (Usoltseva, *et al.*, 2017) ⑩ Sandstone (Hu, *et al.*, 2017).

Figure 6.7 shows how the degree of anisotropy for sandstone decreases as the confining pressure increases by plotting the elastic modulus obtained along the major principal (axial) direction for different angles as a function of confining pressure. They are defined as E_β , where β are 0° , 15° , 30° , 45° , 60° , 75° and 90° . The shear moduli on the bedding planes (G) and on the plane normal to bedding planes (G'), are also given.

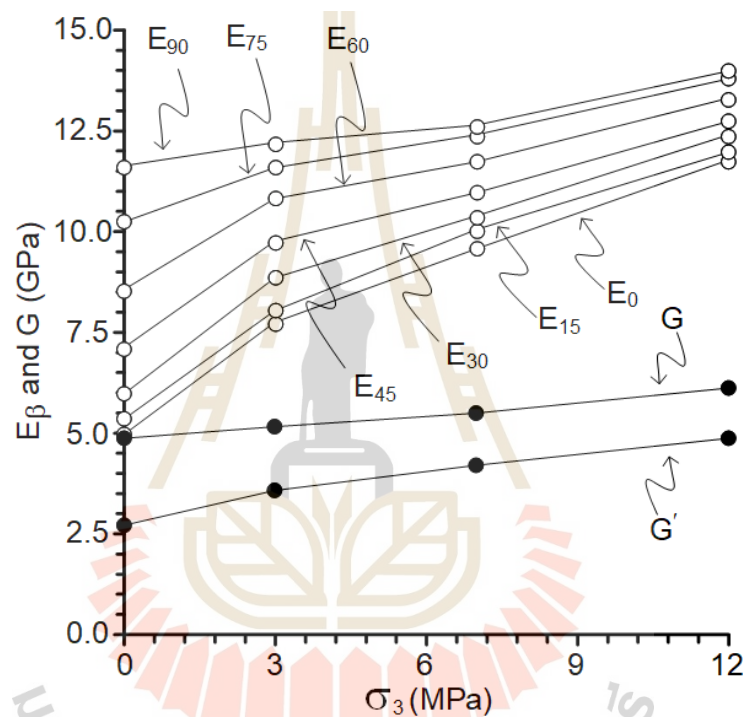


Figure 6.7 Elastic and shear moduli as a function of confining pressure (σ_3).

Under uniaxial condition, E_{90} is the greatest, obtained when major principal stress (σ_1) is parallel to the bedding planes. They increase slightly as confining pressure is applied. When the bedding planes are perpendicular to σ_1 , the lowest elastic moduli are E_0 . As shown by E_{15} , E_{30} , E_{45} , E_{60} , and E_{75} , the elastic moduli increase as the bedding plane dips away from the axial direction. They also increase rapidly toward E_{90} as confining pressures increase. The tightening and stiffening of the grain boundaries along the bedding planes is probably responsible for the increase in these moduli. The shear modulus shows similar behavior. The confining pressures increase G slightly, but

significantly increase G' . As the confining pressure increases, these processes reduce the sandstone's degree of anisotropy.

6.6 Strength criteria

The transverse isotropic effects are attempted to be incorporated into the Coulomb criterion here. The axial stress at failure ($\sigma_{1,f}$) as function of confining pressure that can be expressed (σ_3) as (Jaeger et al., 2007):

$$\sigma_{1,f} = [(1 + \sin \phi)/(1 - \sin \phi)] \cdot \sigma_3 + (2c \cdot \cos \phi)/(1 - \sin \phi) \quad (6.10)$$

where c and ϕ are cohesion and internal friction angle. Figure 6.8 plots the Coulomb criterion against the strength data for all bedding plane angles. The multiplier of σ_3 represents slope of the curves and the last term on the right side of equation (6.10) is the intercept on $\sigma_{1,f}$ axis. The cohesion and friction angle can be determined by statistical analysis (SPSS) (Wendai, 2000) of the stress data. The friction angles are realized to be independent of the bedding plane orientation. (β), where their average value is 41 degrees. The cohesions vary with the bedding plane orientation. Their numerical values are given in Figure 6.9. The lowest cohesions are obtained at $\beta = 75^\circ$, and the highest ones at $\beta = 0^\circ$. The relationship between cohesions and angle β can be best described by a third-degree polynomial equation as:

$$c = c_{0^\circ} + A \cdot \beta + B \cdot \beta^2 + C \cdot \beta^3 \quad (6.11)$$

where c_{0° is the cohesion of specimens with $\beta = 0^\circ$, and A , B and C are empirical constants. Numerical values are determined from regression analysis are given in Figure 6.9. Good correlation is obtained ($R^2 = 0.990$).

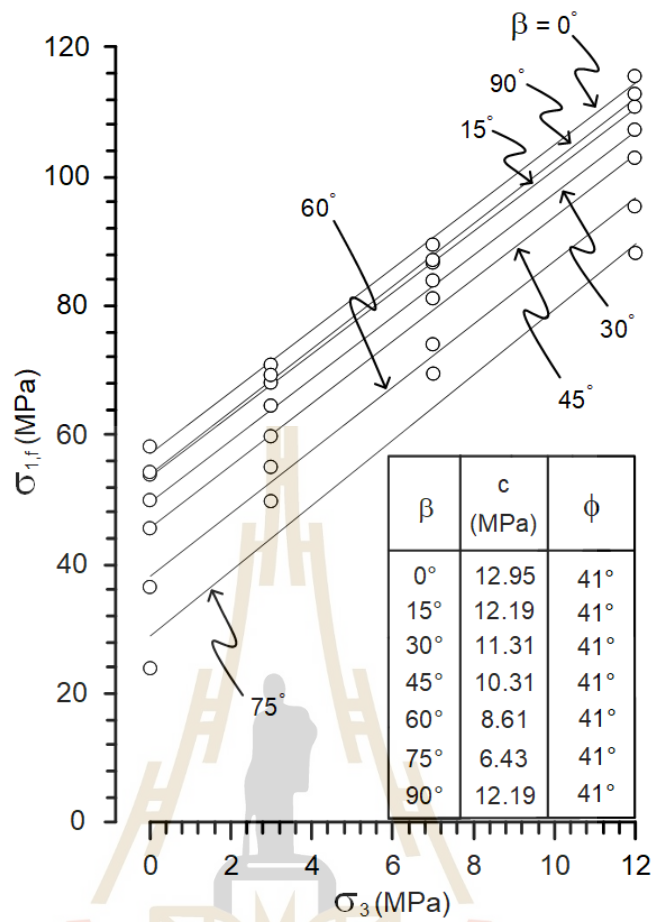


Figure 6.8 Relation between major principal stress at failure ($\sigma_{1,f}$) and confining pressure (σ_3), based on Coulomb criterion.

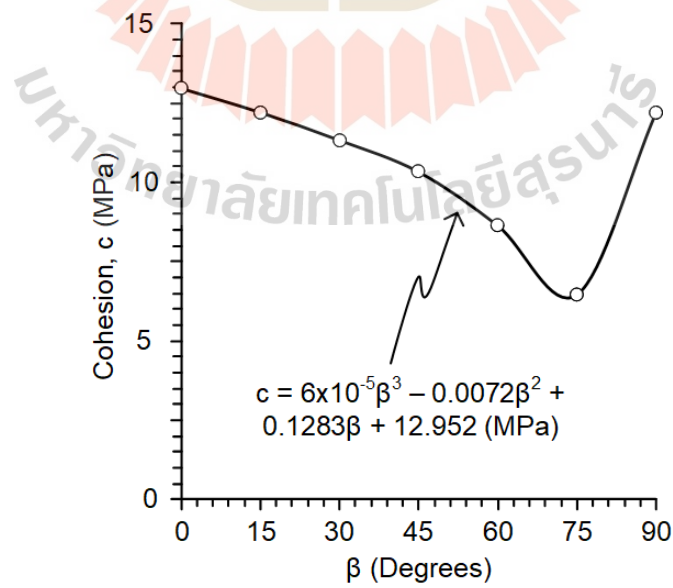


Figure 6.9 Cohesion as a function of bedding plane orientation fitted with third degree polynomial equation.

6.7 Strain energy density criterion

The sandstone failure under various bedding orientations can also be described by the strain energy principle, which considers both stresses and strains at failure. The equations are used to determine the distortional strain energy (W_d) and mean strain energy (W_m) at failure for each specimen from those of Jaeger et al. (2007), as follows:

$$W_d = (3/2) \cdot \tau_{\text{oct}, f} \cdot \gamma_{\text{oct}, f} \quad (6.12)$$

$$W_m = (3/2) \cdot \sigma_{m, f} \cdot \epsilon_{m, f} \quad (6.13)$$

where $\tau_{\text{oct}, f}$ and $\gamma_{\text{oct}, f}$ are octahedral shear stress and strain at failure, and $\sigma_{m, f}$ and $\epsilon_{m, f}$ are mean stress and mean strain at failure. They can be calculated by:

$$\sigma_{m, f} = (\sigma_{1, f} + 2\sigma_3)/3 \quad (6.14)$$

$$\epsilon_{m, f} = (\epsilon_{1, f} + \epsilon_{3P, f} + \epsilon_{3O, f})/3 \quad (6.15)$$

where $\epsilon_{1, f}$, $\epsilon_{3P, f}$ and $\epsilon_{3O, f}$ are principal strains at failure. Linear equation is presented to represent W_d as a function of W_m :

$$W_d = \delta \cdot W_m + \alpha \quad (6.16)$$

where δ represents slope of W_d - W_m relations, and α is W_d for $W_m = 0$. Figure 6.10 shows the comparison of calculated W_d and W_m with the linear equations for all angles β . Correlation coefficients (R^2) are greater than 0.990. Numerical values for δ and α are given in the figure 6.10. The diagram indicates that the W_d - W_m relation obtained at $\beta = 75^\circ$ shows the lowest value for these confinements but gives the steepest slope ($\delta = 2.343$). As a result, the higher W_d - W_m relations for $\beta = 60^\circ, 45^\circ, 30^\circ, 15^\circ, 90^\circ$ and 0° would terminate on the 75° W_d - W_m relation at $W_m = 0.21, 0.23, 0.27, 0.31, 0.31$ and 0.35 MPa, respectively. It seems that W_d for $\beta = 75^\circ$ continues to increase linearly with W_m beyond these termination points, suggesting that it would be able to describe the sandstone to isotropic from transverse isotropic behavior.

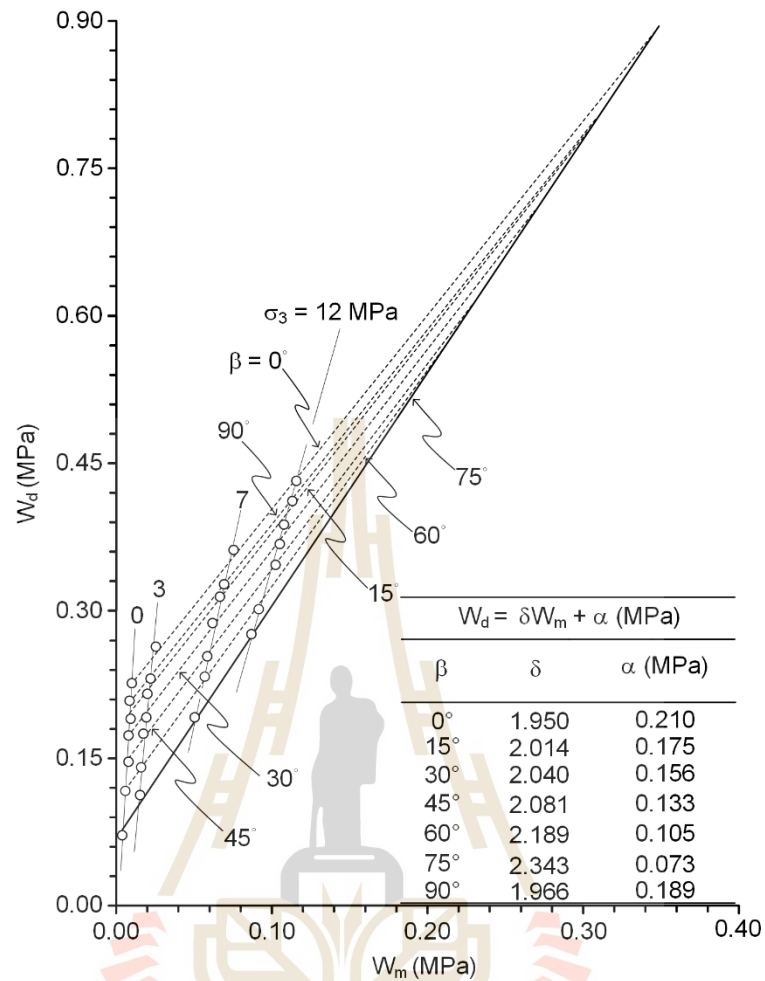


Figure 6.10 Distortional strain energy (W_d) at failure as a function of mean strain energy (W_m).

The strain energy relations implicitly incorporate both stresses and strains, they may be more suitable for use as a sandstone failure criterion. The W_d - W_m failure criterion has a good agreement with the Coulomb criterion proposed earlier. Both indicate that the failure and deformability of Phu Phan sandstone obtained for $\beta = 75^\circ$, where it has the lowest strength, can be extended to the condition where it mechanically responds as an isotropic material under higher confinement further than the range tested here.

CHAPTER VII

DISCUSSIONS AND CONCLUSIONS

7.1 Discussions

Compression tests are performed to determine ultimate compressive stress of Phu Phan sandstone specimens. The specimens are tested under different bedding plane orientations (β) to study the effect of transverse isotropy on strengths and elastic properties of the rock. Results indicate that the greatest strength is obtained at angle β equal to 0° (bedding planes normal to major principal axis). The polynomial curve is applied to strength results showing that when β increases toward 71° , the lowest strength will occur. This is true for all confinements, as shown in Figure 6.1 in Chapter 6. The results are different from many studies obtained elsewhere on sedimentary rocks where the lowest strength is obtained at angle β about 60° (Thongrapha et al., 2022; Ramamurthy, 1993; Horino and Ellickson, 1970; Usoltseva et al., 2017; Colak and Unlu, 2004; Nasser et al., 2003; Cho et al., 2012; Al-Harhi, 1998; Gholami and Rasouli, 2014; Chenevert, 1965; Ajalloeian, 2000). This may be due to the difference of the transverse isotropic textures of the rocks. McLamore and Gray (1967) nevertheless state that the weakest strength of transverse isotropic sedimentary rock can vary from an β angles from 65° to 85° .

The lowest elastic modulus is obtained at $\beta = 0^\circ$ for all confinements. It tends to increase with β , as shown in Figure 6.3, Chapter 6. This is because when the specimen is under the applied stress, the porosity between bedding planes decreases more than that at $\beta = 90^\circ$. This presumption agrees with the postulation by Bonnelye et al. (2017).

Compression strength and elastic modulus increase as confining pressure increases. Confining pressure tends to reduce the degree of anisotropy by tightening and stiffening of the bedding plane softer layers. Under low confinement, the effects of transverse isotropy in sandstone is therefore significant. This effect, however, decreases rapidly when high confining pressures are applied. Compared to the test

results obtained elsewhere, it can be noticed that the degree of anisotropy varies for different types of sandstone. Miller (2013) and Xu (2018) perform testing on mudstone and phyllite. They find that the confining pressure gradually reduces the effect of transverse isotropy. The effect of transverse isotropy on strength for other hard rocks, such as schist and siltstone is stronger than that of softer rocks. (Fereidooni et al., 2016; Usoltseva et al., 2017; Hu et al., 2017). This may be because soft rocks are more sensitive to the applied stress than hard rocks. As a result, soft rock texture deforms easily, causing the bedding planes become tighter and closer together more quickly. The results obtained here agree reasonably well with most sedimentary rocks tested by other researchers, as shown in Figure 6.6. in chapter 6.

