

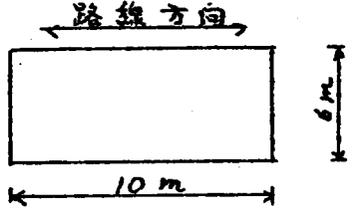
560

コンクリートの変形限度
に関する研究

吉 本 彰

正 誤 表

頁 数	誤	正
P2 下から5行	供試体寸法は 10×10×20 cm. コンクリートを2層につめ	供試体寸法は 10×10×20 cm. 測定の際は 底面 10×10 cm, 高さ 20 cm の角塊として取り扱ったが, 成形の際は 巾 10 cm, 長さ 20 cm, 高さ 10 cm (内側寸法) の鉄製型枠に コンクリートを2層につめ
P18 下から9行	繰返し	繰返し
P22 文献	<i>grobzuschläge</i>	<i>Grobzuschläge</i>
P34 12行目	打ちさった	打ちさった
P72 下から1行	舗装版の変形限度	舗装版の変形量
P74 下から4行	$l = \sqrt{\quad}$	$l = \sqrt{\frac{4}{12(1-\mu^2)} \frac{E l^3}{k}}$
P78 1行目	車輪荷重は	車輪荷重 P は
P80 3行目	$l = \sqrt{\quad}$	$l = \sqrt{\frac{4}{12(1-\mu^2)} \frac{E l^3}{k}}$
P82 図-23	$k = 5 \text{ kg/cm}^2$	$k = 5 \text{ kg/cm}^3$
P84 図-25	$E = 250,000 \text{ kg/cm}^2$	$E = 250,000 \text{ kg/cm}^3$
P87 17-18行目	合った力である. このように摩擦係数は	版に生ずる摩擦応力を求めるに当っては, 摩擦係数の値が版の移動量と共に変化するものとみなして処理すると便利である. 上述の測定結果から, 摩擦係数は
P91 14行目	x は版の中心からの距離. 従って	x は版の中心からの距離, α, θ は, それぞれ, コンクリートの膨脹係数および版の温度変化を表わす. 従って

頁 数	誤	正
P103 1行目	ように思われる. また 永田年氏は	ように思われる (例えば 図-230 参照). また 永田年氏は
P103 6行目	このまじ	このまじ
P103 下から3行 ~ 次頁1行目		(i) $x=0$ において セン断力=0 すなわち $\frac{d^2v}{dx^2}=0$ (ii) $x=0$ において 版の傾斜=0 すなわち $\frac{dv}{dx}=0$ (iii) $x=a$ において セン断力=0 すなわち $\frac{d^2v}{dx^2}=0$ (iv) $x=a$ において モーメント=0 すなわち $\frac{d^2v}{dx^2} = \frac{d\theta}{dx} = 0$ (文献 21) 参照)
P125 図-235 (a) 図	版の縁 版の中心	版の縁 (又は縦目地) 版の中方向の中心
P125 図-235 (b) 図	版の端 版の中心	版の端 (又は横目地) 版の長さ方向の中心
P126 6行目	版の中心に	版の中方向の中心に
P126 図-236		
P136 下から8行	版の裏面が乾燥し, 裏面が	版の表面が乾燥し, 裏面が
P154 図-2.41	$\frac{\text{横亀裂}}{\text{版の中}} \times 100$	$\frac{\text{横亀裂長の総和}}{\text{版の中}} \times 100$
P185 下から8~9行	実験的に明かにした.	変形限度の実験から推定した.

目 次

オ1編 コンクリートの変形限度に関する基礎実験

オ1章 圧縮力をうけるコンクリートの変形限度に関する実験

1. 1	まえがき	1
1. 2	実験の概要	2
1. 3	応カーヒズミ関係	3
1. 4	繰返し載荷曲線	6
1. 5	オ1折点のヒズミにおよぼす載荷速度の影響	14
1. 6	オ1折点判定の際の基準応力のとり方	19
1. 7	結 論	22

