

トラフィカビリティ改善に関する現場実験(その1)

齋藤 二郎
若松 雍 継

概 要

高速道路工事における土工事で、問題となるのは土のトラフィカビリティである。特に関東地方に分布する関東ローム土は、練り返しによる強度低下が甚しい。そこで施工時における、ブルドーザの練り返し要素を解明し、トラフィカビリティの改善を目標に現場実験を行なった。練り返しの原因として、わたちの沈下として起る履帯の下の土の締固め、ブルドーザのブルドーザ効果、履帯沈下に伴う側方流動、重機の振動、等が考えられるが、ここでは、走行時における、動的な土中応力変化を土圧計、加速度計で測定することにより、ブルドーザの走行抵抗、および牽引力の解明を試みた。測定の結果、静止接地圧は 0.27kg/cm^2 であるが、動的接地圧は履帯に等分布に働かず、中央部分に逆富士山形分布をし、地表下 1m で $0.4\sim 0.5\text{kg/cm}^2$ となった。またブルドーザの振動は、地表下 1m で $50\sim 100\text{gal}$ であり振動による土中内の強度低下はなかった。

1. 序 文

トラフィカビリティとは、重機が軟弱な地盤上を通過できるか否かという問題である。このトラフィカビリティの理論として、Waterways Experiment Station (WES) の方式と、M. G. Bekker の方式とがある。¹⁾ WES 方式とは、重機が通行できるように、土の重機を支える支持力、前進ならしめるけん引能力、ごく薄い表面でのスベリ性およびそのネバツキ性が重要な要素となり、これらとせん断抵抗とは比例するというのがその根本的な考え方である。すなわち、通行しようと思う土のせん断抵抗を、先端角 30° 、断面積 0.5m^2 のコーンの貫入抵抗を測ることにより、あらかじめ貫入抵抗と重機の通行性とを比較して、重機の通行に必要な最小の貫入抵抗を推定し、ただちに、この重機は通行できるか否か、また通過回数は何回ぐらいかが、わかるようになっている。しかし、この方法は手元にある重機の "go" および "not go" 条件の関係を経験的に結びつけたもので、すべての運行条件をつくしたのではなく、一般性がない。これに対して ²⁾ M. G. Bekker は、土のせん断特性と重機の運行との理論的關係を考慮している。すなわち、土のせん断力を示す Coulomb の式にスベリ (土の変位量) を考慮して、次式を提案した。

$$S = \frac{C + P \tan \phi}{Y_{\max}} \left\{ e^{(-K_2 + \sqrt{K_2^2 - 1})K_1 j} - e^{(-K_2 - \sqrt{K_2^2 - 1})K_1 j} \right\}$$

ただし、 S = せん断力、 C = 粘着力、 ϕ = 土の内部摩擦角、 P = 接地圧、 Y_{\max} = 最大抵抗力を示すすべ

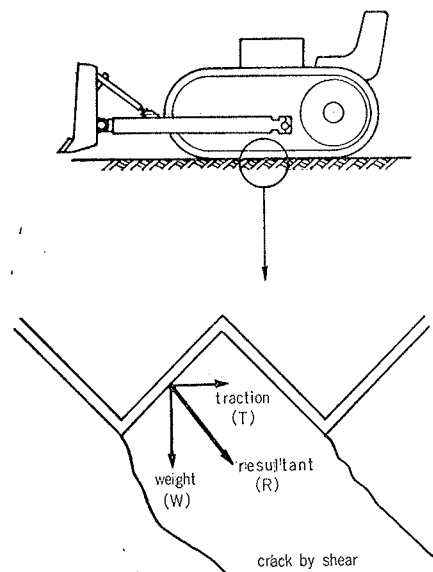
り量、 K_1, K_2 = すべり係数、 j = すべり量

これよりブルドーザの推進力は、履帯のシュー下面全体にわたって、せん断抵抗を合計することにより求めることができる。

$$H = 2b \int_0^l (C + P \tan \phi) (1 - e^{-jK_1})^{K_2} dx \dots\dots\dots (2)$$

