

# 労働安全衛生総合研究所技術資料

TECHNICAL DOCUMENT

OF

THE NATIONAL INSTITUTE OF OCCUPATIONAL SAFETY AND HEALTH

JNIOOSH-TD-NO.3 (2015)

## 作業現場における地耐力確認の方法

— 移動式クレーンを含めた建設機械等の転倒防止対策 —

# 作業現場における地耐力確認の方法

## — 移動式クレーンを含めた建設機械等の転倒防止対策 —

### 目 次

<b>第 1 章</b>	<b>序論</b>	<b>1</b>
1.1	はじめに	1
1.2	研究の構成	1
1.3	参考文献	3
1.4	本報で使用する用語等	4
<b>第 2 章</b>	<b>安全に関する法令等と必要地耐力の検討</b>	<b>9</b>
2.1	転倒防止に関する安全の法令等	9
2.2	事例研究	15
2.3	安定設置と自走に必要な地耐力	17
2.4	まとめ	23
2.5	参考文献	25
<b>第 3 章</b>	<b>代表的な地盤調査の方法と留意点</b>	<b>27</b>
3.1	標準貫入試験	27
3.2	簡易動的コーン貫入試験	29
3.3	スウェーデン式サウンディング試験	31
3.4	ポータブルコーン貫入試験	32
3.5	平板載荷試験	34
3.6	まとめ	36
3.7	参考文献	37

<b>第4章</b>	<b>簡易な現場地耐力試験の検討</b>	<b>39</b>
4.1	現場地耐力試験の方法と装置	39
4.2	現場実験1（関東ロームと成田差の盛土地盤）	48
4.3	現場実験2（コンクリート屑混じりの地盤）	50
4.4	現場実験3（軟弱なシルト地盤）	52
4.5	現場実験4（運動グラウンドの地盤）	54
4.6	まとめ	60
4.7	参考文献	61
<b>第5章</b>	<b>地耐力の確認方法に関する提案</b>	<b>63</b>
5.1	地耐力確認の流れ	63
5.2	最大反力と最大接地圧力の算出	66
5.3	支持力安全率の照査	69
5.4	現場地耐力試験の方法	71
5.5	参考文献	76
<b>第6章</b>	<b>まとめ</b>	<b>79</b>
	謝辞	81
	抄録	83

Technical Documents of the National Institute  
of Occupational Safety and Health, NIOSH-TD-NO.3 (2015)  
UDC 624.155.15 : 621.873.3 : 625.032.7 : 624.131.383 : 624.131.524 : 539.4.012 : 624.159.2

作業現場における地耐力確認の方法

— 移動式クレーンを含めた建設機械等の転倒防止対策 —

玉手 聡\*, 堀 智仁\*

A Study on Safety Practices of Investigation of Bearing Capacity of Supporting Ground  
for Prevention of Overturning of Heavy Machineries

By Satoshi TAMATE\* and Tomohito HORI\*

*Abstract:* Drill rigs and mobile cranes are heavy machinery used in construction sites. Sufficient bearing capacity is required in the supporting ground to keep the machinery horizontal. However, overturning accidents frequently occur because of ground penetration at the foundations of lower careers. A differential settlement  $\Delta S$  makes machinery unstable because an overturning moment increases whereas a moment of stability decreases. Thus, the machinery overturns by reaching the limit equilibrium of moment. Therefore, a value of the acting pressure through the foundations  $p_a$  should be less than a value of the ultimate bearing capacity of ground  $q_d$  so that  $\Delta S$  can be reduced to negligible small values. Therefore, careless investigation of merely observing the ground surface is an insufficient method for survey to confirm the safety. Ground investigations must be conducted to clarify a value of  $q_d$ .

In addition, a tall super structure of the machinery takes high center of gravity. Then, the rotational energy induced by a quick tilt causes the machinery quite unstable by reaching the limitation of kinetic equilibrium earlier than that of static equilibrium. Accordingly, brittle failure is dangerous characteristics of ground for the stability rather than ductile failure introducing the slow penetration. Then, it is important to survey the potential risk of rapid penetration at ground investigations.

A value of difference between  $p_a$  and  $q_d$  is considered as the margin of safety that is also identified by a safety factor of bearing capacity  $F_s$ , which is defined as the ratio  $q_d$  divided by  $p_a$ . Bearing safety of the supporting ground is ensured by verification of  $F_s$  by a threshold value of  $SR$ . As this type of machinery is usually placed on construction grounds for a short period, 1.5 of  $SR$  is generally referred in accordance with a code for the temporary placements. However, a limiting depth of penetration decreases in dangerous ground that composes the potential risk of rapid penetration. Therefore, authors propose to use the higher value of 3.0 for safety unless nothing of the potential risk of rapid penetration is confirmed.

An index of rapid penetration  $R_E$ , which is ratio of an initial tangent modulus  $K_0$  divided by a tangent modulus after the yield  $K_d$  those are obtained from curves of the relationship between an acting pressure through the loading plate  $q$  and its settlement  $S$ , is introduced to associate with the bearing characteristics of the kinetic overturning. Then, a plate loading test (PLT) is required to derive the value of  $R_E$  in addition to  $q_d$ . However, PLT has also problems of taking a long period to perform the test as well as doing many procedures to set up the instruments. Therefore, high speed bearing capacity testing (BCT) method was newly developed to derive values of  $q_d$  and  $R_E$  efficiently.  $q$  is loaded

through the same loading plate of PLT though a penetration depth increases by constant velocity of 5mm/min in consideration of both a condition of 1mm/min in CBR testing and a ratio of diameters between PLT and CBR. In addition, a simple method to measure  $S$  was also introduced to decrease a number of the procedures at the preparation of test. Several sets of BCT and PLT were conducted in various conditions of grounds to compare the results. It was ascertained that an almost identical relationship between  $q$  and  $S$  are obtained from both the tests. Accordingly, bearing conditions in the supporting ground can be evaluated by BCT of simplicity method.

This paper summarizes safety requirement for prevention of the overturning for machinery. Ground investigations are needed to ensure the safety on bearing capacity of supporting ground. In addition, a new testing method BCT is also developed to measure the ultimate bearing capacity and rapid penetration characteristics. Authors finally propose to conduct the safety practices of quantitative evaluations in consideration of the results from ground investigations.

*Keywords:* Drill rig, Mobile crane, Construction machinery, Overturning, Toppling, Supporting ground, Penetration, Outrigger, Crawler, Bearing capacity of ground, Safety requirement, Ground investigation, Plate loading test.

---

\* 建設安全研究グループ Construction Safety Research Group

## 1 序 論

### 1.1 はじめに

本研究の目的は、移動式クレーンや基礎工事用機械などを含めた建設機械等が軟弱な地盤上で転倒することを防止することであり、そのために必要な作業現場の地耐力の確認方法を示すことである。

建設機械等の転倒原因には設置地盤の地耐力不足が多く見られる。そのため、法令等では移動式クレーンの軟弱な地盤上で使用を禁止(クレーン等安全規則(厚生労働省令)第 70 条の 3)したり、また、くい打機等について脚部の沈下を防止するための敷板の使用などを定めている(労働安全衛生規則(厚生労働省令)第 173 条)。また、構造規格では、機械が水平かつ堅固な面(地盤)に設置されることを前提に、その安定性を規定している(車両系建設機械構造規格(厚生労働省告示)第 2 条等、移動式クレーン構造規格(厚生労働省告示)第 13 条等)。

しかし一方では、地耐力は目視や踏査などの表面的な観察によって経験的に判断されることも多く、その判断を誤ったために地盤が沈下し、安定を失って転倒した事例も多い。したがって、地耐力は地盤調査から客観的に確認される必要があるが、その方法や必要強度についてはこれまで必ずしも明確にされていなかった。また、「水平かつ堅固」は理想的な条件であり、実際の工事現場でこれを厳密に再現することは難しい。したがって、実用上は「水平」と「堅固」の目標レベルを設定し、それが遵守されるよう管理することが必要である。このレベルの設定では、理想条件と実用条件の差によって残存する危険を確認しておく必要があり、特に地耐力照査では安全率の値に適切な余裕を持たせておくことが必要である。

筆者らはこれまで、建設機械等の安定設置に必要な地耐力条件を調査研究<sup>1)2)</sup>し、「水平」と「堅固」の実用条件の定量化を検討してきた。そして、「堅固」の条件については、支持力安全率  $F_s$  がその閾値  $SR$  よりも大きい場

合( $F_s > SR$ )とすることを提案し、また  $SR$  には地盤に生じる沈下の急激さを考慮するよう提案してきた。これは、作業中の機体には転倒モーメントが作用しているとともに、その重心が高い不安定な構造を有しているためである。特に、地盤に急激な沈下を生じると機体の回転運動エネルギーが増加するため、安定限界は低下する。これまでは  $SR=1.5$  による照査が基本とされたが、この値は緩慢な沈下を前提とした安全の余裕と見られ、急激な沈下の可能性がある地盤においても同レベルの安全の余裕を「沈下の観点」から確保するためには、 $SR$  の値は適宜見直される必要がある。さらに、 $F_s$  の照査に必要な作業現場の地耐力の求め方について、代表的な地盤調査の方法を整理するとともに新たな簡易調査の方法を示した。地盤調査に関する様々な方法が学会等で定められているが、建設機械等を設置する際の地耐力確認についてはあまり詳しく述べられていない。そのため、本研究では新たな試験法を検討し、その性能を実験的に調査した。その結果、簡単かつ迅速な実施が可能であるとともに、必要な情報を収集できることが確かめられたことから、その利用を提案する。

図 1-1 は本稿の第 5 章に示した作業現場における地耐力確認のフローである。本研究では特に、このフローに太枠で示した地耐力の評価の方法と支持力安全率による照査の方法を明らかにするための検討をおこなっている。

### 1.2 研究の構成

本研究は大きく以下の 4 つの内容で構成されている。

#### (1) 安全に関する法令等と必要地耐力の検討

ここでは、はじめに労働安全衛生規則、クレーン等安全規則、車両系建設機械構造規格及び移動式クレーン構造規格に定められている転倒防止や安定基準を整理する。

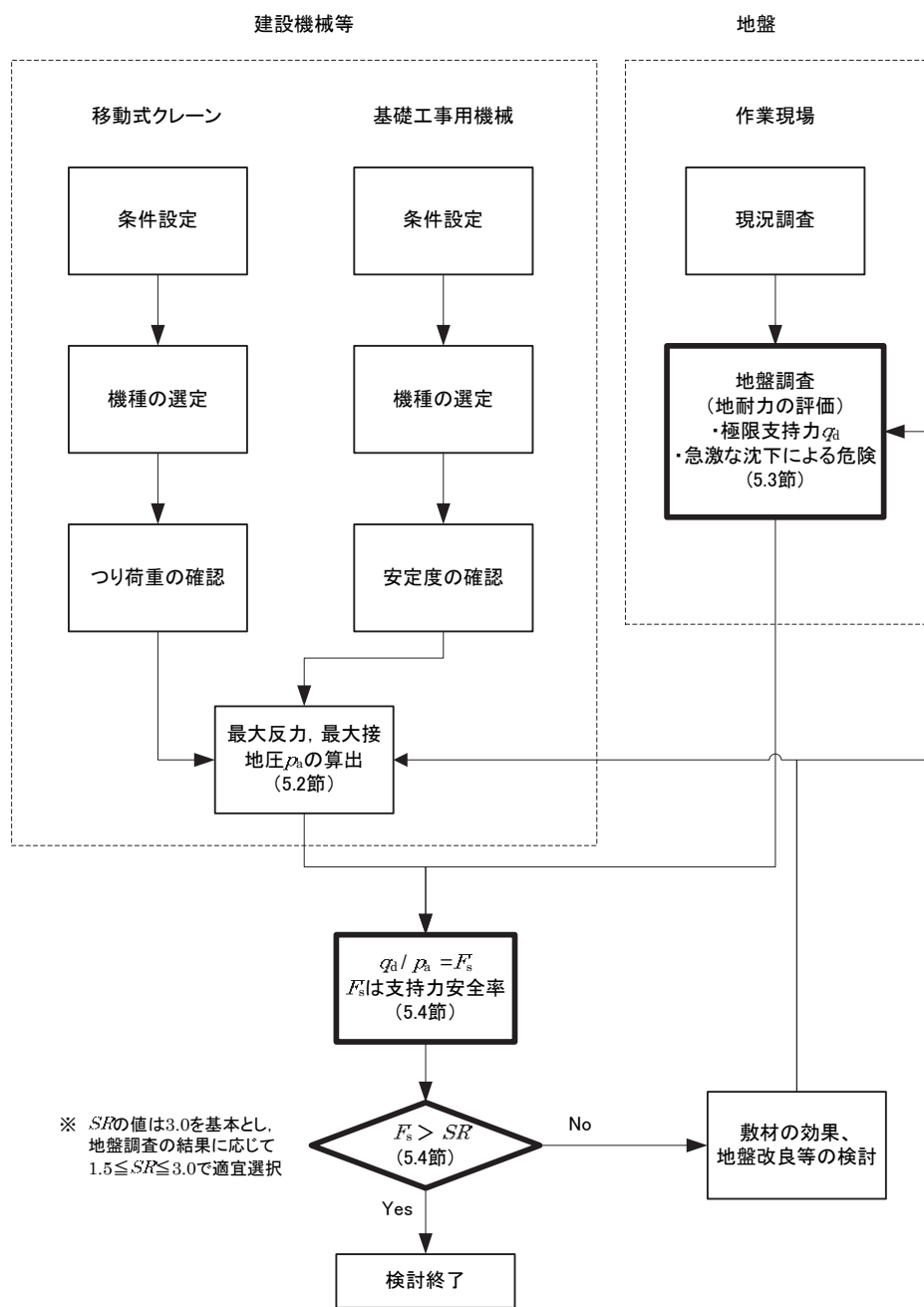


図 1-1 作業現場における地耐力確認のフロー(第 5 章に再掲)

次に、大型の移動式クレーンの転倒災害の事例を紹介する。この災害は敷鉄板が敷設されていたにもかかわらず沈下を生じて転倒したケースであり、地耐力不足が原因で発生したものであった。地盤調査の結果、現場内の地耐力には場所によって差のあることがわかった。表層部には採石が盛土されており一見強固に見られたが、地

下水位は高く、また下層の土質は軟弱で急激な沈下を招きやすい危険な地盤であった。この事例研究から、地盤調査による地耐力確認の大切さを再確認する。さらに、移動式クレーンや建設機械を作業現場で安定設置したり、安全に自走させたりするために必要な地耐力の条件を議論する。そして、これらの機械では転倒モーメントが作

用し、重心も高く潜在的に不安定な条件で使用されるために支持地盤の安定確保は不可欠であることを述べる。

これに加えて、急激な沈下を生じる危険のある地盤では、安定限界は低下する恐れがある。そのため、沈下が緩やかな地盤と同レベルの安全の余裕を確保する観点から、地耐力照査の閾値について議論する。

## (2) 代表的な地盤調査の方法と留意点

ここでは作業現場の地耐力を調査するための地盤調査の方法について、日本工業規格(JIS)や地盤工学会(JGS)で規定している代表的な方法を紹介する。まず、標準貫入試験は地盤の硬軟や締まり具合の分布を調べるための試験であり、その結果はN値で整理される。これは建設工事の事前調査として一般的に行われる試験であり、最も代表的なものの一つである。他にも、円錐型のコーンの貫入抵抗から土の強さ分布を知る方法や、地盤表面に載荷板を介して圧力を直接作用させ、その際の載荷圧力と沈下量の関係から極限支持力や地盤反力係数を求める平板載荷試験(PLT)などの方法を紹介する。各試験から求まる地盤情報を整理するとともに、建設機械の設置を検討する上での留意点を述べる。

## (3) 簡易な現場地耐力試験の検討

ここでは当研究所で考案した現場地耐力試験(BCT)を紹介する。PLTでは支持地盤の載荷圧力 $q$ と沈下量 $S$ の関係を直接調査し、その結果から極限支持力 $q_d$ や地盤反力係数 $K_{vs}$ が求められる。建設機械等の設置による圧力載荷を再現した調査が可能であり、地耐力確認に有効な方法である。しかしながら、JGS基準に基づいたPLTの方法では実施に4時間ほどを要するため、機械を設置する度毎に試験を行うことは難しかった。そこでPLTを簡易化し、20分程度の短時間で地耐力を確認する方法として、新たにBCTを検討した。本研究では、まずBCTの方法を説明し、次にBCTを効率的に実施するために開発した装置を紹介する。さらに、様々な土質の作業現場でBCTの実証試験を行った結果を示すとともにPLTとの比較を

示し、その有効性を議論する。

## (4) 作業現場の地耐力確認の方法

以上の検討に基づいて、ここでは作業現場における地耐力確認の方法を提案している。まず、地耐力確認のフローを示す。その内容は、最大接地圧力 $p_a$ を求める機械側の部分と極限支持力 $q_d$ を求める地盤側の部分、そして算出した $p_a$ と $q_d$ から求めた支持力安全率 $F_s$ が閾値 $SR$ よりも大きくなっていることを確かめる照査の部分の3つで構成されている。そして、 $SR$ の値は急激な沈下による危険を考慮して3.0とすることを基本とし、その危険が少ない場合は適宜低減することを述べている。さらに、沈下の急激さを表す指標として沈下指数 $R_E$ を定義し、その値による $SR$ の選択について議論する。以上のとおり、本資料では「堅固」な地耐力の確認を $F_s$ の照査によって定量的に行うことを提案し、この確認に用いる閾値については地盤調査の種類や得られた結果に応じたものとするを述べる。

## 付記

本技術資料は、当研究所のプロジェクト研究「建設機械の転倒及び接触災害の防止に関する研究」(平成24年度から27年度まで)の中のサブテーマ「建設機械の転倒、転落防止に関する研究」、厚生労働科学研究費補助金労働安全衛生総合研究事業「基礎工専用大型建設機械の転倒防止に関する研究」(平成19年度から21年度まで)及び他の先行研究の成果をまとめたものである。

## 1.3 参考文献

- 1) 玉手聡：移動式クレーンの安定設置に必要な地盤の支持力要件，産業安全研究所安全資料，NIIS-SD-NO.22(2006)，2006。
- 2) 玉手聡，堀智仁：大型建設機械の不安定性と転倒防止のための安全要件，労働安全衛生総合研究所安全資料，JNIOHS-SD-NO.28(2010)，2011。



## 1.4 本報で使用する用語等

### アウトリガー

アウトリガーは移動式クレーンの安定装置である。アウトリガーはアウトリガーボックス、アウトリガービーム、アウトリガーフロートから構成される。アウトリガーボックスはキャリアアフレームに直行した方向に取り付けられ、ボックスに添ってビームが伸張する。フロートを張り出して安定性を高める。アウトリガービームにはH型とX型がある。

### 安定限界荷重

本研究で定義した用語。転倒モーメントと安定モーメントが釣り合う時のつり荷の質量。

### 安定限界総荷重

JIS B 0146:2000「クレーン用語—第2部移動式クレーン」に定義された用語。ジブ長さとその起伏によって変化する作業半径において、安定限界状態となる荷重を意味する。したがって、この荷重には荷の他にフック、グラブバケットなどのつり具を含めた荷重が含まれる。先の安定限界荷重は安定限界総荷重からつり具等の質量を差し引いた値である。

### 安定度

本稿では、移動式クレーンと車両系建設機械についてこれを述べている。安定度とは両機械の安定状態を示す指標であるが、値とその求め方はそれぞれ異なる。車両系建設機械構造規格では「安定度」として定義しているが、移動式クレーン構造規格では「前方安定度」、「左右の安定度」、「後方安定度」と定義している。この中の「安定度」、「前方安定度」、「後方安定度」については、いずれも水平かつ堅固な面(地盤上)にあること、すなわち沈下ゼロを前提として規定されている。詳細は第2章に示す。

### 移動式クレーン

労働安全衛生法施行令では、移動式クレーンとは原動機を内蔵し、かつ、不特定の場所に移動させることができるクレーン

と定義されている。移動式クレーンの種類には、トラッククレーン、ホイールクレーン、クローラクレーン、鉄道クレーン及び積載形トラッククレーンなどがある。なお、JISでは自走クレーンと呼んでいる。

### N値

エヌチと読む。後述する標準貫入試験において求まる値である。標準貫入試験はISOやJISならびに地盤工学会で標準化している地盤調査の方法であり、土の締め具合を調べる方法である。標準貫入試験サンプラーを300mm打ち込むために必要な打撃回数がN値である。したがって、N値が大きいほど土は硬く締め固まっていることを意味する。

### 簡易動的コーン貫入試験

簡易動的コーン貫入試験(以下、DCPと呼ぶ)は後述する標準貫入試験と同じく動的に貫入させる試験であるが、貫入させる先端部分の形状とその大きさ、及び打撃エネルギーが異なっている。DCPは質量5kgのハンマーを高さ500mmから自由落下させて地盤の動的な貫入抵抗を簡易に求めるための試験である。先端部にはコーンが備わり、その形状は円錐である。先端角は60度で直径は25mmである。

### クレーンの安定に関して用いられる単位系について

日本のクレーン等安全規則等の関連法規では、つり上げ荷重は質量であると定めている。すなわち、20トンのつり上げ荷重とは、クレーンが質量20,000kgのもの(荷と、フックの質量の和)をつる能力があることを意味する。荷の大きさ(かつて重量と言っていたもの)も、すべて質量で表す。なお、ISOでは、loadとはmassであると言っており、kg等で表すこととしている(ISO 4306-1:1990 Cranes - Vocabulary - Part 1: General)。また、トン単にtで表している規格もある(ISO 2374-1983 Lifting appliances - Range of maximum capacities for basic models)。

### 後方安定度

移動式クレーンの機体の後方への転倒に対する安定性の指標であり、その値は0.15以上とすることが定められている。

### 現場 CBR 試験

現場 CBR 試験(以下、CBR と呼ぶ)では、直径 50mm の載荷板を 1mm/分の一定速度で貫入させ、貫入量が 2.5mm と 5.0mm の時の載荷圧力を記録する。したがって、試験に要する時間は 5 分と短く、効率性が高い。しかしながら、載荷板が小さいために評価範囲は後述する平板載荷試験のそれよりも狭くなるという問題がある。CBR は通常、道路施工における路床と路盤の品質管理に用いられている。

### 現場地耐力試験

本研究で提案する新たな試験、現場地耐力試験(以下 BCT と呼ぶ)の載荷板の形状と大きさは、後述する平板載荷試験と同じ 300mm の円形である。したがって、支持特性評価の基本的な部分はそれに準じるものとしている。なお、BCT における荷重の載荷方法は CBR と同じ変位制御とし、試験時間の短縮が図られている。

### 載荷圧力

本稿では、地表面に働く圧力を指す。載荷板に作用する荷重を載荷面積で除した値でもある。平板載荷試験や現場地耐力試験において載荷面に生じる圧力ならびに移動式クレーン等の設置に際して地盤に働く圧力を指して用いている。

### 載荷板

本報では、CBR、BCT 及び後述の平板載荷試験に用いる試験装置の一部を指す。載荷板は各試験において地表面に荷重を載荷するために用いる剛な円形の板である。載荷板に作用させた荷重はその面積で分散して地盤に伝わる。したがって、地表面に働く載荷圧力は載荷荷重をこの面積で除した値である。

### 作業半径

旋回中心とつり具の中心の水平距離。作業半径のうち最大のものを最大作業半径、最小のものを最小作業半径という。

### 支持力

本研究では、地表面に働く載荷圧力に対して、地盤が強度的

にこれを保持できるかの検討に用いる用語であり、地盤の支持力とも表現している。その最大値を極限支持力と呼ぶ。詳細は第 3 章に示されている。

### 支持力安全率

本稿では、極限支持力の値を建設機械等の基礎部から地表面に働く載荷圧力の最大値で除した値を意味する。

### 車両系建設機械

労働安全衛生法施行令の別表第 7 に記された建設機械のうち、動力を用いかつ不特定の場所に自走することができるものと定められており、この建設機械には、ブル・ドーザーやドラグ・ショベル、くい打機などがある。

### 照査

本研究では、支持力安全率の値が閾値よりも大きくなっているか(安全となっているか)を確認することを指す。

### ジブ

クレーンに備わる部分の名称であり、荷をつり上げる腕のような構造の部分を目指す。クローラクレーンでは主にラチス構造のものが多く、ラフテレンクレーンではボックス構造のものが多い。

### スウェーデン式サウンディング試験

スウェーデン式サウンディング試験(以下、SWS と呼ぶ)は荷重載荷による貫入と、回転による貫入を併用した原位置試験である。したがって、SWS は土の静的貫入抵抗を測定し、その硬軟と締め具合を判定するとともに地層構成を把握するための試験である。後述する標準貫入試験や動的コーン貫入試験とは荷重の載荷方法がかなり異なっている。SWS のスクリーポイントの長さは 200mm で、先端に向かって一回転の右ねじれ構造を有する。

### 前方安定度

移動式クレーンの大きさを代表するジブ先端部の等価質量を

考慮することによって、その大きさに応じた安定余裕荷重を確保し、移動式クレーンの動的な安定性を確保するためのものである。その値は 1.15 以上とすることが移動式クレーン構造規格に定められている。

#### 左右の安定度

移動式クレーンの走行中の安定性に関する規格である。走行時姿勢にある移動式クレーンは、左右に 30 度傾斜しても転倒しない構造を有しなければならないと定められている。

#### 地耐力

許容支持力と許容沈下量の両方をあわせて考えた場合の地盤の能力を示す値。基礎の検討では、地盤の強さだけでなく、載荷された荷重によって生じる沈下が構造物にとって有害でないかを確認する必要がある。

#### 地盤調査

その役割や目的によって地盤調査の方法は様々であるが、本研究では特に地盤支持力を求めるための方法について述べている。その他の目的には環境や防災に関係した地盤調査もある。

#### 地盤の支持力

本研究では、地表面に働く載荷圧力に対して、地盤が強度的にこれを保持できるかの検討に用いる用語であり、単に支持力と表現する場合もある。その最大値を極限支持力と呼ぶ。

#### 定格荷重

クレーン等安全規則に定義された用語。詳細は第 2 章に示す。例えば、移動式クレーンの作業においては、許容できる最大のつり荷の質量を意味する。定格荷重につり具の質量を加えたものを定格総荷重という。定格荷重と定格総荷重は機体の安定度の他に、ジブなどの構造部分の強度やウインチの巻き上げ能力を考慮して決定される。作業半径とつり上げ能力の関係を表したグラフは定格荷重曲線と呼ばれる。

#### 定格総荷重

クレーン等の所定の状態において、その構造、材料及びジブの傾斜角等に応じて負荷させることのできる最大の荷重である。この値はフックとつり具とつり荷の合計質量である。

#### 転倒安全係数

本研究で定義した用語。定格荷重を安定限界荷重で除した値。

#### 地盤養生

本稿では、建設機械等の基礎部が沈下することを防止するために施す対策を総じて示す用語として使用している。

#### 標準貫入試験

地盤を調査する方法の一つ。標準貫入試験(以下、SPT と呼ぶ)では、サンプラーを地中に動的に貫入することによって地盤の硬軟、締まり具合の判定及び土層の構成を把握するための試料が採取できる。SPT では質量 63.5kg のハンマーを 760mm の高さから落下させて SPT サンプラーを打ち込んで N 値を記録する。

#### 平板載荷試験

平板載荷試験(以下、PLT と呼ぶ)とは、原地盤に剛な載荷板を設置してこれに鉛直に荷重を与え、この荷重の大きさと載荷板の沈下量の関係から地盤の変形や強さなどの支持力特性を調べるための試験である。載荷板への荷重載荷は、いわゆる荷重制御方式であり、載荷パターンと荷重持続時間は試験の目的に応じて選択される。試験最大荷重は試験箇所の状態と構造物の設計応力を考慮して設定するが、通常、設計応力の 3 倍程度かあるいは極限支持力とされる。載荷荷重は試験最大荷重を 5 から 8 段階に等分割して設定され、荷重の保持時間は初期載荷の場合は 30 分、再載荷では 5 分とされている。したがって、試験には少なくとも 2.5 から 4 時間を要することになる。

#### ポータブルコーン貫入試験

ポータブルコーン貫入試験(以下、PCP と呼ぶ)は粘性土や腐植土などの軟弱地盤に人力で静的にコーンを貫入することによって、コーン貫入抵抗を求める試験である。このコーン貫入抵抗

から、軟弱層の地層構成や厚さ、粘性土の粘着力等を簡便かつ迅速に求めることができる。PCP の下部先端には円錐状のコーンが備わり、底部の直径は 28.6mm で先端角は 30 度である。

#### BCT

本稿では現場地耐力試験の略称として用いている。

#### CBR

本稿では現場 CBR 試験の略称として用いている。

#### DCP

本稿では簡易動的コーン貫入試験の略称として用いている。

#### PCP

本稿ではポータブルコーン貫入試験の略称として用いている。

#### PLT

本稿では平板載荷試験の略称として用いている。

#### SPT

本稿では標準貫入試験の略称として用いている。

#### SWS

本稿ではスウェーデン式サウンディング試験の略称として用いている。



## 2 安全に関する法令等と必要地耐力の検討

工事現場の地盤は掘削や埋め戻しによって部分的に軟弱な場合があり、そのために不同沈下を生じて移動式クレーンや基礎工事用機械などの建設機械等が転倒したケースも見られる。そこで本章では、これらの建設機械等の転倒防止について、まず、法令等の安全基準を概説し、次いで、災害事例を示して地耐力不足の問題を考察する。そして、既往の研究から明らかとなった転倒防止のための地耐力要件について解説する。

### 2.1 転倒防止に関する安全の法令等

#### 2.1.1 労働安全衛生規則

労働安全衛生規則の第2編「安全基準」に第2章「建設機械等」があり、その中の、第1節「車両系建設機械」では転倒防止に関する以下のような規則が定められている。

##### (調査及び記録)

第154条 事業者は、車両系建設機械を用いて作業を行うときは、当該車両系建設機械の転落、地山の崩壊等による労働者の危険を防止するため、あらかじめ、当該作業に係る場所について地形、地質の状態等を調査し、その結果を記録しておかなければならない。

この規則に関係して、ある工事現場で発生した労働災害に対する判例がある(友井興業事件 昭和 55.7.18 宇都宮地裁判決)。

その工事現場では予備的な調査も兼ねて部分的には地山の調査が行われていたが、その部分とは異なる別の急傾斜部が崩壊して災害となった。事業者は、「その異なる部分については崩壊の危険はない」と判断し

て調査を行わなかったものであるが、第154条の調査義務の範囲の考え方について、本事例から説明している。そしてその結論では、崩壊した部分についても「地質等を調査し、その結果を記録しなければならなかったのに、これをしなかった」と判示されている。したがって、調査の範囲とその要否は事業者が判断するものでなく、「当該作業に関わる場所は(全て)調査しなければならない」ことが示唆されている。

##### (転落等の防止等)

第157条 事業者は、車両系建設機械を用いて作業を行うときは、車両系建設機械の転倒又は転落による労働者の危険を防止するため、当該車両系建設機械の運行経路について路肩の崩壊を防止すること、地盤の不同沈下を防止すること、必要な幅員を保持すること等必要な措置を講じなければならない。

2 事業者は、路肩、傾斜地等で車両系建設機械を用いて作業を行う場合において、当該車両系建設機械の転倒又は転落により労働者に危険が生ずるおそれのあるときは、誘導者を配置し、その者に当該車両系建設機械を誘導させなければならない。

3 前項の車両系建設機械の運転者は、同項の誘導者が行う誘導に従わなければならない。

ここでは「運行経路」について、路肩の崩壊と地盤の不同沈下を防止しなければならないと規定している。どの程度の崩壊や不同沈下が危険なのか、判断の難しい部分もあるが、事業者には必要な措置を講ずる義務がある。

次に、第2節「くい打機、くい抜機及びボーリングマシン」ではくい打機等の倒壊防止について、以下のような規則が定められている。

(倒壊防止)

第 173 条 事業者は動力を用いるくい打機(以下、「くい打機」という。)、動力を用いるくい抜機(以下、「くい抜機」という。)またはボーリングマシンについては、倒壊を防止するため、次の措置を講じなければならない。

- 一 軟弱な地盤に据え付けるときは、脚部又は架台の沈下を防止するため、敷板、敷角等を使用すること。
- 二 施設、仮設物等に据え付けるときは、その耐力を確認し、耐力が不足しているときは、これを補強すること。
- 三 脚部又は架台が滑動するおそれがあるときは、くい、くさび等を用いてこれを固定させること。
- 四 軌道又はところで移動するくい打機、くい抜機又はボーリングマシンにあつては、不意に移動することを防止するため、レールクランプ、歯止め等でこれを固定させること。
- 五 控え(控線を含む。以下この節において同じ。)のみで頂部を安定させるときは、控えは、三以上とし、その末端は堅固な控えぐい、鉄骨等に固定させること。
- 六 控線のみで頂部を安定させるときは、控線を等間隔に配置し、控線の数を増す等の方法により、いずれの方向に対しても安定させること。
- 七 バランスウエイトを用いて安定させる時は、バランスウエイトの移動を防止するため、これを架台に確実に取り付けること。

くい打機の転倒を防止するため、軟弱な地盤では脚部等の沈下を防止することが義務づけられている。したがって、事業者は沈下発生の有無を予測し、防止対策を講ずる必要がある。さらに、くい打機の移動時の安全については、次のように定められている。

(作業指揮)

第 190 条 事業者は、くい打機、くい抜機又はボーリングマシンの組立て、解体、変更又は移動を行うときは、作業の方法、手順等を定め、これらを労働者に周知させ、かつ、作業を指揮する者を指名して、その直接の指揮の下に作業を

行わせなければならない。

(くい打機等の移動)

第 191 条 事業者は、控えで支持するくい打機又はくい抜機の 2 本構、支柱等を建てたままで、動力によるウィンチその他の機械を用いて、これらの脚部を移動させるときは、脚部の引過ぎによる倒壊を防止するため、反対側からテンションブロック、ウィンチ等で確実に制動しながら行なわせなければならない。

くい打機の移動は作業を指揮する者の直接指揮の下で作業を行うよう定められている。そして、その方法については、ウィンチ他による脚部の牽引を例示している。なお、履帯式の下部走行体を有するくい打機等の移動については、ここでは述べられてない。

2.1.2 クレーン等安全規則

クレーン等安全規則の第 1 章「総則」では、用語の定義が以下のように定められている。

(定義)

第一条 この省令において、次の各号に掲げる用語の意義は、それぞれ当該各号に定めるところによる。

- 一 移動式クレーン 労働安全衛生法施行令(昭和四十七年政令第三百十八号。以下「令」という。)第一条第八号の移動式クレーンをいう。
- 二 建設用リフト 令第一条第十号の建設用リフトをいう。
- 三 簡易リフト 令第一条第九号の簡易リフトをいう。
- 四 つり上げ荷重 令第十条のつり上げ荷重をいう。
- 五 積載荷重 令第十二条第一項第六号の積載荷重をいう。
- 六 定格荷重 クレーン(移動式クレーンを除く。以下同じ。)でジブを有しないもの又はデリックでブームを有しないものにあつては、つり上げ荷重から、クレーンでジブを有するもの(以下「ジブクレーン」

という。), 移動式クレーン又はデリックでブームを有するものにあつては, その構造及び材料並びにジブ若しくはブームの傾斜角及び長さ又はジブの上におけるトロリの位置に応じて負荷させることができる最大の荷重から, それぞれフック, グラブバケツト等のつり具の重量に相当する荷重を控除した荷重をいう。

七 定格速度 クレーン, 移動式クレーン又はデリックにあつては, これに定格荷重に相当する荷重の荷をつつて, つり上げ, 走行, 旋回, トロリの横行等の作動を行なう場合のそれぞれの最高の速度を, エレベーター, 建設用リフト又は簡易リフトにあつては, 搬器に積載荷重に相当する荷重の荷をのせて上昇させる場合の最高の速度をいう。

クレーン等安全規則の第3章「移動式クレーン」では, その転倒防止について以下のように定められている。

#### (製造検査)

第55条 移動式クレーンを製造した者は, 法第38条第一項の規定により, 当該移動式クレーンについて, 所轄都道府県労働局長の検査を受けなければならない。

2 前項の規定による検査(以下この節において「製造検査」という。)においては, 移動式クレーンの各部分の構造及び機能について点検を行なうほか, 荷重試験及び安定度試験を行なうものとする。