引用文献

オ2章 曲げモーメントをうけるコンクリートの変形限度に関する実験

1. 8	まえがき	23
1. 9	実験の概要	23
1.10	応カーヒズミ関係	25
1.11	クリープ曲線	29
1.12	繰返し載荷曲線	32
1.13	オ1折点の應變	36
1.14	オ1折点のヒズミにおよぼす載荷速度の影響	37
1.15	変形限度と疲労限度との関係	41
1.16	結 論	42

引用文献

第 2 章 牙 1 折点に関する実験的研究

1.17	まえがき	4 3
1.18	使用した供試体の種類	4 4
1.19	粗骨材と牙 1 折点との関係	4 7
1.20	細骨材と牙 1 折点との関係	5 0
1.21	ニートセメントの応カーヒズミ関係	5 5
1.22	セメントペーストの構造	5 9
1.23	ニートセメント供試体の応カーヒズミ関係に ついての考察	6 4
1.24	セメントペースト内の結晶のヒビフレ	6 5
1.25	結 論	7 1

オ2編 舗装用コンクリートの变形限度に関する考察

オ1章 コンクリート舗装版の变形量

2. 1	まえがき	7 2
2. 2	舗装版に生ずる応力の種類	7 3
2. 3	隅角部の荷重応力算定式	7 4
2. 4	版の内部における荷重応力算定式	7 5
2. 5	版の縁部における荷重応力算定式	7 7
2. 6	荷重応力の算定式	7 9
2. 7	荷重応力の計算値	8 0
2. 8	摩擦応力の算定式	8 6
2. 9	摩擦応力の計算値	9 3
2. 10	摩擦応力と龜裂との関係	10 1
2. 11	反り応力の算定式	10 2
2. 12	反りおよび反り応力の計算値	10 6
2. 13	版厚と反り応力との関係	11 5
2. 14	夜向の反り応力	12 0
2. 15	版の合成応力	12 3
2. 16	舗装版の变形量	12 7
	引用文献	12 9

オ2章 舗装用コンクリートの变形限度

2. 17	まえがき	13 3
2. 18	舗装用コンクリートの变形限度	13 3
2. 19	アスファルト乳剤を混入したコンクリートの 变形限度	13 7
2. 20	ビニール樹脂乳液を混入したコンクリートの 变形限度	14 1
2. 21	結 論	14 1
	引用文献	14 1

第3章 コンクリート舗装の目地向隔に関する研究

2.22	まえがき	153
2.23	従来の目地向隔の標準	155
2.24	目地向隔決定の基準	158
2.25	Xの値	159
2.26	X'の値	161
2.27	目地向隔に影響する要素	162
2.28	調査区間の選定	163
2.29	龜裂向隔の求め方	164
2.30	1級口道2号(明石一姫路)の龜裂調査	166
2.31	1級口道2号(広島一大竹)の龜裂調査	170
2.32	1級口道4号(岩沼一増田)の龜裂調査	171
2.33	1級口道4号(古川一吉岡)の龜裂調査	172
2.34	山形市上町の龜裂調査	175
2.35	1級口道13号(天童町内)の龜裂調査	176
2.36	仙台市(一本杉一深沼)の龜裂調査	177
2.37	龜裂調査の結果	178
2.38	目地向隔の公式	180
	引用文献	181
	総括および結論	184

第 1 編

コンクリートの変形限度に関する基礎実験

第 1 章 圧縮力をうけるコンクリート の変形限度に関する実験

1.1 ま ち が き

コンクリートが持続荷重あるいは繰返し荷重をうけると、コンクリート中に生じた応力が静的破壊強度よりかなり小さくても、破壊することがある。しかし、実験によると、荷重がある限度以下であれば、實際上、何らの不都合を生じない。従って、コンクリートが荷重をうけてもさしつかえのない限度、いへかえると、コンクリートが使用に耐えうる応力の限度あるいは変形の限度というものが存在する筈である。

従来、これらの限度については明確な智識がなく、コンクリート構造物の設計に当っては、静的破壊強度を基準とし、適当な安全率を選定して許容応力を決めていた。しかし、コンクリート構造物の亀裂発生の問題などを追究する際には、強度を基準にしたのでは不十分で、引張応力に耐えうる限度あるいは引張ヒズミに耐えうる限度^{*}を押えることが必要である。