ただし l = 履帯の長さ b = 履帯の幅

(2)式より走行抵抗を引くと、けん引力 (DP) が得られる。走行抵抗としては、土の締固めによる抵抗と履帯剪断のグロウザーにより生じるブルドーザ抵抗



図一 1 ブルドーザの履帯が土におよぼす力

を考へて次式を得る。

$$DP = H - (R_B + R_C) \dots\dots\dots(3)$$

ただし R_B = ブルドーピング抵抗
 R_C = 土の締固め抵抗

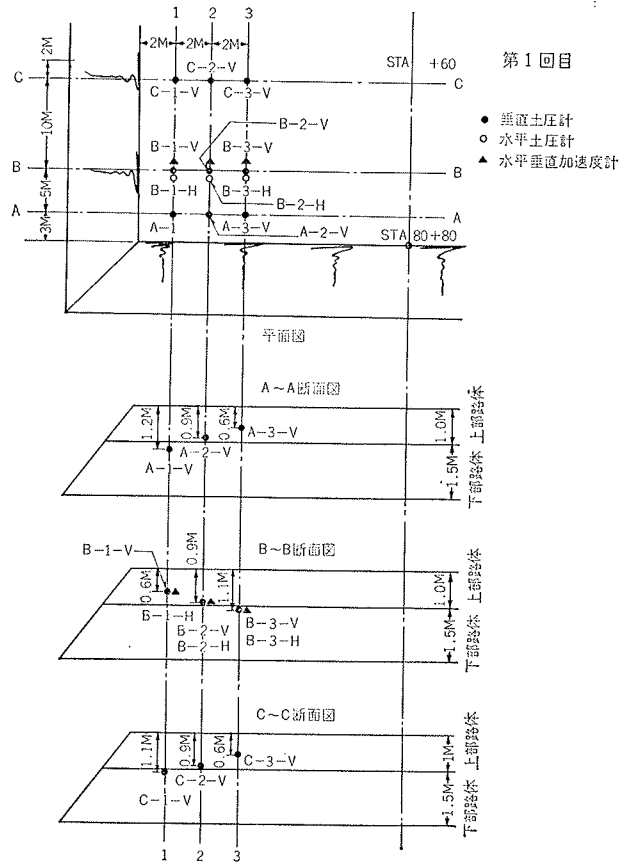
以上が Bekker の理論式であるが、これらの式は、スリップによる抵抗を考慮しておらず、完全な式とはいえない。そこで本研究は、これらの2つの理論とちがう角度、すなわち、土中内応力と土の強さとの組合せから、トラフイカビリテイの機構の解明を計った。実験の基本的な考え方は次の通りである。すなわち、図一1に示すごとく、ブルドーザの履帯が、土とかみ合せて、進行するためには、けん引力(T)、ブルドーザの重量(W)の合力(R)より、土のせん断力(S)が大きくなければならない。さらには、この resultant の他に、走行抵抗と言われている、わだちの沈下として起る履帯の下の土の締固め、ブルドーピング効果、わだち左右の土の移動等が、土内中で、どのような応力となっているか？ すなわちブルドーザの自重(W)が垂直力として、土に加わるほかに、走行に必要な力の反力として土に加えられる大きさはいかほどか、またブルドーザが推進するための、土におよぼす影響範囲、ブルドーザが走行するとき履帯により、土に加えられる力はケル力だけか、それとも押す力も発生しているのか、等を検討することが必要であり、これらを土中応力として測定することにより、トラフイカビリテイの機構の解明を試みた。なお、検討項目は次の通りである。

1. 土圧応力の実測値と理論値
2. 土圧応力—転圧回数—コーン指数の関係
3. 走行時における軌跡
4. 締固めエネルギーの影響範囲
5. 走行速度と土圧応力・加速度
6. 表面を石灰処理したときの効果

