ISSN　1347－1066

産業安全研究所安全資料

SAFETY　DOCUMENT

OF

THE NATIONAL INSTITUTE OF INDUSTRIAL SAFETY

NIIS－SD－NO.22 (2006)

移動式クレーンの安定設置に必要な地盤の支持力要件

独立行政法人 産業安全研究所

移動式クレーンの安定設置に必要な地盤の支持力要件

目　　次

1. 序論……(1)

2. 移動式クレーンの転倒要因分析 ……(15)

3. アウトリガー設置地盤の支持力と変形特性 ……(25)

4. 静的安定限界と動的安定限界の理論解析 ……(39)

5. 遠心模型実験による転倒メカニズムの解析 ……(45)

6. 時刻歴運動解析による転倒シミュレーション ……(61)

7. 支持地盤の破壊と沈下による転倒危険性 ……(71)

8. 結論 ……(85)

Safety Requirements on Bearing Capacity of Ground for Mobile Cranes

CONTENTS

1. Introduction ……(1)

2. Analysis of overturning cause on mobile cranes……(15)

3. Bearing capacity and deformation characteristics on outrigger foundations ……(25)

4. Limit equilibrium analyses on overturning of mobile cranes ……(39)

5. Experimental simulation of overturning in centrifuge ……(45)

6. Time-history analysis for numerical simulation of overturning ……(61)

7. Risk analysis of overturning caused by failure of bearing ground ……(71)

8. Conclusion ……(85)

Safety Documents of the National Institute
of Industrial Safety, NIIS-SD-NO.22(2006)
UDC 624.131.524:624.131.526:624.131.37:621.868.27:614.822:624.046

移動式クレーンの安定設置に必要な地盤の支持力要件

玉手　聡 *

Safety Requirements on Bearing Capacity of Ground for Mobile Cranes

By Satoshi TAMATE *

Abstract: This study focuses on the phenomenon of ground instability causing mobile cranes to overturn. A mobile crane is a truck comprising machinery for hoisting equipment. It is usually supported by four outriggers, each of which is located at a different corner in order to restrict crane pitching during hoisting operations. Nevertheless, the crane may become quite unstable if the outriggers should happen to sink into the bearing ground. Many accidents have occurred due to overturning of such mobile cranes, and number of casualties reaches approximately 100 in Japan, furthermore, it is also considered that the same problem would exist in countries throughout the world.

Main causes of the accidents were both overconfidence and mistake in the evaluation to the bearing capacity of the ground, i.e. the prevention of penetration measures was not used. Accordingly, clarification of the risk of overturning due to the ground penetration by the outriggers is needed to ensure safety.

In this paper, firstly, investigations of characteristics of the mobile cranes, an analysis of the accidents and a survey of researches in the past are conducted to make sure the purpose of this study.

Secondary, a series of bearing capacity tests were carried out on the model ground. Unsaturated soil is considered to be the normal ground condition for the setting up of mobile crane. Therefore, the tests were performed using two types of the model ground to induce different ground penetration characteristics, and these types were 1) uniform, soft loam, and 2) layered ground with a hard surface covering soft soil. The bearing capacity of layered ground with a hard surface overlaying soft ground is higher than that of uniform soft ground. However, the velocity of penetration into layered ground is higher than that of uniform soft ground. Consequently, it is important to evaluate the risk of overturning not only in terms of the bearing capacity of the ground, but also with regard to the penetration velocity caused by brittle failure of the bearing ground. The index of brittle failure for the bearing ground (R_E) was defined with reference to the results for the relationship between the acting pressure (q) and normalized ground penetration by outrigger (s/D).

Thirdly, theoretical analysis of both the static equilibrium and the dynamic equilibrium were introduced to calculate the critical depth of outrigger ground penetration at which the crane overturns. The results showed that the critical depth due to the dynamic equilibrium was much smaller than that due to the static equilibrium, and therefore, it is necessary to consider the dynamic reaction of mobile cranes in order to prevent overturning. A series of experimental simulations using a mobile-crane model was performed in a centrifuge in order to examine realistic overturning behavior due to ground penetration. It was found that brittle failure of the ground resulted in rapid outrigger penetration and tended to make the mobile crane overturn more easily when compared with ductile failure of the ground. It was also confirmed through back-analysis of experimental

records that the mobile crane had already satisfied the kinetic conditions for overturning prior to reaching to the critical settlement of static equilibrium in cases where rapid penetration occurred. In addition, numerical simulation was carried out to examine the experimental results, and in this, the updated Lagrangian method was used to solve the equation of motion. Through study of the results of experimentation and simulation, it was found that an index of relative instability（I_r）— specifically, the ratio of critical depth for kinetic equilibrium（s_k）to that for static equilibrium（s_s）— had a linear relationship to the common logarithm of an index for brittle failure of bearing ground（R_E）as derived from the load-settlement curve for ground penetration.

Fourthly, relationship between bearing characteristics of the ground and risk of the overturning was investigated. The supporting surface's failure risk（r_p）is defined as the ratio of the acting pressure（q_a）to the ground's yield pressure（q_y）. The kinetic risk of overturning due to ground penetration（r_k）is defined as the ratio of the static risk of overturning due to ground penetration（r_s）to I_r. r_s is defined as the ratio of s_a to s_y, where s_a is the ground penetration induced by q_a, and s_y is the ground penetration at the static equilibrium for the mobile crane. It was made sure from the experiments that the crane overturns at $r_p > r_k = 1$. In particular, $r_p \fallingdotseq r_k = 1$, when the outriggers penetrated quickly due to brittle failure of the ground（$I_r = 0.4$）. It was clarified that the crane reached kinetic equilibrium soon after q_a reached q_y.

This study concludes that mobile cranes become highly unstable as a result of rapid penetration of the outriggers, and therefore occurrence of rapid penetration must be considered in evaluation of risk. Calculation of probability for safety of overturning（P_{ss}）was performed in consideration of uncertainty existing in both r_p and r_k. By using general mean value of the coefficient of variation from $N-$value, $P_{ss} > 0.977$ at safety factor on bearing capacity（F_s）=3 resulted whereas $P_{ss} > 0.837$ at $F_s = 1.5$. Accordingly, this study proposes to set the crane by $F_s = 3$ to prevent the overturning.

Keywords：Mobile crane, Overturning, Penetration by outriggers, Kinetic instability, Bearing capacity of ground, Safety factor

---

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

1. 序　論

1.1　はじめに

本安全資料は移動式クレーンの地盤工学的な不安定性に着目して実施した研究結果を報告するものであり，地盤設置における安全要件を提案するものである．

本研究ではホイールクレーン及びトラッククレーンの不安定性に焦点を当て，検討が行われた．この2つのタイプの移動式クレーンはアウトリガーにより支持される形式であり，その沈下による転倒が多く発生している．

アウトリガーとは下部走行体の4隅に備わる安定装置である．アウトリガーは水平に張り出され，そして機体をジャッキアップする．従って，移動式クレーンはアウトリガーにより安定化が図られる．しかし，このアウトリガーの沈下に起因した転倒災害が多発している．

アウトリガーの沈下防止には，地盤表面に覆工板を設置する対策が有効である．また，軟弱地盤における設置では，表層に対する砕石盛土や浅層安定処理による対策が用いられる．対策法は比較的シンプルで容易なものであり，対策の実施により沈下は確実に抑止されるものである．しかしながら，実際の使用状況や事故状況を調査すると，これらの対策はあまり講じられていないことがわかった．

沈下防止対策が用いられない背景には，設置地盤の支持力に対する過信や判断の誤りがある．クレーン設置前に行われる地盤調査は，目視や踏査によるものが多く，支持地盤の安定性は経験的に評価される場合が多い．しかしながら，アウトリガーが直接設置された場合の接地圧力は非常に高く，この接地圧力に対して支持地盤が沈下するか否かを経験的に評価することは容易でない．これに加えて軟弱地盤の表層が固結した地盤は一見堅固に見誤られ，判断が危険側に為される場合もある．すなわち，表層固結した地盤は支持力が低いばかりでなく，破壊が脆性的であり，急激なアウトリガー沈下を引き起こす場合がある．そのため，移動式クレーンは大きく不安定化する．従って，目視や踏査のみによる地盤調査では安定性評価が困難であり，載荷試験などによる工学的な調査が必要である．

沈下による転倒を防止するためには，対策の実施が不可欠であり，そのためには対策の必要性を明らかにすることが重要である．すなわち，沈下が，「なぜ」，「どのように」，そして「どの程度」，クレーンを不安定化させるのかを明らかにする必要がある．従って，支持地盤の特性を考慮した転倒危険性の評価が必要である．転倒危険性の解明は必要とされる地盤養生対策の選択を可能にする．

本資料は，大きく4つの内容から構成される．第一の内容は，研究の背景に関する事項であり，移動式クレーンの概説，クレーンの安全に対する国内外の法令規則の調査，既往の研究，ならびに災害事例の調査結果に関するものである．移動式クレーンが有する安全上の問題点と解明が必要とされる事項が述べられている．

第二の内容は，設置地盤の支持力と地盤内変形の調査に関する事項である．クレーンが設置される代表的な地盤の条件を抽出し，支持力実験を実施した．不飽和な含水状態と圧縮性を有する土質条件を考慮して，模型地盤は関東ロームを用いて作製した．さらに，延性的破壊と脆性的破壊の発生がアウトリガーの沈下速度に与える影響を調査するために，一様地盤と表層固結地盤に対する支持力実験を実施した．実験の結果，表層固結地盤の載荷圧力（q）－沈下比（s/D）関係に現れる屈曲点後の接線勾配は，一様地盤に比べて減少することが明らかになった．屈曲点前後の接線勾配の比を脆性沈下指標（R_E）と定義し，R_Eは後述する移動式クレーンの動的不安定性評価に用いた．またフーチングの沈下に伴って発生した地盤内変形を解析し，クレーン設置時に必要な地盤の調査範囲を明らかにした．

第三の内容は，支持地盤の沈下による移動式クレーンの不安定性に関する事項である．アウトリガーの沈下とクレーンの不安定性の関係を理論解析するとともに，遠心模型実験と数値解析による転倒メカニズムの解析を実施した．理論解析では，沈下を考慮したクレーンの静的安定限界と急激な沈下を考慮した動的安定限界を検討した．遠心模型実験では，模型地盤に異なる$q-s/D$関係を与えて模型クレーンに転倒を再現し，そのメカニズムを実験的に解析した．数値解析ではクレーンモデルの時刻歴運動解析を実施し，クレーンの不安定化に及ぼす$q-s/D$関係の影響を調べた．実験及び解析の結果，支持地盤の脆性的な破壊により発生す

るアウトリガーの急激な沈下は，クレーンを動的に不安定化させることが確認できた．さらに，動的不安定性は2つの沈下量の解析値，すなわち静的安定限界沈下量（s_s）に対する運動学的安定限界沈下量（s_k）の比によって指標化（I_r）できることがわかった．その結果，R_EとI_rとの関係，すなわち動的不安定性と地盤条件の関係を明らかにすることができた．

第四の内容は，地盤条件と転倒危険性の関係に関する事項である．ここでは，地盤破壊危険度（r_p）と運動学的転倒危険度（r_k）が定義されている．r_pは強度条件であり，地盤支持力に対する載荷圧力の比である．r_kは支持地盤の沈下を考慮した転倒条件であり，I_rに対する静的転倒危険度（r_s=発生沈下量（s_a）/s_s）の比で表される．地盤条件とクレーン側条件の違いが r_pとr_kの関係に与える影響を解析した．さらに，r_pとr_kの不確実さを考慮した確率的な検討を実施した．地盤の破壊に関する限界状態関数（G_f）と運動学的沈下による転倒の限界状態関数（H_f）を定義し，地盤破壊に対する安全の確率（P_{SP}）と転倒に対する安全の確率（P_{SS}）を計算した．r_pとI_rの両条件の違いがP_{SP}およびP_{SS}に与える影響を考察した．

以上の結果に基づいて，本研究では移動式クレーンの安定設置に必要な地盤の支持力要件を検討し，転倒危険性の低減に必要な支持力安全率（F_s）が述べられている．

1.2　研究の背景

1.2.1　日本の労働災害の発生状況[1)]

わが国における労働災害の発生数には，長期的な減少傾向が見られる．また，建設業における労働災害についても，ほぼ同様な傾向が見られる．**図1-1**に休業4日以上の死傷災害について発生状況の推移を示す．

労働災害による死傷者数は，1978（昭和53）年以降は一貫して減少している．2001（平成13）年における全産業での死傷者数は133,598人であり，建設業における死傷者数は32,608人であった．

図1-2に労働災害による死亡者数の推移を示す．建設業における死亡災害については，1985（昭和60）年頃から年間1000人前後で増減を繰り返し，横ばいの状況であった．その後1997（平成9）年以降連続して1000人を下回り，2001（平成13）年は644人である．

建設業における労働災害が全産業に占める割合は，30%前後で推移している．死亡災害については約40%で推移している．

2001（平成13）年の建設業における死亡災害を種類別に調査した結果，墜落による死亡者は262人であり全体の40.7%を占め，最も多い．墜落に続いて，建設機械等による死亡者数は89人であり，全体の13.8%を占める．

建設機械による死亡者の内訳は，パワーショベル等によるもの（56.2%），ローラー等によるもの（6.7%），くい打機，くい抜き機，ボーリングマシン等によるもの（5.6%）の順に多い．クレーン等の災害による死亡者数はこれとは別に分類統計され，その人数は18人（平成13年）である．

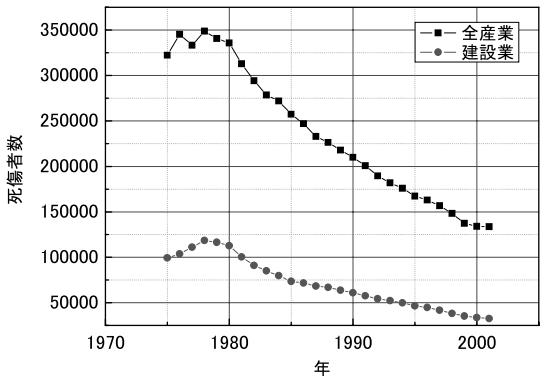


図1-1　労働災害による死傷者数の推移（1975年～2001年）

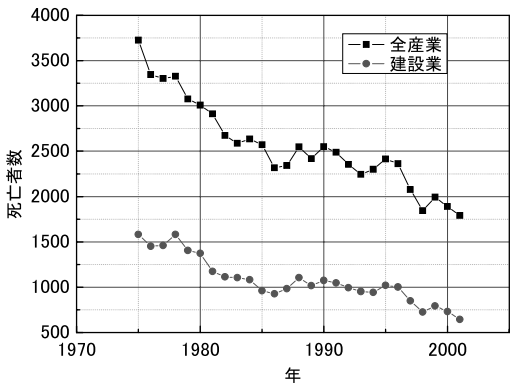


図1-2　労働災害による死亡者数の推移（1975年～2001年）

建設機械等とクレーン等による死亡災害が建設災害全体に占める割合は16.6%である．施工技術の高度化や省力化のために，建設機械や移動式クレーンが導入される一方で，それに関連した災害割合は高いことがわかる．

1.2.2　移動式クレーンの種類

移動式クレーンとは，先に述べたとおり車体に内蔵された原動機により荷をつり上げ，運搬することを目的とする機械であり，日本工業規格（JIS）では自力で走行が可能な自走クレーンと呼んでいる．

移動式クレーンは車体に内蔵された原動機により荷をつり上げ，運搬することを目的としたつり上げ機械である．一方，工場に設置された天井クレーンや岸壁に設置されたコンテナクレーン等はクレーンに分類され，移動式クレーンとは区別される．

移動式クレーンは，下部走行体の形式等により大きくクローラクレーン，トラッククレーン，ホイールクレーン，積載形トラッククレーン，鉄道クレーン，浮きクレーンの6つに分類される[2)]．次に，主な移動式クレーンの概要を述べる．

(1) クローラクレーン

クローラクレーンとは，下部走行体の接地部にキャタピラを有する自走式クレーンである（**図1-3**参照）．走行速度は時速1～3kmと遅く，公道を走行することは通常困難である．しかし，作業時の安定性が優れているため不整地や軟弱地盤上での走行能力はトラッククレーンやホイールクレーンよりも高い．

現在，我が国で生産されているクローラクレーンは，つり上げ荷重が1トン以下から800トン級までであり，大小様々な種類のものがある．クローラクレーンは規模が大型化するに従って，その特徴が発揮される．そのため，一般的には150トン級以上のものが普及している．駆動方式は機械式と油圧式の2種類があるが，最近では油圧式あるいは油圧式と機械式の複合方式がほとんどである．ジブ構造は，高張力鋼管をラチス状に溶接結合した長方形断面のものが多い．ジブは基本ジブに継ぎジブを挿入し，これらをピン結合することにより，必要なジブ長に調整できる．ラチスジブは軽量で長大化が可能であり，変動荷重に強いことが利点である．しかし，作業中にジブの収縮ができないこと，ならびに輸送時にはジブを分解しなければならないことの短所も有する．

(2) トラッククレーン

クローラクレーンの上部旋回体をトラックのキャリアに取り付けたものがトラッククレーンである．そのためトラッククレーンは走行用の運転室とクレーン操作用の運転室を別々に備えており，これが構造的な特徴となっている．トラッククレーンには汎用シャーシに旋回体を搭載した中大型のタイプ，さらには専用シャーシに搭載された超大型のタイプがある．**図1-4**，**図1-5**に中型ボックス式およびラチス式のトラッククレーンの外観を示す．

中小のトラッククレーンはキャリアのディーゼルエンジンを動力源とする．このエンジンはクレーン用油圧ポンプの駆動源にもなっている．ジブにはラチス型とボックス型があり，一部の超大型機を除いてボックス型が広く用いられている．このボックスジブは通常2～6段の油圧伸縮方式である．また，キャリア部にはアウトリガーが備わる．クレーン作業時にはアウトリガーを張り出して安定を維持する．

オールテレンクレーン（**図1-6**）は，不整地走行と高速走行の両立を可能にしたトラッククレーンである．高速走行時にはキャリア側運転室で運転されるが，作業現場での低速走行およびクレーン操作は上部旋回体の運転室で行われる．

オールテレンクレーンは我が国での知名度は低いが，ヨーロッパ全土にはかなり普及しており，世界の移動式クレーンの約60%を占め，移動式クレーンの世界基準となっている．

(3) ホイールクレーン

ホイールクレーンは，一機の原動機で走行とクレーン作業を行い，専用のホイールクレーン式走行台車が備わる．ホイールクレーンはトラッククレーンと同様にクローラクレーンの上部旋回体を一部改造し，ホイール式の下部走行体に搭載したものである．一般に，ラチスジブ式ホイールクレーン，ラフテレンクレーン，オールテレンクレーンを統括してホイールクレーンと呼ぶ．ホイールクレーンは，荷を吊った状態での走行も可能である．

ラチスジブ式ホイールクレーンは古くから建設現場等で用いられ，本体がコンパクトで狭い場所でも移動しやすく根強い需要がある．しかし，近年はその需要が減少傾向である．ラフテレンクレーンを**図1-7**に示す．走行操作とクレーン操作は，上部旋回体の運転室で行われる．このクレーンは4輪駆動および4輪操舵が可能であり，不整地における走行性能が優れている．また，トラッククレーンに比べ車体はコンパクトであるが，ほぼ同等の吊り上げ能力を有している．そのため，近年では移動式クレーン総生産高において高い割合を占めている．

図1-３　クローラクレーン

図1-４　トラッククレーン（ボックス式）

図1-５　トラッククレーン（ラチス式）

図1-６　オールテレンクレーン

図1-７　ラフテレンクレーン

図1-８　積載形トラッククレーン

（4）その他の移動式クレーン

移動式クレーンの大型化が進行する一方で，建設，運輸ならびに造園などの広い分野で小型移動式クレーンの需要が増加している．一般的な小型クレーン（積載形トラッククレーン）を**図1-8**に示す．

積載形トラッククレーンでは，1～5トン程度のつり上げ荷重が多く見られる．通常，汎用トラックの運転室後方にクレーンを搭載しており，荷役と運搬の両機能を有する．ジブは2～5段の伸縮式ボックス型で，ジブ長さは1.5～13.0mである．

表1-1　移動式クレーンの設置数（平成16年12月31日現在）

	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	浮きクレーン	その他	合計
3ﾄﾝ以上5ﾄﾝ未満	11,590	5,088	2,794	13	24	7	19,516
5ﾄﾝ以上10ﾄﾝ未満	524	1,122	33	-	43	3	1,725
10ﾄﾝ以上20ﾄﾝ未満	850	6,324	148	4	320	4	7,650
20ﾄﾝ以上50ﾄﾝ未満	3,004	21,297	2,823	1	299	21	27,445
50ﾄﾝ以上100ﾄﾝ未満	555	2,681	5,195	4	334	106	8,875
100ﾄﾝ以上200ﾄﾝ未満	1,068	5	1,150	-	404	51	2,678
200ﾄﾝ以上500ﾄﾝ未満	342	2	199	-	218	28	789
500ﾄﾝ以上1000ﾄﾝ未満	47	-	31	-	13	-	91
1000ﾄﾝ以上	-	-	6	-	17	-	23
合計	17,980	36,519	12,379	22	1,672	220	68,792

一般のトラックと同程度の高速走行が可能である．また，クレーンの操作が容易なことから建設現場だけでなく幅広い業種で利用されている．一方で，積載形トラッククレーンによる災害は多く発生しており，中でも転倒事故が多発している．

1.2.3　移動式クレーンの稼働状況

移動式クレーンの技術開発が進められ，普及が著しい．**表1-1**に日本国内における移動式クレーンの稼働台数を示す．現在，国内に設置されている移動式クレーンは約6.8万台である[3)]．平成12年の設置台数は9.7万台を示したが，近年は減少傾向が見られる．このうちトラッククレーン，ホイールクレーン，クローラクレーンは，移動式クレーン全体の約98%を占める．

移動式クレーンは近年大型化が進み，つり上げ荷重が100トンを越えるものは全体の5%を占め，つり上げ荷重が1000トン以上のものも存在する．

ホイールクレーンの中には，悪路での走行性能や狭隘な場所での移動性を高めたラフテレンクレーンも登場し，稼働台数が増加している．また，移動式クレーンはつり上げ機械としての利用に加えて，建設機械としての利用も増加している．ジブ先端にオーガやバイブロハンマーなどのアタッチメントを取り付けることにより，建設施工に用いられている．

1.3　移動式クレーンの安定性に関する国内外の安全規則

1.3.1　日本の安全規則

労働安全衛生法では，第5章「機械等及び有害物に関する規制」の第1節「機械等に関する規制」（第37条から第54条の6）にクレーン関連の事項が記述されている．この節では，特に危険な作業が存在する機械を「特定機械」と定め，製造の許可，検査ならびに使用制限等を定めている．

労働安全衛生法施行令では，移動式クレーンが定義されている（第1条8）．つり上げ荷重が0.5トン以上の移動式クレーンは「政令で定める機械等」と規定され（第10条），さらに，つり上げ荷重が3トン以上のものは，「特定機械」と規定されている（第12条）．

第13条では厚生労働大臣が定める規格または安全装置を具備すべき機械等が示されている．

(1) 労働安全衛生規則

労働安全衛生規則に記述される事項は多岐にわたるが，移動式クレーンに関連する主な事項について概要を述べる．

第3章「機械等及び有害物に関する規制」の第1節「機械等に関する規制」では，規格に適合した機械の使用（第27条）と安全装置（第29条）が述べられている．

第4章「安全衛生教育」では，第35条に雇入れ時等の教育項目が規定され，第36条では特別教育を必要とする業務が規定されている．移動式クレーンについてはつり上げ荷重が1トン以上の移動式クレーンの運転と玉掛け業務がその適用を受けることが規定されている．

第5章「就業制限」では，クレーン業務において必要とされる免許等又は技能講習その他が規定されている．

第7章「免許等」では，第1節「免許」に免許に関する手続き等が規定され，第2節「教習」では教習区分とその細目が規定されている．

第8章「監督等」では，第85条において「計画の届出等」が規定され，移動式クレーンを設置した際及び構造を変更した際には，届出が必要なことを示している．

第96条の「事故報告」では，事業場において移動式クレーンの災害が発生した場合には，労働者の死傷の有無にかかわらず，所轄労働基準監督署に遅滞なく報告しなければならないことが規定されている．

(4) クレーン等安全規則

クレーン等安全規則は全10章から構成され，移動式クレーンに関する規則は第3章「移動式クレーン」（第53条から第93条）に述べられている．また，第8章には「玉掛け」（第213条から222条），第9章の第2節には「移動式クレーン運転士免許」（第235条から第234条）が記述されている．

第1章「総則」の第2条1項では，クレーン等安全規則の適用範囲を規定している．つり上げ荷重0.5トン以上の移動式クレーンは同規則の適用対象となる．なお当規則では，つり上げ荷重を質量と定義している．これはISOにおいても同様に定義されており，Loadはmassと述べられている[4]．

第3章「移動式クレーン」第2節「使用及び就業」では，使用の制限，負荷条件，就業制限，強風時の作業中止ならびにアウトリガーの設置方法が規定されている．特に，69条では定格荷重を超える荷重を載荷しての使用禁止が規定されている．定格荷重とは許容できる最大のつり荷質量である．水平状態においてクレーンが静的に釣り合うつり荷質量は安定限界荷重という．すなわち安定モーメントと転倒モーメントが釣り合うつり荷質量である．本規則では，定格荷重に対する安定限界荷重の比の最小値は1.27と規定されている．また，70条の3では，軟弱な地盤および移動式クレーンの転倒のおそれがある場所における作業禁止を規定し，70条の4では，敷き鉄板上にアウトリガーを設置する場合には転倒のおそれのない位置に設置しなければならないことを規定している．以上の通り，第3章第2節では，支持地盤の不安定性よる転倒を防止するための規則が示されている．

(5) 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「ワイヤー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），附則およ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記述されている．第5節「安定度」（第13条から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．前方安定度（S_F）とは，つり荷の動揺等に対して移動式クレーンの動的な安定性を確保するための指標であり，その値は1.15以上とすることが規定されている（式1-1参照）．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り，クレーン規模に応じた安定性が確保されている．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以上とすることが規定されている（式1-2参照）．この規定により，カウンターウエイトの搭載質量が制限される．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するものであり，その設置条件は水平かつ堅固な地盤上であることが前提とされている．

$$S_F = \frac{M_p + M_o + M_e}{M_p + M_o}, \quad S_F \geq 1.15 \tag{1-1}$$

$$S_B = \frac{M_F}{M_m}, \quad S_B \geq 0.15 \tag{1-2}$$

ここで，M_pはジブ質量のうち先端部等価質量でありジブを重心から先端側と根元側に二分したときの先端側の質量である．M_oは定格総荷重（定格荷重に釣り具の質量を加えた値）である．M_eは安定余裕荷重であり，移動式クレーンが転倒に至る荷の質量と定格総荷重（定格荷重とつり具の質量の和）の差に相当する質量である．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．

左右の安定度とは走行中の移動式クレーン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

らないことが規定されている．

以上より，移動式クレーンの転倒防止に関する主な法令及び規則は次の通り要約できる．

① 作業時に許容する最大のつり荷の質量が定格荷重として規定されている（クレーン等安全規則　第69条）．（定格荷重）≦1/1.27×（安定限界荷重）
② 地盤が軟弱なことにより転倒のおそれがある場合は，作業が禁止されている（クレーン等安全規則　第70条の3）．
③ アウトリガーは転倒のおそれがない位置に設置しなければならないことが規定されている（クレーン等安全規則　第70条の4）．
④ 移動式クレーンは水平かつ堅固な面の上にあることが構造上の安定条件として示されている（移動式クレーン構造規格　第13条の3及び第14条の2）．

1.3.2　海外の安全規則

主な諸外国の移動式クレーン転倒防止に関する安全規則を以下に要約して述べる．

（1）アメリカ合衆国（United States of America）

アメリカ合衆国における関連規則には，OSHA（Occupational Safety & Health Administration, U.S. Department of Labor）が定めるOccupational Safety and Health Standards[5] がある．この中には，-Crawler Locomotive and Truck Crane.-1910.180がある．この1910.180（c）（1）（iv）では，移動式クレーンの安定性に及ぼす付加的な要因に支持地盤の条件が示されており，使用者は支持地盤の安定確保に留意しなければならないことが述べられている．また，これに加えて，OSHAはMobile Crane Inspection Guideline for OSHA Compliance Officer[6] を示している．その第2章1節Lifting Principleでは，地盤条件について次の通り記述されている．

クレーンの定格荷重は理想的条件下での使用を前提として算出されている．よって，地盤が傾斜している状況や軟弱な状況に設置することは避けられなければならない．特に，軟弱な地盤は移動式クレーンの安定性に大きな影響を与えるものである．よって軟弱地盤では，敷き鉄板あるいはコンクリートブロックをアウトリガーの下に設置して荷重を分散させ，水平を維持させなければならない．

上記の内容は，日本の規則とほぼ同じ内容である．ただし，OSHAではこれに加えて，クレーンオペレータおよび関連作業者は不安定な地盤状態を判断するために必要な知識を有する必要があると述べており，日本の安全規則にはない特徴が見られる．

（2）連合王国（United Kingdom）

イギリスではBSI（British Standards Institution）が定めるBS（British Standards）の中にCode of Practice for Safe Use of Cranes[7] が示されている．移動式クレーン設置地盤の安定性に関する項目は，Part 1 General, Part 2 Testing and inspectionおよびPart 3 Mobile cranesに見られる．日本の規則に比べて，支持地盤に対する注意が定性的な表現ではあるが詳細に述べられている．これらの中で記載される地盤支持力と転倒災害防止に関連する項目を以下に述べる．

Part 1 General

4. Planning of the lifting operationでは，作業計画の策定時における接近による危険，作業現場の離隔の不足による危険，地盤あるいは基礎の強度不足による危険に対して注意しなければならないことを述べている．

7. Selection of cranesでは，移動式クレーンの機種を選定する際には現場条件，地盤条件，環境条件を考慮しなければならないことを述べている．

9.2. Crane standing or support conditionでは，移動式クレーンの水平を維持するために必要な地盤強度の確認が作業指揮者に指示されている．さらに，作業時のアウトリガーに作用する荷重を正確に算出するためには，移動式クレーンの製造会社，専門機関あるいは現場を施工する建設会社に確認しなければならいことが述べられている．

13. Testing and examination-13.1.4. Test siteでは，地盤に対する注意事項が記述されている．

Part 2 Inspection, testing and examination

Part 2 Inspection, testing and examinationでは，使用中における点検，試験および調査に関する事項が述べられている．特に，13.3 Levelingでは，移動式クレーンが設置される地盤の傾斜が±0.5%以内と規定されている．

Part 3: Mobile cranes

Part 3: Mobile cranesでは，つり上げ作業に使用される移動式クレーンの設置場所について，その機動性と多様性に起因した危険への対処と安全化の必要性が述べられている．なお，記載内容にはPart 1およびPart 2と重複が見られる．

4. Management of the lifting operation－4.3. Planning of the lifting operationでは，Part 1と同様に作業計画

時における地耐力への注意が述べられている．

4.8. Duties of a appointed persons for mobile crane operations- 4.8.2. Basic liftでは，移動式クレーンの搬入及び搬出のための経路確保に加えて，つり上げ作業に伴って増大するアウトリガー作用荷重に対して，地盤は十分な支持力を確保しなければならないことが述べられている．4.8.3. Comples liftingでは，地盤支持力を確認するための調査を実施しなければならないことが述べられている．

9.2.2. Use of outriggers/stabilizerでは，移動式クレーンの設置に関する注意事項が次のように述べられている．

① 設置に際しては，アウトリガーの沈下による転倒ならびに不安定化を防止するために十分な接地面積を確保しなければならない．
② 敷板は使用状況に合致した大きさや強度を有するものを準備し，使用しなければならない．
③ 敷板を平坦ではない地盤に設置することを禁止する．その理由は，敷板を凸凹した地盤に設置すると過大な変形や破壊が発生するためである．
④ 敷板を並べて使用する場合には，隙間なく配置しなくてはならない．さらに，敷板あるいは敷き鉄板を介して地盤に接地圧力を分散させる場合には，地盤内における圧力分散角度を45度と仮定して支持力を算定すること．なおこの際には分散角45度の延長線上に斜面や掘削壁面が存在しないことを確認しなければならない．
⑤ 養生後の地盤支持力に疑いがある場合は作業指揮者が専門家に意見を求め，安全性の確認をしなければならない．

12. Operating conditions－12.5. Outriggers/stabilizerでは，アウトリガーの張り出し幅について次の通り述べている．アウトリガーを使用する際には，原則的にアウトリガービームを最大に引き出し，機体をジャッキアップさせなければならない．そして，機体に備わるタイヤの全てが完全に浮いている状態であることを確認しなければならない．

（3）オーストラリア連邦（Commonwealth of Australia）

オーストラリアでは，Standards Australia（SA）が定めるAS（Australian Standards）の中にCranes (including hoists and winches)[8] が示されている．移動式クレーン設置地盤の安定性に関する項目はPart 1 General requirements（AS 1418.1（1994））, Part 5 Mobile and vehicle-loading crane （AS 1418.5－（1995））, Part 14 Requirements for cranes subject to arduous working condition（AS 1418.14－（1996））に見られる．これらの中で記載される地盤支持力と転倒災害防止に関連する事項を以下に述べる．

Part 1 General requirements

Section 6. Stabilityでは，転倒モーメント（M_o）に対する安定モーメント（M_s）の安全率（F_s）が定められている．M_oはつり荷の重さと風荷重を考慮した転倒モーメントの最大値と定義し，M_sは供用中における安定モーメントの最小値と定義している．作業中のF_sは1.4以上，休止時については風荷重の作用を考慮してF_sは1.2以上とすることが定められている．

Part 5 Mobile and vehicle-loading crane

Section 9. Stabilityでは，定格荷重と地盤条件に関する規則が次のように述べられている．定格荷重は安定限界荷重に，機体の設置状態毎に定められた低減率を乗じて得られる値であり，静的条件下にある移動式クレーンの安定性を確保するためのものである．安全率の標準値は1.33（=1/0.75）以上である．但し，つり上げた状態で機体を移動させる場合は1.5（=3/2）以上の安全率が適用される．日本のクレーン等安全規則では安全率を1.27以上と定められている．すなわち，ASの安全率には日本のそれよりも大きい値が用いられている．なお，定格荷重の値は移動式クレーンが水平かつ堅固な地盤上において操作されていることを前提としており，この条件は後述するISO 4305においても同様である．

7. Selection of cranesでは，移動式クレーンの機種選定においては必要とされる作業能力を考慮するとともに，設置する現場条件，地盤条件，環境条件を考慮する必要があると述べている．これは前述したBSにも同様な記述が見られた．

9.2. Crane standing or support conditionでは，作業指揮者は支持地盤の安定性を確認しなければならないことを述べており，これもBSと同様である．

13. Testing and examination－13.1.4. Test siteにもBSと同様な記述が見られる．地盤は十分に締め固まった状態でなければならないこと，ならびに地盤はアウトリガーに発生する荷重を支持できる強度を有しなければならないことが述べられている．また，事前調査については，次のことが述べられている．ケーブルダクト，埋設管，埋め戻し土などの有無を調べ，支持力

の減少要因が存在しないことを確認しなければならない．また，支持地盤が水平であることを確認しなければならない．

(4) ISO (the International Organization for Standardization)

ISO規則の中に，Mobile cranes－Determination of stability（ISO 4305:1991（E）[9]）が示されている．この中では移動式クレーンの安定維持について次のように述べている．移動式クレーンは水平かつ堅固な地盤に設置されることを前提に，解析的な安定条件が示されている．なおここで，水平状態とは地盤の傾斜が1%を上限とする．ISOに示される傾斜の上限値はBSが規定する許容傾斜角0.5%よりも大きな値である．

Mobil cranes－Experimental determination of crane performance－Part 1: tipping load and radii（ISO 11662 - 1:1995（E））では，荷重試験を実施する際の支持地盤の条件を次のように述べている．移動式クレーンは十分な広さと強度が確保された地盤上に設置されなければならない．また，地盤の水平状態とは1%の傾斜を上限とする．

1.4 既往の研究

移動式クレーンの転倒防止に関する既往の研究は，機械工学や構造工学におけるものが多く見られる．その内容は，つり荷の振動制御やクレーンジブの振動抑制に関するものである．これらの研究目的は，つり荷の振動により発生する水平加速度が転倒モーメントを増大させることによる不安定化の防止，ならびに荷崩れや荷の激突災害の防止を図ることであった．

1960～1980年代初頭に実施された安定性に焦点を当てた研究では静的解析が多く行われている．クレーンは静止状態あるいは作業速度が一定状態であることを仮定した研究が行われている．

1980年以降は，移動式クレーンの挙動に焦点を当てた動的解析が多く行われている．ブームの起伏時，ならびに旋回時におけるクレーンの安定性，すなわち作業時のクレーンの動態挙動に関する研究が多く行われている．しかしながら，これらの研究では，クレーンは水平堅固な面に設置されることが前提とされており，作業時に発生するクレーン各部のたわみやクレーン本体の挙動が論じられている．代表的な論文内容を以下に要約する．

クレーンの動的問題に焦点を当てた研究の中には，工場用天井クレーンや定置式ジブクレーンに関するものがある．Moustafa and Ebeid[10] は天井クレーンに働くつり荷の揺れによる外力を動的非線形モデルで示している．この研究では，クレーンの移動速度をフィードバック制御することによる揺れ防止の制御システムが開発されている．

Sakawa and Sato[11] は建築工事用の旋回式ジブクレーンのための動的制御モデルを開発している．Hara et al.[12] はジブの旋回や伸縮に伴うつり荷の振動制御方法と，目的の場所に正確に速く設置させるための制御手法について報告している．また，Starr[13] はpath-controlled robotic manipulatorを用いたつり荷の移動終了時における安定的な静止方法を示した．

Jones and Patterson[14] は，加速度制御によるつり荷の制振に関する数学的モデルを示した．しかしながら，これらの研究は天井クレーンを対象とした制御手法の検討に関するものであり，その適用範囲は限定されたものであった．

移動式クレーンを対象とした研究には，つり荷の移動時に発生する振動，風の作用による振動，ならびにクレーン構造部材自体の振動に焦点を当てた研究報告がある．

Eden et al.[15] は安定性の低下をまねく静的外力要因と動的外力要因について，解析に基づく結果を示した．Ito et al.[16] は，つり荷を吊った状態にある移動式クレーンの動的挙動を明らかにし，トラッククレーンの動的安定性を示した．Patton[17] はクローラクレーンの解析モデルを示している．このモデルでは，上部旋回体の旋回動作に伴って発生するつり荷の振り子運動による非線形外力が考慮されている．

Zaretsky et al.[18] は等価線形系によってシミュレートする簡易型の動態解析法を紹介した．Beliveau et al.[19] は，クレーン操作で発生するつり荷の振動低減の必要性を述べている．つり荷の振動による転倒モーメントの増加を防ぐ方法として，ジブ先端からつり下げられた位置にYork（くびき）装置を配置して，制振する方法を提案している．Yorkはワイヤーロープに対してその同心円上の位置に設置されるものである．

Bernold et al. [20] は，つり上げ時の荷重を安定条件の範囲内にコントロールするための，制御監視システムを開発した．しかしながら，これらの研究では，移動式クレーンを設置する基礎は弾性体，あるいは剛体が仮定されている．

移動式クレーンの安全化を目的としたその他の研究には，視覚情報処理に関するものが見られる．例えば，Everet et al. [21] は，オペレータと玉掛け作業者のコミュニケーション手法の改善に焦点を当てた研究を行っている．この研究では画像対話システム（CRANIUM）が紹介されている．

次に，移動式クレーンを設置するための支持地盤の安定性に関する既往の研究について述べる．Rajagopalan[22] は，ビル建築工事現場に移動式クレーンを設置する際の基礎設計手法について報告している．この工事現場では敷地の制限から斜面の法肩付近に移動式クレーンを設置する必要があった．そのため法肩部に杭を設置してアウトリガー基礎の支持力を増加さる対策が施された．この検討ではクレーンの許容傾斜角が1度に設定され，杭基礎が設計されている．地盤養生の対策事例として興味深い報告である．

日本クレーン協会水平制御委員会[23] は，実際のトラッククレーンを用いた支持力実験を実施し，その結果を報告している．アウトリガーの載荷圧力が地盤の極限支持力を超えると，アウトリガーは大きく沈下することを述べている．また，アウトリガーの沈下によって機体が傾斜し，これに伴ってジブは転倒方向に回転することを述べている．すなわち，モーメント半径の増加が転倒モーメントの増加をまねき，これがクレーンの不安定要因となることが述べられている．この報告では，移動式クレーンの機体傾斜角が3度に達すると，定格荷重は15～20%低減する結果が示されている．しかしながら，アウトリガーの沈下速度は考慮されておらず，沈下により傾斜状態が与えられたクレーンの不安定性を静的な釣り合いにより検討している．従って，急激な沈下の発生は考慮されていない．

深川ら[24] は，地盤支持力の見地から移動式クレーンの転倒危険性を述べている．支持地盤の破壊による転倒を防止するためには，アウトリガー載荷圧力を降伏支持力以下に設定することが必要なことを述べている．そして転倒防止対策として，アウトリガー載荷圧力とその沈下量をリアルタイムにモニターすることにより，地盤の降伏支持力を推定する方法が提案されている．さらに降伏支持力に対する載荷圧力の比を地盤破壊危険度と定義して，移動式クレーンの転倒条件を示している．しかしこの研究では，アウトリガーの急激な沈下による動的な転倒危険性については触れておらず，未解明な点が残されている．

小笠原ら[25] は，転倒事故低減システムと呼ばれる装置の開発を行っている．このシステムは移動式クレーンの4隅に備わる各アウトリガーの荷重を計測し，これを解析することによって，クレーンの重心位置を計算する装置である．重心位置がアウトリガーで囲まれた境界領域に近づくと，装置は危険と判断し，操作室のモニターに警告を発する．作業中の静的つり合状態を監視するために有用なシステムである．しかしながら，アウトリガーの沈下に関する情報収集はなされておらず，支持地盤は水平堅固であることが前提とされている．

日本建設機械化協会[26] では，「移動式クレーン，杭打ち機等の支持地盤養生マニュアル」を発行し，移動式クレーン等を用いる場合に必要な地盤の支持力，地盤調査法ならびに地盤養生の方法を示している．このマニュアルでは，原位置試験（貫入試験等）や土質試験（三軸試験等）が地盤調査法として紹介されている．調査から得られた情報に基づく地盤支持力の算定手法が示されている．また，実機を用いた実験により，旋回時やブーム起伏時に発生するアウトリガーの最大荷重が示されている．これに加えて，地盤養生における数例の設計手法が紹介され，実務的に有益な情報を提供している．本文献で紹介された検討手法は，一般的な土木建築構造物の基礎設計に関する考え方を援用したものである．従って，トップヘビーな構造を有する移動式クレーンの動的不安定性と設置時に確保されるべき地盤の支持力安全率については触れられていない．

（社）日本クレーン協会地盤強度委員会[27] は，実機の移動式クレーンを用いた地盤への荷重載荷実験を実施し，その結果を報告している．アウトリガーの載荷圧力が極限支持力を上回ると急激な沈下が発生すること，ならびに支持地盤の破壊現象はパンチングせん断破壊的であることが報告されている．また，アウトリガーが沈み込む現象は圧力の載荷によって地盤が締固まるのではなく，接地圧力が極限支持力を超えた結果生じる破壊現象であると述べている．沈下による地盤破壊は加速度的に発達するが，アウトリガーの沈下速度は地盤条件によっても異なることが述べられている．

Crane stability on site[28] では，アウトリガーの接地圧力と極限支持力の関係に用いられる安全率について，使用状況に応じた分類を次の通り示している．

安全率3.0は構造物の基礎設計に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．

安全率2.0は，移動式クレーンが設置される状況において用いられるべき数値である．安全率1.5は，確保されるべき安全率の最小値である．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である．移動式クレーンの設置における支持力の安全率を定量的に示した文献は少なく，興味深い情報である．

以上の通り，移動式クレーンの安定性に関する既往の研究の多くは，クレーン本体の部材のたわみやつり荷の動揺に起因した不安定現象の解明に関するものである．そしてこれらの研究では，機械的な振動制御による対策の方法が示され，安全性の向上に大きな貢献を果たしている．しかしながら，これらの解析では移動式クレーンが設置される支持地盤の条件が弾性体あるいは剛体が仮定されている．従って，沈下の発生に対する危険性の評価は未解明な問題である．

つり荷を吊った移動式クレーンはトップヘビーな状態にあるとともに，転倒モーメントが作用する状態にある．すなわち、潜在的に不安定な状態にある．さらに，機体傾斜の発生は安定度を大きく減少させる．従って，移動式クレーンの安定確保にはアウトリガーの沈下防止が極めて重要な条件となる．

一方，移動式クレーンは様々な現場に設置されるが，支持地盤の強度と沈下条件は現場によって大きく異なる．この沈下条件とは，支持地盤に作用するアウトリガー載荷圧力に対して発生する沈下量と沈下速度を意味する．沈下条件の違いが移動式クレーンの安定性に与える影響は未解明な問題である．

移動式クレーンは地盤に直接設置され，安定性はアウトリガー基礎の支持力に依存する．表層付近の地盤は延性的破壊ばかりではなく脆性的破壊の発生が予見され，破壊性状の違いは沈下条件に差を与えるものと考えられる．従って，支持地盤に設置された移動式クレーンの不安定性は，様々な沈下条件に対して検討される必要がある．

1.5　移動式クレーンの設置に関する地盤工学的な問題点

クレーン等安全規則[29]では，定格荷重による使用を規定している．定格荷重は作業時に静的なつり合い条件を与えるつり荷の安定限界荷重を安全率で除した値である．また移動式クレーン構造規格は安定度を定め，機体が具備すべき安定条件を示している．しかし，規則では移動式クレーンを設置する際の地盤支持力に対する載荷圧力の定量的な閾値は示されておらず，設置地盤は水平かつ堅固な状態を有しなければならないことが述べられている[30]．従って，設置地盤における沈下の発生は前提とされていない．

支持地盤の不安定性による転倒の直接原因は沈下による機体傾斜である．従って，転倒危険性は沈下条件を考慮した検討が必要である．ホイールクレーンおよびトラッククレーンはアウトリガーによって支持される．しかし，1本のアウトリガーに作用する最大反力は，機体質量とつり荷の質量の和の70～80%に達する[31]．機体質量がつり上げ荷重とほぼ同等な値であることを考慮すると，アウトリガーには大きな荷重が作用する．例えば、つり上げ荷重20トンクラスのホイールクレーンが50kN（約5トン）の荷を吊る場合には，約180kNの荷重がアウトリガーに発生することを意味する．敷板の設置面積を約0.18m^{2}の場合は接地圧力が1000kN/m^2（1MPa）に達する．しかし，設置地盤の極限支持力が1MPa以上を有することは通常少ないと考えられる．従って，ほとんどのクレーン設置では敷き鉄板や覆工板設置などの沈下防止対策が必要と言える．ところが，事故状況を調査すると十分な沈下対策は講じられていない．その背景には支持地盤の安定性に対する過信や判断の誤りが推察される．

また過去の災害事例には，アウトリガーの沈下による機体の傾斜を察知したオペレータが，ジブの収縮操作を行って転倒回避を試みたにもかかわらず，災害に至った事例も報告されている．この原因にはアウトリガーの急激な沈下による動的不安定化の発生が考えられる．従って，転倒危険性は支持地盤の強度条件と沈下条件の両条件を考慮して検討する必要があり，沈下条件については沈下量に加えて沈下速度の検討が必要と言える．

近年，クレーン機体の安全性が向上しているにも関わらず，その転倒災害数が減少傾向にないこと，ならびにクレーンの大型化に伴うアウトリガー接地圧力の増大を考慮すると，支持地盤の不安定性がクレーンの転倒に及ぼす影響を明らかにすることは重要な課題である．支持地盤の特性を考慮した転倒危険性の評価手法の確立は，クレーン設置時における載荷圧力の管理条件を明らかにするために必要な課題である．

