

三池炭鑛における人工島の沈下について

正員 森 田 定 市*

SUBSIDENCE OF ARTIFICIAL ISLAND OF MIIKE COLLIERY.

(JSCE Aug. 1952)

Sadaichi Morita C. E. Member

Synopsis The following treaties is on the problem of earth subsidence of the Artificial-island constructed on a soft alluvium bed of Ariake Sea at the Miike colliery. The time element of subsidence was estimated initially, at the time of planning, on the assumption that the amount of subsidence would be equal to consolidation due to upward permeability of 140 meters of Quarternary Formation. Actually, however, the initial subsidence was very great, so much so that even the completion of the construction was viewed with apprehension, entailing another to an endeavor of this study from various angles of tests, observations and theory.

〔I〕 概要

本論文は三池炭鑛において有明海の軟弱地盤上に構築した人工島の沈下について述べたものである。すなわち人工島計画当初その沈下量は第4紀層140mの土層の片面透水の圧密沈下量に等しいと考えて沈下の時間的關係を想定した。しかるに事實は初期沈下量が極めて大きく工事の竣工さえ憂う程であつたので筆者は実験、観測、理論の各方面からこれの究明に努めた。

〔II〕 人工島沈下の分類

三池炭鑛において昭和24年11月より昭和26年8月に亘り有明海の軟弱地盤上に構築した人工島は計画当初に Terzaghi の圧密理論により計算した値とは大分異なり、特にその初期沈下量は予想の約2倍に達し工事の竣工さえ憂う程であつた。それ故筆者は人工島の沈下を究明すべく土質力学的見地から次のように分類して考察してみた。

- (a) 弾性沈下 (Elastic deformation)
- (b) 塑性流動沈下 (Plastic deformation)
- (c) 破壊沈下 (Failure)
- (d) 圧密沈下 (Compressive deformation or Consolidation)

すなわち上記の分類は力学的の差異によつて分類したもので、弾性沈下は載荷と共に急激に起り極めて短時間に終熄するが、塑性流動による沈下は沈下が終熄する迄には相当の時間を要する。特に圧密沈下は沈下が終熄する迄には極めて長時間を要する。但しその沈下量は透水係数によつて異なるが時間の経過と共に減

少するものである。

次に人工島の荷重に対して地盤支持力が不足する場合は人工島堤端部に塑性域が現われ漸次拡大されて遂に人工島は破壊する。

(a) 弾性沈下(Elastic deformation) 海底地盤の土粒子の間隙はすべて間隙水で飽和されていると考えられるから、土粒子自体の荷重による変形を無視する事ができるならば人工島荷重による地盤の弾性沈下量は無視する事ができる。

Terzaghi は自然状態の軟弱な粘土で含水量に変化なければその弾性係数は $E=2000 \text{ kg/cm}^2$ に達する事があると述べている。

半無限等方弾性体の地盤上に円形等分布荷重 $Q=\pi \cdot a^2 \cdot q_0$ が作用する時、その中心における地表沈下量は次式を以て表わされる。

$$S = \frac{2(1-\nu^2)}{E} \cdot a \cdot q_0 \dots\dots\dots (1)$$

ここに ν : Poisson's ratio
 a : 荷重面の半径
 q : 載荷度
 E : 地盤の弾性係数

この式から $a=75 \text{ m}$, $q_0=1.7 \text{ kg/cm}^2$ の人工島の沈下量を計算すると $S=9.6 \text{ cm}$ となる。しかるに海底地盤は試錐の結果上層より15m位は軟弱層であるが15~30mは割合に固く、30~60mは非常に固く60m以下は洪積層と識別されるもので、星埜博士の理論によつて軟弱層厚 z と人工島の半径 a との關係が $z/a=1$ で、下層部地盤の弾性係数 E_1 と上層部地盤の弾性係数 E_2 との關係が $E_1/E_2=\infty$, $\nu=0.5$ として

* 三井鉱山株式会社三池炭業所建設部長

沈下量を求めると沈下量 $S \approx 3 \text{ cm}$ となる。

すなわち人工島の初期沈下に関係深い弾性沈下量は事実上無視する事ができる。しかもこの値は圧密試験から沈下量を求める場合にはその中に含まれて現われるから最終沈下量にも考慮する必要はない。