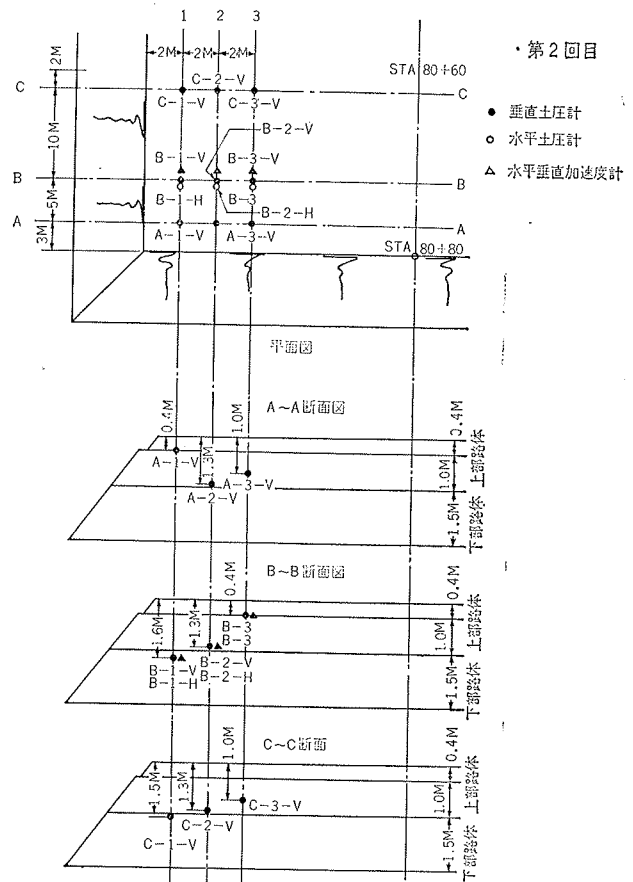
2. 実験方法

トラフイカビリテイの現場実験は、某試験盛土工事の一部に、土圧計、および加速度計を埋設し、ブルドーザの走行時における、動的土中応力を測定した。

(図一4)測定は、2回に分けて行ない、1回目は立川ローム土を1m盛土した後オーガーにて、土圧計、および加速度計を図一2に示す位置に埋設し、2回目は同じく立川ローム盛土上部に、生石灰処理土を0.4m盛土した後、図一3に示す位置に、土圧計および加速度計を埋設し、ブルドーザを走行させた。実測機器の仕様を表一1に示す。土圧計および加速度計の埋設方法は次の通りである。まず垂直土圧計は、図一5に



図一2 土圧計と加速度計の埋設図



図一3 土圧計と加速度計の埋設図

示すごとく、土圧計の下に細砂をうすくまいてその上にセットし、水平土圧計は図-6のように、土圧計をアングルで固定し、それを土中に打込んだ。(打込長=2.0m) また加速度計(水平垂直方向)は土圧計より0.5m 離して、埋設した後、図-7に示すごとく、ランマーにて転圧しながら埋戻した。使用したブルドーザの仕様を表-2に示す。なお当現場実験に使用した、盛土材料の工学的性質は次の通りである。主要粘土鉱物がアロフエンよりなる立川ロームは、³⁾多孔質な球状であることから、表面積が大きく、拘束水が土粒子の一部として働くため、粘土化されたハロイサイトより、とりあつかいやすい、ところが、立川ロームは練

り返すことにより多量の土中水を分離(自由水)して、強度が低下し、ある一定の拘束水になると、その後はいくら練り返しても、土中水の分離がなくなり、むしろ攪乱の程度によってはダイラタンシーのために、強度の増加する性質がある。このような材料を使ったことと、現場実験を8月の乾燥期に行なったため、実験結果からは練り返しによる強度低下が、あまりみられなかった。なお、物理試験および力学試験結果を表-3に示す。