2. 移動式クレーンの転倒要因分析

2.1 概説

移動式クレーンは普及が著しい一方で，災害も多く発生している．厚生労働省の統計によれば，クレーン等による休業4日以上の死傷者数は年間約3000人で推移しており，このうち移動式クレーンによるものは約800人にのぼる[32)]．

移動式クレーンによる災害原因は，おおよそ次の2つのタイプに大別できる．1つは原因が構造的な損傷に見られるタイプであり，ワイヤーロープの切断やジブの倒壊，ならびに機体の倒壊等がこれに属する．もう一つは原因がヒューマンエラーに見られるタイプである．激突や墜落ならびに狭圧による災害の多くは，誤操作や不注意に原因が見られ，ヒューマンエラーによる災害に属すると思われる．

その他にも移動式クレーンの災害には，原因の単純な分類が難しい複雑な問題や，未解明な問題が残されている．この課題の一つには，**図2-1**に示すような移動式クレーンの転倒災害があり，設置される支持地盤の不安定問題がある．移動式クレーンの設置地盤については、沈下の発生による転倒危険性を解明し，安全確保に必要な設置基準を明らかにすることが必要である．本報告では，過去に発生した転倒災害の調査に基づいて，その地盤工学的な要因の分析結果を述べる．

1）積載形トラッククレーンの転倒

2）トラッククレーンの転倒

3）クローラクレーンの転倒

4）ホイールクレーンの転倒

図 2-1　移動式クレーンの転倒事故例

2.2 転倒災害の調査

過去に発生した211件の転倒災害を調査した．調査対象は移動式クレーンであり，その種類はクローラクレーン，トラッククレーン，ホイールクレーン，積載形トラッククレーンである．本調査ではアウトリガー等の沈下の有無と作業条件（つり荷の質量，ジブ長，ジブ起伏角，アウトリガー張り出し幅等)を調べるとともに，地盤に作用した載荷圧力を解析的に推定した．

2.2.1 災害時における作業状況の調査

図2-2は，調査対象とした転倒事故における機種別占有割合を示す．積載形トラッククレーンの転倒は約52%を占め，その値は4機種の中で最も高い割合を示している．トラッククレーン，ホイールクレーンはそれ

ぞれ18.5%，19.9%であり，ほぼ同程度の割合である．クローラクレーンの占有割合は9%であり，調査した機種の中で最も低い値であった．

積載形トラッククレーンは，つり上げ荷重が1～5トン程度であり，通常，汎用トラックの運転室後方にクレーン装置を搭載したものである．従って，つり上げと運搬の両機能を有するものである．クレーン操作が容易なことから，建設業のみならず，造園や林業などの幅広い業種で用いられている．

積載形トラッククレーンの製造元における定格荷重の計算では安全率の値に1.7の使用が見られた．この値は，規則で定める1.27よりも高い．しかしながら，転倒災害の発生割合は高く現れている．災害原因には過荷重が多く見られた．積載形トラッククレーンの不安定性には，その構造的な特徴も見られた．この特徴とは，アウトリガーの数が通常機体前方の左右2箇所のみであり，後部はタイヤにより支持されていること．ならびに，後部荷台の積載質量の違いによって安定モーメントが異なることである．また，機体の安定メカニズムが複雑な一方で，積載形トラッククレーンの多くがつり上げ荷重5トン以下である．その結果，運転資格は比較的取得が容易な技能講習の修了が使用条件となっている．一方，クローラクレーンは，主に工事現場で使用される大型機械である．その稼働数自体が少なく，災害全体に占める転倒の発生割合は低いようである．

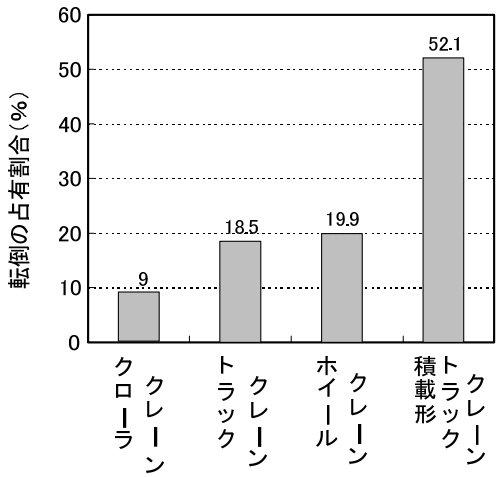


図 2-2　調査した転倒災害の機種別占有割合

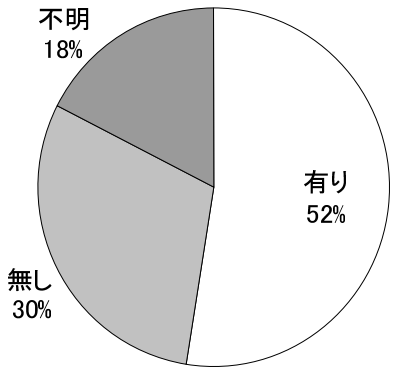


図 2-3　移動式クレーン運転者の資格の有無

図2-3は，移動式クレーンの運転資格の有無に関する状況を示す．クレーン等安全規則では，つり上げ荷重1トン未満の移動式クレーンについては特別教育の受講，1トン以上5トン未満については技能講習の修了，そして5トン以上については移動式クレーン運転士免許を有する者でなければクレーン業務に就かせてはならないことを定めている．

資格の有無は転倒の直接的な原因となるものではないが，間接的な要因として考察することができる．資格取得のための教習ではクレーンの構造，操作方法等に加えて安全規則に関する教育を受ける．この安全規則にはクレーン設置地盤に対する養生の必要性に関する事項も含まれる．すなわち，資格を有しない運転者は支持地盤に対する注意の必要性について十分な知識を有していない．従って，資格の有無は間接的な事故要因の一つと考えられる．

転倒の約3割は無資格者の操作であることがわかった．無資格者による使用は運輸業などに多く見られた．積載形トラックに備わるクレーンはその操作が比較的容易であるためと考えられる．また，有資格者の使用による転倒も全体の約半数を占めている．クレーンを設置する支持地盤の安定性については，目視や踏査に基づく経験的な判断が多いことがわかった．災害事例には，設置地盤の支持力が事前に調査されていた場合は見られなかった．

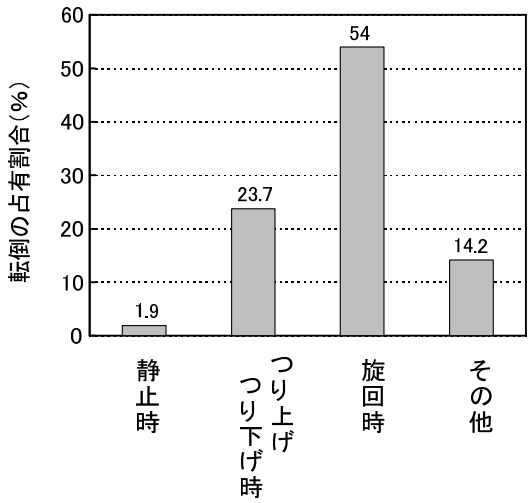


図 2-4　移動式クレーンの転倒時の操作状況

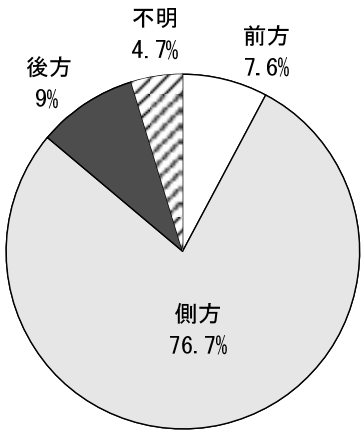


図 2-5　転倒方向の割合

図2-4は，転倒時の操作状況と災害割合の関係を示す．転倒の約半数は，「ジブの旋回時」に発生していたことがわかる．ウインチの巻き上げと巻下げによる荷の「つり上げ，つり下げ時」は23.7%であり，2番目に高い値を示す．また「その他」の14.2%には「ジブを伸張している時」や「ジブ起伏角を減少させていた時」が見られた．以上の結果より，転倒の約8割は，転倒モーメントが増大していた時に発生したことが明らかになった．

転倒モーメントの増加に伴って，アウトリガーに作用する荷重は増大する．載荷圧力が極限支持力を超えるとアウトリガーの沈下は急増するため，クレーンは不安定化することが容易に想像できる．

図2-5は，クレーンの転倒方向の割合を示す．側方への転倒が76.7%を占めた．積載形トラッククレーンの操作レバーは，機体の左右側面に備わる（**図2-6参照**）．運転者は，つり荷と同じ側に位置してレバーを操作する．転倒はつり上げられる荷の方向に発生するため，機体の下敷きとなって被災した事例が多く見られた．

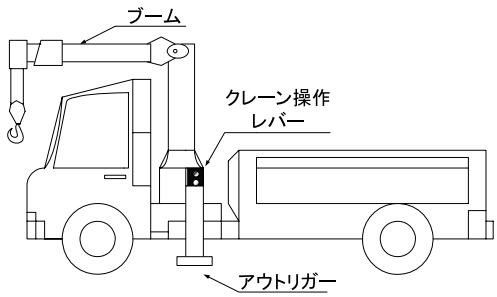


図 2-6　積載形トラッククレーンの操作レバー

図2-7は転倒が発生した地盤の種類を示す．最も多く見られた設置場所は「建設現場(地盤)」であり，32.7%である．次いで「舗装道路」,「未舗装道路」の順である．「建設現場(地盤)」と「未舗装道路」と合わせた，いわゆる“地盤”の上での転倒が約半数を占める．この結果は，支持地盤へのアウトリガーの沈下発生が転倒の背景にあることを容易に想像させる．

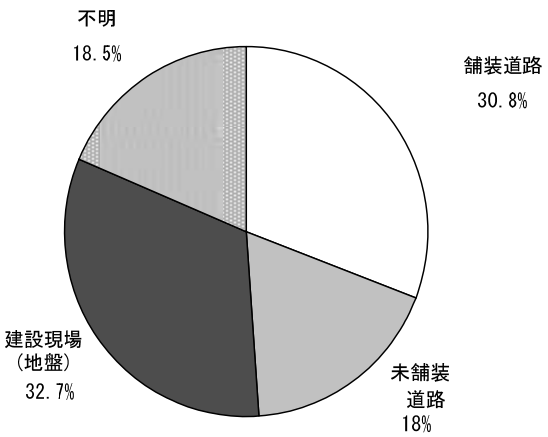


図 2-7　移動式クレーンの転倒が発生した地盤の種類

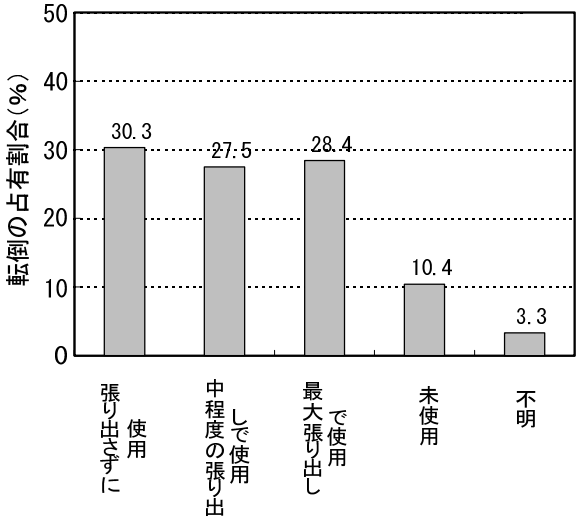


図 2-8　アウトリガーの張り出し状況

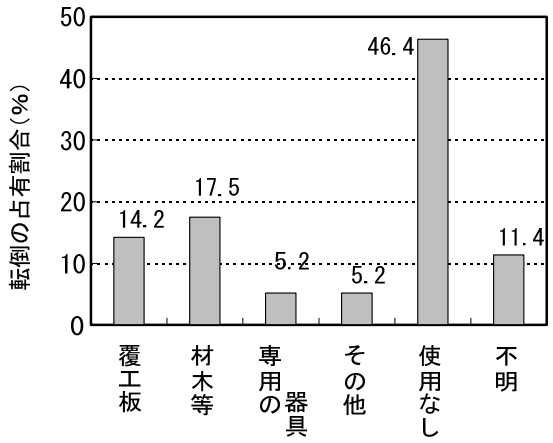


図 2-9　アウトリガーの張り出し状況

図2-8はアウトリガーの張り出し状況を示す．機体に備わるアウトリガーは水平方向に張り出して使用され，機体を持ち上げる．すなわちアウトリガーは機体を安定させる装置である．

転倒災害では，「最大張り出しで使用」，「中程度の張り出しで使用」，「張り出さずに使用」がそれぞれ約3割を占めた．アウトリガーの使用は約9割で確認され，作業時におけるアウトリガーの使用はほぼ徹底されている．しかし，災害事例には張り出し量が左右で異なる設置において，つり荷側の張り出し量を少なく設定していた場合も見られ，アウトリガーの設置方法とクレーンの安定性の関係に関する使用者の理解不足も見られた．なお，本調査では，転倒方向に位置したアウトリガーの張り出し量を集計した．張り出し量が少なく設定された原因には，次のものが見られた．

① 作業の手間を省いたため．
② クレーンの設置場所が狭隘であったため．
③ 道路脇に設置したため（通過交通の妨げにならないよう配慮したため）．

図2-9は，アウトリガーを地盤に設置した際における載荷圧力の軽減方法を示す．「使用なし」が46.4%を示し，アウトリガーフロートを地盤に直接設置した場合が全体の約半数を占めた．載荷圧力の軽減に使用された材料とその使用割合は，材木等（17.5%），覆工板（14.2%），専用の器具（5.2%）の順である．

積載形トラッククレーンによる災害では,「使用無し」が大部分を占めた．また，「材木等」が使用され場合の転倒には，面積不足による圧力過大や，材木の一体化不足による不安定化が見られた．この不安定化とは，角材を並べて設置した場合に見られた現象である．作業に伴う荷重増減がアウトリガーに繰り返し作用したことにより，材木の間に隙間を発生させた．その結果，アウトリガーが材木から脱落し，急激な不安定化が生じた．

覆工板が使用された場合の転倒には次のような事例が見られた．

① アウトリガーフロートが，覆工板の辺縁部付近に設置されていた．
② これが荷重の分散不足をまねき，不等沈下が発生した．辺縁部に生じた不等沈下により覆工板の面に傾斜が生じた．
③ その結果，アウトリガーが覆工板からスリップして脱落し，地盤に大きく沈下した．
④ アウトリガーに生じた過大な沈下は，クレーンを転倒させた．

この事例では，アウトリガーフロートを覆工板の中心付近に設置することの重要性が示されている．

なお，移動式クレーンにオーガやバイブレータなどを取り付けて実施される掘削作業では，覆工板の敷設に制限が生じる場合も見られた．すなわち，掘削を行う地盤の表面には覆工板を敷設することができないのである．また，覆工板の敷設には，建設重機などが必要とされ，対策が容易でないこともわかった．

図2-10はつり荷の荷重条件を示す．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る．17%の転倒は，つり荷の質量が定格荷重以下で発生したことがわかる．

定格荷重は，静的に釣り合う安定限界荷重を安全率1.27以上で除した値である．従って，横軸に示す荷重

比の値が1.27以下の場合は，つり荷の重さが安定限界荷重以下であったことを意味し，この条件での転倒が約25%を占めている．この25%の転倒は支持地盤が不安定なために発生したことが想像できる．

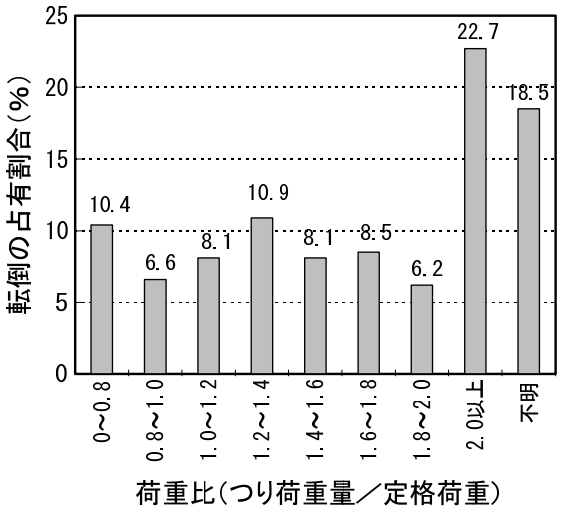


図 2-10　つり荷の荷重の条件

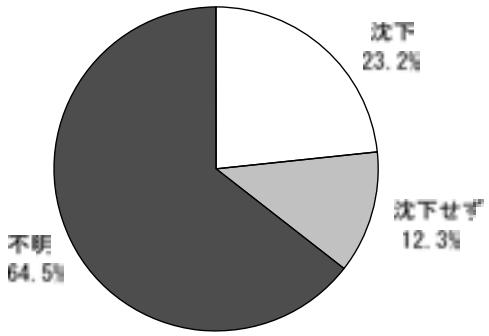


図 2-11　アウトリガーフロートの沈下状況

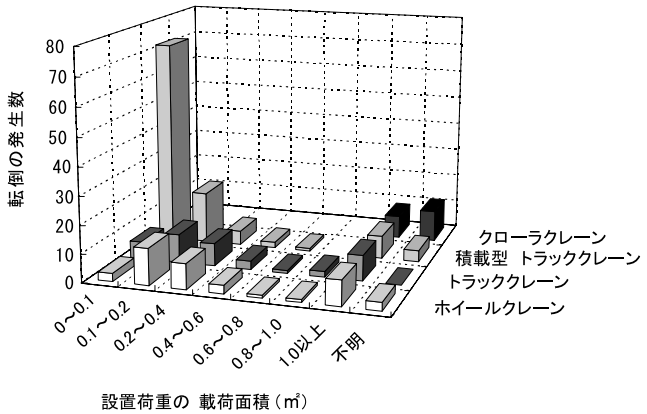


図 2-12　転倒災害における機種と載荷面積の関係

図2-11にアウトリガーフロートの沈下状況を示す．「不明」が全体の半数以上を占めている．この「不明」の中には地盤表面が覆工板で覆われていたために沈下の有無を確認できなかった場合も含まれる．アウトリガーの沈下は23.2%に確認された．この割合は「沈下せず」の12.3%に比べて約2倍である．「不明」の中には，実際には沈下が発生していたケースも相当数含まれていることが想像される．従って，沈下が転倒の原因となったケースは多いと考えられる．

2.2.2　転倒時に作用した地盤載荷圧力の分析

図2-12は転倒災害における機種とアウトリガー載荷面積の関係を示す．ホイールクレーンとトラッククレーンでは「0.1～0.2m²」，積載形トラッククレーンでは「0～0.1m²」に最大頻度が見られ，機種の違いにより最大頻度を示す載荷面積には差が見られる．最大頻度が現れた載荷面積はアウトリガーフロートの面積にほぼ等しい値であった．後述するがホイールクレーンやトラッククレーンでは，つり上げ荷重の分範囲が積載形トッラククレーンに比べて高くなる．つり上げ荷重の増加に伴ってアウトリガーフロートも一般的に大きくなる．転倒事例には敷板の使用も見られたが，その面積は載荷圧力の低減に十分な物ではなかった．

図2-13は転倒災害における地盤載荷圧力と機種の関係を示す．転倒時のアウトリガー作用荷重は，他端アウトリガーの作用荷重がゼロの条件（他端反力ゼロ）から解析的に求めた．なお，つり上げ作業時におけるアウトリガー作用荷重の計算方法には，JIS D 6302-1976「自走クレーンの仕様書様式」に示されている．この計算ではクレーンの構造的条件と作業条件を必要とするが，今回は調査では詳細が不明なため用いなかった．

載荷圧力は，この作用荷重を載荷面積で除して求めた値である．アウトリガーフロートが地盤に直接設置された場合はフロートの面積を載荷面積とした．敷板あるいは覆工板が設置されていた場合はこれらの面積を載荷面積とした．覆工板等を使用した場合の載荷面積については，荷重を伝達する有効幅を考慮した面積とすることが必要である．しかし，アウトリガーと覆工板の相対的な位置関係が不明なため，便宜的に全面積を用いた．従って，推定された載荷圧力の値は，過小に評価されたものが含まれる．

ホイールクレーンの載荷圧力は，広範囲に分布が見られる．災害数は，載荷圧力が低くなるに従って微増する傾向が見られる．トラッククレーンでは，載荷圧力が「0～0.25MPa」において，災害数が多い．載荷圧力の値が低く現れている理由は，覆工板等の使用による載荷面積の増加のためである。沈下対策が講じられ

たにもかかわらず転倒の発生が見られる．これらの転倒原因は過荷重によるものが大部分であったが，中にはアウトリガーが覆工板の端部に設置されたために沈下が生じた事例も見られた．

積載形トラッククレーンでは，「1.00～1.25MPa」が高い頻度を示す．この分布は「ホイールクレーン」及び「トラッククレーン」とは異なる傾向を示している．積載形トラッククレーンにおいて，最大頻度を示す載荷圧力の値が高く現れた原因は，アウトリガーが地盤に直接設置される事例が多いこと，ならびに敷設された部材が角材や敷板であったためである．すなわち，載荷面積が小さいためである．積載形トラッククレーンでは，アウトリガーに一作用する荷重は小さいもが，設置面積も小さい．従って，載荷圧力の値は大型クレーンに匹敵する値，あるいはそれ以上となる場合があったことを示している．

図2-14は転倒災害における載荷圧力と地盤種類の関係を示す．「舗装道路」では，載荷圧力が「1.00～1.25MPa」において発生数が最大値を示している．舗装道路では沈下の報告がほとんど見られず，過荷重やアウトリガーの張り出し不足による転倒が多く見られた．「未舗装道路」では，載荷圧力が「0～0.25MPa」において発生数が最大値を示している．これは，覆工板や敷き鉄板などの使用により載荷圧力が低減されていたことを示している．「建設現場等の地盤」では，載荷圧力が「0～0.25MPa」と「1.00～1.25MPa」において発生数が最大値を示している．「0～0.25MPa」の低い載荷圧力であるにもかかわらず転倒した原因は，過荷重やアウトリガー張り出し不足によるものが多い．一方，載荷圧力が1MPa以上の場合については，支持地盤の沈下による転倒が見られた．

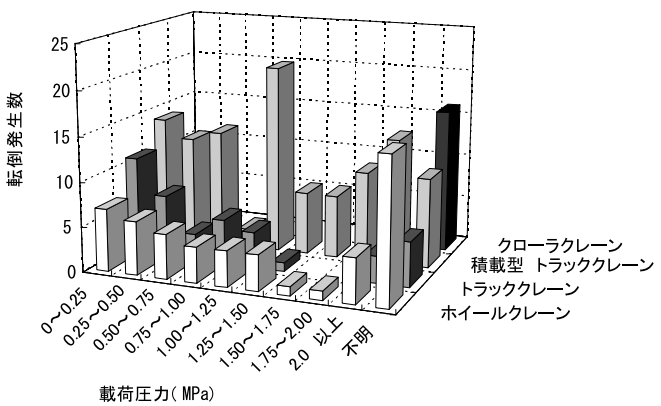


図 2-13　転倒災害における機種と載荷圧力の関係

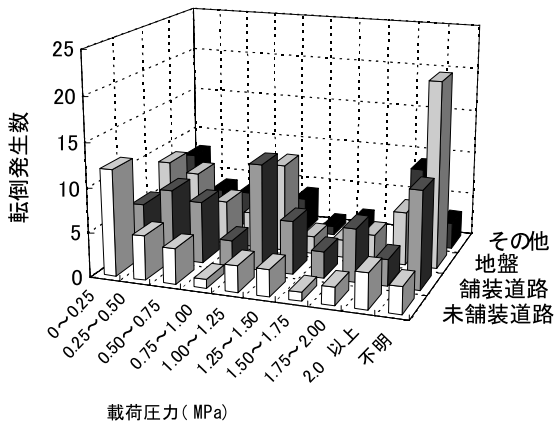


図 2-14　転倒災害における地盤種類と載荷圧力の関係

以上より，転倒時における地盤の載荷圧力はクレーン規模の違いによらず非常に高い値であったことが明らかになった．この結果は，アウトリガーの沈下発生を容易に想像させるものであった．

2.3　算定式による地盤載荷圧力の計算

トラッククレーン，ホイールクレーン，クローラクレーンの3機種を対象とした接地圧力の調査を行った．調査には，メーカーより提供を受けたカタログを用いた．トラッククレーンとホイールクレーンの平均載荷圧力（$P_{T\text{-}avg}$）は，機体総質量（W_{CN}）をアウトリガーフロートの面積の合計（A_t）で除した値とし，式（2-1）により求めた．クローラクレーンの平均載荷圧力（$P_{c\text{-}avg}$）は，W_{CN}をキャタピラーの面積の合計（A_c）で除した値とし，式（2-2）により求めた．トラッククレーンとホイールクレーンの最大接地圧力（$P_{T\text{-}max}$）は，W_{CN}とつり上げ荷重（W_{LD}）の和に0.75を乗算した値をアウトリガーフロートの面積（A_o）で除した値であり，式（2-3）により求めた[30]．クローラクレーンの$P_{c\text{-}max}$は，「ショベル系掘削機構造・性能基準」[33] に従って，上部旋回体の旋回角0度（ジブ方向と機体長手方向が同じ）条件を与えて式（2-4）により求めた．

$$P_{T-avg} = \frac{W_{CN}}{A_t} \quad (2\text{-}1)$$

$$P_{C-avg} = \frac{W_{CN}}{A_c} \quad (2\text{-}2)$$

$$P_{T-\max} = \frac{0.75 \times (W_{CN} + W_{LD})}{A_0} \quad (2\text{-}3)$$

$$P_{C-\max} = \frac{3.55 \times (W_{CN} + W_{LD})}{A_c} \quad (2\text{-}4)$$

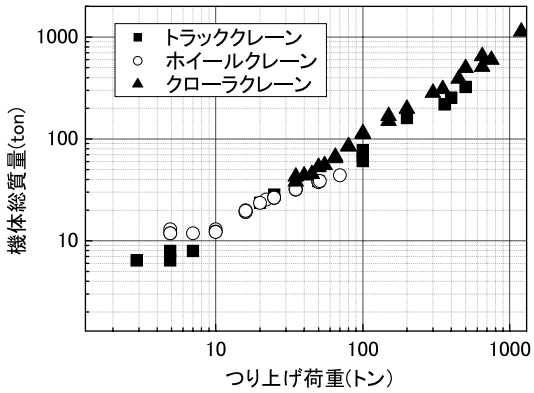


図2-15　つり上げ荷重に対する機体総質量の関係

図2-15は，移動式クレーン全種類のつり上げ荷重と機体総質量の関係を示す．機体総質量とつり上げ荷重は，広範囲に分布が見られる．機体総質量とつり上げ荷重の間には，ほぼ比例関係が見られる．この比例関係は3種類のクレーンに共通して見られる．クローラクレーンのつり上げ荷重は35トン～1200トン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の存在が見られる．トラッククレーンのつり上げ荷重は3トンから500トンの範囲に分布が見られ，小型から大型のクレーンがラインナップされている．ホイールクレーンのつり上げ荷重は3トンから70トンに分布が見られた．

図2-16はホイールクレーンのつり上げ荷重と地盤接地圧力の関係を示す．つり上げ荷重に対する平均接地圧力（$P_{T\text{-}avg}$）と最大接地圧力（$P_{T\text{-}max}$）の間には若干ばらつきが見られるものの，ほぼ直線的な比例関係が見られる．つり荷が無く、無負荷状態にあるクレーンの$P_{T\text{-}avg}$に比べて，$P_{T\text{-}max}$は高い値を示し，約6倍の差が見られる．支持地盤の強度評価と養生対策の検討は，$P_{T\text{-}max}$に基づいて行う必要があると思われる．

つり上げ荷重が20から30トンクラスのホイールクレーンは，多く普及している機種である．その$P_{T\text{-}max}$は約3MPaと非常に高い値である．しかし，この高い接地圧力を支持できる地盤は通常少ない．従って、ホイールクレーンでは，少なくても1.2m×1.2mサイズ以上の敷き鉄板を使用することが必要である．

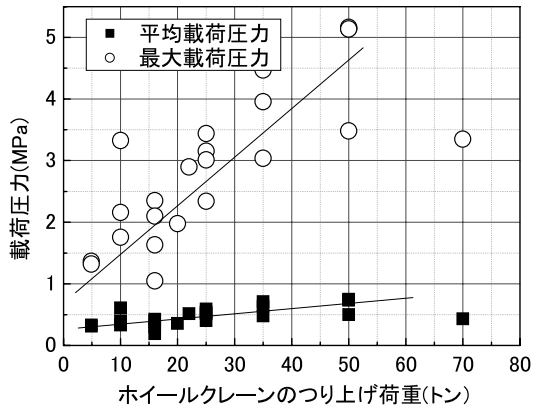


図 2-16　ホイールクレーンのつり上げ荷重に対する載荷圧力の関係

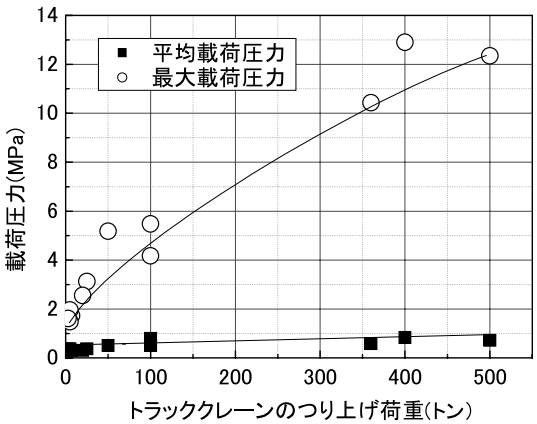


図 2-17 トラッククレーンのつり上げ荷重と載荷圧力の関係

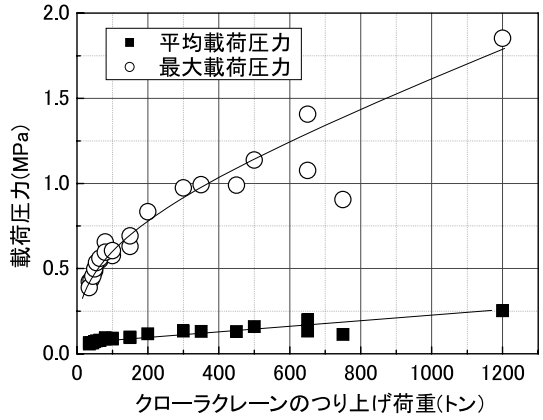


図 2-18　クローラクレーンのつり上げ荷重と載荷圧力の関係

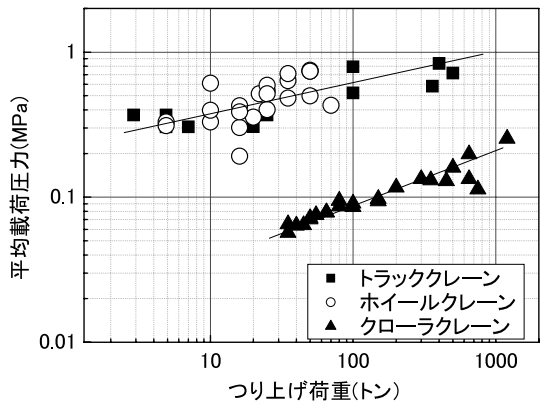


図 2-19　つり上げ荷重荷対する平均載荷圧力の関係

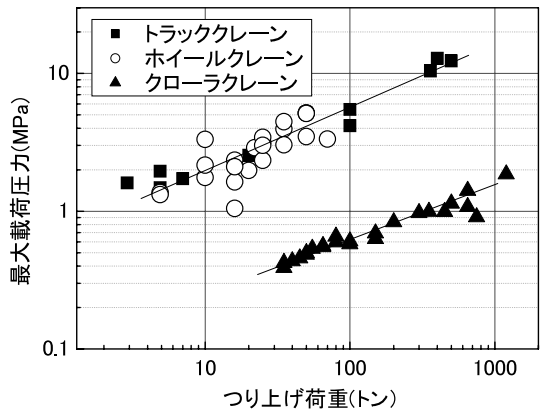


図 2-20　つり上げ荷重に対する最大載荷圧力の関係

図2-17は，トラッククレーンのつり上げ荷重と載荷圧力の関係を示す．**図2-16**に示したホイールクレーンと同様の分布傾向が見られたが，次の事項に違いが見られた．

① トラッククレーンには，ホイールクレーンに比べて大型の機種が存在する．

② つり上げ荷重が350トンを超える大型クレーンは，つり上げ荷重の増加に対する載荷圧力の増加割合が，100トン以下の場合に比べて小さい．

図2-18はクローラクレーンのつり上げ荷重に対する載荷圧力の関係を示す．クローラクレーンのつり上げ荷重は広い範囲に分布が見られる．つり上げ荷重が100トンを超える大型クレーンも多く存在する．つり上げ荷重が1200トンの機種も存在する．

クレーラクレーンの特徴は，下部走行体にキャタピラーを有することである．クロ－ラクレーンは，トラッククレーンとホイールクレーンに比べて機動性は高くないが，走破性は高い．つまり，軟弱な地盤や悪路での移動が可能である．

キャタピラーの載荷面積は，アウトリガーフロートの合計面積に比べて大きい．従って，クローラクレーンクレーンの平均載荷圧力は低い値となる．

図2-19はつり上げ荷重に対する平均載荷圧力を示す．同一つり上げ荷重で比較すると，クローラクレーンの平均載荷圧力はトラッククレーンの約1/8である．

図2-20は，つり上げ荷重に対する最大接地圧力の関係を示す．アウトリガーで支持されるクレーンに比べてクローラクレーンの最大接地圧力は約1/8である．しかし，クローラクレーンの安定性は，上部旋回体の旋回角度に依存すると考えられ、接地圧力の評価においては注意する必要がある．例えば，上部旋回体の旋回角度が±90度の時は，安定した状態である．その理由は，転倒モーメントの反力を支点側の全キャタピラーの面積で均等に支持することができるからである．一方，上部旋回体と下部走行体の相対旋回角度が0または180度の場合は，クレーンの支持条件は不安定となる．その理由は，転倒モーメントの荷重が車軸付近に集中することにより接地圧力が増加するためである．すなわち接地圧力の増加による沈下発生の危険がある．また，クロ－ラクレーンはつり上げ作業中のみならず，移動中に転倒する事故も多発している．クローラクレーンは，トラッククレーンやホイールクレーンとは異なる安定問題を有すると考えられる．

2.4 第2章のまとめ

過去に発生した211事例の転倒災害を調査し，発生状況を分析した．また，移動式クレーンの諸元を基に載荷圧力の推定を行った．解明された事項を以下に要約する．

1) 約半数の転倒は未舗装道路や建設現場内などで発生し，地盤上に直接設置されたクレーンの転倒割合が約半数見られた．
2) アウトリガーの沈下が転倒の約23%で確認された．
3) つり荷の質量が定格荷重よりも軽いにもかかわらず転倒した事例が約2割見られた．この結果は，過荷重以外の不安定要因の存在を示すものであり，支持地盤の強度不足はこの主な要因と推察される．
4) 災害状況から推定された地盤に対する載荷圧力は非常に高いことがわかった．1MPaを超える載荷圧力も見られた．載荷圧力を減少させるための対策の実施が必要である．
5) アウトリガーにおける沈下防止対策の実施は災害事例の約42%で見られたが，その値は低いことがわかった．また，実施された対策の中には，方法が不適当なものも見られた．移動式クレーンは一時的に使用される装置のため，地盤養生に関する対策方法が軽視されがちであることがわかった．
6) アウトリガーの沈下にはパンチングせん断破壊が見られた．設置地盤の支持力と沈下特性は作業前に調査し，安定性を検討する必要性がある．

転倒災害を分析した結果，移動式クレーンが有する安全上の問題点が明らかになった．この問題点とは，必ずしも地盤工学の知識を有しないオペレータが地盤の支持力を評価することは容易でないこと，そしてさらに地盤条件から移動式クレーンの安定性を判断することは容易でないことである．この問題の解決には，設置地盤の条件と転倒危険性の関係を解明し，クレーン設置時に必要とされる支持力の閾値を明らかにする必要がある．

なお，後述するが転倒危険性の評価では，移動式クレーンの特性と支持地盤の特性の両方を考慮する必要がある．荷を吊った移動式クレーンはその重心位置が高く，いわゆるトップヘビーな状態にある不安定な構造物である．すなわち，機体傾斜による転倒モーメント増分は，静的不安定性を増大させる．また，急激な沈下による運動エネルギーの発生はクレーンを動的に不安定化させる．従って，移動式クレーンに対する転倒危険性の評価では，トップヘビーかつ転倒モーメントの作用条件において発生するアウトリガー沈下量と沈下速度の影響が考慮される必要がある．

3. アウトリガー設置地盤の支持力と変形特性

3.1 概説

移動式クレーンは支持地盤に直接設置して使用され，その安定性はアウトリガー基礎の支持力に依存する．本研究ではアウトリガー基礎の支持力およびその沈下に伴って発生する地盤内部の変形特性を明らかにすることを目的に，支持力実験を行った．

表層地盤の代表的な含水状態は不飽和と考えられる．そのため，支持力実験では関東ロームを試料に用いた．模型地盤は，次の2つの条件で作製した．一つは，関東ロームを静的に締め固めて作製した一様な強度を有する地盤である．この地盤は，圧縮性の高い軟弱地盤を想定したものである．この地盤を以降，一様地盤と呼ぶ．

もう一つは，一様地盤の表層に固結層を有する2層地盤である．表層が乾燥固結した地盤では，強度が誤って推定されたことによる事故の発生が見られた．そのため，表土の強度が明らかに軟弱と見なされる場合のみではなく，軟弱な地盤の表層が固結した地盤の支持力を調査する必要がある．以降この地盤を，表層固結地盤と呼ぶ．この表層固結地盤には，2つの状態が考えられる．一つの状態は，一様地盤の表層が乾燥固結した状態である．もう一つの状態は，一様地盤の表層を浅層混合処理工法により強度増加させた状態である．実験では，乾燥固結したロームの一軸圧縮強度を表層の標準強度に設定した．

本章では，一様地盤と表層固結地盤の支持力について，実験的に得られた知見を述べる．

3.2 関東ローム地盤の支持力実験

移動式クレーンの転倒災害では，アウトリガー基礎の沈下に伴って地盤にはパンチングせん断破壊が見られた．支持力実験では，アウトリガーフロート部を想定したフーチング模型を使用し，不飽和な設置地盤（一様地盤）の荷重－沈下特性を実験的に調査した．

3.2.1 関東ロームの物理的特性と一軸圧縮強度

関東ロームの物理的特性を**表3-1**に示す．関東ロームの強度を一軸圧縮試験によって調査した．本実験の目的は，異なる締め固め圧力で作製された関東ローム供試体の強度を明らかにすること，ならびに静的締め固めによる作製方法の違いが強度に与える影響を明らかにすることである．

供試体の作製方法を**図3-1**に示す．供試体は，最適含水比に調整した試料を内径5cmの分割モールド内に入れ，上部より載荷板を介して静的に圧縮して作製した．圧縮の際に土とモールド壁面の間に生じる摩擦は，摩擦除去シート（フロログラスシート）を使用することによって低減した．

表 3-1 関東ローム試料の物理的特性

土粒子の比重	G_S	2.72
液性限界	w_L (%)	120.7
塑性限界	w_P (%)	82.4
塑性指数	I_P	38.3
最適含水比	w_{opt} (%)	103.5
強度増加率	c_u /p	0.21

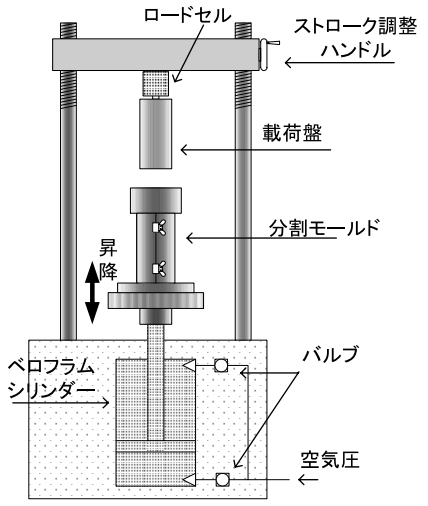


図 3-1 静的締め固め装置の概要

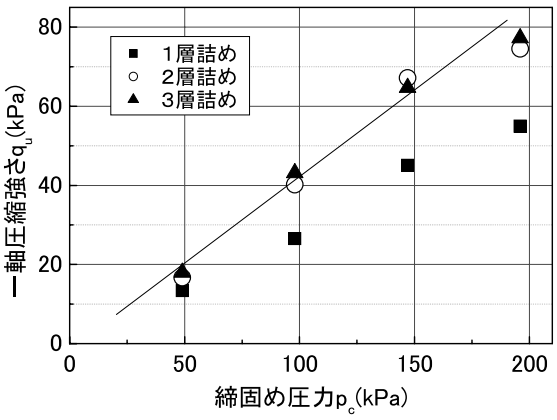


図 3-2　供試体の締め固め層厚の違いが締め固め圧力（p_c）と一軸圧縮強さ（q_u）の関係に及ぼす影響

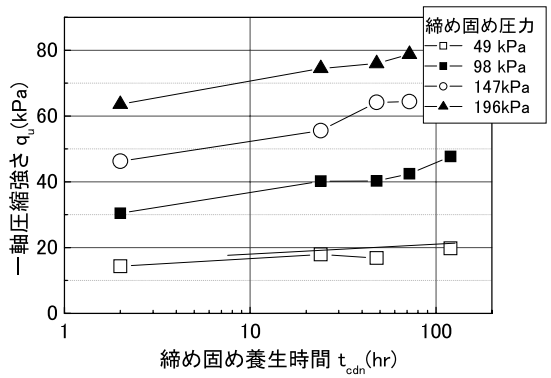


図 3-3　ロームの一軸圧縮強さに及ぼす締め固め養生時間の影響

土試料の投入量は，圧縮後の供試体高さがほぼ10cmとなるようにあらかじめ調整した．圧縮終了後にはモールドを分解し，供試体を取り出した．なお，圧縮後における供試体端面の整形は，乱れを防止するために行っていない．一軸圧縮試験では供試体を1層詰めで作製した場合と，高さ5cmずつの2層に分けて作製した場合，ならびに3.3cmの3層に分けて作製した場合の強度を比較した．

図3-2は，供試体の1層当たりの締め固め層厚の違いが締め固め圧力（p_c）と一軸圧縮強さ（q_u）の関係に与える影響を示す．同一p_cに対するq_uの値を比較すると，1層詰めで作製した供試体のq_uの値は，2層詰めおよび3層詰めのものに比べて値が低く，また，せん断破壊の発生は供試体下部に集中して見られた．従って，高さ10cmの供試体を一度に圧縮して締め固める方法では，締め固め効果が不均一になることが明らかになった．一方，試料を5cm毎に締め固めて作製した2層詰め供試体と3.3cm毎に締め固めた3層詰め供試体には，p_cとq_uにほぼ直線関係が見られる．一軸圧縮強さの増加率（q_u/p_c）は約0.41である．また，せん断破壊は供試体の中央高さ付近で発生が見られた．この実験では，層厚が5cm毎に静的に圧縮して締め固めることによって，圧力は試料にほぼ均等に伝達され，一様な強度の供試体が作製できることを明らかにした．従って，ローム試料の標準締め固め層厚は5cmとした．

図3-3はロームの締固め養生時間の違いが一軸圧縮強さに及ぼす影響を示す．前述の2層詰め供試体について2，24，48，72，120時間静的に締め固めて養生した供試体の強度を比較した．

4つの締め固め圧力で作製した供試体のq_uには，締め固め養生時間（t_{cdn}）に対する増加が見られる．q_uの増加はt_{cdn}=24時間程度で収束傾向が見られ，t_{cdn}>24時間では顕著な増加は見られない．以上より，t_{cdn}の標準時間は24時間に設定することが妥当と判断した．

3.2.2　実験の方法と条件

関東ロームによる一様地盤は，1層が5cmとなるように分量を調整したローム試料を容器に投入し，ベロフラムシリンダーにより所定の締め固め圧力で圧縮して作製した．締め固め作業を5回繰り返すことにより，地盤高さ約25cmの模型地盤を作製した．なお，締め固めは最終層の試料を投入後，締め固め圧力を保持して1日間養生した．なお，土槽容器の内側壁面および観測用アクリルの内側壁面にはシリコングリースを塗布することにより，土と壁面の間に生じる摩擦を低減した．

支持力実験の条件を**表3-2**に示す．フーチングの形状と大きさの違いが，載荷圧力－沈下比関係に与える影響を調査するために，直径5cmと10cmの円形および半円形のフーチングを使用し，実験を行った．

実験に使用した土槽容器は3種類である．円形のフーチングを使用した実験では，内径50cmで深さ30cmの円形容器を使用した．半円形フーチングを使用した実験では，内寸が縦20cm×横50cm，深さ40cmの矩形容器を使用した．矩形容器の前面には，厚さ5cmのアクリルガラスが備わり，地盤内部の変形状況が観察できる構造を備えている．2つの土槽容器はいずれも鋼製であり，発生する土圧に対して十分な剛性を有するものである．

矩形容器における半円形フーチングを使用した実験では，フーチングの直径部分を観測窓側に押し当てるように配置し，直径部が対称面となるようにした．この実験では，貫入に伴う地盤内の変形の様子を解析した．その方法は，次の通りである．観察窓側の地盤前面に縦スリットと横スリットを交互に配置して，粉末状のカオリンを散布する．これによって，地盤の側面に格子線が描かれる．次に，格子交点にアルミ製リベットを配置する．そして，支持力実験時に地盤前面を写真撮影する．写真フィルムをデジタイザーにセットし，リベットの座標を計測する．この座標データを用いて地盤変形の解析を行う（**図3-4**）．

表 3-2　関東ローム地盤における支持力実験条件

実験名称	締固め圧力 (kPa)	含水比 (%)	フーチング	
			形状	直径(cm)
FT_1	98	83.8	半円	5
FT_2	98	83.3	半円	10
FT_3	98	85.9	円	5
FT_4	98	85.4	円	10
FT_5	147	89.9	半円	5
FT_6	147	84.7	半円	10
FT_7	196	98.1	半円	10
FT_8	98	82.7	円	5

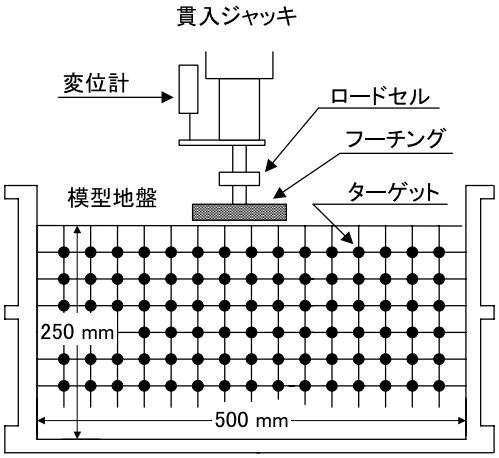


図 3-4　支持力実験と地盤内変形観察の方法

載荷装置は電動式の貫入ジャッキである．貫入ジャッキはサーボモータを動力とし，その最大載荷能力は1.5tonf（14.7kN），貫入ストロークは80mm，貫入速度は0～30mm/minである．ジャッキの先端にはロードセルを介してフーチングが取り付けられ，フーチングはジャッキに剛結されている．計測用の変位計により，シリンダーの変位を測定した．本実験におけるフーチングの貫入速度は2mm/secである．

