

博 士 論 文

地中への炭素貯蔵と地盤災害軽減を期待した
丸太打設による複合地盤の支持力度の評価法

金沢大学大学院 自然科学研究科

環境デザイン学専攻

学籍番号 1924052003

氏名 村田 拓海

主任指導教員名 宮島 昌克

提出年月 2022 年 1 月

目 次

| | |
|------------------------------|----|
| 第 1 章 序論 | 2 |
| 1.1 本研究の背景 | 2 |
| 1.1.1 気候変動と木材利用 | 2 |
| 1.1.2 気候変動緩和策としての木杭の可能性 | 4 |
| 1.1.3 木杭の現状と課題 | 4 |
| 1.2 現代への木杭の適用 | 6 |
| 1.2.1 地盤補強材・改良材としての適用 | 6 |
| 1.2.2 丸太頭部の処理 | 7 |
| 1.2.3 施工に伴う二酸化炭素の収支 | 7 |
| 1.3 既往研究と本研究の位置づけ | 8 |
| 1.3.1 概説 | 8 |
| 1.3.2 丸太の鉛直支持力に関する既往研究 | 8 |
| 1.3.3 丸太打設による砂質地盤の密度増大に関する研究 | 9 |
| 1.3.4 杭状体と地盤の複合地盤に関する既往研究 | 10 |
| 1.4 本研究の内容と構成 | 11 |
| 第 2 章 丸太打設による複合地盤の概要 | 18 |
| 2.1 はじめに | 18 |
| 2.2 丸太頭部の処理方法 | 18 |
| 2.2.1 丸太頭部の処理方法の検討 | 18 |
| 2.2.2 砕石の締固め方法の検討 | 20 |
| 2.3 砕石の締固め方法に関する室内実験 | 20 |
| 2.3.1 使用した砕石とバイブレータ | 20 |
| 2.3.2 締固め方法の検討 | 22 |
| 2.3.3 締め固めた充填部の特性 | 26 |
| 2.4 丸太打設による複合地盤の概要 | 31 |
| 2.4.1 概要 | 31 |
| 2.4.2 使用材料 | 31 |
| 2.4.3 丸太の打設方法 | 33 |
| 2.4.4 丸太頭部への砕石の充填方法 | 34 |
| 2.5 まとめ | 36 |

| | |
|--------------------------------|----|
| 第 3 章 丸太打設により期待される地中への炭素貯蔵量の検討 | 40 |
| 3.1 はじめに | 40 |
| 3.2 丸太打設による二酸化炭素収支量の計測事例 | 40 |
| 3.2.1 計算の範囲 | 40 |
| 3.2.2 計算の条件 | 41 |
| 3.2.3 丸太による炭素貯蔵量の計算方法 | 41 |
| 3.2.4 施工による二酸化炭素排出量の計算方法 | 42 |
| 3.2.5 戸建て住宅の事例：東京都江東区 | 43 |
| 3.2.6 2 階建て集合住宅の事例：石川県金沢市 | 46 |
| 3.2.7 中規模農舎の事例：福井県福井市 | 49 |
| 3.2.8 大規模分譲地の事例：千葉県千葉市 | 52 |
| 3.3 改良体積および材積当たりの炭素貯蔵量の検討 | 55 |
| 3.3.1 改良体積当たりの炭素貯蔵量 | 55 |
| 3.3.2 丸太材積当たりの炭素貯蔵量 | 57 |
| 3.4 材料製造による二酸化炭素排出量の検討 | 59 |
| 3.4.1 丸太の製造による二酸化炭素排出量 | 59 |
| 3.4.2 砕石の製造による二酸化炭素排出量 | 59 |
| 3.5 通勤および運搬による二酸化炭素排出量の検討 | 60 |
| 3.5.1 丸太打設工事の作業者の通勤による二酸化炭素排出量 | 60 |
| 3.5.2 丸太の運搬による二酸化炭素排出量 | 62 |
| 3.5.3 砕石の運搬による二酸化炭素排出量 | 64 |
| 3.5.4 施工機械の運搬による二酸化炭素排出量 | 66 |
| 3.6 丸太打設により期待できる炭素貯蔵量 | 68 |
| 3.7 まとめ | 71 |
| 第 4 章 地盤補強材としての丸太の特性の検討 | 74 |
| 4.1 はじめに | 74 |
| 4.2 鉛直支持力の評価方法 | 74 |
| 4.3 地中にある丸太の押込み試験 | 77 |
| 4.3.1 試験地点 | 77 |
| 4.3.2 試験ケース | 77 |
| 4.3.3 試験方法 | 79 |
| 4.4 地盤概要 | 83 |
| 4.4.1 実施した地盤調査 | 83 |

| | | |
|-------|---------------------------|-----|
| 4.4.2 | A0 地点：秋田県大潟村 | 84 |
| 4.4.3 | SS 地点：佐賀県佐賀市 | 88 |
| 4.4.4 | SY 地点：埼玉県八潮市 | 90 |
| 4.4.5 | CCM 地点：千葉県千葉市美浜区 | 92 |
| 4.4.6 | CK 地点：千葉県木更津市 | 94 |
| 4.4.7 | TS 地点：東京都世田谷区 | 96 |
| 4.5 | 試験結果 | 98 |
| 4.5.1 | 押込み試験結果 | 98 |
| 4.5.2 | 押込み試験結果と式(4.4)による推定値の比較 | 100 |
| 4.6 | 地中にある丸太の鉛直支持力の特性に関する考察 | 104 |
| 4.6.1 | 先端支持力と周面摩擦力の寄与度 | 104 |
| 4.6.2 | 実際の周面積と末口直径から求めた周面積が異なる影響 | 106 |
| 4.6.3 | 丸太のテーパ角の影響 | 107 |
| 4.6.4 | 木材の吸水作用の影響 | 108 |
| 4.7 | 地中にある丸太の鉛直支持力の評価法の提案 | 109 |
| 4.8 | まとめ | 111 |
| | | |
| 第5章 | 地盤改良材としての丸太の特性の検討 | 116 |
| 5.1 | はじめに | 116 |
| 5.2 | 丸太打設模型実験 | 116 |
| 5.2.1 | 実験概要 | 116 |
| 5.2.2 | 実験に使用した土試料 | 120 |
| 5.2.3 | 実験結果 | 124 |
| 5.3 | 現場における丸太打設による地盤の鉛直変位計測 | 133 |
| 5.3.1 | 計測概要 | 133 |
| 5.3.2 | CCC 地点：千葉県千葉市中央区 | 134 |
| 5.3.3 | NO 地点：長野県大鹿村 | 137 |
| 5.4 | 丸太打設による密度増大の理論値の検討 | 139 |
| 5.4.1 | 模型実験と現場計測データの比較 | 139 |
| 5.4.2 | 丸太打設による地盤の体積変化特性 | 142 |
| 5.4.3 | 地盤の鉛直変位を考慮した密度増大の理論値の検討 | 149 |
| 5.5 | 理論値と実施工データの比較 | 151 |
| 5.5.1 | 実施工データの特性 | 151 |
| 5.5.2 | 比較結果 | 153 |

| | | |
|-------|------------------------------|-----|
| 5.6 | 丸太打設による砂質地盤の密度増大の評価法の提案 | 157 |
| 5.7 | まとめ | 160 |
| | | |
| 第 6 章 | 丸太打設による複合地盤の支持力度の検討 | 164 |
| 6.1 | はじめに | 164 |
| 6.2 | 大型平板載荷試験 | 164 |
| 6.2.1 | 試験概要 | 164 |
| 6.2.2 | 試験地点 | 165 |
| 6.2.3 | 試験ケース | 166 |
| 6.2.4 | 試験方法 | 168 |
| 6.3 | 地盤概要 | 169 |
| 6.3.1 | 実施した地盤調査 | 169 |
| 6.3.2 | A0 地点：秋田県大潟村 | 169 |
| 6.3.3 | SS 地点：佐賀県佐賀市 | 171 |
| 6.4 | 試験結果 | 173 |
| 6.4.1 | 大型平板載荷試験の結果 | 173 |
| 6.4.2 | 地中にある丸太の鉛直支持力の影響 | 178 |
| 6.4.3 | 地盤の支持力度の影響 | 179 |
| 6.4.4 | 大型平板載荷試験結果と式 (6.1) による推定値の比較 | 181 |
| 6.4.5 | 群杭効果の影響 | 185 |
| 6.5 | 丸太打設による複合地盤の支持力度の評価法の提案 | 188 |
| 6.6 | まとめ | 193 |
| | | |
| 第 7 章 | 結論 | 196 |
| 7.1 | 本研究の結論 | 196 |
| 7.2 | 今後の課題 | 198 |
| 7.2.1 | 施工による炭素貯蔵効果について | 198 |
| 7.2.2 | 地中にある丸太の鉛直支持力について | 198 |
| 7.2.3 | 丸太打設による砂質地盤の密度増大について | 199 |
| 7.2.4 | 丸太打設による複合地盤の支持力度について | 199 |
| | | |
| 謝辞 | | 202 |

第 1 章 序論

第1章 序論

1.1 本研究の背景

1.1.1 気候変動と木材利用

気候変動は喫緊の課題であり、気候変動に関する政府間パネル (IPCC) 第6次評価報告書の第I作業部会報告書 (自然科学的根拠)¹⁾では、過去10年間の世界平均気温は産業革命以前より既に1.09°C上昇しており、その要因として「人間の影響が大气、海洋および陸域を温暖化させてきたことに疑う余地がない」と人為起源であることが断定された。また、パリ協定²⁾における長期の努力目標である世界平均気温上昇を産業革命以前に比べて1.5°Cに抑えるためには、今世紀半ばに大気中に排出する二酸化炭素量をゼロにしたうえで、その後は大気中の二酸化炭素を除去していく必要があることも示された。このように、今後持続可能な社会を築いていくためには、大気中に排出する二酸化炭素を削減するだけでなく、大気中にある二酸化炭素を除去していく必要があるといえる。

大気中の二酸化炭素を除去する方法の一つとして、樹木による光合成がある。しかしながら、この光合成による二酸化炭素回収量は樹齢とともに低下していく。これは、樹木の成長が著しい若齢段階で活発に行われる光合成が、森林全体の樹木の成長に伴い、自らの葉により光が遮られることで一定になっていくためである。また、老齢になると、光合成と同時に進行される呼吸量が増えることに加え、落ちた枝葉の腐朽による二酸化炭素の排出も増える。このように、成長段階では光合成による二酸化炭素回収量が呼吸による排出量を上回るが、成熟し長期間放置された森林は、二酸化炭素の吸収量と排出量が近づき、樹木内に炭素を貯蔵はしているものの、見かけ上二酸化炭素を吸収しなくなる³⁾。このため、大気中の二酸化炭素を除去するためには、樹木を適切な時期で伐採し、伐採して空いたところに再生林をする持続的な林業経営のサイクルを回すことが重要である (図-1.1)⁴⁾。

これとともに、伐採した木材をできるだけ長期間使用することが重要である。これは、伐採された木材は、腐朽や燃焼したりしない限り、木材内に炭素を貯蔵し続けるためである。木材を長期間使用するためには、腐朽や燃焼に留意する必要がある。特に腐朽については、腐朽を引き起こす木材腐朽菌の胞子が北海道から九州まで季節を問わず空中に漂い、常にリスクにさらされている⁵⁾。この腐朽対策は、一般的に木材に木材保存剤を浸透させることで行う⁶⁾が、この処理の際

に二酸化炭素を含む温室効果ガスを排出する。コンクリート遮音壁と木製遮音壁を対象に30年間の温室効果ガス排出量を試算した研究⁷⁾では、原材料調達から設置作業までの温室効果ガス排出量は木製遮音壁の方が多くなり、その要因が保存処理の前に行う人工乾燥に伴う重油消費と、保存処理に使用する電気消費によると報告されている。このように、木材に木材保存剤を浸透させることで長期間使用することが可能になるが、必ずしも気候変動緩和に貢献するというわけではない。

これらのことから、気候変動緩和の視点から考えた木材利用としては、木材保存処理等の加工をできるだけ行わず、腐朽や燃焼を発生させずに長期間利用することが望ましいと考えられる。



図-1.1 木材資源の循環利用（イメージ）⁴⁾

1.1.2 気候変動緩和策としての木杭の可能性

長期間にわたり木材が使用された事例としては、軟弱地盤に対する支持力不足対策として打設された木杭がある。この木杭は、かつて洋の東西を問わず世界中で広く用いられ⁸⁾、例えば、完成後400年以上経過したヴェネツィアのリアルト橋や、1932年に完成した宮崎県庁、1958年に開業した新潟駅本屋などの構造物は、木杭で支えられており現在も大きな変状がなく供用されている⁹⁾。特に、新潟駅本屋については、1964年の新潟地震においても液状化の被害を受けておらず¹⁰⁾、木杭が液状化による地盤災害を軽減した事例である。このように、これまで木杭は、地盤の支持力不足による構造物の沈下や、砂質地盤の液状化などの軟弱地盤で発生する可能性のある地盤災害を軽減してきた。

長期間にわたり木杭に劣化が生じず、地盤災害軽減策としての機能を発揮し続けてきた要因は、軟弱地盤の地下水位が高いという環境の影響が大きいと考えられる。木材の腐朽や虫害などの生物劣化は、腐朽菌やシロアリなどの生物が引き起こすが、これらの生物は酸素がないと生存できない。このため、地下水位以深の環境は、木材が生物劣化しない環境といえる。このことは、遺跡調査および近代設置構造物から発掘された木材の長期耐久性評価¹¹⁾や、文献調査¹⁰⁾からも明らかになっている。

これらのことから、木杭を軟弱地盤に打設することで、軟弱地盤は木杭により地盤災害が軽減され、木杭は軟弱地盤の環境により長期間健全性を保つことができるなど、お互いの弱みを補間し合い、両者の親和性は非常に高いといえる。また、木杭が地中で健全性を保つ間は、光合成時に大気中から回収した炭素を地中に貯蔵し続けるため、持続的な林業経営サイクルが継続する限り、大気中の二酸化炭素を削減したことになる。このように、木杭を軟弱地盤に打設するという1つの行為で、地盤の支持力不足による構造物の沈下や、地震時の砂質地盤の液状化などの地盤災害の軽減と、地中への炭素貯蔵を同時に行うことが可能となり、木杭は新たな気候変動緩和策としての可能性を秘めているといえる。

1.1.3 木杭の現状と課題

地中への炭素貯蔵と地盤災害軽減を同時に行う可能性を秘める木杭であるが、現在の我が国においてはほとんど使用されていない。この大きな要因として、木杭に関する記述のある設計図書がほとんどないことと、杭頭部を地下水位以深にする必要があることの2点が考えられる。

地盤の支持力不足に対する「杭」としての設計図書における木杭に関する記述は、コンクリート杭や鋼管杭の使用率が急速に伸び始めた 1950 年代頃を境に徐々に減り⁸⁾、道路橋示方書では 1976 年、建築基礎構造設計指針では 1988 年に姿を消し¹⁰⁾、現在では木杭に関する記述が残る設計図書はほとんどなくなった。木杭がコンクリート杭や鋼管杭に代替された背景として、森林の過剰伐採による木材資源枯渇への懸念から 1955 年に閣議決定された「木材資源利用合理化方策」などの政策的な影響が大きく、杭としての性能が劣ることが要因ではないと考えられる。これを裏付けるように、木杭の鉛直支持力は、周面積がほぼ同じの既製コンクリート杭や先端閉塞の鋼管杭よりも大きくなる¹²⁾ことが明らかになっている。しかしながら、木杭に関する記述が残る小規模建築物基礎設計指針では、小口径の既製コンクリート杭や鋼管杭と同じ支持力式を用いて木杭の鉛直支持力を推定することとなっており¹³⁾、木杭の鉛直支持力特性が反映されていない。このように、一部の設計図書で木杭に関する記述が残るものの、他の杭と差別化されていないのが現状である。

木杭の頭部位置を地下水位以深にする理由は、木杭の生物劣化による上部構造物の沈下等を防ぐためである。1.1.2 項で述べたように、地下水位以深にある木杭については長期間健全性を維持することが明らかになっているが、同調査¹⁰⁾¹¹⁾では地下水位以浅については腐朽や蟻害の生物劣化が生じる可能性があることが指摘されており、実際に木杭頭部に生物劣化が生じたことで建物に沈下および傾斜が生じた事例もある¹⁴⁾。この木杭の生物劣化による建築物への影響の懸念からか、建築基準法施行令第 38 条第 5 項には、「建築物の基礎に木ぐいを使用する場合においては、その木ぐいは、平屋建ての木造建築物に使用する場合を除き、常水面以下にあるようにしなければならない。」と記述があり、平屋建ての木造建築物を除いた建築物に対して、木杭を常水位以浅で使用することを法的に禁止している。ここで、木杭を「杭基礎」として扱う場合、木杭も構造体となるため、杭頭部をフーチングと結合する必要がある。このため、フーチング底面を木杭頭部に合わせて地下水以深に設置する必要性が生じるなど、上部構造物にも影響が波及することが考えられる。このように、木杭を従来通り「杭基礎」として現代に適用することは不可能ではないが、課題が多く現実的でない。

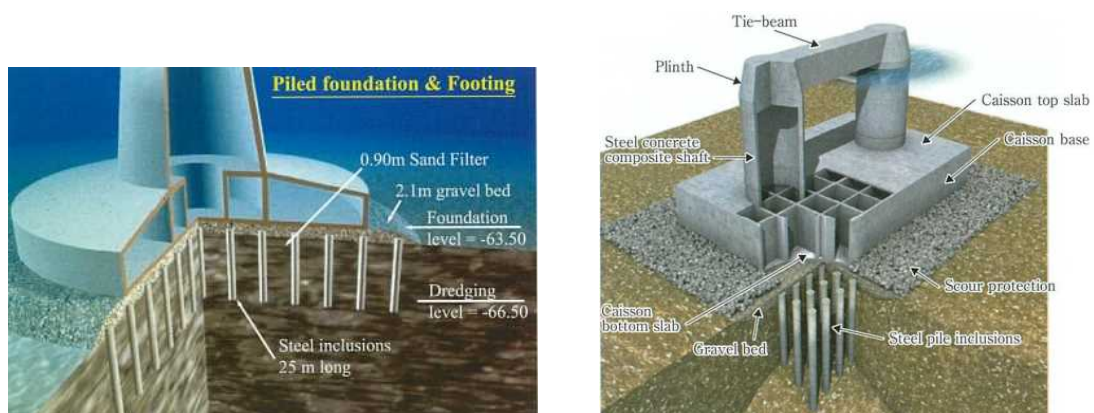
これらのことから、軟弱地盤における木杭の利用拡大のためには、従来の杭基礎以外での適用方法を検討したうえで、その設計方法を確立する必要があると考えられる。

1.2 現代への木杭の適用

1.2.1 地盤補強材・改良材としての適用

これまで木杭を杭基礎として適用することを検討してきたが、軟弱地盤で発生する支持力不足による構造物の沈下や、砂質地盤の液状化などの地盤災害を軽減することを考えると、必ずしも杭基礎である必要はなく、地盤自体がこれらに対する抵抗性を有していれば直接基礎でも問題ないと考えられる。このように、直接基礎を使用することを前提に、軟弱な地盤を補強材によって補強する「地盤補強」、地盤の性質を変えて改良する「地盤改良」といった考え方がある。

これらの地盤補強、地盤改良には、杭状の材料が使用されることもあるが、あくまで地盤の補強材、改良材であり、「杭」ではない。特に、地盤補強は上部構造物の鉛直荷重に対する抵抗性を向上させることを主な目的としているため、杭状補強体を用いる場合は杭基礎と誤解されがちだが、構造体でないため、杭頭はフーチング等と結合する必要はなく、水平力の検討も行う必要はない¹⁵⁾。このような地盤補強は、国内では戸建住宅などの小規模建築物、海外では世界最大級の斜張橋（橋長 2,883m）であるギリシャのリオン・アンティリオン橋¹⁶⁾や、トルコ・イズミット湾横断橋（橋長 2,682m）¹⁷⁾の橋脚基礎に適用されている（図-1.2）。また、地盤改良についても、液状化対策として砂質地盤の密度を増大させることを目的に砂杭や碎石杭が用いられることもあるが、これらも同様に杭ではない。この地盤改良のうち砂杭を用いるサンドコンパクションパイル工法（以下、SCP 工法）は、液状化対策として多くの実績がある¹⁸⁾。このような地盤の補強や改良は、木杭でも可能と考えられる。



(a) リオン・アンティリオン橋¹⁶⁾

(b) トルコ・イズミット湾横断橋¹⁷⁾

図-1.2 海外における地盤補強の適用事例

そこで本研究では、木杭を杭基礎ではなく、地盤の補強材、および、改良材として扱い、木杭の地盤補強材、および、地盤改良材としての特性をそれぞれ検討する。また、実際の地盤災害に対しては、丸太と地盤が一体となった複合地盤として抵抗すると考えられる。このため、補強材としての効果、改良材としての効果をそれぞれ単体で抵抗性を検討するのではなく、複合地盤としての抵抗性を検討することで合理化を図れると考えられる。そこで、補強材、改良材としての特性の検討と併せて、複合地盤としての特性の検討も行う。ここで、軟弱地盤においては、一般的に液状化が問題となる地盤に比べて支持力不足が問題となる地盤の方が多いことから、本研究では複合地盤の支持力度に着目し、その検討を行う。

なお、「木杭」と記すと、杭頭とフーチングが結合された「杭基礎」として誤解を生む可能性があるため、以降「木杭」ではなく、「丸太」と記すこととする。

1.2.2 丸太頭部の処理

丸太を地盤補強材、改良材として扱うことで、丸太頭部とフーチングを結合する必要性はなくなる。一方で、木材の腐朽の観点から丸太頭部は地下水位以深に設置する必要があるため、地盤への丸太打設後に頭部から地表面の間に孔ができることになる。このため、この孔を充填するなど丸太頭部の処理が必要となる。

ここで、軟弱地盤における地盤災害軽減と、地中への炭素貯蔵の観点から、頭部の孔の処理方法として求められる性能としては、①周囲の軟弱地盤よりも十分大きな支持力度を有すること、②液状化しないこと、③長期的な安定性を有すること、④環境負荷が小さいことの4つが挙げられる。また、これらの条件を満たしたうえで、施工性がよく、現場での急なトラブルにも対応できる柔軟性のあるものであることが望ましいと考えられる。そこで本研究では、これらの条件を満たすような丸太頭部の処理方法を検討する。

1.2.3 施工に伴う二酸化炭素の収支

丸太を軟弱地盤の地下水位以深に打設することで地中への炭素貯蔵が期待されるが、施工によっても二酸化炭素が排出される。このため、施工による二酸化炭素排出量が丸太による炭素貯蔵量を上回ると、気候変動緩和策として成り立たない。そこで本研究では、丸太頭部の処理を含めた施工による二酸化炭素排出量と丸太により貯蔵される炭素量を比較検討する。

1.3 既往研究と本研究の位置づけ

1.3.1 概説

1.2 節で述べたように、本研究では丸太の地盤補強材としての特性、地盤改良材としての特性について検討し、それに基づいて丸太を打設した複合地盤の支持力度について検討を行う。ここで、地盤中の丸太に期待される効果としては、地盤補強材としては、丸太の鉛直支持力、地盤改良材としては、丸太打設による砂質地盤の密度増大と考えられる。そこで、これらに対する既往研究をまとめ、本研究で検討すべき事項を整理する。また、杭状体と地盤で構成される複合地盤の支持力度に関する既往研究についてもまとめ、本研究での実施事項を検討する。

1.3.2 丸太の鉛直支持力に関する既往研究

丸太の鉛直支持力に関する既往研究については、以下のようなものがある。

富松ら¹²⁾は、 N 値がほぼゼロの粘土質地盤に摩擦杭として打設した杭頭部が地表面にある周面積がほぼ同じの RC 杭、先端閉塞の鋼管杭、丸太杭に対して押込み試験を実施し、丸太杭の第2限界抵抗力は RC 杭や先端閉塞の鋼管杭よりも大きくなることを報告した。田村ら¹⁹⁾は、杭の先端を風化泥岩に支持させた杭頭部が地表面にある木杭と鋼管杭に対して押込み試験を実施し、その極限支持力は木杭の方が大きくなることを報告した。中村ら²⁰⁾は、木杭の有するテーパ形状に着目し、 N 値が3以下の砂質地盤に打設した杭頭部が地表面にあるストレート形状の木杭とテーパ形状の木杭に対して押込み試験を実施し、両者の先端直径および周面積が同程度の場合においても、その鉛直支持力はテーパ形状の木杭の方が大きくなることを報告した。また、三村ら²¹⁾は、 N 値がほぼゼロの粘土質地盤と、 N 値が1以下の砂質地盤に打設した杭頭部が地表面にあるストレート形状の木杭とテーパ形状の木杭に対して押込み試験を実施し、テーパ形状の木杭の鉛直支持力はテーパ形状の木杭の頭部直径のストレート形状の木杭よりも大きくなることを報告した。

テーパ形状以外の特性に着目した研究として、三浦ら²²⁾は、有明粘土で作成した模型地盤に木製、コンクリート製および鋼製の模型杭を貫入させる土槽実験を実施し、杭貫入後の杭近傍の粘土の含水比を調べた結果、木製およびコンクリート製の杭近傍の粘土の含水比が鋼製杭近傍の含水比よりも約5%低くな

ることを確認し、木材の吸水作用により木杭近傍に低含水比高強度の薄い土層が形成され見かけの直径が大きくなる効果があることを指摘した。また、Bromsら²³⁾は、打込んだ30年後の木杭では杭表面に付着した低含水比高強度の粘土層の厚さが100mmに達したことを報告した。

このように、丸太の鉛直支持力は、鋼管杭などの他の杭よりも大きくなり、その要因は、丸太が有するテーパ形状などの影響によるものと考えられる。一方で、これらの研究はいずれも頭部が地表面にある状態で行われたものであることから、テーパの影響が大きく出たものと考えられる。これは、地表面付近には盛土などの影響で硬く薄い層が存在する場合があります、テーパ形状を有する丸太は、頭部がその硬い層にひっかかった状態となると考えられるためである。

本研究においては、丸太を地下水位以深で使用することを想定しているため、この状態と頭部が地表面にある状態では鉛直支持力特性が異なると考えられる。しかしながら、頭部が地中にある状態の丸太の鉛直支持力を調べた研究は見当たらない。そこで本研究では、頭部が地表面の硬く薄い層よりも下の地中にある状態における丸太の鉛直支持力について検討を行う。

1.3.3 丸太打設による砂質地盤の密度増大に関する研究

丸太打設による砂質地盤の密度増大については、以下のようなものがある。

沼田ら²⁴⁾は、細粒分含有率が50%近い層を含む東京湾の海岸埋立地で丸太を打設した現場実証実験を実施し、丸太を打設することで丸太間地盤の N 値が増加し、その増加量はSCP工法の方法A²⁵⁾の設計で用いられるチャートを用いて求めた値と同等以上となることを報告した。同様な報告は、三輪ら²⁶⁾による漁港岸壁の背後盛土での事例や、油屋ら²⁷⁾による水田跡地での事例でなされている。このように、丸太を打設することで、SCP工法と同等以上の密度増大効果が得られることが明らかになっている。

このように、両者とも締固めを原理にしているにもかかわらず密度増大効果に違いが生じる要因としては、施工時の地盤の体積変化特性が異なるためと考えられる。SCP工法における施工時に地盤の体積変化について、山本ら²⁸⁾は、Rosenbluethによる統計処理法²⁹⁾に基づいて、細粒分含有率の増加に伴い施工時の地盤隆起量が多くなることを確認している。ここで、地盤隆起量は有効締固め係数 R_c で定義され、この値が1.0を下回ると地盤に隆起が生じることを示し、細粒分含有率が20%以下の範囲でも R_c が1.0を下回ることとなっている。丸太間地盤の密度増大との比較対象としていたSCP工法における方法Aのチャート

は、過去の SCP 工法の細粒分含有率が 20%以下の地盤での実績に基づいて作られた²⁵⁾ものである。このため、このチャートには施工による地盤隆起量が含まれていると考えられる。これらのことから、丸太打設による地盤の隆起量は SCP 工法に比べて少ないと考えられる。しかしながら、これを調べた研究は見当たらない。そこで本研究では、丸太打設に伴う地盤の体積変化の特性、および、それに基づいた密度増大効果について検討する。

1.3.4 杭状体と地盤の複合地盤に関する既往研究

杭状体と地盤の複合地盤における既往研究については、直接基礎に沈下抑制を目的に杭基礎を併用したパイルド・ラフト基礎³⁰⁾や、SCP 工法、細径鋼管を打設する地盤補強工法³¹⁾、丸太を打設した地盤に関するものがある。

パイルド・ラフト基礎については、直接基礎部と杭基礎部の荷重分担等に関して以下のような研究が行われている。富澤ら³²⁾は、砂地盤を対象とした遠心模型実験を実施し、直接基礎の両端に鋼管杭を配置した場合、荷重分担率は鋼管杭の方が大きくなることを報告した。佐野ら³³⁾は、砂質地盤と粘土質地盤を対象に基礎中央部に鋼管杭を配置した実大実験を実施し、鋼管杭の荷重分担率は変位量の増大に伴って100%から30~40%程度まで減少することを報告した。また、三輪ら³⁴⁾は、粘土質地盤で基礎中央部に鋼管杭を配置した実大実験を実施し、佐野らと同様に変位量の増大とともに鋼管杭の荷重分担率が低下することを確認した。

SCP 工法については、以下のような研究が行われている。斎藤ら³⁵⁾は、改良率の異なる複合地盤の遠心模型実験を実施し、複合地盤の強度は改良率の増加に伴って大きくなり、沈下抑制効果も著しく大きくなることを報告した。最上ら³⁶⁾は、複合地盤の模型実験を実施し、砂杭の応力分担比は2~16の範囲で、載荷板が剛な場合には砂杭の長さによって著しい差が確認されないことを報告した。八木ら³⁷⁾は、複合地盤の模型実験を行い、砂杭の応力分担比は載荷荷重による沈下量、改良率、砂杭と粘土質地盤の強度特性およびダイレータンスー特性に関係することを報告した。なお、SCP による複合地盤の設計では、複合地盤の極限支持力は、改良率に応じた砂杭部が分担する極限支持力と杭間地盤が分担する支持力の和として求められる³⁸⁾。

直径 50mm の細径鋼管を打設する地盤補強工法について、若命ら³¹⁾は、粘土質地盤で大型土槽実験を実施し、基礎と補強体の荷重分担が荷重または沈下レベルにより著しく異なるため、基礎と補強体それぞれの極限支持力の和による

地盤補強の極限支持力度が近似できても、降伏支持力度は同様に近似することができないことを指摘した。

丸太を打設する地盤補強について、吉田ら³⁹⁾は、粘土質地盤を対象とした載荷版による模型載荷実験を実施し、丸太と載荷版の間にサンドマットが敷設され、載荷版と木杭が直接接していないものの丸太を打設した地盤の支持力度は、丸太が打設されていない地盤の支持力度よりも大きくなることを報告した。

これらのことから、鋼管杭や砂杭など杭の種類によらず、杭の応力分担比または荷重分担率は改良率によって異なること、補強体と補強体間地盤のそれぞれの極限支持力度の和と複合地盤の極限支持力度が近似することがわかる。また、木杭頭部と載荷版が直接接していない状態でも複合地盤としての支持力度は大きくなることがわかる。そこで本研究では、丸太頭部を地下水位以深に設置した丸太と地盤の複合地盤においてもこれらのことが成り立つかを検討し、それに基づいて支持力度の評価法を検討する。

1.4 本研究の内容と構成

本研究では、丸太を地下水以深でを使用することを前提とし、その状態における丸太の地盤補強材、および、改良材としての特性をそれぞれ検討する。これと併せて、施工過程でできる丸太頭部から地表面までの孔の処理方法を検討し、丸太と地盤、および丸太頭部の処理部で構成される複合地盤の支持力度の特性を検討する。さらに、これらの特性に基づいて丸太を打設した複合地盤の支持力度の評価法を検討する。また、丸太打設による地盤災害軽減策が気候変動緩和に貢献できるかを検討する目的で、過去の施工における二酸化炭素の収支量を検討する。

本論文の構成は以下に示す通りである。

第1章 序論

第2章 丸太打設による複合地盤の概要

第3章 丸太打設により期待される地中への炭素貯蔵量の検討

第4章 地盤補強材としての丸太の特性の検討

第5章 地盤改良材としての丸太の特性の検討

第6章 丸太打設による複合地盤の支持力度の検討

第7章 結論

第2章では、本研究で対象とする丸太を打設した複合地盤について、材料と施工方法を示す。また、丸太頭部の処理方法を検討し、その処理方法の特性を示す。

第3章では、第2章で示した材料、施工方法で施工した事例において、施工により排出する二酸化炭素量と丸太により貯蔵される炭素量を比較し、丸太打設による地盤災害軽減策が気候変動緩和に貢献できるかを検討する。

第4章では、丸太の地盤補強材としての特性として、地中にある丸太の鉛直支持力に着目し、6地域29地点で実施した押込み試験結果と、地盤調査法ごとに求められる既往の杭の鉛直支持力推定式による推定値を比較検討する。また、その結果に基づいて、地中にある丸太の鉛直支持力の評価法を検討する。

第5章では、丸太の地盤改良材としての特性として、丸太打設に伴う砂質地盤の密度増大効果を検討する。特に、丸太打設に伴う地盤の体積変化に着目し、その特性を模型実験、および、現場計測から検討する。また、これらの結果から丸太打設による地盤の体積変化、および、原地盤と改良後の N 値の関係の理論値を検討し、その理論値と過去の施工における改良後の N 値との関係を比較検討する。また、この結果に基づいて、丸太打設による砂質地盤の密度増大の評価法を検討する。

第6章では、第2章で示した材料、施工方法で作成した丸太と地盤で構成される複合地盤に対して実施した大型平板載荷試験結果を示す。また、第4章、第5章で明らかにした丸太の地盤補強、地盤改良特性に基づいて、複合地盤の支持力度の評価法を検討する。

図-1.3に本研究の構成を示す。

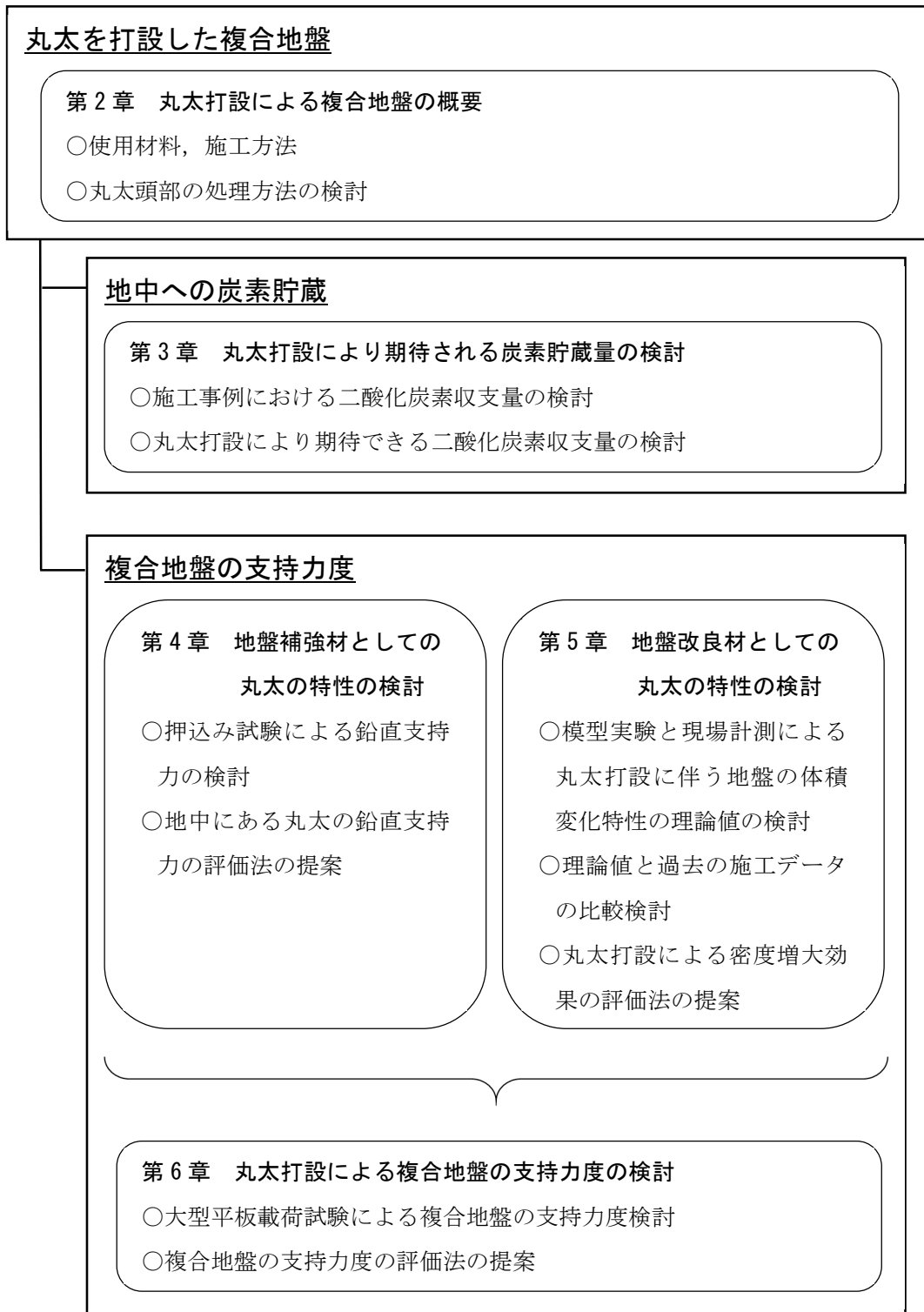


図-1.3 本研究の構成

第1章の参考文献

- 1) IPCC2021 : IPCC 第6次評価報告書第I作業部会報告書 ,
<https://www.ipcc.ch/report/sixth-assessment-report-working-group-i/>, 2021.10 閲覧.
- 2) 外務省 : https://www.mofa.go.jp/mofaj/ila/et/page24_000810.html, 2021.10 閲覧.
- 3) 藤森隆郎 : 森林・木材資源を活用した循環型システムの構築を目指して, 林野庁, 1998.
- 4) 林野庁 : 令和2年度森林林業白書, 2021.
- 5) Momohara, I., Ota Y., Yamaguchi, T., Ishihara, M., Takahata. Y, Kosaka, H. :
Assessment of the decay risk of airborne wood-decay fungi III : decay risks at
different sampling sites, J Wood Sci, 59, pp.442-447, 2013.
- 6) 桃原郁夫 : 木材保存及び保存処理方法の多様化と今後, 木材保存, Vol.44,
No.3, pp.176-179, 2018.
- 7) 野田龍, 町田初男, 加用千裕 : 群馬県における木材遮音壁のライフサイクル
GHG 排出量, 木材利用研究論文報告集 16, pp.23-30, 2017.
- 8) 塩井幸武 : 土木 (道路) における杭基礎の変化・変遷について, 土と基礎,
Vol.54, No.6, pp.9-12, 2006.
- 9) 土木学会木材工学特別委員会 : JSCE 木材利用ライブラリー, 005 国内の構造
物基礎における木材利用事例と設計法の変遷, pp.1-12, 2012.
- 10) 沼田淳紀, 吉田雅穂, 濱田政則 : 1964年新潟地震における木材による液状化
対策事例, 木材学会誌, Vol.5, pp.305-315, 2009.
- 11) 中村裕昭, 濱田政則, 沼田淳紀 : 土木分野での木材地中使用の歴史的事例,
木材利用研究論文報告集 11, pp.95-101, 2012.
- 12) 富松義晴, 沼田淳紀, 濱田政則, 三輪滋, 本山寛 : 持続可能社会に向けた土
木事業における木材利用の提案, 土木学会論文集 F4 (建設マネジメント),
Vol.68, No.2, pp.80-91, 2012.
- 13) 日本建築学会 : 小規模建築物基礎設計指針, pp.178-197, 2008.
- 14) 村田拓海, 沼田淳紀, 古垣内靖, 張媛 : RC造4階建物の基礎に用いられて
いた木杭の健全度調査, 木材利用研究論文報告集 18, pp.63-72, 2019.
- 15) 日本建築学会 : 小規模建築物基礎設計指針, pp.1-2, 2008.
- 16) 緒方純二 : リオン・アンティリオン橋の基礎, 基礎工, Vol.44, No.1,
pp.80-83, 2016.
- 17) 川上剛司, 井上学, 山本義人, 谷澤次康 : トルコ・イズミット湾横断橋の基
礎, 基礎工, Vol.44, No.1, pp.84-88, 2016.

- 18) 地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ 18 液状化対策工法，pp.195-208，2004.
- 19) 田村昌仁，久保豊，兼平雄吉，西田功：小口径鋼管杭と木杭の鉛直載荷試験と引抜き試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1223-1224，2007.
- 20) 中村博，水谷羊介，中島憲一，増田貴之：木杭の支持力特性（その2.鉛直載荷試験について），第42回地盤工学研究発表会講演集，pp.1223-1224，2007.
- 21) 三村佳織，水谷羊介，中村博，伊藤智栄，原忠：軟弱地盤に打設したテーパ一状木製地盤補強材の鉛直載荷試験，木材利用研究論文報告集 17，pp.1-7，2018.
- 22) 三浦哲彦，呉文徑，中村六史，一瀬智郎：軟弱粘土中杭の周面支持機構に関する実験的考察，土木学会論文集，No.517/III-31，pp.63-72，1995.
- 23) Broms, B. B. and Hansbo, S. : Soft Clay Engineering, Chapter6, Foundations on Soft Clay, Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam, pp.426-430, 1981.
- 24) 沼田淳紀，一貫田悟司，筒井雅行，三村佳織，池田浩明，原忠，坂部晃子：浦安市における丸太打設液状化対策の現場施工実験，土木学会第33回地震工学研究発表会講演論文集，pp.1-7，2013.
- 25) 地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ 18 液状化対策工法，pp.233-238，2004.
- 26) 三輪滋，沼田淳紀，村田拓海，松橋利明，奈良岡勲：漁港岸壁のLP-LiCによる耐震補強工事の事例，土木学会第71回年次学術講演会講演概要集，V-074，pp.147-148，2016.
- 27) 油屋昌宏，沼田淳紀，三輪滋：丸太打設液状化対策工法の中規模農舎への適用，日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)，pp.697-698，2017.
- 28) 山本実，原田健二，野津光夫：締固め砂杭工法を用いた緩い砂質地盤の液状化対策の新しい設計方法，土と基礎，Vol.48，No.11，pp.17-20，2000.
- 29) 地盤工学会：土質基礎の信頼性設計，pp.25-30，1985.
- 30) 日本建築学会：建築基構造設計指針，pp.284-318，2019.
- 31) 若命善雄，榎並昭，真島正人，長尾俊昌：細径鋼管により地盤補強した基礎の沈下挙動とその予測法 第1報基礎の沈下挙動と補強地盤の支持力特性，日本建築学会構造論文集，No.455，pp.93-103，1994.
- 32) 富澤幸一，西本聡，三浦清一：遠心模型実験によるパイルド・ラフト基礎の支持機構検討，第45回地盤工学研究発表会講演集，pp.1113-1134，2010.
- 33) 佐野大作，伊勢本昇昭，矢島淳二，高浜勉，森和久，土屋勉：パイルドラフト基礎と直接基礎の比較実験ーその1：鉛直荷重時の挙動ー，第41回地盤工学研究発表会講演集，pp.1407-1408，2006.

- 34) 三輪紅介, 森利弘, 小川敦, 浅川陽一, 平出務, 富永晃司: 粘性土地盤におけるパイルド・ラフト基礎の鉛直載荷実験および解析 (その2 実験結果), 第43回地盤工学研究発表会講演集, pp.1195-1196, 2008.
- 35) 斎藤郁夫, 日下部治, 木村孟, 中瀬明男: 複合地盤の力学挙動について, 複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム発表論文集, pp.107-112, 1984.
- 36) 最上武雄, 中山二郎, 上田茂, 桑田尚, 鎌田英男, 田口壮一: 複合地盤に関する模型実験 (その2), 土と基礎, Vol.16, No.11, pp.5-11, 1968.
- 37) 八木則男, 榎明潔, 矢田部龍一: 砂杭を用いた複合地盤の力学特性に関する模型実験, 複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム発表論文集, pp.147-152, 1984.
- 38) 日本建築学会: 建築基礎のための地盤改良設計指針案, pp.348-352, 2006.
- 39) 吉田雅穂, 宮脇紀亘, 久保光, 沼田淳紀, 本山寛: 丸太を用いた軟弱粘性土の地盤補強技術に関する模型実験, 第47回地盤工学研究発表会講演集, pp.997-998, 2012.

第2章 丸太打設による複合地盤の概要

第2章 丸太打設による複合地盤の概要

2.1 はじめに

本章では、丸太頭部を地下水位以深に打設した際に生じる、丸太頭部から地表面の孔の処理方法を検討する。また、丸太頭部の処理方法に対する室内実験を実施し、その特性を明らかにする。これらに基づいて、本研究で対象とする丸太打設による複合地盤における、施工材料、および、施工方法を示す。

2.2 丸太頭部の処理方法

2.2.1 丸太頭部の処理方法の検討

丸太を地下水以深に打設するため、丸太頭部から地表面までの間に孔ができる。この穴の処理方法としては、浅層混合処理、孔を充填するなどの方法が考えられるが、前者は処理時に丸太頭部や丸太間地盤を乱す可能性もあるため、孔を充填する方法が望ましいと考えられる。

孔を充填する場合、充填部に求められる性能としては、①周囲の軟弱地盤よりも十分大きな支持力度を有すること、②液状化しないこと、③長期的な安定性を有すること、④環境負荷が小さいことの4つが挙げられる。また、これらの条件を満たしたうえで、施工性がよく、現場での急なトラブルにも対応できる柔軟性のあるものであることが望ましいと考えられる。

表-2.1 に丸太頭部の充填方法の比較表を示す。既製コンクリート柱や鋼管の設置や、生コンクリートによる孔の充填は、支持力度や液状化抵抗性、長期安定性については優れていると考えられるが、製造時に大量の二酸化炭素を排出するため、環境負荷が大きい。本研究では、丸太を地下水位以深の地中に打設することによる炭素貯蔵を期待していることから、これらは望ましくない。

これらに対して、砂や砕石などの土質材料は自然材料であるため環境負荷が小さい。また、施工時に丸太に高止まりが生じ、頭部から地表面までの長さが変わる場合においても、長さに応じて充填量を変化させることで柔軟に対応できる。また、生コンクリートのように、強度発現までの養生期間を必要としない。このようなことから、充填材として砂、砕石などの土質材料を用いることが望ましいといえる。

ここで、砂と砕石について、支持力度や長期安定性に大きな違いはないと考え

られるが、液状化に対しては特性が大きく異なるといえる。砂は密度が緩い場合は液状化する可能性があるが、砕石は乾燥密度が大きく、排水性も高いため液状化する可能性が極めて低い。このため、充填部の材料としては、砕石が望ましいと考えられる。

一方で、砕石などの礫材についても、液状化の可能性が全くないわけではない。1995年に発生した兵庫県南部地震では、ポルトランドの埋立地において礫分を30～60%と多く含み、シルト分までの広範囲な粒度分布を有するまさ土が液状化し、多くの構造物が甚大な被害を受けた¹⁾。礫材の液状化抵抗性に関する研究として、原ら²⁾は、非塑性な細粒分を含む砂礫の液状化強度を調べ、同じ相対密度の非塑性な細粒分を含まない砂礫に比べて液状化強度が小さく、その低減傾向は密度が大きいほど大きくなることを報告している。このように、非塑性な細粒分を含む礫材は、液状化抵抗性が低いことがわかる。これらのことから、充填材として使用する砕石としては、非塑性な細粒分を含まないような単粒度の砕石を用いることが望ましいと考えられる。

そこで、丸太頭部の処理方法として、頭部の孔を、非塑性な細粒分を含まない単粒度砕石の使用を検討する。ここで、砕石は締固めが不十分な場合、砕石自体が沈下する可能性があるため、締固めの方法について検討を行う。

表-2.1 丸太頭部の充填方法の比較

| 充填方法 | 支持力度 | 液状化抵抗 | 長期安定性 | 環境負荷 | 施工性柔軟性 |
|--------------|------|------------|-------|--------------|-------------|
| 既製コンクリート柱の設置 | ○ | ○ | ○ | × 製造時の負荷大 | △ 長さ変更困難 |
| 鋼管の設置 | ○ | ○ | ○ | × 製造時の負荷大 | △ 長さ変更困難 |
| 生コンクリートの充填 | ○ | ○ | ○ | × 製造時の負荷大 | △ 養生必要 |
| 砂の充填 | ○ | △ 密度に依存 | ○ | ○ | ○ |
| 砕石の充填 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |

2.2.2 砕石の締固め方法の検討

単粒度の砕石に着目すると、粒径が均等な粒状材料は、細粗の粒子が混在する粒度組成の良い粒状材料に比べて粒子破碎が生じやすく、これに伴いせん断強度が低下することが知られている³⁾。このため、締固めは粒子破碎が生じにくい方法を選定する必要がある。このことについては、1982年に土質工学会に設置された「粗粒材料の試験に関する研究委員会」による粗粒材料の共通試験で検討されており、振動による方法は突き固めによる方法に比べ粒子破碎が小さくなることが明らかになっている⁴⁾。これより、砕石の締固めは振動による方法が望ましいと考えられる。

砕石のような礫材を締め固める方法の代表例に、礫の最小密度・最大密度試験方法（JGS 0612：2009）における最大密度試験があり、この試験では、締固めにモールド径の上載型バイブレータを用いる。しかしながら、自然素材である丸太は直径を指定して購入してもその値がばらつく⁵⁾ため、直径が決まった上載型バイブレータは現場で使用しにくい。このことから、実際の施工を考慮すると、現場で使いやすく汎用性が高い振動器具を使用して締め固めることが望ましい。

そこで、これらを満たす器具として、コンクリート締固め用棒状バイブレータ（以降、「バイブレータ」と記す。）を用いることとし、バイブレータを用いた単粒度砕石の締固め特性を室内実験にて検討する。なお、以降、単粒度砕石を単に「砕石」と記す。

2.3 砕石の締固め方法に関する室内実験⁶⁾

2.3.1 使用した砕石とバイブレータ

図-2.1 に室内実験で使用した砕石の粒度組成を示す。この砕石は、JIS A 5001:2008 道路用砕石の単粒度砕石 S-13（6号）であり、過剰間隙水圧の消散を対策原理とした液状化対策工法であるグラベルドレーン工法でも用いられている⁷⁾ものである。図中には、港湾の施設の技術上の基準・同解説に示される液状化の可能性のある範囲⁸⁾を併記しており、この砕石が液状化の可能性のない材料であることがわかる。

写真-2.1 に室内実験で使用したバイブレータを示す。バイブレータの仕様は、振動数 200～240Hz、振動部径 43mm、振動部長 340mm である。

以後の検討は、この砕石とバイブレータを用いて行った。なお、バイブレータ

の振動により粒子破碎が生じ、その影響で乾燥密度が課題に評価されることが懸念されたため、碎石は繰り返し使用せず、1 ケースごとに新しい碎石を使用した。

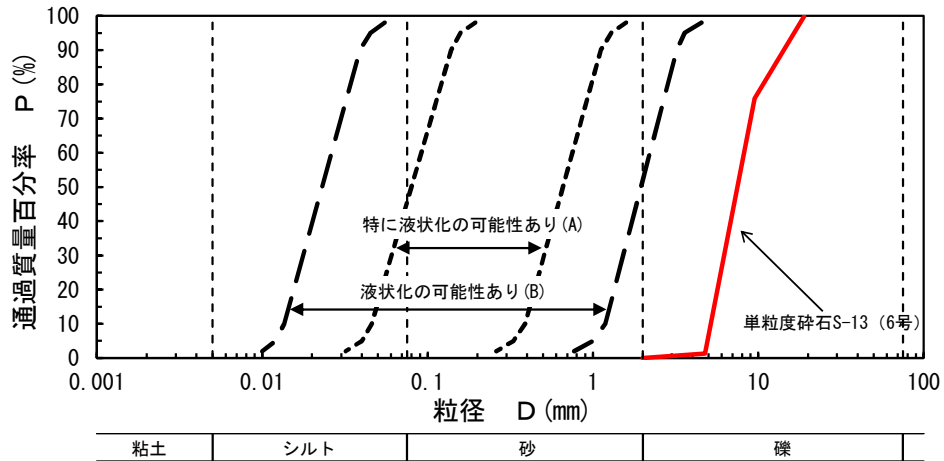


図-2.1 碎石の粒度組成



写真-2.1 使用したバイブレータ

2.3.2 締固め方法の検討

室内実験による検討項目は、バイブレータの挿入箇所数、1層当たりの締固め時間、1層あたりの層厚である。

最初に、バイブレータの挿入箇所数の検討を行った。図-2.2 にバイブレータ挿入箇所数検討実験の概要を示す。円筒形モールドに碎石を一定量投入し、バイブレータの挿入箇所数（1点、3点、5点）と合計の締固め時間を変化させ、碎石の乾燥密度を測定した。合計の締固め時間は、振動させた状態のバイブレータの先端が碎石に接してから、所定の箇所数挿入後にバイブレータ先端が碎石から完全に離れるまでの時間とした。このため、合計の締固め時間が同じでも、挿入箇所数により1点当たりの締固め時間が異なる。円筒形のモールドは、実施工で丸太打設後にできる孔が直径200~300mm程度となるため、φ300mmで高さ350mmのモールドを使用し、碎石は自然乾燥状態とした。なお、締固め後の碎石の高さは、碎石の表面を整形した後、鋼尺を用いてモールド内の17点を計測し、その平均値を用いて乾燥密度を算出した。

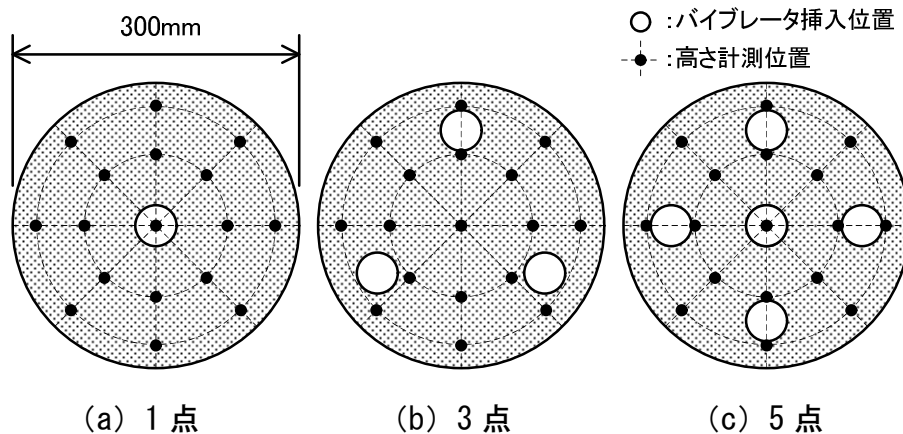


図-2.2 バイブレータ挿入箇所数検討実験の概要

図-2.3 にバイブレータ挿入箇所数ごとの締固め時間と乾燥密度の関係を示す。いずれの挿入箇所数でも締固め時間の増加に伴い乾燥密度が増加した。乾燥密度の増加は、挿入箇所5点では、約20秒でほぼ収束するが、3点では60秒でも収束していない。一方、挿入箇所1点については50秒でほぼ収束しているが、収束した時点の乾燥密度が3点および5点より小さく、十分に締固まっていなかったとわかる。このように、碎石を十分に締め固めるために必要な時間は、バイブレータの挿入箇所が多い方が短く、挿入箇所1点では碎石が十分に締固まらないことが明らかになった。

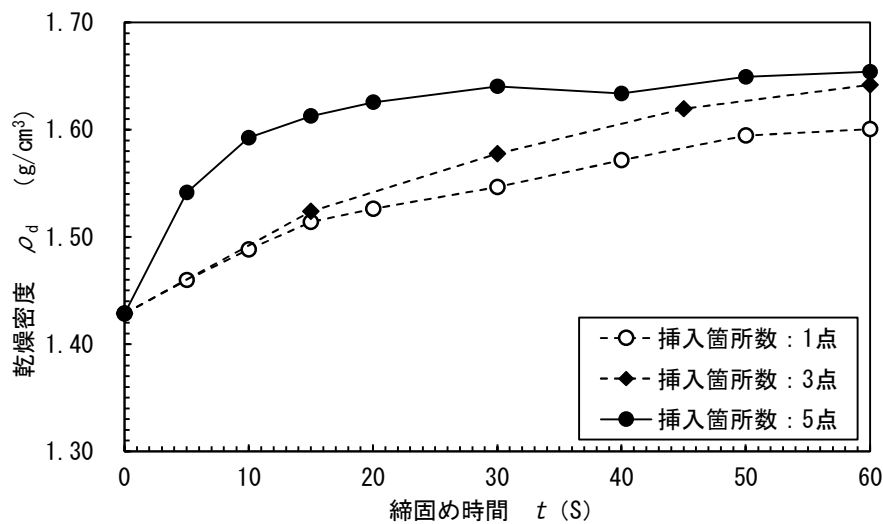


図-2.3 バイブレータ挿入箇所数ごとの締固め時間と乾燥密度の関係

次に、実施工でできる孔を模し、VPタイプの硬化ポリ塩化ビニル管（以降、「塩ビ管」と記す。）を用いて1層当たりの締固め時間と層厚、および、投入する碎石の含水状態の影響を検証した。塩ビ管は、実際の丸太頭部深度が500～2,000mm程度となるため、長さ1,500mm、内径285mmのものを使用した。図-2.4に締固め時間・層厚検討実験装置を示す。塩ビ管に投入する全体の碎石量を一定とし、層数（3層：層厚500mm、4層：層厚375mm、5層：層厚300mm、7層：層厚214mm）と1層当たりの合計の締固め時間（10s、20s、30s、40s、50s）を変化させ、締固め後の碎石の乾燥密度を測定した。また、実際の現場では碎石が屋外に置かれることや、丸太打設後の孔が地下水で満たされる場合もあるため、表-2.2に示す4種類の含水状態でこれらの実験を行った。なお、飽和状態の実験は、塩ビ管内を水で満たした後に湿潤状態の碎石を投入することで行っ

た. また, バイブレータによる締固めは, 挿入箇所数を5点とし, 1層毎に振動部が下の層に50mm程度貫入するように行った. なお, 合計の締固めの時間は, バイブレータの挿入箇所数の検討実験と同じ方法で計測した. 碎石の高さは, 締固め後の表面を整形した後, レベルを用いて塩ビ管内の17点を計測し, その平均値を用いて乾燥密度を算出した.