* このいう引張ヒズミに耐えうる限度と、いわゆる伸び能力 (extensibility) とは区別しておかなければならない。コンクリートの引張破壊時における伸び能力は $6 \sim 15 \times 10^{-5}$ 程度とされているが、これは引張亀裂の開孔時 (たとえば 0.04 mm 位) におけるヒズミである。筆者の問題にしているのは亀裂発生前であって、伸び能力とは本質的に異なる。

(2)

筆者は、コンクリート舗装の龜裂の解明を最終目的としてこの限度を押えてみたいと考え、オ1編にかけるような研究を実施した。龜裂を解明する際に向題になるのは引張りである。しかし、一般のコンクリート構造物の設計では、コンクリートの圧縮強度が基準になるものであるし、圧縮力をうける場合の方が実験も容易であるので、まず、最初に、圧縮力をうけるコンクリートについて実験を進めた。オ1章はその詳細をのべたものである。

1.2 実験の概要

供試体 なるべく広範囲の品質のものについて実験を行う目的で、コンクリートの配合、養生法その他をいろいろに変化させた。使用したコンクリートの配合は表1-1のとおりである。セメントはすべて普通ポルトランドセメントであるが、供試体の製作時期が異なるため、品質は同じでない。粗骨材は七北田川産の砂を用いた。供試体I~Vに用いた砂は品質良好であるが、ⅥおよびⅦに用いたものは凝灰岩風の粒を多量に含んでいた。

I~Vに用いた砂 Ⅵ、Ⅶに用いた砂

比 重	2.54	2.30
粗粒率	3.10	3.10

粗骨材は七北田川産の砂利で、いずれも品質良好である。

比 重	2.53
吸水率	2.5%
最大寸法(円孔フルイ)	3.0 mm

供試体の寸法は10×10×20cm。コンクリートを2層につめ、各層について、底面8×8cm、重さ8kgの突き棒を10cmの高さから20回ずつ落下させて突き固めた。成形した供試体は翌日脱型し、Ⅵは材令3日まで、その他は材令28日まで水中養生(20℃)をなし、その後室内に放置した。

表 1.1 供試体の配合

番号	セメントの種類	配合 (重量比)				セメント量 kg/cm ³	スランプ cm
		水	セメント	砂	砂利		
I	A	0.44	1	2	3	365	0.5
II	"	0.47	1	2.4	3.6	317	0
III	"	0.59	1	3.2	5.4	222	"
IV	B	0.50	1	2.4	3.6	317	6
V	"	0.50	1	2.4	3.6	317	"
VI	C	0.45	1	2	3	342	10
VII	"	0.62	1	3	5	240	2.5

ヒズミの測定 載荷にはラムスラー型100t耐圧試験機を70t目盛にして用い、ヒズミはマンデレスの鏡装置を用いて測定した。測点距離は100mmである。

荷重の付加は不正確になりがちなので、最初1t(応力10kg/cm²)まで荷重をかけ、この場合のヒズミをとみなし、その後1tずつ荷重を増してヒズミを測定した。この基準のとり方については、2.1.1節で検討を加える。所定の荷重に達すれば、30秒間一定の荷重に保ったのち、ヒズミを読みとって次へ進むのを原則とした。載荷速度の影響をみるため、この時間を変えたものもあるが、特に断わらないものはすべて30秒である。