3.2.3　実験結果と考察

（1）載荷圧力-沈下比関係

図3-5は締め固め圧力（p_c）が同じ一様地盤に対して行った支持力実験の載荷圧力（q）－沈下比（s/D）関係を示す．フーチングの形状は円形と半円形である．

qは支持力実験から得られた荷重をフーチングの面積で除した値である．s/Dはフーチングの沈下量（s）をフーチング径（D）で除した値である．比較する4つのケースに共通して，qがp_c以下の範囲では，沈下量が少なく現れている．また，s/Dが0から0.03程度の間では，qとs/Dの間にほぼ直線関係が見られる．しかしながら，qがp_cを超えた範囲では，s/Dの増分に対するqの増分の割合が，その初期部に比べて小さくなる．s/Dの増加に伴うqの値には，明確なピークが見られず，増大傾向が見られる．s/Dが0.3以上の範囲では，実験ケースによって$q-s/D$関係に若干の差はあるが，曲線にはほぼ一致が見られる．

以上より，一様地盤の$q-s/D$関係は円形フーチングの大きさの違いによらずほぼ一致すること，及び半円形フーチングを用いた対称モデルの$q-s/D$関係は円形フーチングの$q-s/D$に一致することが確かめられた．

図3-6はフーチング形状が半円の場合における$q-s/D$関係を示す．比較する3つの実験ケースは，締め固め圧力（p_c）とフーチング径（D）が異なる組み合わせで実施した結果の比較を示す． FT_5とFT_6は，p_c=147kPaにおけるD=5と10cmの比較を示す．s/Dが0.3以下では両ケースの曲線に一致が見られ，Dの違いによる差が見られない．この傾向は**図3-5**と同様である．一方，p_cが異なるFT_6とFT_7の比較では，p_cの値が大きいFT_7において，同一s/Dにおけるqの値が大きくあらわれている．異なるp_cを与えた一様地盤における$q-s/D$関係の調査より，p_cの増加に伴って同一s/Dにおけるqの値は大きくなるものの，得られる曲線はほぼ類似した傾向を示すことがわかった．

また，$q-s/D$関係に現れた屈曲点前後における接線の交点から近似的に求めた極限支持力の解析値は，一軸圧縮試験より得られたせん断力（$=q_u/2$）の約8倍程度である．この割合はテルツァーギの支持力公式において内部摩擦角をゼロと見なした場合に得られる結果，

すなわち粘性土地盤の支持力係数N_c=5.71に形状係数1.3を乗じた値にほぼ等しい．

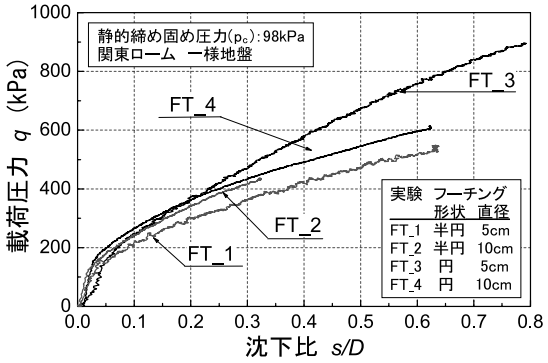


図 3-5　円形と半円形フーチングの貫入による応力ー変位関係の比較（変位制御試験）

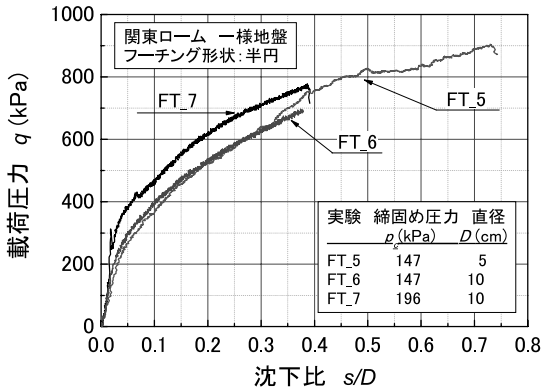


図 3-6　締め固め圧力（p_c）とフーチング径（D）の違いが載荷圧力ー沈下比関係に与えた影響

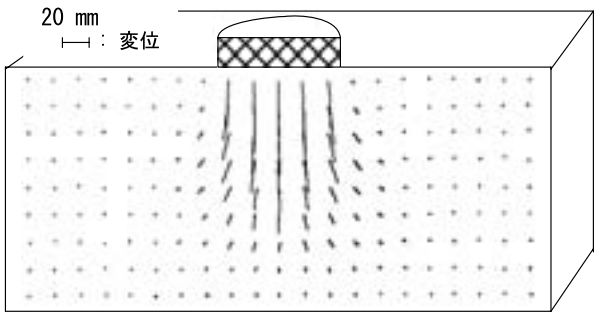


図 3-7　フーチングの貫入に伴うターゲットの変位（FT_6 , 貫入量0～50mm）

(2) フーチングの沈下に伴う地盤内の変形

半円形フーチングを用いた実験では，観察窓を通して地盤の変形を観察した．変形はフーチングの貫入量が5mm毎に，写真撮影して記録した．撮影した写真フィルムから，デジタイザーを用いて格子交点に配置されたターゲットの座標を測定し，変形解析[34] を行った．

図3-7は実験FT_6におけるターゲットの軌跡を示す．フーチングの貫入量は0～50mm（s/D=0～0.5）である．フーチングの貫入に伴う地盤内の変形は，その直下に集中してみられ，ターゲットの変位は鉛直方向に卓越した発生が見られる．

貫入量が50mm（s/D=0.5）と大きな場合においても，フーチング側方部には，顕著なターゲットの変位が見られない．フーチング下方には，くさび状に変位の集中する部分が見られる．その一方で，地盤内の水平変位は，このくさびの外側部分で局所的に発生が見られる．しかし，その量は鉛直成分に比べて相対的に小さい．実験後に地盤表面を観察したが，膨れ上がりや亀裂の発生は見られず，パンチングせん断破壊[35] が確認された．この破壊は事故時例に見られたアウトリガーの沈下状況に一致が見られた．

図3-8は実験FT_6における体積ひずみ増分を示す．この時のフーチングの貫入量は0～5mm（s/D=0～0.05）におけるものである．このひずみは**図3-5**に示す応力－沈下関係において直線関係が見られた載荷初期時の変形によるものである．円の大きさはひずみ量を表しており，白抜きの円は体積膨張，塗りつぶしの円は体積圧縮を示す．フーチングの直下3～4cm程度の浅い範囲には体積圧縮の発生が見られる．この段階ではフーチング直下にほぼ一様な体積圧縮が発生しており，その大きさは表層近傍で約7%程度である．

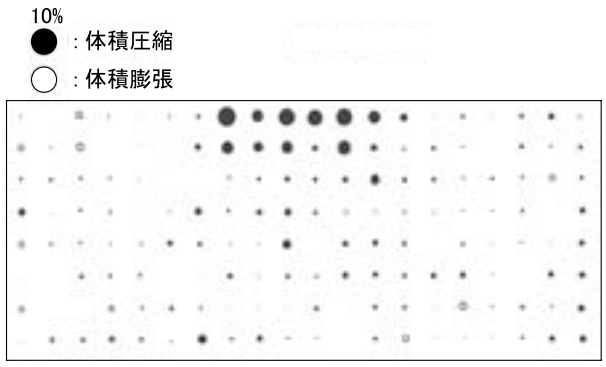


図 3-8　貫入量が0～5mm（s/D=0～0.05）における体積ひずみの分布状況（FT_6）

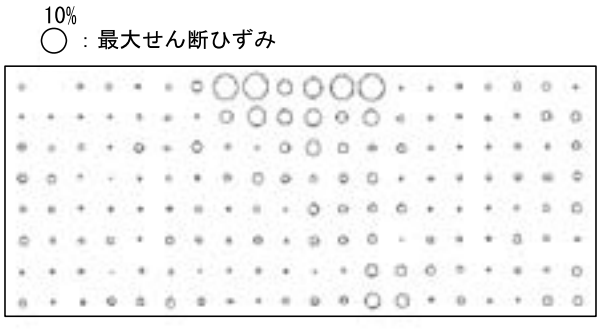


図 3-9　貫入量が0～5mm（*s/D*=0～0.05）における最大せん断ひずみの分布状況（FT_6）

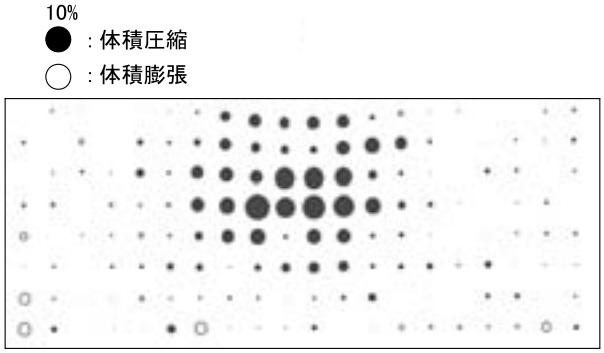


図 3-10　貫入量が10～20mm（*s/D*=0.1～0.2）における体積ひずみの分布状況（FT_6）

図3-9は，**図3-8**に示した貫入時（*S/D*=0～0.05）における最大せん断ひずみの分布を示す．体積ひずみと同様に，地盤の浅い範囲に大きな最大せん断ひずみの発生が見られる．最大せん断ひずみは，フーチングの中央直下に比べてその縁側部付近で増加が見られ，その分布はほぼ左右対称である．

図3-10はフーチングの貫入量が10～20mm（*S/D*=0.1～0.2）時の体積ひずみ増分の分布を示す．このひずみは**図3-5**に示す応力－沈下関係において，曲線の勾配が載荷初期に比べて減少した関係に移行した後の状況に対応する．貫入量の増加に伴って，表面から5～7cmの範囲に大きな体積圧縮の発生が見られる．体積圧縮の発生範囲は，**図3-8**の場合に比べて下方に移動するとともに，水平方向に若干の拡大が見られる．このことから，貫入に伴う体積圧縮の発生は，フーチングの貫入に伴って地盤の浅い領域から深い領域へと発達することが明らかになった．

地盤の圧縮はフーチング直下部に顕著な集中が見られ，水平方向に離れるに従って急激な減少が見られる．従って，フーチングから水平方向に離れた周辺部分が受ける影響は少ないことがわかる．フーチングの貫入量が20mm程度（*S/D*=0.2）では,顕著な体積圧縮の範囲が，鉛直深さ方向に対してほぼフーチング径の1から2倍程度であることがわかった．

ロームの一様地盤においてフーチングの沈下に伴う地盤内変形の様子を観察した．その結果，変位はフーチング直下の鉛直下方に集中して発生が見られた．側方への変位発生は少なくパンチングせん断破壊が観察された．*S/D*=0.5における鉛直変位の発生範囲は，フーチング径の約2倍以内であることがわかった．一般的なアウトリガーフロートの直径（*D*）は，50cm以下である．従って，接地地盤に必要とされる調査範囲は，少なくても深さ1m程度であることが明らかになった．

3.3 表層固結地盤の支持力実験

本研究では表層固結地盤をローム地盤の上部，すなわち表層に固結層を有する2層地盤と定義する．模型地盤は下層にp_c=147kPaで締め固めた一様地盤を有し，表層には乾燥固結したロームと同程度の強度を与えた．支持力実験では，表層の一軸圧縮強度（q_{ud}）と，フーチング径（*D*）に対する表層厚（*H*）の比（*H/D*）を変えて実験を実施した．*H/D*には0.5から2を設定した．模型地盤の表層に与えた固結層は，ロームとセメントを混合した試料（以下，セメント混合ロームと呼ぶ）を締め固めて作製した．

3.3.1　セメント混合ロームの一軸圧縮強度

表層固結した状態を再現するためにロームとセメントの混合試料を使用した．使用したセメントは超速乾セメント（家庭化学工業㈱）であり，最適な水セメント比は0.23（気温20度，水温18度）である．このセメントを実験に用いた理由は，比較的短時間（24時間程度）で安定した強度が発揮されるためである．

混合土の強度調整は，式（3-1）に示すセメント混合比（R_c）を増減させて管理した．R_cは最適含水比の状態にあるローム質量（m_L）に対して，これに混合する乾燥セメント質量（m_c）の割合である．

$$R_c = \frac{m_c}{m_L} \tag{3-1}$$

図3-11は水セメント比（$U_{W/C}$）が23%の一定値に保たれるように水分量を調整したセメント混合ロームの一軸圧縮強さとセメント混合比[36]の関係を示す．

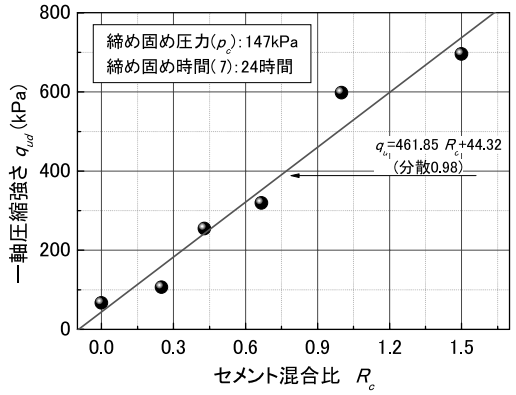


図 3-11　セメント混合土の一軸圧縮強さに及ぼす混合率の影響

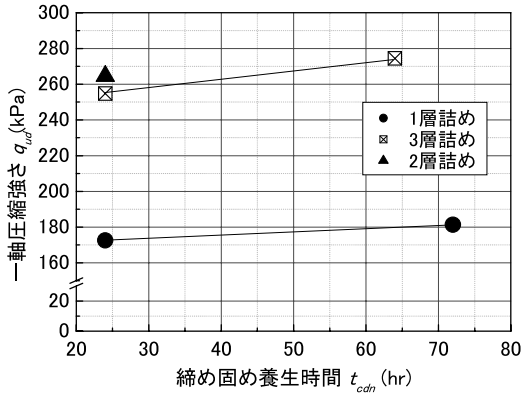


図 3-12　セメント混合試料の一軸圧縮強さに及ぼす締め固め養生時間の影響（R_c=0.43）

ここで，$U_{W/C}$とは、セメント質量に対す寄与水量の比であり，寄与水量とはロームが保持する水分量のうちセメントの硬化に寄与する水量である．供試体は2層詰めで作製した．締め固め圧力（p_c）は147kPa，締め固め養生時間（t_{cdn}）は24時間であった．セメント混合ロームの一軸圧縮強さ（q_{ud}）とセメント混合比（R_c）には，ほぼ直線的な関係が見られる．

ロームをp_c=147kPaで締め固めた後に，自然乾燥して得られた供試体の一軸圧縮強さは約600kPaであった．この強さはロームを同一p_cの締固めによる供試体におけるq_uの約9倍である．支持力実験ならびに後述する遠心模型実験ではq_{ud}=600kPaを表層の標準強度に設定した．なお，この標準強度を再現するセメント混合比（R_c）は**図3-11**よりR_c=1.0である．

図3-12はセメント混合ロームの一軸圧縮強さ（q_{ud}）に及ぼす締固め養生時間（t_{cdn}）の影響と締め固め層数の影響を示す．供試体の作製条件はR_c=0.43である．t_{cdn}=24時間におけるq_{ud}を比較すると，「1層詰め」の値は「2層詰め」及び「3層詰め」に比べて低く，その値は約70%である．これは供試体とモールド壁面部分で発生する摩擦によって，締め固め圧力が供試体へ十分に伝わらないために，均質な強度の供試体が作製できないことが原因と考えられる．

t_{cdn}>24時間におけるq_{ud}の値には顕著な増加は見られない．3層詰めによる供試体を24時間養生したq_{ud}に比べて64時間養生したq_{ud}の増分の差は約20kPaであり，その増加割合は約7%である．

以上より，超速乾セメントを使用したセメント混合ロームの強度は，24時間養生することによって，ほぼ安定した強度が得られることが分かった．従って，後述する模型地盤の作製では締め固め養生時間（t_{cdn}）を24時間とした．

3.3.2　実験の方法と条件

模型地盤は縦36cm，横36cm，深さ21cmの容器に作製した．模型地盤の作製方法を述べる．下層の作製方法は**3.2.2項**と同じである．最適含水比に調整したロームを容器に投入し，表面を水平にならす．そして，載荷板を介して静的に圧縮して締め固める．なお，締め固めは，一層当たり約5cm毎に繰り返して実施した．

表層の作製方法は，下層の上部にセメント混合ロームを投入し，これを下層と同様に静的に締め固めるものである．なお，表層に与えたセメント混合ロームの強度はセメント混合比（R_c）を変えることによって調整し，水セメント比（$U_{W/C}$）は0.23でほぼ一定となるように含水比を調整した．下層と表層の静的締め固め圧力（p_c）の標準値は147kPaである．支持力実験の条件とその主な結果を**表3-3**に示す．模型地盤は表層厚（H）と強度が異なる3ケースを作製し，直径（D）が異なる5種類の円形フーチングを用いた．

3.3.3　実験結果の整理

支持力実験では荷重の計測値をフーチング面積で除して，載荷圧力（q）を求めた．また，沈下量の計測値をフーチング径（D）で除して無次元化し，沈下比（s/D）を求めた．得られた$q-s/D$関係より極限支持力を求めた．なお，極限支持力の算出では，次のいずれかの方法を用いた．

第1の方法は，$q-s/D$関係に明確なピークが見られる場合，及びqが最大値に漸近する場合である．これらの場合はqのピーク値を極限支持力（q_{uL}）と定義した．

表 3-3　表層固結地盤に対する支持力実験の条件と結果

	地盤条件			支持力実験	
Case	R_c	H (cm)	q_{ud} (kPa)	D (cm)	極限支持力 q_{uL}, (kPa) *:最大値に漸近
1-1	1.50	1.5	1140	3	1240
1-2				3	2063
1-3				5	875
1-4				10	542
1-5				3	1450
1-6				3	1401
1-7				3	1541
1-8		3	754	3	2842
1-9				5	1713
1-10				10	902
2-1	1.00	3.0	630	10	513
2-2				8.5	556
2-3				7	614
2-4			330	3	1610
2-5				5	1010
2-6		1.5	608	3	782
2-7				5	489*
2-8				10	378*
3-1	0.43	5.0	174	10	580*
3-2				5	950*
3-3				3	1450*
3-4			176	3	2144
3-5			172	3	1619
3-6				5	1000*
3-7		3	218	3	683*
3-8				5	525*
3-9				10	367*
4-1	1.50	1.5	539	3	787
4-2				5	314
4-3				10	285

第2の方法は，$q-S/D$関係に明確なピークが見られない場合である．この場合は曲線上に現れた屈曲点の前後にある2つの接線から，その交点におけるqの値を極限支持力（q_{uL}）とした．

3.3.4　表層厚比と極限支持力の関係

図3-13は極限支持力（q_{uL}）とH/Dの関係を示す．H/Dの増加に伴って，q_{uL}は増加する傾向が各ケースに共通して見られる．Case1のシリーズでは表層試料の一軸圧縮強さ（q_{ud}）が800～1000kPaと高く，Case2のシリーズではq_{ud}=約600kPa，Case3はq_{ud} =約200kPaである．Case1では，H/D増分に対するq_{uL}増分が最も大きく現れており，Case3では低く現れている．すなわち，表層のq_{ud}の違いは，H/D増分に対するq_{uL}増分に差を与えることがわかる．従って，表層固結地盤の極限支持力を推定する際には，フーチング径（D）と表層厚（H）の相対的スケール効果，および表層の一軸圧縮強さ（q_{ud}）の調査が必要である．

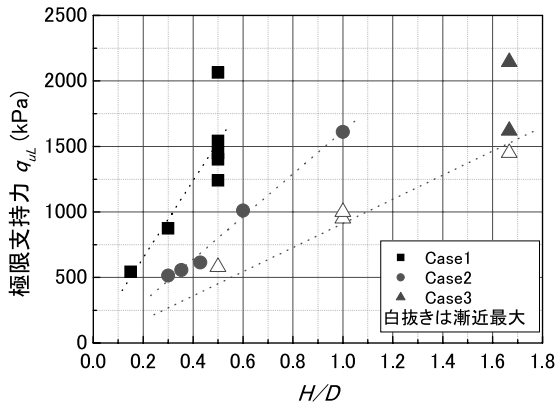


図 3-13　極限（最大）支持力（q_{uL}）とH/Dの関係

3.3.5　表層固結地盤の破壊状況に着目した支持力の考察

2層地盤における支持力については，いくつかの計算方法が示されている．これらの計算方法では下層に粘土地盤，表層に砂層を有する2層地盤が対象とされている．計算法の一つに，山口の概略法[37),38),39)]がある．この方法は，荷重分散法とも呼ばれている．その概要を**図3-14**に示す．

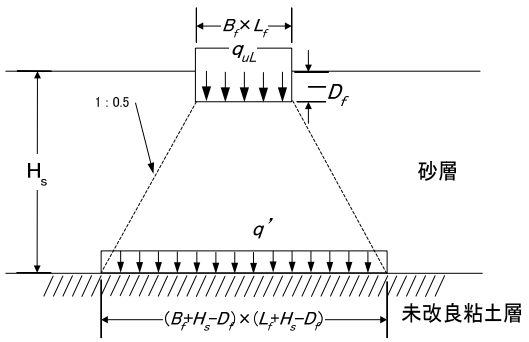


図 3-14　山口の略解法の概要

荷重分散法では，表層が荷重を分散させる層と見なされている．ボストンビルディング法[40)]においても同様の考え方が用いられている．荷重分散法では，表層内における分散角に，30度[41)]から45度[38)]が用いられている．この方法では，極限支持力（q_{uL}）と下層の未改良粘土層の支持力（q'）の関係が，式（3-2）に示す荷

重のつり荷合いによる断面換算によって表されている．

$$q'=\frac{q_{uL}B_fL_f}{(B_f+H_s-D_f)(L_f+H_s-D_f)} \tag{3-2}$$

ここで，B_fは基礎幅，H_sは砂層の層厚，L_fは基礎の奥行き長さ，D_fは基礎の根入れ長さである．

他の支持力計算法には，Mayerhof[42]やHanna[43),44)]らによって示された方法がある（**図3-15参照**）．この方法では，パンチングせん断された表層（砂層）ブロック側面の角度を鉛直に仮定し，極限支持力はこの側面に働くせん断力と下層の支持力の釣り合いによって求められる．円形基礎の極限支持力（q_{uL}）は式（3-3）によって求められる．

$$q_{uL}=c_uN_cs_c+2\frac{1}{B_f}(\gamma'H_s{}^2+2H_sp_0')K_s\tan\phi'+p_0' \tag{3-3}$$

ここで，c_uは下層粘土の非排水せん断強度，N_cは支持力係数，s_cは形状係数，γ'は砂の単位体積質量，K_sはパンチングせん断係数，ϕ'は砂の内部摩擦角，p_o'は有効上載圧である．

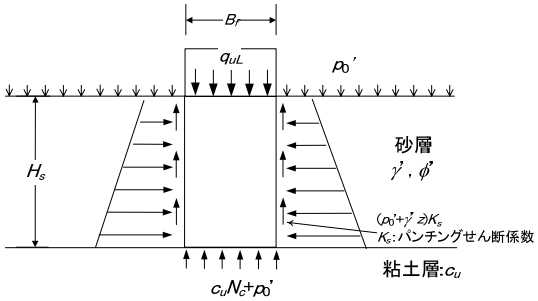


図 3-15　MannaとMayerhofによる方法

また岡村らは，遠心模型実験の結果に基づく極限支持力の計算方法[45)]を提案している（**図3-16**及び式（3-4）参照）．この方法では，荷重分散法と表層ブロックの周面に働く摩擦が考慮されている．表層砂層に発生するすべり面の角度α_cの計算式に，式（3-5）が提案されている．この計算で考慮されている下層粘土の応力状態とせん断強度，および表層砂層の内部摩擦角ϕ'の関係は，式（3-6）と式（3-7）によって示されている（**図3-17**参照）．そして，この方法で得られる極限支持力の解析値は遠心模型実験の結果にほぼ一致することが報告されている[46)]．

$$q_{uL}=\left(1+2\frac{H_s}{B_f}\tan\alpha_c\right)^2(c_uN_cs_c+p_0'+\gamma'H_s)$$
$$+\frac{4K_p\sin(\phi'-\alpha_c)}{\cos\phi'\cos\alpha_c}\left\{\left(p_0'+\frac{\gamma'H_s}{2}\right)\frac{H_s}{B_f}+p_0'\tan\alpha_c\left(\frac{H_s}{B_f}\right)^2+\frac{2}{3}\gamma'H_s\tan\alpha_c\left(\frac{H_s}{B_f}\right)^2\right\}$$
$$-\frac{\gamma'H_s}{3}\left\{4\left(\frac{H_s}{B_f}\right)^2\tan^2\alpha_c+6\frac{H_s}{B_f}\tan\alpha_c+3\right\} \tag{3-4}$$

$$\alpha_c=\tan^{-1}\left(\frac{\sigma_{mc}/c_u-\sigma_{ms}/c_u(1+\sin2\phi')}{\cos\phi'\sin\phi'\sigma_{ms}/c_u+1}\right) \tag{3-5}$$

$$\sigma_{mc}/c_u=N_cs_c\left(1+\frac{1}{\lambda_c}\frac{H_s}{B_f}+\frac{\lambda_p}{\lambda_c}\right) \tag{3-6}$$

$$\sigma_{ms}/c_u=\frac{\sigma_{mc}/c_u-\sqrt{(\sigma_{mc}/c_u)^2-\cos^2\phi'((\sigma_{mc}/c_u)^2+1)}}{\cos^2\phi'} \tag{3-7}$$

ここで，qは円形フーチングに対する極限支持力，λ_c=c_uN_c/ γ 'B_f，　λ_p=p_o' / γ 'B_fである．

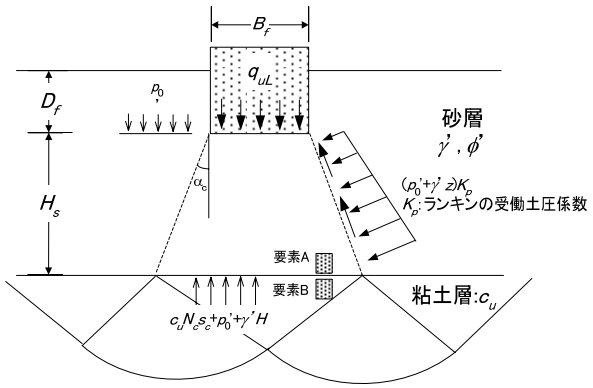


図 3-16　岡村らが提案した砂と粘土による2層地盤の極限支持力メカニズム

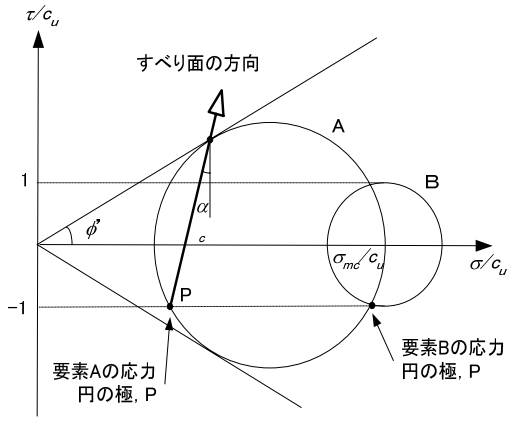


図 3-17　土要素AとBにおけるモールの応力円とすべり面の方向（図3-16参照）

表層が砂質土の場合はα_cの値が15度前後の値となり、その値は実験結果に比べて幾分大きな値を示すものの，良い一致が得られることが確認されている．なお，$\phi'\fallingdotseq 0$の場合はα_c=0となり，式（3-5）は，下層に粘土地盤を有する場合のテルツァーギ式と等しくなる．

本研究で対象とした2層地盤は，表層に固結層を有するものであり，先に示した既往の研究が対象とする条件（表層砂層）とは異なる．すなわち表層はc材（ϕ'=0）と見なされる．支持力実験の終了後に地盤を鉛直に切り出して破壊状況を観察したところ，すべり面は，**図3-18**に示すようにフーチング端面から下層に向かって緩やかな曲面を呈していた．平均的な傾きは45°前後と観察されたが，表層条件の違いによっても若干の差が見られた．すべり面の角度は，岡村らが示した砂層内のすべり角度（15度程度）に比べて明らかに大きい．そこで，すべり面の傾きに着目した極限支持力の検討を次項に述べる．

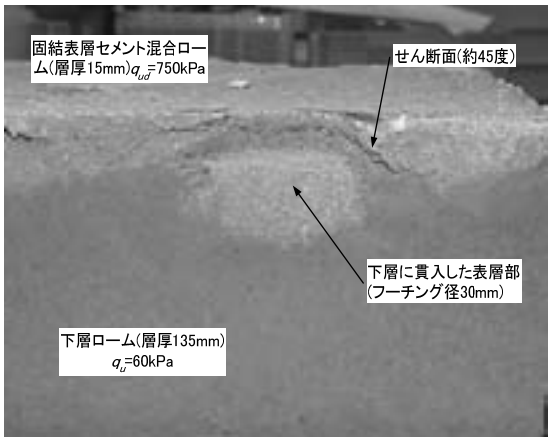


図 3-18　固結した表層を有する2層地盤のパンチングせん断破壊の様子

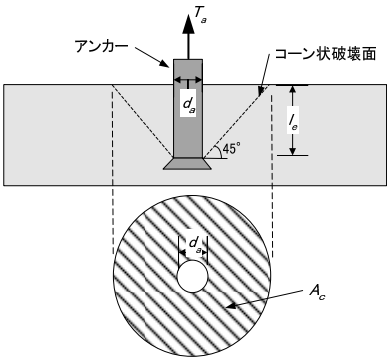


図 3-19　あと施工アンカーのコーン破壊に対する引き抜き耐力の検討方法

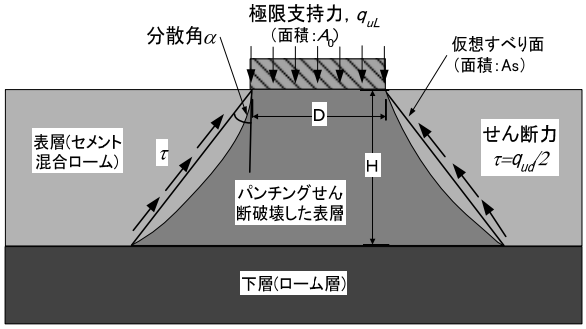


図 3-20　表層の仮想すべり面におけるせん断力と極限支持力の釣合

(1) 仮想すべり面法による極限支持力の検討

固結した表層の強度が下層ロームに比べて高い地盤の極限支持力（q_{uL}）は，すべり面上に発生するせん断力の合計の鉛直成分に等しいと仮定して解析値を求めた．この仮定によるq_{uL}の解析方法を仮想すべり面法と呼ぶ．仮想すべり面法は，建築分野で用いられる「あと施工アンカー」の引き抜き耐力の計算方法[47]を応用したものである．

あと施工アンカーとは，コンクリート内に埋設される拡張部を有するアンカーである．この引き抜き耐力T_aは，コーン破壊を仮定して式（3-8）によって求められ，破壊形状は45度の傾斜を有するコーン状が用いられる．

$$T_a = 0.75\sqrt{\sigma_B}\cdot A_{ct} \tag{3-8}$$

$$A_{ct} = \pi \cdot l_e(l_e + d_a) \tag{3-9}$$

ここで，l_eはアンカーの有効埋込長さ，d_aはアンカー軸部の直径，σ_Bはコンクリートの圧縮強度である．

コーン破壊（**図3-19**）の様子を上下逆転させた形状は、2層地盤に見られた破壊形状（**図3-18**）に類似が見られる．そこで，すべり面の角度（分散角（α）と呼ぶ）に一定値を仮定した仮想すべり面法による検討を行った．すべり面の形状には円錐側面部に類似した曲面を与え（**図3-20参照**），下層ロームの支持力を無視した．

任意なαにより形成されたすべり面の面積（A_s）はフーチング径（D）と層厚（H）の関係から式（3-10）によって表される．

$$A_S = \frac{\pi H}{\cos\alpha}(D + H\tan\alpha) \tag{3-10}$$

すべり面上でのせん断力との釣合から得られる極限支持力の解析値（q_{yc}）は，一軸圧縮強度（q_{ud}）とフーチング面積（A）を用いて式（3-11）によって表される．

$$q_{yc} = \frac{q_{ud} \cdot A_S \cdot \cos\alpha}{2 \cdot A} \qquad (3\text{-}11)$$

式（3-11）のq_{yc}を実測されたq_{uL}に置き換えて式（3-10）に代入することにより，αが得られる．得られたαとH/Dの関係を**図3-21**に示す．全般的な傾向として，αにはH/Dの増加にともなって減少傾向が見られる．また，αの減少割合には表層と下層のせん断強度比（q_{ud}/q_u）に影響が見られる． H/Dの増加に伴うαの減少割合は，q_{ud}/q_uの値が大きな場合に高く現れている．q_{ud}/q_uの値が小さいCase3では，αの値はおおよそ45°以上に分布が見られる．一方，q_{ud}/q_uが13以上のCase1と4では，H/Dの値の増加に伴ってαの値に顕著な減少が見られる．αの値は約45度を中心として15度から75度の範囲に分布が見られる．

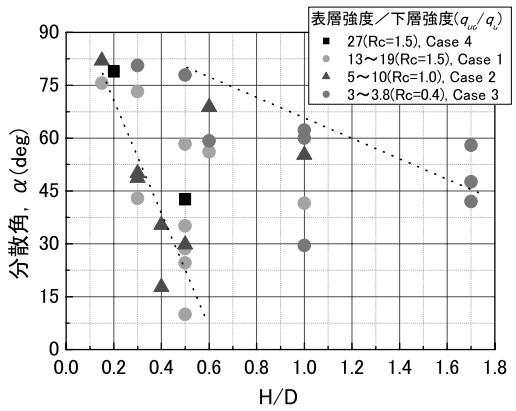


図 3-21　極限支持力時のα-H/D関係

表 3-4　形状係数

基礎底面の形状	連続	正方形	長方形	円形
s_c	1.0	1.3	$1.0+0.3\frac{B_f}{L_f}$	1.3
s_q	0.5	0.4	$0.5-0.1\frac{B_f}{L_f}$	0.3

(2) テルツァーギ式による極限支持力の検討

極限支持力を求める方法の一つに，テルツァーギ式によるものがある．この式は日本建築学会建築基礎構造設計基準[48]や道路橋示方書[49]において，長期許容支持力と短期許容支持力の計算方法として広く一般に用いられている．式（3-12）にテルツァーギの式を示す．

表 3-5　支持力係数

ϕ'(度)	N_c	N_q	N_r
0	5.3	0	3.0
5	5.3	0	3.4
10	5.3	0	3.9
15	6.5	1.2	4.7
20	7.9	2.0	5.9
25	9.9	3.3	7.6
28	11.4	4.4	9.1
32	20.9	10.6	16.1
36	42.2	30.5	33.6
40 以上	95.7	114.0	83.2

$$q_T = s_c c_u N_c + s_q \gamma_2 D_f N_q + \frac{1}{2}\gamma_1 D N_r \qquad (3\text{-}12)$$

ここで，q_Tはテルツァーギ式により得られる極限支持力，c_uは基礎底面下の土の粘着力，γ_1は基礎底面下のある土の単位体積重量，γ_2は基礎底面より上方にある土の単位体積重量である．

s_cとs_qは形状係数であり，N_c，N_q，N_rは支持力係数である．建築基礎構造設計指針では形状係数と支持力係数を，それぞれ**表3-4**と**表3-5**の通り示している．N_c，N_q，N_rを内部摩擦角ϕ'の関数として求める計算式も提案されている[50]．

①　解析条件1　＜テルツァーギ法（表層）＞

支持力は表層の固結層に依存することを仮定した解析条件である．この条件では式（3-12）の第一項のみによって極限支持力（q_{T1}）が得られる．すなわち，q_{T1}の計算式は，式（3-13）の通りである．

$$q_{T1} = s_c c_1 N_c \qquad (3\text{-}13)$$

ここで，表層のセメント混合ロームの内部摩擦角（ϕ）には0を仮定し，s_c=1.3，N_C=5.14， c_1=q_{ud}/2である．q_{ud}はセメント改良土（表層）の一軸圧縮強度であり，この値は別途実施した実験による値を用いた．

②　解析条件2　＜テルツァーギ法（下層）＞

支持力は下層地盤のみに依存することを仮定した解析条件である．この条件では，表層はフーチングによる荷重載荷により，パンチングせん断破壊した状態を

想定した．表層のαの角度には実験における観察結果をもとに45°を仮定した．そしてフーチング直下の破壊した表層は，上載荷重を分散させて下層に伝達する載荷板として働くものと仮定した．従って，この方法は基本的に山口の概略法と同じである．解析条件2における極限支持力（q_{T2}）は式（3-14）によって求めた．なお，支持力実験におけるパンチングせん断破壊の発生を考慮して，式（3-12）の第2項は無視した．

$$q_{T2}=\frac{(D+2H)^2}{D^2}\left\{s_c c_2 N_c+\frac{1}{2}\gamma_1(D+2H)N_\gamma\right\} \quad (3\text{-}14)$$

ここで，c_2は下層地盤のせん断強度，N_cとN_γは下層ロームの支持力係数である．ロームのϕ'は，別途実施した三軸圧縮試験より32度と求められた．このϕ'=32°に対応する支持力係数には，N_c=20.9，N_γ=16.1を用いた．形状係数はs_c=1.3，c_2には三軸圧縮試験より得られた粘着力(20kPa)の値を用いた．Dはフーチング径，Hは表層厚である．右辺にかかる$(D+2H)^2/D^2$の項は，破壊した表層下面の応力をフーチング下面の応力に換算するための割増係数である．

3.3.6　理論解析結果と実験結果の比較

支持力実験から得られた極限支持力の実験値（q_{ye}）と，先に述べた理論解析より得られた極限支持力の解析値（q_{yc}, q_{T1}, q_{T2})の比較を述べる．なお，q_{yc}とq_{T2}の計算にはα=45°を用いた．

図3-22はR_c=1.0の場合であり，表層地盤の一軸圧縮強さ（q_{ud}）が608kPa～630kPaにおける結果を示す．図の横軸に示したq_{ye}の増加は，H/Dの増加によるものである． q_{ye}の値には，H/Dの増加に伴う増加が見られる．q_{ye}と解析値の比較を述べる．仮想すべり面法により得られた解析値（q_{yc}）は，実験値にほぼ一致が見られる．一方，テルツァーギ式により得られた2つの解析値には実験値と差が見られる．下層の地盤支持力のみで極限支持力を評価したq_{T2}の値には，q_{ye}の増加に対する増加傾向が現れたものの，その値は実験値と大きな差が見られる．また，表層固結の強度のみを考慮したq_{T1}の値にはq_{yc}と差が見られ，増加傾向も再現されていない．HとDを固定した条件について，R_cの設定値が異なる場合の比較を**図3-23**に示す．この比較においても，q_{ye}に対するq_{yc}の高い適合性が認められる．

図3-24は全ての実験結果について実験値（q_{ye}）と仮想すべり面法による解析値（q_{yc}）の比較を示す．実験では，表層の強度，層厚ならびにフーチングの直径を様々に変えて実施した．q_{yc}とq_{ye}にはほぼ一致が見られ，相関係数は0.93である．一致が見られた極限支持力の範囲は300kPaから2500kPaである．

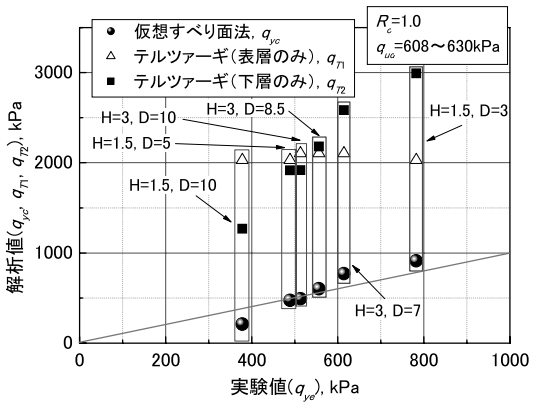


図 3-22　極限支持力の実験値と解析値の比較（表層の強度中q_{ud}=608kPa～630kPa）

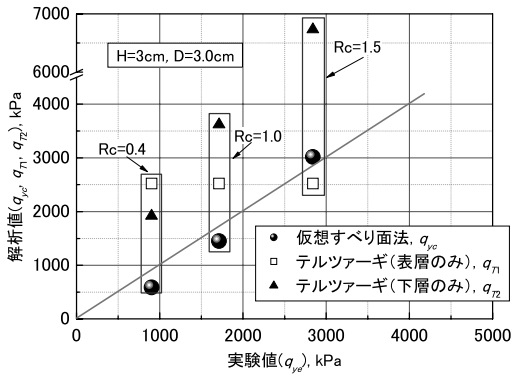


図 3-23　極限支持力の実験値と解析値の比較（*H*と*D*が一定の場合）

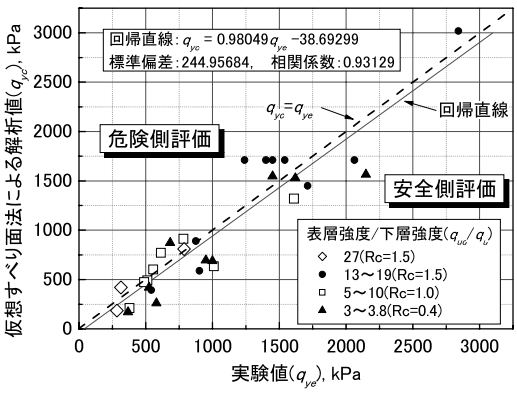


図 3-24　仮想すべり面法による極限支持力（q_{yc}）の適合性

以上の結果から，q_{yc}のq_{ye}に対する適合度は高いことがわかる．なお，地盤条件毎に結果を比較すると，表層と下層の強度比（q_{ud}/q_u）が13以上とその値が大きい場合には，q_{yc}の値は実験値に比べて幾分大きめである．一方，q_{ud}/q_uの値が13以下の低い場合には，q_{yc}の値は低めに現れている．しかしながら，全般的に解析値と実験値には良い適合が見られ，表層に固結層を有する2層地盤の極限支持力は仮想すべり面法によりある程度推定可能なことがわかった．

3.3.7　パンチングせん断破壊した表層の分散角

図3-25は支持力実験で得られたフーチングの載荷圧力（q）と沈下比（s/D）の関係を3つの地盤条件について示す．地盤は一様地盤と，表層のせん断強度と層厚が異なる3ケースの表層固結地盤である．

曲線は，表層のせん断強度が下層に比べて高いほど，すなわち強度比（q_{ud}/q_u）の値が大きいほど明確なピークを示す傾向が見られ，さらにピーク後には沈下比の増加に伴ってqが大きく減少する傾向を示している．一方，表層のせん断強度が下層に比べて若干高くその層厚が厚い場合には明確なピークが見られない．そして，最大値に漸近する傾向を示す．ロームの一様地盤では圧力の載荷初期に，s/Dの増加に対するqの増加割合が高く現れている．降伏後はqの割合が減少するものの，qは屈曲点以降も増加する傾向を示す．

これらの4つ実験記録から下層に働いた圧力の等価換算面積（A_e）を計算し，分散角（α）に関する考察を行った．はじめにA_eの計算方法を述べる．まず，3つの2層地盤において得られた実験記録を荷重（F_k）と沈下比関係（s/D）に再整理する．次に，F_kを一様地盤での実験で得られた同一s/D におけるqで除した値を求める．この値がA_eである．得られたA_eをs/Dに対してプロットする．A_eの値は，フーチングにより載荷されたF_kを全て下層のローム地盤で支持した場合を仮定して得られる下層の受圧面積である．

図3-26は荷重を載荷したフーチングの面積（A）に対するA_eの比により求めた面積比（A_e/A）とs/Dの関係を示す．表層のせん断強度が高い場合では，s/D が0～0.2程度とその値が小さな載荷初期において，面積比の増加傾向が見られピークを示す．

A_e/Aにピークが現れた理由は，極限支持力以下の範囲における載荷荷重（F_k）が，表層のせん断強さによって釣り合っていたためと考えられる．従って，F_kを強度が低い下層の支持力により換算したA_e/Aの値は過大に評価されている．

同様な傾向は表層条件が異なる他の実験ケースにも見られる．従って，表層固結地盤の極限支持力は，表層のせん断強度に強い依存が見られることが確認された．

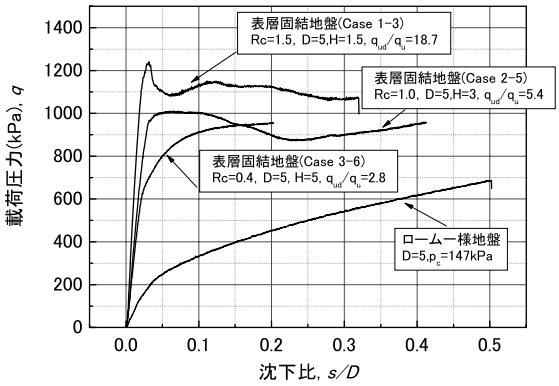


図 3-25　支持力実験におけるフーチングの載荷圧力（q）と沈下比（s/D）関係

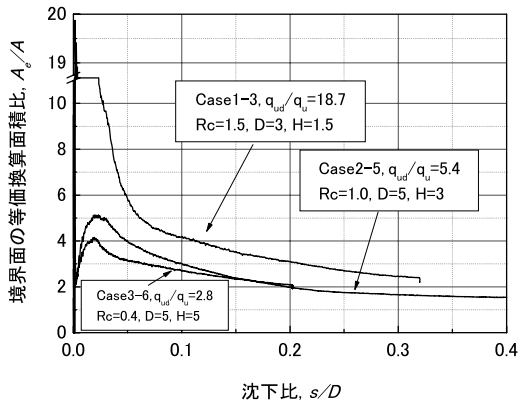


図 3-26　s/Dに対する表層と下層の境界面における等価換算面積比（A/A）の関係

図3-27は，表層内の分散角（α）とs/Dの関係を示す．α の値はA_e，AならびにHの関係から計算して求めた．α の値には，s/Dの増加初期に急激な増加が見られ，ピーク後には緩やかな減少傾向を示す．α がピークを示したs/Dの値は，**図3-29**において極限支持力を示したs/Dよりも少し小さい値である．ピーク以降では s/Dの増加とともに分散角αに減少が見られ，この傾向は**図3-30**に見られたA_e/Aの減少に一致する傾向である．この減少原因は，すべり面によって分離した表層ブロックの下側端部が，フーチングの沈下に伴って徐々に角が取れるように破壊したためであると考え

られる．

αの値を地盤条件毎に比較すると，表層の強度が高いCase1-3の場合は，αが他のケースに比べて全般的に大きな値を示している．これは先にも述べた通り表層自体のせん断強度が高いために，下層に貫入した表層の角落ちに伴う形状変化が少ないためと考えられる．一方，表層のせん断強度が低いCase3-6では，下層に貫入した表層が連続的にその形状を変化させ，下層に向かって広がっていた端部は角が取れて，その角度は約10°まで減少したことがわかる．

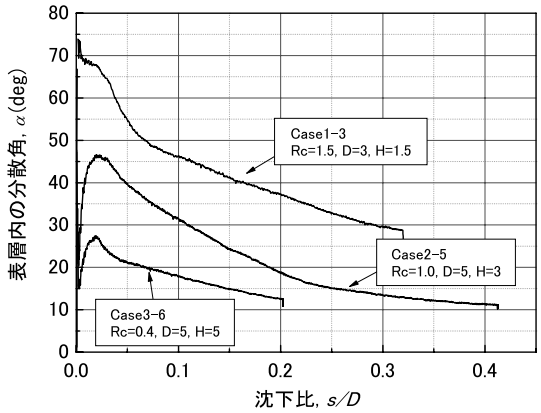


図 3-27　s/Dに対する表層内の分散角（α）の推移

3.4　第3章のまとめ

第3章では，移動式クレーンが設置される表層地盤の支持力特性を明らかにすることを目的に実施した実験の結果が述べられている．この実験では関東ロームを試料に用い，不飽和なクレーン設置地盤の状態が模型地盤に再現されている．模型地盤は一様地盤と表層固結地盤の2種類である．得られた知見を以下に要約する．