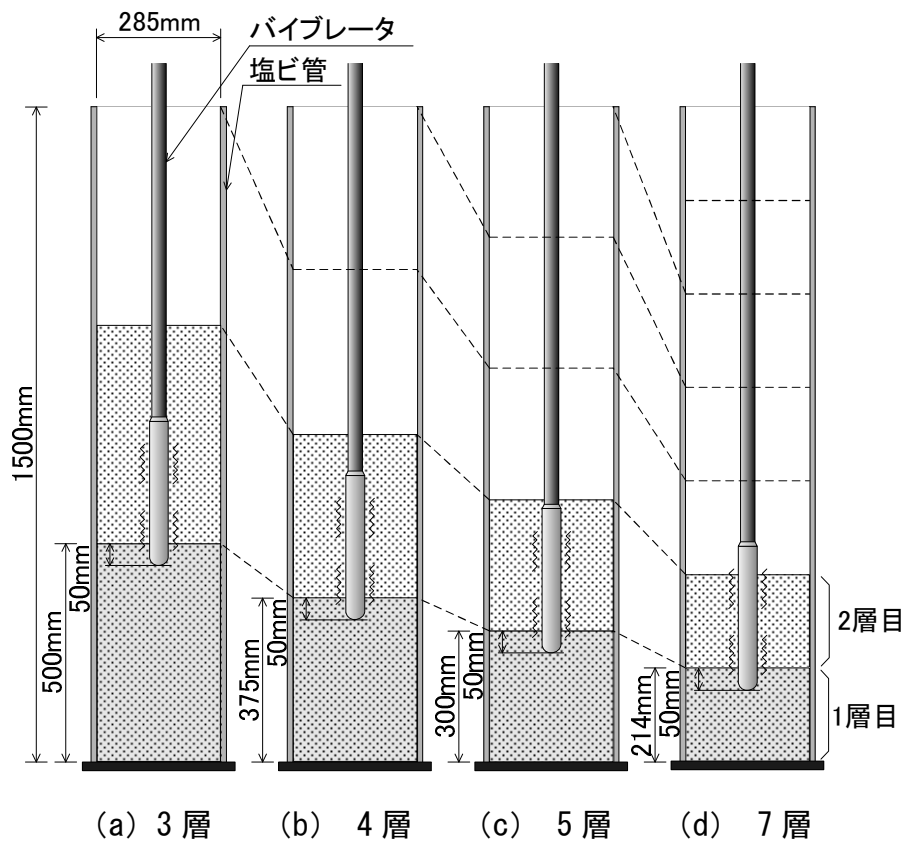


図-2.4 締固め時間・層厚検討実験装置

表-2.2 現場における碎石含水状態の想定状況

| 碎石の含水状態 | 想定状況 | |
|---------|-------|--------|
| | 天候 | 地下水位 |
| 自然乾燥状態 | 晴れが連続 | — |
| 表面乾燥状態 | 雨の後 | — |
| 湿潤状態 | 大雨時 | — |
| 飽和状態 | — | 丸太頭部以浅 |

図-2.5に層厚214mmと500mmにおける締固め時間と乾燥密度の関係を示す。いずれの層厚でも、含水状態に関わらず締固め時間の増加に伴い乾燥密度が増加し、20秒でほぼ収束する傾向が認められる。一方、この時の乾燥密度は層厚により異なり、自然乾燥状態の場合、層厚214mmで 1.62g/cm^3 、層厚500mmで 1.54g/cm^3 となり、層厚が厚い場合に碎石が十分に締固まっていないことがわかる。図-2.6に締固め時間20秒時における層厚と乾燥密度の関係を示す。いずれの含水状態でも、層厚300mm程度を境に乾燥密度が減少する傾向が認められる。これは、使用したバイブレータの振動部長が340mmであり、1層当たりの層厚がバイブレータの振動部長を超えると、その層の碎石が十分に締固められないためと考えられる。

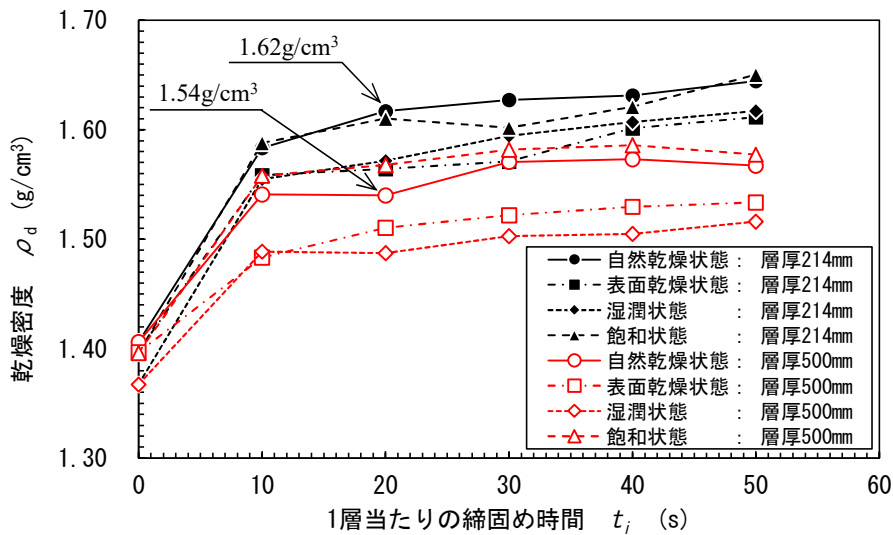


図-2.5 締固め時間と乾燥密度の関係

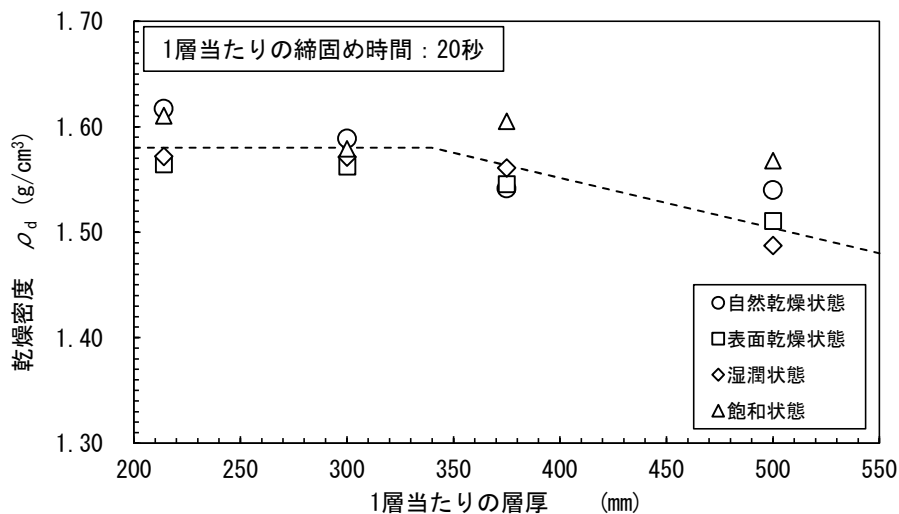


図-2.6 締固め時間20秒時における層厚と乾燥密度の関係

このように、今回用いたバイブレータを使用する場合、1層当たりの層厚を300mm以下にし、1層当たり20秒以上締固めることで、砕石は十分に締固まることが明らかになった。また、その条件下においては、砕石の含水状態に関わらず乾燥密度は同等の値を示し、砕石の含水状態はバイブレータによる締固めに影響を及ぼさず、孔が水で満たされていても十分に締固まることが確認された。

一般的に土の乾燥密度は締固め時の含水比によって変化し、最適含水比より乾燥側では含水比の増加に伴い乾燥密度が増加する。これは、間隙水の増加により、粒子間のメニスカスによる結合力が低下し、土粒子が移動しやすい状態になるためといわれている⁹⁾。一方、本研究で取り扱う砕石は、単粒径で粒子間の接点が少ないため、形成されるメニスカスの数も少ない。このため、砕石の含水状態が締固めに影響をしなかったと考えられる。また、使用した砕石は、粒径が大きく、排水性も高いため、バイブレータの振動により過剰間隙水圧が発生してもすぐに消散し、水中に浮遊した粒子もすぐに沈降するため、飽和状態でも砕石が十分締固まったと考えられる。

2.3.3 締め固めた充填部の特性

2.2節で述べたように、充填部は長期的に安定しており上部構造物の沈下や傾斜の要因にならない必要があるが、充填部の支持力度不足や、地震や交通振動および地下水位の変動の影響で沈下することで上部構造物に沈下や傾斜発生する可能性がある。そこで、締め固めた砕石の支持力度と振動・浸水が与える影響を検討する。

締め固めた砕石の支持力度は、充填部に対して平板載荷試験(JGS 1521:2012,)を実施することで確認した。図-2.7に平板載荷試験の概要を示す。砕石は、実際の施工と同様に丸太打設後に充填した。丸太は頭部位置がGL-1.0m、元口直径が250mmであったため、充填長さは1.0m、充填直径は250mmであった。砕石とバイブレータは室内実験と同じものを使用し、孔には砕石を4層(300mm×3層, 100mm×1層)に分けて投入し、1層当たり合計20秒となるように5箇所バイブレータを挿入して締め固めた。

図-2.8に充填部の平板載荷試験結果を示す。同図には参考として、直接基礎の支持力度式¹⁰⁾から算定した原地盤の極限支持力度を併記した。原地盤の極限支持力度が81.1kN/m²であるのに対し、締め固めた砕石の極限支持力度は595.9kN/m²となり、荷重-沈下曲線に基づき、変形係数 E_s を求めると12.0MN/m²

であった。このことから、室内実験で定めた締固め方法で丸太頭部を充填すれば、充填した砕石部は周囲の地盤よりも大きな支持力度を確保できることが明らかになった。なお、充填部の下に丸太が存在するが、载荷試験結果には影響を与えていないと考えられる。これは、载荷板による载荷荷重の伝播範囲は、载荷幅の2倍程度の深さ¹¹⁾と知られており、本試験では直径300mmの载荷板を使用していることから、地表面から0.6m程度の深さまでしか荷重が伝播されておらず、丸太には荷重が到達していないと考えられるためである。

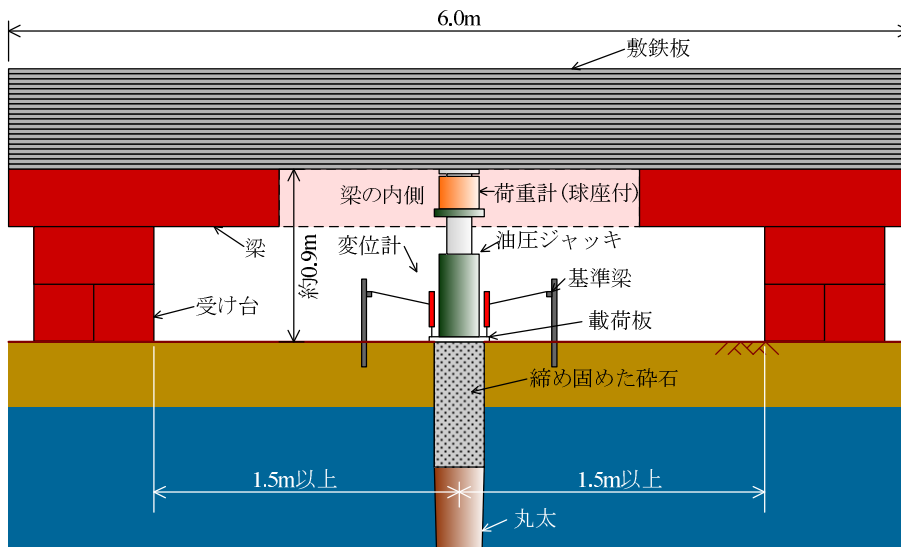


図-2.7 平板载荷試験の概要

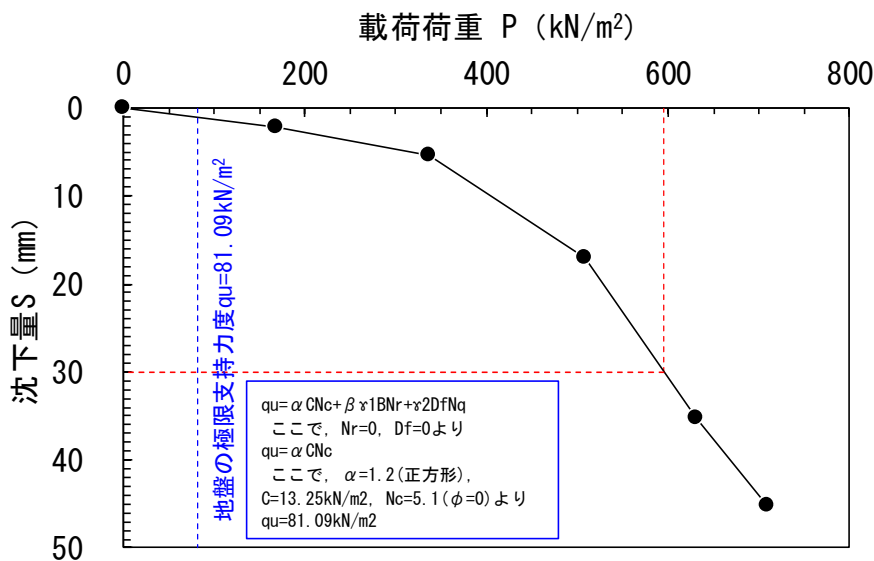


図-2.8 充填部の平板载荷試験結果

次に、締め固めた碎石の振動と浸水による沈下の影響を検証した。図-2.9に振動・浸水の検討実験装置を示す。塩ビ管は、長さ1,500mm、内径285mmのものを使用し、碎石の含水状態は、自然含水状態、表面乾燥状態、湿潤状態、飽和状態の4条件とした。碎石は、1層当たりの層厚を300mmとし、5箇所パイプレータを挿入して、1層当たり合計20秒となるよう締め固めた。なお、締め固めは1層毎に振動部が下の層に50mm程度貫入するように行った。

実験は、締め固めた碎石上に錘（質量100kg、設置圧27.5kN/m²）を設置した後に、①打撃、②水位上昇、③打撃、④水位下降のサイクルを10サイクル繰り返し、各サイクルの沈下量を計測した。なお、飽和状態では締め固め完了時点が飽和状態であるため、①打撃、②水位下降、③打撃、④水位上昇のサイクルを1サイクルとした。沈下量は錘の上に設置した4つの変位計で計測し、水位は注水口に設置した水圧計で計測した。打撃は各サイクルで、3深度に対して4方向ずつの合計12箇所行った。打撃には木槌（頭径54mm、全長360mm、質量394g）を用い、持ち手の端部を支点として90度の角度から振り子運動させて塩ビ管に振動を与えた。水位は、塩ビ管下部より50mmの位置から1450mmの位置の範囲で変動させた。

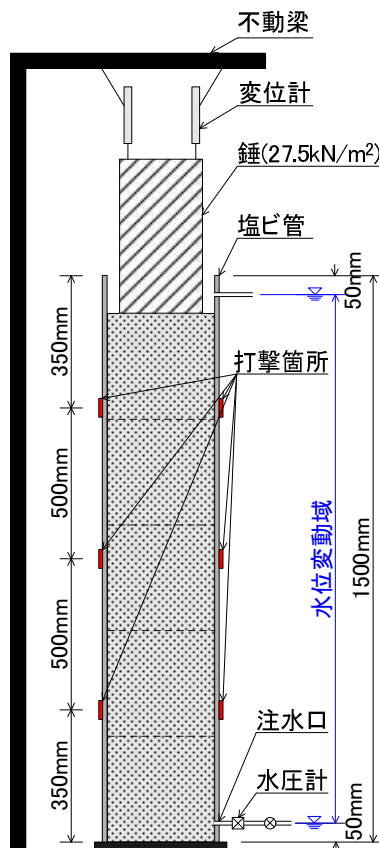


図-2.9 振動・浸水の検討実験装置

図-2.10 に自然含水状態における打撃および浸水の繰返しに伴う沈下量の変化を示す。沈下の大部分は打撃時に発生しており、水位変動ではほとんど発生していない。また、打撃による沈下は1サイクル目が最も大きく、サイクル数が増えるごとに各サイクルの沈下量は少なくなる傾向が認められる。図-2.11 に各含水状態における最終沈下量を示す。いずれの含水状態でも沈下が発生しているが、その量は小規模建築物におけるべた基礎の即時沈下の標準値である $40\text{mm}^{12)}$ 以下である。図-2.12 に打撃および浸水による沈下量の割合を示す。いずれの含水状態でも、1～5サイクルで全沈下量の7～8割程度、6～10サイクルで全沈下量の2～3割程度の沈下が発生している。

これらのことから、バイブレータで締め固めた砕石は、砕石の含水状態に関わらず沈下が生じるが、その沈下量はべた基礎の即時沈下の標準値以下と小さいこと、沈下の発生要因は振動であり、水位変動ではほとんど発生しないことが明らかになった。

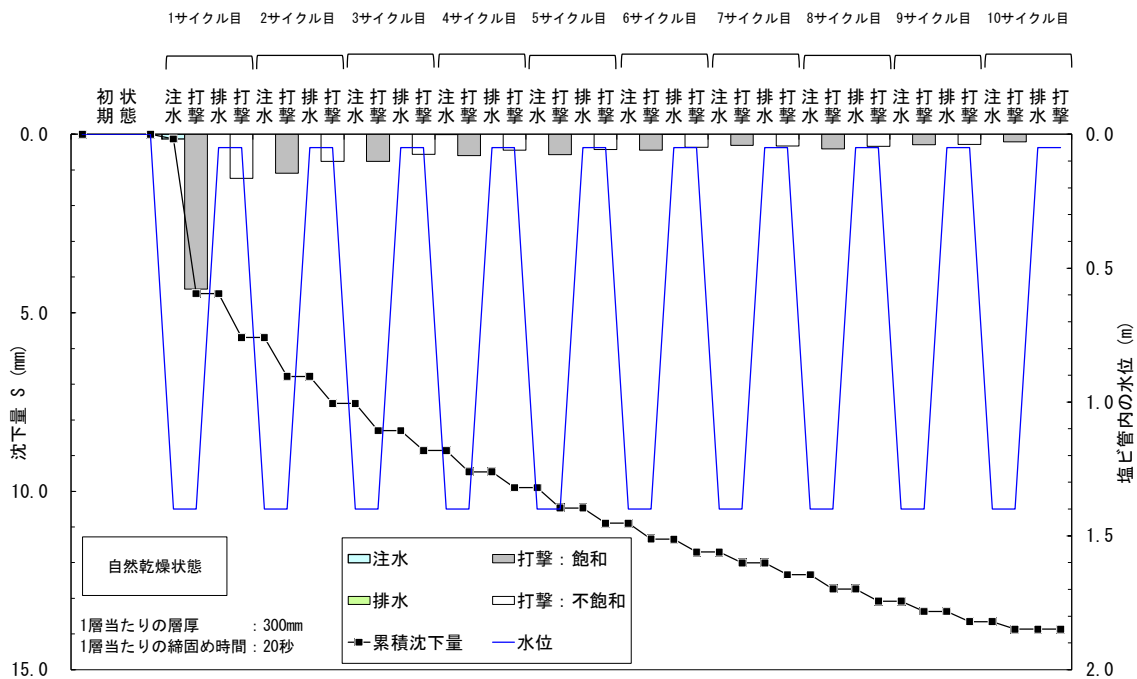


図-2.10 打撃および浸水の繰返しに伴う沈下量の変化（自然含水状態）

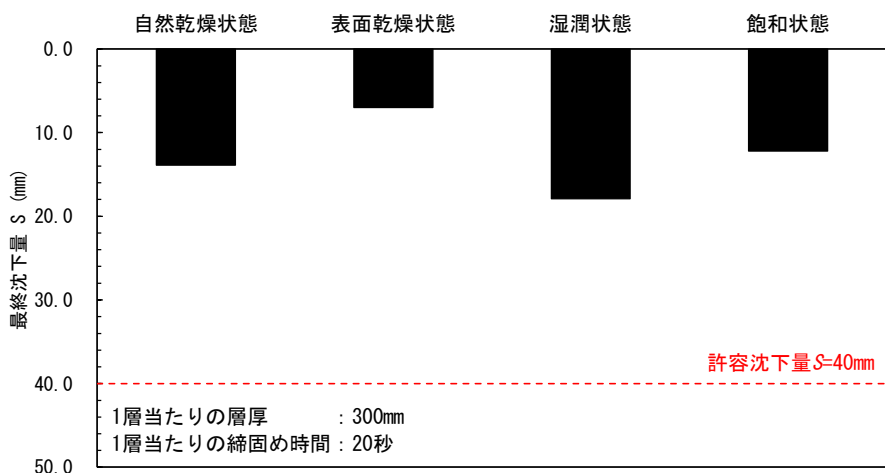


図-2.11 各含水状態における最終沈下量

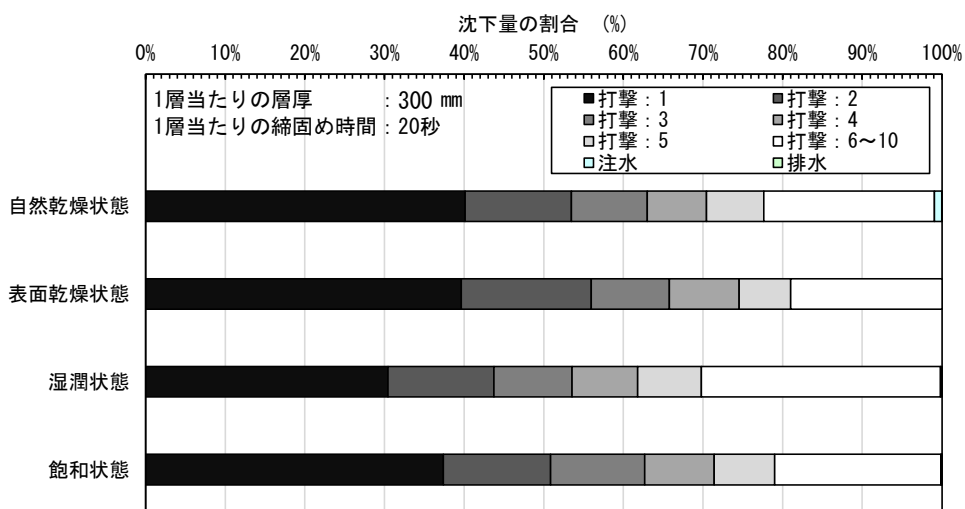


図-2.12 打撃および浸水による沈下量の割合

2.4 丸太打設による複合地盤の概要

2.4.1 概要

2.2節, 2.3節の検討より, 丸太頭部の孔の処理方法として, 砕石を締め固めて充填する方法を適用することで, ①周囲の軟弱地盤よりも十分大きな支持力度を有すること, ②液状化しない材料であること, ③長期的な安定性を有することが明らかになった. これらのことから, 本研究では丸太頭部の孔を締め固めた砕石で充填する方法で処理するものとする.

図-2.13に本研究で対象とする丸太打設による複合地盤の概要を示す. 丸太は, 地盤補強材, 地盤改良材として扱い, 頭部は腐朽対策として地下水位以深に設置することとする. 丸太頭部を地下水位以深に打設する過程で生じる孔は, 締め固めた砕石で充填することとする. なお, 使用材料や施工方法については, 施工による二酸化炭素排出量や, 複合地盤の支持力度に影響を与えると考えられることから統一することとした.

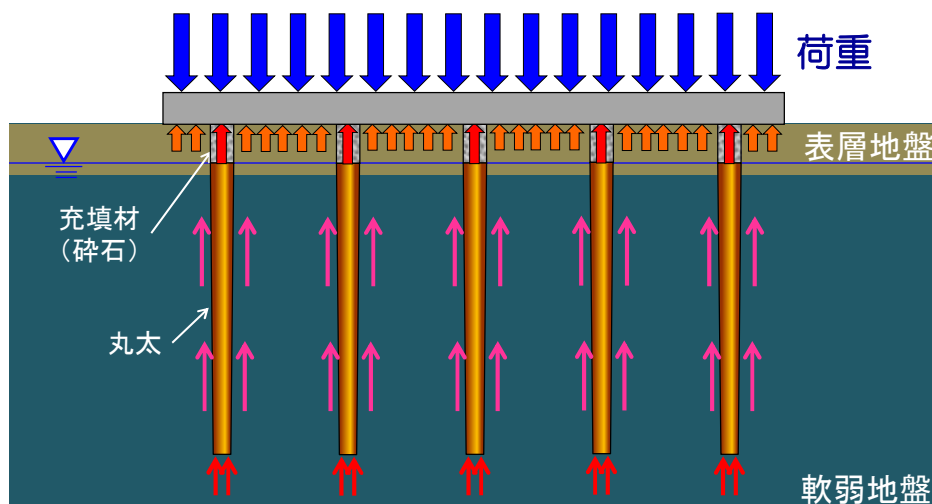


図-2.13 丸太打設による複合地盤の概要

2.4.2 使用材料

写真-2.2に施工に使用する丸太を示す. 丸太は, 丸太製造時の温室効果ガス排出量を極力抑えるために, 木材保存処理を行っていない生材を用いることとした. また, 丸太の形状は, 表-2.3に示す形状に統一した. なお, 樹種はスギ, カラマツを用いた. ここで, 伐り出した丸太には細い側と太い側があり, 細い側

を「末口」、太い側を「元口」と呼び、それぞれの直径を「末口直径」、「元口直径」と呼ぶ。

写真-2.3に施工に使用する充填材を示す。充填材には、2.2節、2.3節の検討より締固め特性を明らかにした JIS A 5001:2008 道路用砕石の単粒度砕石 S-13 (6号) を使用することとした。なお、砕石の含水状態は問わないこととする。



(a) 全景



(b) 近景

写真-2.2 使用する丸太

表-2.3 丸太の形状

| 項目 | 内容 |
|------|-----------------|
| 樹皮 | なし |
| 円柱加工 | なし (樹皮を剥いだのみ) |
| 先端形状 | 平坦 |
| 節 | 大きく突き出たものは切り落とし |



写真-2.3 使用する充填材

2.4.3 丸太の打設方法

図-2.14に丸太の打設方法、写真-2.4に丸太の打設状況を示す。丸太の鉛直性や打設時の地盤の乱れは鉛直支持力に影響を与えるため、丸太は、リーダー式の杭打機を用いて静的圧入することとした。さらに、丸太の鉛直性をより確実にする目的で、先端が閉塞した鋼管を用いて無排土で回転圧入し、それによりできた孔に丸太を圧入することとした。鋼管による回転圧入は、丸太の先端位置より0.5m以上浅い深度とした。また、丸太の圧入は、リーダー式の杭打機に取り付けたヤットコを使い、地中の所定の位置になるまで圧入することとした。

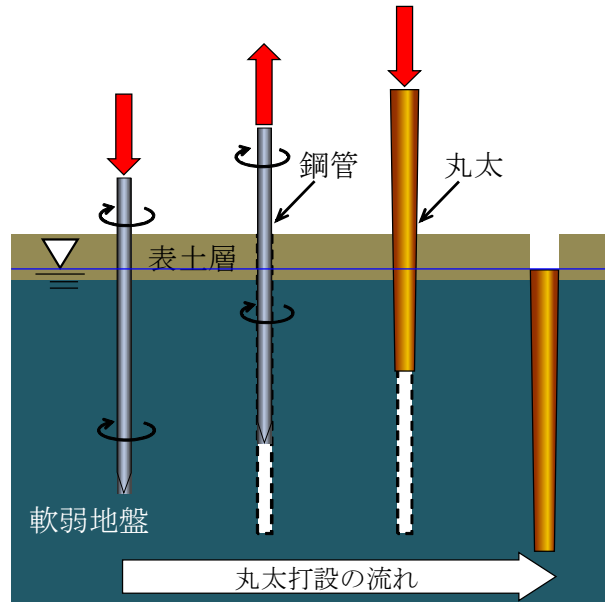


図-2.14 丸太の打設方法



写真-2.4 丸太の打設状況

丸太はテーパ形状を有するため、先行回転圧入に使用する鋼管の径が丸太の末口直径を超える場合、丸太圧入直後は末口付近に地盤との密着が不十分な部分が生じることが考えられる。その部分の周面が砂質地盤の場合、地盤の拘束圧により直ちに丸太と地盤が密着し強度が回復すると考えられるが、粘土質地盤の場合、末口直径よりも鋼管直径が大きくなるほど、丸太と地盤の密着に時間がかかり、強度回復にも時間を要することが考えられる。これらのことから、施工方法が鉛直支持力に与える影響を最小限にするためには、先行回転圧入に使用する鋼管の直径を十分考慮する必要があると考えた。

そこで、鋼管の径は、打設する丸太の周面地盤によって、砂質地盤の場合は丸太元口直径以下、粘土質地盤の場合は丸太末口直径以下、互層地盤の場合は粘土質地盤に合わせて丸太末口直径以下とした。ここで、砂質地盤の場合に鋼管直径を元口直径以下としたのは、元口直径よりも大きな径の孔ができた場合、丸太圧入直後は丸太の浮力により丸太が浮き上がってしまうので、これを防止するためである。

2.4.4 丸太頭部への碎石の充填方法

図-2.15 に丸太頭部の充填方法を示す。バイブレータについては、2.3 節の室内実験で使用したバイブレータよりも大きい振動数、振動部径、振動部長のバイブレータを用いても碎石の締固めに悪影響を与えることはないと考えられる。

碎石の充填方法は、2.3 節の室内実験結果に基づき、1層当たりの層厚が300mm以下となるように碎石を孔に投入した後、バイブレータを5箇所以上挿入して締固め時間が20秒以上となるように締め固め、これを地表面まで繰り返すこととした。また、地表面付近は、拘束圧がほとんどなく締固まりにくいいため、地表面から50mm程度盛り上がるように仕上げることにした。

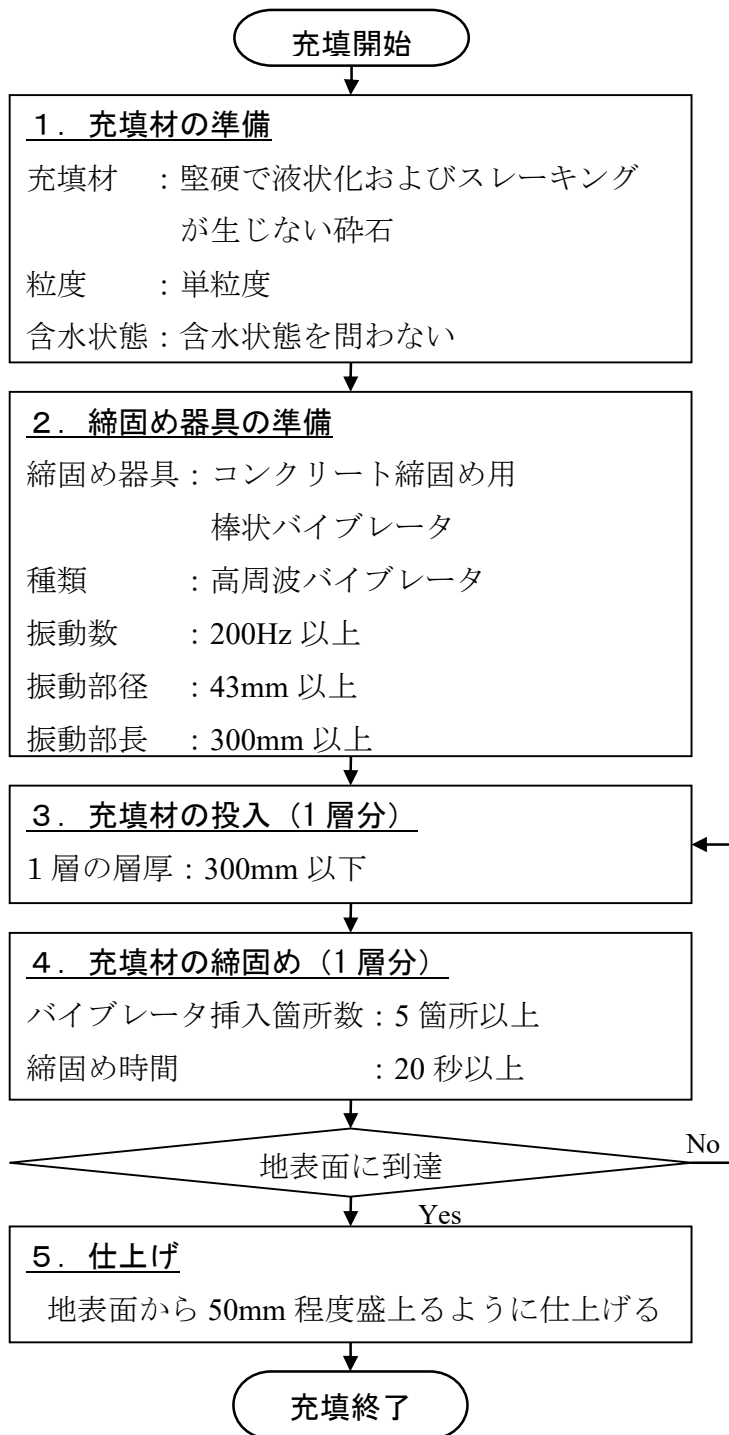


図-2.15 丸太頭部の充填方法

2.5 まとめ

丸太を打設する複合地盤について、丸太頭部の処理方法を室内実験にて検討した結果、以下の知見を得た。また、以下の知見に基づいて、丸太頭部の処理方法を示し、本研究で対象とする丸太打設による複合地盤の概要、使用材料、施工方法を示した。

- ・ 砕石を十分に締め固めるために必要な締め固め時間は、バイブレータの挿入箇所が多い方が短い。また、バイブレータの挿入箇所が1点の場合、砕石は十分に締め固まらない。
- ・ 振動部長が340mmのバイブレータを用いた場合、1層当たりの層厚を300mm以下にし、1層当たり20秒以上締め固めることで、砕石は十分に締め固まる。また、砕石の含水状態はバイブレータによる締め固めに影響を与えず、孔が水で満たされていても十分に締め固まる。
- ・ バイブレータで締め固めた砕石は振動や浸水により沈下が生じる。一方、その量は小規模建築物におけるべた基礎の即時沈下の標準値である40mmよりもかなり小さく、建物基礎に与える影響はほとんどない。また、沈下のほとんどは打撃により生じるが、その沈下の所定回数当たりの増分は打撃回数の増加とともに減少する。
- ・ バイブレータで締め固めた砕石の支持力度は約600kN/m²で、周囲の地盤の支持力度よりも大きくなる場合が多く、建物基礎としても十分な支持力を有している。

第2章の参考文献

- 1) Ishihara, K. : Geotechnical aspect of the 1995 Kobe earthquake, 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, Terzaghi Oration, 1997.
- 2) 原忠, 國生剛治, 小宮山義朗: 非塑性細粒分を含む砂礫の非排水せん断特性, 土木学会論文集, No.735, III-70, pp.123-132, 2005.
- 3) 土質工学会: ロックフィル材料の試験と材料強度, pp.78-93, 1982.
- 4) 土質工学会: 粗粒材料の変形と強度, pp.27-29, 1986.
- 5) 三村佳織, 水谷羊介, 沼田淳紀, 三輪滋, 原忠, 坂部晃子, 池田浩明, Rias Saima: 丸太打設液状化対策実証実験に用いた丸太, 土木学会第68回年次学術講演会講演概要集, V-034, pp.67-68, 2013.
- 6) 村田拓海, 沼田淳紀, 佐々木修平, 藤野一, 川崎淳志, 杉山耕平: 丸太打設軟弱地盤対策における丸太頭部の充填方法, 第14回地盤改良シンポジウム論文集, pp.543-550, 2020.
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, p.353, 2002.
- 8) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.410-411, 2018.
- 9) 地盤工学会: 地盤工学・実務シリーズ30土の締固め, pp.7-9, 2012.
- 10) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp.123-130, 2019.
- 11) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp.145-146, 2019.
- 12) 日本建築学会: 小規模建築物基礎設計指針, pp.80-85, 2008.

第3章 丸太打設により期待される
地中への炭素貯蔵量の検討

第3章 丸太打設により期待される地中への炭素貯蔵量の検討

3.1 はじめに

本章では、第2章で示した材料、施工方法で複合地盤を作成した際に排出した二酸化炭素量と、使用した丸太により貯蔵された丸太の炭素量を比較し、丸太打設により期待される地中への炭素貯蔵量を検討する。

3.2 丸太打設による二酸化炭素収支量の計測事例

3.2.1 計算の範囲

図-3.1 に二酸化炭素収支量の計算範囲を示す。丸太打設による二酸化炭素の収支量の計算範囲は、現場内における丸太打設、丸太頭部の充填、および、現場内の整地や材料の小運搬など、現場で稼働した施工機械（発電機を含む）とし、材料の製造や現場への運搬は計算の対象外とした。これは、丸太や碎石の製造時の二酸化炭素排出量は既往研究で明らかになっている¹⁾²⁾ことに加え、材料・施工機械の運搬や作業員の通勤は、運搬経路および距離を把握しにくく、現場条件に大きく左右され、計算が困難になると考えたためである。

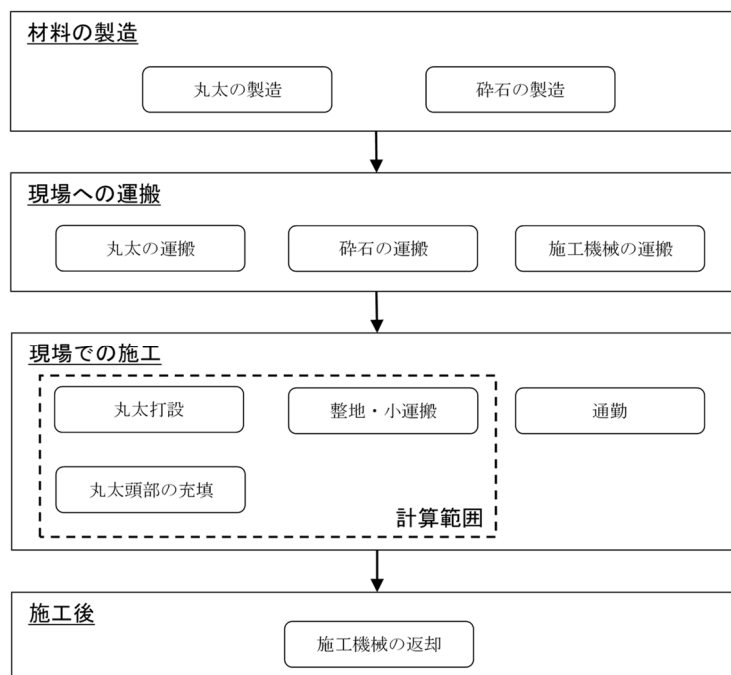


図-3.1 二酸化炭素収支量の計算範囲

3.2.2 計算の条件

第1章でも述べたように、地中への炭素貯蔵は持続的な森林経営サイクルが継続していることが前提となる。このため、施工で使用した丸太については、産地証明書、および、合法証明書にて持続的な森林経営サイクルが継続していることを確認した。

計算結果の評価は、一般的に二酸化炭素に換算して行われるため、本検討においても二酸化炭素に統一して評価することとする。また、貯蔵を「正」、排出を「負」とする。

3.2.3 丸太による炭素貯蔵量の計算方法

丸太による二酸化炭素貯蔵量は、式(3.1)より算定した。なお、2.4節で示したように、施工で使用した丸太は皮を剥いただけの生材であるため、両端の直径が異なる。このような丸太の材積の算定方法として、日本農業規格（昭和42年12月8日農林省告示第1842号）で定められる末口二乗法がある。このため、本研究においても末口二乗法を用い、丸太長さが6m未満の場合は式(3.2)、6m以上の場合は式(3.3)で丸太の材積を算定した。

$$S_{\text{Log}} = V_{\text{Log}} \cdot \rho_{\text{Log}} \cdot K_C \cdot K_{\text{CO}_2/\text{C}} \quad (3.1)$$

$$V_{\text{Log}} = D_T^2 \cdot L_{\text{Log}} \cdot n_{\text{Log}} \quad (3.2)$$

$$V_{\text{Log}} = [D_T + \{(L_{\text{Log}}' - 4) / 200\}]^2 \cdot L_{\text{Log}} \cdot n_{\text{Log}} \quad (3.3)$$

ここで、

S_{Log} : 丸太による二酸化炭素貯蔵量 (kg-CO₂)

V_{Log} : 丸太の材積 (m³)

ρ_{Log} : 丸太の容積密度 (kg/m³)

K_C : 丸太の質量に対する炭素量の割合 (=0.5)

$K_{\text{CO}_2/\text{C}}$: 炭素から二酸化炭素への換算係数 (=44/12)

D_T : 丸太の末口直径 (m)

L_{Log} : 丸太の長さ (m)

L_{Log}' : 丸太の長さ L_{Log} の整数部分の値 (m)

n_{Log} : 丸太の本数 (本)

丸太の容積密度は、樹種に応じて表-3.1 の値を用いた。木材の元素組成は樹種によらず、炭素 C が 50%、水素 H が 6%、酸素 O が 43%である³⁾ため、 $K_C=0.5$ となる。また、炭素 C の原子量は 12、酸素 O の原子量は 16 であるため、二酸化炭素 CO_2 の分子量は 44 ($16 \times 2 + 12$) である。したがって、炭素を二酸化炭素へ換算する係数 $K_{CO_2/C}$ は 44/12 となる。

表-3.1 丸太の容積密度⁴⁾

| 樹種 | 容積密度 kg/m ³ |
|------|---------------------------|
| スギ | 314 |
| カラマツ | 404 |

3.2.4 施工による二酸化炭素排出量の計算方法

施工による二酸化炭素排出量は、式(3.4)より算定した。

$$EC_{Total} = ec_G \cdot U_{FG} + ec_L \cdot U_{FL} \quad (3.4)$$

ここで、

EC_{Total} : 施工による二酸化炭素排出量 (kg-CO₂)

ec_G : ガソリンの二酸化炭素排出係数 (kg-CO₂/ℓ)

U_{FG} : 施工で使用したガソリンの総量 (ℓ)

ec_L : 軽油の二酸化炭素排出係数 (kg-CO₂/ℓ)

U_{FL} : 施工で使用した軽油の総量 (ℓ)

施工で使用する燃料は、施工で使用する機械ごとに計測した。また、施工の着工前にそれぞれの機械の燃料タンクを満タンにした状態で持ち込み、施工完了後には満タンにし、それらの合計を施工で使用した燃料とした。なお、燃料の二酸化炭素排出係数は、表-3.2 の値を用いた。

表-3.2 燃料の二酸化炭素排出係数⁵⁾

| 燃料 | 二酸化炭素排出係数 Kg-CO ₂ /ℓ |
|------|------------------------------------|
| ガソリン | 2.32 |
| 軽油 | 2.58 |

3.2.5 戸建て住宅の事例：東京都江東区⁶⁾

図-3.2 に丸太打設による二酸化炭素収支の計測地点を示す。当該地は、墨田川右岸側下流域の東京低地に位置している。表-3.3 に当該地における工事概要、図-3.3 に丸太配置図を示す。当該工事は、敷地面積 74m² の狭隘な住宅密集地における戸建住宅に対する液状化対策工事である。改良面積 61.0m² に対し、末口直径 0.14m、長さ 4.0m の丸太を、先端が 5.0m に達するまで 253 本打設した。

表-3.4 に施工で使用した機器一覧を示す。当該工事では、1 台の丸太打設機を使用して施工を行った。なお、丸太頭部の充填材の締固めにバイブレータを使用した。通常、100V 電源を用い、使用した電気量を計測できなかったため、計算の対象から外した。



図-3.2 計測地点（東京都江東区）

電子地形図（国土地理院）を加工して作成

第3章 丸太打設により期待される地中への炭素貯蔵量の検討

表-3.3 工事概要（東京都江東区）

| 項目 | 数量など |
|--------|---------------------|
| 改良対象 | 戸建住宅 |
| 改良面積 | 61.0m ² |
| 改良深さ | 5.0m |
| 改良体積 | 305.0m ³ |
| 丸太末口直径 | 0.14m |
| 丸太長さ | 4.0m |
| 樹種 | スギ |
| 丸太本数 | 253本 |
| 丸太の材積 | 19.8m ³ |
| 丸太打設間隔 | 0.50m（正方形配置） |

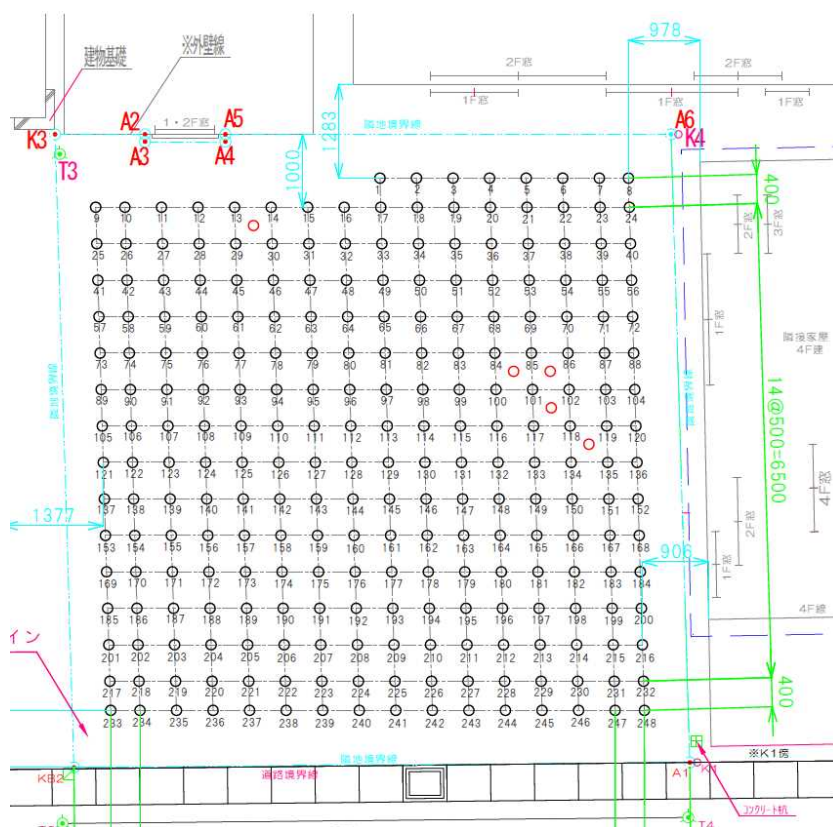


図-3.3 丸太配置図（東京都江東区）

表-3.4 施工で使用した機器一覧（東京都江東区）

| 機器名称 | 型番 | 用途 | 台数 |
|-------|--------|------|----|
| 丸太打設機 | BA-100 | 丸太打設 | 1 |

図-3.4 に丸太打設の施工による二酸化炭素の収支を示す。丸太により貯蔵された炭素貯蔵量（二酸化炭素換算）は、11,421kg-CO₂であった。これに対して、施工による二酸化炭素排出量は462 kg-CO₂であり、収支量は10,989kg-CO₂となった。このように、丸太により貯蔵される炭素量（二酸化炭素換算）は施工により排出される二酸化炭素量よりも圧倒的に多く、当該工事では排出量の約25倍の炭素量（二酸化炭素換算）を地中に貯蔵した。

これらのことから、狭隘な場所における規模の小さい工事においても、丸太打設の施工を行うことで、地中に炭素を貯蔵できることが明らかとなった。

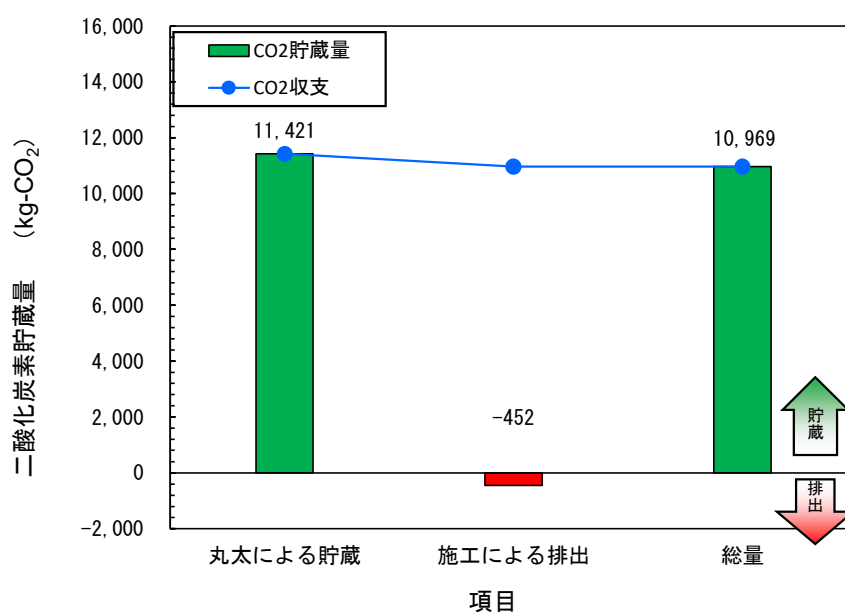


図-3.4 施工による二酸化炭素の収支（東京都江東区）

3.2.6 2階建て集合住宅の事例：石川県金沢市⁷⁾

図-3.5 に丸太打設による二酸化炭素収支の計測地点を示す。当該地は、犀川・浅野川両河川間下流域の金沢平野中部に位置する沖積低地に位置している。表-3.5 に当該地における工事概要，図-3.6 に丸太配置図を示す。当該工事は，2階建て集合住宅に対する液状化対策工事である。改良面積 225.4m² に対し，末口直径 0.14m，長さ 4.0m の丸太を，先端が 5.0m に達するまで 745 本打設した。

表-3.6 に施工で使用した機器一覧を示す。当該工事では，丸太打設機を 2 台使用して施工を行った。また，改良面積と同程度の資材置き場が確保されていたため，施工効率を向上させるために，資材置き場から丸太を小運搬するためのミニバックホウを使用した。充填材を締め固めるためのバイブレータの電源は，発電機から確保した。



図-3.5 計測地点（石川県金沢市）
電子地形図（国土地理院）を加工して作成

表-3.5 工事概要（石川県金沢市）

| 項目 | 数量など |
|--------|-----------------------|
| 改良対象 | 2階建て集合住宅 |
| 改良面積 | 225.4m ² |
| 改良深さ | 5.0m |
| 改良体積 | 1,126.8m ³ |
| 丸太末口直径 | 0.14m |
| 丸太長さ | 4.0m |
| 樹種 | カラマツ |
| 丸太本数 | 745本 |
| 丸太の材積 | 58.4m ³ |
| 丸太打設間隔 | 0.55m（正方形配置） |

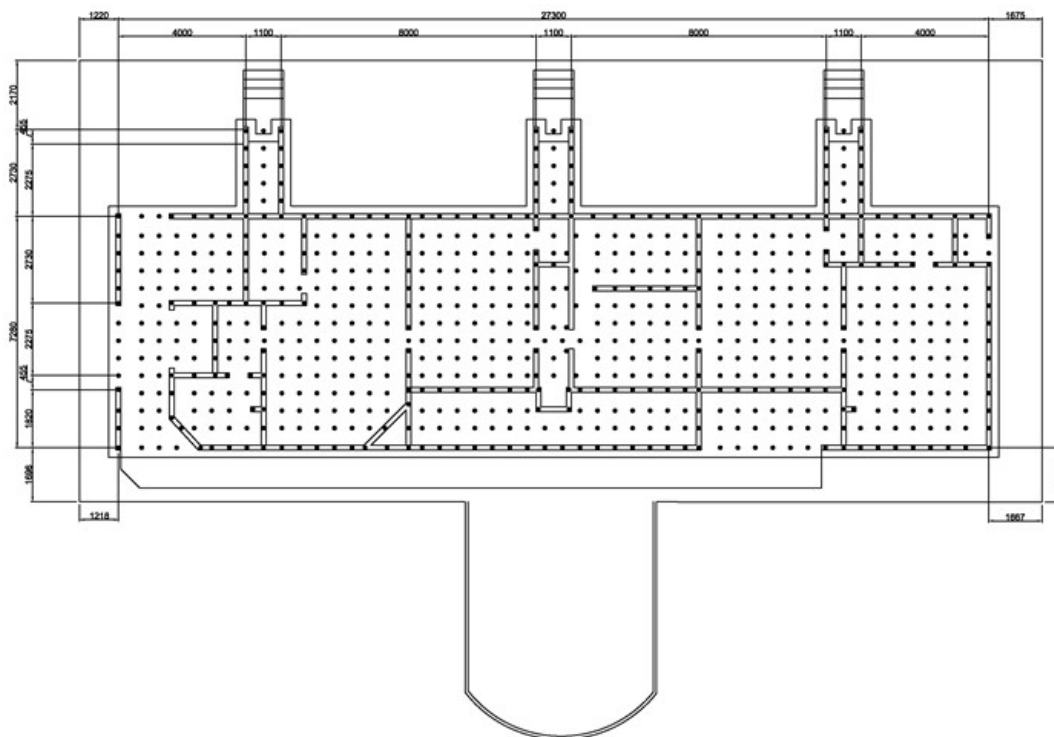


図-3.6 丸太配置図（石川県金沢市）

表-3.6 施工で使用した機器一覧（石川県金沢市）

| 機器名称 | 型番 | 用途 | 台数 |
|---------|--------|-----------|----|
| 丸太打設機 | BA-100 | 丸太打設 | 2 |
| ミニバックホウ | PC30 | 丸太の小運搬 | 1 |
| 発電機 | 2600U | バイブレータの電源 | 1 |

図-3.7 に丸太打設の施工による二酸化炭素の収支を示す。丸太により貯蔵された炭素貯蔵量（二酸化炭素換算）は、43,261kg-CO₂であったのに対して、施工による二酸化炭素排出量は1,331 kg-CO₂であり、収支量は41,930kg-CO₂となった。戸建住宅の事例と同様に、丸太により貯蔵される炭素量（二酸化炭素換算）は施工により排出される二酸化炭素量よりも圧倒的に多く、当該工事では排出量の約32倍の炭素量（二酸化炭素換算）を地中に貯蔵した。使用する重機が増えたにもかかわらず、戸建て住宅の事例より炭素貯蔵量の割合が大きくなった要因として、敷地面積が広く、現場内の小運搬などを行うことができ、効率よく施工を行うことができたためと考えられる。

これらのことから、施工重機が増えても効率よく施工ができれば、炭素貯蔵量も増加することが明らかになった。

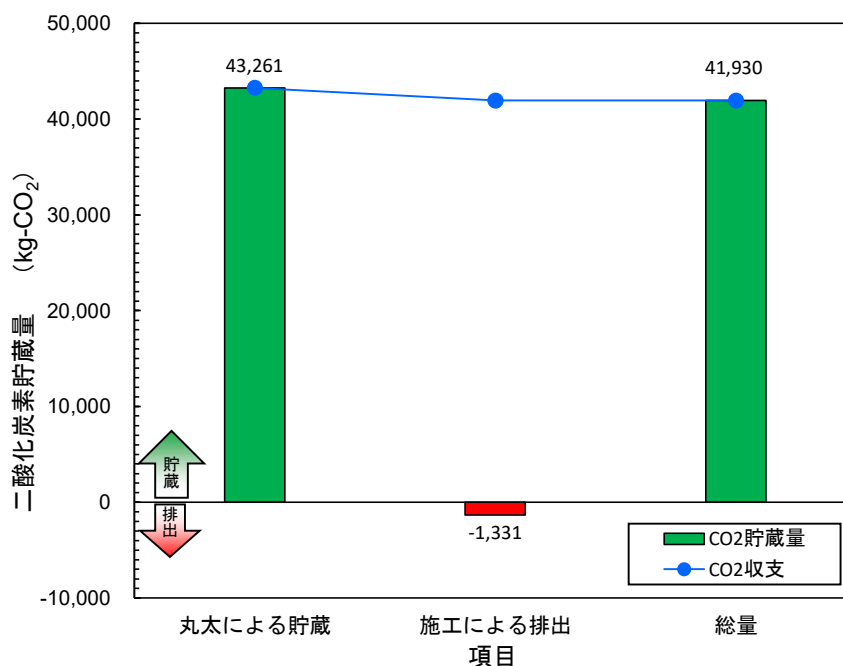


図-3.7 施工による二酸化炭素の収支（石川県金沢市）

3.2.7 中規模農舎の事例：福井県福井市⁸⁾

図-3.8 に丸太打設による二酸化炭素収支の計測地点を示す。当該地は、足羽川左岸側の福井平野南東部に位置している。表-3.7 に当該地における工事概要、図-3.9 に丸太配置図を示す。当該工事は、農舎に対する液状化対策工事である。改良面積 339.5m² に対し、末口直径 0.15m、長さ 4.0m の丸太を、先端が 6.0m に達するまで 564 本打設した。

表-3.8 に施工で使用した機器一覧を示す。当該工事では、1 台の丸太打設機を使用して施工を行った。なお、丸太頭部の充填材の締固めにバイブレータを使用した。通常、100V 電源を用い、使用した電気量を計測できなかったため、計算の対象から外した。また、施工効率を向上させるために、資材置き場から丸太を小運搬するためのミニバックホウを使用した。



図-3.8 計測地点（福井県福井市）
電子地形図（国土地理院）を加工して作成

第3章 丸太打設により期待される地中への炭素貯蔵量の検討

表-3.7 工事概要 (福井県福井市)

| 項目 | 数量など |
|--------|-----------------------|
| 改良対象 | 農舎 |
| 改良面積 | 339.5m ² |
| 改良深さ | 6.0m |
| 改良体積 | 2,037.0m ³ |
| 丸太末口直径 | 0.15m |
| 丸太長さ | 4.0m |
| 樹種 | スギ |
| 丸太本数 | 564本 |
| 丸太の材積 | 50.8m ³ |
| 丸太打設間隔 | 0.90m以下 (正方形配置) |

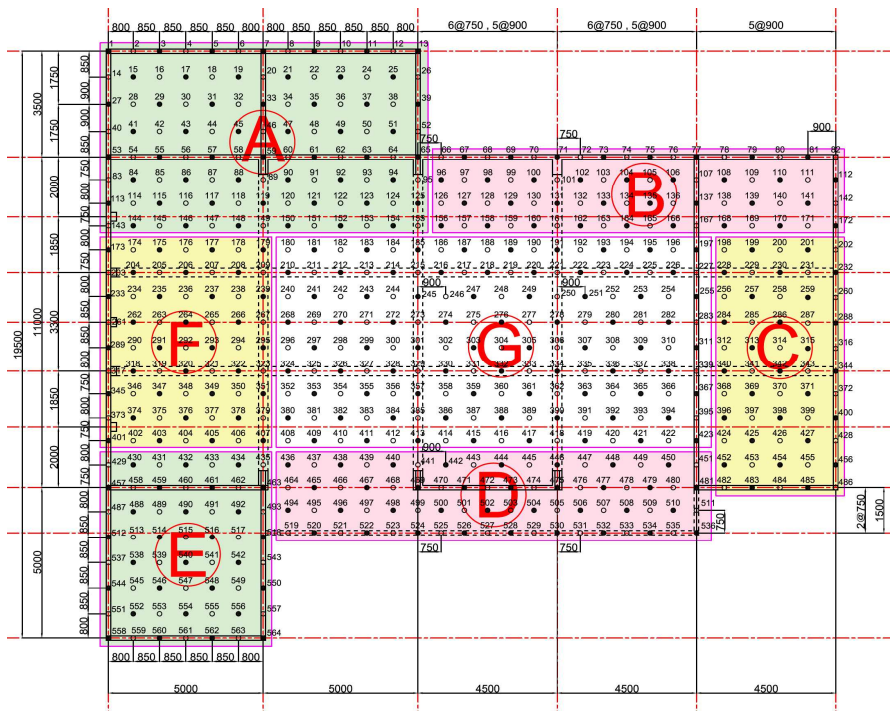


図-3.9 丸太配置図 (福井県福井市)

表-3.8 施工で使用した機器一覧（福井県福井市）

| 機器名称 | 型番 | 用途 | 台数 |
|---------|-----------------|--------|----|
| 丸太打設機 | BA-100 | 丸太打設 | 1 |
| ミニバックホウ | SAVER75UR Ver.S | 丸太の小運搬 | 1 |

図-3.10 に丸太打設の施工による二酸化炭素の収支を示す。丸太により貯蔵された炭素貯蔵量（二酸化炭素換算）は、29,221kg-CO₂であったのに対して、施工による二酸化炭素排出量は1,300 kg-CO₂であり、収支量は27,921kg-CO₂となった。戸建住宅2階建て集合住宅の事例と同様に、丸太により貯蔵される炭素量（二酸化炭素換算）は施工により排出される二酸化炭素量よりも圧倒的に多く、当該工事では排出量の約22倍の炭素量（二酸化炭素換算）を地中に貯蔵した。2階建て戸建て住宅の事例に比べて丸太打設本数が少ないにもかかわらず、排出量は同程度となっている。これは、改良深度が6.0mと深く、先端閉塞の鋼管による先行回転圧入に時間を要したことが要因と考えられる。

これらのことから、丸太頭部の深度が深くなると、炭素貯蔵量が若干小さくなることが明らかとなった。一方で、この場合においても炭素貯蔵量の方が圧倒的に多い。

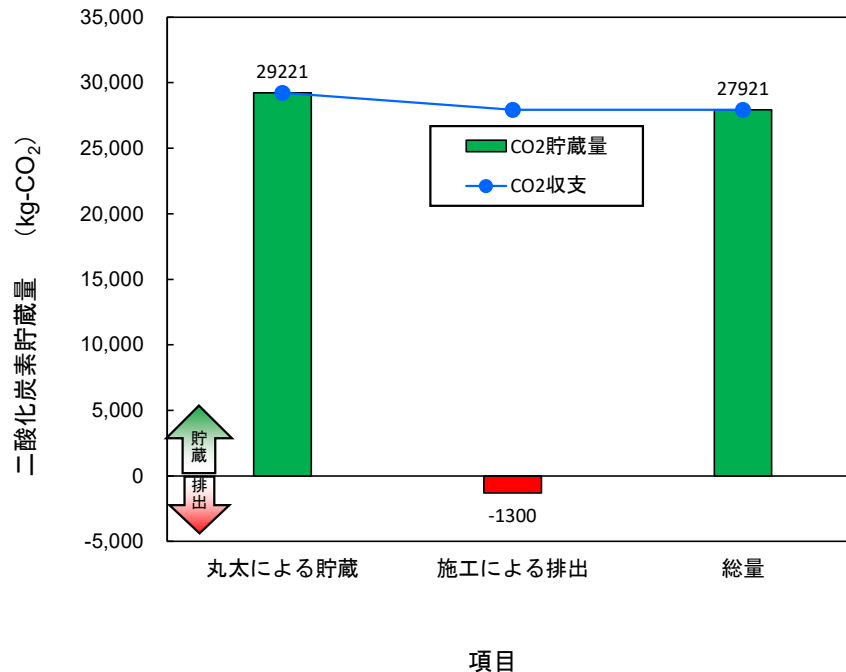


図-3.10 施工による二酸化炭素の収支（福井県福井市）

3.2.8 大規模分譲地の事例：千葉県千葉市⁹⁾

図-3.11 に丸太打設による二酸化炭素収支の計測地点を示す。当該地は、1971～1979年頃に掛けて東京湾沿岸部に造成された海岸埋立地に位置する。表-3.9 に当該地における工事概要、図-3.12 に丸太配置図を示す。当該工事は、開発面積 16,554.8m² で区画数 97 の分譲住宅地に対する液状化対策工事である。改良面積 13,382.3m² に対し、末口直径 0.15m、長さ 4.0m の丸太を、先端が 5.28m に達するまで 13,420 本打設した。

表-3.10 に施工で使用した機器一覧を示す。当該工事は、3つの施工班に分かれて施工を行った。丸太打設機 SPD20FL と削孔機 SW1565 は同一班で、先行回転圧入と丸太打設を分けて行った。また、敷地面積が広大であるため、丸太、および、碎石の現場内小運搬を行うためにタイヤショベル等を使用した。充填材を締め固めるためのバイブレータの電源は、発電機から確保した。この他に、整地等を行う目的で、バックホウを使用した。

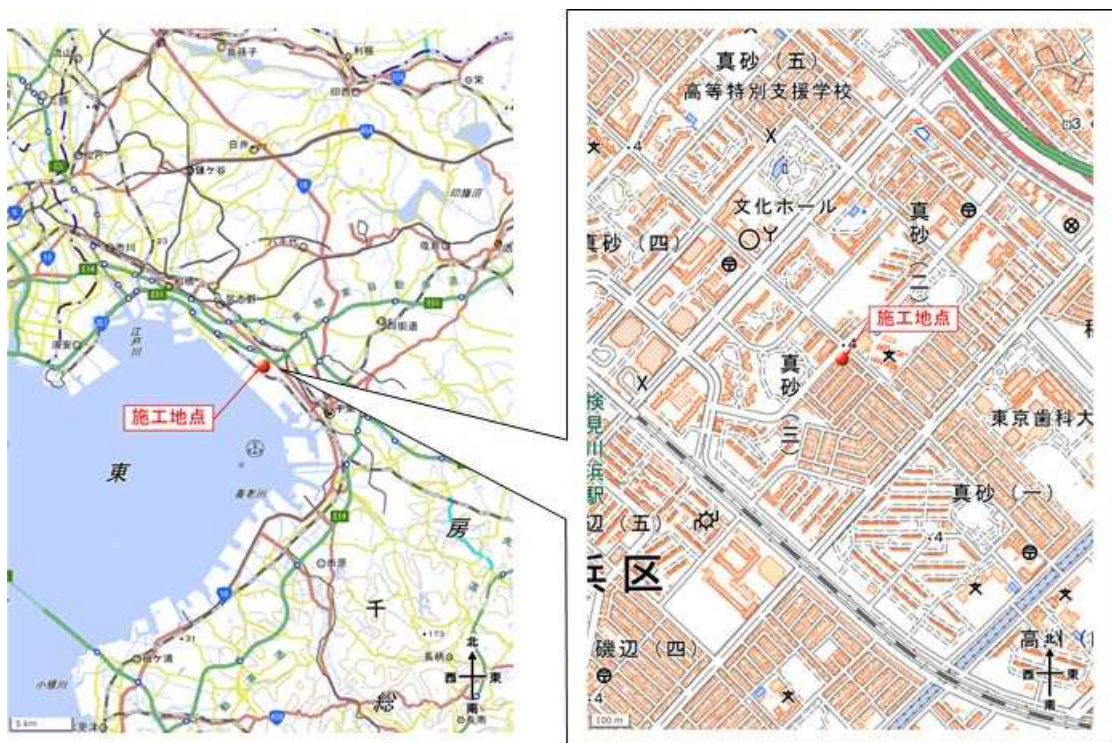


図-3.11 計測地点（千葉県千葉市）
電子地形図（国土地理院）を加工して作成

第3章 丸太打設により期待される地中への炭素貯蔵量の検討

表-3.9 工事概要（千葉県千葉市）

| 項目 | 数量など |
|------------|------------------------|
| 改良対象 | 分譲住宅地 |
| 改良面積 | 13,382.3m ² |
| 改良深さ | 5.28m |
| 改良体積 | 70,658.5m ³ |
| 丸太末口径 | 0.15m |
| 丸太長さ | 4.0m |
| 樹種 | スギ, カラマツ |
| 丸太本数（スギ） | 7,000 本 |
| 丸太本数（カラマツ） | 6,420 本 |
| 丸太の材積 | 1,207.8m ³ |
| 丸太打設間隔 | 1.00m（正方形配置） |

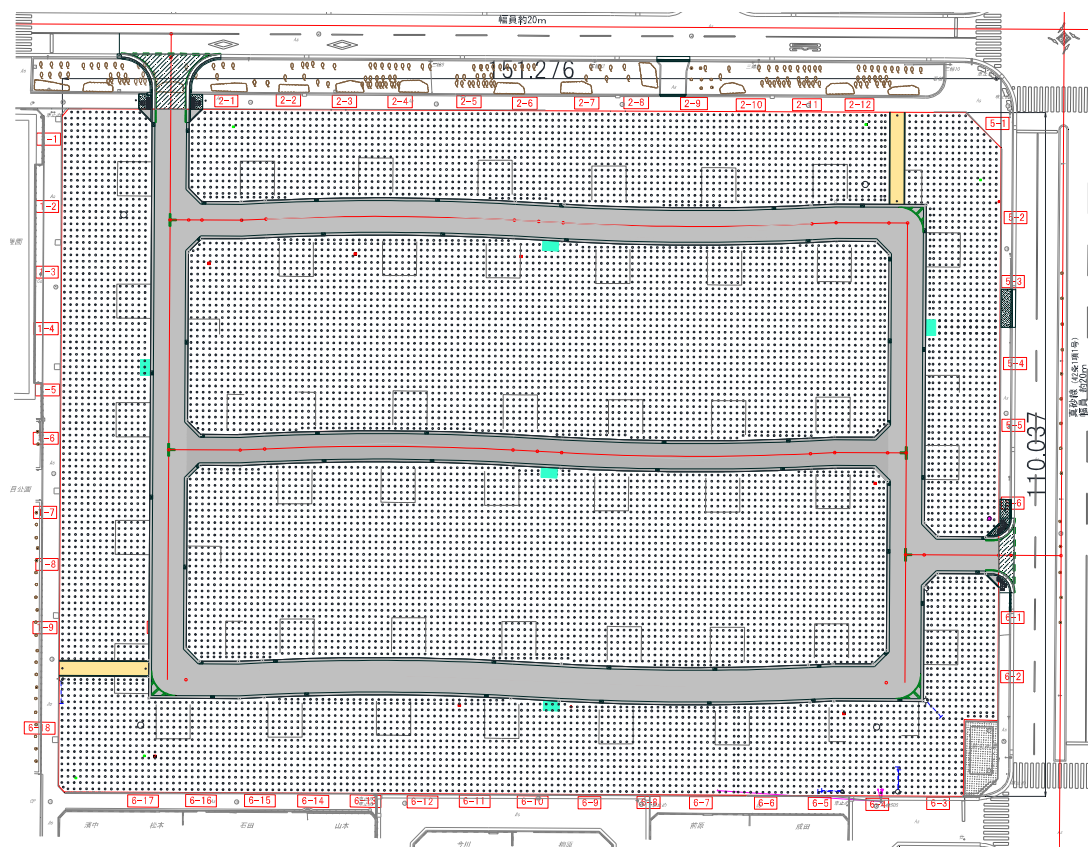


図-3.12 丸太配置図（千葉県千葉市）

表-3.10 施工で使用した機器一覧（千葉県千葉市）

| 機器名称 | 型番 | 用途 | 台数 |
|---------|---------|-----------|----|
| 丸太打設機 | BA-100 | 丸太打設 | 2 |
| 丸太打設機 | SPD20FL | 丸太打設 | 1 |
| 削孔機 | SW1565 | 先行回転圧入 | 1 |
| 運搬機 | ヤドカリ | 丸太の小運搬 | 1 |
| タイヤショベル | WA30 | 碎石の小運搬 | 2 |
| バックホウ | PC128 | 整地等 | 1 |
| 発電機 | | バイブレータの電源 | 3 |

図-3.13 に丸太打設の施工による二酸化炭素の収支を示す。丸太により貯蔵された炭素貯蔵量（二酸化炭素換算）は、790,627kg-CO₂であったのに対して、施工による二酸化炭素排出量は 37,668kg-CO₂であり、収支量は 752,959kg-CO₂となった。他の事例と同様に、丸太により貯蔵される炭素量（二酸化炭素換算）は施工により排出される二酸化炭素量よりも圧倒的に多く、当該工事では排出量の約 21 倍の炭素量（二酸化炭素換算）を地中に貯蔵した。

