

くい打機の安定自走に必要な現場地盤の養生条件

(独)労働安全衛生総合研究所 正会員 ○玉手 聡, 堀 智仁
清水建設(株) 正会員 前田周吾, 東京都市大学 正会員 末政直晃

1. はじめに

掘削や埋め戻しが繰り返される基礎工事等の現場では、支持地盤の安定確保がくい打機の転倒防止には不可欠である。過去の転倒事例を調査するとその約6割は現場内を自走中に発生している。くい打機は構造的にトップヘビーであり、傾斜や揺動に対して不安定と言える。またこの傾斜や揺動により接地圧力も変動するため、支持地盤の破壊に対する検討には注意が必要となる。

本研究ではくい打機を設置する施工現場の地盤工学的な安全要件¹⁾について検討した結果を述べる。

2. 地盤破壊の確率的な検討

くい打機が自走する際に支持地盤が破壊する確率を解析的に求めた。この解析では遠心模型実験²⁾において実測した走行地盤に分布する支持力のバラツキと支持地盤に作用した接地圧力を用いた。支持力分布はハンドベーン試験を等間隔に実施することにより求めた。履帯の接地圧力は小型走行体模型の車軸で直接計測した。この両実測値を頻度解析して統計的指標値を求め、破壊確率³⁾を計算した。

地盤破壊に関する限界状態関数を G_f と定義すると、 G_f の関係式は式(1)によって表される。

$$G_f(q_u, q_a) = q_y - q_a \quad (1)$$

$$\begin{cases} G_f(q_u, q_a) > 0 & \text{安全} \\ G_f(q_u, q_a) < 0 & \text{危険} \end{cases}$$

ここで、 q_a は履帯に作用する接地圧力であり、 q_u は支持地盤の極限支持力である。 q_a と q_u は互いに独立であり、 G_f は正規分布に従うことを仮定すると、地盤の破壊に対する危険の確率(P_F)は式(2)により求められる。

$$P_F = P(q_a > q_u) = P(G_f < 0)$$

$$= F_G(0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_G}{\sigma_G}\right) = \Phi\left(-\frac{\mu_G}{\sigma_G}\right) = 1 - \Phi\left(\frac{\mu_G}{\sigma_G}\right) \quad (2)$$

ここで、 μ_G と σ_G は G_f の平均値と標準偏差である。 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。

2.1 支持力のバラツキが地盤破壊に与える影響

図1は地盤支持力のバラツキが異なる実験から得られた支持力安全率(F_s)と地盤の破壊確率(P_F)の関係を示す。図中に示した解析ケースを表1に示す。表面の状態は平坦と起伏の2つの条件をパラメータとし、支持力のバラツキは均質と不均質とした。Cs1は模型地盤にウレタンフォームを用いた平坦均質の理想的な条件であり、それ以外は関東ロームを締固めて作製した人工的な自然の条件である。

F_s は傾斜安全率であり、機体の安定度(θ_a)を転倒側に対する地盤の平均勾配(θ_{bn})⁴⁾で除した値と定義した。地盤支持力の変動係数(C_{vg})はミニベーン試験により求めた値である。松尾は地盤調査から求められた土の非排水せん断強さの変動係数は0.2から0.4に分布する⁵⁾とも述べており、Cs2aとCs2bの C_{vg} は0.175と0.345であることから一般的な地盤のバラツキの範囲が再現されている。接地圧力の変動係数(C_{vp})は小型走行体で実測した値である。各ケースに共通して F_s の増加に伴う P_F の減少が見られる。しかし、支持力のバラツキの違いにより、 F_s と P_F の曲線には差が見られる。 C_{vg} の値が大きくなるほど同一 F_s に対する P_F の値は大きい。 $F_s = 1.5$ の場合は理想的な地盤条件であるCs1において $P_F = 0.001$ と非常に小さい。しかし、 C_{vg} が増加する他のケースでは P_F が増加が見られ、平坦・均質なCs2aでは $P_F = 0.162$ であり、これが不均質なCs2bでは $P_F = 0.262$ に増加している。従って、地盤の破壊確率は支持力のバラツキに左右され、バラツキが大きくなるほど破壊確率は高くなることがわかった。

道路橋示方書では直接基礎の設計に用いる支持力安全率の値を、常時に対しては $F_s > 3.0$ とし暴風及びレベル1地震時に対しては $F_s > 2.0$ を採用するものと定めている⁶⁾。また、建築基礎構造設計指針では長期許容支持力度について