(b) 塑性流動による沈下 (Plastic deformation)
軟弱地盤上に築堤された人工島は堤端より塑性域が発生し、漸次拡大されてこれに起因する沈下が起る。この塑性域は人工島の場合は島の周辺より発生し荷重増加と共に漸次拡大され、ある限度に達すれば遂に人工島は破壊する。また島の周辺に起る塑性域の発生に伴い、基礎地盤の剪断力により荷重分布は中央部に漸次集中される傾向が強くなる。それ故 Boussinesq の式から求めた値はある程度の修正をなさねばならなくなる。しかしこの集中係数を求める事はなかなか困難であるから一般に Boussinesq の式から求めた値をそのまま用いる。

基礎地盤が上層軟弱層と同様全層を通じ内部摩擦角 $\phi = 10^\circ$, 凝集力 $c = 0.03 \text{ kg/cm}^2$ として星埜博士の理論を引用して計算してみると降伏点の深さは人工島荷重 $q_0 = 1.7 \text{ kg/cm}^2$, 半径 $a = 75 \text{ m}$ の場合に約 $40 \sim 65 \text{ m}$ となる。しかるに現地地盤は 15 m 以下は地盤も割合に固く $\phi = 30^\circ, c = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ 以上となつてゐるから人工島はその堤端の上部軟弱層においてのみ局部的の塑性流動沈下が起るものと考えられる。この事は Kru-djümooff の効果からも容易にうなずける。

(c) 破壊沈下 (Failure) 試錐の結果によれば前述のように軟弱層は上層 15 m 位でそれ以下は漸次固くなつてゐるから、人工島が地盤支持力不足による破壊沈下を生ずるとは考えられない。ただ堤体が上層軟弱層中に滑り面を有する円弧滑り出しに耐えるように堤体の設計をなしておけばよい。

(d) 圧密沈下 (Compressive deformation or Consolidation) 以下の理由から (a), (b), (c) に起因する人工島中心部の沈下はまず無視する事ができる。それ故人工島中心部の沈下はほとんど圧密沈下に起因すると考えられる。しかるに第4紀層 140 m が透水面を地表面に有する一連の片面透水層として Terzaghi の圧密理論から求めてみると本工事竣工直後における沈下量は図-5 に示すように約 1.1 m となる。しかるに実際観測の結果は約 1.9 m となつた。これを究明すべく筆者は圧密沈下の現象を次のように分類して考えてみた。

- 1) 部分載荷による土構造骨格の剪断変形に基づく沈下。
- 2) 地下水圧の変化に基づく各層単独に起る沈下。

3) 3 次元的圧密沈下。

以下上記分類につき説明を加えよう。

(1) 部分載荷による土構造骨格の剪断変形に基づく沈下: 圧密試験から求める Consolidation curve は等布無限載荷の場合にのみ適用できる。しかるに人工島荷重は部分載荷であるから圧密試験の場合とは大いに異なる。すなわち部分載荷の場合地中各点における $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ の直応力及び $\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}$ の剪断力の値はそれぞれ異なる。そのため 3 次元的の間隙水脱水現象が起る。この現象が圧密沈下にいかなる影響を与えるかを考えてみよう。

すなわち部分載荷による土層中の不均衡応力のため、実際の沈下は今迄考えてきた沈下より初期において大きく現われる。勿論最終沈下量は圧密試験から求めた値に等しい事は云う迄もない。

以下この理論について少し考えてみよう。なお本理論は九州土質基礎工学研究会員、九大助手三笠正人氏が発表せるものである事を附言する。

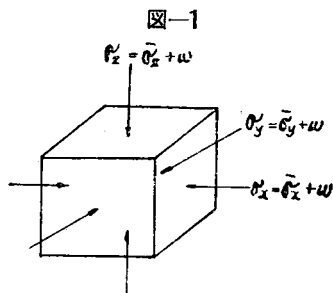
まず剪断力が沈下に及ぼす影響は極めて小さいから以下の理論には直応力の影響のみを考えて剪断力の影響は無視して公式の誘導を進める。