これらのことから、施工の規模が大きくなり、使用する重機が増えても、丸太打設により大量の炭素を貯蔵できることが明らかになった。

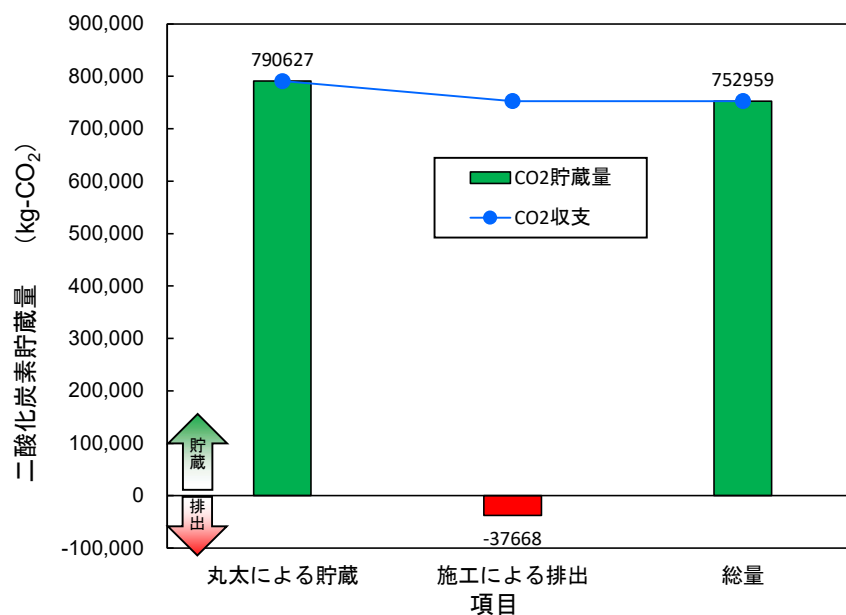


図-3.13 施工による二酸化炭素の収支（千葉県千葉市）

3.3 改良体積および材積当たりの炭素貯蔵量の検討

3.3.1 改良体積当たりの炭素貯蔵量

図-3.14 に丸太打設による改良体積 1m^3 当たりの二酸化炭素の収支を示す。図中には、3.2 節で示した事例以外の過去に計測を行った施工のデータも併記した。

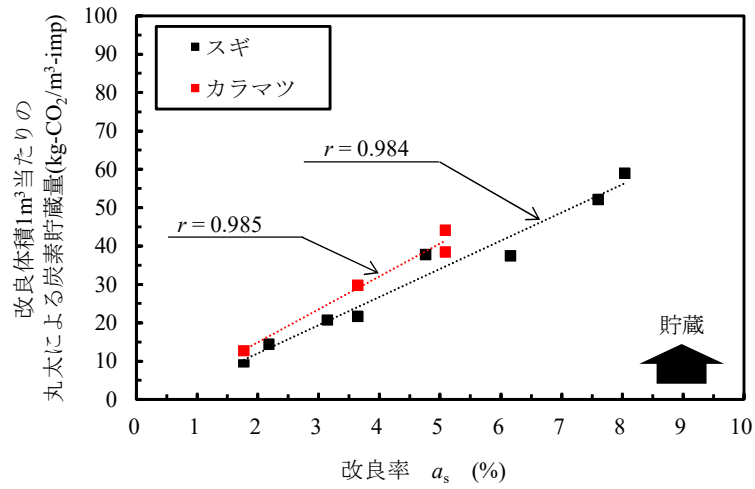
丸太による炭素貯蔵量（二酸化炭素換算）については、樹種によらず、改良率の増加に伴い炭素貯蔵量が増加する傾向が認められ、相関係数はスギで 0.984、カラマツで 0.985 と高い値を示す。これは、改良率が高くなると、改良体積 1m^3 当たりに打設される丸太の体積が増えるためである。また、樹種により一時回帰直線の傾きが異なる傾向が認められる。これは、樹種により容積密度が異なり（スギ： $314\text{kg}/\text{m}^3$ 、カラマツ： $404\text{kg}/\text{m}^3$ ）、同じ材積でも貯蔵している炭素量が異なるためと考えられる。

施工による炭素貯蔵量については、樹種によらず、改良率の増加に伴い二酸化炭素排出量が増加する傾向が認められ、相関係数はスギで 0.798、カラマツで 0.681 である。これは、改良率が高くなると、施工量が増加し、それに伴い排出する二酸化炭素が増加するためだと考えられる。一方で、改良体積 1m^3 当たりの施工により排出される二酸化炭素の量は、丸太による炭素貯蔵量（二酸化炭素換算）に比べて少ないことがわかる。なお、一時回帰曲線の傾きは樹種による大きな違いがないことから、施工による二酸化炭素排出量に樹種の影響はないと考えられる。

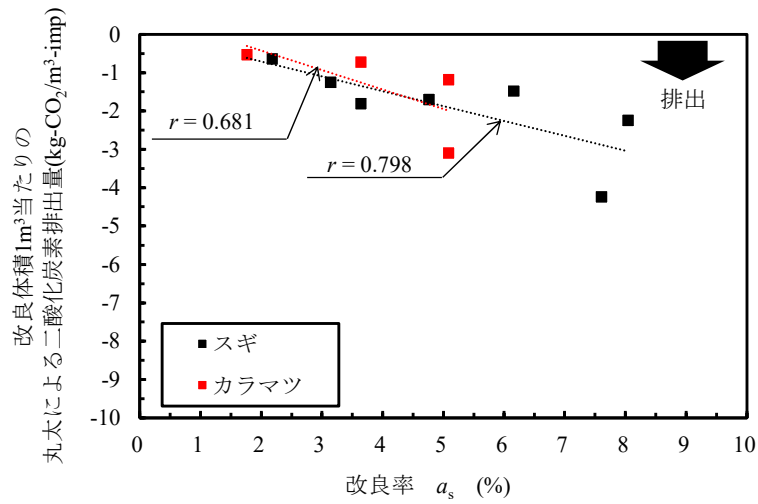
丸太による炭素貯蔵量（二酸化炭素換算）から施工による二酸化炭素排出量を差し引いた収支については、樹種によらず、改良率の増加に伴い炭素貯蔵量が増加する傾向が認められ、相関係数はスギで 0.981、カラマツで 0.991 と高い値を示す。これは、改良率が高くなると排出する二酸化炭素量が増えるものの、それ以上に、打設される丸太の量の増加による炭素貯蔵量が増えるためと考えられる。また、一時回帰直線の傾きは、樹種により異なる。

これらのことから、改良体積 1m^3 当たりの丸太打設による炭素貯蔵量は、改良率が高いほど多くなり、その貯蔵量は樹種により異なることが明らかになった。また、この関係を用いることで、施工による改良率と改良体積から、丸太打設による地中への炭素貯蔵量が推定できると考えられる。

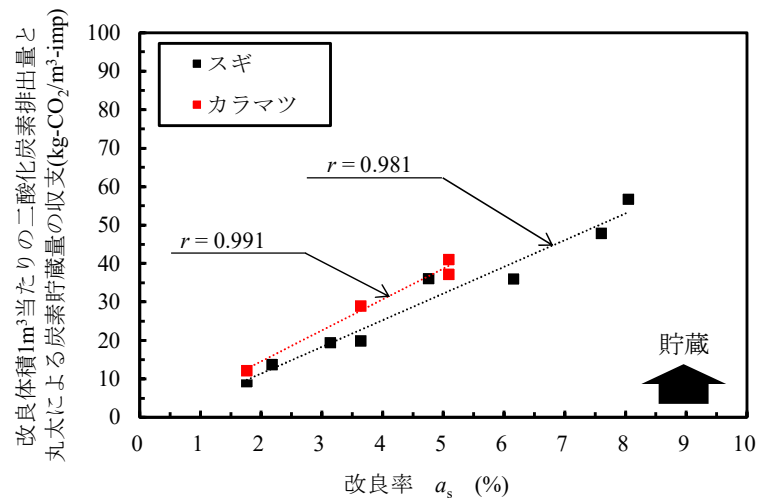
第3章 丸太打設により期待される地中への炭素貯蔵量の検討



(a) 丸太による炭素貯蔵量 (二酸化炭素換算)



(b) 施工による二酸化炭素排出量



(c) 丸太による炭素貯蔵量と施工による二酸化炭素排出量の収支

図-3.14 丸太打設による改良体積 1m³ 当たりの二酸化炭素の収支

3.3.2 丸太材積当たりの炭素貯蔵量

図-3.15 に丸太打設による丸太材積 1m^3 当たりの二酸化炭素の収支を示す。図中には、図-3.14 と同様に 3.2 節で示した事例以外の過去に計測を行った施工のデータも併記した。

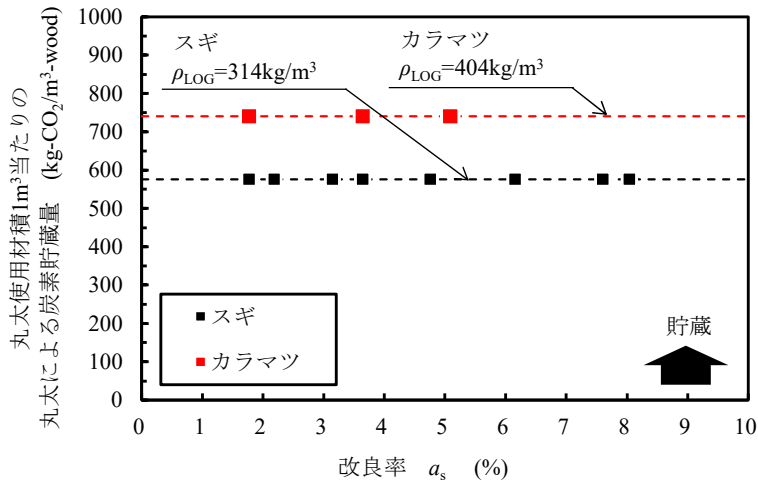
丸太による炭素貯蔵量（二酸化炭素換算）については、丸太材積 1m^3 当たりに貯蔵される炭素量は変わらないので、改良率に関わらず樹種により一定値を示す。また、スギとカラマツでは容積密度が異なるため、炭素貯蔵量は異なる。

施工による二酸化炭素排出量については、改良率との相関は認められない。ここで、二酸化炭素排出量の平均値に着目すると、スギで $32.2\text{kg-CO}_2/\text{m}^3\text{-wood}$ 、カラマツで $31.0\text{kg-CO}_2/\text{m}^3\text{-wood}$ と同様な値を示す。このことから、施工による二酸化炭素排出量に樹種の影響はないことがわかる。

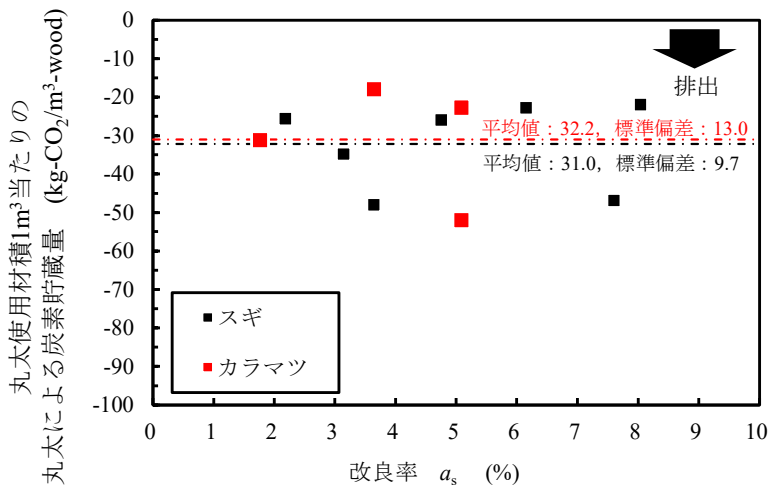
丸太による炭素貯蔵量（二酸化炭素換算）から施工による二酸化炭素排出量を差し引いた収支については、改良率に関わらず樹種によりほぼ一定値を示すことがわかる。これは、丸太による炭素貯蔵量（二酸化炭素換算）に対して、施工による二酸化炭素排出量が極めて小さく、施工による二酸化炭素排出量の影響が小さいためである。また、それぞれの平均値は、スギで $543.5\text{kg-CO}_2/\text{m}^3\text{-wood}$ 、カラマツで $709.7\text{kg-CO}_2/\text{m}^3\text{-wood}$ となる。

これらのことから、丸太材積 1m^3 当たりの丸太打設による炭素貯蔵量は、改良率に関わらずほぼ一定値を示し、その貯蔵量は樹種により異なることが明らかになった。また、この関係を用いることで、施工で使用する丸太材積から丸太打設による炭素貯蔵量を推定できると考えられる。

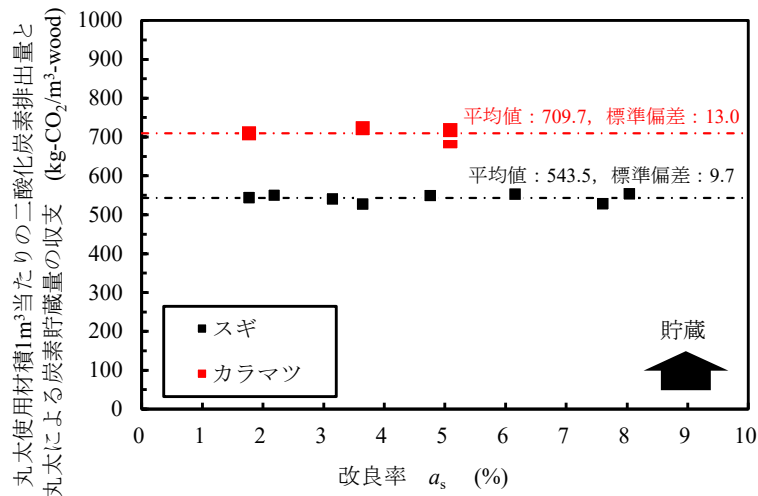
第3章 丸太打設により期待される地中への炭素貯蔵量の検討



(a) 丸太による炭素貯蔵量 (二酸化炭素換算)



(b) 施工による二酸化炭素排出量



(c) 丸太による炭素貯蔵量と施工による二酸化炭素排出量の収支
図-3.15 丸太打設による丸太材積1m³当たりの二酸化炭素の収支

3.4 材料製造による二酸化炭素排出量の検討

3.4.1 丸太の製造による二酸化炭素排出量

表-3.11 に丸太製造時の作業と二酸化炭素排出量¹⁾を示す。丸太が運搬されるまでには、地拵え、根付け、下刈り、除伐、枝打ち、伐採、丸太加工場までの搬出、丸太加工の作業があり、これらによる二酸化炭素排出量の合計は 25.6 kg-CO₂/m³-wood となる。また、アンケート調査に基づく作業者の通勤(片道 16km)を考慮すると、81.1 kg-CO₂/m³-wood となる。

表-3.11 丸太製造時の作業と二酸化炭素排出量¹⁾

| 項目 | 丸太 1m ³ 当たりの二酸化炭素排出量 CO ₂ /m ³ -wood | |
|-------------------|--|------|
| | 通勤考慮なし | 通勤考慮 |
| 地拵え, 下刈り, 除伐, 枝打ち | 0.5 | 1.0 |
| 伐採, 丸太加工場までの搬出 | 17.5 | 72.5 |
| 丸太加工 | 7.6 | 7.6 |
| 合計 | 25.6 | 81.1 |

3.4.2 砕石の製造による二酸化炭素排出量

本研究で対象とする丸太打設による複合地盤には、丸太頭部の充填に砕石を用いるため、この製造や運搬で生じる二酸化炭素排出量について検討する。

まず、丸太材積 1m³ に対して使用する砕石の量を検討する。検討は、3.2 節の事例を参考に、末口直径 0.15m、長さ 4.0m の丸太を地表面から 1.0m まで打設する施工仕様を仮定して行う。この場合、丸太頭部の孔の直径は、丸太元口直径になると考えられる。ここで、元口直径は、丸太直径が長さ 1.0m 当たりに 0.01m 増加すると仮定し、0.19m として検討を行う。このように仮定すると、丸太 1 本当たりに必要な砕石の体積は 0.028m³ となる。2.3 節から、締め固めた砕石の乾燥密度は 1.6g/cm³ 程度になることから、丸太 1 本当たりに必要な砕石の質量は 44.8kg となる。ここで、砕石製造時の二酸化炭素排出量は 0.0003kg-CO₂/kg である²⁾ことから、丸太 1 本当たりに使用する砕石による二酸化炭素排出量は 0.01344 kg-CO₂ となり、これを丸太 1 本の材積で除すと、0.1 kg-CO₂/m³-wood となる。

3.5 通勤および運搬による二酸化炭素排出量の検討

3.5.1 丸太打設工事の作業者の通勤による二酸化炭素排出量

図-3.16 に作業者の1日の通勤距離(片道)と作業員の通勤による二酸化炭素排出量の関係を示す。作業者の1日の通勤による二酸化炭素排出量は、丸太打設による炭素貯蔵量(二酸化炭素換算)に対する通勤による二酸化炭素排出量の割合 $C_{c-commute}$ として、式(3.5)で定義した。

$$C_{c-commute} = \frac{C_{ECw-commute}}{C_{S-con}} \times 100 \quad (3.5)$$

$$C_{ECw-commute} = \frac{2 \cdot d_{commute} \cdot e_{CG}}{FE \cdot V_{Log-w}} \quad (3.6)$$

ここで、

$C_{ECw-commute}$: 丸太材積 1m^3 当たりの通勤による二酸化炭素排出量 ($\text{kg-CO}_2/\text{m}^3$)

C_{S-con} : 丸太材積 1m^3 当たりの丸太打設による炭素貯蔵量(二酸化炭素換算) ($\text{kg-CO}_2/\text{m}^3$)

$d_{commute}$: 作業員1人の片道通勤距離 (km)

e_{CG} : ガソリンの二酸化炭素排出係数 ($\text{kg-CO}_2/\ell$)

FE : 運搬車両の燃料消費率 (km/ℓ)

V_{Log-w} : 作業員1人が1日に打設する丸太の材積 (m^3)

作業者の通勤車両については、過去の施工において利用されていた実績のある車両重量 $2,101\sim 2,270\text{kg}$ のバンタイプの乗用自動車(以降、「バン」と記す。)を対象として検討を行った。これらの車両の燃料消費率 FE は、国土交通省が定める燃費基準値¹⁰⁾を使用し、 $8.70\text{ km}/\ell$ とした。また、作業員1人が1日に打設する丸太の材積 V_{Log-w} は、1日に打設する丸太材積を1班の作業員数で除して算定した。ここで、1日に打設する丸太材積は、丸太は末口直径 $D_T=0.15\text{m}$ 、長さ $L=4.0\text{m}$ のものを使用するものとし、日施工数量30本と60本の2パターンで算定した。1班の作業員数は、過去の施工での実績に基づいてオペレーター1人、手元作業員2人の合計3人とした。丸太材積 1m^3 当たりの丸太打設による炭素貯蔵量 C_{S-con} は、3.3節で示した丸太材積 1m^3 当たりの二酸化炭素収支量の平均値(スギ: $543.5\text{ kg-CO}_2/\text{m}^3\text{-wood}$, カラマツ: $709.7\text{ kg-CO}_2/\text{m}^3\text{-wood}$)から、3.4

節で示した丸太と砕石製造による二酸化炭素排出量の和 ($81.2 \text{ kg-CO}_2/\text{m}^3\text{-wood}$) を差し引いた値 (スギ: $462.3 \text{ kg-CO}_2/\text{m}^3\text{-wood}$, カラマツ: $628.5 \text{ kg-CO}_2/\text{m}^3\text{-wood}$) を使用した。

ここで、各グラフと縦軸の 100%の交点は、丸太打設により貯蔵された炭素量 (二酸化炭素換算) と同じ量の二酸化炭素を排出するために必要な片道通勤距離を示している。この値はそれぞれ、日施工数量が 30 本で、樹種がスギの場合 780km, カラマツの場合 1,061km, 日施工数量が 60 本で、樹種がスギの場合 1,560km, カラマツの場合 2,121km となる。このように、1 日に打設する丸太により貯蔵される炭素量を上回る二酸化炭素を排出するための通勤距離は非常に長いことがわかる。また、通勤距離が長くなる場合は、現場近くに宿泊することが考えられ、通勤距離が極端に長くなることは現実的に考えにくい。

次に、片道通勤距離が 50km と仮定した場合における丸太材積 1m^3 当たりの通勤による二酸化炭素排出量、および、丸太による炭素貯蔵量 (二酸化炭素換算) に対する通勤による二酸化炭素排出量の割合を検討する。通勤による二酸化炭素排出量は、日施工数量が 30 本の場合で $29.6 \text{ kg-CO}_2/\text{m}^3\text{-wood}$ となり、貯蔵量に対する排出量の割合はそれぞれ、樹種がスギで 6.4%, カラマツで 4.7% となる。日施工数量が 60 本の場合の二酸化炭素排出量は $14.8 \text{ kg-CO}_2/\text{m}^3\text{-wood}$ となり、貯蔵量に対する排出量の割合はそれぞれ、樹種がスギで 3.2%, カラマツで 2.4% となる。このように、作業員 1 人の通勤する片道距離が 50km 以内であれば、日施工数量が 30 本であっても、通勤により生じる二酸化炭素排出量は丸太打設による炭素貯蔵量の 6.4% 以下になることがわかる。

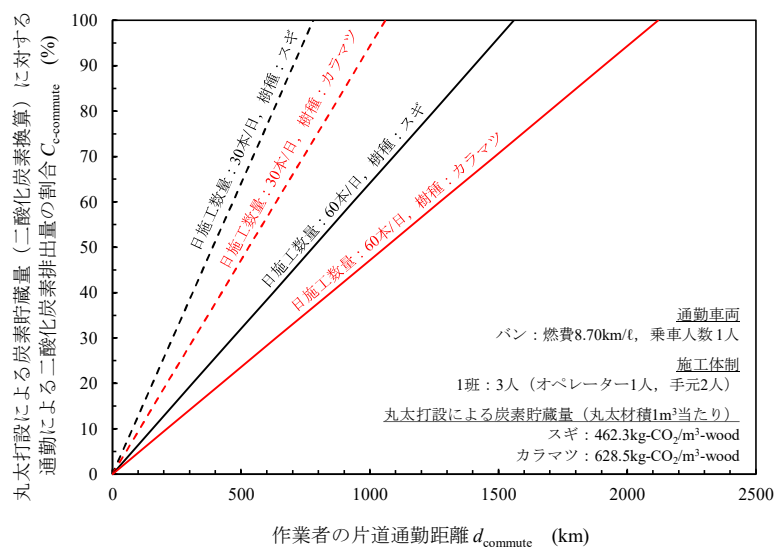


図-3.16 作業員の 1 日の通勤距離 (片道) と作業員の通勤による二酸化炭素排出量の関係

3.5.2 丸太の運搬による二酸化炭素排出量

図-3.17に丸太の運搬距離（片道）と丸太運搬による二酸化炭素排出量の関係を示す。丸太運搬による二酸化炭素排出量は、丸太打設による炭素貯蔵量（二酸化炭素換算）に対する丸太運搬による二酸化炭素排出量の割合 C_{c-wood} として、式(3.7)で定義した。

$$C_{c-wood} = \frac{C_{ECw-carry}}{C_{S-con}} \times 100 \quad (3.7)$$

$$C_{ECw-carry} = \frac{2 \cdot d_{carry} \cdot e_{CL}}{FE \cdot V_{Log}} \quad (3.8)$$

ここで、

$C_{ECw-carry}$: 丸太材積 1m^3 当たりの丸太運搬による二酸化炭素排出量 ($\text{kg-CO}_2/\text{m}^3$)

C_{S-con} : 丸太材積 1m^3 当たりの丸太打設による炭素貯蔵量(二酸化炭素換算) ($\text{kg-CO}_2/\text{m}^3$)

d_{carry} : 片道運搬距離 (km)

e_{CL} : 軽油の二酸化炭素排出係数 ($\text{kg-CO}_2/\ell$)

FE : 運搬車両の燃料消費率 (km/ℓ)

V_{Log} : 運搬する丸太の材積 (m^3)

丸太を運搬する車両については、過去の施工において丸太運搬で使用された実績のある車両重量 7.5~8.0t の積載重量約 4t のトラック（以降、「4t トラック」と記す。）と車両重量 20t を超えるセミトレーラー（以降、「セミトレーラー」と記す。）を対象として検討を行った。これらの車両の燃料消費率 FE は、国土交通省が定める燃費基準値¹⁰⁾を使用し、4t トラックは 7.24 km/ℓ 、セミトレーラーは 4.04 km/ℓ とした。また、運搬する丸太の材積 V_{Log} は、丸太は末口直径 $D_T=0.15\text{m}$ 、長さ $L=4.0\text{m}$ のものを使用するものとし、過去の施工での運搬実績を参考に 4t トラックで 50 本、セミトレーラーで 200 本運搬可能なものとして末口二乗法で算定した。丸太材積 1m^3 当たりの丸太打設による炭素貯蔵量 C_{S-con} は、3.5.1 項と同じ値（スギ：462.3 $\text{kg-CO}_2/\text{m}^3\text{-wood}$ 、カラマツ：628.5 $\text{kg-CO}_2/\text{m}^3\text{-wood}$ ）を使用した。

ここで、各グラフと縦軸の 100%の交点は、丸太打設により貯蔵された炭素量（二酸化炭素換算）と同じ量の二酸化炭素を排出するために必要な片道運搬距

第3章 丸太打設により期待される地中への炭素貯蔵量の検討

離を示している．すなわち，丸太運搬による二酸化炭素排出量が，運搬している丸太を打設することによる炭素貯蔵量（二酸化炭素換算）を上回るために必要な片道運搬距離である．この値はそれぞれ，4tトラックで運搬し，樹種がスギの場合 2,919km，カラマツの場合 3,968km，セミトレーラーで運搬し，樹種がスギの場合 6,511km，カラマツの場合 8,852km となる．このように，運搬する丸太を打設することにより貯蔵される炭素量を上回る二酸化炭素を排出するための距離は非常に長く，日本国内で運搬による排出量を上回らせることは難しいといえる．なお，燃費が 4t トラックよりも低いセミトレーラーの片道運搬距離が多くなるのは，一度に運搬可能な丸太材積が多いためである．

次に，片道運搬距離が 100km と仮定した場合における，丸太材積 1m³ 当たりの運搬による二酸化炭素排出量，および，丸太による炭素貯蔵量（二酸化炭素換算）に対する丸太運搬による二酸化炭素排出量の割合を検討する．丸太運搬による二酸化炭素排出量は，4t トラックの場合で 15.8 kg-CO₂/m³-wood となり，貯蔵量に対する排出量の割合はそれぞれ，樹種がスギで 3.4%，カラマツの場合 2.5% となる．セミトレーラーの場合の二酸化炭素排出量は 7.1 kg-CO₂/m³-wood となり，樹種がスギで 1.5%，カラマツの場合 1.1% となる．このように，丸太を運搬する片道運搬距離が 100km 以内であれば，運搬により生じる二酸化炭素排出量は丸太打設による炭素貯蔵量の 3.4% 以下になることがわかる．

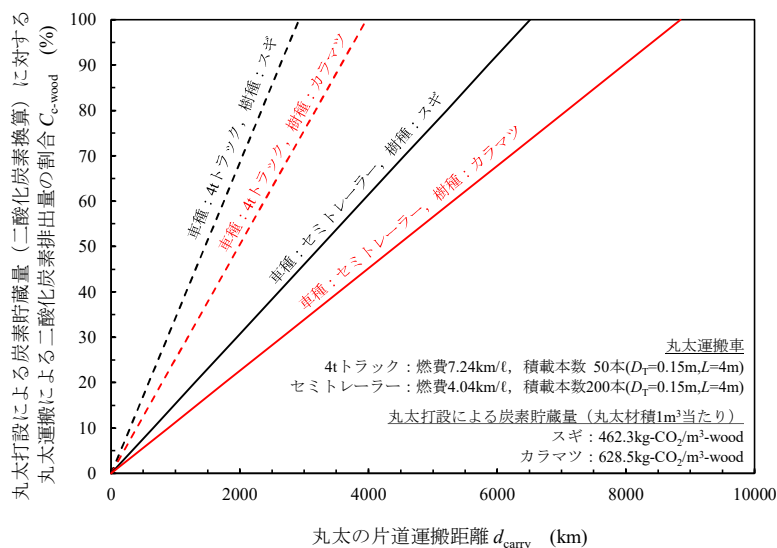


図-3.17 丸太の運搬距離（片道）と丸太運搬による二酸化炭素排出量の関係

3.5.3 碎石の運搬による二酸化炭素排出量

図-3.18に碎石の運搬距離（片道）と碎石運搬による二酸化炭素排出量の関係を示す。碎石運搬による二酸化炭素排出量は、丸太打設による炭素貯蔵量（二酸化炭素換算）に対する碎石運搬による二酸化炭素排出量の割合 $C_{c-gravel}$ として、式(3.9)で定義した。

$$C_{c-gravel} = \frac{C_{ECg-carry}}{C_{S-con}} \times 100 \quad (3.9)$$

$$C_{ECg-carry} = \frac{2 \cdot d_{carry} \cdot e_{CL} \cdot C_{gravel}}{FE \cdot V_{gravel}} \quad (3.10)$$

ここで、

$C_{ECg-carry}$: 丸太材積 1m^3 当たりの碎石運搬による二酸化炭素排出量 ($\text{kg-CO}_2/\text{m}^3$)

C_{S-con} : 丸太材積 1m^3 当たりの丸太打設による炭素貯蔵量(二酸化炭素換算) ($\text{kg-CO}_2/\text{m}^3$)

d_{carry} : 片道運搬距離 (km)

e_{CL} : 軽油の二酸化炭素排出係数 ($\text{kg-CO}_2/\ell$)

C_{gravel} : 丸太材積 1m^3 当たりに使用する碎石の体積の割合

FE : 運搬車両の燃料消費率 (km/ℓ)

V_{gravel} : 運搬する碎石の体積 (m^3)

碎石を運搬する車両については、過去の施工において碎石運搬で使用された実績のある車両重量 14~16t の積載重量約 10t のトラック(以降、「10t トラック」と記す。)を対象として検討を行った。これらの車両の燃料消費率 FE は、国土交通省が定める燃費基準値¹⁰⁾を使用し、 $4.97 \text{ km}/\ell$ とした。また、運搬する碎石の体積 V_{gravel} は、過去の施工において碎石運搬で使用された実績のある 6m^3 とした。丸太材積 1m^3 当たりに使用する碎石の体積の割合 C_{gravel} は、3.4.2 節の仮定と同様に、末口直径 $D_T=0.15\text{m}$ 、長さ $L=4.0\text{m}$ 、頭部深度が地表面から 1.0m の施工仕様とし、丸太打設箇所 1 箇所当たりに必要な碎石の体積を丸太 1 本の材積で除した値とした。丸太材積 1m^3 当たりの丸太打設による炭素貯蔵量 C_{S-con} は、3.5.1 項と同じ値(スギ: $462.3 \text{ kg-CO}_2/\text{m}^3\text{-wood}$ 、カラマツ: $628.5 \text{ kg-CO}_2/\text{m}^3\text{-wood}$)を使用した。

第3章 丸太打設により期待される地中への炭素貯蔵量の検討

各グラフと縦軸の100%の交点は、丸太1m³を打設することによる炭素貯蔵量（二酸化炭素換算）と同じ量の二酸化炭素を排出するために必要な碎石の片道運搬距離である。この値は、樹種がスギの場合8,592km、カラマツの場合11,682kmとなる。このように、丸太を打設することにより貯蔵される炭素量を上回る二酸化炭素を排出するための距離は非常に長く、日本国内で運搬による排出量を上回らせることは難しいといえる。

次に、片道運搬距離が100kmと仮定した場合における、丸太材積1m³当たりの運搬による二酸化炭素排出量、および、丸太による炭素貯蔵量（二酸化炭素換算）に対する碎石運搬による二酸化炭素排出量の割合を検討する。碎石運搬による二酸化炭素排出量は5.5 kg-CO₂/m³-woodとなり、貯蔵量に対する排出量の割合はそれぞれ、樹種がスギで1.2%、カラマツの場合0.9%となる。このように、丸太を運搬する片道運搬距離が100km以内であれば、運搬により生じる二酸化炭素排出量は丸太打設による炭素貯蔵量の1.2%以下になることがわかる。

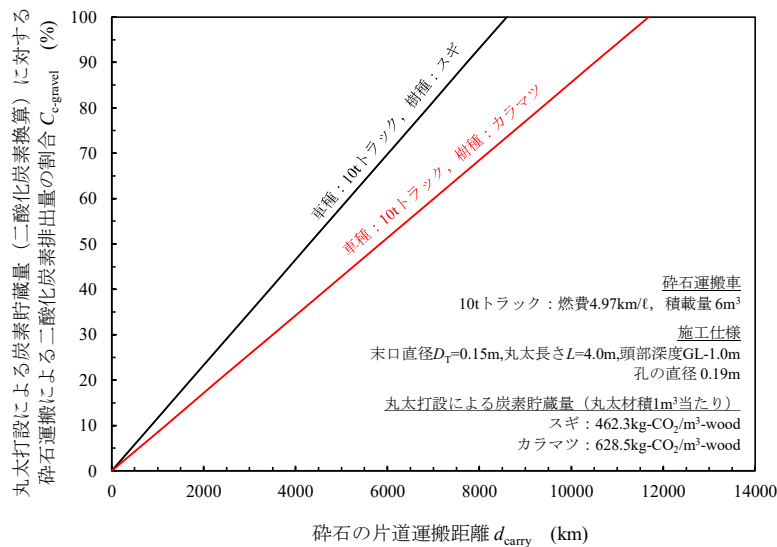


図-3.18 碎石の運搬距離（片道）と碎石運搬による二酸化炭素排出量の関係

3.5.4 施工機械の運搬による二酸化炭素排出量

図-3.19 に施工機械の運搬距離（片道）と施工機の械運搬による二酸化炭素排出量の関係を示す。施工機械の運搬による二酸化炭素排出量は、丸太打設による炭素貯蔵量（二酸化炭素換算）に対する丸太運搬による二酸化炭素排出量の割合 $C_{c-machine}$ として、式(3.11)で定義した。

$$C_{c-machine} = \frac{C_{ECm-carry}}{C_{S-con}} \times 100 \quad (3.11)$$

$$C_{ECm-carry} = \frac{4 \cdot d_{carry} \cdot e_{CL} \cdot n_{machine}}{FE \cdot V_{Log-c}} \quad (3.12)$$

ここで、

$C_{ECm-carry}$: 丸太材積 $1m^3$ 当たりの施工機械運搬による二酸化炭素排出量
($kg-CO_2/m^3$)

C_{S-con} : 丸太材積 $1m^3$ 当たりの丸太打設による炭素貯蔵量(二酸化炭素換算)
($kg-CO_2/m^3$)

d_{carry} : 片道運搬距離 (km)

e_{CL} : 軽油の二酸化炭素排出係数 ($kg-CO_2/l$)

$n_{machine}$: 現場で使用する施工機械の台数 (台)

FE : 運搬車両の燃料消費率 (km/l)

V_{Log-c} : 現場で打設する丸太の総材積 (m^3)

施工機械を運搬する車両については、過去の施工において施工機械の運搬で使用された実績のある車両重量 20t を超えるセミトレーラーを対象として検討を行った。これらの車両の燃料消費率 FE は、国土交通省が定める燃費基準値¹⁰⁾を使用し、 $4.04 km/l$ とした。また、現場で打設する丸太の総材積 V_{Log-c} は 3.2 節を参考に、 $20m^3$ 、 $1,000m^3$ の 2 パターンで検討し、現場で使用する施工機械数 n_{machin} はそれぞれ、1 台、8 台とした。丸太材積 $1m^3$ 当たりの丸太打設による炭素貯蔵量 C_{S-con} は、3.5.1 項と同じ値(スギ: $462.3 kg-CO_2/m^3-wood$, カラマツ: $628.5 kg-CO_2/m^3-wood$)を使用した。

ここで、各グラフと縦軸の 100%の交点は、丸太打設により貯蔵された炭素量（二酸化炭素換算）と同じ量の二酸化炭素を排出するために必要な片道運搬距離を示している。この値はそれぞれ、使用材積が $20m^3$ の現場の場合、樹種がス

第3章 丸太打設により期待される地中への炭素貯蔵量の検討

ギで 3,620km, カラマツで 4,922km, 使用材積が 1,000m³ の現場の場合, 樹種が スギで 22,662km, カラマツで 30,809km となる. このように, 運搬する丸太を打設することにより貯蔵される炭素量を上回る二酸化炭素を排出するための距離は非常に長く, 日本国内で運搬による排出量を上回らせることは難しいといえる.

次に, 片道運搬距離が 100km と仮定した場合における, 丸太材積 1m³ 当たりの運搬による二酸化炭素排出量, および, 丸太による炭素貯蔵量 (二酸化炭素換算) に対する運搬による二酸化炭素排出量の割合を検討する. 施工機械運搬による二酸化炭素排出量は, 使用材積が 20m³ の現場の場合で 12.8kg-CO₂/m³-wood となり, 貯蔵量に対する排出量の割合はそれぞれ, 樹種がスギで 2.8%, カラマツの場合 2.0%となる. 使用材積が 1,000m³ の現場の場合の二酸化炭素排出量は 2.0 kg-CO₂/m³-wood となり, 貯蔵量に対する排出量の割合はそれぞれ, 樹種がスギで 0.4%, カラマツの場合 0.3%となる. このように, 施工機械を運搬する片道運搬距離が 100km 以内であれば, 使用材積が 20m³ と小さい現場においても, 施工機械の運搬により生じる二酸化炭素排出量は丸太打設による炭素貯蔵量の 2.5% 以下になることがわかる.

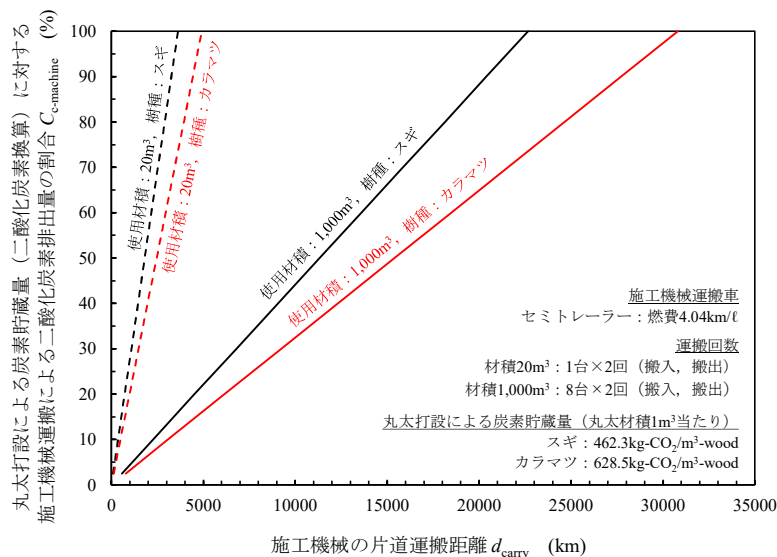


図-3.19 施工機械の運搬距離 (片道) と施工機の械運搬による二酸化炭素排出量の関係

3.6 丸太打設により期待できる炭素貯蔵量

最後に、我が国において丸太打設により期待できる炭素貯蔵量を検討する。表-3.12、図-3.20に検討モデルを示す。検討モデルは、3.4節、3.5節に基づいて設定した。ここで、丸太や碎石の運搬距離を100kmとして検討したのは、我が国の約66%が森林および山間部で、関東平野などの平野部においても片道100km以内であれば十分丸太や碎石を調達できると考えたためである(図-3.21)。また、丸太打設を行う作業者の通勤距離は、通勤距離が長くなると現場付近に宿泊すると考えられるため、50kmと仮定した。

このモデルを用いて、丸太打設により期待できる年間の炭素貯蔵量を検討する。ここで、土木における木材の利用拡大に関する横断研究会¹¹⁾によると、我が国における土木分野での木材利用のポテンシャルは年間400万m³で、そのうちの地中利用でのポテンシャルは年間150万m³とされている。ここから、年間150万m³の丸太を地盤災害軽減策として使用すると仮定する。また、スギとカラマツでは、材積当たりの炭素貯蔵量が異なるため、検討では、これらの樹種を半分ずつ使用することとし、すなわち、スギの収支量である398.6kg-CO₂/m³-woodとカラマツの収支量である564.8kg-CO₂/m³-woodを平均した481.7kg-CO₂/m³-woodを使用した。この値に地中利用のポテンシャルである150万m³を乗じることで年間の丸太打設による炭素貯蔵量(二酸化炭素換算)を算定した。

表-3.12 丸太打設による炭素貯蔵の検討モデル

| 樹種 | 丸太打設 CO ₂ /m ³ -wood | 製造 | | 通勤・運搬 | | | | 収支 CO ₂ /m ³ -wood |
|------|---|---------------------------------------|------|---------------------------------------|----------|----------|----------|---|
| | | CO ₂ /m ³ -wood | | CO ₂ /m ³ -wood | | | | |
| | | 丸太 | 碎石 | 通勤 | 丸太 運搬 | 碎石 運搬 | 機械 運搬 | |
| スギ | 543.5 | -81.1 | -0.1 | -29.6 | -15.8 | -5.5 | -12.8 | 398.6 |
| カラマツ | 709.7 | -81.1 | -0.1 | -29.6 | -15.8 | -5.5 | -12.8 | 564.8 |

【施工条件】

使用材積：20m³、施工機械：1台

末口直径：0.15m、長さ：4.0m、頭部深度：1.0m、孔の直径：0.19m

日施工数量：30本/日、作業員：3人(オペレーター1人、手元作業員2人)

【運搬条件】

丸太運搬距離：100km(4tトラック、50本/回、燃費7.24km/ℓ)

碎石運搬距離：100km(10tトラック、6m³/回、燃費4.97km/ℓ)

施工機械運搬距離：100km(セミトレーラー、2回=搬入・搬出、燃費4.04km/ℓ)

【作業員通勤距離】

丸太打設作業員：50km(バン、燃費8.70km/ℓ、1人1台で通勤)

第3章 丸太打設により期待される地中への炭素貯蔵量の検討

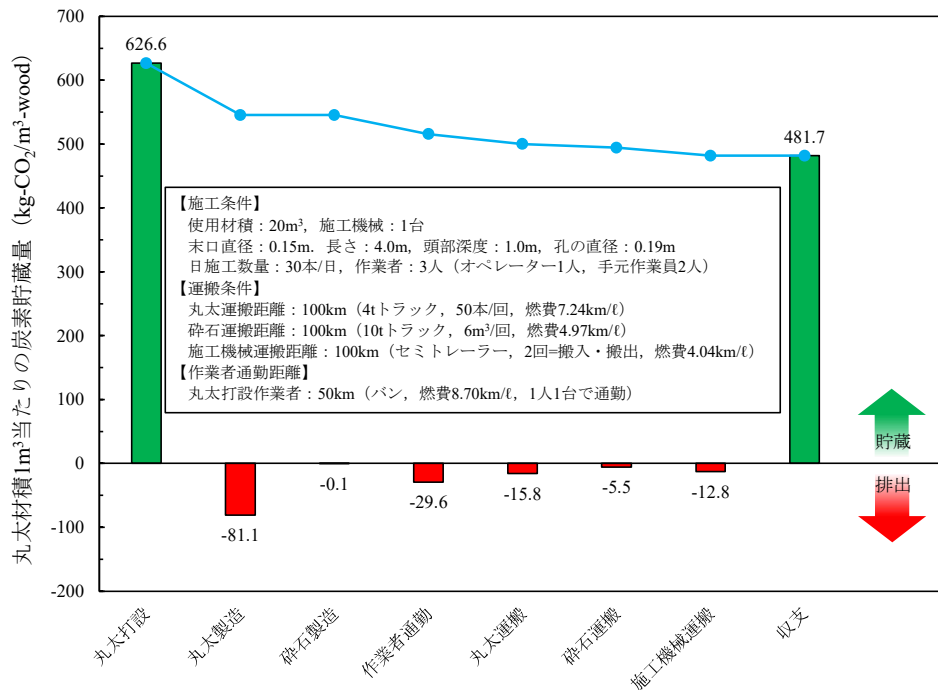


図-3.20 丸太打設による炭素貯蔵の検討モデル

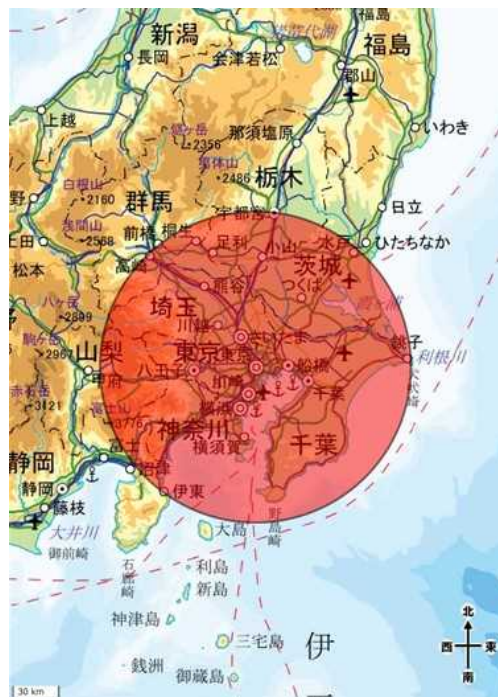


図-3.21 東京駅から半径100kmの範囲
 電子地形図（国土地理院）を加工して作成

図-3.22 に年間の建設業における二酸化炭素排出量と丸太打設による炭素貯蔵量を示す。建設業における二酸化炭素排出量は、日本建設業連合会による「2017年度CO₂排出量調査報告書」¹²⁾に示される値とした。丸太打設により期待される炭素貯蔵量（二酸化炭素換算）は72.3万t-CO₂/年であり、建設業における二酸化炭素排出量である411.9万t-CO₂/年の約18%に相当する。さらに、丸太を使用することでこれまで使用されてきたコンクリート杭や鋼管杭などを代替することになるため、製造時の二酸化炭素排出量削減にも寄与すると考えられる¹³⁾。なお、3.4節、3.5節の検討から、1現場当たりの使用材積、日施工数量を多くし、丸太、砕石、作業者、施工機械をできるだけ現場の近くで手配することで、より多くの炭素貯蔵を期待できるといえる。

これらのことから、丸太を打設することで年間72.3万t-CO₂の炭素（二酸化炭素換算）を貯蔵することが期待できることが明らかになった。また、丸太を使用することによる材料代替効果が期待でき、二酸化炭素の排出量削減にも寄与できると考えられる。

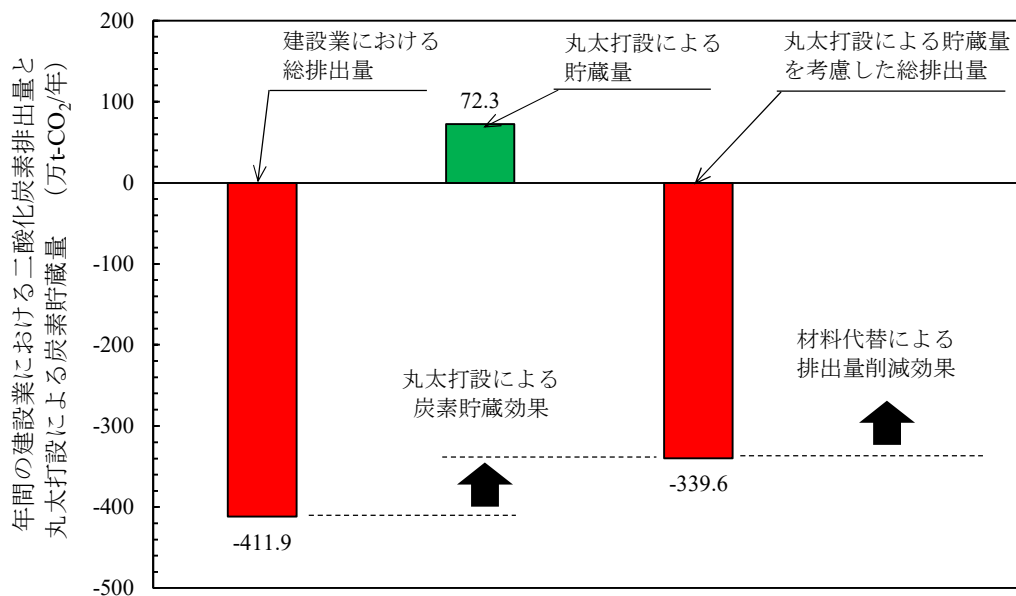


図-3.22 年間の建設業における二酸化炭素排出量と丸太打設による炭素貯蔵量

3.7 まとめ

第2章で示した材料、施工方法で丸太を打設した工事について、丸太による炭素貯蔵量と施工による二酸化炭素排出量を計測した結果、以下の知見を得た。

- ・ 丸太を打設することで地中に貯蔵される炭素量（二酸化炭素換算）は、丸太打設の施工により排出される二酸化炭素量に比べて圧倒的に多くなることが明らかになった。また、その炭素量は施工の規模によらず、21～32倍となることが明らかになった。
- ・ 丸太による炭素貯蔵量から施工による二酸化炭素排出量を差し引いた収支量について、改良体積1m³当たりの収支量は改良率の増改に伴い増加することが明らかになった。また、丸太材積1m³当たりの収支量は改良率に関わらずほぼ一定値を示し、スギで543.5 kg-CO₂/m³-wood，カラマツで709.7 kg-CO₂/m³-woodとなる。
- ・ 丸太や砕石の製造、運搬、作業者の通勤などの現場以外での二酸化炭素排出量は、丸太打設により貯蔵される炭素量（二酸化炭素換算）よりも小さくなることが明らかになった。また、これらの現場以外の二酸化炭素排出量を考慮した丸太打設による炭素貯蔵量（二酸化炭素換算）は、スギで398.6 kg-CO₂/m³-wood，カラマツで564.8 kg-CO₂/m³-woodとなる。
- ・ 我が国において、丸太打設により期待できる地中への炭素貯蔵量は年間72.3万t-CO₂であり、建設業全体で排出される二酸化炭素排出量の約18%相当の量になることが明らかになった。また、丸太を使用することによる材料代替効果が期待でき、二酸化炭素の排出量削減にも寄与できると考えられる。

第3章の参考文献

- 1) 沼田淳記, 外崎真理雄, 濱田政則, 久保光, 吉田雅穂, 野村崇, 本山寛: 丸太打設地盤改良による地球温暖化防止対策の可能性, 第8回環境地盤工学シンポジウム, pp.399-404, 2009.
- 2) 山口一, 小笠原均郎: 建築時における建築物の環境負荷に関する調査研究-積み上げ方式による固定資源量と廃棄物発生量の評価-, 産業物学会論文誌, Vol.11, No.2, pp.74-83, 2000.
- 3) 高橋徹, 中山義雄 編: 木材科学講座3 物理第2版, p.23, 1995.
- 4) 日本国: 日本国: 京都議定書3条3及び4の下でのLULUCF活動の補足情報に関する報告書, p.20, 2009.
- 5) 環境省・経済産業省: 温室効果ガス排出量算定・報告マニュアル(Ver.3.3), pp.Ⅱ-211~Ⅱ-228, 2012.
- 6) 沼田淳記, 村田拓海, 佐々木修平: 狭小地におけるLP-LiC工法施工による炭素貯蔵効果, 土木学会第73回年次学術講演会講演概要集, V-002, pp.3-4, 2018.
- 7) 村田拓海, 沼田淳紀, 三輪滋, 筒井雅行: 二階建て集合住宅の液状化対策事例における炭素貯蔵量, 土木学会第70回年次学術講演会講演概要集, V-384, pp.767-768, 2015.
- 8) 村田拓海, 沼田淳記, 三輪滋: 中規模農舎におけるLP-LiCによる炭素貯蔵効果: 木材利用研究論文報告集15, pp.73-76, 2016.
- 9) 沼田淳紀, 村田拓海, 三輪滋, 飯田達夫, 川崎淳志, 松下克也: 大規模分譲住宅地におけるLP-LiCによる炭素貯蔵効果, 土木学会第71回年次学術講演会講演概要集, V-076, pp.151-152, 2016.
- 10) 国土交通省: 自動車燃費一覧 14 自動車の燃費基準値, https://www.mlit.go.jp/jidosha/jidosha_fr10_000050.html, 2021.12 閲覧.
- 11) 土木における木材の利用拡大に関する横断的研究会: 2009年度土木における木材の利用拡大に関する横断的研究報告書, pp.63-74, 2010.
- 12) 日本建設業連合会: 2017年度CO₂排出量調査報告書, 2018.
- 13) 土木学会木材工学委員会: 土木技術者のための木材工学入門, pp.28-29, 2017.

第4章 地盤補強材としての丸太の特性の検討

第4章 地盤補強材としての丸太の特性の検討

4.1 はじめに

本章では、地盤補強材としての丸太の特性のうち、鉛直支持力に着目して検討を行う。この鉛直支持力について、本研究で対象とする複合地盤は丸太を地中の地下水位以深で使用することとしているため、丸太頭部が地中となる。この状態における丸太単体の鉛直支持力を明らかにする目的で、6地域の軟弱地盤に打設した丸太に対して実施した押し込み試験結果を示す。なお、地表面付近に存在する硬く薄い層の影響を受けないように丸太頭部はその層以深に設置した。押し込み試験で得られた丸太の極限鉛直支持力は、小規模建築物基礎設計指針における杭状地盤補強（木杭）の鉛直支持力推定式¹⁾を用いて推定した丸太の極限鉛直支持力と比較検討する。さらに、得られた結果に基づいて、頭部が地中にある丸太の鉛直支持力評価式を提案する。

4.2 鉛直支持力の評価方法

一般的な既往の杭の鉛直支持力推定式には、杭の先端支持力と周面抵抗力を N 値などサウンディングによる測定値と関連付けた経験式が主に用いられている²⁾。そこで、本研究においても、 N 値などサウンディングによる測定値と関連付けることで、地中にある丸太の鉛直支持力を評価することを考えた。また、設計に用いる鉛直支持力は、建築基礎構造設計指針の式(4.1)に示される荷重・耐力係数の考え方³⁾を踏襲した。したがって、本研究では、丸太の鉛直支持力を極限鉛直支持力で評価することとする。

$$R_{dw} = \phi_n \cdot R_{uw} \quad (4.1)$$

ここで、

R_{dw} : 地中にある丸太の鉛直支持力の設計用限界値 (kN)

ϕ_n : 耐力係数

R_{uw} : 地中にある丸太の極限鉛直支持力 (kN)

一般的な既往の杭の鉛直支持力推定式に倣い新たな経験式を構築する際は、一般的に押し込み試験で得られる鉛直支持力を先端支持力と周面摩擦力に分離し評価することが行われる。この分離は、押し込み試験時に杭体のひずみを測定し、

杭体の軸方向力を算定することにより行う場合が多く⁴⁾、この場合、軸方向力は杭体のヤング係数を介して求める必要がある。しかしながら、丸太のヤング係数は、自然素材であるのでコンクリートや鉄などの工業製品と異なりばらつきが大きく、同一丸太内であっても節や年輪密度などの影響でヤング係数は一様ではないので、この方法に木材の一般的なヤング係数を用いることは適切でない。

これを解決するために、杭を地中に打設する前にキャリブレーション試験を実施し、ひずみゲージを貼り付けた各位置における校正係数を直接求める方法もある。しかしながら、地中の地下水位以深に打設した丸太は、押込み試験までの養生期間中に含水率（木材の分野で定義される指標で、地盤工学で用いられる「含水比」とほぼ同じ意味を持ち、木材の実質部分の質量と水分の質量の比によって定義される）が増加する。このような含水率の変化にともない、木材のヤング係数は含水率 4～5%でピークを示した後に、含水率 1%の増加に対して 1.2%の割合で直線的に減少し、繊維飽和点（含水率 28～30%）に達するとその後は一定となることが知られている⁵⁾。このように、丸太の含水率の変化に伴いヤング係数が変化することが明らかなので、仮に丸太打設前に、使用する丸太自身の荷重とひずみの関係を求めたとしても、養生後に実施する押込み試験で求められるひずみから軸方向力を適切に求めることは困難である。今後これらを解決する手法が確立されることを望むが、現時点では地中にある丸太の軸方向力を求めること、すなわち、鉛直支持力を先端支持力と周面摩擦力に精度良く分離することは難しいと言わざるを得ない。

そこで、鉛直支持力を先端支持力と周面摩擦力に分離せず、式(4.2)に示すように、既往の杭の鉛直支持力推定式より求まる鉛直支持力と丸太の鉛直支持力との違いを示す係数として ξ を定義し、地中にある丸太の鉛直支持力を評価することを考えた。ここで、丸太の鉛直支持力は押込み試験で求めた値とし、 ξ は既往の杭の鉛直支持力推定式から求まる鉛直支持力と押込み試験結果により式(4.3)で求める。

$$R_{uw} = \xi \cdot R_{uD} = R_{uS} \quad (4.2)$$

$$\xi = \frac{R_{uS}}{R_{uD}} \quad (4.3)$$

ここで、

ξ : 地中にある丸太の鉛直支持力係数

R_{uD} : 既往の杭の鉛直支持力推定式により求まる極限鉛直支持力 (kN)

R_{uS} : 押込み試験により求まる地中にある丸太の極限鉛直支持力 (kN)

本研究で対象とする丸太の末口直径は、0.2m 以下としており、杭としては小口径に該当する。そこで、既往の杭の鉛直支持力推定式により求まる極限鉛直支持力 R_{uD} は、式(4.4)の小規模建築物基礎設計指針における杭状地盤補強（木杭）の鉛直支持力式¹⁾から求めることとした。式(4.4)において、極限先端支持力は、先端地盤が砂質地盤の場合は式(4.5)、粘土質地盤の場合は式(4.6)、また、極限摩擦力は式(4.7)である。式(4.5)～(4.7)に示すように、以後、丸太を曲がりや節のない末口直径の円柱として検討を進める。これは、2.4節で示した通り、丸太は大きな曲がりがなく、大きく突き出た節は切り落としたものを使用するので、地盤や地盤調査法などによるばらつきと比べ、これらの影響は小さく無視できると考えたためである。また、末口直径の円柱としたのは、実際に丸太を使用する場合、設計や現場においても末口直径が用いられるためである。

$$R_{uD}=R_p+R_f \quad (4.4)$$

$$R_p=\alpha\bar{N}A_p \quad (\text{砂質地盤}) \quad (4.5)$$

$$R_p=6c_0A_p \quad (\text{粘土質地盤}) \quad (4.6)$$

$$R_f=D_T \sum (\tau_{di}L_i)\pi \quad (4.7)$$

ここで、

R_p : 地中にある丸太の極限先端支持力 (kN)

R_f : 地中にある丸太の極限周面摩擦力 (kN)

α : 杭状地盤補強の先端支持力係数で、 $\alpha=200$

\bar{N} : 丸太先端から下に $1D_T$ 、上に $1D_T$ の範囲における N 値の平均値 (回)

A_p : 丸太の末口における断面積 (m^2)

c_0 : 丸太の先端下部粘土質地盤の粘着力 (kN/m^2)

D_T : 丸太の末口直径 (m)

τ_{di} : 丸太に作用する各層の極限周面摩擦力度で、砂質地盤の場合 $\tau_{di}=10N_i/3$ 、粘土質地盤の場合 $\tau_{di}=c_i$ (kN/m^2)

N_i : 丸太周面の砂質地盤における各層の N 値 (回)

c_i : 丸太周面の粘土質地盤における各層における粘着力 (kN/m^2)

L_i : 各層の層厚 (m)

i : 層番号

4.3 地中にある丸太の押し込み試験

4.3.1 試験地点

表-4.1 に押し込み試験の試験地点と押し込み試験数量を示す。押し込み試験は6地点において実施し、丸太先端地盤が砂質地盤の場合12点、粘土質地盤の場合17点の合計29点実施した。地点により押し込み試験数量が異なるのは、確保できる実験エリアの条件が地点により異なるためである。

表-4.1 試験地点と押し込み試験数量

| 地点記号 | 実施地点 | 押し込み試験数量 | | |
|------|-----------|------------|-------------|----|
| | | 先端地盤 砂質 | 先端地盤 粘土質 | 合計 |
| AO | 秋田県大潟村 | 3 | 13 | 16 |
| SS | 佐賀県佐賀市 | 1 | 1 | 2 |
| SY | 埼玉県八潮市 | 3 | 0 | 3 |
| CCM | 千葉県千葉市美浜区 | 1 | 0 | 1 |
| CK | 千葉県木更津市 | 4 | 2 | 6 |
| TS | 東京都世田谷区 | 0 | 1 | 1 |
| 合計 | | 12 | 17 | 29 |

4.3.2 試験ケース

表-4.2 に試験ケース一覧を示す。使用した丸太の末口直径は0.110~0.190m、元口直径は0.151~0.268m、長さは2.0~12.0mである。末口直径と元口直径は、周長を計測し真円と仮定して求めた。また、テーパ角は、元口直径から末口直径を差し引いた値を丸太長さで除したものと定義し、その値は0.0035~0.0119である。樹種は、No.15とNo.16を除くAO地点とSS地点はスギで、その他はカラマツである。使用した丸太は、2.4節と同様なものである。なお、試験の実施地点は限られており、その中で可能な限り多くの地盤条件で試験を実施する目的で、丸太先端部の土質が異なるように様々な長さの丸太を使用した。なお、末口直径と元口直径は、周長を計測し真円と仮定して求めた。これは、各木口面の長径と短径を計測するより容易で人為的誤差がないと考えたためである。

表-4.2 試験ケース一覧

| 地点 記号 | 丸太 No. | 末口 直径 D_T m | 元口 直径 D_B m | 長さ L m | テーパ角 $(D_B - D_T)/L$ | 樹種 |
|----------|-----------|------------------------|------------------------|----------------|-------------------------|------|
| AO | 1 | 0.143 | 0.161 | 3.0 | 0.0062 | スギ |
| | 2 | 0.152 | 0.168 | 3.0 | 0.0055 | スギ |
| | 3 | 0.168 | 0.204 | 3.0 | 0.0119 | スギ |
| | 4 | 0.148 | 0.191 | 4.0 | 0.0106 | スギ |
| | 5 | 0.134 | 0.185 | 5.0 | 0.0102 | スギ |
| | 6 | 0.157 | 0.197 | 5.0 | 0.0080 | スギ |
| | 7 | 0.142 | 0.203 | 6.0 | 0.0102 | スギ |
| | 8 | 0.170 | 0.214 | 6.0 | 0.0073 | スギ |
| | 9 | 0.143 | 0.197 | 7.0 | 0.0077 | スギ |
| | 10 | 0.159 | 0.204 | 7.0 | 0.0065 | スギ |
| | 11 | 0.171 | 0.208 | 7.0 | 0.0053 | スギ |
| | 12 | 0.139 | 0.199 | 8.0 | 0.0075 | スギ |
| | 13 | 0.146 | 0.216 | 8.0 | 0.0088 | スギ |
| | 14 | 0.149 | 0.191 | 8.0 | 0.0053 | スギ |
| | 15 | 0.110 | 0.212 | 12.0 | 0.0085 | カラマツ |
| | 16 | 0.162 | 0.224 | 12.0 | 0.0051 | カラマツ |
| SS | 1 | 0.180 | 0.187 | 2.0 | 0.0035 | スギ |
| | 2 | 0.190 | 0.203 | 3.0 | 0.0042 | スギ |
| SY | 1 | 0.146 | 0.156 | 2.0 | 0.0046 | カラマツ |
| | 2 | 0.181 | 0.194 | 2.0 | 0.0062 | カラマツ |
| | 3 | 0.166 | 0.182 | 3.0 | 0.0055 | カラマツ |
| CCM | 1 | 0.148 | 0.183 | 4.1 | 0.0085 | カラマツ |
| CK | 1 | 0.136 | 0.151 | 2.0 | 0.0073 | カラマツ |
| | 2 | 0.137 | 0.155 | 3.0 | 0.0062 | カラマツ |
| | 3 | 0.158 | 0.182 | 4.0 | 0.0061 | カラマツ |
| | 4 | 0.153 | 0.181 | 5.0 | 0.0057 | カラマツ |
| | 5 | 0.184 | 0.212 | 5.0 | 0.0056 | カラマツ |
| | 6 | 0.158 | 0.194 | 6.0 | 0.0060 | カラマツ |
| TS | 1 | 0.173 | 0.268 | 9.0 | 0.0106 | カラマツ |

4.3.3 試験方法

図-4.1 に丸太の押し込み試験のフローを示す。丸太の寸法計測後、丸太の元口には元口直径に合わせて円形に加工した厚さ 20mm の鉄板を設置した。これは、押し込み試験時に丸太頭部に作用する荷重を、可能な限り均一にすることで丸太頭部の局所的な変形を防ぐためである。なお、AO 地点の No.15 と No.16 の丸太については、施工上の都合で鉄板を設置することができなかった。丸太の打設は、2.4 節で示した方法で実施した。丸太打設後にできる地表面から丸太頭部までの孔は、養生期間中に孔壁が崩壊しないように直径 200mm の塩ビ管で孔壁を保護した。塩ビ管設置時や養生期間中に塩ビ管内に入った土砂等は、押し込み試験実施直前に除去した。また、各地点における丸太は、隣接する丸太同士の影響が少なくなるように、丸太同士の中心間隔が 2m 以上離れるように配置した。