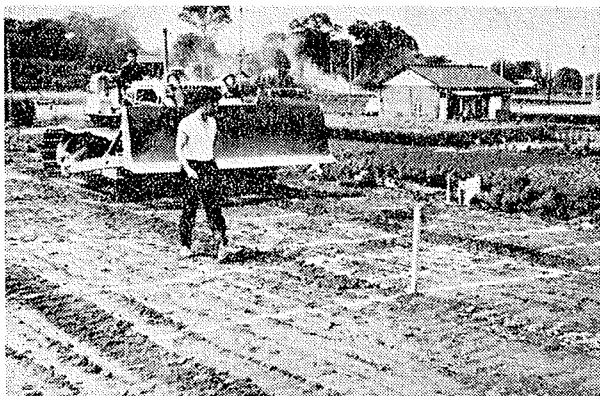


図-4 ブルドーザによる動的土中応力測定

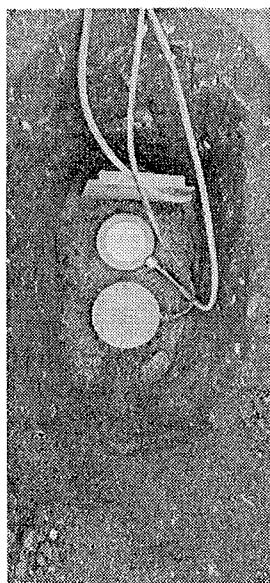


図-5 垂直土圧計、加速度計の埋設



図-6 水平土圧計設置状況

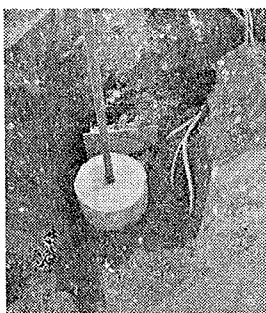


図-7 埋戻締め固め状況

名 称	製作所名	数量	摘 要
土 圧 計	共和電業	12	SPB-100A Pmax 2kg/cm ²
加 速 度 計	"	6	A-D型 ±1 G
DYNAMIC STRAIN AMPLIFIER	"	2	6点
ピ ジ グ ラ フ	"	1	12点

表-1 計測機器

接 地 圧		0.27kg/cm ²
全 装 備 重 量	トラクタ単体	10,550kg
	排木装置付	12,550kg
全 長	"	3,896km
	"	5,156km
全 巾	"	2,921km
	"	3,511km
履帯中心距離		2,057km
接 地 長		2,635km
履 帯 巾		864km
走 行 速 度	前進 1速= 2.1km/h 2速= 3.1km/h 3速= 4.5km/h 4速= 6.3km/h 5速=11.0km/h	
	後進 低 2.6km/h~高 8.3km/h	

表-2 CAT D6B湿地ブルドーザ

自然含水比	110~130%
土粒子の比重	2.76
液 生 限 界	116.3%
塑 性 限 界	105.9%
塑 性 指 数	60.4
粒 度	砂分 19% シルト分 14% 粘土分 37%
地 山 ¹⁾ の 密 度	{ $\gamma_t = 1.2 \sim 1.3g/cm^3$ $\gamma_d = 0.5 \sim 0.6g/cm^3$
コ ー ン 指 数	10~20以上kg/cm ²

表-3 立川ロームの物理試験および強度試験

3. 実験結果

3.1. 走行時における土中応力の軌跡と締固めエネルギーの影響範囲

ブルドーザ単体の中心を基準にしたときの、土中応力分布を、図-8、図-9に示す。

前進と後進とでは、土中応力にそれほどの差異はみられないが、最大応力のかかる位置にはずれがある、すなわち、前進の時（実線）は、土圧計の真上より、ブルドーザ単体の中心が0.4m前で最大応力となり、土圧計の真上より0.6m後の所で終わっている。それに対して、後進は0.6m前で最大応力となり、0.4m後で終わっている。このことは走行時における前進と後進とでは、重心位置が変わり、ブルドーザの後部の方が重くなることおよびブルドーザ単体重量がその重心部分に集中荷重となって働いていることを意味する。一方土中応力分布は地表面の不陸状態により変化する。

図-9は表面に生石灰処理を行なっているので、整地状態が良いため土中内応力分布のばらつきは、あまりみられなかった。

3.2. 土中応力の実測値と理論値

ブルドーザの走行時における土中応力の実測値と、理論値とを比較した。理論値は Fröhlich⁴⁾ の次式より求めた。

$$\sigma_z = \frac{\nu Q}{2\pi Z^2} \cos^{\nu+2} \psi \dots \dots \dots (5)$$

ただし σ_z =垂直応力, ν (応力集中係数)=3
 Q =載荷重, z =深さ

この式は静止状態における荷重分布であるので、この値と、動的状態における荷重分布を比較することにより、走行時に必要な factor を求めた。まずブルドーザ単体の中心が、土圧計の真上に来たときの、測定結果を図-10、図-11に示す。図-10からも明らかのように、理論値より実測値の方が、0.15~0.2kg/cm²大きくなっていることがわかる。これは、3.1.で述べ