The apparent Young's moduli and Poisson's ratio obtained from different bedding plane orientations under all confining pressures coincide with the Amadei's prediction, as shown in Figures 6.4 and 6.5. The apparent Poisson's ratios on y-x plane (ν_{yx}) and y-z plane (ν_{yz}) slightly depend on the bedding plane orientations (β), as indicated by Amadei's prediction and the test data. The mean misfit values between the test results and Amadei's prediction for all confinements are calculated as 0.18, 0.04 and 0.04 for elastic moduli (E_1), apparent Poisson's ratios on y-x plane (ν_{yx}) and y-z plane (ν_{yz}), respectively. This considerably low mean misfit suggests that the test results and the Amadei's predictions are very similar.

Coulomb criterion and strain energy density principle can adequately describe the failure behavior of the specimens. The friction angle and the cohesion obtained from Coulomb criterion are 41° and 6.43 MPa. The minimum cohesion is observed at $\beta = 75^\circ$ which corresponds to the lowest strength of the rock described earlier. Strain energy density diagram suggests that the minimum strain energy at failure is obtained at $\beta = 75^\circ$. It also shows that the sandstone specimen becomes more isotropic as the confining pressure increases, as suggested by Figure 6.10. The strengths and elastic properties as affected by transverse isotropic (bedding) planes can be used to evaluate the mechanical stability of geologic structure in the northwest of Thailand (e.g. foundation and tunnels of railways and highways).

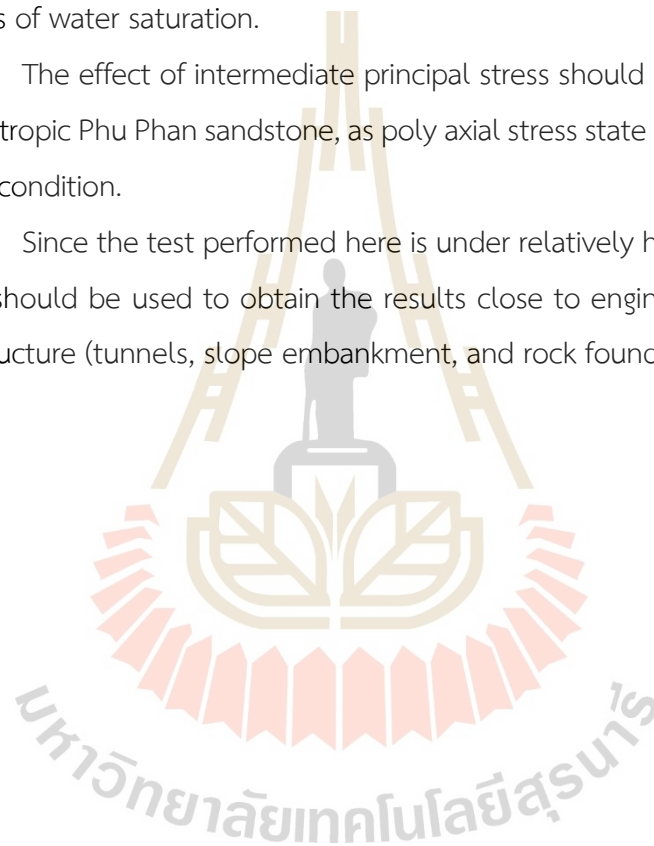
7.2 Conclusions

The effect of transverse isotropy on compressive strength and elastic properties of Phu Phan sandstone is assessed by performing compression test on specimens having different bedding plane orientations. Conclusions can be drawn as follows.

- 1) Under all confining pressures, the minimum compressive strength of Phu Phan sandstone is obtained at $\beta = 75^\circ$. The maximum strength is found when β equals to 0° (bedding plane normal to loading direction).
- 2) Elastic moduli are lowest at $\beta = 0^\circ$ and the highest at $\beta = 90^\circ$. The apparent elastic moduli between $0^\circ < \beta < 90^\circ$ increase with angle β increases. These results are observed for all confinements.
- 3) Increasing confining pressures can reduce the effect of transverse isotropy, and hence the specimens tend to be more isotropic. This finding agrees well with the results obtained elsewhere.
- 4) Based on the Coulomb criterion, the internal friction angle is 41° and cohesion varies with bedding plane angles, which can be described by polynomial equation 6.11. The lowest cohesion is found at $\beta = 75^\circ$ which corresponds to the lowest compressive strength. This holds true for all bedding plane orientations.
- 5) The stress-strain energy density principle shows that the maximum distortional strain energy density depends on the bedding plane orientation. The W_d - W_m relation for angle β equal to 75° gives the lowest strain energy, while specimen with angle β equal to 0° gives the highest energy. This agree with the prediction from Coulomb criterion.
- 6) The apparent elastic parameters from Amadei's solutions agree well with the tested parameters. The mean misfits for all confining pressures are low for both elastic moduli (E_1), and apparent Poisson's ratios on y-x plane (ν_{yx}) and y-z plane (ν_{yz}).

7.3 Recommendation for future studies

- 1.) Reducing the interval between test angles may provide the evolution of the specimen strength with the bedding plane orientation more accurately.
- 2.) Increasing confining pressures may confirm that Phu Phan sandstone will eventually become isotropic under confinement higher than those used in this study.
- 3.) The effect of pore pressures on the rock strengths and elastic properties under transverse isotropic behavior should be studied, as most in-situ rocks are under some degrees of water saturation.
- 4.) The effect of intermediate principal stress should be investigated on the transverse isotropic Phu Phan sandstone, as poly axial stress state is usually encountered under in-situ condition.
- 5.) Since the test performed here is under relatively high loading rate, lower loading rate should be used to obtain the results close to engineering construction of geological structure (tunnels, slope embankment, and rock foundation).



References

- Ajalloeian, R. and Lashkaripour, G. R. (2000). Strength anisotropies in mudrocks. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. 59(3): 195-199.
- Al-Harhi, A. A. (1998). Effect of planar structures on the anisotropy of Ranyah sandstone, Saudi Arabia. *Engineering Geology*. 50(1-2): 49-57.
- Amadei, B. (1996). Importance of anisotropy when estimating and measuring in situ stresses in rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. 33(3): 293-325.
- ASTM D2845-08. (2008). *Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock*. Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- ASTM D7012-14 (2014). *Standard Test Methods for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures*. Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- Bonnelye, A., Schubnel, A., David, C., Henry, P., Guglielmi, Y., Gout, C., Fauchille, A. L., and Dick, P. (2017). Strength anisotropy of shales deformed under uppermost crustal conditions. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*. 122(1): 110-129.
- Cho, J. W., Kim, H., Jeon, S., and Min, K. B. (2012). Deformation and strength anisotropy of Asan gneiss, Boryeong shale, and Yeoncheon schist. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 50: 158-169.
- Chenevert, M. E. and Gatlin, C. (1965). Mechanical anisotropies of laminated sedimentary rocks. *Society of petroleum engineers journal*. 5(01): 67-77.

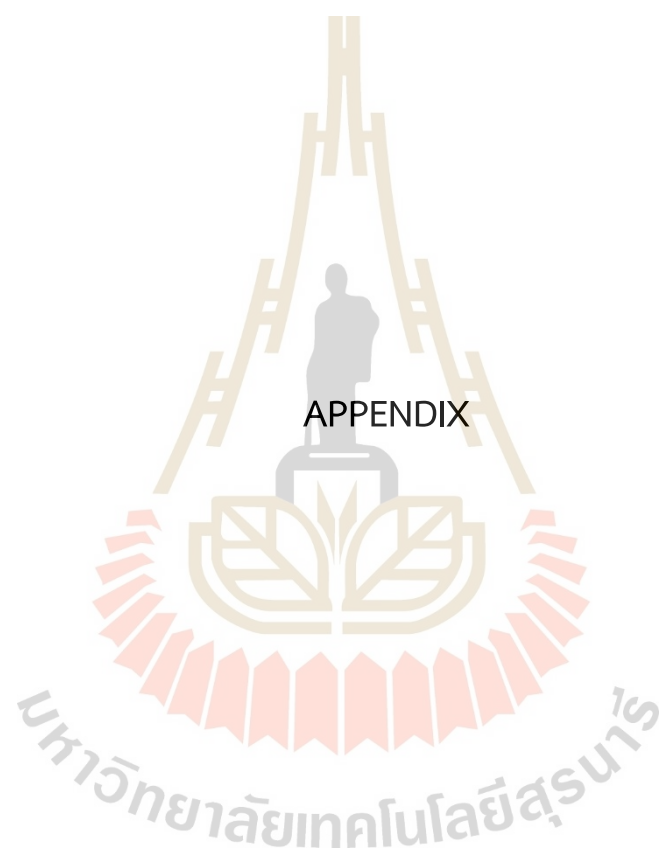
- Colak, K. and Unlu, T. (2004). Effect of transverse anisotropy on the Hoek-Brown strength parameter ' m_i ' for intact rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 41(6): 1045-1052.
- Fereidooni, D., Khanlari, G., Heidari, M., Sepahi, A.A., and Kolahi-Azar, A.P. (2016). Assessment of inherent anisotropy and confining pressure influences on mechanical behavior of anisotropic foliated rocks under triaxial compression. *Rock Mechanics Rock Engineering*. 49: 2155–2163.
- Fuenkajorn, K., Sriapai, T., and Samsri, P. (2012). Effects of loading rate on strength and deformability of Maha Sarakham salt. *Engineering Geology*. 135: 10-23.
- Gholami, R. and Rasouli, V. (2014). Mechanical and elastic properties of transversely isotropic slate. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 47(5): 1763-1773.
- Goodman, R.E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. John Wiley & Sons, New York.
- Hoek, E. and Brown, E.T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*. 160(GT9): 1013-1035.
- Horino, F. G. and Ellickson, M. L. (1970). *A method for estimating strength of rock containing planes of weakness* (Vol. 7449). US Department of Interior, Bureau of Mines, Washington, DC.
- Hu, S. C., Tan, Y. L., Zhou, H., Guo, W. Y., Hu, D. W., Meng, F. Z., and Liu, Z. G. (2017). Impact of bedding planes on mechanical properties of sandstone. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 50(8): 2243-2251.
- Jaeger, J.C., Cook, N.G.W., and Zimmerman, R.W. (2007). *Fundamentals of Rock Mechanics*. John Wiley & Sons, New York.
- Jin, Z., Li, W., Jin, C., Hambleton, J., and Cusatis, G. (2018). Anisotropic elastic, strength, and fracture properties of Marcellus shale. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 109: 124-137.

- Kim, H., Cho, J. W., Song, I., and Min, K. B. (2012). Anisotropy of elastic moduli, Pwave velocities, and thermal conductivities of Asan Gneiss, Boryeong Shale, and Yeoncheon Schist in Korea. *Engineering Geology*. 147: 68-77.
- McLamore, R. and Gray, K.E. (1967). The mechanical behavior of anisotropic sedimentary rocks. *Journal of Manufacturing Science and Engineering*. 89(1): 62-73.
- Meesook, A. (2000). Cretaceous environments of northeastern Thailand. In *Developments in Palaeontology and Stratigraphy*. 17: 207-223. Elsevier Amsterdam, Netherlands.
- Miller, D., Plumb, R., and Boitnott, G. (2013). Compressive strength and elastic properties of a transversely isotropic calcareous mudstone. *Geophysical Prospecting*. 61(2): 315-328.
- Minezaki, T., Hisada, K. I., Hara, H., and Kamata, Y. (2019). Tectono-stratigraphy of Late Carboniferous to Triassic successions of the Khorat Plateau Basin, Indochina Block, northeastern Thailand: initiation of the Indosinian Orogeny by collision of the Indochina and South China blocks. *Journal of Asian Earth Sciences*. 170: 208-224.
- Nasseri, M.H.B., Rao, K.S., and Ramamurthy, T. (2003) Anisotropic strength and deformational behavior of Himalayan schists. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 40(1): 3-23.
- Nejati, M., Dambly, M.L.T., and Saar, M.O. (2019). A methodology to determine the elastic properties of anisotropic rocks from a single uniaxial compression test. *Journal Rock Mechanics Geotechnical Engineering*, 11(6):1166–1183.
- Ramamurthy, T. (1993). Strength and modulus responses of anisotropic rocks. *Comprehensive Rock Engineering*. 1(13): 313-329.
- Singh, J., Ramamurthy, T., and Venkatappa Rao, G. (1989). Strength anisotropies in rocks. *Indian Geotechnical Journal*. 19(2): 147-166.
- Sukjaroen, N., Thongprapha, T., Liabkrathok, P., and Fuenkajorn, K. (2021). Effects of loading rate on transverse isotropic responses of bedded gypsum. *Arabian Journal of Geosciences*. 14: 1-13.

- Thongprapha, T., Tengpakwaen, K., Daemen, J. J. K., and Fuenkajorn, K. (2022). Effect of confining pressures on transverse isotropy of Maha Sarakham salt. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 152: 105077.
- Usol'tseva, O., Tsoi, P., and Semenov, V. (2017). The influence of anisotropy angle on the strength and deformation properties of artificial geomaterials and rocks. *Procedia engineering*. 191: 512-519.
- Veeravinantanakul, A., Kanjanapayont, P., Sangsompong, A., Hasebe, N., and Charusiri, P. (2018). Structure of Phu Phan Range in the Khorat Plateau: Its Apatite Fission Track Ages and Geological Syntheses. *Bulletin of Earth Sciences of Thailand*. 10(1): 8-16.
- Walsri, C., Poonprakon, P., Thosuwat, R., and Fuenkajorn, K. (2009). Compressive and tensile strengths of sandstones under true triaxial stresses. In *Proceedings of the 2nd Thailand Symposium on Rock Mechanics*. Chonburi, Thailand. 2: 199-218
- Wendai, L. (2000). *Regression Analysis, Linear Regression and Probit Regression, In 13 Chapters*. SPSS for Windows: Statistical Analysis: Publishing House of Electronics Industry, Beijing, China.
- Wongko, K., Buffetaut, E., Khamha, S., and Lauprasert, K. (2019). Spinosaurid theropod teeth from the red beds of the Khok Kruat formation (Early Cretaceous) in Northeastern Thailand. *Tropical Natural History*. 19(1): 8-20.
- Xu, G., He, C., Su, A., and Chen, Z. (2018). Experimental investigation of the anisotropic mechanical behavior of phyllite under triaxial compression. *International Journal Rock Mechanic Mining Science.*, 104: 100-112.
- Yun-si L., Xiao Z., and Quan Y. (2012). The five elastic parameters for the anisotropy of slate under the influence of different bedding orientations. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 17: 3695-3707.

- Zhang, J.C., Peng, L., Xu, X.H., Zhu, N.W., and Fang, L.G. (2011). Experimental study of elastoplastic coupling deformation for transversely isotropic rocks. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*. 30(2): 267-274.
- Zhao, T., Fang, K., Wang, L., Zou, J., and Wei, M. (2017). Estimation of elastic modulus of rock using modified point-load test. *Geotechnical Testing Journal*. 40(2): 329-334.





APPENDIX

List of publications

Singhiaw, P., and Fuenkajorn, K., 2024, Effect of transverse isotropy on mechanical properties of Phu Phan sandstone, The Journal of King Mongkut's University of Technology North Bangkok.