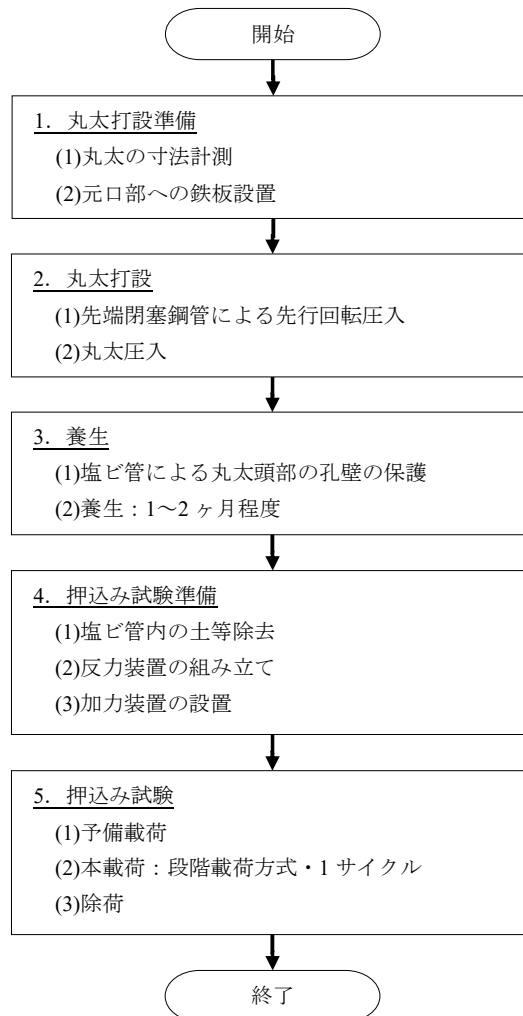


図-4.1 丸太の押し込み試験のフロー

第4章 地盤補強材としての丸太の特性の検討

表-4.3 に押し込み試験の条件一覧を示す。丸太頭部深度は GL-0.50~-1.50m であり、いずれも地中にある状態である。丸太先端深度は GL-2.50~-13.00m である。なお、TS 地点の No.1 の丸太については、頭部位置が GL であるが、後述の通り原地盤面からは約 2.0m の深さに位置する。

表-4.3 押し込み試験の条件一覧

| 地点 記号 | 丸太 No. | 丸太の深度 | | 地盤種別 | | 養生 日数 |
|----------|-----------|---------|---------|----------|----------|----------|
| | | 頭部 m | 先端 m | 周面 地盤 | 先端 地盤 | |
| AO | 1 | 1.00 | 4.00 | 粘土質 | 粘土質 | 48 |
| | 2 | 1.00 | 4.00 | 粘土質 | 粘土質 | 49 |
| | 3 | 1.00 | 4.00 | 粘土質 | 粘土質 | 50 |
| | 4 | 1.00 | 5.00 | 粘土質 | 粘土質 | 48 |
| | 5 | 1.00 | 6.00 | 粘土質 | 粘土質 | 51 |
| | 6 | 1.00 | 6.00 | 粘土質 | 粘土質 | 53 |
| | 7 | 1.00 | 7.00 | 粘土質 | 粘土質 | 49 |
| | 8 | 1.00 | 7.00 | 粘土質 | 粘土質 | 50 |
| | 9 | 1.00 | 8.00 | 粘土質 | 粘土質 | 48 |
| | 10 | 1.00 | 8.00 | 粘土質 | 粘土質 | 47 |
| | 11 | 1.00 | 8.00 | 粘土質 | 粘土質 | 53 |
| | 12 | 1.00 | 9.00 | 粘土質 | 砂質 | 48 |
| | 13 | 1.00 | 9.00 | 粘土質 | 砂質 | 52 |
| | 14 | 1.00 | 9.00 | 粘土質 | 砂質 | 50 |
| | 15 | 1.00 | 13.00 | 粘土質 | 粘土質 | 61 |
| | 16 | 1.00 | 13.00 | 粘土質 | 粘土質 | 62 |
| SS | 1 | 0.50 | 2.50 | 粘土質 | 粘土質 | 43 |
| | 2 | 0.50 | 3.50 | 粘土質 | 砂質 | 43 |
| SY | 1 | 1.00 | 3.00 | 互層 | 砂質 | 34 |
| | 2 | 1.25 | 3.25 | 互層 | 砂質 | 32 |
| | 3 | 1.50 | 4.50 | 互層 | 砂質 | 34 |
| CCM | 1 | 1.20 | 5.30 | 砂質 | 砂質 | 20 |
| CK | 1 | 0.50 | 2.50 | 互層 | 砂質 | 43 |
| | 2 | 0.50 | 3.50 | 互層 | 粘土質 | 49 |
| | 3 | 1.00 | 5.00 | 互層 | 粘土質 | 44 |
| | 4 | 0.50 | 5.50 | 互層 | 砂質 | 50 |
| | 5 | 0.75 | 5.75 | 互層 | 砂質 | 48 |
| | 6 | 0.50 | 6.50 | 互層 | 砂質 | 51 |
| TS | 1 | 0.00 | 9.00 | 粘土質 | 粘土質 | 41 |

養生期間については、丸太圧入によって一度乱された地盤の影響を避けるために、杭の押し込み試験方法・同解説⁴⁾を参考に、いずれの地盤でも14日以上とした。これに加え、地下水以深の丸太は含水率が変化し、その変化は後述の通り、特に圧入直後の20日程度以内で大きく、これ以上の養生期間を置いた方がよいと考え、養生期間を1~2ヶ月とした。場所やケースにより少しずつ養生日数が異なるのは、実施地点や試験を実施する上での事情による。さらに長い期間養生することでセットアップ効果⁶⁾により鉛直支持力がさらに大きくなると想定されるが、実務への展開を考えた場合には、この影響は設計上安全側の値を与えるため、1~2ヶ月の養生期間は試験を実施する上で十分妥当と考えた。

図-4.2に丸太の押し込み試験概要図、写真-4.1に押し込み試験の状況を示す。押し込み試験は、JGS-1811-2002に準拠して実施した。反力抵抗体は、敷鉄板(幅1.5m×長さ6.0m×厚さ0.022m)を多数積み重ねた実荷重とした。実荷重の受け台は、丸太の芯から1.5m以上離れた位置に鋼材で組み立てた架台とした。加力装置は、球座付きの荷重計(容量500kN)、センターホール油圧ジャッキ(揚力500kN、ストローク150mm)、変位計用鉄板(直径300mm、厚さ30mm)、鋼製のサポーター(直径100mm、長さ1.0m)で構成した。TS地点のNo.1の丸太については、試験最大荷重が500kNを超えることが想定されたため、容量の大きい荷重計(容量2,000kN)とセンターホール油圧ジャッキ(揚力1,200kN、ストローク200mm)を用いた。押し込み試験時の荷重および変位は、データロガーで2秒に1回の頻度で自動計測した。

押し込み試験による変位は丸太頭部の変位とした。また、変位は基準梁に設置した4つの変位計(容量100mm)を変位計用鉄板に当てることで計測し、これらの平均値を試験時の変位量とした。荷重は段階荷重方式で、荷重段階数の目標を8段階とし、サイクル数は1サイクル、各荷重段階における荷重保持時間は30分以上とした。また、1段階目の荷重前に、加力装置間の馴染みなどによる変位を除去する目的で、予備荷重を行った。予備荷重は、1段階目の荷重荷重の1/3以下の荷重を3サイクル荷重した。変位の初期値は、予備荷重後10分以上経過した後の変位とし、初期変位計測後に1段階目の荷重を開始した。また、荷重は変位が40mmに達するまで行い、8段階目の荷重で変位が40mmに達しない場合は、段階数を増やした。除荷後は、荷重をゼロに保持した状態で10分以上保持し、保持後の変位を残留変位とした。

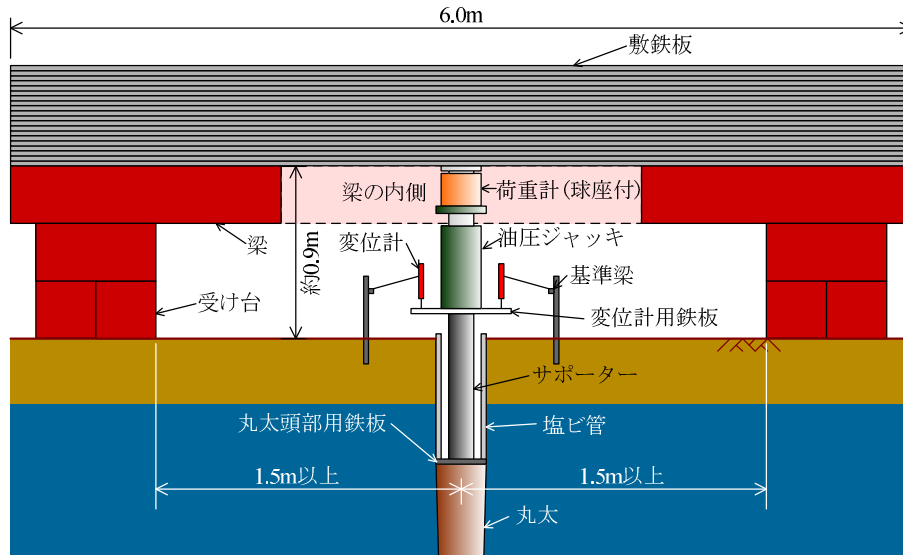


図-4.2 丸太の押込み試験の概要図



(a) 遠景



(b) 近景

写真-4.1 丸太の押込み試験の状況

4.4 地盤概要

4.4.1 実施した地盤調査

表-4.4 に試験地点ごとの地盤調査数量を示す。試験地点では、標準貫入試験（以降、「SPT」と記す.）、一軸圧縮試験（以降、「UCT」と記す.）、スクリーウエイト貫入試験（以降、「SWS」と記す.）を実施した。SPT と SWS は全ての地点で実施し、SWS は SS 地点を除いて丸太を打設する全ての位置で実施した。

N 値は、SWS の場合、砂質地盤で式(4.8)⁷⁾、粘土質地盤で式(4.9)⁷⁾より求めた。粘着力は、いずれも式(4.10)より求め、一軸圧縮強さは、SPT の場合、式(4.11)⁸⁾、SWS の場合、式(4.12)⁷⁾より求めた。

表-4.4 試験地点ごとの地盤調査数量

| 地点記号 | 地盤調査数量 | | |
|------|--------|-----|-----|
| | SWS | SPT | UCT |
| AO | 16 | 2 | 2 |
| SS | 2 | 1 | 1 |
| SY | 3 | 1 | 0 |
| CCM | 1 | 1 | 0 |
| CK | 6 | 1 | 0 |
| TS | 1 | 1 | 1 |
| 合計 | 29 | 7 | 4 |

$$N=2W_{sw}+0.067N_{sw} \quad (\text{砂質地盤}) \quad (4.8)$$

$$N=3W_{sw}+0.050N_{sw} \quad (\text{粘土質地盤}) \quad (4.9)$$

$$c=q_u / 2 \quad (4.10)$$

$$q_u=12.5N \quad (4.11)$$

$$q_u=45W_{sw}+0.75N_{sw} \quad (4.12)$$

ここで、

W_{sw} : SWS の荷重の大きさ (kN)

N_{sw} : SWS の貫入量 1m 当たりの半回転数 (回)

4.4.2 A0 地点：秋田県大潟村

図-4.3 に試験地点の位置図を示す。当該地点は、秋田県の八郎潟干拓地の中に位置する。図-4.4, 図-4.5 に実験地点の配置図と地盤調査位置を示す。押し込み試験を実施したエリアは2つに分かれており、両者は約 20m 離れている。

SPT はそれぞれのエリアで実施し、UCT はエリア No.1 内とエリア No.1 と No.2 との間で実施した。なお、押し込み試験を実施したエリア以外の文字が記載されているエリアは、第 6 章で示す大型平板載荷試験を実施したエリアであるため、詳細は第 6 章で述べる。また、当該地の原地盤は地表付近まで極めて軟弱であったため、丸太打設前に押し込み試験エリアや大型平板載荷試験エリアに層厚 0.5m の盛土を造成し、その後に地盤調査、および、丸太打設を実施した。



図-4.3 試験地点の位置図 (A0 地点：秋田県大潟村)
電子地形図 (国土地理院) を加工して作成

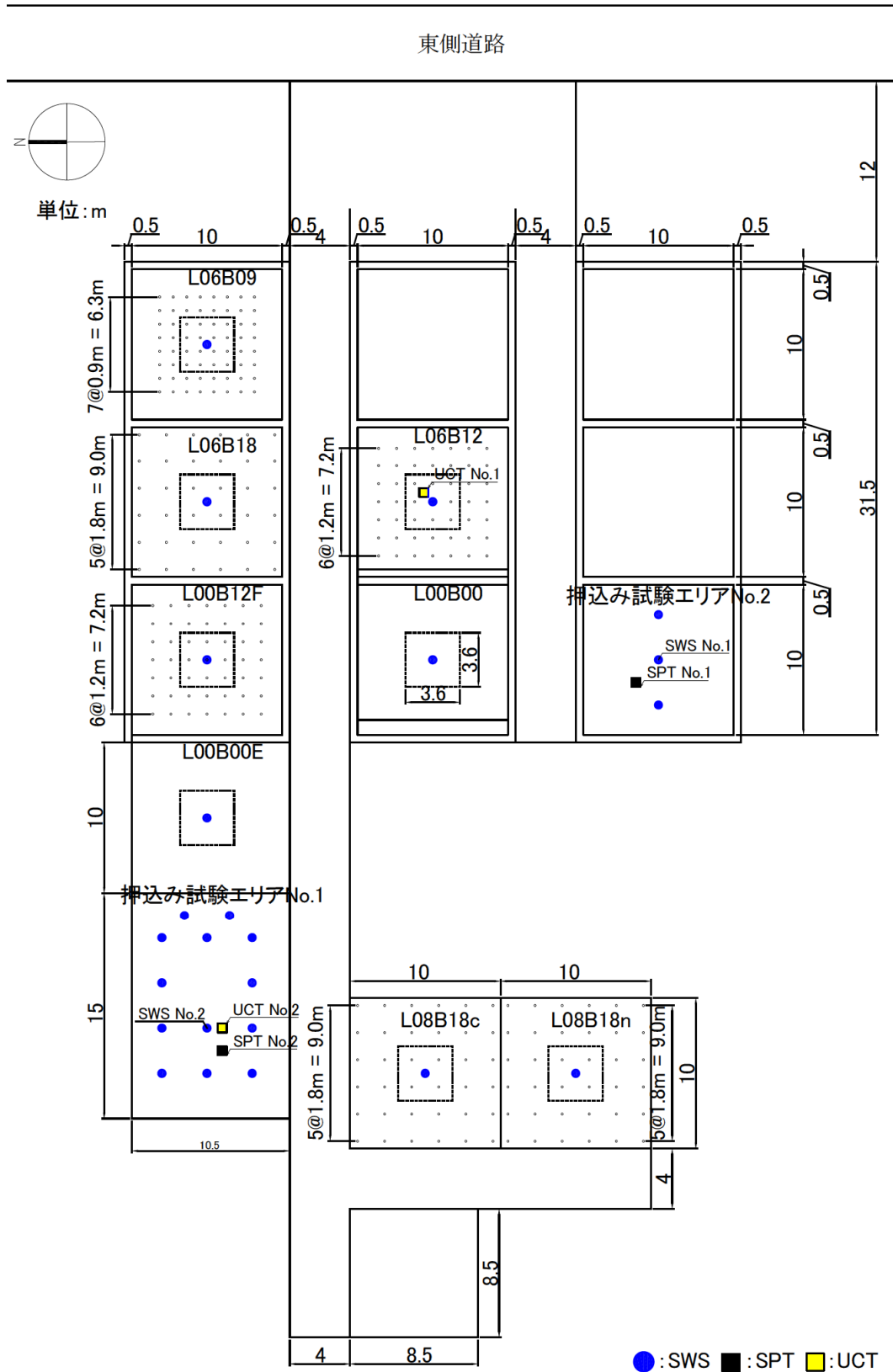
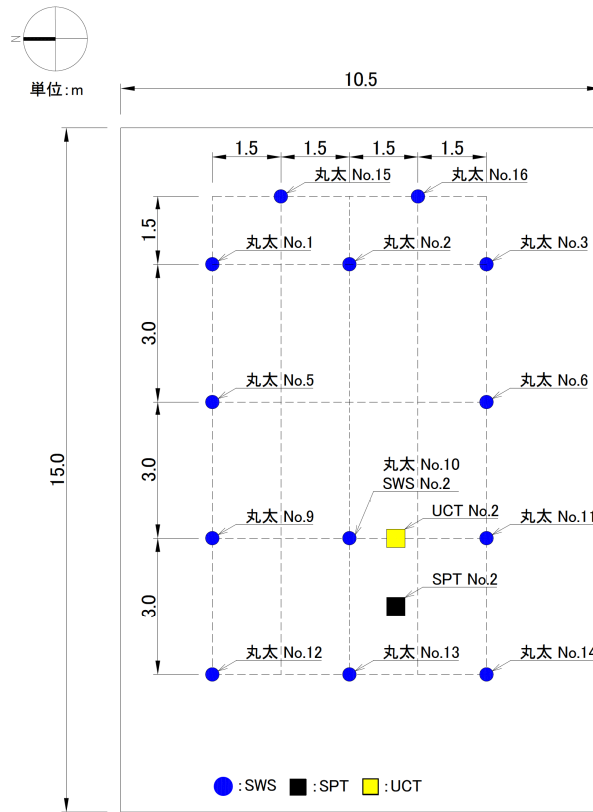
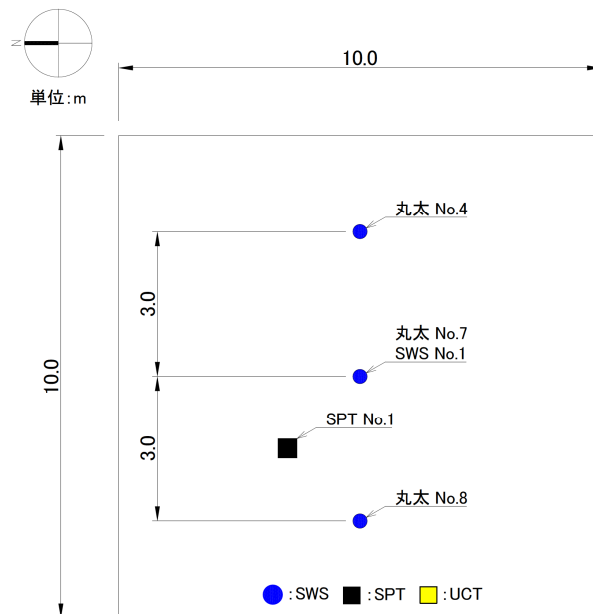


図-4.4 配置図と地盤調査位置: 全体 (A0 地点: 秋田県大湯村)

第4章 地盤補強材としての丸太の特性の検討



(a) エリア No. 1



(b) エリア No. 2

図-4.5 配置図と地盤調査位置：押し込み試験エリア抜粋
(A0 地点：秋田県大湯村)

図-4.6 に地盤調査結果の深度分布を示す。前述したように、当該地では丸太打設前に層厚 0.5m の盛土を造成し、盛土造成後の地表面を GL とした。このため、原地盤面は GL-0.5m の位置である。表層より約 1.3m の砂混じり粘土と粘土混じり砂の層があり、その下位に N 値=0 の極めて軟弱な砂混じり粘土層が GL-8.0m 付近まで存在する。その下位には、 N 値=3~7 の細砂層が約 2.0m 存在し、その下位には N 値=0~8 の砂質粘土層が存在する。GL-1.5~8.1m のシルトまたは粘土層は、概ね GL-4.5m 以浅と以深で性質が若干異なり、GL-4.5m 以浅は含水比と塑性指数が大きい。GL-10.0m 以深の砂質粘土層は、GL-1.5~8.1m のシルトまたは粘土層に比べて塑性指数が小さく粘着力が大きい。

なお、SPT から推定した粘着力は、UCT および SWS から推定した粘着力に比べて小さく、両者には乖離がある。これは、Terzaghi and Peck⁹⁾による式(4.11)の N 値と一軸圧縮強さ関係が、SPT 用サンプラーで採取された乱れた試料の結果であり、そもそも一軸圧縮強さが過小評価されたものであることに加え¹⁰⁾¹¹⁾、SPT による N 値が 0 であったことに起因すると考えられる。

GL-1.0m 以浅に硬く薄い層が確認されるが、丸太頭部はそれらの層より深いところに位置する。周囲の土質や毛管水頭¹²⁾を考慮すると、丸太頭部は養生期間中も地下水位以深に設置されていたと考えられる。丸太の先端は、長さ 3.0~6.0m の丸太は N 値=0 の極めて軟弱な砂混じり粘土層、長さ 8.0m の丸太は N 値=3~7 の細砂層、長さ 12.0m の丸太は N 値=0~8 の砂質粘土層に位置する。

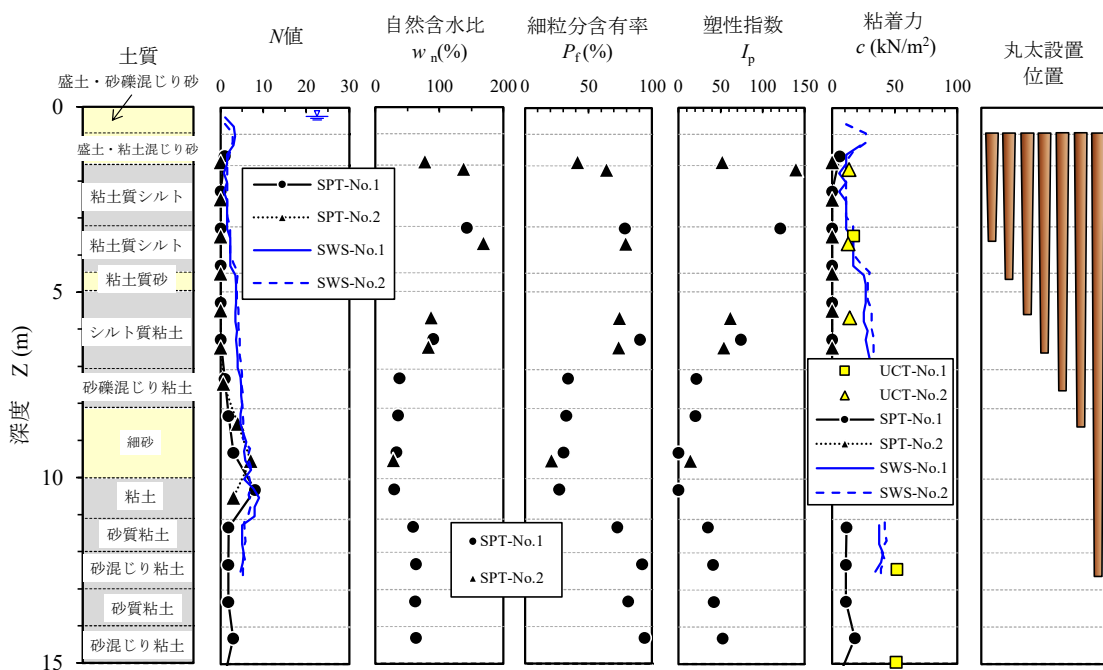


図-4.6 地盤調査結果の深度分布 (A0 地点 : 秋田県大湯村)

4.4.3 SS地点：佐賀県佐賀市

図-4.7 に試験地点の位置図を示す。該地点は、筑紫平野の佐賀低平地に位置する。図-4.8 に実験地点の配置図と地盤調査位置を示す。当該地点では、地表面付近に改良材により固化したと考えられる硬い層が存在し、押し込み試験に影響を与えると考えられたため、GL-2.0m までをバックホウで掘削・攪拌し、その後攪拌した土で埋戻した。地盤調査と丸太打設は、埋戻し後に実施した。

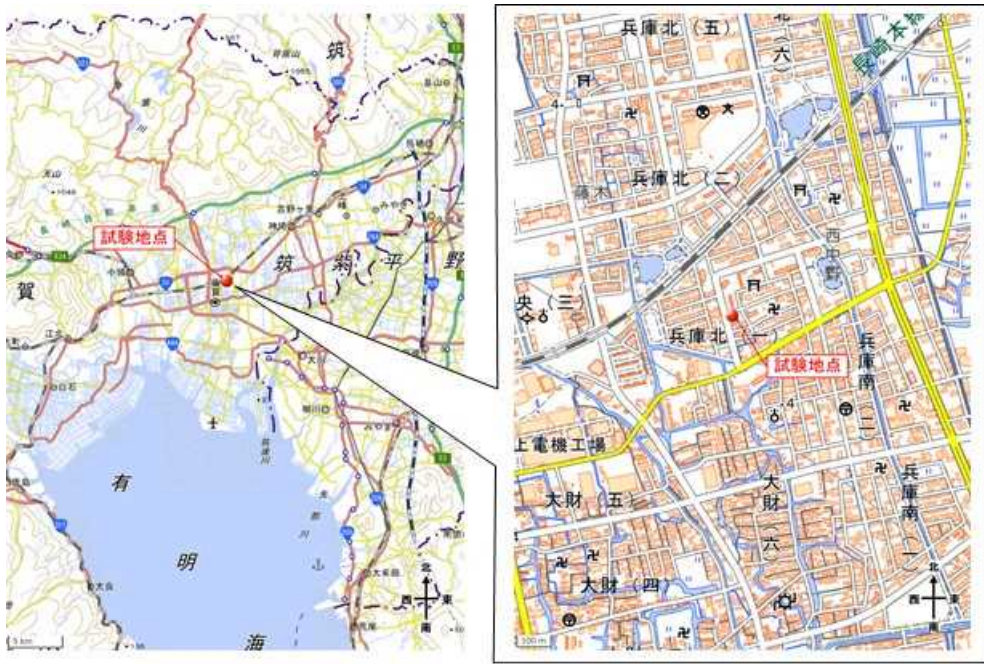


図-4.7 試験地点の位置図（SS地点：佐賀県佐賀市）
電子地形図（国土地理院）を加工して作成

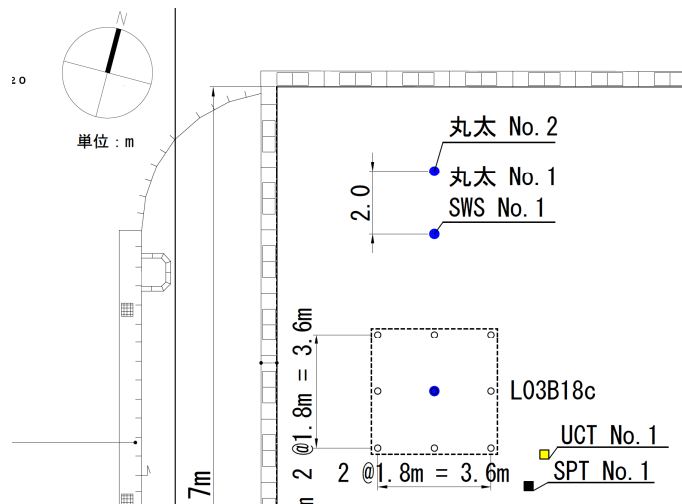


図-4.8 配置図と地盤調査位置（SS地点：佐賀県佐賀市）

図-4.9に地盤調査結果の深度分布を示す. GL-2.0m までの埋め戻した砂質粘土または砂礫混じり粘土層の下位には, N 値=3 程度の細砂層が GL-4.0~8.0m にあり, その下位には N 値=0~1 の極めて軟弱な粘土層が GL-12.8m まで存在している. GL-4.0~8.0m にある軟弱な砂質土層は2層からなり, 上部は細砂, 下部は粘土質砂となっている. また, 極めて軟弱な粘性土の下位には, N 値=6~12 のシルト混じり砂層が存在する. 極めて軟弱な粘性土中に挟まれた細砂層とその下位の砂質粘土は含水比や細粒分含有率が小さく非塑性である. これに対し, 細砂層上位の砂混じり粘土層や砂質粘土層下位の粘土層は自然含水比や細粒分含有率が大きい.

GL-1.0m 以浅に硬く薄い層が確認されるが, 丸太頭部はそれらの層より深いところに位置する. 周囲の土質や毛管水頭を考慮すると, 養生期間中も地下水位以深に設置されていたと考えられる. 丸太先端は, 長さ 2.0m の丸太は砂混じり粘土層, 長さ 3.0m の丸太は細砂層に位置する.

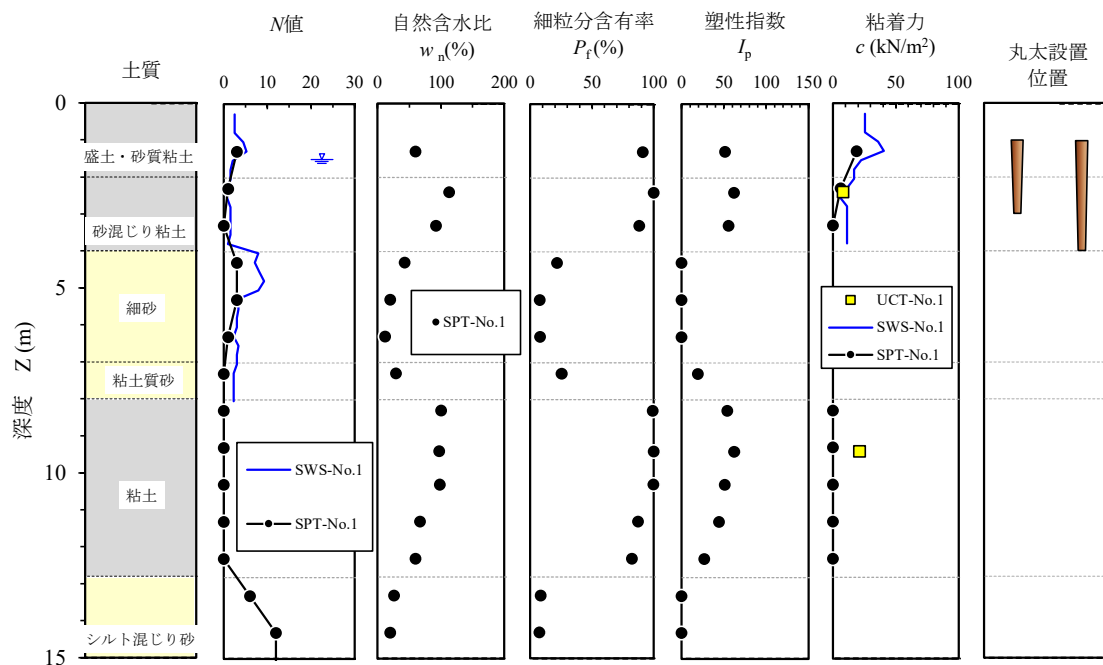


図-4.9 地盤調査結果の深度分布 (SS 地点 : 佐賀県佐賀市)

4.4.4 SY地点：埼玉県八潮市

図-4.10 に試験地点の位置図を示す。当該地点は、埼玉県東部の利根川中流低地である中川低地の南東部に位置し、地形区分は自然堤防に相当する。図-4.11 に実験地点の配置図と地盤調査位置、図-4.12 に地盤調査結果の深度分布を示す。当該地点は、表層より約 0.4m の礫を混入する砂質粘性土主体の埋土があり、その下位に N 値=5、層厚約 0.9m の砂質シルト層、その下位に N 値=2~17 の細砂層が GL-7.7m まで存在する。その下位には、 N 値=0~2 の軟弱な砂混じりシルトと砂質シルト層が存在する。細砂層の細粒分含有率は 12.1~32.5%とばらつきがあるが、いずれも非塑性である。なお、GL-4.0m 付近において SWS から推定した N 値は、SPT による N 値より大きく、両者には乖離がある。これは、GL-4.0m 付近における SWS の N_{sw} が、いずれも 200~400 回と大きな値を記録しており、砂質地盤では式(4.8)より推定した N 値は、SPT による N 値との関係でばらつきが大きく、特に $N_{sw} > 74$ で過大評価となる¹³⁾ことに起因すると考えられる。

GL-1.0m 以浅に硬く薄い層が確認されるが、丸太頭部はそれらの層より深いところに位置する。周囲の土質や毛管水頭を考慮すると、養生期間中も地下水位以深に設置されていたと考えられる。丸太先端はいずれも N 値=2~17 の細砂層に位置する。

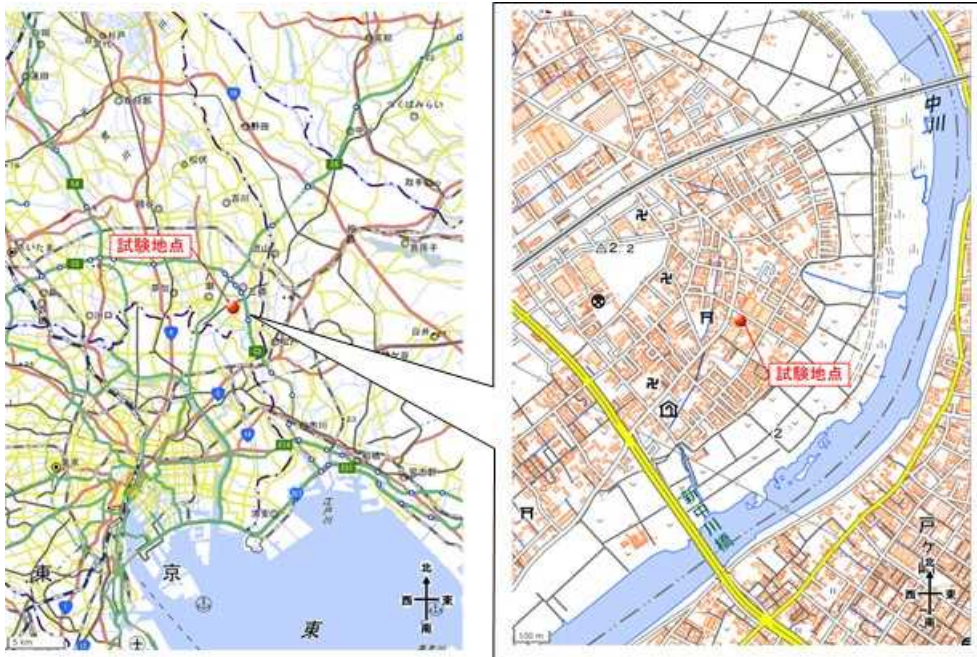


図-4.10 試験地点の位置図 (SY 地点：埼玉県八潮市)
電子地形図 (国土地理院) を加工して作成

第4章 地盤補強材としての丸太の特性の検討

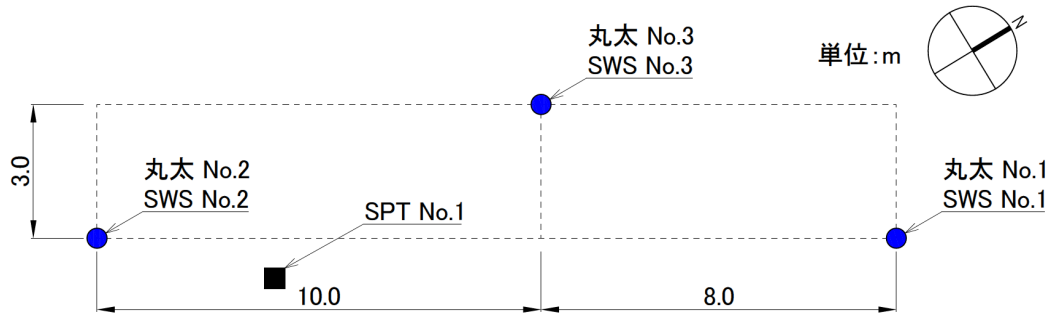


図-4.11 配置図と地盤調査位置 (SY 地点 : 埼玉県八潮市)

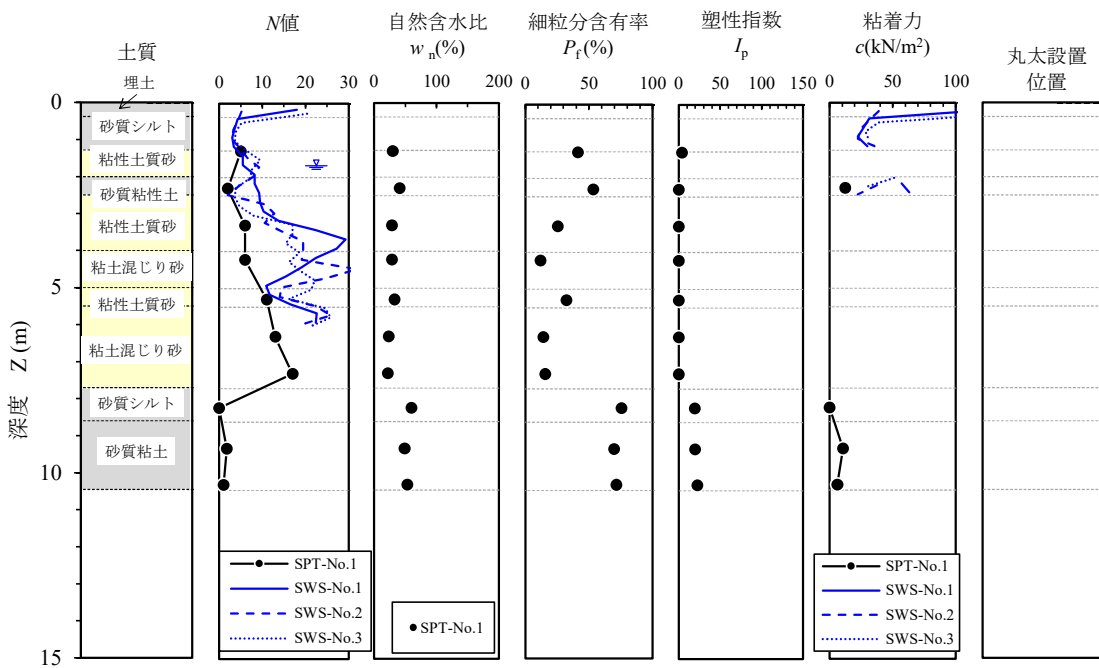


図-4.12 地盤調査結果の深度分布 (SY 地点 : 埼玉県八潮市)

4.4.5 CCM 地点：千葉県千葉市美浜区

図-4.13 に試験地点の位置図を示す。当該地点は、1971～1979年頃に掛けて東京湾沿岸部に造成された海岸埋立地に位置する。図-4.14 に実験地点の配置図と地盤調査位置、図-4.15 に地盤調査結果の深度分布を示す。当該地点は、表層より N 値=1～6 の粘土および粘土質砂で構成される埋立層が約 3.9m 存在する。その下位には、 N 値=9～16 で層厚約 4.9m の細砂層が存在し、その下位に N 値=7 で層厚約 0.9m の砂質粘性土層、その下位に N 値=13～33 の細砂層が存在する。 N 値は埋立層を境に大きくなり、SWS も同様の傾向を示している。表層の埋立層とその下位の細砂層では細粒分含有率が異なり、埋立層では 31.6%、細砂層では 9.4% である。

当該地点では、地表面付近に硬く薄い層は確認されない。丸太頭部深度は GL-1.20m で、丸太先端は N 値=9～16 の細砂層に位置する。



図-4.13 試験地点の位置図 (CCM 地点：千葉県千葉市美浜区)
電子地形図 (国土地理院) を加工して作成

第4章 地盤補強材としての丸太の特性の検討

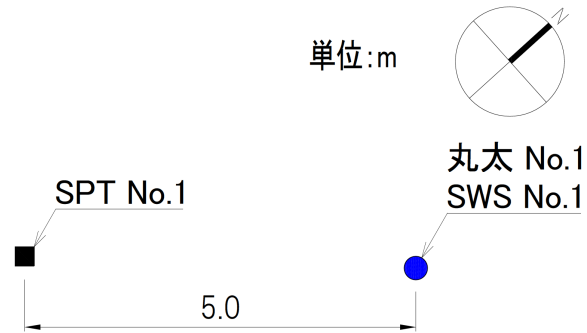


図-4.14 配置図と地盤調査位置 (CCM 地点: 千葉県千葉市美浜区)

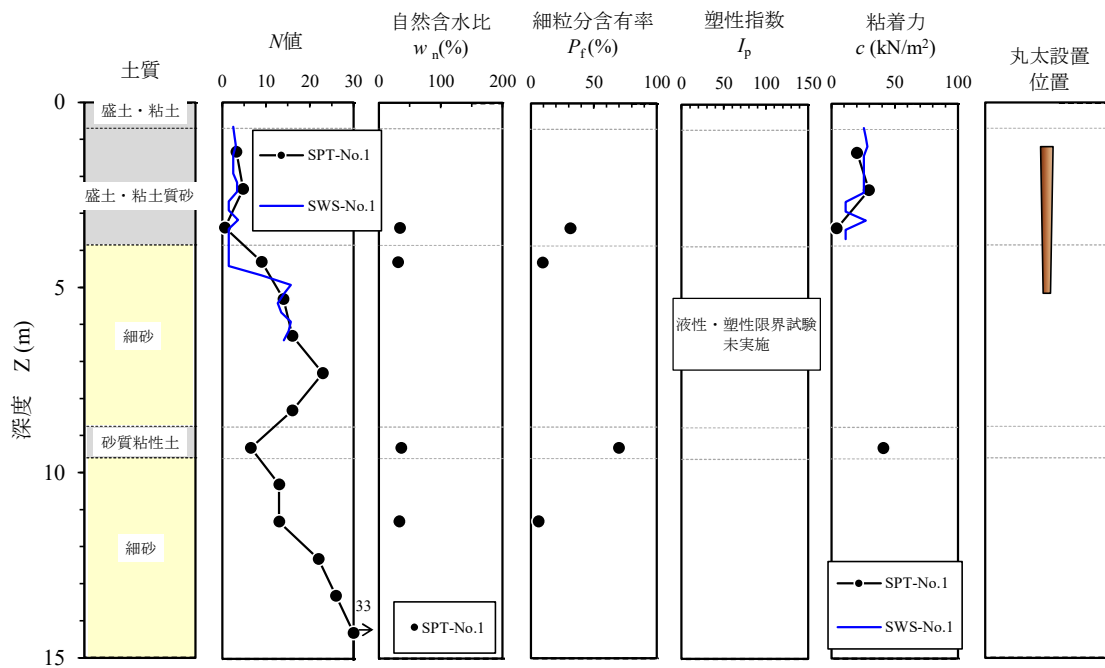


図-4.15 地盤調査結果の深度分布 (CCM 地点: 千葉県千葉市美浜区)

4.4.6 CK地点：千葉県木更津市

図-4.16 に試験地点の位置図を示す。当該地点は、1966年以降に東京湾沿岸部に造成された海岸埋立地に位置する。図-4.17 に実験地点の配置図と地盤調査位置、図-4.18 に地盤調査結果の深度分布を示す。当該地点は、表層より約1.3mの埋土層があり、その下位に N 値=0~6の軟弱な粘土層と細砂層の互層地盤がGL-5.6m付近まで存在する。その下位には、 N 値=8~20の細砂層が存在する。 N 値は互層地盤と細砂層を境に大きくなり、SWSも同様の傾向を示している。

GL-0.5m以浅に硬く薄い層が確認されるが、丸太頭部はそれらの層より深いところに位置する。周囲の土質や毛管水頭を考慮すると、養生期間中も地下水位以深に設置されていたと考えられる。丸太先端は、長さ2.0~4.0mの丸太は N 値=0~6の軟弱な互層地盤に位置し、長さ5.0~6.0mの丸太は N 値=8~20の細砂層に位置する。



図-4.16 試験地点の位置図 (CK地点：千葉県木更津市)
電子地形図 (国土地理院) を加工して作成

第4章 地盤補強材としての丸太の特性の検討

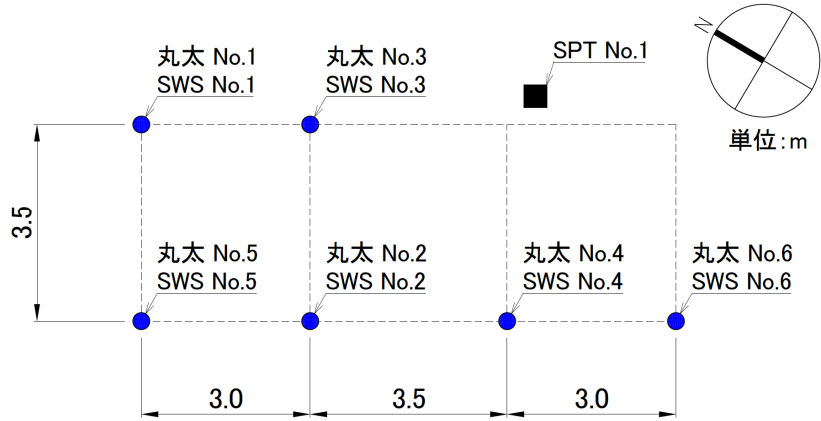


図-4.17 配置図と地盤調査位置 (CK 地点：千葉県木更津市)

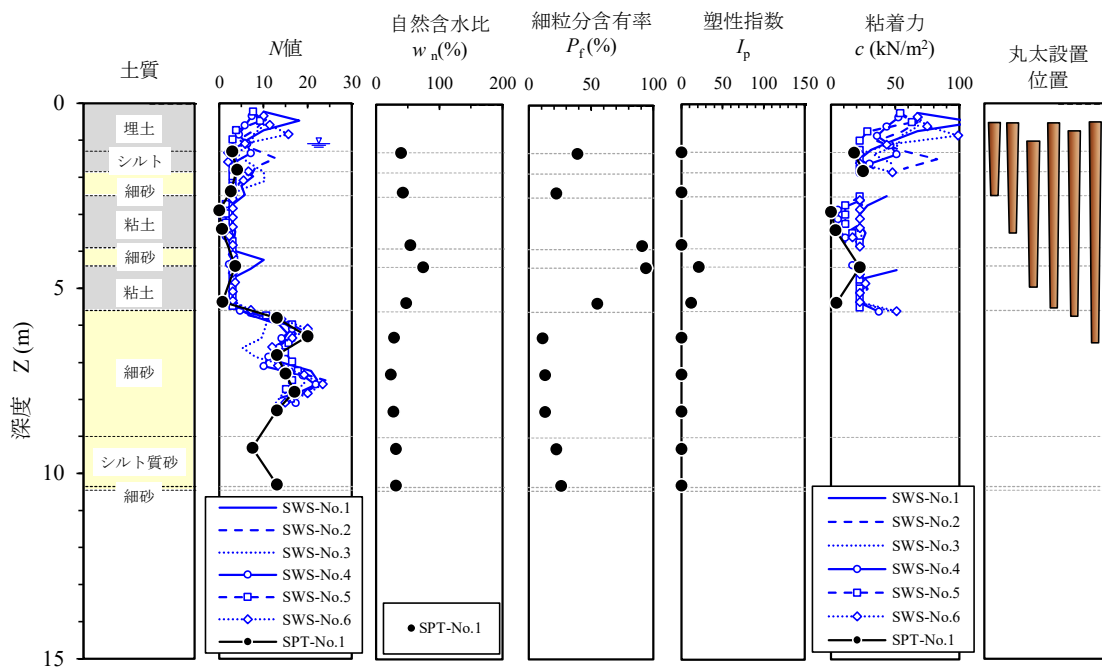


図-4.18 地盤調査結果の深度分布 (CK 地点：千葉県木更津市)

4.4.7 TS 地点：東京都世田谷区

図-4.19 に試験地点の位置図を示す。当該地点は、武蔵野段丘上に位置する多摩川下流左岸側の沖積低地である。図-4.20 に実験地点の配置図と地盤調査位置、図-4.21 に地盤調査結果の深度分布を示す。なお、当該地点では、原地盤面から約 2.0m の深さまで存在していた埋土層を除去して盤下げし、盤下げした位置を GL とし、そこから地盤調査を実施した。当該地点は、GL-9.0m 付近まで細粒分含有率が 100%近い粘土またはシルト層で、GL-9.1m 以深には N 値 40 以上の砂礫層がある。上部の粘土またはシルト層は、GL-3.5～-6.0m の間で含水比と塑性指数がやや大きく、GL-6.0m 以深では N 値がそれ以浅より大きくなり、粘着力も GL-4.0m 付近以浅より大きくなる。また、SPT から求まる粘着力は、N 値が 0～1 の軟弱な地点で UCT や SWS から求まる粘着力と乖離する傾向がみられる。

当該地点では、地表面付近に硬く薄い層は確認されない。丸太頭部位置は GL であるが、原地盤面からは約 2.0m の深さに位置するものであり、周囲の土質や毛管水頭を考慮すると、養生期間中も地下水位以深に設置されていたと考えられる。丸太先端は砂礫層に到達しておらず、有機質シルト層に位置する。

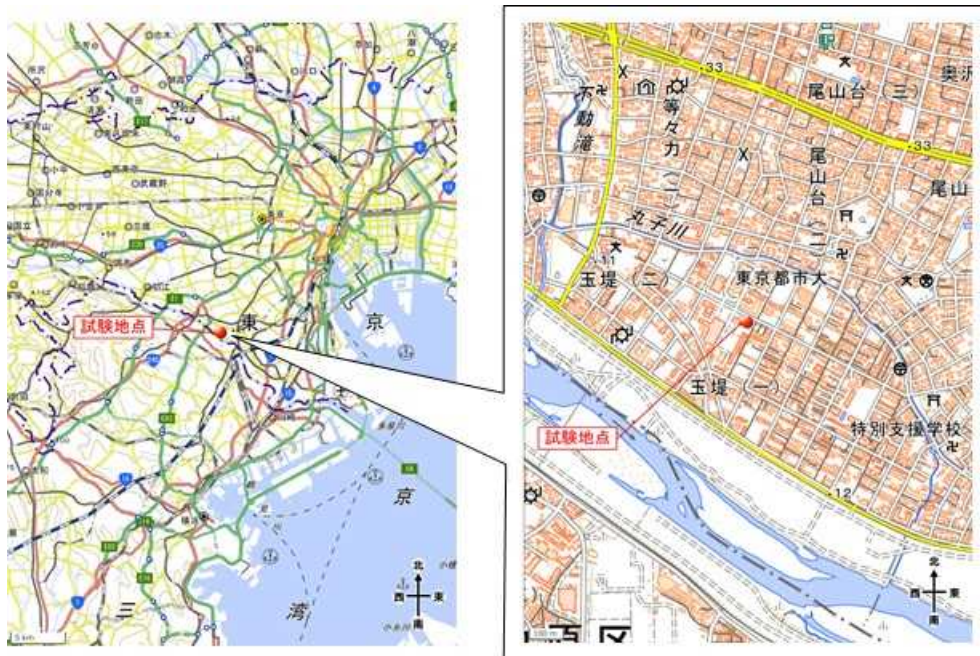


図-4.19 試験地点の位置図 (TS 地点：東京都世田谷区)
電子地形図 (国土地理院) を加工して作成

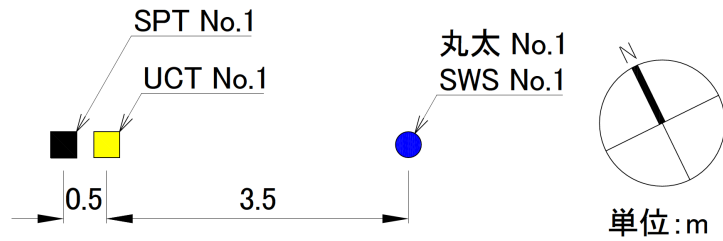


図-4.20 配置図と地盤調査位置 (TS 地点 : 東京都世田谷区)

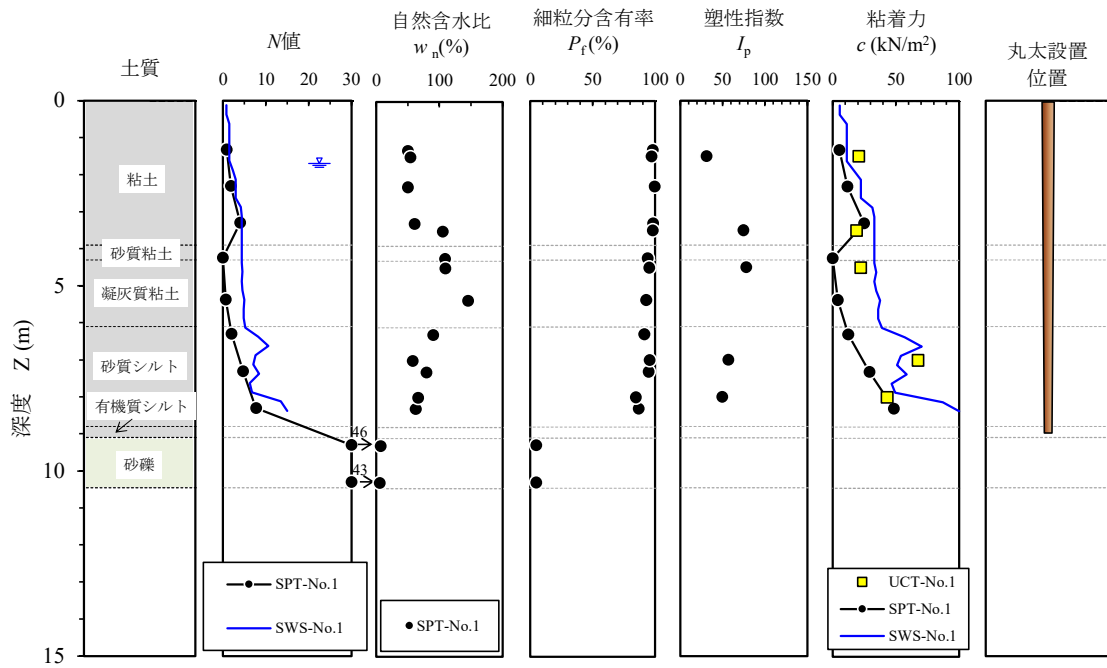


図-4.21 地盤調査結果の深度分布 (TS 地点 : 東京都世田谷区)

4.5 試験結果

4.5.1 押し込み試験結果

図-4.22 に丸太の押し込み試験結果の一例として、TS 地点で実施した No.1 の丸太（長さ 9.0m，末口直径 0.173m，元口直径 0.268m，平均直径 0.221m，テーパ角 0.0106）の結果を示す。荷重は 10 段階まで載荷し，丸太頭部の変位量は丸太平均直径の 10% ($0.1D_{Ave}=22.1\text{mm}$) 以上まで達している。変位量と時間の関係を見ると，変位量が 10mm 程度以下までは 30 分経過ではほぼ収束しているが，それ以降は段階数が増えるごとに収束の程度が低いことがわかる。第 1 限界抵抗力は，log 荷重-log 変位曲線に現れる折れ点の荷重（図-4.23），第 2 限界抵抗力は，丸太頭部の変位量が末口直径と元口直径の平均直径の 10%となる範囲における最大荷重とした。このケースでは，第 1 限界抵抗力は 480kN，第 2 限界抵抗力は 527kN であった。

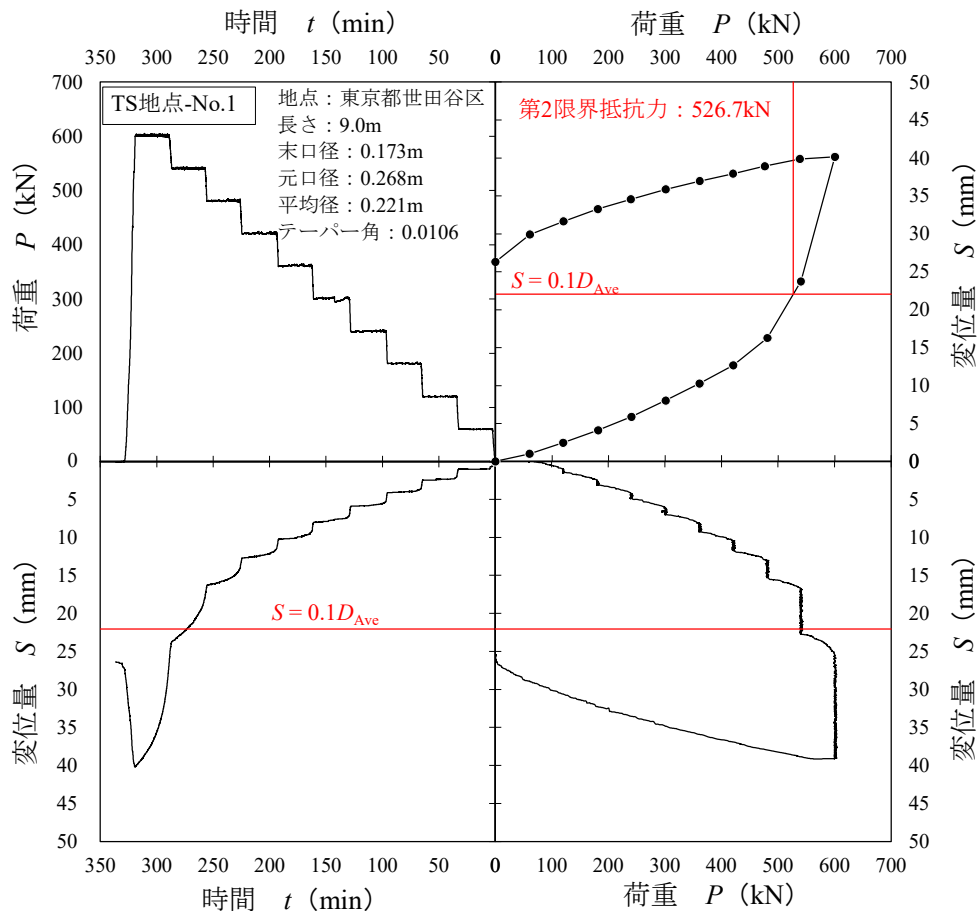


図-4.22 丸太の押し込み試験結果の一例 (TS 地点 No. 1)

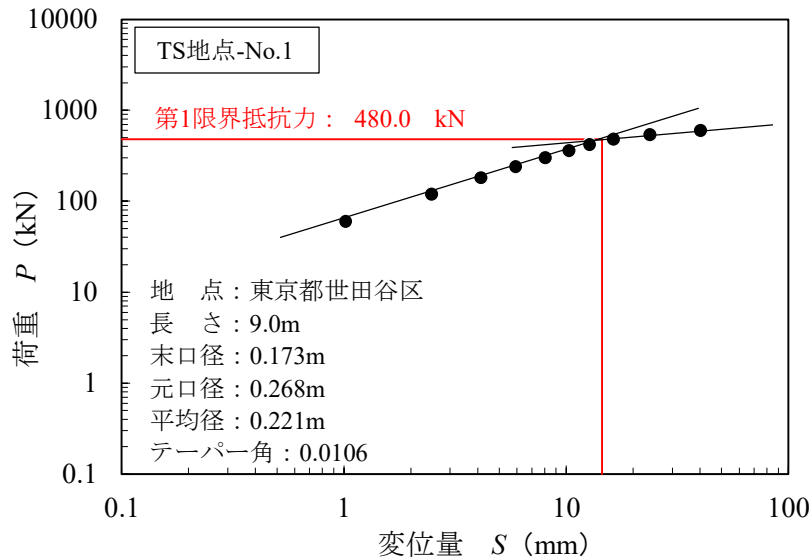


図-4.23 押し込み試験結果の一例：log 荷重-log 変位置曲線（TS 地点 No.1）

図-4.24 に、全ケースの第1限界抵抗力の1/2と第2限界抵抗力の1/3の関係を示す。両者は概ね同じ値、または、第2限界抵抗力の1/3の方が小さい値を示しており、本研究では以降第2限界抵抗力を極限鉛直支持力とし、これを用いて議論を進めることとする。なお、いずれのケースも変位置が丸太の平均径の10%を超えても荷重は増加傾向を示し、地盤が完全に破壊した状態、いわゆる極限荷重には至っていない。

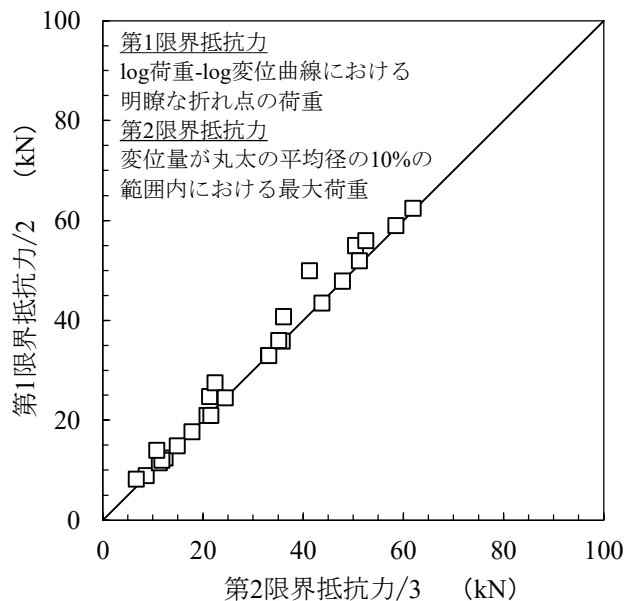


図-4.24 第1限界抵抗力の1/2と第2限界抵抗力の1/3の関係

写真-4.2 に元口部に鉄板を設置できなかった丸太の押し込み試験後の状況を示す。いずれも丸太頭部に鋼製のサポーターがめり込み、そのめり込み量は30mm程度であった。このことから、AO地点のNo.15とNo.16の丸太については、第2限界抵抗力に至る変位量にサポーターによるめり込み量が含まれており、この2つのケースで求められた極限鉛直支持力は過小評価されていると言える。

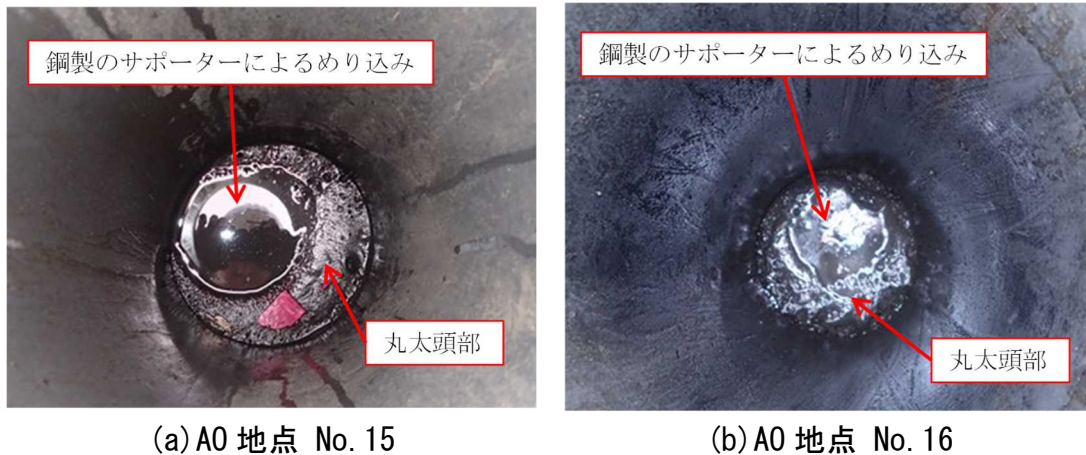


写真-4.2 元口部に鉄板を設置できなかった丸太の押し込み試験後の状況

4.5.2 押し込み試験結果と式(4.4)による推定値の比較

押し込み試験結果と式(4.4)による推定値の比較を行う。式(4.4)による極限鉛直支持力の推定に必要な N 値と粘着力は、実施する地盤調査ごとに表-4.5のように求めた。SWSについて、貫入量1m当たりの半回転数 N_{sw} の上限を150回とする場合があるが、ここではこの過大評価を防ぐために測定値をそのまま用いた。また、SWSにおいては N 値および一軸圧縮強さは、SPTおよびUCTの結果をそのまま用いた。AO地点は、図-4.6に示したように、 N 値=0の極めて軟弱な砂混じり粘土層がGL-8.0m付近まで存在し、このデータを用いてSPTによる極限鉛直支持力を推定するとゼロとなり、 ξ を過大に評価するので対象から外した。また、SY地点、CC地点、CK地点ではUCTを実施していないため、それらの地点について、SPTとUCTの対象外とした。

表-4.5 各地盤調査における地盤定数の算定方法

| | 地盤調査 | | |
|--------------|-----------------------|-----------|-----------|
| | SWS | SPT | SPTとUCT |
| N 値 | $2W_{sw}+0.067N_{sw}$ | SPTによる試験値 | SPTによる試験値 |
| 粘着力 c | $q_u/2$ | $q_u/2$ | $q_u/2$ |
| 一軸圧縮強さ q_u | $45W_{sw}+0.75N_{sw}$ | 12.5N | UCTによる試験値 |

表-4.6 に押し込み試験から求めた極限鉛直支持力と式(4.4)から推定した極限鉛直支持力の一覧を示す。押し込み試験から求めた極限鉛直支持力は、各地盤調査結果を用いて式(4.4)から推定した極限鉛直支持力を上回っており、地中にある丸太の鉛直支持力が、小規模建築物基礎設計指針に示される杭状地盤補強の鉛直支持力推定式による推定値よりも大きくなることわかる。

表-4.6 押し込み試験から求めた極限鉛直支持力と式(4.4)から推定した極限鉛直支持力の一覧

| 地点 記号 | 丸 太 No. | 極限鉛直支持力 R_{us} (kN) | | | |
|----------|---------------|-----------------------|--------------|-------|-----------|
| | | 押し込み試験 | 式(4.4)による推定値 | | |
| | | | SWS | SPT | SPT と UCT |
| AO | 1 | 26.1 | 15.8 | - | 13.8 |
| | 2 | 33.9 | 19.5 | - | 14.8 |
| | 3 | 37.3 | 20.6 | - | 16.6 |
| | 4 | 35.6 | 27.0 | - | 20.3 |
| | 5 | 53.6 | 37.0 | - | 21.4 |
| | 6 | 62.6 | 50.5 | - | 25.4 |
| | 7 | 64.7 | 46.9 | - | 29.0 |
| | 8 | 64.1 | 56.9 | - | 35.0 |
| | 9 | 99.3 | 71.9 | - | 33.9 |
| | 10 | 99.4 | 82.7 | - | 37.7 |
| | 11 | 107.5 | 88.6 | - | 40.8 |
| | 12 | 131.4 | 97.2 | - | 49.3 |
| | 13 | 151.3 | 98.9 | - | 52.4 |
| | 14 | 123.8 | 103.9 | - | 53.7 |
| | 15 | 194.9 | 112.4 | - | 85.5 |
| | 16 | 227.0 | 162.6 | - | 120.7 |
| SS | 1 | 20.2 | 11.4 | 11.1 | 11.5 |
| | 2 | 73.4 | 41.5 | 19.0 | 24.3 |
| SY | 1 | 105.3 | 63.5 | 38.3 | - |
| | 2 | 143.6 | 96.3 | 51.0 | - |
| | 3 | 157.5 | 133.6 | 68.8 | - |
| CC | 1 | 108.2 | 93.4 | 80.5 | - |
| CK | 1 | 32.5 | 28.6 | 20.7 | - |
| | 2 | 44.8 | 31.8 | 21.3 | - |
| | 3 | 67.3 | 49.1 | 19.3 | - |
| | 4 | 153.8 | 76.6 | 30.4 | - |
| | 5 | 175.6 | 133.2 | 76.2 | - |
| | 6 | 185.9 | 128.7 | 120.5 | - |
| TS | 1 | 526.7 | 225.7 | 89.7 | 148.9 |

図-4.25～図-4.27 に押し込み試験から求めた極限鉛直支持力と式(4.4)から推定した極限鉛直支持力の比較を示す. 式(4.4)による ζ は地盤調査ごとに異なり, SWS では下限値 1.13, 平均値 1.47, SPT では下限値 1.34, 平均値 2.83, SPT と UCT の組合せでは下限値 1.75, 平均値 2.41 となる. なお, 前述のように AO 地点の No.15 と No.16 の極限鉛直支持力は過小評価されていると考えられるため, 平均値を小さくしている. したがって, これらが正しく求められていれば, ζ の平均値は若干大きくなると想定される. 一方で, これらは ζ の下限値には影響を与えていない.