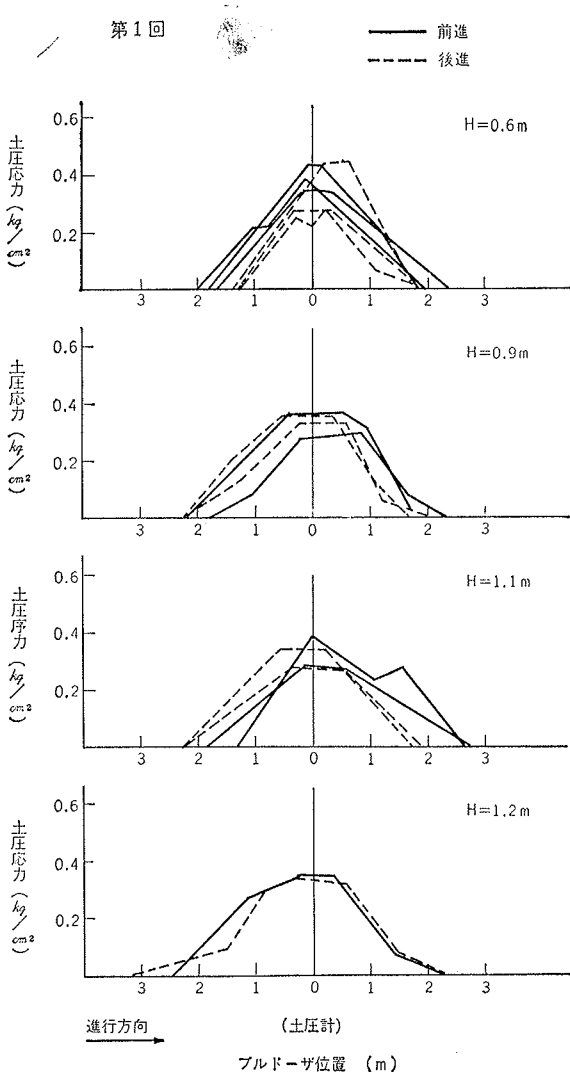


図-8 ブルドーザ走行時の土中応力（無処理土）

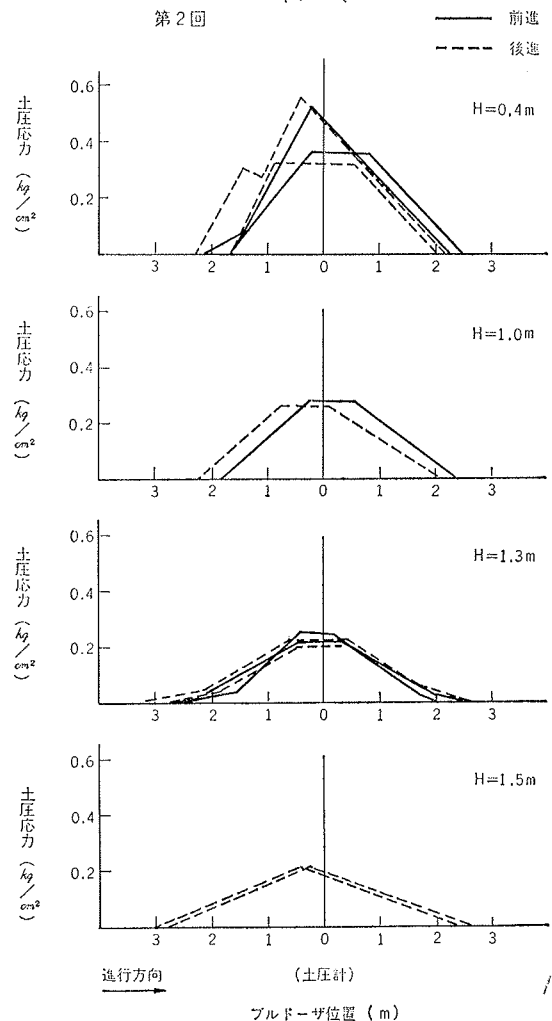


図-9 ブルドーザ走行時の土中応力（表層石灰処理土）

たように、荷重が履帯に等分布に働かず集中荷重となっていることと、ブルドーザの走行に必要な反力として、土に加えられていることによる。なお、図-11の深さ0.4mの土中応力が大きくでているのは、石灰処理のため土がかたくなっている所に土圧計を埋設したためである。

