

I S S N 0386—5878

土 研 資 料 第1618号

マイクロフィルム第 号

土 木 研 究 所 資 料

地すべり地における集水井の構造設計

昭 和 55 年 9 月

建 設 省 土 木 研 究 所

砂防部地すべり研究室

Copyright © 1981 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

ま え が き

地すべり防止対策工の一つとして集水井を利用した地下水排除工は非常に広く実施されている。しかし地すべり運動の実態が複雑なことも大きな要因の一つになっているが、集水井の井筒の設計方法は確立されていない。特に活動中の地すべり地内に設置された集水井の構造設計は不明な点が多く、集水井の変形、切断などのトラブルが発生することもみられる。現在集水井の設計は河川砂防技術基準等を参考にして行なわれているが、問題点も多いので、本文は合理的な集水井構造設計方法を確立するための参考になればと思いとりまとめた。

集水井の井筒には鋼構造型集水井と鉄筋コンクリート製集水井が一般に使用されているが、これらの設計方法は当然異なる。したがって本文ではそれぞれの集水井の構造設計について章を別けて述べるとともに、現場技術者の設計の便を考えて設計計算例も合せて示してある。

また、現在近畿地方建設局の大和工事事務所において亀の瀬地すべりの地すべり対策防止工事が実施されているが、ここで大口径の深礎工や、深礎工を利用したアンカー工などが計画されている。このためこれらの深礎工を掘削するとき鋼製の支保が利用されるため、この支保工設計を行なうときの資料とするための目的をも持っていることを付記しておく。

なほ本文をとりまとめるに当り色々とお世話になった川崎製鉄株式会社および北日本ブロック工業株式会社の方々、また土木研究所藤田地すべり研究室長および室員の皆様に深謝致します。

昭和55年 9 月

地 す べ り 研 究 室

中 村 浩 之

白 石 吉 信

目 次

まえがき

I 集水井の利用状況とその概略構造	1
II 集水井の設計手順	5
III 鋼構造集水井の構造設計	8
III-1 設計土圧	8
III-1-1 地すべり地外の土圧	8
III-1-2 安定化している地すべり地内の土圧	10
III-1-3 運動中の地すべり地内の土圧	11
III-2 均等土圧が作用する場合の設計	12
III-2-1 座屈に対する検討	12
III-2-2 圧縮応力に対する検討	13
III-2-3 許容応力度	14
III-2-4 補強リングを用いた場合の断面性能	14
III-2-5 許容外圧の参考表	15
III-3 地すべり土塊内力を考慮した場合の設計(I)	17
III-4 地すべり土塊内力を考慮した場合の設計(II)	19
III-5 設計計算例	38
III-5-1 地すべり地外に設置された集水井	38
III-5-2 休眠中の地すべり地内に設置された集水井	42
III-5-3 活動中の地すべり地内に設置される集水井(I)	43
III-5-4 活動中の地すべり地内に設置される集水井(II)	50
IV 鉄筋コンクリート集水井の構造設計	63
IV-1 設計土圧	63
IV-2 運動中の地すべり地内以外の集水井の設計	63
IV-3 運動中の地すべり地内の集水井の設計(I)	64
IV-4 運動中の地すべり地内の集水井の設計(II)	65
IV-4-1 集水井の変位, 地盤反力度の検討	65
IV-4-2 集水井前面地盤の許容水平支持力度	70
IV-4-3 集水井の支持地盤の許容支持力度	71
IV-4-4 底面地盤の許容せん断抵抗力	72
IV-5 設計計算例	72
IV-5-1 活動中の地すべり地以外に設置された集水井	72
IV-5-2 活動中の地すべり地内に設置される集水井(I)	76

IV-5-3 活動中の地すべり地内に設置される集水井(II)	78
V 集水井構造設計に必要な地盤調査	92
V-1 横方向地盤反力係数の推定方法	92
V-1-1 Terzaghi の提案	92
V-1-2 Y. L. Chang の提案	94
V-1-3 Hopkins の提案	94
V-1-4 N 値より求める方法	94
V-1-5 変形係数より求める方法	95
V-1-6 設計への適用	95
V-2 地盤反力係数の推定方法	95
V-2-1 地盤の変形係数の測定	96
V-2-2 平板載荷試験	96
V-2-3 ボーリング孔内載荷試験	98
V-2-4 標準貫入試験	100
V-2-5 土質試験	102
V-2-6 水平方向, 鉛直方向の地盤反力係数	109
参 考 文 献	111

I 集水井の利用状況とその概略構造

地すべり地において地下水を排除することは地すべり防止対策上の主要な工法の一つである。昭和49年に建設省土木研究所の地すべり研究室で、100 箇所余りの全国に分布する地すべり地で実施されている対策工について調査した結果、図-1 に示すように60%以上の地すべり地で地下水排除のために集水井工が実施されていることが明らかになった。これによっても集水井工が非常に重要な工法の一つであることは明らかである。さらに集水井工の実態をみることにする。図-

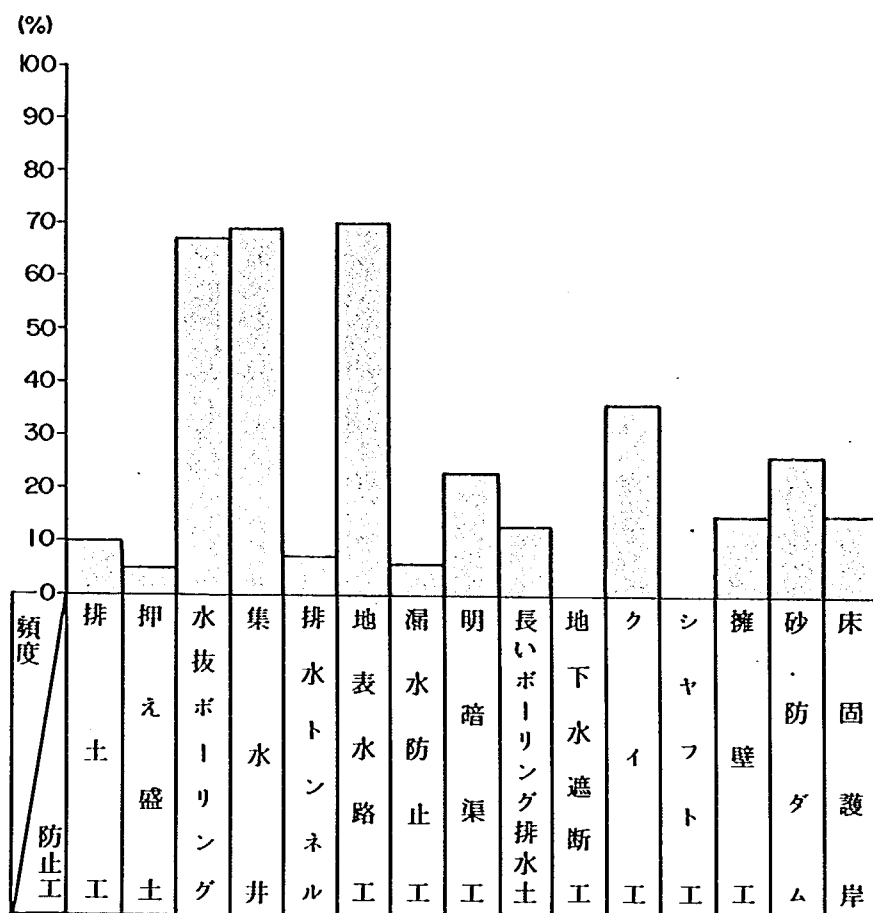


図-1 地すべり地における対策工法の実施状況

2 に示すように地すべり地では集水井が1~2 基施工されているものが大半である。

集水井の深度をみると深度15~19mが31%, 20~24mに31%, 10~14mに28%で、10~24mの範囲で90%も含まれていることがわかる。(図-3 参照)

このうちすべり面を切るように施工されているのが63%もあり、すべり面下の深度については3m 以上のものが多い。一般に運動中の地すべり地に施工される集水井はすべり面より上部に浮かしているが、このことより大半の集水井

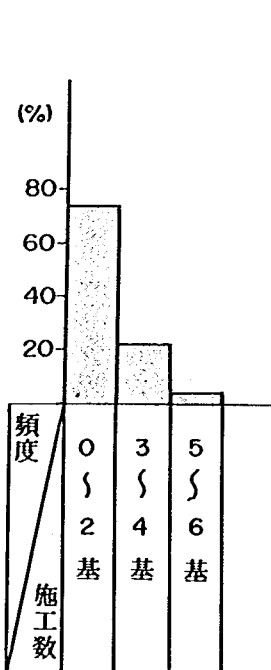


図-2 集水井施工数
(地すべり地 1 箇所当り)

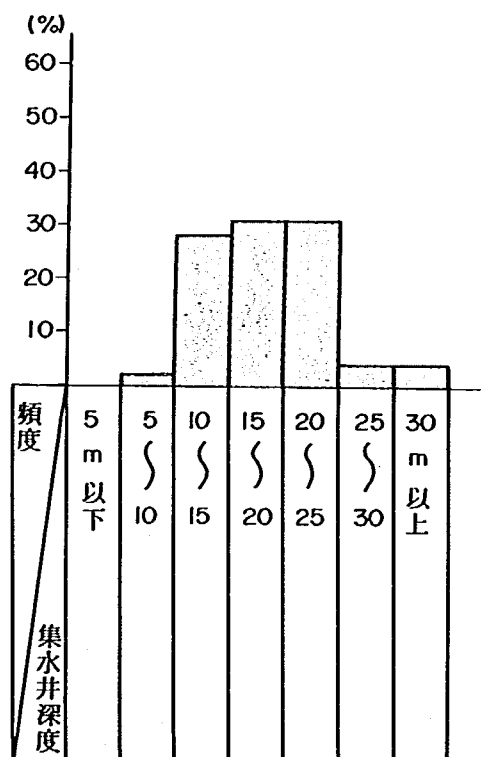


図-3 集水井施工深度

は休眠中の地すべり地内や地外に施工されている
ものと思われる。

集水井の井筒の材料は図-4に示すように鋼構造製のものが大部分で鉄筋コンクリート製のものはわずかであることがわかる。しかし鉄筋コンクリート製の集水井は特殊な地盤条件の所で多く利用されている。

布施, 八木 (1974)* によれば鉄筋コンクリート製井筒な現場打設式の井筒と井戸枠を工場で鉄筋コンクリートのブロックとして製作し, このブロックを施工現場で組み立てる方式のものに分けられる。いずれにしても鉄筋コンクリート製の井筒は, 掘削時に孔底と井筒の先端が常に接しているため, 孔壁が素掘りのままになっているところからくる孔壁の崩壊や土砂の孔内への噴き出し事故を防止できるような安全面に大きな利点を持つことは見逃すことはできない。しかしこの反面, 井筒が沈下しないというトラブルも発生するが, 施工業者の熟練や工夫によってかなりのトラブルも回避されているようだ。

集水井径は図-5に示すように, 井戸内での作業スペースを考慮して直径3.5 mのものが非常に多いが, 鉄筋コンクリート製井筒のように内径が, 3.0 mのものも用いられている。

施工位置については地すべり頭部に施工される集水井が約半数であり, また集水井の底張りは全集水井の85%で行なわれている。

さらに鋼製集水井を利用している10個所の事業機関においてその構造, 使用材料について調査した結果を表-1にまとめられる。

これによると直径3.5 mの井戸がほとんどであるが, 使用されているプレートの板厚等をみると2.7~6.2 mmとかなりの幅があり, 設計土圧についての考え方がまとまっていないという一面もみられる。しかし板厚, 補強リング等については地すべりタイプに適応した安全な構造が長年の経験により決定されたものであり, 新しい集水井構造の設計を考える上でも, この実態を無視しては行ない得ない。

鋼構造集水井 (94 %)	鉄筋コンクリート集水井 (6 %)
---------------	-------------------

図-4 集水井のタイプ

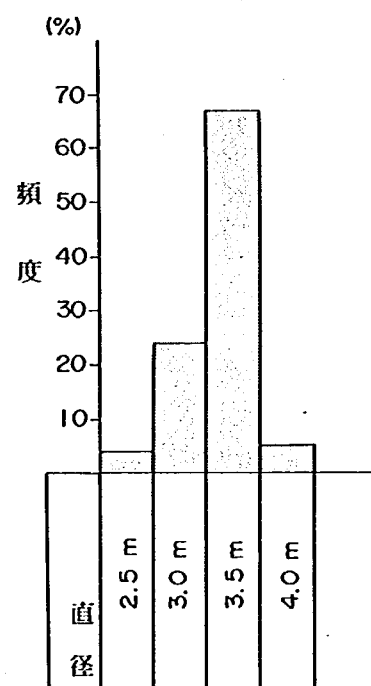


図-5 集水井の直径

* 布施弘, 八木良征: 放射状集水井戸の開発の歴史と施工例について
地すべり Vol. 11, 号2, PP 15~20, 1974

表-1 鋼構造集水井の利用実態

施工地	深さ (m)	直 径 (m)	プレート板厚 (mm)	補 強 リ ン グ		ヴァーティカル スティフナー	ストラット	備 考
				サイ ズ	間 隔 (m)			
A	15~30 平均 20	3.5	4.5 深度に無関係	H-125	2.0	?	?	結晶片岩地帯地すべり 亜鉛メッキ
B	10~27 10~20 が一般	3.5	4.5 深度に無関係	H-125	1.0	?	?	第三紀層地すべり。 すべり面よりに浮して井戸掘削
C	7.0~25.5	3.5	2.7~6.2	H-125	2.5~1.5	4本 (H-175)	ナシ	第三紀層地すべり 設計土圧： 均等土圧+偏土圧 (ランキン土圧) (10 t/m ²) 座屈計算による
D	?	3.5	3.2~5.3	H-125	2.0~1.0	?	?	古生層地すべり 設計土圧： 均等土圧+偏土圧 (静止土圧) (10 t/m ²) ただし 15 m 以深は一定土圧 座屈計算による
E	30~60	3.5	4.5	H-125	3.0~1.5	?	?	第三紀層地すべり 黒カワ 設計土圧： 地すべり内力を考慮 (10 m まで三角土圧, 10 m 以深 は一定土圧)
F	11.0~20.0	3.5	2.7	H-125	1.0	4本 (H-175)	?	第三紀層地すべり 設計は河川砂防技術基準に準拠, 亜鉛メッキ
G	?	3.5	2.7	H-125	ケースバイ ケース, 下 を密にする	4本 (H-175)	?	第三紀層地すべり 設計は河川砂防技術基準による。 亜鉛メッキ
H	20.0 m まで 15.0 m 前後 が多い	3.5	4.5 深度に無関係	H-125	1.0~0.5	4本 (H-175)	用いる	第三紀層地すべり 亜鉛メッキ 補強リングは現場によっては 3.0 m から入れることもある。 構造計算は行なわない

(表-1 続き)

I	?	3.5	2.7 場合によって 3.2	H-125	2.0 上半部 1.5 下半部	4 本 (H-175)	?	中, 古生層, 結晶片岩地帯地すべり, 亜鉛メッキ
J	?	3.5	2.7~4.0	H-125	ナシあるいは 1.5	4 本 (H-175)	?	第三紀層地すべり 設計土圧: 15 m までは三角土圧, 15 m 以深は一定土圧, 座屈計算による
K	?	3.5	2.7	H-125	用いる	用いる	用いる	第三紀層地すべり 設計土圧: 偏土圧 (15 t/m ²), 河川砂防技術基準による

Ⅱ 集水井の設計手順

集水井の設計手順を図－6，7にまとめて示す。

設計は鋼構造集水井と鉄筋コンクリート集水井とは区別して行なわれる。また各集水井においては地すべり地外および休眠中の地すべり地内，活動中の地すべり地内（すべり面を切らない場合）と活動中の地すべり地内（すべり面を切る場合）の三つの区別のもとに設計手順は示されている。設計の詳細については後に述べられる。

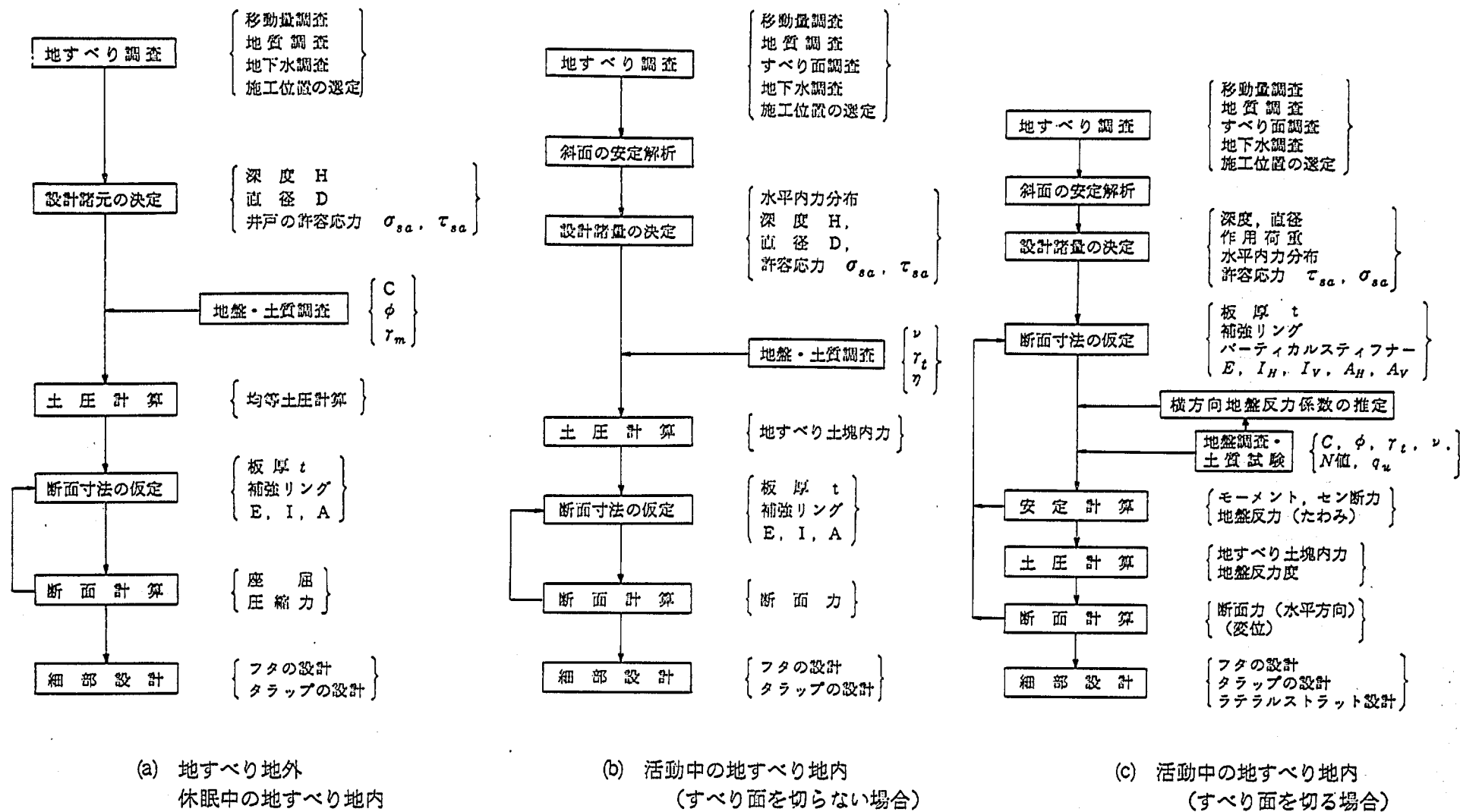


図-6 鋼構造集水井設計手順

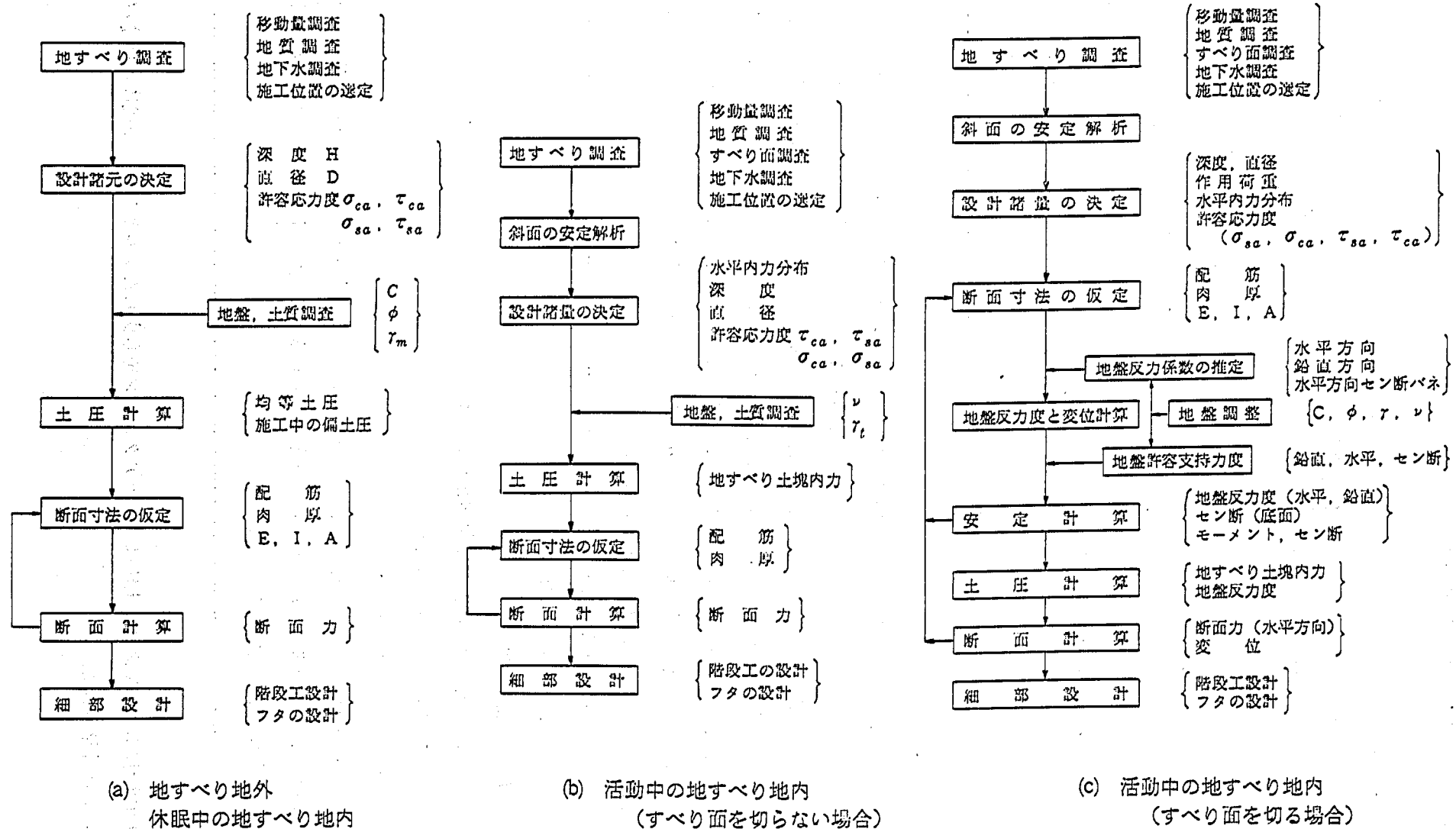


図-7 鉄筋コンクリート製集水井の設計手順

Ⅲ 鋼構造集水井の構造設計

Ⅲ-1 設計土圧

鋼構造集水井にかかる土圧は、その設置条件により、次の3つに区分して考えるのが適当と思われる（表-2 参照）。

区分としては

- ① 地すべり地外
 - ② 現在安定化している地すべり地内
 - ③ 地すべり運動のみられる地すべり地内
- と考える。

表-2 鋼構造集水井の構造設計における設計土圧

区分	設計土圧	適用
Ⅰ	均等土圧	- 地すべり地外 - ケーソン指針あるいは河川砂防技術基準による（ただし直径3.5m以上の井戸では曲モーメントを考慮した設計を行なう）。
Ⅱ	均等土圧	- 休眠中の地すべり地内 - 静止土圧により検討する（ただし直径3.5m以上の井戸では曲モーメントを考慮して設計を行う）。
Ⅲ	地すべり土圧 および 地盤反力度	- 地すべり運動のみられる地区内 - 滑動時における地すべり土塊内力を考慮する。

Ⅲ-1-1 地すべり地外の土圧

地すべり地外より流入する有害な地下水が地すべり地内に流入することを阻止したり、地すべり地内の水を地すべり地外に排除する目的で集水井が地すべり地外に計画される場合がある。この場合井戸に作用する土圧は均等土圧が作用するものとして設計されるが、水圧については、一般に鋼構造集水井は水密性がないため、集水井掘削時に排水が行なわれ、地下水位が低下するので水圧は考慮しないものとする。

集水井のような立坑に作用する土圧算定用の式がある。しかし土質、地形等種々の要因により正確に算定するのは難しいが、一般には実用的なケーソン指針や河川砂防技術基準などに準じて設計されている。

ケーソン指針によれば土圧は次式で求められる。

$$p = K_0 (r_m \cdot h + w) \quad \dots\dots\dots (1)$$

p : 土圧強度 (t/m^2)

K_0 : 土圧係数

r_m : 各土層の平均湿潤単位体積重量 (t/m^3)

h : 地表からの深さ (m)

w : 上載荷重 (t/m^2)

ただし $h=15m$ 以上では一定圧とし、土圧の増加はないものとする。また土圧係数 K_0 は一般に地すべり地帯では地盤が破碎され崩壊性の地盤と考えられるので（ただし破碎の程度の小さい岩盤では0.5より小さな K_0 を用いることある）

$$K_0 = 0.5 \quad \dots\dots\dots (2)$$

とする。

一方河川砂防技術基準によれば土圧はアーチアクションを考慮したテルツアギーの式により算定するものとし次式より計算される。

$$P_t = \left\{ \frac{12(3m-2)}{h_0^3} \cdot h^2 + \frac{6(3-4m)}{h_0^2} \cdot h \right\} P \quad \dots\dots\dots (3)$$

また最大土圧 $P_{t \max}$ の生じる深さ h' は

$$h' = \frac{(3-4m)h_0}{4(2-3m)} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここでの最大土圧は、

$$P_{t \max} = \frac{3(3-4m)^2 \cdot P}{4(2-3m) \cdot h_0} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここで、

P_t : 地表より深さ h における土圧強度 (t/m^2)

h_0 : 地表よりの集水井の深さ (m)

h : 地表より P_t までの距離 (m)

h' : 地表より $P_{t \max}$ の生じる距離 (m)

m : P の作用点までの距離の h_0 に対する割合

($m = 0.50 \sim 0.65 \div 0.55$)

$$P = \frac{1}{2} K_A \cdot r_t \cdot h_0^2 \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここで土圧分布は放物線分布に近いと言われ土圧の合力 P はクーロンの三角分布土圧と仮定した合力と等しいと考えて算定式は導びかれている (参考 1 参照)。

ここで、

r_t : 各土層の湿潤単位体積重量 (t/m^3)

K_A : 主動土圧係数

砂質土の場合

$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi^\circ}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (7)$$

粘性土の場合

$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi^\circ}{2} \right) - \frac{2C}{r_t h} \tan \left(45^\circ - \frac{\phi^\circ}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (8)$$

C : 地すべり土塊の粘着力 (t/m^2)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

なお集水井は比較的安定した地盤内に設置されるが、場合によっては偏土圧を受けることが考えられる。しかし鋼構造の集水井は若干の偏圧をうけてもそれがほぼ均等に再配分され、均等に作用するものとし偏土圧は考慮しないことになる。

〔参考 1〕 テルツァギーによる土圧算定式の導入

土圧分布が放物線で近似できるものと仮定して (図-8 参照)

$$P_t = a h^2 + b h \quad \dots\dots\dots (a)$$

とする。

$$P = \int_0^{h_0} (a h^2 + b h) dh$$

$$\therefore P = \frac{a h_0^3}{3} + \frac{b}{2} h_0^2 \quad \dots\dots\dots (b)$$

また,

$$\int_0^{h_0} (a h^2 + b h) \cdot h \cdot dh = \zeta P$$

$$\text{しかるに} \quad \frac{\zeta}{h_0} = m$$

$$\therefore \frac{a}{4} h_0^3 + \frac{b}{3} h_0^2 = m P \quad \dots\dots\dots (c)$$

(b), (c)より

$$a = 12 (3m - 2) \cdot \frac{P}{h_0^3}$$

$$b = 6 (3 - 4m) \cdot \frac{P}{h_0^2}$$

$$\therefore P_t = \left\{ \frac{12 (3m - 2)}{h_0^3} \cdot h^2 + \frac{6 (3 - 4m)}{h_0^2} \cdot h \right\} P \quad \dots\dots\dots (d)$$

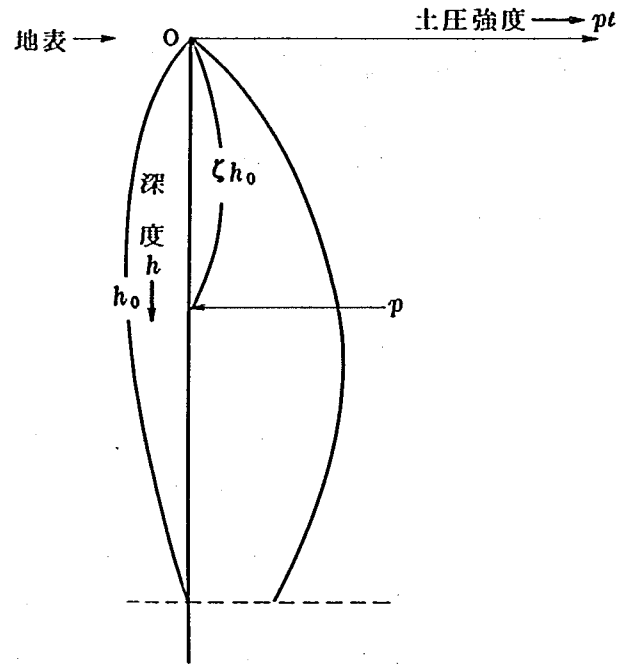


図-8 テルツアギーによる土圧算定法

Ⅲ-1-2 安定化している地すべり地内の土圧

地すべりが現状で安定しているかどうかの判定はなかなかむずかしいが、結晶片岩地帯や、中生層の地すべりで一般に見られることだが、豪雨時に突発的な運動を示すものや第三紀層地すべりでも現地踏査や各種調査を実施しても運動の徴候が見られない地すべり地は安定化している地すべり地と考えることができる。

この場合の設計土圧は一般の地盤が深度を増すにつれて安定化するのに反し、地すべり地内ではすべり面附近では地盤が破砕されているので集水井の全長にわたって静止土圧が作用するものとするのが普通である。(ただし岩盤地すべりで破砕の少ない土塊では土圧係数を小さくすることもできる。)

土圧は次式より求める。

$$p = 0.5 (r_m \cdot h + w) \quad \dots\dots\dots (9)$$

p : 土圧強度 (t/m^2)

r_m : 各土層の平均湿潤単位体積重量 (t/m^3)

h : 地表からの深さ (m)

w : 上載荷重 (t/m^2)

Ⅲ-1-3 運動中の地すべり地内の土圧

地すべり運動の地すべり地内に設置された集水井には均等土圧は作用せず、複雑な土圧が作用することが予想される。第三紀層の地すべりはクリープ的に運動するものが多いが、このような地すべり土塊内の内部応力を算定することは非常に難しく現状では明らかではない。

しかし限界平衡状態における地すべり地内の内部応力を考えてみると、

地すべり地内での初期状態での応力は (図-9 参照)

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= K \cdot \gamma_t \cdot z \\ \sigma_y &= K \cdot \gamma_t \cdot z \\ \sigma_z &= \gamma_t \cdot z \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

ここで、 K : 側圧係数

$$= \frac{\nu}{1-\nu}$$

ν : ポアソン比

γ_t : 土の単位体積重量

z : 深さ

地すべりが限界平衡状態にある地すべり地内の応力は、

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_x &= K \gamma_t z + \sigma_1 \\ \sigma'_y &= K \gamma_t z + K \sigma_1 + K t_1 \\ \sigma'_z &= \gamma_t z + K \sigma_1 + t_1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11)$$

いま地すべり土塊中のスライス壁に作用する水平土圧強度分布を図-10に示すように台形分布とすると、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_a &= (6\eta - 2) \bar{\sigma} \\ \sigma_b &= (4 - 6\eta) \bar{\sigma} \\ \sigma_1 &= \sigma_b + (\sigma_a - \sigma_b) \frac{z}{H} \\ \text{ただし } \eta &= \left(\frac{H-h}{H} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

ここで P, T をスライス壁に作用する内力の水平力、セン概力とすれば、

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma} &= \frac{P}{H} \\ t_1 &= \frac{dT}{dx} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13)$$

ただし、 H : スライス壁の高さ

P, T は地すべり斜面の安定解析より求めるが、一般にはスライス壁に作用するセン断力は無視し ($T=0$) 水平内力のみ考慮して集水井の設計は行なわれる。また土塊内の水平内力分布も現状では明らかにされていないが、一般には三角分布 ($\eta = \frac{2}{3}$) を仮定して計算されることが多い。しかしいずれにしても

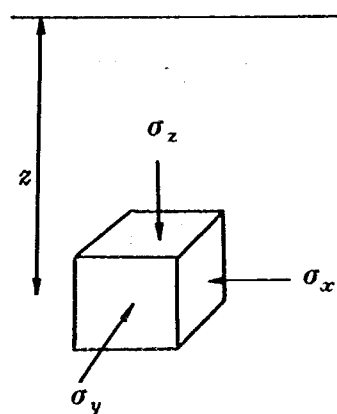


図-9 地盤内の応力

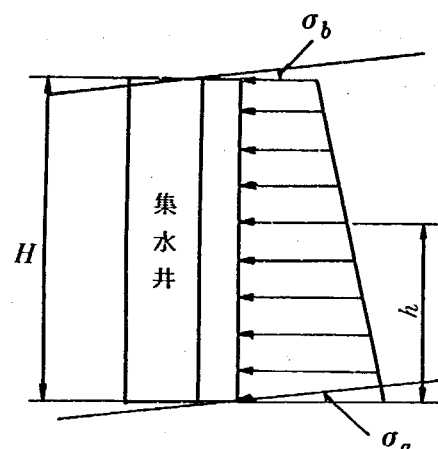


図-10 集水井にかかる土圧分布

地すべり地内の集水井のような円環構造物には異方性の土圧が作用する。

なおすべり面を切る集水井においては地すべり運動に抵抗するクイと同じようになるのでこの場合には変位によって生じる地盤反力度を考慮してやる必要がある。

Ⅲ－２ 均等土圧が作用する場合の設計

集水井断面に均等土圧が作用する場合は地すべり地外あるいは休眠中の地すべり地内に設置された集水井が考えられるが、これらの井戸では次のような検討が必要とされる。

(1) 円環断面の座屈に対する検討

(2) 円環断面の圧縮応力に対する検討

(2)の場合井戸の直径が 3.5 m 以上ある場合、組立誤差等によって多少楕円状を呈することがあり、これを見做出来ないで楕円度を考慮した曲げ応力を検討する必要がある。

Ⅲ－２－１ 座屈に対する検討

静水圧中など円環断面に等分布圧力が作用している状態での限界座屈圧力は次式で示される（コルゲートメタルカルバートマニュアル－土質工学会）。

$$P_{cr} = \frac{3EI}{r^3} \dots\dots\dots (14)$$

P_{cr} ：限界座屈圧力（ t/m^2 ）

E ：鋼の弾性係数＝ 0.21×10^8 （ t/m^2 ）

I ：鋼製プレート単位深さ当りの断面 2 次モーメント（ m^4/m ）

r ：集水井の半径（ m ）

土中での円環断面は座屈しようとするとき地盤反力を生じて座屈しにくくなる。実験によれば土中の限界座屈荷重は静水中の 3～9 倍といわれている。しかし集水井周辺部の地盤との部分的な接触や鋼製プレートの継手等の安全を考慮して許容土圧を低減させ次式のようにして求められる。

$$P_a = \frac{3EI}{fr^3} \dots\dots\dots (15)$$

$$P_a = \frac{2EI}{r^3} \quad (\text{但し, } f = 1.5) \dots\dots\dots (16)$$

P_a ：許容座屈荷重（ t/m^2 ）

E ：鋼の弾性係数＝ 0.21×10^8 （ t/m^2 ）

I ：鋼製プレートの単位深さ当りの断面 2 次モーメント（ m^4/m ）

r ：集水井の半径（ m ）

f ：安全率

したがって座屈に対する検討は P_a が設計土圧を上まわらないようにする必要がある。この場合、地すべり地内外で設計土圧が異なるので注意する必要がある。

Ⅲ-2-2 圧縮応力に対する検討

(i) 圧縮応力のみ考慮する場合

集水井径が 3.5 m より小さいときに検討を行なうが、均等土圧が円環構造物に作用するとき軸圧縮力 N が発生する。

$$N = q \cdot r \quad \dots\dots\dots (17)$$

N : 圧縮力 (t/m)

q : 均等土圧 (t/m²)

r : 集水井の半径

したがって圧縮応力度 (σ_c) が許容値内であるかどうかは次式で検討する。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \leq \sigma_{ca} \quad \dots\dots\dots (18)$$

ただし、 σ_c : 圧縮応力度 (t/cm²)

A : 鋼製プレート単位深さ当りの断面積 (cm²/m)

(ii) 曲モーメントを考慮する場合

直径 3.5 m 以上の集水井では種々の原因で多少楕円化した円環が均等土圧 (q) を受けて座屈することもあると考えられる。このときプレートに発生する最大曲げモーメントは次式により算出する (参考 2 参照)。

$$M_{max} = N \cdot \frac{\delta_0}{1 - \frac{q}{P_{cr}}} \quad \dots\dots\dots (19)$$

M_{max} : 最大曲げモーメント (t · m/m)

$N = q \cdot r$ (t/m)

δ_0 : 半径方向の最大限ひずみ (m)

ここで円環の破壊ひずみを直径の 20% と考えるが、安全率をみてここでは許容ひずみを直径の 1% とした。

したがって、

$$\delta_0 = 0.01 r \quad \dots\dots\dots (20)$$

最大圧縮応力度 (σ_c) は最大曲げモーメントによる応力度と圧縮力による応力度を合成し、これが許容応力度内にあるかどうかを検討する。

$$\sigma_c = \frac{M_{max}}{Z} + \frac{N}{A} \leq \sigma_{ca} \quad \dots\dots\dots (21)$$

Z : 鋼製プレート単位深さ当りの断面係数 (cm³/m)

A : 鋼製プレート単位深さ当りの断面積 (cm²/m)

〔参考 2〕 楕円度を考慮した円環座屈応力計算式

円環が図-11 のように外圧 q を受け破線のような楕円状に座屈する状態を考える。破線の任意の点での曲率半径を r 、変位を δ とすれば、

$$\frac{d^2 \delta}{d S^2} + \frac{\delta}{r^2} = - \frac{M}{EI}$$

..... (a)

曲げモーメント M は

$$M = q \cdot r \cdot \delta \quad \text{..... (b)}$$

変位 δ は外圧 q による変位 δ , と初期楕円最大ずれ量 δ_0 との和で示せば,

$$\delta = \delta_1 + \delta_0 \cos 2\phi$$

..... (c)

また, $d_s = r d\phi$ であるので (a) 式に (b), (c) を代入して,

$$\frac{d^2 \delta_1}{d \phi^2} + \delta_1 = - \frac{q r^3}{EI}$$

$$\times (\delta_1 + \delta_0 \cos 2\phi)$$

..... (d)

したがって上式の解は,

$$\delta_1 = \frac{\delta_0 \cdot q}{P_{cr} - q} \cdot \cos 2\phi \quad \text{..... (e)}$$

最大曲げモーメントは $\phi = 0, \pi$ の位置で生じ (c), (e) 式を (b) 式に代入すると,

$$M_{max} = N \cdot \frac{\delta_0}{1 - \frac{q}{P_{cr}}} \quad \text{..... (f)}$$

但し, $N = q \cdot r$

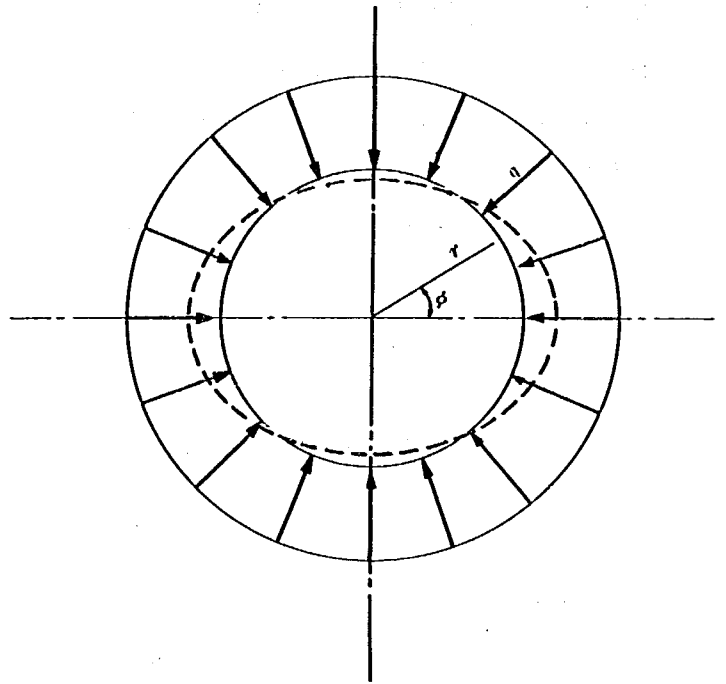


図-11 円環座屈応力

Ⅲ-2-3 許容応力度

一般に鋼構造集水井の材料は、支保工用鋼材として SPHC, SS 34 などが用いられており、短期許容曲げおよび圧縮応力度は、 $1,500 \sim 1,800 \text{ kg/cm}^2$ が考えられる。

鋼構造集水井は地下水の排除が主目的で、永久構造物ではあっても、施工後は集水井内での作業はほとんど行なわれず、したがって少々の変形が生じてもその機能を損なうことがないことや、集水井の変形量に応じて地盤反力を誘発して安定するタワミ性の構造物であることなどを考慮して発生応力度を短期許容応力度以下にしておけば良いと考えられる。

Ⅲ-2-4 補強リングを用いた場合の断面性能

集水井の深さが深くなったり、作用土圧が大きくなると鋼製プレートのみでは強度が不足するようになるためプレートの水平継目または内側に H 型鋼による補強リングで補強する (図-12 参照)。

鋼製プレートと補強リングとが一体に働くかどうか問題があるが、一応一体の構造になっているものとし、設計に当ってはプレートを補強リングの断面性能 (I , Z , A) を合算した値を用いることにする。

鋼製プレートと、補強リングの断面性能の 1 例を示すと表-3、表-4 の通りである。

表-3 鋼製プレート断面性能

(単位: m 当り)

板厚 (mm)	断面積 (cm^2)	断面 2 次モーメント (cm^4)	断面係数 (cm^3)
2.7	39.76	141.0	45.98
3.2	47.12	167.6	54.30
4.0	58.86	210.4	67.50
4.5	66.22	237.4	75.74
5.3	77.90	280.8	88.70
6.0	88.20	319.4	100.10
7.0	102.90	375.2	116.20