ここで, それぞれの SWS による ζ は, それ以外と比べ小さな値となり大きな差がある. これは, 本研究で使用している稲田⁷⁾が提案した式(4.8)を用いて N 値を推定した場合, 砂質地盤では式(4.8)より推定した N 値は, SPT による N 値との関係でばらつきが大きく, 特に $N_{sw} > 74$ で過大評価となる¹³⁾こと, 粘土質地盤においても, 式(4.12)より推定した一軸圧縮強さは, 実際の一軸圧縮強さとの関係でばらつきが小さいものの, 過大評価となる¹⁴⁾ことに起因すると考えられる. このような SWS 自体のばらつきは, 既往の文献⁷⁾¹⁵⁾¹⁶⁾でも指摘されている.

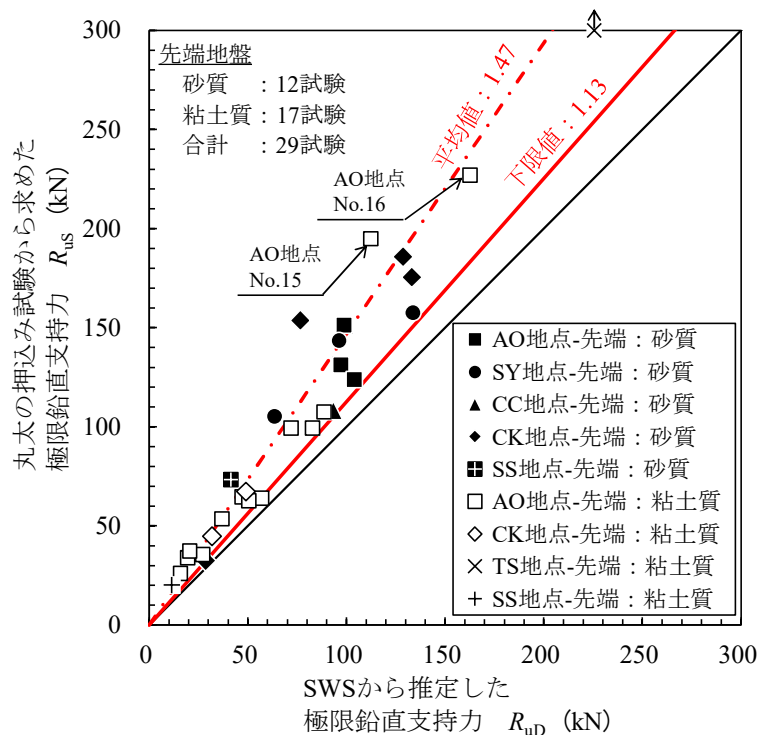


図-4.25 押し込み試験から求めた極限鉛直支持力と式(4.4)から推定した極限鉛直支持力の比較 (地盤調査: SWS)

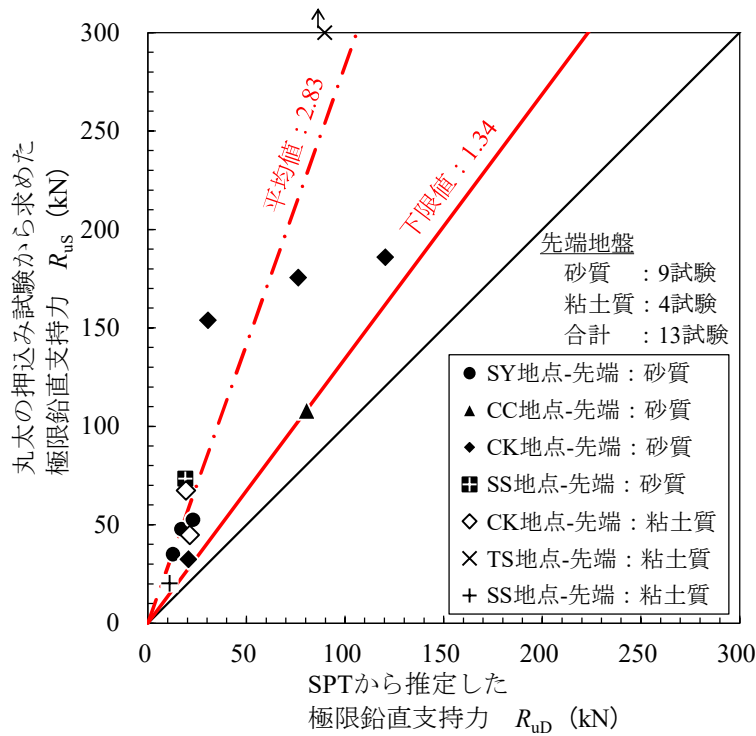


図-4.26 押し込み試験から求めた極限鉛直支持力と式(4.4)から推定した極限鉛直支持力の比較 (地盤調査: SPT)

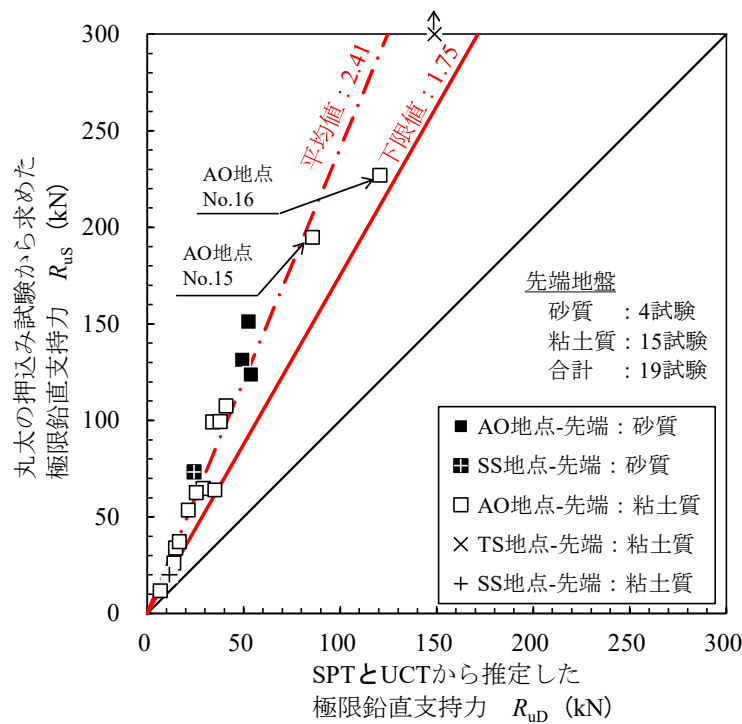


図-4.27 押し込み試験から求めた極限鉛直支持力と式(4.4)から推定した極限鉛直支持力の比較 (地盤調査: SPT と UCT)

4.6 地中にある丸太の鉛直支持力の特性に関する考察

4.6.1 先端支持力と周面摩擦力の寄与度

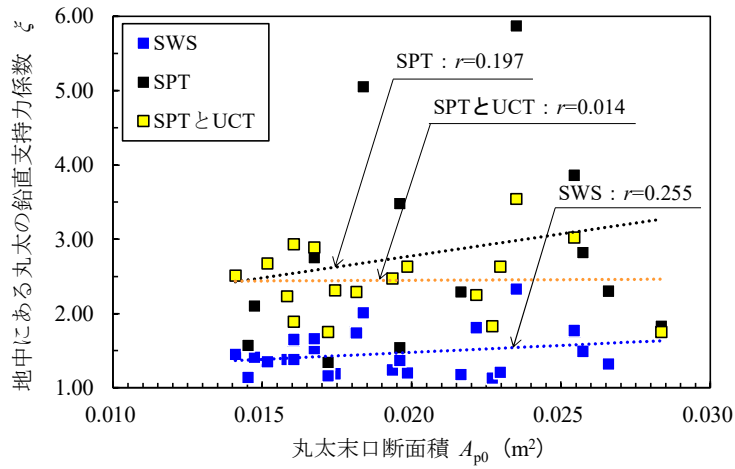
地中にある丸太の鉛直支持力について、 ζ が1.0以上となる要因について考察する。なお、AO地点におけるNo.15とNo.16の丸太については、極限鉛直支持力が地盤の第2限界抵抗力のみで決まったものではないため、考察の対象から外した。

まず、 ζ に関して先端支持力と周面摩擦力の寄与度の推定を試みる。前述の通り、鉛直支持力を明確に分離することは難しいが、 ζ が実験で用いた丸太の末口の断面積と相関が高ければ ζ は先端支持力への寄与度が高いと考えられ、逆に、丸太周面積との相関の方が高ければ周面摩擦力への寄与度が高いと考えられる。

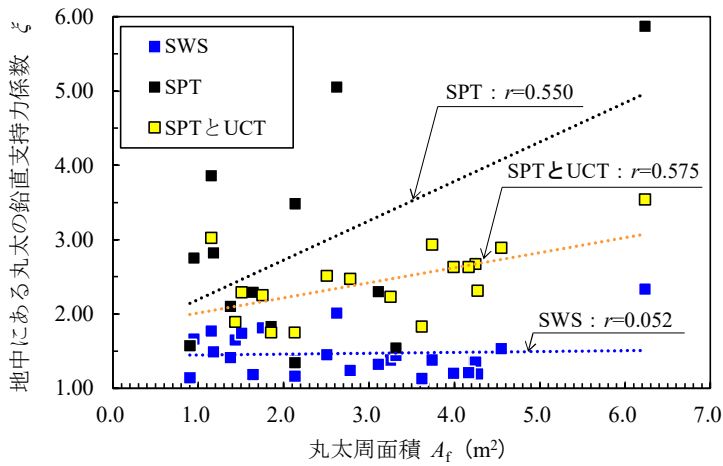
図-4.28に ζ と丸太末口断面積および丸太周面積の関係、図-4.29に ζ と丸太末口断面積および丸太周面積の相関係数を示す。図中には回帰直線を併記した。地盤調査がSWSの場合における相関係数は、丸太末口断面積に対して0.255、丸太周面積に対して0.052といずれも小さく、 ζ との間に相関は認められない。一方、地盤調査がSPT、SPTとUCTの組合せの場合における相関係数は、丸太末口断面積に対してはそれぞれ0.197、0.014と小さく相関は認められないが、丸太周面積に対してはそれぞれ0.550、0.575と大きい。したがって、先端支持力と周面摩擦力の明確な分離はできないものの、 ζ は周面摩擦の影響を強く受けていることがわかる。なお、SWSで丸太周面積と相関が認められなかったのは、前述の通りSWS自体のばらつきがあり、特に砂質地盤に対してはそれが大きいことに起因すると考えられる。

そこで、周面摩擦に影響を与えると考えられる、テーパー形状の影響と木材の吸水作用の影響について考察する。なお、テーパー形状の影響には、実際の丸太の周面積が末口直径から求めた周面積より大きくなる影響と、丸太側面が傾斜していることにより鉛直支持力を得るテーパー角の影響が考えられる。このため、テーパー形状の影響についてはこの2つに分離して考える。なお、前述の通りSWSでは ζ と丸太周面積に相関が認められなかったため、以後の検討ではSWSの結果を対象から外した。

第4章 地盤補強材としての丸太の特性の検討



(a) 丸太末口断面積



(b) 丸太周面積

図-4.28 ξと丸太末口断面積および丸太周面積の関係

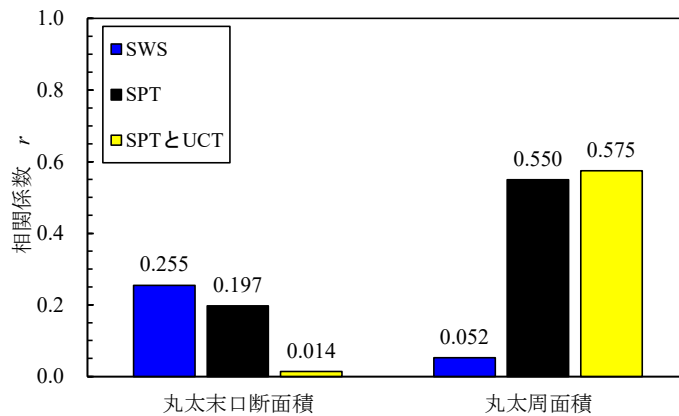


図-4.29 ξと丸太末口断面積および丸太周面積の相関係数

4.6.2 実際の周面積と末口直径から求めた周面積が異なる影響

式(4.4)による極限周面摩擦力の算定に用いる丸太周面積は、直径が末口直径である円柱を仮定して計算しているが、本研究で使用した丸太はいずれもテーパ一形状を有しているため、実際の丸太周面積は末口直径から求めた周面積よりも大きい。先端支持力の寄与度が小さいことから末口断面積の影響を無視すると、 ξ は末口直径で求めた周面積と実際の周面積の比率分だけ大きくなると考えられる。これを検討する目的で式(4.13)のように周面積比 C_f を定義し、 ξ との関係を調べた。

$$C_f = A_f / A_{FT} \quad (4.13)$$

ここで、

A_f : 丸太の実周面積 (m²)

A_{FT} : 丸太の末口直径から求めた周面積 (m²)

実周面積は、実測の末口直径と元口直径の平均値から求めた周面積とした。

図-4.30 に ξ と周面積比の関係を示す。相関係数は、SPT で 0.511、SPT と UCT の組合せで 0.489 と比較的大きく、 ξ が 1.0 以上となる要因の一つは、推定に用いた周面積よりも実際の周面積が大きいことであることがわかる。一方で、 ξ は、いずれも周面積比を上回る。このことから、 ξ は周面積比以外の要素の影響も受けていると言える。

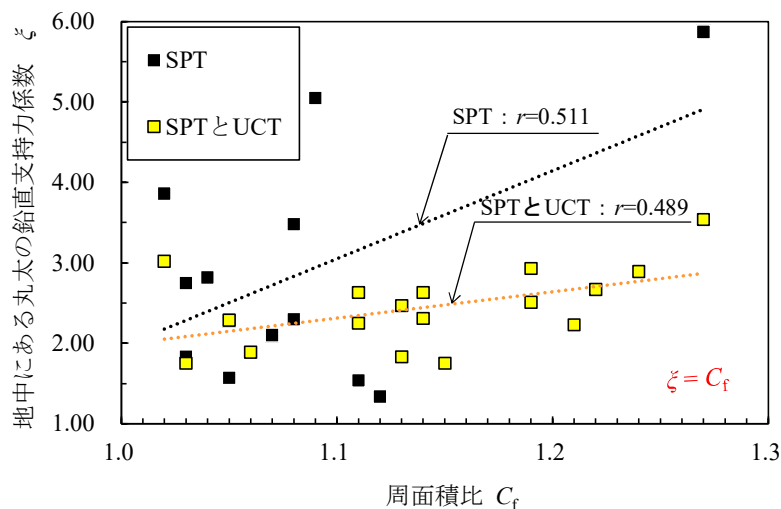


図-4.30 ξ と周面積比の関係

4.6.3 丸太のテーパー角の影響

テーパー角の影響が大きいのであれば、 ξ の中の周面積比（計算で用いる末口直径よりも実際の丸太の直径が大きいことを示す）以外の部分と、テーパー角の間に高い相関関係があるはずである。これを確認する目的で、 ξ から周面積比を差し引いた値と、テーパー角の関係を調べた。

図-4.31 に ξ と周面積比の差分とテーパー角の関係を示す。相関係数は、SPTで0.214、SPTとUCTの組合せで-0.024といずれも小さく、両者に相関は認めがたい。このことから、本実験データについては、テーパー角は ξ に大きな影響を与えていないといえる。

これは、木杭のテーパーの影響を調べた既往研究¹⁷⁾に比べて養生日数が2倍以上長く、後述する吸水作用による影響の方が大きい可能性があること、押込み試験を実施した地盤のほとんどがテーパー効果の影響が少ないと言われる粘土質地盤¹⁸⁾であること、テーパー効果を確認した既往研究¹⁹⁾のテーパー角が0.0100～0.0400であるのに対して、本研究における丸太のテーパー角は0.0035～0.0119と小さいこと、丸太頭部がいずれもGL-0.50m以深の地中にあり、地表面付近の影響を受けていないことに起因すると考えられる。テーパーを有する鋼管杭に対する載荷試験を行った研究²⁰⁾では、地表面付近の軸力が大きくなることが確認されており、特に、テーパーを有する杭に対する地表面の影響は、地表面に存在する硬く薄い層に杭径の最も太い部分が接するため大きいと考えられる。

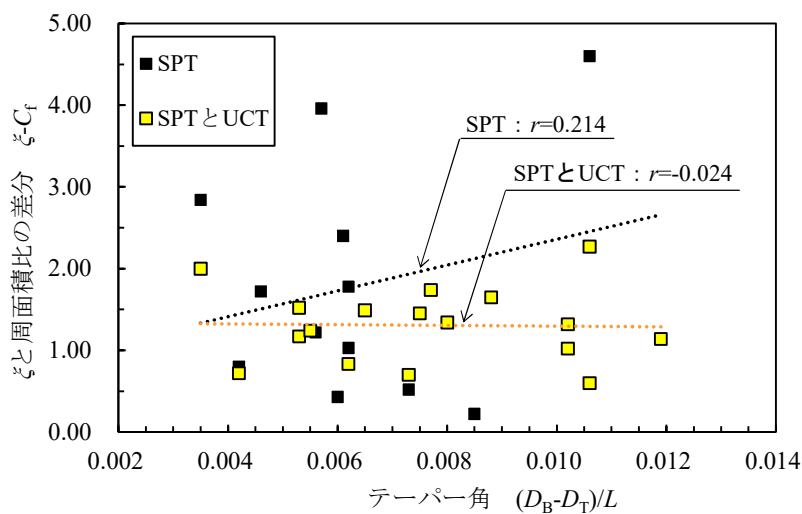


図-4.31 ξ と周面積比の差分とテーパー角の関係

4.6.4 木材の吸水作用の影響

木杭の鉛直支持力に関して三浦ら²¹⁾は、木材の吸水作用により木杭近傍に低含水比高強度の薄い土層が形成され、木杭の見かけの直径が大きくなる効果を有することを報告しているが、この見かけの直径増加を実際に定量評価することは容易ではない。そこで、吸水作用が働けば見かけの直径増加が発生すると仮定し、実際に打設する生材の丸太が地下水位以深の環境で、どの程度吸水するかを確認する室内実験を行った。

実験では、皮を剥いだ生材の丸太（直径0.15m、長さ0.50m、スギ）を水で満たしたコンテナに水浸させ、質量の増分を計測した。丸太は、伐採直後のものを用いた。丸太による吸水量は、初期の丸太質量から水中養生後の質量を引いたものとし、丸太の質量は、丸太をコンテナから取り出し表面について水を拭き取った後に計測した。また、水中養生中は、丸太が浮いてこないように錘を丸太の上に設置した。

図-4.32に水中養生日数と丸太による吸水量の関係を示す。図中には、押込み試験を実施した丸太の養生期間も示した。丸太による吸水量は、養生開始から20日程度までに急激に増加し、その後も緩やかに増加し続けている。実験で用いた丸太は0.50mで、木口面（丸太を輪切り状に切断した時の断面）から水が浸透しやすい状態であった。実際の地中の地下水位以深にある丸太の環境では、さらに長い時間を要して丸太による吸水が働くと考えられ、軟弱地盤中の丸太近傍の地盤が高強度化することで見かけの直径が大きくなる可能性がある。

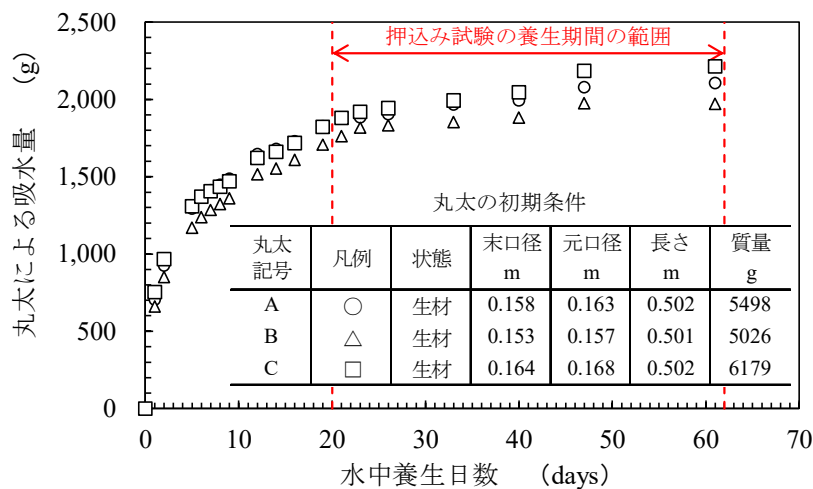


図-4.32 水中養生日数と丸太による吸水量の関係

4.7 地中にある丸太の鉛直支持力の評価法の提案

4.5節, 4.6節で得られた知見に基づき, 地中にある丸太の鉛直支持力の評価法を提案する.

4.5節の検討で求められた ξ は, N 値や粘着力を求めるために用いた地盤調査法により異なり, その値の平均値と下限値は, SWSで1.47, 1.13, SPTで2.83, 1.34, SPTとUCTの組合せで2.41, 1.75, となった. これは, 同じ地盤であっても種々の地盤調査からの推定した N 値や粘着力は同じにならないためである. このため, 提案する鉛直支持力推定式に用いる ξ は, 地盤調査法ごとに異なる値を使用すべきと考えた.

ξ の平均値を設計用に使用することは, 実際の現場では設計値以上の径の丸太が納入される²²⁾ことに加え, 丸太の自重は浮力として作用し, 設計する際の安全代となることから, 十分安全側の値であると考えられる. なお, ξ の平均値を算定する際の母集団には, 過小評価されている長さ12mの丸太(AO地点のNo.15, No.16)が含まれているため, これらを除くと ξ の平均値は大きくなると考えられる.

4.6節で, ξ について先端支持力と周面摩擦力の寄与度を分析した結果, ξ と丸太の末口の断面積との間に相関は認められなかったが, SWSを除く地盤調査では, ξ と丸太周面積との間には相関が認められ, その相関係数はSPTで0.550, SPTとUCTの組合せで0.575, であった. このように, ξ は先端支持力と周面摩擦力の和に乘じる係数として求めたが, 周面摩擦の影響を強く受けた係数であることが推測される. このため, ξ と丸太周面積との間に相関が認められたSPT, SPTとUCTを実施した場合は, ξ を全体に乗ずることを控え, 周面摩擦の項にのみ乗ずるべきと考えた. なお, SWSによる ξ と丸太周面積の間に相関が認められなかったのは, SWS自体のばらつきが大きく, 特に砂質地盤に対してはそれが大きいことに起因すると考えられる. このようにSWSは, 他の地盤調査法と比べ細かなデータを分析するほど精度が高くなく, ξ 自体も1.0に近いために, 単純に実験結果そのものを用いることとした. なお, 全体に乗ずると, 周面摩擦の項にのみ乗ずる ξ を区別するために, 前者を ξ , 後者を ξ_f と表記する.

これらに基づいて, 地中にある丸太の極限鉛直支持力の推定式として, 地盤調査がSWSの場合は式(4.14), SPT, SPTとUCTの組合せの場合は式(4.15)を提案する. 式(4.14)と式(4.15)において, 極限先端支持力 R_p は, 先端地盤が砂質地盤の場合は式(4.16), 粘土質地盤の場合は式(4.17), 極限摩擦力 R_f は式(4.18)より求める.

$$R_{uw} = \xi \cdot (R_p + R_f) \quad (4.14)$$

$$R_{uw} = R_p + \xi_f \cdot R_f \quad (4.15)$$

$$R_p = \alpha \bar{N} A_p \quad (\text{砂質地盤}) \quad (4.16)$$

$$R_p = 6c_0 A_p \quad (\text{粘土質地盤}) \quad (4.17)$$

$$R_f = D_T \sum (\tau_{di} L_i) \pi \quad (4.18)$$

ここで、

- α : 杭状地盤補強の先端支持力係数で、 $\alpha=200$
- \bar{N} : 丸太先端から下に $1D_T$ 、上に $1D_T$ の範囲における N 値の平均値 (回)
- A_p : 丸太の末口における断面積 (m^2)
- c_0 : 丸太の先端下部粘土質地盤の粘着力 (kN/m^2)
- D_T : 丸太の末口直径 (m)
- τ_{di} : 丸太に作用する各層の極限周面摩擦力度で、砂質地盤の場合 $\tau_{di}=10N_i/3$ 、
粘土質地盤の場合 $\tau_{di}=c_i$ (kN/m^2)
- N_i : 丸太周面の砂質地盤における各層の N 値 (回)
- c_i : 丸太周面の粘土質地盤における各層における粘着力 (kN/m^2)
- L_i : 各層の層厚 (m)
- i : 層番号

ただし、式(4.14)、(4.15)における ξ と ξ_f や、式(4.16)~(4.18)における N 値、粘着力、および、一軸圧縮強さは、地盤調査に応じて、表-4.7 の値、および、方法で求められたものを使用する。

なお、複数の地盤調査を実施した場合、式(4.14)、(4.15)における先端支持力 R_p がゼロ、かつ、周面摩擦力 R_f がいずれの地盤調査においても同じ値となったと仮定すると、表-4.7 より、SWS による極限鉛直支持力 R_{uw} が最も小さくなることが想定される。一方、実際には、特に粘土質地盤において SWS で求めた周面摩擦力 R_f が他の地盤調査法で求めたそれよりも大きくなることも想定されるため、単純に SWS より求めた極限鉛直支持力 R_{uw} が最も小さくなるとは限らないことを念頭に置く必要がある。

表-4.7 各地盤調査における ξ , ξ_f と地盤定数の算定方法

| 項目 | 地盤調査 | | |
|--------------|-----------------------|------------|------------|
| | SWS | SPT | SPT と UCT |
| ξ | 1.47 | - | - |
| ξ_f | - | 2.83 | 2.41 |
| N 値 | $2W_{sw}+0.067N_{sw}$ | SPT による試験値 | SPT による試験値 |
| 粘着力 c | $q_u/2$ | $q_u/2$ | $q_u/2$ |
| 一軸圧縮強さ q_u | $45W_{sw}+0.75N_{sw}$ | $12.5N$ | UCT による試験値 |

ここで、

W_{sw} : SWS の荷重の大きさ (kN)

N_{sw} : SWS の貫入量 1m 当たりの半回転数 (回)

4.8 まとめ

丸太の地盤補強材としての特性のうち鉛直支持力を検討した。全国 6 地点における N 値が 20 以下の砂質地盤、および、 N 値が 8 以下の粘土質地盤の地盤に、末口直径 0.110~0.190m、長さ 2.0~12.0m の丸太を、頭部が周囲の土質や毛管水頭を考慮した地下水位以深、かつ、地表面の硬く薄い層以深の GL-0.5~-1.5m になるように静的圧入し、圧入後 1~2 ヶ月程度養生後に丸太の押込み試験を実施した結果、以下の知見を得た。

- ・ 地中にある丸太の極限鉛直支持力は、小規模建築物基礎設計指針に示される杭状地盤補強の極限鉛直支持力推定式より求められる極限鉛直支持力よりも大きくなる。
- ・ 地中にある丸太の極限鉛直支持力が、小規模建築物基礎設計指針に示される杭状地盤補強の極限鉛直支持力推定式より求められた鉛直支持力より大きくなる割合を意味するとは、推定に用いた地盤調査法により異なり、その値の平均値と下限値は、SWS で 1.47, 1.13, SPT で 2.83, 1.34, SPT と UCT の組合せで 2.41, 1.75 となる。
- ・ 以上を踏まえて、地中にある丸太の鉛直支持力評価式を式(4.14)、および、式(4.15)として提案した。

第4章の参考文献

- 1) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，pp.181-186，2008.
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.196-198，2019.
- 3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.21-22，2019.
- 4) 地盤工学会：杭の鉛直載荷試験方法・同解説（第1回改訂版），pp.39-47，2002.
- 5) 中戸莞二：“新編木材工学”，養賢堂，pp.191-194，1985.
- 6) Komurka, V. E., Wagner, A. B. and Edil, T.: Estimating soil/pile setup, Wisconsin highway research program# 0092-00-14, Final Report, 2003.
- 7) 稲田倍穂：スウェーデン式サウンディング試験結果の仕様について，土と基礎，Vol.18, No.1, pp.15-18, 1960.
- 8) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，p.308，2013.
- 9) Terzaghi, K. and Peck, R.B. : Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, 566p, 1948.
- 10) 竹中準之助，西垣好彦：標準貫入試験に関する基礎的研究（Ⅲ），第9回土質工学研究発表会講演集，pp.13-16，1974.
- 11) 奥村樹郎：港湾構造物の設計におけるN値の考え方と利用例，基礎工，Vol.10, No.6, pp.57-62，1982.
- 12) 土質工学会：入門シリーズ8地下水入門，p.35，1988.
- 13) 松谷裕治，深井公，小川正宏，野澤直樹，渡辺佳勝，大島昭彦，安田賢吾：スウェーデン式サウンディング試験結果とN値， s_u との関係，第53回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.193-194，2018.
- 14) 大島昭彦，安田賢吾，深井公，松谷裕治：スウェーデン式サウンディング試験結果とN値との新相関式の提案，第54回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1565-1566，2019.
- 15) 大島昭彦：宅地地盤評価に関わる技術的問題（SWS試験による宅地地盤の評価技術），地盤工学会誌，Vol.68, No.2, Ser.No.745, pp.6-9，2020.
- 16) 沼田淳紀，村田拓海，佐々木修平，三村佳織，川崎淳志，杉山耕平：N値と粘着力推定に用いる地盤調査方法の適用，第56回地盤工学研究発表会発表講演集，12-2-2-04，2021.
- 17) 三村佳織，水谷羊介，中村博，伊藤智栄，原忠：軟弱地盤に打設したテーパ一状木製地盤補強材の鉛直載荷試験，木材利用研究論文報告集17，pp.1-7，2018.

- 18) 富永晃司, 陳群麗: テーパー剛杭の鉛直押し込み力~沈下関係の一解析法~, 日本建築学会構造系論文集, Vol.71, No.603, pp.77-83, 2006.
- 19) 富永晃司, 陳群麗, 田村昌仁, 若井明彦: 圧入工法で施工された鋼管テーパー杭の各種現場実験, 日本建築学会技術報告集, Vol.13, No.26, pp.487-490, 2007.
- 20) 佐藤隆, 塩沢伸明, 安達俊夫: 小規模建築物に用いるテーパー鋼管杭の原位置試験, 日本建築学会技術報告集, Vol.16, No.32, pp.113-117, 2010.
- 21) 三浦哲彦, 呉文徑, 中村六史, 一瀬智郎: 軟弱粘土中杭の周面支持機構に関する実験的考察, 土木学会論文集, No.517/III-31, pp.63-72, 1995.
- 22) 三村佳織, 水谷羊介, 沼田淳紀, 三輪滋, 原忠, 坂部晃子, 池田浩明, Riaz Saima: 丸太打設液状対策実証実験に用いた丸太, 土木学会第68回年次学術講演会講演概要集, V-034, pp.67-68, 2013.

第5章 地盤改良材としての丸太の特性の検討

第5章 地盤改良材としての丸太の特性の検討

5.1 はじめに

本章では、地盤改良材としての丸太の特性のうち、砂質地盤における丸太打設による地盤の密度増大について検討する。これを検討するにあたり、まず丸太打設に伴う地盤の体積変化特性を明らかにする。ここで、既往研究で丸太打設による地表面の水平変位がほとんどないことが報告されていることから、本研究では丸太打設による水平方向の体積変化は生じないものとし、鉛直方向の体積変化のみを対象とする。丸太打設による地盤の体積変化特性は、模型実験および現場における地盤の鉛直変位計測により明らかにする。

次に、明らかにした丸太打設による地盤の体積変化特性に基づいて丸太打設による密度増大特性を検討する。また、丸太打設による体積変化特性を反映させた設計チャートと、実施工における丸太打設による密度増大効果を比較することで、丸太打設による体積変化特性を反映させた設計チャートの妥当性を検討する。

5.2 丸太打設模型実験²⁾

5.2.1 実験概要

図-5.1に実験概要、図-5.2に実験のフロー、表-5.1に実験ケース一覧を示す。模型実験の縮尺は1/10とし、土槽は鉄製の剛土槽(幅 $W=600\text{mm}$ ×奥行 $D=600\text{mm}$ ×高さ $H=400\text{mm}$)、丸太模型(以降、「丸太」と記す.)にはスギ(直径 $D_{\text{Log}}=12\text{mm}$ ×長さ $L_{\text{Log}}=300\text{mm}$ 、先端ペンシル状)を用いた。模型地盤(以降、「地盤」と記す.)は、所定の相対密度になるように含水比と投入量、層厚(50mm)を管理しながら突き固めにより作製し、地盤高さが350mmになるように仕上げた。その後、土槽下部の注水口からゆっくり注水し、飽和化のために1日以上養生した。その後、土槽側面2箇所に設置した有孔管により、水位が地表面から50mm下となるように調整した。水位調整後さらに1日養生し、その後、鋼尺による地盤の高さと、簡易貫入試験装置による地盤の硬さを計測した。なお、地盤の間隙比と水位以深の地盤の含水比から飽和度を求めると99.9%であったことから、水位以深の地盤はほぼ飽和状態であるといえる。地盤の高さの計測範囲は、土槽中央を中心とする528mm×528mmの範囲とし、その範囲内を縦および横方向

に 24mm 間隔で区切ったそれぞれの交点を計測位置とした。なお、計測位置と丸太の位置が重なる場合、その点の計測は行っていない。簡易貫入試験は地盤中央付近で実施した。なお、先端がペンシル状となっているが、既往研究では丸太の先端形状が密度増大効果に影響を与えないことが確認されている³⁾ため、本実験についても大きな影響はないと考えられる。

地盤の高さ計測後は、丸太を3回に分けて打設し、1回ごとに地盤の高さと簡易貫入試験装置による地盤の硬さの計測を行った。1回目の丸太打設は、打設間隔が直径の8倍で改良率が1.2%になるように36本、2回目は打設間隔が直径の4倍で改良率が4.9%になるように1回目に打設された丸太間地盤に85本、3回目は改良率が9.8%になるようにそれまでに打設された丸太間地盤にさらに100本打設した。また、丸太は頭部の位置が初期地盤の平均高さになるまで打設した。各回の丸太打設は実施工と同様に、エリアごとに図-5.1に示した①～⑤の順で、エリア内では千鳥状に打設を行った。なお、No.3, 5, 6のケースは丸太を打設することが困難であったため3回目の丸太打設を行っていない。

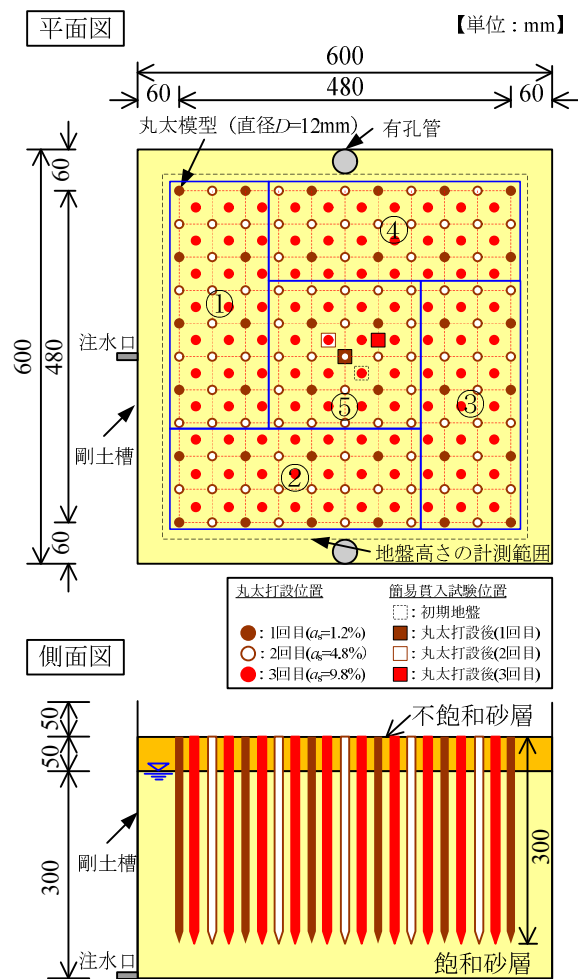


図-5.1 実験概要

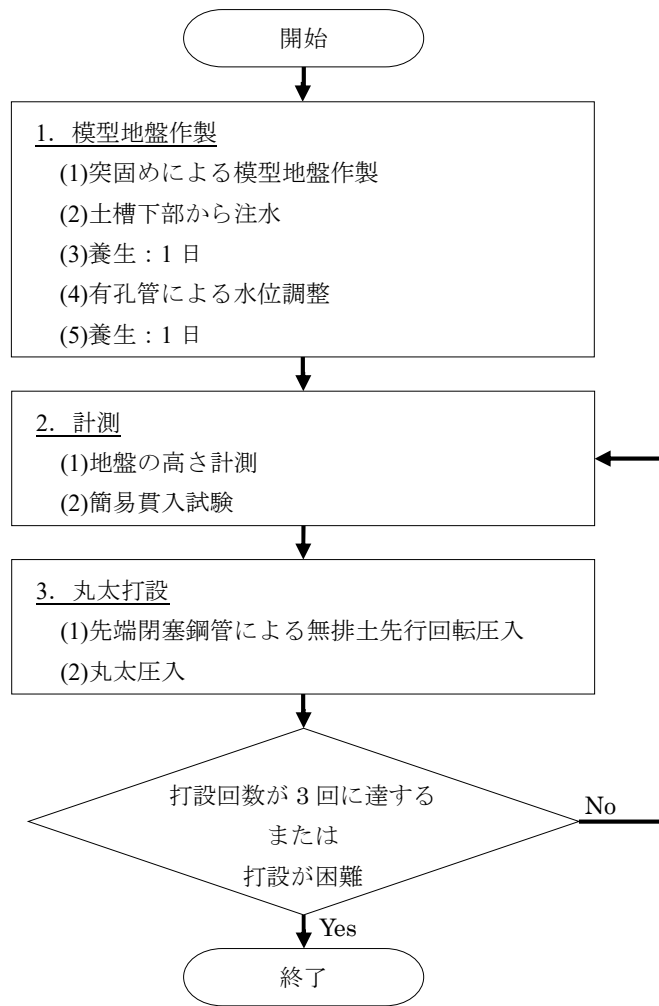


図-5.2 実験のフロー

表-5.1 実験ケース一覧

| No. | 初期相対密度 D_{rmm} % | 丸太打設本数 | | | 合計 本 |
|-----|---------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|---------|
| | | 1回目 $a_s=1.2\%$ 本 | 2回目 $a_s=4.8\%$ 本 | 3回目 $a_s=9.8\%$ 本 | |
| 1 | 39.8 | 36 | 85 | 100 | 221 |
| 2 | 46.9 | 36 | 85 | 100 | 221 |
| 3 | 50.7 | 36 | 85 | 0 | 121 |
| 4 | 50.9 | 36 | 85 | 100 | 221 |
| 5 | 56.8 | 36 | 85 | 0 | 121 |
| 6 | 60.9 | 36 | 85 | 0 | 121 |

なお、改良率は図-5.3に示すように定義し、式(5.1)で求めた。

$$a_s = \frac{\pi D^2}{4 B_1 B_2} \quad (5.1)$$

ここで、

D : 丸太の直径、模型実験においては D_{Log} (m)

B_1, B_2 : 丸太の打設間隔 (m)

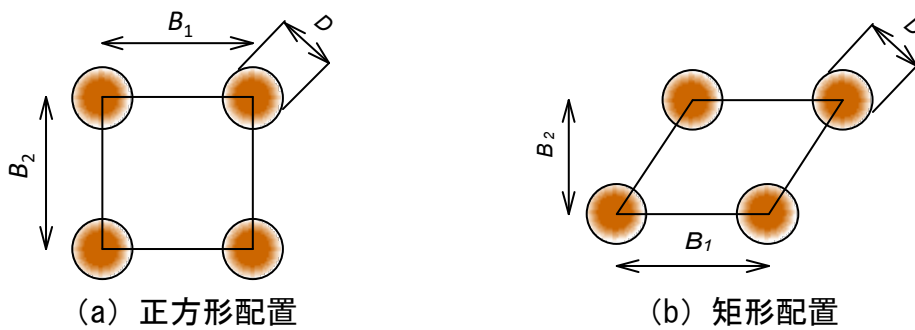
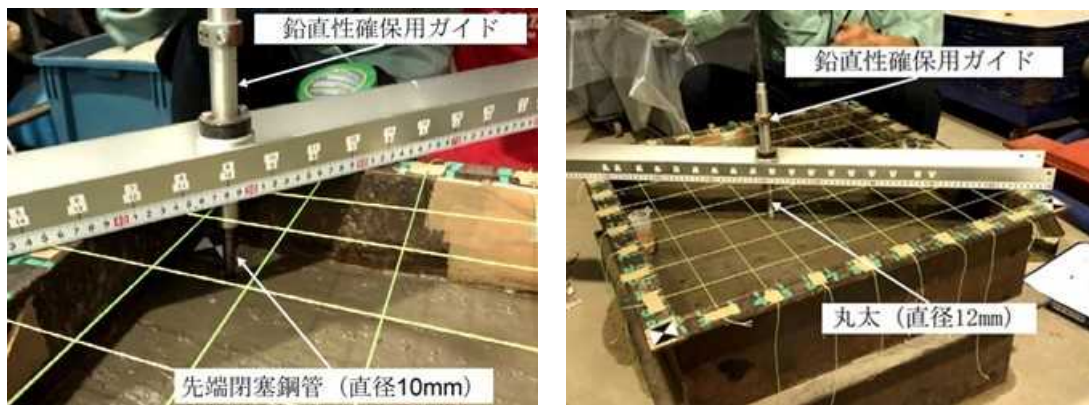


図-5.3 改良率の定義

写真-5.1に丸太の打設状況を示す。丸太打設は2.4節で示した施工方法と同様に、無排土であけた孔に丸太を静的に圧入した。孔は、直径が丸太径よりも細い先端閉塞の鋼管（直径10mm）を回転させながら圧入し、丸太先端深度である地盤表面から300mmの位置到達後に回転させながら引き抜くことで作製した。また、鉛直性を確保するために先端閉塞鋼管による先行回転圧入や丸太圧入はガイドを用いて行った。



(a) 先行回転圧入状況

(b) 丸太打設状況

写真-5.1 丸太の打設状況

5.2.2 実験に使用した土試料

本節の目的は、丸太打設による地盤の鉛直変位の特性を模型実験により明らかにすることであるため、丸太と実験に使用する土試料の幾何学的相似性を満足させることが重要である。そこで、これをできるだけ満足させ、かつ、自然界に存在する試料として、2000年鳥取西部地震で弓ヶ浜北部の竹内地内で液状化により発生した巨大な噴砂丘より採取した竹内シルト⁴⁾を使用した。

図-5.4 に実験で使用した竹内シルトの粒度組成、表-5.2 に物理特性を示す。50%粒径は0.04mmと小さく、細粒分含有率が90%と高いが、粘土分含有率は10%以下の非塑性な土であり、粒径加積曲線は港湾の施設の技術上の基準・同解説⁵⁾に示される「特に液状化の可能性あり」の範囲に存在するといった特性を有する試料である。なお、本試料は、細粒分含有率が5%を超えるため、JIS A 1224 : 2020 (以下、JIS法)の最大密度試験法が適用できない。このため、最小間隙比は、細粒な土に対しても適用できる「最小法⁶⁾」により求めた。本研究で扱う相対密度は、最小法で求めた値とし、JIS法より求めた相対密度と区別して D_{rmm} と表記する。

丸太と竹内シルトの粒径の幾何学的相似性に着目すると、竹内シルトの50%粒径は丸太直径の1/300であり、これを実施工のスケールに換算し、実際の丸太直径を120~200mmと仮定すると、実際の地盤の50%粒径は0.40~0.67mmとなる。この50%粒径を、表-5.3の平成14年版の道路橋示方書・同解説に示される土質分類の概略値一覧⁷⁾と照らし合わせると、土質分類は中砂~粗砂程度の土質となる。これらのことから、丸太と土試料は幾何学的相似性をある程度満足しているといえる。

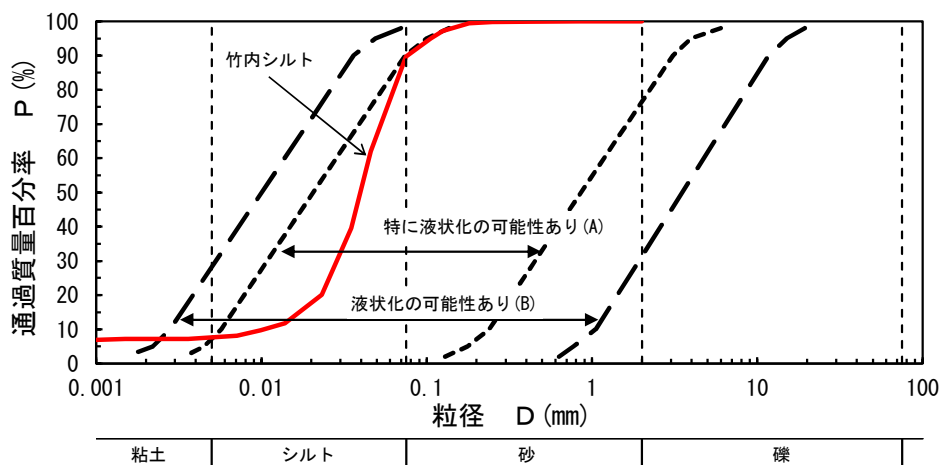


図-5.4 竹内シルトの粒度組成

表-5.2 竹内シルトの物理特性

| 項目 | | | 試験値 |
|-------------|------------------|-------------------|-------|
| 土粒子の密度 | ρ_s | g/cm ³ | 2.640 |
| 最小密度(JIS法) | $\rho_{dminJIS}$ | g/cm ³ | 0.944 |
| 最大間隙比(JIS法) | e_{maxJIS} | | 1.797 |
| 最大密度(JIS法) | $\rho_{dmaxJIS}$ | g/cm ³ | 1.305 |
| 最小間隙比(JIS法) | e_{minJIS} | | 1.023 |
| 最大密度(最小法) | ρ_{dmax} | g/cm ³ | 1.512 |
| 最小間隙比(最小法) | e_{min} | | 0.746 |
| 最大粒径 | D_{max} | mm | 0.85 |
| 細粒分含有率 | P_f | % | 90 |
| 粘土分含有率 | P_c | % | 8 |
| 50%粒径 | D_{50} | mm | 0.04 |
| 均等係数 | U_c | | 4.2 |
| 液性限界 | w_L | % | 39.6 |
| 塑性限界 | w_p | % | NP |
| 塑性指数 | I_p | | NP |

表-5.3 土質分類の概略値一覧⁷⁾

| 土質分類 | 地下水面下の 単位体積重量 γ_t kN/m ³ | 地下水面上の 単位体積重量 γ_{t1} kN/m ³ | 細粒分含有率 P_f % | 平均粒径 D_{50} mm |
|-------|---|--|----------------------|------------------------|
| 表土 | 17.0 | 15.0 | 80 | 0.020 |
| シルト | 17.5 | 15.5 | 75 | 0.025 |
| 砂質シルト | 18.0 | 16.0 | 65 | 0.040 |
| シルト質砂 | 18.0 | 16.0 | 50 | 0.070 |
| 微細砂 | 18.5 | 16.5 | 40 | 0.100 |
| 細砂 | 19.5 | 17.5 | 30 | 0.150 |
| 中砂 | 20.0 | 18.0 | 10 | 0.350 |
| 粗砂 | 20.0 | 18.0 | 0 | 0.600 |
| 砂れき | 21.0 | 19.0 | 0 | 2.000 |

実験に使用する竹内シルトは、非塑性な土であるが細粒分含有率が90%と高いため、丸太打設時に粘性土のように挙動し、砂質土のような挙動をしないことが懸念される。そこで、丸太打設により地盤の密度が増加すれば砂と同様に挙動したと仮定し、これを確認する目的で簡易貫入試験装置を用いて、地盤の硬さを計測した。

図-5.5 に簡易貫入試験装置を示す。ロッドの先端は先端角が60°のコーン、ロッドの直径は5mmである。試験は、ロッドおよびガイド用ロッドを鉛直に保持した状態で、ハンマー（質量100g）をアンビルの上端から250mmの位置から自由落下させ、1回の落下に対する貫入量を計測し、コーン先端が土層の底面に到達するまで貫入した。

図-5.6 に初期相対密度が最も小さい No.1 と初期相対密度が最も大きい No.6 のケースの貫入抵抗値の深度分布を示す。簡易貫入試験装置による地盤の貫入抵抗値 N_t は、20mm 貫入するために必要な打撃回数として、式(5.2)より求めた。

$$N_t = N \frac{20}{\Delta h_t} \quad (5.2)$$

ここで、

N : 貫入量 Δh 当たりの打撃回数 (回)

Δh : N_t 回の打撃回数に対する貫入量 (mm)

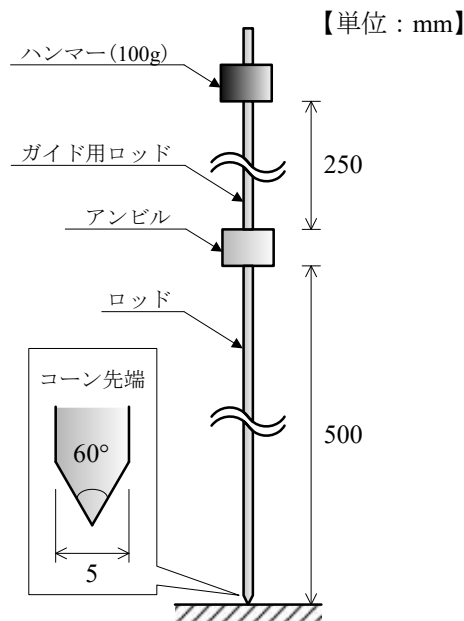


図-5.5 簡易貫入試験装置

初期相対密度が最も小さいNo.1, および, 最も高いNo.6のいずれのケースも丸太を打設することで貫入抵抗値が増加する傾向が認められる. この要因として, 相対密度や静止土圧係数 K_0 の増加などが考えられる. これらの影響を明確に分離することは困難であるが, 貫入抵抗値が増加することから相対密度も増加していると考えられる.

これより, 本研究で使用する竹内シルトは, 砂と同様な挙動を示すと考えられ, この試料を用いて地盤の鉛直変位の特性を検討することは妥当であるといえる.

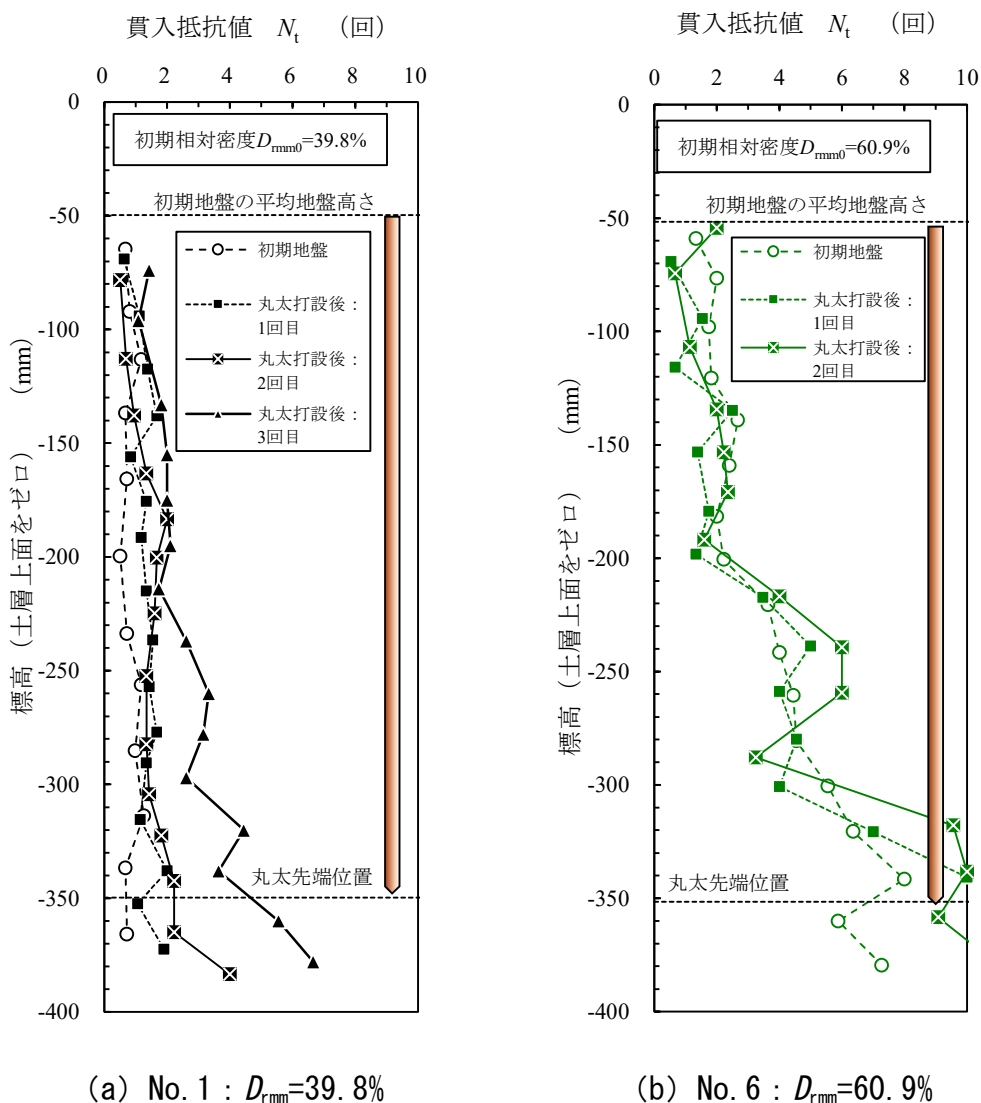


図-5.6 貫入抵抗値の深度分布

5.2.3 実験結果

図-5.7～図-5.12 に丸太打設による初期地盤を基準とした地盤の鉛直変位変化率を示す。地盤の鉛直変位変化率は、1を超えると隆起、1を下回ると沈下を示す。なお、地盤の高さを計測した計測点間の鉛直変位変化率は、計測点における計測値を内挿した。また、丸太を打設した後の地盤の表面形状は、丸太を中心とする同心円状に隆起、または、沈下すると考えられるが、各計測点は24mm間隔であるため、実際の地盤の表面形状とは厳密には異なる。

No.1 のケースでは、いずれも丸太を打設することで地盤に沈下が生じ、その量は改良率の増加に伴って大きくなる傾向が認められる。No.2 のケースでは、1.2%から4.9%に増加することで全体的に沈下が生じるが、4.9%から9.8%に増加してもNo.1のケースのように沈下が増加することはなく、むしろ、4.9%に比べると隆起が発生している。No.3 のケースは、一部で隆起が生じているが、ほとんどの範囲でNo.1のケースと同様に沈下が生じている。No.4 のケースは、改良率が1.2%から4.9%に増加することで地盤中央部に沈下が生じているものの一部で隆起が生じている。しかしながら、改良率が4.9%から9.8%に増加しても沈下が大きく増えることはなく、むしろ4.9%に比べて隆起が発生する部分が認められ、No.2のケースと同様な傾向が認められる。No.5 およびNo.6 のケースでは、丸太を打設することで地盤に隆起が生じ、その量は改良率の増加に伴って大きくなる傾向が認められる。また、この地盤の隆起は地盤の中央付近で大きくなるのがわかる。これは、丸太を外側のエリアから打設することで、外側に丸太と密な地盤で構成されるブロック体のような複合地盤が構築され、側方への移動を拘束された内側のエリアの土粒子が、丸太打設により地表面に移動したためと考えられる。

第5章 地盤改良材としての丸太の特性の検討

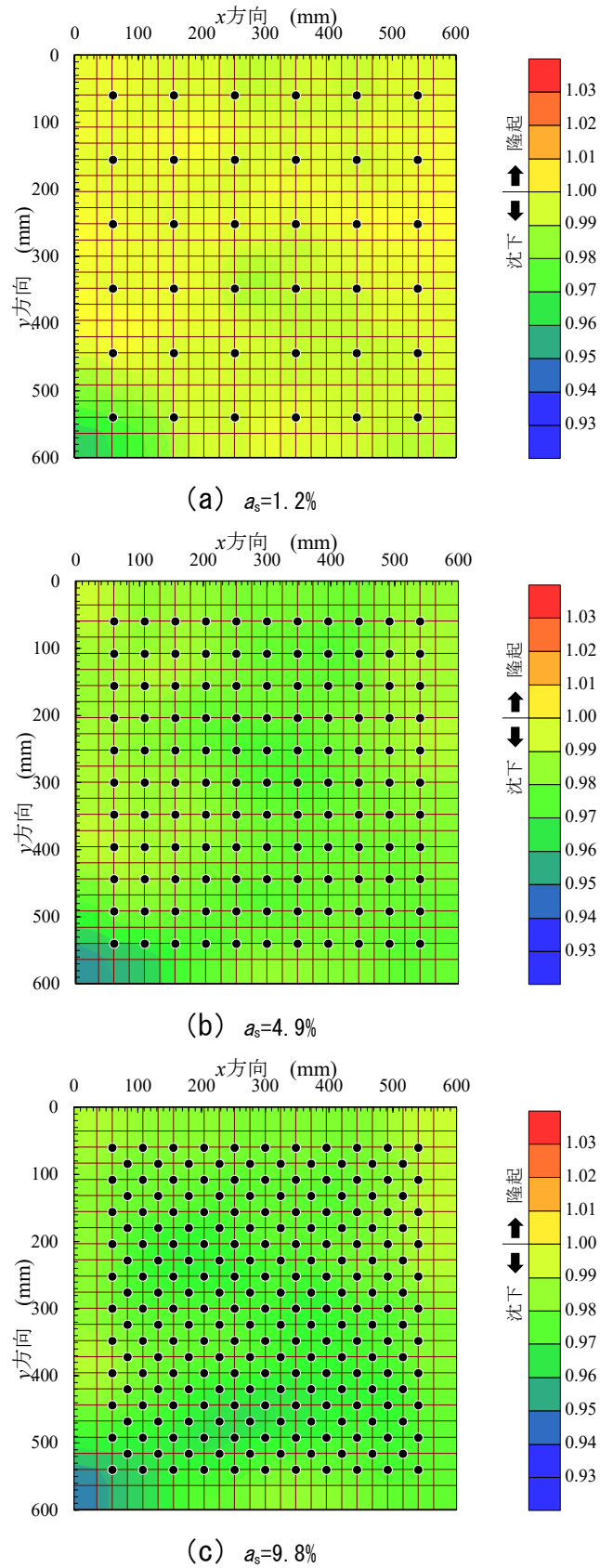
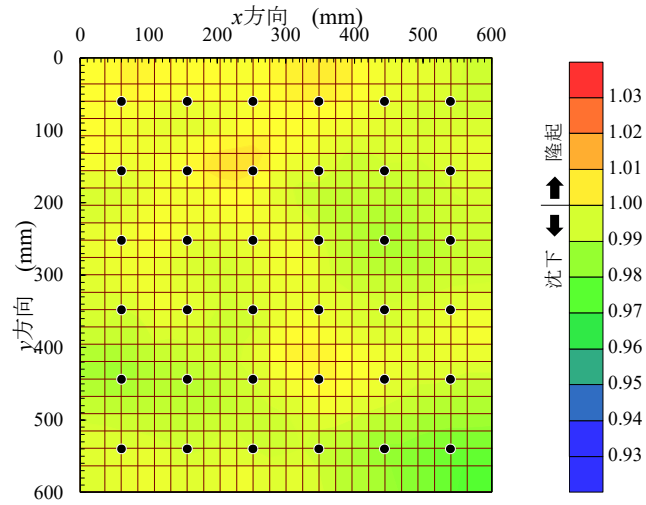
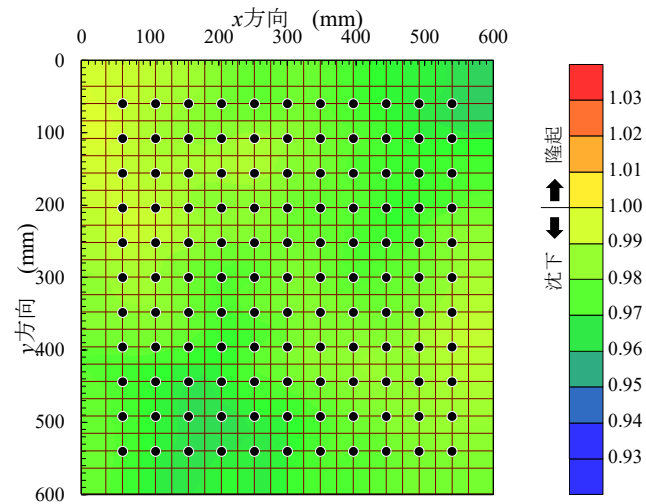


図-5.7 地盤の鉛直変位変化率 : No. 1 (初期相対密度 39.8%)