次に土圧計真上より、ブルドーザ単体の中心が1m離れた時の土中応力をみてみると、図-12、図-13に示すごとく、深くなるほど測定値が大きくなり、常識では考えられない傾向を示したが、ここで考えられるのは土圧計上部土が上載荷重となったことである。すなわちブルドーザの走行による応力球根を考えたとき、ブルドーザの重心位置が単体の中心より後に来て、そこで集中荷重が発生していると推察される。また、ブルドーザが前進している時と、後進している時の応力分布の差異は、あきらかに走行による重心位置の変化と考えられる。

3.3. 転圧回数—土中応力—コーン指数

転圧回数に対して、土中応力、コーン指数の変化を図-14に示した。コーン指数は地表面10cmにおける位置で、転圧により強度は増加しているが、土中応力は Rough な変化をしており、転圧回数による関係はつかめなかった。

この土中応力の変化は、密度との関係よりブルドーザの履帯と地表との接地状況による変化と推察する。

3.4. 走行速度と土圧応力・加速度

立川ローム土(第1回)、生石灰処理層(第2回)の上部を、ブルドーザの走行速度を変えて、土中応力と、加速度の変化を測定した。測定結果を図-15、図-16に示す、ブルドーザの速度は仕様を示す速度より、走行抵抗により実際には表-4に示すごとく、減速されていた。

立川ローム土のように、粘着性の強い土では、砂質土のような流動化現象は、おこりにくい振動によって攪乱を受けると、その強度は一般に低下し、200~300galの加速度に対して、大体10~20%の強度が低下

土層	仕様	実際
立川ローム (第1回)	1速 2.1km/h	1.17
	2速 3.1	1.80
	3速 4.5	2.54
石灰処理層 (第2回)	2速 3.1	2.70
	3速 4.5	4.20
	5速 11.0	7.20