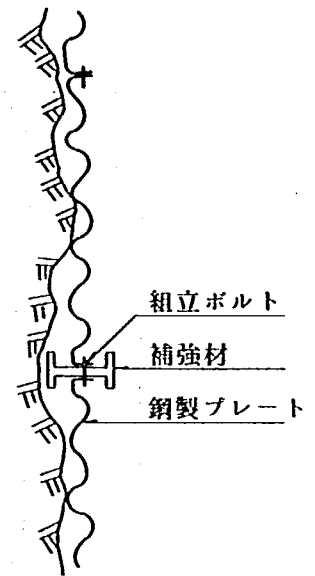
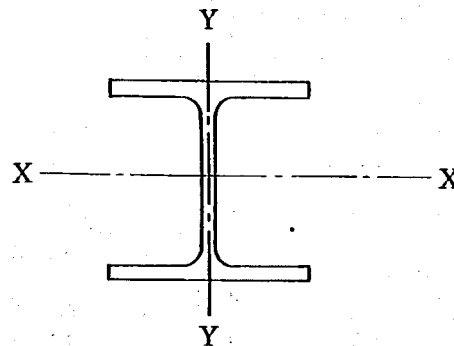


図-12 鋼製プレートと補強材の取り付け

表-4 補強リング断面性能

寸 法 (mm)	断面積 (cm^2)	断面 2 次モーメント (cm^4)		断面係数 (cm^3)	
		I_x	I_y	Z_x	Z_y
H-125 × 125 × 6.5 / 6	30.31	847	293	163	47.0
H-150 × 150 × 7 / 10	40.14	1,640	563	219	75.0



Ⅲ-2-5 許容外圧の参考表

一般に鋼構造集水井としては直径 3.5 m のものが広く用いられているが、これらの集水井を活動中の地すべり地以外で設計する場合座屈や圧縮力に対する検討を行ない、プレートの板厚や補強リングの間隔を決定している。しかし集水井が既成の材料を用いることが多いので、許容応力度を決定してやれば、プレートの板厚と補強リングの組合せに対する座屈や圧縮力に対する許容外圧が逆算できる。

ここで表-3、4 に示した断面性能を持つ鋼製プレート、補強リングに対して許容応力度を $\sigma_{ca} = 1,800 \text{ kg/cm}^2$ とした場合の座屈や圧縮力に対する許容均等外圧を表-5 に一例として示す。

表-5 許容外圧算定表

板厚 (mm)	補強リング		座屈に対する 許容外圧 (t/m ²)	圧縮力に対する許容外圧	
	サイズ (mm)	間隔 (m)		圧縮応力のみ 考慮 (t/m ²)	曲モーメントを 考慮 (t/m ²)
2.7	—	—	11.05	40.90	9.25
	H-125	2.0	44.24	56.48	24.25
	H-125	1.5	55.30	61.68	28.44
	H-125	1.0	77.43	72.07	36.38
	H-125	0.5	143.81	103.25	58.70
3.2	—	—	13.13	48.47	10.96
	H-125	2.0	46.32	64.04	26.31
	H-125	1.5	57.38	69.25	30.62
	H-125	1.0	79.51	79.64	38.76
	H-125	0.5	145.89	110.82	61.45
4.0	—	—	16.49	60.56	13.70
	H-125	2.0	49.68	76.15	29.49
	H-125	1.5	60.74	81.35	33.96
	H-125	1.0	82.87	91.74	42.39
	H-125	0.5	149.24	122.91	65.67
4.5	—	—	18.60	68.11	15.41
	H-125	2.0	51.79	83.70	31.42
	H-125	1.5	62.86	88.90	35.99
	H-125	1.0	84.98	99.29	44.58
	H-125	0.5	151.36	130.46	68.24
5.3	—	—	22.02	80.17	18.16
	H-125	2.0	55.21	95.76	34.45
	H-125	1.5	66.28	100.95	39.14
	H-125	1.0	88.40	111.34	47.98
	H-125	0.5	154.78	142.52	72.13
6.0	—	—	25.03	90.74	20.57
	H-125	2.0	58.21	106.33	37.05
	H-125	1.5	69.29	111.53	41.85
	H-125	1.0	91.41	121.92	50.87
	H-125	0.5	157.79	153.09	75.49
7.0	—	—	29.40	105.82	24.03
	H-125	2.0	62.59	121.41	40.73
	H-125	1.5	73.66	126.60	45.64
	H-125	1.0	95.78	137.00	54.89
	H-125	0.5	162.16	168.17	80.12

(ただし $\sigma_{ca} = 1,800 \text{ kg/cm}^2$)

Ⅲ-3 地すべり土塊内力を考慮した場合の設計(I)

——集水井がすべり面を切らない場合——

活動中の地すべり地内に設置される集水井のすべり面上部においては地すべり土塊内力が作用し均等土圧とならない。

図-13に示すように地すべり地内の円型構造物に土圧が作用するものとする。このとき構造物に発生するモーメント、軸方向力は次式で示される（〔参考3〕参照）。

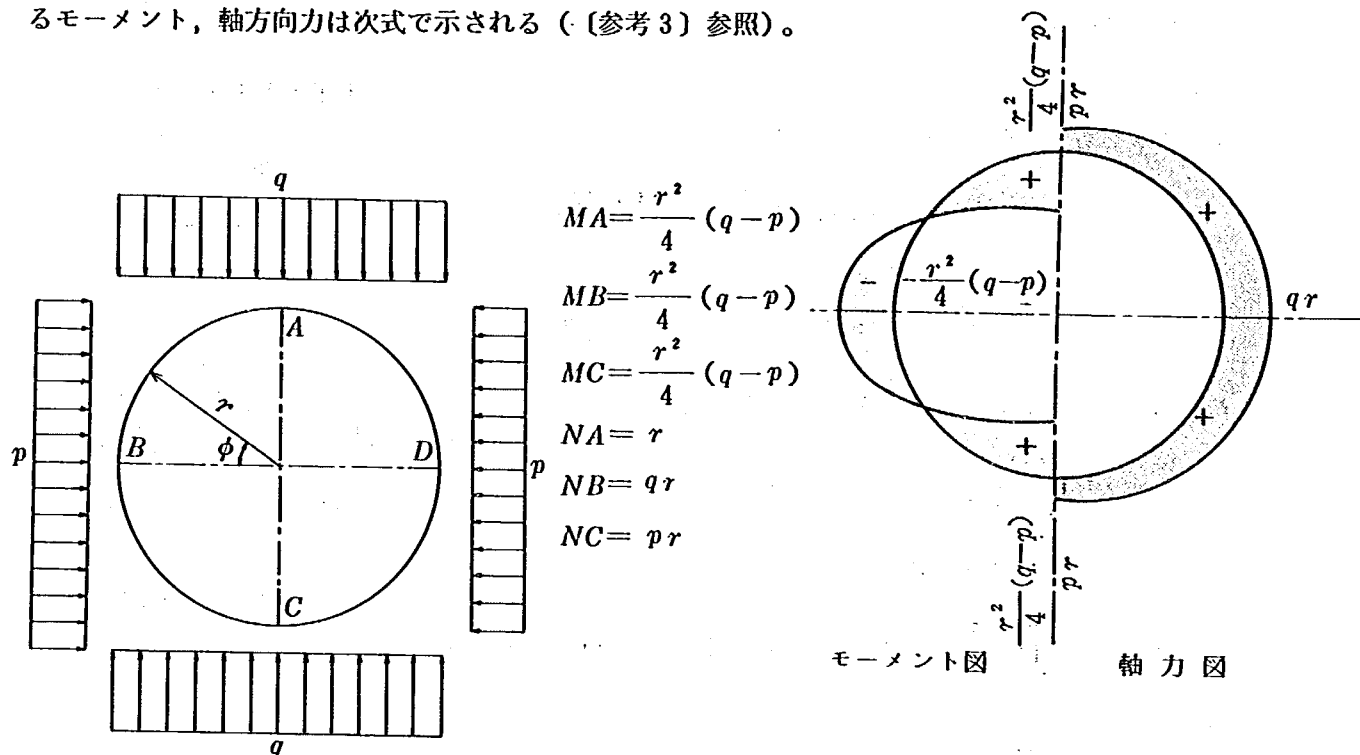


図-13 円環構造物に作用する土圧と断面力

$$M_{\phi} = \frac{r^2}{4} (q-p) (1-2 \sin^2 \phi) \quad \dots\dots\dots (22)$$

$$N_{\phi} = pr \cos^2 \phi + qr \sin^2 \phi \quad \dots\dots\dots (23)$$

M_{ϕ} : 角 ϕ の地点での曲モーメント

N_{ϕ} : 角 ϕ の地点での軸力

p, q : 作用土圧 (ただし, $q \geq p$)

r : 集水井の半径

これらの断面力より発生する応力度を求め、これが許容応力度内になるように断面寸法を決定することになる。

すなわち、

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z} \leq \sigma_{ca} \quad \dots\dots\dots (24)$$

になるようにする。

〔参考 3〕 円環断面の断面力計算式

図-14-(a)は断面が一定である半径 r の円形断面に土圧 p が作用した図である。直径で切断すれば図-14(b)に示すように a , b 点では反力 $R = pr$ と不静定モーメント M_a, M_b が発生する。

左右対称の断面であるから、

$M_a = M_b = M$ となる。水平方向の変形は自由であるから水平反力は零である。

任意の角 ϕ をもつ d 点の曲モーメントは、

$$M_\phi = M + pr(r - r \cos \phi) \frac{(r - r \cos \phi)}{2}$$

$$\therefore M_\phi = M + \frac{1}{2} pr^2 \sin^2 \phi \quad \dots\dots\dots (a)$$

ここで曲モーメントによるひずみエネルギー w は、

$$w = \int_0^\pi \frac{M_\phi^2}{2EI} r d\phi \quad \dots\dots\dots (b)$$

またカステリャノの第2定理より、

$$\frac{\partial w}{\partial M} = \int_0^\pi \frac{\pi r}{2EI} (M + \frac{1}{2} pr^2 \sin^2 \phi) d\phi = 0 \quad \dots\dots\dots (c)$$

$$M_\pi + \frac{1}{2} pr^2 \left(\frac{\pi}{2} \right) = 0$$

$$\therefore M = -\frac{pr^2}{4} \quad \dots\dots\dots (d)$$

(d)式(a)式に代入して、任意の点における曲モーメントを求めると、

$$M_\phi = \frac{pr^2}{2} \left(\sin^2 \phi - \frac{1}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (e)$$

また、 $N_\phi = R \cos \phi - p(r - r \cos \phi) \cos \phi$

より、

$$N_\phi = pr \cos^2 \phi \quad \dots\dots\dots (f)$$

ところで、直交する2方向より土圧を受けた図-15-(3)のような状態における断面力を求めるとき、図-15の(1), (2)における荷重状態がかさね合された状態と同じと考えられる。

(1)におけるモーメントは、

$$M'_\phi = \frac{pr^2}{2} \left(\sin^2 \phi - \frac{1}{2} \right)$$

(2)におけるモーメントは、

$$M''_\phi = \frac{qr^2}{2} \left\{ \sin^2 (90 - \phi) - \frac{1}{2} \right\}$$

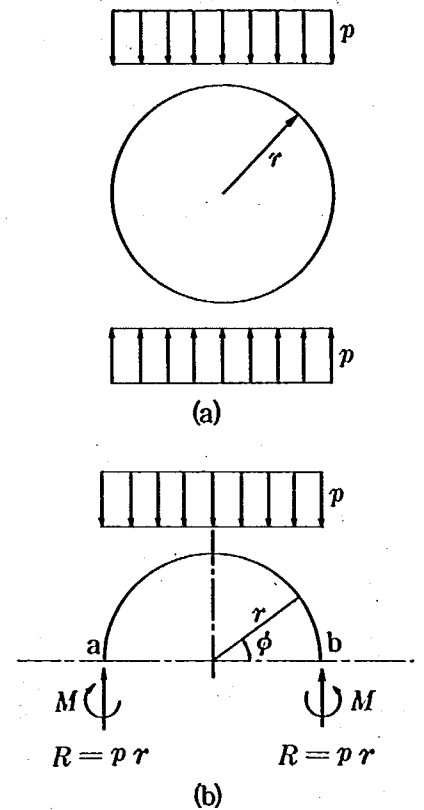


図-14 円環断面の断面力計算

したがって(3)におけるモーメントは,

$$M_{\phi} = M'_{\phi} + M''_{\phi}$$

$$\therefore M_{\phi} = \frac{r^2}{4} (q-p) (1-2 \sin^2 \phi) \quad \dots\dots\dots (g)$$

同様に, (3)における軸方向力は,

$$N_{\phi} = p r \cos^2 \phi + q r \sin^2 \phi$$

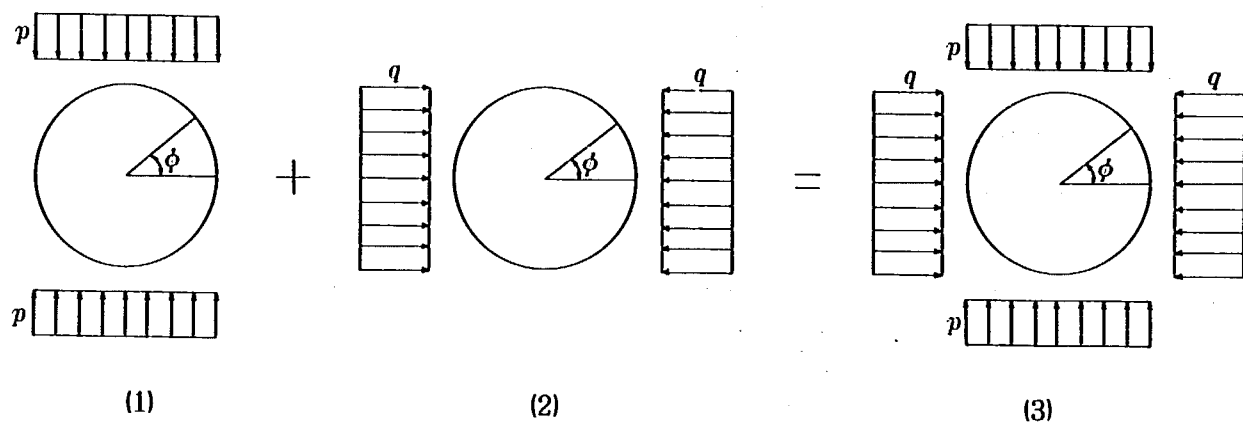


図-15 集水井に作用する土圧

Ⅲ-4 地すべり土塊内力を考慮した場合の設計(Ⅱ)

—— 集水井がすべり面を切る場合 ——

運動中の地すべり地内で集水井が施工される場合, 集水井下部を基盤岩に貫入させるとすべり面付近において破壊されるので, 原則的には集水井底面をすべり面より2m以上浅くしてやる必要がある。不幸にしてすべり面を切るように設置された集水井はすべり面下部を根入れとする地すべり防止グイと同一の挙動を示すため, もし集水井の構造を永久に保持する必要があるクイの設計に準拠して行なわなければならないことになる。しかし, もしそのような集水井を設計したとしたら非常に強度の強いものとなるので実際問題としてこのような集水井の施工はあまりみられない。

すべり面を切るように設置された集水井はすべり面上部においては地すべり土塊内の内力にする土圧と, また地すべり運動に抵抗しようとするクイと同様な働きをするため, 集水井の縦方向におけるモーメント, セン断力, クイ反力や, 水平方向の土圧によるモーメント, 軸力などが作用するため集水井は複雑な挙動をする。そして結果的にはすべり面を切る集水井は地すべり運動によって, その破壊を免がれない。

運動中の地すべり地において時には破壊された集水井に出会うことがあるが, そのほとんどがすべり面を切るように設置された集水井である。

一般に鋼構造集水井では線方向の強度を増加する目的等でパーティカルスティフナーを用いることがある。パーティカルスティフナーは地すべり運動に伴って発生する集水井の破壊を最少限度に留めるには役立つが, 集水井の破壊を阻止するほどの強度の増加には役立っていないようだ。これは地すべり運動によって発生する力が集水井の抵抗力に比較して非常に大きいためである。

そこでここでは参考として、地すべり地内のすべり面を切る集水井の挙動を理解するために、その解析法を示すことにする。

運動中の地すべり地ですべり面を切るように設置された鋼構造集水井は一般にタワミ性のクサビグイの解析が適用される。

タワミ性のクサビグイとは移動層と不動層の間にたわみやすいクイを設置した場合、クイが2層をつなぎ止めるクサビのようにダウエル力を発揮するクイである。地すべりが移動するとき、すべり活動の主体になる部分では明瞭なすべり面がみられる。すべり面上部の移動層が垂直的な速度分布をなす猿供養寺地すべりの実測例を示すと図-16になる。図からうかがえるようにすべり面上部では移動速度は一定で、薄いすべり粘土層内の塑性流動が起こっている。これはいわゆるすべり面粘土層のせん断強度がその上部の土塊のそれよりも小さいためと考え

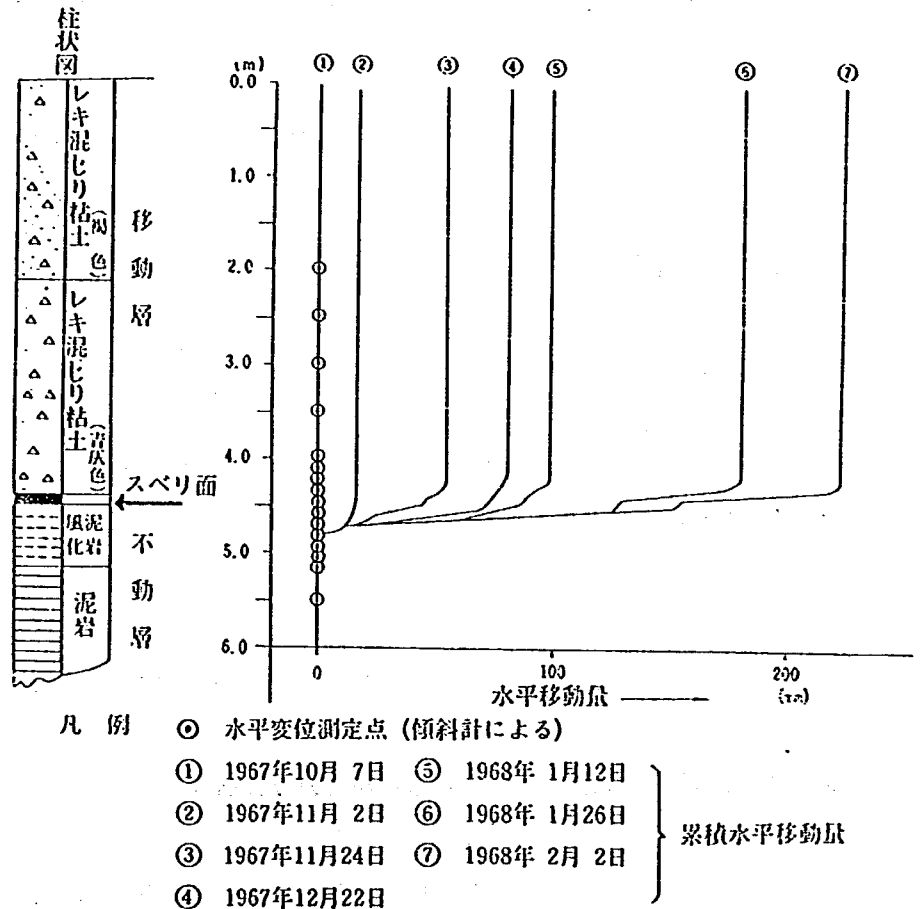


図-16 地すべり移動層内の水平変位分布図

られるが、他の地すべりにおいてもすべりの主体になる部分にはすべり面は薄い粘土層やせん断帯であることが見い出されているため、すべり面上部で移動土塊は垂直的に一定速度で変位することが推定される。このような部分にたわみやすいクイを入れて試験（せん断面にはせん断強度の小さい材料がある）を行なったように、すべり面上部のクイ頭付近は上箱とともに移動する。すなわちクイの上部は移動層に固定されて地すべり斜面下方に移動するタイプである。クイ長が長い場合にはクイ上部において、クイの背面の土圧はそのままクイ前面に伝達することになる。そしてクイが変位するにしたがって移動層と不動層を結びつけようとする力が発揮される。すなわちクイが設置されただけではクイは地すべりに対してほとんど影響を及ぼすことにはならない。

なぜならば一般にクイ断面の地すべり面全体に対する割合はほとんど無視しうるほど小さい。したがってクイ工によって地すべり発生原因を直接除去（たとえば地下水排除工・排土工などのようにすべり面での抵抗を増したり推力を減少）することにはならないので、クイを打っても地すべりは発生条件さえそろえば活動を開始することになり、このときクイは始めて力を発揮するという待ち受け工である。

クサビグイの解析法は図-17に示す。すべり面を縫い合わせるようにクイがそう入されたとき、すべり

面においてせん断力 P が作用したとする。すなわちすべり面上部で移動層がクイにせん断力 P を発揮させるだけ移動したとする。ここで地盤の反力がクイのタワミに比例すると仮定すると一般に良く知られた Chang の式が成り立つ。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + E_s y = 0$$

したがって一般解は、

$$y = e^{\beta x} (A_0 \cos \beta x) + e^{-\beta x} (C_0 \cos \beta x + D_0 \sin \beta x) \quad \dots\dots\dots (25)$$

座標を図-17のようにすると、

$x = 0$ において

$$y'_1 = y'_2 \quad \dots\dots\dots (26)$$

$$y''_{1x=0} + y''_{2x=0} = 0 \quad \dots\dots\dots (27)$$

$$y'''_1 = y'''_2 = \frac{P}{EI} \quad \dots\dots\dots (28), (29)$$

$x_1 = l_1$ のとき

$$y''_1 = 0 \quad \dots\dots\dots (30)$$

$$y'''_1 = 0 \quad \dots\dots\dots (31)$$

$x_2 = l_2$ のとき

$$y''_2 = 0 \quad \dots\dots\dots (32)$$

$$y'''_2 = 0 \quad \dots\dots\dots (33)$$

ここで、

$$\beta_1 = \sqrt[4]{\frac{E_{s1}}{4EI}}$$

(ただし、 $E_s = KD$ とする)

$$\beta_2 = \sqrt[4]{\frac{E_{s2}}{4EI}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k_1 = e^{\beta_1 l_1} \cos \beta_1 l_1 \\ k_2 = e^{\beta_1 l_1} \sin \beta_1 l_1 \\ k_3 = e^{-\beta_1 l_1} \cos \beta_1 l_1 \\ k_4 = e^{-\beta_1 l_1} \sin \beta_1 l_1 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} m_1 = e^{\beta_2 l_2} \cos \beta_2 l_2 \\ m_2 = e^{\beta_2 l_2} \sin \beta_2 l_2 \\ m_3 = e^{-\beta_2 l_2} \cos \beta_2 l_2 \\ m_4 = e^{-\beta_2 l_2} \sin \beta_2 l_2 \end{array} \right.$$

とおくと(26)~(33)式により、

$$\beta_1 (A_1 + B_1 - C_1 + D_1) - \beta_2 (A_2 + B_2 - C_2 + D_2) = 0 \quad \dots\dots\dots (34)$$

$$-A_1 + B_1 + C_1 + D_1 = \frac{P}{2EI\beta_1^3} \quad \dots\dots\dots (35)$$

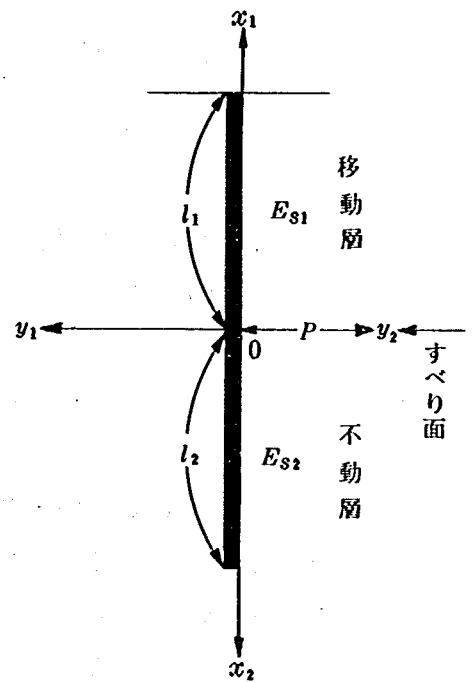


図-17 クサビグイのモデル化

$$-A_2 + B_2 + C_2 + D_2 = \frac{P}{2EI\beta_2^3} \quad \dots\dots\dots (36)$$

$$\beta_1^2 B_1 - \beta_1^2 D_1 + \beta_2^2 B_2 - \beta_2^2 D_2 = 0 \quad \dots\dots\dots (37)$$

$$-k_2 A_1 + k_1 B_1 + k_4 C_1 - k_3 D_1 = 0 \quad \dots\dots\dots (38)$$

$$-(k_1 + k_2) A_1 + (k_1 - k_2) B_1 + (k_3 - k_4) C_1 + (k_3 + k_4) D_1 = 0 \quad \dots\dots\dots (39)$$

$$-m_2 A_2 + m_1 B_2 + m_4 C_2 - m_3 D_2 = 0 \quad \dots\dots\dots (40)$$

$$-(m_1 + m_2) A_2 + (m_1 - m_2) B_2 + (m_3 - m_4) C_2 + (m_3 + m_4) D_2 = 0 \quad \dots\dots\dots (41)$$

36~(41)式より8元一次連立方程式を解き(35)式の係数A, B, C, Dを決定するとすべり面の上下で次式を得る。

$$y = e^{\beta x} (A_0 \cos \beta x + B_0 \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C_0 \cos \beta x + D_0 \sin \beta x) \quad \dots\dots\dots (42)$$

$$\theta = y' = \beta e^{\beta x} \{ (A_0 + B_0) \cos \beta x - (A_0 - B_0) \sin \beta x \} \quad \dots\dots\dots (43)$$

$$M = EI y'' = EI \{ 2\beta^2 e^{\beta x} (B_0 \cos \beta x - A_0 \sin \beta x) \\ - 2\beta^2 e^{-\beta x} (D_0 \cos \beta x - C_0 \sin \beta x) \} \quad \dots\dots\dots (44)$$

$$S = EI y''' = EI [-2\beta^3 e^{\beta x} \{ (A_0 - B_0) \cos \beta x + (A_0 + B_0) \sin \beta x \} \quad \dots\dots\dots (45)$$

すなわち(42~(45)式によりすべり面でクサビ力Pを発生するときすべり面上下におけるタワミ(y), タワミ角(θ), モーメント(M), セン断力(S)などを計算することができる。

ここですべり面の上下におけるクイ長が無限長であると仮定すると(42)式でA₀=B₀=0となり福岡の提案した次式が非常に簡明な形で求められる。

すべり面上部では,

$$y_1 = -\frac{P}{4EI\beta_1^2} \cdot e^{-\beta_1 x_1} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_1 x_1 + \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_1 x_1 \right\} \quad \dots\dots\dots (46)$$

$$\theta_1 = \frac{P}{2EI\beta_1} \cdot e^{-\beta_1 x_1} \left(\frac{1}{\beta_2} \cos \beta_1 x_1 + \frac{1}{\beta_1} \sin \beta_1 x_1 \right) \quad \dots\dots\dots (47)$$

$$M_1 = -\frac{P}{2} \cdot e^{-\beta_1 x_1} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_1 x_1 - \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_1 x_1 \right\} \quad \dots\dots\dots (48)$$

$$S_1 = P \cdot \beta_1 e^{-\beta_1 x_1} \left(\frac{1}{\beta_1} \cos \beta_1 x_1 - \frac{1}{\beta_2} \sin \beta_1 x_1 \right) \quad \dots\dots\dots (49)$$

$$Q_1 = P\beta_1^2 e^{-\beta_1 x_1} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_1 x_1 + \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_1 x_1 \right\} \quad \dots\dots\dots (50)$$

またすべり面下部では,

$$y_2 = -\frac{P}{4EI\beta_2^2} \cdot e^{-\beta_2 x_2} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cdot \cos \beta_2 x_2 - \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_2 x_2 \right\} \quad \dots\dots\dots (51)$$

$$\theta_2 = \frac{P}{2EI\beta_2} \cdot e^{-\beta_2 x_2} \left\{ \frac{1}{\beta_1} \cos \beta_2 x_2 + \frac{1}{\beta_2} \sin \beta_2 x_2 \right\} \dots\dots\dots (52)$$

$$M_2 = \frac{P}{2} \cdot e^{-\beta_2 x_2} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_2 x_2 + \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_2 x_2 \right\} \dots\dots\dots (53)$$

$$S_2 = P \cdot \beta_2 e^{-\beta_2 x_2} \left(\frac{1}{\beta_2} \cos \beta_2 x_2 - \frac{1}{\beta_1} \sin \beta_2 x_2 \right) \dots\dots\dots (54)$$

$$Q = P \cdot \beta_2^2 \cdot e^{-\beta_2 x_2} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_2 x_2 - \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_2 x_2 \right\} \dots\dots\dots (55)$$

ただし、

D : クイの直径

d : クイの肉厚

E : 鋼の弾性係数

E_s : 地盤の横方向弾性係数

E_{s1} : すべり面上部の地盤の横方向弾性係数

E_{s2} : すべり面下部の地盤の横方向弾性係数

F : 安全率

I : 断面2次モーメント

K : 水平地盤係数

L : スライスのすべり面の長さ

ℓ : クイ長

ℓ_1 : クイ長 (すべり面上部)

ℓ_2 : クイ長 (すべり面下部)

M : クイに生じる曲げモーメント

M_{yield} : クイの破壊曲げモーメント

N : スライスのノルマルフォース

P : クイにかかる水平土圧 (集中荷重)

Q : 地盤反力

S : クイにかかるせん断力

x : すべり面からの距離

x_1 : すべり面からの距離 (すべり面上部)

x_2 : すべり面からの距離 (すべり面下部)

y : クイのタワミ

y_1 : クイのタワミ (すべり面上部)

y_2 : クイのタワミ (すべり面下部)

したがって上述した解析法を集水井の縦方向の断面力算定にそのまま適用することが可能である。

そして集水井の縦方向の応力度を検討するには、上記の解析式より求めた曲モーメント (M_{max})、セン断力 (S_{max}) に対する安全度を次式によってチェックすればよい。

$$\sigma_c = \frac{M_{max}}{Z} \leq \sigma_{ca} \quad \dots\dots\dots (56)$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{N \cdot a} \leq \tau_a \quad \dots\dots\dots (57)$$

Z : 集水井の断面係数

M_{max} : 集水井に発生する最大曲げモーメント

τ : 継手ボルトのセン断応力度

a : 使用ボルトの有効断面積

N : 使用ボルト本数

S_{max} : 集水井に作用する最大セン断力

しかし先にも述べたように地すべりの移動量が多くなると通常の集水井の断面では許容応力度内に納めることは困難となってくる。

次に集水井の水平方向の応力度、変形について考えてみる。この場合の集水井円環にかかる荷重条件は非常に複雑なものになってくる。すべり面上部においては地すべり土塊内の内力と集水井がクイと同様な働きをするため地盤反力をうけるとともに、すべり面下部においてはクイの変形にともなう地盤反力をうけ、すべり面上下においては荷重条件が異なってくる。

クイがすべり面において変位を生じ、それに伴って集水井に水平力がかった場合にすべり面の上下で生じる地盤反力は図-18-(a)に示すように考えられる。すなわち集水井の変形に伴って生じるクイ周

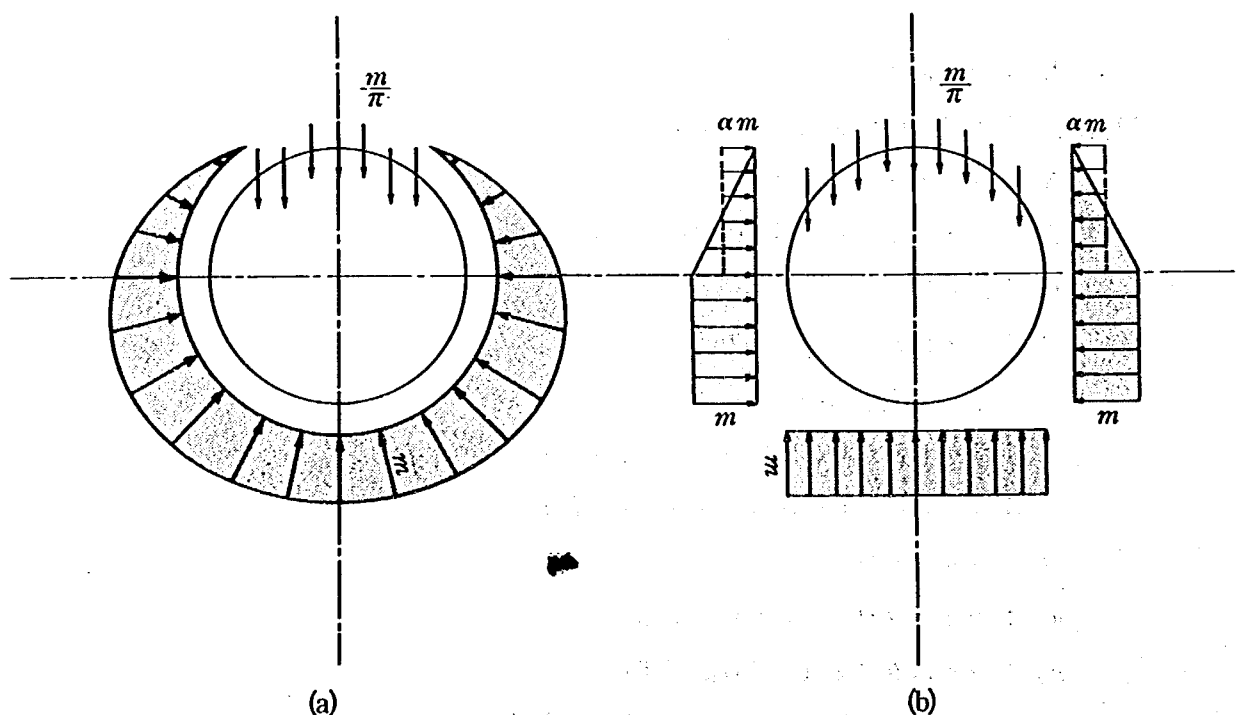


図-18 地盤反力分布図

辺の地盤反力は集水井のセン断抵抗力と釣り合うことになる。このような集水井円環にかかる荷重条件を単純化して考えると図-18-(b)に示すようになる。集水井に作用する地盤反力度を m とすると集水井の変形方向すなわち地すべりの方向に対しては地盤反力度 m と集水井のセン断抵抗力 m/π が釣り合う。一方すべりの方向と直角にも集水井円環の変形に伴なっ

て地盤反力を発生し、その反力度分布は、図-18-(b)に示すごとくなるが、円環の半断面における反力度の分布は解析の便宜上 αm (α :係数)の反力度を持つ等分布荷重と考えた。

また地すべり移動土塊すなわちすべり面より上部における集水井円環に作用する土圧は図-19に示すものと考えられる。すなわち地すべりの移動方向に対して山側では地すべり土圧が作用し、その土圧強度は p_1 とする。この p_1 の中にはクイの変形に伴なって発生される地盤反力も含まれている。また地すべり方向の谷側においては山側より受けた土圧がクイの反力により減少された土圧が作用し、その土圧強度を p_2 とすると $p_2 = p_1 - m$ の関係がなりたつものとする。

一方地すべり方向と直角な方向において集水井に作用する土圧は図-19に示すように山側では Kp_1 (K :側圧係数)、また谷側では Kp_2 の土圧強度を持つ台形分布をした荷重パターンが考えられる。しかしここでも解析の便を考えて図に示すように集水井の山側半断面においては Kp_1 を土圧強度とする矩形分布と、谷側半断面では Kp_1 を土圧強度とする矩形台形とした。

したがってすべり面上部における土塊内では図-20に示すような荷重条件を集水井円環について考えることが出来る。またすべり面下部においては図-18-(b)に示す荷重条件が考えられる。

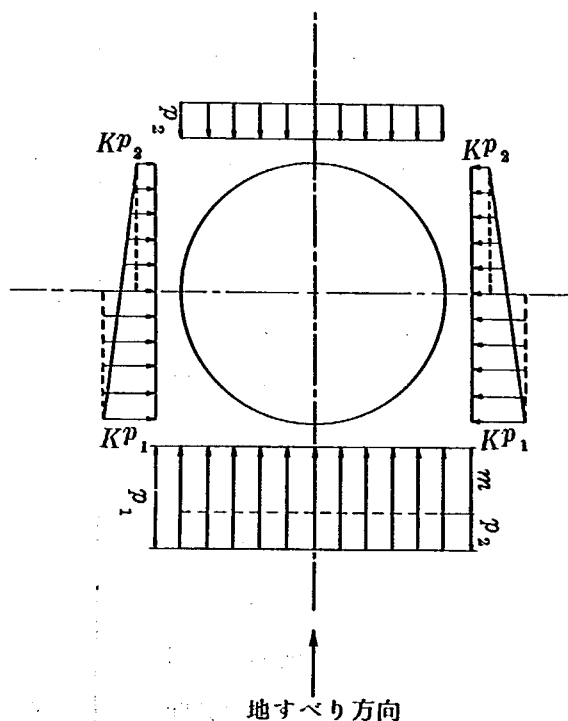


図-19 集水井の周面で地すべりよりうける土圧

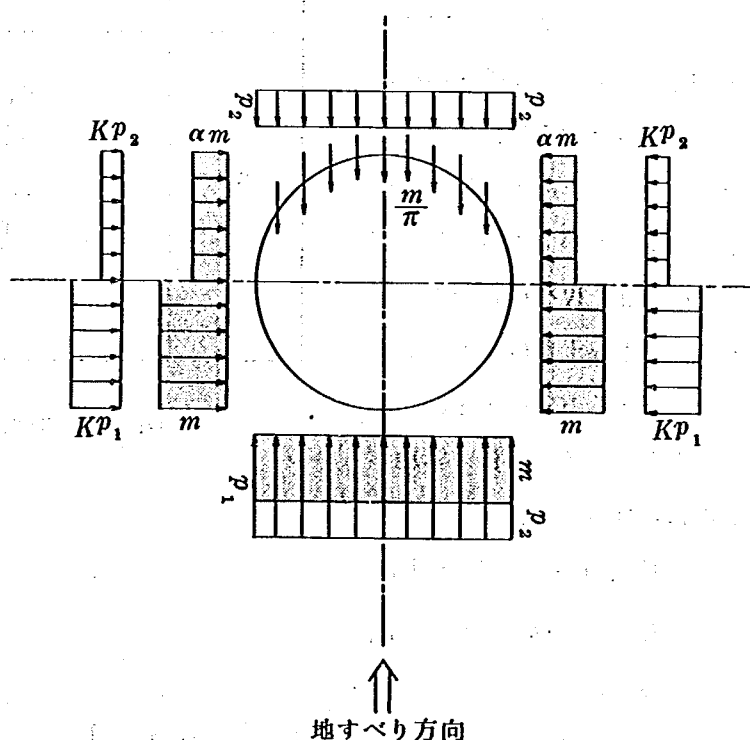


図-20 地すべり移動土塊中の集水井断面に作用する荷重

次にこれらの荷重条件下における集水井円環に作用する断面力や円環に作用する断面力や円環の変形について考察することにするが、ここでも解析の基本となる四つの荷重を図-21に示すことにする。

荷重状態Ⅰは地すべりの移動方向において地すべり土塊内における土圧よりうける荷重である。荷重状態Ⅱは地すべりの移動と直角方向に作用する荷重状態を解析するとき用いるものである。またさらに荷重状態Ⅲは地すべり方向における集水井に作用する地盤反力とそれに抵抗する集水井セン断抵抗力の釣合を示す荷重状態で、集水井円環断面に作用するセン断応力は地盤反力と同方向を持ち、断面の周に沿って等分布するものと仮定する。荷重状態Ⅳは荷重状態Ⅱと同様に地すべり方向に直交する方向に作用する荷重状態を解析するための荷重状態で荷重状態Ⅱと組合せて円環に作用する種々の荷重状態を作ることができる。したがって荷重状態Ⅱ、Ⅳを組合せて図-18のすべり面上部土塊内における地すべりに直交する方向の土圧は、地すべり土圧と、クイ反力による地盤反力が重ねられるので、

$$Kp_1 + m = p_3 + p_4$$

$$Kp_2 + \alpha m = p_3 - p_4$$

したがって、

$$p_3 = \{ (Kp_1 + m) + (Kp_2 + \alpha m) \} \times \frac{1}{2}$$

$$\therefore p_3 = \frac{1}{2} K (p_1 + p_2) + \frac{1}{2} m (1 + \alpha) \quad \dots\dots\dots (58)$$

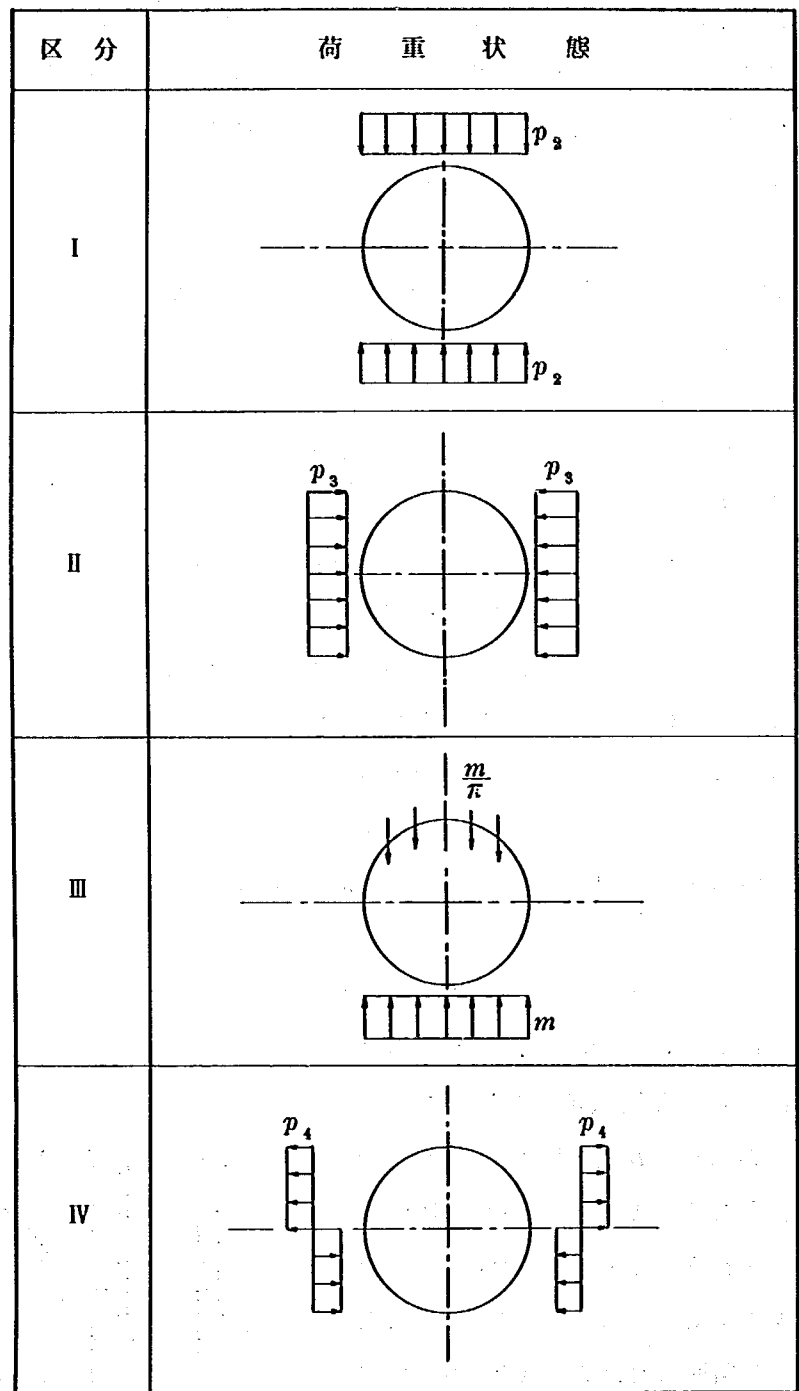


図-21 集水井円環に作用する基本荷重

また、

$$p_4 = \{ (Kp_1 + m) - (Kp_2 + \alpha m) \} \times \frac{1}{2}$$

$$\therefore p_4 = \frac{1}{2} K (p_1 - p_2) + \frac{1}{2} m (1 - \alpha) \quad \dots\dots\dots (59)$$