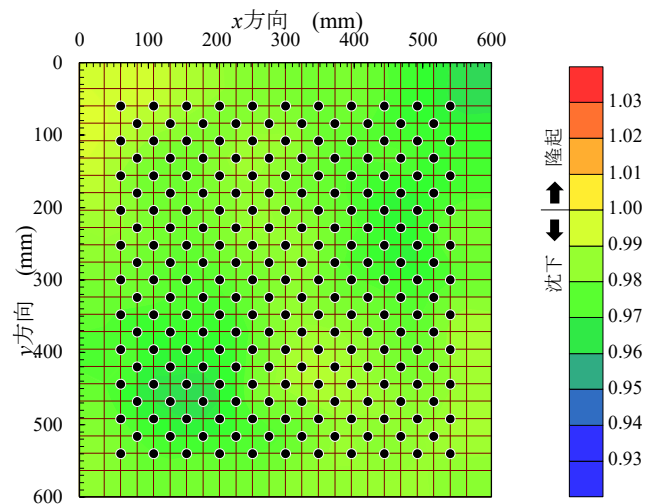
第5章 地盤改良材としての丸太の特性の検討



(a) $a_s=1.2\%$



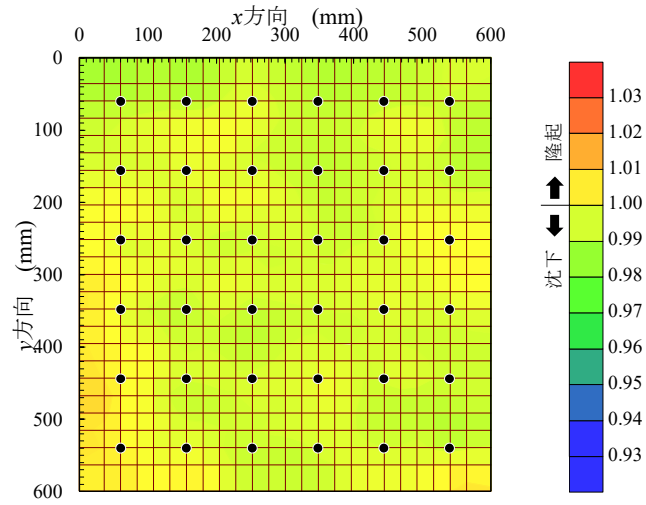
(b) $a_s=4.9\%$



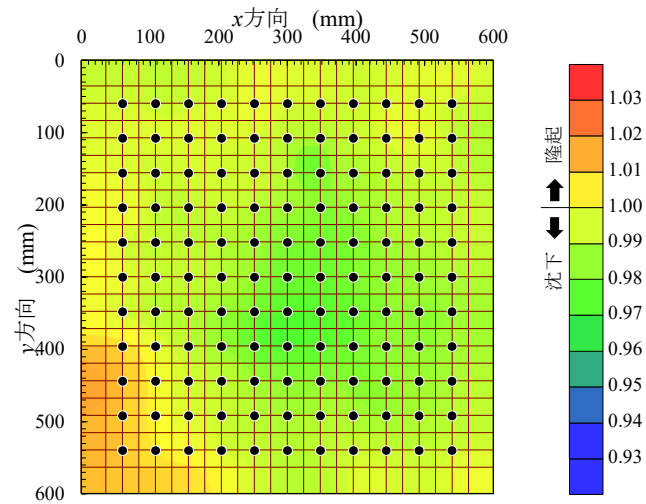
(c) $a_s=9.8\%$

図-5.8 地盤の鉛直変位変化率：No. 2 (初期相対密度 46.6%)

第5章 地盤改良材としての丸太の特性の検討

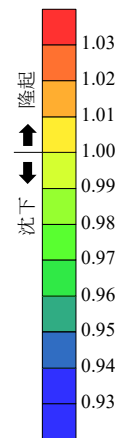


(a) $a_s=1.2\%$



(b) $a_s=4.9\%$

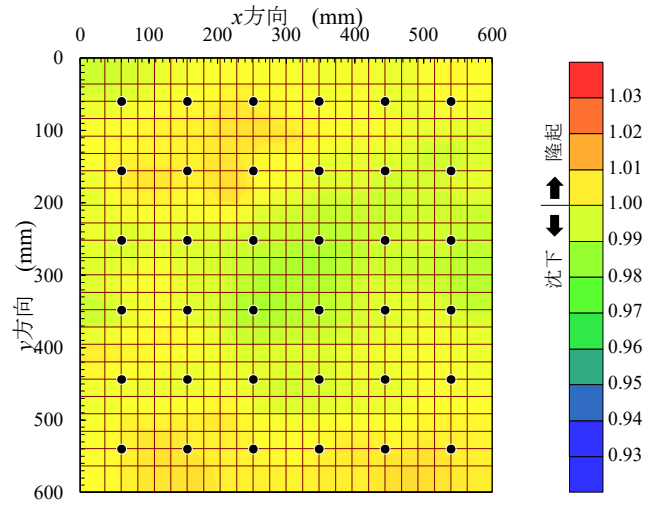
未実施



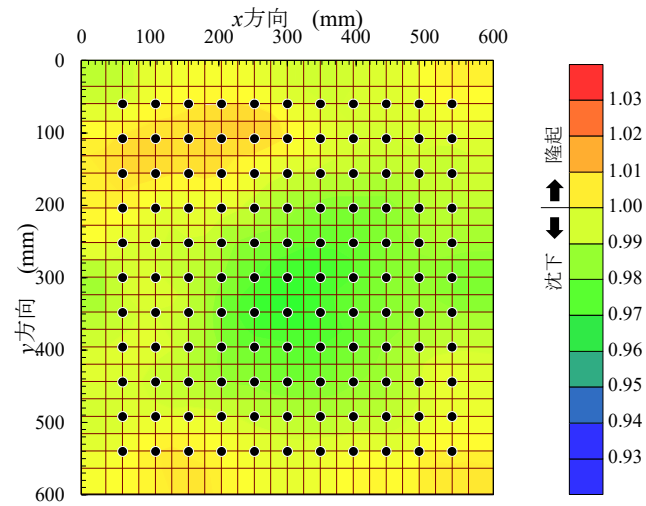
(c) $a_s=9.8\%$

図-5.9 地盤の鉛直変位変化率 : No. 3 (初期相対密度 50.7%)

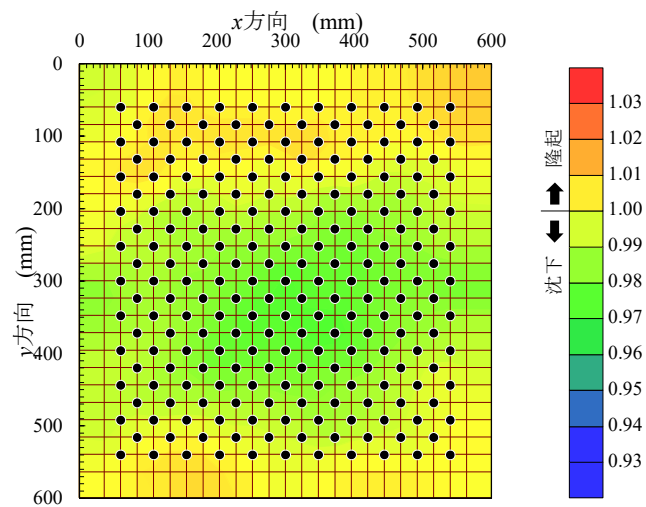
第5章 地盤改良材としての丸太の特性の検討



(a) $a_s=1.2\%$

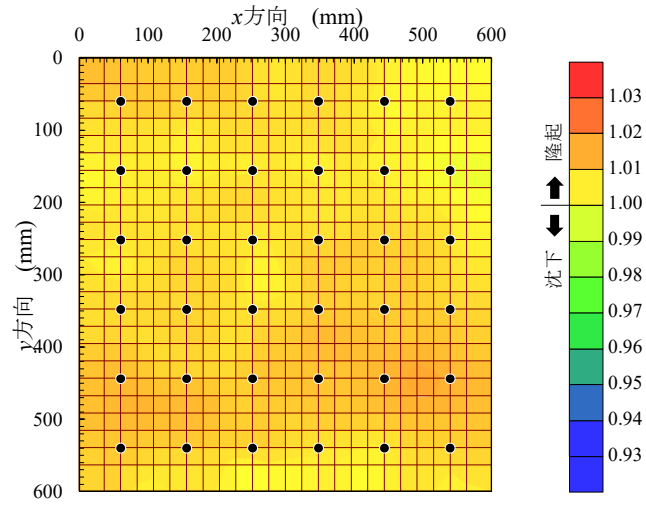


(b) $a_s=4.9\%$

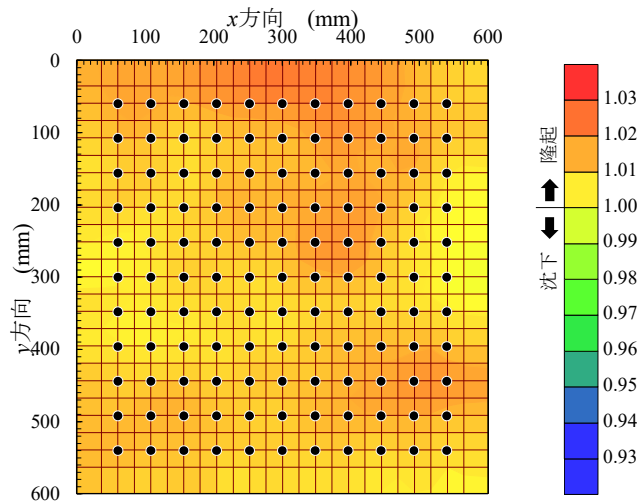


(c) $a_s=9.8\%$

図-5.10 地盤の鉛直変位変化率 : No. 4(初期相対密度 50.9%)

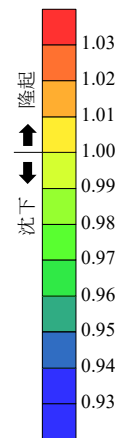


(a) $a_s=1.2\%$



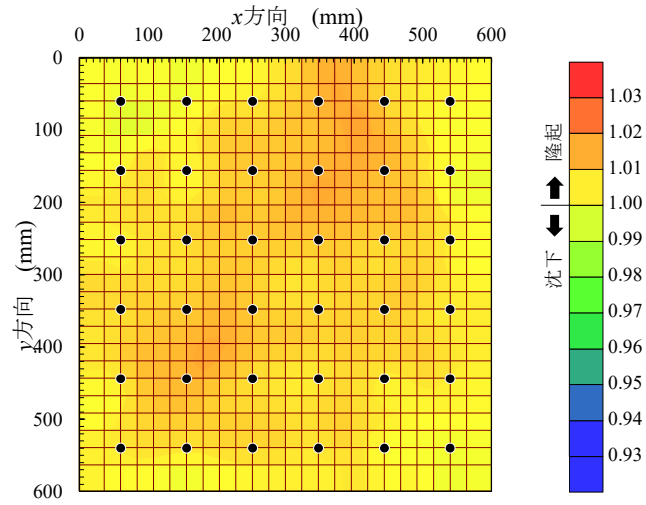
(b) $a_s=4.9\%$

未実施

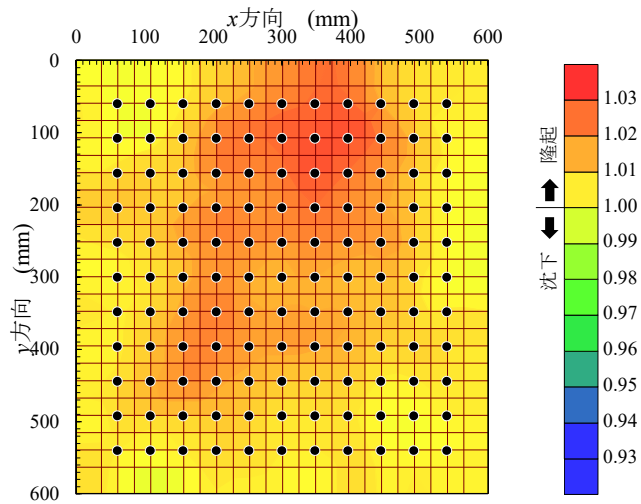


(c) $a_s=9.8\%$

図-5.11 地盤の鉛直変位変化率 : No. 5 (初期相対密度 56.8%)

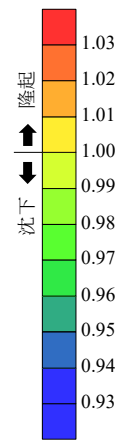


(a) $a_s=1.2\%$



(b) $a_s=4.9\%$

未実施



(c) $a_s=9.8\%$

図-5.12 地盤の鉛直変位変化率 : No. 6 (初期相対密度 60.9%)

図-5.13 に初期地盤を基準とした鉛直方向の体積変化率と初期相対密度の関係を示す。初期地盤を基準とした鉛直方向の体積変化率 C_0 は、丸太打設後の地盤高さの平均値が初期地盤の地盤高さの平均値未満の場合は式(5.3)、丸太打設後の地盤高さの平均値が初期地盤の地盤高さの平均値以上の場合は式(5.4)で求めた。

$h_{i\text{ ave}} < h_{0\text{ ave}}$ の場合

$$C_0 = \frac{h_{i\text{ ave}}WD}{h_{0\text{ ave}}WD} \quad (5.3)$$

$h_{i\text{ ave}} \geq h_{0\text{ ave}}$ の場合

$$C_0 = \frac{h_{i\text{ ave}}WD - A_p(h_{i\text{ ave}} - h_{0\text{ ave}})n_i}{h_{0\text{ ave}}WD} \quad (5.4)$$

ここで、

- $h_{0\text{ ave}}$: 初期地盤の地盤高さの平均値 (mm)
- $h_{i\text{ ave}}$: i 回目の丸太打設後の地盤高さの平均値 (mm)
- W : 土槽の幅 (mm)
- D : 土槽の奥行 (mm)
- A_p : 丸太の断面積 (mm^2)
- n_i : i 回目における丸太打設本数の総数 (本)

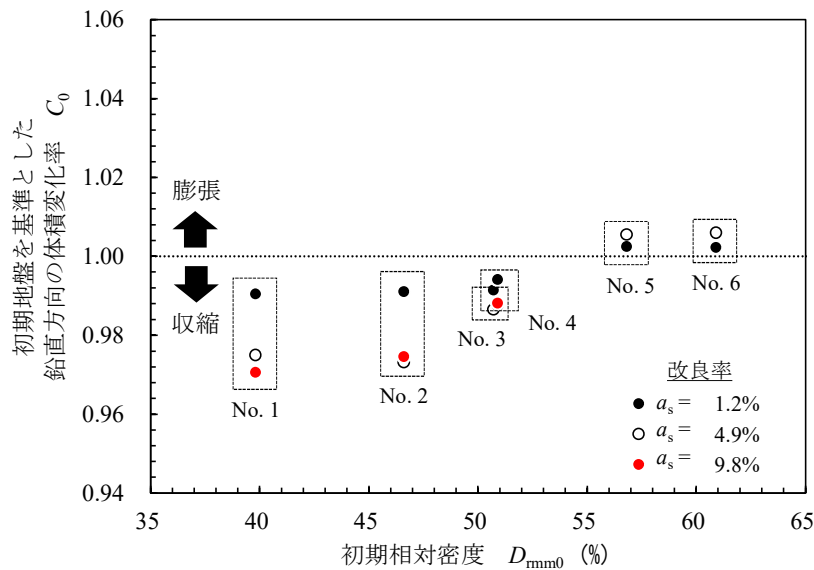


図-5.13 初期地盤を基準とした鉛直方向の体積変化率と初期相対密度の関係

改良率に着目すると、いずれの改良率においても初期相対密度が小さい場合は丸太打設により体積収縮が発生するが、初期相対密度が大きい場合は体積膨張が発生する傾向が認められる。また、体積の収缩量および膨張量は、改良率が低い場合は少なく、高い場合に多くなる傾向が認められる。改良率 1.2%および 4.9%の体積変化量に着目すると、前者は初期相対密度が 51%付近、後者は 47%付近までは変化が緩やかであるが、その付近を境に変化率が大きくなる傾向が認められる。改良率 9.8%については、初期相対密度が低い場合でも変化率が大きく、初期相対密度 39.8%で体積収縮量が改良率 4.9%より多いが、初期相対密度 46.6%では改良率 4.9%より小さくなっている。

図-5.14 に初期地盤を基準とした鉛直方向の体積変化率と改良率の関係を示す。初期相対密度が 56.8%や 60.9%では、改良率が小さい場合においても体積膨張が生じている。初期相対密度 50%程度では体積収縮が生じているが、改良率 9.8%では体積収縮量が改良率 4.9%よりわずかに小さく、この改良率の間に収縮量の下限値が存在し、その下限値となる改良率を境に膨張に転じたと考えられる。このような傾向は、初期相対密度 46.6%でも認められるが、収縮量は初期相対密度 50%程度よりも大きい。このように、初期相対密度毎に体積収縮量の下限値が存在し、その下限値の収縮量は初期相対密度が低いほど大きくなると考えられる。また、初期相対密度が小さい場合、改良率が小さい領域では改良率の増加とともに収縮量が増加するが、下限値となる改良率を境に膨張に転じる可能性があることが示唆された。

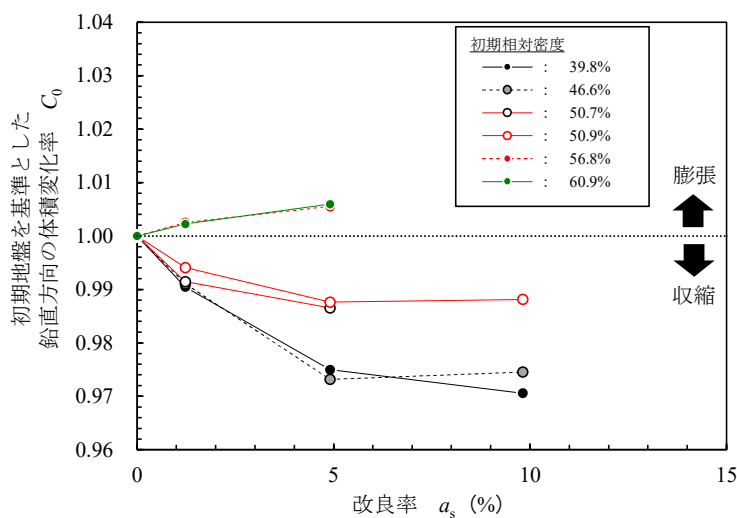


図-5.14 初期地盤を基準とした鉛直方向の体積変化率と改良率の関係

丸太打設により地盤体積が収縮する要因としては、鋼管や丸太による繰り返し荷重と丸太圧入時に、土粒子が下方向に引きずりこまれるため、丸太の体積以上に間隙が小さくなり、その影響は、改良率が高いほど、すなわち、丸太打設本数が多いほど収縮量が多くなったと考えられる。

一方、地盤の初期相対密度が高い場合においても、同様な土粒子移動が発生すると考えられるが、間隙が小さいために容易に間隙を減少させることができなく、繰り返し荷重による砂のダイレータンスー特性により鋼管や丸太の体積分の一部は体積膨張に転じ、これにより改良率が高いほど膨張量が大きくなったと考えられる。

なお、本実験は1G場の模型実験であることから拘束圧の影響が小さいこと、剛土槽を用いていることにより水平方向と下方向への地盤変位が拘束されていることから、地盤の鉛直方向の体積膨張量を過大に評価している可能性がある。

5.3 現場における丸太打設による地盤の鉛直変位計測

5.3.1 計測概要

模型実験で行った丸太打設前後の地盤高さの計測を、現場でも同様に行う。表-5.4に計測地点の一覧を示す。改良率はいずれも2.0%で、CCC地点は長さ3.0mで丸太頭部深度がGL-2.0m、NO地点が長さ3.0mで丸太頭部深度がGL-1.6mである。丸太の打設および丸太頭部の充填は2.4節で示した方法で実施した。

写真-5.2に地盤高さの計測状況を示す。地盤高さの計測は、電子レベルを用いて行った。計測点は、模型実験と同様丸太間地盤とした。

表-5.4 試験地点の一覧

| 地点 記号 | 計測地点 | 改良 面積 m ² | 改良 深度 m | 丸太 長さ <i>L</i> m | 末口 直径 <i>D_T</i> m | 打設 間隔 <i>B</i> m | 改良 率 <i>a_s</i> % | 打設 本数 本 |
|----------|-----------|----------------------------|---------------|---------------------------|---------------------------------------|---------------------------|--------------------------------------|---------------|
| CCC | 千葉県千葉市中央区 | 132.0 | 5.0 | 3.0 | 0.16 | 1.0 | 2.0 | 132 |
| NO | 長野県大鹿村 | 108.0 | 4.6 | 3.0 | 0.16 | 1.0 | 2.0 | 108 |



(a) 計測状況

(b) 計測点

写真-5.2 地盤高さの計測状況

5.3.2 CCC 地点：千葉県千葉市中央区

当該地点は、東京湾沿岸部に造成された海岸埋立地に位置する。図-5.15 に地盤調査結果の深度分布を示す。当該地点は、表層より N 値=2~6 の層厚 4.1m の盛土層があり、その下位に N 値=4 のシルト混じり細砂がある。その下位には N 値=6~27 の細砂層が存在する。また、盛土および細砂層の細粒分含有率は 10% 程度と小さく、非塑性な土で、平均粒径は 0.15~0.20mm 程度である。丸太頭部は盛土層に位置し、先端は N 値=10~16 の細砂層に到達している。

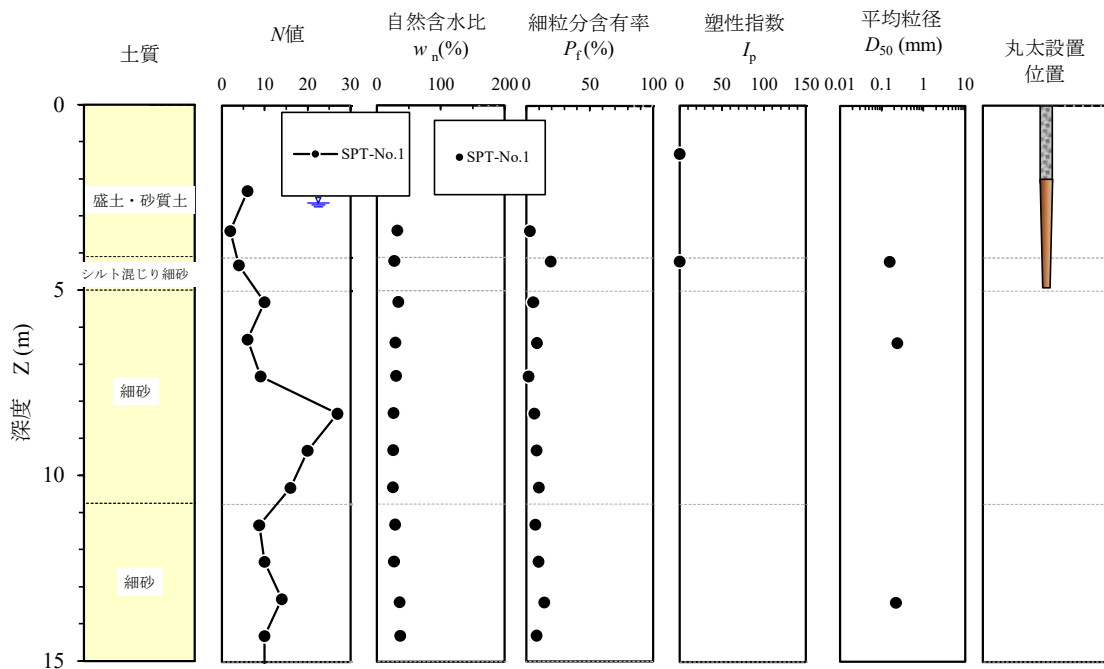


図-5.15 地盤調査結果の深度分布 (CCC 地点：千葉県千葉市中央区)

写真-5.3 に丸太打設前後の地盤の状況を示す。丸太打設後の地盤は、丸太打設機の移動による地盤の不陸が確認されるが、丸太打設前と比べて地盤高さに大きな違いは見られない。

図-5.16 に丸太打設による原地盤を基準とした地盤の鉛直変位変化率を示す。なお、模型実験と同様に、地盤の鉛直変位変化率は、1を超えると隆起、1を下回ると沈下を示す。地盤の高さを計測した計測点間の鉛直変位変化率は、計測点における計測値を内挿した。また、丸太を打設した後の地盤の表面形状は、丸太を中心とする同心円状に隆起、または、沈下すると考えられるが、各計測点は丸太間地盤であるため、実際の地盤の表面形状とは厳密には異なる。地盤の高さは、丸太先端位置の標高から、各計測点の標高を差し引いたものとした。

丸太打設により一部で隆起が発生しているが、全体的に大きな変化は認められない。また沈下している部分もあり、模型地盤で確認された丸太打設による地盤の沈下が実地盤でも確認された。また、計測範囲の地盤高さの平均値は、丸太打設前で 4.962m、丸太打設後で 4.952m となり、水平方向の体積変化がないと仮定すると、地盤の体積変化率は原地盤を基準として 0.998 となった。

図-5.17 に丸太打設前後の N 値および換算 N 値の深度分布を示す。換算 N 値は、建築基礎構造設計指針⁸⁾、および、道路橋示方書⁹⁾に示される方法で算定した。 N 値および換算 N 値において、いずれも丸太打設後の方が大きくなることが認められ、地盤の密度が増大していることがわかる。このことから、丸太打設により地盤が沈下する場合においても、地盤の密度が増大していることが確認された。



(a) 丸太打設前



(b) 丸太打設後

写真-5.3 丸太打設前後の地盤の状況 (CCC 地点：千葉県千葉市中央区)

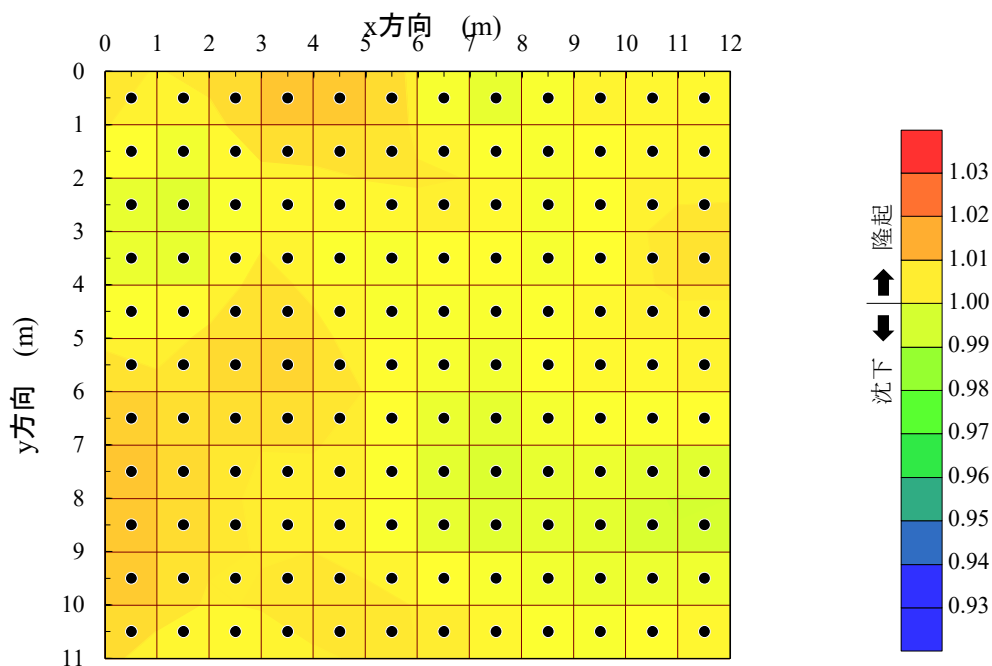


図-5.16 地盤の鉛直変位変化率 (CGC 地点：千葉県千葉市中央区)

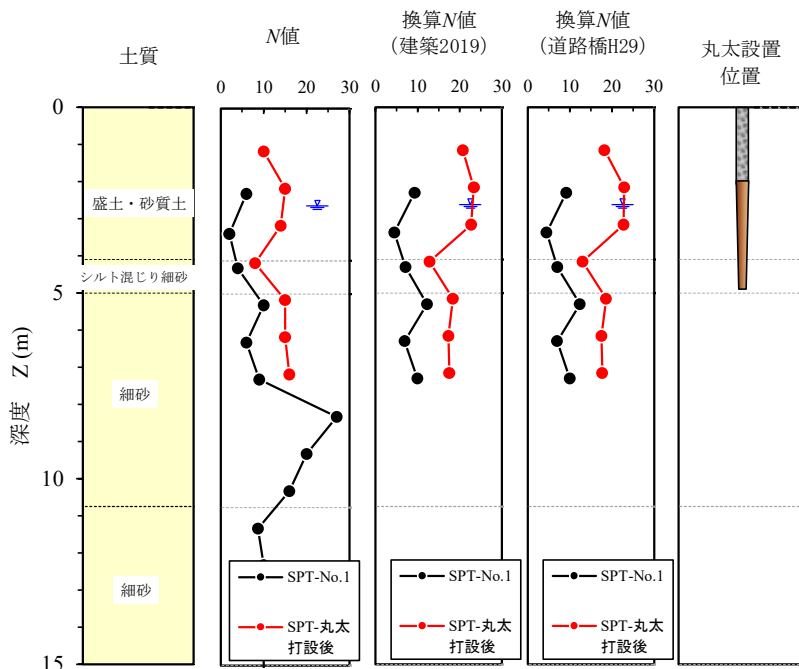


図-5.17 丸太打設前後の N 値および換算 N 値の深度分布 (CGC 地点：千葉県千葉市中央区)

5.3.3 NO地点：長野県大鹿村

当該地点は、伊那山地と赤石山脈に挟まれた山間地域であり、その中央を北上する青木川の左岸の自然堤防上に位置する。図-5.18に地盤調査結果の深度分布を示す。当該地点は、表層より N 値=1~12の層厚 6.3mのシルト混じり砂層があり、その下位にシルト混じり砂礫層がある。その下位には鹿塩片麻岩が存在する。シルト混じり砂の細粒分含有率は、GL-5.0m付近を除いて15%程度で、非塑性な土である。平均粒径は0.2~1.5mm程度である。丸太頭部はシルト混じり砂に位置し、先端は N 値=12~50のシルト混じり砂礫層に到達している。

なお、当該地点では地盤調査後に切土を行っており、地盤調査時と施工時のGLの位置が異なる。丸太打設前後の地盤高さ計測は、施工時のGLから行った。

丸太打設後の地盤は、丸太打設前と比べて地盤高さに大きな違いは見られなかった。また、施工の都合で敷鉄板が敷かれており、その箇所は計測値から敷鉄板の厚さ22mmを差し引いた。

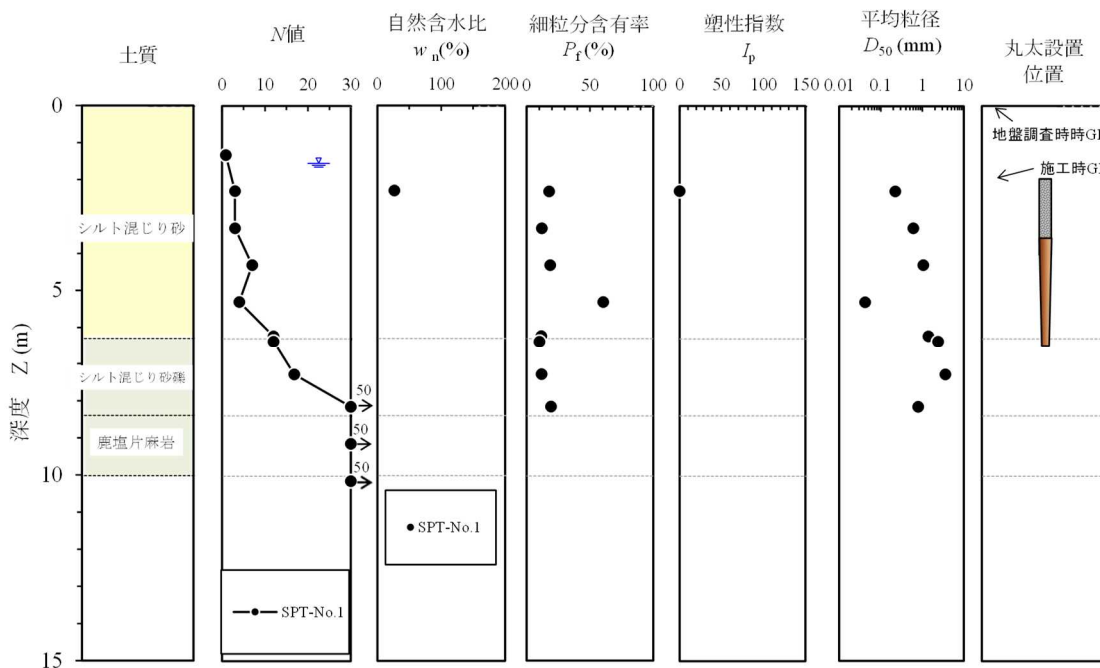


図-5.18 地盤調査結果の深度分布 (NO地点：長野県大鹿村)

図-5.19 に丸太打設による原地盤を基準とした地盤の鉛直変位変化率を示す。CCC 地点と同様に、地盤の高さは、丸太先端位置の標高から、各計測点の標高を差し引いたものとした。丸太打設により一部で隆起が発生しているが、CCC 地点と同様に沈下している部分もある。また、計測範囲の地盤高さの平均値は、丸太打設前で 4.591m、丸太打設後で 4.583m となり、体積変化率は原地盤を基準として 0.998 となった。

図-5.20 に丸太打設前後の N 値および換算 N 値の深度分布を示す。なお、丸太打設後の地盤調査は、施工時 GL から行った。 N 値については、丸太打設前後でほとんど同じ値となった。これは、丸太打設前後で地盤調査の位置が異なり、丸太打設後は切土後の拘束圧の低い状態で調査を行っていることが要因と考えられる。拘束圧を補正した換算 N 値においては、丸太打設後の方が大きくなることが認められ、CCC 地点と同様に、地盤の密度が増大していることが確認された。

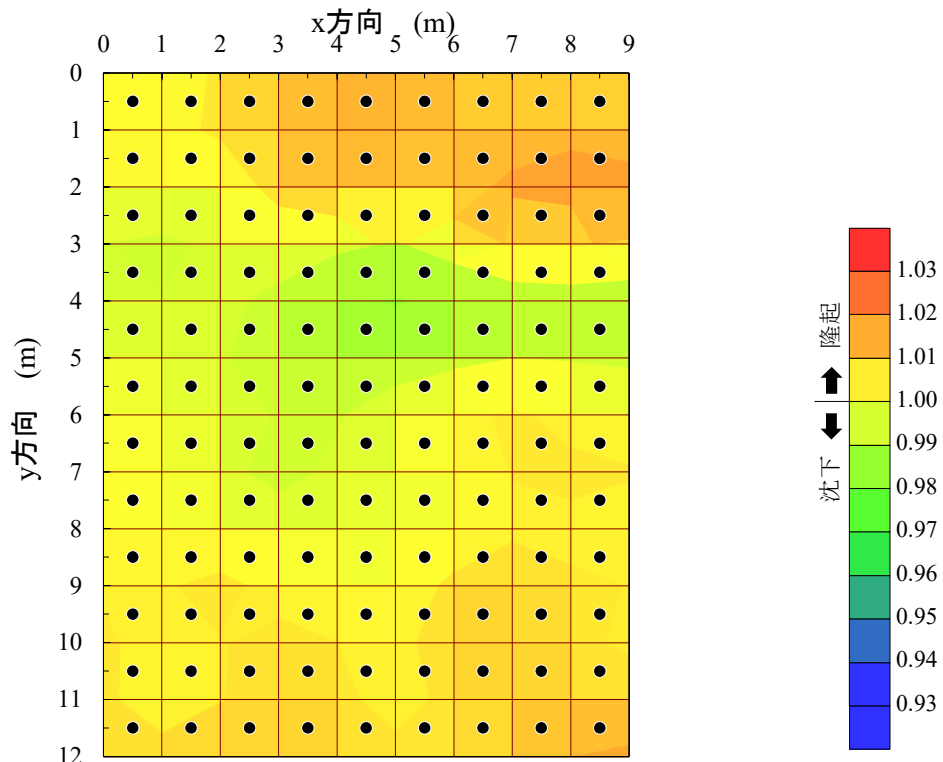


図-5.19 地盤の鉛直変位変化率 (N0 地点：長野県大鹿村)

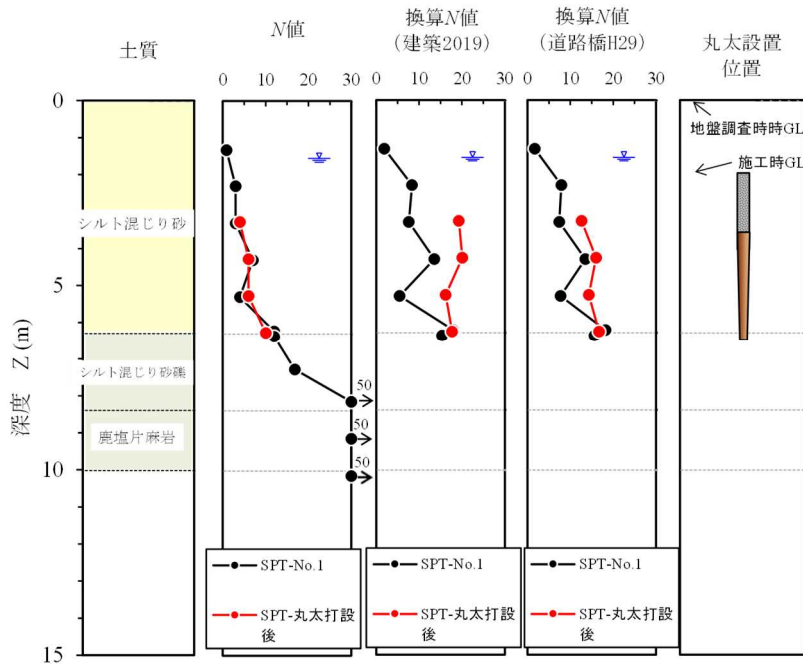


図-5.20 丸太打設前後の N 値および換算 N 値の深度分布
(NO 地点：長野県大鹿村)

5.4 丸太打設による密度増大の理論値の検討

5.4.1 模型実験と現場計測データの比較

模型実験と現場計測の結果を比較するために、現場計測結果を図-5.13、および、図-5.14 にプロットすることを考える。同図にプロットするためには、計測地点の地盤の初期相対密度を求める必要がある。ここで、実地盤の相対密度を求める場合、各土質における最大間隙比、最小間隙比、および間隙比が必要となるが、これらを室内土質試験やサンプリングによって直接求めることは難しい。そこで、実地盤の相対密度は、Meyerhof による N 値と相対密度の関係式¹⁰⁾を用いて算定することとする。なお、相対密度を求める深度方向の範囲は、地表面から丸太先端深度までとする。このため、この範囲の相対密度 D_{rmm} は、各層の相対密度を層厚で重みづけし、式(5.5)で求めた。各層の相対密度 D_{rmmi} は式(5.6)で求めた。式(5.5)で地盤の相対密度を求めた結果、CCC 地点で 44.7%、NO 地点で 57.3%であった。

$$D_{\text{rmm}} = \frac{\sum D_{\text{rmm}i} d_i}{d} \quad (5.5)$$

$$D_{\text{rmm}i} = 208 \sqrt{\frac{N_i}{\sigma_{vi}' + 69}} \quad (5.6)$$

ここで、

- d_i : 各土層の層厚 (m)
- d : 地表面から丸太先端までの層厚 (m)
- N_i : 各土層の N 値
- σ_{vi}' : 各土層の有効上載圧 (kN/m^2)

図-5.21 に現場計測データをプロットした初期地盤を基準とした鉛直方向の体積変化率と初期相対密度の関係を示す。計測地点の改良率はいずれも 2.0%であるため、丸太打設による地盤の挙動が実地盤と模型実験で同様であれば、改良率 1.2%と 4.9%の関係の間にデータがプロットされると考えられる。しかしながら、相対密度 44.7%の CCC 地点は改良率が 2.0%であるにも関わらず、体積収縮量が模型実験の改良率 1.2%のものよりも少ない。また、模型実験の場合、相対密度 56.8%では改良率 1.2%でも体積が膨張しているが、相対密度 57.3%で改良率 2.0%の NO 地点では収縮が発生している。このことから、実地盤における丸太打設による地盤の収縮および膨張量は、いずれも模型実験で得られた結果よりも小さくなることが明らかとなった。

図-5.22 に現場計測データをプロットした初期地盤を基準とした鉛直方向の体積変化率と改良率の関係を示す。模型実験では、初期相対密度が 55.6%のケースで改良率が 1.2%の場合でも地盤の体積が膨張する結果が得られていたが、相対密度 57.3%で改良率 2.0%の NO 地点では収縮が生じている。一方で、両者の体積変化率に大きな差はない。相対密度 44.7%の CCC 地点については、相対密度が同程度の 46.6%の模型実験のケースに比べて体積収縮量が少ない。

これらのことから、実地盤における丸太打設に伴う地盤の体積変化は、収縮量および膨張量ともに模型実験で得られたものよりも少なくなることが明らかとなった。体積収縮量が模型実験よりも小さくなる要因としては、実地盤の地表面には盛土等の影響で薄く硬い層が存在し、丸太打設による地表面の周囲地盤の引き込みの影響が少ないためと考えられる。体積膨張量が少ない要因としては、実地盤では模型実験に比べて大きな拘束圧が作用しているためと考えられる。

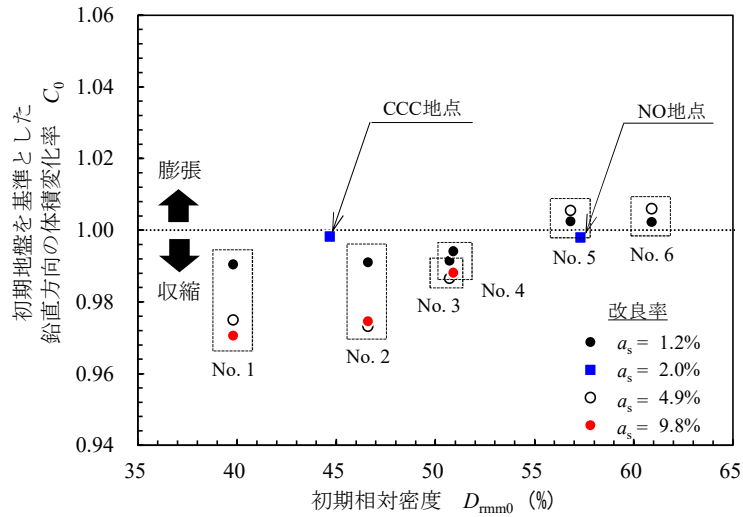


図-5.21 初期地盤を基準とした鉛直方向の体積変化率と初期相対密度の関係（現場計測データ追加）

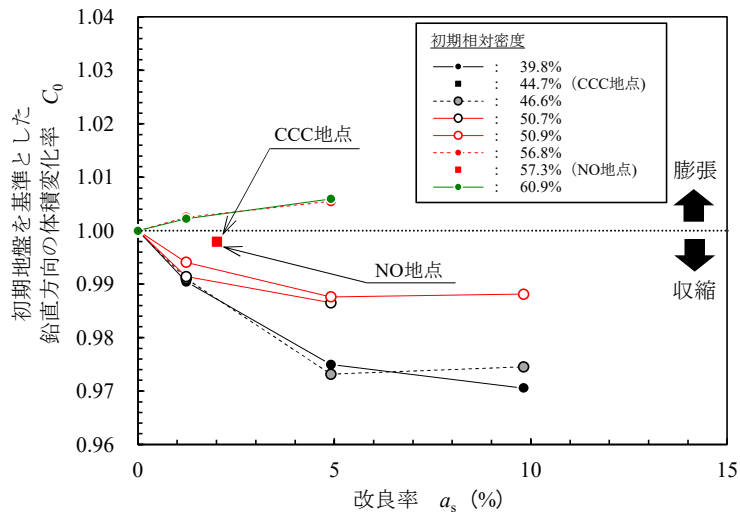


図-5.22 初期地盤を基準とした鉛直方向の体積変化率と改良率の関係（現場計測データ追加）

5.4.2 丸太打設による地盤の体積変化特性

次に、模型実験と現場計測によって明らかになったことに基づき、丸太打設による地盤の鉛直方向の体積変化メカニズムとその理論値について検討する。

模型実験では、初期相対密度が 55%程度以上の地盤では改良率に関わらず地盤に隆起が生じ、初期相対密度が 55%程度未満の地盤の場合は収縮が生じることが明らかとなった。また、その収缩量には下限値が存在し、その下限値は初期相対密度が小さいほど小さくなることが示唆された。現場計測では、模型地盤で認められた丸太打設による地盤体積の収縮がわずかながら認められたが、その量は模型地盤で確認された量よりも少ないことが明らかになった。また、実地盤では初期相対密度が 55%を超える場合においても膨張が発生していないことが確認された。

これらのことから、丸太打設による地盤の体積変化は丸太打設時の相対密度と改良率、すなわち、丸太打設時の間隙量に依存すると考えられる。鋼管による回転圧入と丸太打設により、土粒子が側方に押しつけられて密度が増大すると考えられるが、間隙量が多い場合は、鋼管による回転圧入と丸太打設に伴い周囲の土粒子が下方へ引きずり込まれ、土粒子が間隙に移動することで地盤の体積が収縮すると考えられる。また、間隙量が少ない場合も、鋼管による回転圧入や丸太打設により土粒子の下方への引きずり込みが発生すると考えられるが、鋼管による回転圧入や丸太打設により側方へ押しつけられた土粒子が既に間隙を埋めているため、膨張が生じると考えられる (図-5.23)。丸太打設による地盤の体積変化について、このようなメカニズムが考えられるため、ある間隙量に達したときに収縮から膨張に転じることが考えられる。

砂質地盤の密度増大について、江副ら¹¹⁾は、SCP工法では、砂杭打設時の繰返し応力履歴が密度増大に大きな影響を与えることを報告している。ここで、丸太の打設は、先端閉塞の鋼管を回転させながら圧入し、丸太先端深度到達後に逆回転させながら引き抜くことで孔を作製している。このため、鋼管の回転圧入、鋼管回転引抜きにより応力履歴が与えられた後に、鋼管より直径の大きい丸太が圧入されることでさらに応力履歴が与えられていると考えられる。このように、丸太打設でも繰返し応力履歴が与えられ、鋼管および丸太周囲の土粒子配列が密になるように再構成されたことで密度が増大したと考えられる。

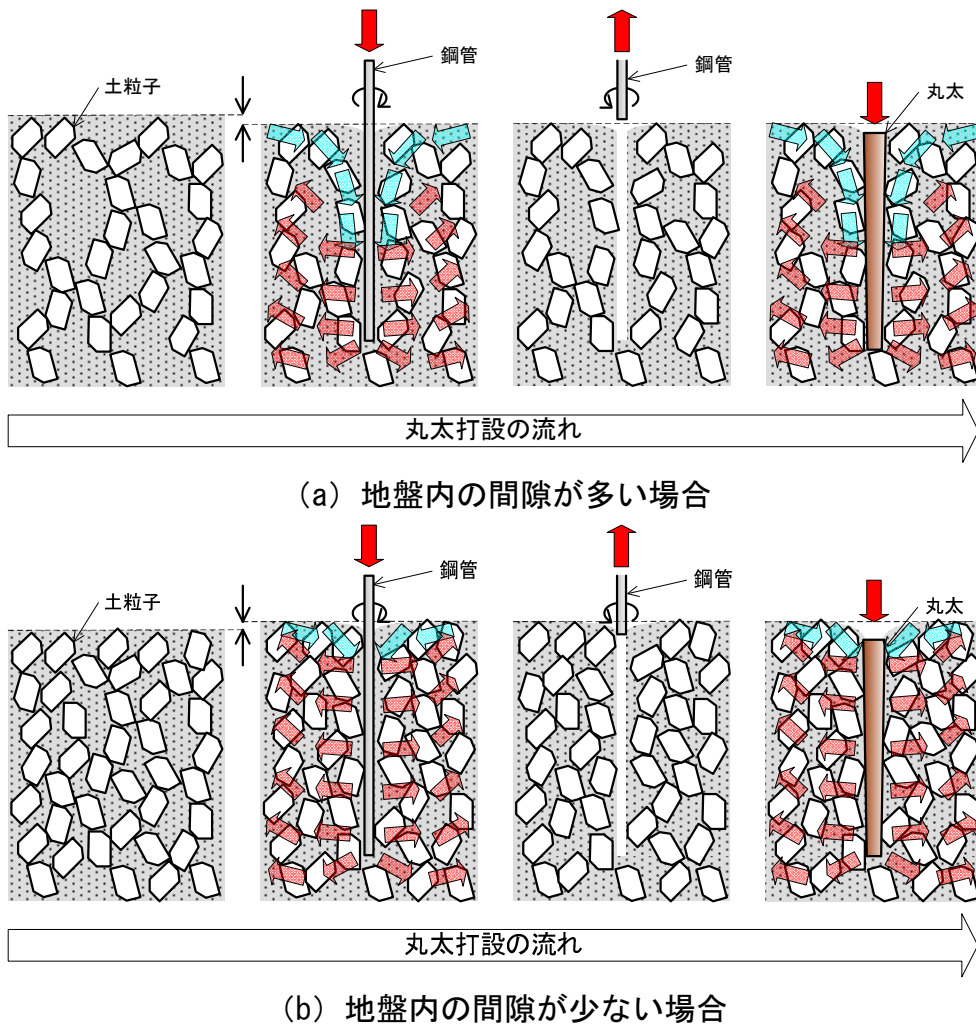


図-5.23 丸太打設による地盤の体積変化のメカニズム

このメカニズムに基づいて、丸太打設による地盤の体積変化と改良率の関係の理論値を考える。まず、境界条件を以下のように考えた。①丸太を打設していない、すなわち、改良率がゼロの場合は体積変化が生じない。②ある間隙量（相対密度）に達したときに地盤の体積変化は収縮から膨張に転じ、その転換点が体積収縮量の下限值となる。③地盤の間隙量がゼロ、すなわち、相対密度が100%に達した場合、改良率と体積変化率は同じになる。

次に、境界条件を満たす境界値を以下のように考えた。表-5.5 に境界条件における境界値を示す。①については、改良率がゼロの時に、体積変化率を1とした。②については、丸太打設後の想定相対密度が65%に達する点を収縮過程から膨張過程への転換点と仮定した。これは、初期相対密度46.6%、および、50.7%

の関係において改良率 4.9%から 9.8%の過程に転換点が存在することが考えられ、これらの初期相対密度における想定相対密度 65%になる改良率がこの間に存在するためである。また、下限値については、模型実験で得られた体積変化率の下限値を用いた。③については、丸太打設後の想定相対密度が 100%に達するときの改良率と、改良率分の丸太体積を地盤体積に足した値とした。なお、②、③で必要な任意の相対密度となるために必要な改良率は、図-5.24 に示すように原地盤の体積を $1+e_0$ と置いて式(5.7)、③の体積変化率は式(5.9)で算定した。

表-5.5 境界条件における境界値（模型実験）

| 境界条件 | 境界値 | |
|------|------------------------|-------------------------------|
| | 改良率 a_s % | 初期地盤を基準とした鉛直方向の体積変化率 C_0 |
| ① | 0 | 1 |
| ② | 想定相対密度が 65% となるときの改良率 | 模型実験により得られた体積変化率の下限値 |
| ③ | 想定相対密度が 100% となるときの改良率 | 相対密度が 100% となるときの地盤の体積変化率 |

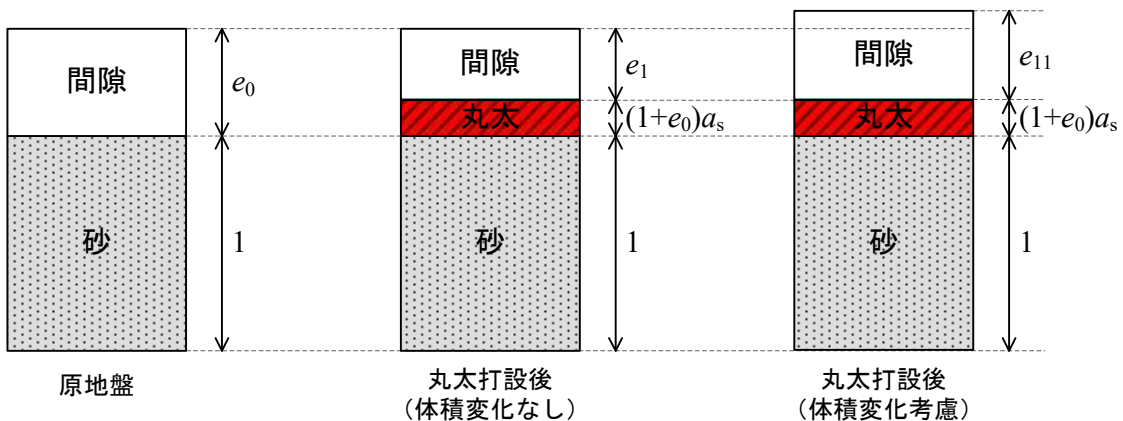


図-5.24 丸太打設による地盤の体積変化の考え方

$$a_{s-Drmmx} = \frac{e_0 - e_{Drmmx}}{1 + e_0} \times 100 \quad (5.7)$$

$$e_{Drmmx} = e_{\max} - \frac{D_{rmmx}(e_{\max} - e_{\min})}{100} \quad (5.8)$$

$$C_{0-Drmm100} = 1 + \frac{a_{s-Drmm100}}{100} \quad (5.9)$$

ここで、

$a_{s-Drmmx}$: 相対密度 $x\%$ となるために必要な改良率 (%)

e_{Drmmx} : 相対密度 $x\%$ における間隙比

e_0 : 丸太打設前の地盤の間隙比

D_{rmmx} : 任意の相対密度 (=x) (%)

e_{\max} : 地盤の最大間隙比 (竹内シルト=1.797)

e_{\min} : 最小法⁶⁾による地盤の最小間隙比 (竹内シルト=0.746)

$C_{0-Drmm100}$: 想定相対密度 100%のときの地盤の体積変化率

ここで、②の収縮過程から膨張への転換は、砂のダイレータンシー特性によるものであるため鋭敏なものでないと考えられる。このため、体積変化の収縮から膨張への転換は非線形に連続するものと仮定し、二次曲線で理論値をモデル化することとした。また、この転換点を境に体積変化のメカニズムが変わると考えられるため、収縮過程と膨張過程では異なる二次曲線を用いることとした。なお、それぞれの二次曲線は、転換点が曲線の頂点となるようにし、かつ、収縮過程は境界条件①の境界値、膨張過程は境界条件③の境界値を通るものとしてモデル化した。表-5.6に地盤の体積変化の二次曲線モデルの条件を示す。

表-5.6 地盤の体積変化の二次曲線モデルの条件

| | 収縮過程 | 膨張過程 |
|-----|--------------------------------|--------------------------------|
| 範囲 | $0 \leq a_s \leq$ 境界条件②の a_s | 境界条件②の $a_s \leq$ 境界条件③の a_s |
| 頂点 | (境界条件②の a_s , 境界条件②の C_0) | |
| 通過点 | ($a_s=0$, $C_0=1$) | (境界条件③の a_s , 境界条件③の C_0) |

図-5.25 に丸太打設による地盤の体積変化の境界条件と模型実験結果に基づく理論値を示す. 初期相対密度 56.8%と 60.9%のケースについては, 改良率 1.2%においても体積収縮が発生していなかったため, 転換点まで体積変化率を 1.0 とした. いずれのケースについても, 模型実験結果と体積変化の理論値が概ね一致し, 理論値が体積変化の傾向をモデル化できていることがわかる.

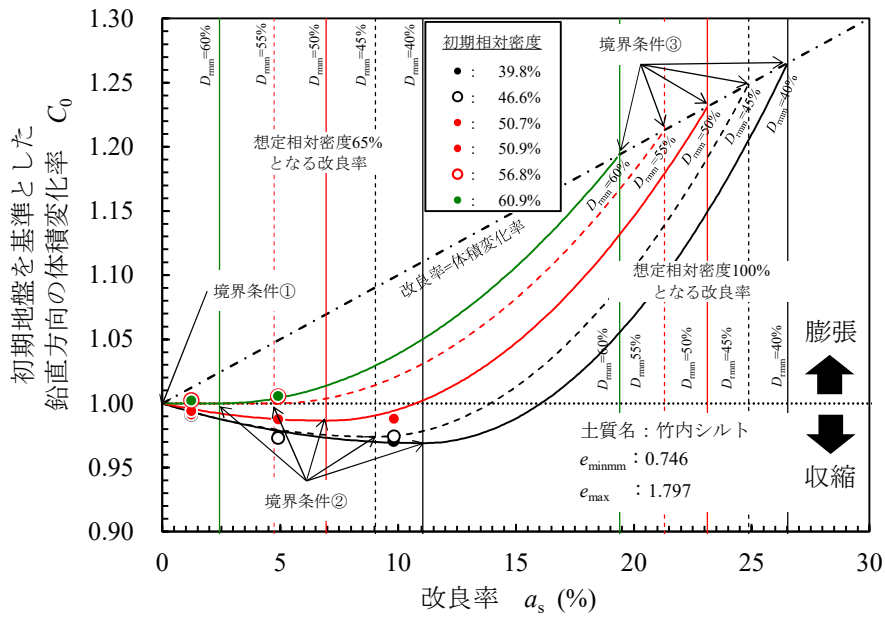


図-5.25 丸太打設による地盤の体積変化の境界条件と模型実験結果に基づく理論値

次に, 模型実験に基づく理論値を現場計測データに基づいて補正する. 補正は, 境界条件②の体積変化率の値のみを変化させることで行った. 図-5.26 に現場計測データに基づく理論値の補正を示す. 補正は, 初期相対密度が同等なもの同士で行った. 模型実験における初期相対密度 55%の理論値と現場計測における 57.3%のデータは概ね近い値を示すことが認められる. このことから, 初期相対密度が 55%程度では概ね現場での地盤の体積変化をモデル化できているといえる. このため, 初期相対密度 55%以上では現場での補正を行わず, 模型実験に基づく理論値をそのまま用いることとした. 一方で, 初期相対密度 45%の理論値と現場計測における 46.6%のデータには乖離があるため, 模型実験に基づく境界条件②の体積変化の境界値に, 式(5.10)に示す補正係数を乗じて補正した. ここで, 現場計測データに基づく体積変化率は, 改良率 2.0%で求められたもので

あるため、境界条件②の改良率の値である想定相対密度が65%になるために必要な改良率の場合、計測で得られたデータよりも収縮量が大きくなると考えられる。このため、境界条件①の境界値と現場計測データの値を、境界条件②の改良率の境界値である想定相対密度65%に相当する改良率(=9.0%)まで線形に外挿して現場計測データに基づく体積変化率の下限值を求めた。

$$C_c = \frac{C_{0\min-s}}{C_{0\min-m}} \quad (5.10)$$

ここで、

- C_c : 境界条件②における体積変化の補正係数
- $C_{0\min-s}$: 現場計測に基づく体積変化率の下限值（初期相対密度44.7%のデータを想定相対密度65%に相当する改良率まで線形外挿した値）
- $C_{0\min-m}$: 模型実験に基づく体積変化率の下限值（初期相対密度46.6%のケースにおける境界条件②の境界値）

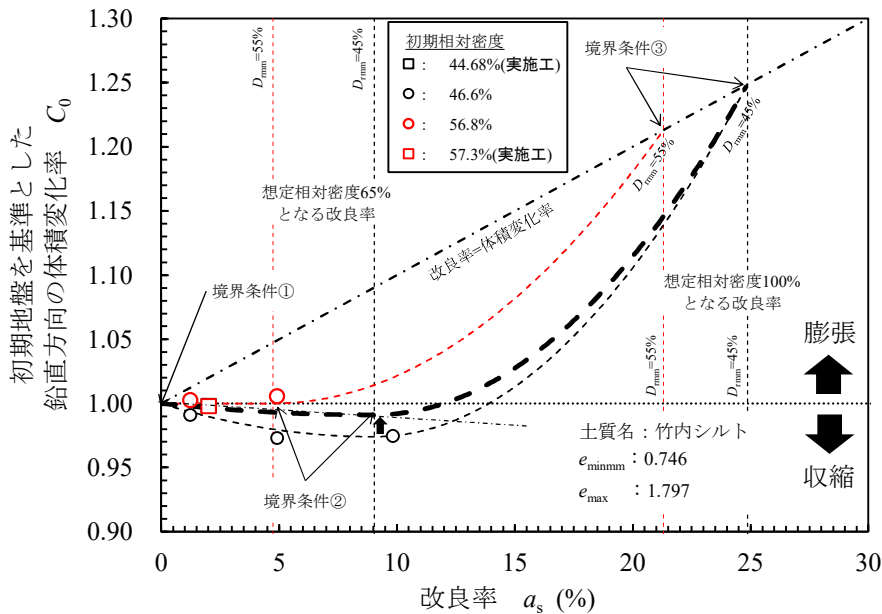


図-5.26 現場計測データに基づく理論値の補正

図-5.27 に現場計測データに基づく補正を行った地盤の体積変化の理論値を示す。境界条件における境界値は表-5.7 に示す値を用いた。二次曲線のモデル条件は、表-5.6 に示すとおりである。なお、これまでの検討では境界条件の設定の都合上で図上の改良率の最大値を 30%としてきたが、実際の丸太打設施工では改良率 10%程度が限界である。

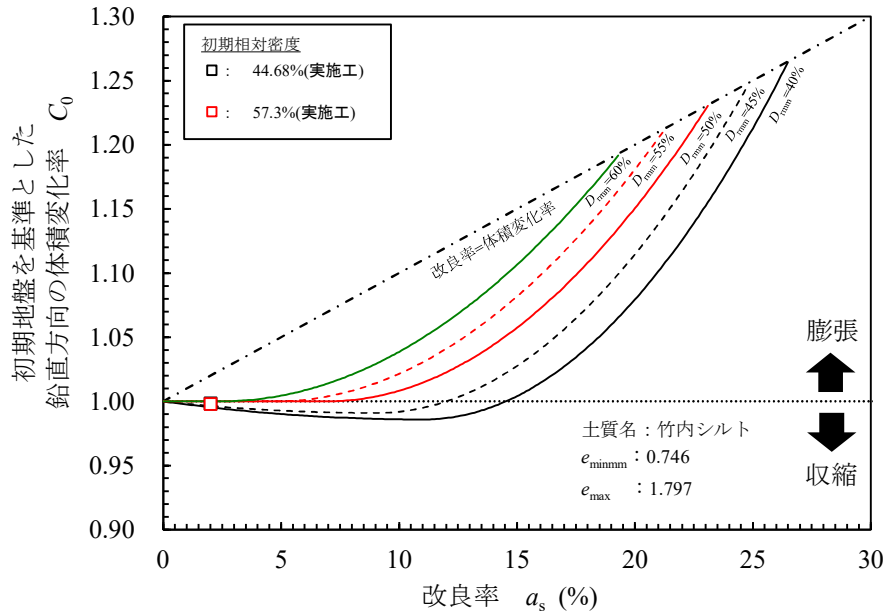


図-5.27 現場計測データに基づく補正を行った地盤の体積変化の理論値

表-5.7 境界条件における境界値

| 境界条件 | 境界値 | |
|------|------------------------|--|
| | 改良率 a_s % | 初期地盤を基準とした鉛直方向の体積変化率 C_0 |
| ① | 0 | 1 |
| ② | 想定相対密度が 65% となるときの改良率 | 模型実験により得られた体積変化率の下限値 × 体積変化の補正係数 C_c |
| ③ | 想定相対密度が 100% となるときの改良率 | 相対密度が 100% となるときの地盤の体積変化率 |

5.4.3 地盤の鉛直変位を考慮した密度増大の理論値の検討

次に、丸太打設による地盤の体積変化の理論値を考慮した密度増大の理論値を検討する。密度増大の理論値は実務での扱いやすさを考慮し、 N 値を用いることとする。

原地盤の体積を $1+e_0$ とすると、丸太打設による地盤の鉛直方向の体積変化率 C_0 は式(5.11)で表される。式(5.11)より、丸太打設による体積変化を考慮した丸太打設後の間隙比 e_{11} は式(5.12)となる。この間隙比 e_{11} に相当する相対密度 D_{rmm1} を式(5.13)、 N 値を式(5.14)で求める。なお、式(5.14)は Meyerhof による N 値と相対密度の関係式¹⁰⁾を展開したものである。

$$C_0 = \frac{1 + e_{11} + (1 + e_0)a_s}{1 + e_0} \quad (5.11)$$

$$e_{11} = (1 + e_0)(C_0 - a_s) - 1 \quad (5.12)$$

$$D_{rmm1} = \frac{e_{\max} - e_{11}}{e_{\max} - e_{\minmm}} \times 100 \quad (5.13)$$

$$N_{11} = (\sigma_v' + 69) \left(\frac{D_{rmm1}}{208} \right) \quad (5.14)$$

ここで、

e_0 : 丸太打設前の地盤の間隙比

e_{11} : 丸太打設による体積変化を考慮した丸太打設後の間隙比

a_s : 丸太打設による改良率

e_{\max} : 地盤の最大間隙比

e_{\minmm} : 最小法⁶⁾による地盤の最小間隙比

σ_v' : 有効上載圧 (kN/m²)

丸太打設前の間隙比 e_0 を N 値から求めるために、式(5.15)、式(5.16)を用いる。

$$e_0 = e_{\max} - \frac{D_{rmm0}(e_{\max} - e_{\minmm})}{100} \quad (5.15)$$

$$D_{rmm0} = 208 \sqrt{\frac{N_0}{\sigma_v' + 69}} \quad (5.16)$$

ここで、

D_{rmm0} : 丸太打設前の地盤の相対密度 (%)

N_0 : 丸太打設前の地盤の N 値

図-5.28 に改良率 5%における式(5.11)~式(5.16)を用いて求めた丸太打設前の N 値と丸太打設による地盤の体積変化を考慮した丸太打設後の N 値の関係を示す。体積変化率は図-5.27 から求めた。また、図-5.27 が竹内シルトを用いた模型実験に基づいて作成したものであることから、最小間隙比と最大間隙比は竹内シルトのものを用いた。同図には参考として、SCP 工法における液状化の設計法の一つの A 法¹²⁾の設計チャートを併記した。

丸太打設による地盤の体積変化を考慮した密度増大の理論値（以降、「丸太打設による密度増大理論値」と記す。）は、 N 値が 8 以下の領域で、SCP 工法の A 法のチャートより大きな値を示すが、それ以上では SCP 工法の A 法のチャートを下回るものとなっている。