1）関東ロームの一様地盤における支持力実験において，載荷圧力（q）と沈下比（s/D）の関係には明確なピークが現れないことがわかった．qが締め固め圧力（p_c）以下の範囲では$q-s/D$関係がほぼ直線を示す．qがp_cを上回ると曲線上には屈曲点が現れ，それ以降のs/D増分に対するqの増分は，初期部分に比べて大きな減少が発生する．

2）フーチングの沈下に伴って発生する地盤内の変位は，フーチングの直下に集中して見られ，鉛直方向への変位が卓越する．また，地盤表面には膨れ上がりや亀裂の発生が見られず，パンチングせん断的な破壊性状が発生する．

3）ひずみ解析を行った結果，フ－チングの貫入初期には地盤表層付近の浅い部分で体積圧縮が発生する．その後，貫入の進行に伴って体積圧縮の範囲は地盤の下方に移動する．

4）フーチングの沈下比（s/D）が0.5において地盤内に見られた変位分布の範囲は，フーチング径（D）の2倍程度以内であった．中型クレーン車に備わるアウトリガーフロート（フーチング）の直径（D）が50cm程度であることを考慮すると，設置地盤は少なくとも深さ1m以上の範囲を調査する必要がある．

5）表層固結地盤に対する支持力実験を，フーチングの直径と地盤条件（表層のせん断強度とその層厚）のそれぞれが異なる組み合わせ条件において実施した．その結果，フーチング径と表層厚の相対的大きさの違いにより，評価される支持力には差が生じることを確認した．

6）表層固結地盤の極限支持力の計算方法を検討した．新たな計算方法として，仮想すべり面法を提案した．この方法は，表層固結地盤の支持力を表層内のすべり面上におけるせん断力の合計の鉛直成分により推定するものである．すべり面は直線を仮定しその平均角度（α）には，実験の観察結果に基づき45°を標準角度に設定した．実験的に得られた極限支持力の値と，解析値の比較を行った．

7）解析値の適用性を実験値（q_y）と仮想すべり面法の解析値（q_{yc}）の比較により検討した結果，q_{yc}とq_yには良い適合が見られた．q_{yc}とq_yの適合範囲は300から2000kPaと広範囲であることがわかった．

4. 静的安定限界と動的安定限界の理論解析

4.1 概説

移動式クレーンの安定性は，アウトリガーの沈下量と沈下速度に影響を受ける．その原因は，移動式クレーンがジブを伸張させて行う吊り上げ作業の状態にある．すなわち，作業中の移動式クレーンは，つり荷をジブ先端につり下げたトップヘビーな状態を有するばかりでなく，転倒モーメントが作用する偏荷重な状態を有するためである．この状態は，常時において転倒モーメントがほぼゼロと見なされる土木構造物や建築構造物とは異なる．

アウトリガーの沈下は移動式クレーンの機体を傾斜させる．そして，この機体傾斜はジブを転倒方向に回転させ，地盤に対する相対的なジブ起伏角を減少させる．このジブ起伏角の減少は，モーメントの半径を増加させる．従って，転倒モーメントを増加させる．これはアウトリガーの沈下による静的不安定化と見なされる．

これに加えて，アウトリガーにおける急激な沈下の発生，すなわち沈下速度の発生は機体に回転運動エネルギーを与える．従って，急激な沈下はトップヘビーかつアンバランスな状態にある移動式クレーンを大きく不安定化させるものである．

本章では，アウトリガーの沈下を考慮した静的安定限界と，沈下速度の発生を考慮した動的安定限界について理論的な解析手法を示す．そして，実機のクレーンを対象とした検討事例を示し，静的安定限界と動的安定限界の比較による不安定性の考察を述べる．

4.2 静的安定限界

アウトリガーフロート（フーチング）に作用する荷重が増加することによって，アウトリガーには沈下が発生する。この沈下は，ゆっくりとした沈下（緩慢な沈下）と急激な沈下の2つに大別できる．緩慢な沈下は，関東ロームのような圧縮性を有する軟弱地盤に発生が見られる．

静的安定限界とは、緩慢な沈下の発生を想定して解析した釣り合い状態である．沈下が緩慢な場合は，沈下量が安定性を左右する支配的な要因である．移動式クレーンはジブ先端につり荷の荷重が作用する．アウトリガーの沈下は機体を傾斜させる．この傾斜はジブ起伏角を減少させる．ジブ起伏角の減少は，モーメント半径を増加させるため，転倒モーメントが増加する．伸張されたジブの長さは数十メートルに達する場合があり，アウトリガーの沈下に伴う転倒モーメント増加は安定性に多大な影響を及ぼす。

アウトリガーの沈下を考慮したクレーンの安定限界を静的安定限界と呼ぶ．静的安定限界を**図4-1**に示す2次元モデルで検討する．

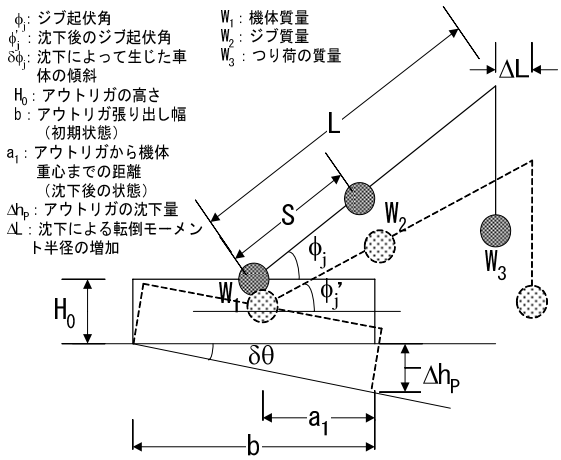


図 4-1　移動式クレーンのモデル化

水平な地盤に設置された，すなわち初期状態にあるクレーンが吊ることのできる最大のつり荷の質量W_{3m}は式（4-1）の関係より求められる．

$$W_1 b/2 = W_2\left(S\cos\phi_j - b/2\right) + W_{3m}\left(L\cos\phi_j - b/2\right) \quad (4\text{-}1)$$

ここで，W_{3m}を安定限界荷重と呼ぶ．

W_{3m}を安全率で除した値が定格荷重であり，定格荷重は作業時につり上げることができる最大荷重である．クレーン等安全規則では，安全率の値を1.27以上とすることが定められている．式中に用いたその他のパラメータは，**図4-1**に示した通りである。

アウトリガーの沈下によるクレーン機体の傾斜角（$\delta\theta$）と，機体傾斜を考慮したジブの相対的な起伏角

（ϕ_j'）は，それぞれ式（4-2）と式（4-3）によって求められる．

$$\delta\theta = \sin^{-1}\left(\Delta h_p / b\right) \qquad (4\text{-}2)$$

ここで，Δh_pはアウトリガーの沈下量であり，その発生は緩慢であることを前提とする．静的安定限界とは，転倒モーメントと安定モーメントが釣り合う時である．この時の機体傾斜角（$\delta\theta$）に対応するアウトリガーの沈下量が，静的転倒に必要な沈下量（Δh_p）である．

$$\phi_j' = \phi_j - \delta\theta \qquad (4\text{-}3)$$

転倒支点から車両重心までの水平距離（a_1）は，$\delta\theta$の増加に伴って減少し，その値は式（4-4）によって求められる．

$$a_1 = b/2\cos\delta\theta - H\sin\delta\theta \qquad (4\text{-}4)$$

式（4-2）～（4-4）を考慮すると，クレーンの機体が傾斜した場合における釣り合いは式（4-5）によって表される．

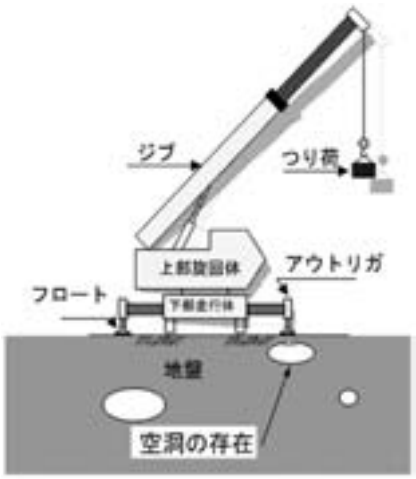
$$W_1 a_1 = W_2\left(S\cos\phi_j' - a_1\right) + W_3\left(L\cos\phi_j' - a_1\right) \qquad (4\text{-}5)$$

ここで，W_3は機体傾斜を考慮したつり荷の安定限界荷重である．

沈下（Δh_p）の発生，すなわち傾斜（$\delta\theta$）の発生によって，$W_3 < W_{3m}$となる．従って，沈下量の増加によって，クレーンが吊ることのできる質量は減少する．これはクレーンが不安定化することを意味する．

4.3　動的安定限界

動的安定限界[51]とは、急激な沈下の発生を考慮して得られる解析的な安定限界である．急激な沈下の発生が推定できる地盤条件には，例えば**図4-2**に示すような空洞の存在，固結した表層の脆性的破壊，ならびに斜面崩壊などがある。作業時の移動式クレーンはトップヘビーな状態にある．急激な沈下は，静的な不安定化に加えて動的な不安定化を与える．すなわち，アウトリガーに急激な沈下が発生する地盤では，沈下速度が安定性に対する支配的な要因となる．



a）地中に空洞が存在する場合

b）固結した表層が脆性的に破壊する場合

c）斜面崩壊が発生する場合

図 4-2　アウトリガーの急激な沈下発生要因の例

前田ら[52]は，二次元の構造物モデルを対象とした動的転倒角の理論解析法を示した．この解析法では，構造物の片側下端に自由落下を発生させた際に，転倒を起こさない落下高さの最大値を求めるための理論計算式が示されている．そして，この落下高さから求められる構造物の傾斜角を動的転倒角と呼んでいる．移動式クレーンの動的安定限界の検討では，前田らの方法を用いた．詳細は文献[52]に譲り，以下に解析法の概要を述べる．

図4-3に動的転倒の経過を示す．B点に発生したアウトリガーの急激な沈下は，A点を支点とした回転運動を発生させ，角速度が発生する．ある沈下量に達して沈下が止まるか,あるいは沈下速度に比べて転倒挙動が速い場合は，つり荷側のB点を支点とした回転運動が発生する．動的安定限界の解析では，A点を支点とした回転運動エネルギーが，B点を支点とした回転運動エネルギーに保存されることを仮定した．また，アウトリガーの沈下速度には，自由落下の発生による値を考慮した．

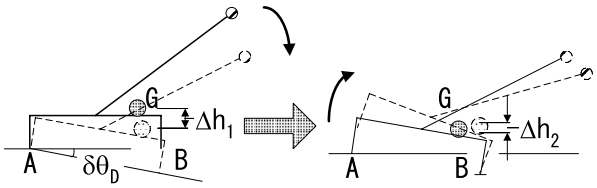


図 4-3　動的転倒の経過

図4-3に示すB点の沈下によって A点を支点とした傾斜が発生する．この傾斜角を$\delta\theta_D$とする．Δh_1はA点を支点とする回転によって発生した重心の鉛直変位量である．この後，支点はB点に移り，回転運動が発生する．Δh_1による位置エネルギー減少分は，B点を支点とした回転運動のエネルギーとなる．Δh_2は重心がB点の直上まで水平変位するために必要な鉛直変位量である．

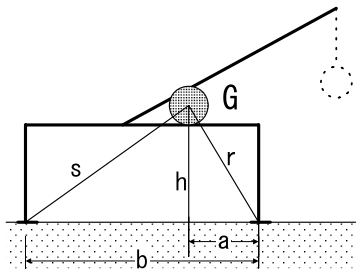


図 4-4　動的転倒角の計算に用いる寸法パラメータ

転倒は機体重心が支点B上を越えた時に発生する．従って，重心の移動後の位置が支点Bの直上に等しくなる時の$\delta\theta_D$の値が動的転倒角であり，この状態が動的安定限界である．$\delta\theta_D$は式（4-7）によって求められる．

$$\delta\theta_D = \sin^{-1}\left(V - \sqrt{V^2 - UW}\right)/U \tag{4-6}$$

ここで，

$$U = \left\{(c-1)a - bc\right\}^2 + h^2(c-1)^2 \tag{4-7}$$

$$V = (ch - r)\left\{(c-1)a - bc\right\} \tag{4-8}$$

$$W = (r-h)(r-2ch+h) \tag{4-9}$$

$$c = \left(k^2 + r^2 - ab\right)^2 / \left(\left(k^2 + r^2\right)\left(k^2 + s^2\right)\right) \tag{4-10}$$

であり，kはクレーン重心周りの回転半径である．以上より，動的転倒に必要な沈下量Δh_Dは式（4-11）で求められる．

$$\Delta h_D = b \times \sin\delta\theta_D \tag{4-11}$$

4.4　実機クレーンを対象とした安定限界の比較

4.4.1　解析条件

つり上げ荷重16トン級のホイールクレーンをモデルに，静的安定限界と動的安定限界の計算を実施した．解析結果は2つの安定限界におけるアウトリガーの沈下量で整理する．

解析条件を**表4-1**に示す．解析では作業条件が異なる4つのケースを設定した．ジブ長とは，荷を吊る際に伸張されるジブ（腕）の長さである．

表 4-1 安定計算に使用した実機の作業条件

計算事例	ジブ長 L(m)	ジブ起伏角 ϕ_j (deg)	アウトリガー張り出し幅 b(m)	安定限界荷重 W_{3m} (トン)
CASE 1	25	60	5.1	2.35
CASE 2	25	30	5.1	0.66
CASE 3	15	60	5.1	5.92
CASE 4	25	60	3.6	1.14

ジブ長（L）の値には最大長25mと中間長15mを用いて比較した．ジブ起伏角（ϕ_j）とは機体に対するジブの起伏角である．θの値には60度と30度を用いて比較した．アウトリガー張り出し幅（b）とは，機体から水平方向に伸張して設置されるアウトリガーの設置間隔である．bの値には最大張り出し幅5.1mと中間張り出し幅3.6mを用いて比較した．

4.4.2　解析結果

静的安定限界の沈下量（Δh_p，以下，静的沈下量と呼ぶ）と動的安定限界の沈下量（Δh_D，以下，動的沈下量と呼ぶ）は，荷重比との関係で整理した．荷重比とは，つり荷の質量を定格荷重で除した値である．定格荷重には，安定限界荷重（W_{3m}）をクレーン等安全規則で定められた安全率1.27で除した値を用いた．W_{3m}は，水平に設置されたクレーンが設定された作業条件において，静的に釣り合うことができる最大つり荷の質量である．つり荷の質量は定格荷重の0.4倍から1.27倍を与え，異なる荷重比をクレーンに与えて計算を実施した．

荷重比の値が1の条件は，つり荷の質量が定格荷重に一致する場合を意味する．荷重比の値が1.27の時は，つり荷の質量が安定限界荷重に等しいことを意味する．従って，荷重比の値が1.27以上では転倒モーメントが安定モーメントを上回るため，クレーンは過荷重により転倒する．

図4-5は安定限界に及ぼすジブ起伏角の影響を示す．この計算では，ジブ長（L）とアウトリガー張り出し幅（b）を，それぞれ25m，5.1mの一定値に設定し，ジブ起伏角（ϕ_j）が30度と60度の場合を比較した．動的沈下量と静的沈下量には，荷重比の増加に伴う減少傾向が共通して見られる．動的沈下量の値は静的沈下量に比べて全般的にかなり小さい値である．

はじめに静的沈下量の比較を述べる．ϕ_j =30度の場合は，静的沈下量の値がϕ_j =60度の場合に比べて幾分大きくなる荷重比条件の存在が見られる．沈下量の解析値は，その値が小さいほど不安定なことを意味する．従って，静的な不安定性はϕ_jが大きい時に高くなることがわかる．

前側アウトリガーの沈下は，機体を傾斜させる．この傾斜は地表面に対する相対的なジブ起伏角を減少させる．比較した2つのジブ起伏角（ϕ_j）において，静的沈下量に差が現れた理由は，相対的なジブ起伏角の減少分に対する，モーメント半径増分の大きさの違いによる影響である．ϕ_j =30度の場合は60度の場合に比べて，機体傾斜に伴うジブ重心位置とジブ先端（つり荷位置）の水平距離増分，すなわちモーメント半径増分が少ないために，静的沈下量は小さくなる．

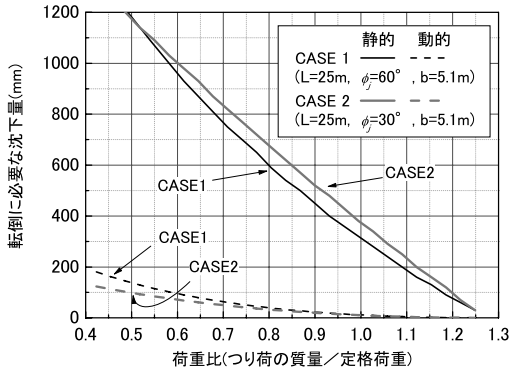


図 4-5　静的転倒と動的転倒に及ぼすジブ角度の影響

次に，動的沈下量の比較を述べる．ϕ_j =60度の場合は，動的沈下量の値がϕ_j =30度の場合に比べて若干大きくなる傾向を示す．動的沈下量の大小関係は，静的沈下量の場合と逆の傾向を示し，動的な不安定性は，ϕ_jが小さい時に高くなることがわかる．

動的沈下量の値がϕ_j =60度に比べてϕ_j =30度の場合に小さくなった原因は，機体重心とつり荷の水平距離の差によって説明できる．ジブ起伏角の減少に伴って機体重心とつり荷の水平距離は増加する．この水平距離の増加が回転運動エネルギーを増加させるために，ϕ_j =30度の場合の動的沈下量は小さくなる．

図4-6は安定限界に及ぼすジブ長の影響を示す．ジブ起伏角（ϕ_j）とアウトリガー張り出し幅（b）を，それぞれ60度と5.1mの一定値とし，ジブ長（L）が15mと25mの場合を比較した．

静的沈下量の比較を述べる．L=15mの場合は，静的沈下量の値がL=25mの場合に比べて大きくなる．従って，ジブ長の増加は静的不安定を増加させることがわかる．

設定された2つのジブ長で，静的沈下量に差が現れた理由は，前述したジブ起伏角の場合と同じメカニズムにより説明できる．L=25mの場合はL=15mの場合に比べて，機体傾斜に伴う機体重心とジブ先端の水平移動距離，すなわちモーメント半径の増分が大きくなる．従って，ジブ長の増加はクレーンの静的不安定性を増加させる．

次に，動的沈下量の比較を述べる．L=25mの場合に

おける動的沈下量の値は，L=15mの場合に比べてわずかに小さいが，その値に顕著な差は見られない．荷重比に対する動的沈下量の大小関係は静的沈下量の場合と同じであり，動的な不安定性はジブ長の増加に伴って，高くなることがわかる．2つの動的沈下量の値に顕著な差が見られなかった原因は，回転運動エネルギーの差が少ないためである．L=15mの場合はL=25mの場合に比べてモーメント半径は減少するが，安定限界荷重は増加する．その結果，L=15mの条件で与えられるつり荷の質量の値は大きくなるためである．

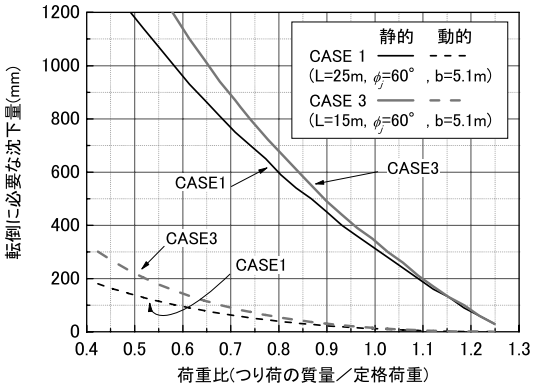


図 4-6　静的転倒と動的転倒に及ぼすブーム長の影響

図4-7は安定限界に及ぼすアウトリガー張り出し幅の影響を示す．ジブ長（L）とジブ起伏角（ϕ_j）をそれぞれ25mと60度の一定値に設定し，アウトリガー張り出し幅（b）が5.1m（最大張り出し）と3.6m（中間張り出し）の場合を比較した．

b=3.6mの場合は，5.1mの場合に比べて静的沈下量と動的沈下量の値にそれぞれ50%程度の大きな減少が見られる．すなわち，bの値の減少はクレーンを大きく不安定化させることがわかる．この原因は，安定モーメントが減少するためである．b=3.6mでは，定格荷重（荷重比=1.0）を吊っているにもかかわらず，静的沈下量が15cm程度である．従って，転倒の防止にはアウトリガーの張り出しを極力大きく設定することが重要である．

移動式クレーンの作業条件は通常，定格荷重と作業半径の関係で決定される．作業半径とは，ジブ長にジブ起伏角を考慮して求められる．すなわち，作業半径は水平面に対する投影長にほぼ等しい値であり，モーメント半径を意味する．定格荷重は，作業半径の増加にともなって減少する．そのため，例えばつり上げ荷重20トンの移動式クレーンでは，作業半径が20mの時の定格荷重が0.7トン程度に減少する．

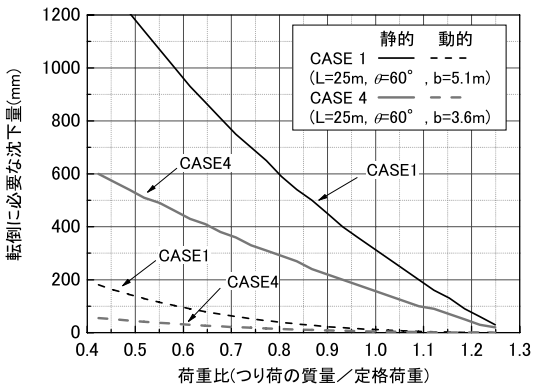


図 4-7　静的転倒と動的転倒に及ぼすアウトリガー幅の影響

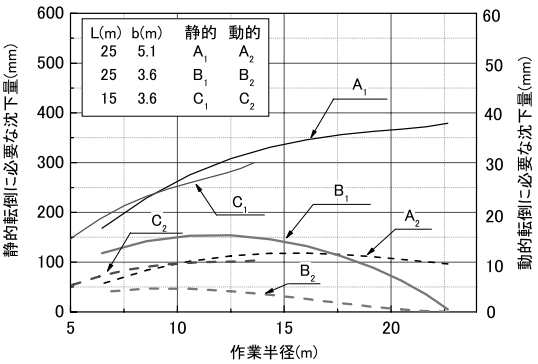


図 4-8　静的転倒および動的転倒に対する沈下量と作業半径の関係

図4-8は作業半径に対する静的沈下量と動的沈下量の関係を示す．計算で与えた作業条件は，ジブ長（L）を25mと15m，アウトリガー張り出し幅（b）を5.1mと3.6mの組み合わせとし，ジブ起伏角（ϕ_j）は25～75度である．つり荷の質量には各作業条件における定格荷重の理論値，すなわち安定限界荷重を1.27で除した値を与えた．

比較した作業条件において，計算された動的沈下量の値は10mm程度以下であり，動的沈下に対する移動式クレーンの不安定性が確認された．ジブ長（L）が25m，アウトリガー張り出し幅（b）が5.1mの場合について考察を述べる．静的沈下量（A_1）の値には，作業半径（R）の増加に伴う増加が見られる．Rの増分に対する静的沈下量増分の割合には，Rの値の増加に伴う減少が見られる．従って，ϕ_jの値が大きくRの値が小さい場合に，クレーンは静的に不安定であることがわかる．動的沈下量（A_2）の値はRが約14mでピークを示すが，その値は静的沈下量に比べて非常に小さい．

L=25m，b=3.6mの場合について考察を述べる．

b=5.1mの場合に比べて，静的沈下量（B_1）と動的沈下量（B_2）の値には大きな減少が見られる．bの減少は作業半径の全範囲において，クレーンを著しく不安定化させることがわかる．L=25m，b=3.6mのように，ジブ長が長いにもかかわらずアウトリガー張り出し幅が狭い作業は，つり荷の質量が定格荷重であっても，アウトリガーの限界沈下量は大きく減少することが分かった．

L=15m，b=3.6mの場合について考察を述べる．Rの増加に対する静的沈下量の曲線（C_1）は、A_1にほぼ一致する傾向を示した．一方，動的沈下量の値には大きな減少が見られる．C_1に対するC_2の値は，A_1に対するA_2の比にほぼ一致が見られる．

以上より，静的沈下量は，同一作業半径で定格荷重を吊った作業においても，その値は異なることが明らかになった．また，とりわけアウトリガー張り出し幅の減少はクレーンを大きく不安定化させる．また，作業条件の違いには動的沈下量の値にも影響を与える．動的沈下量は静的沈下量に比べて非常に小さな値である．移動式クレーンは急激な沈下に対して非常に不安定であることがわかった．

静的沈下量の計算では，機体傾斜時の慣性力が無視されており，沈下量の値は安定限界の上限値を示している．一方，動的沈下量の計算では，アウトリガーの急激な沈下に自由落下の発生を仮定しており，沈下量の値は安定限界の下限値を示している．実際の転倒は動的安定限界と静的安定限界の間で発生する現象であるが，転倒時の安定限界は支持地盤の破壊沈下特性に依存すると考えられる．

4.5 第4章のまとめ

第4章では，移動式クレーンの安定性に与えるアウトリガーの沈下量と沈下速度に着目した静的安定限界と動的安定限界の解析手法が示されている．そして，この2つの解析手法により得られたクレーン安定限界の比較が述べられている．本章の概要は以下の通りである．

1. アウトリガーの沈下による移動式クレーンの静的安定限界と動的安定限界を検討した．静的安定限界とは，アウトリガーの沈下により傾斜した機体の静的な釣り合い状態である．動的安定限界とは，急激な沈下の発生による沈下速度を考慮した安定限界である．動的安定限界の解析では，急激な沈下に自由落下を仮定し，後側アウトリガーを支点とした回転運動エネルギーが前側アウトリガーを支点とした回転運動に保存されることを仮定している．静的安定限界と動的安定限界の解析により得られる前方アウトリガーの沈下量は，それぞれ静的沈下量と動的沈下量である．
2. 実機の移動式クレーンを対象として静的沈下量と動的沈下量を計算した．計算では，クレーンに異なる作業条件を与えた．この作業条件とはジブ起伏角，ジブ長、アウトリガー張り出し幅である．動的沈下量の値は静的沈下量の値に比べて非常に小さな値となることがわかった．また，2つの沈下量の値はジブ起伏角（ϕ_j），ジブ長（L）およびアウトリガー張り出し幅（b）の条件によって異なることがわかった．
3. 異なる荷重比（=つり荷質量／定格荷重）を与えたクレーンの安定限界について，ジブ起伏角（ϕ_j），ジブ長（L）およびアウトリガー張り出し幅（b）の影響を検討した．静的沈下量と動的沈下量には，荷重比の増加に伴う減少傾向が共通して見られる．ϕ_jの値が安定性に及ぼす影響を解析した結果，ϕ_jの増加は静的沈下量を減少させることがわかった．すなわち，ϕ_jの増加にともなって静的不安定性は増加する．一方，ϕ_jの減少は動的不安定性を増加させることがわかった．また， Lの値の増加は静的不安定性と動的不安定性の両方を増加させることがわかった．bの値の減少は，静的不安定性と動的不安定性の両方を大きく増加させ，bの変動が安定性に与える影響は，Lとϕ_jに比べて大きいことがわかった．
4. ジブ起伏角の増減によって作業半径を変化させ，この時の荷重比を1に固定した作業条件を解析的に再現し，クレーンの安定限界に及ぼす作業条件の影響を調査した．静的沈下量の値は，同一作業半径においてもその他の作業条件（ジブ長，アウトリガー張り出し幅）の違いによって異なることが明らかになった．動的沈下量についても同様である．特に，アウトリガー張り出し幅の減少は，作業半径の全域において静的沈下量と動的沈下量の値を大きく減少させることがわかった．
5. 静的沈下量と動的沈下量の値は，それぞれ安定限界の上限値と下限値を示す．転倒は2つの限界の間で発生し，その安定限界は地盤の沈下特性に依存するものである．従って，安定限界の評価には，設置される支持地盤の沈下特性の把握が必要である．

5. 遠心模型実験による転倒メカニズムの解析

5.1 概説

アウトリガーの沈下による移動式クレーンの転倒を防止するためには，アウトリガーの載荷圧力が地盤の極限支持力より小さいか否かを評価し対策を講ずることが有効である[24]．しかし，支持地盤の強度のみに基づいた検討では，転倒に対する危険性を正確に評価することが難しい．その理由は，アウトリガーの沈下によって生じた機体の傾斜増加が，転倒危険性を左右する直接要因であるためである．従って，転倒危険性の評価には支持地盤の沈下条件の考慮が必要である．

移動式クレーンの安定限界は，支持地盤の沈下量と沈下速度に大きく左右されることが第4章における理論解析によって明らかになった．この支持地盤の沈下特性は，地盤によって異なるものである．

本研究では，支持地盤の破壊に伴うアウトリガーの沈下特性の違いが転倒に及ぼす影響，すなわち沈下量と沈下速度に応答して転倒するクレーンのメカニズムを解明することを目的に，遠心模型実験による転倒実験を行った．

本実験では，移動式クレーンが静的な安定状態にあるにもかかわらず，アウトリガーの沈下によって発生する転倒現象を再現した．模型クレーンに遠心力を作用させることにより，アウトリガーフロートに発生する載荷圧力は実機とほぼ同等の圧力レベルが再現されている．さらに，遠心加速度を任意に設定することにより，異なるクレーンの作業条件において前側アウトリガーの沈下を発生させて，転倒を再現している．

本章では，遠心模型実験による模型クレーンの転倒実験の方法と，実験により明らかにされた転倒メカニズムついて述べる．

5.2 実験装置

5.2.1 模型クレーン

模型クレーン（**写真5-1**）[53] はつり上げ荷重が20トン級のホイールクレーンの約1/25スケールである．模型クレーンの概要を**図5-1**に示し，実物と模型クレーンの主要諸元の比較を**表5-1**に示す．

模型クレーンは，主要な2つの部分より構成される．一つは，地盤上に設置する下部台座（実機の下部走行体に相当，**図5-1**のNo.2）であり，もう一つは，荷を吊り上げる上部クレーン部（実機の上部旋回体に相当）である．

下部台座（100mm×200mm）の両端には，長さ200mmのアウトリガービーム（No.1）が備わる．それぞれのアウトリガービームの端部には，アウトリガー（No.3）が配置される．アウトリガーには，高さ調整装置（No.4）が備わり，その最大ストロークは15mmである．この高さ調整装置は，傾斜した機体を水平にするためのものである．アウトリガーの下端にはボールヒンジによって結合された直径30mmのアウトリガーフロート（No.5）が備わる．

アウトリガーとアウトリガーフロートの間には，小型ロードセル（ϕ20mm,厚さ9.5mm,容量1960N（200kgf），No.5）を配置し，アウトリガーに作用する鉛直荷重を計測する．

アウトリガーの沈下量は，後述するワイヤー式変位計によって計測した．さらに前側の2つのアウトリガーには，微少変位をより高精度に測定するためのLVDT変位計を設置した．

写真 5-1　模型クレーンの様子

表5- 1　実物の移動式クレーンと模型クレーンの主要諸元の比較

	移動式クレーン (実機：つり上げ荷重 20 トン級)	模型クレーン
ジブ長	7.0～30.5 m	40,50,60,90 cm
車体寸法（下部台座）	6.9m×2.49 m	20cm×10 cm
アウトリガー張り出し幅	最小 2.08～最大 6.0 m	20 cm
機体総重量	230 kN	45 N (1g 場)
アウトリガーフロート径	40 cm	3.0 cm
平均接地圧(無負荷時)	458 kPa	478 kPa (30g 場)

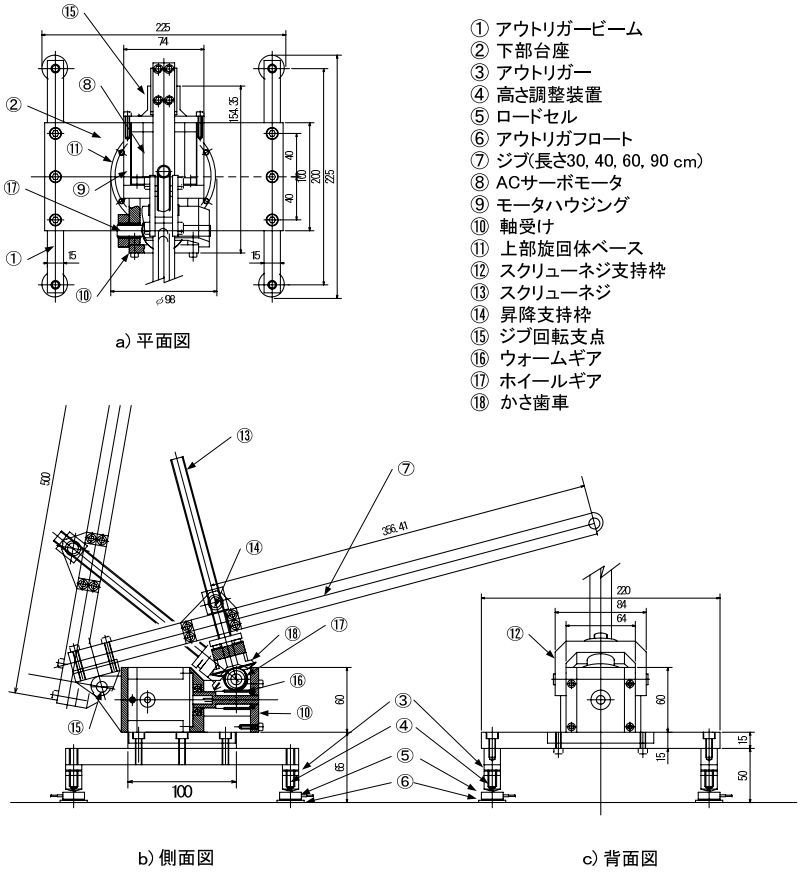


図 5-1　模型クレーンの概要を示す3面図

表 5-2　ACサーボモータの主要性能

定格出力(W)	100
定格トルク(N･m)	0.318
定格回転速度(r/min)	3000
定格角加速度(rad/sec^2)	49200

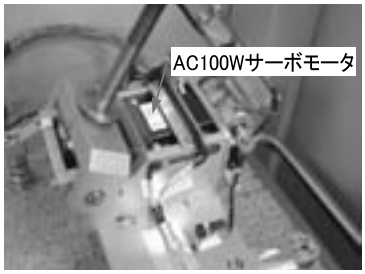


図 5-2　サーボモータの配置状況

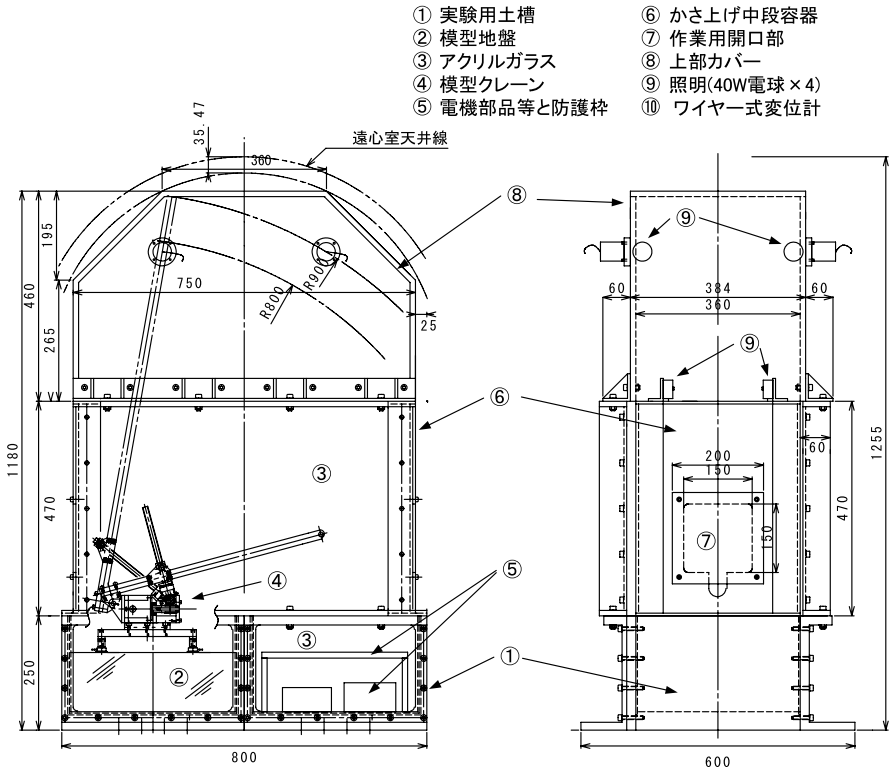


図 5-3　遠心実験に使用した移動式クレーン模型の概要

上部クレーン部には，荷をつり上げるジブ（No.7）の起伏角を減少させ，転倒モーメントを発生させる機構が与えられている．ジブは定格出力AC100Wのサーボモーター（No.8）を動力として，起伏角を増減させることができる．サーボモータの設置状況を**図5-2**に示し，その性能を**表5-2**に示す．

モーターは回転軸の延長線上に備わるギアを介して1/10回転に減速され，ジブ昇降用のスクリューネジ（No.13）を回転させる．ギアの概略構造は次の通りである．

① モーター回転軸にはウォームギア（No.16）が備わり，ウォームギアはその上部に直交して配置されたホイールギア（No.17）を回転させる．

② ホイールギアは，さらにその上部に配置された，かさ歯車（No.18）を回転させ，その動力は昇降用のスクリュウネジ（No.13）を回転させる．

つり荷を吊るジブ（No.7）は長さの異なる4種類のものに付け替えることができる．なお，長さが異なるそれぞれのジブ質量はほぼ等しくなるように材料を選定し，必要な強度が得られるように断面形状を与えている．ジブ質量を等しく与えた理由は，実機の移動式クレーンのジブは伸縮機構を有し，長さによらず質量がほぼ同じになるためである．

ジブ起伏角の可動範囲は水平面に対して15度から75度の範囲であり，角度はジブ回転支点（No.15）に取り付けた角度センサーによって検出される．

5.2.2　転倒シミュレーション用実験容器

遠心模型実験装置のプラットフォームに搭載した試験体は，装置の回転に伴って空気抵抗を受ける．本実験では空気抵抗が模型クレーンに作用することを防止するために，**図5-3**に示す実験容器を用いた．実験容器には模型クレーン全体を覆う構造を与えた．実験容器は，以下の3つの部分より構成される．

1)　模型地盤を装填する下部土槽（No.1）
2)　かさ上げ用の中段容器（No.6）
3)　開口部を覆う上部カバー（No.8）

実験容器の下部に位置する土槽は，内寸が縦360×横360×深さ210mmを有し，前面側には観測用に厚さ20mmのアクリルガラス（No.3）が備わる．同型の二つの土槽を並べてプラットフォームに配置する．土層の一方には模型地盤（No.2）を作製し，その表面に模型クレーンを設置する．他方の土槽にはCCDビデオカメラの制御機や電源ボックスなどの付属物を防護枠で

覆い収納する．

土槽容器の上部にはかさ上げ中段容器を配置する．かさ上げ容器には下部土槽と同様に，前面側に観測用のアクリルガラス面が備わり，側面側には作業用開口部（No.7）を有する．この開口部は，容器の組み立て後に実施される模型の微調整や，CCDビデオカメラの画角調整等の作業を容易にするために設けたものである．また，かさ上げ容器の上部には4個のワイヤー式変位計と，それを固定するためのレール状治具（No.10）が備わる．

変位計の測定範囲は0～500mmであり，分解能は0.05mmである．この変位計はレール上をスライドし，各アウトリガーフロートの直上に配置できる．これにより，アウトリガーの鉛直変位を正確に計測できる．上部カバー（No.8）はかさ上げ部の開口部を覆う．遠心装置の回転に伴って，実験容器を搭載するプラットフォームは振り上がり，ほぼ水平状態に至る．振り上がる際に上部カバーが遠心装置及び遠心ピット内の天井に接触することを避けるために，カバーの両端は角を落とした形状が与えられている．この容器の外径サイズは，遠心模型実験装置に搭載できるほぼ限界の大きさである．プラットフォームが振り上がる際に存在する上段容器上面と遠心装置ビームの間の離隔は35mmである．上段容器の側面部には，撮影用の照度を確保するために40W電球（No.9）が4個取り付けられている．

5.2.3　遠心模型実験装置

転倒実験に使用した遠心模型実験装置[54]の概要を**写真5-2**と**図5-4**に示し，主要な諸元を**表5-3**に示す．実験装置の本体は，当研究所の建設安全実験棟地下に備わる．遠心模型実験装置のプラットフォームを含む回転部及び駆動部はコンクリート製の防護壁を有するピット内に収納されている．

回転部は主軸に結合されたビームとスイングプラットフォームから構成される．主軸は下端に与えられた軸受けによって支持されている．主軸上部にはスリップリングを備え，実験計測センサー用の通信回線と電力供給用の回線が備わる．

スイングプラットフォームはトーションバーによってビームに結合されている．トーションバーには，遠心加速度20gでプラットフォームがバックプレートに着座する強度が与えられている．本体付属装置には，軸受け部の潤滑装置，及びピット内の温度を調整する空調装置等が備わる．なお，本遠心模型実験装置は2004（平成16）年3月に2号機（NIIS Centrifuge Mark 2）に更新された．非対称型プラットフォームの導入や搭載容量の拡大，ならびに運転監視システムの導入が行われた．大型供試体や制御機械の搭載と，より安全な実験の実施が可能になった[75]．

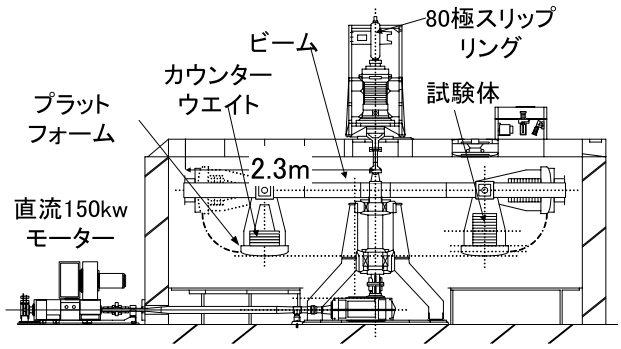


図5-4　遠心模型実験装置の概要

写真 5-2　遠心力載荷装置

表 5-3　遠心力載荷装置の主要諸元

最大遠心加速度(g)		200
最大積載重量(kgf)		500
回転半径(m)	最大外径	2.680
	載荷面	2.310
	試料容器中心	2.0
最大回転数(rpm)	中心軸	300
	駆動軸	1750
主電動機	容量(kw)	150(直流)
	回転数(rpm)	1750(定格)
	回転方向	可逆
スリップリング	計測用	80 極
	動力用	100V　2 極 (容量 30A)

5.3 遠心模型実験における相似則

本項では相似則の概説とクレーン転倒実験に関連する事項を述べる．なお，遠心模型実験における相似則の詳細については文献等[55]に譲る．

一般に土の強度および変位特性は応力レベルに強く依存する．土の自重による地盤内部の応力状態は，強度や変形性状に影響を与える．従って，1/nの小型縮尺模型を用いて1gの重力場で実験を行う場合には，土被り圧（土の自重による鉛直応力）が低いことによる影響の検討が必要とされる．

一方，遠心模型実験では，重力加速度のn倍の加速度を模型に与えて実験が行われる．実大の規模に対して1/nの模型を重力加速度のn倍の環境に置くことにより,実地盤内に発生する応力と同じレベルの応力を模型内に再現できる．

実大規模に対して1/nの幾何学的に相似な模型を，同じ土質構成で作製し,これをngの加速度場に置く場合について，実物と模型の関係を以下に述べる．なお以下では，式中に示す添え字はpが実物（Prototype）を表し，mは1/nの縮尺模型（Model）を表す．

模型と実物の間には幾何学的に,式(5-1)，(5-2)，(5-3)の関係が成り立つ．

長さに関して　$l_m = l_p / n$　(5-1)

面積に関して　$A_m = A_p / n^2$　(5-2)

体積に関して　$V_m = V_p / n^3$　(5-3)

遠心模型実験では，遠心力場に置かれた土の単位体積重量がn倍になったと状態と同じと見なすことができる．よって，単位体積重量については，式（5-4）の関係が成り立つ．

$$\gamma_m = n \cdot \gamma_p \quad (5\text{-}4)$$

従って，土の重量$W(=\gamma \times V)$について，式（5-5）の関係が成り立つ．

$$W_m = W_p / n^2 \quad (5\text{-}5)$$

深さ$Z_m(=Z_p/n)$における土の自重による鉛直応力$\sigma(=\gamma \times Z)$は，式（5-6）で表される．

$$\sigma_m = \gamma_m \cdot Z_m = (n \cdot \gamma_p) \cdot (Z_p / n) \quad (5\text{-}6)$$

模型地盤が実物と同一材料で構成される場合は，模型と実物の鉛直応力は等しくなる．よって，水平応力と間隙水圧も実物と等しくなる．従って，2つの対象における土要素のひずみは,等しくなる（式（5-7）参照）．

$$\varepsilon_m = \varepsilon_p \quad (5\text{-}7)$$

変形量Sはひずみを距離で積分した値である．従って，変形量の関係は式（5-8）で表される．

$$S_m = S_p / n \quad (5\text{-}8)$$

地盤中を流れる間隙水の相似則について述べる．一様地盤内を流れる水の，距離Δl, 透水速度vおよび到達時間Tについて，式(5-9)と式(5-10)の関係が得られる．

$$T_m = \Delta l_m / v_m \quad (5\text{-}9)$$

$$T_p = \Delta l_p / v_p \quad (5\text{-}10)$$

実物と模型の地盤材料が同じことを仮定すると，透水係数（k_w）は等しい．よって，式（5-11）と式（5-12）の関係が成り立つ．

$$v_m = k_w \cdot i_m = k_w(\Delta h_m / \Delta l_m) \quad (5\text{-}11)$$

$$v_p = k_w \cdot i_p = k_w(\Delta h_p / \Delta l_p) \quad (5\text{-}12)$$

模型と実物において，比較する位置の間隙水圧は等しいことから，式（5-13）の関係が得られる．

$$\Delta h_m = \Delta h_p \quad (5\text{-}13)$$

また，式（5-1）より,

$$\Delta l_m = \Delta l_p / n \quad (5\text{-}14)$$

である．よって動水勾配（i）について，式（5-15）の関係が得られる．

$$i_m = n \cdot i_p \quad (5\text{-}15)$$

従って,式（5-16）に示す透水速度の関係が得られる．

$$v_m = n \cdot v_p \quad (5\text{-}16)$$

式（5-9）と式（5-10）を式（5-16）に代入し,さらに式（5-1）の関係を考慮すると式（5-17）が導かれる．

$$T_m = T_p / n^2 \quad (5\text{-}17)$$

このようにダルシーの法則が成り立つ条件においては,模型の間隙水圧の移動時間は1/n^2に短縮されて再現される．遠心模型実験における透水時間の短縮は，透水や圧密問題を対象とした実験において大きな利点となる．

模型クレーンの転倒実験では，模型クレーンの自重を増加させるために遠心力を載荷した．遠心加速度による模型重量の増加は，アウトリガーフロートにおける載荷圧力を増大させる．この載荷圧力と地盤支持力の関係を任意に変化させることによって，支持地盤の破壊によるアウトリガーの沈下がクレーンの転倒に与える影響の解明を可能にする．

異なる遠心加速度が与えられたことによる模型クレーンの重量の違いは，比較する実機のホイールクレーンの規模が異なることを意味する．第2章の2.3に述べ

たとおり，ホイールクレーンのつり上げ荷重は5から70トンの広範囲に分布し，総機体重量は，10トンから50トンの分布を有する．異なる規模のホイールクレーンの形状は相似であるため，その安定特性は同じと見なされる．従って，遠心加速度の違いが模型クレーンの安定性に与える影響は無視できると考えられる．