1.3 応力-ヒズミ関係

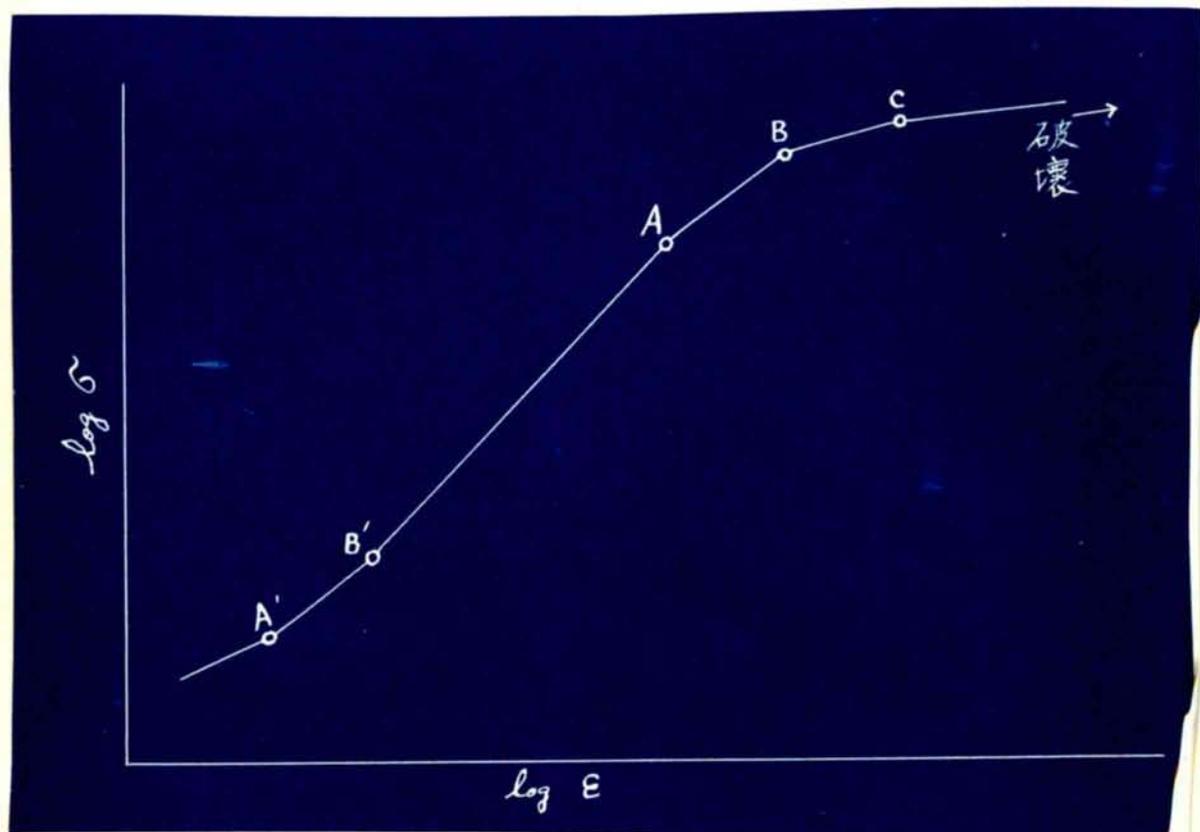
応力10kg/cm²のヒズミをのこみなして、破壊点近くまでの応力とヒズミを対数目盛で図示すると、いずれも図-1.1のような折線となる。すなわち、応力 σ とヒズミ ϵ との間には、破壊点近くまで、

$$\epsilon \propto \sigma^n$$

なる関係が成立するが、数個の点をすぎるとに指数 n の値が変化している。図-1.2はIの供試体についての実測例で、高応力の部

(4)

分だけを示してある。この図を見ると、応力325、390および460 kg/cm²で折点があらわれている。460 kg/cm²をすぎてからはヒズミの増加がいちじるしく、478 kg/cm²まで載荷した際、爆発的に破壊した。