Singhiaw, P., and Fuenkajorn, K., 2022, Effect of transverse isotropy on mechanical properties of Phu Phan sandstone. In proceedings of Academicsera International Conference, 15th – 16th February, 2022 (pp. 6-11). Beijing, China.





ผลกระทบของทรานเวอร์สไอโซทรอปีต่อสมบัติเชิงกลศาสตร์ของหินทรายภูพาน

พีรพัฒน์ สิงห์เขียว * และ กิตติเทพ เฟื่องขจร

หน่วยวิจัยกลศาสตร์ธรณี สำนักวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

*ผู้นิพนธ์ประสานงาน โทรศัพท์ 0988900039 อีเมล: peerapat204925@gmail.com

บทคัดย่อ

วัตถุประสงค์ของการศึกษานี้เพื่อตรวจสอบผลกระทบของทรานเวอร์สไอโซทรอปีต่อการตอบสนองเชิงกลศาสตร์ของหินทรายชุดภูพาน ตัวอย่างหินรูปทรงปริซึมสี่เหลี่ยมถูกจัดเตรียมให้มีมุมระหว่างระนาบชั้นหินกับแรงในแนวแกน (β) ผันแปรตั้งแต่ 0 ถึง 90 องศา เพื่อทดสอบกำลังรับแรงกดภายใต้แรงดันล้อมรอบจาก 0 ถึง 12 เมกะปาสคาล ด้วยเครื่องทดสอบการให้แรงในหลายทิศทาง ผลการทดสอบระบุว่ากำลังรับแรงกดมีค่าต่ำสุดเมื่อมุม β เท่ากับ 75 องศา เนื่องจากมีรูปแบบการวิบัติผ่านระนาบชั้นหิน สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นมีค่าต่ำสุดและสูงสุดเมื่อมุม β เท่ากับ 0 องศา และ 90 องศา ตามลำดับ ซึ่งเป็นผลมาจากการที่เม็ดตะกอนสามารถอัดตัวได้ง่ายกว่าในทิศทางที่ตั้งฉากกับระนาบชั้นหิน แรงดันล้อมรอบส่งผลให้ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นเพิ่มขึ้น เกณฑ์การแตกของคูลอมบ์สามารถใช้ในการอธิบายกำลังรับแรงกดของตัวอย่างหินได้เป็นอย่างดี เมื่อพิจารณาถึงความเค้นและความเครียดที่จุดวิบัติในรูปแบบของพลังงานความเครียดเบี่ยงเบนผลที่ได้มีความสอดคล้องกับเกณฑ์การแตกของคูลอมบ์ ผลที่ได้สามารถนำมาใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมในชั้นหินทรายภูพานที่มีลักษณะแบบทรานเวอร์สไอโซทรอปี

คำสำคัญ: แรงดันล้อมรอบ ระนาบชั้นหิน เกณฑ์ของคูลอมบ์ พลังงานความเครียด





EFFECT OF TRANSVERSE ISOTROPY ON MECHANICAL PROPERTIES OF PHU PHAN SANDSTONE

Peerapat Singkhiaw * and Kittitep Fuenkajorn

Geomechanics Research Unit, Institute of Engineering, Suranaree University of Technology

*Corresponding Author, Tel. 0988900039, E-mail: peerapat204925@gmail.com

ABSTRACT

The objective of this study is to experimentally investigate the effect of transverse isotropy on mechanical response of bedded Phu Phan sandstone. Prismatic specimens are prepared to have bedding plane angles (β) varying from 0 to 90 degrees with the main axis. They are tested in compression under confining pressures from 0 to 12 MPa by Polyaxial load frame. The results indicate that the compressive strength is lowest when angle β is 75 degrees because failure is occurred by sliding along the bedding plane. The elastic coefficients are lowest and highest under angle β equals 0 degrees and 90 degrees, respectively. Due to grain particles are stiffen and tighten more easier in direction normal to bedding plane. Confining pressures increase the elastic moduli. The Coulomb criterion can well describe the compressive strength of the rock. Considering both stress and strain at failure, the distortional strain energy provides the results that coincide with those obtained from the Coulomb criterion. The findings can be used for analysis and design of engineering structure in transverse isotropic Phu Phan sandstone.

Keywords: confining pressure, bedding plane, Coulomb criterion, strain energy

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

1. บทนำ

สมบัติแบบทรานเวอร์สไอโซทรอป คือสมบัติที่มีความเท่ากันในระนาบหนึ่ง และจะมีคุณสมบัติที่แตกต่างในทิศทางที่ตั้งฉากกับระนาบนั้น โดยคุณสมบัติแบบทรานเวอร์สไอโซทรอปสามารถพบในระนาบชั้นหินสำหรับหินตะกอน รื้อขนาบสำหรับหินแปร หรือระบบของรอยแตกขนาดเล็กและการแตกหักในมวลหิน [1]. Nasser [2] พบว่าลักษณะของทรานเวอร์สไอโซทรอปส่งผลให้ตัวอย่างหินมีค่ากำลังรับแรงกดและสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแตกต่างกันในแต่ละทิศทาง ทั้งยังพบอีกว่าความเป็นแอนไอโซทรอปของตัวอย่างหินซิสต์จะลดลงเมื่อแรงดันล้อมรอบเพิ่มขึ้น ที่ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบในหินโคลน [3] ฟิลไลต์ [4] หินชนวนและฮอร์นเฟลส์ [5]

เทือกเขาภูพาน บริเวณที่ราบสูงโคราช ในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทยนั้น เกิดจากการยกตัวขึ้นมาของแผ่นเปลือกโลกโดยการชนกันของแผ่นเปลือกโลกอินเดียและยูเรเชีย [6] โดยกระบวนการนี้ทำให้ระนาบชั้นหินเกิดการเอียงตัวในทิศทางต่าง ๆ ดังนั้น เหนือการแตกสำหรับหินแบบทรานเวอร์สไอโซทรอป จึงควรได้รับการพัฒนาเพื่อใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมที่เกี่ยวข้องในบริเวณดังกล่าว เพื่อให้มีเสถียรภาพเพียงพอทั้งในระหว่างการผลิตและหลังจากการก่อสร้างเสร็จสิ้นแล้ว

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของระนาบชั้นหินต่อกำลังรับแรงกดและสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหินทรายชุดภูพาน โดยทดสอบกำลังรับแรงกดภายใต้แรงดันล้อมรอบที่ผันแปรตั้งแต่ 0 ถึง 12 เมกะปาสคาล เหนือการแตกได้ถูกพัฒนาขึ้นเพื่อพิจารณาผลกระทบของทรานเวอร์สไอโซทรอป และใช้หลักการพลังงานความเครียดเพื่อคาดคะเนค่ากำลังรับแรงกดและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของหิน

2. วัสดุ อุปกรณ์และวิธีการวิจัย

2.1 ตัวอย่างหินทราย

บล็อกหินทรายชุดภูพานขนาด 500×500×1000 ลูกบาศก์มิลลิเมตร ถูกนำมาตัดเป็นแท่งปริซึมขนาด 54×54×108 ลูกบาศก์มิลลิเมตร จำนวน 28 ตัวอย่าง โดยผัน

แปรมุมระหว่างแกนสมมติที่ตั้งฉากกับระนาบของชั้นหินและแนวแรงในแกนหลัก (รูปที่ 1(ก)) (β) ตั้งแต่ 0, 15, 30, 45, 60, 75 ถึง 90 องศา กำหนดให้แนวระดับของระนาบชั้นหิน (strike) ขนานกับผิวด้านหนึ่งของตัวอย่างหินเสมอ ทำให้สามารถวัดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างในทิศทางขนานและตั้งฉากกับแนวระดับของระนาบชั้นหินได้ จากการวิเคราะห์องค์ประกอบของตัวอย่างหินด้วยวิธีการเลียเวนของรังสีเอกซ์พบว่าหินประกอบด้วย ควอตซ์ร้อยละ 67.69 โอลิโกคลาสร้อยละ 11.50 อัลไบต์ร้อยละ 8.26 คลอไรต์ร้อยละ 5.58 ไมโครไคลน์ร้อยละ 3.35 อะนอร์ไทต์ร้อยละ 2 แคลไซต์ร้อยละ 1.11 ไคลโนไต์ร้อยละ 0.25 และมัสโคไวต์ร้อยละ 0.25 ความหนาแน่นเฉลี่ยเท่ากับ 2.35 ± 0.04 กรัมต่อลูกบาศก์มิลลิเมตร

2.2 เครื่องมือและวิธีการทดสอบ

เครื่องทดสอบการให้แรงในหลายทิศทาง (polyaxial load frame) [7] ใช้สำหรับให้แรงในแนวแกนและในแนวด้านข้างกับตัวอย่างหิน ขั้นตอนการทดสอบและการคำนวณเป็นไปตามมาตรฐาน ASTM D7012-14 [8] แผ่นนีโอพรีนถูกใช้เพื่อลดแรงเสียดทานระหว่างพื้นผิวของตัวอย่างหินกับแท่นกदन้ำหนัก กำหนดให้แรงดันล้อมรอบมีค่าคงที่ (ความเค้นด้านข้าง) ซึ่งถูกให้แรงด้วยชุดคานย่นแบบตั้งฉากสองชุดมีค่าตั้งแต่ 0 ถึง 12 เมกะปาสคาล และการให้ความเค้นในแนวแกน (σ) มีอัตราคงที่เท่ากับ 0.1 เมกะปาสคาลต่อวินาที จนตัวอย่างหินเกิดการวิบัติ การเปลี่ยนแปลงรูปร่างในแนวแกนและในแนวด้านข้างจะถูกบันทึกด้วยเกจวัดการเคลื่อนตัวที่มีความละเอียด 0.001 มิลลิเมตร สำหรับใช้ในการคำนวณความเครียดในแนวแกนและในแนวด้านข้าง สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซอง รวมถึงรูปแบบการวิบัติของตัวอย่างหิน

2.3 วิธีการวิเคราะห์ผล

งานวิจัยนี้มุ่งเน้นในการศึกษาสมบัติเชิงกลศาสตร์ของหินทรายชุดภูพาน ได้แก่ กำลังรับแรงกดสูงสุด (σ_{1p}), สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น (E) และ อัตราส่วนปัวซอง (ν) รวมไปถึงได้นำ

เกณฑ์การแตกมาพิจารณากับผลการทดสอบ เพื่อใช้สำหรับการวิเคราะห์และออกแบบต่อไป

2.3.1 สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น

สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นในแนวแกนหลัก (E_1) และในแนวแกนรอง (ด้านข้าง) ซึ่งมีทิศทางตั้งฉากและขนานกับแนวระดับของระนาบชั้นหิน (E_{30} และ E_{3p}) สามารถคำนวณได้จากผลการทดสอบ (รูปที่ 1(ก)) ความเครียดภายใต้แรงกดแบบสามแกนสามารถแสดงในรูปของความเค้นและสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น ดังสมการ [9]:

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_1} - \nu_{1,3p} \frac{\sigma_3}{E_{3p}} - \nu_{1,30} \frac{\sigma_3}{E_{30}} \quad (1)$$

$$\varepsilon_{3p} = -\nu_{1,3p} \frac{\sigma_1}{E_1} + \frac{\sigma_3}{E_{3p}} - \nu_{3p,30} \frac{\sigma_3}{E_{30}} \quad (2)$$

$$\varepsilon_{30} = -\nu_{1,30} \frac{\sigma_1}{E_1} - \nu_{3p,30} \frac{\sigma_3}{E_{3p}} + \frac{\sigma_3}{E_{30}} \quad (3)$$

โดยที่ σ_1 และ σ_3 คือความเค้นหลักและความเค้นรอง ε_1 คือความเครียดหลักในแนวแกนหลัก ε_{3p} และ ε_{30} คือความเครียดในทิศทางที่ขนานและตั้งฉากกับแนวระดับของระนาบชั้นหิน $\nu_{1,3p}$ และ $\nu_{1,30}$ คืออัตราส่วนปัวซองบนระนาบระหว่างแกนหลักและทิศทางที่ขนานและตั้งฉากกับแนวระดับของระนาบชั้นหิน และ $\nu_{3p,30}$ คืออัตราส่วนปัวซองระหว่างทิศทางที่ขนานและตั้งฉากกับแนวระดับของระนาบชั้นหิน

สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองภายใต้แรงดันล้อมรอบของตัวอย่างหินที่มีมุม β เท่ากับ 0 องศา และ 90 องศา สามารถคำนวณได้จากสมการ (1) ถึง (3) ด้วยการวิเคราะห์แบบถดถอยโดย SPSS code [10] สำหรับการหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของตัวอย่างหินที่มีมุม $0^\circ < \beta < 90^\circ$ ทำได้โดยการวิเคราะห์แบบถดถอยโดยใช้ค่าจากกราฟ แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นและความเครียดในช่วงที่มีความสัมพันธ์แบบเส้นตรงของแต่ละตัวอย่างหิน ดังแสดงในตารางที่ 1

2.3.2 สมการของ Amadei

สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นที่คำนวณได้สำหรับตัวอย่างหินที่มีมุม $0 < \beta < 90$ ได้ถูกนำไปเปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณด้วยสมการของ Amadei [11] เพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองภายใต้การวางตัวของระนาบทรานเวอร์สไอโซทรอปี่หลายแนว ซึ่งจะต้องทราบสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของตัวอย่างหินที่มีมุม β เท่ากับ 0 องศา และ 90 องศา โดยสมการ Amadei ถูกอธิบายอย่างละเอียดจากนักวิจัยหลายท่าน ([2-3], [12-14]) ทางผู้วิจัยจึงไม่แสดงในงานวิจัยนี้ อีก ตามกฎของฮุกทั่วไปสำหรับวัสดุทรานเวอร์สไอโซทรอปี่ Amadei ได้เสนอตัวแปรสามตัวดังนี้:

$$E_y = \frac{1}{a_{22}} \quad (4)$$

$$\nu_{yx} = \frac{a_{12}}{a_{22}} \quad (5)$$

$$\nu_{yz} = \frac{a_{23}}{a_{22}} \quad (6)$$

โดยที่ E_y คือค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น ν_{yx} และ ν_{yz} คืออัตราส่วนปัวซองในระบบพิกัด x-y-z โดย a_{12} , a_{22} และ a_{23} เป็น compliance component ซึ่งถูกจัดให้อยู่ในฟังก์ชันของมุมระนาบทรานเวอร์สไอโซทรอปี่ (β) ดังนี้:

$$a_{22} = \cos^4 \frac{\beta}{E'} + \sin^4 \frac{\beta}{E} + \sin^2 \frac{2\beta}{4} \left(\frac{1}{G'} - \frac{2\nu'}{E'} \right) \quad (7)$$

$$a_{12} = \frac{\nu'}{E'} \sin^4 \beta - \frac{\nu'}{E'} \cos^4 \beta + \left(\sin^2 \frac{2\beta}{4} \right) \left(\frac{1}{E} + \frac{1}{E'} - \frac{1}{G'} \right) \quad (8)$$

$$a_{23} = \left(\frac{\nu'}{E'} \right) \cos 2\beta - \left(\frac{\nu}{E} \right) \sin^4 \beta \quad (9)$$

โดยที่ E และ E' คือสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นในทิศทางที่ขนานและตั้งฉากกับระนาบทรานเวอร์สไอโซทรอปี่ ν และ G คืออัตราส่วนปัวซองและสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นเฉือนบนระนาบทรานเวอร์สไอโซทรอปี่ ν' และ G' คืออัตราส่วนปัวซอง