実験に使用した土試料は関東ロームである．ロームは1g場において締め固められ，不飽和な模型地盤を作製した．今回の研究では浅い範囲の地盤，すなわち表層地盤が検討の対象である．模型クレーンの転倒を遠心模型実験において再現し,その結果を比較検証するためには，異なる加速度レベルにおいて地盤の強度をほぼ同じに設定する必要がある．本研究で検討した遠心模型実験における地盤条件の設定方法について，以下に述べる．

模型地盤（層厚15cm）に遠心加速度を作用させた際に土の自重により発生する鉛直応力の分布を**図5-5**に示す．締固めたロームの単位体積重量は約10.8kN/m^3（1.1gf/cm^3）である．地盤内における鉛直応力の最大値（底面における土被り圧）を**表5-4**に示す．今回の実験では遠心加速度の違いが荷重沈下関係に与える影響を最小限にするために，締固め圧力は地盤内の鉛直圧力の最大値以上に設定した．すなわち，模型地盤には過圧密な状態を与えた．

図5-6はローム地盤における載荷圧力－沈下比関係に及ぼす遠心加速度の影響を示す．1g場における支持力実験の結果と異なる2つの遠心場における実験結果を比較すると，曲線に若干の差異は認められるもののほぼ一致した関係が見られる．

従って，検討対象とする実験ケースについては，異なる遠心加速度条件においてもほぼ同一地盤強度を再現して実験を実施することが可能である．

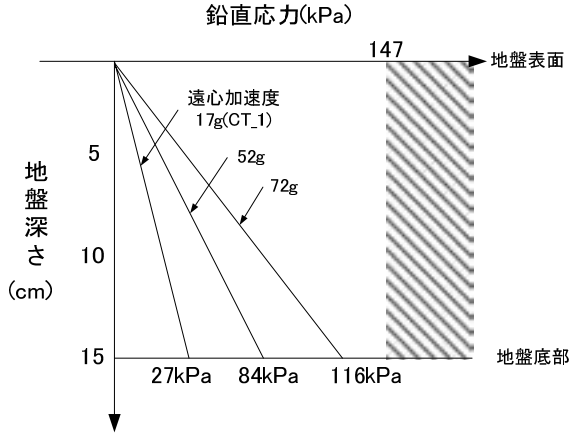


図 5-5　遠心加速度の作用により模型地盤（層厚15cm）に発生する鉛直応力（土被り圧）の分布

表 5-4　遠心実験における最大土被り圧と締固め圧力の比較

実験名称	遠心加速度 (g)	土の自重による最大鉛直圧力 (=土被り圧)(kPa)	大小関係	締固め圧力 (kPa)
CT_1	17	27	<	147
CT_2	38	61	<	
CT_3	49	79	<	
CT_4	45	72	<	
CT_5 CT_7 CT_9	52	84	<	
CT_6 CT_8	72	116	<	

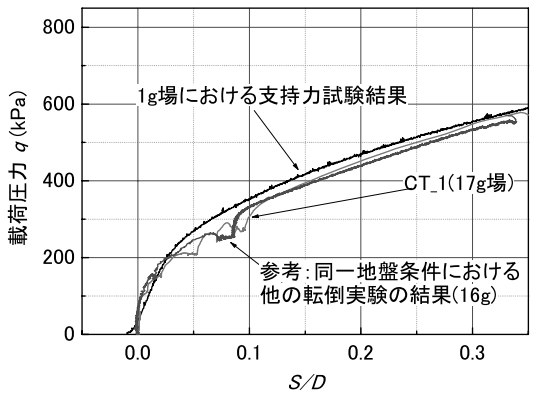


図 5-6　載荷圧力-沈下比関係に及ぼす遠心加速度の影響

次に，地盤とクレーンの相互作用に関する相似則の検討を述べる．模型クレーンの回転運動は慣性力，ダンピング力，地盤反力，モーメント力により構成される．模型（m）と実物（p）の力の比に着目した相似則条件を示す[56]．

慣性力は慣性質量I, 角加速度$\ddot{\theta}$の積であり，模型と実大の2つの系における力の比r_iは式(5-18)の通り表される．

$$r_i = \frac{I_m \ddot{\theta}_m}{I_p \ddot{\theta}_p} \tag{5-18}$$

ここで，Iは慣性質量であり，$\ddot{\theta}$は機体傾斜の角加速度である．

模型と実大において，長さlは相似比率nによって換算される．また，機体傾斜角θと材料密度ρは模型と実大で等しい．従って，式(5-18)は式(5-19)の通り表される．

$$\begin{aligned} r_i &= \frac{I_m \ddot{\theta}_m}{I_p \ddot{\theta}_p} \\ &= \frac{\rho_m L_m{}^5 (\theta_m / T_m{}^2)}{\rho_p L_p{}^5 (\theta_p / T_p{}^2)} \\ &= \frac{1}{n^5} \times \left(\frac{T_p}{T_m} \right)^2 \end{aligned} \tag{5-19}$$

次に，ダンピングモーメント力はダンピング係数c，機体傾斜の角速度$\dot{\theta}$の積である．模型と実大の2つの系における力の比r_cは，式（5-20）によって表される．

$$r_c = \frac{c_m l_m A_m \dot{\theta}_m}{c_p l_p A_p \dot{\theta}_p} \tag{5-20}$$

ここで，lは長さ，Aは面積である．

従って，r_cはr_iと同様にして，式（5-21）の通り表される．

$$r_c = \frac{1}{n^3} \times \frac{c_m}{c_p} \times \frac{T_p}{T_m} \tag{5-21}$$

また，地盤反力モーメントは2つの系における力の比r_eは，式（5-22）の通り表される．

$$r_e = \frac{k_m \varepsilon_m l_m A_m \theta_m}{k_p \varepsilon_p l_p A_p \theta_p} \tag{5-22}$$

ここで，kは弾性定数，εはひずみであり，模型と実大の間では等しい．従って，r_eは式（5-23）の通り表される．

$$r_e = \frac{1}{n^3} \tag{5-23}$$

転倒モーメントの2つの系における比r_mは，式（5-24）の通り表される．

$$r_m = \frac{m_m l_m g_m}{m_p l_p g_p} \tag{5-24}$$

そして，r_mは同様に，式（5-25）の通り表される．

$$r_m = \frac{\rho_m l_m^4 g_m}{\rho_p l_p^4 g_p} = \frac{1}{n^4} \times \frac{g_m}{g_p} \tag{5-25}$$

ここで，式（5-19），（5-21），（5-23），（5-25）に示したモーメントの比が全て等しくなる条件は，式（5-26）の関係である．

$$r_i = r_c = r_e = r_m = \frac{1}{n^3} \tag{5-26}$$

従って，モーメントの比の関係が成立するための相似則条件は，次式の関係で表される．

$$\frac{T_m}{T_p} = \frac{1}{n} \tag{5-27}$$

$$\frac{c_m}{c_p} = n \tag{5-28}$$

$$\frac{g_m}{g_p} = n \tag{5-29}$$

式（5-29）の条件，すなわち重力加速度をn倍できる実験には，遠心模型実験がある．なお，遠心模型実験を実施する上では式（5-28）の条件，すなわちダンピング係数をn倍にすることが必要である．ダンピング係数を増加させる方法には，例えば土の間隙水を粘性がn倍の流体に置換することによって可能である．飽和砂質土地盤に対する液状化実験では，間隙流体にシリコンオイルやメチルセルロースを用いた遠心模型実験[57),58)]が行われている．しかし，不飽和な関東ローム地盤については，変形に伴う間隙水の移動は少ないと考えられ，粘性流体の使用に対する効果は不明である．そのため，本実験では人工的な粘性調整を施さずに使用した．

5.4 地盤条件

移動式クレーンは地盤表面に直接設置されるが，その代表的な地盤は不飽和な表土と考えられる[32)]．本実験では**表5-5**に示す物理特性の関東ロームを使用して，模型地盤を作製した．

模型地盤は大別して2種類である．一つは，不飽和な土が堆積した均質で一様な強度を有する軟弱地盤(以下，一様地盤と呼ぶ)を模擬したものである．もう一方は，表層が乾燥固結あるいは安定処理されて固結した2層地盤(以下，表層固結地盤と呼ぶ)を模擬したものである．

表 5-5 関東ローム試料の物理的特性

土粒子の密度	ρ_S	2.64
液性限界	w_L(%)	198
塑性限界	w_P(%)	108
塑性指数	I_P	90
最適含水比	w_{opt} (%)	103.5
強度増加率	q_u/p_c	0.41

5.4.1 模型地盤の作製方法

関東ロームとセメント混合ロームのせん断強度を一軸圧縮試験によって調査した．調査結果の詳細は第3章に譲り，実験に用いられた地盤材料の強度特性と供試体の作製条件を以下に要約する．

a）関東ロームの一軸圧縮強度

① 供試体を作製する際には，締め固め圧力を一様に与えるため壁面摩擦の除去が必要である．また締め固め層厚は5cm以下に設定される必要がある．

② 締め固め圧力（p_c）が196kPa以下においては，p_cと一軸圧縮強度（q_u）に直線関係が見られ，強度増加

率（q_u / p_c）は約0.41である．

③ 締め固め養生時間が24時間以降では，q_uに顕著な増加は見られないため，標準時間は24時間とする．

b）セメント混合ロームの一軸圧縮強度

① セメントの硬化を水セメント比によって管理するためには，ロームの含有水分からセメントに与えられる水分量を配合に考慮する．

② 水分移動実験の結果に基づき，ロームからセメントに移動する水分の移動割合は約2%として加水量に考慮する．セメント混合ロームにおける水セメント比の標準値は0.23とする．

③ 1層当たりの締め固め層厚はローム地盤と同様に1層当たりの締め固め層厚を5cm以下とする．

④ 超速乾セメントを用いた場合，養生時間は24時間とすることによってほぼ最大強度が得られたため，締め固め養生時間は24時間とする．

⑤ 関東ロームを自然乾燥して供試体で得られた一軸圧縮強さq_u=600kPaは，セメント混合比（R_c）の値が1の時に再現できる．

一様地盤は最適含水比に調整したロームを層厚5cm毎に分けて，圧力（p_c）147kPaで静的に圧縮して締固めることにより作製した（q_u=60kPa）．締固め後の地盤層厚は約15cmである．表層固結地盤は，一様地盤の上部にロームとセメントの混合材料（以下，セメント混合ロームと言う）を投入し，その後に下層と同じ圧力で24時間圧縮して作製した．使用したセメントは超速乾セメント（家庭化学工業㈱）である．表層は2種類の強度で作製し，その一軸圧縮強さ（q_{ud}）は260kPaと600kPaである．

q_{ud}=600kPaの強度は，p_c=147kPaで締固めたロームを自然乾燥させて得られた強度を目標としたものである．表層の強度はロームとセメントの配合割合及びセメント混合ロームの含水比によって調整した[36]．なお，セメント混合ロームの含水比については，締固め時に水分がしみ出して下層のローム層を軟弱化させない条件が考慮されている．表層厚（H）は1.5cm，3.0cm，5cmの3種類であり，模型アウトリガーフロートの直径（D）3cmに対する表層厚の比（H/D）はそれぞれ0.5, 1.0, 1.8を与えた．

5.5　実験手順

5.5.1　計測方法

模型クレーンに備わる4つのアウトリガーには，小型ロードセルと変位計を配置した．使用したロードセルはSSK製LW20-200（**図5-7**）であり，定格容量1960N（200kgf）である．定格出力は5000$\mu\varepsilon$/FSであり，分解能は0.392N/$\mu\varepsilon$である．ロードセルは**図5-7**に示すように，その上部に備わるアウトリガービームに剛結した．ロードセルの下部には，ボールヒンジを介してアウトリガーフロートが取り付けられている．

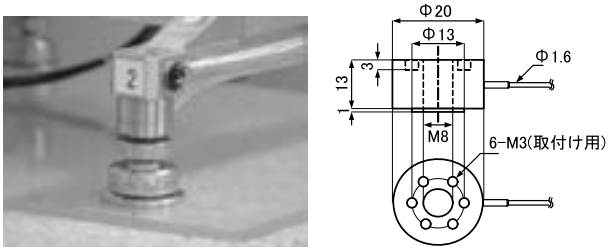


図 5-7　アウトリガーに取り付けたロードセル

変位計にはワイヤー式変位計とLVDTの2種類を用いた．ワイヤー式変位計は4箇所のアウトリガーに配置し，それぞれの変位を測定した．ワイヤー式変位計は共和電業製DTP-D-500Sであり，定格容量500mm，定格出力10000$\mu\varepsilon$/FSである．分解能は0.05mm/$\mu\varepsilon$である．ワイヤー式変位計はかさ上げ中段容器の上部に**写真5-3**のように配置し，本体に備わるワイヤーをのばしてアウトリガーフロート部のフックに取り付けた．

写真 5-3　ワイヤー式変位計（共和電業DTP-D-500S）

2つの前側アウトリガーには，LVDT式変位計も設置した．その目的は，沈下初期に発生する微少変位を高精度で測定するためである．LVDTはSHINKO ELECTRIC社製LT1-060Lであり，定格容量60mmである．このLVDTは定格出力5Vの製品であるが，外部に抵抗回路を与えてひずみ出力タイプとする改造が施されている．これに伴い，LVDTは定格出力約4000$\mu\varepsilon$，分解能0.015mm/$\mu\varepsilon$の性能を有する．LVDTの取付状況を**写真5-4**に示す．

写真 5-4　LVDT変位計（LT1-060L）

写真 5-5　かさ上げ中段容器に取り付けられたCCDカメラ

計測データは共和電業製MCC-Aマルチコンデショナクラスタシステムを用い，各センサーからの動ひずみ出力はDPM-11Aを介して収録した．収録操作は，制御室からの遠隔操作によって行った．

データ収録時のサンプリング周波数には2種類の条件を用いた．加速度を1gから所定のレベルに増加させる段階では，サンプリング周波数を5Hzに設定した．これは，転倒前におけるアウトリガーの荷重－変位関係の経過を記録するためである．

遠心加速度が所定の値に到達した後に，ジブ起伏角を減少させる．この転倒モーメントの増加による転倒再現時には，サンプリング周波数を50Hzに設定した．この周波数はデータロガーが収録できる最大容量を考慮した値であり，急速な沈下を詳細に記録した．

3台のCCDカメラにより転倒の様子を撮影記録した．撮影した画像位置は，1）クレーンを真横から見た全景であり転倒の全体挙動，2）中段容器の壁面に取り付けられたCCD（**写真5-5参照**）により撮影した前側アウトリガーの沈下の様子，ならびに3）上方から撮影したクレーンの転倒の様子である．

5.5.2　不安定条件の設定

転倒実験を実施するに当たって，模型クレーンに関する2つの実験条件を決定した．1つは模型クレーンの形状的な条件（アウトリガーの張り出し幅，ジブ長等）であり，もう一つはつり荷のモーメント条件である．つり荷のモーメント条件は，ジブ起伏角とつり荷の質量の関係により設定した．その設定方法は，まず水平設置されたクレーンが静的安定限界となるジブ起伏角を決定し，次にこのジブ起伏角に対して転倒しない最大のつり荷の質量を決定するものである．従って，各実験では異なるモーメント条件を，ジブ起伏角及びつり荷の質量の違いによって再現した．水平設置されたクレーンの静的安定限界におけるジブ起伏角及びつり荷の質量は，それぞれ安定限界ジブ起伏角（ϕ_a）と安定限界荷重である．

5.5.3　クレーンの設置と準備

地盤上に設置した模型クレーンのアウトリガー高さを調整し，水平状態を与えた．ジブの方向と下部台座の相対角度は90度とし，下部台座はジブの向きに垂直とした．すなわち転倒は機体と垂直な2次元方向に発生させた．

図5-8は転倒モーメントの作用方向の違いがアウトリガー載荷圧力に与える影響の検討例を示す．下部台座の中心を軸とした断面2次モーメントによりアウトリガー基礎の載荷圧力（q）を計算すると，qの値は転倒モーメントの作用方向によらず（ジブ旋回角が45度と90度）同じである．

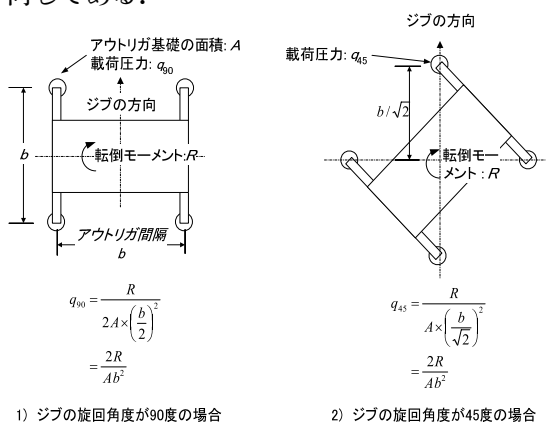


図 5-8　ジブ旋回角度の違いによるアウトリガー基礎の載荷圧力の検討例

実験を行う不安定条件に基づいて，あらかじめ決定したつり荷の質量をジブ先端につり下げる．そして，ジブ起伏角は前後のアウトリガー作用荷重が平衡する角度まで増加させる．最後に，4つの各アウトリガーの高さを再度微調整しアウトリガーの作用荷重を平衡させる．

次に，ジブ起伏角とアウトリガー作用荷重の関係を

1g場における予備実験によって確認する．この予備試験の目的は，次の2つである．1つは，ジブ起伏角を安定限界ジブ起伏角（ϕ_a）まで減少させた時に，クレーンが静的安定限界に至ることの確認である．もう1つは，アウトリガー作用荷重とジブ起伏角の関係に基づく遠心加速度の決定である．

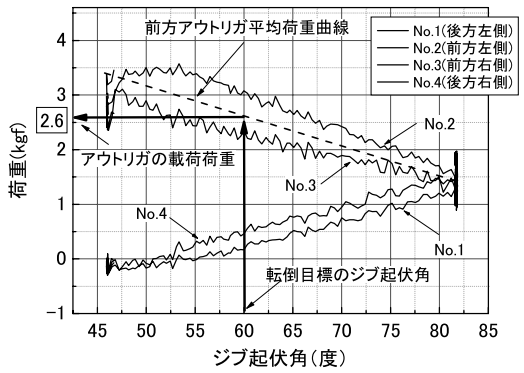


図 5-9　ジブ起伏角とアウトリガー作用荷重の1g場における予備実験の例

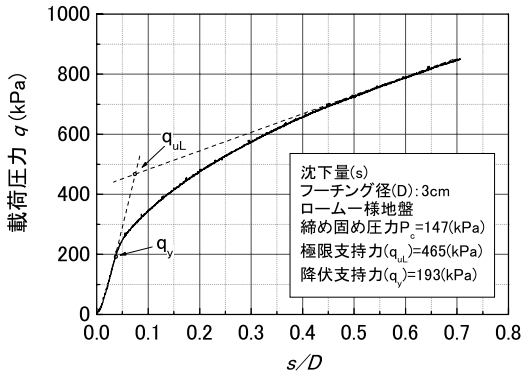


図 5-10　模型地盤の支持力試験結果の例

遠心加速度の設定方法を以下に述べる．**図5-9**は，予備実験により得られたジブ起伏角とアウトリガー作用荷重の結果の一例を示す．遠心模型実験においてクレーンを転倒させる時のジブ起伏角が60度の場合を例に説明する．

ジブ起伏角が60度の時の前方アウトリガー作用荷重は，約2.6kgfである．遠心加速度には，この作用荷重が地盤の降伏支持力と同等レベルに増幅する値を設定する必要がある．なお，地盤の支持力実験は遠心模型実験の実施前に行っている．支持力実験でのフーチングの載荷位置はアウトリガーの設置に対して影響が少ないと考えられる模型地盤の中央部である．**図5-10**はロームの一様地盤において得られた支持力実験の結果の一例を示す．

支持力実験の結果得られた降伏支持力（q_y）と極限支持力（q_{uL}）は，それぞれ193kPaと456kPaである．遠心模型実験では，模型クレーンの前側アウトリガーにおける載荷荷重がジブ起伏角60度の時に降伏支持力あるいは極限支持力に達するように遠心加速度を設定する．本項ではq_yに基づく遠心加速度の計算法を以下に例示する．

1g場における前側アウトリガーの載荷圧力（q_1）は式(5-30）により得られる．

$$q_1 = \frac{W_f}{A} = \frac{2.6\,kgf}{\pi \times 1.5^2\,cm^2} = 36kPa \qquad (5\text{-}30)$$

ここで，W_fは前側アウトリガーの作用荷重であり，Aはアウトリガーフロートの面積である．本事例では，q_1が36kPaである．

次に，前側アウトリガー載荷圧力（q_1）に対する降伏支持力の比を計算する．この値は設定する遠心加速度（n）を意味し，式(5-31)により得られる．この事例では，遠心加速度（n）は5.4gである．なお，地盤条件の違いによって破壊性状が延性的な場合は，降伏支持力の代わりに極限支持力を用いて遠心加速度を計算した．

$$n = \frac{q_y}{q_1} = \frac{193}{36} = 5.4 \qquad (5\text{-}31)$$

5.5.4　カウンターウェイトの搭載

遠心模型装置の他端側プラットフォームには，カウンターウェイトを搭載する．その理由は，遠心装置の回転によって発生する遠心力と質量の積が，両端に備わるプラットフォームにおいて平衡する必要があるためである．搭載重量のアンバランスは大事故を引き起こすため，カウンターバランスの設定には注意を払う必要がある．

カウンターウェイトに用いた材料は鉄製のブロック板であり，異なる重量のものがあらかじめ12枚用意されている．搭載するカウンターウェイトはブロック板の組み合わせ枚数により調整する．

カウンターウェイトは各ブロック板の重量と重心の位置を考慮してバランスを計算した．

転倒実験に使用したカウンターバランスの計算例を，**表5-6**に示す．設定したカウンターウェイトと実験装置のアンバランスモーメントは，50g場において17.47kgf･mであり，装置の安全性が十分に確保される値である．

表 5-6　転倒実験におけるカウンターバランス計算

搭載重量と重心位置	下段　(空+おもり) 容器=36.45+8.4×2kgf 2.31-(0.1)m =136.246kgf･m 中段 36.45kgf 2.31-(0.5) =65.975kgf･m	下段(36.40) 試料=58.55kgf 2.31-(0.1)m =129.369kgf･m 上段 18.40kgf 2.31-(0.93)m =25.392kgf･m	模型(つり荷含む) 6.25kgf 2.31-(0.35)m =12.25kgf･m
	総搭載モーメント　369.259kgf･m		
実験名称	模型クレーンの転倒実験	土質試料	関東ローム
カウンターウェイト No(下から)　重量(kgf)　カウンターモーメント No.1　9.92　kgf×｛2.31-(0.0045/2)｝=22.893kgf･m No.2　13.28 kgf×｛2.31-(0.0045+0.006/2)｝=30.577kgf･m No.3　71.52 kgf×｛2.31-(0.0045+0.006+0.032/2)｝=164.346kgf･m No.4　56.70 kgf×｛2.31-(0.0045+0.006+0.032+0.025/2)｝=127.859kgf･m No.5　18.34 kgf×｛2.31-(0.0045+0.006+0.032+0.025+0.008/2)｝=41.054kgf･m 総カウンターモーメント　386.729kgf･m			
モーメントの差　17.47kgf･m			

表5-7　移動式クレーン転倒の遠心模型実験に関する条件と結果及び数値解析の結果

実験名称	CT_1	CT_2	CT_3	CT_4	CT_5	CT_6	CT_7	CT_8	CT_9
地盤構成	ローム	表層固結・下層ローム							
固結表層厚／フーチング径	0	0.5	1.0						1.8
遠心加速度(g)	17	38	49	45	52	72	52	72	52
ジブ長(cm), L	60	60	60	40	60	90	60	90	60
つり荷の質量(g)	980	980	980	2550	980	315	1485	565	980
安定限界ジブ起伏角(度), ϕ_a	30						45	45	30
転倒時ジブ起伏角(度), ϕ_b	37.5	44.0	46.5	56.2	54.0	60.5	60.0	57.0	53.0

5.5.5　遠心力載荷

遠心模型実験装置を運転する際に入力が必要な設定条件は，回転数の増加割合と到達回転数である．本実験では，回転数の上昇時における模型クレーンの動揺を極力少なくするために，回転数の増加割合は低い値に設定（0.02rad/sec^2）した．

設定回転数は搭載物の安全性を確認するため，段階的に設定を繰り返し，加速度を増加させた．回転開始後の加速度は，2g，5g，10gの段階で増加させ，その後は5g毎に増加させた．実験で設定した遠心加速度の一覧を**表5-7**に示す．

所定の遠心加速度に到達後，その加速度を一定に保った．アウトリガーの作用荷重と沈下が定常状態にあることを確認した後に，転倒実験を実施した．転倒実験では，模型クレーンのジブ起伏角を遠隔操作によって減少させた．

ジブ起伏角の減少は，模型クレーンの転倒モーメントを増加させる．ジブ起伏角の減少（転倒モーメントの増加）に伴って，前側アウトリガー（つり荷側）の載荷圧力は増加する．この載荷圧力が地盤の降伏支持力を越えるとアウトリガーの沈下は増大し，クレーンは不安定化する．

本実験では，様々なジブ起伏角においてもアウトリガーの沈下が発生するように，実験毎に遠心加速度を変えて設定した．これは，移動式クレーンの安定限界が遠心加速度によらないのに対して，アウトリガーの載荷圧力は，つり荷の質量と遠心加速度の積に関係するためである．

この遠心加速度の値は，ジブ起伏角が制御可能な範囲において，アウトリガーの載荷圧力が地盤の降伏支持力を越えるように求めた．なお地盤の降伏支持力は前述の通り載荷圧力－沈下比関係に見られる直線部の

最大載荷圧力と定義し，転倒実験前に支持力実験を実施して求めた．

遠心模型実験は，一様地盤と3種類の表層固結地盤を対象にして9ケースを実施した．実験条件の一覧を**表5-7**に示す．**写真5-6**は実験終了後に撮影した模型クレーンの転倒の様子である．転倒は容器サイズの制限からジブ先端が容器の側壁部に衝突して停止する．しかしながら，支持地盤にアウトリガーが沈下することによる転倒が再現されている．

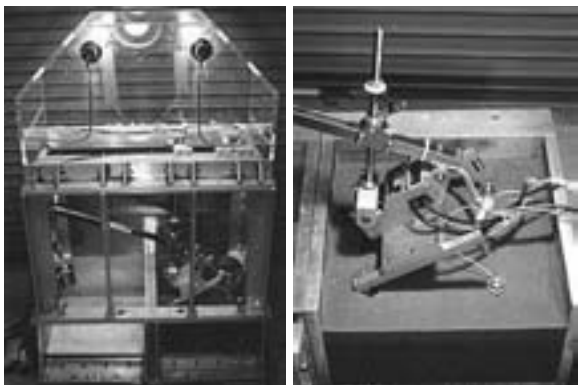


写真5-6　実験容器に搭載された模型クレーン(左)とアウトリガーが地盤に沈下して転倒した模型の様子(右)

5.6　実験結果と考察

5.6.1　地盤の支持力特性

図5-11は，前側アウトリガーフロート(模型クレーンの転倒支点となる)の載荷圧力－沈下比関係を示す．この図は，一様地盤(CT_1)とH/D=0.5及び1.0の表層固結地盤(CT_2とCT_5)において実施した転倒実験の結果を示している．載荷圧力(q)は荷重をアウトリガーフロートの面積で除したものであり，沈下比(s/D)は沈下量(s)をフロート径(D)で除して無次元化した値である．

一様地盤における曲線CT_1では，qが締固め圧力(p_c=147kPa）以下の範囲において，発生したs/Dは0から0.01と小さい．しかし，qが増加してp_cを上回ると，s/Dは増加する傾向を示す．

表層固結地盤におけるCT_2とCT_5では，固い表層の影響により曲線はそれぞれ上方に移動しており，同一沈下比（s/D)におけるqの値はそれぞれ大きく現れる．これら3種類の地盤について，曲線に見られた屈曲後における沈下挙動の比較を述べる．CT_5ではqの増加がほとんど見られず，曲線はほぼ水平となってs/Dが増大する．しかし，CT_1とCT_2ではqに増加傾向が見られる．その増加割合は一様地盤であるCT_1の方が大きく現れ，固結層の有無やその厚さ（H）の違いによって屈曲後の沈下挙動に差が見られる．

図5-12は前側（つり荷側）と後側（他端側）アウトリガーの載荷圧力－沈下比関係を示す（CT_5）．アウトリガーの載荷圧力（q）は遠心加速度の上昇に伴って増加を示し，約1000kPa（○印）となっている．この時の沈下比（s/D）は0.01と微少であり，ほぼ初期勾配の曲線上にある．遠心加速度はその後，一定を維持した．そして，遠隔操作によりジブ起伏角を減少させ，転倒モーメントを増加させた．

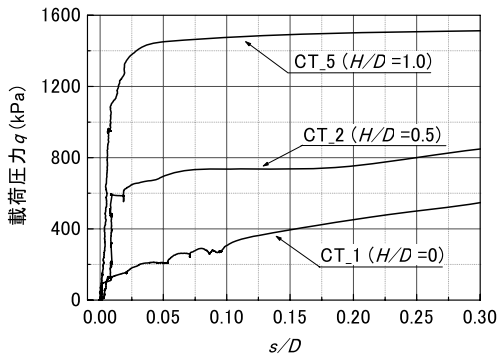


図5-11　一様地盤と表層固結地盤における前側アウトリガーの載荷圧力ー沈下比関係

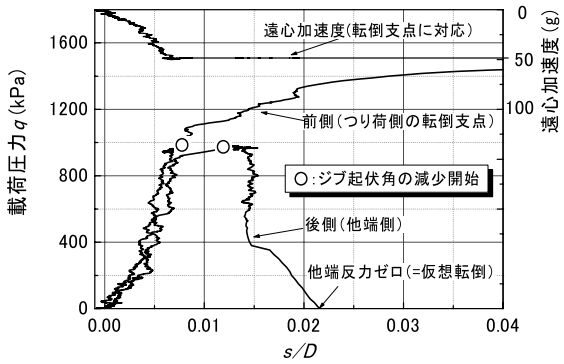


図5-12　表層固結地盤（*H/D*=1.0）における前側と後側アウトリガーの載荷圧力-沈下比関係（CT_5）

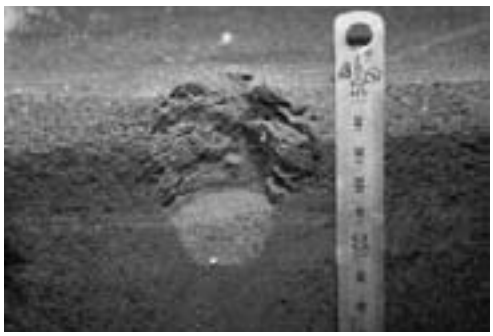


写真5-7　パンチングせん断破壊して沈下したアウトリガー跡（CT_2）

ジブ起伏角の減少に伴って前側のqの値には増加が見られる．前側のqの値が約1000kPaを越えると，曲線勾配は減少を示しs/Dに急激な増加が見られる．一方，後側のqの値には減少が見られる．後側qの値がゼロになった時（他端反力ゼロ）を仮想転倒と定義する．

写真5-7は転倒実験後（CT_2）の地盤を観察した様子を示す．アウトリガーが沈下した箇所を，鉛直に削って変形の様子を観察した．この模型地盤は下層ロームの表層に，厚さ1.5cmの固結層を有している．フロートが接地した表層部分には，下方に抜け落ちるような沈下の様子が見られる．写真に見られる沈下量は約4cmであり，s/D=1.2である．表層には，斜め下方に複数の亀裂の発生が見られる．地盤表面には，沈下に伴う膨れ上がりが見られず，パンチングせん断破壊が観察された．

5.6.2　転倒に及ぼす地盤の沈下特性

模型クレーンが転倒に至るまでの機体傾斜角とジブ起伏角の関係を**図5-13**に示す．機体傾斜角はアウトリガーの張り出し幅に対する沈下量の関係から求めた．上側の横軸に経過時間，下側はジブ起伏角を示す．ジブ起伏角は初期状態である約75度からほぼ一定速度で減少させた．△印は仮想転倒を示し，この時の機体傾斜角を仮想転倒角と呼び，θ_aで表す．

CT_1の一様地盤におけるアウトリガーの沈下はジブ起伏角の減少とともに発生し，機体にはゆるやかな機体傾斜の発生が見られる．仮想転倒時のs/Dは0.15であり，仮想転倒角（θ_a）は1.3度である．沈下による機体の傾斜角速度は約0.1（度/秒）でほぼ一定である．仮想転倒時のジブ起伏角は35度であり，沈下による機体の傾斜を考慮して算出したジブと地盤の相対角度は33.7度である．

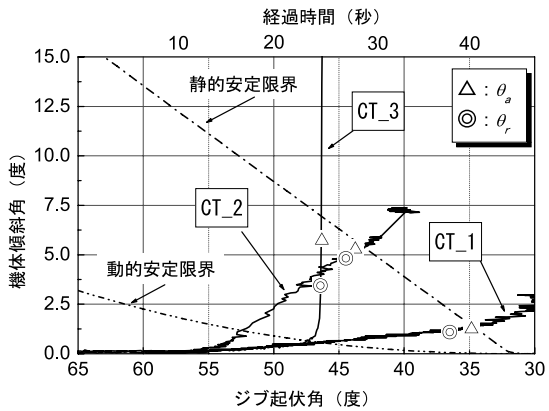


図5-13　アウトリガーの沈下による模型クレーン転倒時のジブ起伏角と機体傾斜角の関係

一方，CT_2においては，ジブ起伏角の減少開始から約16秒後の55度付近においてアウトリガーの沈下増加が発生した．この時の沈下速度は，一様地盤のCT_1に比べて約17倍である．またCT_3では，下降開始から約26秒後のジブ起伏角46.5度において，アウトリガーは急激に沈下している．機体が5.8度傾斜した時に後側アウトリガーの反力（他端反力）はゼロである．ジブと地盤の相対角度は40.7度であり，CT_1の33.7度に比べて7度大きな値を示している．

5.6.3　運動学的安定限界

転倒実験の結果を逆解析し，安定限界を調査した．この逆解析により得られた動的安定限界の実験値を運動学的安定限界[59]と定義した．この時の機体傾斜角を運動学的転倒角と呼び，θ_rで表す．

逆解析では，初めにアウトリガーの沈下計測値，すなわち沈下－時間関係から**図5-14**に示す点Aを支点とした傾斜角速度ω_0の実験値を求めた．そして，ω_0を式(5-32)に代入し，点Bを支点としたωを求めた．

$$\omega = \left(k^2 + r^2 - ab\right)\omega_0 / \left(k^2 + r^2\right) \tag{5-32}$$

ここで，a, b, rは**図5-15**に示す距離であり，kは重心Gに関する回転半径である．

また，傾斜後のクレーン重心Gが上昇可能な高さΔh_bとωの関係は，式（5-33）によって求められる．

$$\Delta h_b = \frac{\left(k^2 + r^2\right)\omega^2}{2g} \tag{5-33}$$

転倒条件が満足されるときの鉛直変位量（Δh_a）は式（5-34）によって表される．

$$\Delta h_a = r - h\cos\theta_r - a\sin\theta_r \tag{5-34}$$

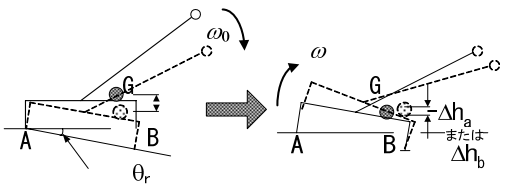


図5-14　運動学的転倒の経過

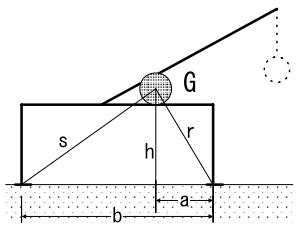


図5-15　クレーン重心Gのモデル化

表 5-8　転倒角とクレーン状態の対応一覧

転倒角の名称	クレーンの状態
仮想転倒角, θ_a	アウトリガーの他端反力がゼロ
静的転倒角, θ_s	沈下を考慮した静的安定限界
動的転倒角, θ_d	沈下を自由落下と仮定した動的安定限界の理論値
運動学的転倒角, θ_r	沈下速度を実験結果から逆解析した動的安定限界の実験値

運動学的安定限界は式（5-35）によって示され，θ_rは式（5-33）と式（5-34）を式（5-35）に代入することによって求められる．

$$\Delta h_a = \Delta h_b \qquad (5\text{-}35)$$

静的安定限界における機体傾斜角を静的転倒角と呼び，θ_sで表す．また，動的安定限界における機体傾斜角を動的転倒角と呼び，θ_dで表す．各転倒角とこれに対応するクレーン状態は**表5-8**の通りである．

図5-13に静的安定限界と動的安定限界をそれぞれ一点鎖線と二点鎖線で示す．転倒に必要な機体傾斜角を比較する．

例えば，ジブ起伏角が60度における両限界の差は約6倍である．CT_1及びCT_2のθ_a（△印）は静的安定限界の近傍に位置している．そのため，両ケースは静的な不安定化によって転倒したことがわかる．一方，CT_3のθ_aはCT_1及びCT_2に比べて曲線の内側下方に位置している．このことは，CT_3が静的な安定限界に比べて少ない機体傾斜角で転倒したことを意味する．このためCT_3では，静的な不安定化に加えて動的な不安定化が生じたために転倒したことがわかる．

運動学的安定限界（θ_r）を◎印で示す．CT_1及びCT_2においては，θ_r（◎印）とθ_a（△印）はほぼ一致している．これは，両ケースの沈下速度が小さかったために，回転運動エネルギーの発生が少なくなったためと考えられる．このことは，クレーンがほぼ静的安定限界に到達して転倒したことからも，確認することができる．一方CT_3では，θ_r（◎印）がθ_a（△印）に比べて小さい値となり，動的安定限界の理論値に近づく．これは，CT_3のアウトリガーの沈下速度がCT_1とCT_2に比べて高いためである．つまり，急激な前側アウトリガー（B点，**図5-14**）の沈下に伴って，後側アウトリガー（A点，**図5-14**）を支点とした回転の角速度が増加する．その結果，後側アウトリガーの反力がゼロ，すなわち仮想転倒条件に至る以前に，クレーンには転倒に必要な回転運動エネルギーが蓄積されたのである．

ただし，θ_dに比べてθ_rが大きい理由は，地盤の脆性的な破壊によるアウトリガーの沈下速度は，地盤のせん断抵抗などによって自由落下時よりも低くなったためと思われる．

以上より，θ_sとθ_dはそれぞれ安定限界の上限値と下限値を与え，実際の安定限界（θ_r）は支持地盤の荷重沈下特性の違いによって異なり，この間に位置することが明らかになった．

表 5-9　移動式クレーン転倒の遠心模型実験に関する条件と結果及び数値解析の結果

実験名称	CT_1	CT_2	CT_3	CT_4*	CT_5	CT_6**	CT_7	CT_8**	CT_9
地盤構成	ローム	表層固結・下層ローム							
固結表層厚／フーチング径	0	0.5	1.0						1.8
遠心加速度(g)	17	38	49	45	52	72	52	72	52
ジブ長(cm), L	60	60	60	40	60	90	60	90	60
つり荷の質量(g)	980	980	980	2550	980	315	1485	565	980
安定限界ジブ起伏角(度), ϕ_a	30						45	45	30
転倒時ジブ起伏角(度), ϕ_b	37.5	44.0	46.5	56.2	54.0	60.5	60.0	57.0	53.0
仮想転倒角(度) , θ_a	1.3	5.2	5.2	—	8.0	—	5.9	—	10.8
静的転倒角(度), θ_s	1.9	6.2	7.3	11.0	10.8	17.3	8.8	9.8	10.2
動的転倒角(度), θ_d	0.05	0.4	0.6	1.5	1.4	3.5	1.0	1.1	1.2
逆解析による転倒角(度), θ_r	1.8	4.9	3.1	6.6	4.8	7.0	3.8	4.7	8.9
不安定指標 (実験値) I_r =sin(θ_r)/sin(θ_s)	0.95	0.79	0.42	0.6	0.44	0.39	0.43	0.48	0.86

*　転倒時にアウトリガーが破損して転倒挙動が乱れた．他端反力がゼロに至らずθ_aは不明．

**　ジブが容器に衝突して転倒が早期に停止した．他端反力がゼロに至らずθ_aは不明．

5.6.4　不安定要因の検討

遠心模型実験により得られた実験結果の一覧を**表5-9**に示す．**図5-16**はCT_3，CT_4，CT_5及びCT_6の比較を示す．この図を用いてジブ長さと転倒時のジブ起伏角（ϕ_b）の違いが転倒に与える影響について考察する．なお，図中に示す▲印は仮想転倒角（θ_a），○印は静的転倒角（θ_s），●印は動的転倒角（θ_d），◎印は運動学的転倒角（θ_r）である．

これらのケースは地盤表層がq_{ud}=600kPaおよびH/D=1.0の条件のものである．CT_3とCT_5は同じジブ長であるが，転倒時のジブ起伏角（ϕ_b）は異なる．CT_3では，ϕ_bが46.5度の時に急激な機体傾斜の発生が見られる．θ_aとθ_rはθ_sとθ_dの間に位置している．

θ_rはθ_aに比べて小さな値を示しており，これはアウトリガーの他端反力がゼロとなる以前にクレーンは運動学的な転倒条件を満たしたことを意味する．

CT_5の転倒時におけるϕ_bは約54度であり，CT_3に比べて約7.5度大きい．すなわち，転倒時のモーメントは，CT_3のケースの方がCT_5よりも大きい．従って，CT_3の各転倒角（$\theta_a, \theta_s, \theta_d, \theta_r$）はCT_5のそれに比べて小さく現れている．沈下前の潜在的な不安定性は，与えられた転倒モーメントの大きさにより異なる．

異なる不安定状態で発生したアウトリガーの沈下が転倒に与えた影響を評価するためには，沈下によって生じた不安定性とそれ以前の潜在的不安定性を，相対的に比較して示す必要がある．

それぞれの不安定性は運動学的転倒角（θ_r）と静的転倒角（θ_s）によって表される．そこで，両転倒角の比較により不安定指標（I_r）を式（5-36）に定義した（**表5-9**参照）．I_rの値は通常0から1の間に分布し，その値が小さいほどクレーンは動的に不安定化したことを意味する．なおI_rを転倒角の正弦関数とした理由は，沈下量の比で表すためであり，第7章に後述する沈下危険度評価の検討方法に関連する．

$$I_r = \frac{\sin\theta_r}{\sin\theta_s} \tag{5-36}$$

CT_5とCT_3のI_rはそれぞれ0.44と0.42と計算され，ほぼ一致した値を示した．また，ジブ長が90cmであるCT_6もI_rは0.39を示し，ほぼ一致した値となった．ジブ長が40cmであるCT_4のI_rは0.6と若干高めの値を示した．これは模型クレーンが転倒中に支点のアウトリガーが折損したために，転倒挙動が乱れたことによる影響と考えられる．以上より，移動式クレーンの運動学的安定限界は転倒時のジブ起伏角とジブ長の違いによって異なるが，不安定指標（I_r）は同一地盤条件においてほぼ一致した値を示すことがわかった．

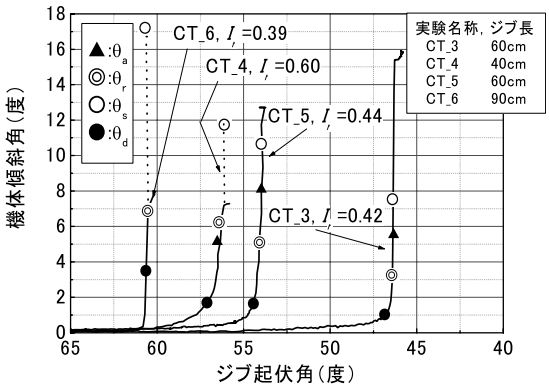


図5-16　ジブ長と転倒時ジブ起伏角（ϕ_b）の違いが転倒に与えた影響

図5-17はCT_5，CT_6，CT_7及びCT_8の比較を示す．この図を用いて安定限界ジブ起伏角（ϕ_a）の違いが転倒に与える影響について考察する．ここでϕ_aとは，アウトリガーが沈下無しで転倒モーメントが安定モーメントを上回るジブ起伏角を意味し，沈下を伴った転倒時ジブ起伏角（ϕ_b）とは異なる．CT_5とCT_7のジブ長は60cmで同じであるが，ϕ_aはそれぞれ30度と45度である．このϕ_aの違いは，つり荷の重さが異なることによる．CT_6とCT_8のジブ長は90cmであるが，これらのϕ_aも30度と45度である．

つり荷の重さとジブの長さが異なる条件の運動学的転倒角（θ_r）には違いが見られたが，これらのI_rは0.39から0.48の間に分布し，ほぼ類似した値を示している．そのため，つり荷の質量とジブ長の違いによりϕ_aが異なるつり上げ条件においても，I_rは同一地盤条件においてほぼ一致した値を示すことがわかった．

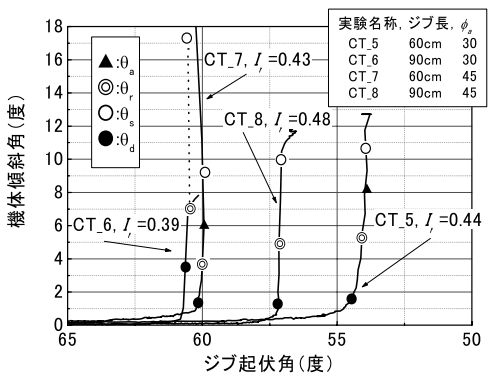


図5-17　安定限界ジブ起伏角（ϕ_a）の違いが転倒に与えた影響

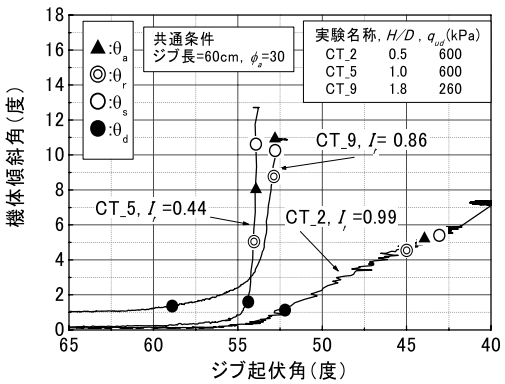


図5-18　地盤条件の違いが転倒に与えた影響

図5-18はCT_2，CT_5及びCT_9の比較を示す．この図を用いて地盤条件の違いが転倒に与える影響について考察する．これらの3ケースは，ジブ長が60cm，ϕ_aが30度であり，クレーン側の条件は同じであるが，地盤条件はそれぞれ異なる．

CT_2とCT_5はq_{ud}=600kPaの表層を有し，層厚はそれぞれH/D=0.5と1.0の条件である．CT_9ではq_{ud}=260kPa，H/D=1.8であり，強度の低い表層が厚く堆積しており，この地盤の極限支持力はCT_5とほぼ同じである．3ケース中最も急激なアウトリガーの沈下が計測されたCT_5のI_rは0.44である．これに比較してCT_2とCT_9の転倒では，CT_5よりもゆっくりとした転倒挙動が観測され，それぞれのI_rは0.79と0.86の大きな値を示した．

以上の結果より，支持地盤の沈下特性は移動式クレーンの不安定性にもっとも影響を与える要因であり，I_rはアウトリガーの沈下速度が大きくなるに従って減少することがわかった．

5.7　第5章のまとめ

第5章では，支持地盤の沈下特性の違いが移動式クレーンの転倒に与える影響を遠心模型実験によって調査した結果が述べられている．調査の結果，支持地盤の沈下速度の増加に伴って，移動式クレーンは動的に不安定化することが明らかになった．以下に，本章の概要を要約する．