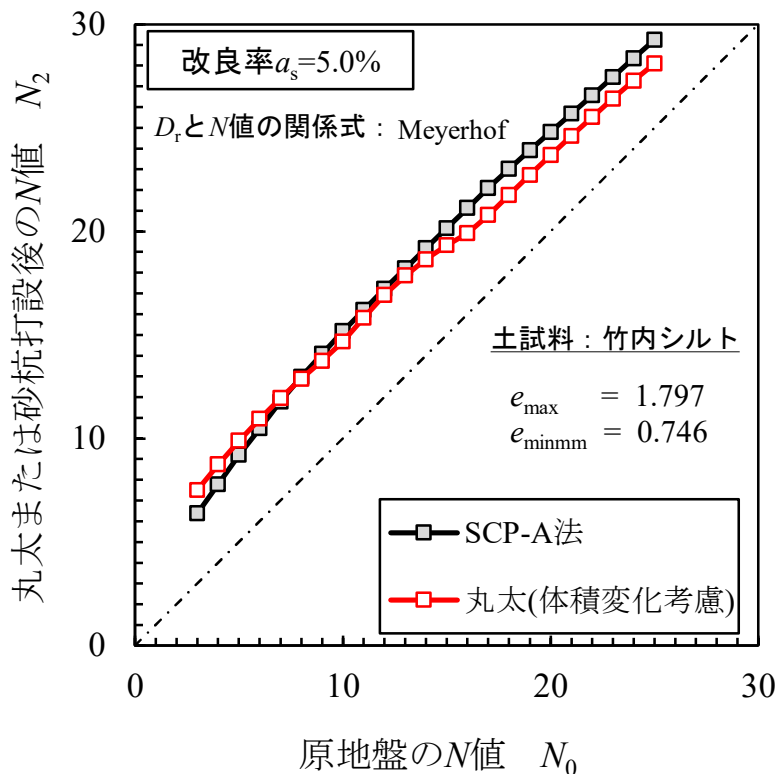


図-5.28 丸太打設による地盤の体積変化を考慮した丸太打設前後の N 値の関係

5.5 理論値と実施工データの比較

5.5.1 実施工データの特性

丸太打設による密度増大理論値と実施工データを比較し、理論値の妥当性を検証する。表-5.8に比較検討を行う施工現場一覧を示す。現場数は21である。改良深度は4.0～7.5mで、丸太長さが2.0～6.0m、末口直径が0.14～0.18m、打設間隔が0.55～1.00m、改良率は1.8～5.8%である。

表-5.8 施工現場一覧

| No. | 改良 深度 m | 丸太 長さ L m | 末口 直径 D_T m | 打設 間隔 B m | 改良率 a_s % | 備考 |
|-----|-------------------|----------------------|------------------------|----------------------|-----------------------|--------|
| 1 | 5.0 | 4.0 | 0.14 | 0.65 | 3.6 | |
| 2 | 7.0 | 6.0 | 0.14 | 0.55 | 5.1 | |
| 3 | 5.0 | 4.0 | 0.14 | 0.65 | 3.6 | |
| 4 | 5.0 | 4.0 | 0.14 | 0.60 | 4.3 | |
| 5 | 5.0 | 4.0 | 0.14 | 0.65 | 3.6 | |
| 6 | 5.0 | 4.0 | 0.14 | 0.65 | 3.6 | |
| 7 | 4.0 | 3.0 | 0.14 | 0.65 | 3.6 | |
| 8 | 7.0 | 6.0 | 0.18 | 0.85 | 3.5 | |
| 9 | 5.0 | 4.0 | 0.18 | 0.85 | 3.5 | |
| 10 | 4.0 | 3.0 | 0.18 | 0.85 | 3.5 | |
| 11 | 5.3 | 4.0 | 0.15 | 1.00 | 1.8 | |
| 12 | 6.0 | 4.0 | 0.15 | 0.90 | 2.2 | |
| 13 | 5.0 | 4.0 | 0.15 | 0.65 | 4.2 | |
| 14 | 5.0 | 3.0 | 0.15 | 1.00 | 1.8 | |
| 15 | 7.5 | 6.0 | 0.15 | 0.90 | 2.2 | |
| 16 | 6.0 | 4.0 | 0.15 | 0.65 | 4.2 | |
| 17 | 5.5 | 4.0 | 0.15 | 0.55 | 5.8 | |
| 18 | 5.0 | 3.4 | 0.16 | 1.00 | 2.0 | |
| 19 | 4.3 | 2.0 | 0.16 | 0.75 | 3.6 | |
| 20 | 5.0 | 3.0 | 0.16 | 1.00 | 2.0 | CCC 地点 |
| 21 | 4.6 | 3.0 | 0.16 | 1.00 | 2.0 | NO 地点 |

図-5.29 に比較対象データの細粒分含有率のヒストグラム、図-5.30 に原地盤の N 値のヒストグラムを示す。比較対象データは 42 データである。また、対象の土質はいずれも非塑性である。細粒分含有率は、11~30%に集中しており、最も高いものは 46%である。この細粒分含有率 46%の土質は、埋め戻された非塑性な砂質シルトである。 N 値については、3~10 にばらつき、9 が最も多い。

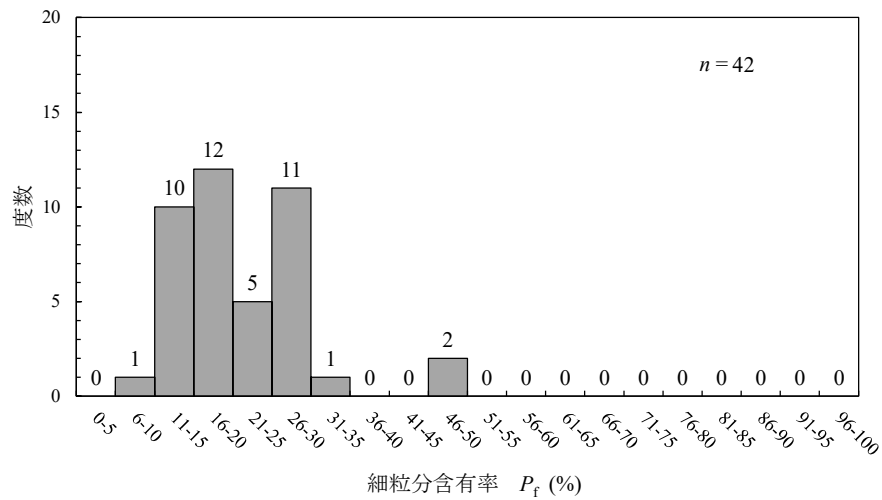


図-5.29 細粒分含有率のヒストグラム

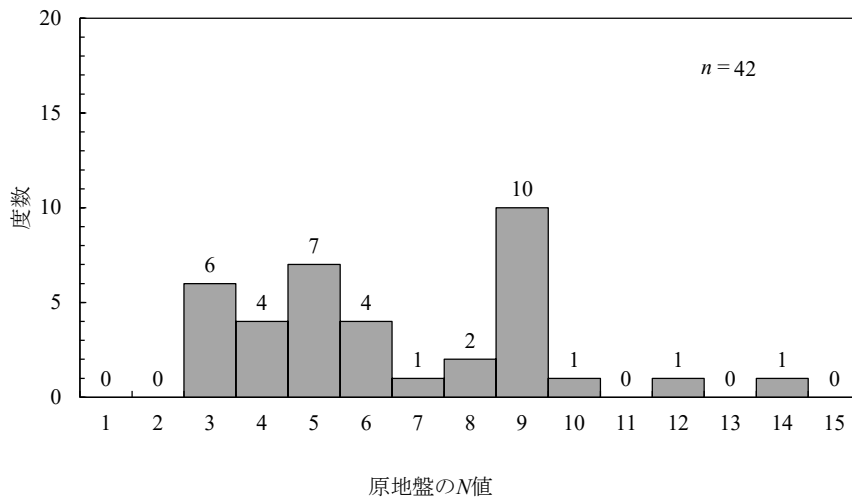


図-5.30 N 値のヒストグラム

5.5.2 比較結果

図-5.31 に丸太打設による密度増大理論値から推定した N 値と実施工における丸太打設後の N 値の関係を示す。図中には参考として、SCP 工法の A 法のチャートを用いたときの推定値を使用した結果も併記した。丸太打設による密度増大理論値から推定したものと SCP 工法の A 法のチャートを用いたものを比較すると、概ね前者の方が 45 度の線に近い位置に存在し、推定値に対する実測値の平均値は、SCP 工法の A 法で 1.21、丸太打設による密度増大理論値で 1.16 となる。また、その標準偏差はそれぞれ、前者で 0.28、後方で 0.25 となる。

図-5.32～図-5.35 に各細粒分含有率における丸太打設による密度増大理論値から推定した N 値と実施工における丸太打設後の N 値の関係を示す。いずれの細粒分含有率においても、45 度の線によく一致しており、細粒分含有率の影響は認められない。

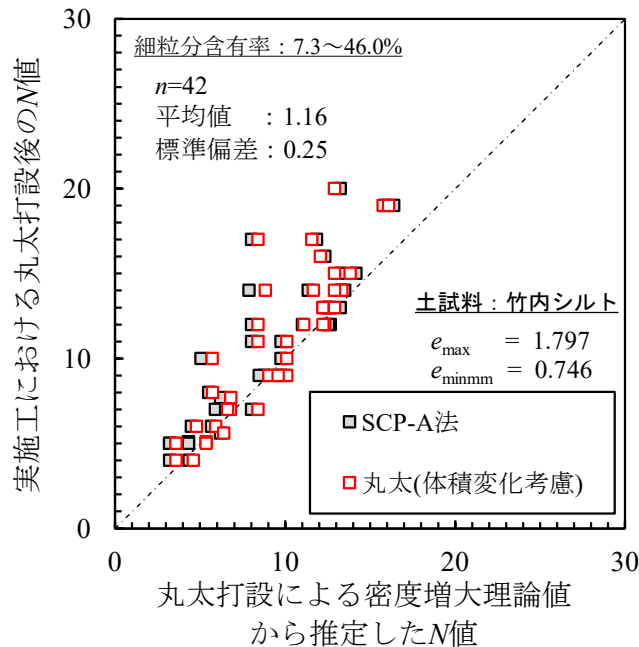


図-5.31 丸太打設による密度増大理論値から推定した N 値と実施工における丸太打設後の N 値の関係

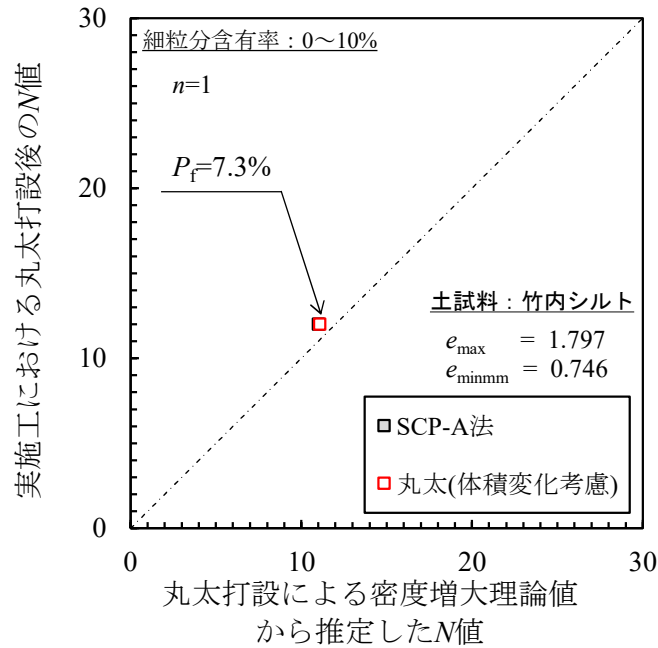


図-5.32 丸太打設による密度増大理論値から推定した N 値と実施工における丸太打設後の N 値の関係（細粒分含有率：7.3%）

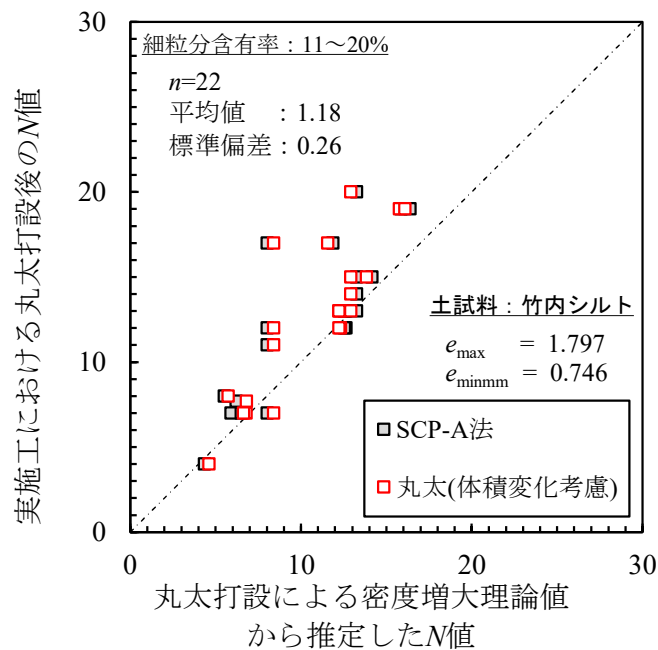


図-5.33 丸太打設による密度増大理論値から推定した N 値と実施工における丸太打設後の N 値の関係（細粒分含有率：11～20%）

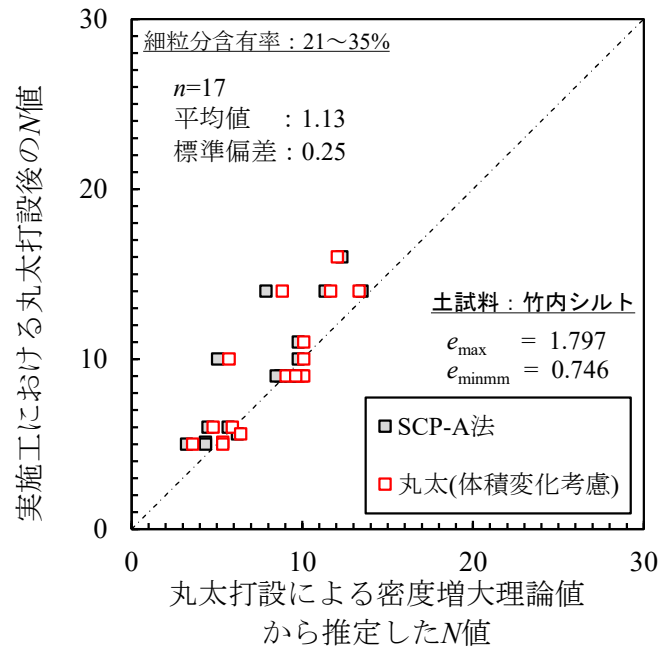


図-5.34 丸太打設による密度増大理論値から推定した N 値と実施工における丸太打設後の N 値の関係（細粒分含有率：20～35%）

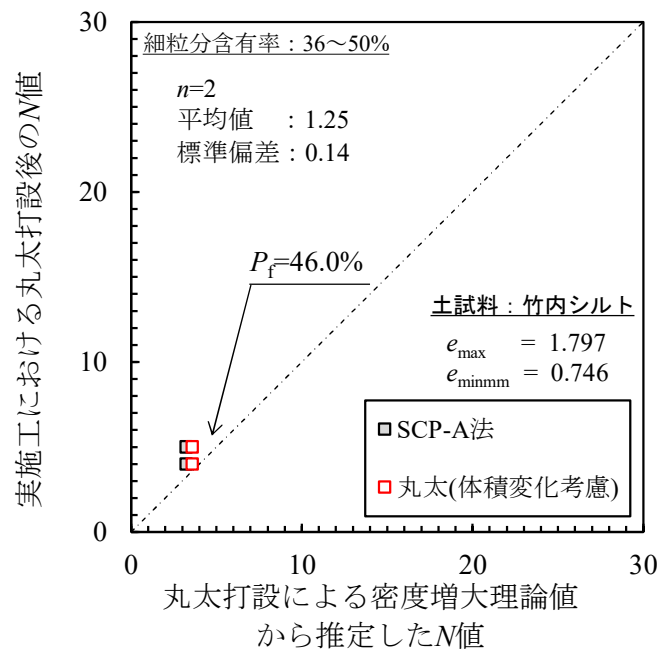


図-5.35 丸太打設による密度増大理論値から推定した N 値と実施工における丸太打設後の N 値の関係（細粒分含有率：46%）

表-5.9 に各細粒分含有率における推定した N 値に対する実施工における丸太打設後の N 値の比率の平均値と標準偏差を示す。いずれの細粒分含有率においても、丸太打設による密度増大理論値からの推定値の方が、平均値は 1.0 に近く、標準偏差が小さくばらつきも小さい。

これらのことから、丸太打設による密度増大理論値から推定した N 値は、実施工における丸太打設後の N 値とよく一致し、SCP 工法の A 法のチャートを用いるよりも精度よく丸太打設後の N 値を推定できることが明らかとなった。また、図-5.28 の丸太打設による密度増大理論値は、模型実験で用いた竹内シルトの最大間隙比と最小間隙比に基づいて構築したものであるが、今回比較検討した範囲であれば使用できることが示唆された。

表-5.9 推定した N 値に対する実施工における丸太打設後の N 値の比率の平均値と標準偏差

| 項目 | 細粒分含有率 P_f | | | | | | | | 合計 7.3~46% | |
|------|-----------------|----|--------|------|--------|------|-----------------|------|---------------|------|
| | 0~10% (7.3%) | | 11~20% | | 21~35% | | 36~50% (46%) | | | |
| | SCP | 丸太 | SCP | 丸太 | SCP | 丸太 | SCP | 丸太 | SCP | 丸太 |
| 平均値 | — | — | 1.19 | 1.18 | 1.21 | 1.13 | 1.40 | 1.25 | 1.21 | 1.16 |
| 標準偏差 | — | — | 0.28 | 0.26 | 0.29 | 0.25 | 0.16 | 0.14 | 0.28 | 0.25 |
| 標本数 | 1 | | 22 | | 17 | | 2 | | 42 | |

丸太：丸太打設による密度増大理論値からの推定値を使用

SCP：SCP 工法の A 法のチャートを用いた推定値を使用

5.6 丸太打設による砂質地盤の密度増大の評価法の提案

5.4節, 5.5節で得られた知見に基づき, 丸太打設による砂質地盤の密度増大の評価法を提案する.

5.4節では, 模型実験や現場計測に基づき, 地盤の相対密度ごとの改良率と丸太打設による地盤の体積変化率の理論値を構築した. この関係を用いて改良率に応じた丸太打設後の N 値の推定方法のひとつとして, 図-5.36 の手法が考えられる.

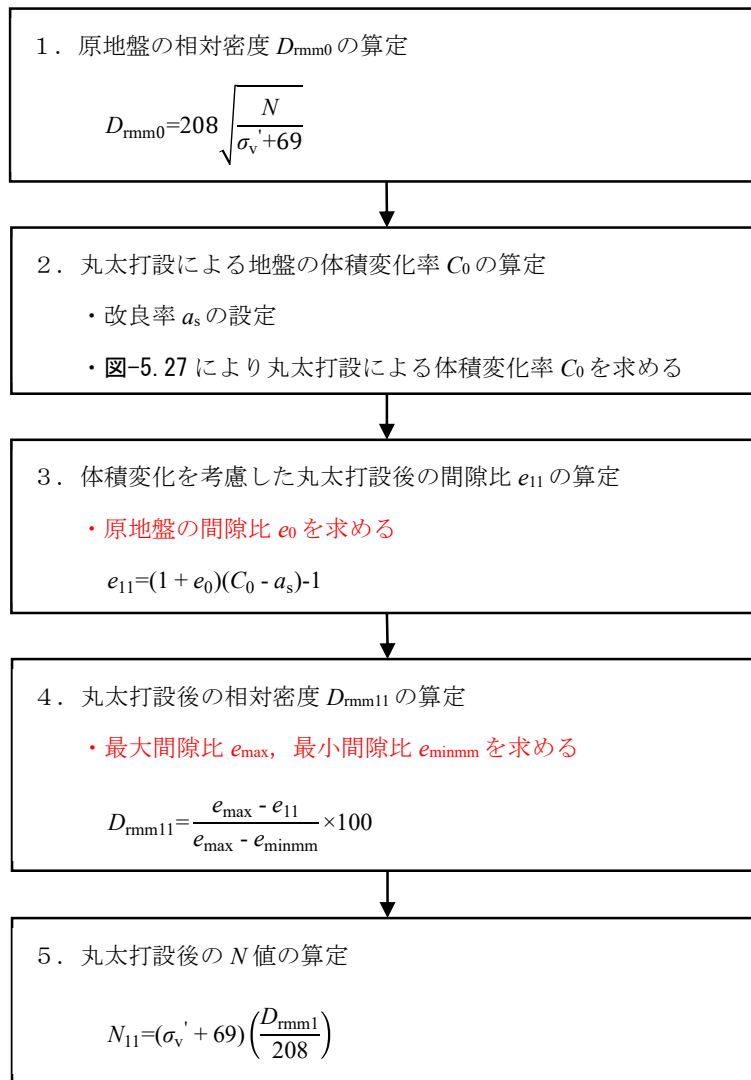


図-5.36 丸太打設後の N 値の推定方法 (1)

この方法は、各土質における最大・最小間隙比および、原地盤の状態における間隙比を求める必要がある。最大間隙比および最小間隙比は、一般的に砂の最小密度・最大密度試験法 (JIS A 1224 : 2020) により求められるが、細粒分含有率 5% 以下の砂にしか適用することができず、実務においては現実的でない。また、細粒分含有率が 5% 以上の非塑性な砂に適用できる最小法もあるが、最小間隙比を求めるために落下エネルギーを可変させた突き固め試験を実施する必要がある、大量の試料が必要となることから実務において現実的ではない。また、原地盤の間隙比については、これを厳密に求めるためには、体積変化を生じさせないようにサンプリングする必要があるなど容易ではない。このように、理論的な方法ではあるものの、実務においては現実的ではない。このため、地盤の間隙比を介さずに丸太打設後の N 値を推定することを考えた。

5.5 節では、模型実験で使用した竹内シルトの最大・最小間隙比を用いて丸太打設による地盤の体積変化を考慮した丸太打設前後の N 値増分の理論値を求め、この理論値と実施工における丸太打設後の N 値を比較した。その結果、細粒分含有率 7.3~46.0%, N 値=3~14 の範囲で両者が概ね一致することが認められた。この方法は、理論値を求める際の最小・最大間隙比が異なると、丸太打設前後の N 値増分の関係が異なったものになるため理論的ではない。しかしながら、両者が一致することは事実であり、経験則的であるが信頼性は高いと考えられる。このような実施工の経験則に基づいて作成された設計法は SCP 工法にも存在し、その設計法である A 法では原地盤の N 値から改良率に応じて設計チャートを読み取ることで改良後の N 値を推定する。そこで、この方法に倣い、設計チャートを読み取ることで丸太打設後の N 値を推定する方法を提案する。

図-5.37 に改良率ごとの丸太打設前後の N 値増分の理論値を示す。図は、5.4.3 項に示す方法で求めた関係である。図-5.38 に丸太打設後の N 値の推定方法を示す。この方法では、丸太打設後の N 値の推定に必要な土質データは N 値のみである。なお、この N 値増分の関係の妥当性を確認した範囲は細粒分含有率 7.3~46.0%, N 値=3~14 の非塑性な土であることに注意が必要である。

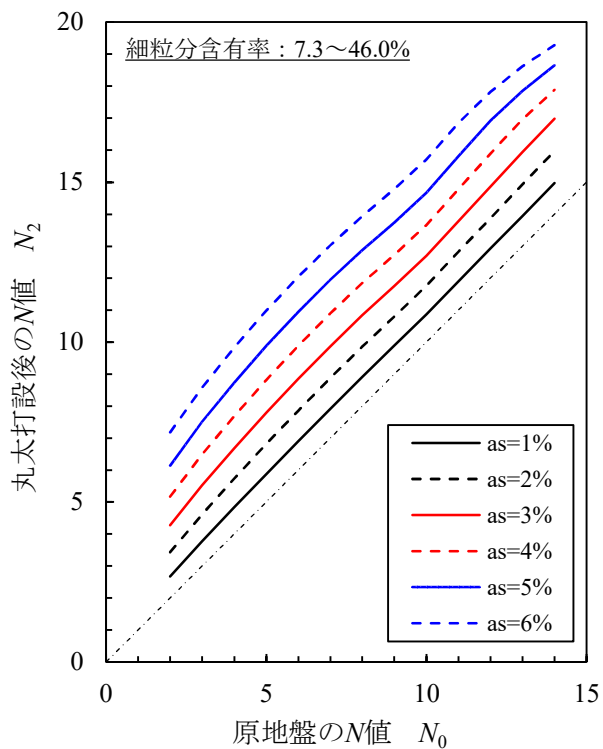


図-5.37 丸太打設前後の N 値増分の理論値

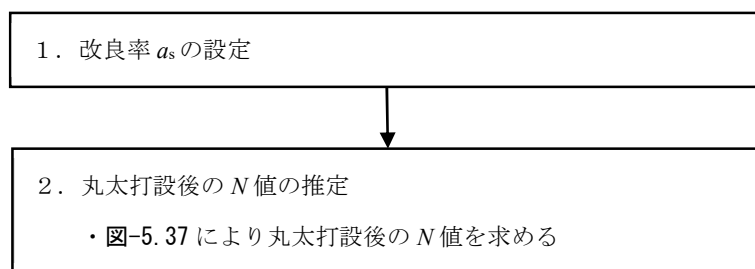


図-5.38 丸太打設後の N 値の推定方法 (2)

5.7 まとめ

非塑性なシルトを用いた丸太打設による地盤の鉛直変位に関する模型実験と、2地点の実地盤における丸太打設による地盤の鉛直変位の現場計測を実施し、それらに基づいて構築した丸太打設による密度増大理論値を、21地点の実施工データ（改良深度 4.0～7.5m，丸太長さ 2.0～6.0m，末口直径 0.14～0.18m，打設間隔 0.55～1.00m，改良率 1.8～5.8%）と比較検討した結果、以下の知見を得た。

- ・ 模型実験においては、丸太を打設することで地盤に体積変化が生じ、丸太打設時の相対密度が 55%程度に達するまでは収縮が生じ、この付近の相対密度を超えると膨張に転じることが明らかになった。また、丸太打設による地盤の収縮量の下限值は初期相対密度が小さいほど、すなわち、間隙量が多いほど大きく、収縮から膨張への転換点となることが示唆された。
- ・ 現場計測においては、模型実験で確認された丸太打設による地盤の体積収縮が確認された。一方で、体積変化量は模型実験に比べて小さく、模型実験においては相対密度 55%程度で膨張が確認されたが、相対密度が 57%の地盤においては膨張が確認されず、収縮することが確認された。
- ・ 模型実験と現場計測結果に基づき、丸太打設による地盤の体積変化特性を検討し、それに基づいて丸太打設による密度増大理論値を構築した。
- ・ 丸太を打設した実施工のデータと丸太打設による密度増大理論値を比較し、丸太打設による密度増大理論値により推定した N 値が実施工における丸太打設後の N 値とよく一致することを確認し、丸太打設による地盤の体積変化を考慮することで密度増大効果を精度良く推定できることを明らかにした。

第5章の参考文献

- 1) 三輪滋, 筒井雅行, 沼田淳紀: 丸太打設による液状化対策工法の実工事への適用 (その2: 丸太打設による周辺地盤の変位), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.653-654, 2014.
- 2) 村田拓海, 沼田淳紀, 宮島昌克, 平田慈英: シルトを用いた丸太打設による地盤の鉛直変位に関する模型実験, 木材工学研究発表会講演概要集 20, pp.43-49, 2021.
- 3) 三輪滋, 沼田淳紀: 丸太打設液状化対策工法に用いる丸太の加工過程を減らすための検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.695-696, 2017.
- 4) 嶋本栄治, 沼田淳紀, 染谷昇, 三輪滋, 池田隆明, 大野孝二: 2000年鳥取県西部地震における液状化, 第36回地盤工学研究会発表講演集, pp.2149-2150, 2001.
- 5) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.410-411, 2018.
- 6) 沼田淳紀, 染谷昇, 田雑満孝, 國生剛治: 細粒な土に対する最小間隙比定義方法の提案, 第11回日本地震工学シンポジウム, pp.665-670, 2012.
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書 (V耐震設計編)・同解説, p.357, 2002.
- 8) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp.49-55, 2019.
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書 (V耐震設計編)・同解説, pp.161-169, 2017.
- 10) Meyerhof, G.G.: Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, Proc. of ASCE, Journal of Soil Mech. and Found. Div., Vol.82, No.SM.1, 866p, 1956.
- 11) 江副哲, 梅田洋彰, 大谷順, 佐藤宇紘, 原田健二: 締固め方法が改良地盤の微子構造変化に及ぼす影響, 第55回地盤工学研究発表会発表講演集, 22-10-1-06, 2020.
- 12) 地盤工学会: 地盤工学・実務シリーズ 18 液状化対策工法, pp.233-238, 2004.

第5章 地盤改良材としての丸太の特性の検討

第6章 丸太打設による複合地盤の
支持力度の検討

第6章 丸太打設による複合地盤の支持力度の検討

6.1 はじめに

本章では、第2章で示した方法で施工した丸太と地盤、および、丸太頭部の充填材で構成される複合地盤の特性のうち、支持力度に着目して検討を行う。

まず、複合地盤の支持力度を明らかにする目的で、2地域で実施した大型平板載荷試験結果を示す。次に、第4章で示した地中にある丸太の鉛直支持力の評価法と、第5章で示した丸太打設による砂質地盤の密度増大の評価法に基づいて、大型平板載荷試験による極限支持力度を評価できるかを検討する。最後に、これらの検討結果に基づき、丸太打設による複合地盤の支持力度の評価法を示す。

6.2 大型平板載荷試験

6.2.1 試験概要

丸太頭部が地中にあり、かつ、頭部を碎石で充填した複合地盤の支持力度を明らかにする目的で平板載荷試験を行う。一般的な平板載荷試験は、直径300mmの載荷板を用いて行われるが、その影響範囲は載荷幅の2倍程度の深さ¹⁾である。また、地盤が等方均一であれば、載荷版の長さで正規化した沈下量と圧力の関係は、載荷面積によらない曲線関係が得られる可能性がある²⁾ことが示されているが、このような地盤はまれである。このため、本研究で対象とするような丸太を打設した複合地盤の支持力度を明らかにするためには、載荷板を大きくする必要があるのである。

そこで本研究では、図-6.1に示すように、丸太を打設した地盤に鉄筋コンクリート製の大型のスラブ（以降、「スラブ」と記す。）を設置し、それを載荷板とすることで大型平板載荷試験を実施した。スラブの大きさは実験地点により異なり、幅3.6～4.0m、厚さ0.21mの正方形である。なお、載荷方法としてジャッキを用いることも考えられるが、大型のスラブを剛にすることは現状不可能である。このため載荷は、スラブに集中荷重がかからず地盤に一樣な荷重が載荷されるように、敷鉄板（幅1.5m×長さ6.0m×厚さ0.022m、質量1.6t）の積み上げによる実荷重とした。

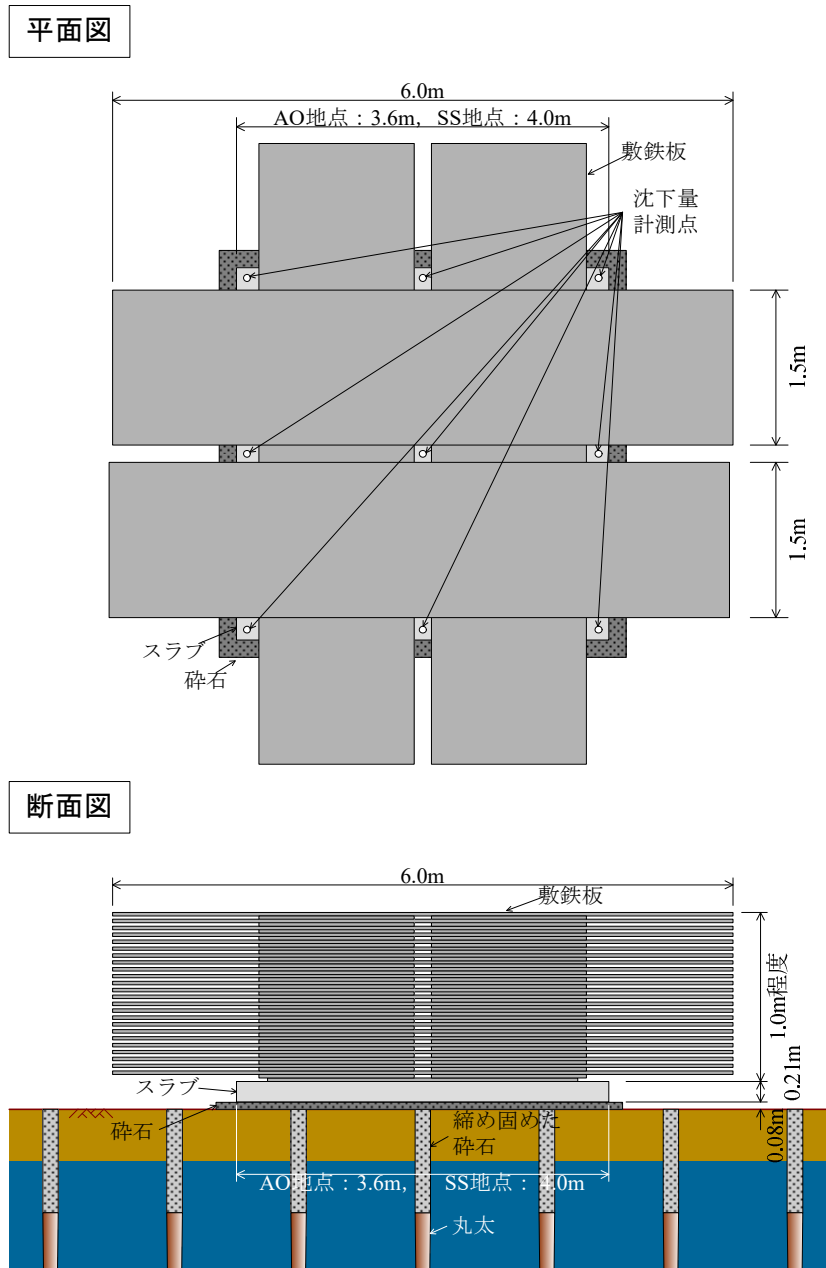


図-6.1 大型平板載荷試験の概要

6.2.2 試験地点

表-6.1 に大型平板載荷試験の試験地点と試験数量一覧を示す。試験は、全国2地点において実施し、丸太を打設した地盤で7ケース、比較対象として丸太を打設していない地盤で4ケースの合計11ケース実施した。なお、大型平板載荷試験を実施したAO地点、SS地点は、4.4節で示したAO地点、SS地点と同じ場所である。

表-6.1 大型平板載荷試験の試験地点と試験数量一覧

| 地点記号 | 試験地点 | 大型平板載荷試験数量 | | |
|------|--------|------------|------------|----|
| | | 丸太打設 あり | 丸太打設 なし | 合計 |
| AO | 秋田県大潟村 | 5 | 3 | 8 |
| SS | 佐賀県佐賀市 | 2 | 1 | 3 |
| 合計 | | 7 | 4 | 11 |

6.2.3 試験ケース

表-6.2 に試験ケース一覧を示す。各ケースの「L」の後の数値は丸太の長さ、「B」の後の数値は丸太や充填材の打設間隔を示し、その後の添え字はその他の情報を示している。例えば、図-6.2 に示す AO 地点の L06B12 は、6m の丸太を 1.2m の打設間隔で打設したケースである。ここで、両地点の L00B00 は原地盤のケースである。AO 地点の L00B00 以外のケースは層厚 0.5m の盛土を行っており、L00B00E は盛土のみを行ったケースである。なお、盛土は砂で造成し、湿潤密度が $\rho_t=1.52\text{t/m}^3$ 、乾燥密度が $\rho_d=1.36\text{t/m}^3$ である。L00B12F は、地表面から 1.0m の孔をあけ、碎石による充填のみを行ったケースである。AO 地点の L08B18c、SS 地点の L02B18c、L03B18c は、丸太の腐朽対策として頭部に被覆土（粘土系の材料）を被覆したケースである。なお、丸太を打設したケースは、いずれも丸太頭部が地表面から 1.0m の位置にあり、頭部の孔は 2.4 節に示した方法で碎石による充填を行っている。また、丸太を打設したケースの丸太先端地盤は、AO 地点の L08B18 と L08B18c、SS 地点の L03B18c で砂質地盤であり、それ以外のケースは粘土質地盤である。また周面地盤はいずれも粘土質地盤である。

スラブ直下に打設した丸太について、平均末口直径は 0.147~0.187m、平均元口直径は 0.198~0.243m、平均長さは 2.0~8.1m である。また、前述のように、試験に用いたスラブの寸法は 2 地点で異なり、AO 地点では 3.6m×3.6m×厚さ 0.21m、SS 地点では 4.0m×4.0m×0.21m である。このため、AO 地点の L06B18、L08B18、L08B18c と SS 地点の L02B18c、L03B18c は打設間隔が同じであるが、スラブ直下の丸太本数は異なる。

表-6.2 試験ケース一覧

| 地点 記号 | ケース名 | 丸太寸法 (平均値) | | | スラブ下丸太 | | 盛土・充填部 | | 地盤種別 | | 備考 |
|----------|---------|------------|------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|-------|
| | | 末口 直径 | 元口 直径 | 長さ | 打設 間隔 | 打設 本数 | 盛土 層厚 | 充填 長さ | 先端 地盤 | 周面 地盤 | |
| | | D_T m | D_B m | L m | B m | n 本 | m | m | | | |
| AO | L00B00 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 原地盤 |
| | L00B00E | — | — | — | — | — | 0.5 | — | — | — | 盛土のみ |
| | L00B12F | — | — | — | 1.2 | 9 | 0.5 | 1.0 | — | — | 充填材のみ |
| | L06B18 | 0.187 | 0.237 | 6.1 | 1.8 | 4 | 0.5 | 1.0 | 粘土質 | 粘土質 | |
| | L06B12 | 0.178 | 0.235 | 6.1 | 1.2 | 9 | 0.5 | 1.0 | 粘土質 | 粘土質 | |
| | L06B09 | 0.171 | 0.243 | 6.1 | 0.9 | 16 | 0.5 | 1.0 | 粘土質 | 粘土質 | |
| | L08B18 | 0.147 | 0.210 | 8.1 | 1.8 | 4 | 0.5 | 1.0 | 砂質 | 粘土質 | |
| | L08B18c | 0.155 | 0.232 | 8.1 | 1.8 | 4 | 0.5 | 1.0 | 砂質 | 粘土質 | 被覆土あり |
| SS | L00B00 | — | — | — | — | — | — | 1.0 | — | — | 原地盤 |
| | L02B18c | 0.178 | 0.198 | 2.0 | 1.8 | 9 | — | 1.0 | 粘土質 | 粘土質 | 被覆土あり |
| | L03B18c | 0.183 | 0.207 | 3.0 | 1.8 | 9 | — | 1.0 | 砂質 | 粘土質 | 被覆土あり |

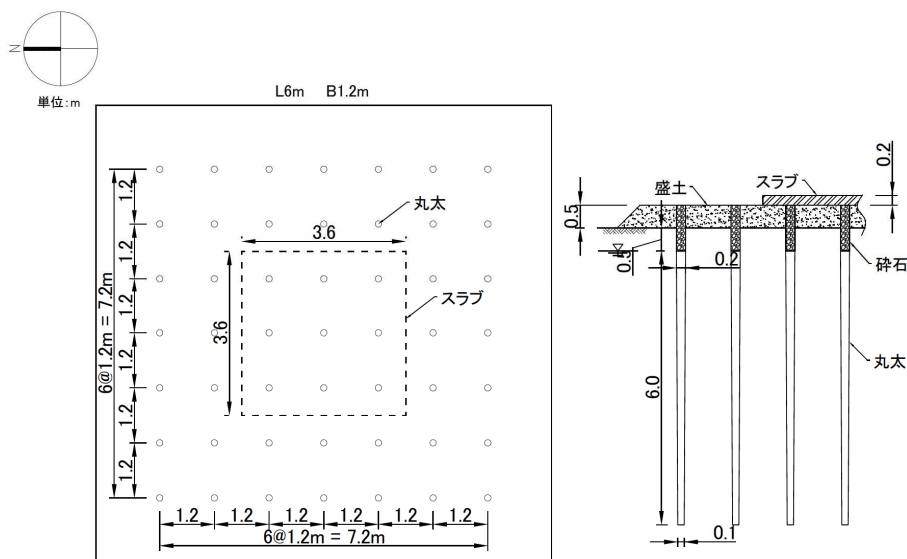


図-6.2 丸太とスラブの平面図と断面図の一例 (AO 地点 : L06B12)

6.2.4 試験方法

大型平板載荷試験で載荷板とするスラブは、地表面に厚さ 80mm の碎石を敷き均し、ダブル配筋の鉄筋を配置後、生コンクリートを打設して作製した。その後、1ヶ月程度養生した後に試験を実施した。

写真-6.1 に大型平板載荷試験の状況を示す。試験は平板載荷試験方法 (JGS 1521-2012) に準拠して実施し、段階載荷方式でサイクル数を1サイクルとした。段階載荷は、目標とする荷重を概ね8段階に分割し敷鉄板を積み重ねることで行った。載荷の各段階における荷重保持時間は、30分から1時間を基本とし、4段階目付近では2時間、7段階目付近で一晩放置し翌日載荷を再開した。試験は、荷重-沈下曲線がピーク、または、スラブが地盤に完全に潜り込んだ時点で載荷終了とし、この時の荷重を試験最大荷重とした。試験最大荷重に達した後は、段階的に除荷し、各段階で沈下量を計測した。各段階におけるスラブの沈下量の計測は、少なくとも各段階の敷鉄板を全て積み上げた時点から、5、10、20、30分後に実施した。また、沈下量は、スラブの四隅、各辺の中央、スラブの中央部に取り付け合計9点の鋺の高さをレベルで計測し、それらの平均値とした。なお、レベルを計測する基準点は、スラブの沈下の影響を受けないように、試験実施位置から20m以上離れた位置とした。



(a) 載荷状況



(b) 沈下量計測状況

写真-6.1 大型平板載荷試験の状況

6.3 地盤概要

6.3.1 実施した地盤調査

表-6.3に試験地点ごとの地盤調査数量一覧を示す。試験地点では、SPT, UCT, SWS を実施した。SWS は、それぞれのスラブ直下で実施した。SPT と UCT については、4.4 節の押込み試験で使用したものと同一のものを使用した。

表-6.3 試験地点ごとの地盤調査数量一覧

| 地点記号 | 地盤調査数量 | | |
|------|--------|-----|-----|
| | SWS | SPT | UCT |
| AO | 8 | 2 | 2 |
| SS | 3 | 1 | 1 |
| 合計 | 29 | 7 | 4 |

6.3.2 AO 地点：秋田県大湯村

当該地点は、4.4 節で示した AO 地点と同じ場所であるため位置図は省略する。図-6.3 に実験地点の配置図と地盤調査位置、図-6.4 に地盤調査結果の深度分布を示す。当該地の原地盤は地表付近まで極めて軟弱で、大型平板載荷試験をするエリアは一部を除いて、丸太打設前に層厚 0.5m の盛土を造成した。なお、地盤については、4.4 節で示したものと同一であるため、ここでの説明は省略する。

GL-1.0m 以浅に硬く薄い層が確認されるが、丸太頭部はいずれもそれらの層より深いところに位置する。周囲の土質や毛管水頭を考慮すると、丸太頭部は養生期間中も地下水位以深に設置されていたと考えられる。丸太の先端は、長さ 6.0m の丸太を打設したケースは N 値=0 の極めて軟弱な砂混じり粘土層、長さ 8.0m の丸太を打設したケースは N 値=3~7 の細砂層に位置する。

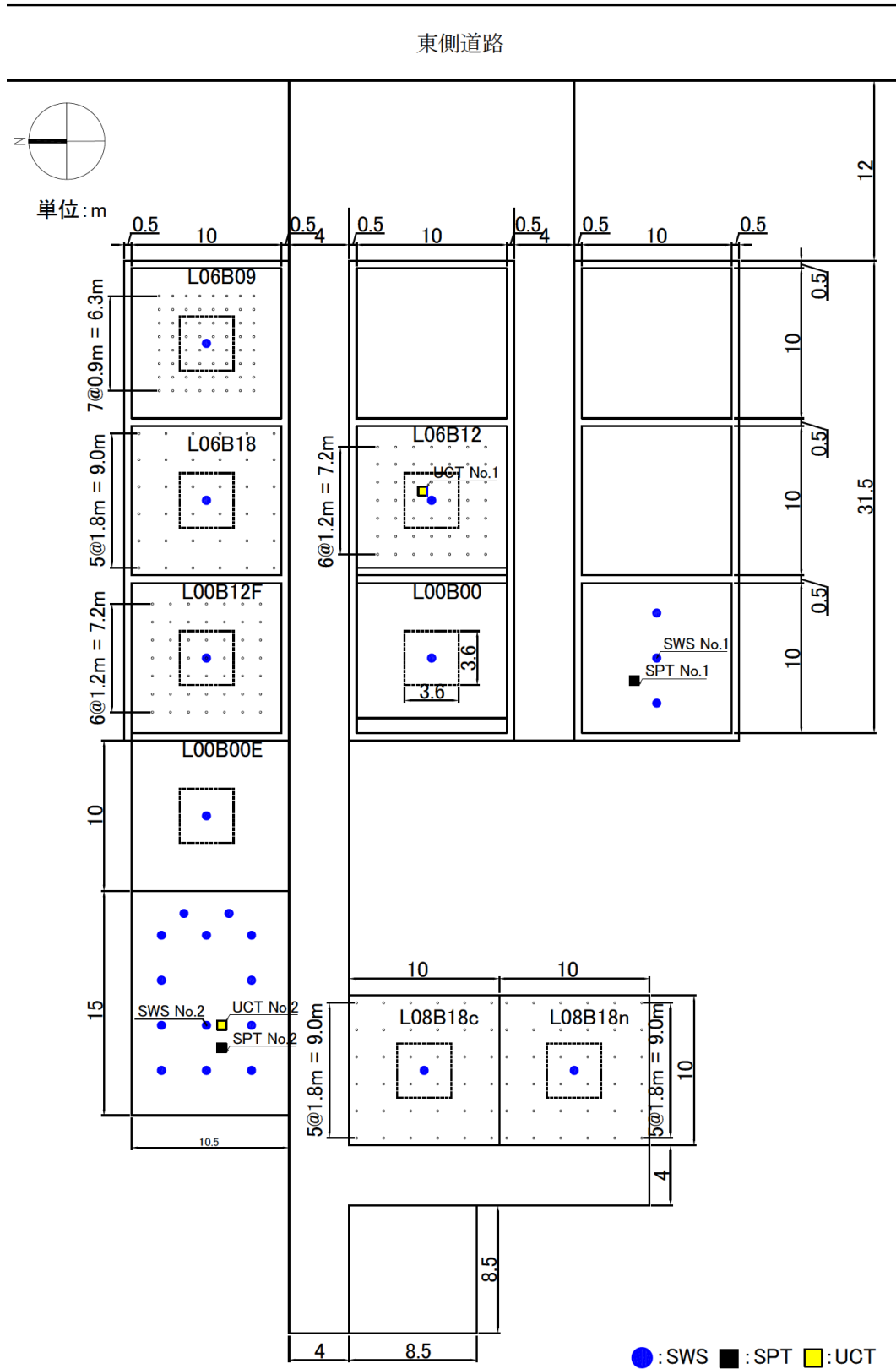


図-6.3 配置図と地盤調査位置 (A0 地点: 秋田県大湯村)

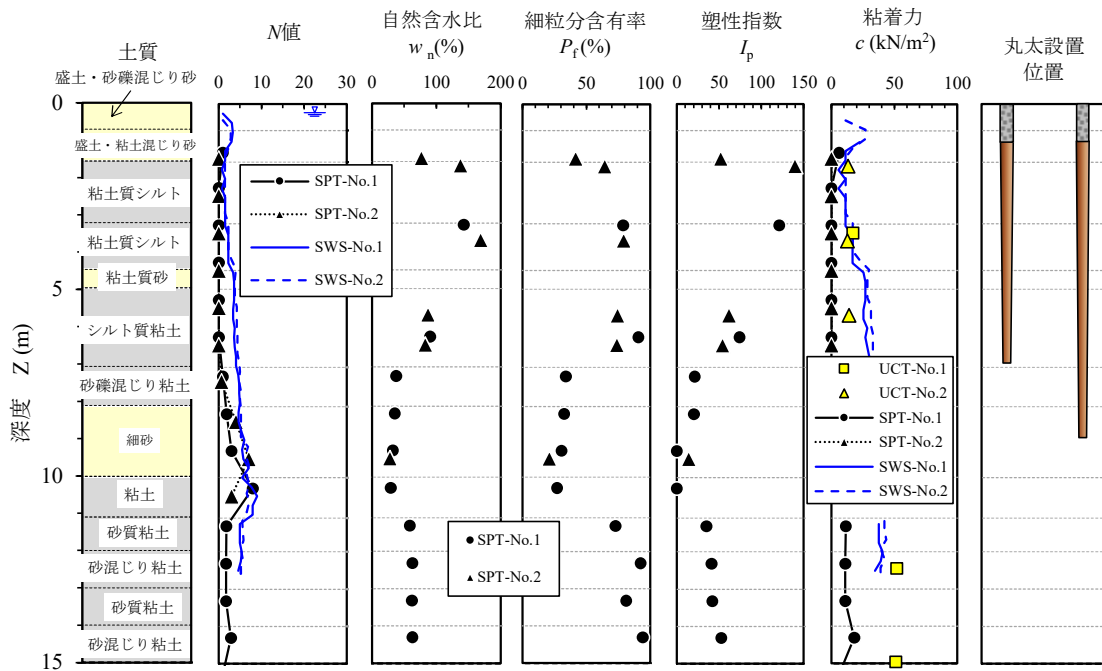


図-6.4 地盤調査結果の深度分布 (AO 地点 : 秋田県大潟村)

6.3.3 SS 地点 : 佐賀県佐賀市

当該地点は、4.4 節で示した SS 地点と同じ場所であるため位置図は省略する。当該地点は、筑紫平野の佐賀低平地に位置する。図-6.5 に実験地点の配置図と地盤調査位置、図-6.6 に地盤調査結果の深度分布を示す。当該地点では、地表面付近に改良材により固化したと考えられる硬い層が存在し、押し込み試験に影響を与えると考えられたため、GL-2.0m までをバックホウで掘削・攪拌し、その後攪拌した土で埋戻した。地盤調査と丸太打設は、埋戻し後に実施した。なお、地盤については、4.4 節で示したものと同じであるため、ここでの説明は省略する。

GL-1.0m 以浅に硬く薄い層が確認されるが、丸太頭部はいずれもそれらの層より深いところに位置する。周囲の土質や毛管水頭を考慮すると、養生期間中も地下水位以深に設置されていたと考えられる。丸太先端は、L02B18c は砂混じり粘土層、L03B18c は細砂層に位置する。

第6章 丸太打設による複合地盤の支持力度の検討

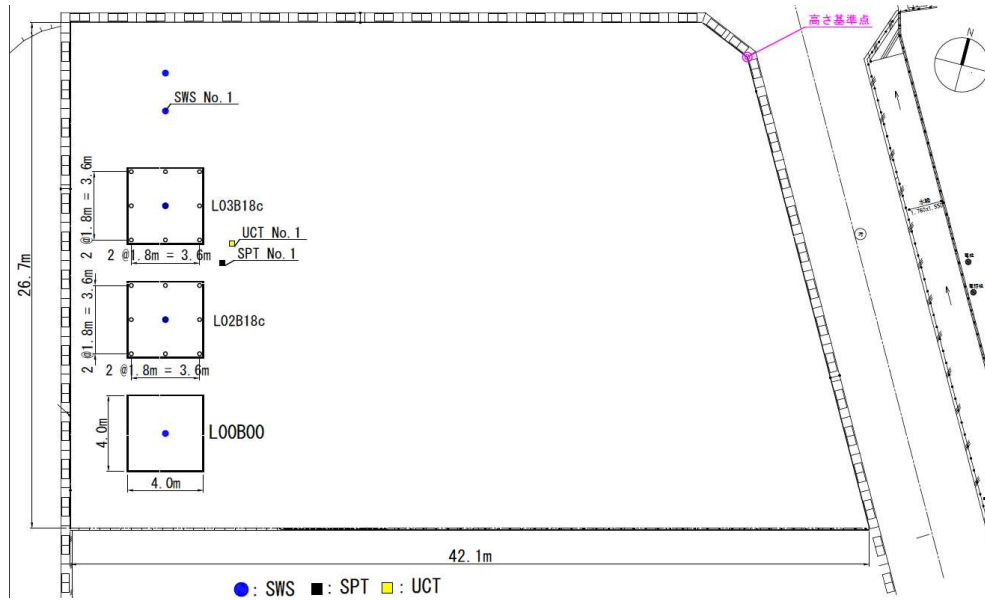


図-6.5 配置図と地盤調査位置 (SS 地点 : 佐賀県佐賀市)

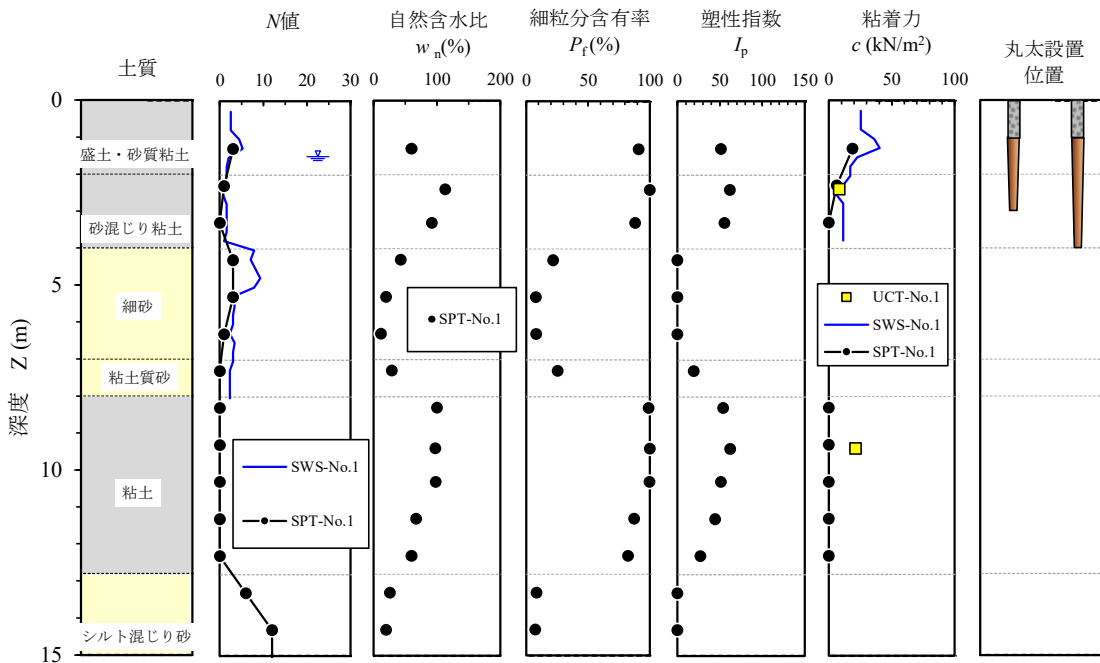


図-6.6 地盤調査結果の深度分布 (SS 地点 : 佐賀県佐賀市)

6.4 試験結果

6.4.1 大型平板載荷試験の結果

図-6.7 に大型平板載荷試験結果の一例として、AO 地点で実施した L06B12 のケースの結果を示す。なお、載荷圧力にはスラブの荷重も加えた。沈下量は、載荷圧力が増加すると収束せず、一晩おいた段階では約 35mm の沈下が生じた。これは、沈下量の中に圧密沈下量が含まれているためだと考えられる。図-6.8 の片対数で示した載荷圧力と沈下量の関係を見ると、載荷の最終段階においても紙上で縦軸とは平行となっておらず、明確な極限荷重には至っていないと考えられるが、この試験最大荷重を極限荷重とし、スラブ底面積で除した値を極限支持力度とした。また、図-6.9 に示すように両対数の載荷圧力と沈下量の関係に現れる明瞭な折れ線を降伏荷重とし、同様にスラブ底面積で除した値を降伏支持力度とした。このケースにおける極限支持力度は 134.8kN/m^2 、降伏支持力度は 98.0kN/m^2 であった。

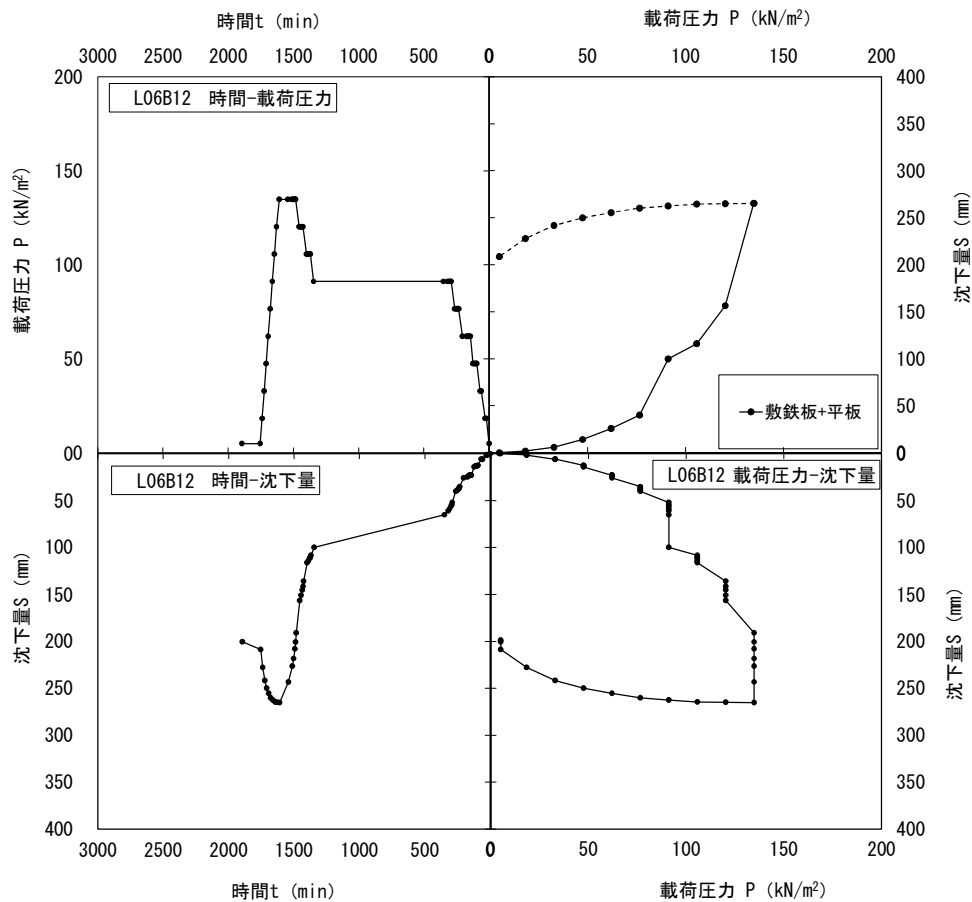


図-6.7 大型平板載荷試験結果の一例 (AO 地点 L06B12)

第6章 丸太打設による複合地盤の支持力度の検討

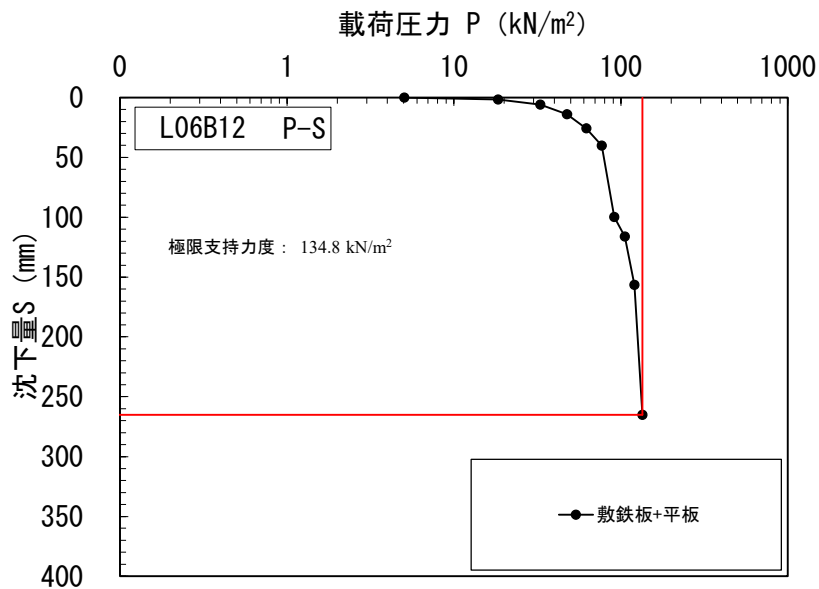


図-6.8 Log 載荷圧力-沈下量曲線 (A0 地点 L06B12)

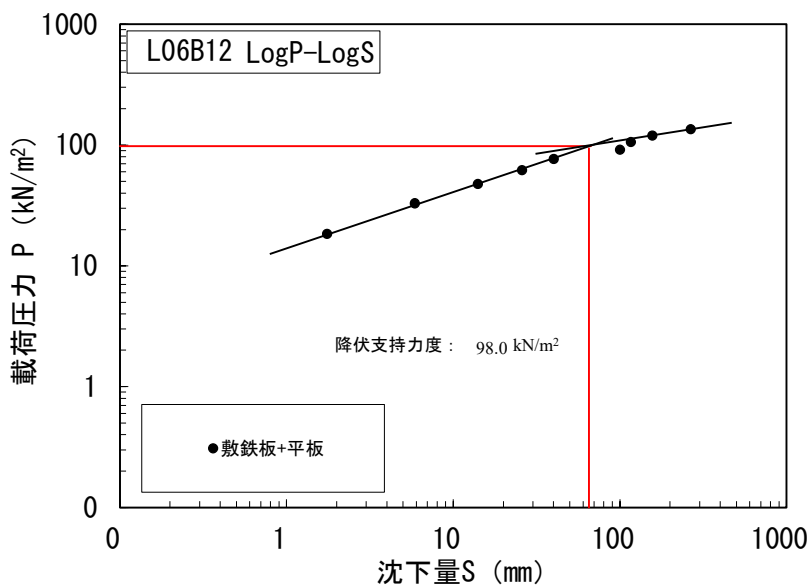


図-6.9 Log 載荷圧力-Log 沈下量曲線 (A0 地点 L06B12)

ここで、試験最大荷重を極限荷重として扱うことの妥当性を検証する。図-6.10に極限支持力度から求めた長期許容鉛直支持力度と、降伏支持力度から求めた長期許容鉛直支持力度の関係を示す。長期許容鉛直支持力度は、極限支持力度から求める場合はその値の1/3、降伏支持力度から求める場合はその値の1/2とした。丸太を打設していないケースを含めた全てのケースにおいて、45度の線の近傍に分布している。このことから、試験最大荷重を極限荷重として扱うことは、概ね妥当といえる。

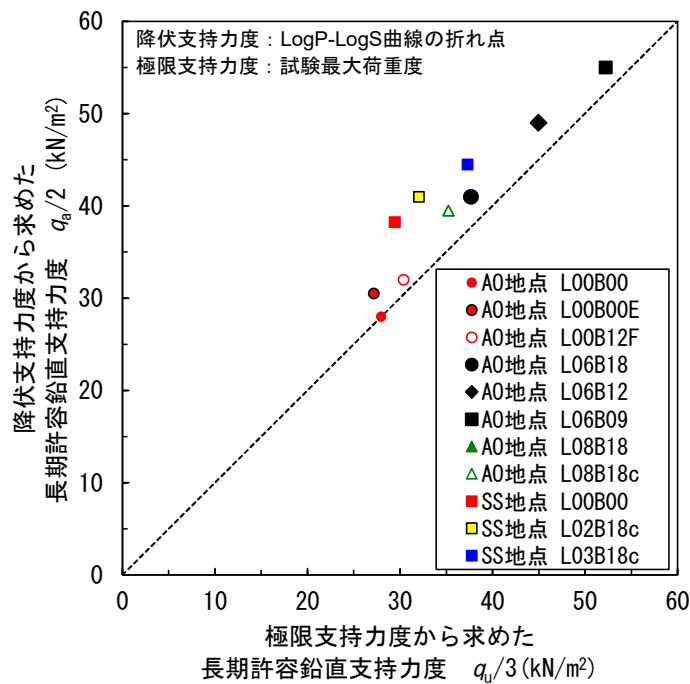


図-6.10 極限支持力度から求めた長期許容鉛直支持力度と降伏支持力度から求めた長期許容鉛直支持力度の関係

図-6.11に各ケースの極限支持力度を示す。まず、丸太が極限支持力度に与える影響に着目する。両地点において、丸太を打設したケースの極限支持力度は、原地盤のケースであるL00B00よりも大きくなり、丸太を打設することで極限支持力度が大きくなることが認められる。AO地点の丸太長さ6mの3ケースに着目すると、その極限支持力度はL06B18、L06B12、L06B09の順に大きくなり、丸太本数が多い、すなわち、改良率が大きいほど極限支持力が大きくなることが認められる。SS地点のL02B18cとL03B18cに着目すると、両者の丸太打設間隔は同じであるが、極限支持力度は後者の方が大きい。これは、L03B18cの丸太は、先端がN値=3~7の細砂層に到達していることに加え、丸太が長く周面積が大

きいことから、L02B18c の丸太に比べて 1 本当たりの鉛直支持力が大きいと想定されるためと考えられる。

次に、丸太以外の要素が極限支持力度に与える影響に着目する。AO 地点の L00B00 と L00B00E を比較すると、両者にほとんど差異はない。これより、層厚 0.5m の盛土は地盤の極限支持力度に影響を与えていないことが明らかとなった。盛土だけを行った L00B00E と盛土後に 1m の碎石のみを充填した L00B12F を比較すると、極限支持力度は後者の方が大きくなることが認められる。これより、1m の碎石を充填するだけでも極限支持力度は増加し、充填部が弱部になることはないことが明らかとなった。L08B18 と L08B18c を比較すると、両者の極限支持力度に差異がない。このことから、丸太頭部に設けた被覆土は、極限支持力度に影響を与えないことが明らかとなった。

なお、両地点における原地盤のケースである L00B00 に着目すると、その極限支持力度は AO 地点で 83.9kN/m²、SS 地点で 86.6kN/m² となっている。このように、両地点ともに軟弱な地盤であるが、地盤の支持力度がゼロというわけではなく、丸太を打設したケースの極限支持力度にも影響を与えていると考えられる。

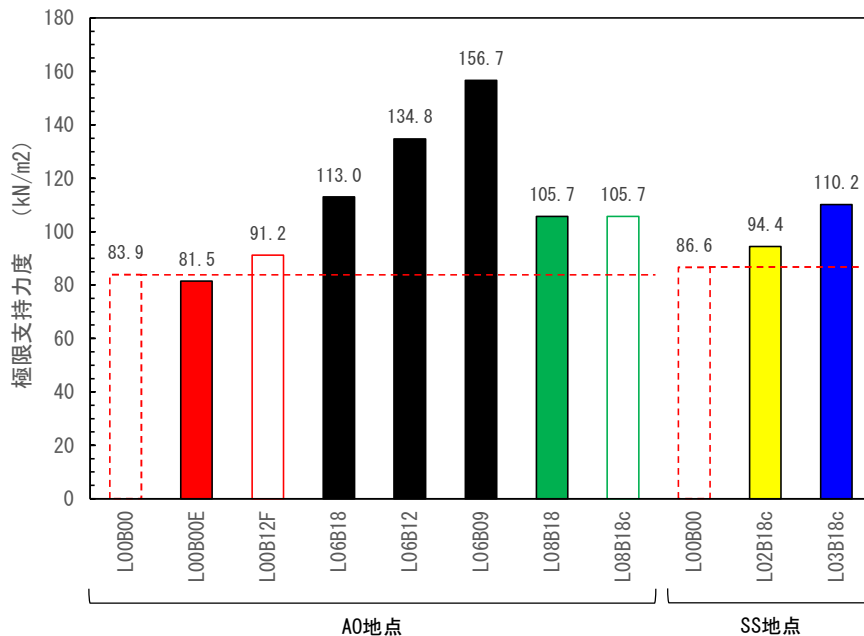


図-6.11 各ケースの極限支持力度

図-6.12 に AO 地点におけるスラブ直下の丸太の周面積の合計値と極限支持力度の関係を示す. 大型平板载荷試験による極限支持力度は, 概ねスラブ直下の丸太の周面積の合計値の増加に伴い大きくなる傾向が認められる. 図-6.13 に SS 地点におけるスラブ直下の丸太の周面積の合計値と極限支持力度の関係を示す. L03B18c は丸太周面積の割に極限支持力度が大きい. これは, L03B18c のケースの丸太先端が N 値=3 の細砂層に到達していることに加え, 丸太が短いことから, 先端支持力が支配的であったことが要因と考えられる.