これによって p_1, p_2, p_3, p_4, m の荷重の大きさが明らかになったのですべり面の上部における断面力や変位の計算は可能になる。

また、すべり面の下部においては作用荷重は図-17-(b)になるので、

$$m = p_3 + p_4$$

$$\alpha m = p_3 - p_4$$

すなわち、

$$\therefore p_3 = \frac{(1 + \alpha) m}{2} \quad \dots\dots\dots (60)$$

$$p_4 = \frac{(1 - \alpha) m}{2} \quad \dots\dots\dots (61)$$

となる。

なお、ここで補足的に説明するが、地すべり土圧強度 P_1 は地すべり斜面安定解析より得られる水平内力分布図より一応求められるものとし、側圧係数 K は次式で表示される。

$$K = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad \dots\dots (62)$$

ただし、 ν : ポアソン比

次に図-21の4つの荷重状態における断面力の計算をすることにする。解析するにあたって記号を約束しておく
と図-22に示すとおりである。

荷重状態 I では円環と作用土圧が地すべりの方向とそれに直交する方向において対称であるので M_0 だけが不静定力となる
(図-23参照)。

したがって断面力は、

$$M = M_0 - \frac{1}{2} p_2 r^2 \sin^2 \phi \quad \dots\dots\dots (63)$$

$$N = p_2 r \sin^2 \phi \quad \dots\dots\dots (64)$$

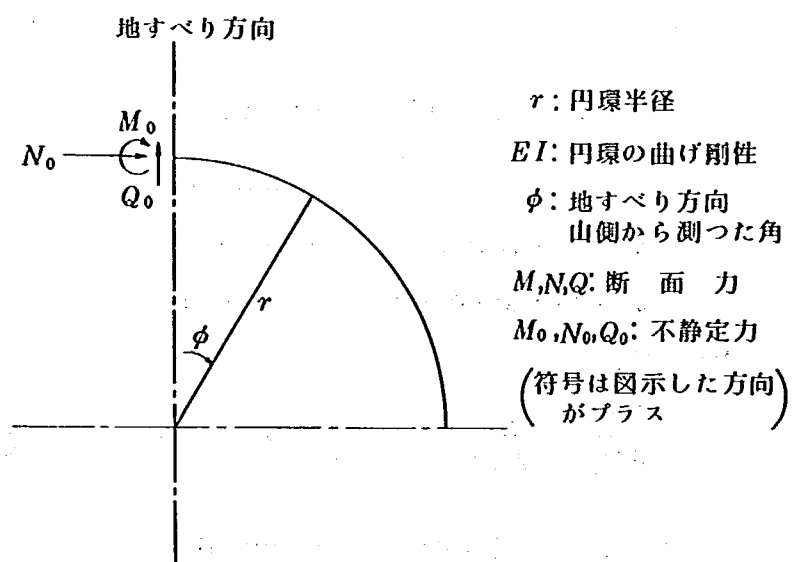


図-22 記号説明

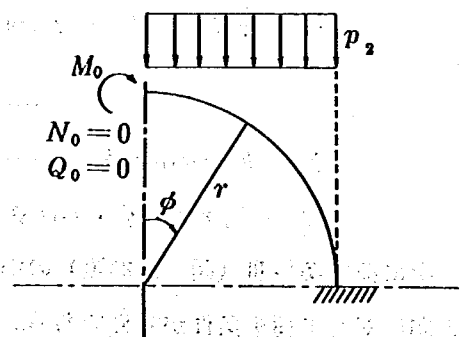


図-23 荷重状態 I の解析

$$Q = -p_2 r \sin \phi \cdot \cos \phi \quad \dots\dots\dots (65)$$

ここで曲モーメントによるひずみエネルギー W は、

$$W = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{M^2}{2EI} r d\phi = \frac{\pi r}{4EI} (M_0 - \frac{1}{4} p_2 r^2)^2 + \frac{\pi p_2 r^5}{128EI} \quad \dots\dots\dots (66)$$

カスティリアノの第2定理より

$$\frac{\partial W}{\partial M} = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{\pi r}{2EI} (M_0 - \frac{1}{4} p_2 r^2) = 0$$

$$\therefore M_0 = \frac{1}{4} p_2 r^2 \quad \dots\dots\dots (67)$$

これを(61), (62), (63)式に代入すると

$$M = \frac{1}{4} p_2 r^2 (1 - 2 \sin^2 \phi) \quad \dots\dots\dots (68)$$

$$N = p_2 r \sin^2 \phi \quad \dots\dots\dots (69)$$

$$Q = -p_2 r \sin \phi \cdot \cos \phi \quad \dots\dots\dots (70)$$

荷重条件Ⅱの場合は荷重条件Ⅰと構造、作用土圧が対称なことから(図-24参照)

$$M = M_0 + \frac{1}{2} p_3 r^2 (1 - \cos^2 \phi) \quad \dots\dots\dots (71)$$

$$N = p_3 r \cos^2 \phi \quad \dots\dots\dots (72)$$

$$Q = p_3 r \sin \phi \cdot \cos \phi \quad \dots\dots\dots (73)$$

したがって、

$$\frac{\partial W}{\partial M_0} = \frac{\pi r}{2EI} (M_0 + \frac{1}{4} p_3 r^2) = 0$$

$$\therefore M_0 = -\frac{1}{4} p_3 r^2 \quad \dots\dots\dots (74)$$

これより、

$$M = \frac{1}{4} p_3 r^2 (1 - 2 \cos^2 \phi) \quad \dots\dots\dots (75)$$

$$N = p_3 r \cos^2 \phi \quad \dots\dots\dots (76)$$

$$Q = p_3 r \sin \phi \cdot \cos \phi \quad \dots\dots\dots (77)$$

次に荷重条件Ⅲ(図-25参照)の場合は地すべりの方向に対して荷重条件が対称である。そしてこの場合の不静定力は M_0, N_0 である。

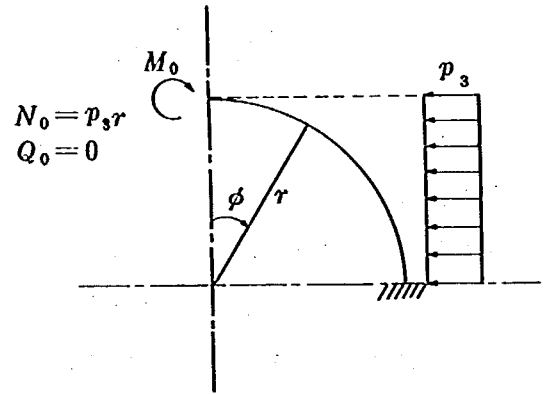


図-24 荷重状態Ⅱの解析

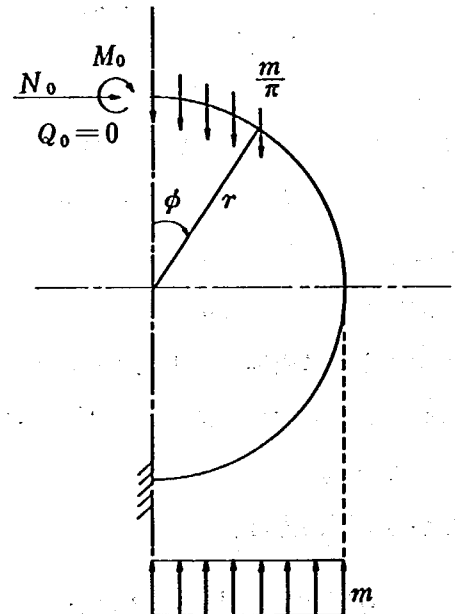


図-25 荷 態Ⅲの解析

円環半断面における断面力を求めると,

$0 \leq \phi \leq \frac{\pi}{2}$ のとき,

$$M = M_0 + N_0 r (1 - \cos \phi) - \frac{m}{\pi} r^2 (-1 + \cos \phi + \phi \sin \phi) \quad \dots\dots\dots (78)$$

$$N = N_0 \cos \phi + \frac{m}{\pi} r \phi \sin \phi \quad \dots\dots\dots (79)$$

$$Q = N_0 \sin \phi - \frac{m}{\pi} r \phi \cos \phi \quad \dots\dots\dots (80)$$

また $\frac{\pi}{2} \leq \phi \leq \pi$ のとき,

$$M = M_0 + N_0 r (1 - \cos \phi) - \frac{m}{\pi} r^2 (-1 + \cos \phi + \phi \sin \phi) \\ + m r^2 \left(-\frac{1}{2} + \sin \phi - \frac{1}{2} \sin^2 \phi\right) \quad \dots\dots\dots (81)$$

$$N = N_0 \cos \phi + \frac{m}{\pi} r \phi \sin \phi - m r \sin \phi (1 - \sin \phi) \quad \dots\dots\dots (82)$$

$$Q = N_0 \sin \phi - \frac{m}{\pi} r \phi \cos \phi + m r \cos \phi (1 - \sin \phi) \quad \dots\dots\dots (83)$$

カステリャノの第2定理により,

$$\frac{\partial W}{\partial M_0} = \frac{r}{EI} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ M_0 + N_0 r (1 - \cos \phi) - \frac{m}{\pi} r^2 (-1 + \cos \phi + \phi \sin \phi) \right\} d\phi \\ + \frac{r}{EI} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} \left\{ M_0 + N_0 r (1 - \cos \phi) - \frac{m}{\pi} r^2 (-1 + \cos \phi + \phi \sin \phi) \right. \\ \left. + m r^2 \left(-\frac{1}{2} + \sin \phi - \frac{1}{2} \sin^2 \phi\right) \right\} d\phi \\ = \frac{\pi r}{EI} (M_0 + N_0 r + \frac{m}{\pi} r^2) - \frac{3 \pi m r^3}{8 EI} = 0 \quad \dots\dots\dots (84)$$

$$\frac{\partial W}{\partial N_0} = \frac{r}{EI} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ M_0 + N_0 r (1 - \cos \phi) - \frac{m}{\pi} r^2 (-1 + \cos \phi + \phi \sin \phi) \right\} \\ \times r (1 - \cos \phi) d\phi \\ + \frac{r}{EI} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} \left\{ M_0 + N_0 r (1 - \cos \phi) - \frac{m}{\pi} r^2 (-1 + \cos \phi + \phi \sin \phi) \right. \\ \left. + m r^2 \left(-\frac{1}{2} + \sin \phi - \frac{1}{2} \sin^2 \phi\right) \right\} \times r (1 - \cos \phi) d\phi \\ = \frac{\pi r^2 M_0}{EI} + \frac{3}{2} \frac{\pi r^3 N_0}{EI} - \frac{m r^4}{EI} \left(-\frac{13}{12} + \frac{3}{8} \pi\right) = 0 \quad \dots\dots\dots (85)$$

(82), (83) 式より,

$$M_0 + N_0 r + \left(\frac{1}{\pi} - \frac{3}{8} \right) m r^2 = 0 \quad \dots\dots\dots (86)$$

$$M_0 + \frac{3}{2} N_0 r - \left(\frac{3}{8} - \frac{13}{12\pi} \right) m r^2 = 0 \quad \dots\dots\dots (87)$$

したがって(84), (85)式を解いて,

$$M_0 = \left(\frac{3}{8} - \frac{5}{6\pi} \right) m r^2 \quad \dots\dots\dots (88)$$

$$N_0 = -\frac{m r}{6\pi} \quad \dots\dots\dots (89)$$

これらを(86)~(88)式に代入すると,

$0 \leq \phi \leq \frac{\pi}{2}$ の場合は,

$$M = m r^2 \left(\frac{3}{8} - \frac{5}{6\pi} \cos \phi - \frac{\phi}{\pi} \sin \phi \right) \quad \dots\dots\dots (90)$$

$$N = \frac{m r}{\pi} \left(-\frac{1}{6} \cos \phi + \phi \sin \phi \right) \quad \dots\dots\dots (91)$$

$$Q = -\frac{m r}{\pi} \left(\frac{1}{6} \sin \phi + \phi \cos \phi \right) \quad \dots\dots\dots (92)$$

また, $\frac{\pi}{2} \leq \phi \leq \pi$ の場合は,

$$M = m r^2 \left(-\frac{1}{8} + \sin \phi - \frac{5}{6\pi} \cos \phi - \frac{\phi}{\pi} \sin \phi - \frac{1}{2} \sin^2 \phi \right) \quad \dots\dots\dots (93)$$

$$N = m r \left(-\sin \phi - \frac{1}{6\pi} \cos \phi + \frac{\phi}{\pi} \sin \phi + \sin^2 \phi \right) \quad \dots\dots\dots (94)$$

$$Q = m r \left(\cos \phi - \frac{1}{6\pi} \sin \phi - \frac{1}{\pi} \phi \cos \phi - \sin \phi \cdot \cos \phi \right) \quad \dots\dots\dots (95)$$

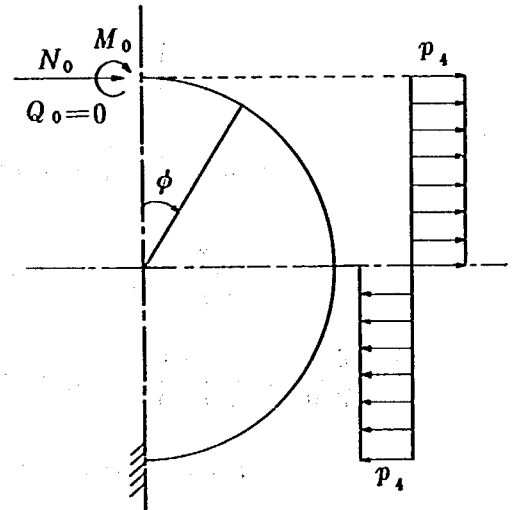


図-26 荷重状態IVの解析

最後に荷重条件IVについて考察する(図-26参照)。

円環に作用する荷重条件は地すべりの方向に対して軸対称になる。この場合 M_0 , N_0 が不静定力となる ($Q_0 = 0$)。

円環に作用する断面力は,

$0 \leq \phi \leq \frac{\pi}{2}$ のとき,

$$M = M_0 + N_0 r (1 - \cos \phi) + \frac{1}{2} p_4 r^2 (1 - \cos \phi)^2 \quad \dots\dots\dots (96)$$

$$N = N_0 \cos \phi + p_4 r (1 - \cos \phi) \cos \phi \quad \dots\dots\dots (97)$$

$$Q = N_0 \sin \phi + p_4 r (1 - \cos \phi) \sin \phi \quad \dots\dots\dots (98)$$

$\frac{\pi}{2} \leq \phi \leq \pi$ のとき,

$$M = M_0 + N_0 r (1 - \cos \phi) + \frac{1}{2} p_4 r^2 (1 - 2 \cos \phi - \cos^2 \phi) \quad \dots\dots\dots (99)$$

$$N = N_0 \cos \phi + p_4 r (1 + \cos \phi) \cos \phi \quad \dots\dots\dots (100)$$

$$Q = N_0 \sin \phi + p_4 r (1 + \cos \phi) \sin \phi \quad \dots\dots\dots (101)$$

これより集水井円環内に貯えられるひずみエネルギーを求め、カスティリアノの第2定理を用いると,

$$\begin{aligned} \frac{\partial W}{\partial M_0} &= \frac{r}{EI} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ M_0 + N_0 r (1 - \cos \phi) + \frac{1}{2} p_4 r^2 (1 - \cos \phi)^2 \right\} d\phi \\ &\quad + \frac{r}{EI} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} \left\{ M_0 + N_0 r (1 - \cos \phi) + \frac{1}{2} p_4 r^2 (1 - 2 \cos \phi - \cos^2 \phi) \right\} d\phi \\ &= \frac{\pi r}{EI} \left(M_0 + N_0 r + \frac{1}{2} p_4 r^2 \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (102) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial W}{\partial N_0} &= \frac{r^2}{EI} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ M_0 + N_0 r (1 - \cos \phi) \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{2} p_4 r^2 (1 - \cos \phi)^2 \right\} (1 - \cos \phi) d\phi \\ &\quad + \frac{r^2}{EI} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} \left\{ M_0 + N_0 r (1 - \cos \phi) + \frac{1}{2} p_4 r^2 (1 - 2 \cos \phi - \cos^2 \phi) \right\} \\ &\quad \times (1 - \cos \phi) d\phi \\ &= \frac{\pi r^2}{EI} \left\{ M_0 + \frac{3}{2} N_0 r + p_4 r^2 \left(1 - \frac{2}{3\pi} \right) \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots (103) \end{aligned}$$

(102), (103) より,

$$M_0 + N_0 r + \frac{1}{2} p_4 r^2 = 0 \quad \dots\dots\dots (104)$$

$$M_0 + \frac{3}{2} N_0 r + p_4 r^2 \left(1 - \frac{2}{3\pi} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (105)$$

これらを M_0 , N_0 について解くと,

$$M_0 = p_4 r^4 \left(\frac{1}{2} - \frac{4}{3\pi} \right) \quad \dots\dots\dots (106)$$

$$N_0 = -p_1 r \left(1 - \frac{4}{3\pi}\right) \dots\dots\dots (107)$$

(106), (107) 式を (96)~(101) 式に代入すれば,

$0 \leq \phi \leq \frac{\pi}{2}$ のとき,

$$M = p_1 r^2 \cos \phi \left(-\frac{4}{3\pi} + \frac{1}{2} \cos \phi\right) \dots\dots\dots (108)$$

$$N = p_1 r \cos \phi \left(\frac{4}{3\pi} - \cos \phi\right) \dots\dots\dots (109)$$

$$Q = p_1 r \sin \phi \left(\frac{4}{3\pi} - \cos \phi\right) \dots\dots\dots (110)$$

$\frac{\pi}{2} \leq \phi \leq \pi$ のとき,

$$M = -p_1 r^2 \cos \phi \left(-\frac{4}{3\pi} + \frac{1}{2} \cos \phi\right) \dots\dots\dots (111)$$

$$N = p_1 r \cos \phi \left(-\frac{4}{3\pi} + \cos \phi\right) \dots\dots\dots (112)$$

$$Q = p_1 r \sin \phi \left(-\frac{4}{3\pi} + \cos \phi\right) \dots\dots\dots (113)$$

以上により図-18に示すような複雑な荷重状態に対する断面力を, それぞれの分解された荷重状態に対して求められた断面力を重ね合わせて求めることができる。

次に集水井円環の変形について考える (山本稔* による)。

(i) 荷重条件 I の場合

構造と荷重が地すべり方向に直角な方向の軸に対しても対称であるから円環の変形に伴いこの軸に対して変位しないと考えると, 地すべり方向直径端の絶対変位は, 相対変位の $\frac{1}{2}$ になる。地すべり方向直径端の絶対変位: $2\delta_{11}$ は円環断面に作用する断面力 M, N と図-27-(a)の仮想荷重に対する断面力 $\bar{M}, \bar{N}$ との間に仮想仕事の原理を適用し (114) 式によって求めることが可能である。

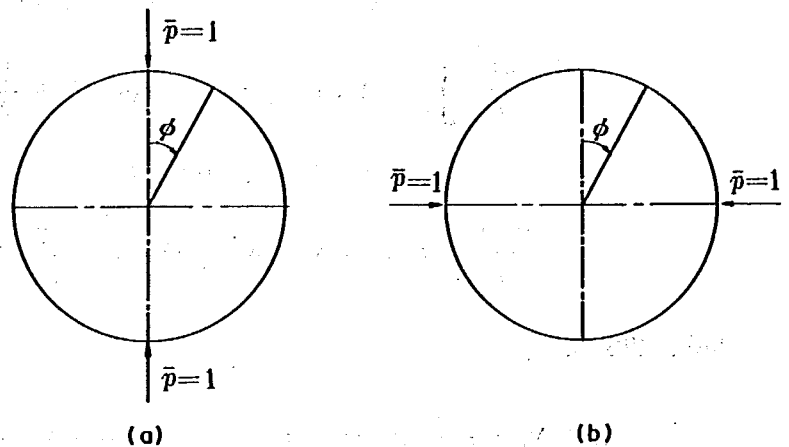


図-27 円環に作用する仮想荷重

$$2\delta_{11} = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{M\bar{M}}{EI} r d\phi + \int_0^{2\pi} \frac{N\bar{N}}{EA} r d\phi \dots\dots\dots (114)$$

* 山本 稔: 東戸野地すべり防止用集水井の挙動, 川崎製鉄株式会社

ただし、ここではせん断力の項を省略してある。 $\bar{M}$, $\bar{N}$ は断面力であり図-22より

$$\bar{M} = r \left(\frac{1}{\pi} - \frac{1}{2} \sin \phi \right) \quad \dots\dots\dots (115)$$

$$\bar{N} = \frac{1}{2} \sin \phi \quad \dots\dots\dots (116)$$

(115), (116) 式を (114) 式に代入して,

$$\begin{aligned} \delta_{11} &= \frac{2\pi}{EI} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ \frac{1}{4} p_2 r^2 (1 - 2 \sin^2 \phi) \right\} \times \left\{ r \left(\frac{1}{\pi} - \frac{1}{2} \sin \phi \right) \right\} d\phi \\ &\quad + \frac{2r}{EA} \int_0^{\frac{\pi}{2}} (p_2 r \sin^2 \phi) \left(\frac{1}{2} \sin \phi \right) d\phi \\ &= \frac{p_2 r^4}{12EI} + \frac{2p_2 r^2}{3EA} \\ \therefore \delta_{11} &= \frac{p_2 r^4}{12EI} + \frac{2p_2 r^2}{3EA} \quad \dots\dots\dots (117) \end{aligned}$$

一方地すべり方向に直交する方向の直径端における相対変位を $2\delta_{21}$ とすれば、図-27-(b)のような仮想荷重を考へて δ_1 と同様に求めることができる。

$$2\delta_{21} = \int_0^{2\pi} \frac{M\bar{M}}{EI} r d\phi + \int_0^{2\pi} \frac{N\bar{N}}{EA} r d\phi \quad \dots\dots\dots (118)$$

ここで $\bar{M}$, $\bar{N}$ は図-24より,

$$0 \leq \phi \leq \frac{\pi}{2} \text{ のとき, } \quad \bar{M} = r \left(\frac{1}{\pi} - \frac{1}{2} \cos \phi \right) \quad \dots\dots\dots (119)$$

$$\bar{N} = \frac{1}{2} \cos \phi \quad \dots\dots\dots (120)$$

また, $\frac{\pi}{2} \leq \phi \leq \pi$ のとき,

$$\bar{M} = r \left(\frac{1}{\pi} + \frac{1}{2} \cos \phi \right) \quad \dots\dots\dots (121)$$

$$\bar{N} = -\frac{1}{2} \cos \phi \quad \dots\dots\dots (122)$$

(119), (120) 式を (118) 式に代入し $0 \leq \phi \leq \frac{\pi}{2}$ の範囲で積分すれば,

$$\begin{aligned} \delta_{21} &= \frac{2r}{EI} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ \frac{1}{4} p_2 r^2 (1 - 2 \sin^2 \phi) \right\} \left\{ r \left(\frac{1}{\pi} - \frac{1}{2} \cos \phi \right) \right\} d\phi \\ &\quad + \frac{2r}{EA} \int_0^{\frac{\pi}{2}} (p_2 r \sin^2 \phi) \left(\frac{1}{2} \cos \phi \right) d\phi \end{aligned}$$

$$= -\frac{p_2 r^4}{12EI} + \frac{p_2 r^2}{3EA}$$

$$\therefore \delta_{21} = -\frac{p_2 r^4}{12EI} + \frac{p_2 r^2}{3EA} \quad \dots\dots\dots (123)$$

δ_{21} は地すべり方向の軸が対称性より不変であるとすれば絶対変位量を示すことになる。

(ii) 荷重状態Ⅱの場合

この場合荷重状態Ⅰを90°回転した状態と同じになるので変位計算は同様なやり方で行なうことができる。

したがって、すべり方向の直径端での絶対変位は、

$$\delta_{12} = -\frac{p_3 r^4}{12EI} + \frac{p_3 r^2}{3EA} \quad \dots\dots\dots (124)$$

また地すべり方向に直交する直径端での絶対変位は、

$$\delta_{22} = \frac{p_3 r^4}{12EI} + \frac{2p_3 r^2}{3EA} \quad \dots\dots\dots (125)$$

(iii) 荷重状態Ⅲの場合

まず地すべり方向直径端の相対変位 δ_{1n} は図-27-(a)に示すような仮想荷重を考え、これに対する断面力を $\bar{M}$, $\bar{N}$ とすれば、セン断力の影響を無視して仮想原理を適用すると求められる。

$$2\delta_{1n} = \int_0^{2\pi} \frac{M\bar{M}}{EI} r d\phi + \int_0^{2\pi} \frac{N\bar{N}}{EA} r d\phi \quad \dots\dots\dots (126)$$

(126) 式に (90), (91), (115), (116) 式より求めた $M, N, \bar{M}, \bar{N}$ を代入すると、

$$\begin{aligned} \delta_{1n} = & \frac{r}{EI} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ m r^2 \left(\frac{3}{8} - \frac{5}{6\pi} \cos \phi - \frac{\phi}{\pi} \sin \phi \right) \right\} \\ & \times \left\{ r \left(\frac{1}{\pi} - \frac{1}{2} \sin \phi \right) \right\} d\phi \\ & + \frac{r}{EI} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} \left\{ m r^2 \left(-\frac{1}{8} + \sin \phi - \frac{5}{6\pi} \cos \phi \right. \right. \\ & \quad \left. \left. - \frac{1}{2} \sin^2 \phi \right) \right\} \left\{ r \left(\frac{1}{\pi} - \frac{1}{2} \sin \phi \right) \right\} d\phi \\ & + \frac{r}{EA} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ \frac{m r}{\pi} \left(-\frac{1}{6} \cos \phi + \phi \sin \phi \right) \right\} \left(\frac{1}{2} \sin \phi \right) d\phi \\ & + \frac{r}{EA} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} \left\{ m r \left(-\sin \phi - \frac{1}{6\pi} \cos \phi + \frac{\phi}{\pi} \sin \phi + \sin^2 \phi \right) \right\} \\ & \quad \times \left(\frac{1}{2} \sin \phi \right) d\phi \end{aligned}$$

$$= \frac{mr^4}{24EI} + \frac{mr^2}{3EA}$$

$$\therefore \delta_{1n} = \frac{mr^4}{24EI} + \frac{mr^2}{3EA} \quad \dots\dots\dots (127)$$

同様に地すべり方向の直角方向に対する直径端の相対変位は,

$$2\delta_{2n} = \int_0^{2\pi} \frac{MM}{EI} r d\phi + \int_0^{2\pi} \frac{NN}{EA} r d\phi \quad \dots\dots\dots (128)$$

したがって,

$$\begin{aligned} \delta_{2n} &= \frac{r}{EI} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ mr^2 \left(\frac{3}{8} - \frac{5}{6\pi} \cos \phi - \frac{\phi}{\pi} \sin \phi \right) \right\} \\ &\quad \times \left\{ r \left(\frac{1}{\pi} - \frac{1}{2} \cos \phi \right) \right\} d\phi \\ &\quad + \frac{r}{EI} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} \left\{ mr^2 \left(-\frac{1}{8} + \sin \phi - \frac{5}{6\pi} \cos \phi \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - \frac{\phi}{\pi} \sin \phi - \frac{1}{2} \sin^2 \phi \right) \right\} \left\{ r \left(\frac{1}{\pi} + \frac{1}{2} \cos \phi \right) \right\} d\phi \\ &\quad + \frac{r}{EA} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ \frac{mr}{\pi} \left(-\frac{1}{6} \cos \phi + \phi \sin \phi \right) \right\} \left(\frac{1}{2} \cos \phi \right) d\phi \\ &\quad + \frac{r}{EA} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} \left\{ mr \left(-\sin \phi - \frac{1}{6\pi} \cos \phi + \frac{\phi}{\pi} \sin \phi + \sin^2 \phi \right) \right\} \\ &\quad \times \left(-\frac{1}{2} \cos \phi \right) d\phi \\ &= -\frac{mr^4}{24EI} + \frac{mr^2}{6EA} \\ \therefore \delta_{2n} &= -\frac{mr^4}{24EI} + \frac{mr^2}{6EA} \quad \dots\dots\dots (129) \end{aligned}$$

(v) 荷重状態Ⅳにおいては荷重と構造が地すべり方向と直角な方向の軸に対して逆対称となるためこの軸に対するリングの対称点の変位は互いに逆対称の変位となり、地すべり方向直径端での相対変位は零である。

$$\delta_{24} = 0 \quad \dots\dots\dots (130)$$

一方地すべり方向の山側直径端の絶対変位 δ_{14}° を求めると図-28を考慮して仮想仕事の原理を適用すると,

$$\delta_{14}^{\circ} = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{MM}{EI} r d\phi + \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{NN}{EA} r d\phi \quad \dots\dots\dots (131)$$

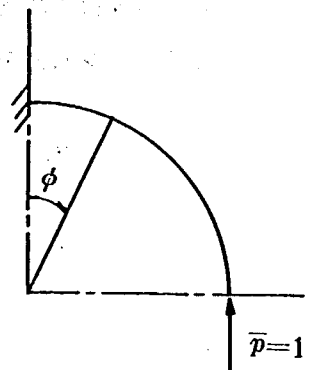


図-28 円環に作用する単位荷重

ここで,

$$\bar{M} = r (1 - \sin \phi) \quad \dots\dots\dots (132)$$

$$\bar{N} = \sin \phi \quad \dots\dots\dots (133)$$

となるから,

$$\begin{aligned} \delta_{14}^{\circ} &= \frac{r}{EI} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ p_4 r^2 \cos \phi \left(-\frac{4}{3\pi} + \frac{1}{2} \cos \phi \right) \right\} \\ &\quad \times \left\{ r (1 - \sin \phi) \right\} d\phi \\ &\quad + \frac{r}{EA} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ p_4 r \cos \phi \left(\frac{4}{3\pi} - \cos \phi \right) \right\} \sin \phi d\phi \\ &= \frac{p_4 r^4}{EI} \left(-\frac{1}{6} + \frac{\pi}{8} - \frac{2}{3\pi} \right) + \frac{p_4 r^2}{EA} \left(-\frac{1}{3} + \frac{2}{2\pi} \right) \\ \therefore \delta_{14}^{\circ} &= \frac{p_4 r^4}{EI} \left(-\frac{1}{6} + \frac{\pi}{8} - \frac{2}{3\pi} \right) + \frac{p_4 r^2}{EI} \left(-\frac{1}{3} + \frac{2}{3\pi} \right) \quad \dots\dots\dots (134) \end{aligned}$$

また, 地すべり方向の谷側直径端における変位 $\delta_{14}^{\circ\circ}$ は δ_{14}° と逆符号となる。

$$\delta_{14}^{\circ\circ} = -\frac{p_4 r^2}{EI} \left(-\frac{1}{6} + \frac{\pi}{8} - \frac{2}{3\pi} \right) - \frac{p_4 r^2}{EA} \left(-\frac{1}{3} + \frac{2}{3\pi} \right) \quad \dots\dots\dots (135)$$

さらに図-29に示すように, 地すべり方向に直交する方向の軸が地すべり方向の軸と同様に不変であるとすれば円環の変形は次式によって概略を知ることが可能になる。

$$\begin{aligned} \delta_r &= (\delta_{12} + \delta_{13} + \delta_{14}) (1 - \sin^2 \phi) \\ &\quad + (\delta_{22} + \delta_{23} + \delta_{24}) \sin^2 \phi \\ &\quad + \delta_{14} \cos \phi \quad \dots\dots\dots (136) \end{aligned}$$

以上集水井円環断面に作用する断面力や変位をまとめると表-6に示す通りになる。そして集水井円環断面の安定度のチェックはこれまで求めた円環に作用する曲げモーメント, 軸力, セン断力を用いて次式で検討する。

$$\sigma_c = \frac{M}{Z} + \frac{N}{A} \leq \sigma_{ca} \quad \dots\dots\dots (137)$$

$$\tau_{max} = \alpha \cdot \frac{Q}{A} \leq \tau_{ca} \quad \dots\dots\dots (138)$$

(ただし慣用的には $\alpha = 1$)

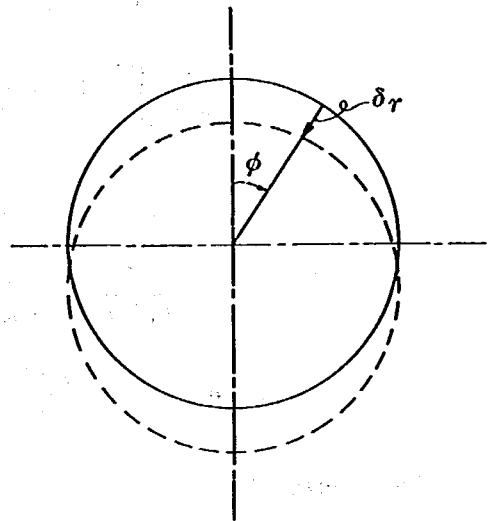
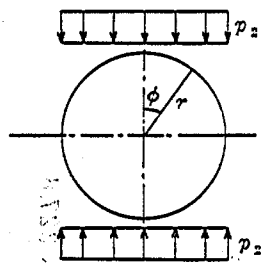
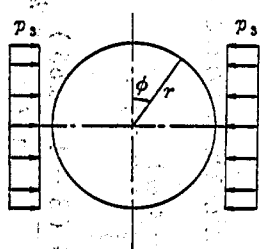
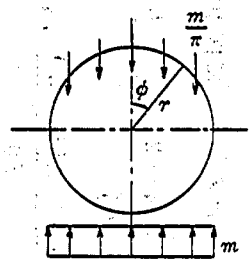
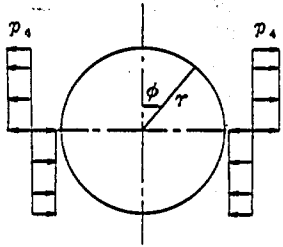


図-29 半径方向の変位

表-6 断面力および変位 (山本稔による。一部変更)

区分	荷 重 状 態	断 面 力	変 位
I		$0 < \phi < \pi \text{ のとき}$ $M = \frac{1}{4} p_2 r^2 (1 - 2 \sin^2 \phi)$ $N = p_2 r \sin^2 \phi$ $Q = -p_2 r \sin \phi \cos \phi$	$\delta_{11} = \frac{p_2 r^4}{12EI} + \frac{2 p_2 r^2}{3EA}$ $\delta_{21} = -\frac{p_2 r^4}{12EI} + \frac{p_2 r^2}{3EA}$
II		$0 < \phi < \pi \text{ のとき}$ $M = -\frac{1}{4} p_3 r^2 (1 - 2 \cos^2 \phi)$ $N = p_3 r \cos^2 \phi$ $Q = p_3 r \sin \phi \cos \phi$	$\delta_{12} = -\frac{p_3 r^4}{12EI} + \frac{p_3 r^2}{3EA}$ $\delta_{22} = \frac{p_3 r^4}{12EI} + \frac{p_3 r^2}{3EA}$
III		$0 < \phi < \frac{\pi}{2} \text{ のとき}$ $M = m r^2 (\frac{3}{8} - \frac{5}{6\pi} \cos \phi - \frac{\phi}{\pi} \sin \phi)$ $N = \frac{m r}{\pi} (-\frac{1}{6} \cos \phi + \phi \sin \phi)$ $Q = -\frac{m r}{\pi} (\frac{1}{6} \sin \phi + \phi \cos \phi)$ $\frac{\pi}{2} < \phi < \pi \text{ のとき}$ $M = m r^2 (-\frac{1}{8} + \sin \phi - \frac{5}{6\pi} \cos \phi - \frac{\phi}{\pi} \sin \phi - \frac{1}{2} \sin^2 \phi)$ $N = m r (-\sin \phi - \frac{1}{6\pi} \cos \phi + \frac{\phi}{\pi} \sin \phi + \sin^2 \phi)$ $Q = m r (\cos \phi - \frac{1}{6\pi} \sin \phi - \frac{\phi}{\pi} \cos \phi - \sin \phi \cos \phi)$	$\delta_{1m} = \frac{m r^4}{24EI} + \frac{m r^2}{3EA}$ $\delta_{2m} = -\frac{m r^4}{24EI} + \frac{m r^2}{6EA}$
IV		$0 < \phi < \frac{\pi}{2} \text{ のとき}$ $M = p_4 r^2 \cos \phi (-\frac{4}{3\pi} + \frac{1}{2} \cos \phi)$ $N = p_4 r \cos \phi (\frac{4}{3\pi} - \cos \phi)$ $Q = p_4 r \sin \phi (\frac{4}{3\pi} - \cos \phi)$ $\frac{\pi}{2} < \phi < \pi \text{ のとき}$ $M = -p_4 r^2 \cos \phi (\frac{4}{3\pi} + \frac{1}{2} + \cos \phi)$ $N = p_4 r \cos \phi (\frac{4}{3\pi} + \cos \phi)$ $Q = p_4 r \sin \phi (\frac{4}{3\pi} + \cos \phi)$	$\delta_{14} = \delta_{24} = 0$ $\delta_{14} = \pm \frac{p_4 r^4}{EI} (-\frac{1}{6} + \frac{\pi}{8} - \frac{2}{3\pi})$ $\pm \frac{p_4 r^2}{EA} (-\frac{1}{3} + \frac{2}{3\pi})$ + : 山側, - : 谷側

Ⅲ-5 設計計算例

Ⅲ-5-1 地すべり地外に設置された集水井

——設計条件——

集水井の直径	3.5 m
集水井の深さ	$h_0 = 30.0 \text{ m}$
土の平均単位	$\gamma_m = 1.75 \text{ t/m}^3$
N値	15
鋼製プレート	
許応力度	$\sigma_{ca} = 1,800 \text{ kg/cm}^2$

① 河川砂防技術基準による場合

集水井に作用する主働土圧を算定する必要があるが、この場合土の内部摩擦角、粘着力等を与えてやる必要がある。いま $C = 2.0 \text{ t/m}^2$ と仮定するとともに内部摩擦角は N 値より推定する。

$$\phi = 15 + \sqrt{15N}$$

$$N = 15 \text{ なので}$$

$$\phi = 30^\circ$$

したがって主働土圧係数 K_A は(8)式より

$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi^\circ}{2} \right) - \frac{2C}{\gamma_t h} \tan \left(45^\circ - \frac{\phi^\circ}{2} \right)$$

$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) - \frac{2 \times 2.0}{1.75 \times 30} \tan \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right)$$

(ただし, $h = h_0$)

$$= 0.3333 - 0.044$$

$$= 0.2893$$

したがって集水井に作用する全土圧 P は(6)式より,

$$P = \frac{1}{2} K_A \gamma_t h_0^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.2893 \times 1.75 \times 30^2$$

$$= 227.8 \text{ (t)}$$

したがって、深度 h における集水井に作用する土圧強度を求めると(3)式より

$$p_t = \left\{ \frac{12(3m-2)}{h_0^3} h^2 + \frac{6(3-4m)}{h_0^2} h \right\} P$$

$$= \left\{ \frac{12(3 \times 0.55 - 2)}{30^3} h^2 + \frac{6(3 - 4 \times 0.55)}{30^2} h \right\} \times 227.8$$

$$= -0.6354 h^2 + 1.215 h \text{ (t/m}^2\text{)}$$

また、最大土圧強度およびその作用点を(5)、(4)式より求めると、

$$\begin{aligned} h' &= \frac{(3 - 4m) h_0}{4(2 - 3m)} \\ &= \frac{(3 - 4 \times 0.55)}{4(2 - 3 \times 0.55)} \times 30 \\ &= \frac{0.8}{1.4} \times 30 \\ &= 17.14 \text{ (m)} \end{aligned}$$

したがって、

$$\begin{aligned} p_{t \max} &= \frac{3(3 - 4m)^2 \cdot P}{4(2 - 3m) \cdot h_0} \\ &= \frac{3(3 - 4 \times 0.55)^2 \times 227.8}{4(2 - 3 \times 0.55) \times 30} \\ &= \frac{437.38}{42.0} \\ &= 10.41 \text{ (t/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

したがって各深度における土圧強度を参考のために求めると次のようになる。

$h \text{ (m)}$	$p_t \text{ (t/m}^2\text{)}$
0	0
5.0	5.19
10.0	8.61
15.0	10.26
17.14	10.41
20.0	10.14
25.0	8.25
30.0	4.59

したがって設計均等土圧としては、

$$q = p_{t \max} = 10.41 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

をとる。

次に、使用部材を決定する直径が 3.5 m なので、曲げモーメントを考慮した圧縮力に対する検討と座屈に対する検討を行なう。

先ず圧縮力に対しては、表-3に示すような集水井鋼製プレート $t = 3.2 \text{ mm}$ を使用すると、

$$I = 167.6 \text{ (cm}^4\text{/m)}$$

$$A = 47.12 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$Z = 54.30 \text{ (cm}^3\text{/m)}$$

ところで(19)式より最大曲モーメントを求めると、

$$\begin{aligned}
 N &= q r \\
 &= 10.41 \times 1.75 \\
 &= 18.22 \text{ (t)}
 \end{aligned}$$

$$\delta_0 = 0.01 r \text{ とすると,}$$

$$\delta_0 = 0.0175 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned}
 \text{また, } p_{cr} &= \frac{3EI}{r^3} \quad (13 \text{ 式より}) \\
 &= \frac{3 \times 0.21 \times 10^8 \times 167.6 \times 10^{-8}}{1.75^3} \\
 &= \frac{105.59}{5.36} \\
 &= 19.70 \text{ (t/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

したがって,

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= N \cdot \frac{\delta_0}{1 - \frac{q}{p_{cr}}} \\
 &= 18.22 \times \frac{0.0175}{1 - \frac{10.41}{19.70}} \\
 &= 0.676 \text{ (t} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

したがって(20)式より,

$$\begin{aligned}
 \sigma_c &= \frac{M_{max}}{Z} + \frac{N}{A} \\
 &= \frac{0.676 \times 10^5}{54.30} + \frac{18.22 \times 10^3}{47.12} \\
 &= 1244.9 + 386.7 \\
 &= 1631.57 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} \quad \text{O. K.}
 \end{aligned}$$

また、座屈に対して

$$\begin{aligned}
 p_a &= \frac{2EI}{r^3} \quad (15 \text{ 式より}) \\
 &= \frac{2 \times 0.21 \times 10^8 \times 167.6 \times 10^{-8}}{1.75^3} \\
 &= 13.13 \text{ (t/m}^2\text{)} \geq q \quad \text{O. K.}
 \end{aligned}$$

したがって集水井鋼製プレート材料としては $t = 3.2 \text{ mm}$ のプレートを補強材なしで用いる。

② ケーソン指針による場合

集水井に作用する土圧は $h = 15 \text{ m}$ 以上で一定にする。

(1)式より,

$$P = K_0 (r_m h + w)$$

$$= 0.5 (1.75 \times 15 + 0)$$

$$= 13.13 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

したがって表-3に示すような、 $t = 4.0 \text{ mm}$ の鋼製プレートを用いれば、先述した河川砂防技術基準による計算例のように、

$$I = 210.4 \text{ (cm}^4\text{/m)}$$

$$A = 58.86 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$Z = 67.50 \text{ (cm}^3\text{/m)}$$