3 前項の荷重試験は, 移動式クレーンに定格荷重の1.25倍に相当する荷重(定格荷重が200トンを超える場合は, 定格荷重に50トンを加えた荷重)の荷をつつて, つり上げ, 旋回, 走行等の作動を行なうものとする。

4 第二項の安定度試験は, 移動式クレーンに定格荷重の1.27倍に相当する荷重の荷をつつて, 当該移動式クレーンの安定に関し最も不利な条件で地切りすることにより行なうものとする。

(5項及び6項は略)

#### (作業の方法等の決定等)

第66条の2 事業者は, 移動式クレーンを用いて作業を行うときは, 移動式クレーンの転倒等による労働者の危険を防止するため, あらかじめ, 当該作業に係る場所の広さ, 地形及び地質の状態, 運搬しようとする荷の重量, 使用する移動式クレーンの種類及び能力等を考慮して, 次の事項を定めなければならない。

- 一 移動式クレーンによる作業の方法
- 二 移動式クレーンの転倒を防止するための方法
- 三 移動式クレーンによる作業に係る労働者の配置及び指揮の系統

(2項は略)

#### (過負荷の制限)

第69条 事業者は, 移動式クレーンにその定格荷重をこえる荷重をかけて使用してはならない。

定格荷重とは, 作業上つり上げてもよいつり荷の質量の最大値であり, その値は作業半径によって変化する。水平状態において移動式クレーンが力学的につることができるつり荷の質量の最大値を本稿では安定限界荷重と定義し, ここではこれにつり具の質量を加えた安定限界総荷重(JIS B 0146:2000「クレーン用語—第2部移動式クレーン」)とは区別して考える。さらに, 転倒安全係数は定格荷重を安定限界荷重で除した値と定義する。そうすると定格荷重は安定限界荷重に余裕を見込んだ値と見ることができ, 同規則第55条第4項に示された1.27はその転倒安全係数の下限値とも考えられる。また, 地形と地質の状態を考慮した転倒防止対策の事前実施を述べており, 地盤工学的な検討が必要なことが示唆されている。

#### (使用の禁止)

第70条の3 事業者は, 地盤が軟弱であること, 埋設物その他地下に存する工作物が損壊するおそれがあること等により移動式クレーンが転倒するおそれのある場所においては, 移動式クレーンを用いて作業を行つてはならない。た



だし、当該場所において、移動式クレーンの転倒を防止するため必要な広さ及び強度を有する鉄板等が敷設され、その上に移動式クレーンを設置しているときは、この限りでない。

(アウトリガーの位置)

第 70 条の 4 事業者は、前条ただし書の場合において、アウトリガーを使用する移動式クレーンを用いて作業を行うときは、当該アウトリガーを当該鉄板等の上で当該移動式クレーンが転倒するおそれのない位置に設置しなければならない。

(アウトリガー等の張り出し)

第 70 条の 5 事業者は、アウトリガーを有する移動式クレーン又は拡幅式のクローラを有する移動式クレーンを用いて作業を行うときは、当該アウトリガー又はクローラを最大限に張り出さなければならない。ただし、アウトリガー又はクローラを最大限に張り出すことができない場合であって、当該移動式クレーンに掛ける荷重が当該移動式クレーンのアウトリガー又はクローラの張り出し幅に応じた定格荷重を下回ることが確実に見込まれるときは、この限りでない。

軟弱な地盤での使用の禁止と転倒防止のための方法が述べられている。特に、敷鉄板の使用については「必要な広さと強度を有するものの使用」と「転倒のおそれのない位置へのアウトリガーの設置」に注意が必要であり、事業者には「必要な」と「おそれ」の部分について、そのレベルを含めた検討が必要とされている。

2.1.3 車両系建設機械構造規格

車両系建設機械構造規格では、建設機械が備えなければならない安定度を機種毎に定めており、ブル・ドーザー等とくい打機等についてそれぞれ以下のよう

に定められている。

(安定度)

第 2 条 ブル・ドーザー、モーター・グレーダー、スクレーパー、スクレープ・ドーザー及びローラーは原動機及び燃料装置に燃料、冷却水等の全量を搭載し、及び当該建設機械の目的とする用途に必要な設備、装置等を取り付けた状態(以下、「無負荷状態」という。)において、水平かつ堅固な面の上で、35 度(最高走行速度 20km/h 未満の建設機械又は機械重量(無負荷状態における当該機械の重量をいう。以下同じ。)に対する機械総重量(機械重量、最大積載重量及び 55 キログラムに乗車定員を乗じて得た重量の総和をいう。以下同じ)の割合が 1.2 以下の建設機械にあっては 30 度)まで傾けても転倒しない左右の安定度を有するものでなければならない。

2 前項の安定度は、計算によって算定しても差しつかえない。

(安定度)

第 3 条 くい打機及びくい抜機は、作業時における当該建設機械の安定に関し最も不利となる状態において、水平かつ堅固な面の上で 5 度まで傾けても転倒しない前後及び左右の安定度を有するものでなければならない。

2 前条第 2 項の規程は、前項の安定度について準用する。

ここでは機体の安定性能の指標である安定度が定義されている。この安定度とは、機械が安定に対して最も不利となる状態において、傾いても転倒しない角度を意味し、くい打機は前後左右の方向について満足しなければならない。この安定度の値は、くい打機、ブル・ドーザーに共通して「水平かつ堅固」な面に対する設置が前提とされているが、実作業では少なからず、支持地盤の不同沈下による機体の傾斜が発生する。

さらに、この傾斜増加は重心の移動を伴うことから転倒モーメントを増加させ、機体をさらに不安定化させる。したがって、車両系建設機械による作業では、

規格に定められた角度まで傾いても大丈夫とするのではなく、作業中に生じる傾斜や揺動を考慮して「安全の余裕」を持たせておく必要がある。これは例えば、機体の安定度を5度ちょうどに設定した場合、地盤が機体からの載荷圧力によって不同沈下を生じて機体が2度傾斜すると、残り3度の傾斜で安定限界に達することになる。すなわち、水平堅固でない地盤への設置では、はじめから5度の傾斜が許容されない状況を生じる。したがって、傾斜や揺動が生じても同レベル以上の安定状態が維持されるよう、実際に機械側に設定する安定度の値は基準ギリギリでなく、余裕を加味した値に設定しておく必要がある。

表2-1に車両系建設機械の安定度を示す。くい打機は5度であるのに対して、ブル・ドーザー等は35度となっている。したがって、くい打機はブル・ドーザー等に比べて不安定な機械とも言える。

さらに、履帯式のものを除く掘削用機械及び解体用機械については、転倒モーメントに伴って生ずる転倒支点の荷重について、次のような基準を定めている。

表 2-1 車両系建設機械の安定度

建設機械の種類	くい打機等	ブル・ドーザー等
安定度	5度	35度

(安定度)

第4条 掘削用機械(履帯式のものを除く。)及び解体用機械(履帯式のものを除く。)は、次に定めるところに適合する後方安定度を有するものでなければならない。

- 一 ブーム、アーム等の長手方向の中心線を含む鉛直面と当該掘削用機械又は当該解体用機械の走行方向とが直角となるとき 当該ブーム、アーム等が向けられている側の全ての転倒支点にかかる荷重の値の合計が、当該掘削用機械又は当該解体用機械の機械総重量の値の15パーセント以上の値であること。
- 二 ブーム、アーム等の長手方向の中心線を含む鉛直面と当該掘削用機械又は当該解体用機械の走行方向と

が一致するとき 当該ブーム、アーム等が向けられている側の全ての転倒支点にかかる荷重の値の合計が、当該掘削用機械又は当該解体用機械の機械総重量の値の十五パーセントの値に平均輪距を軸距で除した値を乗じて得た値以上の値であること。

2 履帯式の掘削用機械及び履帯式の解体用機械は、ブーム、アーム等が向けられている側の全ての転倒支点にかかる荷重の値の合計が当該掘削用機械又は当該解体用機械の機械総重量の値の15パーセント以上の値となる後方安定度を有するものでなければならない。

3 前2項に規定する後方安定度の計算は、当該掘削用機械又は当該解体用機械が次の状態にあるものとして行うものとする。

- 一 後方安定に関し最も不利となる状態
- 二 荷重をかけていない状態
- 三 水平かつ堅固な面の上にある状態

四 アウトリガーを有する掘削用機械又は解体用機械にあっては、当該アウトリガーを使用しない状態

4 解体用つかみ機(次項の特定解体用機械に該当するものを除く。)は、ブーム及びアームが向けられている側の転倒支点における安定モーメントの値をその転倒支点における転倒モーメントの値で除して得た値が1.33以上である前方安定度を有するものでなければならない。

5 ブーム及びアームの長さの合計が12メートル以上である解体用機械(第13条の2及び第14条第2項において「特定解体用機械」という。)は、ブーム及びアームが向けられている側の転倒支点における安定モーメントの値をその転倒支点における転倒モーメントの値で除して得た値が1.5以上である前方安定度を有するものでなければならない。

6 第3項の規定は、前2項に規定する前方安定度の計算について準用する。この場合において、第3項第1号中「後方安定」とあるのは「前方安定」と、同項第2号中「状態」とあるのは「状態(解体用つかみ機にあっては、その構造及び材料に応じて負荷させることができる最大の荷重をかけた状態)」と読み替えるものとする。

## 2.1.4 移動式クレーン構造規格

移動式クレーン構造規格は、第1章「構造部分等」(第1条から16条)、第2章「機械部分」(第17条から37条)、第3章「加工」(第38条から40条)、第4章「ワイヤロープ及びつりチェーン」(第41条及び42条)、第5章「雑則」(第43条から45条)、附則及び別表から構成される。

第1章では、移動式クレーンの構造部材の設計に関する事項が規定されている。第5節「安定度」では以下の通り規格が定められている<sup>4)</sup>。

### (後方安定度)

第13条 移動式クレーン(クローラクレーン及び浮きクレーンを除く.)は、次の各号に掲げるジブの長手方向の中心線を含む鉛直面と当該移動式クレーンの走行方向との状態に応じて、当該ジブが向けられている側のすべての転倒支点にかかる荷重の値の合計値がそれぞれ当該各号に定める値以上である後方安定度を有するものでなければならない。

- 一 直角である場合 当該移動式クレーンの質量に重力加速度の値の15パーセントに相当する値を乗じて得た値
  - 二 平行である場合 当該移動式クレーンの質量に重力加速度の値の15パーセントに相当する値を乗じて得た値に平均輪距を軸距で除して得た値を乗じて得た値
- 2 クローラクレーンは、ジブが向けられている側のすべての転倒支点にかかる荷重の値の合計値が、当該クローラクレーンの質量に重力加速度の値の15パーセントに相当する値を乗じて得た値以上である後方安定度を有するものでなければならない。
- 3 前2項に規定する後方安定度は、移動式クレーンが次の状態にあるものとして計算するものとする。
- 一 後方安定度に影響がある質量は、移動式クレーンの後方安定に関し最も不利となる状態にあること。
  - 二 荷をつっていない状態にあること。
  - 三 水平かつ堅固な面の上にあること。

四 アウトリガーを有する移動式クレーンにあつては、当該アウトリガーを使用しない状態にあること。ただし、自動的にアウトリガーの張出幅を検出して、後方安定度を確保することができるよう旋回角度又はジブの傾斜角を制限する安全装置を備えている移動式クレーンにあつては、当該アウトリガーを使用した状態とすることができる。

五 拡幅式のクローラを有するクローラクレーンにあつては、当該クローラを張り出さない状態にあること。ただし、クローラを最大限に張り出していない状態で定格荷重を有しないクローラクレーン及び自動的にクローラの張出幅を検出して、後方安定度を確保することができるよう旋回角度又はジブの傾斜角を制限する安全装置を備えているクローラクレーンにあつては、当該クローラを張り出した状態とすることができる。

### (前方安定度)

第14条 移動式クレーン(浮きクレーンを除く.)は、次の式により計算して得た値が1.15以上である前方安定度を有するものでなければならない。

$$S_F = \frac{M_p + M_a + M_o}{M_p + M_a}, \quad S_F \geq 1.15 \quad (2-1)$$

この式において、 $S_F$ 、 $M_p$ 、 $M_a$ 及び $M_o$ は、それぞれ次の値を表すものとする。

- $S_F$  前方安定度  
 $M_p$  ジブの質量のうち先端部等価質量(単位 トン)  
 $M_a$  定格荷重とつり具の質量の和(単位 トン)  
 $M_o$  安定余裕荷重(単位 トン)

2 前項に規定する前方安定度は、移動式クレーンが次の状態にあるものとして計算するものとする。

- 一 前方安定度に影響がある質量は、移動式クレーンの前方安定に関し最も不利となる状態にあること。
- 二 水平かつ堅固な面の上にあること。

### (浮きクレーンの安定度)

第15条 浮きクレーンは、静穏な水面で定格荷重に相当す

る荷重をつった状態において、転倒端における乾舷(げん) (上甲板から水面までの垂直距離をいう。)が0.3メートル以上となるものでなければならない。

(左右の安定度)

第16条 移動式クレーン(クローラクレーンを除く.)は、次の状態において、水平かつ堅固な面の上で30度まで傾けても転倒しない左右の安定度を有するものでなければならない。

- 一 無負荷状態(燃料、潤滑油、冷却水等の全量を搭載し、かつ、運転に必要な設備、装置等を取り付けた状態をいう。以下同じ.)にあること。
  - 二 ジブが走行時の姿勢として定められた状態にあること。
- 2 前項に規定する左右の安定度は、計算によって算定することができる。

本構造規格第13条から第16条では、移動式クレーンの前方、後方、左右の安定度が規定されている。基発第47号「クレーン構造規格及び移動式クレーン構造規格の適用について」(平成8年2月1日)では、本規格の「前方安定度」( $S_F$ )について、移動式クレーンの大きさを代表するジブ先端部の等価質量を考慮することによって、その大きさに応じた安定余裕荷重を確保し、移動式クレーンの動的な安定性を確保すると述べており、その値は1.15以上とすることが定められている(式2-1参照)。

「後方安定度」( $S_B$ )とは、機体の後方への転倒に対する安定性の指標であり、その値は0.15以上となっている。式2-2はクローラクレーンと浮きクレーンを除く移動式クレーンのジブの長手方向と移動式クレーンの走行方向が直角である場合の関係を例示するが、このようにカウンターウエイトの搭載質量は制限される。「前方安定度」と「後方安定度」はつり上げ作業中における構造的な安定度確保を目的としたものであり、「左右の安定度」は走行中の安定に関する

規格である。走行時姿勢にある移動式クレーンは、左右に30度傾斜しても転倒しない構造を有しなければならない。したがって、浮きクレーンを除いた移動式クレーンの前方安定度と後方安定度は、水平かつ堅固な面(地盤上)にあること、すなわち沈下ゼロを前提として規定されている。

$$S_B = \frac{M_F}{M_m}, S_B \geq 0.15 \quad (2-2)$$

ここで、 $M_F$ はジブが向けられた側の転倒支点にかかる荷重の合計、 $M_m$ は機体質量である。

## 2.2 事例研究

### 2.2.1 災害の概要

道路の高架橋を建設する工事現場で移動式クレーンが転倒した。写真2-1は発生直後の様子を示すが、この移動式クレーンは鋼製桁を写真の右手前側に見える橋脚の上部に設置するクレーン作業中に転倒したものである。

### 2.2.2 発生までの作業の経過

この移動式クレーンは災害発生の4日前に、今回の現場に到着していた。また、到着後には、今回と同じ荷の荷卸しを行い、転倒時とほぼ同じ重さの鋼製桁を一度ついていた。但し、この時の旋回方向は転倒時とは反対であったため、各アウトリガーに働いた最大荷重は異なっていた。そして、この荷卸し作業の際には、各アウトリガーに沈下が見られず作業は無事終了していた。

図2-1に移動式クレーンが設置された位置、荷の元の位置及びその移動先の位置を概略で示す。当日はクレーン作業に先だって、つり荷無し状態で上部旋回体を旋回させ、地盤に沈下が生じないか目視で確認をした。その後、玉掛けを行って鋼製桁を1m程度の高



写真 2-1 転倒した大型の移動式クレーン



写真 2-2 機体右後方のアウトリガー沈下

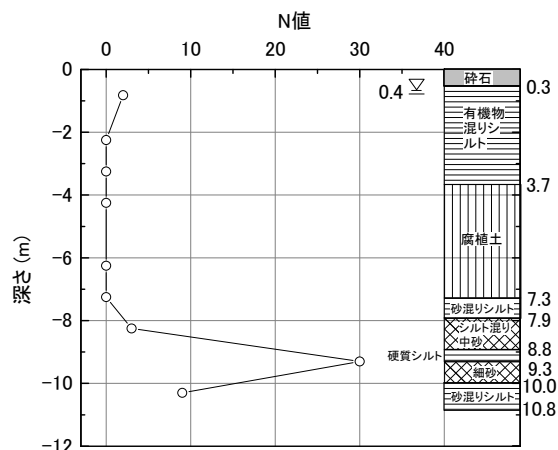


図 2-2 標準貫入試験による N 値の分布

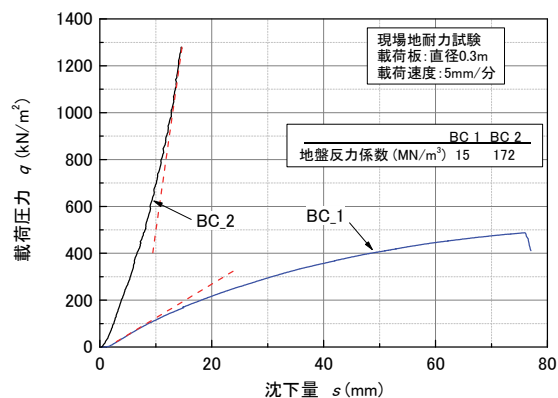


図 2-3 作業現場の載荷圧力と沈下量の関係の比較

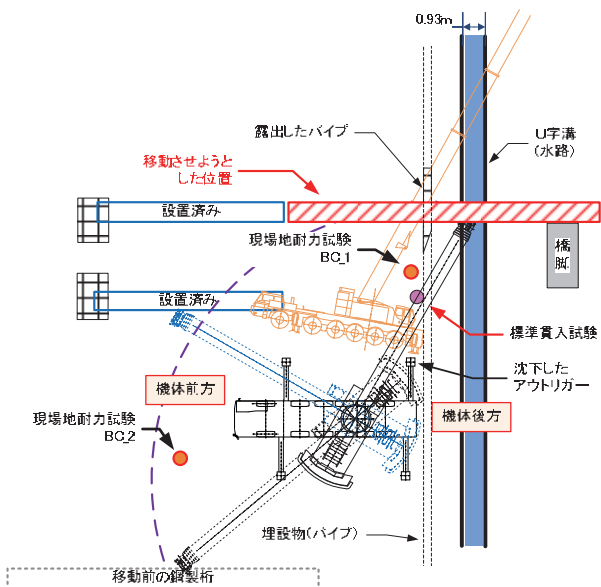


図 2-1 転倒位置と地盤調査の位置

さにつり上げて、つり足場が取り付けられた。次に、荷を高くつり上げ、右に旋回させたところ機体後部右側のアウトリガーが写真 2-2 のように大きく沈下し、張り出したアーム部分も含めて地中へ完全に埋没した。すなわち、このアウトリガーの載荷荷重は右旋回にもなって増加していたことになる。

災害発生後に標準貫入試験<sup>2)</sup>を沈下したアウトリガーの近くで行うとともに、第 4 章に後述する現場地耐力試験を図 2-1 に示す沈下脇(BC\_1)と現場中央(BC\_2)の 2 カ所で行った。図 2-2 は土質柱状図と N 値の分布を示す。地表面から深さ 0.3m まで砕石が敷設されており、深さ 0.6 から 1.0m のところでは N 値が 2 であった。なお、砕石層厚は現場内の箇所によっ

て差が見られ、この影響もあって地耐力には差が生じていたようである。さらに、深さ 2m~7m までは有機物混じりシルトと腐植土が分布し、N 値はゼロであった。また、地下水位は地表から 0.4m と高かった。さらに、災害前日の夕方に時間雨量 40mm 強の降雨が 1 時間程度あったため、浅層はより軟化した状態であったと推定される。地表面には碎石が盛土されて一見堅固に見える作業現場であったが、地中内部は軟弱な土質であり、水位も高く危険な条件であった。

図 2-3 は現場地耐力試験から得られた載荷圧力  $q$  と沈下量  $s$  の関係を示す。BC\_1 と BC\_2 の曲線は全く異なる結果を示しており、同一現場内にもかかわらず地耐力は大きく異なっていたことがわかる。S=10mm に対する  $q$  の値は BC\_2 が約 700kN/m<sup>2</sup> であるのに対して BC\_1 では約 100kN/m<sup>2</sup> であり、7 倍の差がある。すなわち、BC\_2 の場所は地耐力が高いが、沈下した BC\_1 は軟弱であった。さらに両曲線の最急部における接線勾配から地盤反力係数  $K_{vs}$  を比較すると、その値は BC\_1 では 15MN/m<sup>3</sup> であったのに対して、BC\_2 では 172MN/m<sup>3</sup> であり、約 10 倍の差が見られた。

以上のことから、同じ作業現場内においても、地耐力は土質条件や養生状態によって大きく異なることがわかった。加えて、地表面に碎石を盛土して養生した作業現場では、下層の状態を目視や踏査では知ることが難しい。また、一見堅固にも見えることから、地耐力を過信する危険も明らかとなった。移動式クレーンや建設機械の自重は非常に重く、地盤に働く荷重も大きい。したがって、このような転倒災害を防止するためには、まず建設機械等を設置する作業現場の必要地耐力(基準)を明確にした上で、それを現場で確認することが必要である。そして、その確認では、地盤調査に基づいた定量的な照査が必要なことを、この事例は示しているものと思われる。

## 2.3 安定設置と自走に必要な地耐力

地盤上に建設機械等を直接設置する場合は、まず、地盤がその載荷圧力に対して支持可能な「強さ」を有しているか確認することが必要である。これに加えて、建設機械等では沈下が安定性を左右する重要な条件となるため、発生する「沈下量」についても確認する必要がある。これは例えば、張り出したアウトリガー位置で異なった沈下量(不同沈下)が発生すると、機体は傾斜するためである。機体傾斜は、転倒モーメントを増加させると同時に安定モーメントも減少させることから、機体の不安定要因となる。したがって、建設機械等を安定設置するためには、「強さ」に関する地盤支持力のみを照査するのではなく、発生する「沈下量」も許容値内に収まっているかを照査する必要がある。この「強さ」と「沈下量」の両方を考慮した指標が地耐力であり、本節ではこれまでの研究で明らかとなった移動式クレーンや基礎工事用機械の転倒防止に必要な地耐力の条件<sup>3),4)</sup>について概説する。

### 2.3.1 移動式クレーンの安定要件

図 2-4 につり荷と定格荷重の質量比と災害の占有割合の関係を示す<sup>5)</sup>。横軸は、転倒時のつり荷の質量を定格荷重で除した値であり、質量比が 1.0 以下の災害は、つり荷の質量が法令で定められた定格荷重以下であったにもかかわらず転倒したことを意味し、実に 19.1%(=13.9+5.2)の災害はこれに該当している。すなわち、荷は軽かったにもかかわらず転倒していた。このことは、機体が過荷重以外の何らかの原因で不安定化したことを意味する。さらに、前節のクレーン等安全規則の解説にも述べたが、製造検査の安定度試験では、移動式クレーンに定格荷重の 1.27 倍に相当する荷重の荷をつって、地切りできることが確認されている。したがって、横軸の質量比が 1.0 以上 1.2 以下の災害は、移動式クレーンが地切り可能なつり荷の質量

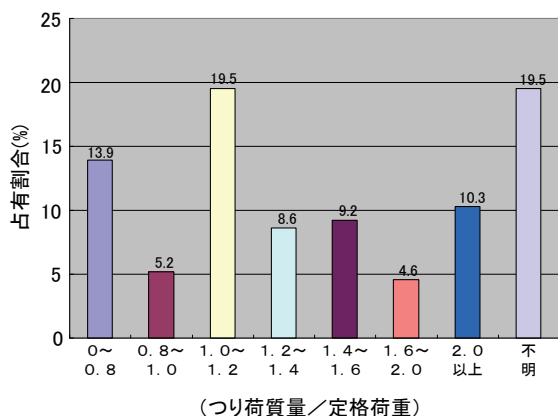


図2-4 つり荷と定格荷重の質量比と災害の占有割合

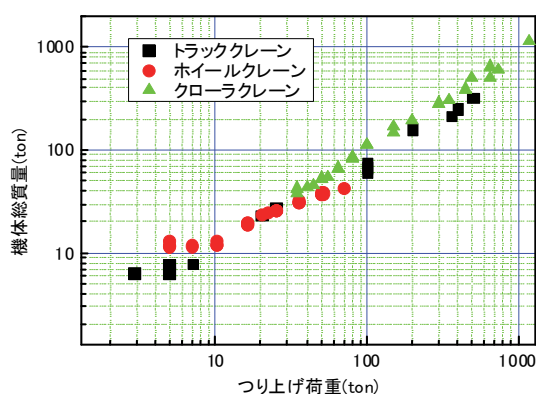


図2-5 移動式クレーンのつり上げ荷重と機体総質量の関係

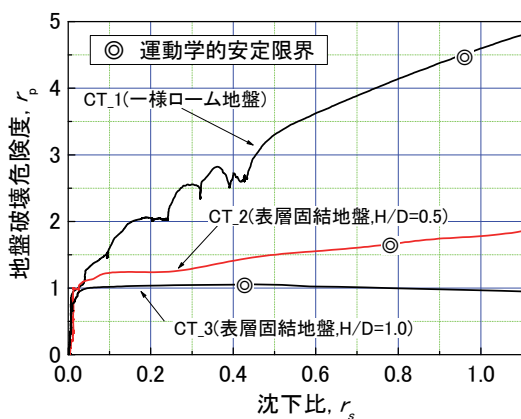


図 2-6 実験から得られた地盤破壊危険度 ( $r_p$ ) と静的沈下危険度 ( $r_s$ ) の関係

で発生していたことを意味する。すなわち、静的なつり合いの関係からは転倒しない条件であったにもかかわらず、転倒した災害が 19.5%あったことになる。

以上のことから、転倒災害の約 4 割は明らかに過荷

重とは言えない条件で発生しており、これらの転倒原因の一つには支持地盤の沈下が考えられる。

図 2-5 に移動式クレーンのつり上げ荷重と機体総質量の関係を機種毎にプロットして示す。つり上げ荷重とは、移動式クレーンがつり上げられる最大の荷重であり、機体の側面などに表示された値でもある。トラッククレーン、ホイールクレーン及びクローラクレーンではプロットした点が、広範囲に分布しているものの、機体総質量とつり上げ荷重の間にはほぼ一致した比例関係が見られる。個別に見ると、クローラクレーンではつり上げ荷重が 35ton~1200ton の広範囲に分布しており、他の 2 機種に比べて大型クレーンが存在する。トラッククレーンはつり上げ荷重が 3ton から 500ton に分布しており、小型から大型まで幅広くラインナップされている。ホイールクレーンは 3ton から 70ton となっており、上記の 2 種類に比べて相対的に軽量タイプのものが多い。機種は異なってもつり上げ荷重と機体総質量はほぼ比例する関係が見られ、移動式クレーンの自重はつり上げ荷重とほぼ同じとなっている。したがって、設置地盤には移動式クレーンの自重とつり荷の質量の合計荷重が集中的に作用するケースもあり、支持地盤が破壊して沈下を生じないよう地耐力を確認する必要がある。

図 2-6 は载荷圧力-沈下量関係が異なる模型地盤において、移動式クレーンを転倒させる実験から得られた地盤破壊危険度  $r_p$  と沈下比  $r_s$  の関係を示す。 $r_p$  は式(2-3)のように载荷圧力  $p_a$  を極限支持力  $q_d$  で除した値であり、後述する支持力安全率  $F_s$  の逆数である。 $r_s$  は式(2-4)のように沈下量  $S$  を静的安定限界におけるアウトリガー沈下量の解析値  $S_s$  で除した値である。そして、移動式クレーンが転倒した時の  $r_s$  の値については安定度比  $I_r$  と別に定義し、沈下の発生特性と  $I_r$  の関係を後で議論する。

$$r_p = \frac{p_a}{q_d} \quad (2-3)$$

$$r_s = \frac{S}{S_s} \quad (2-4)$$

$r_p < 1$ , すなわち屈曲前の部分では  $r_s$  が 0.01 程度と非常に小さく, この範囲では  $r_p$  の差によって発生する沈下量の差は非常に小さい. したがって, アウトリガーの接地圧力が  $r_p < 1$  を満足するようコントロールすることによって機体傾斜は十分小さく収められる. しかしながら,  $r_p > 1$  では  $r_s$  に増加が生じ, さらに  $r_p$  増分に対する  $r_s$  増加は 3 つの曲線で大きく異なって再現されている. この違いは地盤の種類や構造によって発生したものであった.

CT\_1(一様ローム地盤)では, 屈曲後の傾きが 3 つの中で最も大きい.  $r_p > 1$  では  $r_p$  増加に対する  $r_s$  増加が見られ, 緩慢な沈下によって機体は静的に不安定化したことがわかる. そのため逆解析から求めた運動学的安定限界も静的安定限界( $r_s=1$ )とほぼ一致している. 一方, CT\_3(表層固結地盤)では屈曲後の曲線はほぼ水平となって  $r_s$  は増加しており, アウトリガーは急激に沈下して転倒に至っている.

前田らは, アウトリガーが急激に落下した際の安定限界について, 理論的な解の導き方を示している<sup>6)</sup>. その検討では, 沈下の際に発生しうる最大速度として自由落下を仮定した. そして, 自由落下時の限界傾斜角を動的転倒角  $\beta$  と定義し, 静的な釣り合いによる静的転倒角  $\alpha$  との比較による  $\beta/\alpha$  の分布を調査した. その結果, 静的転倒に対する安全率が 1.2 から 1.5 の移動式クレーンでは  $\beta/\alpha$  の値が 1/10 以下になると述べている. CT\_3 では, この理論解析と類似した状況が遠心模型実験で再現されている. 支持地盤が降伏した直後にアウトリガーは急激に沈下しており, それによって回転運動エネルギーは急増して転倒した. この時の沈下速度の実測値を用いて運動学的安定限界を逆解析したところ安定度比  $I_r$  は約 0.45 であった. この値は先の  $\beta/\alpha$  と同じ意味のものである. したがって, 実際の土では  $I_r$  が 0.1 までとはならないが 0.45 程度には低下することが確かめられた. この模型地盤は, 下層に堆積した軟弱な土の表層に薄く硬い土を配置した地盤条件であり, その層厚  $H$  とアウトリガーフロー

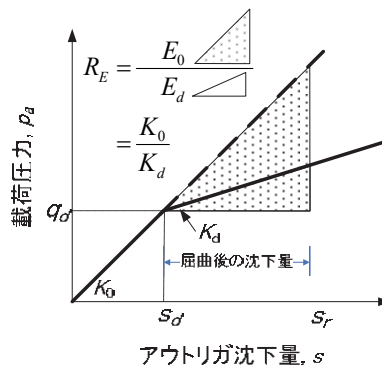


図2-7 地盤破壊の急激さを指標化

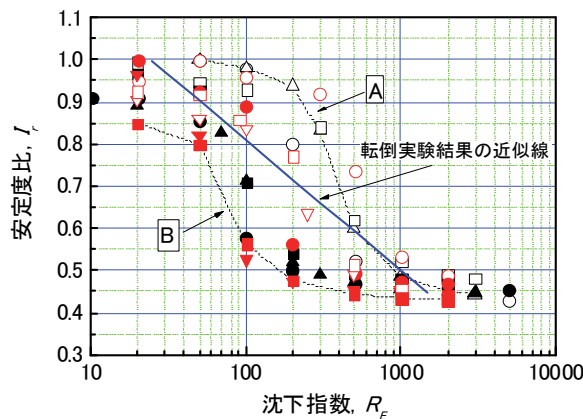


図2-8 数値解析と遠心場転倒実験による  $I_r$  と  $R_E$  の関係

ト径  $D$  の関係は  $H/D=1.0$  であった. このような地盤の構造は, 乾燥固結や安定処理された作業現場に散見される条件であり, 急激な沈下の危険性があることを示している.

以上より, 屈曲後の  $r_p - r_s$  関係は移動式クレーンの安定に極めて大きな影響を与えるものであり, 特に急激な沈下が発生する地盤では限界沈下量は急激に減少する.