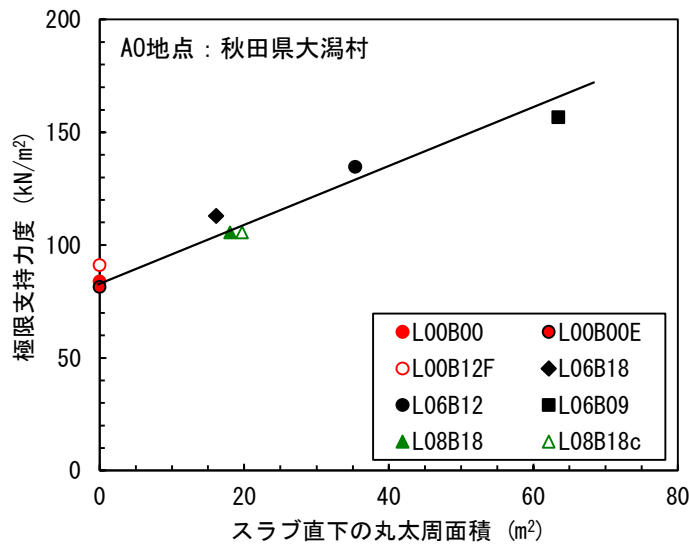


図-6.12 スラブ直下の丸太の周面積の合計値と極限支持力度の関係 (AO 地点)

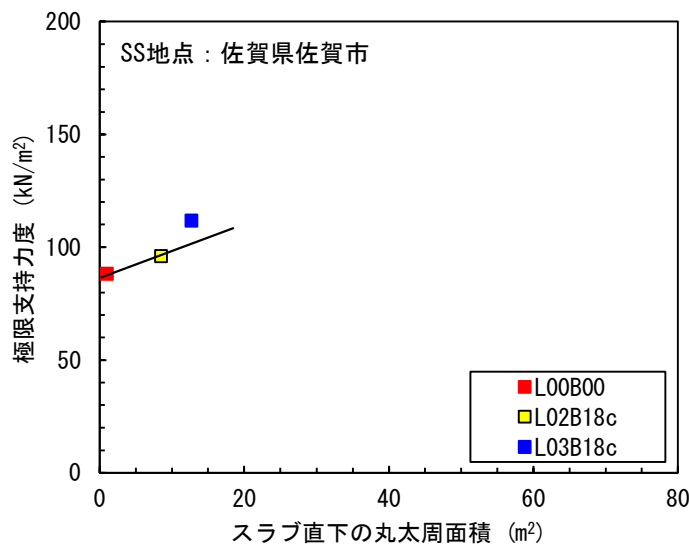


図-6.13 スラブ直下の丸太の周面積の合計値と極限支持力度の関係 (SS 地点)

これらのことから、丸太を打設し、頭部を締め固めた碎石で充填した複合地盤の極限支持力度は、丸太を打設していない地盤よりも大きくなることが明らかになった。また、その極限支持力度は丸太の打設間隔、すなわち改良率が大きいほど大きくなることが明らかになった。なお、砂質地盤の場合、改良率が大きくなることで地盤の密度が増大し、その影響で支持力度は大きくなると考えられる。また、改良率だけでなく1本当たりの丸太の鉛直支持力が大きくなることで、複合地盤の極限支持力度も大きくなることが示唆された。さらに、軟弱な地盤においても地盤は支持力を有することが認められ、丸太間地盤の支持力度が丸太を打設した複合地盤の支持力度に影響を与える可能性があることが示唆された。

これらの他にも、層厚0.5mの盛土は地盤の極限支持力度に影響を与えていないこと、1mの碎石を充填するだけでも極限支持力度は増加し、充填部が弱部になることはないこと、丸太頭部に設けた被覆土は、極限支持力度に影響を与えないことが明らかとなった。

6.4.2 地中にある丸太の鉛直支持力の影響

丸太を打設したケースの大型平板載荷試験による極限支持力度が、丸太の鉛直支持力のみで決まっているのであれば、丸太の鉛直支持力にスラブ直下の丸太本数を乗じたものをスラブ底面積で除した値が、大型平板載荷試験による極限支持力度と等しくなるはずである。そこで、まず大型平板載荷試験による極限支持力度と、丸太の極限鉛直支持力にスラブ直下の丸太本数を乗じたものをスラブ底面積で除した値の比較を行う。

図-6.14に両者の比較結果を示す。丸太の極限鉛直支持力は、4.5節で示した丸太の押し込み試験結果を使用し、その第2限界抵抗力にスラブ直下の丸太打設本数を乗じ、スラブ底面積で除した。また、各ケースに適用した丸太の押し込み試験結果は、スラブ直下の丸太末口径の平均値に近い同じ長さのケースを使用した。例えば、L06B12のケースであれば、スラブ直下の丸太末口径の平均値が0.178mであるため、長さ6.0mのケースでその末口径に最も近いNo.8（末口径0.170m）の丸太の押し込み試験結果を使用した。いずれのケースも45度の線と乖離があり、押し込み試験結果を用いた推定値に対する大型平板載荷試験結果の比率の平均値は3.68、標準偏差は2.11を示す。これらのことから、丸太を打設した複合地盤の支持力には、丸太のみで決まっているものではないことがわかる。一方で、相関係数は0.746と高い値を示し、両者に相関関係が認められる。

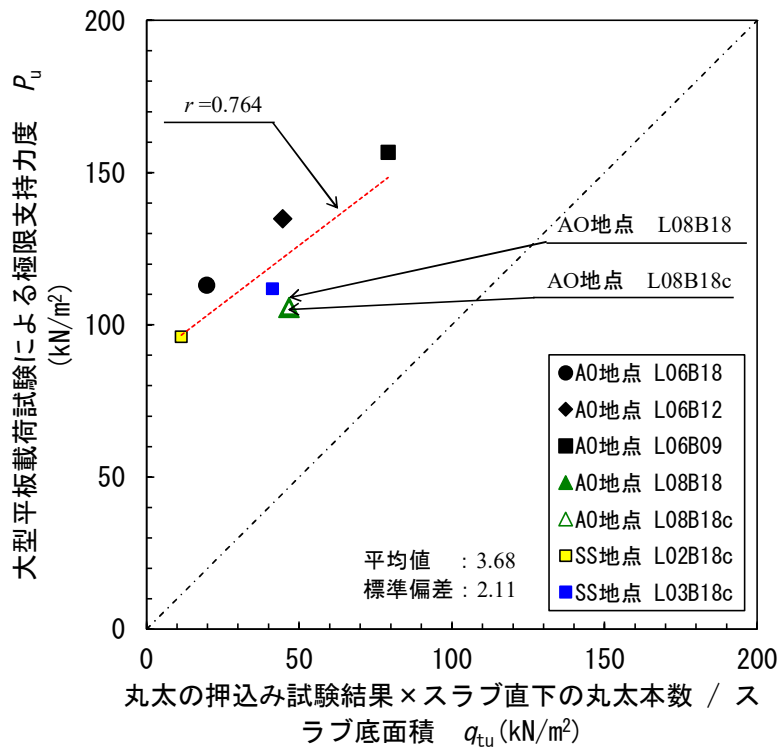


図-6.14 大型平板載荷試験による極限荷重と押し込み試験結果にスラブ直下の丸太本数を乗じて求めた極限荷重の関係

6.4.3 地盤の支持力度の影響

次に、地盤が有する支持力度が影響を与えていると仮定し、SCP 工法の複合地盤の極限支持力式³⁾に倣い、式(6.1)を用いて算定した極限支持力度 q_{tu} と大型平板載荷試験結果を比較する。

$$q_{tu} = q_{GU}(1 - a_s) + \frac{nR_{uw}}{A} \quad (6.1)$$

ここで、

q_{GU} : 地盤の極限支持力度 (kN/m²)

a_s : 改良率

n : スラブ直下の丸太本数 (本)

R_{uw} : 地中にある丸太の極限鉛直支持力 (kN)

A : スラブの底面積 (m²)

図-6.15 に式(6.1)より求めた極限支持力度と大型平板載荷試験による極限支持力度の関係を示す。なお、地盤の極限支持力度 q_u は、AO 地点のケースは L00B00E の試験結果, SS 地点のケースは L00B00 の試験結果を使用した。また、地中にある丸太の鉛直支持力は、図-6.14 と同様にスラブ直下の平均末口径に最も近い末口径の押し込み試験結果を使用した。いずれのケースについても 45 度の線によく一致し、式(6.1)より求めた極限支持力度に対する大型平板載荷試験の比率の平均値は 0.97, 標準偏差は 0.11 を示す。また、相関係数は 0.719 と高い値を示し、両者に相関が認められる。これより、地中にある丸太の鉛直支持力に地盤の極限支持力を足し合わせることによって、丸太打設による複合地盤の極限支持力度を推定できることが明らかになった。

このように、地盤の支持力度が全体の支持力度に影響を与えている要因としては、丸太頭部に存在する締め固めた砕石による充填部が緩衝層として働き、スラブからの荷重を地盤の丸太に分散させたためと考えられる。このような荷重の分散効果は、この大型平板載荷試験をモデルとした 3 次元の弾性解析⁴⁾による地盤内の鉛直応力分布においても確認されている。

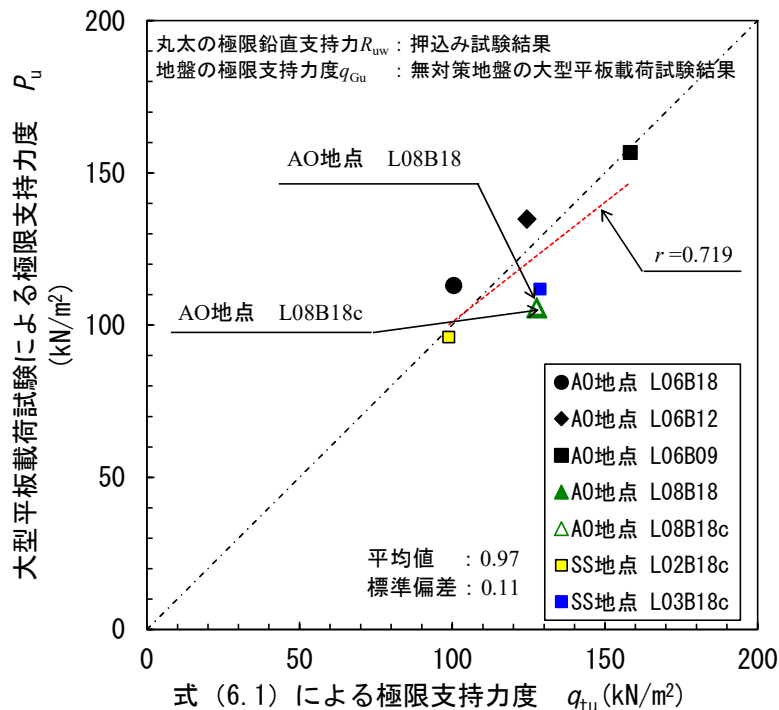


図-6.15 式(6.1)より求めた極限支持力度と大型平板載荷試験による極限支持力度の関係 (丸太, 地盤 : 試験結果使用)

6.4.4 大型平板載荷試験結果と式(6.1)による推定値の比較

これらの結果の基づき、地盤調査から求められる N 値や粘着力を用いて大型平板載荷試験結果を推定することを検討する。

丸太打設による複合地盤の極限支持力度は、式(6.1)を用いて推定する。丸太の極限鉛直支持力 R_{uw} については、第4章で提案した鉛直支持力評価式で求めることとする。地盤の極限支持力度 q_{Gu} については、地盤調査が SPT, SPT と UCT の組合せの場合は式(6.2)⁵⁾, SWS の場合は式(6.3)⁶⁾から求めることとする。また、AO 地点の L08B18, L08B18c, SS 地点の L03B18c については、丸太先端付近に砂質地盤が存在するため、第5章で提案した図-6.16 を用いて原地盤の N 値と改良率から丸太打設後の N 値を推定し、この値を式による丸太の極限鉛直支持力を算定する際に使用する。各地盤調査における極限支持力度算定時の各パラメータは、表-6.4 に示す方法で求めた。

$$q_{Gu} = i_c \alpha_G c N_c + i_\gamma \beta_G \gamma_1 B \eta N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q \quad (6.2)$$

$$q_{Gu} = 3(30W_{sw} + 0.64N_{sw}) \quad (6.3)$$

ここで、

- i_c, i_γ, i_q : 荷重の傾斜による補正係数
- α_G, β_G : 基礎の形状係数
- c : 支持地盤の粘着力 (kN/m²)
- N_c, N_γ, N_q : 支持力係数
- B : 基礎幅 (m)
- γ_1 : 支持地盤の単位体積重量 (kN/m³)
- γ_2 : 根入れ部分の土の谷体積重量 (kN/m³)
- η : 基礎の寸法効果による補正係数
- D_f : 根入れ深さ (m)
- W_{sw} : SWS の荷重の大きさ (kN)
- N_{sw} : SWS の貫入量 1m 当たりの半回転数 (回)

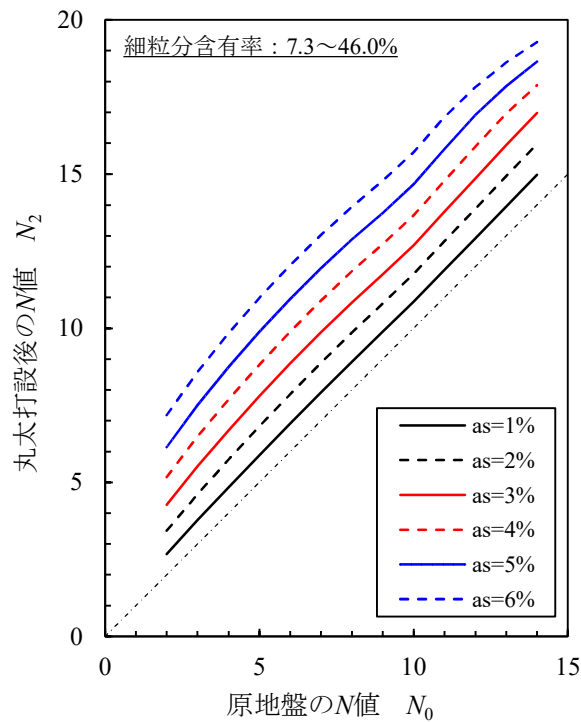


図-6.16 丸太打設前後の N 値増分の理論値

表-6.4 極限支持力度算定時の各パラメータおよび算定方法

| 項目 | 地盤調査 | | |
|------------------------------|---|--|--|
| | SWS | SPT | SPT と UCT |
| N 値 | $2W_{sw}+0.067N_{sw}$ | SPT による試験値 | SPT による試験値 |
| 粘着力 c | $q_u / 2$ | $q_u / 2$ | $q_u / 2$ |
| 一軸圧縮強さ q_u | $45W_{sw}+0.75N_{sw}$ | $12.5N$ | UCT による試験値 |
| 地中にある丸太の 極限鉛直支持力 R_{uw} | $R_{uw}=\zeta(R_p+R_f)$ $\zeta=1.47$ | $R_{uw}=R_p+\zeta_f \cdot R_f$ $\zeta_f=2.83$ | $R_{uw}=R_p+\zeta_f \cdot R_f$ $\zeta_f=2.41$ |
| 地盤の極限支持力度 q_{Gu} | 式(6.3) | 式(6.2) | 式(6.2) |
| 砂質地盤の N 値増分 | 図-6.16 | 図-6.16 | 図-6.16 |

ここで、

W_{sw} : SWS の荷重の大きさ (kN)

N_{sw} : SWS の貫入量 1m 当たりの半回転数 (回)

R_p : 丸太の極限先端支持力 (kN) 砂質地盤 $R_p=\alpha \bar{N} A_p$, 粘土質地盤 $R_p=6c_0 A_p$

R_f : 丸太の極限周面摩擦力 (kN) $R_f=D_T \sum(\tau_{di} L_i) \pi$

図-6.17～図-6.19に N 値や粘着力を用いて算定した式(6.1)による極限支持力度 q_{tu} と大型平板載荷試験結果の関係を示す。相関係数は、SWS で 0.946、SPT と UCT の組合せで 0.939 と高い値を示し、両者に相関が認められる。なお、SPT はデータ数が2であるため相関係数を算定していない。また、式(6.1)による極限支持力度 q_{tu} に対する大型平板載荷試験結果の比率の平均値と標準偏差はそれぞれ、SWS で 1.31、0.21、SPT で 1.40、0.03、SPT と UCT の組合せで 1.01、0.11 となった。これらのことから、SPT と UCT の組合せが最も大型平板載荷試験による極限支持力度を精度良く推定できていることがわかる。これは、 N 値や一軸圧縮強さを地盤調査による試験値そのものから求めており、換算による誤差がないためと考えられる。

一方で、SPT と UCT の組合せについて、AO 地点の L06B09 は他のケースに比べて45度の線からの乖離が大きく、その比率は 0.87 である。これは、L06B09 のケースは打設間隔が小さいため、丸太個々が単独で挙動せずに、群杭のブロック体として挙動したためと考えられる。

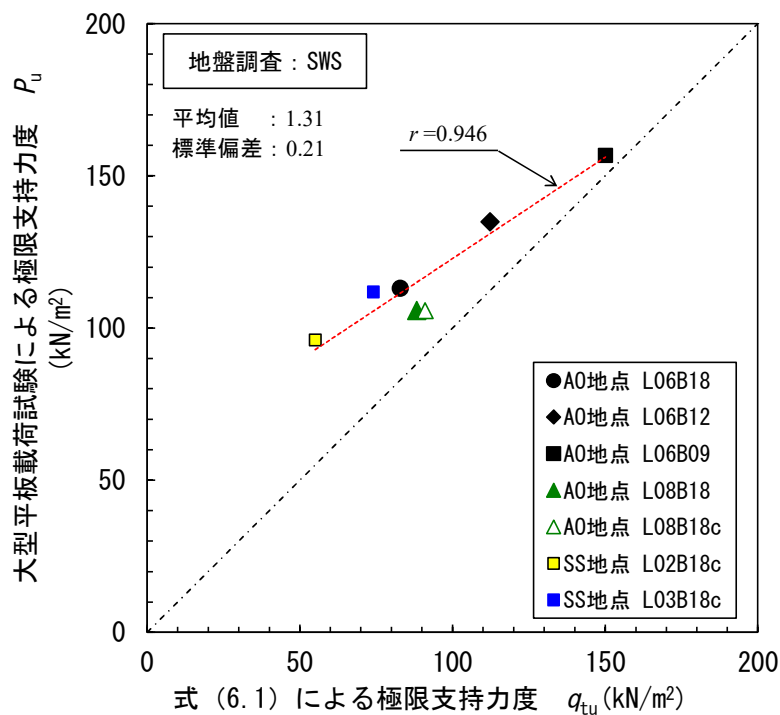


図-6.17 N 値や粘着力を用いて算定した式(6.1)による極限支持力度と大型平板載荷試験結果の関係 (地盤調査 : SWS)

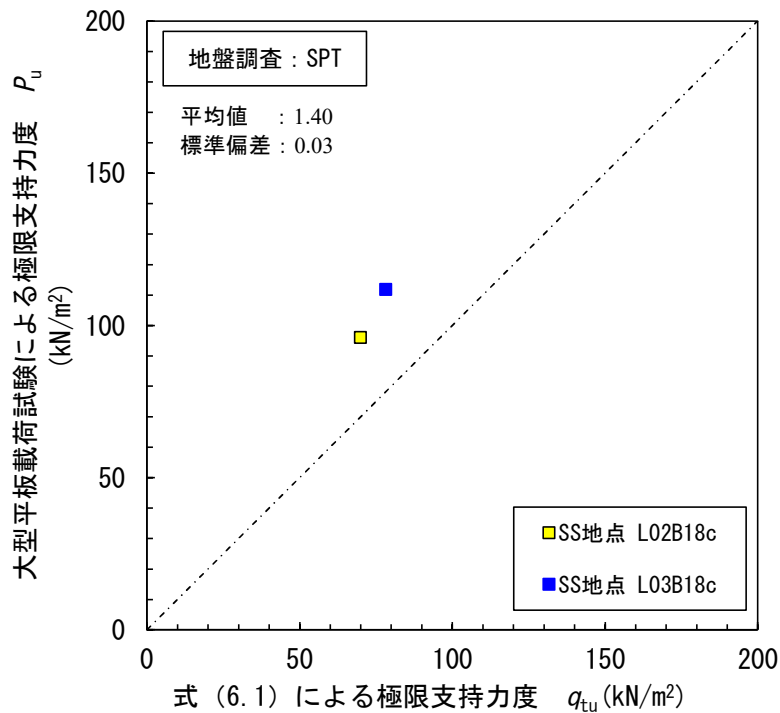


図-6.18 N 値や粘着力を用いて算定した式(6.1)による極限支持力度と大型平板載荷試験結果の関係 (地盤調査 : SPT)

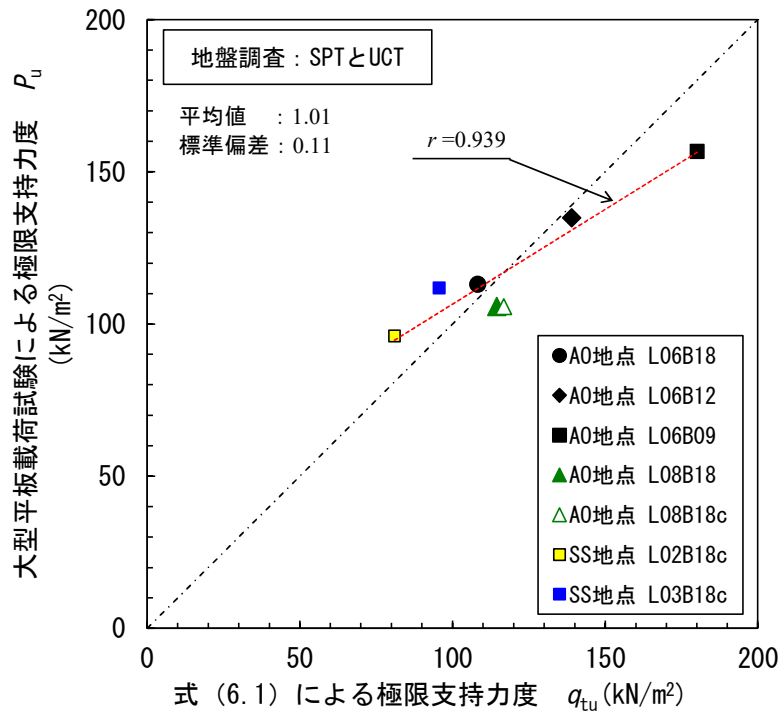


図-6.19 N 値や粘着力を用いて算定した式(6.1)による極限支持力度と大型平板載荷試験結果の関係 (地盤調査 : SPT と UCT)

6.4.5 群杭効果の影響

次に、丸太を打設した複合地盤における群杭効果について検討する。ここで、大型平板載荷試験を実施した AO 地点と SS 地点は、粘土質地盤が主体であるため、粘土質地盤における群杭効果について検討を行う。

粘土質地盤における群杭の支持力について、Whitaker⁷⁾は、模型杭を粘土質地盤に打設して群杭 (3×3 本, 5×5 本, 7×7 本, 9×9 本) の支持力を検討した結果、群杭の支持力は個々の杭の支持力×杭本数による支持力よりも小さくなり、その低下率は杭の中心間隔を杭径で除した値が小さいほど大きくなること、杭の中心間隔が杭径の 2~2.5 倍でブロック破壊となることを報告している。また、真野ら⁸⁾は、3×3 本の模型杭による群杭の載荷による挙動を X 線で観察した結果、杭の中心間隔が杭径の 5 倍の場合は貫入破壊を示すものの、杭の中心間隔が杭径の 2 倍の場合はブロック破壊となることを確認した。このように、粘土質地盤においては、群杭のブロック体として挙動する場合は支持力が低下することがわかる。

そこで、Whitaker が示した群杭による支持力変化率⁷⁾ (以降、「群杭効率」と記す。) を本研究で実施した大型平板載荷試験に当てはめることを試みた。図-6.20 に群杭効率と杭の中心間隔/杭径の関係を示す。図中には、Whitaker による模型実験により得られた結果も併記した。ここで、AO 地点の L06B09 と L06B12 のケースは、群杭効率が 1.0 以下となる領域に位置する。群杭効率が最も小さくなる 7×7 の関係との交点を見ると、群杭効率は L06B09 で 0.80, L06B12 で 0.86 となる。

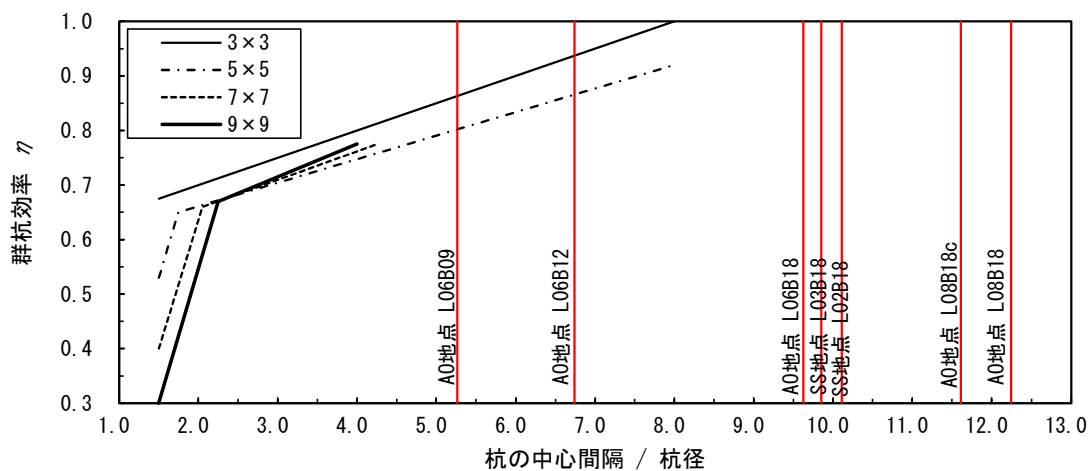


図-6.20 群杭効率と杭の中心間隔/杭径の関係 (文献7に加筆)

図-6.20 で得られた群杭効率を考慮して大型平板載荷試験との比較を行う．比較対象とする推定値は，式(6.1)の丸太部の支持力度の項に群杭効率 η を乗じた式(6.4)を用いた．

$$q_{tu} = q_{GU}(1 - a_s) + \eta \frac{nR_{uw}}{A} \quad (6.4)$$

ここで，

q_{GU} : 地盤の極限支持力度 (kN/m²)

a_s : 改良率

η : 群杭効率

n : スラブ直下の丸太本数 (本)

R_{uw} : 地中にある丸太の極限鉛直支持力 (kN)

A : スラブの底面積 (m²)

図-6.21～図-6.23 に N 値や粘着力を用いて算定した式(6.4)による極限支持力度 q_{tu} と大型平板載荷試験結果の関係を示す．なお，AO 地点の L06B09, L06B12 以外のケースは群杭係数 η を 1.0 としており，式(6.1)と同じ結果となる．また，AO 地点の L06B09, L06B12 の群杭効率はそれぞれ，0.80, 0.86 を使用した．相関係数は，SWS で 0.914, SPT と UCT の組合せで 0.914 と高い値を示し，群杭効率を考慮しても両者に相関が認められる．また，式(6.4)による極限支持力度 q_{tu} に対する大型平板載荷試験結果の比率の平均値と標準偏差はそれぞれ，SWS で 1.30, 0.18, SPT と UCT の組合せで 1.03, 0.10 となり，群杭効率を考慮することでばらつきが小さくなることがわかる．また，群杭効率の補正を行った AO 地点の L06B09, L06B12 の比率は，SPT と UCT の組合せで L06B09 は 0.87 から 0.98, L06B12 は 0.97 から 1.02 となり，いずれも 1.0 に近づいた．

これらのことから，群杭効率を考慮することで打設間隔が小さくなるケースにおいても，丸太を打設した複合地盤の極限支持力度を精度良く推定できることが明らかになった．

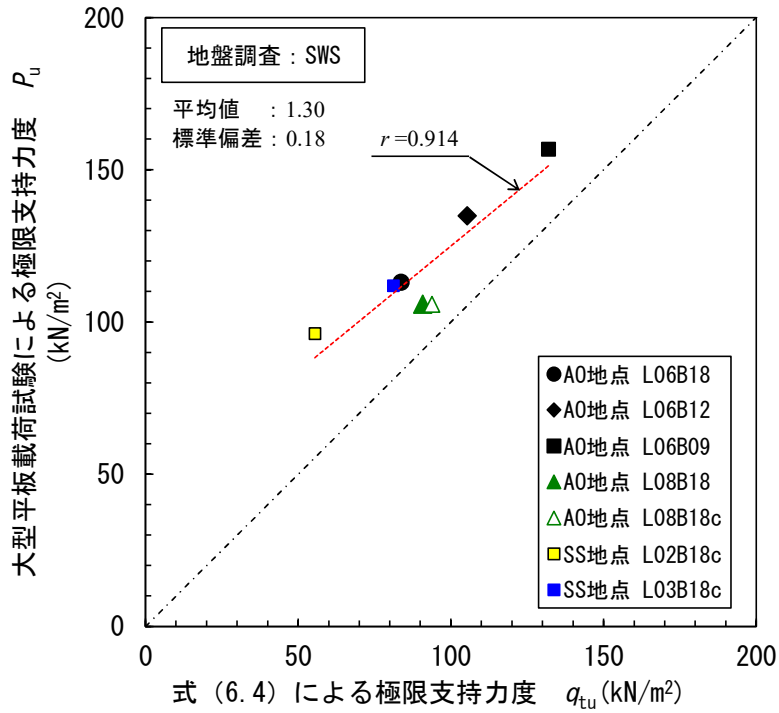


図-6.21 N 値や粘着力を用いて算定した式(6.4)による極限支持力度と大型平板載荷試験結果の関係（地盤調査：SWS）

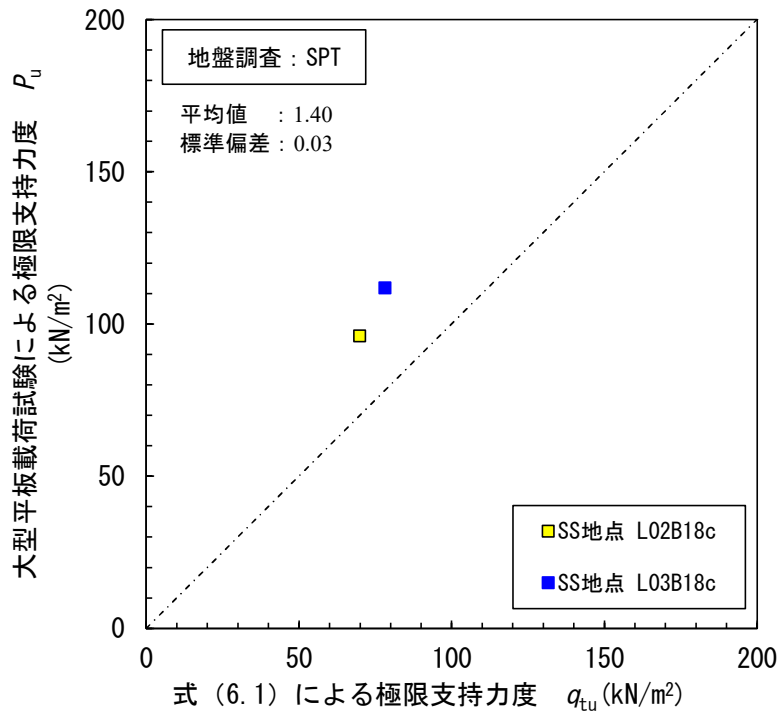


図-6.22 N 値や粘着力を用いて算定した式(6.1)による極限支持力度と大型平板載荷試験結果の関係（地盤調査：SPT）

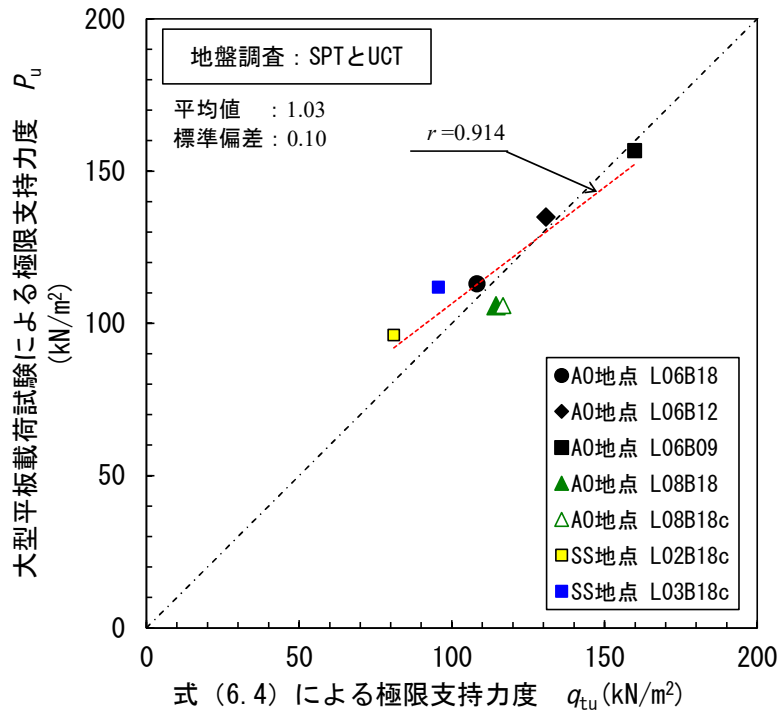


図-6.23 N 値や粘着力を用いて算定した式(6.4)による極限支持力度と大型平板載荷試験結果の関係（地盤調査：SPTとUCT）

6.5 丸太打設による複合地盤の支持力度の評価法の提案

これらの結果に基づいて、丸太打設による複合地盤の極限支持力度 q_{tu} の推定式として式(6.5)、設計用限界値として式(6.6)を提案する。丸太の配置を正方形配置にする場合、 $B_1=B_2$ となる。なお、地中にある丸太の極限鉛直支持力 R_{uw} や地盤の極限支持力度 q_{Gu} 、砂質地盤の N 値増分の求め方は、表-6.5 に示す通りとする。

なお、SWS や SPT で 45 度の線と乖離があるのは、SWS や SPT に結果を用いて算定した地盤の極限支持力度 q_{Gu} の精度が高くないことに起因すると考えられる。しかしながら、地盤自体の支持力度の推定精度については、本研究の対象外であることに加え、いずれのデータも推定値よりも実際の支持力度の方が大きくなり設計的には安全側となることから、補正は行わないこととする。

$$q_{tu} = q_{Gu}(1 - a_s) + \eta \frac{R_{uw}}{B_1 B_2} \quad (6.5)$$

$$q_{td} = \phi_d q_{tu} \quad (6.6)$$

ここで、

- q_{Gu} : 地盤の極限支持力度 (kN/m²)
- a_s : 改良率
- R_{uw} : 地中にある丸太の極限鉛直支持力 (kN)
- η : 群杭効率
- B_1 : 長辺方向の丸太の打設間隔 (m)
- B_2 : 短辺方向の丸太の打設間隔 (m)
- ϕ_n : 耐力係数

表-6.5 各パラメータおよび算定方法

| 項目 | 地盤調査 | | |
|------------------------------|--|---|--|
| | SWS | SPT | SPT と UCT |
| N 値 | $2W_{sw}+0.067N_{sw}$ | SPT による試験値 | SPT による試験値 |
| 粘着力 c | $q_u / 2$ | $q_u / 2$ | $q_u / 2$ |
| 一軸圧縮強さ q_u | $45W_{sw}+0.75N_{sw}$ | $12.5N$ | UCT による試験値 |
| 地中にある丸太の 極限鉛直支持力 R_{uw} | $R_{uw}=\zeta \cdot (R_p+R_f)$ $\zeta=1.47$ | $R_{uw}=R_p+\zeta_f \cdot R_f$ $\zeta_f=2.83$ | $R_{uw}=R_p+\zeta_f \cdot R_f$ $\zeta_f=2.41$ |
| 地盤の極限支持力度 q_{Gu} | $3(30W_{sw}+0.64N_{sw})$ | $i_c \alpha_G c N_c + i_\gamma \beta_G \gamma_1 B \eta N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q$ | |
| 砂質地盤の N 値増分 | 図-6.16 | 図-6.16 | 図-6.16 |
| 群杭効率 η | 図-6.20 の 7×7 | 図-6.20 の 7×7 | 図-6.20 の 7×7 |

ここで、

- W_{sw} : SWS の荷重の大きさ (kN)
- N_{sw} : SWS の貫入量 1m 当たりの半回転数 (回)
- R_p : 丸太の極限先端支持力 (kN) 砂質地盤 $R_p=\alpha \bar{N} A_p$, 粘土質地盤 $R_p=6c_0 A_p$
- R_f : 丸太の極限周面摩擦力 (kN) $R_f=D_T \sum (\tau_{di} L_i) \pi$
- i_c, i_γ, i_q : 荷重の傾斜による補正係数
- α_G, β_G : 基礎の形状係数
- N_c, N_γ, N_q : 支持力係数
- B : 基礎幅 (m)
- γ_1 : 支持地盤の単位体積重量 (kN/m³)
- γ_2 : 根入れ部分の土の谷体積重量 (kN/m³)
- η : 基礎の寸法効果による補正係数
- D_f : 根入れ深さ (m)

図-6.24 に丸太打設による複合地盤の支持力度の評価フローを示す。

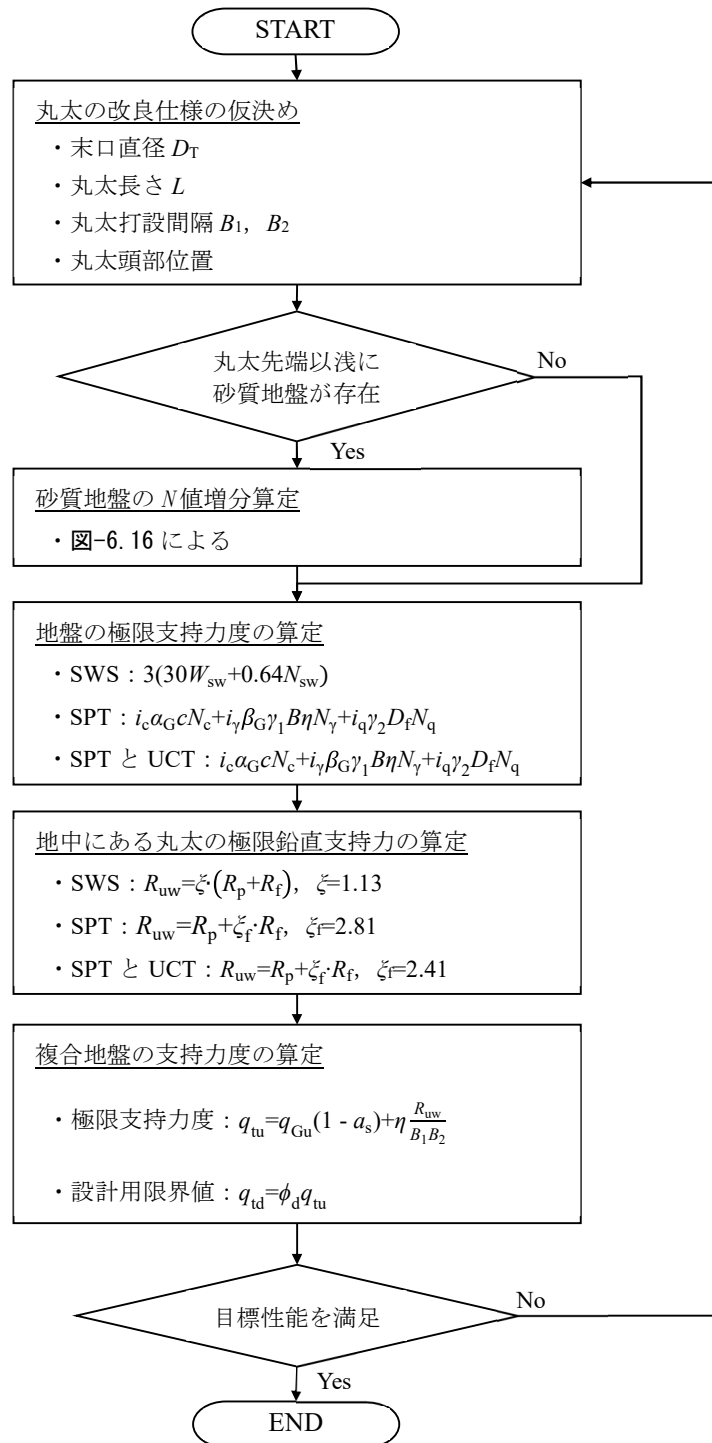


図-6.24 丸太打設による複合地盤の支持力度の評価フロー

丸太打設による複合地盤の支持力度を評価するために、まず丸太の改良仕様を仮決めする。仮決めする項目としては、丸太末口径、丸太長さ、丸太打設間隔、丸太頭部深度である。これは、 N 値の増分や地盤の極限支持力度、地中にある丸太の極限鉛直支持力の算定にこれらのパラメータが必要であるためである。

丸太頭部位置については、腐朽対策として地下水位以深に設置することを基本とする。また、地下水位は変動するため、水位の変動域を確認したうえで変動域の下端以深に丸太頭部を設置することが望ましい。一方で、地下水位変動域では水位低下時に腐朽菌が繁殖するものの、その後の水位上昇時に腐朽菌が死滅し、木材の生物劣化には至らない⁹⁾ことが明らかになっており、木材を生物劣化させる速度に比べて水位変動の周期が早い⁹⁾ため、水位変動域においては木材の生物劣化が生じにくいと考えられる。また、地下水位以浅であっても、土粒子間の毛管現象¹⁰⁾により飽和した状態となっていると考えられる。これらのことから、地下水位の変動により、一時的に丸太頭部が地下水位以浅となっても、生物劣化は生じず複合地盤の支持力度には影響を与えないと考えられる。ここで、地下水位が地表面以浅にある場合においても、丸太頭部を地中に設置し、頭部を碎石で充填する必要がある。これは、締め固めた碎石による充填部が存在することにより、荷重が地盤と丸太に分散し、式(6.5)が成り立っていると考えられるためである。

次に、丸太の先端位置までに砂質地盤がある場合は、地盤調査によって得られた原地盤の N 値と、仮決めした丸太末口径と丸太打設間隔から求まる改良率を用いて、図-6.16 に基づいて丸太打設後の推定 N 値を求める。以後、丸太の先端位置以浅の砂質地盤における N 値については、丸太打設後の推定 N 値を用いることとする。

次に、地盤の極限支持力度 q_{Gu} を、実施した地盤調査に応じて算定する。その後、地中にある丸太の極限鉛直支持力 R_{uw} を、地盤調査に応じて算定する。地中にある丸太の鉛直支持力係数は、SWS の場合は $\xi=1.13$ 、SPT の場合は $\xi_f=2.83$ 、SPT と UCT の組合せの場合は $\xi_f=2.41$ を用いて算定する。なお、 ξ や ξ_f はテーパ一効果の影響も含まれた係数であるため、周面摩擦を算定する際はテーパ一を考慮せずに丸太末口径で求めた周面積を使用する。

最後に、ここまでで求めた地盤の極限支持力度 q_{Gu} と地中にある丸太の極限鉛直支持力 R_{uw} を用い、式(6.5)により丸太打設による複合地盤の極限支持力度 q_{tu} を算定する。このようにして求めた丸太打設による複合地盤の極限支持力度 q_{tu} に、耐力係数 ϕ_n を乗じて求めた丸太打設による複合地盤の設計限界値と目標性能を比較し、設計用限界値が上回っていればその値を丸太打設による複合地盤の支

持力度とする。設計用限界値が目標性能を満足しない場合は、再度改良仕様を検討し、目標性能を満足するまで繰返し計算を行う。

なお、評価フローを適用できる複合地盤の極限支持力度としては、大型平板載荷試験結果に基づき、最も極限支持力度が大きいケースである L06B09 の極限支持力度が 156.7kN/m^2 であることから、 150kN/m^2 以下が望ましい。

また、式(6.5)は、2.4節で示した丸太、頭部の充填方法、施工方法の組み合わせにより成立しているものであることに留意する必要がある。特に、施工方法については、バックホウやブレイカーを用いて打設する方法も考えられるが、前者は丸太を鉛直に打設することが困難であり、後者は粘土質地盤の場合、打設時の地盤の乱れが大きく、地盤の強度回復に時間を要することが考えられる。また、リーダー式の杭打機を用いた場合においても、先端閉塞の鋼管による先行回転圧入を実施せずに地盤に直接丸太を打設する方法も考えられるが、砂質地盤の場合、繰返し応力履歴を与えることが密度増大に影響を与えることから、先端閉塞の鋼管による先行回転圧入がない場合と実施した場合では密度増大効果が異なると考えられる。

6.6 まとめ

全国2地点における N 値が7以下の砂質地盤、および、 N 値が3以下の粘土質地盤の地盤に、平均末口直径 0.147~0.187m、平均長さ 2.0~8.1m の丸太を、打設間隔が 0.9~1.8m となるように、頭部が周囲の土質や毛管水頭を考慮した地下水位以深、かつ、地表面の硬く薄い層以深の GL-1.0m になるように静的圧入し、頭部を碎石で締め固めて充填した複合地盤に対して大型平板載荷試験を実施した結果、以下の知見を得た。

- ・ 丸太を打設した複合地盤の極限支持力度は、改良率が大きいほど大きく、丸太を打設していない地盤よりも大きくなる。
- ・ 層厚 0.5m の盛土は地盤の極限支持力度に影響を与えない
- ・ 1m の碎石を充填することで丸太を打設した複合地盤の極限支持力度は増加し、充填部が弱部になることはない。
- ・ 丸太頭部に設けた被覆土は、丸太を打設した複合地盤の極限支持力度に影響を与えない。
- ・ 大型平板載荷試験で得られた原地盤の極限支持力度と、丸太の押し込み試験で得られた極限鉛直支持力にスラブ直下の丸太本数を乗じたものを足し合わせてスラブ底面積で除した値が、丸太を打設した大型平板載荷試験による極限支持力度とよく一致することが明らかになった。
- ・ **第4章**で提案した地中にある丸太の鉛直支持力評価法と、**第5章**で提案した丸太打設による砂質地盤の密度増大の評価法を用い、群杭効率を考慮することで、 N 値や粘着力から丸太打設による複合地盤の極限支持力度を精度良く推定できることが明らかになった。
- ・ これらの結果に基づき、丸太打設による複合地盤の支持力度評価式を提案した。

第6章の参考文献

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.145-146，2019.
- 2) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp.712-713，2013.
- 3) 日本建築学会：建築基礎のための地盤改良設計指針案，pp.348-352，2006.
- 4) 千田知弘，沼田淳紀，村田拓海，松井友希，村上海翔：丸太打設による戸建住宅の軟弱地盤対策に関する数値解析による有効性の検討，木材工学論文報告集 19，pp.34-44，2021.
- 5) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.123-130，2019.
- 6) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，pp.74-46，2008.
- 7) Whitaker, T. : Experiments with Model Piles in Groups, Geotechnique, Vol.7, pp.147-167, 1957.
- 8) 真野英之，内村均，岸田英明：軟弱粘性土地盤における群杭基礎の支持力，第21回土質工学研究発表会講演集，pp.1195-1196，1986.
- 9) 沼田淳記，本山寛，桃原郁夫，久保光：大型土槽を用いた地中木材の腐朽実験，木材利用研究論文報告集 10，pp.75-82，2011.
- 10) 土質工学会：入門シリーズ 8 地下水入門，p.35，1988.

第 7 章 結論

第7章 結論

7.1 本研究の結論

本研究では、地中への炭素貯蔵と軟弱地盤で発生する地盤災害軽減が期待できる丸太打設による複合地盤に着目し、丸太打設により期待できる炭素貯蔵量、丸太の地盤補強材、地盤改良材としての特性、および、複合地盤の支持力度について検討した。その結果、以下の結論を得た。

第2章では、丸太打設による複合地盤について、具体的な使用材料、施工方法を示した。特に、丸太は地下水位以深で使用し、頭部が地下水位以深に設置することになるため、丸太打設時に生じる丸太頭部の孔の充填方法について検討した。その結果、充填材に単粒度砕石を用い、その単粒度砕石をコンクリート締め固め用バイブレータにより1層当たり層厚300mm以下、20秒以上締め固めることで十分に締め固まること、そのように締め固めた充填部は振動や浸水を受けてもほとんど沈下しないこと、充填部の支持力度は周囲の地盤よりも大きく約600kN/m²となることを明らかにした。

第3章では、第2章で示した材料、施工方法を適用した現場について、丸太による炭素貯蔵量と施工により排出される二酸化炭素量を計測し、丸太打設により期待される地中への炭素貯蔵量を検討した。その結果、丸太を打設することで地中に貯蔵される炭素量（二酸化炭素換算）は、丸太打設の施工により排出される二酸化炭素量に比べて圧倒的に多く、施工の規模によらず施工による非出力の21～32倍を貯蔵できることを明らかにした。また、丸太や砕石の製造、運搬、作業者の通勤などの現場以外での二酸化炭素排出量は、丸太打設により貯蔵される炭素量（二酸化炭素換算）よりも小さくなることが明らかにした。また、これらの現場以外での二酸化炭素排出量を考慮した丸太打設による炭素貯蔵量（二酸化炭素換算）は、スギで398.6 kg-CO₂/m³-wood、カラマツで564.8 kg-CO₂/m³-woodとなる。さらに、我が国において、丸太打設により期待できる地中への炭素貯蔵量は年間72.3万t-CO₂であり、建設業全体で排出される二酸化炭素排出量の約18%相当の量になることを示した。

第4章では、丸太の地盤補強材としての特性のうち、地中にある丸太の鉛直支持力を押込み試験により検討した。その結果、頭部が周囲の土質や毛管水頭を

考慮した地下水位以深、かつ、地表面の硬く薄い層以深にある丸太の極限鉛直支持力は、小規模建築物基礎設計指針に示される杭状地盤補強の極限鉛直支持力推定式より求められる極限鉛直支持力よりも大きくなること、その増加割合を意味する ξ は、推定に用いた地盤調査法により異なり、その値の平均値は、SWSで1.47、SPTで2.83、SPTとUCTの組合せで2.41、となることを明らかにした。さらに、 ξ の寄与度についての分析結果に基づいて、地中にある丸太の鉛直支持力の評価法を提案した。

第5章では、丸太の地盤改良材としての特性のうち、砂質地盤の密度増大について検討した。検討は、丸太打設に伴う地盤の体積変化に着目して行った。その結果、模型実験においては、丸太を打設することで地盤に体積変化が生じ、丸太打設時の相対密度が55%程度に達するまでは収縮が生じ、この付近の相対密度を超えると膨張に転じることを明らかにした。また、丸太打設による地盤の収縮量の下限值は初期相対密度が小さいほど、すなわち、間隙量が多いほど大きく、収縮から膨張への転換点となることが示唆された。また、現場計測においては、模型実験で確認された丸太打設による地盤の体積収縮が確認された。一方で、体積変化量は模型実験に比べて小さく、模型実験においては相対密度55%程度で膨張が確認されたが、相対密度が57%の地盤においては膨張が確認されず、収縮することが確認された。

模型実験と現場計測結果に基づき、丸太打設による地盤の体積変化特性を検討し、それに基づいて丸太打設による密度増大理論値を構築し、その理論値と丸太を打設した実施工のデータと丸太打設による地盤の密度増大の理論値を比較した。その結果、丸太打設による密度増大理論値により推定した N 値が実施工における丸太打設後の N 値とよく一致することを確認し、丸太打設による地盤の体積変化を考慮することで密度増大効果を精度良く推定できることを明らかにした。これらの結果に基づいて、地盤の最大・最小間隙比、および、間隙比を介さずに、丸太打設後の砂質地盤の N 値を推定する方法を提案した。

第6章では、丸太打設による複合地盤の支持力度を大型平板載荷試験により検討した。その結果、丸太を打設した地盤の極限支持力度は、丸太を打設していない地盤よりも大きくなること、層厚0.5mの盛土は地盤の極限支持力度に影響を与えていないこと、1mの碎石を充填することで丸太を打設した複合地盤の極限支持力度は増加し、充填部が弱部になることはないこと、丸太頭部に設けた被覆土は、丸太を打設した複合地盤の極限支持力度に影響を与えないことを明ら

かにした。

また、大型平板載荷試験で得られた原地盤の極限支持力度と、丸太の押込み試験で得られた極限鉛直支持力にスラブ直下の丸太本数を乗じたものを足し合わせてスラブ底面積で除した値が、大型平板載荷試験による極限支持力度とよく一致することを明らかにした。また、第4章で提案した地中にある丸太の鉛直支持力評価法と、第5章で提案した丸太打設による砂質地盤の密度増大の評価法を用いて丸太を打設した複合地盤の支持力度を推定し、大型平板載荷試験結果と比較した結果、両者が良く一致し、群杭効率を考慮することでさらにばらつきを小さくできることを明らかにした。これらの結果に基づいて、丸太打設による複合地盤の支持力度の評価法を提案した。

このように本研究では、具体的な丸太打設による複合地盤を示し、そのような複合地盤を構築した際に期待できる炭素貯蔵量を明らかにした。また、丸太の地盤補強材としての特性のうちの鉛直支持力、地盤改良材としての特性のうちの砂質地盤の密度増大について明らかにしたうえでその評価法を提案した。さらに、これらの評価法に基づいて、丸太を打設した複合地盤の支持力度の特性を明らかにし、その評価法を提案した。

7.2 今後の課題

7.2.1 施工による炭素貯蔵効果について

本研究では、施工による二酸化炭素の排出量が丸太による貯蔵量に比べて圧倒的に少ないことから、排出量に関わる要因分析を行っていない。この要因としては、施工効率が大きな影響を与えると考えられ、この施工効率には、 N 値や土質、改良率等が影響を与えると考えられる。これらのパラメータと施工による二酸化炭素排出量の関係を明らかにすることで、より精度良く施工前に炭素貯蔵量は推定できると考えられる。このため、これらを明らかにすることが今後の課題である。

7.2.2 地中にある丸太の鉛直支持力について

本研究では、押込み試験で求めた極限鉛直支持力と、地盤調査により得られた N 値や粘着力を用いて算定した極限鉛直支持力を比較した。この地盤調査とし

ては、現在の我が国において一般的に使用される SWS, SPT, UCT を用いた。一方で、海外においてはコーン貫入試験が一般的に使用される。このため、今後はコーン貫入試験を用いたときの α を求めることが必要と考えられる。

また、現在のわが国では長尺丸太の集材効率が悪いため、長尺丸太は一般的に流通していない。このため、深い位置まで改良をするためには、丸太を縦に継いで使用する必要がある。この縦に継いだ丸太の鉛直支持力は、単体の丸太の鉛直支持力とは異なると考えられる。これは、同じ長さの丸太を縦に継ぐと、丸太はテーパ形状をしているため、下の丸太の元口直径の木口面と、上の丸太の末口直径の木口面が接続面となり、地盤と接していない部分ができると考えられる。このことは、末次ら¹⁾が行った模型実験でも確認され、ストレート形状の1本の杭と比較して、テーパ角の大きい継ぎ杭の鉛直抵抗が小さくなったことを報告している。なお、継ぎ丸太の鉛直支持力を検討する際は、その継ぎ部の処理方法を含めて検討する必要があると考えられる。

7.2.3 丸太打設による砂質地盤の密度増大について

本研究は、丸太打設前後の地盤高さを計測したのは、2地点のみで両地点とも改良率が同じであるため、異なる改良率における実際の地盤高さを把握できていない。このため、本研究で実施した2地点と異なる改良率における現場での計測データを追加し、丸太打設による地盤の体積変化の理論値、および、それに基づく N 値増分の関係を更新する必要があると考えられる。

7.2.4 丸太打設による複合地盤の支持力度について

前述のように、コーン貫入試験と継ぎ丸太が今後の課題の一つである。また、この他の課題としては、極限支持力度の適用範囲である。本研究では、極限支持力度が 150kN/m^2 までの範囲でしか試験を実施しておらず、それ以上の範囲での特性は明らかにしていない。このため、対象構造物としては小規模建築物程度にとどまることが考えられる。さらなる木材利用拡大のためにも、 150kN/m^2 以上の大きな荷重においてもこの評価法が適用できることを確認する必要がある。また、大型平板載荷試験を実施した地盤は、粘土質な土質を主体としているため、砂質地盤においても実施することが望ましい。なお、砂質地盤においては、群杭効率が $1.3\sim 2.0$ となる²⁾ことが明らかになっているため、本研究で提案した評価式よりも大きな支持力度が期待できると考えられる。

第7章の参考文献

- 1) 末次大輔, 那須龍斗, 神山惇, 福林良典: 軟弱粘土地盤に打設される木杭の鉛直支持力に及ぼす杭形状の影響, 木材工学研究発表会講演概要集, pp.96-100, 2021.
- 2) 地盤工学会: 土質基礎工学ライブラリー6, p.29, 1969.

謝辭

謝辞

本研究を進めるにあたり、多くの方からご指導、ご助言をいただきました。ここに深く御礼申し上げ感謝いたします。

金沢大学理工研究域地球社会基盤学系 宮島昌克教授には、多くのご指導をいただき、研究を進めるにあたっての心構えとして、一つの事柄に没頭しすぎず、一度立ち止まって広い視野で全体像を見ることの重要性を学ばせていただきました。この3年間で得た多くの知識と経験は、私の大きな財産となりました。心から御礼申し上げます。

国土舘大学理工学部理工学科まちづくり系 橋本隆雄教授、金沢大学理工研究域地球社会基盤学系 深田宰史教授、小林俊一准教授、池本敏和講師には、ご多忙の中で論文審査を引き受けていただきました。多くのご助言をいただき、本論文を充実させることができました。心から御礼申し上げます。

福井工業高等専門学校環境都市工学科 吉田雅穂教授は、本科5年から専攻科2年までの指導教員であり、研究の楽しさを教えていただき、研究者を志すきっかけを作ってくださいました。金沢大学理工研究域地球社会基盤学系 村田晶助教には、地震防災研究会での討議を中心に、数多くのご意見をいただきました。研究室の先輩である福井工業高等専門学校環境都市工学科 芹川由布子助教、芦森工業株式会社 石関宏真氏、株式会社栗本鐵工所 森本皓一氏には、研究の内容などを相談させていただき、アドバイスや激励をいただきました。共同研究者である博士前期課程2年の平田慈英氏には、第5章の模型実験をはじめ、多くの手助けをしていただきました。このような先生方、先輩方、共同研究者からは多くの刺激を受けるとともに、様々なことを学ばせていただきました。心より感謝申し上げます。

住友林業株式会社の佐々木修平氏、三村佳織氏、元住友林業の故・藤野一氏、ミサワホーム株式会社の川崎淳志氏、杉山耕平氏、橋本佳大氏、株式会社ミサワホーム総合研究所の松下克也氏、株式会社熊谷組の尾崎健一郎氏、東急建設株式会社の古垣内靖氏、張媛氏には、木材活用地盤対策研究会の技術委員会の中で、研究の内容について多くの議論をさせていただきました。様々な専門分野の方たちとの議論は刺激になり、本研究をよりよいものにすることができました。心より感謝申し上げます。

本研究は、飛鳥建設株式会社の多くの方のお力添えで進めることができたものです。松原利之常務執行役員技術研究所所長には、博士後期課程への挑戦を快諾いただき、本研究を実施する機会を与えていただきました。沼田淳紀部長には、

入社以来ご指導をいただき、研究者、および、技術者としてどうあるべきか、今後どのようなことを考えていかなければならないかなど、研究者、技術者としての生きる指針を学ばせていただきました。また、研究についての相談に行くと、多忙にもかかわらず嫌なそぶりを見せずに時間をとって議論をしていただきました。若輩者の意見にも関わらず、一人の研究者の意見として扱っていただき、真剣に議論していただいたことが本当に嬉しかったです。目黒千恵子氏、瀧野雅夫氏には、実験の補助などで大変お世話になりました。この他にも、技術研究所の方をはじめ、多くの方に大変お世話になりました。これらの方々に心より感謝申し上げます。

このように 3 年間研究を続けることができたのは、両親や家族の支えがあったことです。父と母は、私が長男であるにもかかわらず、家業を継ぐことは考えずに自分のやりたいことをやればいいと、研究者として生きていくことを無条件で応援してくれました。今の私があるのは両親のおかげです。心より感謝申し上げます。妻 茉那美は、休日や夜遅くまでの研究活動に理解を示し、私を全面的に支えてくれました。博士後期課程の声がかかった時、長女 結菜が生まれたばかりで、これから 3 年間の成長の大事な時に父親があまり長女の相手ができなくなるかもしれないにもかかわらず、学位への挑戦を後押ししてくれたことには本当に感謝しております。長女 結菜には、無邪気な笑顔に何度も和まされ、研究活動を頑張り続けることができました。最後に、苦勞を掛けた茉那美、結菜に深くお詫びするとともに、献身的に私を支えてくれたことに深く感謝申し上げます。