1. 表層固結地盤は一様地盤に比べて地盤の支持力が高くなる一方で，降伏後のアウトリガー沈下速度は高くなる傾向を有する．沈下速度の増加に伴う回転エネルギーの増加はクレーンを動的に不安定化させる．従って，移動式クレーンの不安定性を検討するためには，設置地盤の支持力と沈下特性の違いが転倒に与える影響を明らかにする必要がある．
2. 支持地盤の破壊沈下性状の違いが移動式クレーンの転倒に及ぼす影響を遠心模型実験によって調査した．理論的に求めた静的転倒角（θ_s）と動的転倒角（θ_d）および実験結果による仮想転倒角（θ_a）と運動学的転倒角（θ_r）の比較により不安定性を考察した．その結果，θ_sとθ_dはそれぞれ安定限界の上限値と下限値を示し，θ_aとθ_rはこの間に位置することがわかった．アウトリガーの沈下速度が低い場合は，θ_aとθ_rはほぼ一致するとともに，θ_sに漸近する傾向が見られた．一方，沈下速度が大きくなるに伴ってθ_aとθ_rの差は大きくなる．そして，θ_rはθ_sからθ_dに近づくことがわかった．
3. 静的安定限界の沈下量に対する運動学的安定限界の沈下量の比を不安定指標（I_r）と定義し，転倒に及ぼす移動式クレーンの形状的条件とつり荷のモーメント条件および地盤条件の影響を検討した．その結果，地盤条件の違いによって発生する沈下速度の差は，I_rを最も左右する条件であることが明らかになり，転倒に及ぼす沈下速度の影響はクレーンの形状的条件とつり荷のモーメント条件に比べて大きいことがわかった．

6. 時刻歴運動解析による転倒シミュレーション

6.1 概説

時刻歴運動解析では，アウトリガーの沈下によるクレーンの転倒挙動を解析的に再現した．本解析の目的は，遠心模型実験により得られた転倒現象の解析的検証とアウトリガの沈下挙動の違いが転倒に与える影響を確認することである．

本解析における地盤支持力－沈下比関係には，双曲線モデルとバイリニアモデルを用いた．移動式クレーンのモデルには，転倒実験時と同様な転倒モーメントを与えた．すなわち，ジブ起伏角の減少により転倒モーメントを与えた．これにより，前側アウトリガーにおける載荷圧力の増加を再現した．この載荷圧力の増加はアウトリガの沈下を発生させ，クレーンを傾斜させる．すなわち不安定化を再現する．

本解析では，沈下に応答するクレーンの動態挙動を解析的にシミュレートした．運動方程式にはアウトリガーを支点とした回転運動のモデルを与え，このモデルのポテンシャルエネルギーが最小となるように運動する原理により解析を行った．転倒に至る動態挙動は，運動方程式を時刻歴解析することにより求めた．本章では，解析手法を概説するとともに，解析により明らかになった事項について述べる．

6.2 ラグランジュの運動方程式

粘性減衰を考慮したラグランジュの運動方程式[60]を式（6-1）に示す．

$$\frac{d}{dt}\left(\frac{\partial U(\dot{u})}{\partial \dot{u}}\right)+\frac{\partial Q(u)}{\partial u}+\frac{\partial D_E(\dot{u})}{\partial \dot{u}}=0 \tag{6-1}$$

ここで，Uは運動エネルギーであり速度（$\dot{u}$）の関数である．Qはポテンシャルエネルギーであり，変位（u）の関数である．D_E[61]は地盤の粘性による散逸エネルギーであり速度（$\dot{u}$）の関数である．

支持地盤上に設置された移動式クレーンの転倒は回転運動と見なされる．そこで，式（6-1）を傾斜角（w）に関する式に改め，クレーンの回転運動エネルギー（U）を式（6-2）で求めた．

$$U=\frac{1}{2}M\left(\frac{dw}{dt}\right)^2 \tag{6-2}$$

ここで，Mは回転支点のアウトリガに関するクレーン系全体の慣性質量である．

ポテンシャルエネルギー（Q）は回転運動を考慮した位置エネルギー（W_{qr}）と回転運動を考慮した地盤のひずみエネルギー（W_g）の和（$Q=W_{qr}+W_s$）であり，式（6-3）と式（6-4）によって表される．

$$W_{qr}=-mgr_1w \tag{6-3}$$

$$W_g=\frac{1}{2}k_vr_2w^2 \tag{6-4}$$

ここで，mはクレーンの質量，r_1は回転支点となるアウトリガとクレーン重心の水平距離，r_2は沈下を考慮した前後のアウトリガの水平距離，k_vは地盤の反力係数，すなわち載荷圧力（q）－沈下比関係（s/D）における$q/(s/D)$の値である．

消散エネルギー（D_E）は，式（6-5）によって表される．

$$D_E=\frac{1}{2}cr_2\left(\frac{dw}{dt}\right) \tag{6-5}$$

ここで，cは地盤のダンピング係数である．

式（6-2），（6-3），（6-4），（6-5）の各エネルギーを式（6-1）に代入すると，式（6-6）の運動方程式が得られる．

$$M\frac{d^2w}{dt^2}+C\frac{dw}{dt}+K\,w+R=0 \tag{6-6}$$

ここで，

$$C=cr_2 \tag{6-7}$$

$$K=k_vr_2 \tag{6-8}$$

$$R=-mgr_1 \tag{6-9}$$

6.3　時刻歴運動解析法

時刻歴運動解析による転倒の数値シミュレーションでは，式（6-6）に示した運動方程式を時刻歴に解析する必要がある．本解析では微分方程式を数値的に解くために考案された時刻歴解析法[62]の一つであるニューマークのβ法を用いた．

6.3.1　ニューマークのβ法

時刻tにおける運動が既知で，時刻$t+\Delta t$における運動が未知な運動を解析する．

ニューマークのβ法は線形加速度法を応用した手法であり，と$w(t+\Delta t)$は係数γとβを用いて，それぞれ式（6-10）と（6-11）のように表される．

$$\dot{w}(t+\Delta t)=\dot{w}(t)+\Delta t\left\{(1-\gamma)\ddot{w}(t)+\gamma\ddot{w}(t+\Delta t)\right\} \tag{6-10}$$

$$w(t+\Delta t)=w(t)+\Delta t\dot{w}(t)+(\Delta t)^2\left\{\left(\frac{1}{2}-\beta\right)\ddot{w}(t)+\beta\ddot{w}(t+\Delta t)\right\} \tag{6-11}$$

ここで，$\gamma=1/2$，$\beta=1/6$の場合は角加速度が時間Δtにおいて，直線的に増加することを意味する．$\gamma=1/2$，$\beta=1/4$の場合は，加速度が時間Δtにおいて，一定であることを意味する．なお，βが取りうる値の範囲は$0\leqq\beta\leqq1/2$であり，$\beta=0, 1/4, 1/2$における傾斜角$w(t+\Delta t)$はそれぞれ式（6-12），（6-13），（6-14）で表される．

$$w_{\beta=0}(t+\Delta t)=w(t)+\Delta t\dot{w}(t)+\frac{(\Delta t)^2}{2}\ddot{w}(t) \tag{6-12}$$

$$w_{\beta=1/4}(t+\Delta t)=w(t)+\Delta t\dot{w}(t)+\frac{(\Delta t)^2}{2}\frac{\ddot{w}(t)+\ddot{w}(t+\Delta t)}{2} \tag{6-13}$$

$$w_{\beta=1/2}(t+\Delta t)=w(t)+\Delta t\dot{w}(t)+\frac{(\Delta t)^2}{2}\ddot{w}(t+\Delta t) \tag{6-14}$$

式（6-11）をについて解くと，式（6-15）が得られる．

$$\ddot{w}(t+\Delta t)=\frac{1}{\beta(\Delta t)^2}\left\{w(t+\Delta t)-w(t)-\Delta t\dot{w}(t)-(\Delta t)^2\left(\frac{1}{2}-\beta\right)\ddot{w}(t)\right\} \tag{6-15}$$

時刻$t+\Delta t$に関する運動方程式式（6-6）に式（6-15）を代入する．さらに，式（6-10）に式（6-15）を代入し，その結果を式（6-6）に代入する．その結果を傾斜角$w(t+\Delta t)$について解くと，式（6-16）が得られる．

$$\begin{aligned}&\left\{K+\frac{\gamma}{\beta\Delta t}C+\frac{1}{\beta(\Delta t)^2}M\right\}w(t+\Delta t)=R(t+\Delta t)\\&+C\left\{\frac{\gamma}{\beta\Delta t}w(t)+\left(\frac{\gamma}{\beta}-1\right)\dot{w}(t)+\Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta}-1\right)\ddot{w}(t)\right\}\\&+M\left\{\frac{1}{\beta(\Delta t)^2}w(t)+\frac{1}{\beta\Delta t}\dot{w}(t)+\left(\frac{1}{2\beta}-1\right)\ddot{w}(t)\right\}\end{aligned} \tag{6-16}$$

式（6-16）を式（6-11）に代入し角加速度について整理すると，が得られる．さらに，得られたを式（6-10）に代入すると，角速度が式（6-17）の通り得られる．

$$\begin{aligned}&\beta\Delta t\dot{w}(t+\Delta t)=\\&\gamma\left\{w(t+\Delta t)-w(t)\right\}+(\beta-\gamma)\Delta t\dot{w}(t)+(\Delta t)^2\left(\beta-\frac{\gamma}{2}\right)\ddot{w}(t)\end{aligned} \tag{6-17}$$

解法の流れは次の通りである．

（1）初期運動条件を決定する．

$$t=0,\quad \dot{w}(0),\quad w(0) \tag{6-18}$$

（2）時刻tにおける角加速度を式（6-19）によって得る．

$$\ddot{w}(t)=\left\{R(t)-C\dot{w}(t)-Kw(t)\right\}\Big/M \tag{6-19}$$

（3）t=0における傾斜角，角速度，角加速度を式（6-16）に代入し，時刻$t+\Delta t$における変位$u(t+\Delta t)$を求める．

（4）t=0における変位，速度，加速度，及び（3）で得られた$u(t+\Delta t)$を，式（6-15）と式（6-17）に代入し，時刻$t+\Delta t$における角速度と角加速度を計算する．

（5）時刻tの値を$t+\Delta t$の値で更新する．

（6）（2）に戻って同様の計算を繰り返す．

6.3.3　時刻歴運動の解の安定性

ニューマークのβ法により得られる解の安定性[63]を検討する．なお本項では式（6-6）の減衰項を除いた式（6-20）に示す1自由度系の運動方程式について，検討を示す．

$$M\ddot{w}+Kw=0\ \ or\ \ \ddot{w}=-Kw/M \tag{6-20}$$

式（6-20）を式（6-10）と式（6-11）に代入すると，式（6-21）の関係が得られる．

$$\begin{bmatrix} 1 & \frac{\gamma K}{M}\Delta t \\ 0 & 1+\frac{\beta K}{M}(\Delta t)^2 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \dot{w}(t+\Delta t) \\ w(t+\Delta t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -\frac{(1-\gamma)K}{M}\Delta t \\ \Delta t & 1-\frac{\left(\frac{1}{2}-\beta\right)K}{M}(\Delta t)^2 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \dot{w}(t) \\ w(t) \end{Bmatrix} \tag{6-21}$$

式（6-21）の解が発散しない条件を，式（6-22）に示す固有値問題の解法によって検討する．

$$\begin{Bmatrix} \dot{w}(t+\Delta t) \\ w(t+\Delta t) \end{Bmatrix} = a\begin{Bmatrix} \dot{w}(t) \\ w(t) \end{Bmatrix} \tag{6-22}$$

式（6-22）を式（6-21）に代入すると，式（6-23）に示す特性方程式が得られる．

$$\begin{bmatrix} 1-a & -\frac{K\Delta t}{M}\{1-\gamma+a\gamma\} \\ \Delta t & (1-a)-\frac{K}{M}(\Delta t)^2\left\{\left(\frac{1}{2}-\beta\right)+a\beta\right\} \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \dot{w}(t) \\ w(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \tag{6-23}$$

この固有値（二つあるが両方とも）の絶対値は，1以下でなければならない．式（6-23）を展開して整理すると，式（6-24）の関係が得られる．

$$a^2+\left\{-2+\frac{\frac{K}{M}(\Delta t)^2\left(\frac{1}{2}+\gamma\right)}{1+\frac{K}{M}(\Delta t)^2\beta}\right\}a+\left\{1+\frac{\frac{K}{M}(\Delta t)^2\left(\frac{1}{2}-\gamma\right)}{1+\frac{K}{M}(\Delta t)^2\beta}\right\}=0 \tag{6-24}$$

この2次方程式の二つの解を a_1 と a_2 とする．

$\gamma < 1/2$, $a_1 \times a_2 > 1$の場合，ABS（a_1）> 1もしくはABS（a_2）> 1となる．これは，変位uが時間とともに増加することを示し，解は不安定であることを意味する．$\gamma \geqq 1/2$, $a_1 \times a_2 \leqq 1$の場合，ABS（a_1）$\leqq 1$ かつABS（a_2）$\leqq 1$となる．この場合，傾斜角wが時間間隔Δtによらず増加しないか，あるいは一定となり，解は無条件安定となる．これは，もし相異なる実根があれば，その一つは1より大となるからABS（a_1）$\leqq 1$ かつABS（a_2）$\leqq 1$となるためには，方程式の判別が0又は負でなければならない．よって安定条件として式(6-25）が得られる．

$$\frac{k}{m}(\Delta t)^2\left\{\left(\frac{1}{2}+\gamma\right)^2-4\beta\right\}-4\leq 0 \tag{6-25}$$

解が無条件安定な場合においても，変位は時間とともに減少する．これは，数値減衰と呼ばれている．数値減衰は解を低めに評価するが，数値的な原因によって発生する高周波振動を減衰させ，安定した結果を導く．$\gamma = 1/2$の場合の安定条件は$\beta \geqq 1/4$となる．よって先に述べた$\beta = 1/6$の場合は無条件安定ではない．また，一般に時間間隔Δtは運動周期の1/6よりも小さく設定される必要がある．

6.3.4 解析の流れ

本解析では，アウトリガが地盤に沈下することによる転倒を再現するために，2次元モデルによるシミュレーションを行った．シミュレートした転倒過程は**図6-1**の通りである．

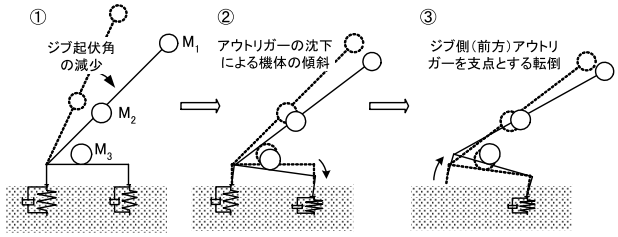


図6-1　解析的に再現を試みた転倒過程

ジブ起伏角の減少に伴って転倒モーメントが増加する（①）．これにより前側アウトリガの作用荷重は増加し，沈下量が増加する（②）．沈下の発生により不安定化したクレーンは，転倒に至る（③）．

アウトリガの沈下に応答して揺動する移動式クレーンの運動は，前後のいずれかのアウトリガを支点とする回転運動を仮定した．任意の時刻t_iにおける回転の運動方程式は式（6-26）の通り表される（**図6-2**参照）．

$$M_i\,\ddot{w}(t_i)+C_i\,\dot{w}(t_i)+K_i\,w(t_i)+R_i=0 \tag{6-26}$$

ここで，w,$\dot{w}$,$\ddot{w}$はそれぞれ転倒支点のアウトリガに関する機体傾斜角，角速度および角加速度であり，M_i, C_i, K_i, R_iはそれぞれクレーン－地盤の全体系における慣性質量，ダンピング係数（式（6-7)），地盤反力係数（式（6-8)），クレーンの転倒モーメント（式（6-9))である．

時刻$t_i+\Delta t$における運動方程式は式（6-27）で表される．この式に，前項に述べたニューマークのβ法を適用することにより，機体傾斜角，角速度および角加速度が時系列的に計算した．

$$M_i\,\ddot{w}(t_i+\Delta t)+C_i\,\dot{w}(t_i+\Delta t)+K_i\,w(t_i+\Delta t)+R_i=0 \tag{6-27}$$

アウトリガの沈下は地盤のひずみエネルギーを蓄積させる．このエネルギー蓄積[64]を，時間間隔Δt毎に繰り返される運動方程式に考慮する．

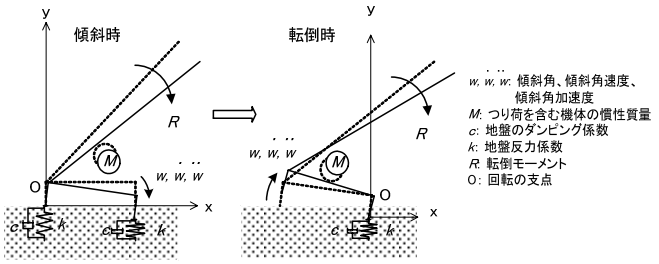


図 6-2　解析における座標設定とパラメータ

ひずみエネルギー増分（ΔR）は，アウトリガの沈下増分 $\{w(t_i+\Delta t)-w(t_i))\}$ に地盤反力係数K_iを乗算することによって得られ，式（6-28）のように表される．

$$\Delta R = K_i \times \left(w(t_i+\Delta t)-w(t_i)\right) \tag{6-28}$$

ジブ起伏角の減少は大きな形状変化をモデルに与える．これに加えて，アウトリガの沈下はクレーンに傾斜を与え同様な変化をモデルに与える．これらの複合変化は解析において，大変形問題[65] の考慮を必要とさせる．

大変形を考慮した解析を実施するために，M_i, C_i, K_i, R_iの各係数は計算ステップごとに再計算して逐次更新した．

前ステップで解析に用いたM_i, C_i, K_i, R_iの各係数は，次のステップにおいて，M_{i+1}，C_{i+1}，K_{i+1}，R_{i+1}に再計算し，更新した．これは，Δt内に発生した座標値やその他パラメータの変化を，次の計算ステップの解析に反映させるためであった．

計算ステップを，次ステップの番号i+1に更新した運動方程式は式（6-29）で表される．なお，式（6-28）に示したひずみエネルギー増分は、この更新時に累積させて考慮する．

$$M_{i+1}\ddot{w}(t_{i+1})+C_{i+1}\dot{w}(t_{i+1})+K_{i+1}w(t_{i+1})=-R_{i+1} \tag{6-29}$$

ここで

$$t_{i+1}=t_i+\Delta t \tag{6-30}$$

$$R_{i+1}=R_i+\Delta R \tag{6-31}$$

更新後の計算において，各変数に用いる初期値について述べる．機体傾斜角$w(t_i)$ は，各計算ステップにおける増分により計算した．$w(t_i)$ の初期値はゼロである．角速度$w(t_{i+1})$ の値は，運動の連続性を考慮して解析的に得られた値$w(t_i+\Delta t)$ を用いている．

$$w(t_{i+1})=0 \tag{6-32}$$

$$\dot{w}(t_{i+1})=\dot{w}(t_i+\Delta t) \tag{6-33}$$

ただし，角加速度$w(t_{i+1})$の扱いについては注意を要する．その理由は，式(6-27)と式(6-29)において，運動方程式の係数がM_i, C_i, K_i, R_iからM_{i+1}, C_{i+1}, K_{i+1}, R_{i+1}に更新されることに原因がある．すなわち，係数が更新された運動方程式(式(6-29))に，前ステップから得られた角速度$w(t_i+\Delta t)$を$w(t_{i+1})=w(t_i+\Delta t)$として代入し，さらに同時に角加速度$w(t_i+\Delta t)$を$w(t_{i+1})=w(t_i+\Delta t)$として同時に代入すると，方程式が成り立たない状態を発生させる．すなわち，式(6-27)と式(6-29)が必ずしも同じにならない場合が発生する．従って，式(6-29)において$w(t_{i+1})\neq w(t_i+\Delta t)$となる問題を解決するために，$w(t_{i+1})$を式(6-34)より計算した．これを，修正角加速度$w(t_{i+1})_{mod}$とし，更新後の運動方程式に用いた．

$$\ddot{w}(t_{i+1})_{\mathrm{mod}}=\frac{-R_{i+1}-C_{i+1}\dot{w}(t_{i+1})-K_{i+1}w(t_{i+1})}{M_{i+1}} \tag{6-34}$$

その結果，計算ステップi+1における運動方程式は，式（6-35）となる．

$$M_{i+1}\ddot{w}(t_{i+1})_{\mathrm{mod}}+C_{i+1}\dot{w}(t_{i+1})+K_{i+1}w(t_{i+1})=-R_{i+1} \tag{6-35}$$

時刻歴運動解析では，クレーンが運動学的安定限界あるいは静的安定限界を満足するまで、繰り返し計算を実施した．

6.4　解析条件

6.4.1　移動式クレーンのモデル

本解析では，遠心模型実験で実施したクレーンの転倒を計算によって再現した．その目的は，実験と解析の結果を比較することにより，沈下挙動の違いが移動式クレーンの不安定化に与える影響を確認するためである．解析モデルには，2次元条件を与えた．モデルに与えた条件は次の通りである．

1）解析モデルは遠心実験に用いた模型クレーンと同様とする．
2）初期のジブ起伏角は実験時と同じ値に設定する．また，重力加速度を増加させてモデルの重量を増加させる．

3）重力加速度を所定の値まで連続的に増加させる．
4）ジブ起伏角を減少させて転倒モーメントを増加させる．クレーンが運動学的安定限界あるいは静的安定限界に到達した時点で計算を終了させる．
5）解析における初期の回転支点は後方アウトリガとする．
6）後方アウトリガの載荷荷重がゼロに達した時点で，回転支点を前方アウトリガに移動させる．ただし，支点移動が発生した場合には，運動方程式の各係数を再計算する．この時，機体傾斜角については支点移動前の値を支点移動後の計算における初期値として与える．角速度，角加速度については運動量保存則をもとに支点移動後の値を計算し，それらの値を支点移動後の初期値として与える（**図6-2**参照）．

6.4.2　アウトリガ載荷圧力と沈下比関係のモデル

アウトリガ載荷圧力（q）と沈下比（s/D）関係の定式化には2種類のモデルを用いた．式（6-36）に示す双曲線モデル[66]は，関東ロームの一様地盤（CT_1），2層地盤（CT_9）の近似に用いた．CT_9の地盤は，下層地盤の強度に対する表層地盤の強度比が4程度と低くかつ，その層厚がアウトリガ径に対して2倍程度と厚く配置させた条件である．除荷時の$q-s/D$関係は式（6-37）によって表現した．

両ケースでは，支持地盤に延性的破壊傾向が見られる．qの載荷初期には，s/Dの増分に対するqの増分が高く現れる．しかし，その傾きはs/Dの増加とともに緩やかに減少する傾向である．そのため，$q-s/D$関係の曲線は**図6-3**に示す双曲線モデルに類似した形状である．

$$q=\frac{1}{\dfrac{1}{(s/D)\ n_1\ K_0}+\dfrac{1}{n_2\ q_{\max}}}\qquad (Virgin\ \ loading) \tag{6-36}$$

$$q=n_1 K_0 (s/D)\qquad (Unloading\ \ and\ \ reloading) \tag{6-37}$$

ここで，s/D はアウトリガの沈下量（s）をアウトリガフロート径（D）で正規化した沈下比であり，K_o はqとs/Dの関係における初期の接線勾配である．q_{max}はqの最大値であり，n_1とn_2は任意の係数である．

式（6-38），(6-39），(6-40）に示すバイリニアモデルは，表層固結地盤（CT_2からCT_8）に見られた$q-s/D$関係を近似的に定式化するために用いた．

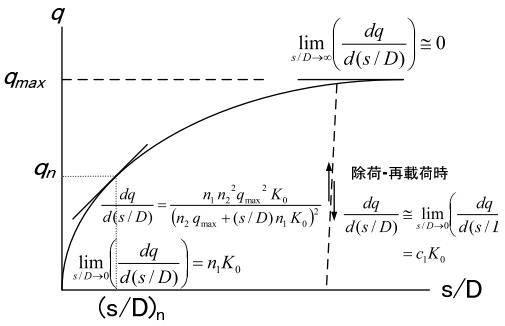


図 6-3　双曲線モデルの概要

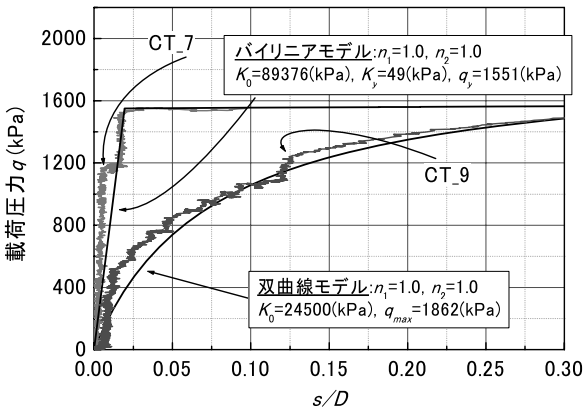


図 6-4　アウトリガの載荷圧力ー沈下比関係に関する実験結果と近似したモデルの比較

表層固結地盤は，脆性的な破壊によるアウトリガの急激な沈下傾向を示し，先に述べた一様地盤に比べて，高い速度の沈下が見られた．バイリニアモデル[67]は，2つの直線によって載荷圧力（q）－沈下比関係（s/D）を近似するものである．

$$q=n_3 K_0\ (s/D)\qquad ,where\ \ q\le q_y\ (Virgin\ loading) \tag{6-38}$$

$$q=n_4 K_y\left\{(s/D)-(s/D)_y\right\}+q_y\quad ,\ where\ q\ge q_y\ \ (Virgin\ loading) \tag{6-39}$$

$$q=n_3 K_0\ (s/D)\qquad (Unloading\ \ and\ \ reloading) \tag{6-40}$$

ここで，$(s/D)_y$ は降伏支持力における沈下比であり，K_yは降伏後に見られる沈下比に対する載荷圧力の接線勾配である．n_3とn_4は任意の係数である．

図6-4はCT_7とCT_9で観測されたアウトリガの沈下挙動と，両ケースをそれぞれバイリニアモデルと双曲線モデルによって近似した結果を比較して示す．

CT_7は，表層の脆性的な破壊に伴うアウトリガの急激な沈下が発生したケースである．バイリニアモデル

はこのCT_7の載荷圧力（q）－沈下比（s/D）関係をほぼ再現している．CT_9は，載荷初期における沈下比（s/D）の増加分に対する，載荷圧力（q）の増加割合は高いが，s/Dの増加に伴ってqの増加分は緩やかに減少し，最大値に漸近する傾向を示している．双曲線モデルはCT_9の関係と比較的よい一致を示している．

6.4.3　ダンピング係数

アウトリガーが地盤に沈下する際には，土の粘性や粒子間の摩擦に起因したダンピング力（減衰力）が発生する．従って，アウトリガーの沈下速度を時刻歴解析するためには，ダンピング係数を運動方程式に考慮する必要がある．解析に用いたダンピング係数は，遠心模型実験から得られたアウトリガーの沈下挙動を逆解析して推定した．本解析では，転倒支点が後側アウトリガから前側アウトリガーに移動する範囲に注目した．すなわち，ジブ起伏角を減少させて転倒に至る直前までの沈下経過である．

図6-5は遠心模型実験CT_1におけるモーメント成分の推移を沈下比s/Dに対して示す．CT_1は関東ロームにより作製された軟弱な一様地盤における転倒実験である．クレーンモデルの転倒モーメント（以下，転倒モーメントと呼ぶ）と地盤反力によるモーメント（以下，地盤反力モーメントと呼ぶ）はほぼ一致した値を示している．支持地盤の沈下量に緩慢な増加が見られた実験では，クレーンモデルの慣性モーメント（以下，慣性モーメントと呼ぶ）の値は全般的に小さく，その値は転倒モーメントと地盤反力モーメントに比べて小さい．ダンピングモーメントは，地盤反力モーメントと慣性モーメントの和を転倒モーメントから除算して得られた値であり，その値が転倒モーメントに占める割合は低いことがわかった．

図6-6はCT_7におけるモーメント成分の推移を示す．CT_7は表層固結地盤における結果を示す．なお，表層固結地盤とは，下層に関東ロームを締め固めて作製した軟弱な地盤を与え，その表層にはセメント混合ロームにより作製した固結層を配置した模型地盤である．この地盤は，固結層の影響により支持地盤の支持力は増加している．地盤反力モーメントと転倒モーメントは，s/Dが0から0.02程度の間において，s/Dの増分に対する両モーメント増分が高く現れ，その値はほぼ一致している．しかしながら，s/D=0.02以降の両モーメントの値には差が見られる．地盤反力モーメントは，s/Dが0.02以降において，その値がほぼ一定値を示し，増加が見られない．これに対して，転倒モーメントには若干の増加が見られる．この実験は，アウトリガの沈下が急激に発生したケースである．そのため，慣性モーメントの値は**図6-6**に示したCT_1のケースに比べて大きく現れている．なお，転倒モーメントに占めたダンピングモーメントの割合は小さく，CT_1とほぼ同様な傾向が見られる．

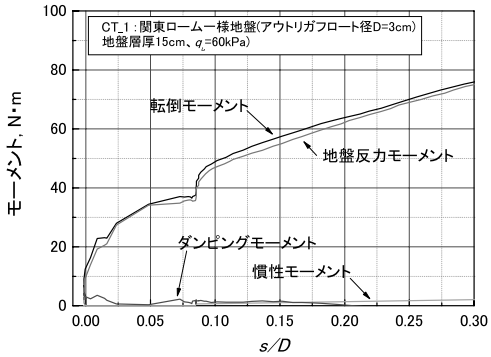


図 6-5　転倒実験（CT_1）におけるモーメント成分

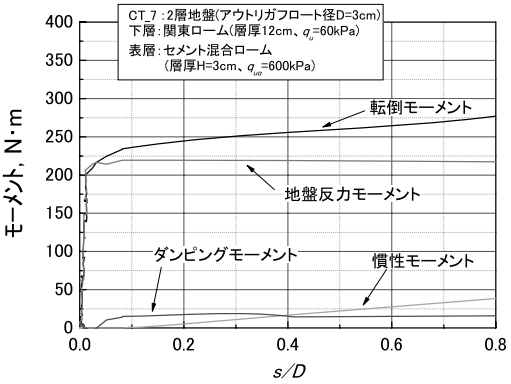


図 6-6　転倒実験CT_7におけるモーメント成分

図6-7は，CT_1における地盤反力係数（k）に対するダンピング係数（c）の比（c/k）の変化を示す．ダンピング係数の値は，ダンピングモーメントを角速度で除して求めた値である．s/Dが0.1以下の範囲ではc/kの値に大きな変動が見られる．その原因はs/Dの値自体が，0.1以下の範囲においては小さかったことがある．さらに沈下記録には微少な増減が見られたことがある．従って，角速度は計算上が過大に評価される場合が発生するとともに，正負が逆転する現象が現れている．s/Dが0.1以上の範囲では支持地盤の降伏後に，アウトリガの沈下が急増している．この時のc/kの値は0.001から0.01程度に収束が見られる．

図6-8は，CT_7におけるc/kの変化を示す．**図6-4**において沈下に急増が見られるs/D=0.02以下の範囲で

は，c/kに大きな変動が見られ，その発生理由はCT_1と同様であると考えられる．すなわち，発生した沈下量自体が微小であること，ならびに微小沈下の計測値が増減を繰り返しながら増加しているために，c/k値にばらつきが発生している．s/Dが0.1以上の範囲では支持地盤の降伏によって，沈下は急増している．この時のc/kは0.1程度に収束する傾向が見られる．

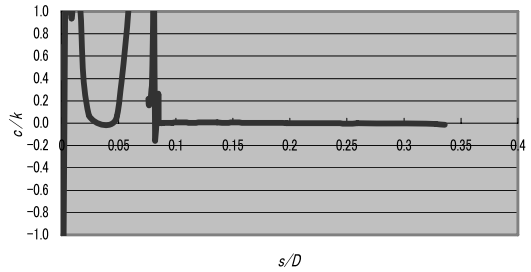


図 6-7　地盤反力係数に対するダンピング係数の比（c/k）の推移（CT_1）

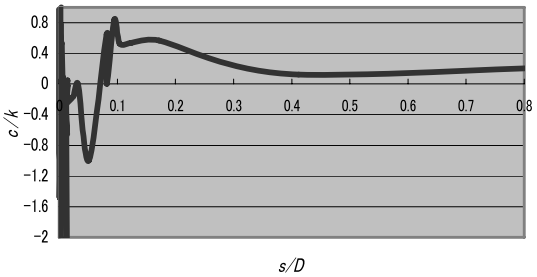


図 6-8　地盤反力係数に対するダンピング係数の比（c/k）の推移（CT_7）

以上より，c/kの値を実験結果から解析的に検討した結果，s/Dが小さな値の範囲においては，c/kの値が，大きくばらつくことがわかった．しかし，支持地盤が降伏後に沈下量の増加割合が大きくなると，c/kの値はほぼ一定値に収束する傾向が見られ，その値は0.001から0.1程度の値である．

ダンピングモーメントが転倒モーメントに占める割合は，支持地盤が延性的な破壊を示す場合と脆性的破壊を示す場合の両方において10%以下程度である．本解析では，支持地盤の降伏後に発生する沈下が転倒に及ぼす影響の解明を目的とすることから，s/Dが0.2から0.4におけるc/k値の使用が妥当と考えられる．式（6-41）に示すRayleigh damping法においては，ダンピング係数（c）が弾性係数（k）と質量（m）のそれぞれに対して比例する関係の存在が知られている．本解析では，c/kの標準値として0.002（=1/500）を与えた．すなわち，$\alpha=0,\ \beta=1/500$である．cの値はkの値に応じて，Δt毎に更新した．

$$c = \alpha k + \beta m \tag{6-41}$$

6.4.4 解析に使用した数値パラメータ

時刻歴運動の計算に用いたニューマークのβ法では$\gamma=1/2$と$\beta=1/4$を用いた．すなわち，加速度は時間tと$t+\Delta t$における平均値を与え，数値減衰は使用していない．計算時間間隔Δtは十分に小さな値に設定する必要があり，本解析ではΔt=1/60000秒とした．この値は初期地盤反力係数より計算したクレーン－地盤系の固有周期に比べて1/20以下である．

ジブ起伏角の減少速度は実験時の速度に等しく設定し，その速度は1°/秒である．解析プログラムはFortranで作成したものである．計算には，1.0-GHzの演算速度を有するパーソナルコンピュータを用いた．計算に要する時間は条件によって若干の違いがみられるが，1.56×10^7の繰り返し計算（260秒相当のシミュレーション）は，約10分で演算処理できる．

6.5　計算結果と考察

図6-9は時刻歴解析において再現された前側アウトリガフロートの載荷圧力（q）とその沈下比（s/D）の関係を示す．再現された$q-s/D$関係は，地盤モデルで与えた地盤の載荷圧力（q）－沈下比（s/D）（**図6-2**参照）に一致しており，計算は正常に実施されたことが確認できる．CT_7とCT_9の計算は，s/Dがそれぞれ0.48と0.81において終了しており，この時にクレーンが運動学的安定限界あるいは，静的運動限界に到達したことを意味する．

図6-10は，CT_7の解析において再現された前側アウトリガと後側アウトリガの載荷圧力（q）の推移を経過時間に対して示す．前側と後側アウトリガのqは，重力加速度の増加によって，それぞれ1070kPaおよび950kPaまで上昇している．次に，経過時間220秒付近から，ジブ起伏角を減少により転倒モーメントが発生している．これによって，前側アウトリガのqは増加し，後側アウトリガのqは減少している．

計算は，前側アウトリガのqが1700kPaを上回った付近で，安定限界に達して終了した．この時，後側アウトリガのqは約300kPaであり，ゼロではない．すなわちこのことは，クレーンが静的安定限界に到達する以前に転倒条件（運動学的安定限界）を満足したことを意味する．よって，本解析プログラムは，動的不安定化によるクレーンの転倒を再現できることがわかった．

表 6-1　移動式クレーン転倒の遠心模型実験に関する条件と結果及び数値解析の結果

実験名称	CT_1	CT_2	CT_3	CT_4*	CT_5	CT_6**	CT_7	CT_8**	CT_9
地盤構成	ローム	表層固結・下層ローム							
固結表層厚／フーチング径	0	0.5	1.0						1.8
実験を逆解析した転倒角(度), θ_r	1.8	4.9	3.1	6.6	4.8	7.0	3.8	4.7	8.9
不安定指標 (実験値) I_r =sin(θ_r)/sin(θ_s)	0.95	0.79	0.42	0.6	0.44	0.39	0.43	0.48	0.86
解析的転倒角(度), θ_N	2.1	5.2	3.8	5.1	4.8	7.5	3.9	4.5	6.8
数値解析による不安定指標 (解析値) I_N =sin(θ_N)/sin(θ_s')	1.00	0.99	0.53	0.53	0.53	0.53	0.52	0.52	0.96

*　転倒時にアウトリガが破損して転倒挙動が乱れた．他端反力がゼロに至らずθ_aは不明.

**　ジブが容器に衝突して転倒が早期に停止した．他端反力がゼロに至らずθ_aは不明.

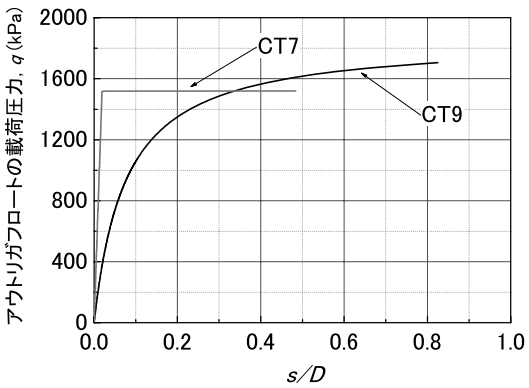


図 6-9　時刻歴解析におけるアウトリガフロートの載荷圧力（*q*）と沈下比（*s/D*）の関係（CT7とCT9）

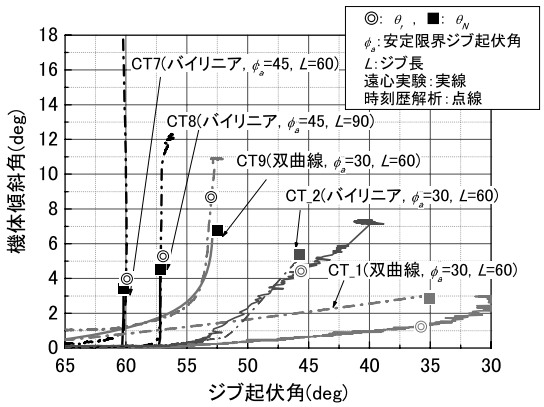


図 6-11　　遠心実験と数値計算により得られた転倒挙動の比較

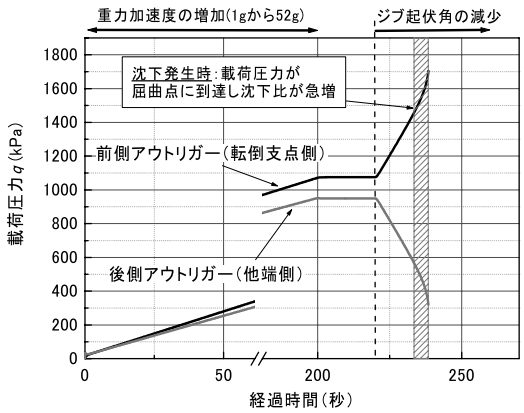


図6-10　時刻歴解析におけるアウトリガの載荷圧力の推移（CT_7）

図6-11はジブ起伏角と機体傾斜角の関係について，時刻歴解析で得られた結果と遠心模型実験により得られた結果の比較を示す．時刻歴解析により得られた安定限界を解析的安定限界と定義し，その時の機体傾斜角を解析的転倒角（θ_N）と呼び，■で図に示す．解析的安定限界とは，時刻歴解析においてクレーンが静的安定限界あるいは運動学的転倒限界に至った時の状態である．解析的転倒角の計算結果を**表6-1**に示す．

ジブ起伏角と機体傾斜角の関係から，時刻歴解析により得られた結果と実験結果を比較して，転倒挙動の考察する．解析結果と実験結果について各ケースを比較すると，転倒挙動にはほぼ一致が見られ，時刻歴解析はほぼ実験をシミュレートできることがわかった．詳細に転倒挙動を比較すると，CT_1のケースは機体傾斜角の増加割合はほぼ一致しているが，解析的転倒角

（θ_N）と運動学的転倒角（θ_r）の値には差が見られる．値に差が現れた原因には，近似的にモデル化した地盤の$q-s/D$関係と実際との誤差による影響と考えられる．CT_1における$q-s/D$の実験結果と，双曲線モデルによる近似曲線の間には，部分的に若干の差が存在する．その原因は，CT_1の実験結果がバイリニアモデルと双曲線モデルの中間的な傾向を示しているためである．そのため，実験と解析結果において，同一qにおけるs/Dに差を発生させ，その影響はとくに安定限界付近におけるs/Dに差を生じさせたものと思われる．なお，双曲線モデルはCT_9にも使用されている．CT_9における $q-s/D$関係については，双曲線近似モデルが実験結果に比較的よく一致しているために，転倒挙動の解析結果と実験結果には良い一致が見られる．

また，CT_2，CT_7およびCT_8の$q-s/D$関係については，バイリニアによる近似モデルと実験結果に良い一致が見られる．そのため，得られた転倒挙動の解析結果と実験結果にも，ほぼ一致が見られている．この3つのケースでは，地盤条件，ジブ長と転倒時のジブ起伏角がそれぞれ異なった条件であるが，それにもかかわらず転倒挙動の解析結果と実験結果にはほぼ一致が見られ，本解析法の有効性が確認された．

次に安定限界の再現性を，解析的転倒角（θ_N）と運動学的転倒角（θ_r）の比較により考察する．バイリニアモデルを用いたCT_2, CT_7およびCT_8のθ_Nの値は，θ_rの値にほぼ一致が見られた．一方，双曲線モデルが用いられたCT_1とCT_9のθ_Nの値は，θ_rの値と差が見られた．CT_9では，先に述べたとおり転倒挙動は非常に良く一致して再現されたが，θ_Nの値はθ_rの値に比べて約2.1度大きな値を示した．この原因は，計算に用いたダンピング係数が小さいことによる影響が考えられる．ダンピング係数の値が小さいために，沈下速度は高めに計算された．その結果，運動エネルギーは過大に評価され，θ_Nの値を過小に評価したと思われる．本解析事例における転倒角の誤差は，ダンピング係数が解析精度に与える影響を示している．そのため安定限界をより正確に計算するためには，地盤条件に応じて適切なダンピング係数を与える必要がある．

6.6 第6章のまとめ

第6章では，時刻歴運動解析による転倒シミュレーションの解析手法とその結果が述べられている．本解析の目的は，転倒挙動と安定限界について解析結果と実験結果の比較を行うとともに，その結果に基づいて，アウトリガの沈下特性の違いが移動式クレーンの転倒に与える影響を確認することである．本章の概要を以下に要約する．

1) 地盤の載荷圧力－沈下比関係の再現には，2つのモデルを用いた．支持地盤の延性的破壊による緩慢な沈下の再現には，双曲線モデルを用いた．脆性的破壊による急激な沈下の再現にはバイリニアモデルを用いた．双曲線モデルとバイリニアモデルは，遠心模型実験で得られたアウトリガの載荷圧力－沈下比関係を比較的良く再現できることがわかった．
2) クレーンモデルには，ジブ起伏角の減少による形状の変化と地盤の沈下に応答した機体傾斜が発生する．従って，時刻歴解析では大変形問題を考慮する必要がある．この大変形問題の解決には，運動方程式の各係数を逐次再計算すること，ならびに計算時間間隔Δtを小さな値に設定することにより対応を行った．
3) 本解析により得られた転倒挙動と解析的安定限界は，実験で得られた転倒挙動と運動学的安定限界にほぼ一致することがわかった．
4) 移動式クレーンの転倒は，支持地盤の沈下挙動に影響を受けることが解析的に確認された．ただし，実験結果に対する解析結果の一致度は，当然のことながら地盤の載荷圧力－沈下比関係の実際とモデルの適合度に依存することがわかった．
5) 解析ではダンピング係数を簡易的に一定値（c/k=1/500）で与えた．安定限界の実験値に対する解析値の一致度にはケースによって差が見られた．解析値の一致度が低く現れた原因は，与えたc/k値と実際の間に存在した誤差によるものである．従って，解析的な精度を高めるためには，より的確な地盤のダンピング係数の把握が必要である．
6) 本解析に要する時間は，汎用のパーソナルコンピュータを用いた場合において，約10分程度である．従って，載荷圧力－沈下比関係の調査結果を用いた安定限界の推定が比較的容易に実施できる．

7. 支持地盤の破壊と沈下による転倒危険性

7.1 概説

移動式クレーン構造規格[30]では，移動式クレーンが水平かつ堅固な支持地盤に設置されることを前提に安定度が示されている．すなわち，安定度に考慮されている安全率は主に機体側の安定性に関するものである．また，クレーン等安全規則[68]では，転倒のおそれがある場所における作業の禁止が述べられている．しかし，設置地盤が備えるべき強度条件については述べられていない．前章までの検討では，アウトリガにおける沈下及び沈下速度の発生による不安定化を実験及び解析によって明らかにした．本章では，支持地盤の載荷圧力－沈下比関係を考慮した転倒危険性の検討に基づいて，クレーン設置地盤に必要とされる支持力の安全率について考察を述べる．

転倒危険性に与える支持地盤の条件は2つに大別される．一つは強度条件であり，もう一つは沈下条件である．強度条件はアウトリガの載荷圧力と，降伏支持力あるいは極限支持力の比較により評価できる．載荷圧力の値が極限支持力よりも大きくなると，アウトリガの支持状態は不安定となり転倒危険性は増加する．

沈下条件はアウトリガの沈下によって発生するクレーン機体の傾斜に関連する．機体の傾斜は転倒モーメントを増大させるとともに，安定モーメントを減少させる．すなわち，沈下量の増大は転倒危険性を増加させる．これに加えて，沈下速度の増加は転倒危険性を増大させる．従って，沈下条件には沈下量と沈下速度の考慮が必要である．

本章では，転倒危険性を2つの方法によって検討した．一方は，強度条件と沈下条件を，安定限界時と作業時の比較によって表す危険度である．他方は，強度条件と沈下条件に不確実さを考慮した転倒に対する安全の確率である．

7.2 転倒危険度の検討

転倒危険度とは，安定限界の状態値に対する移動式クレーンにおける発生値の比と定義する．従って，危険度の値が１以上であることは，クレーンが限界を超えた状態にあることを意味する．研究では移動式クレーンの転倒危険度を検討するために，2つの要因を考慮した．一つは設置地盤の支持力であり，もう一つはアウトリガの沈下量である．

安定限界の状態値には，地盤の支持力とアウトリガにおける限界沈下量の2つがある．移動式クレーンにおける発生値には，アウトリガフロートにおける載荷圧力と，この載荷圧力によって発生するアウトリガ沈下量の2つがある．本節では，地盤の支持力条件とアウトリガの沈下条件の2つを考慮した転倒危険度について述べる．

7.2.1 地盤破壊危険度と沈下危険度

はじめに地盤の支持力条件に基づいた強度的な危険度について述べる．強度的な危険度とは，地盤の降伏支持力に対するアウトリガ載荷圧力の比によって表される指標である．この強度的な危険度を地盤破壊危険度（r_p）[24]と定義し，式（7-1）によって表す．

$$r_p = \frac{q_a}{q_y} \tag{7-1}$$

ここで，q_aは作業中の移動式クレーンにおいてそのアウトリガフロートに発生する最大圧力である．q_yは支持地盤の降伏支持力である．本論文では載荷圧力－沈下比関係にバイリニアモデルを仮定し，屈曲点における載荷圧力の値を降伏支持力と定義する．そして，地盤支持力の限界値は降伏支持力とする．

q_yはクレーン作業前に地盤を支持力試験して調査される値である．q_aはアウトリガフロートの支点荷重の計算法[69]，あるいは機体質量（W_{CN}）とつり荷の質量（W_3）及び接地面積（A）の関係から，式（7-2）[31]により算出される値である．

$$q_a \fallingdotseq 0.8 \times \frac{(W_{CN} + W_3)g}{A} \tag{7-2}$$

次に，支持地盤の静的沈下，すなわち緩慢な沈下に対する危険度を静的転倒危険度（r_s）と定義する．r_sはクレーンの静的安定限界における沈下量（s_s）に対する，載荷圧力（q_a）によって生ずる沈下量（s_a）の比