また、 $N = q r$

$$= 13.13 \times 1.75$$

$$= 23.00 \text{ (t)}$$

$$\delta_0 = 0.01 r \text{ とすると、} \delta_0 = 0.0175 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} p_{cr} &= \frac{3EI}{r^3} \\ &= \frac{3 \times 0.21 \times 10^8 \times 210.4 \times 10^{-8}}{1.75^3} \\ &= \frac{13255}{5.36} \\ &= 24.73 \text{ (t/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

したがって、

$$\begin{aligned} M_{max} &= N \frac{\delta_0}{1 - \frac{q}{p_{cr}}} \\ &= 23.00 \times \frac{0.0175}{1 - \frac{13.13}{24.73}} \\ &= 0.86 \text{ (t} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

次に、

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{M_{max}}{Z} + \frac{N}{A} \\ &= \frac{0.86 \times 10^5}{67.50} + \frac{23.00 \times 10^3}{58.86} \\ &= 1274.1 + 390.8 \\ &= 1664.9 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} \end{aligned}$$

O. K.

座屈に対して

$$p_a = \frac{2EI}{r^3} \quad \text{したがって、} p_a = \frac{2 \times 0.21 \times 10^8 \times 210.4 \times 10^{-8}}{1.75^3} = 8818.5 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$= \frac{2 \times 0.21 \times 10^8 \times 210.4 \times 10^{-8}}{1.75^3}$$

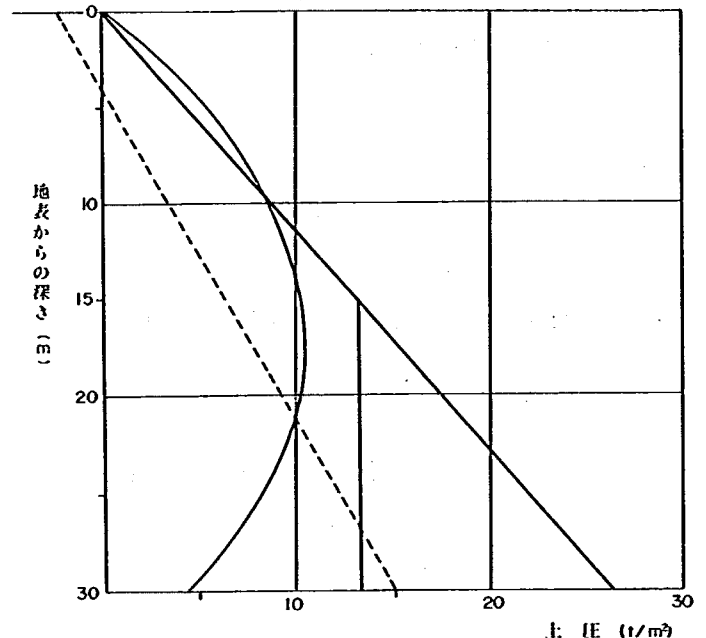
$$= 16.46 \text{ (t/m}^2\text{)} \geq q$$

O. K.

したがって補強材なしで、 $t = 4.0 \text{ mm}$ の鋼製プレートによる集水井にする。

③ 河川砂防技術基準とケーソン指針の比較

集水井に作用する土圧は河川砂防技術基準と道路橋下部構造物設計指針（ケーソン基礎の設計編）では多少異なる。図-30に $\gamma_m = 1.75 \text{ t/m}^3$ 、 $C = 2.0 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi = 30^\circ$ の場合の両者による土圧算定結果の比較した例を示したが、ケーソン指針の方が大きな土圧を与えることになり、材料強度も大きなものが必要となる。しかし C 、 ϕ などの設計条件が明らかな場合も多いので、ケーソン指針に基づいて安全側の設計をすることも可能である。



Ⅲ-5-2 休眠中の地すべり地内に設置さ

れた集水井

設計条件

集水井の直径 : 3.5 m

集水井の深さ : $h_0 = 20.0 \text{ m}$

土の平均単位重 : $\gamma_m = 1.8 \text{ t/m}^3$

鋼製プレート : $\sigma_{ca} = 1,800 \text{ kg/cm}^2$
許容応力度

$$\gamma_m = 1.75 \text{ t/m}^3$$

$$C = 2.0 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 30^\circ$$

図-30 集水井に作用する各種均等土圧

設計土圧は地表より静止土圧が均等に作用するものとする。したがって、

$$p = K_0 (\gamma_m h + w)$$

$$= 0.5 (1.8 \times h + 0)$$

$$\therefore p = 0.9 h \text{ (t/m}^2\text{)}$$

計算手順は前項の地すべり地外の場合と同じであるが、ここでは表-5を利用することにする。

深度 10 m までは設計土圧

$$p = 0.9 \times 10 = 9.0 \text{ t/m}^2$$

深度 20 m までは設計土圧

$$p = 0.9 \times 20 = 18.0 \text{ t/m}^2$$

表-5より曲げモーメントを考慮した許容外力より、深度 10 m までは板厚 2.7 mm で補強リングなし、また 20 m までは板厚 2.7 mm で、 $H-125 \times 125 \times 65/9$ の H 鋼による補強リングを 2 m 間隔で使用すれば良いことがわかる。

Ⅲ-5-3 活動中の地すべり地内に設置される集水井 (I)

すべり面を切らない場合

地すべり斜面の安定計算を図-31の断面において実施する。このときすべり面のせん断強度常数を $\phi = 23.04^\circ$ 、 $C = 0.0 \text{ t/m}^2$ とし、地すべり土塊の平均単位体積重量を $\gamma_m = 2.0 \text{ t/m}^3$ とする。

$$F = \frac{\sum \{ (W \cos \theta - U) \tan \phi + C \ell \}}{\sum W \sin \theta}$$

このときの計算表を表-7に示す。次に $F = 1.0$ における地すべり土塊内の水平内力を表-8により求め水平内力分布図を図-32のごとく作成する。図-32および現地状況や排水ボーリングの施工条件などを考慮して集水井の位置を決定する。これによって集水井

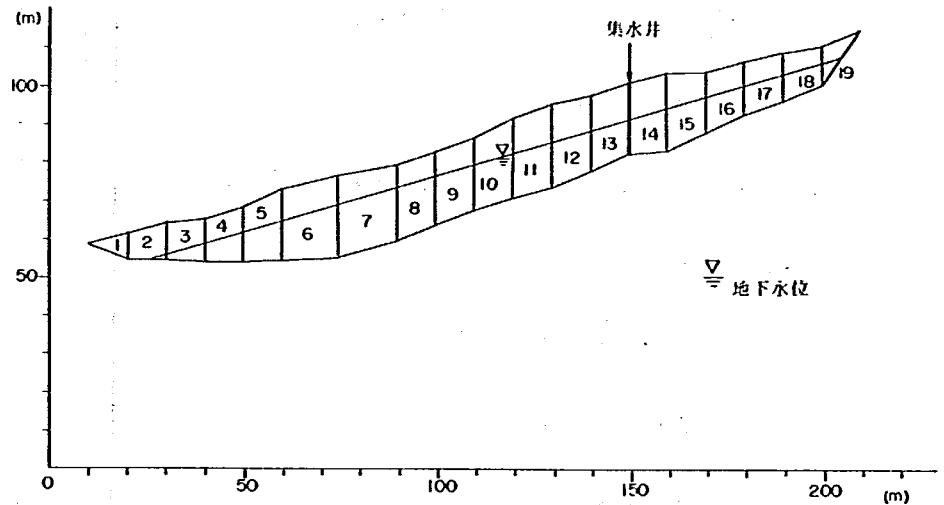


図-31 安定解析断面

表-7 地すべり斜面安定計算表

番号	ℓ_1	ℓ_2	ℓ	A	θ	$\sin \theta$	$\cos \theta$	U	$W \sin \theta$	$W \cos \theta$
1	0	6.7	10	33.5	-19.80	-0.339	0.941	0	-22.71	63.05
2	6.7	9.1	10	79.0	-0.57	-0.010	0.000	5.0	-1.58	158.00
3	9.1	10.9	10	100.0	-1.15	-0.020	0.000	30.5	-4.00	200.00
4	10.9	13.8	10	123.5	0	0	0.000	66.0	0	247.00
5	13.8	17.7	10	157.5	2.86	0.050	0.999	93.5	15.75	314.69
6	17.7	20.4	15	285.75	7.97	0.139	0.990	182.25	79.44	565.79
7	20.4	19.6	15	300.0	20.30	0.347	0.938	211.5	208.20	562.80
8	19.6	19.1	10	193.5	22.78	0.387	0.922	139.0	149.77	366.81
9	19.1	18.6	10	188.5	20.81	0.355	0.935	129.0	133.84	352.5
10	18.6	20.8	10	197.0	16.70	0.287	0.958	125.0	113.08	377.45
11	20.8	21.6	10	212.0	18.78	0.322	0.947	123.0	136.53	401.53
12	21.6	20.0	10	208.0	19.80	0.339	0.941	118.0	141.02	391.46
13	20.0	18.7	10	193.5	27.92	0.468	0.884	103.5	181.12	342.11
14	18.7	20.5	10	196.0	4.00	0.070	0.998	103.5	27.44	391.22
15	20.5	15.5	10	180.0	26.57	0.447	0.894	105.0	160.92	321.84
16	15.5	14.0	10	147.5	24.23	0.410	0.912	92.5	120.95	269.04
17	14.0	12.3	10	131.0	21.80	0.371	0.928	85.0	97.20	243.14
18	12.3	10.5	10	114.0	21.80	0.371	0.928	72.5	84.59	211.58
19	10.5	0	10	52.5	54.46	0.814	0.581	32.5	85.47	61.01
計								1817.25	1707.03	5831.02

ただし A : スライス面積

U : 間隙水圧

θ : すべり面勾配 $W : \gamma_t A (\gamma_t = 2.0 \text{ t/m}^3)$

には地表よりすべり面の間において 149.0 t/m の土圧が作用するものと考えられる。

(13式においてスライス壁に作用するせん断力を無視すれば ($t=0$),

$$\begin{aligned}\bar{\sigma} &= \frac{P}{H} \\ &= \frac{149.0}{18.8} \quad (\text{但し } H=18.8 \text{ m}) \\ &= 7.93 \text{ (t/m)}\end{aligned}$$

したがって(12式において, $\eta = \frac{2}{3}$ (三角土圧) とすると,

$$\begin{aligned}\sigma_a &= (6\eta - 2) \bar{\sigma} \\ &= (6 \times \frac{2}{3} - 2) \times 7.93 \\ &= 15.86 \text{ (t/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_b &= (4 - 6\eta) \bar{\sigma} \\ &= (4 - 6 \times \frac{2}{3}) \times 7.93 \\ &= 0.0 \text{ (t/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

したがって,

表-8 水平内力計算表

スライス番号	p	Σp
19	73.34	73.34
18	25.44	98.78
17	29.94	128.72
16	45.87	174.59
15	68.70	243.29
14	-94.93	148.36
13	79.64	228.00
12	24.72	252.72
11	18.07	270.79
10	5.71	276.50
9	38.79	315.29
8	57.14	372.43
7	58.79	431.22
6	-83.68	347.54
5	-78.32	269.22
4	-76.98	192.24
3	-76.09	116.15
2	-66.64	49.51
1	-49.51	0
計		

ただし p : 水平内力
 $= W \cos \theta - (W \cos \theta - U) \tan \phi - C \mathcal{L}$
 $C = 0.0 \text{ t/m}^2$
 $\phi = 23.04^\circ$

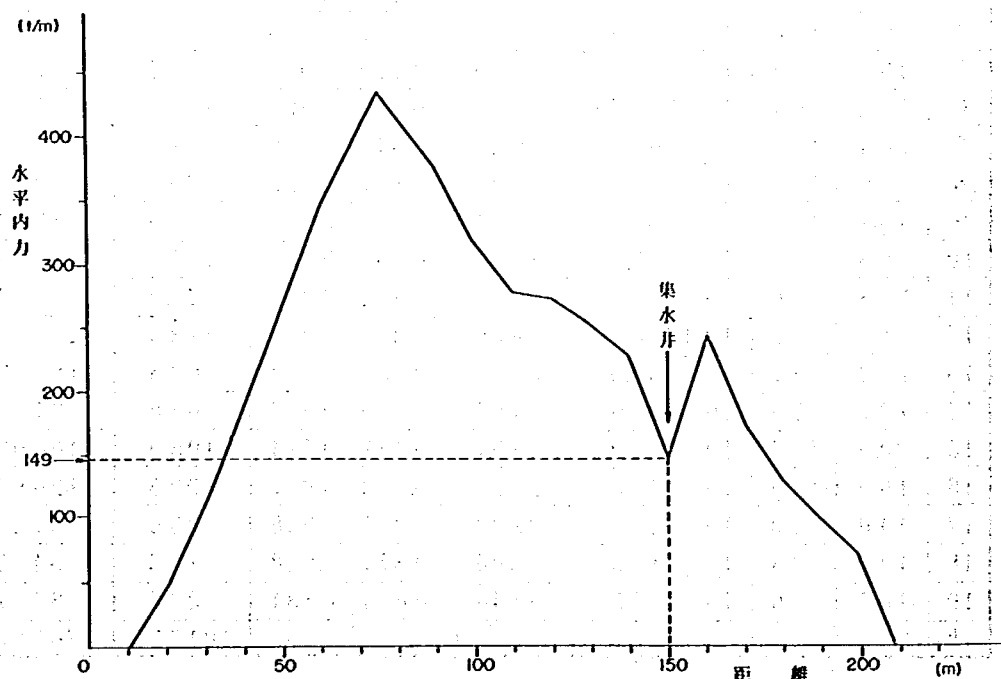


図-32 水平内力分布図

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 &= \sigma_b + (\sigma_a - \sigma_b) \frac{Z}{H} \\
 &= 0.0 + (15.86 - 0.0) \frac{Z}{18.8} \\
 &= 0.84 z
 \end{aligned}$$

また地すべり土塊のポアソン比を 0.3 とすれば,

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\nu}{1 - \nu} \\
 &= \frac{0.3}{1 - 0.3} \\
 &= 0.429
 \end{aligned}$$

したがって(11)式より限界平衡状態にある地すべり土塊内の応力は地表より深度 Z において,

$$\begin{cases} \sigma'_x = K \gamma_t Z + \sigma_1 \\ \sigma'_y = K \gamma_t Z + K \sigma_1 + K t_1 \\ \sigma'_z = \gamma_t Z + K \sigma_1 + t_1 \end{cases}$$

したがって,

$$\begin{aligned}
 \sigma'_x &= 0.429 \times 2.0 \times Z + 0.84 z \\
 &= 1.698 z \\
 \sigma'_y &= 0.429 \times 2.0 \times Z + 0.429 \times 0.84 z \\
 &\quad + 0.429 \times 0.0 \\
 &= 1.218 Z \\
 \sigma'_z &= 2.0 Z + 0.429 \times 0.84 Z + 0.0 \\
 &= 2.360 Z
 \end{aligned}$$

これによって各深度における設計土圧を算出することができる。

例えば, 深度 10.0 m における土圧は,

$$\begin{aligned}
 \sigma'_x &= 1.698 z \\
 &= 1.698 \times 10.0 \\
 &= 16.98 \text{ (t/m}^2\text{)} \\
 \sigma'_y &= 1.218 Z \\
 &= 1.218 \times 10.0 \\
 &= 12.18 \text{ (t/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

同様に各深度における σ'_x , σ'_y を求め, $\sigma'_x = q$, $\sigma'_y = p$ とする。
一方(12), (13)式より各深度における断面力が求まる。

一例として深度 10.0 m における断面力は,

$$\begin{aligned}
 M_{\phi} &= \frac{r^2}{4} (q - p) (1 - 2 \sin^2 \phi) \\
 &= \frac{1.75^2}{4} (16.98 - 12.18) (1 - 2 \sin^2 \phi) \\
 &= 3.675 (1 - 2 \sin^2 \phi) (t \cdot m/m)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\phi} &= p r \cos^2 \phi + q r \sin^2 \phi \\
 &= 12.18 \times 1.75 \cos^2 \phi + 16.98 \times 1.75 \sin^2 \phi \\
 &= 21.32 \cos^2 \phi + 29.72 \sin^2 \phi (t/m)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\phi} &= (p + q) r \cos \phi \sin \phi \\
 &= (12.18 + 16.98) \times 1.75 \cos \phi \sin \phi \\
 &= 51.03 \cdot \cos \phi \cdot \sin \phi (t/m)
 \end{aligned}$$

これより、 $\phi = 30^\circ = 0.523$ ラジアンにおける M_{ϕ} , N_{ϕ} , S_{ϕ} を求めると、

$$\begin{aligned}
 M_{30^\circ} &= 3.675 (1 - 2 \sin^2 \phi) \\
 &= 3.675 (1 - 2 \sin^2 30^\circ) \\
 &= 3.675 (1 - 2 \times 0.5^2) \\
 &= 1.84 (t \cdot m/m)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{30^\circ} &= 21.32 \cos^2 \phi + 29.72 \sin^2 \phi \\
 &= 21.32 \cos^2 30^\circ + 29.72 \sin^2 30^\circ \\
 &= 21.32 \times (0.866)^2 + 29.72 \times (0.5)^2 \\
 &= 15.99 + 7.43 \\
 &= 23.42 (t/m)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{30^\circ} &= 51.03 \cos \phi \cdot \sin \phi \\
 &= 51.03 \times \cos 30^\circ \times \sin 30^\circ \\
 &= 51.03 \times 0.866 \times 0.5 \\
 &= 22.10 (t/m)
 \end{aligned}$$

同様に ϕ の任意の角において断面力を求めることができる。また任意の深度における断面力が求まるが、これをまとめて表-9に示す。

次に集水井の使用部材の検討を行なうことにするが、地すべり土塊内の土圧分布が明らかでないことより、安全をみて、(21), (22) 式より求めた断面力を5割増して応力度のチェックをすることにする。

表-9において深度6mでの発生応力度が最大になる角度は $\phi = 0^\circ$ のときでそのときの M , N は、

$$M_{0^\circ} = 2.21 (t \cdot m/m)$$

$$N_{0^\circ} = 12.78 (t/m)$$

また最大せん断力は $\phi = 45^\circ$ のところで、

$$S_{45^\circ} = 15.31 (t/m)$$

となる。したがって応力度のチェックをするときに用いられる M , N , S は、

表-9 断面力計算結果

深 度 Z (m)	角 度 ϕ°	曲モーメント M (t・m/m)	軸 力 N (t/m)	せん断力 S (t/m)	深 度 Z (m)	角 度 ϕ°	曲モーメント M (t・m/m)	軸 力 N (t/m)	せん断力 S (t/m)
1.00	0.00	0.36	2.13	0.00	6.00	0.00	2.21	12.78	0.00
1.00	15.00	0.31	2.18	1.21	6.00	15.00	1.91	13.12	7.65
1.00	30.00	0.18	2.34	2.27	6.00	30.00	1.10	14.05	13.26
1.00	45.00	0.00	2.55	2.55	6.00	45.00	0.00	15.31	15.31
1.00	60.00	-0.18	2.76	2.21	6.00	60.00	-1.10	16.57	13.26
1.00	75.00	-0.31	2.91	1.27	6.00	75.00	-1.91	17.50	7.65
1.00	90.00	-0.36	2.97	0.00	6.00	90.00	-2.21	17.84	0.00
2.00	0.00	0.73	4.26	0.00	7.00	0.00	2.57	14.92	0.00
2.00	15.00	0.63	4.37	2.55	7.00	15.00	2.23	15.31	8.93
2.00	30.00	0.36	4.68	4.42	7.00	30.00	1.28	16.39	15.47
2.00	45.00	0.00	5.10	5.10	7.00	45.00	0.00	17.86	17.86
2.00	60.00	-0.36	5.52	4.42	7.00	60.00	-1.28	19.34	15.47
2.00	75.00	-0.63	5.83	2.55	7.00	75.00	-2.23	20.42	8.93
2.00	90.00	-0.73	5.94	0.00	7.00	90.00	-2.57	20.81	0.00
3.00	0.00	1.10	6.39	0.00	8.00	0.00	2.94	17.05	0.00
3.00	15.00	0.95	6.56	3.82	8.00	15.00	2.55	17.50	10.21
3.00	30.00	0.55	7.02	6.63	8.00	30.00	1.47	18.73	17.68
3.00	45.00	0.00	7.65	7.65	8.00	45.00	0.00	20.42	20.42
3.00	60.00	0.55	8.28	6.63	8.00	60.00	-1.47	22.10	17.68
3.00	75.00	0.95	8.79	3.82	8.00	75.00	-2.55	23.33	10.21
3.00	90.00	-1.10	8.92	0.00	8.00	90.00	-2.94	23.79	0.00
4.00	0.00	1.47	8.52	0.00	9.00	0.00	3.31	19.18	0.00
4.00	15.00	1.27	8.75	5.10	9.00	15.00	2.87	19.69	11.48
4.00	30.00	0.73	9.36	8.84	9.00	30.00	1.65	21.07	19.89
4.00	45.00	0.00	10.21	10.21	9.00	45.00	0.00	22.97	22.97
4.00	60.00	-0.73	11.05	8.84	9.00	60.00	-1.65	24.86	19.89
4.00	75.00	-1.27	11.66	5.10	9.00	75.00	-2.87	26.25	11.48
4.00	90.00	-1.47	11.89	0.00	9.00	90.00	-3.31	26.76	0.00
5.00	0.00	1.84	10.65	0.00	10.00	0.00	3.68	21.31	0.00
5.00	15.00	1.59	10.94	6.38	10.00	15.00	3.19	21.88	12.76
5.00	30.00	0.92	11.71	11.05	10.00	30.00	1.84	23.42	22.10
5.00	45.00	0.00	12.76	12.76	10.00	45.00	0.00	25.52	25.52
5.00	60.00	-0.92	13.81	11.05	10.00	60.00	-1.84	27.63	22.10
5.00	75.00	-0.59	14.58	6.38	10.00	75.00	-3.19	29.17	12.76
5.00	90.00	-1.84	14.86	0.00	10.00	90.00	-3.68	29.73	0.00

(表-9 つづき)

深 度 Z (m)	角 度 ϕ°	曲モーメント M (t・m/m)	軸 力 N (t/m)	せん断力 S (t/m)	深 度 Z (m)	角 度 ϕ°	曲モーメント M (t・m/m)	軸 力 N (t/m)	せん断力 S (t/m)
11.00	0.00	4.05	23.44	0.00	16.00	0.00	5.89	34.10	0.00
11.00	15.00	2.50	24.06	14.03	16.00	15.00	5.10	35.00	20.42
11.00	30.00	2.02	25.76	24.31	16.00	30.00	2.94	37.47	35.37
11.00	45.00	0.00	28.07	28.07	16.00	45.00	0.00	40.84	40.84
11.00	60.00	-2.02	30.39	24.31	16.00	60.00	-2.94	44.21	35.37
11.00	75.00	-3.50	32.09	14.03	16.00	75.00	-5.10	46.67	20.42
11.00	90.00	-4.05	32.71	0.00	16.00	90.00	-5.89	47.58	0.00
12.00	0.00	4.42	25.57	0.00	17.00	0.00	6.26	36.23	0.00
12.00	15.00	3.82	26.25	15.31	17.00	15.00	5.42	37.19	21.69
12.00	30.00	2.21	28.10	26.52	17.00	30.00	3.13	39.81	37.58
12.00	45.00	0.00	30.63	30.63	17.00	45.00	0.00	43.39	43.39
12.00	60.00	-2.21	33.15	26.52	17.00	60.00	-3.13	46.97	37.58
12.00	75.00	-3.82	35.00	15.31	17.00	75.00	-5.42	49.59	21.69
12.00	90.00	-4.42	35.68	0.00	17.00	90.00	-6.26	50.55	0.00
13.00	0.00	4.78	27.71	0.00	18.00	0.00	6.63	38.36	0.00
13.00	15.00	4.14	28.44	16.59	18.00	15.00	5.74	39.38	22.97
13.00	30.00	2.39	30.44	28.73	18.00	30.00	3.31	42.15	39.79
13.00	45.00	0.00	33.18	33.18	18.00	45.00	0.00	45.94	45.94
13.00	60.00	-2.39	35.92	28.73	18.00	60.00	-3.31	49.73	39.79
13.00	75.00	-4.14	37.92	16.59	18.00	75.00	-5.74	52.51	22.97
13.00	90.00	-4.78	38.65	0.00	18.00	90.00	-6.63	53.52	0.00
14.00	0.00	5.15	29.84	0.00	18.80	0.00	6.92	40.07	0.00
14.00	15.00	4.46	30.63	17.86	18.80	15.00	5.99	41.13	23.99
14.00	30.00	2.57	32.79	30.94	18.80	30.00	3.46	44.03	41.56
14.00	45.00	0.00	35.73	35.73	18.80	45.00	0.00	47.99	47.99
14.00	60.00	-2.57	38.68	30.94	18.80	60.00	-3.46	51.94	41.56
14.00	75.00	-4.46	40.84	17.86	18.80	75.00	-5.99	54.84	23.99
14.00	90.00	-5.15	41.63	0.00	18.80	90.00	-6.92	55.90	0.00
15.00	0.00	5.52	31.97	0.00					
15.00	15.00	4.78	32.82	19.14					
15.00	30.00	2.76	35.13	33.16					
15.00	45.00	0.00	38.29	38.29					
15.00	60.00	-2.76	41.44	33.16					
15.00	75.00	-4.78	43.76	19.14					
15.00	90.00	-5.52	44.60	0.00					

$$M = M_0 \times 1.5 = 2.21 \times 1.5$$

$$= 3.32 \text{ (t} \cdot \text{m/m)}$$

$$N = N_0 \times 1.5 = 12.78 \times 1.5$$

$$= 19.17 \text{ (t/m)}$$

$$S = N_{15} \times 1.5 = 15.31 \times 1.5$$

$$= 23.0 \text{ (t/m)}$$

ところで表-3, 4に示すような断面性能を持つ鋼製プレート, 補強リングのうち, 板厚 2.7 mm のプレートで, H-125 の補強リングを 0.5 m ピッチで用いるとすると, 合成された断面性能は,

$$\text{断面係数 } Z = 45.98 + \frac{136}{0.5} = 317.98 \text{ cm}^3$$

$$\text{断面積 } A = 39.76 + \frac{30.31}{0.5} = 100.38 \text{ cm}^2$$

いま材料の許容応力度を $\sigma_{ca} = 1.800 \text{ kg/cm}^2$ とすれば,

$$\sigma = \frac{M}{Z} + \frac{N}{A}$$

$$= \frac{3.32 \times 10^5}{317.98} + \frac{19.17 \times 10^3}{100.38} = 1235.1 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} \quad \text{O.K.}$$

同様なやり方でM,

表-10 集水井の組立て例

Nより集水井の材料の
組合せの一例を示すと

表-10のようになる。

ただし15m以上深くな

ると許容応力度をオー

バーするので集水井の

施工深度は15m止りと

する。しかしヴァーテ

ィカルスティフナーと

ストラットを利用して

さらに大きな応力にも

対抗することも可能で

ある。

深度	補強リング		板厚 (mm)	曲モーメント M (kg/cm ²)	軸力 N (kg)	応力度 σ (kg/cm ²)
	間隔 (m)	サイズ				
1	1	H-125	2.7	0.55×10^5	3.19×10^3	349.2
2	1	H-125	2.7	1.10×10^5	6.39×10^3	698.6
3	1	H-125	2.7	1.65×10^5	9.59×10^3	1047.9
4	1	H-125	2.7	2.21×10^5	12.78×10^3	1397.3
5	1	H-125	2.7	2.76×10^5	15.98×10^3	1746.6
6	0.5	H-125	2.7	3.31×10^5	19.18×10^3	1235.1
7	0.5	H-125	2.7	3.86×10^5	22.38×10^3	1439.6
8	0.5	H-125	2.7	4.42×10^5	25.57×10^3	1645.2
9	0.5	H-150	4.5	4.97×10^5	28.77×10^3	1164.6
10	0.5	H-150	4.5	5.52×10^5	31.97×10^3	1294.2
11	0.5	H-150	4.5	6.07×10^5	35.17×10^3	1423.5
12	0.5	H-150	4.5	6.63×10^5	38.36×10^3	1552.9
13	0.5	H-150	4.5	7.18×10^5	41.56×10^3	1552.9
14	0.5	H-150	7.0	7.73×10^5	44.76×10^3	1640.5
15	0.5	H-150	7.0	8.29×10^5	47.96×10^3	1757.7

一方セン断力に対す

る応力度のチェックをするが, セン断強度の小さいところは継手ボルトの所である。

使用ボルトの外径 $d = 1.588 \text{ cm}$

使用ボルトの有効断面積 $a = 1.44 \text{ cm}^2$

使用ボルトの本数 $N = 70 \text{ 本/円周}$

とすれば55式より,

$$\tau = \frac{S}{N \times a} = \frac{23 \times 10^3}{70 \times 1.44} = 228.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 1,200 \text{ kg/cm}^2 = \tau_{ca}$$

したがって継手部はせん断に対して安全であり, また表より, 他の深度の継手部においてもせん断力に対して安全であることがわかる。

Ⅲ-5-4 活動中の地すべり地内に設置される集水井 (Ⅱ)

—— すべり面を切る場合 ——

活動中の集水井は地すべり面を切るように計画されなければならないことを原則とする。したがってここでは参考のためにすべり面を切った集水井が地すべり運動によって受ける力の大きさを理解し, 通常の集水井が破壊を免がれないことを知るために, 集水井に発生する集水井縦方向の断面力, 変位, また水平方向の円環断面に発生する断面力や変位を計算することにする。

いま活動中の地すべり地内に直径4.0 m, 深さ10 mの集水井が施工されたとする。このときすべり面より上部の長さが6 m, すべり面下部の長さが4 mとする。集水井に使用する部材は表-3, 4に示すもののうち, 鋼製プレートとしては肉厚4 mm, 補強リングとしてはH-125を1 m間隔にし, パーチカルスティフナーを4方向 (H-175 × 175 × 7.5 × 11) に用いるものとする。

したがって集水井の断面は図-33のようになり, 断面性能は次のようになる。

すなわち, パーチカルスティフナーの断面性能は腐食を無視すると,

$$\begin{aligned} \text{断面二次モーメント} \quad & \begin{cases} I_x = 2,880 \text{ cm}^4 \\ I_y = 984 \text{ cm}^4 \end{cases} \\ \text{断面積} \quad & A = 51.21 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

また鋼製プレートの断面性能は,

$$\begin{aligned} I_L &= \frac{\pi (D_1^4 - D_2^4)}{64} \\ &= \frac{\pi (400^4 - 396^4)}{64} \\ &= 4.955 \times 10^7 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

またプレートの見掛けのヤング率は鋼の場合の約 $\frac{1}{100}$ であるので,

$$E_L = 2.1 \times 10^4 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

したがって図-32における断面二次モーメントは,

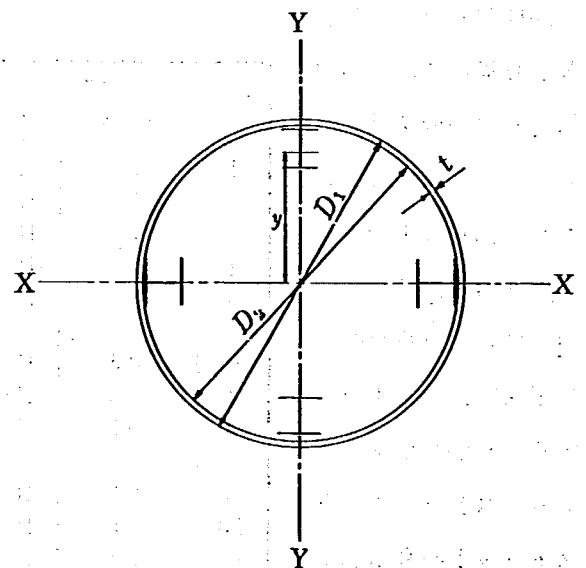


図-33 集水井断面

$$I_H = 2(I_x + I_y + Ay^2)$$

$$I_L = \frac{\pi(D_1^4 - D_2^4)}{64}$$

曲げ剛度は,

$$EI = E_L I_L + E_H I_H$$

と考えられるが、パーティカルスティフナーと鋼製リングが一体と動かないとすれば（この点については今後の検討が必要である）、鋼製プレートのみによって水平力に対応することになる。

一方図-34に示すようにすべり面に100 tの力が作用する集水井をクサビグイと同様の解析をすればすべり面の上下における特性長はそれぞれ,

$$\beta_1 = 4 \sqrt{\frac{E_{s1}}{4EI}}$$

$$\beta_2 = 4 \sqrt{\frac{E_{s2}}{4EI}}$$

ここで, $E_{s1} = 7,000 \text{ (t/m}^2\text{)},$

$E_{s2} = 10,000 \text{ (t/m}^2\text{)} とすれば,$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 4 \sqrt{\frac{7,000}{4 \times 0.4955 \times 2.1 \times 10^5}} \\ &= 0.360 \left(\frac{1}{m} \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_2 &= 4 \sqrt{\frac{10,000}{4 \times 0.4955 \times 2.1 \times 10^5}} \\ &= 0.394 \left(\frac{1}{m} \right) \end{aligned}$$

したがって集水井が剛体として挙動するためには,

$$4 \sqrt{\frac{E_s}{4EI}} \leq \frac{2}{l}$$

なので,

$$\beta_1 \leq \frac{2}{l_1}$$

$$0.360 \leq \frac{2}{l_1}$$

$$\therefore l_1 \leq 5.56 \text{ (m)}$$

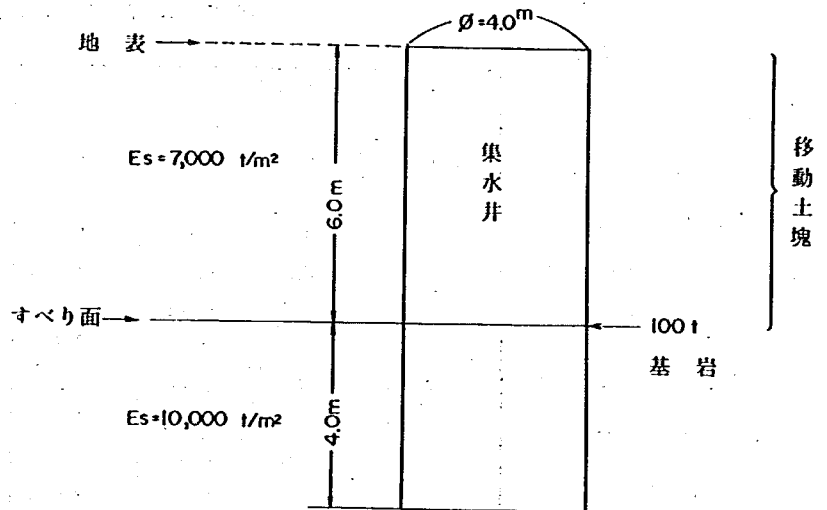


図-34 集水井設置図

$$\beta_2 \leq \frac{2}{l_2}$$

$$0.394 \leq \frac{2}{l_2}$$

$$\therefore l_2 \leq 5.08 \text{ (m)}$$

これより集水井 $l_1 = 6 \text{ m}$, $l_2 = 4 \text{ m}$ なので, すべり面の上部では弾性的な, またすべり面下部では剛体的な挙動をすることがわかるが, 解析が難かしくなるので, 便宜的にすべり面の上下で弾性的な挙動をするたわみ性のクサビ

グイの解析を適用することにする。

すべり面において 100 t のせん断力が, 集水井に作用するときの断面力等を求めると表-11になる。これを図示すると図-35に示される。計算はミニコンでプログラミングし

表-11 集水井に発生する縦方向の断面力等の計算結果

	すべり面からの距離 (m)	たわみ y (cm)	たわみ角 (θ)	曲モーメント ($t \cdot m$)	せん断力 (t)	地盤反力 (t/m)
すべり面上部	地 表 6.0	-0.37	-1.5×10^{-2}	0.0	0.0	14.7
	5.0	-0.21	-1.5×10^{-2}	11.02	-20.3	7.8
	4.0	-0.05	-1.8×10^{-2}	36.89	-29.6	6.6
	3.0	0.15	-2.3×10^{-2}	66.00	-26.3	12.6
	2.0	0.41	-3.0×10^{-2}	84.21	-7.0	26.7
	1.0	0.75	-3.8×10^{-2}	73.07	33.3	48.9
	すべり面 0	1.16	-4.2×10^{-2}	8.80	100.0	77.2
すべり面下部	すべり面 0	1.02	-4.2×10^{-2}	-8.80	100.0	93.2
	1.0	0.60	-4.0×10^{-2}	47.41	19.4	58.3
	2.0	0.23	-3.5×10^{-2}	43.22	-21.5	36.3
	3.0	-0.11	-3.2×10^{-2}	16.17	-27.0	30.4
	4.0	-0.43	-3.2×10^{-2}	0.00	0.0	40.3

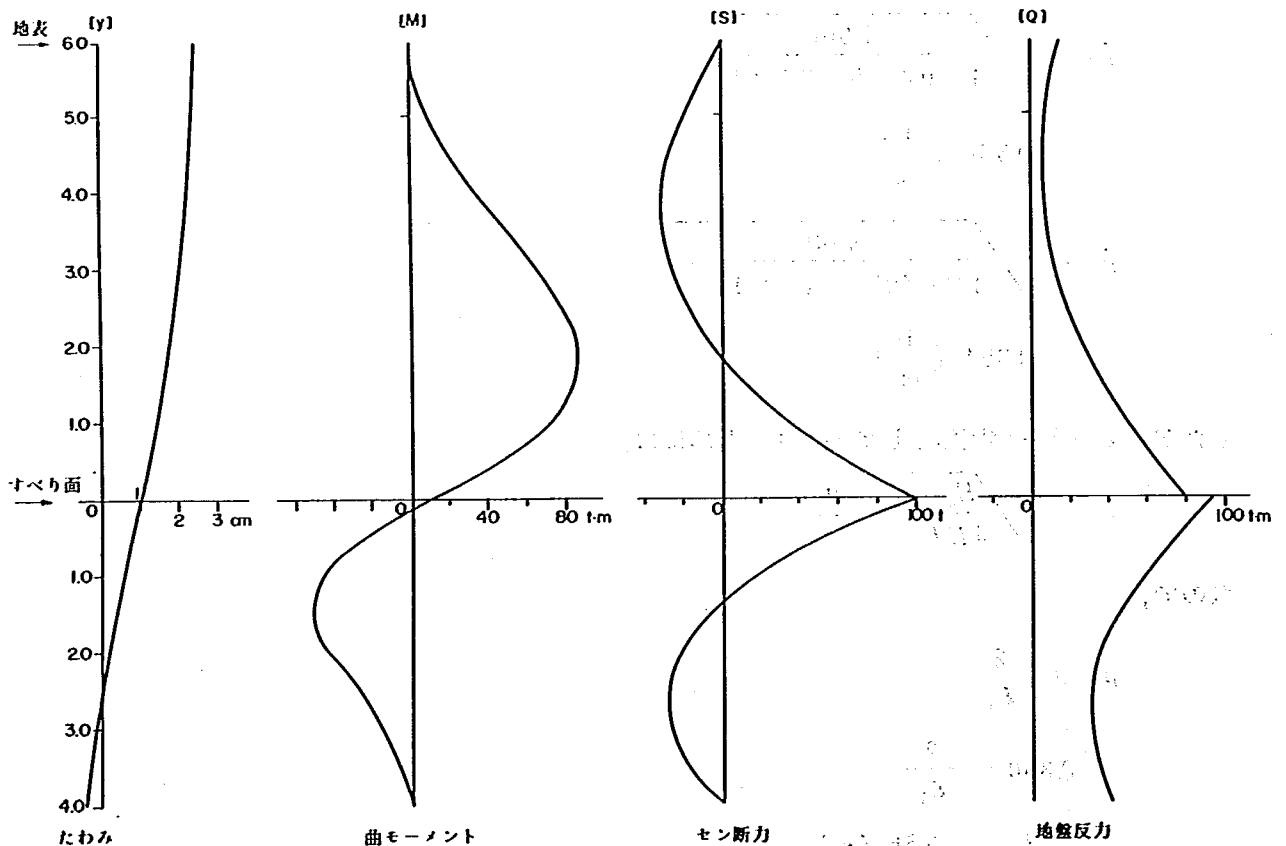


図-35 集水井の変位と断面力

(40)~(43)式を用いて、有限長の集水井として解析は行なわれている。

ここで曲モーメントによる応力度をチェックすると、(137)式より $N=0$ とすれば、すべり面より上部 1.6 m 付近で最大曲モーメント $8.7 \text{ t} \cdot \text{m}$ を発生することがわかるので、

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M}{Z} \\ &= \frac{87 \times 10^5}{4.955 \times 10^7 / 200} \\ &\doteq 35.1 \text{ kg/cm}^2 < 1,800 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_{ca}\end{aligned}$$

また、すべり面近辺の継手部でのせん断をチェックすると、 $S=100 \text{ t}$ として (138) 式より、

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{S}{N \cdot a} \\ &= \frac{100,000}{70 \times 1.44} = 992.1 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{ca} = 1,200 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

次に集水井の水平方向の応力度、変形について計算してみる。計算例として深度 4 m の点について検討してみることとする。図-35において深度 4 m における地盤反力は 26.7 t/m なので直径 4 m の集水井だから地盤反力度 m は、

$$m = \frac{26.7}{4} = 6.67 \text{ t/m}^2$$

また地すべり土塊のポアソン比を 0.333 とすれば、側圧係数 K は、

$$\begin{aligned}K &= \frac{\nu}{1 - \nu} \\ &= \frac{0.333}{1 - 0.333} \doteq 0.5\end{aligned}$$

また斜面安定解析より集水井地点における水平土圧は $p_1 = 50 \text{ t/m}$ となるとし、土圧は三角土圧分布をするとすれば深度 4 m における地すべり土塊内の水平土圧強度 p_1 は、

$$\begin{aligned}p_1 &= \frac{1}{2} K_1 \cdot \gamma_t \cdot H^2 \\ 50 &= \frac{1}{2} \times K_1 \times 2.0 \times 6.0^2 \quad (\text{ただし、} \gamma_t = 2.0 \text{ t/m}^3, H = 6.0 \text{ m}) \\ \therefore K_1 &= 1.3889\end{aligned}$$

したがって、

$$\begin{aligned}p_1 &= K_1 \cdot \gamma_t \cdot H \\ &= 1.3889 \times 2.0 \times 4.0 \\ \therefore p_1 &= 11.11 \text{ (t/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

また図-21より、

$$p_2 = p_1 - m$$

$$\begin{aligned}\therefore p_2 &= 11.11 - 6.67 \\ &= 4.44 \text{ (t/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

また(56)式より,

$$p_3 = \frac{1}{2} K (p_1 + p_2) + \frac{1}{2} m (1 + \alpha)$$

ここで, $\alpha = \frac{1}{2}$ と仮定すれば,

$$\begin{aligned}p_3 &= \frac{1}{2} \times 0.5 (11.11 + 4.44) + \frac{1}{2} \times 6.67 \left(1 + \frac{1}{2}\right) \\ &= 3.89 + 5.00 \\ &= 8.89 \text{ (t/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

p_4 は(57)式より,

$$\begin{aligned}p_4 &= \frac{1}{2} K (p_1 - p_2) + \frac{1}{2} m (1 - \alpha) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.5 (11.11 - 4.44) + \frac{1}{2} \times 6.67 \left(1 - \frac{1}{2}\right) \\ &= 1.67 + 1.67 = 3.34 \text{ (t/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