次に, 急激な沈下が発生する地盤は, 緩慢な沈下の地盤に比べて転倒危険性は高くなる. そこで, 支持地盤の沈下特性を表す指標として, 式(2-5)に示す沈下指数( $R_E$ )を定義し,  $I_r$  との関係进行调查した.

$$R_E = \frac{K_0}{K_d} \tag{2-5}$$



ここで、 $K_0$ は図 2-7 に示すようにアウトリガーの  
 載荷圧力-沈下比関係に表れる屈曲点の前の接線勾  
 配であり、 $K_d$ は屈曲後の接線勾配である。

図 2-7 の中に示した三角形の面積は、アウトリガー  
 載荷圧力の増加により発生したひずみエネルギーで  
 あり、屈曲後に曲線の接線勾配が減少すると、同一沈  
 下量において発生するひずみエネルギーは減少する。  
 すなわち、クレーンを支えるために必要なエネルギー  
 と、実地盤が発揮するエネルギーには差が生じ、この  
 差がクレーンを転倒(運動)させるエネルギーとなる。

図 2-8 は転倒実験と数値解析から求めた安定度比  $I_r$   
 と沈下指数  $R_E$  の関係を示す。 $I_r$ は静的安定限界の機  
 体傾斜角に対する転倒時の機体傾斜角の比であり、そ  
 の値が小さいほど動的に不安定化したことを表す。同  
 図中に示した直線は遠心模型実験で確認された転倒  
 限界の近似線である。 $R_E > 20$  の範囲において、 $I_r$ はほ  
 ぼ直線的に減少する傾向が見られ、この  $R_E$  と  $I_r$  の関  
 係は式(2-6)で表されることがわかった。

$$I_r = a \log R_E + b \quad (2-6)$$

ここで、 $a$  と  $b$  は任意の係数であり、実験から求め  
 った値は  $a = -0.31$ 、 $b = 1.43$  であった。

プロットした数値解析の結果から、 $I_r$  は  $R_E$  に対し  
 て減少する傾向が共通して現れている。数値解析の詳  
 細は既報<sup>3)</sup>に譲るが、解析の条件は地盤条件とクレー  
 ン条件を種々に組み合わせたものである。地盤条件に  
 は  $K_0$ 、 $K_d$ ならびに  $q_d$ をパラメータとし、クレーン条  
 件にはジブ長さやつり荷の質量などを変えている。特に、  
 クレーン条件では異なる転倒モーメントとジブ起伏  
 角の関係も異なるように組み合わせた条件も調査し  
 た。各解析結果は  $R_E > 1000$  において  $I_r$ が約 0.45 に収  
 束することを示しており、この値は転倒実験の最小値  
 ともほぼ一致している。したがって、移動式クレーン  
 の安定度比  $I_r$  の下限値は、地盤条件とクレーン条件に  
 よらず約 0.45 と考えられる。一方、 $I_r$ の減少が顕著と  
 なる  $R_E$  の値は地盤条件とクレーン条件によって差が  
 見られ、 $R_E = 20$  では  $I_r$ が 0.85 から 1 に分布している。

同一  $R_E$  に対して異なった  $I_r$  が導かれた原因は、 $K_0$  が  
 小さい条件では移動式クレーンが初期傾斜するため  
 に、沈下発生前に機体が不安定化していたためである。

以上のことから、 $I_r$  の値はアウトリガーの限界沈下  
 量比として置き換えて考えることもでき、急激にアウ  
 トリガーが沈下する地盤では、静的限界の 0.45 倍程  
 度の少ない沈下で転倒条件を満足する。すなわち、沈  
 下速度が速くなると、少ない沈下量で安定限界に達す  
 る。このような地盤での地耐力照査では、限界沈下量  
 に関する安全の余裕を緩慢な沈下の場合と同程度に  
 確保する必要がある。

$F_s$  は式(2-7)で定義され、設置地盤に働く載荷圧力  $p_a$   
 に対する極限支持力  $q_d$  の比で表される。そして、 $F_s$  は  
 閾値  $SR$  との比較から式(2-8)のように照査するが、安  
 全の余裕はその値を変えることによって調整できる。

$$F_s = \frac{q_d}{p_a} \quad (2-7)$$

$$F_s > SR \quad (2-8)$$

工事マニュアル等<sup>7)</sup>では建設機械等の設置に際し、  
 $F_s$  を照査する  $SR$  の値は 1.5 とするものが多い。しか  
 しながら、この値は緩慢な沈下を前提とした静的転倒  
 に対する安全の余裕とみられることから、急激な沈下  
 が生じる地盤に対しても、静的な沈下の地盤と同レベ  
 ルで安全の余裕を確保するためには値を増加させる  
 必要がある。この点に関して、急激な沈下による転倒  
 では  $I_r$  の値が 0.45 程度まで減少することが解析的に  
 明らかとなったことから、これを式(2-9)のように計算  
 すると、その修正値である  $SR'$  は約 3 となる。後述す  
 るが、 $SR' = 3$  は構造物の基礎設計における長期的な安  
 全率の値や道路橋示方書<sup>8)</sup>の設計値と同じである。

$$SR' = \frac{SR}{I_r} \quad (2-9)$$

$$= \frac{1.5}{0.45} \doteq 3$$

以上より、移動式クレーンの転倒防止では、まず地  
 盤の「強さ」と「沈下量」の両方を含めた指標である  
 地耐力を確認することが大切である。そして、この地

耐力は支持力安全率  $F_s$  によって定量的に確かめることの必要性を述べた。さらに、機体の安定は「沈下量」のみでなく沈下のしかた、すなわち発生する沈下が緩慢か、急激かの違い、すなわち「速度」の違いに左右される。したがって、設置前の調査によって緩慢な沈下が明らかな場合は、 $F_s > 1.5$  で照査してよいが、急激な沈下の可能性がある場合または沈下速度が不明な場合は、 $F_s > 3.0$  とすべきと思われる。以上より、転倒防止に必要な地耐力(以下、「必要地耐力」という)とは、「沈下の速度」によって異なるものであり、安全の余裕は限界沈下量を考慮して設定することを提案した。

### 2.3.2 くい打機等の大型機械の安定要件

くい打機等の基礎工事事業用機械は大型の建設機械であることから、その転倒被害は移動式クレーン同様に建設現場内のみならず周辺社会にまで及ぶ。したがって、くい打機等の転倒は労働災害のみならず公衆災害も引き起こすことから、その防止は社会的にも重要な課題となっている。

過去の災害事例を調査すると、くい打機等の転倒は約 65%が自走時に発生している(基礎工事事業用機械によるものであり移動式クレーンの転倒は含まない)。これは現場内で杭基礎などを順番に築造するために、くい打機自身が現場内を移動するためであり、そのために自走した際に不安定化し、転倒したものが多い。つまり、地盤上に設置されて(静止した状態で)荷をつり上げた際に転倒している移動式クレーンとは発生状況が異なっている。先にも述べたが、車両系建設機械構造規格ではくい打機等の安定度が規定されており、オーガー等の掘削装置を装備した状態で安定度を満足していなければならない。したがって、くい打機等は基本的に安定条件を満足した状態で使用されているため、過荷重などのいわゆる転倒モーメントがオーバーしたことの原因は少なく、むしろ現場の地耐力不足によって機体が傾斜したために安定を失ったこと

による転倒が多い。

さらに、必要地耐力の観点から注意が必要なことに「現場内を自走する」という使用条件がある。これは平面的な地耐力のバラツキも関係することとなり、掘削と埋め戻しが繰り返される工事現場では少なからず存在する問題である。このバラツキは履帯の不同沈下を招き、くい打機を傾斜させる。さらに、この静的な不安定化に加えて、この地盤上を走行することで機体には揺動が生じ、動的にも不安定化する。ここで注意が必要なことは安定度の基準値(5度以下)は水平かつ堅固な面に設置されることを前提とした閾値であって、不同沈下や機体揺動の安定度低下に対するマージンではないことである。したがって、沈下や揺動による傾斜増分は別途安定度に追加して与えておく(実際の安定度は大きめに設定しておく)必要がある。

詳細は既報<sup>4)</sup>に譲るが、筆者らは「地耐力」、「平坦さ」、「安定度」の3つの条件が不安定化に与える影響を過去に調査し、転倒防止に必要な養生条件を提案した。その提案では、3つの条件は相互に関係することを述べた上で、安定度は最低基準(5度以上)をクリアするだけでなく、不同沈下と機体揺動の発生を考慮して10度以上とすることを述べた。また、平坦さについては現場の起伏も含めて最大勾配は2/100以下とするよう養生し、起伏の対象波長については重心位置と転倒支点の間の距離を考慮することを提案した。

図 2-9 に必要地耐力の観点から整理した地盤の破壊確率  $P_f$  と支持力安全率  $F_s$  の関係を示す。 $P_f$  はモデル地盤のせん断強さの実測値から求めた平均値と標準偏差及び模型くい打機の前側従動輪における載荷圧力の実測値から計算した平均値と標準偏差を用いて解析的に求めた値である。ここで、平均値と標準偏差は支持力と載荷圧力のバラツキを考慮するために導入したものである。図中に示した複数の曲線は走行する現場地盤の「平坦さ」とその「支持力のバラツキ」条件の違いによって  $P_f$  は異なることを示している。

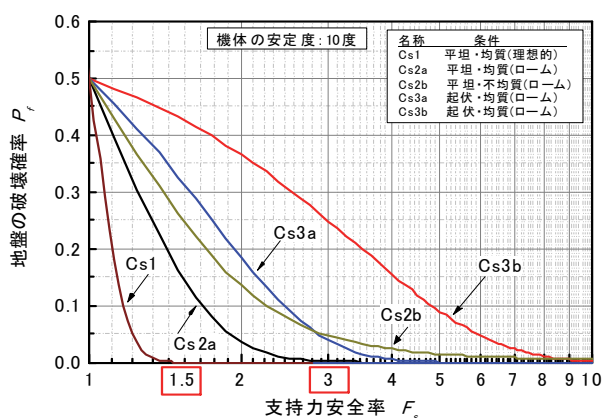


図2-9 支持力安全率( $F_s$ )と地盤の破壊確率( $P_f$ )の関係

道路橋示方書<sup>8)</sup>では直接基礎の設計に用いる  $F_s$  の値を、常時については  $F_s > 3.0$  とし、暴風及びレベル 1 地震時に対しては  $F_s > 2.0$  を採用するものとしている。また、建築基礎構造設計指針<sup>9)</sup>では長期許容支持力度を  $F_s > 3.0$  とし、短期許容支持力度を  $F_s > 1.5$  としている。したがって、土木と建築では  $F_s$  の選択基準が若干異なっているが、作業現場におけるくい打機の支持力照査では、短期安全率の  $F_s > 1.5$  が多く用いられているようである。英国の British Standards<sup>10)</sup>では移動式クレーンを設置する際の  $F_s$  について、CIRIA の Crane stability on site<sup>11)</sup>の考え方を参照しており、この文献では  $F_s$  の選択について次のように述べている。

『 $F_s > 3.0$  は構造物の基礎設計において長期的な安全率として用いられる値であり、この安全率によって得られる載荷圧力はクレーンを安全側に導く。そのため、アウトリガーを設置する地盤の情報が乏しい場合や、アウトリガーの沈下に対する制限が厳しい場合は、この安全率の値を使用することが望ましい。 $F_s > 2.0$  は、移動式クレーンが設置される状況において通常用いられるべき数値である。 $F_s > 1.5$  は、確保されるべき安全率の最小値であり、この値は、地盤支持力に関する情報が経験を有する地盤技術者により精度良く把握されている場合に用いることができる数値』と述べている。

ここで、図 2-9 について  $F_s$  が 1.5 と 3.0 の時の  $P_f$  の値を見ると、 $F_s = 1.5$  の時に  $P_f < 0.05$  と小さくなるのは Cs1 のみであり、他のケースは  $P_f > 0.1$  と破壊の危険性は高くなっている。Cs1 は理想的にモデル化した模型地盤での結果であり、材料に化学製品のウレタンフォームを用いたため支持力の変動係数が 0.02 と小さい場合であった。したがって、支持力のバラツキが少ない地盤の走行では  $P_f$  も小さくなることが確かめられた。一方、自然材料である実際の土(関東ローム)を用いた場合は、極力均質となるよう締め固めて作製した模型地盤においても支持力の変動係数は先に比べて大きくなり、その値は作製条件によって 0.18 から 0.35 というように異なっていた。その結果、不同沈下を伴いつつ走行させた際の載荷圧力の変動はさらに大きくなり、同一  $F_s$  に対する  $P_f$  は増加している。しかしながら、 $F_s = 3.0$  での  $P_f$  は  $F_s = 1.5$  に比べて大きく減少しており、Cs3b を除くと  $P_f$  は 0.05 以下である。なお、Cs3b は起伏のある地盤を走行させた際の結果であった。支持力の変動係数は 0.18 と小さい条件であったが、起伏が大きかったために揺動が大きく生じた。そのため接地圧力の変動が大きくなり、 $P_f$  は高い結果を示す。

以上より、地盤を平坦に養生し、機体の安定度には余裕を付加し、その上で  $F_s > 3.0$  を確保することによって、自走時の  $P_f$  は小さくできる検討結果を示し、これら 3 つの対策を安全要件とすることを提案した<sup>4)</sup>。

### 2.3.3 支持力安全率による地耐力照査

移動式クレーンとくい打機の外見は類似しているものの、作業の目的が異なるため、転倒災害の発生状況も異なっている。しかしながら、安定確保に必要な地耐力の条件については、これまでの研究から両機械に共通した指標で表すことができ、支持力安全率  $F_s$  によって照査可能であることを述べた。先の式(2-7)と図

2-6に示したように、 $p_a$ を $q_d$ 以下とすれば発生する沈下量は十分小さくなる。したがって、機体の傾斜も小さく安定することから、 $p_a < q_d$ とすることは地耐力確認での絶対条件と言える。これに加えて、 $p_a$ が $q_d$ 以上となることがないよう、安全の余裕を持たせて設定することが管理上必要であり、通常は $F_s$ を照査する閾値 $SR$ によってコントロールする。仮設等の照査で一般的に用いられている $SR=1.5$ は、静的限界に対する安全の余裕を確保するものである。しかしながら、安全レベルの向上には急激な沈下に対する検討が必要であり、動的限界を考慮した $SR=3.0$ によって照査すべきである。すなわち、急激な沈下の可能性がある場合やその可能性の有無を確認できない場合は、 $F_s > 3.0$ によって照査することを安全の必要条件(安全要件)として提案した。これに加えて、現場内を自走するくい打機では「平坦さ」と「安定度」と「地耐力」の3つの安全対策をセットで行うことが必要であり、「地耐力」については支持力と載荷圧力の不確実性を考慮して、同様に $F_s > 3.0$ とすることも提案した。したがって、沈下防止には「現場に敷鉄板は何枚敷けば良い」というように一律に答えることは難しく、建設機械等の規模や種類に応じた照査を行って、対策を選択することが必要である。同じ種類の移動式クレーンであってもつり上げ荷重が10トンと100トンの機種では自重や基礎の大きさが異なる。さらに支持地盤の強さも現場によって異なるため、荷重と抵抗力の関係は様々である。転倒防止は「機械」と「地盤」の相対的な比較の問題でもあることから $F_s$ による照査が必要となる。

次に、 $F_s$ を照査するためには $p_a$ と $q_d$ を求める必要がある。 $p_a$ は建設機械等の自重によるものであり、カタログ等の諸元やメーカーに問い合わせることによって比較的容易に知ることができる。一方、極限支持力 $q_d$ を知ることは容易でなく、当然ながら目視や踏査でわかるものでもない。したがって、何らかの地盤調査が必要となる。この地盤調査による $q_d$ の求め方については、学会基準等による方法を第3章で述べるとと

もに、当研究所で開発した簡易調査の方法を第4章で紹介する。

$F_s > SR$ の条件が満足されない場合( $F_s \leq SR$ の場合)は $F_s$ の値を増加させる対策が必要となるが、その方法は基本的に2つである。一つは、式(2-5)の分子の $q_d$ を増加させることであり、もう一つは分母の $p_a$ を減少させることである。敷鉄板の敷設やその重ね方を変えることによって載荷面積は増加し、 $p_a$ は減少する。加えて、砕石盛土や表層のセメント安定処理等を施すと地盤自体のせん断強さが増加して $q_d$ は大きくなる。したがって、対策の実施によって $F_s$ の値は増加させることができる。よって、 $F_s$ による地耐力照査は安全対策を選択する上でも有効であり、地盤調査はその照査に必要なものである。

## 2.4 まとめ

### (1) 転倒防止に関する法令等

本章では車両系建設機械と移動式クレーンの転倒防止に関する安全基準を概説した。その中で作業現場の地耐力については、以下のように述べた。

1) 労働安全衛生規則では、車両系建設機械による転倒防止のために、作業に係る場所の地形と地質の調査を事業者が義務づけており、その運行経路についても崩壊や不同沈下を防止する必要がある。また、大型の建設機械のくい打機やくい抜機またはボーリングマシンについては倒壊防止のため、軟弱な地盤における沈下防止を義務づけている。さらに、クレーン等安全規則では移動式クレーンの転倒防止について、設置地盤の観点でも安全基準を示している。移動式クレーンは転倒のおそれのある場所での作業が禁止されており、アウトリガーは転倒するおそれのない位置に設置するよう定められている。

2) 車両系建設機械構造規格では、建設機械が備えなければならない安定度を機種毎に示しており、ブルドーザー等ではその値を35度と高く設定する一方で、

くい打機等では5度と低くしている、したがって、くい打機等は相対的には不安定な構造を有している。また、移動式クレーンでは、前方、後方、左右の3つの安定度が定義されており、移動式クレーンが備えなければならない構造的な安定性能が示されている。前方安定度とは、移動式クレーンに安定余裕荷重を与えて動的な安定を確保させるものであり、後方安定度では無負荷時に後方へ転倒しないようジブ側の転倒支点に残る荷重の割合を定めている。左右の安定度は走行中の移動式クレーンの安定を確保するものである。

3) 車両系建設機械構造規格と移動式クレーン構造規格の両規格は共通して「水平かつ堅固な面の上」に設置されていることが前提とされている。しかしながら、「水平かつ堅固」はある種の理想的な条件であり、実際の利用では、残存する危険を考慮しつつ管理上の目標を定め、必要な対策を講ずることとなる。そして、この安全レベルの設定は、現実的には事業者任せられている。しかしながら、その設定には、技術的に高度な内容が含まれるため、現場での安全レベルには差を生じる現状がある。

4) 地盤養生を含めた安全対策を事業者が確実に実施できるようにするため、ここではその基準の定量化について議論した。これは、事業者が発注元に対して費用を明示するもの(積算根拠)となることから、正当な利益の確保にもつながると考えられる。安全性と経済性の関係をトレードオフなものとして、必要な安全対策が確実に実施できるようにすることが大切である。その方策として、ここでは安全基準の定量化によって、対策を具体化することを述べた。

## (2) 事例研究

大型の移動式クレーンが転倒した事例を示して、その原因が地耐力不足にあったことを解説した。作業現場には表面に碎石が盛土されるとともに、4箇所のアウトリガーは敷鉄板の上に設置されていた。しかしながら、荷をつつて旋回した時に1箇所のアウトリガー

が沈下した。すなわち、旋回によってアウトリガーの載荷圧力が増加した際に、地盤はこれを支持できなかったものである。表面には碎石が盛土されていたことから一見強固にも見え、そのことが逆に地耐力の過信を招いた。地盤調査の結果から、その下層には軟弱な土質が分布するとともに地下水位も高かったことが明らかとなった。沈下部近傍と作業現場の中央部で現場地耐力試験を行ったところ、同一沈下量に対する載荷圧力の値に7倍以上の差が見られ、また、沈下部の地盤反力係数は中央部のそれの約1/10倍と小さかった。したがって、同じ作業現場内においても地耐力は場所によって異なる場合があり、目視や踏査でそれを知ることはできないことを指摘した。移動式クレーンや建設機械の自重は非常に大きいため、地盤に働く荷重も大きい。したがって、地耐力は定量的に照査して確かめられる必要があり、そのためには地盤調査は必要なことを述べた。

## (3) 安定設置と自走に必要な地耐力

1) 地盤上に移動式クレーンや建設機械を設置する場合は、発生する載荷圧力に対して地盤が支持可能な「強さ」を有しているか確認する必要がある。また、これに加えて、その圧力によって生じる「沈下量」が機体に過大な傾斜を与えないかも検証する必要がある。この「強さ」と「沈下量」の両方を含めた指標が地耐力である。移動式クレーンと建設機械では使用目的や作業種類が異なるため、転倒災害の発生状況も異なっている。しかしながら、これらの安定に必要な地耐力条件については支持力安全率  $F_s$  による共通した指標で整理できることを述べた。

2) 移動式クレーンを含めた建設機械等の安定は「沈下量」のみでなく「沈下のしかた」によっても左右される。すなわち、地盤が急激に沈下すると建設機械等は動的に不安定化し、その結果、安定限界は低下する(限界沈下量は減少する)。そのため、急激な沈下の可能性がある作業現場ではこれまでの  $F_s > 1.5$  では不十

分と考えられ、 $F_s > 3.0$  による照査を提案した。

3) くい打機が現場内を自走する際には「平坦さ」と「安定度」と「地耐力」の3つの対策をセットで行うことが必要であり、「地耐力」については支持力と載荷圧力の不確実性を考慮して、同様に  $F_s > 3.0$  とすることを提案した。 $F_s$  を照査するためには載荷圧力  $p_a$  と地盤の極限支持力  $q_d$  を求める必要がある。 $p_a$  は建設機械等の自重によるものであり、カタログ等の諸元やメーカーへの問い合わせによって比較的容易に知ることができる。一方、 $q_d$  は目視や踏査からわかるものでもないため、地盤調査による確認が必要なことを指摘した。この地盤調査の種類と方法については第3章と第4章に述べる。

- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編，pp, 266-294, 2002.
- 9) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.117-196, 1996.
- 10) British Standard：Code of practice for safe use of cranes - Part 3：Mobile cranes, BS7121-3, 2000.
- 11) CIRIA：Crane stability on site, Special Publication 131, pp.44-57, 2003.

## 2.5 参考文献

- 1) 第一法規：注解 労働安全衛生関係法令解釈例規集 9 巻，pp.5931-5936, 1972.
- 2) (公社)地盤工学会：地盤調査の方法と解説，第 6 編サウンディング第 2 章標準貫入試験，pp.279-316, 2013.
- 3) 玉手聡：移動式クレーンの安定設置に必要な地盤の支持力要件，産業安全研究所安全資料，NIIS-SD-NO.22(2006)，2006.
- 4) 玉手聡，堀智仁：大型建設機械の不安定性と転倒防止のための安全要件，労働安全衛生総合研究所安全資料，JNIOOSH-SD-NO.28(2010)，2011.
- 5) 玉手聡，堀井宣幸，豊澤康男，末政直晃，片田敏行，高野裕亮：支持地盤の不安定性が移動式クレーンの転倒に及ぼす影響，土木学会論文集 No.596/III-43，pp163-174，1998.
- 6) 前田豊，井上威恭：動的転倒角に対する検討，安全工学，Vol.12 No.3，pp.198-202，1973.
- 7) (一社)日本建設機械化協会：移動式クレーン，杭打機等の支持地盤養生マニュアル，pp.23-27，2000.



### 3 代表的な地盤調査の方法と留意点

移動式クレーンを含めた建設機械等を地盤上に直接設置する場合は、まず、地盤がその載荷圧力に対して支持可能な「強さ」を有しているかをチェックする必要がある。これに加えて、この時に発生する「沈下量」についても機体に過大な傾斜を生じさせないものであるか確かめる必要がある。この「強さ」と「沈下量」の両方を考慮した指標を地耐力と呼び、建設機械等の安定確保に必要な地耐力の条件として、支持力安全率  $F_s$  で照査することの必要性を前章に述べた。

さらに、アウトリガー等の基礎部に急激な沈下が生じると建設機械等の安定限界の沈下量は緩慢な沈下の場合に比べて約半分に減少することを明らかにした。したがって、この動的安定の確保には現在、一般的に用いられている  $F_s > 1.5$  による照査では不十分であり、 $F_s > 3.0$  による照査が必要なことを述べた。また、現場内を自走するくい打機のような大型の建設機械では、「平坦さ」と「安定度」と「地耐力」の3つの対策をセットで行うことが必要であり、「地耐力」については支持力と載荷圧力の両方の不確実性を考慮して、同様に  $F_s > 3.0$  とすることを提案した。

$F_s$  を照査するためには載荷圧力  $p_a$  と地盤の極限支持力  $q_d$  を求める必要がある。 $p_a$  は建設機械の自重等によるものであり、カタログ等の諸元やメーカーから情報を得ることで知ることができる。一方、 $q_d$  を知ることは容易でなく、当然ながら目視や踏査でわかるものでもない。したがって、地盤調査が必要となる。本章では地盤工学会(JGS)基準やJIS等に定められている代表的な方法を解説し、建設機械等の安定確認を検討する場合の留意点などについても考察する。

#### 3.1 標準貫入試験

##### 3.1.1 概要

標準貫入試験(以下、SPT と呼ぶ)は SPT サンプラーを動的に貫入することによって地盤の硬軟、締まり具合の判定及び土層構成を把握するための試料を採取できる試験<sup>1),2)</sup>であり、我が国で最も一般的な地盤調査の方法と言える。SPT の JIS 基準は 1959 年に土質工学会サウンディング試験法委員会が原案を作成し、1961 年に JIS A 1219「土の標準貫入試験方法」として制定された。その後、この基準は 2001 年と 2013 年に改訂されている。2013 年の改正では、2005 年に国際規格 ISO 22476-3 Standard penetration test(標準貫入試験)が規格化されたことから JIS と ISO の整合が図られた。ただし、2013 年の改正では日本国内の土層構成の複雑さや、これまでの規格で得られた試験結果から設計体系が成り立っていることを考慮し、別に「設計に用いる N 値を求めるための標準貫入試験仕様」が附属書 A<sup>1)</sup>に示されている。この改正の経緯と詳細は文献<sup>2)</sup>に譲り本書ではこの試験の方法、装置、結果の利用方法について概略を述べる。

図 3-1 は標準貫入試験装置の一例とこれを構成する器具の名称を示す。SPT では質量 63.5kg のハンマーを 760mm の高さからアンビルに落下させて、SPT サンプラーを打ち込む。ここで SPT サンプラーを(自重及び予備打ちによって貫入させた後)300mm 打ち込むために必要な打撃回数を N 値と定義している。

##### 3.1.2 N 値に影響を及ぼす要因

計測した N 値は試験法及び作業に関連した影響を受けることが知られており、特に試験自体の誤差と



見なすべき要因には次の2つがあるとされている。

- 1) 装置・器具及び方法に関連する要因
- 2) 人為的要因(技能・意識の個人差)

N 値のばらつき範囲が±100%に達するような要因には、掘削時の循環液の違いや水頭条件の違い及びハンマーの落下方法の違いによる孔底の有効応力の差が指摘されている。さらに作業の巧拙は試験者の技能や意識によるところも大きいとされ、同一試験地内における測定で N 値に 2~4 倍の差を生じた例も報告されている<sup>3)</sup>。

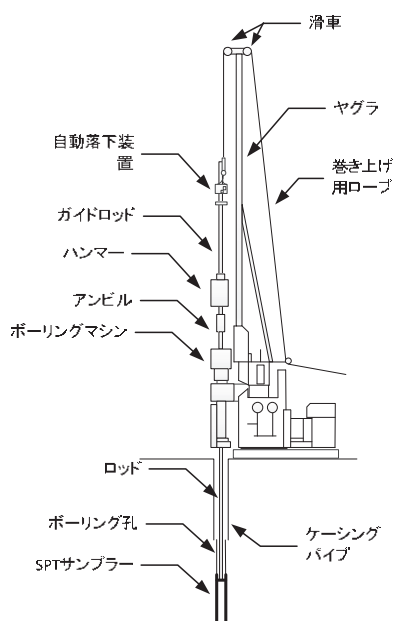


図 3-1 標準貫入試験装置と器具の名称

### 3.1.3 N 値を利用した地盤定数と支持力の評価

N 値は土の硬軟と締まり具合を間接的に示す相対的な指標であり、地盤定数との相関性はあまり高くないようである。しかし、データが豊富に蓄積されていることに加えて各機関が定める設計指針・基準にも N 値が積極的に取り入れられている。Terzaghi and Peck<sup>4)</sup>は砂質土の相対密度  $D_r$  と N 値の目安を表 3-1 のように示した。なお、N 値は同じ締まり具合であっても有効上載圧  $\sigma_v'$  によって異なるが、ここでは考慮されていない。 $\sigma_v'$  の影響を考慮した関係は Meyerhof によって式(3-1)のように提案されている。

$$D_r = 208 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 69}} \quad (3-1)$$

$$q_u = 12.5N \quad (3-2)$$

N 値から砂質土地盤の内部摩擦角  $\phi$  を推定する式としては表 3-1 に示すような Terzaghi and Peck<sup>4)</sup>, Meyerhof<sup>7)</sup>, Dunhum<sup>8)</sup>, のものなどのほかに、東京付近の資料に基づいた大崎の式<sup>5)</sup>が建築基礎設計構造指針に紹介されている<sup>9)</sup>。

粘性土の硬軟と N 値の関係は砂質土と別に整理されている。粘土の硬軟や流動性の度合いをコンシステンシーと呼び、Terzaghi and Peck<sup>4)</sup>はコンシステンシーと N 値と一軸圧縮強さ  $q_u$  の関係を表 3-2 のように表した。さらに、表 3-2 の関係から範囲の中央を

表 3-1 N 値と砂の相対密度と内部摩擦角の関係

N 値	相対密度		内部摩擦角 $\phi$ (度)				現場判別法 <sup>注)</sup>
	Terzaghi and Peck <sup>4)</sup>	Terzaghi and Peck <sup>4)</sup>	Meyerhof <sup>7)</sup>	Dunhun <sup>8)</sup>	大崎 <sup>5)</sup>	道路橋 <sup>6)</sup>	
0~4	非常に緩い (very loose)	28.5 未満	30 未満	粒子丸で粒度一様 $\sqrt{12N} + 15$ 粒子丸で粒度良 $\sqrt{12N} + 20$ 粒子角で粒度一様 $\sqrt{12N} + 25$	$\sqrt{20N} + 15$	$\sqrt{15N} + 15$ ( $N \geq 5$ )	鉄筋(直径 13mm)が容易に手で貫入
4~10	緩い (loose)	28.5~30	30~35				シヨベル(スコップ)で掘削可能
10~30	中位の (medium)	30~36	35~40				鉄筋を 5 ポンドハンマーで打ち込み容易
30~50	密な (dense)	36~41	40~45				同上で 30cm 程度貫入
50 以上	非常に密な (very dense)	41 以上	45 以上				同上で 5 から 6cm 貫入、掘削に鶴橋必要、打ち込み時に金属音

注) 鉄筋の直径は 13mm

表 3-2 N 値と粘土のコンシステンシーと一軸圧縮強さの関係

N 値	$q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	コンシステンシー
0~2	0~24.5	非常に柔らかい
2~4	24.5~49.1	柔らかい
4~8	49.1~98.1	中位の
8~15	98.1~196.2	硬い
15~30	196.2~392.4	非常に硬い
30 以上	392.4 以上	固結した

表 3-3 Terzaghi による支持力係数

$\phi$ (度)	$N_c$	$N_q$	$N_r$
0	5.71	1.00	0
5	7.32	1.64	0
10	9.64	2.70	1.2
15	12.8	4.44	2.4
20	17.7	7.48	4.5
25	25.0	12.7	9.2
30	37.2	22.5	20.0
35	57.8	41.4	44.0
40	95.6	81.2	114
45	172	173	320

表 3-4 形状係数

基礎荷重面の形状	連続	正方形	長方形	円形
$\alpha$	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{L}$	1.3
$\beta$	1.0	0.8	$1-0.2\frac{B}{L}$	0.6

通る N 値と  $q_u$  の関係を概ね式(3-2)のように示した。なお、Terzaghi and Peck は、N 値と  $q_u$  の対応にはバラツキが多く密接な関係に乏しいとも指摘しており、値の相関性は必ずしも高くないようである。直接基礎の支持力は、式(3-3)の Terzaghi による提案式によって求めることができる。同式は粘着力  $c$  と  $\phi$  をパラメータとしており、この  $c$  と  $\phi$  は先に述べた N 値との関係から推定されるものである。

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D_f N_q \quad (3-3)$$

ここで、 $q_d$  は極限支持力(kN/m<sup>2</sup>)、 $c$  は基礎底面下の土の粘着力(kN/m<sup>2</sup>)、 $B$  基礎底面の幅(m)、 $D_f$  は基礎の値入深さ(m)、 $\gamma_1$  は基礎底面より下の土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)、 $\gamma_2$  は基礎底面より上の土の単位体積

重量(kN/m<sup>3</sup>)であり、 $N_c$ 、 $N_q$ 、 $N_r$  は表 3-3 に示す支持力係数で  $\alpha$  と  $\beta$  は表 3-4 の基礎形状による係数である。

### 3.1.4 試験結果の解釈と留意点

SPT は広く普及した地盤調査法であり、得られた N 値からは相対密度や内部摩擦角などの土質パラメータを推定することができる。また、多くの建設工事では、事前の地盤調査として SPT が行われている。一方、工事現場の表層は掘削や埋め戻しが繰り返されるため、建設機械等の地耐力確認はその設置前に行うことが必要である。したがって、現場内を移動させて設置し直すような場合はその度ごとに調査が必要となる。しかしながら、SPT はその方法自体がそれほど簡易ではなく、また実施には専門の技術者も必要とする。したがって、頻繁に移動する建設機械等の設置に際して、SPT を毎回行うことは容易でない。また、SPT では N 値から極限支持力を解析して求めることはできるが、その時に発生する沈下量は、沈下速度を含めて知ることができない。したがって、沈下に関係した危険を SPT から知ることは難しいようであり、地耐力照査ではその閾値を安全側に選択することが必要かと思われる。

## 3.2 簡易動的コーン貫入試験

### 3.2.1 概要

簡易動的コーン貫入試験(以下、DCP と呼ぶ)は SPT と同じく動的に貫入させる試験であるが、貫入させる先端部分の形状とその大きさ、及び打撃エネルギーが異なっている。DCP は質量 5kg のハンマーを高さ 500mm から自由落下させて地盤の動的な貫入抵抗を簡易に求めるための試験である。この試験は地盤表層部の調査や小規模建築物の基礎地盤の支持力判定などに幅広く用いられたことから、1995 年

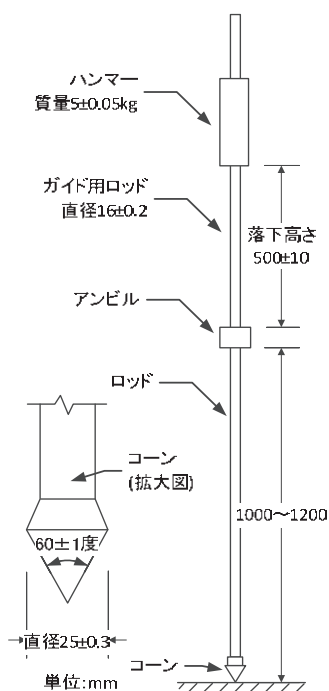


図 3-2 簡易動的コーン貫入試験装置と器具の名称

に地盤工学会基準として制定された。その後、2004年と2012年に改正され、現在に至っている<sup>10)</sup>。

図 3-2 に DCP の装置の一例を示す。本装置の下側先端部にはコーンが備わり、その形状は円錐である。先端角は 60 度で直径は 25mm である。その上部のロッドはハンマーによる打撃エネルギーをコーンに伝達するものであり、外形は 16mm である。ハンマーの質量は 5kg であり、これをガイド用ロッドの高さ 500mm からアンビルに落下させて、コーンを打ち込む。本試験ではコーンを 100mm 打ち込むための打撃回数が  $N_d$  値として記録される。

試験装置の質量はハンマーも含めて 10kg から 15kg と軽量であることから、取り扱いが容易とされる。しかし、本試験の打撃エネルギーは SPT よりもはるかに小さいため、貫入抵抗の大きい硬質粘性土や砂礫地盤には適用できない。また、ロッドが単管式のため、コーンの貫入抵抗が小さい地盤では貫入が深くなるとロッドの集面摩擦の影響が大きくなる。そのため、一般には深さが 4m 程度までの調査に利

用するものとされており、盛土斜面や切土法面の表層部調査や小規模建築物基礎地盤の簡易支持力判定に用いられている。

### 3.2.2 試験結果の解釈と留意点

本試験から得られる  $N_d$  値と SPT から得られる  $N$  値の関係については、これまでの研究から幾つかの提案がされている。岡田ら<sup>11)</sup>は 3.3 節に後述するスウェーデン式サウンディング試験による関係式を考慮して式(3-4)と式(3-5)の関係式を提案している。

$$\begin{aligned}
 N_d \leq 4 \\
 N &= 0.50N_d < \text{礫質土} > \\
 N &= 0.66N_d < \text{砂質土} > \\
 N &= 0.75N_d < \text{粘性土} >
 \end{aligned}
 \tag{3-4}$$

$$\begin{aligned}
 N_d > 4 \\
 N &= 0.7 + 0.34N_d < \text{礫質土} > \\
 N &= 1.1 + 0.30N_d < \text{砂質土} > \\
 N &= 1.7 + 0.34N_d < \text{粘性土} >
 \end{aligned}
 \tag{3-5}$$

また、甚野ら<sup>12)</sup>は住宅等小型建築物の地盤調査結果から平均値として式(3-6)を提案している。

$$N = 1.50\sqrt{N_d} + 0.75
 \tag{3-6}$$

式(3-6)から  $N$  値を計算すると、先の表 3-1 と表 3-2 から  $c$  と  $\phi$  が求まる。その結果を同様に式(3-3)に代入すると極限支持力  $q_d$  を求めることができる。

DCP は SPT に比べて試験法自体が簡易であり、試験結果は  $N$  値に換算できるため利便性も高い。一方、打撃エネルギーは SPT よりもはるかに小さいことから表層が硬い作業現場での地盤調査には適用が難しく、大型機械のための確認では留意する必要がある。また、SPT と同様に極限支持力の値を推定することはできるが、沈下量と沈下速度は知ることはできな

い。したがって、本試験の結果から地耐力を照査する場合は、より安全側の閾値を選択することが望ましいと思われる。

### 3.3 スウェーデン式サウンディング試験

#### 3.3.1 概要

スウェーデン式サウンディング試験(以下、SWSと呼ぶ)は荷重・回転による貫入と、回転による貫入を併用した原位置試験である。したがって、SWSは土の静的貫入抵抗を測定し、その硬軟と締まり具合を判定するとともに地層構成を把握するための試験であり、先のSPTやDCPとは荷重の荷重方法がかなり異なっている。SWSは元々スカンジナビア諸国で広く使用されていたものであったが、1954年頃に日本に導入され、その後、普及したものである。装置がシンプルで操作も容易なため迅速な測定ができ、また簡易なサウンディングの中では比較的貫入能力に優れている。試験方法は1976年にJIS A 1221「スウェーデン式サウンディング試験方法」として制定され、その後2002年と2010年に改正されて現在に至っている<sup>13)</sup>。

SWS装置は図3-3に示すようなスクリーポイント、ロッド、及び荷重・回転・引き抜き装置(手動装置ではハンドル、おもり、荷重用クランプ)で構成される。試験ではロッドを介してスクリーポイントに荷重した荷重と貫入量の関係、及び荷重1kNで貫入停止後にロッドを回転させたときの、回転数と貫入量の関係を記録して評価する。

スクリーポイントは長さ200mmで、先端に向かって一回転の右ねじれ構造を有し、その材質はJIS G 4501に規定されている。スクリーポイント連結ロッドと継足しロッドの直径はともに19mmであるが、それぞれの長さは800mmと750mmまたは