で定義し，その関係は式（7-3）で表される．

$$r_s = \frac{s_a}{s_s} \tag{7-3}$$

しかしながら，支持地盤が脆性的に破壊してアウトリガが急激に沈下すると，移動式クレーンは動的に不安定化することが，実験と解析により確認された．そのために沈下条件は，運動学的安定限界を考慮して評価される必要がある．

そこで，運動学的転倒危険度（r_k）[70] を，式（7-4）に示す運動学的安定限界の沈下量（s_r）に対するs_aの比で定義する．

$$r_k = \frac{s_a}{s_r} = \frac{r_s}{I_r} \tag{7-4}$$

I_rは5章で定義した不安定指標であり，静的沈下量（s_s）に対する運動学的沈下量（s_r）の比の値である．

$$I_r = \frac{b \times \sin\theta_r}{b \times \sin\theta_s} = \frac{s_r}{s_s} \tag{7-5}$$

ここで，bはアウトリガの張り出し幅である．

r_pとr_sの比を整理すると，式（7-6）の関係が得られる．

$$\frac{r_p}{r_s} = \frac{q_a/q_y}{s_a/s_s} = K_0 \times \frac{s_s}{q_y} \tag{7-6}$$

ただし，q_aは$q_a < q_y$の条件であり，この時のq_a/s_aは初期接線勾配（K_o）に等しいと仮定する．

式（7-6）をr_sについて解き，これを式（7-5）に代入する．その結果，r_kは式（7-7）で表される．

$$r_k = f \times r_p \tag{7-7}$$

ただし，

$$f = \frac{K_s}{I_r K_0} \tag{7-8}$$

$$K_s = \frac{q_y}{s_s} \tag{7-9}$$

である．

図7-1はfとI_rの関係を示す．図中にプロットした点（●印）は遠心実験の結果である．実験結果は，静的沈下ならびに急激な沈下の発生による転倒の発生がいずれも$r_p > r_k$で発生していることを示している．すなわち，転倒時の載荷圧力は降伏支持力以上であり，転倒条件はr_k=1，$r_p \geqq 1$である．但し，転倒時のr_pにはケース毎に違いが見られる．

緩慢な（静的）沈下が発生したケースではfの値が小さく，1以下である．従って，r_pの値は明らかに1以上であり，転倒時の載荷圧力q_aの値はq_yを大きく上回っている．一方，急激な沈下が発生したケースでは，fの値が約1である．すなわち，q_aとq_yの差は小さく，地盤が降伏した直後にクレーンは転倒することがわかる．

静的沈下発生時（I_r=1）におけるfの実験値は約0.4であり，急激な沈下発生時（I_r=0.4）におけるfの実験値は約1.0である．従って，急激な沈下の発生による危険性は，静的沈下の発生時に比べて約3倍（=1/0.4）に増加している．K_o=3K_sとしたf=1/（3I_r）の曲線は，実験結果と一致が見られる．

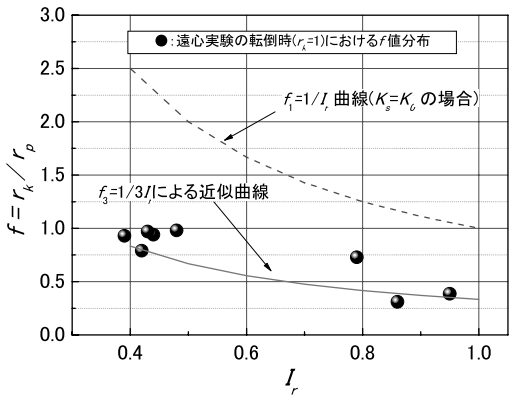


図 7-1　fとI_rの関係

7.2.2　支持地盤の設置条件と転倒危険度の関係

アウトリガの沈下特性と不安定指標（I_r）の関係について述べる．**図7-2**は模型クレーンの転倒実験で得られた地盤破壊危険度（r_p）と静的転倒危険度（r_s）の関係を示す．この関係は**図5-11**に示した載荷圧力（q）と沈下比（s/D）関係を再整理した結果である．r_pはqをq_yで除して求めた．r_sは沈下量（s）を静的安定限界におけるアウトリガ沈下量の解析値（s_s）で除して求めた．r_p>1，すなわち降伏後における3つの曲線の傾き

には，明らかな違いが見られる．緩慢な沈下の発生により不安定化したCT_1では，r_p>1における曲線の傾きが大きく，運動学的安定限界は静的安定限界（r_s=1）にほぼ一致している．一方，CT_3における降伏後の曲線はほぼ水平であり，運動学的安定限界は静的安定限界に比べて相当早くに現れている．

従って，降伏後における$q-s/D$曲線の接線勾配とクレーンの動的不安定化の間には，明確な関係が認められる．そこで，支持地盤の沈下特性を表す指標として，式（7-10）に示す脆性沈下指標（R_E）を定義し，I_rとの関係を調査した．

$$R_E = \frac{K_0}{K_y} \tag{7-10}$$

ここで，K_oはアウトリガの載荷圧力－沈下比関係に表れる屈曲点前の接線勾配であり，K_yは屈曲点後の接線勾配である．

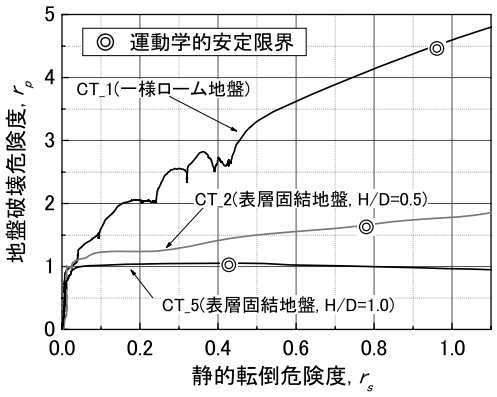


図 7-2 転倒実験において得られた地盤破壊危険度（r_p）と静的転倒危険度（r_s）の関係（図5-11参照）

図7-3はR_Eの構成を概念的に示す．図中に示す三角形の面積は，アウトリガ載荷圧力の増加により発生するひずみエネルギーを意味する．降伏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る．このエネルギーの差がクレーンを転倒させるエネルギーとなる．

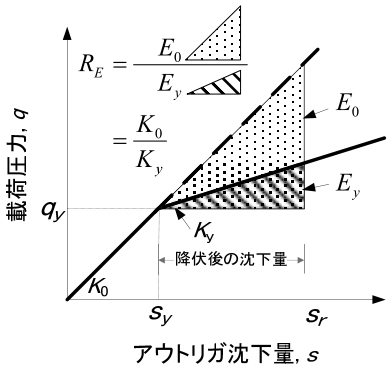


図 7-3 脆性沈下指標（R_E）の構成

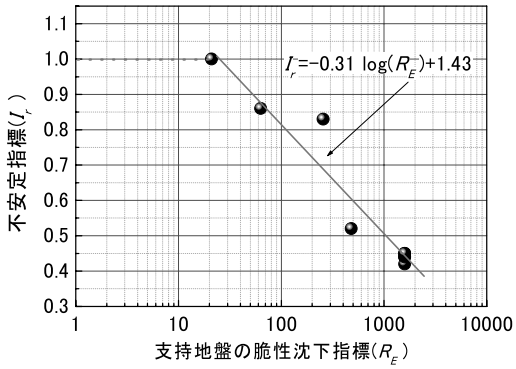


図 7-4 移動式クレーンの不安定指標（I_r）と脆性沈下指標（R_E）の関係

実験より得られたR_EとI_rの関係を**図7-4**に示す．なお，双曲線で近似されるCT_1とCT_9のK_yは，屈曲後に見られる近似的な直線部分（s/D=0.2）の接線勾配を便宜的に与えて計算した．常用対数で表したR_Eと不安定指標（I_r）の間には，R_E>20の範囲においてI_rがほぼ直線的に減少する傾向が見られる．このR_EとI_rの関係は式（7-11）によって近似できる．この近似関係はクレーンの不安定性と地盤特性を関連づけるための重要なモデルである．

$$I_r = a\log R_E + b \tag{7-11}$$

ここで，aとbは任意の係数であり，実験結果はa=－0.31，b=1.43であった．

R_Eの違いがI_rに与える影響を時刻歴運動解析によって調べた．本解析では，遠心実験において未確認な地盤条件とクレーン条件についても計算を実施した．地盤条件にはK_o，K_yならびにq_yをパラメータとして与えた．クレーン条件には，ジブ長（L）とつり荷の質量をパラメータに与え，つり荷の質量には安定限界ジブ

起伏角（θ_b）が30度と45度に対応する値を与えた．q_yには，ジブ起伏角がθ_bよりも大きい条件でアウトリガ載荷圧力を超えるように値を与えた．すなわち，転倒モーメントが安定モーメントより小さい状態にあるにもかかわらずアウトリガに沈下が発生する条件である．ダンピング係数（c）にはk/500を与えた．

表 7-1　時刻歴転倒解析における地盤条件とクレーン条件

		地盤条件		クレーン条件			r_{pb}（θ_{qy}時のr_p）
		初期接線勾配（K_0），MPa	降伏支持力（q_y），kPa	ジブ長(L)，m	安定限界ジブ起伏角（θ_b）	降伏時ジブ起伏角（θ_{qy}）	
Cs1-1	○	100	1720	15	30	45	1.16
Cs1-2	●	24.5	1720	15	30	45	
Cs2-1	△	100	1930	25	30	45	1.15
Cs2-2	▲	24.5	1930	25	30	45	
Cs3-1	□	100	1330	15	30	60	1.46
Cs3-2	■	24.5	1330	15	30	60	
Cs4-1	○	100	1130	25	30	60	1.42
Cs4-2	●	24.5	1130	25	30	60	
Cs5-1	▽	100	1690	15	45	60	1.29
Cs5-2	▼	24.5	1690	15	45	60	
Cs6-1	□	100	1330	25	45	60	1.26
Cs6-2	■	24.5	1330	25	45	60	

1)　θ_bは沈下無しで安定できる限界のジブ起伏角
2)　θ_{qy}はアウトリガの接地圧力が降伏支持力に達するときのジブ起伏角

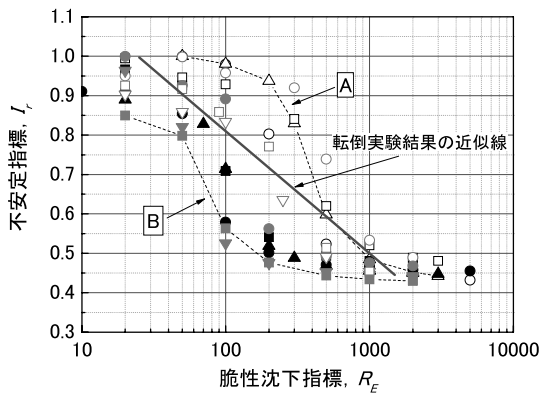


図 7-5　移動式クレーンの不安定指標（I_r）と脆性沈下指標（R_E）の関係

解析条件を**表7-1**に示し，結果を**図7-5**に示す．I_rの値には，R_Eの増加に伴って減少する傾向が見られる．I_rの値が大きく減少をはじめるR_Eの値，すなわち第一屈曲点におけるR_Eの値は，与えた地盤条件とクレーン条件により差が見られる．**表7-1**の右端列に示した r_{pb}は降伏支持力（q_y）に対するアウトリガ接地圧力の比であり，この接地圧力はジブの角度が安定限界ジブ起伏角θ_bの時の値である．r_{pb}の値が大きいことは，接地圧力がq_yに到達した時の転倒モーメントが小さいことを意味する．

解析結果の分布を見ると r_{pb}の値が小さい場合は，第一屈曲点におけるR_Eの値が小さくなる傾向が見られる．すなわち，転倒モーメントの発生が大きい場合の動的不安定化（I_rの減少）は，R_Eの値が小さい場合に始まる．一方，転倒モーメントが小さくなると，動的不安定化の発生は，R_Eの値が大きい場合になる．なお，$I_r - R_E$関係の分布形状に与える要因はr_{pb}の値のみではなく，クレーンのジブ長とその違いによって変化するつり荷の質量とK_oによる影響も見られる．

R_E<100ではI_rの値が1に漸近する傾向を示す．R_E=20においてはI_rが0.85から1に分布が見られ，I_r=0.9程度の値はK_oが低い場合（K_o=24.5MPa）に見られる．これは，K_oが低いことによりクレーンに初期傾斜が発生し，動的不安定化の発生前にすでに不安定化が発生していることを意味する．

転倒実験により得られた$I_r - R_E$関係は，解析結果の分布範囲内に位置している．R_E>1000ではI_rの値が約0.45に漸近する傾向を示す．この解析により得られたI_rの最小値は，転倒実験で得られた最小値にほぼ一致する．

図7-1に示した点線は式（7-10）にK_o=K_sを仮定することによって得られるf_1=1/I_rの曲線である．f_1の分母に係数3を与えたf_3=1/3I_rの曲線は実験値のほぼ下限に一致が見られる．クレーン作業の現場では，転倒危険性の簡易な評価法が望まれる．そのため，複雑な地盤条件（K_oとR_E）とクレーン条件（K_s）の両方を評価に必要とすることは，実務的な困難さがある．その理由は，K_sの計算に必要なクレーンの静的安定限界時におけるアウトリガ沈下量（s_s）の計算は必ずしも容易でないためである．従って，降伏支持力（q_y）と載荷圧力（q_a）の強度的比較によって判断が可能となれば方法は簡易であり，実用上も有用である．

7.2.1項にも述べた通り，fの実験値にはアウトリガ沈下の急激さ（I_r）の違いによって最大約3倍の差が見られた．すなわち，急激な沈下の発生時（I_r=0.4）には，静的沈下の発生時（I_r=1.0）に比べて3倍の転倒危険性が存在することを意味する．

r_kとr_pの関係は，fとI_rの関係を**図7-1**のf_3曲線を用いて近似し，さらに**図7-4**で得られたI_r-R_E関係を用いると，式（7-12）の関係で表される．I_r=1.0およびr_p=1.0の時の静的沈下危険度をr_{so}と定義し，r_{so}に対するr_kの比を沈下危険度比（R_D=r_k/r_{so}）と定義する．R_Dは静的沈下の発生時を基準に比較した動的沈下発生時における沈下危険度の比である．r_{so}の値は，r_{so}=f_{min}×r_pより概算値を求めると1/3である．従って，R_Dは式（7-13）の通り表される．

$$\begin{aligned} r_k &= f \times r_p \\ &= f_3 \times r_p \\ &= \frac{r_p}{3I_r} \\ &= \frac{r_p}{3(-0.31\log R_E + 1.43)} \end{aligned} \tag{7-12}$$

$$\begin{aligned} R_D &= \frac{r_k}{r_{s0}} \\ &= \frac{r_p}{-0.31\log R_E + 1.43} \end{aligned} \tag{7-13}$$

図7-6は，式（7-13）に示したr_pが2/3の場合におけるR_DとR_Eの関係を示す．載荷圧力を降伏支持力の2/3としたr_pの値は，基礎の設計で用いられる支持力の安全率が1.5の場合に相当する．この場合，遠心実験の結果はR_Eが約300以上でR_Dが1を上回り静的沈下に比べて危険となることを示している．**図7-5**において，同一R_Eに対してI_rが上限値と下限値を示したAとBの曲線について，同様にR_Dを計算した．その結果を**図7-6**に合わせて示す．曲線AはR_Eが400以上でR_Dが1を上回り，曲線BではR_Eが70以上でR_Dが1を上回っている．これらは，アウトリガ載荷圧力を降伏支持力の2/3に低減した設置には，発生する沈下危険度が静的沈下危険度に比べて，高くなる条件が存在することを示している．

図7-7は，r_pが1/3の場合におけるR_DとR_Eの関係を示す．r_p=1/3は，支持力の安全率が3であることを意味する．この場合，解析値と実験値の両方のR_D値は1以下である．すなわち，アウトリガ載荷圧力を降伏支持力の1/3に低減することにより，発生する沈下危険度が静的沈下危険度と同レベル以下に低減されている．地盤支持力の調査結果に基づく強度的な対策の実施により，発生する沈下危険度の低減が可能であり，評価と対策が容易である．従って，支持力安全率3に基づく設置は移動式クレーンの安定確保に必要な簡易対策法として有効である．なお，次節においては地盤情報の不確実さを考慮した検討を示し，安全率3による設置の有効性を述べる．

r_p<1/3の達成には，アウトリガ載荷圧力（q_a）の減少による方法と降伏支持力（q_y）の増大による方法がある．q_aの減少方法には，アウトリガの接地面積を増大させて載荷圧力を減少させる方法と，つり荷の定格荷重を下方修正する方法が考えられる．つり上げ荷重の制限により，q_aは減少する．

q_yの増加には表層安定処理や表層を砕石置換などにより地盤の強度を増加させる方法がある．なお，本節では地盤の$q-s/D$関係にバイリニアモデルを想定し，基準強度には降伏支持力を用いた．しかし，実際の$q-s/D$関係には非線形性が見られ、調査では降伏支持力が極端に低く評価される．そのため，実務的な基準強度には，屈曲点前後の接線勾配の交点によって得られる極限支持力を用いることが有効と考えられる．

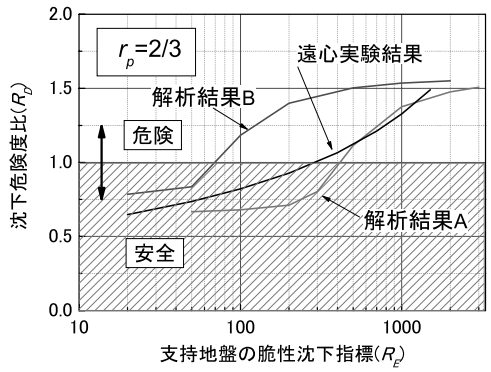


図 7-6　荷重危険度（r_p）が2/3の時の沈下危険度比（R_D）と脆性沈下指標（R_E）の関係

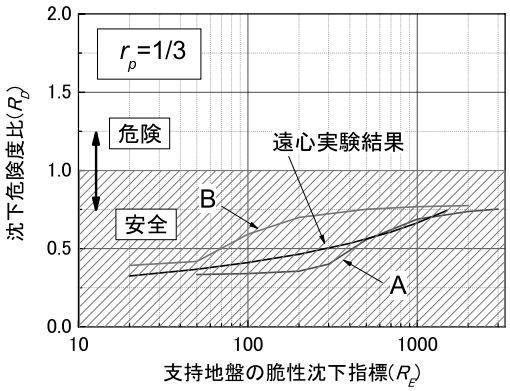


図 7-7　荷重危険度（r_p）が1/3の時の沈下危険度比（R_D）と脆性沈下指標（R_E）の関係

7.3 転倒危険性と安全の確率

情報の不確実さを考慮した移動式クレーンの転倒危険性を確率的手法により検討した．この情報とは地盤条件に関する情報（以下，地盤情報という）とクレーン作業条件に関する情報である．

地盤破壊に対する安全の確率（P_{SP}）と転倒に対する安全の確率（P_{SS}）を定義する．P_{SP}は地盤の支持力とアウトリガ載荷圧力の関係であり，強度に関する確率的な値である．P_{SS}はクレーンの安定限界における沈下量とアウトリガの発生沈下量の関係であり，急激なアウトリガの沈下を考慮した転倒の確率である．すなわち，P_{SS}は移動式クレーンの諸元，つり荷の重さ，ジブの起伏角およびジブ長等によって左右される値であり，クレーンの作業条件に依存する値である．従って，P_{SP}とP_{SS}は互いに独立した値と見なされる．

7.3.1 地盤破壊に対する安全の確率

P_{SP}は地盤に作用する荷重効果と，これに対して地盤が発揮する耐力効果の比較により求められる．荷重効果とは，アウトリガより地盤に作用する載荷圧力（q_a）である．耐力効果とは，地盤の降伏支持力（q_y）である．q_aとq_yは不確実さを有する値であり，地盤の破壊に対する安全の確率は，q_aとq_yの大小により評価される．

q_aは，移動式クレーンの規模や作業半径，つり荷の重さなどにより変動する値である．作業条件はあらかじめ決定されるものであり，これに伴って発生するq_aは一義的に定まる値である．しかし，作業中のq_aには，例えば重量目測の誤差や作業半径の誤差によりばらつきが生じる．そのためq_aは確率変量と見なされる．q_aの分布が正規分布に従う場合，その分布は式（7-14）によって表される[71]．

$$q_a(x)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma}e^{\frac{-(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \tag{7-14}$$

ここで，σはq_aの標準偏差であり，μは平均値である．

一方，地盤の降伏支持力（q_y）は，平板載荷試験による直接的調査，あるいはその他の間接的な手法により求められる値である．調査によって得られるq_yの値には不確実さが存在し，同様に確率変数とみなされる．

確率変数q_aが正規分布$N(\mu_{qa},\sigma_{qa})$に従い，確率変数q_yが同様に$N(\mu_{qa},\sigma_{qa})$に従うと仮定する．ここで，G_fを地盤破壊に関する限界状態関数[72]と定義すると，G_fの関係は式（7-15）によって表される．

$$G_f(q_y,q_a)=q_y-q_a \qquad \begin{cases} G_f(q_y,q_a)>0 & \text{安全} \\ G_f(q_y,q_a)<0 & \text{危険} \end{cases} \tag{7-15}$$

この時G_fも正規分布$N(\mu_G,\sigma_G)$に従い，その平均値μ_Gと標準偏差σ_Gは式（7-16）と（7-17）で表される．

$$\mu_G=\mu_{qy}-\mu_{qa} \tag{7-16}$$

$$\sigma_G{}^2=\sigma_{qa}{}^2+\sigma_{qy}{}^2 \tag{7-17}$$

ただし，q_aとq_yは互いに独立である．

$(G_f-\mu_G)/\sigma_G$は標準正規分布に従う．従って，地盤の破壊に対する危険の確率（P_{FP}）は式（7-18）により求められる．

$$\begin{aligned} P_{FP}&=P(q_a>q_y)=P(G_f<0) \\ &=F_G(0)=\Phi\left(\frac{0-\mu_G}{\sigma_G}\right)=\Phi\left(-\frac{\mu_G}{\sigma_G}\right) \\ &=1-\Phi\left(\frac{\mu_G}{\sigma_G}\right) \end{aligned} \tag{7-18}$$

ここで，F_Gは確率分布関数でありϕはF_Gによって表された標準正規分布関数である．μ_G/σ_Gは信頼性指標と呼ばれ，βで表される場合が多い[73]．地盤破壊に対する安全の確率（P_{SP}）は式（7-19）によって得られる．

$$P_{SP}=1-P_{FP} \tag{7-19}$$

7.3.2 転倒に対する安全の確率

移動式クレーンの転倒条件には，支持地盤の破壊による強度的な条件に加えて，支持地盤の沈下条件がある．転倒に対する安全の確率（P_{SS}）は，アウトリガの載荷圧力（q_a）によって発生する沈下量（s_a）と運動学的安定限界の沈下量（s_r）を用いて計算できる．

s_rに対するs_aの比の値は，不安定指標（I_r）に対する静的沈下危険度（r_s）の比に置き換えられる．従って，転倒に対する安全の確率の検討においては，r_sを転倒させようとする沈下条件，I_rを抵抗条件と見なすことができる．

H_fを運動学的沈下による転倒の限界状態関数と定義し，その関係を式（7-20）で表す．

$$H_f(I_r, r_s) = I_r - r_s$$
$$\begin{cases} H_f(I_r, r_s) > 0 & \text{安全} \\ H_f(I_r, r_s) < 0 & \text{危険} \end{cases} \quad (7\text{-}20)$$

H_fは正規分布$N(\mu_H, \sigma_H)$に従い，その平均値μ_Hと標準偏差σ_Hは，それぞれ式（7-21）と式（7-22）で表される．

$$\mu_H = \mu_{Ir} - \mu_{rs} \quad (7\text{-}21)$$

$$\sigma_H{}^2 = \sigma_{Ir}{}^2 + \sigma_{rs}{}^2 \quad (7\text{-}22)$$

ただし，r_sとI_rは互いに独立である．

転倒に対する危険の確率（P_{FS}）は式（7-23）によって求められる．

$$\begin{aligned} P_{FS} &= P(I_r < r_s) = P(H_f < 0) \\ &= F_H(0) = \Phi\left(\frac{0-\mu_H}{\sigma_H}\right) = \Phi\left(-\frac{\mu_H}{\sigma_H}\right) \\ &= 1 - \Phi\left(\frac{\mu_H}{\sigma_H}\right) \end{aligned} \quad (7\text{-}23)$$

ここで，F_Hは確率分布関数でありϕはF_Hにより表された標準正規分布関数である．よって，転倒に対する安全の確率（P_{SS}）は式（7-24）によって得られる．

$$P_{SS} = 1 - P_{FS} \quad (7\text{-}24)$$

（1）静的沈下危険度（r_s）の平均値と標準偏差

s_aはq_aに対する応答であり，s_aの標準偏差はq_aと同じと見なされる．s_sは静的安定限界に対応するものであり理論的解析値である．しかし，s_sは作業条件，すなわち作業半径やつり荷の重さに依存する値である．よって，s_sも不確実性を有すると見なされる．

確率変数s_aが正規分布$N(\mu_{sa}, \sigma_{sa})$に従い，確率変数s_sが$N(\mu_{ss}, \sigma_{ss})$に従うと仮定する．その結果，確率変数r_sの平均値μ_{rs}は式（7-25）により表される．

$$\mu_{rs} = \frac{\mu_{sa}}{\mu_{ss}} \quad (7\text{-}25)$$

次にr_sの標準偏差σ_{rs}を求める．式（7-3）に示したr_sは，線形な関数ではない．よって，σ_{rs}はTaylor展開による一次近似により求める．r_sをs_a及びs_aで偏微分すると，それぞれ式（7-26）と式（7-27）のように表される．

$$\frac{\partial r_s}{\partial s_a} = \frac{1}{s_s} \quad (7\text{-}26)$$

$$\frac{\partial r_s}{\partial s_s} = -\frac{s_a}{s_s{}^2} \quad (7\text{-}27)$$

次に，r_sをTaylor展開により一次近似する．その結果，式（7-28）が得られる．

$$\begin{aligned} r_s(s_a, s_s) &= r_s(\mu_{sa}, \mu_{ss}) + (s_a - \mu_{sa})\frac{\partial r_s}{\partial s_a} + (s_s - \mu_{ss})\frac{\partial r_s}{\partial s_s} \\ &= \frac{\mu_{sa}}{\mu_{ss}} + (s_a - \mu_{sa})\frac{1}{\mu_{ss}} + (s_s - \mu_{ss})\frac{-\mu_{sa}}{\mu_{ss}{}^2} \end{aligned} \quad (7\text{-}28)$$

よって，r_sの標準偏差σ_{rs}は式（7-29）で表される．

$$\begin{aligned} \sigma_{rs} &= \sqrt{E\left[\left((s_a - \mu_{sa})\frac{1}{\mu_{ss}} - (s_s - \mu_{ss})\frac{\mu_{sa}}{\mu_{ss}{}^2}\right)^2\right]} \\ &= \sqrt{\sigma_{sa}{}^2\left(\frac{1}{\mu_{ss}}\right)^2 + \sigma_{ss}{}^2\left(\frac{\mu_{sa}}{\mu_{ss}{}^2}\right)^2} \end{aligned} \quad (7\text{-}29)$$

（2）不安定指標（I_r）の平均値と標準偏差

アウトリガの沈下挙動は地盤によって異なる．この沈下挙動の違いはクレーンの運動学的な不安定指標I_rに影響を与える．このI_rを求める方法には，第6章に述べた時刻歴運動解析により求める方法と，遠心模型実験により得られたI_rと地盤条件（脆性沈下指標R_E）の関係を用いる方法がある．時刻歴転倒解析による数値シミュレーションは様々な地盤条件とクレーン条件においてI_rを計算できる手法であるが，その計算には時間を要する．そのため，多くの条件を与えてI_rの分布を計算することには困難がある．そこで本項では，実験結果より得られたI_rとR_Eの近似関係のモデルを用いて，I_rの平均値及び標準偏差の計算方法を示す．

転倒実験により式（7-30）の関係が近似的に得られた．この関係は移動式クレーンの動的な不安定化と地盤条件を関連づけるモデルである．

$$I_r = a \log R_E + b \quad (7\text{-}30)$$

ここで，R_Eは式（7-10）に示した脆性沈下指標である．実験より得られた定数aとbはそれぞれ−0.31と1.43であった．これらの値はクレーン条件や地盤条件によ

って変動する値である（7.2.2節の**図7-4**参照）．

確率変数K_oが$N(\mu_{ko}, \sigma_{ko})$に従い，確率変数K_yが$N(\mu_{ky}, \sigma_{ky})$に従う時，I_rの平均値μ_{Ir}と標準偏差σ_{Ir}は次のように求められる．式（7-30）に式（7-10）を代入すると式（7-31）が得られる．

$$\begin{aligned} I_r &= a\log R_E + b \\ &= a(\log K_0 - \log K_y) + b \end{aligned} \tag{7-31}$$

I_rを変数K_oとK_yで偏微分すると，それぞれ式（7-32）と式（7-33）の関係が得られる．

$$\frac{\partial I_r}{\partial K_0} = \frac{a}{K_0} \tag{7-32}$$

$$\frac{\partial I_r}{\partial K_y} = -\frac{a}{K_y} \tag{7-33}$$

次に，式（7-31）をテイラー展開（一次近似）し，式（7-32）と式（7-33）の関係を代入する．その結果，式（7-34）の関係が得られる．

$$\begin{aligned} I_r(K_0, K_y) &= I_r(\mu_{K0}, \mu_{Ky}) + (K_0 - \mu_{K0})\frac{\partial Ir_s}{\partial K_0} + (K_y - \mu_{Ky})\frac{\partial I_r}{\partial K_y} \\ &= \left(a\log\frac{\mu_{K0}}{\mu_{Ky}} + b\right) + (K_0 - \mu_{K0})\frac{a}{\mu_{K0}} + (K_y - \mu_{Ky})\frac{-a}{\mu_{Ky}} \end{aligned} \tag{7-34}$$

よって，I_rの平均μ_{Ir}と標準偏差σ_{Ir}は，それぞれ式（7-35）と式（7-36）で表される．

$$\begin{aligned} \mu_{Ir} &= a\log\mu_{RE} + b \\ &= a\log\left(\frac{\mu_{K0}}{\mu_{Ky}}\right) + b \end{aligned} \tag{7-35}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{Ir} &= \sqrt{E\left[\left((K_0 - \mu_{K0})\frac{a}{\mu_{K0}} + (K_y - \mu_{Ky})\frac{-a}{\mu_{Ky}}\right)^2\right]} \\ &= \sqrt{{\sigma_{K0}}^2\left(\frac{a}{\mu_{K0}}\right)^2 + {\sigma_{Ky}}^2\left(\frac{a}{\mu_{Ky}}\right)^2} \end{aligned} \tag{7-36}$$

ただし，K_oとK_yは互いに独立である．

7.4 転倒に対する安全の確率の事例的検討

移動式クレーンの転倒に対する安全の確率を検討する．本節ではクレーンと地盤に任意な条件を与えて実施した事例解析の結果に基づいて，クレーンの転倒防止条件を検討する．

7.4.1 計算に使用したパラメータ

計算に用いる確率変数はアウトリガフロートの載荷圧力（q_a）と地盤条件（K_o, K_y, q_y, s_a）である．事例的検討に用いた各パラメータの設定条件を以下に示す．

（1）クレーンの作業条件

モデルとした移動式クレーンは，つり上げ荷重が20トン級のホイールクレーンである．作業条件は，ジブ長が20m，ジブ起伏角が60度，つり荷の重さが50kNである．クレーンの作業条件を**表7-2**に示す．

機体重量は200kNとし，1個当たりのアウトリガフロート面積は0.25m^2（0.5m×0.5m）を仮定した．アウトリガフロートの載荷圧力の平均値は，つり荷を含む総重量が2つのアウトリガに均等に作用すると仮定して求めた．なお，q_aとs_sの変動係数（=標準偏差/平均値）には0.1を仮定した．この値は，クレーン作業における重量目測や作業半径等の情報が，地盤情報に比べて高い確度で把握されることを仮定して与えた．

表 7-2　クレーンの作業条件の正規分布パラメータ

	平均値(μ)	標準偏差(σ)
アウトリガ載荷圧力(q_a)	μ_{qa}=500kPa	σ_{qa}=50kPa
静的安定限界の沈下量(s_s)	μ_{ss}=200mm	σ_{ss}=20mm

表 7-3　地盤条件の正規分布パラメータ

	平均値(μ)	標準偏差(σ)
地盤反力係数(K_0)	μ_{K0}=5MPa	σ_{K0}=1MPa
降伏後の地盤反力係数(K_y)	μ_{Ky}=10kPa	σ_{Ky}=5kPa
降伏支持力(q_y)	μ_{qy}=600kPa	σ_{qy}=200kPa
q_aによる沈下量(s_a)	μ_{sa}=50mm	σ_{sa}=15mm

（2）地盤条件の仮定

地盤条件のパラメータは**表7-3**の通り仮定して与えた．各地盤パラメータの平均値はクレーンの重量を支持できる強度に設定した．平均値の比較による地盤破壊危険度（r_p）は0.83であり，脆性沈下指標（R_E）は500である．松尾[74]は地盤調査において得られたN値の変動係数（=標準偏差/平均値）が0.2～0.4の範囲にあることを示している．本検討では変動係数をその中間値

である0.3程度とし，各地盤パラメータに一律の標準偏差を与えた．なお，K_yの変動係数には0.5を与え，支持力試験に見られた相対的に大きなばらつきの発生が定性的に考慮した．

7.4.2 地盤破壊と転倒に対する安全の確率の計算

地盤破壊に対する安全の確率（P_{SP}）と転倒に対する安全の確率（P_{SS}）の計算を以下に示す．

（1）地盤破壊に対する安全の確率（P_{SP}）

与条件を式(7-16)と式(7-17)に代入すると，μ_Gとσ_Gがそれぞれ式(7-37)と式(7-38)の通り得られる．

$$\begin{aligned}\mu_G &= \mu_{qy} - \mu_{qa} \\ &= 600 - 500 \\ &= 100 > 0\end{aligned} \tag{7-37}$$

$$\begin{aligned}{\sigma_G}^2 &= {\sigma_{qa}}^2 + {\sigma_{qy}}^2 \\ &= 50^2 + 200^2 \\ &= 206.155^2\end{aligned} \tag{7-38}$$

次に，得られたμ_Gとσ_Gを式（7-18）に代入する．その結果，地盤破壊に対する危険の確率（P_{FP}）が式（7-39）の通り得られ，その安全の確率（P_{SP}）は，式（7-40）によって表される．

$$\begin{aligned}P_{FP} &= P(q_y < q_a) = P(G_f < 0) \\ &= F_G(0) = \Phi\left(\frac{0-\mu_G}{\sigma_G}\right) = \Phi\left(-\frac{\mu_G}{\sigma_G}\right) \\ &= 1 - \Phi\left(\frac{\mu_G}{\sigma_G}\right) \\ &= 1 - \Phi\left(\frac{100}{206.155}\right) \\ &= 0.314\end{aligned} \tag{7-39}$$

$$\begin{aligned}P_{SP} &= 1 - P_{FP} \\ &= 0.686\end{aligned} \tag{7-40}$$

（2）転倒に対する安全の確率（P_{SS}）

転倒に対する危険の確率（P_{FP}）及び転倒に対する安全の確率（P_{SS}）を計算する．与条件を式(7-35)と式(7-36)に代入する．その結果，I_rの平均値μ_{Ir}と標準偏差σ_{Ir}はそれぞれ式(7-41)と式(7-42)の通り得られる．

$$\begin{aligned}\mu_{Ir} &= -0.31\log\mu_{RE} + 1.43 \\ &= -0.31\log\left(\frac{\mu_{K0}}{\mu_{Ky}}\right) + 1.43 \\ &= -0.31\log\left(\frac{5000}{10}\right) + 1.43 \\ &= 0.593\end{aligned} \tag{7-41}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Ir} &= \sqrt{{\sigma_{K0}}^2\left(\frac{a}{\mu_{K0}}\right)^2 + {\sigma_{Ky}}^2\left(\frac{a}{\mu_{Ky}}\right)^2} \\ &= \sqrt{1000^2 \times \left(\frac{-0.31}{5000}\right)^2 + 5^2 \times \left(\frac{-0.31}{10}\right)^2} \\ &= 0.167\end{aligned} \tag{7-42}$$

次に，与条件を式（7-25）と（7-29）に代入する．その結果，r_sの平均値μ_{rs}と標準偏差σ_{rs}はそれぞれ式（7-43）と式（7-44）の通り求められる．

$$\begin{aligned}\mu_{rs} &= \frac{\mu_{sa}}{\mu_{ss}} \\ &= \frac{50}{200} \\ &= 0.250\end{aligned} \tag{7-43}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{rs} &= \sqrt{{\sigma_{sa}}^2\left(\frac{1}{\mu_{ss}}\right)^2 + {\sigma_{ss}}^2\left(\frac{\mu_{sa}}{{\mu_{ss}}^2}\right)^2} \\ &= \sqrt{15^2\left(\frac{1}{200}\right)^2 + 20^2\left(\frac{50}{200^2}\right)^2} \\ &= 0.079\end{aligned} \tag{7-44}$$

得られたμ_{rs}とμ_{Ir}ならびにσ_{rs}とσ_{Ir}を，式（7-21）と式（7-22）に代入する．その結果，限界状態関数H_fの平均値μ_Hと標準偏差σ_Hが，それぞれ式（7-45）と式(7-46)の通り得られる．

$$\begin{aligned}\mu_H &= \mu_{Ir} - \mu_{rs} \\ &= 0.5933 - 0.250 \\ &= 0.3433 > 0\end{aligned} \tag{7-45}$$

$$\begin{aligned}{\sigma_H}^2 &= {\sigma_{Ir}}^2 + {\sigma_{rs}}^2 \\ &= 0.167^2 + 0.079^2 \\ &= 0.185^2\end{aligned} \tag{7-46}$$

次に，μ_Hとσ_Hを式（7-23）に代入する．これにより，転倒に対する危険の確率（P_{FS}）が，式（7-47）の通り求められる．その結果，転倒に対する安全の確率（P_{SS}）は式（7-48）の通り求められる．

$$
\begin{aligned}
P_{FS} &= P(I_r < r_s) = P(H_f < 0) \\
&= F_H(0) = \Phi\left(\frac{0-\mu_H}{\sigma_H}\right) = \Phi\left(-\frac{\mu_H}{\sigma_H}\right) \\
&= 1-\Phi\left(\frac{\mu_H}{\sigma_H}\right) \\
&= 1-\Phi\left(\frac{0.343}{0.185}\right) \\
&= 0.032
\end{aligned}
\tag{7-47}
$$

$$
\begin{aligned}
P_{SS} &= 1-P_{FS} \\
&= 0.968
\end{aligned}
\tag{7-48}
$$

式（7-40）と式（7-48）を比較すると，与条件ではP_{SP}<P_{SS}であることがわかる．

7.4.3 信頼性指標と載荷圧力の関係

地盤破壊に対する危険の確率（P_{FP}）と転倒に対する危険の確率（P_{FS}）を任意な値に設定し，この条件を同時に満足できるアウトリガ載荷圧力（q_a）を求める．本計算では，P_{FP}とP_{FS}には信頼性指標（μ_G/σ_G）の値が2となるように0.02を与えた．

（1）地盤破壊に対する危険の確率（P_{FP}）からの検討

7.3.1項で与えた条件に基づいて，P_{FP}に関する検討を行う．P_{FP} =0.02を満足するP_{FP}は式（7-49）で表される．

$$
P_{FP}(q_y - q_a < 0) < 0.02 \tag{7-49}
$$

P_{FP} =0.02となるときの信頼性指標（μ_G/σ_G）の値は2である．P_{FP} は式（7-50）の通り表される．

$$
\begin{aligned}
&1-0.02 = 0.98 = \Phi(2) \\
&P_{FP} = 1-\Phi\left(\frac{\mu_G}{\sigma_G}\right) < 0.02
\end{aligned}
\tag{7-50}
$$

信頼性指標（μ_G/σ_G）の値が2となる条件のμ_{qa}は，式（7-16）と式（7-17）に示した関係を用いて計算する．その計算方法は，式（7-51）の通りである．

$$
\frac{\mu_G}{\sigma_G} = \frac{\mu_{qy} - \mu_{qa}'}{\sqrt{{\sigma_{qy}}^2 + {\sigma_{qa}'}^2}} > 2 \tag{7-51}
$$

ここで，q_aの変動係数（V_{qa}）は，その値が一定であることを仮定する．その結果，V_{qa}は式（7-52）の通り得られる．

$$
\begin{aligned}
V_{qa} &= \frac{\sigma_{qa}}{\mu_{qa}} \\
&= \frac{50.000}{500.000} \\
&= 0.100
\end{aligned}
\tag{7-52}
$$

式（7-52）で得られたV_{qa}の値をμ_{qa}'/σ_{qa}'に用いてσ_{qa}'の関係を導き，式（7-51）に代入する．その結果，P_{FP} <0.02におけるアウトリガ載荷圧力の平均値（μ_{qa}'）は，式（7-53）の通り得られる．

$$
\begin{aligned}
&\frac{600-\mu_{qa}'}{\sqrt{(0.1\mu_{qa}')^2 + 200^2}} > 2 \\
&\mu_{qa}' < 198.04\ kPa
\end{aligned}
\tag{7-53}
$$

（2）転倒に対する危険の確率（P_{FS}）からの検討

次に，沈下条件に関する検討を同様に行う．与条件より，沈下に対する危険の確率（P_{FS}）がP_{FS}<0.02となる条件は式（7-54）によって表される．

$$
P_{FS}(I_r - r_s < 0) < 0.02 \tag{7-54}
$$

P_{FS}=0.02の時の信頼性指標（μ_H/σ_H）の値は，前述の通り2であり，P_{FS}の関係は式（7-55）の通り表される．

$$
\begin{aligned}
&1-0.02 = 0.98 = \Phi(2) \\
&P_{FS} = 1-\Phi\left(\frac{\mu_H}{\sigma_H}\right) < 0.02
\end{aligned}
\tag{7-55}
$$

μ_H/σ_Hの比が2の時のr_sの平均値を（μ_{rs}'）とする．その結果，μ_H/σ_Hは，式（7-21）と式（7-22）の関係を用いて式（7-56）の通り表される．

$$
\frac{\mu_H}{\sigma_H} = \frac{\mu_{Ir} - \mu_{rs}'}{\sqrt{{\sigma_{Ir}}^2 + {\sigma_{rs}'}^2}} > 2 \tag{7-56}
$$

ここで，σ_{rs}'はr_sの変動係数（V_{rs}）の値が，一定であることを仮定し，V_{rs}は式（7-57）の通り求められる．

$$
\begin{aligned}
V_{rs} &= \frac{\sigma_{rs}}{\mu_{rs}} \\
&= \frac{0.079}{0.250} \\
&= 0.316
\end{aligned}
\tag{7-57}
$$

よって，式（7-57）の関係からσ_{rs}'を求め，これを式（7-56）に代入する．その結果，P_{FS}<0.02の時の静的沈下の危険の確率の平均値（μ_{rs}'）による関係が，式

(7-58) の通り得られる．

$$\begin{aligned}&\frac{0.593-\mu_{rs}'}{\sqrt{(0.167)^2+(0.316\mu_{rs}')^2}}>2\\&\mu_{rs}'<0.229\end{aligned}\qquad(7\text{-}58)$$

この μ_{rs}' の値は，式（7-25）に示した関係を同時に満足する．よって，μ_{rs}' とこの時の沈下量（μ_{sa}'）には，式（7-59）の関係が成り立つ．

$$\begin{aligned}\mu_{rs}'&=\frac{\mu_{sa}'}{\mu_{ss}}\\&=0.229\\\mu_{sa}'&=0.229\times\mu_{ss}\end{aligned}\qquad(7\text{-}59)$$

一方，与条件における静的沈下に対する危険の確率（μ_{rs}）は，式（7-43）に得られており，この μ_{rs}の時の沈下量（μ_{sa}）は式（7-60）で得られる．

$$\begin{aligned}\mu_{rs}&=\frac{\mu_{sa}}{\mu_{ss}}\\&=0.250\\\mu_{sa}&=0.250\times\mu_{ss}\end{aligned}\qquad(7\text{-}60)$$

さらに，μ_{sa}と μ_{sa}' の比をとると，式（7-61）が得られる．

$$\begin{aligned}\frac{\mu_{sa}'}{\mu_{sa}}&=\frac{0.229}{0.250}\\&=0.916\end{aligned}\qquad(7\text{-}61)$$

アウトリガの沈下量は，作用する荷重の増大に伴って増加する値である．従って，式（7-61）で得られた沈下量の比の値は，P_{FS}<0.02を満足させるために必要な平均沈下量の低減割合を意味する．

ここで，μ_{sa}' および μ_{sa}が荷重－沈下関係の初期直線関係に位置することは明らかである．すなわち，アウトリガの沈下量と載荷応力の間には比例関係が成り立つ．従って，式（7-61）の低減割合は載荷応力 μ_{sa}' と μ_{sa}の関係に当てはめられ，その関係は式（7-62）の通り得られる．

$$\begin{aligned}\frac{\mu_{qa}'}{\mu_{qa}}&=0.916\\\mu_{qa}'&=0.916\times500\\&=458(kPa)\end{aligned}\qquad(7\text{-}62)$$

よって，転倒に対する危険の確率（P_{FS}）が，P_{FS}<0.02を満足させるために必要な載荷圧力（μ_{qa}'）は μ_{qa}' <458kPaとなる．

支持地盤の沈下による転倒の危険の確率が0.02以下となる条件を，地盤破壊に対する危険の確率（P_{FP}）と転倒に対する危険の確率（P_{FS}）に与えて計算を行った．その結果，2つのアウトリガ載荷圧力の平均値が得られた．一つは，P_{FP}<0.02の条件から得られた μ_{qa}<198kPaである．もう一つは，P_{FS}<0.02の条件から得られた μ_{qa}' <458kPaである．

$$\begin{cases}\mu_{qa}'<198(kPa) & ----\text{地盤破壊に対する危険の確率}(P_{FP})\\\mu_{qa}'<458(kPa) & --\text{運動学的沈下に対する危険の確率}(P_{FS})\end{cases}$$

地盤破壊と転倒に対する両方の危険の確率が同時に0.02未満にするためには，P_{FP}の結果に基づいて，アウトリガフロートの載荷圧力（q_a）を198(kPa）未満に設定しなければならない．

転倒防止対策は μ_{qa}<198kPaの結果をもとに検討できる．その方法は，与条件のアウトリガ接地圧力500kPaを198kPa未満に低減させることである．この載荷圧力の低減割合は0.396倍（=198/500.0）である．よって，アウトリガフロートの下に設置する敷き鉄板の大きさは，フロート面積の2.53倍（=1/0.396倍）より大きな面積であればよい．

アウトリガフロートが一辺50cmの正方形である場合，その面積は0.250m^{2}である．この2.53倍の面積は0.633m^{2}である．よって本事例の場合は，0.8m×0.8mの剛な敷き板を設置することにより問題は解決される．

7.4.4 転倒危険度（D_{oT}）と転倒に対する安全の確率（P_S）の比較

(1) 確定値に基づく評価と不確実さを考慮した評価の比較

7.4.2項に示した事例について，確率的に求めた解析結果と7.2.1項に示した危険度の解析結果を比較する．地盤破壊危険度（r_p）は式（7-63）の通り計算される．

$$\begin{aligned}r_p&=\frac{q_a}{q_y}\\&=\frac{500}{600}\\&=0.833\end{aligned}\qquad(7\text{-}63)$$