図一、一 応力-ヒズミ関係図

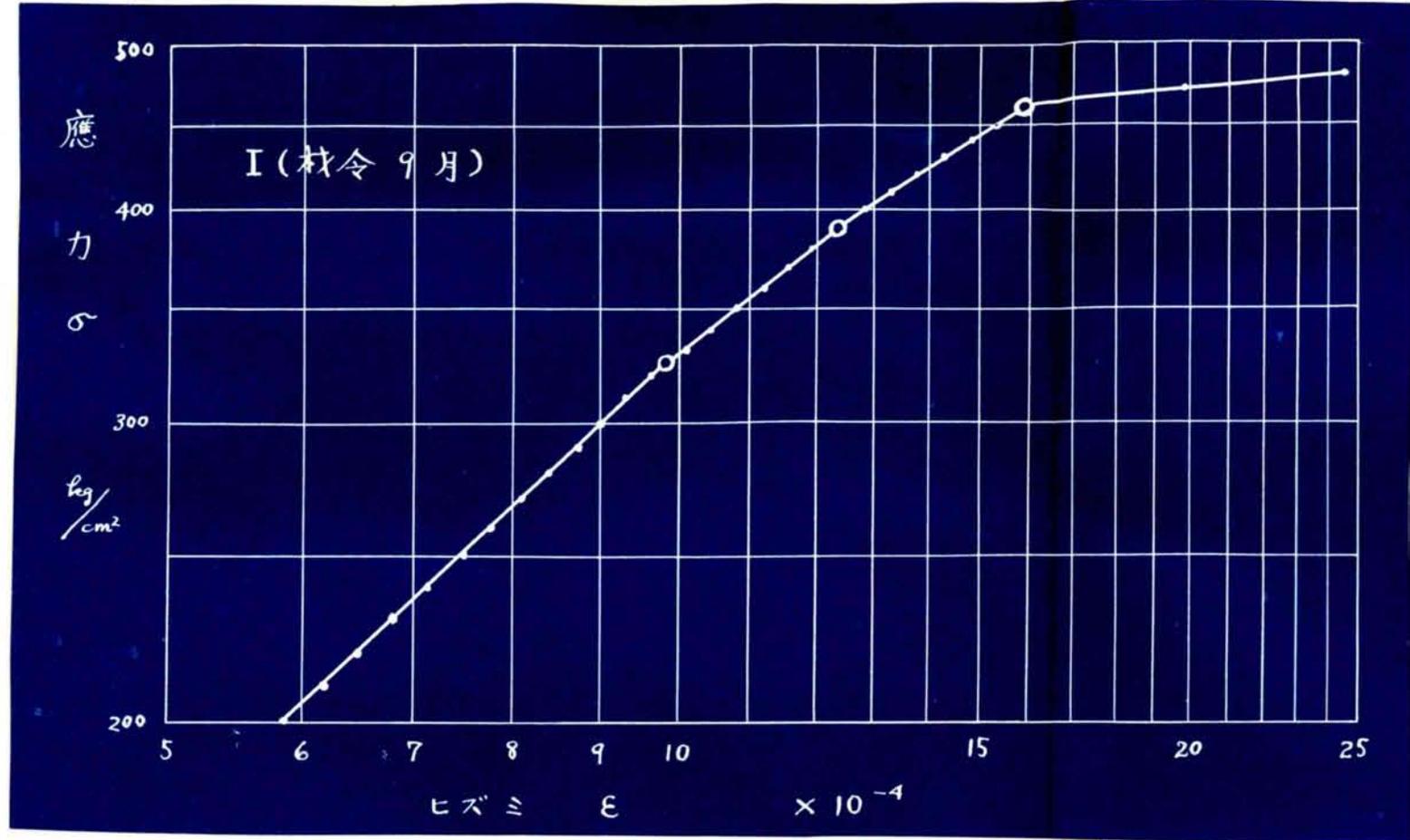


図-1.2 応力-ヒズミ関係の実測例

さて、図-1.1において、折点A、BおよびCをすぎるとは指数の値が大きくなる。すなわち、ヒズミの増加割合が急に承えるわけで、これらの折点とコンクリートの破壊との間には何らかの関係があるように思われる。折点A'、B'では、これらの点をすぎるとはれの値が小さくなるし、また、1.6節でのべるように、A'とB'は応力の kg/cm^2 のヒズミを0としなかったために生じたもので、コンクリートの破壊には無関係と考えられる。そこで、A、BおよびCを、それぞれ、オ1、オ2およびオ3折点と名づけ、これらの折点とコンクリートの破壊との関係を調べてみることにする。

(6)

1.4 繰返し載荷曲線

コンクリートに破壊現象の始まる点を押える方法として、繰返し載荷を行い、応力-ヒズミ曲線の形について考察することとした。この場合の応力-ヒズミ曲線を、一般の応力-ヒズミ曲線と区別するため、繰返し載荷曲線と名づけておく。