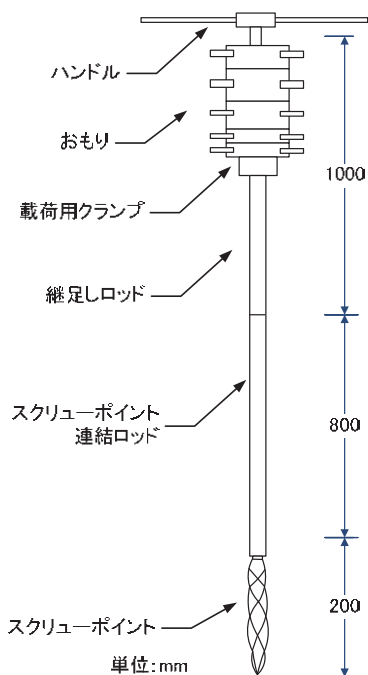


図3-3 手動によるスウェーデン式サウンディング試験装置と器具の名称

1000mmである。荷重装置は、ロッドに150N、250N、500N、750N及び1kNの荷重を荷重できるものであり、荷重用クランプにおもりを荷重する。回転装置は1kNの荷重による貫入が停止した後に、その荷重を保持したまま右回りで回転させるもので、回転速度は1分間に60半回転程度が可能なものとされている。荷重装置と回転装置については、全ての操作を手動で行うもの、半自動(回転のみ機械式で自動)のもの、全自動(荷重、回転、記録が全て自動)のもの3種類がある。

試験では荷重を50N、150N、250N、500N、750N、1kNと段階的に荷重し、各荷重 $W_{SW}$ でのスクリーポイントの貫入量を記録する。次に、1kNでロッドの貫入が止まった場合は、その貫入量を記録した後に、ロッドを右回転させる。この時の半回転数 $N_a$ に対する貫入深さの関係から、貫入量1mあたりの半回転数 $N_{SW}$ を求める。

### 3.3.2 試験結果の解釈と留意点

スクリーポイントの最大径は 33mm であり、ロッド径 19mm よりも大きい。単管式ロッドであるため周面摩擦の影響を受ける。このため、 $W_{sw}$  と  $N_{sw}$  から推定される土の強さは、概略の傾向として解釈すべきものとされている<sup>13)</sup>。

SWS の結果と N 値の関係については土の種類の違いによって式(3-7)と式(3-8)が提案されている<sup>14)</sup>。

<礫・砂・砂質土>

$$N=0.002W_{sw}+0.067N_{sw} \quad (3-7)$$

<粘土・粘性土>

$$N=0.002W_{sw}+0.067N_{sw} \quad (3-8)$$

また、一軸圧縮強さ  $q_d$  との関係については式(3-9)のように提案されている<sup>14)</sup>。

$$q_d=0.045W_{sw}+0.75N_{sw} \quad (3-9)$$

SWS は戸建て住宅などの小規模構造物に対する支持力調査にも用いられており、3.6 節にも後述する平板載荷試験から求めた長期許容支持力  $q_a$  との関係式が式(3-10)と式(3-11)のように提案されている<sup>12)</sup>。

$W_{sw} \leq 1\text{kN}$  の場合

$$q_a=0.00003(W_{sw})^2 \quad (3-10)$$

$W_{sw}=1\text{kN}$  の場合

$$q_a=30+0.8N_{sw} \quad (3-11)$$

式(3-12)は 2001 年国土交通省告示第 1113 号第 2(三)項に示された関係式であるが、その係数には式(3-11)よりも小さな値が使用されている。同告示では「基礎の底部から下方 2m 以内で、荷重 1kN 以下で自沈する層が存在する場合」、または、「基礎底部から下方 2m から 5m 以内で、荷重 500N 以下で自沈する層が存在する場合」は、沈下などの地盤変形を考慮して建築物に有害な損傷や変形を生じないことを確かめるよう義務づけている。

$$q_a=30+0.6N_{sw} \quad (3-12)$$

SWS は SPT に比べて試験法は簡易であり、また結果を N 値に換算できるため利便性も高い。さらに、DCP に比べて貫入能力が高いことから調査の対象範囲も広い。なお、SPT や DCP と同様に SWS から極限支持力は推定できるが発生する沈下については知ることができない。そのため、地耐力照査ではこれらと同様の注意が必要と思われる。

### 3.4 ポータブルコーン貫入試験

#### 3.4.1 概要

ポータブルコーン貫入試験(以下、PCP と呼ぶ)は粘性土や腐植土などの軟弱地盤に人力で静的にコーンを貫入することによって、コーン貫入抵抗を求める試験である。このコーン貫入抵抗から、軟弱層の地層構成や厚さ、粘性土の粘着力等を簡便かつ迅速に求めることができる。我が国では 1960 年前後に国鉄道技術研究所が軟弱地盤の調査で使用を開始し、1995 年には地盤工学会基準 JGS 1431「ポータブルコーン貫入試験方法」が制定され、2012 年に一部改正されている<sup>15)</sup>。

この試験は人力によってコーンを貫入させるため、やや硬い粘性土や砂層には貫入が困難である。また、単管式は貫入が深くなるにしたがってロッドの周面摩擦が大きくなるため、貫入深さは 3m から 5m が限界とされている。この試験装置の質量は 8kg 程度と軽量で携帯に便利であり、かつ操作も容易であることから軟弱地盤の表層強度や支持力特性を簡易に把握するための方法として用いられている。なお、地盤工学会では、類似した試験方法である JGS 1435-2012「電気式コーン貫入試験方法」を別の基準として定めている<sup>16)</sup>。JGS 1431 と JGS 1435 の大きな違いはコーンの直径と先端角であり、JGS 1435の方がその先端角は大きい。さらに、JGS 1435 では先端抵抗、周面摩擦、間隙水圧の多成分が計測され、

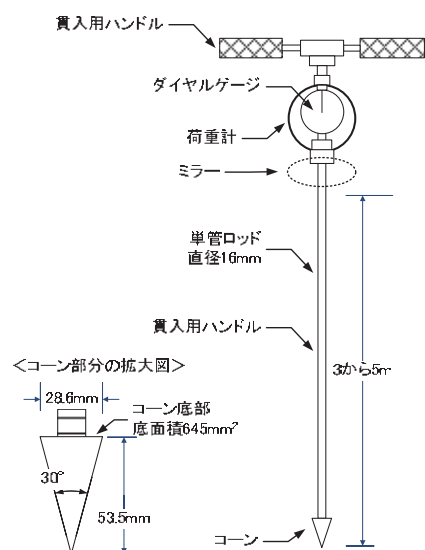


図 3-4 ポータブルコーン貫入試験装置(単管式)と器具の名称

貫入抵抗のみを計測する JGS 1431 に比べて高機能なものとなっている。一方、JGS 1435 の貫入は機械で行われるため、人力による JGS 1431 に比べて方法は大きかりなものとなる。なお JGS 1435 は国際規格原案 ISO/FDIS 22476 「Geotechnical investigation and testing – Field testing – Part 1 : Electrical cone and piezocone penetration test」に配慮した内容とのことである。また、JGS 1435 に類似した基準として JIS A 1220:2013 「機械式コーン貫入試験方法」<sup>17)</sup>がある。両試験方法の違いは、JGS 1435 では貫入抵抗をコーン先端で電氣的に計測するのに対して、JIS A 1220 では地表で計測する点である。

図 3-4 は PCP 装置と器具の名称を示す。PCP 装置は SWS 装置と一見類似しているが各部の構造が異なる。PCP の下部先端には円錐状のコーンが備わり、底部の直径は 28.6mm で先端角は 30 度である。その上部にはコーンに貫入力を伝えるためのロッドが備わるが、それには図示した単管式の他に 2 重管式のものがある。単管式ロッドの直径は 16mm で、2 重管式では外管の直径が 22mm である。その上部には貫入力を測定するための荷重計と人力で貫入力を与えるためのハンドルが備わる。

試験自体は容易であり、ロッドを鉛直に立て貫入用ハンドルから貫入力を作用させるのみである。貫入速度は 10mm/秒を標準として、測定間隔 100mm で荷重計の値を記録する。試験は通常 2 名で行われ、1 名が貫入用ハンドルを用いてコーンを貫入させながらミラーに映る荷重計の値を読み上げる。もう 1 名が貫入量 100mm 毎に合図して読みを記録する。

結果の整理では、式(3-13)と式(3-14)を用いて荷重計での貫入力の読み  $Q_c$  にコーン重量  $w_0$  とロッド重量  $w_1$  を加えてコーン貫入抵抗  $q_c$  を計算する。

$$q_c = \frac{Q_c}{A} \quad (3-13)$$

$$Q_c = Q_{rd} + w_0 + w_1 \quad (3-14)$$

### 3.4.2 試験結果の解釈

単管式ロッドでは、周面摩擦が有機質粘性土で大きくなり、シルトあるいは繊維状の泥炭層では小さくなるとされている<sup>15)</sup>。また、単管式ロッドでは周面摩擦を無視できる深さは 3m 程度までとも言われている。粘性土層を対象に  $q_c$  と一軸圧縮強さ  $q_u$  の関係が調査され、式(3-15)が提案されている<sup>18)</sup>。

$$\begin{aligned} q_c &= 5q_u \\ &= 10c_u \end{aligned} \quad (3-15)$$

ここで、 $c_u$  は非排水せん断強さ(kN/m<sup>2</sup>)である。

得られた  $q_c$  は  $c_u$  に換算し、これらを式(3-3)に代入すると極限支持力  $q_d$  が求められる。PCP は方法が SWS よりも簡単であり、装置の全体質量が 8kg と軽量であることから、試験は容易に行える。一般的には軟弱層の地層構成や粘性土の粘着力の調査など、建設機械等のトラフィカビリティや戸建て住宅の地耐力判定などの比較的軟らかな土の調査に用いられる。測定可能なコーン貫入抵抗  $q_c$  は 1500kN/m<sup>2</sup> 程度とされているため、表層部が固結して硬い作業現場では利用が難しい。SPS と同様に発生する沈下につ

いては知ることができないため、地耐力照査では先と同様な注意が必要と思われる。

### 3.5 平板載荷試験

#### 3.5.1 概要

平板載荷試験(以下、PLT と呼ぶ)は原地盤に剛な載荷板を設置してこれに鉛直に荷重を与え、この荷重の大きさと載荷板の沈下量の関係から地盤の変形や強さなどの支持力特性を調べるための試験である。

PLT に関する基準には、日本工業規格の JIS A 1215:2013「道路の平板載荷試験方法」と地盤工学会基準の JGS 1521-2012「平板載荷試験方法」の2つがあるが、ここでは地盤工学会基準に基づいて述べる。

地盤工学会では、1981年に JSF T25-81「地盤の平板載荷試験方法」を制定し、その詳細な解説や実施例を1983年に「地盤の平板載荷試験方法・同解説」としてまとめた。その後、1995年と2003年には改正が行われ、基準の名称が変更された。またこれとは別に JGS 3521「剛体載荷板による岩盤の平板載荷試験方法」が2003年に制定され、岩盤の変形特性を求めるための試験方法が示された。そして、2012年には JGS 3521 が JGS 1521 に統合されるかたちで改正され、名称も「平板載荷試験」に改められた。この改正の経緯と基準の詳細については文献<sup>19)</sup>に譲り、ここでは本試験の概要を述べる。

図3-5に平板載荷試験装置の一例を示す。試験を行う地盤面については、載荷板の中心からその直径の3倍以上の範囲を水平に整地することとされている。また、載荷板と地盤面の間には密着を高めるための乾燥砂などを薄く敷き、そして、載荷板と反力(ドラグ・シヨベル他)の間にジャッキと荷重計が設置される。基準梁支持台は載荷に伴う載荷板周辺の地盤変位の影響を受けないよう、載荷板中心から載荷板直径の3倍以上離れたところに設置し、その上には基準梁を架け渡す。

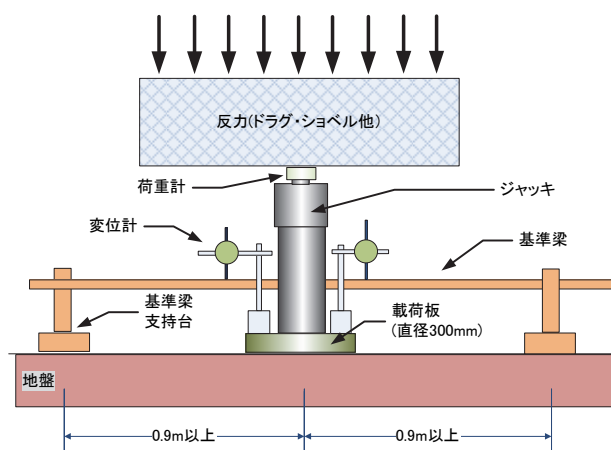


図3-5 平板載荷試験装置と器具の名称

変位計は4個以上用いることが指示され、これを載荷板上部に設置する。そして、基準梁と載荷板の間の距離の変化を沈下量として計測する。

載荷板への荷重載荷は、いわゆる荷重制御方式であり、載荷パターンと荷重持続時間は試験の目的に応じて選択される。試験最大荷重は試験箇所の状態と構造物の設計応力を考慮して設定するが、通常、設計応力の3倍程度かあるいは極限支持力とされる。

載荷荷重は試験最大荷重を5から8段階に等分割して設定され、荷重の保持時間は初期載荷の場合は30分、再載荷では5分とされている。したがって、試験には少なくとも2.5から4時間を要することになる。測定結果は「時間-載荷圧力曲線」、「地盤-沈下量曲線」、「載荷圧力 $q$ -沈下量曲線 $S$ 」で整理されるとともに、段階式載荷では「載荷圧力-残留沈下量曲線」、「除荷量曲線」も作成する。そして、地盤反力係数 $K_{vs}$ は $q$ - $S$ の曲線から式(3-16)で算定する。

$$K_{vs} = \frac{\Delta q}{\Delta S} = \frac{q_2 - q_1}{S_2 - S_1} \quad (3-16)$$

ここで、 $q_1$ と $q_2$ は載荷圧力(kN/m<sup>2</sup>)であり、 $q_1$ は(予備載荷後の)無負荷時(載荷圧力0)であり $q_2$ は最大載荷圧力の1/3が原則とされている。 $S_1$ と $S_2$ は $q_1$ と $q_2$ に対応した沈下量(mm)である。なお、文献<sup>19)</sup>では、

載荷圧力(抵抗力)を記号  $p$  で示しているが、本報告では 2001 年国土交通省告示第 1113 号第 2 項の表記にしたがって  $q$  を用い、建設機械側からの接地圧力を  $p$  で表して区別するものとする。

極限支持力  $q_d$  は地盤が破壊状態に至った点であり、以下のいずれかによって判断される<sup>19)</sup>。

- (1)  $q$ - $S$  曲線で  $S$  が急増して沈下軸にほぼ平行となった点の  $q$  を  $q_d$  とする。(図 3-6 の曲線 A)
- (2) 上記のような点が見られない場合は  $S \leq 30\text{mm}$  の範囲で、 $q$ - $S$  曲線において  $S$  が直線的に増加し始める点を極限支持力  $q_d$  とする(図 3-6 の曲線 B)か、あるいはの  $\log q$ - $S$  曲線が沈下軸と平行になる点の  $q$  を  $q_d$  とする。
- (3) 上記の 2 つの点がいずれも認められず、 $S > 30\text{mm}$  となっている場合は  $S=30\text{mm}$  に対応する  $q$  を  $q_d$  とする。

### 3.5.2 試験結果の解釈と留意点

PLT から求まる地盤の支持特性は図 3-7 に示すように載荷板の直径の 1.5 から 2.0 倍の深さに対するものである<sup>19)</sup>。すなわち、得られた結果は深さ 0.5m 程度に対応した支持特性となる。図 3-7 のように、PLT の載荷板と実際の構造物基礎では、その大きさの違いによって、影響範囲が「土 1」、「土 2」、「土 3」のように異なる場合がある。そのため、載荷試験の結果は実際に異なる場合があることに注意が必要である。そのため、PLT を行う場合にも、深さ方向の地層構造は SPT などによって予め確認しておくことが望ましい。

2001 年国土交通省告示第 1113 号第 2 項では地盤の長期許容支持力  $q_a(\text{kN/m}^2)$  について、 $q_a$  のパラメータの一つである  $q_t$  は平板載荷試験による降伏荷重の 1/2 あるいは極限荷重の 1/3 のいずれかの小さい値 ( $\text{kN/m}^2$ ) と定めている。一方、JGS 1521-2012 では、結果から降伏荷重を明確に判別できない場合もある

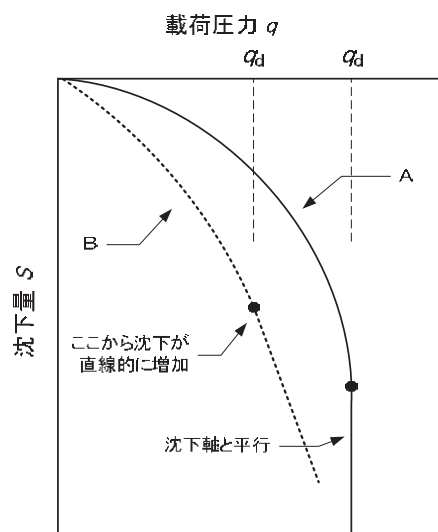


図 3-6 載荷圧力-沈下量曲線と極限支持力

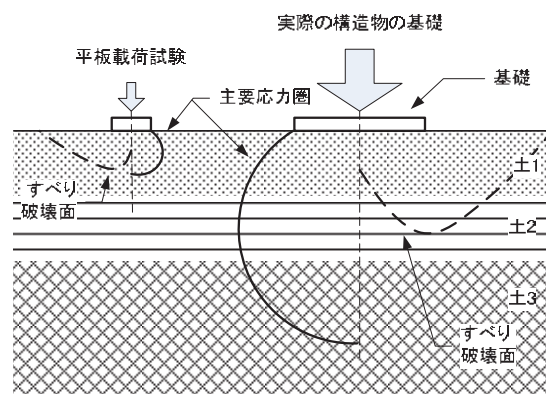


図 3-7 載荷板の大きさが支持力計測に与える影響

ため、これを評価に含めていない。但し、 $q$ - $S$  曲線に明瞭な折曲点が認められればこれを降伏荷重としても良いと解説している。

先の図 3-6 に示した曲線 A と曲線 B のように、PLT では  $q$ - $S$  の関係を計測して直接的に支持特性を確認できる点が先の SPS 他の貫入試験よりも優れている。特に PLT では、対象の建設機械の実荷重レベルで載荷試験できれば、設置前に発生する沈下量を知ることができる。また、載荷圧力  $q$  が極限支持力  $q_d$  よりも大きな範囲での曲線の傾きから、第 2 章に述べたような急激な沈下の可能性を知ることができ、動的



転倒の危険性を評価することができる。

しかしながら、PLT は荷重を段階的に増加させる方法の試験であることから、その実施には時間を要する。例えば、8 段階の載荷では試験に 4 時間を要し、さらに装置の設置と撤去には別に時間を要する。したがって、PLT を作業現場内で繰り返して建設機械等の地耐力確認を行うには、効率の面での課題があるようである。

### 3.6 まとめ

1) 本章では、建設機械等を設置する作業現場の地盤調査の方法について、地盤工学会(JGS)基準と日本工業規格(JIS)に定められている代表的なものを解説した。その方法は建設工事に関連して一般的に行われている方法であり、建設機械の地耐力を確認する方法としても利用できるものである。しかしながら、その調査方法は基本的に土木構造物などの長期的な安定を確認するための本格的な地盤調査であるために、建設機械の設置のような期間が短く、言わば仮設の地盤調査には不向きな一面も見られた。一方で、建設工事中には地盤の掘削や埋め戻しが行われており、そのような場所に建設機械を設置することも多い。したがって、その転倒防止には設置前に地耐力を確認することが不可欠である。また、建設機械等は重心が高く、さらに、転倒モーメントが働くアンバランスな条件で使用されている。これは、転倒モーメントがほぼゼロの状態では設置される建築ビルとは安定条件が異なっている。したがって、建設機械等の安定設置には地盤の沈下防止が不可欠であり、地盤調査によって地耐力を確かめることが必要である。

2) 標準貫入試験 SPT、動的貫入試験 DCP、スウェーデン式サウンディング試験 SWS、ポータブルコーン貫入試験 PCP の地盤調査では、表 3-5 にも示すように深さ方向の貫入抵抗から地盤の硬軟、土の締ま

り具合や土層構成を知ることができる。試験の容易さについては、それぞれ差はあるが、N 値に換算することによって共通した指標で硬軟の分布を整理できる利点がある。建設機械の設置では基礎の大きさに応じて影響する深さが異なるため、小型機械では 1m 程度必要であるのに対して、大型機械では数メートルの深さまで状態を把握する必要がある。上記の貫入試験は深い部分までの調査が可能であり、特に SPT については多くの工事で標準的に実施されている。したがって、地盤の基本的情報を知ることができるメリットがある。

一方、その留意点には、支持力を求める方法の煩雑さが挙げられる。先にも述べたように工事現場では掘削や埋め戻しが頻繁に行われるため、地盤調査は建設機械等を設置する度ごとに行う必要があるが、SPT や SWS の実施には手間と時間を要するため、仮設の地盤調査としては利用しにくい面もある。また、PCP や DCP は SPS に比べて手軽に実施できるものの、貫入能力では大型機械の調査に不十分な場合がある。さらに、極限支持力  $q_d$  を求めるためには、まず、N 値を土質パラメータ( $c$  と  $\phi$ )に換算し、次に、これらを式(3-3)のような支持力公式に代入して間接的に  $q_d$  を求める必要がある。N 値が深さ方向で一定しないような地盤では解析を工夫する必要があるなど、方法は少し煩雑ともなる。また、N 値からは沈下量  $S$  を推定することができず、 $q$ - $S$  関係のような支持特性を知ることができない。したがって、地耐力照査では安全側に評価しておく必要があるように思われる。

3) 平板載荷試験 PLT は載荷圧力  $q$  を鉛直に与え、その時の沈下量  $S$  を計測する試験である。得られた  $q$ - $S$  関係から  $q_d$  が直接的に求まると同時に、曲線関係から急激な沈下の可能性を知ることができるともできるため有用な試験と考えられる。特に、接地面積が載荷板と同程度で、載荷荷重も対象実機と同レベルで試験できる場合は、発生沈下量を知ることができるため、

表 3-5 第 3 章に紹介した代表的な貫入試験の方法

名称	標準貫入試験 (SPT)	簡易動的コーン貫入試験(DCP)	スウェーデン式サウンディング試験(SWS)	ポータブルコーン貫入試験(PCP)
基準	JIS A 1219:2013	JGS 1433-2012	JIS A 1221:2013	JGS 1431-2012
方法の概要	SPT サンプラーを掘削孔内で打撃貫入する	円錐形のコーン(先端角 60 度, 直径 25mm)を打撃貫入する	スクリーポイントにロッドを介して荷重を載荷するとともに回転を与えて沈下させる	円錐形のコーン(先端角 30 度, 直径 28.6mm)を人力で連続的に貫入する
主な求まるもの	各深さにおける N 値の分布, 採取試料	コーンを 100mm 打ち込むのに必要な打撃回数 $N_a$ .	各深さにおける載荷荷重 $W_{sw}$ と貫入量 1m 当たりの半回転数 $N_{sw}$ の関係.	コーン貫入抵抗 $q_c$ と深さの関係.

PLT は安全確認の有効な方法となる。しかしながら、載荷板と基礎の大きさが大きく異なる場合は、その違いによるスケール効果に留意する必要がある。

PLT は深さ 0.5m 程度の表層の支持特性を示すものであるため、大型機械の設置では PLT のみで地耐力評価することは危険である。したがって、深さ 0.5m よりも深い部分については、SPT などから得られている事前調査のデータも参考にして検討する必要がある。また、PLT には別に効率性の問題もある。仮設の地耐力確認は短時間で簡易にできる調査方法が望まれるが、PLT には少なくとも 4 時間程度を要し、また装置の設置や準備も簡単ではない。このような問題から、これまで PLT は建設機械の安定確認にあまり利用されてこなかったようである。そこで著者らは、PLT の利点に着目しつつ、その問題を解決する新たな試験方法の検討を行ってきた。その試験方法を「現場地耐力試験」(以下、BCT)と呼ぶが、BCT は PLT と同じ載荷板を変位制御で沈下させて  $q$ - $S$  関係を計測するものである。BCT では 10 から 20 分程度の短時間で実施することが可能であり、沈下量計測の方法も現行基準を応用しつつ、簡易に計測できるよう改善している。この BCT の詳細については次の第 4 章に述べる。

### 3.7 参考文献

- 1) 日本工業規格：標準貫入試験方法，JIS A 1219:2013.
- 2) (公社)地盤工学会：地盤調査の方法と解説，第 6 編サウンディング第 2 章標準貫入試験，pp.279-316，2013.
- 3) Escario, V.C: Penetration Testing in Spain, Proc. of the European Symposium on Penetration Testing, Vol.1, pp.107-113, 1974.
- 4) Terzaghi, K. and Peck, R.B. : Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, 1948.
- 5) 北沢五郎, 竹山謙三郎, 鈴木好一, 大河原春雄, 大崎順彦：東京地盤図，技報道，1959.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編，pp, 266-294，2002.
- 7) 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, Paper 866, 1956.
- 8) Dunham, J.W.: Pile Foundation for Buildings, Proc. of ASCE, Journal of the Soil Mech. and Found. Div., Vol. 80, SM1, pp.1-21, 1954.
- 9) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.119-130，2001.
- 10) (公社)地盤工学会：地盤調査の方法と解説，第 6 編サウンディング第 3 章簡易動的コーン貫入試験，pp.317-324，2013.
- 11) 岡田克也, 杉山友康, 村石尚, 野口達也：盛土表層部の土質強度に関する異種のサウンディング試験結果の相関性，土と基礎，Vol.40, No.411, pp.11-16，2007.

- 12) 甚野慶右, 野田信也, 城戸博彦: 住宅等小建築物の地盤調査について, 第 18 回土質工学研究発表回, pp.65-68, 1983.
- 13) (公社)地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, 第 6 編サウンディング第 4 章スウェーデン式サウンディング試験, pp.325-336, 2013.
- 14) 稲田倍穂: スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について, 土と基礎, Vol.8, No.1, pp.13-18, 1960.
- 15) (公社)地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, 第 6 編サウンディング第 5 章ポータブルコーン貫入試験, pp.337-344, 2013.
- 16) (公社)地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, 第 6 編サウンディング第 7 章電気式コーン貫入試験, pp.366-403, 2013.
- 17) (公社)地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, 第 6 編サウンディング第 6 章機械式コーン貫入試験, pp.345-365, 2013.
- 18) 室町忠彦: 粘性土におけるコーン貫入抵抗と一軸圧縮強度との関係, 土木学会誌, Vol.42, No.10, pp.7-12, 1957.
- 19) (公社)地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, 第 8 編載荷試験第 3 章平板載荷試験, pp.697-735, 2013.

## 4 簡易な現場地耐力試験の検討

前章では、JIS や地盤工学会(JGS)が規定している代表的な地盤調査の方法を紹介し、それらを建設機械等の地耐力確認に用いる場合の利点と留意点について考察した。建設機械等のための地盤調査では、その方法自体が工事中に利用可能な簡易なものである必要がある。すなわち、仮設のための地盤調査として実用性を有している必要がある。従来の調査方法は本格調査や施工管理に利用する上では有用なものと考えられるが、建設機械等の安定確認のような仮設の利用では効率性や経済性の面で課題も見られた。そこで、著者らはこの課題を解決するための新たな地盤調査の方法として「現場地耐力試験」を検討し、その性能を確認するための現場実験を行った。本章では、本試験の概要と現場実験による性能確認の結果を述べる。

### 4.1 現場地耐力試験の方法と装置

#### 4.1.1 試験時間の短縮と簡易化

第3章にも述べたとおり、平板載荷試験<sup>1)</sup>(以下、PLT と言う)は地盤の支持特性を直接的に調査するための試験である。PLTは、直径300mmの載荷板に加える載荷圧力と変位量の関係から地盤の支持特性や変形特性を求めるための方法であり、計画最大荷重を5から8段階に分割して載荷する。しかしながら、各

段階で荷重を30分保持することとされており、試験には2.5から4時間を要することとなる。そのために、建設機械等を設置する度毎にこれを実施することは、現実的には困難という問題もあった。そこで本研究では、このPLTをより簡単に実施する方法を検討した。

本研究ではその方法を「現場地耐力試験」と呼び、以下、BCTと略して記す。なお、これまでに発表した論文等<sup>2), 3), 4), 5), 6)</sup>では同試験を「現場支持力試験」とも呼んでいたが、本試験が地盤の「支持力」だけでなく発生する「沈下量」も含めて調査する方法であることから、ここで「現場地耐力試験」に改めた。本節では、まずBCTの方法を説明するとともに、試作した試験装置を紹介する。そして、次節以降ではこの装置を用いて行った現場試験の結果を示し、本試験の適用性を考察する。

表4-1にPLTと現場CBR試験<sup>7)</sup>(以下、CBRと呼ぶ)及び今回検討したBCTの比較を示す。BCTはPLTとCBRを応用した方法であり、それぞれの利点を組合せたものである。両試験を応用した理由は主に次の2つである。一つは、作業現場の土は不飽和な場合がほとんどであり、粘土の圧密現象のような、沈下が載荷に対して時間遅れを伴って発生することは少ないと見られるためである。また、そのような特殊な地盤の調査には、既存の試験法を利用するようにすれば、それ以外の現場では試験をスピーディに実施できる

表 4-1 平板載荷試験と現場 CBR 試験と現場地耐力試験の比較

	平板載荷試験(PLT) JGS 1521-2012	現場 CBR 試験(CBR) JIS 1222:2013	現場地耐力試験(BCT) <今回提案>
載荷板	直径 300mm の円形	直径 50mm の円形	直径 300mm の円形
載荷方法	荷重制御 (計画最大荷重を 5 から 8 段階で載荷)	変位制御 (1mm/min)	変位制御 (5mm/min)
反力装置	実荷重又はアンカー	実荷重(ダンブトラックなど)	実荷重(建設機械)
沈下量	基準ばりから載荷板上の沈下 4 点を計測	架台に対する貫入ピストンの変位を 2 点で計測	載荷ジャッキの伸張量から建設機械の浮き上がり量を補正して計算
所要時間 (1箇所)	2.5 時間～4 時間	5 分	約 10 分

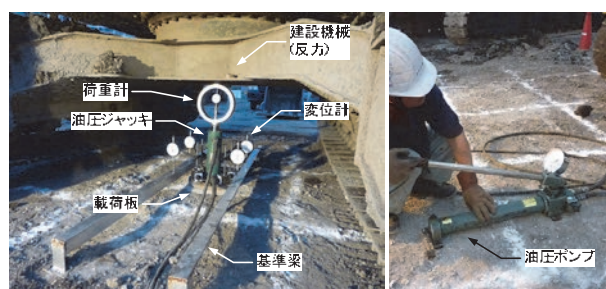
ため、安定を効率的に確認できるメリットがある。もう一つは、建設機械や移動式クレーンの旋回や走行による荷重は比較的短時間の現象であり PLT よりもスピーディに荷重する方がむしろ実際の荷重条件に近いとも考えられるためである。これに加えて、安定確認では支持力だけでなく地耐力を知る必要があり、荷重圧力と沈下量の関係を直接計測できる PLT と CBR を応用することは本件の目的に対して有効と考えられるためである。

BCT の荷重板の形状と大きさは PLT と同じ 300mm の円形である。したがって、支持特性評価の基本的な部分は PLT に準じるものとしている。なお、BCT における荷重の荷重方法は CBR と同じ変位制御とし、試験時間の短縮するようした。CBR では、直径 50mm の荷重板を 1mm/分の一定速度で貫入させ、貫入量が 2.5mm と 5.0mm の時の荷重圧力を記録する。したがって、試験に要する時間は 5 分と短く、効率性が高い。しかしながら、荷重板が小さいために評価範囲は PLT よりも狭くなるという問題がある。CBR は通常、道路施工における路床と路盤の品質管理に用いられているが、今回の地耐力確認では PLT に準じたものとするを目標とした。そこで BCT では、CBR における一定速度の変位増加を参考に、その標準速度を 5mm/分に設定した。この値は CBR の 1mm/分に対して、BCT と CBR の荷重板の直径比が 6 倍であることなどを考慮した。これによって、BCT の荷重時間は 10 分から 20 分程度となり、PLT に比べて大幅な時間短縮が可能となる。

地盤調査に要する時間には、荷重時間だけでなく、試験の準備時間も含まれる。そのため BCT では準備時間の短縮も検討した。写真 4-1 は PLT での準備の様子と装置を示す。建設機械の下部走行体と地面の間の狭い場所に荷重板をセットしており、油圧ジャッキなどの荷重装置と荷重計が荷重板の上部に設置されている。また、基準梁が 2 列に配置され、4 個の変位計が取り付けられている。PLT ではこのような様々な



a) 荷重装置と計測装置の設置作業



b) 設置された試験装置の状態

写真 4-1 平板荷重試験のための準備作業

準備を現場で行う必要があり、その作業には 1 時間程度を要する。後述するが、BCT ではこのような準備作業の短縮と省力化についても検討した。

#### 4.1.2 試験装置の基本概念

先に述べたとおり BCT は PLT を応用した方法である。そのため、PLT の装置を利用して BCT を行うことも可能である。すなわち、BCT は PLT の荷重スピードを早めて行うことで概ね実施可能である。ただし、PLT 装置の設置や準備にも手間や時間を要する問題は依然残ってしまうことから、本研究ではその省力化を図るために BCT 専用の装置の開発を行った。写真 4-2 に後述するその 2 号機の外観を示す。本装置には荷重と計測の両機能が車輪付きの架台にユニット化して搭載されている。



写真 4-2 現場地耐力試験 (BCT) 装置の外観 (2 号機)

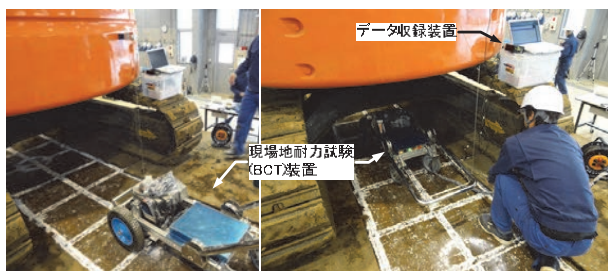


写真 4-3 BCT 装置を挿入する様子

載荷機能は電動モーターで動作する仕組みとなっており、これをリモートコントローラで操作する。また、荷重計と変位計の計測機能は同装置に内蔵されており、その電気的信号がデータ収録装置に自動記録される。BCT 装置は写真 4-3 に示すように建設機械の後部 (カウンタウエイト側) から手押しで挿入して設置するものとなっており、PLT のように建設機械の下部で組み立てる作業を省いている。

図 4-1 は国内の代表的なメーカーのドラグ・ショベルについて、機体質量  $M$  とバケット容量  $V$  と最低地上高  $H$  の関係を示す。 $V$  は掘削機械の規模を意味するが、 $M$  と  $V$  の間には概ね比例の関係が見られる。 $H$  は下部走行体の中心部における地上とのクリアラン

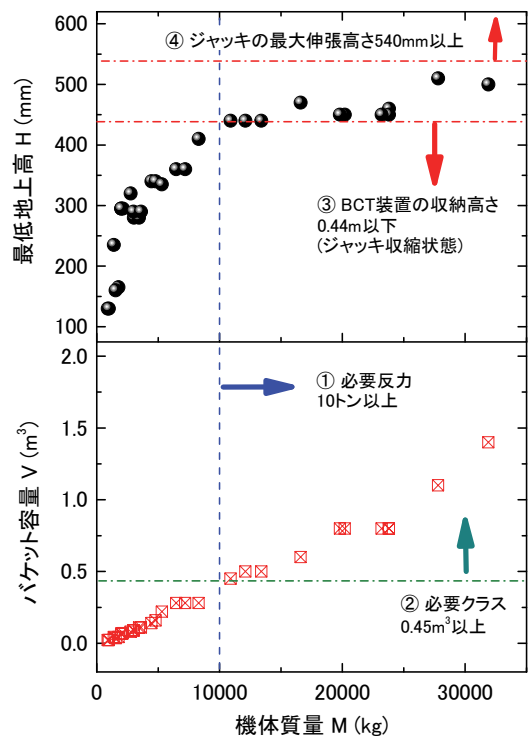


図 4-1 機体質量とバケット容量と最低地上高の関係

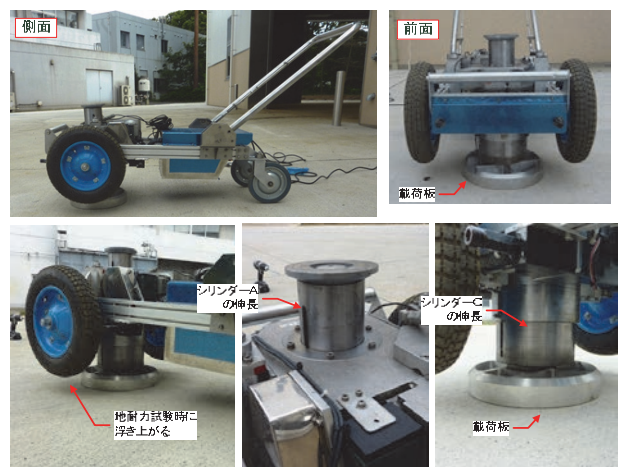


写真 4-4 載荷ジャッキの伸張 (2 号機)