以上により深度 4 m における作用荷重が明らかになったのでここでの断面力は表-6 に示した式によって求まる。一例として $\phi = 0^\circ = 0$ アジアンのときのモーメント, 軸力, セン断力を求めると,

$$\begin{aligned}p_2 &= 0.444 \text{ kg/cm}^2 \\ p_3 &= 0.889 \text{ kg/cm}^2 \\ m &= 0.667 \text{ kg/cm}^2 \\ p_4 &= 0.334 \text{ kg/cm}^2 \\ E &= 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \\ I &= 10.6 \text{ cm}^4 \\ r &= 200 \text{ cm} \\ A &= 0.89 \text{ cm}^2 \\ \phi &= 0^\circ\end{aligned}$$

表-6 にとりまとめた式より (ただし角度は度で入るように式を変形してある。)

$$\begin{aligned}M_1 &= \frac{1}{4} p_2 r^2 (1 - 2 \sin^2 \phi^\circ) \\ &= \frac{1}{4} \times 0.444 \times 200^2 (1 - 2 \times 0.0) \\ &= 4,440 \text{ kg} \cdot \text{cm} \\ N_1 &= p_2 r \sin^2 \phi^\circ \\ &= 0.444 \times 200 \times 0 \\ &= 0\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= p_2 r \sin \phi^\circ \cdot \cos \phi^\circ \\
 &= 0.444 \times 200 \times 0 \times 1 \\
 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_2 &= \frac{1}{4} p_3 r^2 (1 - 2 \cos^2 \phi^\circ) \\
 &= \frac{1}{4} \times 0.889 \times 200^2 \times (1 - 2 \times 1) \\
 &= -8.890 \text{ kg} \cdot \text{cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_2 &= p_3 r \cos^2 \phi^\circ \\
 &= 0.889 \times 200 \times 1 \\
 &= 177.8 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_2 &= p_3 r \sin \phi^\circ \cdot \cos \phi^\circ \\
 &= 0.889 \times 200 \times 0 \times 1 \\
 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{また, } M_3 &= m r^2 \left(\frac{3}{8} - \frac{5}{6\pi} \cos \phi^\circ - \frac{\phi^\circ}{180} \sin \phi^\circ \right) \\
 &= 0.667 \times 200^2 \left(\frac{3}{8} - \frac{5}{6\pi} \times 1 - \frac{0}{180} \times 0 \right) \\
 &= 26.680 \times 0.10974 \\
 &= 2927.9 \text{ kg} \cdot \text{cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_3 &= \frac{m \cdot r}{\pi} \left(-\frac{1}{6} \cos \phi^\circ + \frac{\pi \phi^\circ}{180} \sin \phi^\circ \right) \\
 &= \frac{1}{\pi} \times 0.667 \times 200 \left(-\frac{1}{6} \times 1 + \frac{\pi}{180} \times 0 \times 0 \right) \\
 &= 42.46 \times \left(-\frac{1}{6} \right) \\
 &= -7.1 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_3 &= -\frac{m r}{\pi} \left(\frac{1}{6} \sin \phi^\circ + \frac{\pi \phi^\circ}{180} \cos \phi^\circ \right) \\
 &= -\frac{1}{\pi} \times 0.667 \times 200 \times \left(\frac{1}{6} \times 0 + \frac{\pi \times 0}{180} \times 1 \right) \\
 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{また, } M_4 &= p_4 r^2 \cos \phi^\circ \left(-\frac{4}{3\pi} + \frac{1}{2} \cos \phi^\circ \right) \\
 &= 0.334 \times 200^2 \times 1 \times \left(-0.4244 + \frac{1}{2} \times 1 \right) \\
 &= 13.360 \times 0.0756 \\
 &= 1010.0 \text{ kg} \cdot \text{cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
N_4 &= p_4 r \cos \phi^\circ \left(\frac{4}{3\pi} - \cos \phi^\circ \right) \\
&= 0.334 \times 200 \times 1 (0.424 - 1) \\
&= 66.8 \times (-0.576) \\
&= -38.5 \text{ kg}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Q_4 &= p_4 r \sin \phi^\circ \left(\frac{4}{3\pi} - \cos \phi^\circ \right) \\
&= 0.334 \times 200 \times 0 \times (0.424 - 1) \\
&= 0
\end{aligned}$$

以上より、 $\phi = 0^\circ$ の点での断面力は、

$$\begin{aligned}
M &= M_1 + M_2 + M_3 + M_4 \\
&= 4.440 + (-8.890) + 2.928 + 1.010 \\
&= -512 \text{ kg} \cdot \text{cm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
N &= N_1 + N_2 + N_3 + N_4 \\
&= 0 + 178 + (-7) + (-39) \\
&= 132 \text{ kg}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Q &= Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 \\
&= 0
\end{aligned}$$

同様な計算を ϕ° を変化させるとともに、また深度と変化させて計算した結果が表-12にまとめてある。ところすべり面より下部での4 mについては集水井に作用する地盤反力のみとした。したがって $p_1 = p_2 = 0$ 、 $p_3 = \frac{3}{4} m \text{ kg/cm}^2$ 、 $p_4 = \frac{1}{4} m \text{ kg/cm}^2$ となる(58, 59式参照)。

ここで応力度のチェックをすると、

$$\begin{aligned}
M &= 512 \text{ kg} \cdot \text{cm}, N = 132 \text{ kg} \text{ より,} \\
\sigma &= \frac{512}{2.0} + \frac{132}{0.89} \\
&= 256 + 148.3 \\
&= 404.3 \text{ kg/cm}^2 < 1.800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O. K.}
\end{aligned}$$

しかし表-12よりも明らかなように深度5 m, 6 m, 7 mのところのある角度ではモーメント、軸力も増大し明らかに許容の圧縮強度を越えるところが生じている。

また図-36, 37, 38に深度4 m, 6 m, また8 mにおける断面力を図示してある。

一方参考のために深度4 mにおける集水井円環の変形について検討してみる。

$$\begin{aligned}
p_2 &= 0.444 \text{ kg/cm}^2 \\
p_3 &= 0.889 \text{ kg/cm}^2 \\
p_4 &= 0.334 \text{ kg/cm}^2 \\
m &= 0.667 \text{ kg/cm}^2
\end{aligned}$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 10.6 \text{ cm}^4$$

$$A = 0.89 \text{ cm}^2$$

$$r = 200 \text{ cm}$$

だから $\phi = 0^\circ$ の点の変位を求めてみると,

(124) 式より,

$$\delta_{12} = \frac{p_2 r^4}{12EI} + \frac{2 p_2 r^2}{3EA}$$

表-12 鋼構造集水井断面に生じる断面力計算結果

	角 度 (m)	断 面 力	角						度		
			0°	30°	60°	90°	120°	150°	180°		
す べ り 面 上 部	1.0	M ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)	-369.5	-247.8	59.1	545.0	485.3	-297.1	-720.4		
		N (kg)	33.9	33.6	33.9	36.3	44.1	55.2	60.4		
		Q (kg)	0.0	2.2	3.6	6.1	-5.8	-7.2	0.0		
	2.0	M ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)	1277.8	585.8	-744.7	-1130.0	-385.2	544.2	982.1		
		N (kg)	60.8	68.5	84.6	94.6	93.2	86.8	83.1		
		Q (kg)	0.0	-11.9	-10.7	5.2	8.8	7.6	0.0		
	3.0	M ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)	303.0	549.8	-854.2	-1020.0	-165.7	470.1	736.9		
		N (kg)	93.3	102.3	121.8	135.2	138.3	137.4	136.2		
		Q (kg)	0.0	-12.9	-10.6	9.9	7.0	4.7	0.0		
	4.0	M ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)	-512.2	-472.7	175.4	1115.0	1290.4	-642.2	-1717.7		
		N (kg)	132.2	134.9	143.5	155.5	178.6	209.4	223.3		
		Q (kg)	0.0	1.0	5.8	1.2	-13.5	-18.3	0.0		
	5.0	M ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)	-4167.2	-2480.0	1294.0	5270.0	3975.9	-2789.9	-6372.7		
		N (kg)	177.7	166.5	149.8	155.6	214.1	302.7	344.2		
		Q (kg)	0.0	29.7	38.5	8.9	-52.6	-61.4	0.0		
	6.0	M ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)	-9230.2	-5240.2	3369.1	10970.0	7600.8	-5729.7	-12709.7		
		N (kg)	228.0	197.1	144.2	140.2	245.9	412.3	491.1		
		Q (kg)	0.0	70.0	83.8	-61.4	-106.1	-120.0	0.0		
	6.0	M ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)	-5504.9	-2800.4	2398.9	5845.0	3446.0	-3044.5	-6185.0		
		N (kg)	258.1	235.3	205.3	233.1	319.3	406.2	441.8		
		Q (kg)	0.0	46.1	44.8	24.7	-56.4	-55.0	0.0		
	7.0	M ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)	-3396.2	-1728.5	1476.3	3610.0	2133.6	-1881.4	-3823.7		
		N (kg)	160.5	146.4	128.1	145.8	199.5	253.4	275.4		
		Q (kg)	0.0	28.4	27.6	15.5	-34.9	-34.0	0.0		
	8.0	M ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)	-2132.2	-1084.9	928.2	2265.0	1336.7	-1180.0	-2397.7		
		N (kg)	100.2	91.4	79.8	90.7	124.2	157.9	171.7		
		Q (kg)	0.0	17.8	17.3	9.6	-21.8	-21.3	0.0		
	9.0	M ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)	-1798.4	-911.1	790.0	1900.0	1109.9	988.8	-2001.5		
		N (kg)	84.4	76.8	66.9	76.0	104.0	132.1	143.5		
		Q (kg)	0.0	15.1	14.6	7.8	-18.3	-17.7	0.0		
	10.0	M ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)	-2350.0	-1195.2	1023.9	2495.0	1471.0	-1299.8	-2639.9		
		N (kg)	110.6	100.8	88.0	100.1	137.0	174.1	189.4		
		Q (kg)	0.0	19.7	19.1	10.6	-24.1	-23.5	0.0		
す べ り 面 下 部	6.0	M ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)	-5504.9	-2800.4	2398.9	5845.0	3446.0	-3044.5	-6185.0		
		N (kg)	258.1	235.3	205.3	233.1	319.3	406.2	441.8		
		Q (kg)	0.0	46.1	44.8	24.7	-56.4	-55.0	0.0		
	7.0	M ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)	-3396.2	-1728.5	1476.3	3610.0	2133.6	-1881.4	-3823.7		
		N (kg)	160.5	146.4	128.1	145.8	199.5	253.4	275.4		
		Q (kg)	0.0	28.4	27.6	15.5	-34.9	-34.0	0.0		
	8.0	M ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)	-2132.2	-1084.9	928.2	2265.0	1336.7	-1180.0	-2397.7		
		N (kg)	100.2	91.4	79.8	90.7	124.2	157.9	171.7		
		Q (kg)	0.0	17.8	17.3	9.6	-21.8	-21.3	0.0		
	9.0	M ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)	-1798.4	-911.1	790.0	1900.0	1109.9	988.8	-2001.5		
		N (kg)	84.4	76.8	66.9	76.0	104.0	132.1	143.5		
		Q (kg)	0.0	15.1	14.6	7.8	-18.3	-17.7	0.0		
	10.0	M ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)	-2350.0	-1195.2	1023.9	2495.0	1471.0	-1299.8	-2639.9		
		N (kg)	110.6	100.8	88.0	100.1	137.0	174.1	189.4		
		Q (kg)	0.0	19.7	19.1	10.6	-24.1	-23.5	0.0		

$$\begin{aligned}
&= \frac{0.444 \times (200)^4}{12 \times 2.1 \times 10^6 \times 10.6} + \frac{2 \times 0.444 \times (200)^2}{3 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.89} \\
&= 2.659 + 0.003 \\
&= 2.662 \text{ (cm)}
\end{aligned}$$

また表-6にとりまとめた式により,

$$\begin{aligned}
\delta_{22} &= -\frac{p_2 r^4}{12EI} + \frac{p_2 r^2}{3EA} \\
&= -\frac{0.444 \times (200)^4}{12 \times 2.1 \times 10^6 \times 10.6} + \frac{0.444 \times (200)^2}{3 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.89} \\
&= -2.659 + 0.003 \\
&= -2.656 \text{ (cm)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\delta_{13} &= -\frac{p_3 r^4}{12EI} + \frac{p_3 r^2}{3EA} \\
&= -\frac{0.889 \times (200)^4}{12 \times 2.1 \times 10^6 \times 10.6} + \frac{0.889 \times (200)^2}{3 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.89} \\
&= -5.325 + 0.006 \\
&= -5.318 \text{ (cm)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\delta_{23} &= \frac{p_3 r^4}{12EI} + \frac{2 p_3 r^2}{3EA} \\
&= \frac{0.889 \times (200)^4}{12 \times 2.1 \times 10^6 \times 10.6} + \frac{2 \times 0.889 \times (200)^2}{3 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.89} \\
&= 5.325 + 0.013 \\
&= 5.338 \text{ (cm)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\delta_{1n} &= \frac{m r^4}{24EI} + \frac{m r^2}{3EA} \\
&= \frac{0.667 \times (200)^4}{24 \times 2.1 \times 10^6 \times 10.6} + \frac{0.667 \times (200)^2}{3 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.89} \\
&= 1.998 + 0.005 \\
&= 2.003 \text{ (cm)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\delta_{2n} &= -\frac{m r^4}{24EI} + \frac{m r^2}{6EA} \\
&= -\frac{0.667 \times (200)^4}{24 \times 2.1 \times 10^6 \times 10.6} + \frac{0.667 \times (200)^2}{6 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.89} \\
&= -1.998 + 0.003 \\
&= -1.995 \text{ (cm)}
\end{aligned}$$

$$\delta_{14}^{\circ} = \frac{p_4 r^4}{EI} \left(-\frac{1}{6} + \frac{\pi}{8} - \frac{2}{3\pi} \right) + \frac{p_4 r^2}{EA} \left(-\frac{1}{3} + \frac{2}{3\pi} \right)$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{0.334 \times (200)^4}{2.1 \times 10^6 \times 10.6} \left(-\frac{1}{6} + \frac{\pi}{8} - \frac{2}{3\pi} \right) \\
&\quad + \frac{0.334 \times (200)^2}{2.1 \times 10^6 \times 0.89} \left(-\frac{1}{3} + \frac{2}{3\pi} \right) \\
&= 24.01 \times 0.0138 + 0.00715 \times (-0.121) \\
&= 0.331 - 0.0009 \\
&= 0.331 \text{ (cm)} \\
\delta_{14}^{\circ\circ} &= \delta_{14}^{\circ} \\
&= -0.331 \text{ (cm)}
\end{aligned}$$

したがって、地すべり方向の上流直径端での変位は、

$$\begin{aligned}
\delta_1 &= \delta_{12} + \delta_{13} + \delta_{1n} + \delta_{14}^{\circ} \\
&= 2.662 - 5.318 + 2.003 + 0.331 \\
&= -0.32 \text{ (cm)}
\end{aligned}$$

また地すべり方向に直交する直径端での変位は、

$$\begin{aligned}
\delta_2 &= \delta_{22} + \delta_{23} + \delta_{2n} \\
&= -2.656 + 5.338 - 1.995 \\
&= 0.687 \text{ (cm)}
\end{aligned}$$

したがって任意の角度における変位量は (136) 式より、

$$\begin{aligned}
\delta_r &= (\delta_{12} + \delta_{13} + \delta_{1n}) (1 - \sin^2 \phi) \\
&\quad + (\delta_{22} + \delta_{23} + \delta_{2n}) \sin^2 \phi + \delta_{14}^{\circ} \cos \phi \\
&= -0.653 (1 - \sin^2 \phi) + 0.687 \sin^2 \phi + 0.331 \cos \phi
\end{aligned}$$

となり、これを図示すると図-39~41になる。これらの図よりわかることは深度によっては地すべり方向の直径端での変位が地すべり方向に直角な方向の直径端よりも大きくなるという非常に興味あるケースも生じることがわかった。

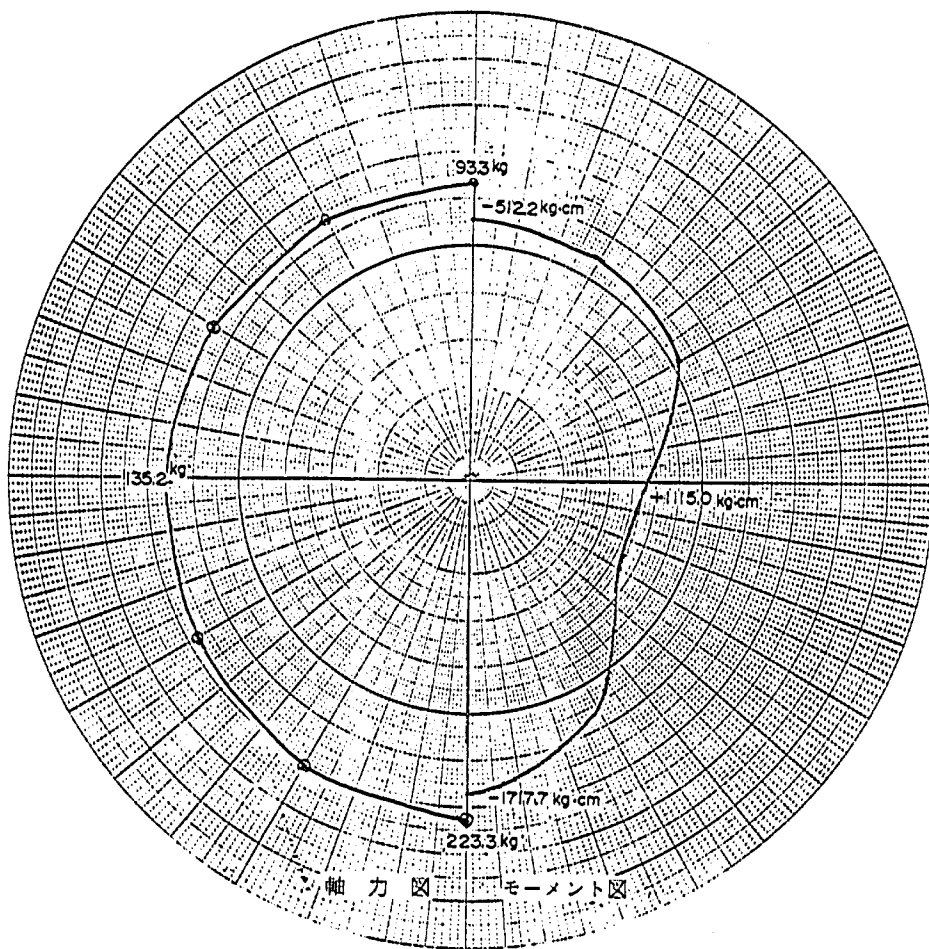


図-37 深度 4 m における断面力

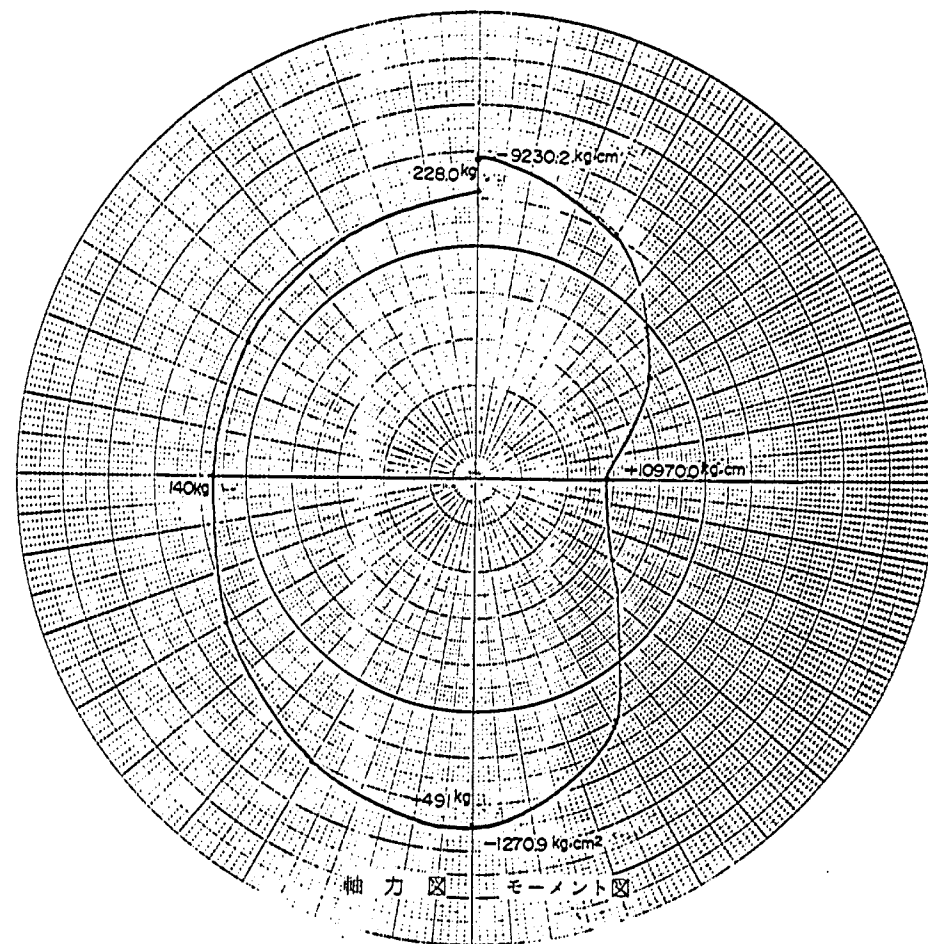


図-38 深度 6 m (移動土塊中) における断面力

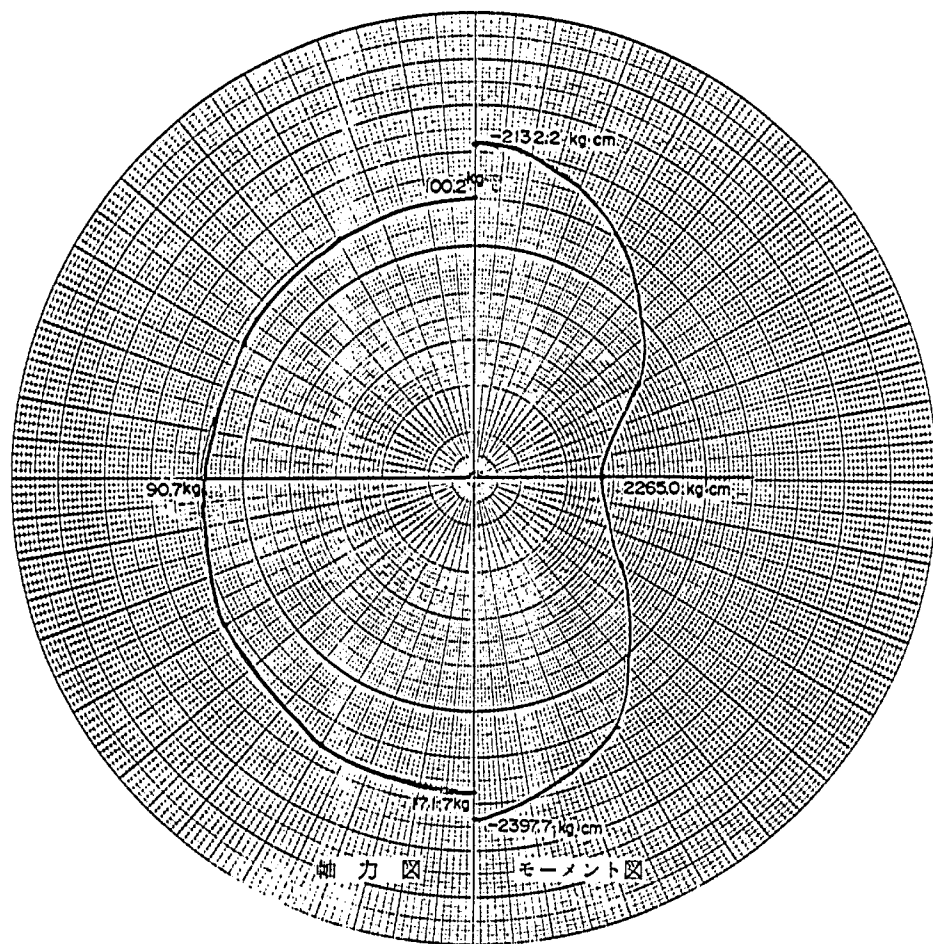


図-39 深度 8 m における断面力

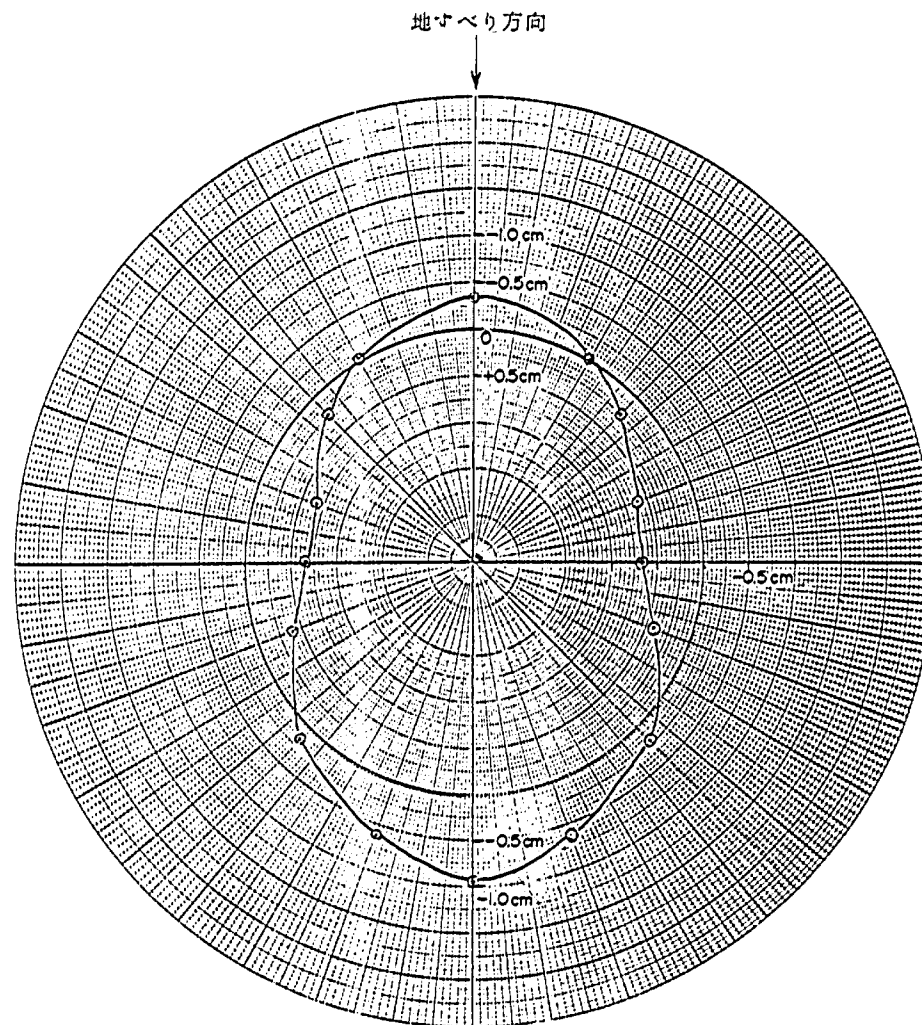


図-40 深度 4 m における集水井の変位

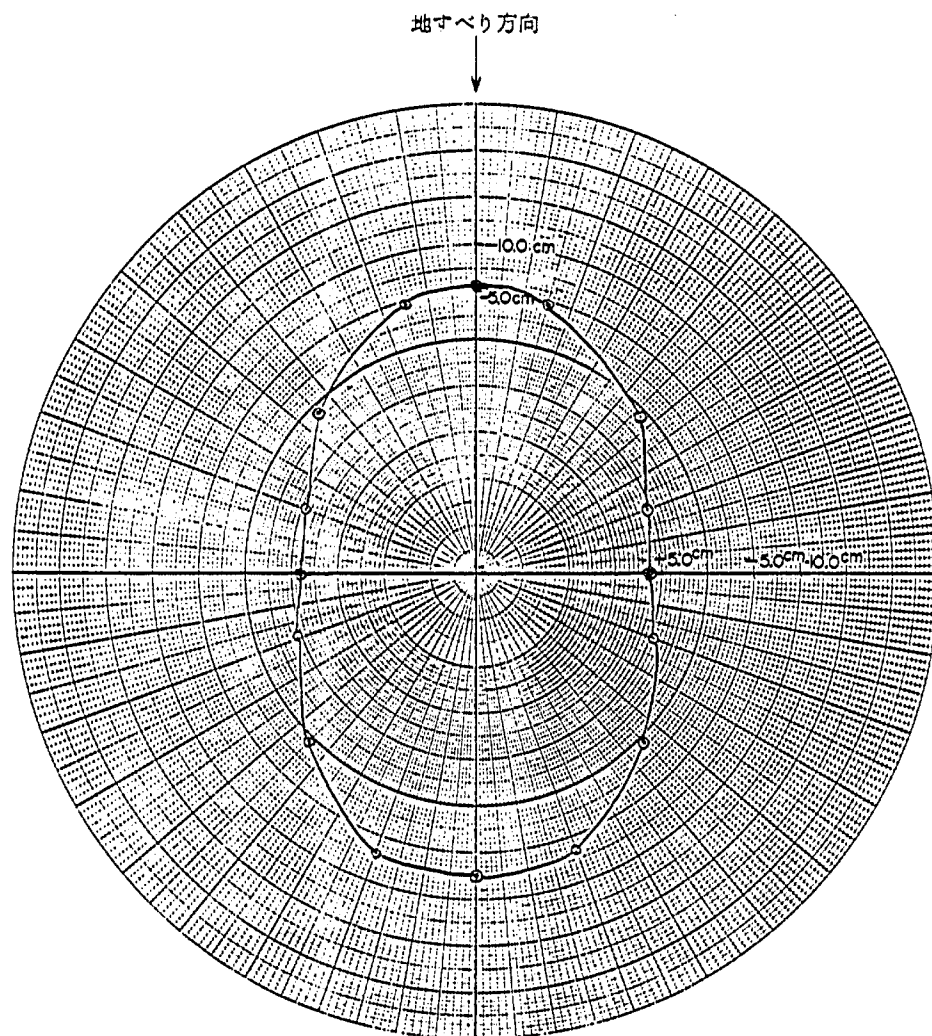


図-41 深度 6 m における集水井の変位

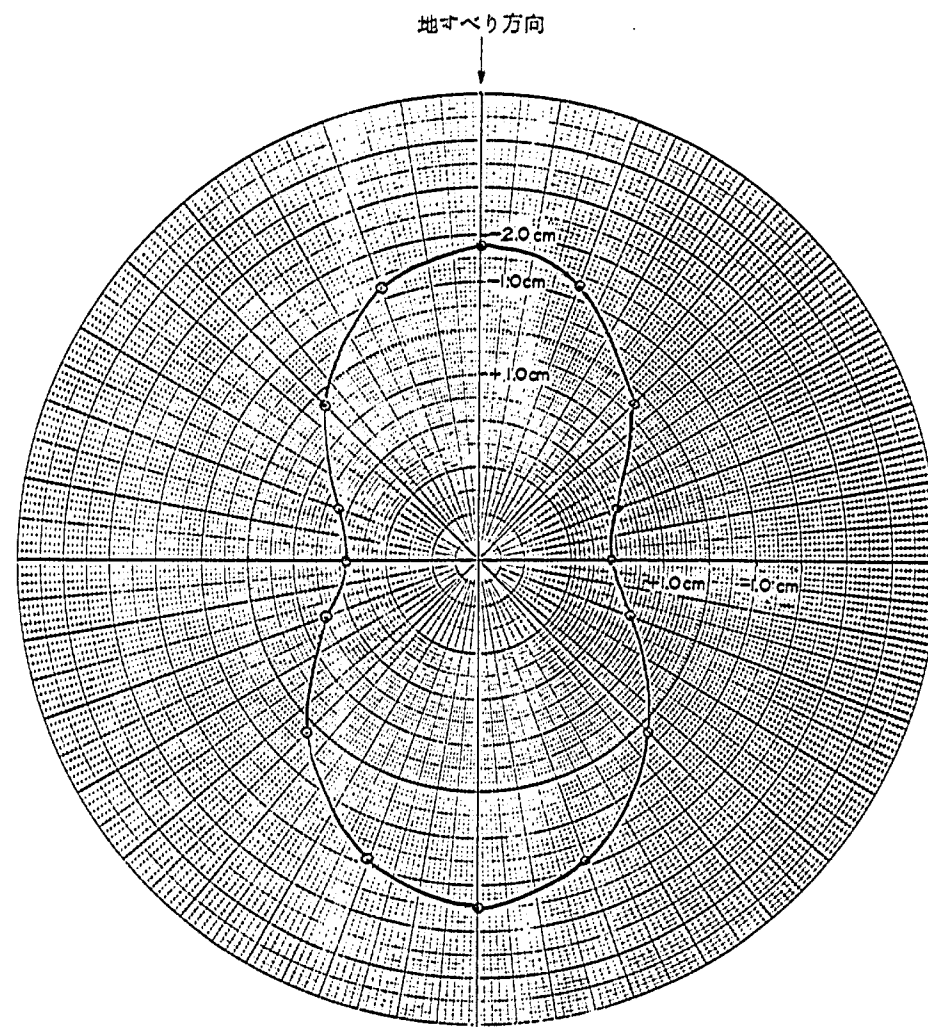


図-42 深度 8 m における集水井の変位

Ⅳ 鉄筋コンクリート集水井の構造設計

鉄筋コンクリート集水井は一般に地質が砂質地盤等の比較的均一な地盤で井筒が自重により比較的容易に沈下するような場合や、また多量の地下水のためボーリングを起しやすい砂質地盤やヒービングを起しやすい軟粘土質地盤に用いられる。

Ⅳ-1 設計土圧

鉄筋コンクリート集水井に作用する土圧は鋼構造集水井と同様、その設置条件により3つに区分して考える（表-2参照）、鉄筋コンクリート集水井の場合、井筒を沈下するに当ってそれ相当の重量や剛度が必要となり、ある程度の断面を持つことになる。

運動中の地すべり地内以外に施工される集水井には均等土圧が作用するが、鉄筋コンクリート井筒の場合、沈下時における井筒の傾きにより生じる偏土圧も考慮してやる必要がある。

施工時における井筒の沈下作業中の傾きによって生じる偏土圧の大きさは、主動土圧の $\frac{1}{2}$ が作用するものとし考える。したがって井筒に作用する土圧は図-42のように考える。

一方運動中の地すべり地内における作用土圧は鋼構造集水井の場合と同様の土圧を考慮する必要があるので、表-2を参照されたい。この場合もすべり面を切った場合にはクイと同様の挙動を示すのですべり面を切らない場合の構造計算とは異なってくる。またさらにすべり面を切る集水井は剛なため剛なクサビグイにおけると同類の地盤反力が生じるため、これを集水井に加わる土圧に加味してやらなければならない。

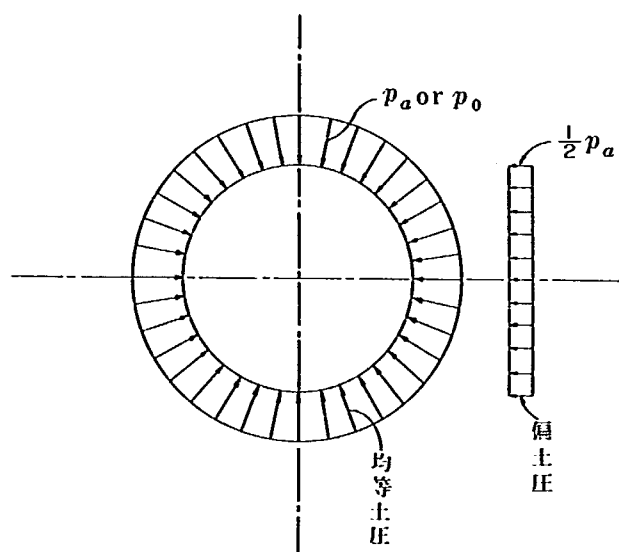


図-43 鉄筋コンクリート井筒に作用する土圧
(運動中の地すべり地内以外)

Ⅳ-2 運動中の地すべり地内以外の集水井の設計

先に述べたようにこのような条件においては図-40に示すような荷重が作用する。

偏土圧に対して円環断面に発生する断面力は（図-43参照）

$$M_A = 0.163 \quad \omega r^2 \quad \dots\dots\dots (139)$$

$$M_B = -0.125 \quad \omega r^2 \quad \dots\dots\dots (140)$$

$$M_C = 0.087 \quad \omega r^2 \quad \dots\dots\dots (141)$$

$$N_A = 0.212 \quad \omega r^2 \quad \dots\dots\dots (142)$$

$$N_B = \omega r \quad \dots\dots\dots (143)$$

$$N_C = 0.212 \quad \omega r \quad \dots\dots\dots (144)$$

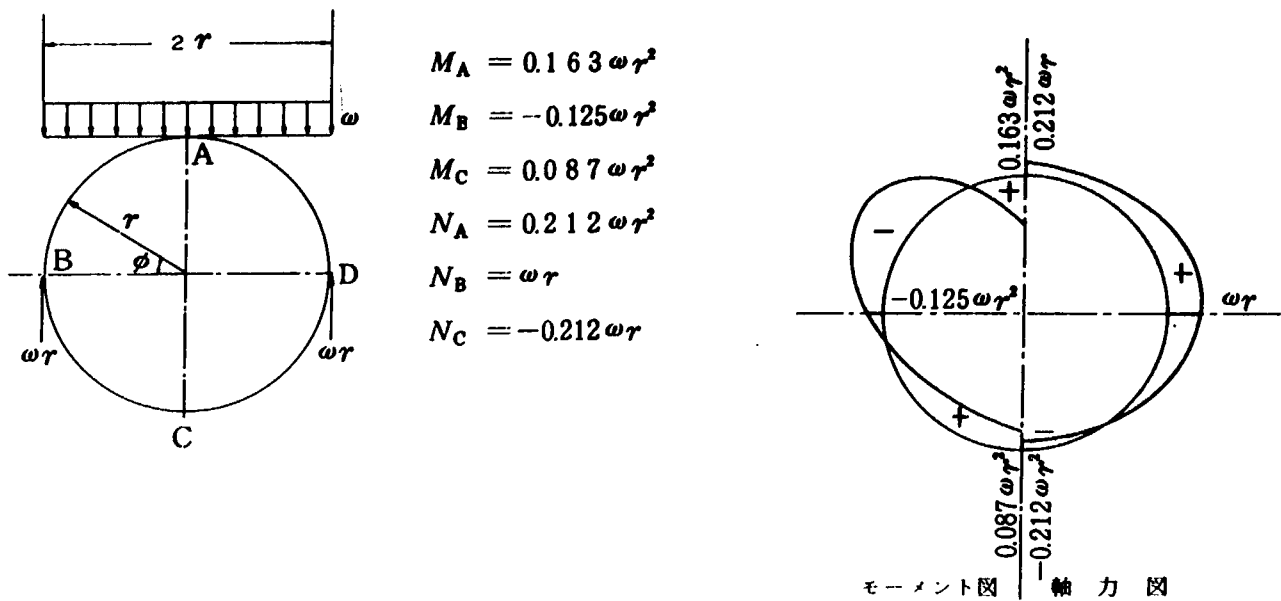


図-43 偏土圧により発生する断面力

ただし, M_A : A点の曲げモーメント (t・m)

M_B : B点の曲げモーメント (t・m)

M_C : C点の曲げモーメント (t・m)

N_A : A点の軸力 (t)

N_B : B点の軸力 (t)

N_C : C点の軸力 (t)

ω : 主働土圧あるいは静止土圧の $\frac{1}{2}$ (t/m²)

r : 集水井の半径 (m)

この偏土圧以外に均等土圧が作用するので, それによる曲モーメントとせん断力などの断面力は発生せず, 1軸力のみであるので,

$$N = p_a r \quad \dots\dots\dots (145)$$

あるいは,

$$N = p_0 r \quad \dots\dots\dots (146)$$

ただし, p_a : 主働土圧 (t/m²)

p_0 : 静止土圧 (t/m²)

r : 集水井の半径 (m)

N : 軸力 (t)

したがって図-43に示すような荷重状態における集水井円環に作用する断面力は(139)～(144)式に均等土圧による軸力を重ね合せたものとする。

求められた断面力に対し集水井断面計算を行なうが計算手順は後述するので, その項を参照されたい。

IV-3 運動中の地すべり地内の集水井の設計 (I)

—— 集水井がすべり面を切らない場合 ——

この場合の鉄筋コンクリート製集水井の設計法は鋼構造集水井の場合とまったく同様で、円環に発生する断面力については、Ⅲ－３の鋼構造集水井の項をまた断面計算についてはⅢ－５－２の例題を参照されたい。

Ⅳ－４ 運動中の地すべり地内の集水井の設計（Ⅱ）

—— 集水井がすべり面を切る場合 ——

鋼構造集水井の場合と同様すべり面を切る集水井は、クイと同様の挙動を示す。しかし鋼構造のものとは異なり一般に剛なクイとして挙動する。したがって鉄筋コンクリート構造集水井は剛なクサビグイの解析が適用できる。

剛体的な挙動を集水井がするかどうかは次式によって行なわれる。

$$\sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \leq \frac{2}{\ell} \quad \dots\dots\dots (147)$$

$$\sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \geq \frac{2}{\ell} \quad \dots\dots\dots (148)$$

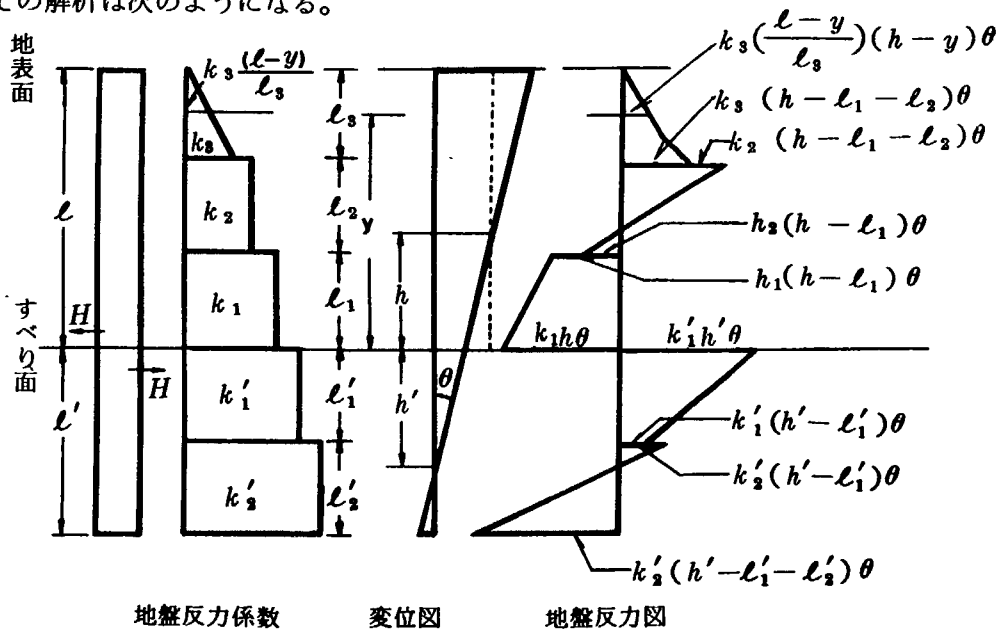
すなわち (147) 式がすべり面の上下でなり立つときは剛な集水井として解析する。