応力がある限度以下の場合、同一荷重を何回か繰返して載荷していると、コンクリートの全ヒズミおよび残留ヒズミは、前回のヒズミと、ほぼ一致するようになる。図-1.3はIの供試体についての測定結果で、ヒズミの増加がほとんど認められなくなった場合の繰返し載荷曲線を示したものである。この場合の曲線の形は次のようになっている。応力が 50 kg/cm^2 の場合には、図-1.4④のように直線となる。応力を 100 kg/cm^2 まで増加すると、図-1.4⑤のような折線となる。さらに応力を増して、応力が 150 kg/cm^2 以上になると、繰返し載荷曲線は折線から図-1.4⑥のような反S曲線になる。この④、⑤、⑥の曲線を同一の尺度で画くと、図-1.4④のようになる。すなわち、⑤および⑥の前半の傾斜は④の傾斜に比べてゆるやかであるが、後半の傾斜は④の傾斜と等しくなる。図-1.3には、④の場合のEの値と⑤および⑥の場合の後半部分について求めたEの値を示してあるが、ほぼ等しくなっている。

この事実が、すでに明かにされているところで、繰返し載荷曲線が折線または反S曲線となる理由は次のように説明されている¹⁾。コンクリートは骨材のまわりをセメントペーストが取囲んだものとみなすことができるが、コンクリートに載荷してこの荷重を取り去った場合、セメントペーストの残留ヒズミは粗骨材のそれよりも大きいから、セメントペースト中に引張応力が生じてコンクリートの組織がゆるむ。このようなコンクリートに再び載荷すると、繰返し載荷曲線は組織のゆるんだ部分の圧密と健全な部分の変形が重なったものになる。すなわち、図-1.5に示すように、前半ではゆるんだ部分が締まるために、ヒズミが比較的大きくなるが、後半ではゆるんだ部分が完全に締まって、健全な部分のヒズミだけがあ