スであり、 $H$  と  $M$  は非線形な関係である。 $M < 10000\text{kg}$  では  $M$  増分に対する  $H$  増分は大きい、 $M > 10000\text{kg}$  では  $H$  の増加は小さい。ここで、BCT の実施では、対象とする建設機械での実載荷重レベル以上の自重が必要となる。例えば、載荷荷重を 100kN (10 トン) 以上確保するためには、当然機体質量も 10000kg (10 ト

ン)以上必要となる。この質量に該当する  $V$  は  $0.45\text{m}^3$  以上のクラスとなり、その  $H$  は  $440\text{mm}$  である。写真 4-2 に示した BCT 装置では、ジャッキを収縮させた状態での全高は  $440\text{mm}$  以下を満足している。この、試験装置の詳細は後述する。

ドラグ・ショベルの全ラインナップから  $H$  の最大値は  $510\text{mm}$  程度である。したがって、ジャッキに必要とされる最大伸張長さは、 $H$  に荷荷板の沈下量  $S$  を加えた値となる。開発した BCT 装置では、ジャッキを写真 4-4 のように上下にシリンダーを伸張させて荷重を載荷するが、このように伸張すると上側の反力板は建設機械に接し、下側の荷荷板は地面に接する。したがって、荷荷板には建設機械の自重を反力とした荷重が作用する。

#### 4.1.3 試験装置の1号機

本研究では前項に述べた基本概念にしたがって BCT 装置を試作した。写真 4-5 にその 1 号機の外観を示し、図 4-2 に平面図と立面図を示す。架台には 4 個の車輪が備わっており、手押しによる現場内の移動が可能なのである。架台の中央部には荷荷板と 2 段式油圧ジャッキが備わる。この油圧ジャッキは AC100V の電動モータでポンプを駆動させて作動油(オイル)をジャッキ内に供給し、シリンダーを伸縮させる仕組みとなっている。載荷能力は最大  $100\text{kN}$ (約 10 トン)であり、ジャッキの伸縮速度は写真 4-6 に示す流量調整バルブで増減させる。またジャッキの伸張と収縮では、オイルの流れを逆転させる必要があり、そのための切り替えレバーをバルブの隣に配置している。このジャッキの特徴は図 4-3 のような 2 段式のシリンダー構造としたことである。これによって、収縮状態ではコンパクトだが、伸張状態ではロングストロークさせることが可能となった<sup>2),3)</sup>。

先に述べたとおり、ドラグ・ショベルの最低地上高  $H$  の条件からは  $H < 440\text{mm}$  である。本装置は収縮時の

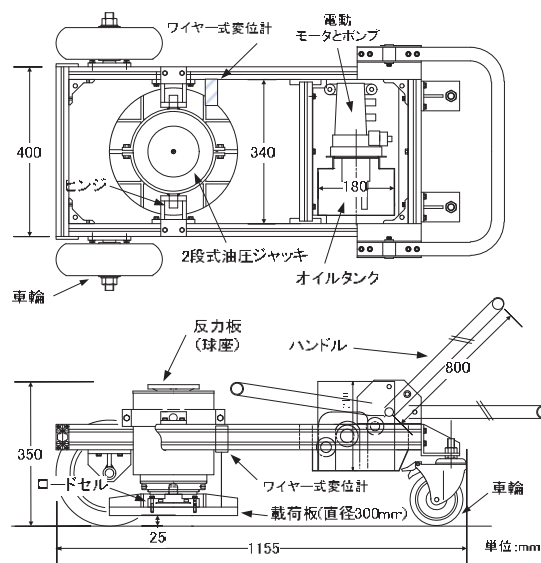


図 4-2 現場地耐力試験のための試験装置 1 号機の構造

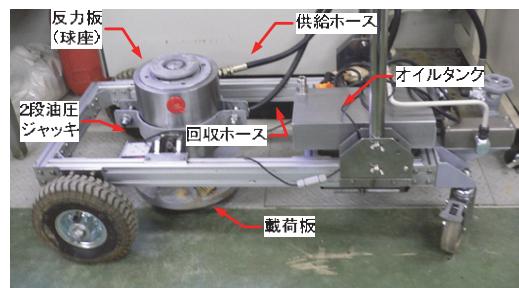


写真 4-5 1 号機の外観

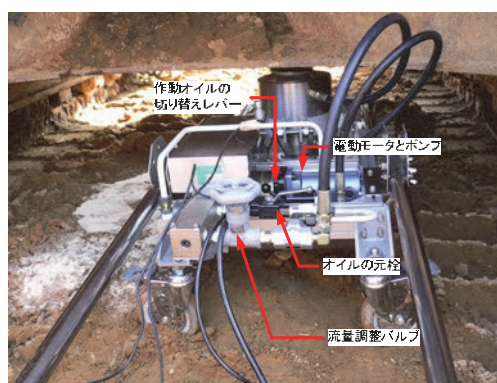


写真 4-6 1 号機の後面

高さが  $350\text{mm}$  であり、この条件を満足している。最大伸張長さについては  $486\text{mm}$  であり、機体質量が  $30\text{トン}$ (バケット容量  $V$  が  $1.0\text{m}^3$ )クラスの大型機で使用

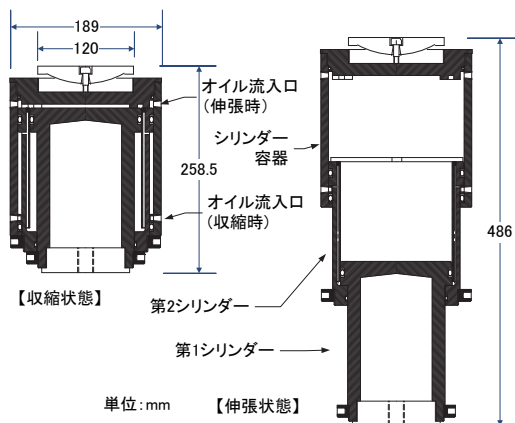
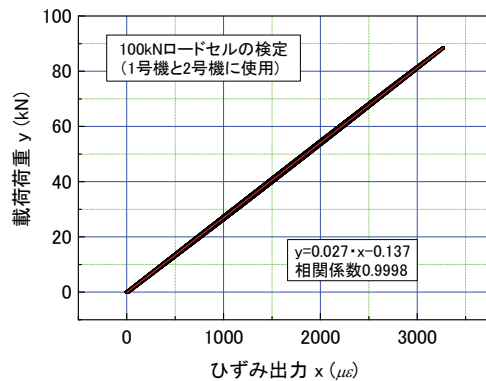


図 4-3 2 段式油圧ジャッキの構造



1 号機と 2 号機のロードセル (併用)

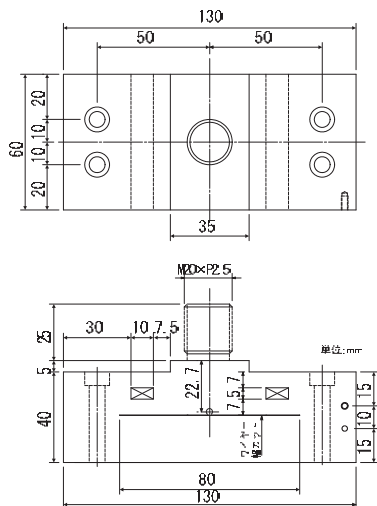
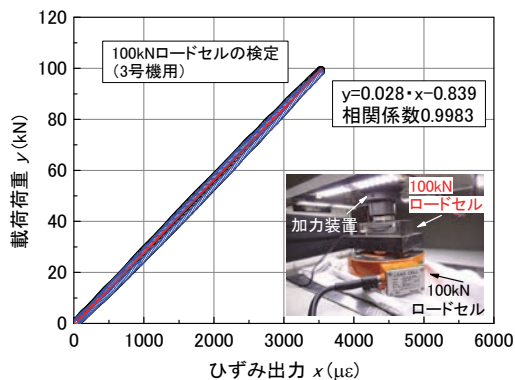


図 4-4 100kN ロードセルの平面図と立面図



3 号機のロードセル

図 4-5 100kN ロードセルの検定結果

する際にはストローク不足を生じる。そのため、反力板の上部に重ねて使用する剛なスペーサーを予め用意し、この不足に対応できるよう対策を施した。載荷板と第 1 シリンダーの間には、本装置専用に製作した薄型のロードセルが配置されており、その容量は 100kN である。

図 4-4 はこのロードセルの平面図と立面図を示す。このロードセルは 4 本のボルトで載荷板に固定するようになっており、第一シリンダーには上部の M20 が契合する。BCT 装置に使用した 2 つのロードセルについて、ひずみ出力  $x(\mu\epsilon)$  と載荷荷重  $y(\text{kN})$  の関係を図 4-5 に示し、その関係式を式(4-1)と(4-2)に示す。両

ロードセルともに相関係数は 0.99 以上であり、良好な直線性を有している。

$$\langle 1 \text{号機と} 2 \text{号機} \rangle \quad y = 0.027 \cdot x - 0.137 \quad (4-1)$$

$$\langle 3 \text{号機} \rangle \quad y = 0.028 \cdot x - 0.839 \quad (4-2)$$

#### 4.1.4 1 号機による性能検証

詳細は後述するが、1 号機による検証実験の結果、2 つの問題が明らかとなった。一つは、変位速度の制御に関する問題であり、もう一つは伸張したジャッキの構造に起因した曲げ剛性不足の問題であった。変位速度の調整は、先に述べたとおりオイルの流量をバルブの開閉することによってコントロールするように



したが、この流量は発生する荷重増加(負荷)によって増減し、速度を一定に維持することは容易でないことがわかった。さらに、第1シリンダーと第2シリンダーの断面積が異なるため、両シリンダー間で伸張が切り替わる際には変位速度が不連続に変化し、これが載荷荷重を急増させる原因ともなった。また、ジャッキの曲げ剛性不足の問題については、図4-3の右に示したような伸張時の状態で発生するものである。

伸張状態でジャッキに曲げモーメントが作用すると、第1シリンダーと第2シリンダーの間及び第2シリンダーとシリンダー容器の間の摺動部分でかみ込みのようなズレを生じ、その結果、両シリンダーは伸縮不能となる場合が生じた。同ジャッキ上面の反力板は球座として、大きな曲げモーメントは働かない構造としたが、載荷時の鉛直性や摩擦による影響は生じてしまうことがわかった。

#### 4.1.5 2号機と3号機による改善

1号機の実験から明らかとなった問題点を解決するために先の写真4-2に示した2号機を製作した。この製作ではジャッキの構造を図4-6に示すギヤ構造に改めたことが特徴である。この製作においてもコンパクトかつロングストロークさせることを条件に構造を再検討し、2重ギヤ式ジャッキを開発した。

このジャッキは同心円状に3段の重複構造を有しておりシリンダーA、シリンダーB、シリンダーCが備わる。モータからの動力は減速機を介してウォームギヤに伝達され、ホイールギヤを回転させる。ホイールギヤはシリンダーBに結合しており、一体となって回転する。またシリンダーBの中心軸には円柱状のギヤ(以後、中心ギヤと呼ぶ)がありこれも結合している。中心ギヤ(外溝)はシリンダーAのギヤ(内溝)と係合する。一方、シリンダーBの外溝はシリンダーCの内溝と係合する。シリンダーAとCの内溝は逆向きとなっており、シリンダーBの回転によってAとCは同

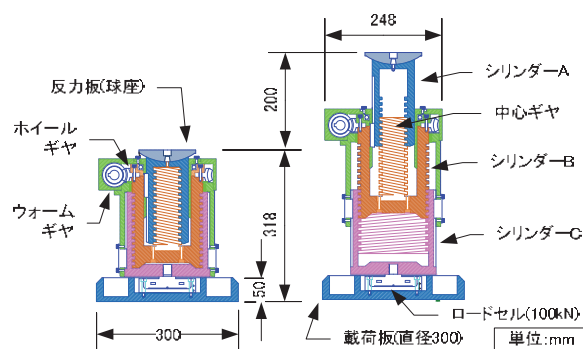


図4-6 2重ギヤ式ジャッキの構造

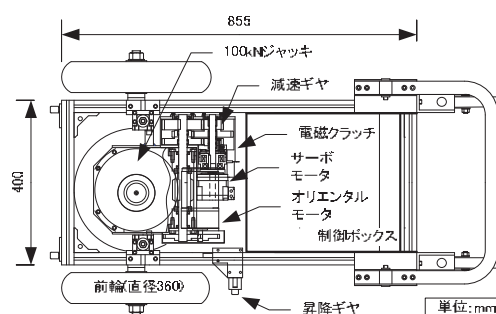


図4-7 2号機の構造

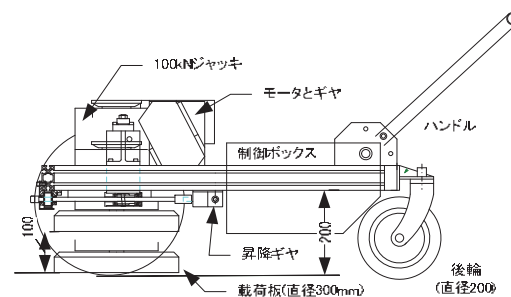


図4-8 小径2重ギヤ式ジャッキの構造

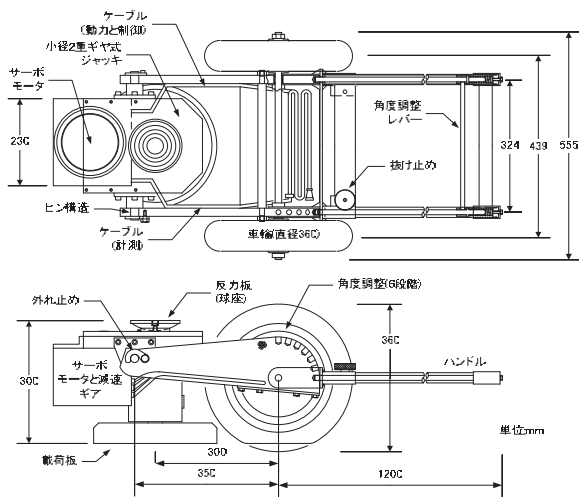


図 4-9 3号機の構造

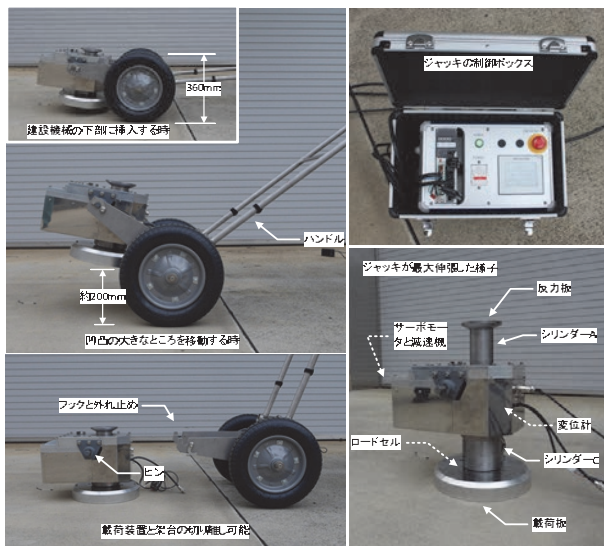


写真 4-7 3号機の外観

調して伸張と収縮をする<sup>4),5)</sup>。このジャッキは収縮時に 318mm とコンパクトであるが伸張時は 518mm となる。このコンパクトかつロングストローク可能な構造によってドラグ・ショベルの下部に架台ごと挿入することができ、迅速なセッティングも可能となった。ジャッキの下側には先と同じく 100kN ロードセル(図 4-4 と図 4-5 参照)と直径 300mm の円形載荷板がシリンダーに剛結されており、載荷荷重を実測する。上側には直径 100mm の反力板が備わり、シリンダーとの

結合は球座である。この部分が建設機械の下部走行体と接触して荷重を伝える。

同ジャッキは図 4-7 に示すような長さ 855mm、幅 400mm の架台に載荷装置一式がユニット化して搭載されている。架台には 1 号機と同様な車輪が 4 隅に備わり、手押しして現場内を自在に移動できるようになっている。なお、2 号機では起伏の大きな現場内での移動性を考慮して車輪の直径は 360mm に拡大させた。

2 号機にはオリエンタルモータとサーボモータの 2 つの電動モータが搭載されている。オリエンタルモータはシリンダーを素早く伸張と収縮させるための装備であり、装置をセッティングする際に作動させる。一方、サーボモータは回転数を高精度に制御して一定速度でシリンダーを伸張させものであり、こちらは載荷試験の際に使用する。2 号機の最大加力能力は 100kN であり、ジャッキの伸張速度は 0 から 6mm/分までの間で任意に設定可能である。両モータによる駆動の切り替えは電磁クラッチによって自動的に行われる。また、側面に備わる昇降ギヤはジャッキ全体を 100mm 上下させるための装置であり、凹凸の大きな現場内を移動する際に載荷板が地面と衝突しないようクリアランスを確保するための機構である。

以上のような改善の結果、2 号機では 1 号機に見られたような問題は解決され、後述するように良好なデータを収録できるようになった。なお、装置の性能を高めた結果、重量は約 2kN(200kgf)に増加した。著者らによるこれまでの調査活動では、ワゴン車にスロープを設置して本装置を搭載し、持ち運んで使用してきた。しかしながら、その積み降ろしの際や傾斜した現場内の移動ではこの重さが負担に感じられる場面もあった。そのため、2 号機の性能を維持したうえで、さらに軽量コンパクトな 3 号機を試作し、より簡易な試験方法を検討した。

図 4-8 は 3 号機に搭載した小径 2 重ギヤ式ジャッキ(以下、小径ジャッキと呼ぶ)の構造を示す。小径ジャッキは、強度的な補強と動作部の摩擦軽減を図りつ

つ開発を進めた結果、外径は2号機の約半分の130mmに減少できた。また、動力モータの数も2個から1個に減らして軽量化を行った。2号機では、オリエンタルモータとサーボモータ(FHA-14C)がセット時と試験時の伸張をそれぞれが別に担っていたが、3号機ではFHA-14Cを高出力なFHA-32Cに代えて、これ一台で両伸張が可能ないようにした。その結果、3号機では100kN 載荷の能力を満足したうえで、変位速度は0から30mm/分の間で設定可能となっており、載荷試験は5mm/分で行ってセッティングは30mm/分で伸張するという操作が可能となった。

図4-9に3号機の構造を示す。3号機では車輪の数を4個から2個に減らし、ジャッキの昇降はハンドルで上下で行うよう改めた。このハンドルと架台の角度は0から90度の間で6段階に調整できる。凹凸の多い現場等では角度を大きくすることによって、ジャッキを高く持ち上げて移動できる。そして、本装置を建設機械の下部に設置する際にはハンドルを水平に近い状態として、ジャッキを少し浮かせながら下部に挿入する。また、制御装置は本体側から別けてリモートコントローラ側と一体化させた。これによって、載荷装置側の構成がコンパクトになった。ジャッキは架台とピン結合しており、ピン結合はロックを解除すると分離もできる。そのため、分割梱包して配送することが可能であり、現場での組み立ても容易である。3号機では準備段階の伸張に2号機よりも5分ほど余計に時間は要するが、それほど大きなデメリットとは思われない。むしろ、BCT装置の利便性が高められ、重量も2号機の約1/3(約700N)に軽量化できたことのメリットは大きいと考えられる。

以上のとおり、BCTを容易に実施するための装置を検討し、実施の具体的な方法を示した。将来的にはBCT装置のジャッキ部分がドラグ・ショベル等になりそうされるようになれば、地耐力確認はより容易になると考えられる。メーカー各位のご協力を頂ければありがたい。

#### 4.1.6 沈下量を簡易換算して求める提案

BCTではPLTと同様に載荷板から地面に作用した載荷圧力 $q$ とこの時に生じる沈下量 $S$ を同時に記録する。JGS 1521-2012ではPLTにおける $S$ の計測方法を定めているが、その方法は先の写真4-1に示したような基準梁を設置して変位の不動点を確保したうえで、載荷板に変位計を4個設置し、基準梁に対する相対的な変位量を計測するものである。そして、その平均値を代表値として用いるもので若干の手間を要するものであった。さらに、建設機械の下部は場所が狭いうえに、また手元も薄暗くその作業には労力を要した。そこで、BCTでは $S$ の計測についても簡易に行えるよう代替の方法を検討した。

図4-10にその方法による $S$ の導出原理を示す。ジャッキのストローク量 $s_c$ はBCT装置に内蔵された変位計で直接測定する。しかし、荷重の載荷に際しては、図4-10に示すような建設機械の浮き上がりが生じるため $s_c$ と $S$ は等しくならない。すなわち、 $S$ を求めるためには式(4-3)のように、 $s_c$ から浮き上がり量 $s_{it}$ を差し引く必要がある。ただし、 $s_{it}$ を直接計測することは容易でないことから、ここでは間接的に求めて補正する方法を提案する。その方法は、機体の前後に変位計を設置し、それぞれの浮き上がり量を計測し、両方の値から $s_{it}$ を換算して求める方法である。すなわち、載荷点から距離が $l_a$ と $l_b$ における浮き上がり量 $s_a$ と $s_b$ を計測し、これらを式(4-4)に代入して $s_{it}$ を求めるものである<sup>4),5)</sup>。

$$S = s_c - s_{it} \quad (4-3)$$

$$s_{it} = \frac{s_b \cdot l_a + s_a \cdot l_b}{l_a + l_b} \quad (4-4)$$

JGS 1521-2012では基準梁支持台から載荷点までの離隔を0.9m以上とすることを定めている。近年のドラグ・ショベルは小旋回型が普及しているためボディはコンパクトなものとなっているが、 $V>0.45\text{m}^3$ クラスでは $l_a>0.9\text{m}$ 、 $l_b>0.9\text{m}$ の離隔条件を概ね満足する。

したがって、この換算方法を利用する上で、機械側のサイズの的な問題はないようである。

以上のことから、本研究では浮き上がりから補正して求めた  $S$  は PLT に定義された  $S$  と同等なものとして利用することを提案した。

写真 4-8 に BCT において荷重と変位を計測した様子を示す。  $s_a$  と  $s_b$  はマグネットベースに取り付けたワイヤー式変位計を用いると、建設機械への固定も容易であり比較的簡単に計測することができた。ここで、おもりに結合したワイヤーは地面と垂直になるよう位置を調整した。他の方法としては、例えばレーザー変位計による計測も考えられる。同写真には小型のデータ収録装置とそのモニター用ノートパソコンによる計測方法の例を示しており、荷重計測に 1 チャンネルと変位計測に 3 チャンネルの合計 4 チャンネルを使用した。

図 4-11 に BCT における測定変位の時刻歴変化の一例を示す。  $s_c$  の変位速度  $v$  は 5mm/分に設定したときのものであるが、ジャッキ変位  $s_c$  は一定速度で増加している。機体前方と後方の  $s_a$  と  $s_b$  については、経過時間が 3 分付近から  $s_b$  に増加が見られ、式(4-4)で換算した  $s_{lt}$  は 5.5 分の試験終了時に 3.6mm となっている。したがって、式(4-3)から換算した  $S$  の実速度は 4.5mm/分となり、この例では  $v_c$  が浮き上がりによって約 10%小さくなっている。



写真 4-8 地耐力試験における荷重と変位の計測

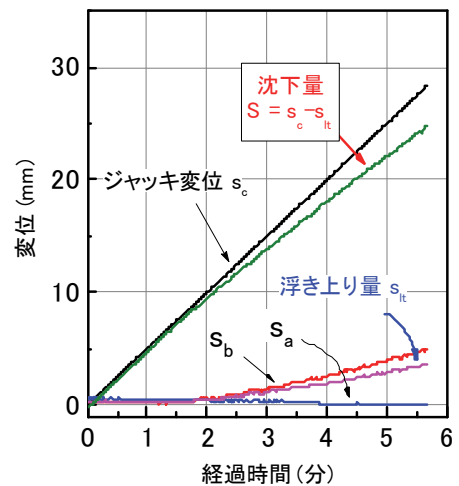


図 4-11 各変位の時刻歴変化 (BC\_2)

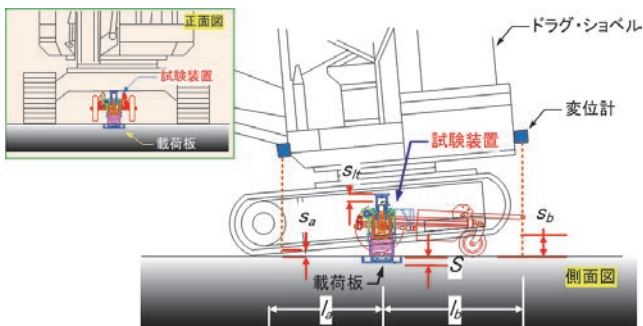


図 4-10 機体の浮き上がり補正の方法

## 4.2 現場実験 1 (関東ロームと成田砂の盛土地盤)

### 4.2.1 実験条件と実験方法

本節では宅地の造成が行われていた工事現場の一画で行った BCT の結果を紹介する<sup>2),3)</sup>。ここでは関東ロームと成田砂を盛土して模型地盤を作製し、BCT 試験を行った。表 4-2 に両盛土の地盤条件を示す。両盛土は、層厚 0.6m で土を撒き出した後に重量が約 70kN の湿地用ブルドーザを往復走行させて締め固めて作製したものであった。盛土後にスウェーデン式サウンディング試験を行い、結果から N 値を換算したところ、両盛土とも 2 から 3 程度であった。

BCT 試験は同一盛土内にて 2 回ずつ実施したが、両載荷点同士の離隔は 1m 以上を確保した。ここで使用した BCT 装置は先に述べた 1 号機であり、載荷の反力には V が 0.7m<sup>3</sup> クラス(機体質量 19.4 トン)のドラグ・ショベルを使用した。荷重を載荷する地表面は写真 4-9 に示すようにストレートエッジで平坦に仕上げ、さらに載荷板を密着させるために砂を敷設した。その後、写真 4-10 に示すように 1 号機をドラグ・ショベルの下部に挿入し、カウンターウエイト側部には浮き上がり量を計測するためのワイヤー式変位計<sup>8)</sup>を取り付けた。なお、この実験は図 4-10 に示したような上部旋回体と下部走行体を平行とする設置ではなく、直交した向きとなっていた。そのため、機体は載荷の際に浮き上がりを生じやすい状態であった。また、この時の浮き上がり量の計測は 1 点のみであった。そのため、前後位置での計測による補正は行っておらず、沈下量 S の換算値にはそのことによる誤差が含まれていた。

### 4.2.2 実験結果

図 4-12 はジャッキを伸張させた際の載荷圧力  $q$ 、伸張速度  $v_c$ 、ドラグ・ショベルの浮き上がり量  $s_{ft}$ 、経

表 4-2 現場実験 1 の地盤条件と実験コード

実験コード	BCT1_a と BCT1_b	BCT2_a と BCT2_b
現場コードと土の種類	GB_1 関東ローム	GB_2 成田砂
含水比 $\omega$ (%)	112.9	27.4
換算 N 値	2 から 3	2 から 3
乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	0.56	1.37



写真 4-9 載荷位置の地表面の養生

過時間の各反応の比較を BCT1\_a と BCT2\_a について示したものである。成田砂盛土の BCT2\_a では、ジャッキの伸張量  $s_c$  が小さい  $0 < s_c < 15\text{mm}$  の時には、 $v_c$  は 5mm/分以下と目標よりも小さくなっている。この時の  $q$  増分は  $s_c > 15\text{mm}$  の時に比べて大きく生じており、増加に伴って  $s_{ft}$  も 4mm 程度生じている。関東ロームの BCT1\_a にも同様な傾向は見られるが、同一  $s_c$  に対する  $q$  の値は BCT2\_a のそれよりも小さい。そのため  $s_{ft}$  も小さくなっている。載荷中の  $v_c$  は、先の写真 4-6 に示した流量調整バルブを増減させて目標速度 5mm/分となるように手動でコントロールしたが、両曲線には大きな変動が生じている。その原因は、先に述べたように各シリンダーの断面積の違いと載荷負荷の増減による流量の変化によるものであり、1 号機を用いた本実験では  $0 < v_c < 10\text{mm/分}$  の変動が生じていた。

図 4-13 に現場実験 1 から得られた載荷圧力  $q$  と先に述べた方法で求めた沈下量  $S$  の関係を示す。 $q$  は載荷荷重を載荷板の面積(直径 300mm)で除した値である。2 種類の地盤でそれぞれ 2 回計測した  $q$ - $S$  関係に



写真 4-10 試験装置のセットと変位計の配置

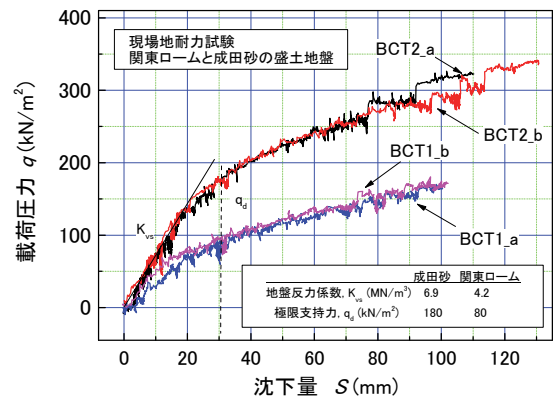


図 4-13 現場実験 1 による載荷圧力と沈下量の関係

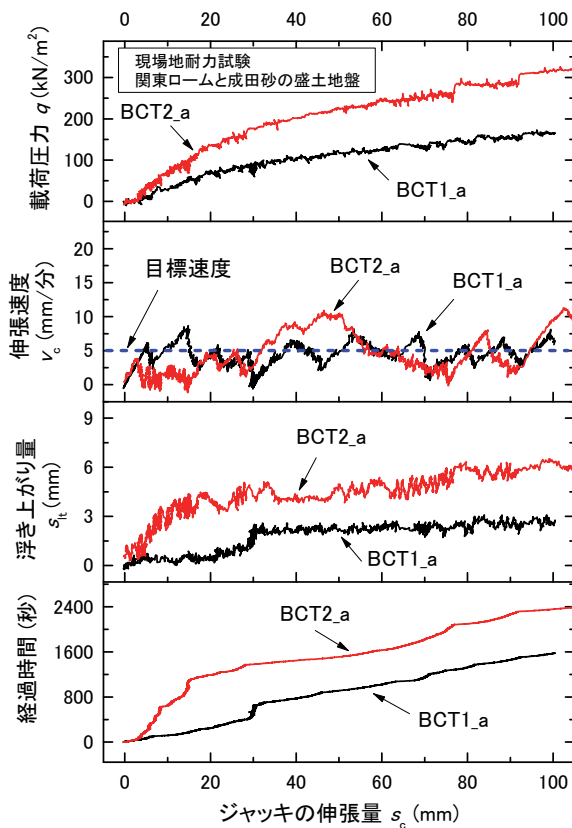


図 4-12 ジャッキの伸張量に対する各反応の比較

は良い一致が見られる。成田砂の地盤における BCT2\_a と BCT2\_b の  $q$ - $S$  関係には明確なピークが見られない。0< $S$ <20mm では  $S$  増分に対する  $q$  増分が大きくなっており、 $q$  と  $S$  には直線的な関係が現れている。この関係は  $S=25$ mm 付近で屈曲し、 $S>30$ mm では  $q$  の増加割合が  $S<20$ mm よりも小さくなっている。したがって、成田砂の盛土では  $q$ - $S$  曲線にバイリニア

のような関係が共通して見られた。

また、関東ロームに関する BCT1\_a と BCT1\_b の  $q$ - $S$  関係にも類似した傾向が見られ、両曲線には明確なピークが見られない。同じ盛土地盤に対して2度実施して得られた  $q$ - $S$  関係(BCT1\_a と BCT1\_b 及び BCT2\_a と BCT2\_b)はほぼ一致しており、BCT の結果には再現性が見られた。 $q$ - $S$  関係から PLT の方法に従って求めた地盤反力係数  $K_{vs}$  の値は成田砂が 6.9MN/m<sup>3</sup> であり、関東ロームでは 4.2MN/m<sup>3</sup> であった。さらに、極限支持力  $q_d$  については、成田砂が 180kN/m<sup>2</sup> であり関東ロームは 80kN/m<sup>2</sup> であった。したがって、両盛土地盤では  $N$  値がほぼ同じであったが  $K_{vs}$  と  $q_d$  には約 2.5 倍の差が見られた。

以上より、試作した 2 段式油圧ジャッキについては、シリンダーの伸張速度が一定となるようにオイルの流量を手動で制御することは容易でなく、試験の精度を高めるためには載荷装置の改善が必要ながわかった。反力として用いたドラグ・ショベルの  $s_{ft}$  を考慮して  $S$  を求め、この  $S$  と  $q$  との関係を整理したところ、 $v_c$  には比較的大きな変動があったにもかかわらず、同一盛土ではほぼ一致した  $q$ - $S$  関係が得られ、BCT の結果には再現性があることを確認できた。また、 $N$  値がほぼ同じ成田砂と関東ロームの盛土であったが  $q_d$  は約 2.5 倍、 $K_{vs}$  は約 1.6 倍異なることがわかった。

### 4.3 現場実験 2 (コンクリート屑混じりの地盤)

東京都内の2つの工事現場で BCT と PLT を行った<sup>2),3)</sup>。表 4-3 は両現場の地盤条件と実験コードを示す。現場 GB\_3 は地表面から約 4m までの深さがコンクリート屑やがれきが混じった砂質土であり、N 値は 3 から 11 であった。その下部層は N 値が 5 程度の粘土層が 5m 分布し、地下水位は地表から 4.7m の深さに存在していた。この現場ではその後、表層 0.5m から 1m の部分がセメント安定処理されたが、後述する BCT と PLT はこの安定処理後に実施したものである。現場 GB\_4 は、表面から深さ約 4m までの部分がコンクリートガラやがれき、ならびに砕石が砂と混合した埋め戻し土であった。この土はよく締め固まった強固な地盤であり、N 値は 10 から 20 であった。その下部層は N 値が 2 程度の軟弱なシルトが厚く堆積しており、地下水位は地表から 1.3m の深さに存在していた。

写真 4-11 に GB\_3 における BCT の様子を示す。ドラグ・ショベルの下部走行体と上部旋回体の向きは平行であり、標準とする条件で試験は行った。使用した BCT 装置は 1 号機であり、载荷の反力には V が 0.5m<sup>3</sup> クラス(機体質量 12.2 トン)のドラグ・ショベルを使用した。機体の浮き上がり量は前部と後部で計測した。図 4-14 に BCT3\_a と BCT3\_b においてジャッキが伸張した際の  $q$ 、 $v_c$ 、 $s_{it}$  及び経過時間の関係を示す。両試験に共通して  $s_c$  が 2mm から 3mm 付近で  $v_c$  は減少している。この時に  $q$  は増加しており、その値は先の図 4-12 に示した曲線よりも  $s_c$  増分に対する  $q$  増分は大きい。したがって、载荷によって負荷が増加したために  $s_c$  の伸張が妨げられ、 $v_c$  は減速している。 $s_c$  が 3mm から 4mm の範囲で  $v_c$  は増加しているが、これは流量調整バルブを大きく操作した際に  $v_c$  が増加(速度回復)したものである。 $s_c > 6mm$  においても  $v_c$  に若干の減少は見られるものの、値は概ね 5mm となっており目標速度は一応維持されていた。

図 4-15 に PLT と BCT の比較を示す。GB\_3 は表面

表 4-3 現場実験 2 の地盤条件と実験コード

地盤の状態	表層セメント安定処理地盤	表層埋め戻しの地盤
現場コードと場所	GB_3 東京都千代田区	GB_4 東京都江東区
現場地耐力試験	BCT3_a と BCT3_b	BCT4
BCT 装置	1 号機	2 号機
平板载荷試験	PLT3_a と PLT3_b	PLT4