Ⅳ－４－１ 集水井の変位、地盤反力度の検討

剛な集水井のクサビグイとしての解析は次のようになる。

地すべり土塊によるクイの拘束が十分ある場合には、剛体グイもクサビグイとしての機能を持ち回転運動をする時に地すべり土塊の推力に抵抗する。これをモデル化して示すと図－44に示すようになり、この条件で計算式を誘導する。

すべり面より上部のクイの長さを ℓ 、下部を ℓ' とし地すべり土塊が Δd だけ移動したとき、すべり面でせん断力 H がクイに作用するものとする。ここでの



図－44 多層系地盤の剛性クサビグイ解析

解析は、図－44に示すようにすべり面上部では3層の地盤より、またすべり面下部では2層の地盤より構成されているものとし、図のような地盤反力係数を持つものとする。

シャフトの底面の地盤反力が台形分布をする場合は、水平力がつり合うとすると、

$$H - R - F = 0 \quad \dots\dots\dots (149)$$

すべり面上部では R ，すべり面下部では R' とすると，

$$R = 0 \quad \dots\dots\dots (150)$$

$$R' = K'_s (h' - \ell') \theta A \quad \dots\dots\dots (151)$$

F ， F' をすべり面上下における地盤反力度の和とすると，すべり面より上部では，

$$\begin{aligned} F = 2b \left[\int_{\ell_1 + \ell_2}^{\ell_1 + \ell_2 + \ell_3} k_3 \left(\frac{\ell - y}{\ell_3} \right) (h - y) \theta dy \right. \\ \left. + \frac{1}{2} \{ k_2 (h - \ell_1 - \ell_2) \theta + k_2 (h - \ell_1) \theta \} \ell_2 \right. \\ \left. + \frac{1}{2} \{ k_1 (h - \ell_1) \theta + k_1 h \theta \} \ell_1 \right] \quad \dots\dots\dots (152) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} = 2b \left\{ \int_{\ell_1 + \ell_2}^{\ell_1 + \ell_2 + \ell_3} k_3 \left(\frac{\ell - y}{\ell_3} \right) (h - y) \theta dy \right. \\ \left. + k_2 \left(h - \ell_1 - \frac{\ell_2}{2} \right) \ell_2 \theta + k_1 \left(h - \frac{\ell_1}{2} \right) \theta \ell_1 \right\} \quad \dots\dots\dots (153) \end{aligned}$$

すべり面下部では

$$\begin{aligned} F' = 2b \left[\frac{1}{2} \{ k'_1 h' \theta + k'_2 (h' - \ell'_1) \theta \} \ell'_1 \right. \\ \left. + \frac{1}{2} \{ k'_2 (h' - \ell'_1) \theta + k'_2 (h' - \ell'_1 - \ell'_2) \theta \} \ell'_2 \right] \\ = 2b \left\{ k'_1 \left(h' - \frac{\ell'_1}{2} \right) \theta \ell'_1 + k'_2 \left(h' - \ell'_1 - \frac{\ell'_2}{2} \right) \theta \ell'_2 \right\} \quad \dots\dots\dots (154) \end{aligned}$$

次にモーメントの釣合を考える。

いますべり面より上下の地盤反力度のモーメントそれぞれ G ， G' とすると，すべり面におけるすべり面上下のモーメントの総和は ΣM ， $\Sigma M'$ で次式で示される。

$$\Sigma M = R\ell + G - M_B \quad \dots\dots\dots (155)$$

$$\Sigma M' = R'\ell + G' - M'_B \quad \dots\dots\dots (156)$$

ここで，

$$\begin{aligned} G = 2b \left[\int_{\ell_2 + \ell_3}^{\ell_1 + \ell_2 + \ell_3} k_3 \frac{(\ell - y)}{\ell_3} y (h - y) \theta dy \right. \\ \left. + k_2 \left(h - \ell_1 - \frac{\ell_2}{2} \right) \ell_2 \theta \right. \\ \left. \times \left\{ \ell_1 + \frac{k_2 (3h - 3\ell_1 - 2\ell_2)}{2k_2 (h - \ell_1 - \frac{\ell_2}{2})} \cdot \frac{\ell_2}{3} \right\} \right. \\ \left. + k_1 \left(h - \frac{\ell_1}{2} \right) \theta \ell_1 \left\{ \frac{k_1 (3h - 2\ell_1)}{2k_1 (h - \frac{\ell_1}{2})} \cdot \frac{\ell_1}{3} \right\} \right] \quad \dots\dots\dots (157) \end{aligned}$$

$$G' = 2b \left[k'_1 \left(h' - \frac{\ell'_1}{2} \right) \theta \ell'_1 \left\{ \frac{k'_1 (3h' - 2\ell'_1)}{2k'_1 (h' - \frac{\ell'_1}{2})} \cdot \frac{\ell'_1}{3} \right\} \right.$$

$$+ k'_2 \left(h - \ell'_1 - \frac{\ell'_2}{2} \right) \theta \ell'_2$$

$$\times \left\{ \ell'_1 + \frac{k'_2 (3h' - 3\ell'_1 - 2\ell'_2)}{2k'_2 (h' - \ell'_1 - \frac{\ell'_2}{2})} \cdot \frac{\ell'_2}{3} \right\}] \quad \dots\dots\dots (158)$$

M_B は底面の地盤反力度に関するモーメントであり、鉛直方向の地盤反力度に対するモーメントは、

$$M'_B = \frac{4}{3} b^4 K_v \cdot \alpha \quad \dots\dots\dots (159)$$

ただし、 $\alpha = 0.589$

である。またクイ上面では $M_B = 0$ である。

ところで、

$$\Sigma M + \Sigma M' = 0 \text{ なので、}$$

$$(R' \ell' + G' - M'_B) + G = 0 \quad \dots\dots\dots (160)$$

がなりたつ。

一方すべり面の上下における水平方向の力の釣合は零であるので、

$$H - R - F = H - R' - F' = 0$$

$$\therefore F = R' + F' \quad \dots\dots\dots (161)$$

(160)、(161) 式を θ と h に関する 2 元一次連立方程式として解くことによってクイの変化と地盤反力を求めることができる。

また底面の地盤反力分布が三角形になる場合の地盤反力度は次式で求まる。

$$M'_B = K_v b^4 \nu_2 \quad \dots\dots\dots (162)$$

ここで、

$$\nu_2 = \frac{2}{3} \sin^3 \beta \cos \beta + \frac{1}{4} (\pi - \beta) + \frac{1}{16} \sin 4 \beta$$

(図-45参照)

ここで底面の一部だけが有効になるのでそれを A' とし、(160)、(161) 式において A を A' に換え、(159) 式と (162) 式に変えれば、同様なやり方で底面の地盤反力分布が三角形になる場合のクイの地盤反力度や変位の計算をすることができる。

次にクイの長さ方向における応力計算も簡単に行なうことができ、各深度における曲げモーメント、せん断力も以前のことより導びかれる。

また図-46に示すようにすべり面上下の地盤がそれぞれ一層より構成されている地盤内での剛なクサビグイの解析を示すと、次のようになる。

図-44に示すようなすべり面上下の地盤がそれぞれ一層より構成されている地盤内での剛なクサビグイの計算例を示してみる。

水平方向の釣合いより、

$$H - R - F = 0$$

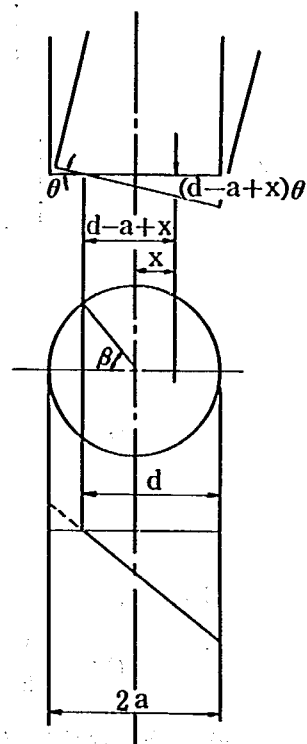


図-45 偏心が大きい場合の底面の状態

$$(i) R = K_s (h - \ell) \theta A \quad \dots\dots\dots (163)$$

$$R = 0$$

$$R' = K'_s (h' - \ell') \theta A \quad \dots\dots\dots (164)$$

(ii) 水平方向の地盤反力度の和

$$\begin{aligned} F &= 2b \int_0^h k \frac{(\ell - h)}{\ell} (h - y) \theta dy \\ &= \frac{1}{3} b k \ell \theta (3h - \ell) \quad \dots\dots\dots (165) \end{aligned}$$

同様

$$F' = k' b \ell' \theta (2h' - \ell') \quad \dots\dots\dots (166)$$

モーメントの釣合より,

$$\Sigma M = R \ell + G - M_B \quad \dots\dots\dots (167)$$

(i) G は水平方向の地盤反力度のすべり面におけるモーメントであるから,

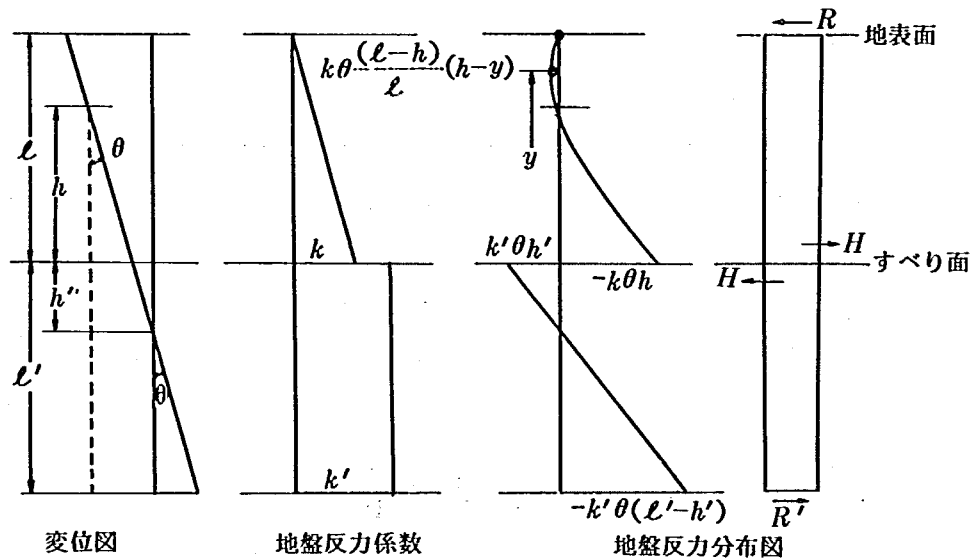


図-46 二層系地盤の剛性クサビグイの解析

$$\begin{aligned} G &= 2b k \theta \int_0^h \frac{(\ell - y)}{\ell} \cdot y (h - y) dy \\ &= \frac{b}{6} k \theta \ell^2 (2h - \ell) \quad \dots\dots\dots (168) \end{aligned}$$

同様に,

$$G' = \frac{1}{3} k' b \ell'^2 \theta (3h' - 2\ell') \quad \dots\dots\dots (169)$$

(ii) 底面の地盤反力度に関するモーメントは,

$$M_B = 0$$

$$M_B = \frac{4}{3} b^4 K_v \alpha \theta$$

(iii) $\Sigma M + \Sigma M' = 0$ より

$$G' + G + R' \ell' - M'_B = 0$$

$$(\because M_B = R = 0)$$

$$\begin{aligned} \therefore \frac{b}{6} k \ell^2 (2h - \ell) + \frac{b}{3} k' \ell'^2 (3h' - 2\ell') \\ + K'_S (h' - \ell') \ell' A - \frac{4}{3} b' K y \alpha = 0 \end{aligned} \quad (170)$$

ところで,

$$H - R - F = H - R' - F' = 0 \quad (171)$$

$$\therefore F = R' + F' \quad (\because R = 0) \quad (172)$$

したがって,

$$\frac{b}{3} k \ell (3h - \ell) = K'_S (h' - \ell') A + b \ell' h' (2h' - \ell') \quad (173)$$

また, $H - F = 0$ より

$$H - \frac{b}{3} k \ell \theta (3h - \ell) = 0 \quad (174)$$

$H - R' - F' = 0$ より

$$H - K'_S (h' - \ell') \theta A - k' b \ell' \theta (2h' - \ell') = 0 \quad (175)$$

またさらにすべり面の上下から y, y' だけ離れた地点における曲げモーメントは,

$$0 \leq y \leq \ell$$

$$M'_y = \frac{b}{6} k \theta \ell^2 (2h - \ell) - Hy + \frac{b k \theta}{6 \ell} y^2 (6h\ell - 2\ell y - 2hy + y^2) \quad (176)$$

また $0 \leq y \leq \ell'$

$$M'_y = \frac{b}{6} k \theta \ell'^2 (2h' - \ell') + H'_y - \frac{b}{3} k' \theta y'^2 (3h' - y') \quad (177)$$

またすべり面から上下に y, y' 離れた地点でのせん断力は,

$$0 \leq y \leq \ell$$

$$S_y = H - \frac{b}{3} k \theta y (3h - y) \quad (178)$$

$$0 \leq y' \leq \ell'$$

$$S'_y = H - b k' y' \theta (2h' - y') \quad (179)$$

また水平方向の地盤反力係数は次式により求まる。

$$K_H = K_{H0} (B_H / 30)^{-\frac{3}{4}} = 12.8 K_{H0} B_H^{-\frac{3}{4}}$$

ここで,

$$K_{H0} = 0.040 E_0$$

$$E_0 = 28 N$$

$$B_H = \sqrt{A_H}$$

K_H : 水平方向の地盤反力係数

N : N 値

A_H : クイ前面の面積 (cm)

鉛直方向の地盤反力係数は,

$$K_V = K_{V0} \left(\frac{B_V}{30} \right)^{-\frac{1}{4}} = 12.8 K_{V0} B_V^{-\frac{1}{4}}$$

$$K_{V0} = 0.033 E_0$$

$$E_0 = 28 N$$

$$B_V = 2b \text{ (クイの直径)}$$

水平方向のせん断ばね係数

$$K_S = \lambda K_V$$

ただし, $\lambda = \frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}$

底面の地盤反力度

$$q_{1,2} = \frac{\omega (\ell + \ell') - U}{A} \pm K_V b \theta \quad \dots\dots\dots (180)$$

ω : クイの単位長さ当りの重量

U : クイに働く浮力

以上によって集水井の各深度における断面力が求まるので縦方向の断面計算が可能になる。

また水平方向の断面力の計算は鋼構造集水井の場合と同様にして断面力が求まり、これに対する断面を決定することができるが具体的には後述する計算例を参照されたい。

IV-4-2 集水井前面地盤の許容水平支持力度

集水井前面地盤の許容水平支持力度は集水井周面地盤の粘着力、内部摩擦角をもとに、受働土圧強度を求め、これを安全率で除したものとする。受働土圧係数、許容水平支持力度は次式で求める。

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi^\circ}{\cos \delta^\circ \left[1 - \sqrt{\frac{\sin (\phi^\circ - \delta) \sin \phi^\circ}{\cos \delta^\circ}} \right]^2} \quad \dots\dots\dots (181)$$

ただし, K_p : クーロン土圧による受働土圧係数

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

δ : 集水井壁面と土との間の摩擦角 (度)

(常時には $\delta^\circ = -\frac{\phi^\circ}{3}$ とする。)

$$P_{pa} = \frac{P_p}{n} \quad \dots\dots\dots (182)$$

砂質土の場合

$$P_p = \gamma K_p x + K_p q \quad \dots\dots\dots (183)$$

粘性土の場合

$$P_p = \gamma K_p x + 2C \sqrt{K_p} + K_p q \quad \dots\dots\dots (184)$$

ここで, P_p : 地表より深度 x 点における受働土圧強度 (t/m^2)

q : 常時の地表載荷重 (t/m^2)

C : 土の粘着力 (t/m^2)

γ : 土の単位体積重量 (t/m^3) ただし地下水以下の場合には水中単位体積重量とする。

x : 地表からの深度 (m)

P_{pa} : 許容水平支持力度 (t/m^2)

n : 安全率 (常時を 1.5 とする)

IV-4-3 集水井の支持地盤の許容支持力度

集水井の支持地盤の許容支持力度は次式で求める。

$$q_d = \frac{1}{n} \cdot (q_d - \gamma_2 \cdot D_f) + \gamma_2 D_f \quad \dots\dots\dots (185)$$

$$q_a = \alpha \cdot C \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \quad \dots\dots\dots (186)$$

ここで,

q_a : 集水井底面地盤の許容支持力度 (t/m^2)

γ_1 : 集水井底面より下にある地盤の単位体積重量 (t/m^3) で地下水位以下では水中単位体積重量とする。

γ_2 : 集水井底面より上にある周面地盤の単位体積重量 (t/m^3) で地下水位以下では水中単位体積重量とする。

D_f : 地表面から集水井底面までの深さ (m)

N_c, N_q, N_r : 支持力係数図の値とする。

(図-47参照)

n : 安全率 (常時は 3.0 とする)

ϕ : 集水井底面地盤の内部摩擦角 (底)

C : 集水井底面より下にある地盤の粘着力 (t/m^2)

α, β : 集水井底面の形状係数

円形の断面のときは,

$$\alpha = 1.3 \quad \beta = 0.6$$

q_d : 集水井底面地盤の極限支持力度 (t/m^2)

B : 集水井直径 (m)

これより求められた許容支持力度をもとに, 集水井底面での地盤反力度がとれるかどうか検討する。すなわち (180) 式より求められ

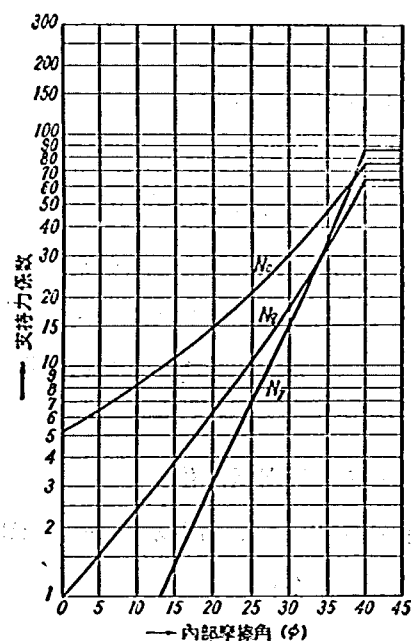


図-47 支持力係数

た地盤反力度 q_1, q_2 が q_a よりも小さければよいことになる。

$$q_a \geq q_1, q_2 \quad \dots\dots\dots (187)$$

しかし実際には底面地盤の乱れがあるので非常に大きな支持力を期待すると集水井の安定に悪い影響を与えることもあるので地盤反力度は大きくても $100 \sim 130 \text{ t/m}^2$ 以下程度に設計するのが良い。

IV-4-4 底面地盤の許容せん断抵抗力

集水井底面での許容せん断抵抗力は次式で求める。

$$H_{ua} = \frac{1}{n} (C_B A + p \tan \phi_B) \quad \dots\dots\dots (188)$$

ここで、 H_u : 集水井底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (t)

p : 集水井底面に作用する鉛直力 (t)

A : 集水井底面の有効載荷面積 (m^2)

C_B : 集水井底面と地盤との間の粘着力 (t/m^2)

(一般には安全をみて C_B は見込まない。)

ϕ_B : 集水井底面と地盤との間の摩擦角

(表-13参照)

n : 安全率 (常時は $n = 1.5$ とする。)

表-13 摩擦角 ϕ_B の値

条 件	摩 擦 角 (ϕ_B)
土とコンクリート 岩盤とコンクリート	土の内部摩擦角の $2/3$ $\tan \phi_B = 0.6$

これより求められた底面地盤の許容せん断抵抗力を

もとに底面でのせん断力との大小を検討する。すなわち(188)式より求めた R が H_{ua} 以下になる必要がある。

$$H_{ua} \geq R \quad \dots\dots\dots (189)$$

したがって上述した解析法を集水井の縦方向の断面力算定にそのまま適用することが可能である。

そして集水井の縦方向の断面力より断面寸法を決定することになるが、これは計算例 (IV-5-3) に譲ることとする。

次に集水井の水平方向の応力度は鋼構造集水井の場合と同様に考えることができ、その荷重条件は非常に複雑なものとなってくる。

水平方向の応力度の算定方法は鋼構造の場合と同様であるが、剛な集水井の回転による地盤反力度の分布型がたわみ性の集水井とは異なってくることがわかる。表-6 で与えられた式をもとに求めうる断面力により、鉄筋コンクリートの断面計算が可能になる。

断面寸法の決定法については (IV-5-3) の計算例を参照されたい。

IV-5 設計計算例

IV-5-1 活動中の地すべり地以外に設置された集水井

設計条件

形状寸法

外径 : 3.46 m

内径 : 3.00 m

集水井の深さ : 15.00 m

土の単位体積重量 : 1.8 t/m³

土の粘着力 (推定) : 2.0 t/m²

土の内部摩擦角 : 20.0 度

また, 使用材料としては,

コンクリート

$$\sigma_{ca} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

鉄筋

SD 30, SR 24

とすると鋼構造集水井と同様短期強度とすれば,

許容応力度は,

$$\sigma_{ca} = 100 \times 1.5 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sa} = 1,400 \times 1.5 = 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

となる。

活動中の地すべり地以外に施工される集水井は均等土圧に施工時の井筒の沈下に伴う偏土圧を考慮すれば良いので,

主働土圧係数,

$$\begin{aligned} K_A &= \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi^\circ}{2} \right) - \frac{2 \times C}{\gamma_t \times H} \tan \left(45^\circ - \frac{\phi^\circ}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2} \right) - \frac{2 \times 2.0}{1.8 \times 15} \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2} \right) \\ &= 0.49 - 0.10 \\ &= 0.39 \end{aligned}$$

深度 15 m における主働土圧は,

$$\begin{aligned} p_a &= K_A \gamma_t H \\ &= 0.39 \times 1.8 \times 15 \\ &= 10.53 \text{ (t/m}^2\text{)} \\ \therefore p_a &= 11.0 \text{ (t/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

したがって井筒の傾きによって生じる偏土圧 w は,

$$\begin{aligned} w &= \frac{1}{2} p_a \\ &= \frac{1}{2} \times 11.0 \\ &= 5.5 \text{ (t/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

したがって集水井円環断面に発生する断面力は (139) ~ (144) 式より,

$$\begin{aligned}
 M_A &= 0.163 \omega r^2 \\
 &= 0.163 \times 5.5 \times (1.615)^2 \\
 &= 2.338 \text{ (t} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_B &= -0.125 \omega r^2 \\
 &= -0.125 \times 5.5 \times (1.615)^2 \\
 &= -1.79 \text{ (t} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_C &= 0.087 \omega r^2 \\
 &= 0.087 \times 5.5 \times (1.615)^2 \\
 &= 1.25 \text{ (t} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{また, } N_A &= 0.122 \omega r + p_a r \\
 &= 0.122 \times 5.5 \times 1.615 + 11.0 \times 1.615 \\
 &= 18.85 \text{ (t)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_B &= \omega r + p_a r \\
 &= (5.5 + 11.0) \times 1.615 \\
 &= 26.65 \text{ (t)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_C &= -0.212 \omega r - p_a r \\
 &= -0.212 \times 5.5 \times 1.615 + 11.0 \times 1.615 \\
 &= 15.88 \text{ (t)}
 \end{aligned}$$

したがって断面計算にはA点における軸力を用いて,

$$M = 2.33 \text{ (t} \cdot \text{m)}$$

$$N = 18.8 \text{ (t)}$$

とする。図-48を参照して,

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{M}{N} + u = \frac{2.33}{18.8} + 9.9 \\
 &= 22.29 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

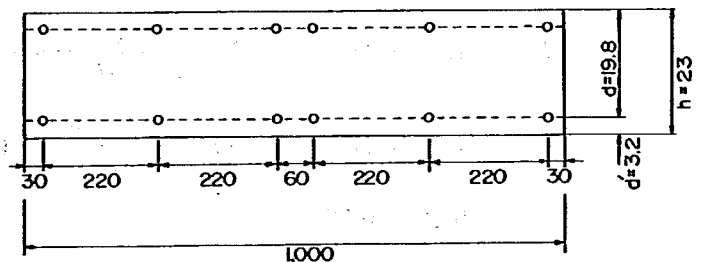
$$\text{ただし, } u = \frac{1}{2} (23 - 3.2) = 9.9 \text{ (cm)}$$

$$\frac{f}{d} = \frac{22.29}{19.8} = 1.1259$$

$$\begin{aligned}
 M' &= M + N_a \\
 &= 2.33 + 18.8 \times 0.099 \\
 &= 4.16 \text{ (t} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\frac{M'}{b d^2} = \frac{4.16 \times 10^5}{100 \times (19.8)^2} = 10.611 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

次に鉄筋量の算定を行なうと,



As = A's ϕ13-6本 1.327 × 6 = 7.962 cm²
(SD 30)

図-48 集水井断面図 (その1)

$$\sigma_{ca} = 150 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{sa} = 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{より, } C = \frac{\sigma_{ca}}{\frac{M'}{b d^2}} \dots\dots\dots (190)$$

$$= \frac{150}{10.611} = 14.136$$

$$S = \frac{\sigma_{sa}}{\frac{M'}{b d^2} n} = \frac{2,400}{10.611 \times 15} = 15.078$$

$$\frac{A'_s}{A_s} = 1.0 \text{ として鉄筋配置を仮定すると,}$$

$$\frac{d'}{d} = \frac{3.2}{19.8} = 0.611 \longrightarrow 0.20$$

RGのA 11 より

Cの図より

$$np \ll 0.01$$

また S の図より,

$$np = 0.018$$

np の大きい方を取り必要鉄筋量を算出すると,

$$\bar{A}_s = \frac{b d}{n} (np) = \frac{100 \times 19.8}{15} \times 0.018 = 2.376 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\bar{A}'_s = \frac{b d}{n} (np) = A'_s = 2.376 \text{ (cm}^2\text{)}$$

次のように鉄筋を配置すると,

$$A_s = \phi 13 - 6 \text{ 本}$$

$$= 1.327 \times 6 = 7.962 \text{ cm}^2 > \bar{A}_s$$

$$A'_s = 7.962 \text{ (cm}^2\text{)} > \bar{A}'_s$$

応力度の算定と前述の鉄筋配置として計算すると,

$$np = n \frac{A_s}{b d} = 15 \times \frac{7.962}{100 \times 19.8}$$

$$= 0.0603$$

$$\frac{A'_s}{A_s} = 1.0$$

$$\frac{d'}{d} = 0.1616 \longrightarrow 0.20$$

RGのA 11 より

$$C = 4.45$$

$$S = 5.0$$

を読みとることができる。

したがって,

$$\sigma_c = \frac{M'}{b d^2} C \quad \dots\dots\dots (191)$$

$$= 10.611 \times 4.44 = 47.22 < \sigma_{ca}$$

$$\sigma_s = \frac{M'}{b d^2} S \cdot n \quad \dots\dots\dots (192)$$

$$= 10.611 \times 5.0 \times 15$$

$$= 795.8 < \sigma_{sa}$$

したがって図-49に示す断面で十分安全であることがわかる。

IV-5-2 活動中の地すべり地内に設置される集水井 (I)

—— すべり面を切らない場合 ——

鋼構造集水井の場合と同様に計算し、断面計算に必要な断面力を、

$$M = 6.0 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$N = 40.0 \text{ t}$$

とする。いま図-50に示すような断面を仮定すると、

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h = 23 \text{ cm}$$

$$d' = 3.0 \text{ cm}$$

$$A'_s = 8.044 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$(\phi 16 \times 4)$$

$$A_s = 12.07 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$(\phi 16 \times 6)$$

$$\text{また, } \sigma_{ca} = 100 \times 1.5 = 150 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{sa} = 1,400 \times 1.5 = 2,100 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

とすると図-50を参考にして次式がなりたつ。

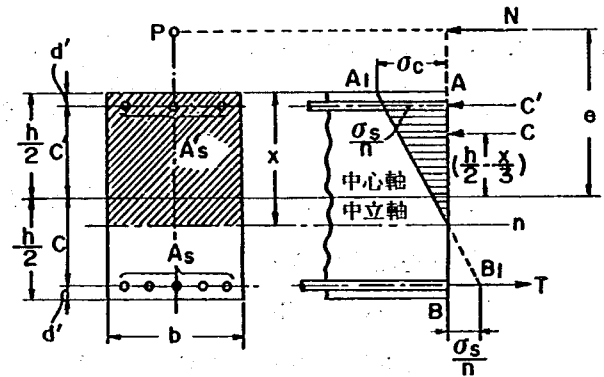


図-49 軸方向圧縮力と曲げモーメントをうける部材の断面

$$\begin{aligned} x^3 - 3 \left(\frac{h}{2} - e \right) x^2 + \frac{6n}{b} [A_s (e + C) + A'_s (e - C')] x \\ - \frac{6n}{6} [A_s (C + \frac{h}{2}) (e + C) + A'_s (\frac{h}{2} - C') (e - C')] = 0 \quad \dots\dots (193) \end{aligned}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{bx}{2} + \frac{nA'_s}{x} (C' - \frac{h}{2} + x) - \frac{nA_s}{x} (C + \frac{h}{2} - x)} \quad \dots\dots\dots (194)$$

$$\text{または, } \sigma_c = \frac{M}{\frac{bx}{2} (\frac{h}{2} - \frac{x}{3}) + \frac{nA'_s C'}{x} (C' - \frac{h}{2} + x) + \frac{nA_s C}{x} (C + \frac{h}{2} - x)} \quad \dots\dots (195)$$

$$\sigma_s = n \sigma_c \frac{d - x}{x} \quad \dots\dots\dots (196)$$

$$\sigma'_s = n \sigma_c \frac{x - d'}{x} \quad \dots\dots\dots (197)$$

したがって、

$$a = -3 \left(\frac{h}{2} - e \right)$$

$$b = \frac{6n}{b} [A_s (e + C) + A'_s (e - C')]]$$

$$c = -\frac{6n}{b} [A_s \left(C + \frac{h}{2} \right) (e + C) + A'_s \left(\frac{h}{2} - C' \right) (e - C')]]$$

とおけば (193) は (198) 式になる。

$$x^3 + ax^2 + bx + c = 0 \quad \dots\dots\dots (198)$$

したがって、

$$a = -3 \left(\frac{h}{2} - e \right)$$

$$= -3 \left(\frac{23}{2} - 15 \right) = 10.5$$

$$b = \frac{6n}{b} [A_s (e + C) + A'_s (e - C')]]$$

$$= \frac{6 \times 15}{50} [12.07 (15 + 8.5) + 8.044 (15 - 8.5)]$$

$$= 604.595$$

$$c = -\frac{6n}{b} [A_s \left(C + \frac{h}{2} \right) (e + C) + A'_s \left(\frac{h}{2} - C' \right) (e - C')]]$$

$$= -\frac{6 \times 15}{50} [12.07 \left(8.5 + \frac{23}{2} \right) (15 + 8.5)$$

$$+ 8.044 \left(\frac{23}{2} - 8.5 \right) (15 - 8.5)]$$

$$= -10493.56$$

$$\therefore x^3 + 10.5x^2 + 604.595x - 10493.56 = 0$$

x について解くと、

$$x = 11.998 \text{ (cm)}$$

したがって (194) 式より、

$$\sigma_c = \frac{40,000}{\frac{50 \times 11.998}{2} + \frac{15 \times 8.044}{11.998} \left(8.5 - \frac{23}{2} + 11.998 \right) - \frac{15 \times 12.07}{11.998} \left(8.5 + \frac{23}{2} - 11.998 \right)}$$

$$= \frac{40,000}{299.95 + 90.4899 - 120.74} = \frac{40,000}{269.68}$$

$$= 148.318 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

また (196) 式より、

$$\sigma_s = 15 \times 148.318 \times \frac{20 - 11.998}{11.998}$$

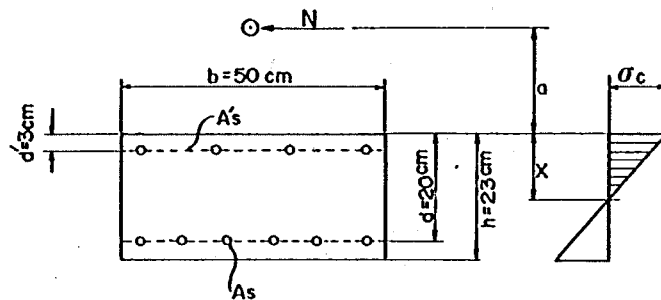
$$= 1483.80 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < \sigma_{sa}$$

また (197) 式より,

$$\sigma'_s = 15 \times 148,318 \times \frac{11,998 - 3}{11,998}$$

$$= 1668.48 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < \sigma'_{sa}$$

よって図-50に示す断面で $M = 6.0 \text{ t} \cdot \text{m}$,
 $N = 40 \text{ t}$ の軸力に対して十分安全であることがわかる。



$$A_s = \phi 16 \times 6 \text{ 本 (12.07 cm}^2\text{)}$$

$$A'_s = \phi 16 \text{ 4 本 (8.044 cm}^2\text{)}$$

図-50 集水井断面図 (その2)

IV-5-3 活動中の地すべり地内に設置される集水井 (II)

—— すべり面を切る場合 ——

いま活動中の地すべり地内に内径 3.0 m, 外径 3.46 m, 深さ 10 m の集水井が施工されたとする。このときすべり面より上部の長さが 6 m, すべり面の下部の長さが 4 m とする。

図-51に示すようにすべり面に 100 t の力が作用する集水井をクサビグイと同様の解析をする。ここで 100 t の力が作用すると仮定したが, 地すべりの運動の進行に伴って集水井に作用する力は増加してゆく。したがって地すべりの運動過程の一時点に 100 t という力が作用するわけである。

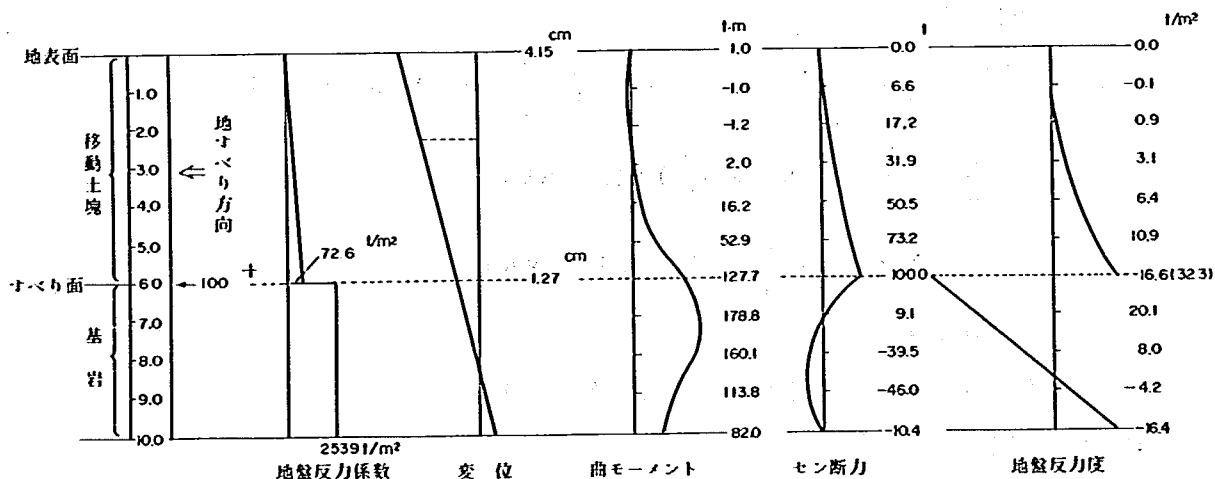


図-51 集水井に作用する荷重および断面力等の図

いますべり面の上下における N 値をそれぞれ N_1, N_2 とすると,

$$N_1 = 5$$

$$N_2 = 15 \text{ とする}$$

このときのすべり面上下における地盤の弾性係数 E_{s1}, E_{s2} とすれば, すべり面の上下における特性長はそれぞれ,

$$\beta_1 = 4 \sqrt{\frac{E_{s1}}{4 E I}}$$

$$\beta_2 = 4 \sqrt{\frac{E_{s2}}{4 E I}}$$

ところで、 $I = 0.049 (d^4 - d_1^4)$ (鉄筋を無視する)

$$= 0.049 (3.46^4 - 3.00^4)$$

$$= 0.049 (143.32 - 8.10)$$

$$= 3.05 \quad (m^4)$$

$$= 3.05 \times 10^8 \quad (cm^4)$$

$$E = 1.4 \times 10^5 \quad kg/cm^2$$

また N 値より E_s を推定すると、

$$E_{s1} = 300 \quad kg/cm^2$$

$$E_{s2} = 800 \quad kg/cm^2$$

したがって、

$$\beta_1 = \sqrt[4]{\frac{300}{4 \times 1.4 \times 10^5 \times 3.05 \times 10^8}}$$

$$= 0.001756 \quad (1/cm)$$

$$\beta_2 = \sqrt[4]{\frac{800}{4 \times 1.4 \times 10^5 \times 3.05 \times 10^8}}$$

$$= 0.00468 \quad (1/cm)$$

したがって、

$$\sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \leq \frac{2}{\ell} \text{ のときの剛体として挙動すると考えられるので、}$$

$$\beta_1 \leq \frac{2}{\ell_1}$$

$$\ell_1 \leq \frac{2}{0.001756}$$

$$\leq 1138.95 \quad (cm)$$

$$\text{同様に、} \ell_2 \leq 427.35 \quad (cm)$$

ところで、 $\ell_1 = 6.0 \text{ m}$ 、 $\ell_2 = 4.0 \text{ m}$ であるのですべり面上下で剛体としてのクイと同じ挙動とする。

変形係数は、

$$E_0 = 28 \text{ N}$$

すべり面上部で、

$$E_{01} = 28 \times 5 = 140 \quad (kg/cm^2)$$

すべり面下部で、

$$E_{02} = 28 \times 15 = 420 \quad (kg/cm^2)$$

地盤反力係数の推定

a) 水平方向の地盤反力係数 K_H

$$A_{H1} = \ell_1 D = 6.00 \times 3.46 = 20.76 \quad (m^2)$$

$$A_{H2} = \ell_2 D = 4.00 \times 3.46 = 13.84 \quad (m^2)$$

$$B_{H1} = \sqrt{A_{H1}} = \sqrt{20.76} = 4.56 \text{ m} = 456 \text{ cm}$$

$$B_{H2} = \sqrt{A_{H2}} = \sqrt{13.83} = 3.72 \text{ m} = 372 \text{ cm}$$

$\alpha = 1$ とすると,

$$K_{H0} = 0.040 \alpha E_0$$

$$K_{H1} = 0.040 \times 1 \times 140 = 5.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_{H2} = 0.040 \times 1 \times 420 = 16.8 \text{ kg/cm}^2$$

また, $K_H = 12.8 K_{H0} \cdot B_H^{-3/4}$

$$K_{H1} = 12.8 \times 5.60 \times 456^{-3/4} = 0.726 \text{ kg/cm}^2 = 726 \text{ t/m}^2$$

$$K_{H2} = 12.8 \times 16.8 \times 372^{-3/4} = 2.539 \text{ kg/cm}^2 = 2,539 \text{ t/m}^2$$

したがって K_H の分布状態は図-49のようになる。

b) 鉛直方向の地盤反力係数 K_V

$$B_V = \sqrt{A_V}$$

$$= \sqrt{3.146 \times 1.73^2}$$

$$= \sqrt{9.4025} = 3.066 \text{ m}$$

$$= 306.6 \text{ cm}$$

$$E_0 = 28 N_2 = 28 \times 15 = 420 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_{V0} = 0.033 \alpha E_0 \quad (\alpha = 1.0)$$

$$= 0.033 \times 1 \times 420 = 13.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\div 13.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_V = 12.8 K_{V0} \cdot B_V^{-3/4}$$

$$= 12.8 \times 13.9 \times 306.6^{-3/4}$$

$$= 2.428 \div 2.43 \text{ kg/cm}^2 = 2,430 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

水平方向のせん断バネ係数

$$K_S = \lambda K_V \quad \left(\lambda = \frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}, \quad \lambda = \frac{1}{3.5} \text{ と仮定} \right)$$

$$= \frac{1}{3.5} \times 2,430 = 694 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

集水井の回転角 θ の計算

(170), (173) 式より,

$$\frac{1}{6} k b \ell^2 (2h - \ell) + \frac{1}{3} k' b \ell'^2 (3h' - 2\ell')$$

$$+ K'_S (h' - \ell') \ell' A - \frac{4}{3} b^4 K_V \alpha = 0$$

$$\text{また, } \frac{1}{3} b k \ell (3h - \ell) = K'_S (h' - \ell') A + b \ell' k' (2h - \ell)$$

したがって,

$$\frac{1}{6} \times 726 \times 1.73 \times 6^2 (2h - 6) + \frac{1}{3} \times 2,539 \times 1.73 \times 4^2 (3h' - 2 \times 4) \\ + 694 (h' - 4) 4 \times 2.334 - \frac{4}{3} \times 1.73^3 \times 2,430 \times 0.589 = 0$$

$$\therefore h + 5.0929 h' - 18.2884 = 0$$

$$\text{また, } \frac{1}{3} \times 1.73 \times 726 \times (3h - 6) = 694 (h' - 4) \times 2.334 \\ + 1.73 \times 4.0 \times 2,539 (2h' - 4)$$

$$\therefore h = 4.8779 h' - 8.1858$$

$$h' = 2.655 \text{ (m)}$$

$$h = 4.766 \text{ (m)}$$

したがって,

$$H - \frac{1}{3} b k \ell \theta (3h - \ell) = 0$$

$$\text{より, } 100 - \frac{1}{3} \times 1.73 \times 726 \times 6 \times \theta (3 \times 4.766 - 6) = 0 \\ \theta = 4.798 \times 10^{-3} \text{ (ラジアン)}$$

底面における地盤反力度は (180) 式により,

$$q_{12} = \frac{\omega (\ell + \ell') - U}{A} \pm K_v b \theta$$

ここで、井筒の重量は

$$\text{断面積 } AC = \pi (r_2^2 - r_1^2) \text{ (図-52参照)}$$

$$= 3.1416 (1.73^2 - 1.50^2) = 2.334 \text{ m}^2$$

単位長さ当りの重量は鉄筋コンクリート単位重量 = 2.5 t/m²とすると,

$$\omega = 2.334 \times 2.5 = 5.835 \text{ (t/m)}$$

したがって集水井の自重は,

$$\omega (\ell + \ell') = 5.835 \times 10 = 58.35 \text{ (t)}$$

集水井の周面摩擦抵抗力は安全を見込み無視し、浮力も無視すると,

$$q_{12} = \frac{58.35 - 0}{2.344} \pm 2,430 \times 1.73 \times (4.798 \times 10^{-3}) \\ = 24.893 \pm 20.170 \text{ (t/m}^2\text{)} \\ = 45.063 \text{ または } 4.723 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

すなわち底面での反力分布は台形となることがわかる。しかし三角形分布となる場合は計算がさらに複雑になるが (163) 式にもとづいて検討を行なうことになる。

次に集水井に作用するモーメント、せん断力を (176), (177) 式より求める。

ここで, $b = 1.73 \text{ m}$, $k = 726 \text{ (t/m}^2\text{)}$, $k' = 2,539 \text{ (t/m}^2\text{)}$, $\ell = 6.0 \text{ m}$, $\ell' = 4.0 \text{ m}$,