ตารางที่ 1 ผลการทดสอบแรงกด

| β | σ_3 (MPa) | σ_1 (MPa) | E_1 (GPa) | E_{3P} (GPa) | E_{3O} (GPa) | $\nu_{1,3P}$ | $\nu_{1,3O}$ |
|---------|---------------------|---------------------|----------------|-------------------|-------------------|--------------|--------------|
| 0° | 0 | 57.83 | 4.98 | - | - | 0.21 | 0.21 |
| | 3 | 70.24 | 7.72 | 12.17 | 12.17 | 0.20 | 0.20 |
| | 7 | 88.96 | 9.58 | 12.62 | 12.62 | 0.19 | 0.19 |
| | 12 | 115.13 | 11.74 | 13.97 | 13.97 | 0.17 | 0.17 |
| 15° | 0 | 53.14 | 5.36 | - | - | 0.20 | 0.22 |
| | 3 | 67.62 | 8.04 | 12.18 | 11.63 | 0.19 | 0.20 |
| | 7 | 86.03 | 10.02 | 12.60 | 12.25 | 0.19 | 0.19 |
| | 12 | 110.33 | 11.97 | 13.96 | 13.81 | 0.17 | 0.17 |
| 30° | 0 | 49.27 | 5.98 | - | - | 0.20 | 0.23 |
| | 3 | 63.80 | 8.85 | 12.16 | 10.38 | 0.19 | 0.22 |
| | 7 | 83.56 | 10.36 | 12.61 | 11.54 | 0.18 | 0.21 |
| | 12 | 106.57 | 12.36 | 13.97 | 13.32 | 0.16 | 0.17 |
| 45° | 0 | 44.95 | 7.12 | - | - | 0.19 | 0.24 |
| | 3 | 59.21 | 9.73 | 12.15 | 9.19 | 0.17 | 0.22 |
| | 7 | 80.60 | 10.96 | 12.62 | 10.76 | 0.16 | 0.20 |
| | 12 | 102.23 | 12.73 | 13.99 | 12.69 | 0.15 | 0.18 |
| 60° | 0 | 35.99 | 8.54 | - | - | 0.18 | 0.24 |
| | 3 | 54.33 | 10.82 | 12.17 | 8.39 | 0.16 | 0.21 |
| | 7 | 73.63 | 11.73 | 12.62 | 10.14 | 0.15 | 0.20 |
| | 12 | 94.94 | 13.27 | 13.97 | 12.22 | 0.13 | 0.18 |
| 75° | 0 | 24.77 | 10.24 | - | - | 0.16 | 0.22 |
| | 3 | 48.45 | 11.57 | 12.16 | 7.87 | 0.15 | 0.20 |
| | 7 | 69.30 | 12.37 | 12.63 | 9.74 | 0.14 | 0.19 |
| | 12 | 87.95 | 13.78 | 13.98 | 11.88 | 0.12 | 0.17 |
| 90° | 0 | 53.69 | 11.61 | - | - | 0.15 | 0.21 |
| | 3 | 68.74 | 12.17 | 12.17 | 7.72 | 0.14 | 0.20 |
| | 7 | 86.65 | 12.62 | 12.61 | 9.58 | 0.13 | 0.19 |
| | 12 | 112.29 | 13.97 | 13.97 | 11.74 | 0.12 | 0.17 |

และสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นเฉือนบนระนาบที่ตั้งฉากกับระนาบทรานเวอร์สไอโซทรอปี โดยพารามิเตอร์เหล่านี้สัมพันธ์กันดังนี้:

$$\frac{1}{G'} = \frac{1}{E} + \frac{1}{E'} + \frac{2\nu'}{E'} \quad (10)$$

$$\frac{1}{G'} = \frac{2(1+\nu)}{E} \quad (11)$$

โดยที่ E และ E' มีค่าเท่ากับ E_1 สำหรับมุม β เท่ากับ 90 องศา และ 0 องศา ตามลำดับ และ ν และ ν' มีค่าเท่ากับ

$\nu_{1,3O}$ และ $\nu_{1,3P}$ สำหรับมุม β เท่ากับ 90 องศา ซึ่งสามารถหาได้จาก การทดสอบ (ตารางที่ 1) การแทนที่พารามิเตอร์เหล่านี้ลงในสมการที่ (7) ถึง (9) และในสมการที่ (4) ถึง (6) สามารถหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองภายใต้แรงดันล้อมรอบและมุมของระนาบชั้นหินที่แตกต่างกันได้

2.3.3 เกณฑ์การแตก

ในงานวิจัยนี้ได้พิจารณานำเกณฑ์การแตกของคุลอมบ์ มาใช้ในการวิเคราะห์ผลการทดสอบ เนื่องจากหินทรายชุดภูพานเป็นหินแข็งและมีพฤติกรรมการแตกแบบเปราะและใน

งานวิจัยนี้ได้พิจารณาช่วงที่หินทรายอยู่ภายใต้ความดันล้อมรอบต่ำ อีกทั้งเกณฑ์การแตกของคูลอมบ์เป็นเกณฑ์ที่ง่ายและนิยมนำไปวิเคราะห์สำหรับการออกแบบทางด้านวิศวกรรม [15] โดยได้นำผลกระทบของทรานเวอร์สไอโซทรอปีมาสร้างความสัมพันธ์กับเกณฑ์การแตกของคูลอมบ์เพื่อหาความเค้นหลักที่จุดวิบัติของหิน ($\sigma_{1,f}$) สามารถแสดงเป็นความสัมพันธ์กับแรงดันล้อมรอบ (σ_3) ได้ดังสมการ [9]:

$$\sigma_{1,f} = \sigma_3 \left[\frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} \right] + \left[\frac{(2c \cdot \cos \phi)}{(1 - \sin \phi)} \right] \quad (12)$$

โดยที่ c และ ϕ คือความเค้นยึดติดและมุมเสียดทานภายใน ซึ่งสามารถหาค่าได้โดยการวิเคราะห์ข้อมูลเชิงสถิติด้วยโปรแกรม SPSS code [10]

2.3.4 เกณฑ์ความหนาแน่นของพลังงานความเครียด

การพิจารณาทั้งความเค้นและความเครียด สามารถใช้หลักการพลังงานความเครียดเพื่ออธิบายการวิบัติของหินทรายภายใต้เงื่อนไขการวางตัวของระนาบชั้นหินที่แตกต่างกัน พลังงานความเครียดเบี่ยงเบน (W_d) และพลังงานความเครียดเฉลี่ย (W_m) ที่จุดวิบัติจะถูกคำนวณโดยใช้สมการ [9]:

$$W_d = \left(\frac{3}{2} \right) \cdot \tau_{oct,f} \cdot \gamma_{oct,f} \quad (14)$$

$$W_m = \left(\frac{3}{2} \right) \cdot \tau_{m,f} \cdot \gamma_{m,f} \quad (15)$$

โดยที่ $\tau_{oct,f}$ และ $\gamma_{oct,f}$ คือความเค้นเฉือนออกตะฮีดรัลและความเครียดที่จุดวิบัติ และ $\tau_{m,f}$ และ $\gamma_{m,f}$ คือความเค้นเฉลี่ยและความเครียดเฉลี่ยที่จุดวิบัติ คำนวณโดย:

$$\sigma_{m,f} = \frac{(\sigma_{1,f} + 2\sigma_3)}{3} \quad (16)$$

$$\varepsilon_{m,f} = \frac{(\varepsilon_{1,f} + \varepsilon_{3P,f} + \varepsilon_{3O,f})}{3} \quad (17)$$

โดยที่ $\varepsilon_{1,f}$, $\varepsilon_{3P,f}$ และ $\varepsilon_{3O,f}$ เป็นความเครียดหลักที่จุดวิบัติ สมการเชิงเส้นที่ใช้แสดงว่า W_d เป็นฟังก์ชันของ W_m คือ:

$$W_d = \delta \cdot W_m + \alpha \quad (18)$$

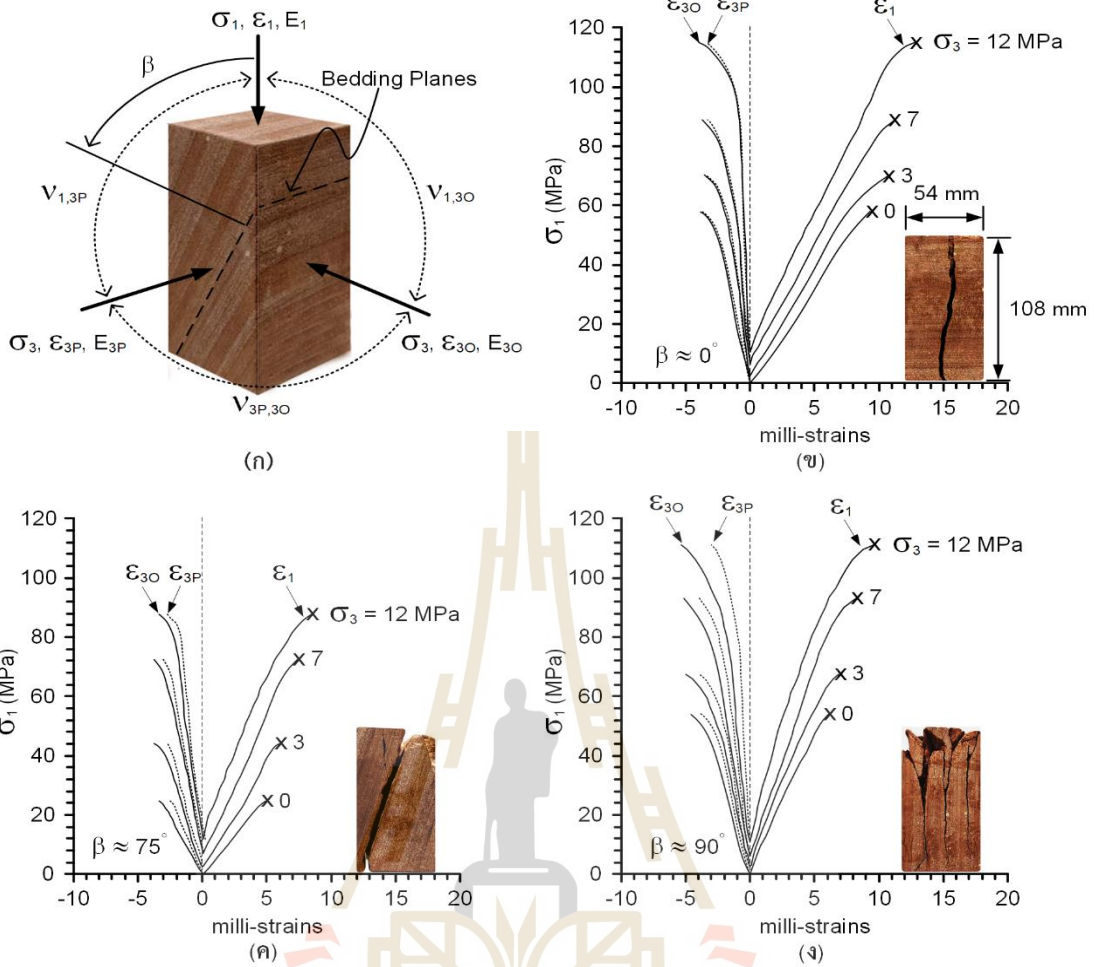
โดยที่ δ แทนความชันของความสัมพันธ์ระหว่าง W_d และ W_m และ α คือ W_d สำหรับ $W_m = 0$

3. ผลการทดสอบ

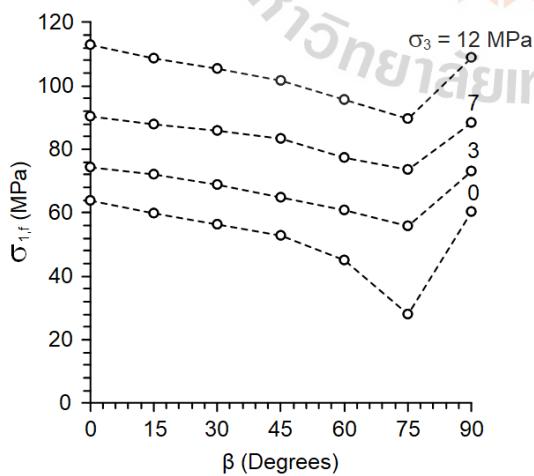
3.1 ผลการทดสอบ

รูปที่ 1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด และภาพตัวอย่างหินหลังการทดสอบ พบว่าตัวอย่างหินที่มีมุม β เท่ากับ 0 องศา (ระนาบชั้นหินตั้งฉากกับทิศทางของ σ_1) ค่าความเครียดในแต่ละทิศทางจะมีค่าใกล้เคียงกันมากที่สุด (รูปที่ 1(ข)) และเมื่อมุม β มีค่ามากขึ้นจะทำให้ความเครียดด้านข้างที่ตั้งฉากกับแนวระดับของระนาบชั้นหิน (ε_{3o}) มีค่ามากกว่าด้านที่ขนานกับแนวระดับของระนาบชั้นหิน (ε_{3p}) ยกตัวอย่างที่มีมุม β เท่ากับ 75 องศา (รูปที่ 1(ค)) และจะมีค่าแตกต่างกันมากที่สุดเมื่อตัวอย่างหินมีมุม β เท่ากับ 90 องศา (รูปที่ 1(ง)) ภายใต้แรงดันล้อมรอบทุกระดับ พบว่าตัวอย่าง มีค่ากำลังรับแรงกดต่ำสุดและสูงสุดเมื่อมุม β เท่ากับ 0 องศา และ 75 องศา ตามลำดับ (รูปที่ 2) ความแตกต่างของกำลังรับแรงกดระหว่างมุมทั้งหมดที่แรงดันล้อมรอบเท่ากัน จะลดลงเมื่อแรงดันล้อมรอบเพิ่มขึ้น ตารางที่ 1 แสดงค่ากำลังรับแรงกด ($\sigma_{1,f}$) ของตัวอย่างหิน

รูปแบบของการวิบัติมักจะไม่ขึ้นกับแรงดันล้อมรอบ การวิบัติแบบปริแยกออกจากกันพบบนตัวอย่างหินที่มีมุม β เท่ากับ 0, 15 และ 30 องศา การวิบัติแบบเฉือนจากแรงกดในทิศทางขนานกับแนวระดับของระนาบชั้นหินพบในตัวอย่างหินที่มีมุม β เท่ากับ 45 องศา และ 60 องศา และพบการวิบัติจากแรงเฉือนหลายรอยตามระนาบชั้นหินในตัวอย่างหินที่มีมุม β เท่ากับ 75 องศา ซึ่งมีค่ากำลังรับแรงกดต่ำสุด และตัวอย่างหินที่มีมุม β เท่ากับ 90 องศา แสดงการวิบัติหักแบบปริแยกออกจากกันตามระนาบชั้นหิน



รูปที่ 1 ตัวอย่างกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของตัวอย่างหินที่มีมุม $\beta = 0^\circ$ (ง), 75° (ข) และ 90° (จ) และรูปประกอบตัวแปรสัญลักษณ์ (น)



รูปที่ 2 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงกดและมุมเทเอียงของระนาบชั้นหิน

3.2 สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น

ภายใต้แรงดันล้อมรอบต่ำ สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นที่ขนานกับแนวระดับของระนาบชั้นหิน (E_{3p}) จะมีค่ามากกว่าในทิศทางที่ตั้งฉากกับแนวระดับของระนาบชั้นหิน (E_{30}) ซึ่งสามารถสังเกตได้อย่างชัดเจนสำหรับมุม β เท่ากับ 90 องศา ความแตกต่างของความแข็งจะลดลงตามมุม β และสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นทั้งสองมีค่าเท่ากันสำหรับ β เท่ากับ 0 องศา (σ_1 ตั้งฉากกับระนาบชั้นหิน) สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นสำหรับทุกมุมจะมีค่าต่างกันที่น้อยลง ภายใต้แรงดันล้อมรอบที่สูงขึ้น