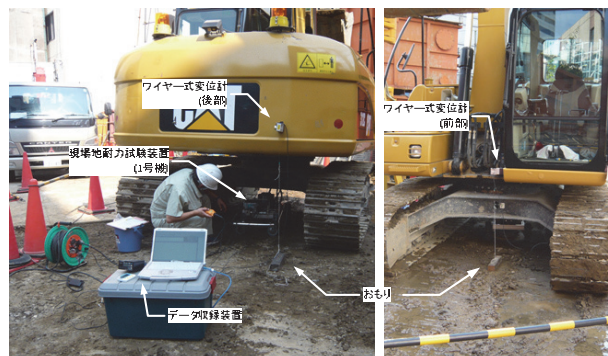


写真 4-11 GB\_3 における現場地耐力試験の様子

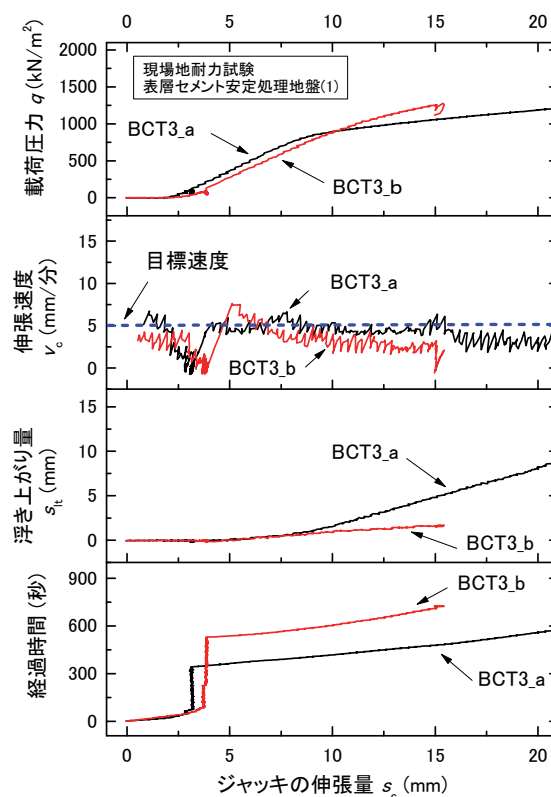


図 4-14 BCT3\_a と BCT3\_b におけるジャッキの伸張量に対する各反応の比較

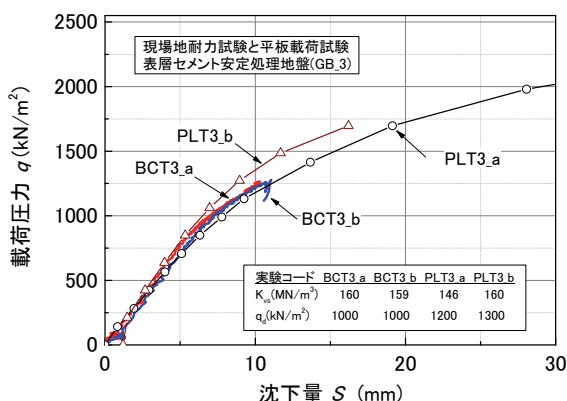


図 4-15 GB\_3 における平板載荷試験と現場地耐力試験の  
載荷圧力と沈下量の関係



写真 4-12 GB\_4 における現場地耐力試験の様子

から深さ約 1m までの範囲がセメント安定処理された強固な地盤であった。  $q$ - $S$  関係を見ると  $S$  が 7mm 付近で曲線は緩やかに折れ曲がっており、先の図 4-13 に比べて折れ曲がり点の  $S$  の値は 1/3 程度と小さくなっている。また、同一  $S$  に対する  $q$  の値は逆に 10 倍以上に増加しており、セメント安定処理された地盤の支持力は明らかに大きくなっている。

4 つの曲線はほぼ重なっているが、  $S > 6\text{mm}$  において、  $PLT3_b$  の  $q$  の値は他の 3 曲線に比べて幾分大きい。しかし、その差は 5% 程度と小さい。 載荷位置の違いによっても地盤条件は多少異なることを考慮す

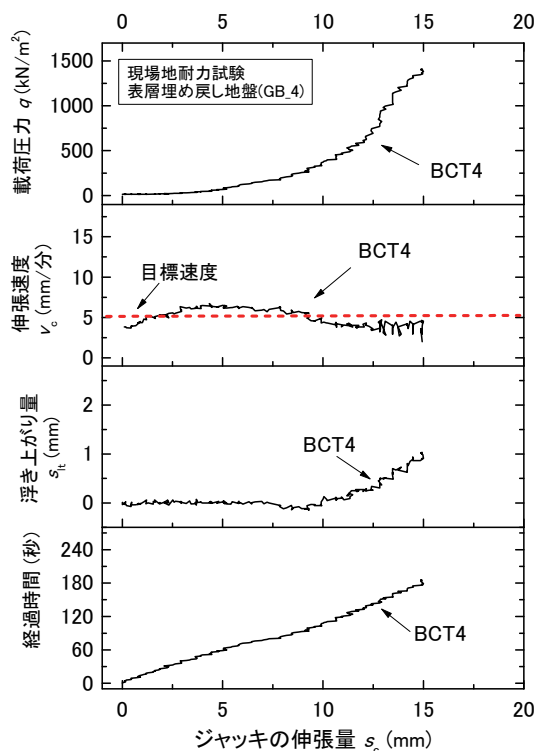


図 4-16 BCT4 でのジャッキの伸張量に対する各反応の  
比較

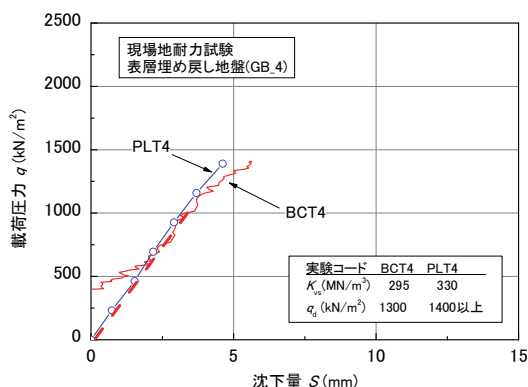


図 4-17 GB\_4 における平板載荷試験と現場地耐力試験の  
載荷圧力と沈下量の関係

れば、  $PLT$  と  $BCT$  の方法の違いによる影響はほとんど無視できる程度のものであったと思われる。

次に、  $GB_4$  における試験結果を考察する。 写真 4-12 は  $GB_4$  における  $BCT4$  の様子を示す。 下部走行体と上部旋回体の向きは同様に平行条件であり、 機体の浮き上がりは前部と後部で計測した。 ここで使用した  $BCT$  装置は載荷機能を改善した 2 号機であり、 試



験の反力には  $V$  が  $0.5\text{m}^3$  クラス(機体質量 13.8 トン)のドラグ・ショベルを使用した。

図 4-16 は BCT4 での  $s_c$  に対する各反応の比較を示す。経過時間と  $s_c$  の関係は直線的となっており、一定速度で伸張した様子が見られる。 $v_c$  の値も目標速度の  $5\text{mm/分}$  の付近に分布しており、先の図 4-13 に比べて速度制御の精度が向上している。これは先に述べたとおり、載荷装置を 2 重ギア式ジャッキとし駆動部をサーボモータに変更したことによる改善の効果が現れたものである。 $s_{lt}$  は  $s_c > 10\text{mm}$  で増加を示したが、その最大値は約  $1\text{mm}$  と小さい。この時の  $q$  の値は  $1500\text{kN/m}^2$  に達しており、GB\_4 は GB\_3 と同様に支持力が大きな地盤であることがわかる。

図 4-17 に PLT4 と BCT4 の比較を示す。PLT4 の結果を見ると  $S$  が 3 から  $4\text{mm}$  付近で緩やかな折れ曲りが見られるが、 $q < 1500\text{kN/m}^2$  の範囲において  $q$ - $S$  関係はほぼ直線であり、最大の沈下量も  $5\text{mm}$  以下と小さい。ただし、BCT4 では予備載荷を行っていないため、 $q < 600\text{kN/m}^2$  での傾きは小さくなっている。しかし、修正原点で整理した BCT4 と PLT4 の曲線はほぼ一致しており、 $K_{vs}$  の値は  $295\text{MN/m}$  と  $330\text{MN/m}^3$  で、差は  $10\%$  程度と小さい。先のセメント安定処理された GB\_3 と比較すると、 $K_{vs}$  値は約 2 倍大きく、地盤はさらに強固であった。したがって、GB\_3 や GB\_4 のような強固な地盤においても BCT と PLT の結果はほぼ一致することがわかった。

以上より、コンクリート屑やがれきが深さ  $4\text{m}$  程度の深さまで埋め戻されて処理された固い表層の現場地盤においても、BCT の結果は PLT のそれと良く一致し、利用可能な方法であることが確かめられた。

#### 4.4 現場実験 3 (軟弱なシルト地盤)

##### 4.4.1 地盤条件と試験方法

茨城県稲敷郡美浦村の工事現場(GB\_5)において、



写真 4-13 工事現場 GB\_5 の全景

表 4-4 現場実験 3 における試験条件と実験コード

実験コード	変位速度 (mm/分)	所要時間 (分)	$q_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$K_{vs}$ ( $\text{MN/m}^3$ )
PLT5	7 段階応力	140	252	13.5
BCT5_a	5	8	210	14.0
BCT5_b	1	40	220	15.0

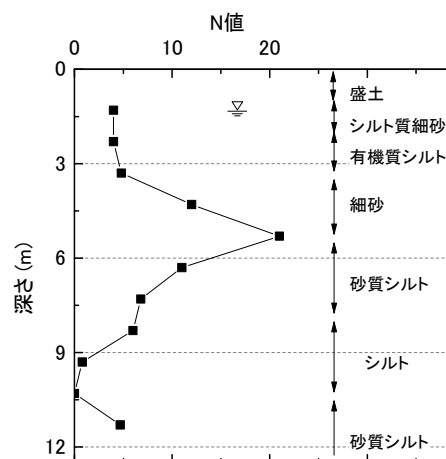


図 4-18 GB\_5 の N 値と土質分布



写真 4-14 BCT5\_a の様子

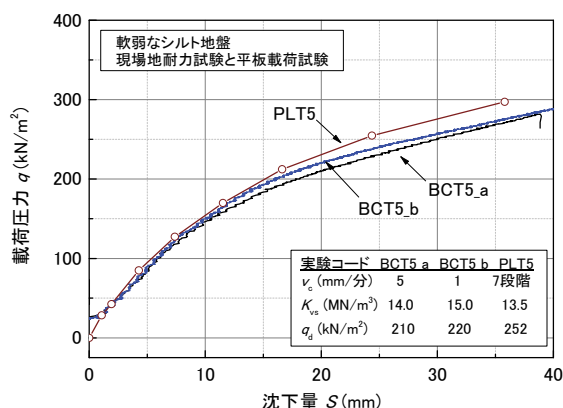


図 4-19 GB\_5 の現場地耐力試験と平板載荷試験の載荷圧力と沈下量の関係

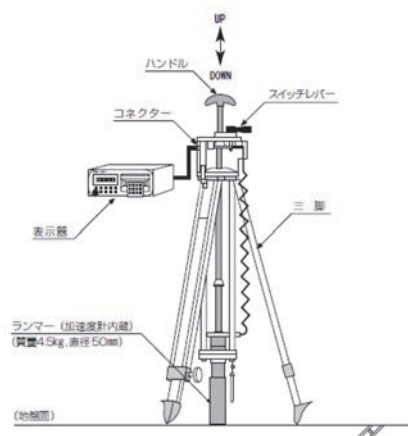


図 4-20 キャスポルの構造<sup>10)</sup>

表 4-5 キャスポル試験からの換算値と BCT と実測値の比較

試験数	キャスポル試験				現場地耐力試験		平板載荷試験	
	$I_a$ 値		$K_{vs}$ (MN/m³)		$K_{vs}$ (MN/m³)	$q_d$ (KN/m²)	$K_{vs}$ (MN/m³)	$q_d$ (KN/m²)
	$\mu I$	$\sigma I$	$\mu K$	$\sigma K$				
14	8.55	1.68	35.56	14.41	平均 14.5	平均 215	13.5	252

表 4-6 現場実験 4 の地盤条件と実験コード

エリア	T-1		T-2	
現場コード	GB_6	GB_7	GB_8	GB_9
試験の位置	表面	深さ-0.5m	表面	深さ-0.5m
載荷面の状態	芝	玉石混じり	芝と砂	玉石混じり
現場地耐力試験	BCT6_a(5mm/分) BCT6_b(1mm/分)	BCT7_a(5mm/分) BCT7_b(1mm/分)	BCT8_a(5mm/分) BCT8_b(1mm/分) BCT8_c(5mm/分)	BCT9_a(5mm/分) BCT9_b(1mm/分)
平板載荷試験			PLT8(8 段階)	PLT9(8 段階)

BCT と PLT を行った<sup>4), 5)</sup>。写真 4-13 に GB\_5 の様子を示すが、その中央の掘削部には水面が見られ、この現場の地下水位は高いことがわかる。図 4-18 は GB\_5 の N 値と土質分布を示す。地下水位の深さは 1.3m となっており、深さ 2.7 から 5.4m には細砂が分布している。深さ 5.4m では N 値が 20 以上と高く、それよりも深い 11.6m までは N 値が 5 以下の軟弱なシルトの層である。なお、深さ 12.6m 以下は砂礫層であり、N 値は 50 以上と高くなっていた。

表 4-4 は試験を行った BCT と PLT の条件を示し、

写真 4-14 に GB\_5 の様子を示す。表層の盛土部分は既に掘削して取り除かれており、載荷面には軟弱なシルトが観察された。GB\_5 では 2 号機を用いて 2 ケース(BCT5\_a と BCT5\_b)の試験を実施するとともに、PLT も 1 ケース(PLT5)行った。BCT5\_b では伸張速度  $v_c$  を 1mm/分に設定し、5mm/分とした BCT5\_a との比較も行った。載荷の反力には重さが約 250kN の鋼桁を用いた。この重さは最大載荷荷重 100kN に対して十分に大きな値であったため、本試験ではその浮き上がり量は計測しなかった。

#### 4.4.2 試験結果

図 4-19 に GB\_5 における BCT の結果と PLT の結果を示す。BCT5\_a と BCT5\_b と PLT5 の 3 つの試験は 2m 程度の間隔で実施したが、載荷面の土質はほぼ同じに見られた。先に述べたとおり、ジャッキの伸張速度  $v_c$  は、BCT5\_a が標準の 5mm/分であり、BCT5\_b では 1mm/分であった。したがって、両試験では  $v_c$  が 5 倍異なっていたが、得られた結果はほぼ一致した。

載荷面のすぐ下には水位が存在する条件であったにもかかわらず、比較した  $v_c$  の範囲で曲線はほぼ重なっている。飽和したシルトの透水係数は一般に  $10^{-3}$  から  $10^{-7}$ cm/秒と小さいことが知られている<sup>9)</sup>。そのため、 $v_c$  の差によって土の排水条件には違いが生じ、 $q$ - $S$  曲線は異なって現れるものと想像したが、実際はほぼ同じであった。この結果から  $v_c=5$ mm/分はこのシルトの排水条件に顕著な差を生じない速度であったことがわかった。

曲線は  $S=15$ mm 付近で緩やかに折れ曲がっている。PLT の方法に従って極限支持力  $q_d$  を求めると、その値は  $210$ kN/m<sup>2</sup> から  $252$  kN/m<sup>2</sup> の間である。また、 $K_{vs}$  は  $13.5$  MN/m<sup>3</sup> から  $15.0$  MN/m<sup>3</sup> の範囲である。したがって、PLT と BCT から求めた  $q_d$  と  $K_{vs}$  の値は概ね一致した。一方、両試験に要した時間は表 4-4 に示すとおり大きく異なった。すなわち、BCT5\_a の試験時間は 8 分であったのに対して、PLT5 では 140 分を要した。したがって、BCT5 では PLT5 の 1/17 以下の短時間で試験を完了することができた。

GB\_5 では BCT と PLT に加えてキャスポル試験（以降、CAS と言う）も実施した。CAS とは図 4-20 に示す装置を用いて行う簡易支持力試験である。その方法はランマーを所定の高さから落下させるものであり、地面と衝突した際の衝撃加速度からインパクト値  $I_a$  が求まる。国土交通省近畿地方整備局近畿技術事務所ではこのキャスポルの利用手引き<sup>10)</sup>を示しており、 $I_a$  から土のパラメータや支持力の指標を換算して求

める式を、式(4-5)から式(4-8)のように示している<sup>10)</sup>。

$$c = 0.758 + 7.073 \cdot I_a \quad (4-5)$$

$$\phi = 15.180 + 0.974 \cdot I_a \quad (4-6)$$

$$CBR = -4.945 + 1.615 \cdot I_a \quad (4-7)$$

$$K_{vs} = -37.58 + 8.55 \cdot I_a \quad (4-8)$$

ここで、 $c$  は土の粘着力(kN/m<sup>2</sup>)、 $\phi$  は土の内部摩擦角(deg)、CBR は CBR 値(%),  $K_{vs}$  は地盤反力係数(MN/m<sup>3</sup>)である。

GB\_5 内の 14 箇所で CAS を実施した。表 4-5 に得られた  $I_a$  の平均値( $\mu$ )とその標準偏差( $\sigma$ )ならびに、 $I_a$  から換算して求めた  $K_{vs}$  と  $q_d$  を示す。なお、ここでの  $q_d$  は式(4-5)で求めた  $c$  を式(4-9)に代入して求めたものである<sup>11), 12)</sup>。

$$q_d = \alpha \cdot c \cdot N_c \quad (4-9)$$

ここで、 $\alpha$  は形状係数であり 1.2 を用いた。また、 $N_c$  は支持力係数であり 5.1 とした。なお、現場の土質は粘性土と仮定し、内部摩擦角は無視した。また、表 4-5 には BCT と PLT で実測した  $K_{vs}$  と  $q_d$  も示す。

GB\_5 での限られた試験数からの比較であるが、CAS から求めた  $K_{vs}$  と  $q_d$  の平均値は PLT と BCT からの値よりもかなり大きなものであった。その比は  $K_{vs}$  で約 3 倍の開きがあり、 $q_d$  でも約 1.5 倍であった。したがって、CAS によって極限支持力を求めると、実際よりも高めに評価される場合があり、結果の利用では注意が必要ながわかった。

## 4.5 現場実験 4 (運動グラウンドの地盤)

### 4.5.1 地盤条件と試験方法

長野県長野市の運動グラウンドにおいて BCT と PLT を行った。写真 4-15 と図 4-21 に運動グラウンドの様子と試験エリアを示す。縦約 156m, 横約 75m の



写真 4-15 試験を行った運動グラウンドの全景

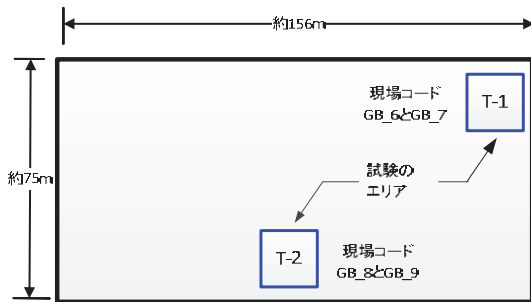


図 4-21 現場実験 5 の平面図と試験エリア

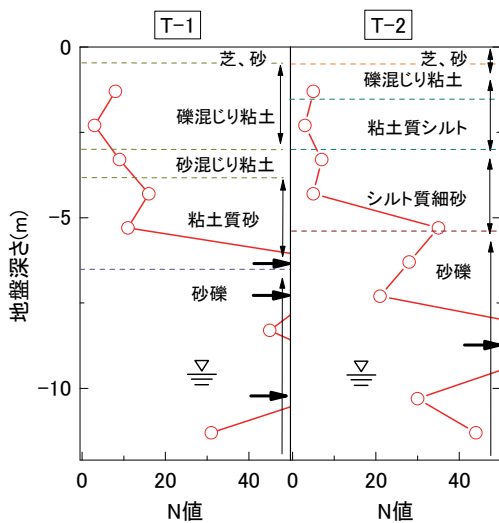


図 4-22 T-1 と T-2 における N 値と土質分布



写真 4-16 車両の走行によって形成されたワダチ



写真 4-17 GB\_6 における現場地耐力試験の様子

グラウンド内に T-1 と T-2 の 2 つの実験エリアを設定した。表 4-6 にその地盤条件と実験コードを示す。T-1 ではジャッキの変位速度  $v_c$  を 5mm/分と 1mm/分の異なる条件で BCT を実施した。T-2 では同様な BCT に加えて PLT も実施した。

図 4-22 に付近で調査した N 値と土質の分布を示す。両エリアの土質に若干の差が見られたが、N 値の分布は類似していた。表層は、グラウンドの表面に芝が張られており、その下には砂が深さ 0.3m で堆積していた。この表層砂の N 値は不明であるが、感覚的には相当緩く感じられ、機体質量が 40 トンクラスの移動式クレーンが走行した際には写真 4-16 のようなワダチが形成された。この表層の下部には N 値が 10 前後の礫混じり粘土や粘土質シルトが深さ 7m 付近まで堆積している。さらに、その下部には強固な砂礫層が存在し、地下水位は深さ 9.6m 付近にあった。

写真 4-17 に GB\_6 における BCT の様子を示す。下部走行体と上部旋回体の向きは平行となっており、機

体の浮き上がりは前部と後部で計測した. ここで使用した BCT 装置はすべて 2 号機であり, 载荷の反力には  $V$  が  $0.8\text{m}^3$  クラス(機体質量 22.7 トン)のドラグ・ショベルを使用した.  $q$  を载荷した地盤面は GB\_6 と GB\_8 が芝であり, GB\_7 と GB\_9 では  $0.5\text{m}$  掘削した底面の地盤である. なお, GB\_8 の BCT8\_c では芝を取り除いた砂の表面に  $q$  を载荷して, 芝の有無が  $q$ - $S$  関係に与える影響を調べた.

#### 4.5.2 試験結果

##### (1) 試験エリア T-1 での結果

試験エリア T-1 では, 地表面の GB\_6 と  $0.5\text{m}$  掘削した底面の GB\_7 の, 2 つの場所で BCT を実施した. 図 4-23 に GB\_6 にて行った BCT6\_a と BCT6\_b でのジャッキの伸張に対する各反応を示す.  $s_c$  の増加に対する  $q$  の増加では曲線がほぼ一致している. 経過時間と  $s_c$  の関係を見るとほぼ直線となっており, 異なる速度で一定した伸張が行われたことがわかる.

BCT6\_a と BCT6\_b の両試験では  $v_c$  の目標速度をそれぞれ  $5\text{mm}/\text{分}$  と  $1\text{mm}/\text{分}$  に設定したが, 実測値は目標値とほぼ一致している.  $s_c$  の増加に伴って  $s_{it}$  も増加しているがその最大値は  $1\text{mm}$  程度と小さい. これは, 今回用いたドラグ・ショベルの質量が大きかったために, 浮き上がりが少なくなったためである.

図 4-24 に BCT6\_a と BCT6\_b の  $q$ - $S$  関係を示す. 両試験は約  $2\text{m}$  の間隔で実施され, その  $v_c$  は  $5\text{mm}/\text{分}$  と  $1\text{mm}/\text{分}$  であった. 両試験から得られた曲線はほぼ重なっており,  $K_{vs}$  と  $q_d$  の値もそれぞれ  $27\text{MN}/\text{m}^3$  と  $340\text{kN}/\text{m}^2$  で一致していた. したがって, 今回の比較条件からは伸張速度の違いによる支持力の差が見られなかった. 運動グラウンドの地盤は, ある意味特殊ではあるが, 整備されたバラツキの少ない条件であることからデータの比較には好都合な条件とも言える. 芝面というこれも特殊な面への载荷であったが,  $q$  を分散する砂層と下部地盤によって発揮される支持条件

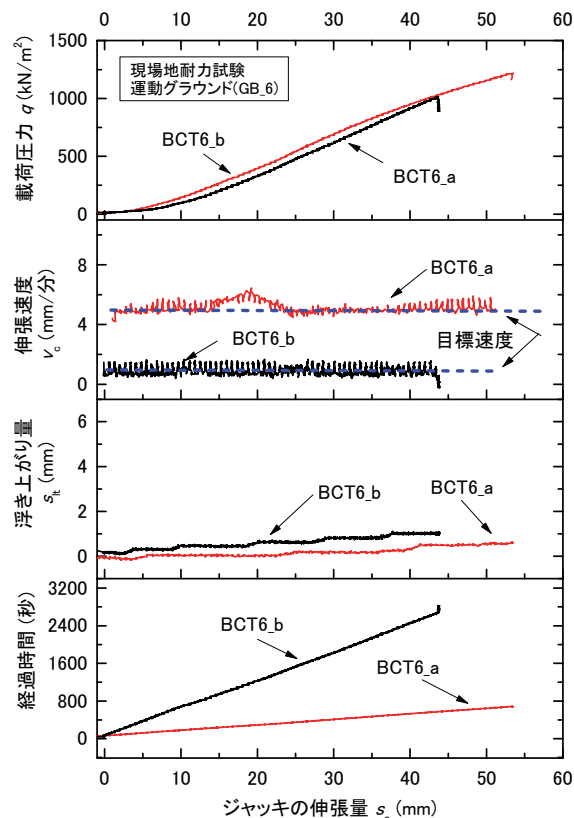


図 4-23 BCT6\_a と BCT6\_b におけるジャッキの伸張量に対する各反応の比較

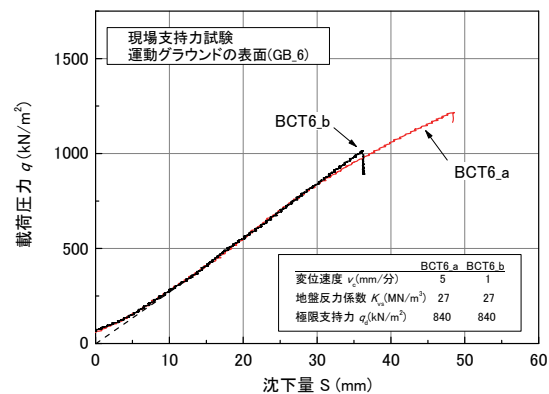


図 4-24 GB\_6 における現場地耐力試験の载荷圧力と沈下量の関係

での結果と見れば, その  $q$ - $S$  関係は今回比較した  $v_c$  条件では差を生じないことがわかった.

図 4-25 に GB\_7 (GL- $0.5\text{m}$ ) で実施した BCT7\_a と BCT7\_b での  $q$ - $S$  関係を示す. 写真 4-18 に示すように地盤を  $-0.5\text{m}$  の深さまで掘削し, その底面に  $q$  を载荷

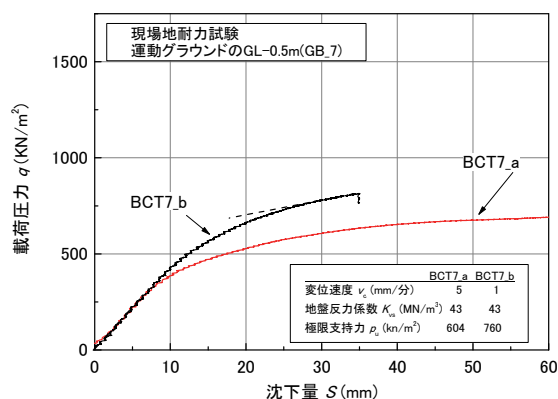


図 4-25 GB\_7 における現場地耐力試験の載荷圧力と沈下量の関係



写真 4-18 GB\_7 における支持力試験の様子(左)と載荷面に混在する礫の様子

した。  $S < 9\text{mm}$  の範囲では曲線がほぼ重なっており、  $S = 9\text{mm}$  での  $q$  は先の GB\_6 よりも GB\_7 の方が大きい。  $S > 9\text{mm}$  では、同一  $S$  に対する  $q$  の値は BCT7\_b の方が大きい、これは  $v_c$  の違いによる差ではなく、むしろ載荷面に点在して見られた礫の影響と思われる。写真 4-18 に示した GB\_7 の載荷面には礫が露出しており、その混入具合は位置によってもバラツキついていた。表面には砂を敷設してから  $q$  を載荷したが、GB\_7 では位置的な地盤条件の違いが  $q$ - $S$  関係に現れたものと考えられる。

## (2) 試験エリア T-2 での結果

試験エリア T-2 では地表面の GB\_8 と 0.5m 掘削した底面の GB\_9、の 2 つの場所で BCT と PLT を実施した。図 4-26 に得られた 4 つの  $q$ - $S$  関係を示す。

BCT8\_a と BCT8\_b は約 2m の間隔で実施し、その  $v_c$  は同様に 5mm/分と 1mm/分とした。また、PLT を写真 4-19 に示すように実施し、その載荷位置は 2 つの BCT の中間とした。これに加えて、表面の芝を除去した砂面(芝はぎ面)に対する BCT8\_c を  $v_c$  が 5mm/分で参考のため実施した。その結果、BCT8\_a と BCT8\_b の曲線はほぼ一致した。さらに、PLT8 の曲線も両 BCT の結果に一致した。したがって、BCT\_8a から PLT8 までの  $v_c$  は大きく異なるものであったが、得られた  $q$ - $S$  関係はほぼ同じとなり、この  $v_c$  の差は結果にほとんど影響しないことが確かめられた。

一方、試験に要した時間を比較すると、BCT8\_a では 8 分であったのに対して、PLT8 では 4 時間であった。すなわち、BCT では所要時間が PLT の 1/30 の短時間であったにもかかわらず、ほぼ同じ結果が得られた。したがって、BCT は結果と効率の両面から良い方法であることが確かめられた。なお、同じ表面への載荷試験であった GB\_8 と先の GB\_6 を比較すると、GB\_8 の方が  $K_{vs}$  は約 13%、 $q_d$  は約 33% 大きかった。よって、同一グラウンド内においても支持特性はエリアによって少し異なっていた。また、写真 4-20 のように表面の芝を取り除いて行った BCT8\_c の曲線は BCT8\_a と BCT8\_b よりも上側に現れている。 $K_{vs}$  は 1.5 倍であり、 $q_d$  は 1.25 倍であることから、表面の芝には  $K_{vs}$  と  $q_d$  を低下させる効果があることを確認できた。

次に、図 4-27 に GB\_9 における  $q$ - $S$  関係を示すが、その載荷面は 0.5m 掘削した底面であった。底面では写真 4-21 に示すように、硬い粘土に礫が混在して見られた。試験に際しては、表面に大きく露出していた礫は取り除いたが、埋没していたものは除去できず、その上に砂を敷設する措置を講じたうえで、 $q$  を載荷した。その結果、ここで得られた BCT9\_a と BCT9\_b の両曲線はほぼ一致し、 $v_c$  の違いによる差はほとんど見られなかった。PLT9 の曲線は第 1 段階載荷での傾

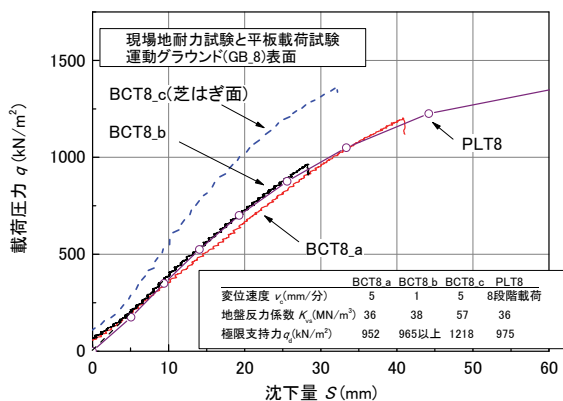


図 4-26 GB\_8 における現場地耐力試験と平板載荷試験の  
載荷圧力と沈下量の関係

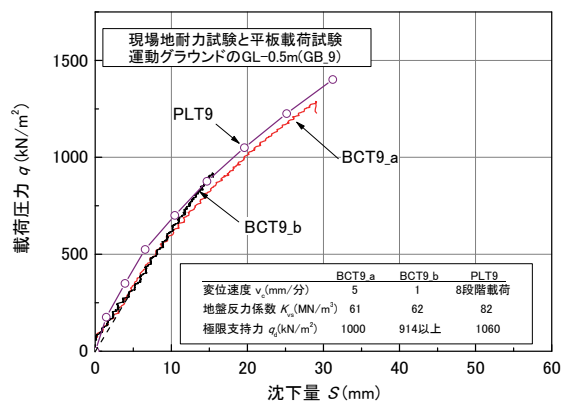


図 4-27 GB\_9 における現場地耐力試験と平板載荷試験の  
載荷圧力と沈下量の関係



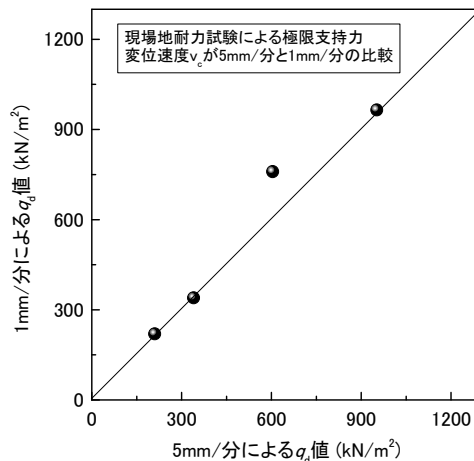
写真 4-19 GB\_8(左側)とGB\_9(右側)における PLT の様子



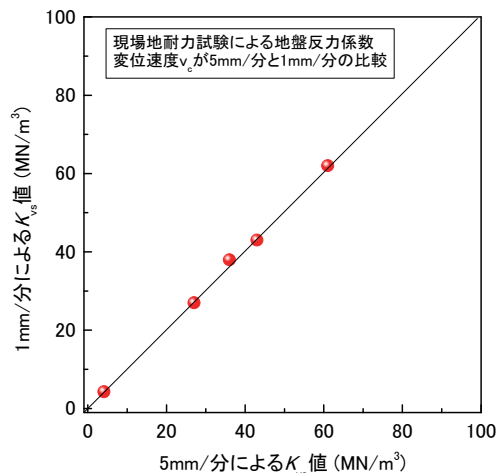
写真 4-20 部分的に芝を除去して行った BCT8\_c の様子



写真 4-21 GB\_9 の載荷面と混在する礫の様子



a) 極限支持力  $q_u$  の比較



b) 地盤反力係数  $K_{vs}$  の比較

図 4-28 BCT の結果に与える変位速度の影響の比較

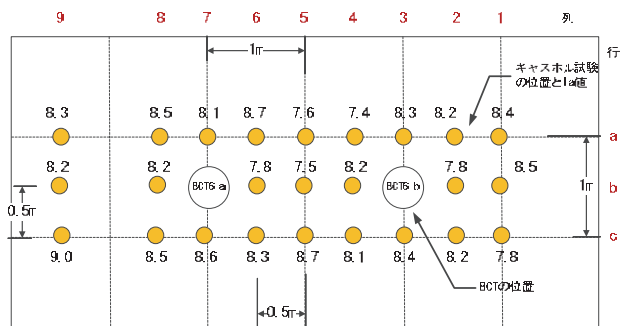


図 4-29 GB\_6 におけるキヤスポル試験の位置

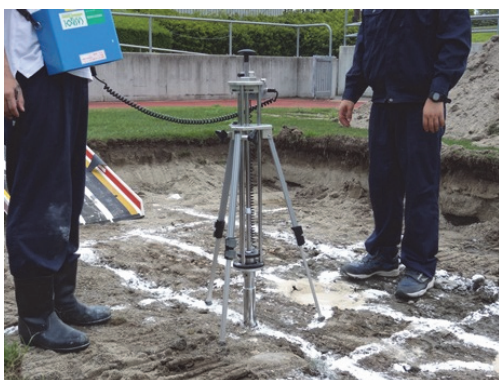


写真 4-22 GB\_7 でキヤスポル試験する様子

きが BCT9 よりも少し大きく現れたためにわずかな差を生じているが、その後はほぼ一致している。試験に要した時間は、PLT9 では 4 時間であったのに対して、BCT9\_a は 6 分であった。したがって、BCT では PLT の 1/40 の時間で試験が実施され、得られた  $K_{vs}$  と  $q_d$  の結果はほぼ同じであった。

図 4-28 は BCT の結果に与える  $v_c$  の影響をまとめたものであり、 $v_c$  が 5mm/分と 1mm/分の結果を比較する。a) 図は  $q_d$  の比較を示すが、プロットした点はほぼ 45 度線上に位置している。すなわち、 $v_c$  が 5mm/分と 1mm/分の結果はほぼ同じとなっている。なお、「5mm/分の  $q_d$ 」が  $600\text{kN/m}^2$  の時に「1mm/分の  $q_d$ 」が  $760\text{kN/m}^2$  となって 20%ほど大きな結果も一点存在している。しかし、これは先に述べたとおり、礫混入の影響、すなわち、地盤側の部分的なバラツキと見られる。したがって、全体的に見れば、今回比較した速度条件の範囲で  $q_d$  にはほとんど差を生じていない。

b) 図は同様な比較を  $K_{vs}$  について示したものである。プロットした点は同様に 45 度線上に位置している。先に示した  $q-S$  関係もほぼ重なって現れたことから、 $v_c=5\text{mm/分}$  として作業現場の地耐力を調査することはほぼ妥当なことがわかった。