表-4 ブルドーザの速度比較

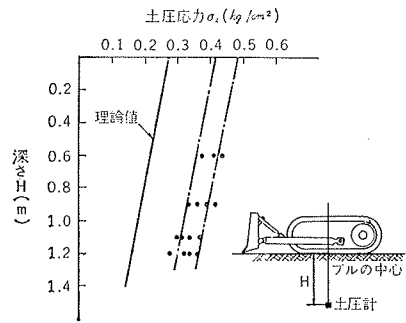


図-10 ブルドーザ履帯中心が土圧計真上における応力(第1回) 無処理

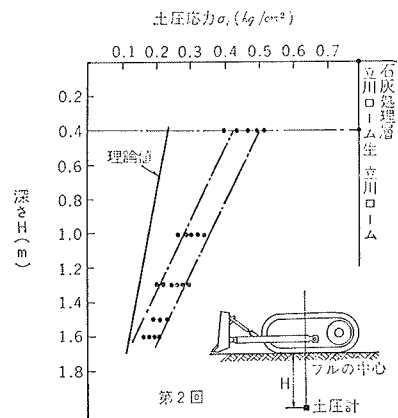


図-11 ブルドーザ履帯中心が土圧計真上における応力(第2回) 表層石灰処理土

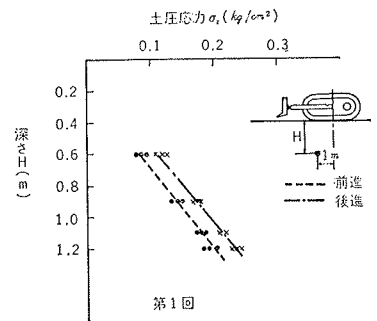


図-12 ブルドーザ履帯中心が土圧計より1m離れたときの応力 無処理土

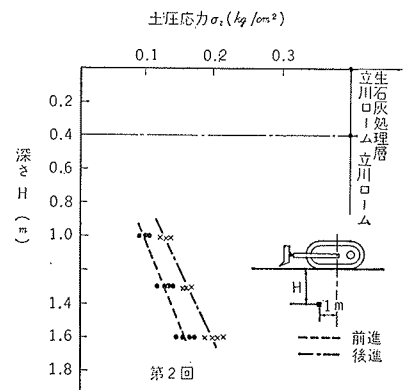
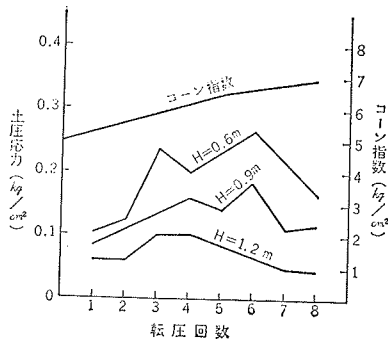
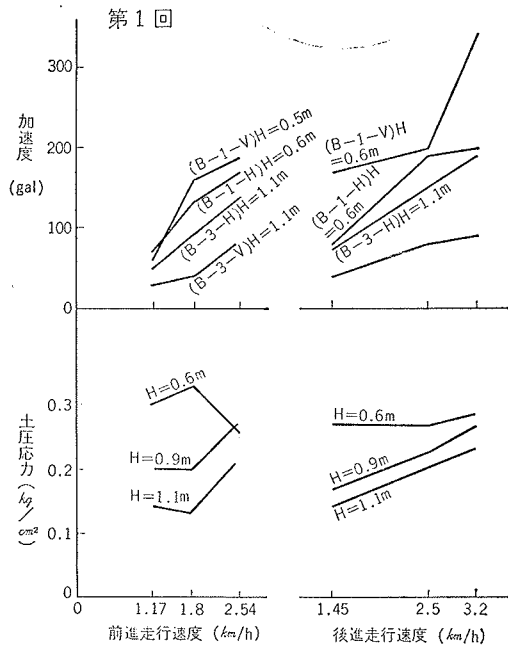


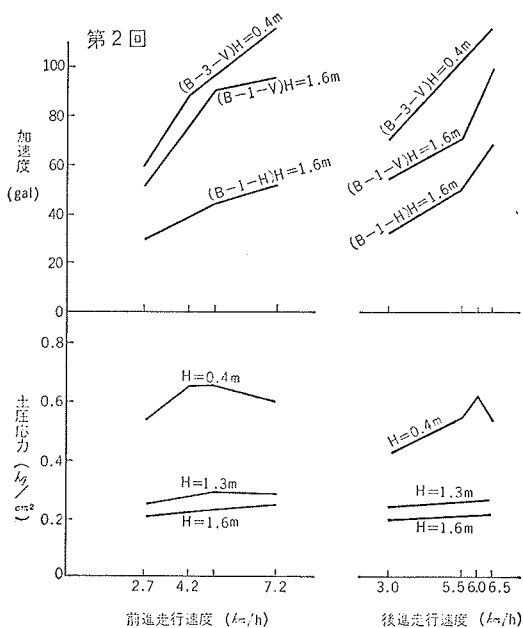
図-13 ブルドーザ履帯中心が土圧計から1m離れたときの応力 表層石灰処理土



図一14 転圧回数と土中応力, コーン指数関係



図一15 ブルドーザ走行速度と土中応力, 振動加速度の変化



図一16 ブルドーザ走行速度と土中応力, 振動加速度の変化

すると言われている。そこで、図一15に示すごとく速度3速で地表下0.6mの所では、加速度180galと、強度低下の影響範囲にあり、地表面は振動による強度低下があったと推察される。なお、土中応力には速度による変化はみられなかった。

4. 結論

以上現場実験にて行なった、ブルドーザの土中内応力より判明したトラフィカビリティについてまとめると、

- ① 走行により、ブルドーザの重心位置が移動する。
- ② 走行により、ブルドーザの重心に集中荷重がかかる。
- ③ ブルドーザの走行に必要な反力として土に加えられる力は、通称接地圧の2倍ある。
- ④ 土中内応力は、地表面と履帯との接地状況により変化する。
- ⑤ ブルドーザによる、転圧影響範囲は深さ約1mである。
- ⑥ 転圧回数および走行速度による、土中応力の変化はない。
- ⑦ ブルドーザの振動による強度低下は、地表面下約0.5mまで影響している。

参考文献

- 1) 土質工学会編：土質工学ハンドブック
- 2) Bekker, M. G.; Theory of Land Locomotion; The Mechanics of Vehicle Mobility (1956)
- 3) 日本道路公団東京支社川越工事々務所：大林組、東京川越道路清瀬試験盛土工事報告書
- 4) 赤井浩一著：土の支持力と沈下：Fröhlichの理論
- 5) 土木学会編：振動便覧：土と材料の動的性質