พฤติกรรมที่สังเกตได้จากความคล้ายกันของอัตราส่วนปัวซองภายใต้แรงดันล้อมรอบที่ต่ำ คืออัตราส่วนปัวซองที่ขนาน

กับแนวระดับของระนาบชั้นหิน (v_{13}) จะมีค่าต่ำกว่าด้านที่ตั้งฉากเล็กน้อย (v_{130}) และอัตราส่วนปัวของทั้งสองจะมีค่าเท่ากัน ในขณะที่ $v_{3P,30}$ มีค่าน้อยที่สุดเมื่อมุม β เท่ากับ 0 องศา ภายใต้แรงดันล้อมรอบที่สูงทำให้ค่าอัตราส่วนปัวของที่วัดจากระนาบทั้งหมดมีค่าใกล้เคียงกันมากขึ้น

3.3 สมการของ Amadei

จากกราฟเชิงขั้วที่ถูกพล็อต (รูปที่ 3) พบว่าค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นสำหรับมุมของระนาบชั้นหินทั้งหมดจะคล้ายคลึงกันเมื่อแรงดันล้อมรอบเพิ่มขึ้นเป็น 12 เมกะปาสคาล ซึ่งมีผลสอดคล้องกันดีกับแนวคิดของ Amadei [11] อัตราส่วนปัวของบนระนาบ $y-x$ (v_{yx}) และระนาบ $y-z$ (v_{yz}) ขึ้นกับมุม β เพียงเล็กน้อย โดยผลกระทบของคุณสมบัติแบบทรานเวอร์สไอโซทรอปต่อค่า v_{yx} และ v_{yz} มีแนวโน้มลดลงเมื่อแรงดันล้อมรอบเพิ่มขึ้นเป็น 12 เมกะปาสคาล (รูปที่ 4)

3.4 ระดับของแอนไอโซทรอป

รูปที่ 5 แสดงระดับของแอนไอโซทรอปของตัวอย่างหินทรายในรูปแบบของอัตราส่วนสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นสูงสุดและต่ำสุด (E_{90}/E_0) ในฟังก์ชันของแรงดันล้อมรอบ โดยที่ E_{90} และ E_0 ถูกวัดในทิศทางที่ขนานและตั้งฉากกับระนาบชั้นหิน ระดับของแอนไอโซทรอปของหินหลากหลายชนิดถูกนำมาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบด้วย ซึ่งชี้ให้เห็นว่าระดับของแอนไอโซทรอปของหินทรายจะลดลงไปสู่สภาวะไอโซทรอปได้เร็วกว่าเมื่อเทียบกับหินชนิดอื่น รูปที่ 6 แสดงให้เห็นว่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นภายใต้การผันแปรของมุม β (E_β) สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นเฉือนบนระนาบชั้นหิน (G) และบนระนาบตั้งฉากกับระนาบชั้นหิน (G') จะลดลงเมื่อแรงดันล้อมรอบเพิ่มขึ้น

ภายใต้สภาวะที่ไม่มีแรงดันล้อมรอบพบว่าค่า E_{90} จะสูงที่สุดเมื่อทิศทางของ σ_1 ขนานกับระนาบชั้นหิน และจะเพิ่มขึ้นเล็กน้อยเมื่อมีแรงดันล้อมรอบเพิ่มขึ้น และสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นจะมีค่าต่ำสุด (E_0) เมื่อระนาบชั้นหินตั้งฉากกับ σ_1 โดยพบว่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นจะเพิ่มขึ้นเมื่อระนาบชั้นหินเบี่ยงออกจากทิศทางแกนหลัก จะเห็นได้ว่า E_{15} , E_{30} , E_{45} , E_{60} และ E_{75} จะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่าง

รวดเร็วเข้าใกล้ค่าของ E_{90} เมื่อแรงดันล้อมรอบเพิ่มขึ้น การเพิ่มขึ้นของค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นเหล่านี้คาดว่าเกิดจากการบิดแน่นของรอยต่อตามระนาบชั้นหินแรงดันล้อมรอบส่งผลให้ค่า G เพิ่มขึ้นเล็กน้อย แต่ค่า G' จะเพิ่มขึ้นอย่างมาก จึงสรุปได้ว่าระดับของแอนไอโซทรอปของหินทรายจะลดลงเมื่อแรงดันล้อมรอบเพิ่มขึ้น

3.5 เกณฑ์การแตก

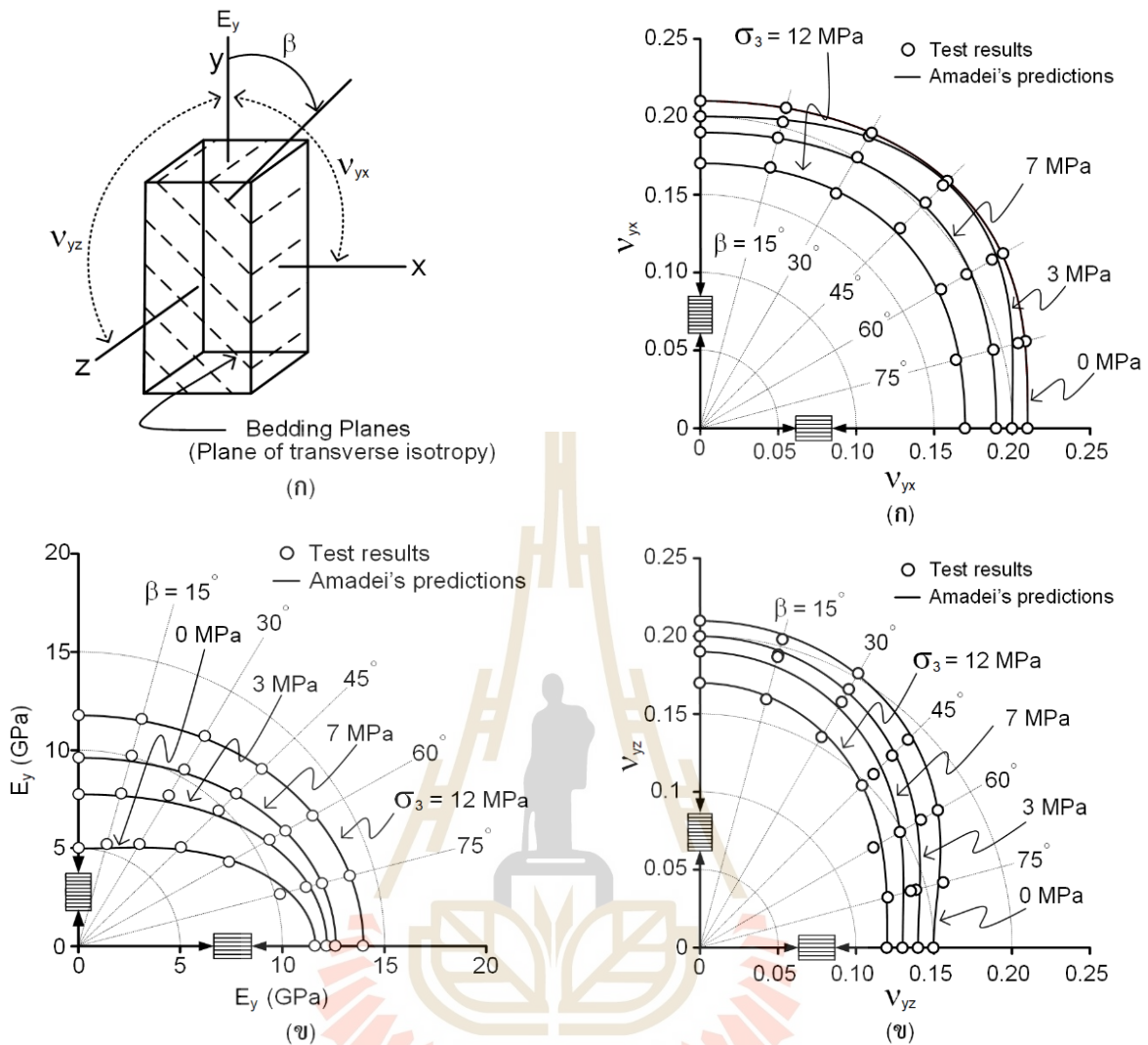
รูปที่ 7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างเกณฑ์การแตกของคุณลักษณะและกำลังรับแรงกดสำหรับมุมระนาบชั้นหินทั้งหมด ตัวคูณของ σ_3 แสดงถึงความชันของเส้นโค้ง และพจน์ $[(2c \cdot \cos \phi) / (1 - \sin \phi)]$ ในสมการที่ (12) คือจุดตัดบนแกน σ_1 ผลที่ได้ระบุว่ามุมเสียดทานมีแนวโน้มที่ไม่ขึ้นกับมุม β โดยมีค่าเฉลี่ยประมาณ 41 องศา ความเค้นยึดติดจะมีค่าต่ำสุดเมื่อมุม β เท่ากับ 75 องศา และมีค่าสูงสุดเมื่อมุม β เท่ากับ 0 องศา โดยสามารถอธิบายความสัมพันธ์ด้วยสมการพหุนามกำลังสามได้ดีที่สุด ดังนี้:

$$c = c_0 + A \cdot \beta + B \cdot \beta^2 + C \cdot \beta^3 \quad (13)$$

โดยที่ c_0 คือค่าความเค้นยึดติดของตัวอย่างที่มีมุม β เท่ากับ 0 องศา และ A , B และ C คือค่าคงที่เชิงประจักษ์ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์เชิงถดถอย แสดงไว้ในรูปที่ 8 ซึ่งได้กราฟที่มีค่าความสัมพันธ์ที่ดี ($R^2 > 0.990$)

3.6 เกณฑ์ความหนาแน่นของพลังงานความเครียด

รูปที่ 9 แสดงความสัมพันธ์ $W_d - W_m$ ภายใต้การผันแปรมุม β ($R^2 > 0.990$) ซึ่งมีค่าต่ำสุดเมื่อมุม β เท่ากับ 75 องศา และเป็นมุมที่มีความชันมากที่สุด ($\delta = 2.343$) ด้วยเหตุนี้ความสัมพันธ์ $W_d - W_m$ ที่สูงขึ้นสำหรับมุม β เท่ากับ 60, 45, 30, 15, 90 และ 0 องศา จะเท่ากับความสัมพันธ์ที่มุม β เท่ากับ 75 องศาเมื่อ W_m เท่ากับ 0.21, 0.23, 0.27, 0.31, 0.31, และ 0.35 เมกะปาสคาล ตามลำดับ สำหรับมุม β เท่ากับ 75 องศา ค่า W_d จะเพิ่มขึ้นเป็นเชิงเส้นตรง โดยที่ W_m จะอยู่เหนือจุดตัดเส้นกราฟเหล่านี้ ชี้ให้เห็นว่าความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถอธิบายกำลังรับแรงกดของ



รูปที่ 3 กราฟแสดงความสัมพันธ์เชิงขั้วระหว่างสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นในแนวแกน (E_y) ภายใต้การวางตัวของระนาบชั้นหินที่มุมต่างๆ (β)

รูปที่ 4 กราฟแสดงความสัมพันธ์เชิงขั้วระหว่างอัตราส่วนปัวซัวของแนวแกนกับด้านขนานแนวระดับ ν_{yx} (ก) และแนวแกนกับด้านตั้งฉากแนวระดับ ν_{yz} (ข)

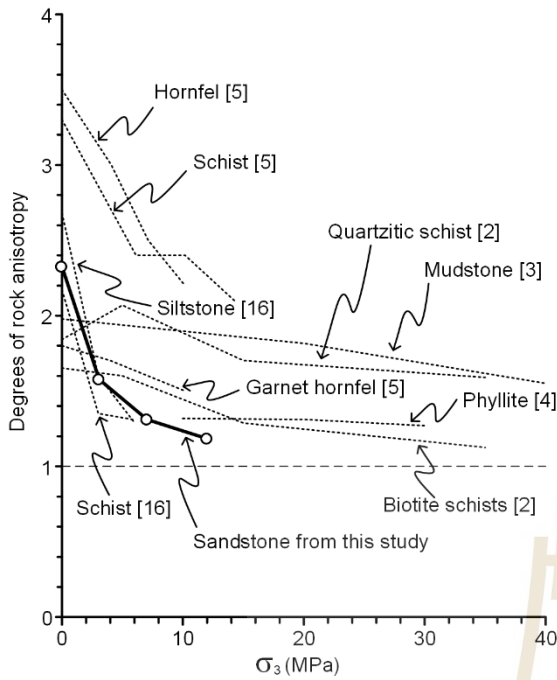
หินทรายจากพฤติกรรมทรานเวอร์สไอโซทรอปี้ไปจนถึงพฤติกรรมไอโซทรอปี้ได้

พลังงานความเครียดพิจารณาทั้งความเค้นและความเครียดไว้ในการคำนวณ ด้วยเหตุนี้เกณฑ์การแตกของคูโลมบ์จึงอาจเหมาะสมที่จะใช้เป็นเกณฑ์การวิบัติสำหรับหินทรายเช่นเดียวกับเกณฑ์การวิบัติ W_d-W_m โดยทั้งสองเกณฑ์แนะนำว่าการวิบัติของหินทรายชุดภูพานและความสามารถในการเปลี่ยนรูปร่างสำหรับมุม β เท่ากับ 75 องศา ซึ่งมีกำลังรับแรงกดต่ำสุด สามารถขยายไปถึงสภาวะ

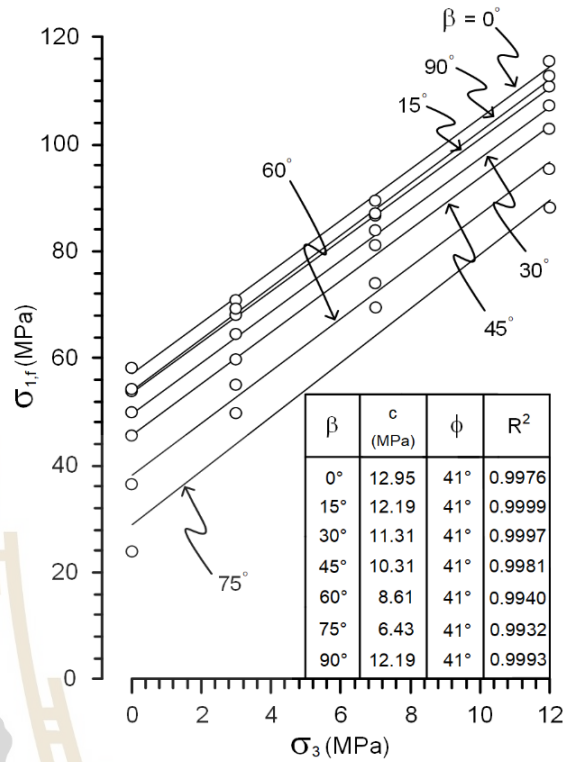
แบบไอโซทรอปี้ภายใต้แรงดันล้อมรอบที่สูงกว่าช่วงที่ทดสอบในงานวิจัยนี้