### (3) キヤスポル試験との結果の比較

試験エリア T1 と T2 において CAS を行った。図 4-29 は GB\_6 における CAS の試験場所を例示するが、CAS は BCT の周りを囲むように実施した。その試験場所には写真 4-22 のような格子状のマークを施して、0.5m から 1.0m の間隔でデータを計測した。PLT と BCT と CAS の試験結果を表 4-7 に示す。また、図 4-30 は先の表 4-5 と表 4-7 に示した PLT に対する BCT と CAS の結果を示し、エラーバーは CAS の標準偏差を意味する。

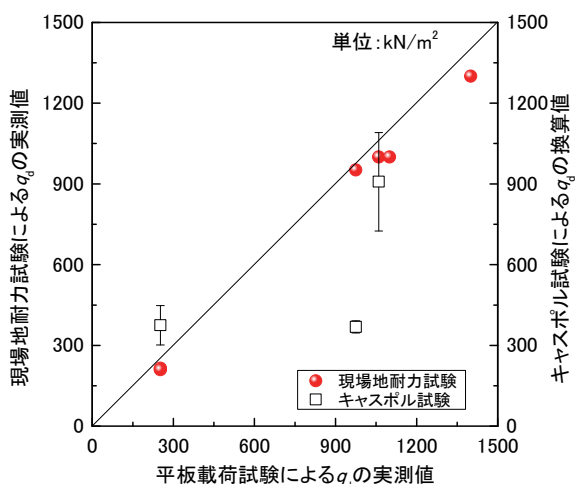
a) 図に示した  $K_{vs}$  を見ると、BCT の値は 45 度の直線付近にプロットされており、PCT の結果と良く一致していることわかる。一方、CAS の結果には PLT と一致するものもあるが、直線よりも上側にプロットされているものも見られる。これは、CAS では  $K_{vs}$  を一部過大に評価したことを意味するため、実用上危険な結果が導かれている。b) 図は同様に  $q_d$  の比較を示すが、BCT の結果は 45 度の直線付近にプロットされており、PLT と良く一致している。しかしながら、CAS の結果は直線の上側と下側にバラついて分布している。このことは、土の種類が異なる地盤の極限支持力  $q_d$  を、一つの換算式から導くことは難しいことを示唆していると考えられる。

以上より、PLT で  $q_d$  が小さく判定された軟弱地盤 ( $q_d=252\text{kN/m}^2$ ) を CAS が大きく判定 ( $q_d=375\text{kN/m}^2$ ) するケースが明らかになったことから、CAS を地耐力確認に利用する場合は注意が必要と考えられる。

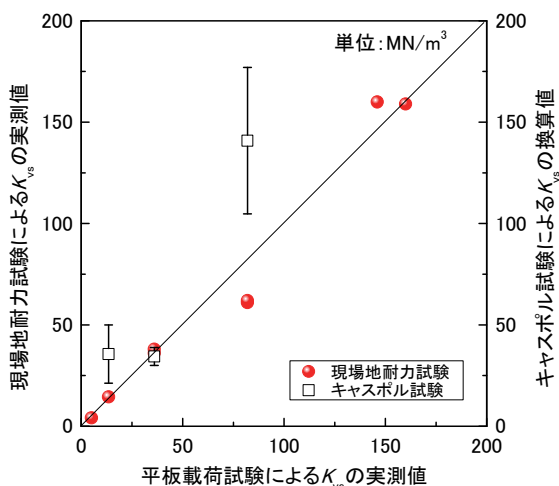


表 4-7 T1 と T2 における BCT, PLT 及び CAS の結果の比較

位置	キャスボル試験							現場地耐力試験		平板载荷試験	
	試験数	$I_a$ 値		$K_{vs}$ (MN/m <sup>3</sup> )		$q_d$ (KN/m <sup>2</sup> )		$K_{vs}$ (MN/m <sup>3</sup> )	$q_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	$K_{vs}$ (MN/m <sup>3</sup> )	$q_d$ (KN/m <sup>2</sup> )
		$n$	$\mu_I$	$\sigma_I$	$\mu_K$	$\sigma_K$	$\mu_p$				
T1(表面)	25	8.21	0.38	32.6	3.3	360.3	16.6	27 と 27	840 と 840		
T1(-0.5m 面)	7	10.91	1.41	55.8	12.08	477.3	61.1	43 と 43	604 と 760		
T2(表面)	15	8.41	0.51	34.4	4.4	369.0	22.2	36 と 38	952( $v_c=5$ mm/分)	36	975
T2(-0.5m 面)	13	20.87	4.22	140.9	36.1	908.2	182.7	61 と 62	1000( $v_c=5$ mm/分)	82	1060



a) 極限支持力  $q_u$  の比較



b) 地盤反力係数  $K_{vs}$  の比較

図 4-30 PLT と BCT と CAS による試験結果の比較

#### 4.6 まとめ

本章では、作業現場の地耐力を効率的に調査するための「現場地耐力試験」の方法と、これを実施するための装置について紹介した。また本研究では、工事現場等での実証試験を重ねつつ装置の改良を行ったが、ここではその過程で得られた試験データを示した。そして、一連の試験結果から、新たに検討した試験(BCT)は従来試験(PLT)とほぼ同じ結果を導くことが実験的に確かめられ、表層の地耐力確認に有効な方法であることを述べた。本章の概要は以下の通りである。

1) 現場地耐力試験(BCT)とは平板载荷試験(PLT)をスピードアップして行う方法であり、さらに試験の準備が簡単となるよう計測を省力化した方法である。PLTでは荷重を段階的に増加させるため、試験には少なくとも2.5から4時間の時間を要した。そのために、現場で建設機械等を設置する度毎にこれを実施することは現実的には困難という問題があった。また、現場CBR試験方法(CBR)については、一定速度で载荷板を貫入させる試験であるため、5分程度の短時間で終了できるメリットはあったが、载荷板が小さいために地盤の評価範囲が限定され、その利用は道路工事における路床や路盤の施工管理が主とされてきた。そこで本研究では PLT と CBR を応用した BCT を考案し、BCTの結果と PLT のそれがどの程度異なるのか実証試験して調べた。

2) BCT 装置の開発では、工事で使われる掘削用の建設機械(以下、ドラグ・ショベルと言う)を载荷の反力

に利用して、試験を行うことを基本に検討を行った。ドラグ・ショベルは PLT にも用いられるものであったが、その準備作業は少し大変なものでもあった。それは、載荷装置と基準梁を含む計測装置を下部走行体と地面の間の狭い場所で組み立てる作業である。

BCT ではこの準備を簡単に行えるよう改善した。まず、BCT 装置をユニット化して架台に搭載することであり、さらにその架台を車輪付きの構造とすることで、ドラグ・ショベルの下部に手押しで挿入できるようにした。これを実現するために、架台に搭載した装置の全高はドラグ・ショベルの最低地上高よりも低くなるようサイズを小さくする必要があった。また、載荷ではドラグ・ショベルと反力板を接地させて載荷の反力を得るために、ジャッキは長く伸張させるひつようがあった。したがって、載荷ジャッキはコンパクトかつロングストロークも可能な構造とする必要があった。そのため、本研究ではこのジャッキの開発も行った。将来的には、BCT 装置のジャッキ部分がドラグ・ショベル等に内蔵されるようになれば、地耐力確認はより容易になると考えられる。

3) BCT 装置の開発では、試作と改良を重ねながら工事現場等での実証試験を重ね、データを収集した。本報告では 5 現場 9 地点で行った結果を紹介したが、得られたデータの考察では、地盤条件の違いのみでなく載荷条件の影響についても議論した。その結果、作業現場の地耐力については、ジャッキの伸張速度  $v_c$  を 5mm/分に設定して BCT を行えば、得られる結果は PLT と大きく異なることが少なく、その結果に基づいた確認は有効なことを述べた。

4) 均質な関東ロームの盛土と成田砂盛土では BCT の再現性を確認し、コンクリート屑やがれき混じりの表層を締固めた地盤とこれをセメント安定処理した地盤では BCT と PLT の結果がほぼ一致することを確認した。さらに、最も不利と思われた地下水位が載荷面近くに存在したシルト地盤でも BCT と PLT の結果は一致し、地盤の一様性が高いと思われる運動グラウン

ドでも同様の結果であった。以上のことから、BCT は PLT に代えて作業現場の地耐力を効率的に確認できる方法との結論を得た。また、実証試験では、これらの試験に加えて、近年普及している重錘落下方式の支持力試験(キャスポル、以下、CAS という)を一部で実施し、あわせて比較を行った。その結果、CAS で得られた値はバラツキが多く、その結果(平均値)と PLT の結果はあまり一致しないことがわかった。特に、軟弱なシルト地盤で値は高めに導かれて、評価が危険側な場合も見られたことから、その利用では注意が必要なことを指摘した。

以上のとおり、BCT は建設機械等を設置する作業現場の地耐力を効率的に調査できる方法であることがわかった。このような地耐力試験を行うことによつて地盤沈下による転倒の危険は低減できるものと考えられるが、現場の地盤には今回調査した以外の条件も存在するものと思われる。そのため、今後も引き続き BCT の実証試験を行って、データの蓄積を図りたいと考えている。また、特に大型の機械を作業現場に設置する際は、工事前に行われた地盤調査のデータ(深い部分)も参考にすることが必要であり、BCT は浅い表層部分の地耐力を確認するための方法であることに留意が必要である。地耐力の確認の流れとその方法については次章に述べる。

#### 4.7 参考文献

- 1) (公社)地盤工学会：地盤調査の方法と解説，第 8 編載荷試験第 3 章平板載荷試験，pp.697-723，2013.
- 2) 玉手聡，堀智仁：重機を反力とした簡易な支持力試験の検討，第 45 回地盤工学研究発表会，平成 22 年度発表講演集，pp.33-34，2010.
- 3) 玉手聡，堀智仁：現場の地耐力確認を目的とした簡易試験法の実験的検討，平成 22 年度建設施工と建設機械シンポジウム論文集・梗概集，pp.93-96，2010.

- 4) 玉手聡, 堀智仁: 地盤の支持力調査における簡易試験法の適用に関する実験的考察, 日本建設機械化協会, 平成 23 年度建設施工と建設機械シンポジウム論文集・梗概集, pp.137-140, 2011.
- 5) 玉手 聡, 堀智仁: 載荷速度の違いが支持力計測に与える影響, 第 46 回地盤工学研究発表会, 発表講演集, pp.159-160, 2011.
- 6) (公社)地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, 第 8 編載荷試験第 3 章平板載荷試験 3.5 基準以外の方法, pp.729-731, 2013.
- 7) (公社)地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, 第 8 編載荷試験第 3 章平板載荷試験 3.4 現場 CBR 試験, pp.723-729, 2013.
- 8) 例えば, 共和電業: 計測機器総合カタログ 2 章ひずみゲージ式変換器, p.155, 2014.
- 9) 石原研而: 土質力学, 丸善, pp.635-106, 1995.
- 10) 国土交通省近畿地方整備局近畿技術事務所: 簡易支持力測定器(キャスポル)の利用手引き, pp.3-12, 2005.
- 11) (一社)日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 4 章基礎の設計方針, pp.117-179, 1996.
- 12) (公社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編 10 章触接基礎の設計, pp.266~294, 2007.

## 5 地耐力の確認方法に関する提案

第5章では、前章までに述べた地耐力の条件と地盤調査の方法を踏まえ、作業現場における地耐力確認の方法を述べる。また、ここでは本研究で新たに検討した簡易な現場地耐力試験の方法についても説明する。なお、ここでの提案は前章までの研究成果に基づいたものであり、ガイドライン等の作成については実際の工事現場での活用結果を収集し、実用性を検証した上で別途検討が必要と思われる。

### 5.1 地耐力確認の流れ

建設機械等を設置する面に作用する最大接地圧力  $p_a$  と作業現場の地耐力の関係を調査し、式(5-1)に示す支持力安全率  $F_s$  が式(5-2)のとおり閾値  $SR$  よりも大きくなっていることを確認することが望ましい。

$$F_s = \frac{q_d}{p_a} \quad (5-1) \quad F_s > SR \quad (5-2)$$

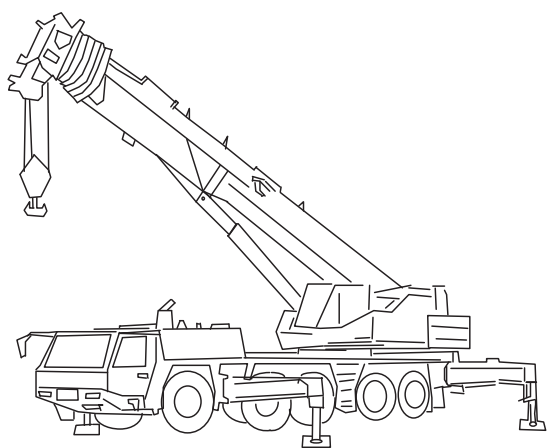
ここで、 $q_d$  は極限支持力であり、 $SR$  は地盤調査の結果に応じて選択される値である。 $SR$  については5.3節を参照。

#### 【説明】

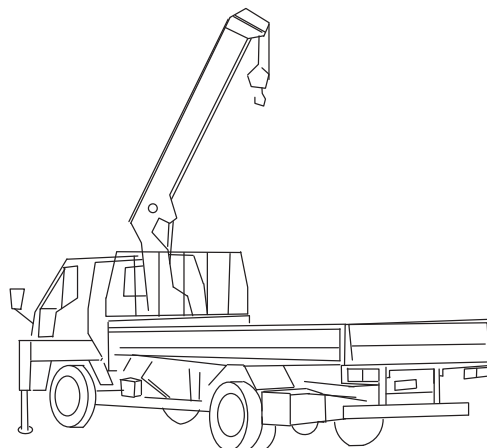
ここで対象とする建設機械等とは、移動式クレーンを含めた建設機械である。移動式クレーンは、原動機を内蔵し、不特定の場所に荷を移動させることのできるクレーンを言う<sup>1),2)</sup>が、ここでは表5-1と図5-1に示したような地盤上に設置するトラッククレーン、ホイールクレーン、クローラクレーン及び積載形トラッククレーンを対象としている。建設機械の種類は労働安全衛生法施行令の別表第7<sup>2)</sup>に、整地・運搬・積込み用機械、掘削用機械、基礎工事用機械、締固め用機械、コンクリート打設用機械及び解体用機械が示されているが、本報が対象とするものはベースマシーンが移動式クレーンに類似した基礎工事用機械(表5-2参照)やロングブームを搭載した解体用機械であり、安定度が低く堅固な面での使用が定められたものである。

図5-2に作業現場の地耐力を確認するためのフローを示す。地耐力確認の作業は、最大接地圧力  $p_a$  を算出する建設機械側の部分と極限支持力  $q_d$  を算出する地盤側の部分、及び算出した  $q_d$  と  $p_a$  から求めた支持力安全率  $F_s$  が閾値  $SR$  よりも大きくなっているかを照査する部分の3つから構成されている。したがって、本資料では、「堅固」な地耐力が備わっていることを、 $F_s$  の照査によって定量的に確認することを提案している。そして、この確認に用いる閾値  $SR$  については後述するように3.0を基本とするが、急激な沈下の可能性が少ない場合は、そのレベルに応じて1.5まで減じてよいものとしている。したがって、地盤調査の結果に応じて閾値  $SR$  は選択されるものである。

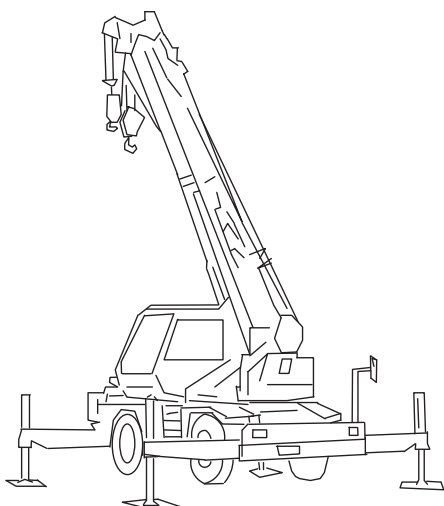
この  $F_s$  による照査の考え方は、第2章にも述べたとおり、British Standards(BS)のCode of Practice for Safe Use of Cranesの中でも述べられており、地盤情報のレベルに応じて  $F_s$  の閾値は異なる<sup>3),4)</sup>。しかしながら、BSにはこの地盤情報の具体的な内容や項目に関する記述は認められない。そのため、著者らは転倒危険性と地耐力に関する研究を行い、建設機械等の安定度比  $I_r$  は地盤の脆性沈下指数  $R_E$  の増加に伴って減少することを明らかにし、基礎に生じる沈下速度が建設機械等の転倒限界を増減させる要因であることを指摘した<sup>5)</sup>。また、 $SR$  については、最も危険な条件を前提とした値を標準とし、 $R_E$  の結果などから動的転倒の危険が少ないと判断された場合はそれを減じてよいとする方法を提案した。



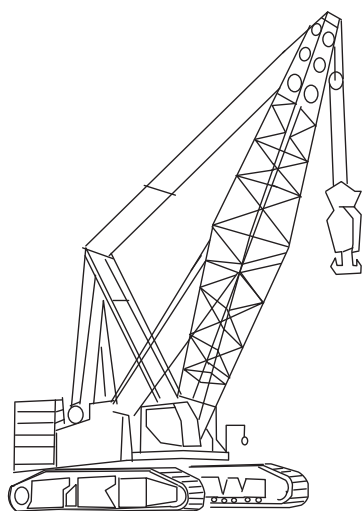
a) トラッククレーン



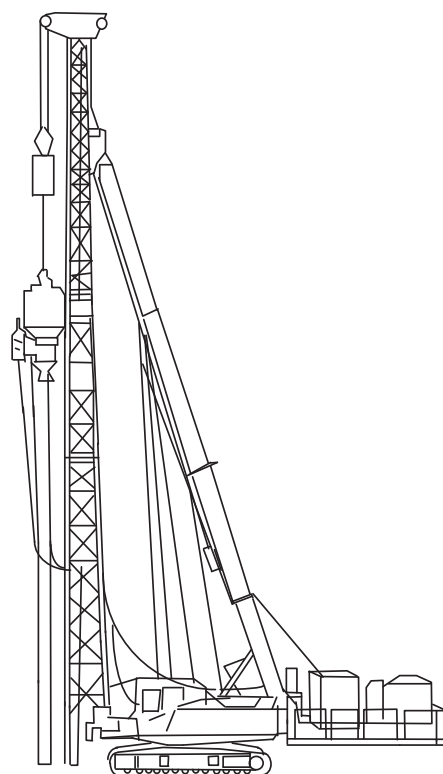
d) 積載形トラッククレーン



b) ホイールクレーン



c) クローラクレーン



e) 基礎工事用機械

図5-1 対象とする移動式クレーンと基礎工事用機械の例

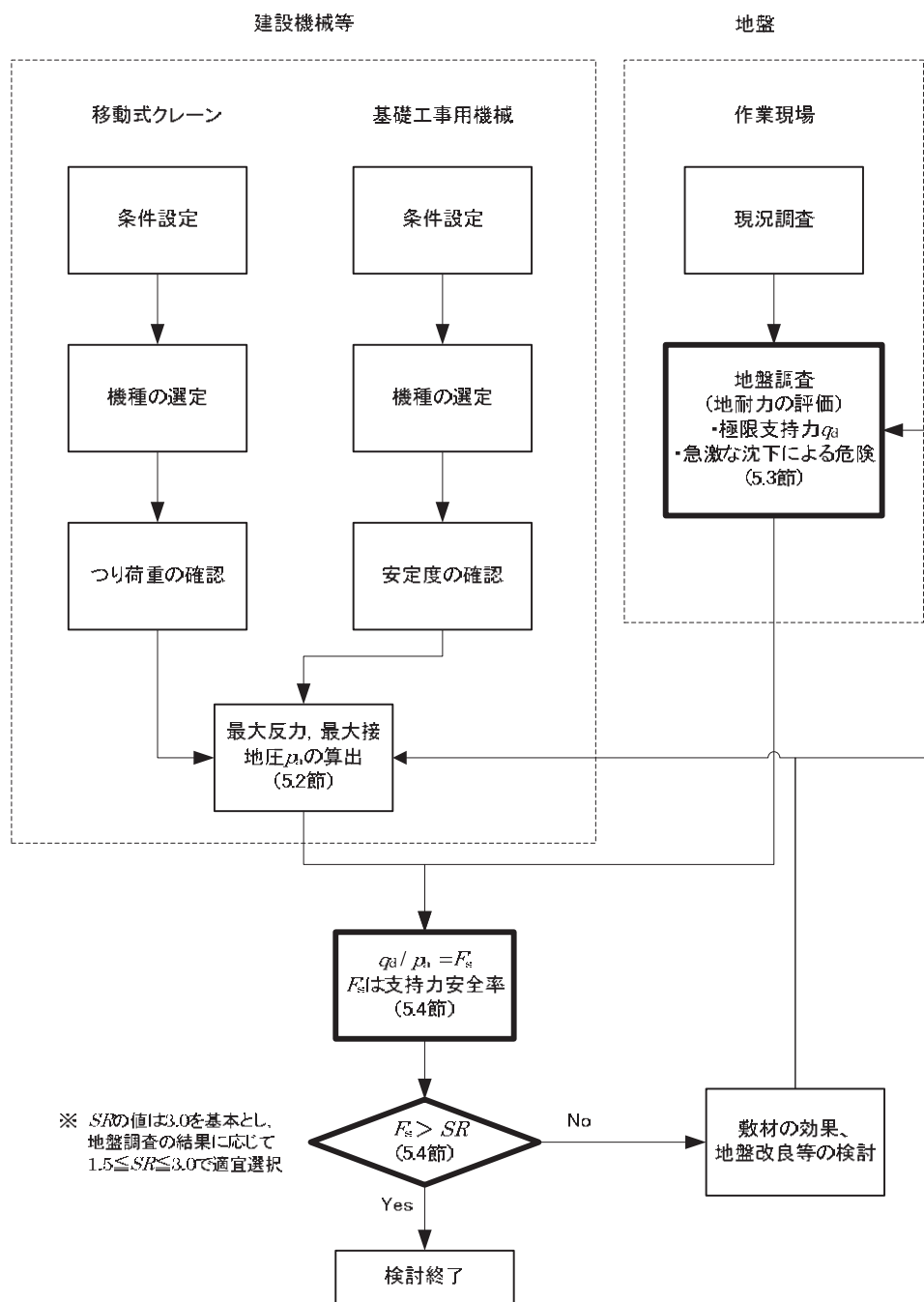


図5-2 作業現場における地耐力確認のフロー

表5-1 移動式クレーンの種類とその外見的特徴<sup>※)</sup>

トラッククレーン	下部走行体と上部旋回体のそれぞれに運転席が備わり(二つ)、一般に大型のものが多い
ホイールクレーン	走行のための運転席とクレーン操作のための運転席が共通しており一つである
クローラクレーン	下部走行体が履帯式となっている
積載形トラッククレーン	積載用トラックに小型のクレーン装置を搭載したもの

※) 概略の説明であり詳細は文献<sup>リ</sup>を参照

表 5-2 基礎工事用機械<sup>2)</sup>の種類

くい打機, くい抜機	移動式クレーンにパイプロハンマーなどをセットしたものも含まれる
アース・ドリル	
リバース・サーキュレーション・ドリル	
せん孔機(チューピングマシンを有するものに限る)	いわゆるベノト・ボーリングマシンおよびこれに類する機械
アース・オーガ	
ペーパー・ドレーン・マシン	
上記に類するものとして厚生労働省令で定める機械	

## 5.2 最大反力と最大接地圧力の算出

最大接地圧力には、使用する敷鉄板等の養生効果を考慮して算出するものとし、その値は建設機械等によって生ずる最大反力に対して検討することが望ましい。

### 【説明】

最大反力  $R_a$  と最大接地圧力  $p_a$  の値を算出するには以下の2つの方法がある。

#### 1) 製造会社から情報を得る方法

建設機械等の重心位置や重量配分については、通常カタログ等にはデータが示されていない。そのため、ユーザー自身がアウトリガーや履帯に生じる  $R_a$  と  $p_a$  の値を正確に求めることは難しい場合がある。そのような場合には、機種、つり荷の質量、ジブの長さ、ジブ起伏角などの作業条件をメーカーに伝えて情報を得る方法がある<sup>6),7)</sup>。

#### 2) 計算から求める方法

アウトリガータイプのトラッククレーンやホイールクレーンについては、JIS D 6302-1976「自走クレーンの仕様書様式」の解説6項に記載された算定式によってアウトリガーの支点荷重を求める方法がある。その他には、式(5-3)と式(5-4)によって  $R_a$  と  $p_a$  を概略推定する方法もある<sup>1)</sup>。

$$R_a = 0.8 \times (W_1 + W_2) \quad (5-3)$$

$$p_a = \frac{R_a}{A} \quad (5-4)$$

ここで、 $W_1$  は機体の総重量であり、 $W_2$  はつり荷の重さとフック等のつり具の重さの合計である。また、 $A$  は地面に対する接地面積である。アウトリガータイプで、剛な敷板(例えば、0.4m×0.4m 程度のもの)をアウトリガーフロートの下に設置する場合はその面積を  $A$  としてもよい。ただし、たわみ性のある敷鉄板を養生に用いる場合は式(5-4)の  $A$  を有効接地面積  $A_c$  に置き換えて検討する必要がある。この  $A_c$  と  $A$  の関係は式(5-5)で表され、養生後の最大接地圧力  $p_a'$  は式(5-6)で表される<sup>6)</sup>。この場合には、式(5-1)の  $p_a$  は  $p_a'$  に置き換えて検討する。

$$A = \eta \cdot A_c \quad (5-5)$$

$$p_a' = \eta \cdot p_a \quad (5-6)$$

ここで、 $\eta$  は荷重分散率<sup>6)</sup>であるが、その値は機械側の条件すなわち、クローラタイプかアウトリガータイプかの違いと、設置する地盤の種類や強さの条件によっても異なる。 $\eta$  の値については数値解析の結果に基づいて、表 5-3 および表 5-4 のような選択の方法が紹介されており<sup>6)</sup>、検討の参考にすることができる。

表 5-3 アウトリガーを敷鉄板で養生した場合の荷重分散率 $\eta$ (フロートの敷板が $0.4\text{m} \times 0.4\text{m}$ の場合)

地盤の状態		22mm 厚 1 枚		25mm 厚 1 枚		22mm 厚 2 枚	22mm 厚 2 枚
種類	強度	1.5m×1.5m	1.0m×1.0m	1.5m×1.5m	1.0m×1.0m	1.5m×1.5m	1.0m×1.0m
一般地盤	N 値=3	0.07	0.16	0.07	0.16	0.07	0.16
	N 値=5	0.11	0.16	0.09	0.16	0.08	0.16
	N 値=10	0.15	0.16	0.12	0.16	0.11	0.16
改良地盤	$q_u=2$	0.27	0.30	0.24	0.25	0.21	0.22
	$q_u=4$	0.35	0.40	0.31	0.35	0.28	0.31
	$q_u=6$	0.40	0.45	0.36		0.33	
採石地盤	C-40	0.42	0.50	0.43	0.47	0.39	0.43

表 5-4 クローラを敷鉄板で養生した場合の荷重分散率 $\eta$  (クローラ幅 0.8m の場合)

地盤の状態		敷鉄板(1.5m×6.0m)		
種類	強度	22mm 厚 1 枚	25mm 厚 1 枚	22mm 厚 2 枚
一般地盤	N 値=3	0.38	0.37	0.36
	N 値=5	0.42	0.39	0.36
	N 値=10	0.48	0.44	0.42
改良地盤	$q_u=2$	0.61	0.57	0.55
	$q_u=4$	0.67	0.64	0.62
	$q_u=6$	0.69	0.67	0.65
採石地盤	C-40	0.70	0.69	0.68

(参考) アウトリガータイプの計算例

ここでは文献の事例<sup>9)</sup>を参考に地盤の種類が「一般地盤」で「強度」の N 値が 4 の場合を仮定した検討を紹介する。22mm 厚の敷鉄板(1.5m×1.5m)1 枚で養生する場合に、 $\eta$ の値を表 5-3 から安全側に選択すると 0.11 である。

アウトリガーフロートの面積  $A$  が  $0.4 \times 0.4\text{m} = 0.16\text{m}^2$  の場合、 $A_e$ は式(5-7)のように計算される。 $A$  を  $\eta$  で除した値は約 1.45 である。この値は敷鉄板(1.5×1.5m)の面積  $2.25\text{m}^2$  よりも小さいことから適応可能となる。よって、 $A_e$ には  $1.45\text{m}^2$  が採用される。

したがって、養生後の接地圧力  $p_a'$ は式(5-6)に従って  $p_a$  の 0.11 倍に減少されることになる。最終的には式(5-8)のように、分散後の接地圧力  $p_a'$ と極限支持力  $q_d$ から  $F_s$ を求めその値が閾値以上となっているか確認する。なお、第3章で述べた「載荷板の大きさと支持力計測に与える影響」をこの  $A_e$ の値に基づいて検討すると影響深さは2m から3m に及ぶこととなり、地盤調査の際には留意が必要である。

$$\begin{aligned}
 A_e &= \frac{A}{\eta} \\
 &= \frac{0.16}{0.11} \\
 &\cong 1.45 < 2.25 \\
 A_e &= 1.45\text{m}^2
 \end{aligned}
 \tag{5-7}$$

$$F_s = \frac{q_d}{p_a'}
 \tag{5-8}$$



(参考) クローラタイプの計算例

ここでは参考事例として、地盤の状態が一般土質でN値が10の場合を仮定して検討する。具体的には、22mm厚の敷鉄板(1.5×6m)1枚でクローラを図5-3のように設置する場合を仮定する。幅Bが0.8mのクローラの下面に生じる接地圧力は通常、図のような台形分布か、あるいは三角形分布となる。クローラタイプではその最大値 $p_a$ が発生するA-A'断面について、有効幅 $B_e$ を検討する。表5-4より $\eta$ の値は0.48であるから $B_e$ は式(5-9)のように計算される。Bを $\eta$ で除した値は約1.7であるが、この値は敷鉄板の幅 $B'$ の1.5mよりも大きい。そのため、実際の $B_e$ は1.5mとなる。先と同様にして、 $\eta$ を式(5-10)のように再計算すると0.53となる。したがって、この養生では $p_a$ が0.53倍に低減されるとの結果が導かれる。

$$\begin{aligned}
 B_e &= \frac{B}{\eta} \\
 &= \frac{0.8}{0.48} \\
 &\cong 1.7 > 1.5 (= B') \\
 B_e &= 1.5m
 \end{aligned}
 \tag{5-9}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \frac{B}{B_e} \\
 &= \frac{0.8}{1.5} \\
 &\cong 0.53
 \end{aligned}
 \tag{5-10}$$

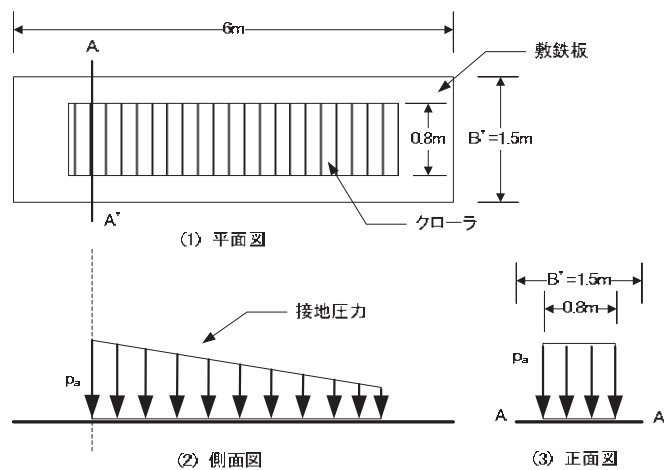


図5-3 敷鉄板養生によるクローラ設の検討例

また、日本建設機械化協会が発行するマニュアル<sup>7)</sup>には敷鉄板による地盤養生の目安が示されている。これに一部加筆したものを表5-5と表5-6として、本章の最後に示した。このような表を用いると、上記のような計算をしなくても必要な敷鉄板の大きさや枚数を概略知ることができる。

## 5.3 支持力安全率の照査

支持力安全率  $F_s$  の照査に用いる  $SR$  の値は、3.0 以上を標準とすることが望ましい。なお、急激な沈下による転倒の危険が少ない場合は、その状況に応じて  $SR$  の値を 1.5 までの範囲で適宜選択してもよいものとする。

## 【説明】

2.3 節にも述べたとおり、建設機械等を安定設置するためには支持地盤の「強さ」を確認することに加えて、発生する「沈下量」についてもチェックする必要がある。この「強さ」と「沈下量」の両方を考慮した指標を地耐力と呼んでいる。そして、この沈下量  $S$  は発生する載荷圧力  $p_a$  が  $q_d$  以下であれば  $S$  は十分小さな値となり、その結果、機体に生じる傾斜も少なくなることから、 $p_a$  は  $q_d$  を超えることがないようにすることが、安全の絶対条件であることを述べた。さらに、 $p_a$  が  $q_d$  を超えないようコントロールするためには、 $p_a$  と  $q_d$  の間に「安全の余裕」を備えておくことが必要である。この「安全の余裕」は通常、 $p_a$  に対する  $q_d$  の比で整理され、式(5-1)に示した支持力安全率  $F_s$  で表される。したがって、地耐力の調査では、まず  $q_d$  を明らかにすることが必要である。

地盤に不同沈下を生じて機体が傾斜すると、転倒モーメントが増加し、安定モーメントは減少する。これが静的不安定化である。さらに、その沈下が速い場合には、機体に回転運動エネルギー  $E_r$  が生じる。この  $E_r$  の増加は、重心位置が高い建設機械の安定性を大きく減じるものとなる。この現象を動的不安定化と呼んでおり、これが生じると建設機械は静的安定限界よりも以前に、動的安定限界を満足して転倒する<sup>8)</sup>。したがって、様々な地盤上で使用される建設機械等の転倒を防止するためには、緩慢な沈下を前提に  $SR=1.5$  で一律に照査するだけでは安全上不十分であり、載荷圧力が極限支持力を上回った場合に急激な沈下を生じる危険も考慮して  $SR$  は 3.0 以上とすることを提案した<sup>9)</sup>。これは、急激な沈下が機体の安定限界を低下させる(限界沈下量を減少させる)ためであり<sup>8)</sup>、この限界に対して「安全の余裕」を緩慢な沈下の場合と同じく確保するためには、 $F_s$  の閾値を増加させる必要があるためである。ただし、地盤調査の結果から急激な沈下による転倒の危険が低いと確認された場合には、その条件に応じて  $SR$  は 1.5 から 3.0 までの範囲内で減少させてもよいものとした。