土層中の任意の点で x, y, z 軸に垂直なる面を有する微小 6 面体を考え載荷直後に各面に加わる全鉛直応力を Boussinesq's formula より求めて $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ とする。また土構造骨格に作用する直応力を $\bar{\sigma}_x, \bar{\sigma}_y, \bar{\sigma}_z$ とする。間隙水の過剰水圧は水の粘性を無視すれば 3 方向共等しくならねばならないからその値を w とする。また各軸方向の収縮を $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ とする。今土構造骨格だけを考慮して Hooke の法則を示せば、

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{1}{E} \{ \bar{\sigma}_x - \nu(\bar{\sigma}_y + \bar{\sigma}_z) \} \\ \epsilon_y &= \frac{1}{E} \{ \bar{\sigma}_y - \nu(\bar{\sigma}_z + \bar{\sigma}_x) \} \\ \epsilon_z &= \frac{1}{E} \{ \bar{\sigma}_z - \nu(\bar{\sigma}_x + \bar{\sigma}_y) \} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (2)$$

微小 6 面体の体積を V とすると載荷直後は間隙はすべて間隙水で満たされてゐるから、間隙水の脱水現象がない限り V は変化する事ができない。すなわち (2) 式から

$$\frac{\Delta V}{V} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = \frac{1-2\nu}{E} (\bar{\sigma}_x + \bar{\sigma}_y + \bar{\sigma}_z) = 0 \dots (3)$$



となる。しかるに土構造骨格は完全なる非圧縮性ではないから $\nu \neq 0.5$ となる。

故に $\bar{\sigma}_x + \bar{\sigma}_y + \bar{\sigma}_z = 0$ (4)

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_x &= \sigma_x - w \\ \bar{\sigma}_y &= \sigma_y - w \\ \bar{\sigma}_z &= \sigma_z - w \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

$$w = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \dots\dots\dots (6)$$

となる。それ故土構造骨格に作用する初期応力 $\bar{\sigma}_x, \bar{\sigma}_y, \bar{\sigma}_z$ は(5), (6)式より次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_x &= \frac{2}{3} \left\{ \sigma_x - \frac{1}{2}(\sigma_y + \sigma_z) \right\} \\ \bar{\sigma}_y &= \frac{2}{3} \left\{ \sigma_y - \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_z) \right\} \\ \bar{\sigma}_z &= \frac{2}{3} \left\{ \sigma_z - \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

この土構造骨格の応力は体積変化なしと云う条件から導いたものであるから、この応力による骨格の変形は間隙水の流れ出る前に起り得る変形であつて、骨格の性質を完全弾性体と考えれば、載荷と同様に以上の変形が起り載荷面は沈下する。

この沈下を土構造骨格の剪断変形による沈下、または容積変化を伴わない沈下と称する事とする。(7)式の $\bar{\sigma}_x, \bar{\sigma}_y, \bar{\sigma}_z$ の値を(2)式に代入して整理すると(8)式を得る。 $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ は沈下量には関係ないから以下 ε_z についてのみ求める。

$$\varepsilon_z = \frac{2(1+\nu)}{3E} \left\{ \sigma_z - \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \right\} \dots\dots\dots (8)$$

間隙水脱水前における土全体は非圧縮性と考えたから $\nu = 0.5$ である。この考えに基づき上式を觀察すると(8)式は間隙水を含んだ土全体としての間隙水脱水前における Hooke の法則である。但し注意を要する事はこの間隙水脱水前における弾性係数 $E_0 = 3E/2(1+\nu)$ となり前述の弾性沈下の時に述べた E とは全然異なつたものである。この式の ν 及び E は土構造骨格自体の Poisson's ratio 及び Young's modulus であつて粘土全体として考えた時は $\nu = 0.5$ であるが、土構造骨格のみの ν は圧密終了時においては $\nu \rightarrow 0$ となるとすれば E は圧密弾性係数 $1/\nu$ となる。すなわち

$E_0 = 3E/2$ 但し E_0 : 土全体の弾性係数

E : 土構造骨格自体の弾性係数

故に $\varepsilon_z = \frac{1}{E_0} \left\{ \sigma_z - \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \right\} = \frac{2}{3} \nu \left\{ \sigma_z - \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \right\}$ (9)