4. การอภิปรายและข้อสรุป

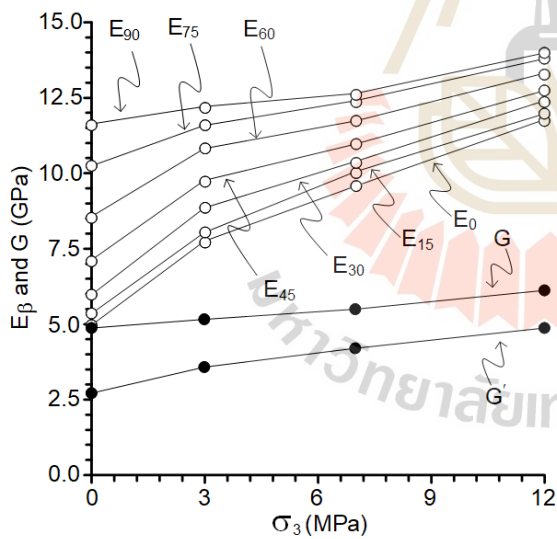
แรงดันล้อมรอบที่สูงขึ้นมีแนวโน้มที่จะลดผลกระทบของทรานเวอร์สไอโซทรอปี้บนตัวอย่างหินทราย เนื่องจากการลดลงของความพรุน ทำให้เม็ดตะกอนจัดเรียงตัวได้แน่นและกระชับมากยิ่งขึ้นตามแนวระนาบชั้นหินซึ่งกระบวนการนี้เองช่วยลดการตอบสนองของทรานเวอร์สไอโซทรอปี้ของหิน



รูปที่ 5 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับของแอนไอโซทรอปี (E_{90}/E_0) กับแรงดันล้อมรอบ



รูปที่ 7 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงกด (σ_{1f}) และแรงดันล้อมรอบ (σ_3)

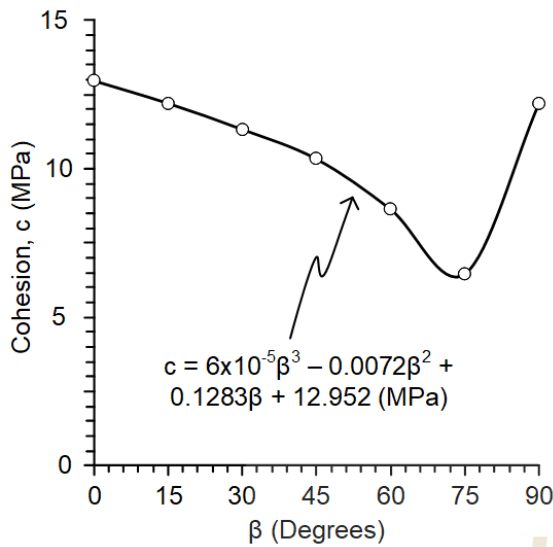


รูปที่ 6 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นเฉือนกับแรงดันล้อมรอบ (σ_3)

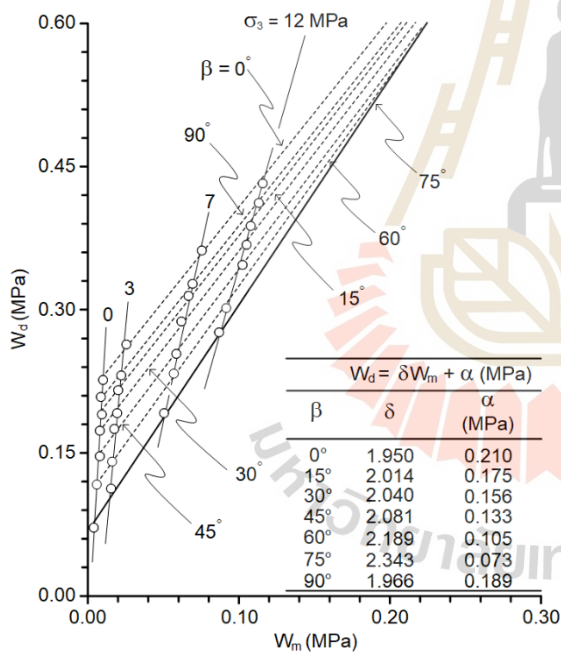
กลไกที่ควบคุมการลดระดับของแอนไอโซทรอปีของหินทรายที่อธิบายข้างต้นอาจไม่เป็นความจริงสำหรับหินชนิดอื่น กลไกที่ควบคุมการเสียรูปของหินแต่ละชนิดมีแนวโน้มว่าจะแตกต่างกัน ขึ้นอยู่กับประเภทของหินและลักษณะระนาบของทรานเวอร์สไอโซทรอปี ตามที่อธิบายโดย Gholami และ Rasouli [3] และ Ramamuthy [17] โดยเฉพาะในหินเนื้ออ่อนอาจตอบสนองต่อแรงกดได้มากกว่าในเชิงของกำลังรับแรงกดและความสามารถในการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของตัวอย่างหิน

จากรูปแบบการวิบัติของตัวอย่างหิน ตัวอย่างที่มีมุม $\beta = 75^\circ$ นั้นจะเกิดการวิบัติแบบเฉือนผ่านระนาบชั้นหิน แต่ในตัวอย่างหินที่มีมุม β อื่นๆ นั้นจะมีการวิบัติที่เกิดผ่านเนื้อของตัวอย่างหินหรือเกิดการวิบัติตั้งฉากกับระนาบชั้นหิน ตามผลการทดสอบของ McLamore และ Gray [18] ระบุว่ามุมของระนาบทรานเวอร์สไอโซทรอปีที่สัมพันธ์กับกำลังรับแรงกดต่ำสุดของหินสามารถอธิบายได้โดยทฤษฎีการผันแปรความเค้นยึดติดที่เสนอไว้ก่อนหน้านี้โดย Jaeger [19]

แม้ระนาบชั้นหินจะมีได้หายไป แต่จะส่งผลให้แรงที่มากกระทำไม่สามารถทำให้หินเกิดการตอบสนองด้วยพฤติกรรมแบบทรานเวอร์สไอโซทรอปีได้ดีดังเดิม อย่างไรก็ตาม



รูปที่ 8 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นยึดติดกับมุมของระนาบชั้นหิน



รูปที่ 9 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างพลังงานความเครียดเบี่ยงเบนที่จุดวิบัติกับพลังงานความเครียดเฉลี่ย (W_m)

มุมดังกล่าวถูกควบคุมโดยความเค้นยึดติด มุมเสียดทาน และค่าคงตัวเชิงประจักษ์ อย่างไรก็ตามพบว่าไม่สามารถหาค่าคงที่เหล่านี้ได้จากการทดสอบแรงกดในงานวิจัยนี้ การศึกษาของ McLamore และ Grey [18] ระบุว่ามุม

ทรานเวอร์สไอโซทรอปีที่สอดคล้องกับกำลังรับแรงกดต่ำสุดของหินสามารถแปรผันได้ตั้งแต่มุม 65 องศา ถึง 85 องศา

ข้อสรุปที่นำเสนอในการศึกษานี้ อาจสามารถประยุกต์ใช้ในหินทรานเวอร์สไอโซทรอปีแบบอื่น โดยมุมของระนาบทรานเวอร์สไอโซทรอปีของหินจะสอดคล้องกับกำลังรับแรงกดต่ำสุดและความแข็งของหิน แต่อย่างไรก็ตามอาจแตกต่างจากหินทรายที่ทดสอบในงานวิจัยนี้

ข้อสรุปที่ได้จากการศึกษานี้สามารถสรุปได้ดังนี้

- ภายใต้เงื่อนไขขอบเขตของแรงดันล้อมรอบที่ใช้ในงานวิจัยนี้ ตัวอย่างหินทรายจะมีค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นสูงสุดเมื่อระนาบชั้นหินขนาน ($\beta = 90^\circ$) กับแกนหลัก และจะมีค่าต่ำสุดเมื่อมุม β เท่ากับ 0 องศา (ระนาบชั้นหินตั้งฉากกับ σ_1) เป็นผลมาจากเมื่อตัวอย่างหินได้รับแรงจะเกิดการยุบตัว เนื่องจากพรมภายในตัวอย่างหินลดลงที่กรณี $\beta = 0^\circ$ มากกว่าการยุบตัวเนื่องจากการจัดเรียงตัวของเม็ดตะกอน [20] สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองที่ได้สำหรับมุม $0^\circ < \beta < 90^\circ$ นั้นมีความสอดคล้องเป็นอย่างดีกับค่าที่คาดการณ์โดยวิธีของ Amadei [13]

- แรงดันล้อมรอบจะมีผลในการลดระดับของแอนไอโซทรอปีของหินลง โดยทำให้เม็ดตะกอนแน่นและชิดกันมากขึ้นตามแนวระนาบชั้นหิน แรงดันล้อมรอบจะมีผลทำให้สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นเฉือนที่ตั้งฉากและขนานกับแนวระดับของระนาบชั้นหินมีค่าเพิ่มขึ้น

- เกณฑ์การแตกของคูลอมบ์ถูกนำเอาผลกระทบทรานเวอร์สไอโซทรอปีมาพิจารณาร่วมด้วยเพื่อหาค่าความเค้นยึดติด โดยพบว่าสมการโพลีโนเมียลมีความสอดคล้องเป็นอย่างดีกับผลการทดสอบ

- เกณฑ์การแตกโดยพลังงานความเครียดแสดงให้เห็นว่าความหนาแน่นของพลังงานความเครียดเบี่ยงเบนสูงสุดที่หินทรายสามารถอยู่ก่อนเกิดการวิบัติขึ้นอยู่กับการวางแนวระนาบชั้นหิน ความสัมพันธ์ระหว่าง $W_d - W_m$ สำหรับมุม β เท่ากับ 75 องศา จะให้พลังงานต่ำสุดและมุม β เท่ากับ

0 องศา จะให้พลังงานสูงสุด สิ่งนี้สอดคล้องกับค่ากำลังรับแรงกดที่คำนวณได้จากเกณฑ์การแตกของโคลอมบี

- กำลังรับแรงกดที่ได้จากการทดสอบ พบว่ามีค่าต่ำที่สุดเมื่อมุม β มีค่าเท่ากับ 75 องศา ซึ่งแตกต่างจากงานวิจัยอื่นๆ ที่กำลังรับแรงกดมักจะมีค่าต่ำที่สุดเมื่อมุม β เท่ากับ 60 องศา ทั้งนี้อาจเกิดจากนักวิจัยส่วนใหญ่มักเลือกทำการทดสอบตัวอย่างหินที่มีมุม β เท่ากับ 0, 30, 45, 60 และ 90 องศาเท่านั้น โดยสมการโพลีโนเมียลที่ใช้อธิบายความสัมพันธ์ระหว่าง $c - \beta$ (รูปที่ 8) แสดงให้เห็นว่าตัวอย่างหินภูพานในงานวิจัยนี้เอง แท้จริงแล้วค่ากำลังรับแรงกดที่ต่ำที่สุดจะเกิดขึ้นเมื่อมุม β มีค่าประมาณ 72 องศา

- เกณฑ์การแตกและความเข้าใจที่ได้จากงานวิจัยนี้สามารถนำไปใช้ในการวิเคราะห์ออกแบบได้ โดยผลลัพธ์ที่ทราบคือลักษณะแบบทรานเวอร์สไอโซทรอปีของหินทรายภูพานนั้น มีผลกับคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของหิน ดังนั้นในการออกแบบควรพิจารณาโดยให้ระนาบชั้นหินวางตัวที่มุม $\beta = 75$ องศา ซึ่งจะเป็นการออกแบบเชิงอนุรักษ์

5. กิตติกรรมประกาศ

การศึกษาครั้งนี้ได้รับทุนสนับสนุนจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จากการศึกษาส่งเสริมการศึกษาระดับอุดมศึกษาและมหาวิทยาลัยวิจัยแห่งชาติ จึงขอขอบพระคุณอย่างสูงซึ่งที่อนุญาตให้เผยแพร่บทความนี้

6. เอกสารอ้างอิง

- [1] R. E. Goodman. *Introduction to Rock Mechanics*, 2nd ed. New York, USA: Wiley, 1989.
- [2] M. H. B. Nasser, K. S. Rao, and T. Ramamurthy, "Anisotropic strength and deformational behavior of Himalayan schists," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 40, no. 1, pp. 3-23, 2003.
- [3] D. Miller, R. Plumb, and G. Boitnott, "Compressive strength and elastic properties of a transversely

isotropic calcareous mudstone," *Geophysical Prospecting*, vol. 61, no. 2, pp. 315-328, 2013.

- [4] G. Xu, C. He, A. Su, and Z. Chen, "Experimental investigation of the anisotropic mechanical behavior of phyllite under triaxial compression," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 104, pp. 100-112, 2018.
- [5] D. Fereidooni, G. Khanlari, M. Heidari, A. A. Sepahi, and A. P. Kolahi-Azar, "Assessment of inherent anisotropy and confining pressure influences on mechanical behavior of anisotropic foliated rocks under triaxial compression," *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 49, pp. 2155-2163, 2016.
- [6] A. Veeravinantanakul, P. Kanjanapayont, A. Sangsompong, N. Hasebe, and P. Charusiri, "Structure of Phu Phan Range in the Khorat Plateau: Its Apatite Fission Track Ages and Geological Syntheses," *Bulletin of Earth Sciences of Thailand*, vol. 10, no. 1, pp. 8-16, 2018.
- [7] K. Fuenkajom, T. Sriapai, and P. Samsri, "Effects of loading rate on strength and deformability of Maha Sarakham salt," *Engineering Geology*, vol. 135-136, pp. 10-23, 2012.
- [8] ASTM D7012-14, Standard Test Methods for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures, West Conshohocken, Pennsylvania, USA: PA, 2014.
- [9] J. C. Jaeger, N. G. W. Cook and R. W. Zimmerman, *Fundamentals of Rock Mechanics*, Oxford, England: Blackweel, 2007.
- [10] L. Wendai, *Regression Analysis, Linear Regression and Probit Regression, In 13 Chapters, SPSS for Windows: Statistical Analysis*. Beijing, China: Publishing House of Electronics Industry, 2000.



- [11] B. Amadei, "Importance of anisotropy when estimating and measuring in situ stresses in rock," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences Geomechanics Abstracts*, vol. 33, no. 3, pp. 293–325, 1996.
- [12] R. Gholami and V. Rasouli, "Mechanical and elastic properties of transversely isotropic slate," *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 47, no. 5, pp. 1763–1773, 2014.
- [13] M. Nejati, M.L.T. Dambly, and M.O. Saar, "A methodology to determine the elastic properties of anisotropic rocks from a single uniaxial compression test," *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 11, no. 6, pp. 1166–1183, 2019.
- [14] L. Yun-si, Z. Xiao, and Y. Quan, "The five elastic parameters for the anisotropy of slate under the influence of different bedding orientations," *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 1, no. 7, pp. 3695–3707, 2012.
- [15] L. G. De Vallejo and M. Ferrer. *Geological engineering, In 3 chapters, strength criteria*. CRC press, 2011.
- [16] O. Usol'tseva, P. Tsoi, and V. Semenov, "The influence of anisotropy angle on the strength and deformation properties of artificial geomaterials and rocks," *Procedia Engineering*, vol. 191, pp. 512–519, 2017.
- [17] T. Ramamurthy. *Strength and Modulus Responses of Anisotropic Rocks*, Oxford, England: Pergamon, 1993.
- [18] R. McLamore and K.E. Gray, "The mechanical behavior of anisotropic sedimentary rocks," *Journal of Industrial Engineering International*, vol. 89, no. 1, pp. 62–73, 1967.
- [19] J. C. Jaeger, "Shear failure of anisotropic rocks," *Geological Magazine*, vol. 97, no. 1, pp. 65–72, 1960.
- [20] A. Bonnelye, A. Schubnel, C. David, P. Henry, Y. Guglielmi, C. Gout, A. L. Fauchille and P. Dick "Strength anisotropy of shales deformed under uppermost crustal conditions," *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, vol. 122, no. 1, pp. 110–129, 2017.