表1 解析ケースと変動係数の実測値

ケース	表面	バラツキ	F_t	C_{vg}	C_{vp}
Cs1	平坦	均質(ウレタン地盤)	無限	0.020	0.135
Cs2a	平坦	均質(ローム地盤)	無限	0.175	0.434
Cs2b	平坦	不均質(ローム地盤)	無限	0.345	0.635
Cs3a	起伏	均質(ローム地盤)	12.9	0.073	1.111
Cs3b	起伏	均質(ローム地盤)	6.5	0.106	2.922

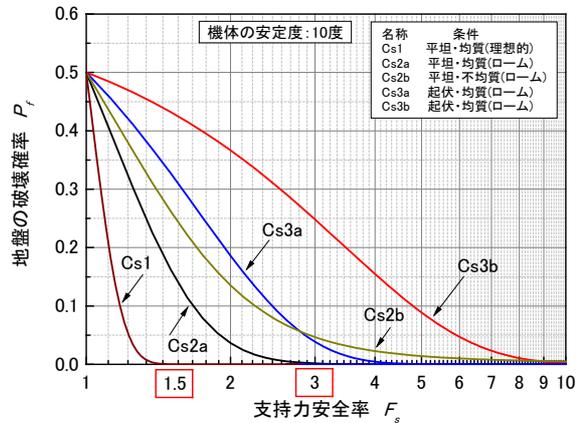


図1 支持力のバラツキと表面起伏が異なる地盤をくい打機が自走した際の支持力安全率(F_s)と地盤の破壊確率(P_F)の関係

て $F_s > 3.0$ とし、短期許容支持力度については $F_s > 1.5$ を用いることとしている⁷⁾。そして多くの施工現場では $F_s > 1.5$ による地耐力照査が行われているようである。

機体の揺動による影響は C_{vg} にも現れ、 C_{vg} の増加は P_f を大きく増加させることもわかった。建築基礎構造設計指針に示された $F_s = 1.5$ はバラツキが少ない理想的な地盤条件を前提とした推奨値とも考えられる。しかし実際の地盤において $P_f < 0.001$ を満足させるためには例えば Cs2a のような平坦・均質地盤であっても $F_s > 3.0$ が必要となる¹⁾。

2.2 表面起伏が破壊に与える影響

次に同図の Cs3a と Cs3b に示した起伏条件の違いが F_s と P_f の関係に与える影響を考察する。 F_t は地表の平均傾斜に対する機体安定度の比であり、値が大きいほど安定であることを意味し、平坦地盤では F_t が無限となる。

F_s の増加に伴って P_f は減少するが地表の起伏の有無とその大きさの違いにより曲線に差が生じている。 F_t の値が大きくなるほど同一 F_s に対する P_f の値は大きい。 $F_s = 3.0$ の場合は、地表が平坦な Cs2a では P_f が 0.001 であり最も小さい。しかし、 F_t が減少すると P_f は増加し、起伏が小さな Cs3a では $P_f = 0.039$ であるが、これが大きな Cs3b では $P_f = 0.248$ となる。地盤表面の起伏は機体の揺動を増幅させるため履帯における接地圧力の変動も増加させ、 P_f も増加させることがわかった。

3. 機体の不安定危険の確率的検討

機体の転倒に対する安全を検討するにあたって、はじめに機体が「不安定」である条件を、機体に残存する正味の安定度が 5 度以下となる場合と定義した。厚生労働省告示の車両系建設機械構造規格⁸⁾ではくい打機の安定度を 5 度以上とする最低基準と定めている。ここで正味の安定度とは、実際の機体に設定された安定度から自走中の揺動により生じた機体傾斜を差し引いた値であり、経過時間に対して変動するものである。この不安定に関する限界状態関数を H_f と定義すると、 H_f の関係式は(3)で表される。

$$H_f(\theta_r) = \theta_a - \theta_r \quad (3)$$

$$\begin{cases} H_f(\theta_r) > \theta_s & \text{安全} \\ H_f(\theta_r) < \theta_s & \text{危険} \end{cases}$$