運動学的沈下危険度（r_k）は式（7-4）の関係を有し，r_Sと I_rは式（7-64）と式（7-65）の通りである．

$$\begin{aligned}r_s&=\frac{s_a}{s_s}\\&=\frac{50}{200}\\&=0.25\end{aligned}\qquad(7\text{-}64)$$

$$I_r = -0.31\log\left(\frac{5000}{10}\right)+1.43 = 0.593 \quad (7\text{-}65)$$

よって，r_kの値は

$$r_k = \frac{r_s}{I_r} = \frac{0.250}{0.593} = 0.422 \quad (7\text{-}66)$$

と求められる．

表7-4　危険度と危険の確率を比較した例

	危険度	危険の確率，(安全の確率)
地盤破壊	r_p=0.833	P_{FP}=0.314 ，(P_{SP}=0.686))
転倒	r_k=0.422	P_{FS}=0.032 ，(P_{SS}=0.968)

表7-4は与条件において計算された危険度と危険の確率の比較を示す．地盤破壊については，危険度が0.833（<1）の場合においても，0.314の危険の確率が存在し，必ずしも低い値とはならない．この時の転倒については，危険度が0.422の場合に，危険の確率は0.032となり，値は非常に小さい．危険度の値と危険の確率の値が大きく異なる数値を示した理由は，2つの数値の持つ意味が異なるためである．危険度の値は力学的な安定限界に対する近接割合を意味するものであり，P_Fの値は不確実さを考慮した危険の確率を意味するためである．

（2）支持力安全率の違いが転倒に対する安全の確率（P_s）に与える影響

接地圧力の低減による転倒防止効果について考察する．危険度と危険の確率の比較より以下のことが明らかになった．

1）r_k<1は転倒防止のための対策条件ではなく，力学的な安定限界に対する近接状態を示している．
2）従って，r_k<1に基づくクレーンの不安定性評価には安全に対する不確実さが考慮されておらず，r_k=1を閾値として得られる評価は必ずしも安全とは言えない．
3）現場におけるクレーン作業を一時的な業務と考えると，クレーンは短期的安定問題と見ることができる．
4）しかし，労働者の立場から考えるとクレーン作業は様々な現場において実施する継続的業務であり，長期的安定問題とも見なされる．従って，その安定性評価には高いレベルの信頼性が必要とされる．
5）実用的な側面を考えると，クレーン現場毎に複雑な評価を行うことは難しい．簡易な評価方法により対策の要否と目標が判断できる必要がある．

本項では，7.2.2項に提案したr_p=1/3に基づく設置によって得られる安全の確率を示し，その有効性を考察する．

表7-3に示したパラメータの変動係数が一定であることを仮定しr_p=1/3における地盤破壊に対す安全の確率を求める．r_p=1/3の場合は，アウトリガの載荷圧力の平均値（μ_{qa}）が200kPaであり，その標準偏差（σ_{qa}）は20kPaである．よって地盤破壊に関する限界状体関数（G_f）の平均値（μ_G）と標準偏差（σ_G）は，それぞれ式（7-67）と式（7-68）の通り得られる．

$$\mu_G = \mu_{qy} - \mu_{qa} = 600 - 200 = 400 > 0 \quad (7\text{-}67)$$

$$\sigma_G{}^2 = \sigma_{qy}{}^2 + \sigma_{qa}{}^2 = 200^2 + 20^2 = 200.998^2 \quad (7\text{-}68)$$

地盤破壊に対する危険の確率（P_{FP}）は，式（7-69）の通り得られ，安全の確率（P_{SP}）は式（7-70）の通りである．

$$P_{FP} = 1-\phi\left(\frac{\mu_G}{\sigma_G}\right) = 1-0.9767 = 0.023 \quad (7\text{-}69)$$

$$P_{SP} = 1-P_{FP} = 0.977 \quad (7\text{-}70)$$

同様にして転倒に対する危険の確率（P_{FS}）を求める．q_aとs_aには比例関係が存在することを仮定する．その結果，沈下量の平均値（μ_{sa}）は20mmとなり，その標準偏差（σ_{sa}）は6mmである．従って，静的沈下危険度（r_s）の平均値（μ_{rs}）と標準偏差（σ_{rs}）は，それぞれ式（7-71）と式（7-72）の通り得られる．

$$\mu_{rs} = \frac{\mu_{sa}}{\mu_{ss}} = \frac{20}{200} = 0.10 \quad (7\text{-}71)$$

$$\sigma_{rs} = \sqrt{\sigma_{sa}{}^2\left(\frac{1}{\mu_{ss}}\right)^2 + \sigma_{ss}{}^2\left(\frac{\mu_{sa}}{\mu_{ss}{}^2}\right)^2} = \sqrt{6^2\left(\frac{1}{200}\right)^2 + 20^2\left(\frac{20}{200^2}\right)^2} = 0.032 \quad (7\text{-}72)$$

運動学的沈下による転倒の限界状体関数（H_f）の平均値（μ_H）と標準偏差（σ_H）は，式（7-73）と式（7-74）の通り得られる．

$$\begin{aligned}\mu_H &= \mu_{Ir} - \mu_{rs} \\ &= 0.593 - 0.100 \\ &= 0.493\end{aligned} \tag{7-73}$$

$$\begin{aligned}{\sigma_H}^2 &= {\sigma_{Ir}}^2 + {\sigma_{rs}}^2 \\ &= 0.167^2 + 0.032^2 \\ &= 0.170^2\end{aligned} \tag{7-74}$$

以上より，転倒に対する危険の確率（P_{FS}）と，その安全の確率は次のように求められる．

$$\begin{aligned}P_{FS} &= 1 - \phi\left(\frac{\mu_H}{\sigma_H}\right) \\ &= 0.002\end{aligned} \tag{7-75}$$

$$\begin{aligned}P_{SS} &= 1 - P_{FS} \\ &= 0.998\end{aligned} \tag{7-76}$$

r_pと脆性沈下指標（R_E）の違いがP_{SP}に与える影響を事例計算により比較した．計算結果を**表7-5**に示す．r_pの値には1/3と2/3を与えた．なお，r_pの逆数は支持力安全率（F_S）を意味する．R_Eの値には500と2000を与え，緩慢な沈下と急激な沈下の発生条件を比較した．

表7-5 転倒に対する安全の確率（P_{SS}）に与える地盤支持力安全率（F_S）と脆性沈下指標（R_E）の影響

地盤支持力安全率 (F_s=1/r_p)	脆性沈下指標(R_E)	地盤破壊に対する安全の確率(P_{SP})	転倒に対する安全の確率 (P_{SS})
1.5	500[1)]	0.837	0.968
	2000[2)]		0.802
3.0	500[1)]	0.977	0.998
	2000[2)]		0.984

1) R_E=500 は I_r =0.6に対応する．延性的な破壊による緩慢なアウトリガ沈下の発生を考慮.
2) R_E=2000 はI_r=0.4に対応する.脆性的な破壊による急激なアウトリガ沈下の発生を考慮.

r_p=1/3の場合は支持力安全率（F_S）の値が3の場合に相当し，この値は基礎の設計において長期的な安全率として用いられる．P_{SP}は0.977である．この時のP_{SS}の値はR_Eによって差が現れる．緩慢な沈下を想定したR_E=500ではP_{SS}の値が0.998である．しかしながら，急激な沈下を想定したR_E=2000の場合はP_{SS}が0.984に減少する．なお，2つのP_{SS}の値はP_{SP}の値よりも大きい．

r_p=2/3の場合はF_S=1.5に相当し、この値は短期的な支持力安全率である．F_S=1.5は移動式クレーンの設置時における地盤支持力の検討に使用が見られる．P_{SP}は0.837であり，F_S=3の場合に比べて大きな減少が見られる．R_E=500におけるP_{SS}の値は0.968であり比較的高い値を示す．しかしながら，R_E=2000ではP_{SS}=0.802となりその値はP_{SS}<P_{SP}である．従って，F_S=1.5による設置時には，転倒に対する安全の確率は大きく減少することがわかった．

以上より，アウトリガ載荷圧力を降伏支持力の1/3，すなわち支持力安全率を3に設定することにより，転倒に対する安全の確率は高い値が得られることがわかった．なお，安全性評価については未解明な問題も残されている．その問題とは，評価に用いる地盤情報とクレーン情報の不確実さに関する事項，ならびに安全性を判断するための閾値である．とりわけ，信頼性指標については，実務的見地から労働者の安全確保に必要な閾値と考えられ，今後明らかにされる必要がある．

7.5 第7章のまとめ

本章では移動式クレーンの転倒危険度と転倒に対する安全の確率の検討を行った．その結果，次の事項が明らかになった．

1）地盤破壊危険度（r_p）と運動学的転倒危険度（r_k）を解析した．その結果，転倒はr_p>r_k=1の条件で発生し，最も急激な沈下の発生による動的転倒時にはr_pとr_kの値がほぼ等しくなることが実験より明らかになった．
2）地盤の荷重沈下関係から，降伏後の接線勾配（K_y）に対する初期勾配（K_o）の比を脆性沈下指標（R_E）と定義し，R_Eと不安定指標（I_r）の関係を調査した．転倒実験より得られた結果はR_E>20の範囲において，I_rがR_Eの常用対数に対してほぼ直線的に減少することを示した．この関係は，時刻歴運動解析によっても確認された．
3）r_p=1における静的沈下危険度（r_{ko}）に対する運動学的沈下危険度（r_k）の比を沈下危険度比（R_D）と定義し，動的沈下発生時において静的沈下発生時と同程度のr_{so}を得るために必要な接地圧力を調べた．その結果，基礎の設計に用いられる支持力の短期安全率1.5（r_p=2/3）を設定した場合には，R_D>1となる

R_Eの存在が明らかになった．一方，長期安全率3.0（r_p=1/3）の場合には，R_Eの値によらずR_D<1となる．従って，支持力安全率3による設置により，沈下による発生危険度は静的沈下時と同レベル以下に抑止できることがわかった．

4）転倒に対する危険の確率（P_{FS}）ならびに安全の確率（P_{SS}）の検討を行った．この検討では，アウトリガの載荷圧力（q_a），地盤の降伏支持力（q_y），初期接線勾配（K_o）ならびに降伏後の接線勾配（K_y）が有する不確実さを考慮した．

5）P_{SP}は地盤破壊に対する限界状体関数（G_f）がG_f>0となる確率の和である．G_fは耐力効果であるq_yから荷重効果であるq_aを引いた差である．P_{SS}は転倒に関する限界状体関数（H_f）が，H_f>0となる確率の和である．H_fは抵抗効果である不安定指標（I_r）から沈下効果である（r_s）を引いた差である．I_rとR_Eの関係は実験的に得られた近似式によって考慮した．

6）r_pの値を減少させること，すなわち支持力安全率（F_S）の値を増加させることによって，転倒に対する安全の確率（P_{SP}）の値は大きくなる．沈下危険度比（R_D）とP_Sの検討より，F_S=3に基づくアウトリガの設置，すなわちアウトリガ載荷圧力を降伏支持力の1/3とする設置は，転倒に対する危険を減少させ，災害防止上有効なことがわかった．

7）地盤の降伏支持力を地盤調査によって求め，これに対して地盤に作用する接地圧力の値が1/3になるように覆工板を設置することが，転倒防止に必要とされる対策といえる．なお，大型クレーンについては，覆工板の敷設による対策では十分でない条件も考えられ，この場合は地盤の安定処理なども必要となる．また，覆工板の設置についてはその調達が必ずしも容易ではない場合や，作業上設置が困難な場合もある．そのため，より簡易なアウトリガの変位抑止対策の検討が必要である．転倒防止対策については今後の検討課題である．

8）確率の計算に用いる地盤条件とクレーン条件の不確実さ，ならびに安全性評価において用いられるべき信頼性指標の値（閾値）については未解明な問題が残されており，今後明らかにされる必要がある．

8. 結　論

8.1　概説

本研究は支持地盤の不安定性による移動式クレーンの転倒防止を目的に実施した．本研究の主題は，設置地盤の支持力とその沈下特性を明らかにすること，ならびに支持地盤の沈下特性によって異なる移動式クレーンの転倒メカニズムを明らかにすること，さらに地盤工学的な転倒危険性を明らかにすること，そして地盤設置における安全要件を提案することである．

本研究を行った背景には，アウトリガーの沈下防止対策法が比較的容易であるにもかかわらず，その対策があまり講じられていないことがあった．また，沈下対策が講じられない背景には，地盤支持力に対する過信や判断の誤りが見られた．

設置地盤の支持力調査は，目視や踏査により経験的に安定性評価される場合が多い．しかし，アウトリガーの載荷圧力は1MPaを超える場合も存在する．すなわち，経験的な判断により設置地盤の安定性を評価することは困難と言える．また，一見強固な地盤は急激な沈下を引き起こす場合があり，安定性は地盤の強度に加えて沈下特性の考慮が必要とされる．

沈下による転倒を防止するためには，対策の必要性を明らかにすることが重要である．すなわち，支持地盤の特性を考慮した転倒危険性の評価が必要である．その理由は，設置地盤の転倒危険性を解明することは，必要な対策のレベルの選択を可能にするためである．本章では，本安全資料のまとめとして，各章で得られた知見を要約する．

8.2　各章の要約

8.2.1　第1章の要約

第1章は序論であり，本研究の背景，目的ならびに構成が述べられている．主な内容は，次の通りである．

1）日本における労働災害の発生状況，移動式クレーンの種類，ならびに移動式クレーンの稼働状況に関する調査結果を示した．建設機械や移動式クレーンは使用が拡大しており，災害数も多いことを述べている．
2）国内外の関連安全規則のうち，移動式クレーンの転倒防止に対する各国（アメリカ，イギリス，オーストラリア，ISO）の規則を調査した．各国に共通して，設置地盤には水平堅固の確保が条件として述べられていることがわかった．しかし，設置地盤に必要とされる支持力条件については，明確な規定の存在が見られなかった．
3）既往の研究に関する調査結果を示した．支持地盤の破壊，すなわちアウトリガー沈下を考慮した移動式クレーンの不安定性については，未解明な問題として残されており，本研究の必要性が確認された．
4）移動式クレーンに関する地盤工学的な問題点と本研究の構成が述べられている．

8.2.2 第2章の要約

第2章では，過去の災害事例に基づく調査結果と転倒原因の考察が述べられている．アウトリガーの設置条件，ならびにつり上げ作業の条件に関する調査を基に，移動式クレーンの転倒に占める地盤工学的な要因を検討した．主な内容は次の通りである．

1）地盤上に設置された移動式クレーンの転倒が，災害の約半数を占めた．
2）アウトリガーの沈下が，少なくとも転倒の約1/4において見られた．
3）つり荷の質量はクレーン等安全規則で定める定格荷重よりも軽いにもかかわらず転倒した事例が，約2割見られた．
4）クレーン設置地盤に対する接地圧力が1MPaを上回る場合が見られた．

8.2.3 第3章の要約

第3章では，クレーン設置地盤の支持力と地盤内における変形分布について，実験的な調査結果が述べられている．クレーンが不飽和な地盤表面に直接設置される条件を考慮して，実験試料には関東ロームを用いた．関東ロームにより作製した一様地盤と表層固結地盤において支持力実験を実施した．主な内容は次の通りである．

1）関東ロームの一様地盤における支持力実験より，載荷圧力（q）と沈下比（s/D）の関係には明確なピークが現れないことがわかった．qがp_c以下の範囲

では$q-s/D$関係に直線関係が見られる．qがp_cを上回ると曲線上には屈曲点が現れ，それ以降のs/D増分に対するq増分は，初期部分に比べて大きな減少が発生する．

2）フーチングの沈下に伴って発生が見られた地盤内の変形は，フーチングの直下に集中して見られた．発生変位には，鉛直下方向成分の卓越が見られた．また，地盤表面には膨れ上がりや亀裂は見られず，パンチングせん断的な破壊の発生を確認した．

3）地盤内の変形を観察した結果，設置地盤の調査は少なくとも深さ1m程度（D=50cmの場合）の範囲について必要である．

4）表層固結地盤の支持力実験では，フーチング径（D）と表層条件に異なる条件を与えて実施し，結果の比較を行った．表層条件には，せん断強度（q_{ud}）と表層厚（H）が異なる条件の組み合わせを設定した．H/Dの増加に伴って，極限支持力は増加することがわかった．また，極限支持力の増加割合はq_{ud}の値が高いほど，大きくなることがわかった．

5）表層固結地盤の極限支持力の計算方法を検討した．固結した表層内に発生を想定したすべり面上において，せん断力の合計の鉛直成分より計算した。この計算方法を仮想すべり面法と呼ぶ．実験的に得られた極限支持力を，支持力の解析値と比較した．

6）仮想すべり面法により得られた極限支持力の解析値（q_{yc}）は，実験値（q_y）と良い適合が見られた．q_{yc}は，テルツァーギ式及び下層分散法の組み合わせによって得られる解析値に比べて，実験値との一致度が高いことを明らかにした．また，q_{yc}とq_yの適合範囲は300から2000kPaと広範囲であることがわかった．また，α=30度とすると解析値はほぼ安全側に得られることがわかった．なお，q_{yc}の推定には表層の厚さ（H）とせん断強度（c）の値が必要であり，サウンディングの際に調査する必要がある．

8.2.4 第4章の要約

第4章では，移動式クレーンの理論的な二つの安定限界が述べられている．一方は静的安定限界であり，もう一方は動的安定限界である．本章の概要は次の通りである．

1）静的安定限界とは，アウトリガーの沈下を考慮した静的に釣合うクレーンの限界である．動的安定限界とは，アウトリガーの急激な沈下に自由落下の発生を仮定して求める動的限界の理論値である．移動式クレーン実機での作業条件をモデルに静的安定限界と動的安定限界を解析し，それぞれの安定限界におけるアウトリガーの沈下量を比較した．

2）解析の結果，動的転倒に必要な沈下量（h_d）と静的転倒に必要な沈下量（h_s）は作業条件によって異なることが明らかになった．

3）定格荷重をつり上げた異なる作業条件について，作業半径とh_dおよびh_sの関係を調べた．作業条件には，ジブ長とアウトリガー張り出し幅（b）の影響を検討した．その結果，h_dおよびh_sの値は作業条件によって異なることがわかった．

4）bの値が大きい場合は，作業半径の増加にともなってh_dとh_sの値の差が増大する．一方，bの値が小さい場合には，h_dおよびh_sの両方の値に大きな減少が発生する．従って，クレーン作業時にはbの値を極力最大に設定することが，安定確保のための重要条件であることを確認した．

8.2.5 第5章の要約

第5章では，転倒メカニズムの解明を目的に実施した遠心模型実験について，その手法と結果が述べられている．本実験では，支持地盤の沈下特性の違いが移動式クレーンの転倒に与える影響に着目した調査が実施されている．本章の概要は次の通りである．

1）表層が固結した2層地盤では，一様地盤に比べて支持力は高くなる傾向を示す．しかしその一方で，降伏後にはアウトリガー沈下速度が高くなる傾向を示す．すなわち，第4章の理論解析において明らかにした動的不安定性に対する検討の必要性が，実験的に検証されている．従って，移動式クレーンの設置地盤は，その強度に加えて沈下特性の把握が必要である．

2）支持地盤の破壊によって発生する沈下速度の違いが，移動式クレーンの転倒に及ぼす影響を調査した．実験の結果に基づいて，静的安定限界，動的安定限界，仮想安定限界，および運動学的安定限界の比較による検討を行った．仮想安定限界とは，他端アウトリガーの反力がゼロになった状態であり，静的安定限界の実験値である．運動学的安定限界とは，実験結果を逆解析することによって得られた動的安定限界の実験値である．

3）4つの安定限界における機体傾斜角を，それぞれ静的転倒角（θ_s），動的転倒角（θ_d），仮想転倒角（θ_a）および運動学的転倒角（θ_r）と定義し，比較

を行った．その結果，θ_sとθ_dは安定限界の上限値と下限値を示し，θ_aとθ_rはこの間に位置することがわかった．アウトリガーの沈下速度が低い場合は，θ_aとθ_rはほぼ一致するとともにθ_sに漸近する傾向が見られた．一方，沈下速度が大きくなるに伴ってθ_aとθ_rの差は大きくなり，θ_rはθ_dに近づくことがわかった．

4）静的安定限界の沈下量に対する運動学的安定限界の沈下量の比を不安定指標（I_r）と定義し，転倒に及ぼす移動式クレーンの形状的条件，つり荷のモーメント条件および地盤条件の影響を比較した．その結果，地盤条件の違いによって発生する沈下速度の差は，I_rを大きく左右することが明らかになり，転倒に及ぼす沈下速度の影響はクレーンの形状的条件とつり荷のモーメント条件に比べて大きいことがわかった．

8.2.6 第6章の要約

第6章では，時刻歴運動解析による移動式クレーンの転倒シミュレーションが述べられている．本数値解析の目的は，遠心模型実験により得られた転倒現象の解析的検証とアウトリガーの沈下挙動の違いが転倒に与える影響を確認することである．本章の概要は次の通りである．

1）ジブ起伏角の減少による形状の変化，ならびに地盤の沈下に応答した機体傾斜をクレーンモデルに再現するために，いわゆる大変形の発生を考慮した解析を実施した．その結果，解析により得られた転倒挙動と安定限界は，実験で得られた転倒挙動と運動学的安定限界にほぼ一致することがわかった．

2）移動式クレーンの転倒は，支持地盤の沈下特性，すなわち沈下の急激さに影響を受けることが解析的に確認された．ただし，実験結果に対する解析結果の一致度は，地盤の載荷圧力－沈下比関係の適合性に依存することがわかった．

3）解析で得られた安定限界の精度は，地盤が沈下に対するダンピング係数に左右されることが明らかになった．安定限界を正確に計算するためには的確なダンピング係数の使用が必要なことがわかった．

4）本解析は汎用のパーソナルコンピュータによる計算が可能である．この解析プログラムは，地盤情報とクレーン作業の情報を入力することにより，移動式クレーンの安定限界を推定することができる．

8.2.7 第7章の要約

本章では，支持地盤の荷重－沈下特性を考慮した転倒危険性の検討を行い，さらにその検討結果に基づいて，クレーン設置地盤に必要とされる支持力の安全率を検討した．転倒危険性は2つの方法によって検討されている．一つは，強度条件と沈下条件を，安定限界時と作業時の比較によって表す危険度である．もう一つは，強度条件と沈下条件に不確実さを考慮した転倒に対する安全の確率である．本章の概要は次の通りである．

1）地盤破壊危険度（r_p）と運動学的転倒危険度（r_k）を解析した．その結果，転倒は$r_p>r_k=1$の条件で発生し，最も急激な沈下の発生による動的転倒時にはr_pとr_kの値がほぼ等しくなることが実験より明らかになった．

2）アウトリガーの載荷圧力－沈下比関係において，降伏後の接線勾配（K_y）に対する初期勾配（K_o）の比を脆性沈下指標（R_E）と定義し，R_Eと不安定指標（I_r）の関係を調査した．その結果，$R_E>20$の範囲において，I_rがR_Eの常用対数に対してほぼ直線的に減少することが明らかになり，動的不安定化と地盤条件の関係が示された．

3）$r_p=1$，$I_r=1$における静的沈下危険度（r_{so}）に対する運動学的沈下危険度（r_k）の比を沈下危険度比（R_D）と定義し，r_pとR_Dの関係を調べた．その結果，基礎の設計に用いられる短期安全率1.5（$r_p=2/3$）を設定した場合には，$R_D>1$となるR_Eが存在し，長期安全率3.0（$r_p=1/3$）の場合にはR_Eの値によらず$R_D<1$となることがわかった．従って，安全率3による設置は，沈下による発生危険度を静的沈下時と同レベル以下に抑止できることがわかった．

4）転倒に対する危険の確率（P_{FS}）ならびに安全の確率（P_{SS}）の検討を行った．この検討では，アウトリガーの載荷圧力（q_a），地盤の降伏支持力（q_y），初期接線勾配（K_o）ならびに降伏後の接線勾配（K_y）が有する不確実さを考慮した．

5）P_{SP}は地盤破壊に対する限界状体関数（G_f）が$G_f>0$となる確率の和である．G_fは耐力効果であるq_yから荷重効果であるq_aを引いた差である．P_{SS}は転倒に関する限界状体関数（H_f）が，$H_f>0$となる確率の和である．H_fは抵抗効果である不安定指標（I_r）から沈下効果である（r_s）を引いた差である．I_rとR_Eの関係は実験的に得られた常用対数を用いた関数によって近似できる．

6）r_pの値を減少させること，すなわち支持力安全率（F_S）の値を増加させることによって，転倒に対する安全の確率（P_{SP}）の値は増加できる．沈下危険度比（R_D）とP_sの検討より，F_S=3に基づくアウトリガーの設置，すなわちアウトリガー載荷圧力を降伏支持力の1/3とする設置は，転倒に対する危険を減少させ，災害防止上有効である．

7）地盤の降伏支持力を地盤調査によって求め，これに対して地盤に作用する接地圧力の値が1/3になるように覆工板を設置することが，転倒防止に必要とされる対策といえる．なお，大型クレーンについては，覆工板の敷設による対策では十分でない条件も考えられ，この場合は地盤の安定処理などの対策が必要となる．また，覆工板の設置についてはその調達が必ずしも容易ではない場合もあるため，より簡易なアウトリガーの変位抑止対策の検討が必要である．転倒防止対策については今後の課題として検討したいと考えている．

8）確率の計算に用いられる地盤条件とクレーン条件の不確実さ，ならびに安全性評価において用いられるべき信頼性指標の値（閾値）については未解明な問題が残されており，今後明らかにされる必要がある．

8.3 災害防止対策の提案

本節では，これまで述べてきた研究結果をふまえて，移動式クレーンの転倒災害防止に必要とされる対策と今後解明が必要とされる事項を述べ，むすびとする．

8.3.1 設置地盤の調査

少なくてもつり上げ荷重が20トンを超える中型以上の移動式クレーンは，設置地盤の調査を実施する必要がある．その理由は次の通りである．

中型クラス以上の移動式クレーンでは，アウトリガーに作用する最大荷重が10トンを超える．この載荷条件に対する支持地盤の安定性を目視や踏査によって経験的に判断することは，困難である．従って，地盤の支持力調査が必要である．調査の方法には，平板載荷試験などによる直接的な調査，あるいはその他の間接的な調査が考えられる．平板載荷試験は，クレーン機体や建設重機の自重を利用することにより，比較的容易に実施できると思われる．得られた結果をもとに，接地圧力が閾値以下となるように対策を講ずることが，転倒防止には必要である．この閾値とは，例えば極限支持力を安全率で除した値であり，この安全率には3を用いることが簡易で有効な方法と考えられる．

8.3.2 アウトリガー載荷圧力と支持力安全率

アウトリガー接地圧力は，極限支持力に対して安全率3を標準に設置することが必要である．その理由は次の通りである．

移動式クレーンの転倒危険性は地盤破壊危険度（r_p）と運動学的沈下危険度（r_k）の2つの危険度により評価できる．特に，沈下は転倒の発生を直接的に左右する条件である．急激な沈下の発生は，緩慢な沈下に比べてr_kの値を3倍に増加させる．動的転倒の危険性を静的転倒の危険性と同レベル以下に減少させるためには，r_p<1/3に設定することが有効である．すなわち極限支持力に対して安全率3を有するように接地圧力を設定することである．

一般的な構造物基礎の支持力設計においては，短期的な安全率に1.5，長期的な安全率に3が用いられている．現場におけるクレーン作業を一時的な業務と考えると，クレーンは短期的安定問題と見ることができる．しかし，労働者の立場から考えるとクレーン作業は様々な現場において実施する継続的業務であり，長期的安定問題とも見なされる．従って，その安定性評価には高いレベルの信頼性が必要とされる．

r_p=1/3の設置は転倒に対する安全の確率を0.977以上にする結果が得られ，転倒の危険性は大きく減少できることがわかった．但し，地盤支持力とクレーン作業条件に関する情報（パラメータ）の不確実さが所定の範囲にあることが前提である．パラメータの不確実さについては未解明な点が残されており，今後明らかにされる必要がある．

8.3.3 運転士資格と教習課程

現在の移動式クレーンの運転士免許に，新たな大型，中型，小型の区別を設け，少なくても中型以上に対する教習課程には地盤工学を習得するための教育が必要と考えられる．その理由は次の通りである．

現在の規則では，つり上げ荷重が1トン未満については特別教育の修了，1トン以上5トン未満は技能講習の修了，5トン以上については運転士免許の取得が義務づけられている．しかしながら，5トン以上の移動式クレーンには，つり上げ荷重が1000トンを超える大型クレーンも含まれる．すなわち，移動式クレーンの規模には大きな差が存在するにもかかわらず，運転士免許の

所有者には運転の制限がない．しかしながら，大型の移動式クレーンは，事故発生時の被害規模を増大させる．

運転士には，操作する移動式クレーンの大型化に伴って，高度な技術と知識が要求される．その一つに地盤工学がある．つり上げ荷重の増加は機体重量の増加を意味する．これは，つり荷の荷重に伴う転倒モーメントに対して釣り合うために必要とされる安定モーメントを，機体の自重によって確保する必要があるためである．つり上げ荷重の増加は，地盤に作用する荷重の増加を意味し，地盤の支持力確保が重要な安定条件となる．

過去の転倒災害時に見られたアウトリガー接地圧力レベルを考慮すると，少なくてもつり上げ荷重が20トンクラス以上のクレーン運転士は地盤工学の基本的な知識を習得することが必要と思われる．

8.3.4 今後解明が必要とされる事項

今後解明が必要とされる事項の一つには，地盤に載荷される荷重の組み合わせ問題がある．すなわち複合荷重の問題である．アウトリガー基礎はヒンジ結合されており，地盤に作用する荷重は鉛直成分が支配的である．しかしながら，クローラクレーンならびに基礎工事用のボーリング機械は下部走行体にキャタピラを有する．これらの機械の転倒は，静止状態で荷をつり上げた際に転倒が発生するのではなく，移動走行時の転倒が多く見られる．走行時における転倒原因には，複合荷重の載荷による支持力低下の問題が考えられる．クローラクレーンでは，地盤に作用するに荷重が鉛直成分に加えて，水平成分やモーメント成分が作用し，これによる支持力低下の発生が推定できる．走行時には機体の動揺が発生するとともに，進路変更の際にはキャタピラに回転数の差を与える．すなわち，走行時には支持地盤に水平荷重とモーメント荷重が作用する．これらの荷重値は無視できないレベルにあると考えられる．今後は走行時における建設機械の安定性について，複合的な荷重載荷条件による支持力低下の見地から研究を行いたいと考えている．

本研究ではクレーンの不安定性を2次元条件で検討した．静止した状態にあるクレーンのアウトリガーに発生する載荷圧力はジブ旋回角の違いに影響を受けないと考えられ，2次元的なモデル化が可能である（5.5.3項参照）．しかし，先に述べたクローラクレーン等の走行時には複雑な動態挙動の発生が予想され，3次元的な検討は不可欠と思われる．また，地盤上に設置されたクレーンの動的な安定性を解析的に評価するためには，沈下時に地盤が発揮するダンピング力の把握が必要であり，併せて研究を実施したいと考えている．

本安全資料では転倒防止のためのソフト的な対策として，支持力安全率3に基づいた設置が危険性の低減に有効であることを述べた．地盤の降伏支持力（あるいは極限支持力）を地盤調査によって求め，これに対して地盤に作用する接地圧力の値が1/3になるように覆工板を設置することが，転倒防止に必要とされる対策といえる．しかしながら，大型クレーンについては，覆工板の敷設による対策では十分ではない条件も考えられ，この場合は地盤の安定処理などの対策も必要となる．転倒防止のためのハード的な対策手法に関する検討も必要である．

確率的な検討では使用する情報の不確実さを今後明らかにする必要がある．本文では地盤破壊に対する安全の確率（P_{SP}）の計算に使用した降伏支持力ならびに地盤の載荷圧力－沈下比関係における初期接線勾配と2次勾配の標準偏差は，N値の変動係数に基づいて仮定した値を用いた．調査法を考慮した地盤情報の不確実さの把握が確率的な検討における信頼性の向上には必要である．また，転倒に対する安全の確率（P_{SS}）の計算では，つり荷質量および作業半径等のクレーン条件に関する標準偏差を低めに仮定した．今後の現場調査ならびに災害調査を通じて情報を収集し，確率的な検討をさらに進めたいと考えている．また労働安全におけるリスクの閾値（信頼性指標（β））についても未解明な点が残されており今後検討の必要がある．

建設労働現場には地盤工学的に解明が必要とされる問題が多く残されている．今後も引き続き，危険要因の解明ならびに安全技術の向上に努力し，労働現場の安全化に貢献したいと考えている．

参考文献

1）建設業労働災害防止協会：建設業安全衛生年鑑平成14年版，2002.
2）社団法人日本クレーン協会：クレーン等安全規則の解説（改正4版），労働省労働基準局安全衛生部安全課編，1998.
3）日本クレーン協会：クレーン年鑑 平成17年版，pp.113-133，2005.
4）The International Organization for Standardization（1990）:“Cranes - Vocabulary - Part 1: General”, ISO 4306-1:1990.
5）Occupational Safety & Health Administration: “Occupational Safety and Health Standards”, http://www.osha.gov/pls/oshaweb/owastand.display_standard_group?p_toc_level=1&p_part_number=1910 , website, 2003.
6）Occupational Safety & Health Administration : “Mobile Crane Inspection Guideline for OSHA Compliance Officer”,http://www.osha.gov/SLTC/cranehoistsafety/mobilecrane /mobilecrane.html, website, 2003.
7）British Standards Institution : “Code of Practice for Safe Use of Cranes”, BS 7121, 1989.
8）Standards Australia: “Cranes （including hoists and winches)”, AS 1418, 1994.
9）The International Organization for Standardization（1991）: “Mobile cranes ? Determination of stability”, ISO 4305:1991（E）.
10）Moustafa,K. A. F., and Ebrid, A. M: “Non-linier modeling and control of overhead crane load sway”, Journal of Dynamic Systems, Measurement, and Control Trans., ASME, Vol. 110, pp266-271, 1988.
11）Sakawa, Y., and Sato, K.: “Modeling and control of a flexible rotary crane”, International Journal of Control, Vol. 48, No.5, pp2085-2105, 1989.
12）Hara, K., Yamamoto, T., Kobayashi, A., and Okamoto, M.: “ Jib crane control to suppress load swing”, International Journal of Systems and Science, Vol. 20, No. 5, pp. 715-731, 1989.
13）Starr, G. P.: “Swing-free transport of suspended objects with a path-controlled robot manipulator”, Journal of Dynamic Systems, Measurement, and Control Trans., ASME, Vol. 107, pp.97-103, 1985.
14）Jones, J. F., and Patterson, B.J.: “Oscillation damped movement of suspended objects”, Proceedings IEEE International Conference on Robotics and Automation, Vol. 2, pp. 956-961, 1988.
15）Eden, J. F., Homer, P., and Butler, A. J., and Francis, B. : “The dynamic stability of mobile cranes”, Proceedings, Institute of Mechanical Engineers, Vol. 199, No. 4, pp. 283-293, 1985.
16）Ito, H., Senda, Y., Fujimoto, H., and Kato, Y.: “Dynamic behavior of a load lifted by a mobile construction ?type crane”, Report, No.5, Bulletin of JSME, Vol. 21, No. 154, pp609-617, 1978.
17）Patton, W. N.: “Transient response characteristics of a construction crawler crane”, MS thesis, Verginia Polytechnic Instutute and State University, Blacksburg, Va., 1980.
18）Zaretsky, A. A. and Shapiro, H. I.: “Overturning stability of free standing crane under dynamic loading”, SAE Technical paper series, No. 972721, Society of Automotive Engineering. Inc, 1997.
19）Beliveau, Y., Dixit, S. and Dal, T.: “Dynamic damping of payload motion for crane”, Journal Construction Engineering and Management, ASCE, Vol. 119, No.3, pp.631-644, 1993.
20）Bernold, L. E., Lorenc, S. J. And Luces, E.: “Intelligent technology for truck crane accident prevention”, Journal Construction Engineering and Management, ASCE, Vol. 123, No.3, pp.276-284, 1997.
21）Everet, J. G. and Slocum, A. H.: “CRANIUM: Device for improving crane productivity and safety”, Journal Construction Engineering and Management, ASCE, Vol. 119, No.1, pp.23-39, 1993.
22）Rajagopalan, K. S.: “Supports for traveling cranes: Case history”, Journal Construction Engineering and Management, ASCE, Vol. 114, No.1, pp.114-120, 1988.
23）（社）日本クレーン協会水平制御委員会: トラッククレーンの地盤傾斜警報装置，クレーン，Vol. 12, No. 10, pp.1- 7, 1974.
24）深川良一，室　達朗，加藤祐理，森田悠紀雄：地盤破壊を考慮したクレーン車の転倒条件，土木学会論文集，第504号/VI-25，pp.61～70, 1994.
25）小笠原　保，廣末理恵，大草一昭：移動式クレーンの作業中の転倒事故低減システムの開発，建設の機械化，1998年8月号，pp. 12- 17, 1998.

26）（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.33～35, 1994.
27）（社）日本クレーン協会地盤強度委員会：移動式クレーンの安全性向上に関する調査・研究”，平成4年度労働省委託研究，JCAR20-3-1992, 1993.
28）Lloyd, D.:“SP 131- Crane Stability on Site: an introductory guide”, CIRIA （Construction Industry Research and Information Association）, UK, 2003.
29）労働基準調査会：安衛法便覧１平成13年度版，クレーン等安全規則第69条，p.1358，2001.
30）労働基準調査会：安衛法便覧2平成13年度版，移動式クレーン構造規格第13条及び第14条，pp.419～420，2001.
31）伊藤　廣：移動式クレーンの知識，pp.46～49, 鹿島出版会，1994.
32）玉手　聡：移動式クレーンの転倒事故に占める地盤工学的要因の調査, 第31回安全工学シンポジウム講演予稿集,日本学術会議， pp.283-286，2001.
33）JIS A 8401-1978「ショベル系掘削機構造・性能基準」
34）玉手　聡，堀井宣幸，末政直晃，片田敏行，高野裕亮，石田直子：関東ローム地盤の支持力実験における地盤内変形の観察，地盤工学会第32回研究発表会講演集, pp.1429～1430，1997.
35）Vesic, A. S. et al.:”Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations”, Proceeding of ASCE, Vol.99, No.SM1, pp.45-73, 1973.
36）玉手　聡，堀井宣幸，豊澤康男，末政直晃，片田敏行，安部正邦：セメント混合ロームの含水比の違いが締め固め密度と強度に及ぼす影響，地盤工学会第36回研究発表会講演集，pp.753～754，2001.
37）Yamaguchi, H.:“Practical formula of bearing value for two layered ground”, Proceeding of 2nd ARCSMFE, Vol. 1, pp.99-105, 1963.
38）日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.119～120，1988.
39）セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル第二版，pp.68～71，2000.
40）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.31～42，1993.
41）支持力入門編集委員会：入門シリーズ　支持力入門，地盤工学会，pp.39～61，1994.
42）Meyerhof, G. G.:“Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay”, Canadian geotechnical journal, Vol.11, No.2, pp.223-229, 1974.
43）Hanna, A. and Meyerhof, G. G.:“Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay”, Canadian geotechnical Journal, Vol.17, pp.300-303, 1980.
44）Hanna, A.:“Experimental study of footings in layered soil”, Proceeding ASCE, Vol. 107, No. GT8, pp.1113-1127, 1981.
45）Okamura, M., Takemura, J. And Kimura, T.:“Bearing capacity predictions of sand overlying clay based on limit equilibrium method”, Soils and Foundations, Vol.38, No.1, pp.181-194, 1998.
46）Okamura, M., Takemura, J. And Kimura, T.:“Centrifuge model tests on bearing capacity and deformation of sand layer overlying clay”, Soils and Foundations, Vol.37, No.1, pp.73-88, 1997.
47）日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説pp.191-220，1990.
48）日本建築学会：建築基礎構造設計基準・同解説，1974.
49）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，pp.250～253，1997.
50）石原研而：土質力学，丸善，pp.255～271，1995.
51）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，pp.163～174 ,1998.
52）前田　豊，井上威恭：動的転倒に対する検討，安全工学，Vol.12，No3，pp.198～202，1973.
53）玉手　聡：移動式クレーンの転倒に及ぼす支持地盤の破壊沈下特性に関する実験的研究，産業安全研究所研究報告NIIS-RR-2001，pp.9～20，2002.
54）堀井宣幸，玉手　聡，豊澤康男：遠心力載荷装置を用いた飽和粘性土地盤の崩壊時の変形挙動，労働省産業安全研究所研究報告RR92，pp.63～74, 1993.
55）土質工学会：講座「遠心模型実験」，土と基礎，Vol. 35, No.11～Vol. 36, No.9, 1987～1988.
56）香川崇章：土構造物の模型振動実験における相似則，土木学会論文報告集第275号，pp.69-77，1976.
57）Stewart, D. P., Chen, Y. R. and Kutter, B. L.: Experience with the use of Methylcellulose as a

viscous pore fluid in centrifuge models, Geotechnical Testing Journal., ASTM, pp.365-369, 1998.
58）Dewoolkar, M. M., Ko, H.?Y. And Pak, R. Y. S.: Centrifuge modeling of models of seismic effects on saturated earth structures, Geotechnique, Vol. 49, No. 2, pp. 247-266, 1999.
59）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.
60）市村宗武：力学，pp.154～167，朝倉書店，1994.
61）豊田浩史：液状化地盤の側方流動模型実験と動的予測手法の開発，博士論文，東京大学，pp.358-366，1995.
62）Robert D. Cook; ”CONCEPTS AND APPLICATIONS OF FINIT ELEMENT ANALYSIS Third Edition”, JOHN WILEY & SONS, Inc., pp.376-378，pp.395-419，1989.
63）戸川隼人：有限要素法による振動解析，サイエンスライブラリ情報電算機＝33，サイエンス社，1975
64）S. Tamate and I. Towhata：“Numerical Simulation of Ground Flow Caused by Seismic Liquefaction”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 18, pp473-485, 1999.
65）ツィエンキーヴィッツ：基礎工学におけるマトリックス有限要素法，培風館，pp.415-433，1975.
66）地盤工学会：土の強さと地盤破壊入門，pp.76～78，1993.
67）川本眺万：応用弾性学－大学講座土木工学3－，共立出版，pp351-355，1972.
68）労働基準調査会：安衛法便覧1 平成13年度版，クレーン等安全規則 第70条，pp.1358～1361，2001.
69）日本規格協会：JIS D 6301, 自走クレーンの構造性能基準，2001.
70）S. Tamate, N. Suemasa and T. Katada: Analyses of Instability in Mobile Cranes Due to Ground Penetration by Outriggers, Journal of Construction Engineering and Management, American Society of Civil Engineers, Vol. 131, No.6, June 1, 2005.
71）越　昭三：数理統計概論，pp.21-23, p.76，学術図書出版社，1983.
72）西谷　章，樫村俊也：信頼性指標と2次モーメント法，建築雑誌，Vol.114/No.1441，1999
73）高橋利恵，石田　寛：信頼性の概念と確率分布，建築雑誌，Vol.114/No.1438，1999
74）松尾　稔：地盤工学－信頼性設計の理念と実際－，pp.64-72，1984.
75）伊藤和也，玉手　聡，豊澤康男，堀井宣幸：新遠心模型実験装置（NIIS-MarkⅡ Centrifuge）の開発，産業安全研究所研究報告NIIS-RR-2005（2006），pp.57-74，2006.

（平成17年12月28日受理）

Safety Documents of the National Institute
of Industrial Safety, NIIS-SD-NO.22 (2006)

抄　　録

移動式クレーンの安定設置に必要な地盤の支持力要件

玉手　聡

移動式クレーンの転倒原因には，過荷重や構造的な損傷による不安定化に加えて，アウトリガーの沈下による不安定化がある．クレーン等安全規則においても，アウトリガーに対する沈下防止対策の実施が述べられている．しかし，設置地盤の支持力条件については定性的な表現で記述されており，安定性の判断は事業者に委ねられているのが現状である．そのため，転倒防止に必要な支持地盤の定量的条件や安全率の閾値の解明が必要性とされている．移動式クレーンの機体は近年，安全性が向上しているにもかかわらず，その転倒災害数には減少が見られない．さらにはクレーンの大型化に伴って地盤に載荷される荷重は増大する傾向にある．これらの状況を考えると，転倒防止には安定設置が不可欠であり，支持地盤に対する設置条件の基準化が必要とされている．

本研究では，既往の研究や災害事例の調査を実施し，安全上の問題点を分析した．次いで，設置地盤の支持力と地盤内変形を調査した．移動式クレーンが設置される代表的な地盤の条件を抽出し，支持力実験を行った．不飽和な含水状態と圧縮性を有する土質条件を考慮し，模型地盤は関東ロームにより作製した．フーチングの沈下に伴って発生した地盤内変形を解析し，クレーン設置時に必要とされる地盤の調査範囲を明らかにした．

次に，支持地盤における延性的破壊と脆性的破壊の発生がアウトリガーの沈下速度に与える影響の解明を目的に，一様地盤と表層固結地盤に対する支持力実験を行った．その結果，表層固結地盤の載荷圧力（q）－沈下比（s/D）関係に現れる屈曲点後の接線勾配は，一様地盤に比べて減少することを明らかにした．屈曲点前後の接線勾配の比を脆性沈下指標（R_E）と定義し，R_Eは後述する移動式クレーンの動的不安定性評価に用いた．そして，アウトリガーの沈下とクレーンの不安定性に関する理論解析を実施した．この解析では沈下を考慮したクレーンの静的安定限界と急激な沈下を考慮した動的安定限界を求めた．それぞれの安定限界よりアウトリガー沈下量の上限値（静的沈下量）と下限値（動的沈下量）を計算した結果，2つの値には大きな差があることがわかった．そして，静的沈下量と動的沈下量は同一作業半径においても，その他の作業条件（ジブ長，アウトリガー張り出し幅）の違いによって異なることを明らかにした．

次に，支持地盤の沈下が移動式クレーンの不安定性に与える影響を，遠心模型実験と数値解析により検討した．遠心模型実験では，模型地盤に異なる$q-s/D$関係を与えて転倒を再現し，そのメカニズムを調べた．数値解析ではクレーンモデルの時刻歴運動解析を実施し，不安定化に及ぼす$q-s/D$関係の影響を調べた．実験及び解析の結果，支持地盤の脆性的な破壊によってアウトリガーに発生する急激な沈下は，クレーンを動的に不安定化させることを確認した．さらに，この動的不安定性は2つの沈下量の解析値，すなわち静的安定限界沈下量（s_s）に対する運動学的安定限界沈下量（s_k）の比によって指標化（I_r）できることを明らかにした．その結果，R_EとI_rとの関係，すなわち動的不安定性と地盤条件の関係を示すことが可能となった．

以上の結果をふまえて，安定設置に必要な地盤の支持力安全率を検討した．この検討では，極限支持力に対する載荷圧力の比を地盤破壊危険度（r_p）と定義し，I_rに対する静的沈下危険度（r_s=発生沈下量（s_a）/s_s）の比を転倒危険度（r_k）と定義した．次いで，r_pとr_kの不確実さを考慮した確率的な検討を実施し，地盤破壊に対する安全の確率（P_{SP}）と運動学的沈下に対する安全の確率（P_{SS}）を計算した．その結果，アウトリガーの急激な沈下発生を考慮すると，安定設置には支持力安全率（F_s）の値が3程度必要なことを示した．

産業安全研究所安全資料　　NIIS-SD-NO.22（2006）

発行日　　平成18年3月31日
発行所　　独立行政法人　産業安全研究所
　　〒204-0024　東京都清瀬市梅園1丁目4番6号
　　電話　0424-91-4512（代）

印刷所　　株式会社　アトミ

SAFETY DOCUMENT
OF
THE NATIONAL INSTITUTE OF INDUSTRIAL SAFETY

NIIS - SD - NO.22 (2006)

Safety Requirements on Bearing Capacity of Ground for Mobile Cranes

THE NATIONAL INSTITUTE OF INDUSTRIAL SAFETY
1-4-6,Umezono, Kiyose, Tokyo 204-0024, JAPAN