EFFECT OF TRANSVERSE ISOTROPY ON MECHANICAL PROPERTIES OF PHU PHAN SANDSTONE

¹KITTITEP FUENKAJORN, ²PEERAPAT SINGKHAJORN

^{1,2}Geomechanics Research Unit, Institute of Engineering Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima, Thailand
E-mail: ²peerapat204925@gmail.com

Abstract -

Compression tests have been performed on prismatic specimens of sandstone under confining pressures up to 12 MPa. The specimens contain different bedding plane orientations. Results indicate that transverse isotropic effect occurs under all confinements where the strength is lowest when the normal to bedding planes makes an angle (β) of 75° with the major axis. The lowest modulus is obtained at $\beta = 0^\circ$, and the highest is at $\beta = 90^\circ$. Confining pressures rapidly increase the elastic and shear moduli normal to bedding plane strike, toward those parallel to the beds. Coulomb criterion is capable of describing the rock compressive strengths where the cohesion is defined as a polynomial function of bedding plane orientations.

Keywords - Confining Pressure, Bedding Plane, Coulomb Criterion

I. INTRODUCTION

The anisotropic degree of rocks has been defined as the maximum-to-minimum elastic modulus ratio, or the maximum-to-minimum strength ratio. These properties are from different directions with respect to the transverse isotropic planes (e.g., bedding planes for sedimentary rocks, foliation planes for metamorphic rocks, or system of micro-cracks and fractures in rock mass)[1]. Ramamurthy [2] classifies the rock anisotropy into six types based on the shapes of strength ratio curve versus the transverse isotropic plane angle. These include inherent, induced, cleavage, U-shaped, undulatory and bedding plane anisotropies [3]. Several investigators have found that the degree of anisotropy of rocks decreases with increasing confining pressures. Nasser et al.[4] perform compression tests on four Himalayan schists with confining pressures up to 100 MPa, and find that the degree of rock anisotropy in terms of strengths and elastic moduli decreases as the confining pressures increase. The degrees of anisotropy of mudstones compressive strength and static and dynamic elastic moduli obtained by Miller et al. [5] also decrease as the confining pressures increase. This agrees with the experimental results obtained by Xu et al. [6] on phyllite, and by Fereidooni et al. [7] on phyllite, slate, hornfels and schist. Test results by Hu et al. [8] however suggest that increasing the confining pressures up to 30 MPa does not seem to reduce the degree of anisotropy of interbedded sandstone from Shandong area, China.

Some knowledge gaps remain. A strength criterion for rocks including sandstone, that exhibit transverse isotropic behavior has never been developed for practical use. The mechanisms controlling the strength and elastic responses of hard rocks under varied confinements have not been identified. These knowledges are needed for the analysis and design of

relevant geological structures to ensure their long-term stability.

The objective of this study is to determine the strength and elastic properties of transverse isotropic sandstone. The main tasks involve performing compression tests under confining pressures up to 12 MPa, determining elastic properties for various bedding plane orientations, and developing strength criterion that can incorporate the transverse isotropic effect.

II. SANDSTONE SPECIMENS

The samples are prepared from Phu Phan sandstone formation. X-ray diffraction analysis shows that the samples contain 67.69% quartz, 11.50% oligoclase, 8.26% albite, 5.58% chlorite, 3.35% microcline, 2% anorthite, 1.11% calcite, 0.25% kaolinite and 0.25% muscovite. Several sandstone blocks with approximate size of $50 \times 50 \times 100 \text{ cm}^3$ have been cut and ground to obtain prismatic specimens with nominal dimensions of $54 \times 54 \times 108 \text{ mm}^3$. The nominal angles (β) between the specimen main axis and the normal to bedding planes vary from 0, 15, 30, 45, 60, 75 to 90 degrees. For all specimens, the bedding plane strike is parallel to one of the specimen side surfaces. This allows measuring lateral deformations in the directions parallel and normal to the bedding plane strike while the specimen is under axial loading. Twenty-eight specimens have been prepared. Their average density is $2.35 \pm 0.04 \text{ g/cc}$

III. TEST APPARATUS AND METHOD

Polyaxial load frame[9] is used to apply axial and lateral loads to the specimens. Except for the specimen shape, the test procedure and calculation follow the ASTM [10] standard practice. Neoprene sheets are used to minimize friction at all interfaces between specimen surfaces and loading platens.

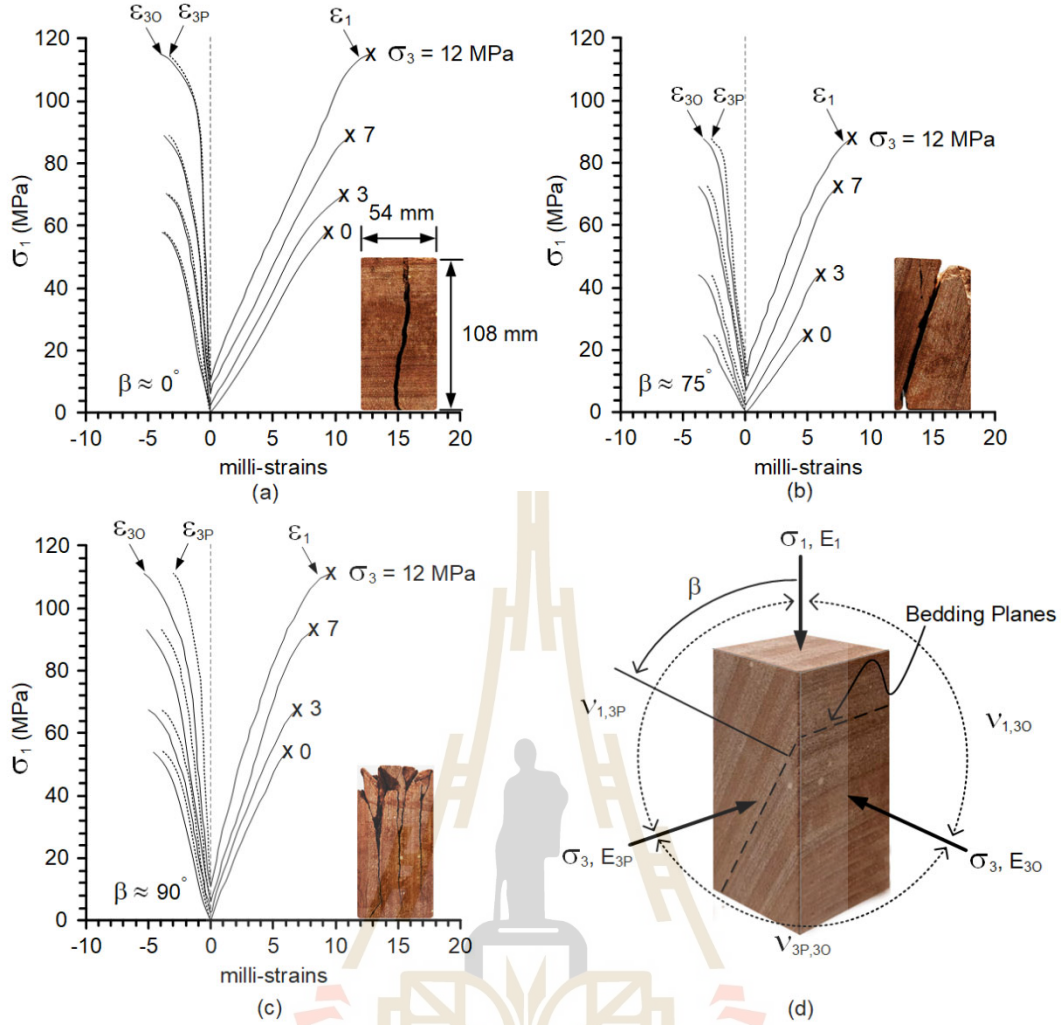


Fig. 1 Examples of stress-strain curves on sandstone specimen with $\beta = 0^\circ$ (a) 75° (b), and 90° (c). Notations used in Table 1 (d)

The constant confining pressures (lateral stresses) applied by two mutually perpendicular sets of cantilever beams range from 0 to 12 MPa. A hydraulic load cell with electric pump applies axial stress under constant rate of 0.1 MPa/s until failure occurs. Axial and lateral deformations are recorded to the nearest 0.001 mm. Modes of failure are identified

IV. TEST RESULTS

Examples of stress-strain curves and representative images of post-test specimens are given in Fig. 1. The diagrams show that the specimens with $\beta = 90^\circ$ (beds are parallel to σ_1) show the lateral strains normal to the strike of bedding planes (ε_{30}) notably larger than those parallel to the bedding planes (ε_{3p}). The two lateral strains are comparable for specimens with $\beta = 0^\circ$. The specimens with $\beta = 75^\circ$ give the lowest compressive strengths. The highest strengths are obtained from those with $\beta = 0^\circ$. This holds true for all confining pressures (Fig.2). The strength discrepancies between the three angles become smaller, as the confining pressure increases. Table 1

gives the compressive strengths ($\sigma_{1,f}$) for all specimens. Combination of shear and extensile failures is found for the specimens with $\beta = 0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ and 90° . Specimens with $\beta = 75^\circ$ shows shear failure along their bedding planes.

V. ELASTIC PROPERTIES

Assuming that the specimens are linearly elastic, the elastic moduli along the major principal (axial) direction (E_1) and along the two minor principal (lateral) axes normal and parallel to bedding plane strike (E_{30} and E_{3p}) can be calculated from the test results. For the transverse isotropic material (Fig. 1d), the strains under triaxial compression can be presented in terms of the applied stresses and elastic parameters as [11]:

$$\varepsilon_1 = \sigma_1/E_1 - \nu_{1,3p} \sigma_3/E_{3p} - \nu_{1,30} \sigma_3/E_{30} \quad (1)$$

$$\varepsilon_{3p} = -\nu_{1,3p} \sigma_1/E_1 + \sigma_3/E_{3p} - \nu_{3p,30} \sigma_3/E_{30} \quad (2)$$

$$\varepsilon_{30} = -\nu_{1,30} \sigma_1/E_1 - \nu_{3p,30} \sigma_3/E_{3p} + \sigma_3/E_{30} \quad (3)$$

where σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses, ε_1 is the major principal strain, and ε_{3p} and ε_{30} are the strains measured parallel and normal to the strike of bedding planes. For transverse isotropic condition, three

| β | σ_3 (MPa) | σ_1 (MPa) | E_1 (GPa) | E_{3p} (GPa) | E_{30} (GPa) | $\nu_{1,3p}$ | $\nu_{1,30}$ | $\nu_{3p,30}$ |
|---------|---------------------|---------------------|----------------|-------------------|-------------------|--------------|--------------|---------------|
| 0° | 0 | 57.8 | 4.98 | - | - | 0.21 | 0.21 | - |
| | 3 | 70.2 | 7.72 | 12.17 | 12.17 | 0.20 | 0.20 | 0.19 |
| | 7 | 89.0 | 9.58 | 12.62 | 12.62 | 0.19 | 0.19 | 0.19 |
| | 12 | 115.1 | 11.74 | 13.97 | 13.97 | 0.17 | 0.17 | 0.17 |
| 15° | 0 | 53.1 | 5.36 | - | - | 0.20 | 0.22 | - |
| | 3 | 67.6 | 8.04 | 12.18 | 11.63 | 0.19 | 0.20 | 0.15 |
| | 7 | 86.0 | 10.02 | 12.60 | 12.25 | 0.19 | 0.19 | 0.15 |
| | 12 | 110.3 | 11.97 | 13.96 | 13.81 | 0.17 | 0.17 | 0.16 |
| 30° | 0 | 49.3 | 5.98 | - | - | 0.20 | 0.23 | - |
| | 3 | 63.8 | 8.85 | 12.16 | 10.38 | 0.19 | 0.22 | 0.16 |
| | 7 | 83.6 | 10.36 | 12.61 | 11.54 | 0.18 | 0.21 | 0.15 |
| | 12 | 106.6 | 12.36 | 13.97 | 13.32 | 0.16 | 0.17 | 0.16 |
| 45° | 0 | 45.0 | 7.12 | - | - | 0.19 | 0.24 | - |
| | 3 | 59.2 | 9.73 | 12.15 | 9.19 | 0.17 | 0.22 | 0.17 |
| | 7 | 80.6 | 10.96 | 12.62 | 10.76 | 0.16 | 0.20 | 0.15 |
| | 12 | 102.2 | 12.73 | 13.99 | 12.69 | 0.15 | 0.18 | 0.16 |
| 60° | 0 | 36.0 | 8.54 | - | - | 0.18 | 0.24 | - |
| | 3 | 54.3 | 10.82 | 12.17 | 8.39 | 0.16 | 0.21 | 0.19 |
| | 7 | 73.6 | 11.73 | 12.62 | 10.14 | 0.15 | 0.20 | 0.19 |
| | 12 | 94.9 | 13.27 | 13.97 | 12.22 | 0.13 | 0.18 | 0.18 |
| 75° | 0 | 24.8 | 10.24 | - | - | 0.16 | 0.22 | - |
| | 3 | 48.5 | 11.57 | 12.16 | 7.87 | 0.15 | 0.20 | 0.20 |
| | 7 | 69.3 | 12.37 | 12.63 | 9.74 | 0.14 | 0.19 | 0.19 |
| | 12 | 88.0 | 13.78 | 13.98 | 11.88 | 0.12 | 0.17 | 0.19 |
| 90° | 0 | 53.7 | 11.61 | - | - | 0.15 | 0.21 | - |
| | 3 | 68.7 | 12.17 | 12.17 | 7.72 | 0.14 | 0.20 | 0.20 |
| | 7 | 86.7 | 12.62 | 12.61 | 9.58 | 0.13 | 0.19 | 0.19 |
| | 12 | 112.3 | 13.97 | 13.97 | 11.74 | 0.12 | 0.17 | 0.17 |

Table 1 Compression test results

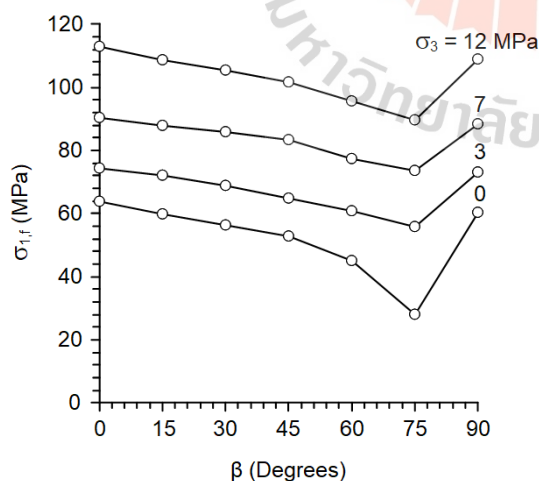


Fig. 2 Failure stresses as a function of bedding plane angle.

Poisson's ratios are defined on the specimens: $\nu_{1,3p}$ and $\nu_{1,30}$ represent the Poisson's ratios on the planes between the major principal axis and the

directions that are parallel and normal to the strike of bedding planes. The $\nu_{3p,30}$ represents Poisson's ratio between the directions that are parallel and normal to the bedding plane strike.

For $\beta = 0^\circ$ and 90° , the elastic moduli and Poisson's ratios under unconfined condition can be readily calculated from equation (1) to (3). Regression analysis using SPSS code [12] are performed to determine the elastic parameters of the specimens with $0^\circ < \beta < 90^\circ$. The regression uses the stresses and their corresponding strains obtained from linear portion of the curves for each specimen. Table 1 gives the results.