静的安定限界に対する動的安定限界の比である安定度比  $I_r$  と定義し、さらに沈下の急激さに関連するパラメータとして沈下指数  $R_E$  も定義して検討を行った<sup>5)8)</sup>。 $R_E$  とは図 5-4 に示した載荷圧力  $q$  と沈下量  $S$  の曲線において、その屈曲前後の勾配  $K_0$  と  $K_y$  の関係から式(5-11)のようにして求めた値である。そして、 $I_r$  と  $R_E$  の関係を実験と解析によって様々な条件を調査したところ、 $I_r$  は  $R_E$  の増加に伴って減少することがわかった<sup>8)</sup>。(図 2-8 参照)。すなわち、 $I_r$  と  $R_E$  の間には関係が存在し、 $R_E$  を調査することによって、動的転倒の危険をある程度予測することができることがわかった。例えば、 $R_E$  に基づいて  $SR$  値を低減する場合は、式(5-12)から(5-13)の関係が一つの目安になると考えられる。

$$R_E = \frac{K_0}{K_y} \quad (5-11)$$

$$R_E < 50 \text{ の場合, } SR = 1.5 \quad (5-12)$$

$$50 \leq R_E < 100 \text{ の場合, } SR = 2.0 \quad (5-13)$$

$$R_E \geq 100 \text{ または不明 の場合, } SR = 3.0 \quad (5-14)$$

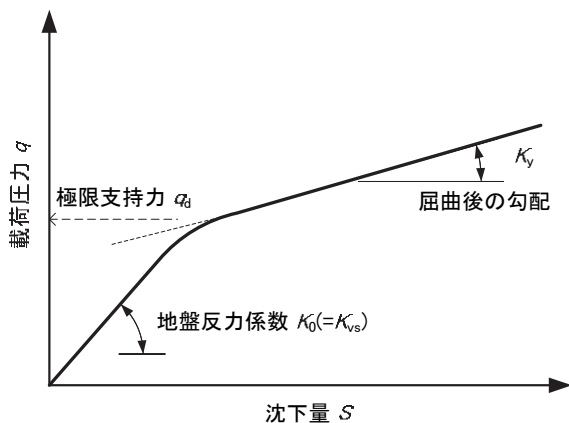


図 5-4 作業現場の載荷圧力と沈下量の関係

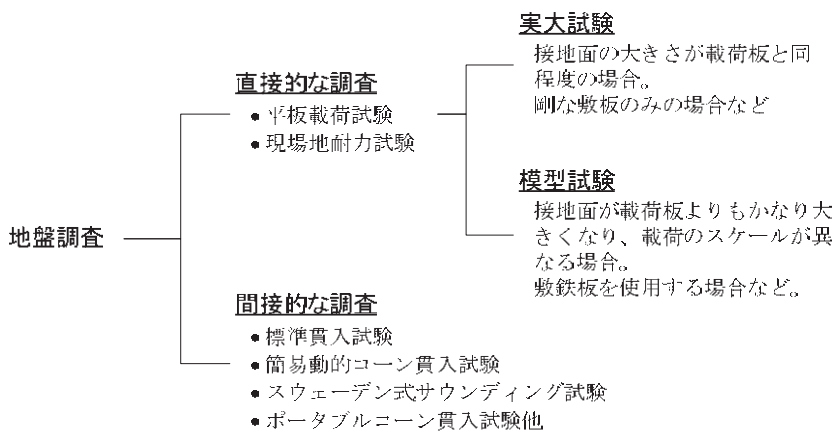


図 5-5 地盤調査の種類と方法

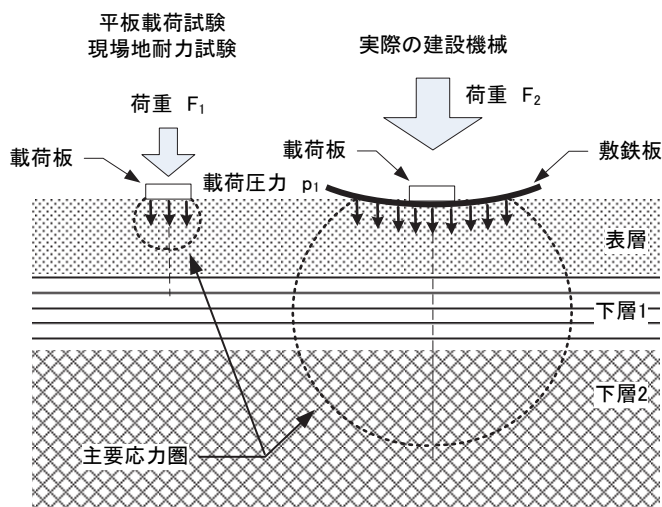


図 5-6 直接的な調査における基礎スケールの影響

$K_0$ と $K_y$ 及び極限支持力 $q_d$ の値の求め方については、図5-5に示した地盤調査の種類と方法によって異なる。「直接的な調査」の「実大試験」にある平板載荷試験<sup>10)</sup>及び本研究で提案する現場地耐力試験では、JGS 1521-2012に従って $q_d$ と $K_{vs}(=K_0)$ を求めることができる。 $K_y$ については、両試験で最大荷重 $F_{max}$ を載荷した場合に、屈曲が認められれば図5-4のような接線勾配 $K_y$ を求める。堅固で屈曲が見られずほぼ直線的に増加し続けた場合は、便宜的に $F_{max}$ に対応する載荷圧力 $q_{max}$ での接線勾配を $K_y$ とするが、このような場合の $q_d$ は「 $q_{max}$ 以上」などの表現になると考えられる。ただし、「実大試験」は載荷板の大きさが実際の建設機械の基礎のそれと同じ場合に適用できる方法である。すなわち、例えば、アウトリガーフロートの下に一辺が30cmの敷板を置いて直接設置するような場合がこれに該当する。この時に載荷した荷重 $F_1$ が実物の $F_2$ と同レベルであれば、それは実物の試験と同じであり、作業時の設置と同一条件で地耐力を確かめたことになる。したがって、得られた $R_E$ と $q_d$ の結果から直接 $F_s$ を照査でき、これに用いる閾値 $SR$ も $R_E$ の値に応じて選択することができる。さらに、敷鉄板で養生した場合は、敷板の場合よりもさらに深い部分の影響も受けることから、地盤の状態をも併せて考慮する必要がある。なお、大型の建設機械等については、載荷荷重と基礎のサイズともに大きく、また設置期間も長いなど、その設置を仮設として検討することが適当でない場合もあるので注意が必要である。

次に「模型試験」では、載荷板の大きさと実際の基礎の大きさの違いに注意して地耐力を評価する必要がある。その理由は、図5-6に示すように敷鉄板で養生した場合や地盤の浅層を安定処理した場合は、地盤の表層の厚さと基礎の大きさの相対的な大きさの関係が異なるためである<sup>10)</sup>。ここでは、実物と相似でない載荷試験を模型試験と呼ぶ。模型試験の載荷圧力 $p_1$ と実際の $p_2$ を同じレベルで再現しても、 $F_2 > F_1$ であるため、ここでは実際の設置までを確かめたことにはならない。すなわち、得られた地耐力を直接利用することはできない。そのため、このような場合には、工事前にに行われた標準貫入試験などの「間接的な調査」のデータやその後に行った調査結果も利用して養生効果を検討することが必要である。

例えば、表層が埋め戻されたような作業現場では、表層が下層に比べて柔らかな状態(強さが、表層<下層の場合)が予想されるが、この場合にはこの模型試験で確認することは有効と考える。その理由は、図5-6に示したように柔らかな表層の影響を受けた結果が導かれるためであり、結果は安全側に導かれるためである。したがって、この場合には「直接的な調査」から得られた結果から地耐力を整理して、 $F_s$ を照査することはある程度可能と思われる。

一方、表層の土が固結して硬くなっている場合(強さが、表層>下層の場合)は、先のケースと逆であり、注意が必要である。すなわち、試験結果は堅い表層の影響を受けて高く現れるため、地耐力を過大に評価する危険がある。このような場合については、工事前に養生後に行った「間接的な調査」の結果を利用するなどして解析的に $q_d$ を求め、検討する必要がある。

#### 5.4 現場地耐力試験の方法

現場地耐力試験とは、作業現場における建設機械等の転倒を防止するために、仮設の地耐力を簡易に確認するための方法である。本試験は地表面に載荷する荷重増加を早めて行うものであるが、以下の(1)と(2)に記した以外の部分については、基本的に平板載荷試験方法 JGS1215-2012 を参考にするものとする。

(1) 載荷方法

載荷板への荷重載荷は変位制御方式によるものとし、ジャッキのシリンダーを一定速度で伸張させて、最大荷重となるまで載荷する。このときのジャッキの伸張速度は5mm/分を標準とし、載荷パターンは単調増加を基本とする。予備載荷については、特に必要がなければ行わなくてもよいものとする。

(2) 沈下量の算出の方法

載荷板の沈下量は、ジャッキの伸張量から反力装置(ドラグ・ショベル等)の浮き上がり量を補正して簡便に求めてもよいものとする。

【説明】

現場地耐力試験(以下、BCT という)は、図 5-5 に示した、「直接的な調査」に該当する地盤調査の方法であり、特に建設機械等の設置する仮設の地耐力を簡易に確認することを目的とした方法である。したがって、その基本的な装置の構成と実施の方法については、平板載荷試験(以下、PLT という)を参考にするものとする<sup>11)</sup>。

BCT は、地表面に載荷する荷重を早く増加させて試験を迅速に行う方法であり、所要時間が PLT よりも短時間であることが特徴となっている<sup>12) 13)</sup>。したがって、従来の PLT の装置を用いて BCT を行うことも可能であり、ジャッキの伸張速度が一定となるように荷重を増加させてもよいものとする。これに加えて、BCT では載荷板の沈下量の計測する方法について、PLT で規定している以外の簡便な方法<sup>12) 13)</sup>でも代替できることとした。本説明では、この簡便な沈下量計測の方法と、さらに第 4 章で紹介した BCT を半自動化して実施する装置を使用する場合を例に試験の手順を以下に述べる。

1) 試験位置

試験位置は建設機械等を設置するのと同じ場所とし、BCT はアウトリガーフロートの位置や履帯の位置で行う。

2) 反力装置

BCT を行う試験位置に反力装置となるドラグ・ショベルを移動させ、図 5-7 のように上部旋回体の向きを下部走行体と平行にする。その後、バケットは図のように接地させる。BCT 装置の反力板は図 5-8 のように下部走行体のフレームに接触するように、あらかじめ位置合わせをする。



図 5-7 上部旋回体と下部走行体の向きを平行としバケットを接地させたドラグ・ショベル

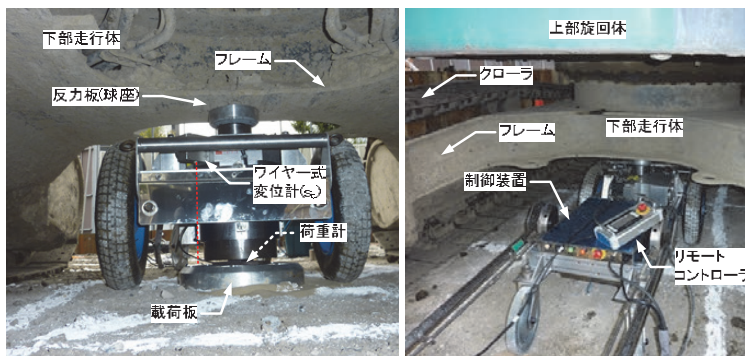


図 5-8 試験装置を下部走行体と地表面の間に設置した様子

### 3) 地盤面の整形

荷重を載荷する地盤面には、PLTと同様に、図 5-9 のように水平に整地し、乾燥砂を薄く敷く。



図 5-9 地盤面の整形

### 4) BCT 装置の設置

BCT 装置は図 5-10 のようにドラグ・ショベルの後部側(カウンターウェイト側)から台車ごと挿入し、先の図 5-8 のように載荷板を試験位置に合わせる。このときドラグ・ショベルの最低地上高が大きく、ジャッキのストロークが不足する場合は、あらかじめスペーサーを反力板の上に重ねておく。



図 5-10 BCT 装置の設置

### 5) 変位計の設置

荷重の載荷に伴う機体の浮き上がり量を計測するために、変位計を図 5-11 のように機体前側と後側の 2 カ所に取り付ける。さらに、図 5-12 に示すように載荷板の中央からそれぞれの測定点までの水平距離  $l_a$  と  $l_b$  を計測する。ここで、 $l_a$  と  $l_b$  はともに 0.9m 以上<sup>10)</sup>であることを確認しておく。

### 6) データ計測

BCT 装置には、載荷荷重  $F$  を計測するための荷重計とジャッキの伸張量  $s_c$  を計測するための変位計の 2 つのセンサーが内蔵されている。両センサーの出力ケーブルは図 5-11 のように、データ収録装置に接続する。さらに、機体前後の浮き上がり量  $s_a$  と  $s_b$  を計測する二つの変位計の出力ケーブルも同様に接続する。したがって、収録チャンネル数は 4 チャンネルである。サンプリング周波数については、1Hz か 2Hz 程度でよい。載荷板を地表面に接地させる前に、収録値のゼロ値をとる（イニシャルバランスを実行する）。

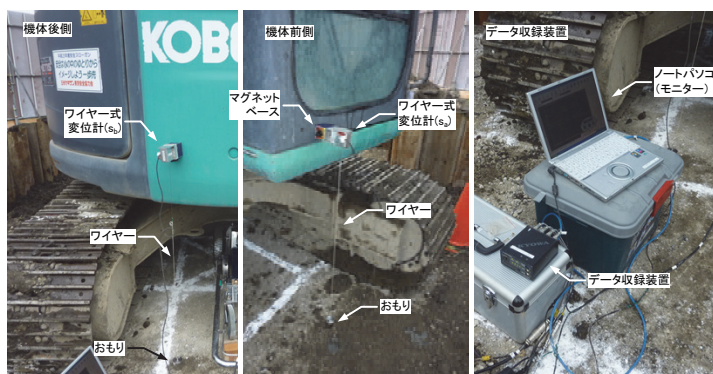


図 5-11 機体の前後に取り付けた変位計とデータ収録装置

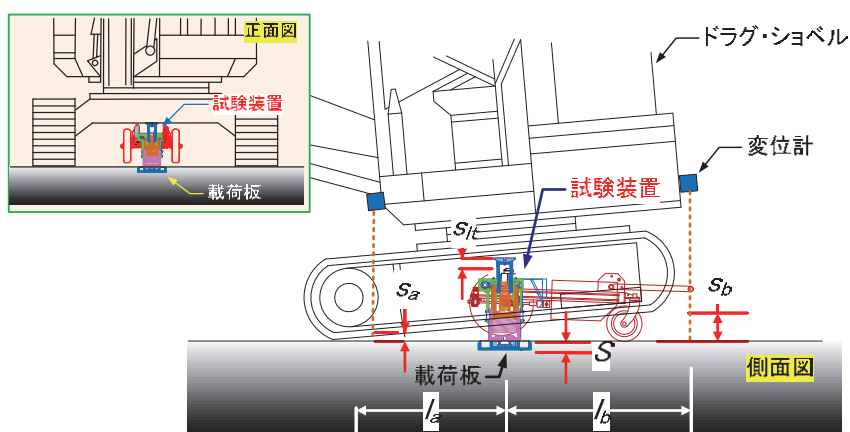


図 5-12 試験時の機体の浮き上がりの計測と補正の考え方

### 7) 荷重準備と荷重開始

データ収録を開始し、その後に荷重板を接地させる。これは反力板を接触させる前であっても装置自体の自重がここから荷重板に作用し始めるためである。次に、ジャッキを伸張させてその反力板がフレームに接触する直前の状態とする。次に、図 5-8 のコントローラでジャッキの伸張速度  $v_c$  を 5mm/分にセットし、試験を開始する。

### 8) 試験の終了とデータ整理

機体が持ち上がるなどして  $F$  が増加しなくなるか、あるいは BCT のジャッキの限界ストロークに達したら荷重を終了する。なお本 BCT 装置の最大加力は 100kN 以上であり最大伸張量 200mm である。荷重の終了後に、データ収録を終了し、データを保存する。次にジャッキを収縮させて、BCT をドラグ・ショベルの下部から引き出す。

### 9) データ整理

収録データのうち  $F$  については、式(5-10)に示すように荷重板の面積  $A$  で除して荷重圧力  $q$  (kN/m<sup>2</sup>) に換算する。沈下量  $S$  (mm) については、まず反力板の位置における機体の浮き上がり量  $s_{fl}$  を式(5-11)から求め、さらに式(5-12)のように  $s_c$  から  $s_{fl}$  を差し引いて  $S$  を求める<sup>14), 15)</sup>。

$$q = \frac{F}{A} \quad (5-10)$$

$$s_{fl} = \frac{s_a \cdot l_b + s_b \cdot l_a}{l_a + l_b} \quad (5-11)$$

$$S = s_c - s_{fl} \quad (5-12)$$

### 10) 地耐力のパラメータの算出

先で求めた  $q$  と  $S$  の値を図 5-13 のようなグラフで整理する。ここで、 $q$ - $S$  曲線は初期部分の最急部勾配での接線を延長して、 $S$  軸と交わった点を修正原点とする。この  $q$ - $S$  曲線から PLT の方法に従って、 $q_d$  と求め、次に式(5-13)から  $K_{vs}(=K_0)$  を求める。ここではさらに、屈曲後の  $K_y$  の値も求め、 $R_E$  を計算する。

$$K_{vs} = \frac{\Delta q}{\Delta S} \quad (5-13)$$

$$= \frac{q_2 - q_1}{S_2 - S_1}$$

ここで、 $q_1$  と  $q_2$  は荷重圧力である。 $q_1$  は無荷重時(修正原点の荷重圧力ゼロ)であり  $q_2$  は  $q_d$  の 1/3 程度とする。 $S_1$  と  $S_2$  はそれぞれ  $q_1$  と  $q_2$  に対応する値である。

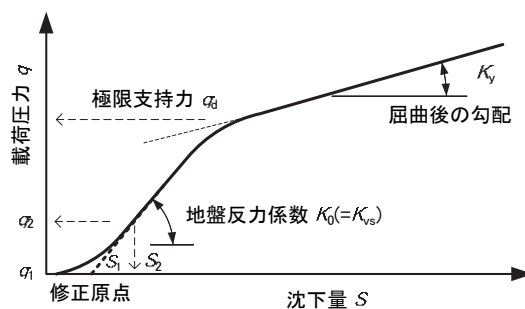


図 5-13 BCT のデータを整理して求めた荷重圧力  $q$  と沈下量  $S$  の関係



## 5.5 参考文献

- 1) 伊藤廣：移動式クレーンの知識，鹿島出版会，pp.1-24， pp.39-61， 1994.
- 2) 労働調査会：安衛法便覧Ⅰ平成24年度版，労働安全衛生法施行令，pp.707-801， 2012.
- 3) British Standards Institution: Code of Practice for Safe Use of Cranes, BS 7121, 1989.
- 4) CIRIA：Crane Stability on Site - an introductory guide, Special Publication 131, Department of Trade and Industry, UK, 2003.
- 5) 玉手聡，末政直晃，片田敏行：支持地盤の脆性的破壊沈下による移動式クレーンの転倒危険性，土木学会論文集，No.729/Ⅲ-62， pp.131-144， 2003.
- 6) 大成建設：移動式クレーン・基礎工事用機械の転倒防止指針，pp.1-8， pp.31-42， 1993.
- 7) (社)日本建設機械化協会：移動式クレーン・杭打機等の支持地盤養生マニュアル，pp.9-22， pp.33-48， 1994.
- 8) 玉手聡：移動式クレーンの安定設置に必要な地盤の支持力要件，産業安全研究所安全資料，NIIS-SD-NO.22(2006)， 2006.
- 9) 玉手聡，堀智仁：大型建設機械の不安定性と転倒防止のための安全要件，労働安全衛生総合研究所安全資料，JNIOOSH-SD-NO.28(2010)， 2011.
- 10) (公社)地盤工学会：地盤調査の方法と解説，第8編載荷試験 第3章平板載荷試験，pp.697-735， 2013.
- 11) (公社)地盤工学会：地盤調査の方法と解説，第8編載荷試験第3章平板載荷試験 3.5 基準以外の方法，pp.729-731， 2013.
- 12) 玉手聡，堀智仁：重機を反力とした簡易な支持力試験の検討，第45回地盤工学研究発表会，平成22年度発表講演集，pp.33-34， 2010.
- 13) 玉手聡，堀智仁：現場の地耐力確認を目的とした簡易試験法の実験的検討，平成22年度建設施工と建設機械シンポジウム論文集・梗概集，pp.93-96， 2010.
- 14) 玉手聡，堀智仁：地盤の支持力調査における簡易試験法の適用に関する実験的考察，日本建設機械化協会，平成23年度建設施工と建設機械シンポジウム論文集・梗概集，pp.137-140， 2011.
- 15) 玉手聡，堀智仁：載荷速度の違いが支持力計測に与える影響，第46回地盤工学研究発表会，平成23年度発表講演集，pp.159-160， 2011.

表 5-5 油圧式トラックレーン、ラフテレーンクレーンのアウトリガーフロート1脚に必要な敷鉄板の目安<sup>7)</sup>

土質	性状	N値	短期許容 支持力 $q_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	鉄板		アウトリガーフロート1脚に作用する荷重(kN)												
				厚 (mm)	支持力	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000			
軟質土	軟らかい 粘性土	$2 < N \leq 6$	100~300	25	1.2×1.2m	6.0×1.5m(1)	※3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
				22	※2	6.0×1.5m(1)	※3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
中硬 質土	緩い 砂質土	$4 < N \leq 10$	80~200	25	1.2×1.2m	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)
				22	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(2)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)
中硬 質土	中位の硬さの 粘性土	$6 < N \leq 8$	300~400	25	0.6×0.6m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m
				22	※1	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m
硬質土	中位に縮まった 砂質土	$10 < N \leq 40$	200~800	25	1.2×1.2m	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)
				22	1.2×1.2m	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)
硬質土	硬い 粘性土	$8 < N$	400~600	25	0.6×0.6m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m
				22	0.6×0.6m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m
硬質土	縮まった 砂質土	$40 < N$	800	25	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m
				22	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m	0.6×0.6m
ローム	軟質	$N < 3$	100	25	1.2×1.2m	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)
				22	1.2×1.2m	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)	6.0×1.5m(1)
ローム	硬質	$3 < N$	150	25	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m
				22	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m	1.2×1.2m

※1 0.6×0.6m は厚さ 70mm の鉄板であり、他はすべて敷鉄板である。

※2 6.0×1.5m に示す(1)は敷鉄板1枚敷きの意味であり、(2)は2枚敷きの意味である。

※3 「-」は敷鉄板では対応できないので他の養生方法を検討する必要があることを意味する。

表5-6 クローラクレーン、クローラ式基礎工事用機械に必要な敷鉄板の目安<sup>7)</sup>

土質	性状	N値	短期許容支持力 $q_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	鉄板厚※1 (mm)	アウトリガーフローター1脚に作用する荷重(kN/m <sup>2</sup> ) ※2、※3											
					100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	
軟質土	軟らかい粘性土	2<N≤6	100~300	25	0	1	2	2	-	-	-	-	-	-	-	-
				22	0	1	2	2	-	-	-	-	-	-	-	-
中硬質土	緩い砂質土	4<N≤10	80~200	25	1	2	2	2	-	-	-	-	-	-	-	-
				22	1	2	2	2	-	-	-	-	-	-	-	-
中硬質土	中位の硬さの粘性土	6<N≤8	300~400	25	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	2	2
				22	0	0	0	0	0	1	1	2	2	2	2	2
硬質土	硬い粘性土	8<N	400~600	25	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
				22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
硬質土	縮まった砂質土	40<N	800	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
				22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ローム	軟質	N<3	100	25	0	1	2	2	-	-	-	-	-	-	-	-
				22	0	1	2	2	-	-	-	-	-	-	-	-
ローム	硬質	3<N	150	25	0	0	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2
				22	0	0	0	1	2	2	2	2	2	2	2	2

※1 敷鉄板はすべて6.0×1.5mのものとした値である。

※2 表に示した「0」は敷鉄板なし、「1」は敷鉄板1枚(横敷き)、「2」は敷鉄板2枚(横敷きの上に縦敷きして重ねる)を用いることを意味する。この配置は文献7)の図6-5と図6-6を参照。

※3 「-」は敷鉄板では対応できないので他の養生方法を検討する必要があることを意味する。

## 6 まとめ

移動式クレーンや基礎工事用機械などの大型の建設機械(以下、建設機械等という)が、地耐力不足によって転倒する災害がたびたび発生している。本研究ではこのような災害の防止を目的に、安定設置に必要な地耐力条件を定量的に示し、それを照査するための地盤調査の方法を述べた。特に地盤調査の方法については、JIS や学会(JGS)が規定する代表的な手法を整理すると共に、新たな調査法を検討し、作業現場における仮設のための地耐力調査の観点から、効率的かつ簡便な「現場地耐力試験」を提案した。本章ではまとめとして、これらの知見を要約する。

1) 建設機械等は、軟弱な地盤上における使用が原則禁止されており、また、水平かつ堅固な面に設置されることを前提にその構造的な安定度は規定されている。そして事業者には、「作業に係る場所の地形と地質をあらかじめ調査すること」(労働安全衛生規則第 154 条)や「崩壊や不同沈下を防止すること」(労働安全衛生規則第 157 条)が義務づけられている。しかしながら、車両系建設機械構造規格等に述べられている「水平」や「堅固」は理想的な条件でもある。実際の作業現場には多少の傾斜が残存する場合があります。また地耐力も有限なものである。これまでは、実務上の対策をどのレベルまで行えば「安全」と言えるのか、その目標が必ずしも明確でなかった。また、その設定も事業者任せにされていたため、現場の安全レベルには差も生じる現状が見られた。したがって、地耐力不足による転倒の防止には、安全レベルのボトムアップが必要と考えられ、そのためには地耐力の安全に必要な条件(安全要件)を具体的に示す必要がある。また、この安全要件を定量的に示すことによって、「調査」、「照査」、「対策」の3つの作業が具体化され、その業務コストも明確となる。その結果、事業者の正当な利益が確保され、安全対策も確実に行われようになることが期待される。

2) 作業現場に建設機械等を安全に設置するためには、まず、機械側から発生する載荷圧力  $p_a$  に対して地盤側が支持可能な「強さ」を有しているかを確認する必要がある。さらに、これに加えてこの  $p_a$  によって生じた沈下が機体に過大な傾斜を与えないかも検証する必要がある。この「強さ」と「沈下量」の両方を含めた指標が「地耐力」と呼ばれている。そして、 $p_a$  が極限支持力  $q_d$  以下であれば沈下量  $S$  は十分小さなものとなり、生じる機体の傾斜は無視できるほどの小さなものとなる。そのため、 $p_a$  は  $q_d$  以下にコントロールすることが安全の絶対条件である。

また、 $p_a$  が  $q_d$  を超えないようにするためには  $p_a$  と  $q_d$  の間に安全の余裕を設けておくことが必要である。この「安全の余裕」は通常  $p_a$  に対する  $q_d$  の比で整理され、その値を支持力安全率  $F_s$  と呼んでいる。したがって、図 6-1 に示すように  $F_s \geq SR$  の条件を確認することが安全の必要条件であり、 $SR$  はその閾値である。

さらに、建設機械等の転倒危険は、 $S$  だけでなく沈下速度によっても左右されることが明らかになった。したがって、「安全の余裕」は、極限支持力以上で急激な沈下が生じる地盤においても、緩慢な沈下を生じる地盤においても、限界沈下量の観点からは同レベルで確保されている必要がある。そのため、 $F_s$  を従来の緩慢な沈下を前提とした  $SR=1.5$  で照査するだけでは不十分な場合があり、安全上急激な沈下の可能性を考慮して  $SR=3.0$  とすることを提案した。但し、地盤調査の結果から急激な沈下による転倒の危険が少ない場合は、そのレベルに応じて  $SR$  値を 1.5 までの範囲で減じることも提案した。以上のように、本研究では、 $F_s$  を求めてその値が  $SR$  以上であることを照査する必要を述べている。

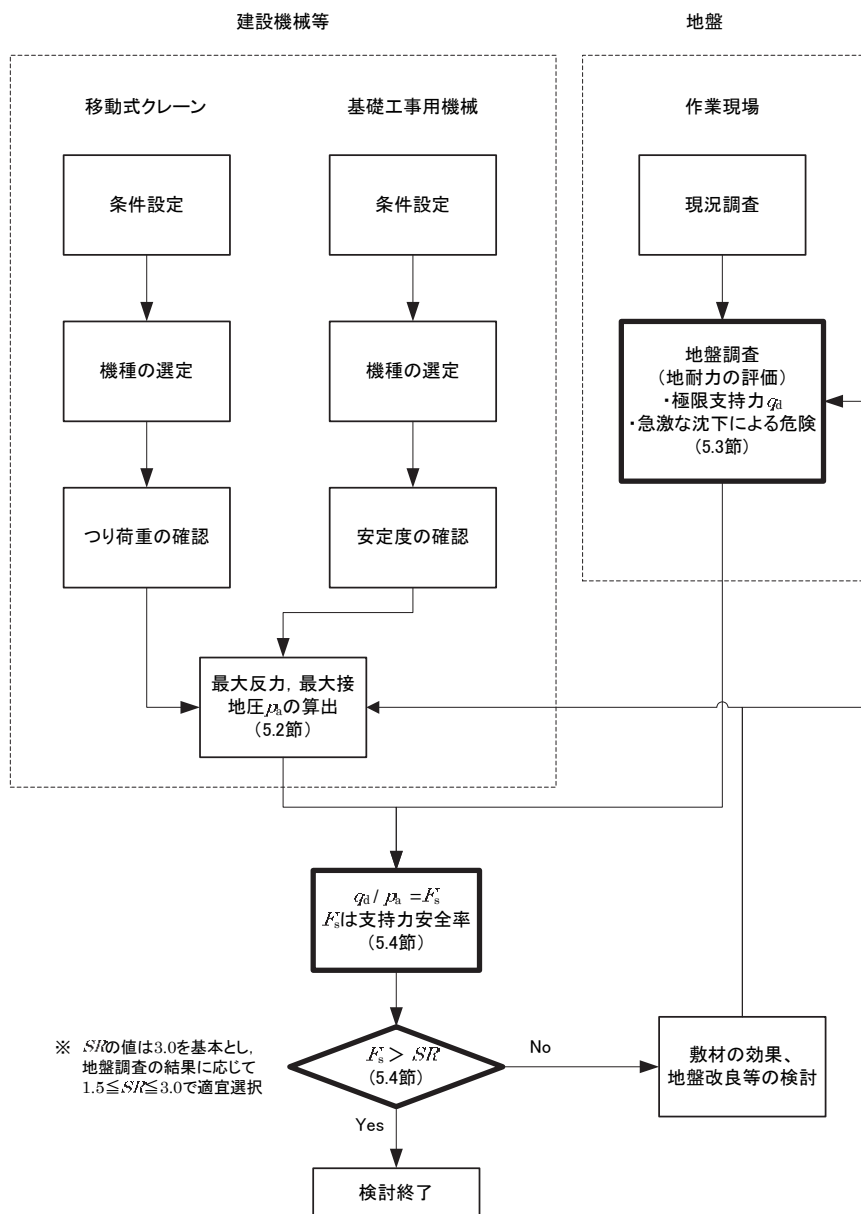


図 6-1 作業現場における地耐力確認のプロ (第 5 章から再掲)

- 3) 作業現場の地耐力を確認するためには地盤調査が不可欠である。しかしながら、地盤調査には様々な種類のものがあり、その目的や対象によって選択されるものである。標準貫入試験(SPT)に代表される貫入タイプの試験では、地中の抵抗分布が求められ、深さ方向の硬軟分布を確認できる。SPTには長い間の実績とデータの蓄積があり、その抵抗値から土の粘着力や内部摩擦角などのパラメータ値に換算することができる。また、その値を支持力公式に代入すると  $q_a$  を求めることができる。

ただし、建設機械等を設置する度ごとにこの種の試験を実施するには労力を必要とし、仮設の地耐力調査としてはあまり現実的ではない側面もあった。また、動的不安定化の可能性を評価するためには載荷圧力  $q$  と  $S$  の関係を知る必要があるが、それが容易でないという問題もあった。一方、平板載荷試験(PLT)のような載荷タイプの試験

では、 $q$ - $S$  関係から  $q_d$  と  $R_E$  を直接的に知ることができ、動的不安定化の可能性を把握することができる。しかしながら、基礎直下が複数の地層で構成されているような場合は、 $q$ - $S$  関係が載荷板と基礎のサイズの差に影響を受けるため、実際の関係までは予測できない。また、PLT は応力制御で実施されるために長時間を要し、簡単に行えない問題があった。そこで本研究では、PLT を効率的かつ簡便に行えるようにするために、「現場地耐力試験」(BCT) を検討した。

BCT では載荷を変位制御で行うために試験は短時間で終了し、仮設の地耐力を効率的に調査できるメリットがある。本研究ではこのような載荷速度の増加が試験結果に与える影響を様々な現場で試験して確かめたところ、ジャッキの伸張速度が 5mm/分では BCT の結果が PLT のそれとほぼ一致することがわかった。また、計測では簡便な方法の代替を検討し、試験装置についてはユニット化や半自動化したものを具体化した。載荷板と基礎サイズの差による評価上の課題は PLT と同様に有するが、表層の状態を直接確認できることは安全上有効と考えられ、下層については SPT などの事前調査を考慮することによって地耐力の総合的な評価にも利用できる。

以上のように、本技術資料はこれまでの研究から得られた知見をもとに、地耐力確認の基本的な考え方をまとめたものである。 $F_s$  による地耐力照査とその閾値  $SR$  の選択並びに転倒防止対策全般について、読者の皆様から頂くご批判やご意見などを参考に今後も引き続き検討していきたいと考えている。また、BCT の有効性についても引き続き現場試験を継続してデータの蓄積を図り、その結果については適宜報告する予定でいる。

## 謝 辞

本技術資料は、当研究所のプロジェクト研究「建設機械の転倒及び接触災害の防止に関する研究」の中のサブテーマ「建設機械の転倒、転落防止に関する研究」等の成果をまとめたものである。本研究に関連して実施した現場試験では、株式会社地盤調査所の宮坂享明取締役本部長、西村真二技術部長・調査部長、岡信太郎課長及び竹中工務店東京本店生産本部の坪田章 前部長(現 日本クレーン協会技術普及部長)、森田将史課長、技術部の滝沢英明課長、錦古里洋介課長代理、山口達也主任、則武亮彦氏、作業所の阿部一博所長、柳澤秀実氏、技術研究所の田屋裕司主任研究員のご指導と多大なるご協力を頂いた。また、大成建設株式会社技術センター技師長の末岡徹 博士と土木本部の立石洋二機械部長には同社の転倒防止指針を本資料で紹介するための許可で大変なご尽力を頂いた。

さらに、本研究の実行に関しては、東京都市大学の片田敏行教授、末政直晃教授及び元東京都市大学大学院生の前田周吾君(現清水建設(株))の三國智温さん(現テクノス(株))、及び元学部生の中島崇光君(現青梅ガス(株))と石野貴裕君(現(株)テクニカル・ジィ)に多大なるご尽力を頂いた。関係した皆様に深く感謝申し上げる次第です。最後に本プロジェクト研究に分担者として参画した伊藤和也主任研究員と吉川直孝主任研究員並びに関係する基準等を調査した佐々木哲也上席研究員と本田尚上席研究員並びに本資料の編集を担当した梅崎重夫部長のご協力に深く感謝致します。

(平成 27 年 2 月 16 日受理)



## 抄 録

### 作業現場における地耐力確認の方法 — 移動式クレーンを含めた建設機械等の転倒防止対策 —

玉手 聡, 堀 智仁

本技術資料は、移動式クレーンや基礎工事用機械などを含めた建設機械等が、地耐力不足のために転倒する災害を防止するために、設置する作業現場の地耐力を確認する方法を示したものである。これまでの研究から明らかになった動的転倒の危険を指摘したうえで、安定確保には地盤の「強さ」と「沈下量」に加えて降伏後の「沈下速度」の条件の考慮が必要なことを述べた。そして地耐力確認では、載荷圧力  $p_a$  に対する極限支持力  $q_d$  の比である支持力安全率  $F_s$  を求めて閾値  $SR$  と照査することとし、 $SR$  の値は急激な沈下による転倒危険を考慮して、3.0 を標準とすることを提案した。地盤調査の方法については、代表的な手法を整理して留意点を述べるとともに、新たな調査法を検討した。そして、作業現場における仮設の地耐力確認の観点から、効率的かつ簡便な「現場地耐力試験」の新たな方法も提案した。法令等では「堅固」な面へ設置や「軟弱」な地盤上での使用禁止を述べているものの、その表現が定性的であることから現場での評価や判断は異なる現状も認められる。本研究では、必要地耐力を定量的に示すとともに、その確認の方法を示したうえで、安全レベルの向上に必要な対策を述べている。



労働安全衛生総合研究所技術資料

JNIOOSH-TD-NO.3 (2015)

---

発行日 平成27年3月13日 発行

平成29年8月4日 改訂

発行者 独立行政法人労働者健康安全機構 労働安全衛生総合研究所

〒204-0024 東京都清瀬市梅園1丁目4番6号

電話 (042)491-4512(代)

---

印刷所 株式会社 アトミ

TECHNICAL DOCUMENT  
OF  
THE NATIONAL INSTITUTE OF OCCUPATIONAL SAFETY AND HEALTH

JNIOOSH-TD-NO.3 (2015)

A Study on Safety Practices of Investigation  
of Bearing Capacity of Supporting Ground  
for Prevention of Overturning of Heavy Machineries



JNIOOSH

NATIONAL INSTITUTE OF  
OCCUPATIONAL SAFETY AND HEALTH  
1-4-6, Umezono, Kiyose, Tokyo 204-0024, JAPAN