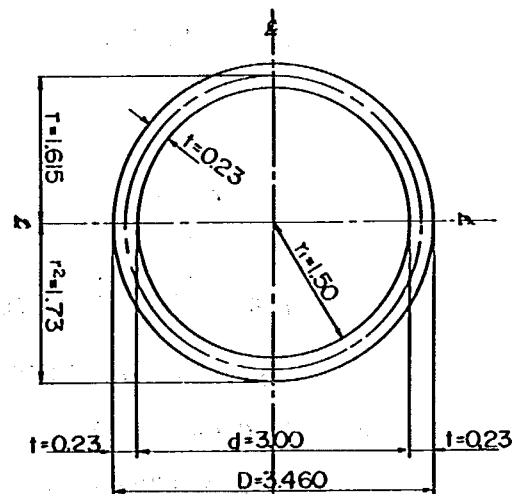


図-52 集水井の断面

$$h = 4.766 \text{ m}, h' = 2.655 \text{ m}, H = 100 \text{ t}, \theta = 4.798 \times 10^{-3} \text{ (ラジアン)}$$

すべり面上下の y, y' 地点におけるモーメントはそれぞれ,

$$\begin{aligned} M &= \frac{1.73}{6} \times 726 \times 4.798 \times 10^{-3} \times 6^2 (2 \times 4.766 - 6) \\ &\quad - 100 y + \frac{1.73 \times 726 \times 4.798 \times 10^{-3}}{6 \times 6} \times y^2 (6 \times 6.0 \times 4.766 \\ &\quad - 2 \times 6 \times y - 2 \times 4.766 \times y + y^2) \\ &= 127.70 - 100 y + 0.1674 y^2 (171.576 - 21.532 y + y^2) \text{ (t} \cdot \text{m)} \\ M' &= \frac{1.73}{6} \times 726 \times 4.798 \times 10^{-3} \times 6^2 (2 \times 4.766 - 6) + 100 y \\ &\quad - \frac{1}{3} \times 2.539 \times 1.73 \times 4.798 \times 10^{-3} \times y^2 (3 \times 2.655 - y') \\ &= 127.70 + 100 y - 7.025 y'^2 (7.965 - y') \text{ (t} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

またすべり面上下の y, y' 地点におけるせん断力 S_y, S_y' は,

$$\begin{aligned} S_y &= 100 - \frac{1}{3} \times 1.73 \times 726 \times 4.798 \times 10^{-3} \times y (3 \times 4.766 - y) \\ &= 100 - 2.009 y (14.298 - y) \text{ (t)} \\ S_y' &= 100 - 2.539 \times 1.73 \times 4.798 \times 10^{-3} \times y' (2 \times 2.655 - y') \\ &= 100 - 21.075 y' (5.31 - y') \text{ (t)} \end{aligned}$$

また集水井周辺における地盤反力度はすべり面の上下の y, y' 地点で p_y, p_y' が発生するものとする
と,

$$\begin{aligned} p_y &= k' \frac{(\ell - y)}{\ell} (h - y) \theta \\ &= 726 \times \frac{(6 - y)}{6} (4.766 - y) \times 4.798 \times 10^{-3} \\ &= 0.581 (6 - y) (4.766 - y) \text{ (t/m}^2\text{)} \\ p_y' &= k' \theta (h' - y') \\ &= 2.539 \times 4.798 \times 10^{-3} (2.655 - y') \\ &= 12.182 (2.655 - y') \text{ (t/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

これより各深度における曲モーメント, セン断力, 地盤反力度を求めると図-50になる。モーメントの最大点はすべり面下 1.137 m で発生し, その大きさは,

$$\begin{aligned} M_{max} &= 127.707 + 100 \times 1.137 - 7.025 \times 1.137^2 (7.965 - 1.137) \\ &= 179.397 \text{ (t} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

次に縦方向の断面について検討する。

最大曲モーメントはすべり面下 1.137 m で発生するのでこの点でのせん断力は 0 となり曲モーメントは,

$$M = M_{max} = 179.397 \text{ (t} \cdot \text{m)}$$

またこの時の軸力 N は,

$$\begin{aligned} N &= \pi (r_s^2 - n^2) \times (\ell + 1.137) \times w \\ &= 3.1415 (1.73^2 - 1.50^2) \times (6 + 1.137) \times 5.835 \\ &= 2.334 \times 7.137 \times 5.835 \\ &= 97.20 \text{ (t)} \end{aligned}$$

したがって $M = 179.397 \text{ (t} \cdot \text{m)}$, $N = 97.20 \text{ (t)}$ より,

$$e = \frac{M}{N} = \frac{179.397}{97.20} = 1.846 \text{ m} = 184.6 \text{ cm}$$

いま, $d' = 18 \text{ cm}$

$$t = 23 \text{ cm}$$

$$R_{in} = 150 \text{ cm}$$

$$R_{out} = 173 \text{ cm}$$

の断面を仮定すると, (図-54)

$$\begin{aligned} r' &= R_{out} - d' = 173 - 18 \\ &= 155 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r_o &= R_{in} + \frac{t}{2} = 150 + \frac{23}{2} \\ &= 161.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\frac{r'}{r_o} = \frac{155}{161.5} = 0.960$$

$n = 15$ とすれば,

$$A_s = D_{13} \times 28 = 1.267 \times 28 = 35.48 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_s}{2\pi r_o \cdot t} = \frac{35.48}{2\pi \times 161.5 \times 23} = 0.00152$$

$$\frac{t}{r_o} = \frac{23}{161.5} = 0.142$$

$$\frac{e}{r_o} = \frac{184.6}{161.5} = 1.143$$

$$n\pi p = 15 \times \pi \times 0.00152 = 0.07163$$

$$n\pi p \left(\frac{r'}{r_o}\right)^2 = 0.07163 (0.960)^2 = 0.06601$$

$\phi = 58.2^\circ = 1.01575 \text{ (ラジアン)}$ と仮定すれば,

$$\sin \phi = 0.84989$$

$$\cos \phi = 0.52695$$

$$\frac{e}{r_o} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\phi - \sin \phi \cdot \cos \phi + n\pi p \left(\frac{r'}{r_o}\right)^2}{\sin \phi - \phi \cos \phi - n\pi p \cos \phi}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \frac{1.01575 - 0.84989 \times 0.52695 + 0.06601}{(0.84989 - 1.01575 \times 0.52695 - 0.07163 \times 0.52695)}$$

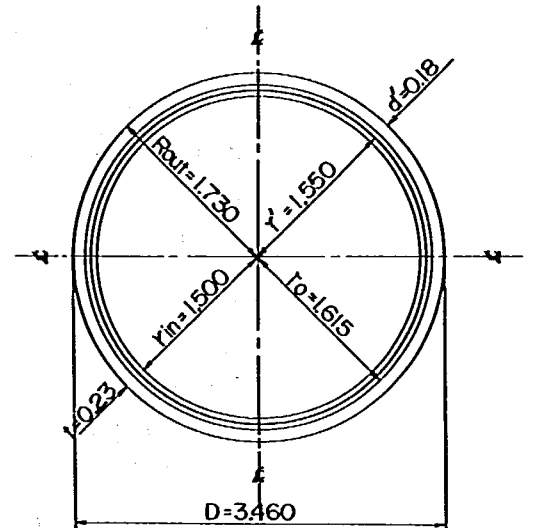


図-53 集水井の断面

$$= \frac{1}{2} \times \frac{0.6339}{0.2769}$$

$$= 1.144 \div \frac{e}{r_0} = 1.143$$

$$K = 1 - \cos \phi$$

$$= 1 - 0.5269$$

$$= 0.4731$$

$$L_c = \frac{\pi \left\{ 1 - \cos \phi + \frac{1}{2} \left(\frac{t}{r_0} \right) \right\}}{\sin \phi - \phi \cos \phi - n \pi p \cos \phi}$$

$$= \frac{3.1416 \left\{ 1 - 0.52695 - \frac{1}{2} \times 0.142 \right\}}{0.84989 - 1.01575 \times 0.52695 - 0.07163 \times 0.52695}$$

$$= \frac{1.2630}{0.2769}$$

$$= 4.5615$$

$$\sigma_c = \frac{N}{2 \pi r_0 t} \cdot L_c$$

$$= \frac{9.7200}{2 \times 3.1416 \times 161.5 \times 23} \times 4.565$$

$$= 18.99 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \sigma_c \frac{(1-K) + \frac{r'}{r_0}}{K + \frac{1}{2} \times \left(\frac{t}{r_0} \right)}$$

$$= 15 \times 18.99 \times \frac{(1 - 0.4731) + 0.960}{0.4731 + \frac{1}{2} \times 0.142}$$

$$= \frac{423.54}{0.7571}$$

$$= 559.42 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{sa} = 2,400 \text{ kg/cm}^2$$

すなわちすべり面に 100 t のせん断力がかかった時点では集水井の深度 6.137 m (すべり面下 1.137 m) の地点で最大曲モーメントを発生するが、このとき D13 の鉄筋 28 本を配筋した断面では、ここに発生する断面力に十分抵抗することがわかった。

次に集水井の水平方向の断面について検討する。

地すべり斜面内の状況はⅢ-4 の鋼構造集水井の場合と同じものとする。したがって斜面へ安定解析より集水井地点における水平土圧は $P_1 = 50 \text{ t/m}$ となるものとし土圧は三角分布をするとすれば、

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot K_1 \gamma_t H^2$$

$$50 = \frac{1}{2} \times K_1 \times 1.7 \times 6^2$$

$$K_1 = 1.6339$$

したがって,

$$\begin{aligned} p_1 &= K_1 \cdot \gamma_z H \\ &= 1.6339 \times 1.7 \times H \\ &= 2.778 H \end{aligned}$$

すべり面における水平土圧強度は,

$$\begin{aligned} p_1 &= 2.778 H \\ &= 2.778 \times 6 \\ &= 16.66 \text{ (t/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

また図-52の地盤反力度図よりすべり面における地盤反力(地すべり地内)は16.61 (t/m²)となり,

$$\begin{aligned} p_2 &= p_1 - m \text{ より} \\ p_2 &= 16.61 - 16.61 \\ &= 0.05 \text{ (t/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

また50式より,

$$\begin{aligned} p_3 &= \frac{1}{2} K (p_1 + p_2) + \frac{1}{2} m (1 + \alpha) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.5 (16.66 + 16.61) + \frac{1}{2} \times 16.61 \times (1 + 0.5) \\ &\quad \text{(ただし, } K=0.5, \alpha=0.5 \text{ とする)} \\ &= 8.3175 + 12.457 \\ &= 20.775 \text{ (t/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

p_4 は57式より

$$\begin{aligned} p_4 &= \frac{1}{2} K (p_1 - p_2) + \frac{m}{2} (1 - \alpha) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.5 (16.66 - 16.61) + \frac{1}{2} \times 16.61 (1 - 0.5) \\ &= 0.001 + 4.1525 \\ &= 4.153 \text{ (t/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

このとき図-54に示すような断面の集水井とすれば,

$$\begin{aligned} I &= \frac{0.23 \times 1^3}{12} \\ &= 0.01916 \text{ (m}^4\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= 0.23 \times 1 \\ &= 0.23 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$r = 1.73 \text{ (m)}$$

$$E = 1.4 \times 10^6 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

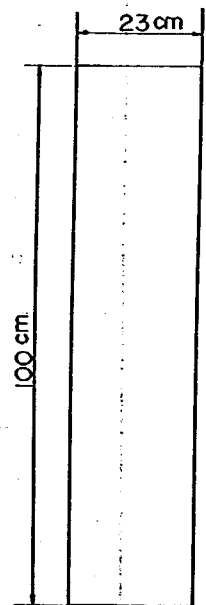


図-54 集水井
断面

とすれば, 深度6 mのすべり面の地点での断面力は, 表-6に示した式をもとに計算できる。これらの

計算で大きなモーメント、軸力を発生する点は、すべり面における移動土塊中の $\phi = 180^\circ$ の地点であり、

$$M = 7.33 \text{ (t} \cdot \text{m)}$$

$$N = 38.51 \text{ (t)}$$

となる。各深度における断面力を計算すると表-15になる。

いま図-47に示すような断面を仮定すれば、活動中の地すべり地内ですべり面を切らない場合の鉄筋コンクリート製集水井で検討したようにすることができる。

設計条件として、

$$M = 7.33 \text{ t} \cdot \text{m}$$

表-14 鉄筋コンクリート製集水井に生じる断面力

	深度 (m)	断面力	角 度						
			0°	30°	60°	90°	120°	150°	180°
す べ り 面 上 部	1.0	M (t · m)	1.1	0.5	-0.5	-1.1	-0.5	0.5	1.1
		N (t)	2.3	3.0	4.2	4.8	4.2	2.9	2.2
		Q (t)	0.0	-1.1	-1.1	0.0	1.1	1.1	0.0
	2.0	M (t · m)	1.4	0.7	-0.7	-1.4	-0.6	0.7	1.3
		N (t)	5.0	5.9	7.8	8.8	8.2	6.8	6.0
		Q (t)	0.0	-1.5	-1.4	0.2	1.3	1.3	0.0
	3.0	M (t · m)	1.0	0.4	-0.6	-0.8	-0.1	0.3	0.6
		N (t)	8.1	8.8	10.5	11.7	11.9	11.8	11.6
		Q (t)	0.0	-1.1	-0.9	0.8	0.6	0.4	0.0
	4.0	M (t · m)	-0.2	-0.2	-0.2	0.6	0.8	-0.3	-1.0
		N (t)	11.3	11.6	12.5	13.6	15.5	17.8	18.9
		Q (t)	0.0	0.0	0.3	1.7	-0.9	-1.3	0.0
	5.0	M (t · m)	-2.2	-1.3	0.5	2.9	2.3	-1.5	-3.6
		N (t)	15.0	14.4	13.8	14.6	18.7	24.9	27.8
		Q (t)	0.0	1.7	2.4	2.9	-3.5	-4.1	0.0
	6.0	M (t · m)	-5.0	-2.9	1.7	6.2	4.4	-3.2	-7.3
		N (t)	18.9	17.1	14.1	14.3	21.7	33.1	38.5
		Q (t)	0.0	4.3	5.3	4.5	-7.0	-8.0	0.0
す べ り 面 下 部	6.0	M (t · m)	-5.6	-2.8	2.4	6.0	3.5	-3.1	-6.3
		N (t)	30.8	28.1	24.5	27.9	38.2	48.6	52.9
		Q (t)	0.0	5.4	5.3	2.9	-6.7	-6.5	0.0
	7.0	M (t · m)	-3.5	-1.7	1.5	3.7	2.2	-1.9	-3.9
		N (t)	19.1	17.5	15.3	17.4	23.9	30.4	33.0
		Q (t)	0.0	3.3	3.3	1.8	-4.1	-4.1	0.0
	8.0	M (t · m)	-1.4	-0.7	0.6	1.5	0.8	-0.7	-1.5
		N (t)	7.6	6.9	6.0	6.9	9.4	12.0	13.1
		Q (t)	0.0	1.3	1.3	0.7	-1.6	-1.6	0.0
	9.0	M (t · m)	-0.6	-0.3	0.2	0.7	0.4	-0.3	-0.8
		N (t)	3.8	3.5	3.1	3.6	4.9	6.2	6.8
		Q (t)	0.0	0.6	0.6	0.4	-0.8	-0.8	0.0
	10.0	M (t · m)	-2.8	-1.4	1.2	3.0	1.8	-1.6	-3.2
		N (t)	15.6	14.3	12.4	14.1	19.4	24.7	26.8
		Q (t)	0.0	2.8	2.7	1.5	-3.4	-3.3	0.0

$$N = 38.51 \text{ (t)}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 23 \text{ cm}, d' = 3.0 \text{ cm}$$

$$A'_s = 8.044 \text{ (cm}^2\text{)} (\phi 16 \times 4)$$

$$A_s = 12.07 \text{ (cm}^2\text{)} (\phi 16 \times 6)$$

$$\text{また, } \sigma_{ca} = 100 \times 1.5 = 150 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{sa} = 1,400 \times 1.5 = 2,100 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

とすると, (198) 式より

$$a = -3 \left(\frac{h}{2} - e \right)$$

$$= -3 \left(\frac{23}{2} - 19.04 \right) \left(\because e = \frac{733}{38.51} = 19.038 \text{ cm} \right)$$

$$= 22.54$$

$$b = \frac{6m}{b} [A_s (e + C) + A'_s (e - C)]$$

$$= \frac{6 \times 15}{50} [12.07 (8.5 + 19.04) + 8.044 (19.04 - 8.5)]$$

$$= \frac{6 \times 15}{50} [332.40 + 84.78]$$

$$= 750.93$$

$$c = -\frac{6m}{b} \left[A_s \left(C + \frac{h}{2} \right) (e + C) + A'_s \left(\frac{R}{2} - C' \right) (e - C') \right]$$

$$= -\frac{6 \times 15}{50} \left[12.07 \left(8.5 + \frac{23}{2} \right) (19.04 + 8.5) \right.$$

$$\left. + 8.044 \left(\frac{23}{2} - 8.5 \right) (19.04 - 8.5) \right]$$

$$= -\frac{6 \times 15}{50} [6648.155 + 254.35]$$

$$= -12424.51$$

$$\therefore x^3 + 22.54 x^2 + 750.93 x - 12424.51 = 0$$

$$x = 11.066$$

したがって (195) 式より,

$$\sigma_c = \frac{38,510}{\frac{50 \times 11.066}{2} + \frac{15 \times 8.044}{11.066} \left(8.5 - \frac{23}{2} + 11.066 \right) - \frac{15 \times 12.07}{11.066} \left(8.5 + \frac{23}{2} - 11.066 \right)}$$

$$= \frac{38,510}{218.43}$$

$$= 176.30 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{ca} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

また (196) 式より,

$$\sigma_s = 15 \times 176.30 \times \frac{20 - 11.066}{11.066}$$

$$= 2135.00 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{ca} = 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

また (197) 式より,

$$\sigma'_s = 15 \times 176.30 \times \frac{11.066-3}{11.066}$$

$$= 1927.57 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 2,100 \text{ (kg/cm}^2)$$

以上の計算より図-47に示す断面では, 断面力 $M=7.33 \text{ t} \cdot \text{m}$, $N=38.51 \text{ t}$ が作用した場合許容応力をややオーバーした応力が発生することがわかる。したがって, さらに地すべりの運動が進行すれば, すべり面近辺での集水井が破壊することにもなる。

次にセン断力に対する検討を行なう。

集水井の継手部分では図-55に示すような断面となるが, 安全側をみて縦方向の鉄筋でのみセン断力に抵抗すると考えることにする。

$$\text{いま, } A_s = D13 \times 28$$

$$= 1.267 \times 28$$

$$= 35.48 \text{ cm}^2$$

を用いるとし, $\tau_{sa} = 1,200 \text{ kg/cm}^2$ とすれば,

許容セン断強度 T_a

$$T_a = A_s \times \tau_{sa}$$

$$= 35.48 \times 1,200$$

$$= 42,576 \text{ kg}$$

$$= 42,576 \text{ t}$$

ところで図-50に示すようにすべり面近辺では 100 t のセン断力が作用することになり, 集水井はセン断力による破壊にむかって進行することになる。

一方移動土塊の常時受動土圧係数および許容受動土圧強度 (181) 式, (182) 式より求める。

$$K_{p1} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \frac{\sin(\phi - \delta)}{\cos \delta} \sin \phi \right]^2}$$

$$\phi = 20^\circ, \quad \delta = -\frac{\phi}{3} = -\frac{20^\circ}{3} = -6^\circ 40'$$

$$\cos \delta = \cos 6^\circ 40' = 0.99324$$

$$\sin(\phi - \delta) = \sin(20^\circ + 6^\circ 40') = \sin 26^\circ 40'$$

$$= 0.44880$$

$$\sin \phi = \sin 20^\circ = 0.34202$$

$$\cos \phi = \cos 20^\circ = 0.93969$$

$$\therefore K_{p1} = \frac{(0.93969)^2}{0.99324 \left[1 - \frac{0.44880 \times 0.34202}{0.99324} \right]^2}$$

$$= 2.414$$

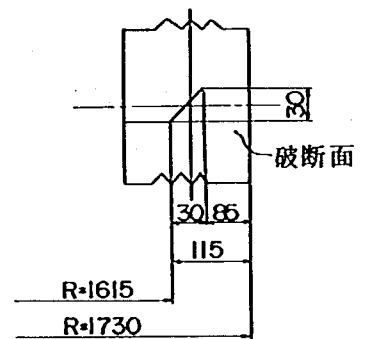


図-55 継手部の詳細図

$$\text{また, } p_{p1} = \{ r_m \cdot K_{p1} (\ell_1 - y) + 2C \sqrt{K_{p1}} \} \cdot \frac{1}{n}$$

なので, $r_m = 0.7 \text{ t/m}^2$, $C = 1.0 \text{ (t/m}^2\text{)}$, $n = 1.5$ とすると,

$$\begin{aligned} p_{p1} &= \{ 0.7 \times 2.414 \times (6 - y) + 2 \times 1.0 \times \sqrt{2.414} \} \times \frac{1}{1.5} \\ &= 1.126 (6 - y) + 2.072 \text{ (t/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

不動地盤における常時受働土圧係数および許容受働土圧強度は,

$$\phi = 30^\circ \quad \delta = -\frac{\phi}{3} = -10^\circ$$

$$\cos \delta = \cos (-10^\circ) = 0.98481$$

$$\sin (\phi - \delta) = \sin 40^\circ = 0.64279$$

$$\sin \phi = \sin 30^\circ = 0.5$$

$$\cos \phi = \cos 30^\circ = 0.86603$$

$$\begin{aligned} K_{p2} &= \frac{\cos^2 30^\circ}{\cos 10^\circ \left[1 - \sqrt{\frac{\sin 20^\circ \sin 30^\circ}{\cos 10^\circ}} \right]^2} \\ &= \frac{0.866032}{0.98481 \left[1 - \sqrt{\frac{0.64279 \times 0.5}{0.98481}} \right]^2} \\ &= 4.143 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_{p2} &= \{ r_2 \cdot K_{p2} (\ell_1 + y') + 2C_2 \sqrt{K_{p2}} \} \cdot \frac{1}{n} \\ &= \{ 0.9 \times 4.143 (6 + y') + 2 \times 10 \sqrt{4.143} \} \times \frac{1}{1.5} \\ &= 2.4804 (6 + y') + 27.139 \text{ (t/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

これによってすべり面より y における許容受働土圧強度は,

すべり面上部において,

$$y = 0.0 \text{ m} \quad p_{p1} = 1.126 \times (6 - 0) + 2.072 = 8.83 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$y = 1.0 \text{ m} \quad p_{p1} = 7.70 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$y = 2.0 \text{ m} \quad p_{p1} = 6.58 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$y = 3.0 \text{ m} \quad p_{p1} = 5.45 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$y = 4.0 \text{ m} \quad p_{p1} = 4.33 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$y = 5.0 \text{ m} \quad p_{p1} = 3.20 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$y = 6.0 \text{ m} \quad p_{p1} = 2.07 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

すべり面下部においては,

$$y' = 0.0 \text{ m} \quad p_{p2} = 2.4804 (6 + 0) + 27.139 = 42.02 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$y' = 1.0 \text{ m} \quad p_{p2} = 44.50 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$y' = 2.0 \text{ m} \quad p_{p2} = 46.98 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$y' = 3.0 \text{ m} \quad p_{p2} = 49.46 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$y' = 4.0 \text{ m} \quad p_{p2} = 51.94 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

したがって図-51に示した地盤反力度との大きさを比較するといずれの深度においても許容受働土圧強度の方が地盤反力度よりも大きいので、地盤破壊に対しては安全であることがわかる。

集水井の支持地盤の許容支持力度は (185), (186) 式より,

$$q_a = \frac{1}{n} (q_d - r_2 D_f) + r_2 \cdot D_f$$

$$q_d = \alpha \cdot C \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot r_1 \cdot B \cdot N + N_2 \cdot D_f \cdot N_q$$

ところで集水井底面下にある底面地盤のホウ和単位体積重量を 1.9 t/m^3 とすると水中での単位体積重量 r_1 は,

$$r_1 = 1.9 - 1.0 = 0.9 \text{ t/m}^3 \quad (\text{ただし地表面まで地下水位があるものとする。})$$

また集水井底面上にある周辺地盤のホウ和単位体積重量を 1.7 t/m^3 とすると、水中での単位体積重量 r_2 は,

$$r_2 = 1.7 - 1.0 = 0.7 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

$$\alpha = 1.3, \beta = 0.6, B = 3.46 \text{ m}, D_f = 10.0 \text{ m}$$

また, $\phi = 15 + \sqrt{15 \cdot N}$ より,

$$\phi = 30^\circ \quad (N = 15)$$

したがって、図-48より,

$$N_c = 30, N_q = 18, N_r = 15$$

$$q_d = 1.3 \times 10 \times 30 + \frac{1}{2} \times 0.6 \times 0.9 \times 3.46 \times 15 + 0.7 \times 15.0 \times 18$$

$$= 39.00 + 14.0 + 18.90$$

$$= 593 \text{ t/m}^2$$

常時の安全率を $n = 3$ とすると,

$$q_a = \frac{1}{3} (593 - 0.7 \times 10) + 0.7 \times 10$$

$$= 188.3 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

したがって, $q_a = 188.3 \text{ (t/m}^2\text{)} > 45.06 \text{ (t/m}^2\text{)}$

一方許容せん断抵抗力 H_a は (188) 式より,

$$H_u = C_B A + p \tan \phi_B$$

なので、安全をみて $C_B = 0$, $\phi_B = \frac{2}{3} \phi = \frac{2}{3} \times 30^\circ = 20^\circ$

$$p = w (\ell + \ell') = 58.35 \text{ (t) より,}$$

$$H_u = 58.35 \times \tan 20^\circ = 58.35 \times 0.36397$$

$$= 21.24 \text{ (t)}$$

安全率を 1.5 とすると,

許容せん断抵抗力 H_{ua} は,

$$H_{ua} = \frac{H_u}{n} = \frac{21.24}{1.5} = 14.16 \text{ (t)}$$

一方, $R' = K'_s (h' - \ell') \theta A$ より

$$\begin{aligned} R' &= 694 (3.130 - 4) \times 4.798 \times 10^{-3} \times 2.334 \\ &= -6.761 \text{ (t)} < H_{ua} = 14.16 \text{ (t)} \end{aligned}$$

V 集水井構造設計に必要な地盤調査

設計に必要な地盤調査には弾性的な挙動を示す集水井（主として鋼構造集水井）のためのものと剛体的な挙動を示す集水井（主として鋼筋コンクリート製集水井）のためのものがある。前者では弾性的なクイの設計に用いられる横方向地盤反力係数が必要であり，後者は剛なクイの設計で用いられる地盤反力係数（水平，垂直）が必要とされる。以下これらの値の推定方法を示す。

V-1 横方向地盤反力係数の推定方法

横方向地盤反力係数を推定する方法はいろいろあるが，それらを列記すると以下のようである。

- ① Terzaghi の方法
- ② Chang の方法
- ③ Hopkins の方法
- ④ N 値より求める方法
 - a) くいの横抵抗試験結果からの逆算 k 値
 - b) 福岡らのボーリングを利用した実測 k 値
- ⑤ 変形係数より求める方法（原位置試験）

V-1-1 Terzaghi の提案

Terzaghi は， E_s は杭幅 B に比例するものとし，

$$E_s = K_h \cdot B \quad \dots\dots\dots (199)$$

その比例係数 K_h を横方向地盤反力係数 (Coefficient of horizontal subgrade reaction) と称して，粘性土と砂質土とに分けて次のように提案している。

(1) 粘性土の場合：

粘性土の横方向地盤反力係数 K_h は杭幅 B に反比例するものとし，トン・メートル単位に換算して次のごとく表わした。

$$K_h = \frac{30}{B} K_{h1} = \frac{20}{B} \bar{K}_{h1} \quad (kg/cm^2/cm) \quad \dots\dots\dots (200)$$

$$(K_{h1} = \frac{\bar{K}_{h1}}{1.5})$$

ここに， K_{h1} ：幅 30 cm の帯状の板に対する値 ($kg/cm^2/cm$)

$\bar{K}_{h1}$ ：30 cm × 30 cm の正方形板に対する値 ($kg/cm^2/cm$)

$\bar{K}_{h1}$ は表 15 に示すような

表-15 $\bar{K}_{h1}$ の 値¹¹⁾

値である。

(200) 式を (198) 式に代入すると，

粘土のコンシステンシー	Stiff	Very stiff	Hard
粘土の 1 軸圧縮強度	1 ~ 2 kg/cm^2	2 ~ 4 kg/cm^2	4 kg/cm^2 以上
$\bar{K}_{h1}$ の範囲 (正方板)	1.6 ~ 3.2 kg/cm^2	3.2 ~ 6.4 kg/cm^2	6.4 kg/cm^2 以上
提 案 値 (正方板)	2.4 kg/cm^2	4.8 kg/cm^2	9.6 kg/cm^2 *

* これ以上の値は，適当な試験結果から推定する必要がある。

$$E_s = 20 \bar{K}_{h1} \dots\dots\dots (201)$$

という結果が得られる。すなわち粘性土中の杭の横抵抗に対する E_s 値は、杭幅 B に関係なく土の性質のみによることになる。

Terzaghi は粘土について標準貫入試験の N 値と 1 軸圧縮強度 q_u との間に、

$$q_u \div \frac{N}{8} \dots\dots\dots (202)$$

なる関係を示しているから表-1 の $\bar{K}_{h1}$ の提案値について、

$$\bar{K}_{h1} \div 0.2 N$$

$$\therefore E_s \div 4 N \dots\dots\dots (203)$$

なる関係があることがわかる。

$$\text{また, } \bar{K}_{h1} \div 1.6 q_u \dots\dots\dots (204)$$

なる関係より、これを (201) 式に代入すれば、

$$E_s = 32 q_u = 64 C \dots\dots\dots (205)$$

なる関係も導かれる。

図-56 は表-15 の関係を図示したものである。

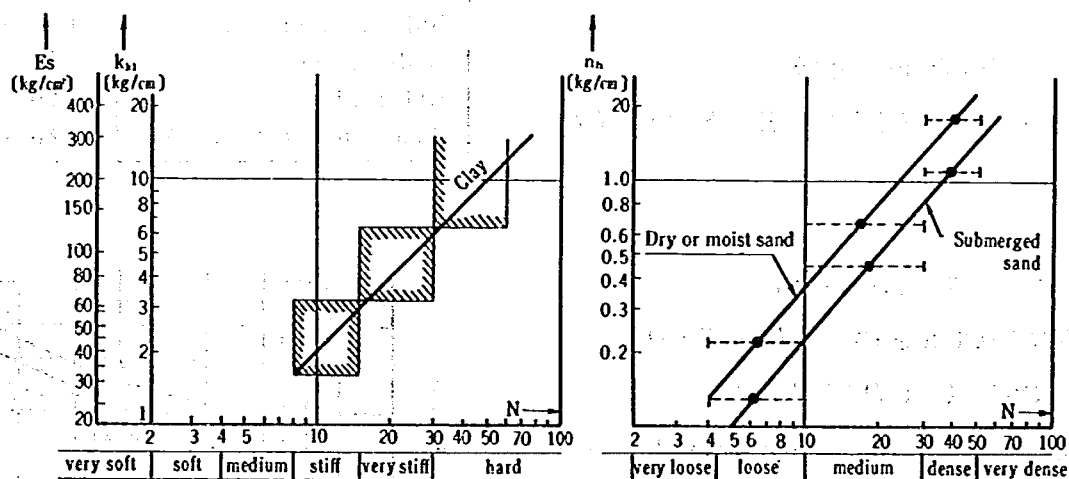


図-56 K, Terzaghi の提案した K 値¹¹⁾

(ii) 砂質土の場合

砂質土の横方向地盤反力係数 K_h は、杭幅 B に反比例し、深さ z に比例するものとし、

$$K_h = n_h \frac{z}{B} \dots\dots\dots (206)$$

横方向地盤反力常数 (Constant of horizontal subgrade reaction) n_h の値を表-16 のごとく提案している。

(206) 式を (199) 式に代入すると、

表-16 n_h の 値¹¹⁾

砂の相対密度	Loose	Medium	Dense
乾砂または湿砂に対する n_h	0.22	0.67	1.8
水中の砂に対する n_h	0.13	0.45	1.1

(幅 30 cm の杭に対する値)

$$E_s = n_h \cdot z \quad \dots\dots\dots (207)$$

すなわち砂質土の E_s 値は杭幅 B に関係なく、深さ z に比例することになる。

Terzaghi は砂質土についても N 値と相対密度との間の関係を提案しているので、これを用いて N 値と n_h 値との関係を示すと、図-56のごとくなる。

V-1-2 Y. L. Chang の提案

Chang は砂質土の場合の (207) 式の z に相当するものとして、彼の第1不動点 l の $1/3$ とすることを提案している。

すなわち Chang も実際の E_s 値は、深さ z とともに直線的に変化すると考えたが、計算の便宜上深さ方向に一樣に第1不動点 l の $1/3$ の深さの点における E_s 値をとるものと仮定し、

$$E_s = \frac{n_h l}{3} \quad \dots\dots\dots (208)$$

と表わした。

V-1-3 Hopkins の提案

Hopkins は K_h の値として、表-18の値を提案している。

表 - 17 ¹¹⁾

	地上部のない場合	地上部のある場合
くい頭自由	$E_s = \sqrt[5]{\frac{\pi^4 n_h^4 EI}{324}}$	$E_s = 4 EI \beta^4$
くい頭拘束	$E_s = \sqrt[5]{\frac{\pi^4 n_h^4 EI}{64}}$	$E_s = 4 EI \beta^4$

表-18 D.A.Hopkinsの提案 K_h 値 ¹¹⁾

土の性質	K_h (kg/cm ²)
Very soft silt or clay	0.28~1.4
Soft silt or clay	1.4 ~2.8
Medium clay	2.8 ~14
Stiff clay	14.0 ~
Sand (non-cohesive)	2.8~8.3

V-1-4 N 値より求める方法

次のような方法で K を推定し、 $E_s = K \cdot D$ より E_s を求める。(但し D : 集水井径)

(1) 福岡・宇部によるボーリング孔を利用した実測値 $E_s = K \cdot D$

建設省土木研究所の福岡博士および宇都技官は、ボーリング孔を利用してゴム・チューブにより直接 K 値の測定を行ない、図-57に示すような N 値と K_h 値との関係を得た。その関係式は、

$$K = 0.691 N^{0.408} \quad \dots\dots\dots (209)$$

この方法による K 値はボーリング孔の全円周についての平均値であり、杭の横抵抗のごとく方向性のある場合と若干異なるが、その差はきわめてわずかであり、図-57の値を実用に供しても、なんらさしつかえないものと思われる。

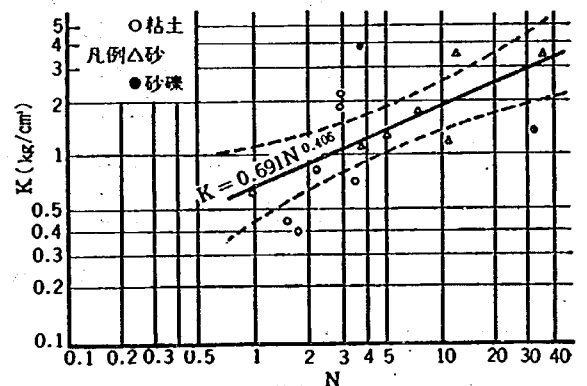


図-57 N 値と K 値の関係 ¹¹⁾

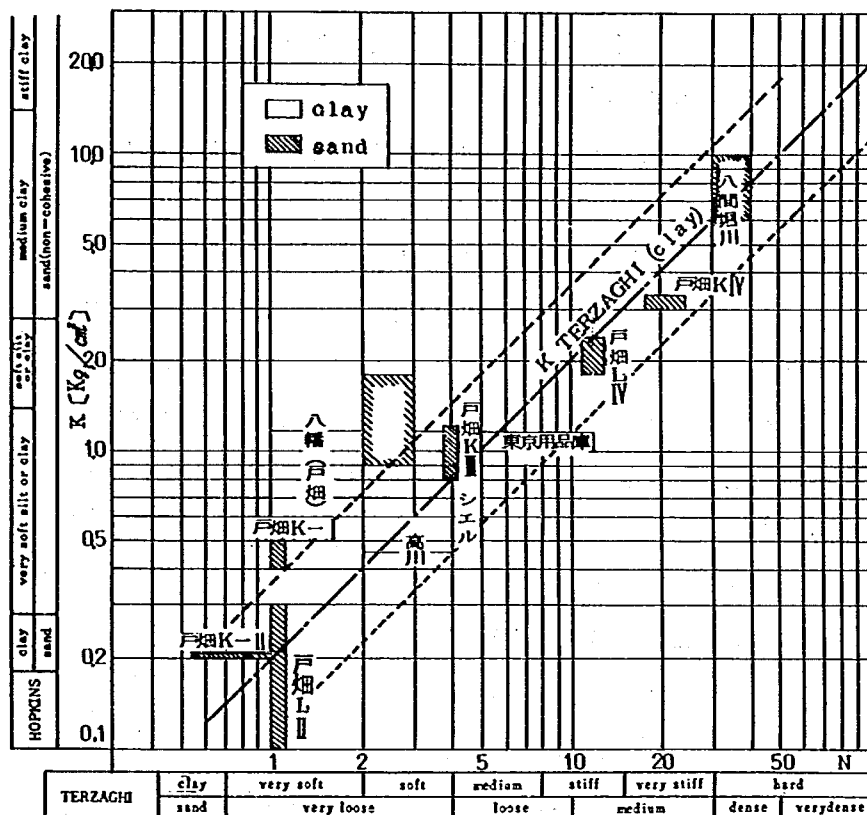
(2) 篠原・久保によるクイの横抵抗試験結果から逆算した K_h 値

運輸省港湾技術研究所の久保博士らの研究によれば、杭幅 B が約 15 cm 以上の場合には、 E_s は杭幅 B にほぼ正比例すると考えてもさしつかえないとされている。

最近わが国で行なわれたいくつかの杭の横抵抗試験結果から、 $E_s = K_h \cdot B$ の関係が成り立つものとして K_h を逆算し、これと表層 β^{-1} 程度の平均の N 値を対比させると、図-58 に示すような関係が得られる。

V-1-5 変形係数より求める方法

これについては次節の地盤反力係数より求める方法を参照されたい。



$\alpha_{max} = 1.000 \sim 1.500 \text{ kg/cm}^2$ に対応する K 値と地表から $\beta \text{ m}^{-1}$ 付近までの N 値

図-58 篠原・久保による N 値と K 値の関係¹²⁾

V-1-6 設計への適用

集水井の設計における E_s

値はいろいろな提案がなされているが、いまのところ定説がない。従って、設計では経験的な判断が要求されることになるが、集水井では、 E_s 値の推定がたとえ 2 倍違ったとしても、応力計算では、 E_s の 4 乗根の関数として影響するので、クイの応力度は 19% にしかならず、 E_s 値の推定はある程度、粗雑な推定をしてもさしつかえないと考えられる。

V-2 地盤反力係数の推定方法

集水井に鉛直荷重、水平荷重および曲げモーメントが作用した場合の地盤の抵抗要素として、集水井底面地盤の鉛直地盤反力度およびせん断抵抗力、集水井前面地盤の水平地盤反力度、集水井側面地盤の水平方向および鉛直方向の摩擦抵抗などが考えられる。これらの要素は集水井の寸法、地盤の性質、変位量などに支配されて複雑な性質を有する。したがって、これらの評価は地盤の変形が見かけ上、弾性的な挙動を示すものとして表わし、これを地盤反力係数としている。地盤反力係数は荷重～変位曲線の割線勾配で定義し、土の変形係数を載荷幅で除したもので表わしている。

$$K = \frac{p}{\delta} = E \cdot \frac{1}{B} \quad \dots\dots\dots (210)$$

ここで、 K ：地盤反力係数 (kg/cm^2)

p ：荷重強度 (kg/cm^2)

δ ：変位量 (cm)

E ：変位 δ に相当する変形係数 (kg/cm^2)

B ：載荷幅 (cm)

(210) 式で示されるように、地盤反力係数は変形係数から求めることができる。

V-2-1 地盤の変形係数の測定

地盤の変形係数を求める試験方法は図-59に示すように、鉛直、水平方向の平板載荷試験、ボーリング孔を利用した横方向載荷試験、あるいはボーリングやテストピットより乱さない試料を採取し、その一軸、三軸圧縮試験によって求める方法がある。この他にも標準貫入試験の N 値より推定する方法がある。

一般に地すべり地の集水井は深さが 10 m 以上になる場合が多く、わりあい軟弱な地盤であるため、平板載荷試験による方法は経済性や試験の困難などにより、効果的でないと思われる。反面現在の地すべり調査はコアボーリングや標準貫入試験による地質調査が主流を占めている

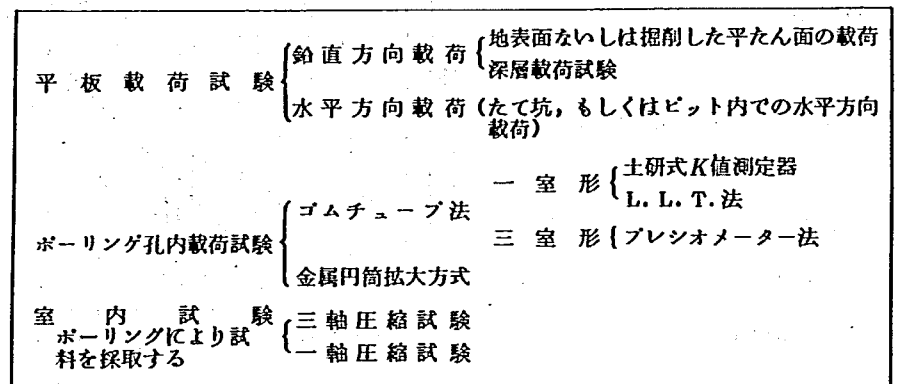


図-59 変形係数測定の方法⁶⁾

ことから、平板載荷試験による方法以外の試験方法によるほうが、調査として容易に取り入れられると思われる。以下に試験方法と変形係数の算出方法について記す。

V-2-2 平板載荷試験

(1) 適 用

1) この規定は、構造物基礎地盤の鉛直および水平方向の地盤反力係数および極限支持力度（または降伏支持力度）を求める試験に適用する。

2) 地盤反力係数とは、以下の試験においてある沈下量でそのときの荷重強さを割ったものをいう。

3) 地盤の極限支持力度とは、以下の試験における荷重沈下量曲線に近づくときの荷重強度をいう。荷重沈下量曲線が鉛直線に収束しないで、荷重がいくらでも増加する場合には、以下に示す方法によって降伏支持力度を求めるものとする。極限支持力度は、降伏支持力度の 1.5 倍とする。