Under low confining pressures, the elastic moduli parallel to bedding plane strike (E_{3p}) are greater than those normal to the strike (E_{30}) which can be clearly observed for $\beta = 90^\circ$. The stiffness discrepancies decrease with the angles β . The two moduli are equal for $\beta = 0^\circ$ (σ_1 is normal to bedding planes). Under high confinement, the elastic moduli for all angles are more comparable.

VI. DEGREE OF ANISOTROPY

Fig. 3 plots the degree of anisotropy of sandstone in the form of the maximum-to-minimum elastic modulus ratios (E_{90}/E_0) as a function of confining pressure, where E_{90} and E_0 are measured parallel and normal to the bedding plane. The degrees of modulus anisotropy of various rocks obtained elsewhere are also compared in the figure. Sandstone tends to show higher degree of anisotropy, and reduces toward the isotropic condition much slower, as compared to other rocks.

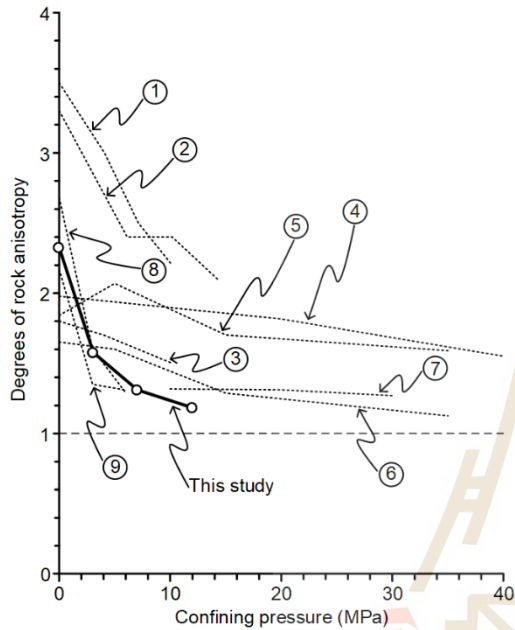


Fig. 3 Degrees of rock anisotropy (E_{90}/E_0) as a function of confining pressure. ① Hornfel, ② Schist, ③ Garnet hornfel [7]; ④ Mudstone [5]; ⑤ Quartzitic schist, ⑥ Biotite schist [4]; ⑦ Phyllite [6]; ⑧ Meta-siltstone, ⑨ Schist [13]; ⑩ Sandstone [8].

To reveal how the degree of anisotropy for sandstone reduces as the confining pressure increases, the elastic moduli obtained along the major principal (axial) direction for different angles β are plotted as a function of confining pressure in Fig.4. They are designated as E_β , where β are 0° , 15° , 30° , 45° , 60° , 75° and 90° . The shear moduli on the bedding planes (G) and on the plane perpendicular to the beds (G'), are also given.

Under unconfined condition, E_{90} is the highest, obtained when σ_1 is parallel to the bedding planes. They slightly increase with confining pressure. The lowest elastic moduli are E_0 obtained when the bedding planes are perpendicular to σ_1 . These elastic moduli increase, as the beds dip away from the major principal axis, as shown by E_{15} , E_{30} , E_{45} , E_{60} and E_{75} . They also increase rapidly toward E_{90} as the confining pressures increase. The increase of these moduli is presumably due to the tightening of interbedded boundaries parallel to the bedding planes,

and the stiffening of the particle layers by the confinement.

VII. STRENGTH CRITERION

An attempt is made here to incorporate the transverse isotropic effects into the Coulomb criterion. The major principal stress at failure ($\sigma_{1,f}$) can be expressed as a function of confining pressure (σ_3) as [11]:

$$\sigma_{1,f} = \frac{[(1 + \sin \phi)/(1 - \sin \phi)] \cdot \sigma_3 + (2c \cdot \cos \phi)/(1 - \sin \phi)}{(4)}$$

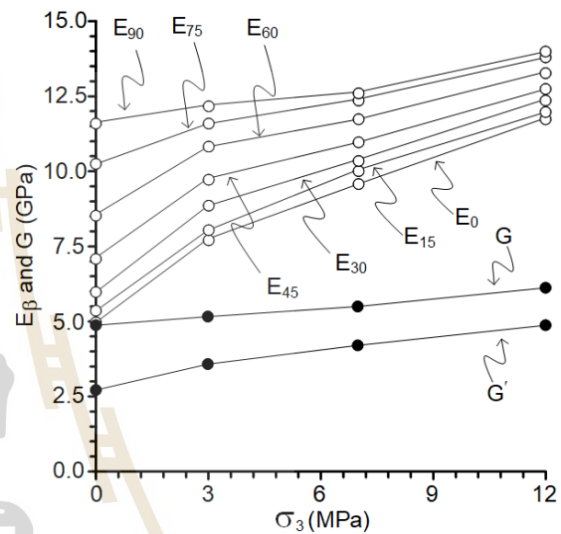


Fig. 4 Elastic and shear moduli as a function of conning pressure (σ_3)

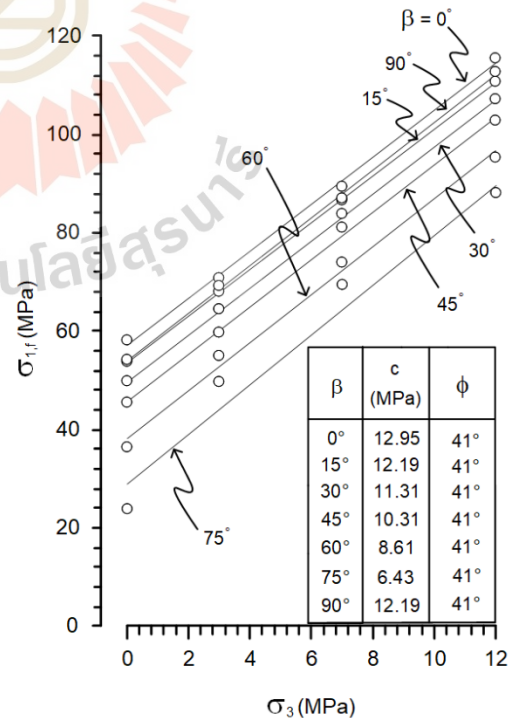


Fig. 5 Major principal stress at failure ($\sigma_{1,f}$) as a function of conning pressure (σ_3)

where c and ϕ are cohesion and internal friction angle. Fig 5. plots the Coulomb criterion for all bedding plane angles,

β . The multiplier of σ_3 represents slope of the curves and the last term on the right side of equation (4) is the intercept on $\sigma_{1,f}$ axis. The cohesion and friction angle can be determined by regression analysis of the strength data. It is found that the friction angles tend to be independent of the bedding plane orientation (β), where their average value is 41 degrees. The cohesions, however, vary with the bedding plane orientation. Their numerical values are given in Fig. 6. The lowest cohesions are obtained from

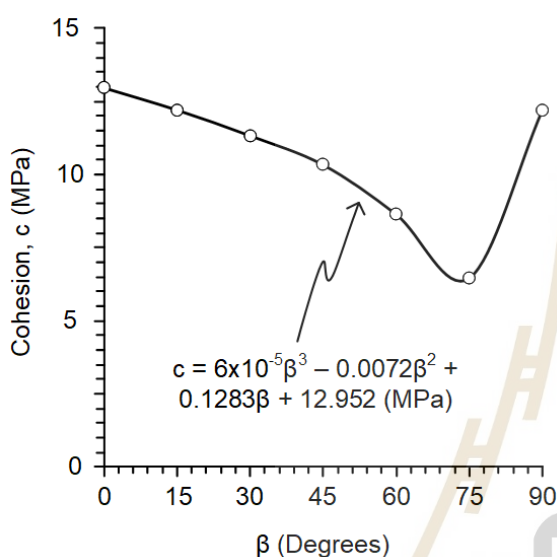


Fig. 6 Cohesion as a function of bedding plane orientation.

the specimens with $\beta = 75^\circ$, and the highest ones are from those with $\beta = 0^\circ$. A third-degree polynomial equation can best describe the relationship between the cohesions and angle β as:

$$c = c_0 + A \cdot \beta + B \cdot \beta^2 + C \cdot \beta^3 \quad (5)$$

where c_0 is the cohesion obtained from specimens with $\beta = 0^\circ$, and A , B and C are empirical constants. Their numerical values obtained from regression analysis are given in Fig. 6. Good correlation is obtained ($R^2 > 0.990$).

VIII. DISCUSSIONS AND CONCLUSIONS

The confining pressure significantly reduces the transverse isotropic responses of the sandstone. Increasing the confining pressures presumably reduce the porosity and tighten the boundaries along the bedding planes. This process reduces the transverse isotropic response of the rock, as the applied load cannot well recognize the transverse isotropic (bedding) planes.

Within the range of confinements used here, sandstone specimens give the highest elastic moduli when the normal to bedding planes makes an angle (β) of 90° with the major principal axis, the lowest values are obtained when $\beta = 0^\circ$ (beds are normal to σ_1). The sandstone compressive strengths are highest at $\beta = 0^\circ$, and lowest at $\beta = 75^\circ$. The Phu Phan sandstone specimens with $\beta = 75^\circ$ allow shear fractures to propagate more easily along the boundaries of the bedding planes, leading to the lowest compressive strengths. The test results are similar to those of other transverse isotropic rocks (e.g. [14], [15], [16]).

The confining pressures reduces the degree of rock anisotropy by stiffening and tightening the boundaries along the bedding planes. The confinement rapidly increases the elastic and shear moduli normal to bedding plane strike and approaches those parallel to the bedding planes.

Coulomb criterion implicitly incorporates the transverse isotropic effect by defining the cohesion as a polynomial function of bedding plane angles. It agrees well with the test results.

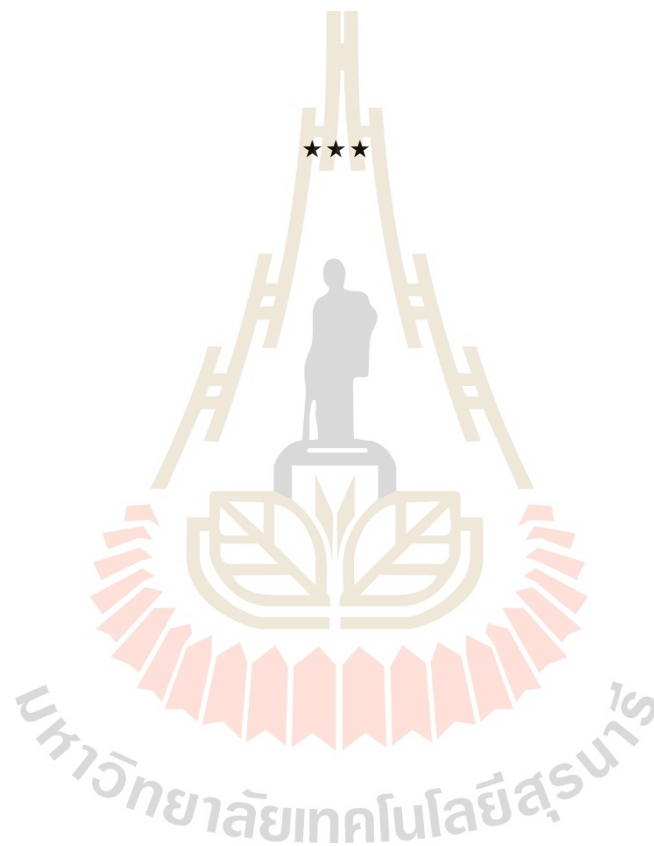
ACKNOWLEDGEMENT

This work was supported by Suranaree University of Technology (SUT) and Thailand Science Research and Innovation (TSRI). Permission to publish this paper is gratefully acknowledged.

REFERENCES

- [1] R. E. Goodman, Introduction to Rock Mechanics. 2nd ed., New York, USA: Wiley, 1989.
- [2] T. Ramamurthy, Strength and Modulus Responses of Anisotropic Rocks, Oxford, England: Pergamon, 1993.
- [3] R. Gholami and V. Rasouli, "Mechanical and elastic properties of transversely isotropic slate," Rock Mech Rock Eng., vol. 47(5), pp. 1763–1773, 2014.
- [4] M. H. B. Nasser, K. S. Rao, and T. Ramamurthy, "Anisotropic strength and deformational behavior of Himalayan schists," Int. J. Rock Mech. Min. Sci., vol. 40(1), pp. 3–23, 2003.
- [5] D. Miller, R. Plumb, and G. Boitnott, "Compressive strength and elastic properties of a transversely isotropic calcareous mudstone," Geophys. Prospect., vol. 61(2), pp. 315–328, 2013.
- [6] G. Xu, C. He, A. Su, and Z. Chen, "Experimental investigation of the anisotropic mechanical behavior of phyllite under triaxial compression," Int. J. Rock Mech. Min. Sci., vol. 104, pp. 100–112, 2018.
- [7] D. Fereidooni, G. Khanlari, M. Heidari, A. A. Sepahi, and A. P. Kolahi-Azar, "Assessment of inherent anisotropy and confining pressure influences on mechanical behavior of anisotropic foliated rocks under triaxial compression," Rock Mech Rock Eng., vol. 49, pp. 2155–2163, 2016.
- [8] S. Hu, Y. Tan, H. Zhou, W. Guo, D. Hu, F. Meng, and Z. Liu, "Impact of bedding planes on mechanical properties of sandstone," Rock Mech Rock Eng., vol. 50(8), pp. 2243–2251, 2017.
- [9] K. Fuenkajorn, T. Sriapai, and P. Samsri, "Effects of loading rate on strength and deformability of MahaSarakhm salt," Eng. Geol., vol. 135–136, pp. 10–23, 2012.
- [10] ASTM D7012-14., Standard Test Methods for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens

- under Varying States of Stress and Temperatures, West Conshohocken, Pennsylvania, USA: PA, 2014.
- [11] J. C. Jaeger, N. G. W. Cook, and R. W. Zimmerman, *Fundamentals of Rock Mechanics*, Oxford, England: Blackweel, 2007.
- [12] L. Wendai, *Regression Analysis, Linear Regression and Probit Regression*, In 13 Chapters, SPSS for Windows: Statistical Analysis. Beijing, China: Publishing House of Electronics Industry, 2000.
- [13] O. Usol'tseva, P. Tsoi, and V. Semenov, "The influence of anisotropy angle on the strength and deformation properties of artificial geomaterials and rocks," *Procedia Eng.* 191: 512-519, 2017.
- [14] M. E. Chenevert and C. Gatlin, "Mechanical anisotropies of laminated sedimentary rocks," *Soc. Pet. Eng. J.*, vol. 5(01), pp. 67-77, 1965.
- [15] F. G. Horino and M. L. Ellickson, *A method for estimating strength of rock containing planes of weakness*, US Department of Interior, Bureau of Mines, 1970.
- [16] A. Al-Harathi, "Effect of planar structures on the anisotropy of Ranyah sandstone," *Saudi Arabia. Eng. Geol.*, vol. 50(1-2), pp. 49-57, 1988.



BIOGRAPHY

Mr. Peerapat Singkhiaw was born on September 25, 1997 in Rayong Province, Thailand. He received his Bachelor's Degree in Engineering (Geological Engineering) from Suranaree University of Technology in 2020. After graduation, he continued to study with Master's degree in school of Geological Engineering, Institute of Engineering, Suranaree University of Technology. During graduation, 2020-2023, he was a part-time worker in position of research assistant at the Geomechanics Research Unit, Institute of Engineering, Suranaree University of Technology.