それ故間隙水脱水前の初期沈下 S は次式によつて求められる。

$$\begin{aligned} S &= \int_0^h \varepsilon_z dz = \frac{2}{3} \int_0^h \nu \left\{ \sigma_z - \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \right\} dz \\ &= \int_0^h \nu \bar{\sigma}_z dz \dots\dots\dots (10) \end{aligned}$$

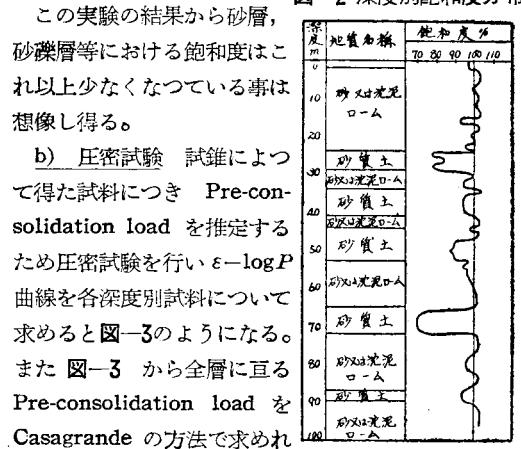
すなわち S は載荷直後に圧密による間隙水の脱水前に起る沈下である。次に圧密沈下を考える際は土構造骨格の剪断変形に基づく沈下の現象を考慮に入れるのは勿論、これによる3次元の透水を考えねばならない。しかしこの問題は今の所到底理論的に解明できない。

それ故ここでは土構造骨格の剪断変形に基づく沈下と圧密による沈下は別々に考えて各の現象は単独に起るものとして計算した。すなわち土構造骨格の剪断変形に基づく沈下は上記の理論によつて間隙水の脱水前に起るものと仮定した。

(2) 地下水圧の変化に基づく各層単独に起る圧密沈下: [海底軟弱地盤は第4紀層成因状態から考えても、特に成層後地殻の変動がない限り、その間隙はすべて水で満されしかも静水力学的の理論水圧を各深度において有する筈である。しかるに当地方は過去80年間に亘る石炭採掘によつて地下水圧は極めて複雑な変化をなし静水力学的に不連続な形と變つていると考えられる。これについて筆者は次の3つの実験からこれを証明する事ができた。

a) 飽和度試験 試錐によつて得た各深度の試料について飽和度を測定した結果は図-2 のようになった。図において上層 15 m 位迄はその組成の如何にかかわらず 95~105% 間にある。勿論 100% 以上と云う事はあり得ないがこれは実験誤差とみればこの間の層は飽和度 100% と考えてよい。しかし深度 20 m 位より深くなれば砂質層においては 70~90% 位となりその含水量は非常に少ない。勿論本試験においては砂層や砂礫層においては試料から水が分離して測定できなかった。