4) 降伏支持力度とは両対数紙上に描いた荷重-変位量曲線の折点に対する荷重強さをいう。

(2) 試験用具

1) 載 荷 板

厚さ 22 mm 以上の鋼製円板で、直径がそれぞれ 30 cm 、 40 cm および 75 cm のもの。ただし、 30 cm のも

のを標準とする。

2) ジャッキ

容量 5 t ないし 40 t で、精度 $1/100$ 以上のダイヤルゲージ付きのプル・ピングリングまたは圧力計精度 5 % 以上のついたもの。

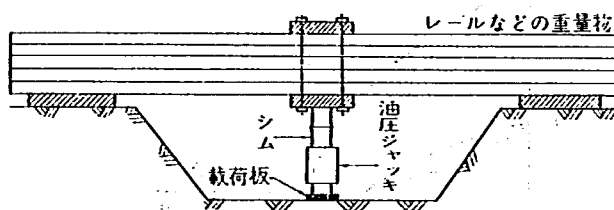
3) ダイヤルゲージ

働長 20 mm 以上で、精度 $1/100$ のもの 2 個。

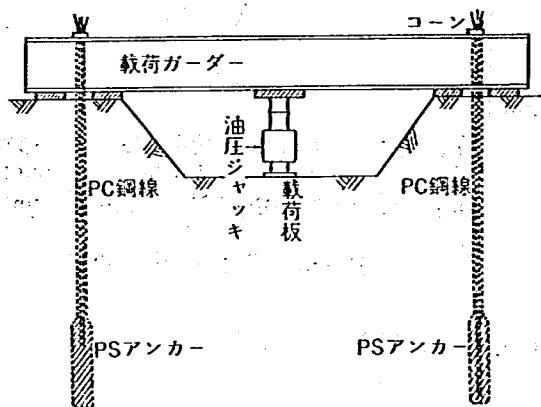
4) ダイヤルゲージ取付装置の支持脚

載荷板の沈下量を計る装置で、支持脚の位置を載荷板外側端および荷重の接地点から少なくとも載荷板径の 3 倍以上離して置くことができるもの。

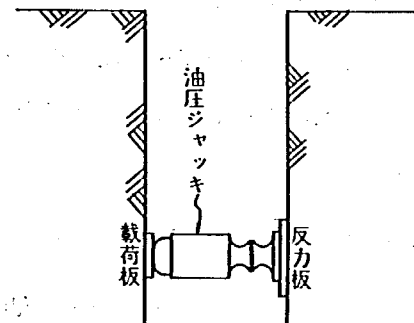
5) 載荷装置 (図-60 参照)



(a) 鉛直載荷 (重量物載荷による)



(b) 鉛直載荷 (アンカーによる)



(c) 水平載荷 (テストピット内)

図-60 平板載荷試験装置¹⁷⁾

鉛直試験の場合には、自動車荷重、レールなどの載荷重あるいは、スクリューやくいなどのアンカーで所要の反力が得られる装置とする。水平試験の場合には、テストピットを掘削し、他の壁面で反力をとる。荷重のアンカーの地点は、載荷板の外側端から少なくとも載荷板径の 3 倍以上離すものとする。

(3) 試験方法

1) つぎの順序で試験地盤の準備を行なう。

① 地盤は、一様な場所を選び、鉛直あるいは水平にならし、必要があれば薄く砂かセメントを敷く。

② この面に試験をしようとする直径の載荷板をすえる。大きい径の試験の場合、小さい径の載荷板を同心になるように重ねる。ついで荷重および変位量をはかる装置を正しい位置に組み立てる。

③ 載荷装置の接地点は、載荷板外側端から少なくとも載荷径の 3 倍以上離れているものとする。

④ 載荷板を地盤になじませるため、あらかじめ予想される降伏荷重の約 1/10 の荷重をかけてから荷重をとり去り、ダイヤルゲージの読みをとり、変位の原点とする。

2) 予想される降伏荷重の約 1/10 の荷重を加え、1 分間の変位量が、その荷重強さによるその段階における変位量の 1% 以下になれば変位の進行が終了したものとして荷重強さと変位量の読みをとる。この方法を段階的に続ける。繰り返し載荷は、少なくとも一度、予想される降伏荷重の 1/2 荷重付近で行なうものとする。繰り返しのさいの除荷および載荷の場合には、処女載荷の場合の 2 段階ずつの荷重を増減させてもよい。

3) 荷重—変位量曲線が鉛直線に近づくか、あるいは、荷重強さが地盤の降伏点を越えた場合には試験を打ち切ってよい。降伏点に達することなしに荷重が増加するときには、変位量が載荷板径の 10% に達すれば試験を止めてよい。

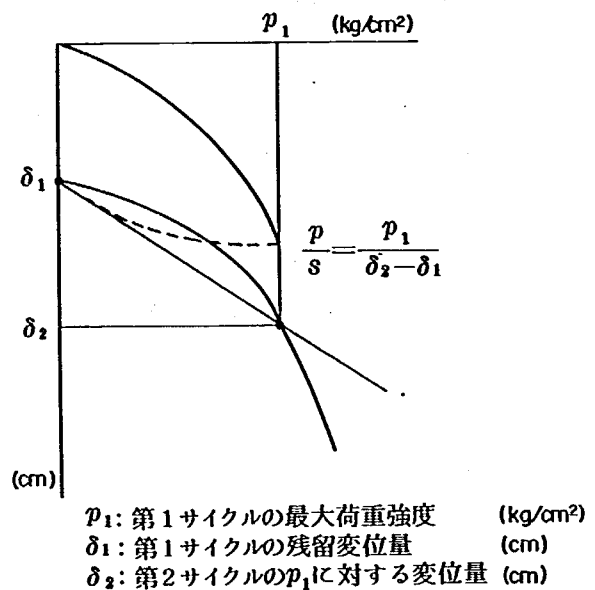
(4) 変形係数の算出

変形係数は試験結果より図—61に示すようになり返し荷重強度～沈下量曲線を描き、地盤を一様弾性体と仮定して、次式により地盤の見かけの弾性係数 E_0 を求める。

$$E_0 = B \cdot (1 - \mu^2) \cdot \frac{p}{s} \cdot I_p$$

..... (211)

ここに、
 B : 載荷板の幅 (cm)
 μ : ポアソン比 (通常 0.3)
 p : 荷重強さ (kg/cm²)
 s : 沈下量 (cm) (図—61参照)
 I_p : 載荷板の形状係数 (円形: 0.79, 正方形: 0.88)



図—61 荷重—沈下曲線

V—2—3 ボーリング孔内載荷試験

この試験は Kögler (1933) が考案した孔壁載荷装置が原型となっており、試験機の種類は表—19に示されるように測定管の構造や加圧方式の違いはあるが、基本的には同様なものといえる。尚、等変位方式は岩盤関係に用いられるが、現在のところ研究途上であり、実用例が少ない。

(1) 適 用

1) この試験はボーリング孔内においてゴムチューブなどで孔壁に等分布荷重を加え、それによって生ずる孔径の変化を測定し、ボーリング孔内地盤反力係数、変形係数および降伏圧、極限圧を求める試験に適用する。

2) ボーリング孔内地盤反力係数は載荷圧力を、それによって生ずる孔壁の半径方向変位で除したものをいう。

3) ボーリング孔内地盤変形係数は本試験で求めるボーリング孔内変形特性を、等分布内圧をうける半

表-19 ボーリング孔内横方向変位試験機¹⁵⁾

	測定管の構造	型式の名称	測定管		加圧方法	最大加圧力 (kg/cm^2)	変位量の測定方法	考案者(公表年次) 他
			直径 (mm)	全長 (測定部) (mm)				
等分布荷重方式	1室型	Kogler 原型	150~200	1250	圧縮空気	—	測定管流入気体量 (地上)	Kogler (1933) ドイツ
		土研式K値測定機	110	2000	"	約7	(") 水量	福岡正己 (1959) 日本
		Sounding Dilatometer	200~300	1000~1200	手動油圧ポンプ	40~70	測定管孔内電気計器 (孔内)	Kujundzic 他 (1964), ユーゴ
		CEBTP型孔内測定機	160	770~1600	"	150	"	Janod/Mermin (1964), フランス
		LLT	80	900 (600)	ボンベガス	約25	測定管流入水量 (地上)	陶山, 今井他 (1966), 日本
		Sounding Deformeter	140	1250	"	—	測定管内電気計器 (孔内)	Dvorak (1964) チェコスロバキア
		Tubedfor-meter	297	1300	油圧	45	"	高野他 (1966) 日本
		Dilatometer	74	755~869 (545)	油圧, 水圧	150	"	Rocha 他 (1966) ポルトガル
等変位方式	金属円筒の縦割り型	Pressiometer	44~75	500 (200)	ボンベガス	25 (100)	測定管流入水量 (地上)	Menard (1962) フランス
		CEBTP型孔内測定管	55	300	管内ゴム室へ圧油を加える	約100	管内電気計器 (孔内)	Dawance (1964), フランス
		KKT	50~250	250~600	管内多段式ピストンジャッキ	15 (100)	測定管流入オイルの 体積 (地上)	三木他 (1966) 日本

無限長の弾性円筒の変形とみなして弾性論より求める。

4) ボーリング孔内地盤降伏圧および極限圧を本試験における定荷重段階のクリープ変形が収れんする上限の圧力, およびクリープ変形が発散する下限の圧力を云う。

(2) 試験用具

1) ボーリング孔内測定管

直径が5~10 cm, 長さ50~200 cm程の側面がゴムチューブなどからなる円筒状測定管で, ボーリング孔内においてゴムチューブの内部に流体圧をうけて膨張し孔壁に等分布荷重を与える構造のものである。

2) 容積計および加圧装置

ボーリング孔内測定管に加える圧力と容積変化を測定する装置である。圧力源は一般に CO_2 , N_2 , 空気などの圧縮高圧ガスをもちいる。必要とする圧力の大きさは地盤の種類により異なるが最低 $5 kg/cm^2$ 以上である。圧力は一般にブルドン管式圧力計をもちいるが精度は2.5%以上のものを必要とし, 容積計は測定管初期体積の0.5%以下の容積変化まで読み取ることが可能なものを使用する。

(3) 試験方法

1) 使用するボーリング孔径は測定管の直径に近いものとする。ボーリング孔の掘削にあたっては孔壁の乱れや, 孔壁のおうとつ(凹凸)ができるだけ少ないよう注意する。また孔内にはスライムの沈積がないようベラーなどで清浄する。

2) 孔内の測定を開始するに先立ち, 測定管を容積計に接続し, 圧力および容積補正のための実験をおこなう。圧力の補正は測定管を大気中で自由膨張させ, ゴムチューブの膨張量とそれに要する圧力の関係を求める。容積補正は, 加圧時に測定管以外で生ずる容積変化を求めるため測定管を厚肉の鋼管内にそう入し加圧を行ない圧力容積変化の関係を求める。

3) ボーリング孔内の測定を加圧段階を $0.2 kg/cm^2$ ピッチ程度とし, おおのこの圧力段階において圧力を2分間一定に保つ。容積の測定は加圧の瞬間から15秒, 30秒, 1分, 2分に記録する。このようにして順次圧力を上昇させ, 2分間のクリープ変形量が著しく進む地盤の極限圧まで加圧する。

なお土丹、軟岩などでは圧力段階は予想される極限圧の1/20程度とする。

(4) 変形係数の算出

試験結果より図-62に示すような $p \sim V$ 曲線または $p \sim r$ 曲線を描き、その折点の圧力を求め、これを p_0 , p_y , p_u とし、(1)の3) で仮定した弾性論により次式で求める。

$$E_0 = (1 + \mu) \cdot r_M \cdot K_p$$

$$\text{または、} E_0 = (1 + \mu) \sqrt{\frac{V_M}{\pi \cdot L}} \cdot K_p \quad \dots\dots\dots (212)$$

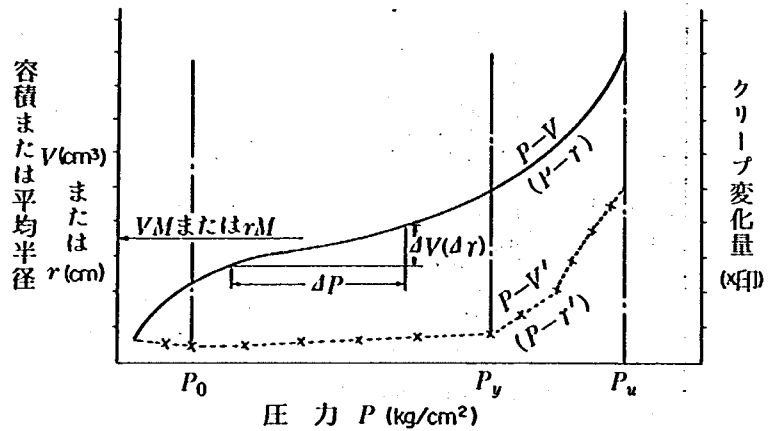


図-62 圧力-容積(半径), 圧力クリープ量曲線

ここで、 μ : ポアソン比 (通常 0.3)

r_M, V_M : $P \sim V$ 曲線, $P \sim r$ 曲線の $P_0 \sim P_y$ 間の中央点体積 (cm^3) および平均半径 (cm)

L : 測定管の測定ゴムチューブ長さ (cm)

K_p : ボーリング孔内地盤反力係数 (kg/cm^3) で、次式より求める。

$$K_p = \frac{\Delta p}{\Delta r} \quad \dots\dots\dots (213)$$

$\Delta p, \Delta r$: $P \sim V$ または $P \sim r$ 曲線の $P_0 \sim P_y$ 間の平均こう配から求まる圧力および平均半径の単位増加量

V-2-4 標準貫入試験

標準貫入試験は原位置における土の硬軟、締まりぐあいの相対値を知るための N 値を求めるものである。

(1) 試験用具

1) 試験孔掘削用具

所要の大きさの試験孔を掘削できるボーリング機械一式。

2) 標準貫入試験用サンプラー

シュー、二つ割りにできるスプリットバレルおよびコネクターヘッドからなる鋼製のサンプラー。

3) ロッド JIS M 1409

(試スイ用ロッド) に規定する呼び径 40.5 または 42 のもの。

また、ロッドカップリングは JIS M 1410 (試スイ用ロッドカップリング) に規定する呼び径 40.5 または 42 のもの。

4) ノッキングヘッド

ハンマー打撃を受ける鋼製もの。

5) ハンマー

鎖の部分を除いた重量が 63.5 kg の鋼製ハンマー。

6) 落下用具

ハンマーを持ち上げて、自由に落下させることのできるもの。

(2) 試験方法

1) ボーリング

- ① 標準貫入試験のためのボーリング孔は、直径 6.5～15 cm の範囲を原則とする。
- ② 所要の深さまでボーリング孔を掘削する。
- ③ ボーリング孔底のスライムをとり除く。
- ④ ②および③の作業においては、孔底以下の地盤を乱さないように注意しなければならない。

2) 貫入試験

- ① サンプラーをロッドに接続し、静かに孔底に降す。
- ② ロッド上部にノッキングヘッドおよびガイド用のロッドをつける。
- ③ ハンマーの打撃によって 15 cm の予備打ち、30 cm の本打ち、約 5 cm の後打ちを行なう。ただし、後打ちは場合によって省略してもよい。
- ④ 本打ちの場合、ハンマーの落下高は 75 cm とし、ハンマーは自由落下させる。
- ⑤ 本打ちにおいては、打撃 1 回ごとの累計貫入量を測定する。ただし 1 回の貫入量が 2 cm 未満の場合は、貫入量 10 cm ごとの打撃数を記録してもよい。

- ⑥ 本打ちの打撃数は、とくに必要のないかぎり 50 回を限度とし、そのときの累計貫入量を測定する。

3) 試料の観察および整理

- ① 地表にサンプラーをあげ、シューおよびコネクターヘッドをとりはずし、スプリットバレルを二つに割り、採取試料の観察を行なう。

- ② 代表的な試料を透明な容器に密封し、所要の記載を行なう。

(3) 変形係数の推定

建設省土木研究所が実施した
ボーリング孔内载荷試験と水平
方向の平板载荷試験から求めた
変形係数を対比した場合（図一
63参照），その平均的な関係は，

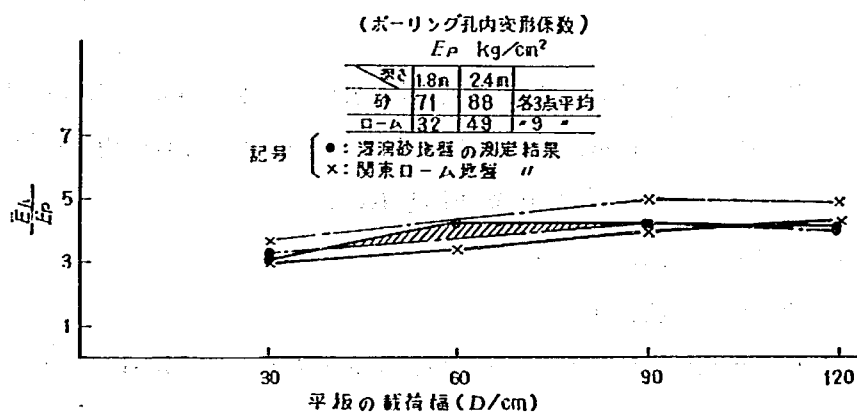
$$\frac{E_h}{E_p} \div 4 \quad \dots\dots\dots (214)$$

ここに、 E_h ：平板载荷試
験より求め

た変形係数 (kg/cm²)

E_p ：ボーリング孔内载荷試験より求めた変形係数 (kg/cm²)

また、標準貫入試験の N 値とボーリング孔内载荷試験結果（図一64参照）を対比すると、実用的に次式



図一63 ボーリング孔内変形係数 E_p と水平方向平板载荷による E_h との比較¹⁴⁾

で表わされる。

$$E_p \div 7 N \quad \dots\dots\dots (215)$$

従って、(214)、(215) 式の関係から、 N 値と E_h (E_0) の関係は、

$$E_0 = 28 N \quad \dots\dots\dots (216)$$

のように表わすことができる。

V-2-5 土質試験

土質試験によって土の変形係数を求めるには一軸圧縮試験と三軸圧縮試験がある。試験に使用される土は乱されない状態のものが必要であり、これが試験の精度に影響を与える。乱されない試料のサンプリング方法として、表-20、21にまとめて示した。

(1) 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験は力学試験の中で最も簡単であり、粘性土のみに適用される、

(1-1) 試験機

1) ヒズミ制御型

① 圧縮装置は供試体に対し高さの20%まで連続して圧縮ヒズミを与えうるもの。

② 検力計は供試体の大きさおよび予想される一軸圧縮強さに応じて $30 \text{ kg} \sim 100 \text{ kg}$ をはかりうるもので感量がその $1/200$ 以下のもの。

③ ダイアルゲージは供試体の高さの20%までの圧縮量を 0.1 mm 以上の精度ではかりうるもの。

2) 応力制御型

① 圧縮装置は供試体に順次一定荷重を加え、高さの20%まで供試体に圧縮ヒズミを与えうるもの。

② 1回に加える荷重は供試体の予想される一軸圧縮強さの約 $1/15$ に相当する大きさに調節できるもの。

③ ダイアルゲージは1)の③と同じもの。

(1-2) 供試体の作製

1) 供試体の形状、寸法

供試体の形状は円柱形とし、その直径は $3 \sim 7 \text{ cm}$ 、高さは直径の $2 \sim 2.5$ 倍とする。

2) 供試体の作製

供試体の作製はできるだけ土の含水量を変化させないために湿度の高い室内で行ない、試料はゴム手袋をはめて取扱った方がよい。

① サンプラーまたはモールドから試料を取り出し、乱された部分を除き、供試体の直径および、高さより約20%大きく切り取る。切り取りはワイヤーソーまたは直ナイフを使用して静かに行なう。

② 試料をドリマーの上に立て、ワイヤーソー（試料がかたくてワイヤーソーが使用できない場合は直

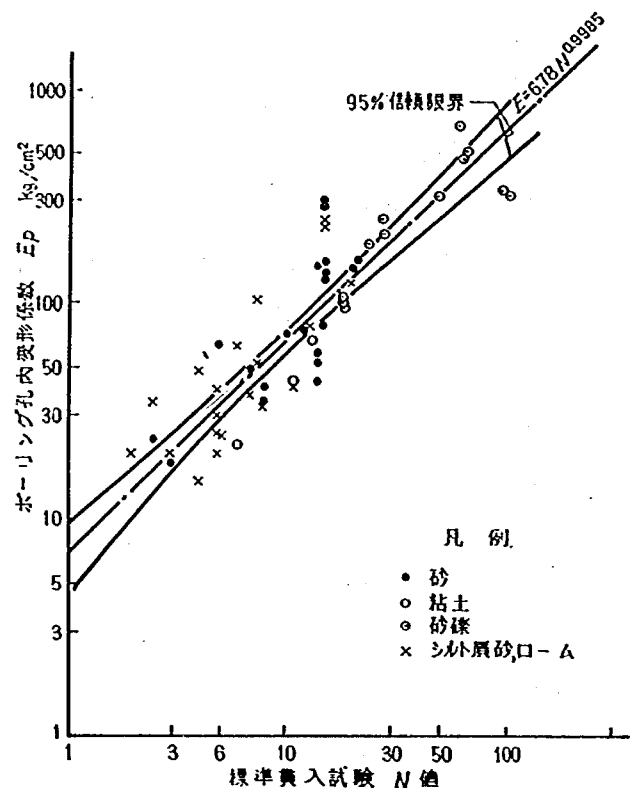


図-64 標準貫入試験 N 値とボーリング孔内変形係数の相対図¹⁴⁾

表-20 粘性土を主な対象とするサンプラーとその適用¹⁹⁾

サンプラーの種類		特 徴		主な対象土質	普及が国における度	サ ン プ ル の 質							
		状ピストン態の	記 事			層地序層区構分成	テ重粒度分布・シン・コンシス比	自然含水比	密 度	せん断特性	変形特性		
コアボーリング			軟質土では空掘りなどによりコアを採取する。この際周辺部は焼けつき含水比が変化しやすい。硬質土では“乱さない”試料の採取も可能である。	ほぼすべての地層に適用	未固結土(空掘り) 固 結 土 柱状コア	△ ◎	○ ◎	○ ◎	△ ○	 ○	 ○	 ○	 ○
オープンドライブサンプラー	標準貫入試験	なし	打撃によりサンプリングを行う。土の緊密度の判定と共に乱した試料の採取に広く用いられている。	ほぼすべての土に適用		◎	◎	◎	◎				
シンワールチューブ使用	シンワールチューブ	なし	操作は簡単だが、試料の圧縮、脱落を生じやすい。	主としてN値3～4以下の柔らかい粘性土 (一部の砂層においても利用可能な場合がある)			◎	◎	◎	△	△	△	
	固定ピストン式シンワールサンプラー	固定	最も普及度の高い、信頼性のあるサンプラーで乱さない試料の採取に用いる学会基準(案)に採用されている。		◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	
	追切りサンプラー	固定	機構・性能は上記に同じ、サンプラー引揚げ時、試料下端に生じる真空除去をはかる。		△	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	
	水圧式サンプラー	固定	ピストンロッドはサンプラーヘッドに固定される。わが国では使用例が少ない。			◎	◎	◎	◎	◎	○	○	
	フリーピストン式サンプラー	自由	ピストンがサンプリングチューブにつれて移動することがある。操作は簡単だが、やや乱れやすく、高度の試験には不適。			◎	◎	◎	◎	○	△	△	
二重管式	コンボジットサンプラー	固定	断面積比が大きく、押込みに大きな力を要する。柔らかい粘土を対象としたサンプリングとしては普及度が低い。	やや硬質の粘性土 N値20～30以下			◎	◎	◎	◎	◎	○	○
	デニソン型サンプラー(シンワールチューブ使用)	なし	一種のオープンドライブサンプラーでN値4～20程度のやや硬質の粘性土のサンプリングによく利用されている。		◎	◎	◎	○	○	○	○		
フォイルサンプラー		固定	連続したサンプルが採取できるので、サンドシームの有無など細かな地層の確認に適す。断面積比が大きく、途中で固い砂層などを挟む場合、押込み困難である。	柔らかい粘性土		○	◎	◎	○	○	○	○	
ブロックサンプル			地表、たて坑などから、切出し土塊として試料を採取する。含水比の変化、試料の膨潤には注意を要する。	ほとんどすべての土に適用		○	○	◎	○	○	○	○	

表-21 各種サンドサンプラーの概要と適用土質¹⁰⁾

サンプラー名称	構造	サンプル径 cm	サンプル長 cm	断面積比 %	刃先 角度	ボーリング径 mm	サンプリング方法	装置規模 及び装作の 難易性	適用土質
ツイストサンプラー	二重管	5.0 7.0	70	96 40		86	静的貫入	小・易	N=15~ 20以下
サンプルリテイナー 内蔵型固定ピストン式 三重管サンプラー	三重管	7.5	70	79		135	静的貫入	小・やや易	N=5~ 10以下
打込み法による固定 ピストン式シンウォール サンプラー	単管	7.5	30	5	6	86	動的貫入	小・易	N=15以下
トリプルチューブ サンプラー	三重管	8.2	95	13	15	116	ロータリー ドリリング 併用圧入	小・やや易	N=50以上 まで可
ロータリータイプ サンドサンプラー	三重管	5.1	60	(20~30)		86	ロータリー ドリリング 併用圧入	小・やや易	N=15以下
改良ビショップ式 サンプラー	二重管	5.3	50	62		86	静的貫入	小・易	N=20以下
大口径サンドサンプラ ー	単管	20.0	100	(15~20)		355	静的貫入	大・やや難	N=10以下
凍結法によるサンドサ ンプリング	—	—	—	—	—	—	凍結法	大・やや難	細粒分含有 率約10%以下
ロータリーフォイルサ ンプラー	二重管	9.3	1000	(20~30)		210	ロータリー ドリリング 併用圧入	大・やや難	N=50以上の 砂・砂礫 まで可

ナイフ)で周面を削り取り、所要の直径を有する円柱にする。

③ 試料成形の際、削り取った土の中から供試体を代表する3箇所(供試体の両端部と中央部)から試料を取り、JIS A 1203(土の含水量試験方法)に規定する方法でその含水量を決定する。

④ 削り終った円柱形試料をマイターボックスに入れて横たえ、ワイヤーソーまたは直ナイフで両端をマイターボックスの端面に沿って切り取る。この際、両端面は側面に直角で、かつ、平行できることが必要である。

⑤ 練返した試料の試験に用いるため、切り取った試料は含水量が変わらないように湿気箱内に保存する。

⑥ 成形し終わった供試体の重量をはかる。

(1-3) 試験方法

1) ヒズミ制御法

① 供試体を試験機の圧縮板の中央に置く。

② 定規で供試体の高さをはかった後、供試体の3箇所(両端部および中央部)についてノギスで直径をはかるか、あるいは巻尺で周長をはかって直径を求める*。

注* ノギスで直径をはかる場合には直交する2方向についてはかって直径の平均値を求め、巻尺を用いて周長 L_p をはかる場合には次の式を用いて直径 D を求める。

$$D = \frac{L_p}{\pi}$$

③ 供試体の圧縮量測定用ダイヤルゲージを取り付け、最初の読みを取る。

- ④ 検力計の最初の読みを取る。
- ⑤ 毎分1%の圧縮とヒズミが生ずる割合を標準として、供試体を圧縮する。
- ⑥ 圧縮を始めると同時に時間をはかり始め、その後、約20秒ごとに時間、検力計および圧縮量測定用ダイヤルゲージを同時に読み取る。

- ⑦ 検力計の読みが最大となるか供試体のヒズミが15%を越してから引続き1分間圧縮する。
- ⑧ 試験の終わった供試体の破壊状況を記録し、供試体のクラックが軸方向となす角を分度器ではかる。

2) 応力制御法

- ① 1)の①、②および③の操作を行なう。
- ② 予想される一軸圧縮強さの約1/15に相当する荷重を30秒ごとに供試体に加える。
- ③ 荷重を加えて15秒経過したときに、圧縮量測定用ダイヤルゲージを読み取る。
- ④ 試験は供試体が破壊するまで行なう。ただし圧縮ヒズミが15%を越したときは、その後、さらに1回だけ荷重を加える。

- ⑤ 1)の⑧と同様の操作を行なう。

(1-4) 変形係数の算出

変形係数は試験結果から図-65に示すような圧縮応力～軸ヒズミの関係図を描き、最大圧縮強度 C 一軸圧縮強度) 1/2をこれに対応する軸ヒズミで除したもので表わす。

$$E_0 = \frac{q_u}{2} \cdot \frac{1}{\epsilon} \quad \dots\dots\dots (217)$$

ここで、 q : q_u の $\frac{1}{2}$ に相当する軸ヒズミ

(%)

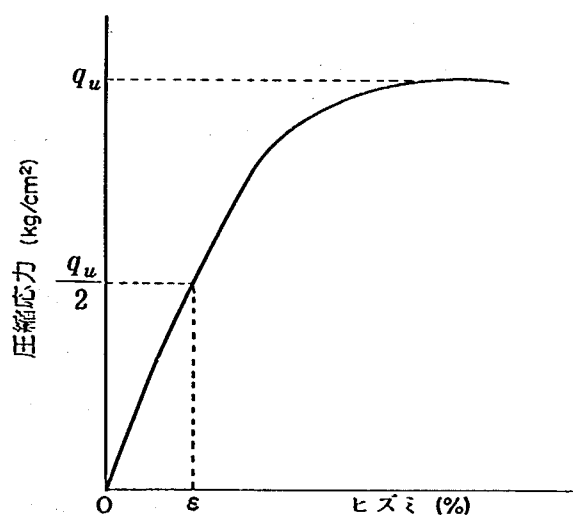


図-65 粘土の応力～ヒズミ曲線

q_u : 圧縮強度 σ (kg/cm^2) の最大値で、 σ は次式による。

$$\sigma = \frac{P}{\left(\frac{A_0}{1 - \frac{\epsilon}{100}} \right)} \quad \dots\dots\dots (218)$$

ここで、 P : 圧縮ヒズミが ϵ になったときに供試体に加えられる荷重 (kg)

ϵ : 供試体の圧縮ヒズミ (%) で次式による。

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L_0} \times 100$$

ΔL : 圧縮量 (cm)

L_0 : 圧縮するまえの供試体の高さ (cm)

A_0 : 供試体の平均断面積 (cm^2) で次式による。

$$A_0 = \frac{\pi}{4} D^2$$

D : 供試体の平均直径 (cm) で次式による。

$$D = \frac{D_1 + 2D_2 + D_3}{4}$$

D_1 : 供試体上部の直径 (cm)

D_2 : 供試体中央部の直径 (cm)

D_3 : 供試体下部の直径 (cm)

(1-5) 試験上の問題点

一軸圧縮試験において、サンプラーの押込みによる試料の乱れの影響はブロックサンプルによる試験結果と比較すると、図-66のように変形係数と破壊ヒズミに最も著しく現れ、強度も低下する。また、キレツ粘土や硬い粘土では側方拘束圧が解放されたことにより、実際の強度よりも小さくなる傾向を示す。試料採取から試験までの時間によっても強度や変形係数が著しく低下することがある。このように一軸圧縮試験から得られる

変形係数はいろいろな影響をうけているので、設計に用いる場合は他の試験結果と十分検討し、決定する必要がある。

(2) 三軸圧縮試験

土の強度はセン断中に発生する間ゲキ水圧に大きく影響されることが知られている。三軸圧縮試験は供試体内の応力状態が明白であること、排水条件の制御を完全に近く行なうことができ、間ゲキ水圧の測定が可能であるなどの利点があり、広い分野に活用されている。

(2-1) 適用

三軸圧縮試験は円柱形の土の供試体に既知の液圧を加えておき、これに軸方向の圧力を加えて圧縮し、軸方向ひずみ、間ゲキ水圧、体積変化および圧縮強さを求める試験である。三軸圧縮試験はその排水条件によって次の3通りの方法に分類され、求められた強度
常数 ϕ と C には用いた試験法を表わす添字をつけてこれを区別する。

排圧密非排水試験 UU試験

圧密非排水試験 CU試験

排水試験 D試験

(2-2) 試験機

試験機は三軸室、液圧の载荷装置、間ゲキ水圧測定装置、軸方向荷重载荷装置、計測器より成り立っている。図-67は一般的な三軸圧縮試験装置である。

(2-3) 供試体の作成

1) 供試体は、直径3cm~7cmの円柱形として、高さは直径の2~2.5倍とする。乱さない試料の供試体の作製は含水比を変化させないよう湿度の高い室内で、ゴム手袋を用いて行なう方がよい。

2) 採取した試料から乱された部分をとりのぞき、直径、高さとも所要の寸法より20%くらい大きく切

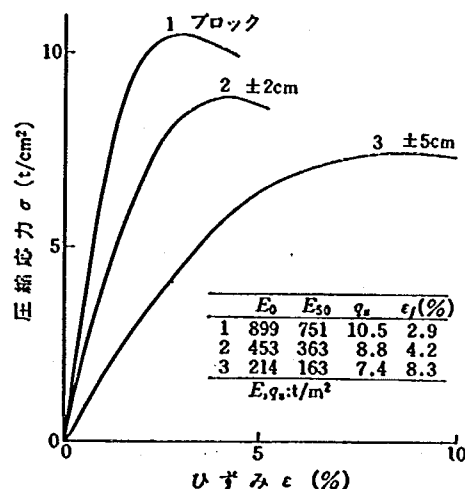


図-66 試料の乱れと一軸圧縮強さ¹⁸⁾

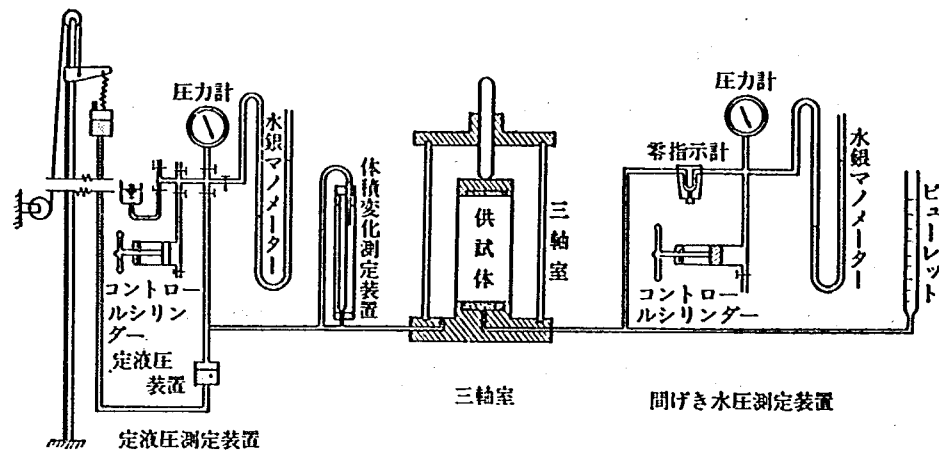


図-67 三軸圧縮試験装置¹³⁾

り取る。

トリマーおよびワイヤーソー（試料が固いときは直ナイフ）を用いて所要直径の円筒形に仕上げ、マイターボックスを用いて所要高さになるよう両端をワイヤーソーまたは直ナイフで切り取る。両端面は側面と直角でかつ互いに平行であることが必要である。試料を成形するときに削り取った試料を用いてJIS A 1203の方法に終って供試体の試験前含水比を求める。

(2-4) 試験方法

1) 供試体を設置し、ゴムスリーブを緊結したなら、続いて圧力円筒の組立て、および諸配管の接続を行なう。

諸配管の接続のうち予め接続し得るものは供試体の設置に先立ってこれを行なってよい。このとき間げき水圧測定系路、体積変化測定ピューレット、圧力円筒内に気ほうを残留させてはならない。

供試体の設置は必要ならば、水中で行なう。

三軸室内の液圧を所定の大きさに調節する。圧縮試験に先立って必要ならば圧密を行なう。

2) 圧密が完了してから、または非圧密試験では液圧を所定の大きさにしてから少なくとも30分程度以上放置した後に軸方向荷重の载荷によって圧縮を開始する。

圧縮に先立って、圧縮ひずみ測定ダイヤルゲージ、間げき水圧計体積変化測定装置、その他の計測器の初期値を読みとっておかねばならない。

排水試験をひずみ制御で行なうときは、供試体内に間げき水圧が生じないよう充分ゆっくりした载荷速度で試験を行なわなければならない。

非排水試験をひずみ制御で行なうときは、毎分供試体高さの1%程度の圧縮ひずみを生ぜしめる载荷速度を標準とする。

応力制御で試験を行なうときは予想される供試体強さの1/10ごとの段階で荷重を増大し、各段階の荷重を加える前に一連の読みとり、破壊に至るまでこれを続ける。

供試体高さの1/500~1/200の圧縮ひずみ毎に、圧縮ひずみ、上下圧、間げき水圧、体積変化（飽和試料の非排水試験では不要）を測定して上下圧が最大値を示して平衡するか、下降し始めてさらに圧縮ひずみが供試体高さの1%増加するまで試験を継続する。最大値が生じないで、圧縮ひずみが供試体高さの15%を過ぎてもなお増加するときは16%で試験を打切る。

試験中は液圧を一定に保たねばならない。

試験は液圧の大きさを変えて少くとも3回以上行なう。

試験が終わった供試体の破壊状況をスケッチし、重量、含水比の測定を行なう。

(2-5) 変形係数の算出

変形係数は試験結果から図-68に示されるように、主応力差～ヒズミ曲線を描き、最大主応力差の1/2とそれに対応するヒズミの勾配で表わされる。

$$E_0 = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}}{2} \cdot \frac{1}{\epsilon} \quad \dots\dots\dots (219)$$

ここで、 ϵ : $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}/2$ に対するヒズミ (%)

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$: 最大主応力差 (kg/cm^2)

で主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ は次式による。

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{P}{A_0} \left(1 - \frac{\epsilon}{100}\right) \quad \dots\dots\dots (110)$$

ここで、 σ_1 : 軸方向応力 (kg/cm^2)

σ_3 : 液圧 (kg/cm^2)

P : 軸方向力 (kg)

A_0 : 試験前の断面積 (cm^2) で、次式で求める。

$$A_0 = \frac{V_0}{H_0} = \frac{V_i - \Delta V_0}{H_i - \Delta H_0}$$

V_0 : 試験前の体積 (cm^3)

H_0 : 試験前の高さ (cm)

H_i : 初期高さ (cm)

V_i : 初期体積 (cm^3) で次式による。

$$V_i = H_i \cdot A_i$$

A_i : 初期断面積 (cm^2) で、一軸圧縮試験における供試体断面積の求め方と同様である。

$\Delta V, \Delta H$: 圧密あるいは液圧 σ_3 によって生じた軸方向荷重載荷前の体積変化と高さの変化。

ϵ : 圧縮ヒズミ (%) で、次式による。

$$\epsilon = \frac{\Delta H}{H_0}$$

ΔH : 軸方向の圧縮変位量 (cm)

※ 間げき水圧を測定し、有効主応力差で表示する場合は、

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u$$

ここで、 σ'_3 : 有効液圧 (側圧) (kg/cm^2)

u : 間げき水圧 (kg/cm^2)

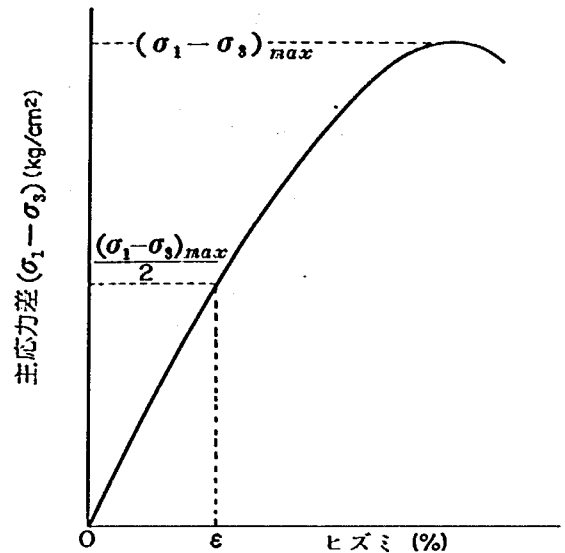


図-68 主応力差～ヒズミ曲線

$$\sigma'_1 = (\sigma_1 - \sigma_3) + \sigma'_3$$

ここで、 σ'_1 ：有効軸応力 (kg/cm^2)

V-2-6 水平方向、鉛直方向の地盤反力係数

鉄筋コンクリート製集水井の応力計算に適用される地盤反力係数は道路橋下部構造のケーソン基礎の設計で用いられている方法が準用され、次式によって示される。

(1) 水平方向の地盤反力係数

$$K_H = K_{H0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} = 12.8 K_{H0} B_H^{-3/4} \quad \dots\dots\dots (221)$$

ここに、 K_H ：水平方向の地盤反力係数 (kg/cm^2)

K_{H0} ：直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の直に相当する水平方向の地盤反力係数 (kg/cm^2) で、側面の分担分20%を含めて次式で表わされる。

$$K_{H0} = \frac{1.2}{30} \alpha E_0 = 0.040 \alpha E_0 \quad \dots\dots\dots (222)$$

B_H ：基礎の換算載荷幅 (cm) で、 $B_H = \sqrt{A_H}$ より求める。

E_0 ：表-22に示す

表 - 22

方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kg/cm^2)

次の試験方法による変形係数 E_0 (kg/cm^2)	α	
	常 時	地震時
直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から式(210)により求めた変形係数の1/2	1	2
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のN値より $E_0 = 28 N$ で推定した変形係数	1	2

α ：常時、地震時

に用いる係数で表-22に示す。

A_H ：集水井前面の面積 (cm^2)

(2) 鉛直方向の地盤反力係数

$$K_V = K_{V0} \left(\frac{B_V}{30} \right)^{-3/4} = 12.8 K_{V0} B_V^{-3/4} \quad \dots\dots\dots (223)$$

ここに、 K_V ：鉛直方向の地盤反力係数 (kg/cm^2)

K_{V0} ：直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向の地盤反力係数 (kg/cm^2) で、次式により求める。

$$K_{V0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 = 0.033 \alpha E_0 \quad \dots\dots\dots (224)$$

B_V ：基礎の換算載荷幅 (cm) で、 $B_V = \sqrt{A_V}$ より求める。底面形状が円形の場合には直径とする。

E_0 ：表-22に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数

(kg/cm^2)

α : 常時, 地震時に用いる係数で, 表-22による。

A_v : 集水井の底面積 (cm^2)

参 考 文 献

- 1) 高速道路調査会： 深礎ぐいの設計に関する研究報告書，昭和53年2月
- 2) 山本 稔： 東戸野地すべり防止用集水井の挙動，川崎製鉄株式会社
- 3) 川崎製鉄株式会社建材技術室： ライナープレート立坑標準設計資料，昭和48年7月
- 4) 川崎製鉄株式会社建材技術室： ライナープレート集水井設計資料，昭和49年1月
- 5) 北日本ブロック工業： 組立式集水井設計計算書，昭和50年12月
- 6) 浅間達雄他： くいおよびケーソン基礎の設計計算例，山海堂，昭和51年7月
- 7) 上野行孝他： 鉄筋コンクリートの新しい計算図表〔RG〕，近代図書，昭和43年11月
- 8) 日本道路協会： 道路橋下部構造設計指針 ― ケーソン基礎の設計編，昭和45年3月
- 9) 布施 弘，八木良征： 放射状集水井の開発の歴史と施工例について，地すべり，Vol. 11，
No. 2，1974，pp 15 - 20
- 10) 日本河川協会： 建設省河川砂防技術基準（案）設計編
- 11) 横山幸満： 鋼杭の設計と施工，山海堂，昭和38年3月
- 12) 鋼管杭協会： 鋼管ぐい ― その設計と施工 ―，昭和52年9月
- 13) 建設省： 土木試験基準（案），1970年12月
- 14) 吉中竜之進： 横方向地盤反力係数，土木技術資料，Vol 10，No. 1，1968年1月，pp 32 - 37
- 15) 土質工学会： 土質調査法，土質工学会編
- 16) 八幡製鉄株式会社： 鋼杭による地すべり抑止工，1967年4月
- 17) 吉田 巖他： 杭基礎の設計実技とその解説，建設図書
- 18) 土質工学会： 土質試験結果の解釈と適用例，土質基礎工学ライブラリー4
- 19) 土質工学会サンプリング研究委員会： サンプラーの種類と適用，土と基礎，Vol. 27，No. 5
1979年5月，pp 45 - 51

地すべり地における
集水井の構造設計

ISSN0386-587号
土木研究所資料第1981号
昭和55年9月(1981)

中村浩・白石吉信

キーワード 集水井の構造設計

要旨

郵便はがき

300-□□

四十円切手
をはって下
さい

茨城県筑波郡

豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

地すべり研究室 御 中

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1618号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印