ここで、 θ_a はくい打機に設定された安定度であり、通常の施工では経験的な余裕が加算された値となっている。 θ_r は自走中の機体に揺動で生じた傾斜である。

θ_a は確定値であり、 θ_r は正規分布に従った変動値と仮定する。従って、 H_f も正規分布するものとして扱う。不安定に対する安全と危険は大小関係によって区分される。ここで、 θ_s は車両系建設機械構造規格に定められた機体の安定度の最低基準値であり確定値と見なされる。以上の仮定に基づいて不安定危険の確率(P_f)を計算した¹⁾。

3.1 表面の起伏が不安定確率に与える影響

図 2 は傾斜安全率(F_t)と不安定危険の確率(P_f)の関係を示す。図にプロットした結果は機体に 10 度と 15 度の安定度を与えて行った自走実験から得られた結果である。 F_t

の増加に伴って、 P_f には減少が見られる。 $F_t - P_f$ 関係の上限は $F_t = 8$ 付近で屈曲を示し、その P_f は約 0.05 を示す。 $F_t > 8$ では P_f の値が収束しており、不安定危険を低減させるために必要な F_t の閾値は $F_t > 8$ とすることが適当と考えられる。 $F_t > 8$ に基づいて安定に必要な地表の平均傾斜(θ_{bv})を求めると、機体の安定度(θ_a)が 10 度以上の場合には式(4)のように 1.25 度(約 2/100)以下とする地盤起伏の安全要件が導かれる。

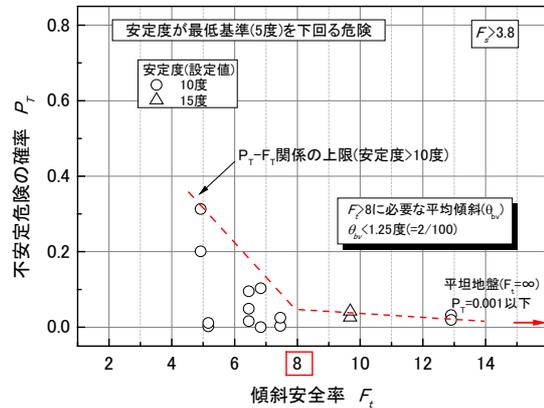


図 2 自走する地盤の傾斜安全率(F_t)とくい打機の不安定危険の確率(P_f)の分布

$$\theta_{bv} = \frac{\theta_a}{F_t} = 1.25 \quad (4)$$

4. まとめ

くい打機が自走する際に支持地盤が破壊する確率(P_f)について実験結果に基づいた解析を行い、安定度と支持力のバラツキが破壊危険に与える影響を解析した。その結果、 F_s の増加により P_f の値が減少する共通した傾向が確認された。また支持力のバラツキの違いにより F_s と P_f の関係には差が見られ、 C_{vg} が大きくなると同一 F_s に対する P_f の値は大きくなることがわかった。施工現場では $F_s = 1.5$ による地耐力照査を行う場合が多いようであるが、施工現場に存在する支持力のバラツキと起伏を考慮すると必ずしも十分でないことがわかった。本研究では構造規格に定められた安定度の最低基準を自走中にも下回らないために必要な地盤工学的な条件を検討し、以下の結論を得た。

- 1) 設置地盤の支持力安全率(F_s)は 3 以上とすることが望ましくまた、2) 起伏による施工現場の勾配は 1.25 度(2/100)以下とすることが望ましいものと考えられる。

参考文献: 1) 玉手聡, 堀智仁: 大型建設機械の不安定性と転倒防止のための安全要件, 労働安全衛生総合研究所安全資料 JNIOHS-SD-NO.28(2010), 2011. 2) 前田周吾, 末政直晃, 堀智仁, 玉手聡: 遠心模型実験におけるくい打機の走行挙動と地盤起伏の関係—その 1: 実験概要および条件—, 第 45 回地盤工学研究発表会平成 22 年度発表講演集, pp.13-14, 2010. 3) 星谷勝, 石井清: 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, pp.50-95, 1997. 4) 玉手聡, 堀智仁: 走行地盤の起伏とくい打機の揺動に関する実験的解析, 安全工学シンポジウム 2010 講演予稿集, pp.446-449, 2010. 5) 松尾稔: 地盤工学—信頼性設計の理念と実際—, pp.64-72, 1984. 6) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編, pp.266-294, 2006. 7) (社)日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp.117-129, 1996. 8) 労働基準調査会: 安衛法便覧 II 平成 22 年度版, 車両系建設機械構造規格, pp.843-847, 2001.