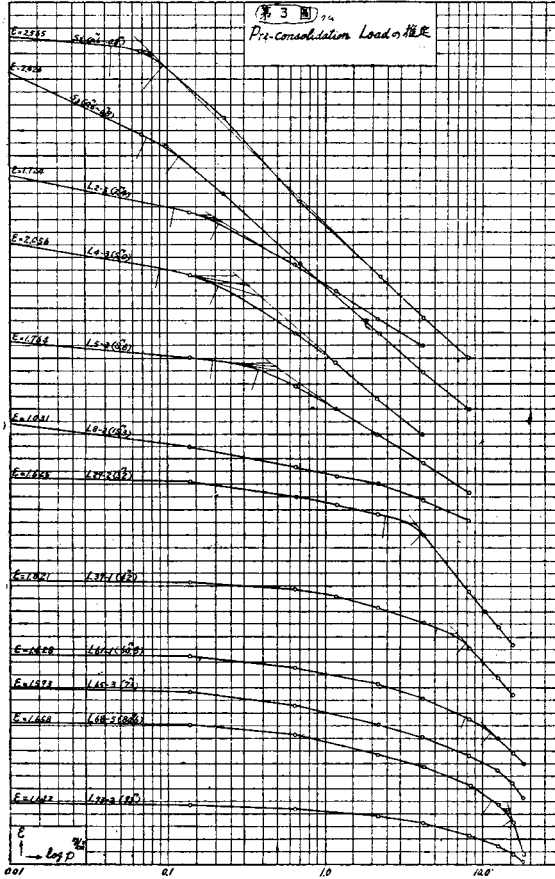
図-2 深度別飽和度分布



この実験の結果から砂層、砂礫層等における飽和度はこれ以上少なくなつてゐる事は想像し得る。

b) 圧密試験 試錐によつて得た試料につき Pre-consolidation load を推定するため圧密試験を行い $\varepsilon - \log P$ 曲線を各深度別試料について求めると図-3 のようになる。また 図-3 から全層に亘る Pre-consolidation load を Casagrande の方法で求めれ

図-3



は表-1 のようになる。

次に表-1の値と第4紀層は140mの深度に亘り地下水は静水力学的の圧力を有していると考えた場合、すなわち各点の土粒子は浮力を受けていると考えた時の各深度の自重による stress intensity と地層中の地下水は圧力を有していないとして、すなわち見掛比重より各深度の自重による stress intensity を求めた値との関係を図-4 に示す。

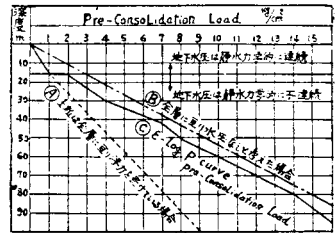
表-1 深度別 Pre-Consolidation Load すなわち

試料名	深度 m	Pre-Consolidation Load % σ	閉 隙 比 (e)	間隙比 試験前	間隙比 膨張率%
L2-5	2.4	0.20	1.55	1.72	1.0
L4-3	5.0	0.32	1.90	2.06	8
L5-3	8.6	0.48	1.67	1.76	5
L8-3	15.3	2.00	0.81	1.03	21
L29-2	31.8	3.80	1.45	1.62	11
L37-2	42.0	7.00	1.61	1.82	12
L51-1	52.8	8.20	0.45	0.58	22
L61-1	60.8	10.00	1.16	1.42	17
L65-3	73.0	12.50	1.28	1.59	20
L68-5	80.6	14.00	1.32	1.66	21
L73-2	93.0	15.50	0.95	1.14	17

図-4 から 当地方における地下水は上部15m位迄すなわち第1粘土層の上部においては静水圧を有しているが15m以下における地下水は静水力学的に連続していない。すなわち15m以下の地下

水はむしろ 圧力を有しなく、ただ空隙を満した含有水と考える事が実際に近いと思われる。

図-4 Pre-Consolidation Load の推定



c) 試錐時における水圧測定 次に筆者は試錐時試錐管中の水位の観測を行つた。この結果より各深度における地下水の圧力が極めて複雑な変化をしている事を観測し得た。勿論この観測によつては粘土、沈泥のような透水係数の小さな土層中の水位測定は困難であるが砂層、砂礫層中の水位測定は短時間にしかも割合に容易に観測する事ができた。

この測定から当地方における地下水圧は静水力学的に連続していない事を知つた。

d) 考察 以上の3つの実験から筆者は当地方における地下水圧は静水力学的に連続していない事を確かめた。それ故人工島荷重により140mの粘土層はCの異なつた連続せる一層としてTerzaghiの圧密理論を適用する事は大きな間違いで、むしろ各深度の砂層、砂礫層を透水面とする各層単独の両面透水層として考える方が事実に適していると思われる。したがつて人工島の沈下

は計画当初考えた速度よりもはるかに急速に進行し今後の沈下量は割合に少ないと考えられる。

【III】 真の沈下量を求めるためのその他の補正

人工島の真の沈下と時間との関係を求めるには以上述べた以外に以下のような補正をなさねばならない。

a) 漸増荷重に対する補正 一般にTerzaghiの圧密理論を用いて沈下量を計算する場合は全荷重が衝撃を伴わない急激荷重として取扱つた。しかし人工島工事は約1.5年の長期に亘り竣工したものであるからこれに対する補正をなさねばならない。この方法は一般専門書に記載されてあるから略する。

b) 干満に対する補正 人工島は漲潮時には浮力を受け落潮時には浮力は減ずる。しかし観測の結果人工島中心部は落潮時といえども平均水位に相当する浮力を受けている。それ故これに対する補正をなさねばならない。

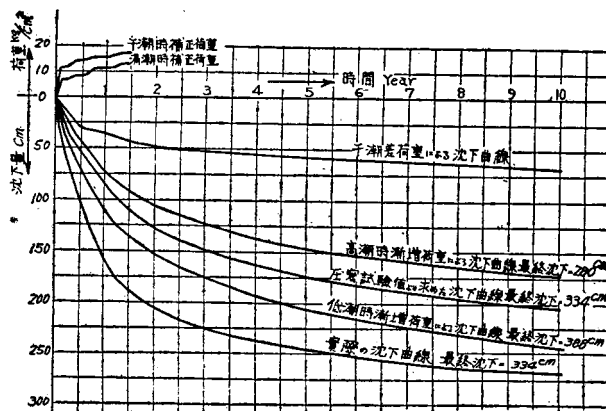
c) 載荷度に応ずる ν の補正 間隙水減少率 ν は同一試料に対しても荷重段階により異なり載荷度大なる程 ν は小さくなる。それ故漸増荷重の場合はこれに対

する補正をしなければ初期沈下量は実際より小さい値となる。これに対して筆者は v を各載荷度に応じて変化させる煩を避けるため v が等しくなるように載荷度を補正して沈下量を求めた。

〔IV〕 結 言

以上述べたような計算の後図-5 に示すような人工島の時間と沈下の関係を求めた。この結果は実際の測定値と極めてよく一致した。この事から筆者は軟弱地盤上に構築された人工島や堤防等の如きものの沈下は上記のような種々な理由で今迄取扱つて来たような方法で求めた値より初期沈下が甚しく大きく現われる事を知つた。特に当地方のような地下採掘をなせる地域においては各層単独の両面透水が起り構造物の初期沈下量はますます大きく現われる。しかし最終沈下量には変化ないから初期沈下が

図-5 時間—沈下曲線



大きいからと云つて心配する事はない。

以上の実験観測理論により有明海の軟弱地盤上に構築した人工島の沈下の時間的關係を求める事が出来た。(昭.27.4.14)

UDC 624.2.095.624.043/.044

橋梁床組の計算について

正 員 星 治 雄*

ON THE STRESS CALCULATION OF BRIDGE FLOOR SYSTEM.

(JSCE Aug. 1952)

Haruo Hoshi, C.E. Member.

Synopsis This paper deals with the stress calculation of bridge floor system by the deformation method. The successive approximation method is applied for the execution of calculation.

要旨 橋梁床組の計算法として変形法による格子の解法について述べ、解法手段としては繰返漸近法によつたものである。

1. 格子構造の解法概要

格子の解法については、さきに福田武雄博士が応力法によつて解式を連立偏差方程式の形に誘導して解かれている。なお橋梁床版の計算としては梯子桁 (Leiterträger, Brückenträgergeroste) を主として取扱うのであるが、ここでは解法手段を示すため床版格子 (Deckenträgergeroste) の形の計算例をとつた。

本文は複雑な形状の格子構造について、その断面力の計算は各節点につき3個の変形を Vector 量にとつた変形法によりこの問題を取扱つたもので Vector 量の算定には最初周辺固定の格子から出発して順次支持状況を実際の値に近似した状態にもつてくる繰返漸近法による解法を提示したものである。この際特に変形分配法の概念を導入して漸近法の物理的意味を明らかにすることによつて、計算の順序、方法を機械的に明示することができるのである。

2. 基礎式の誘導

(1) 断面力変形条件式 格子面上に x, y 軸を、これと垂直方向に下方に z 軸をとる。今図-1 のように長さが l である任意の部材 mf があり、 m は可動、 f

* 岐阜市立工業高等学校長兼岐阜大学工学部講師
1) 福田武雄；土木学会誌17巻5,10号