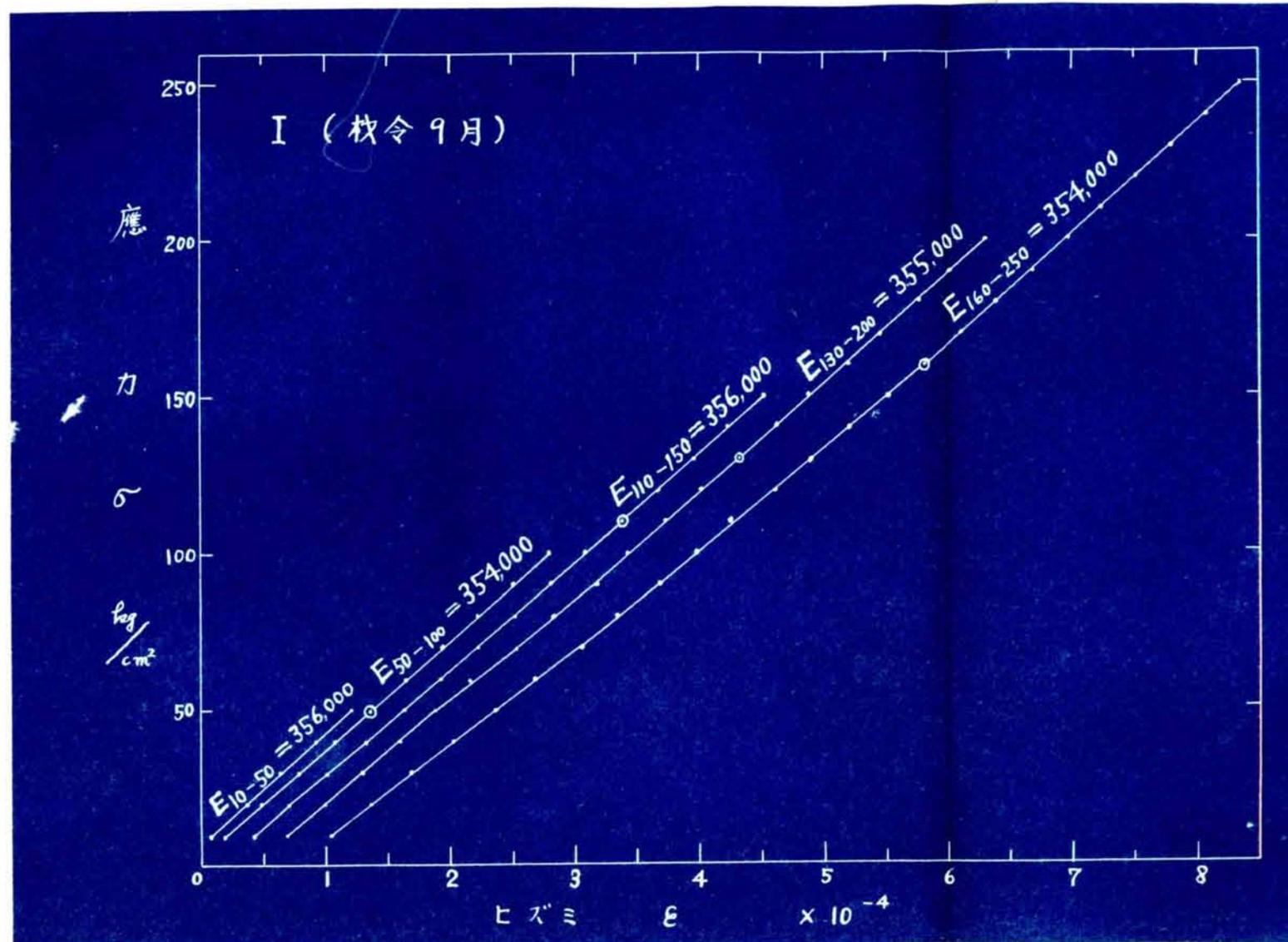


図 - 1.3 繰返し載荷曲線

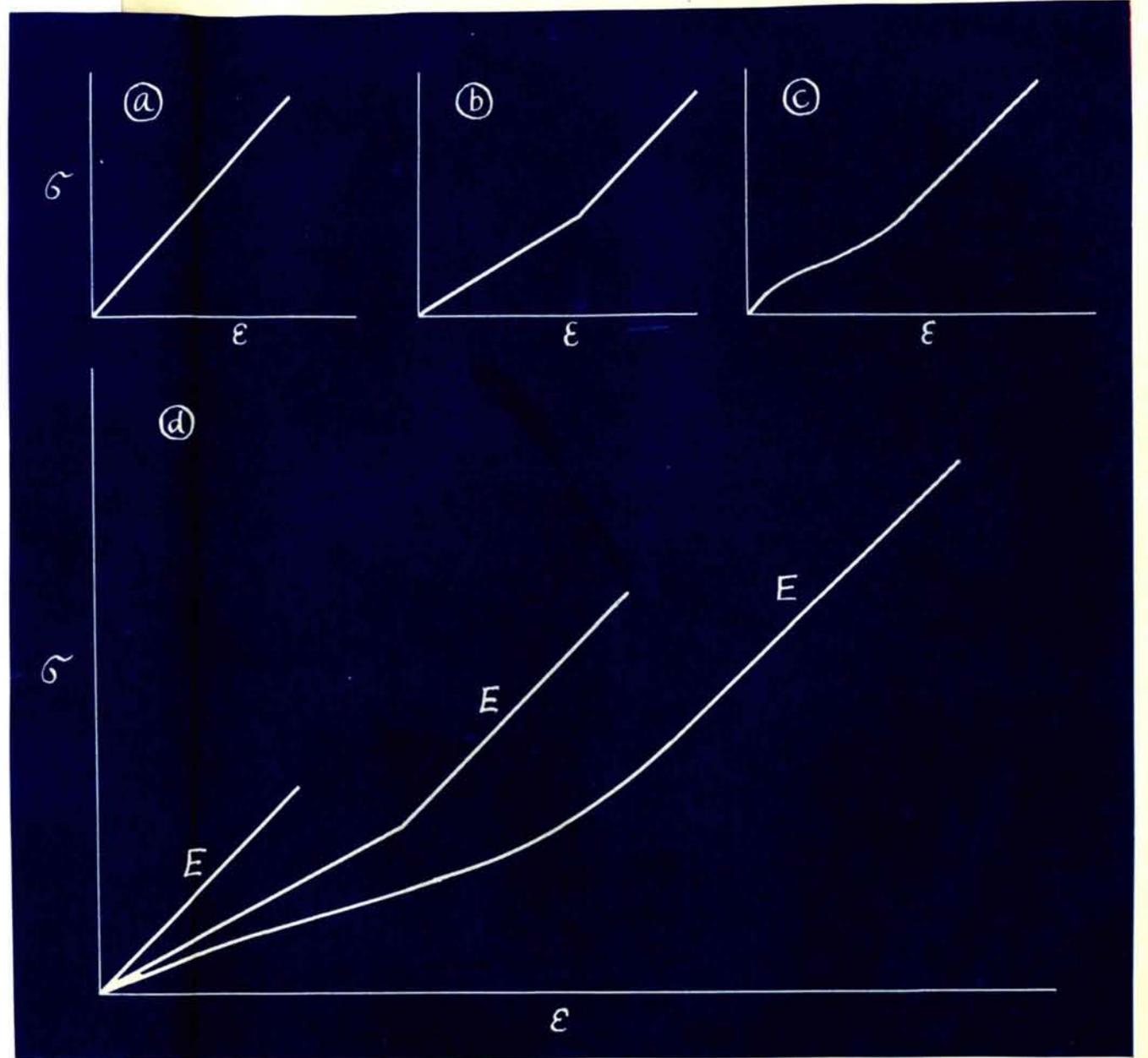


図-1.4 繰返し曲線の形

らわれる。

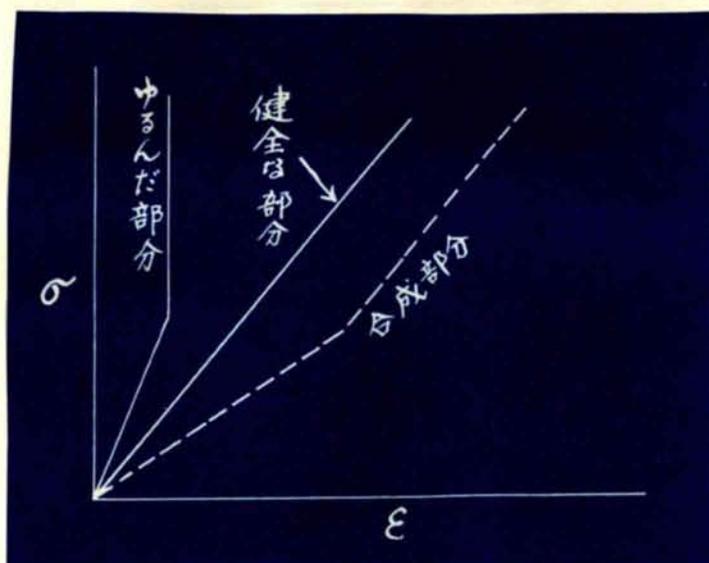


図-1.5 繰返し載荷曲線に折点のあらわれる理由

このように繰返し載荷曲線に屈折点のあらわれるのはコンクリートの内部組織にゆるみが生じたためと考えられるが、このゆるみは繰返し載荷のために生じた現象であって、コンクリートの破壊への前兆を示すものではない。もし破壊への前兆であれば、後半部の傾斜、すなわち ϵ が小さくなる筈である。図-1.3では ϵ の変化は認められないから、コンクリートはまだ健全なものと考えられる。

荷重を30t(応力 300 kg/cm^2)まで増加すると、繰返し載荷曲線は、図-1.6のようになる。繰返し回数を増すごとに全ヒズミおよび残留ヒズミはいちじるしく増大してとどまることなく、オ7回の載荷の途中でヒズミがいちじるしく増大して破壊した。図-1.6にはオ1回からオ6回までの載荷曲線を示してあるが、後半部は完全な直線とならず、30t近くではヒズミの増し方が大きくなっている。また、これらの載荷曲線の直線部分について E の値を調べると

$$\text{オ1回} \quad E_{160-250} = 254000 \text{ kg/cm}^2$$

(10)

丁 2 回 $E_{170-250} = 343000 \text{ kg/cm}^2$

才 3 回 $E_{190-270} = 344000 \text{ kg/cm}^2$

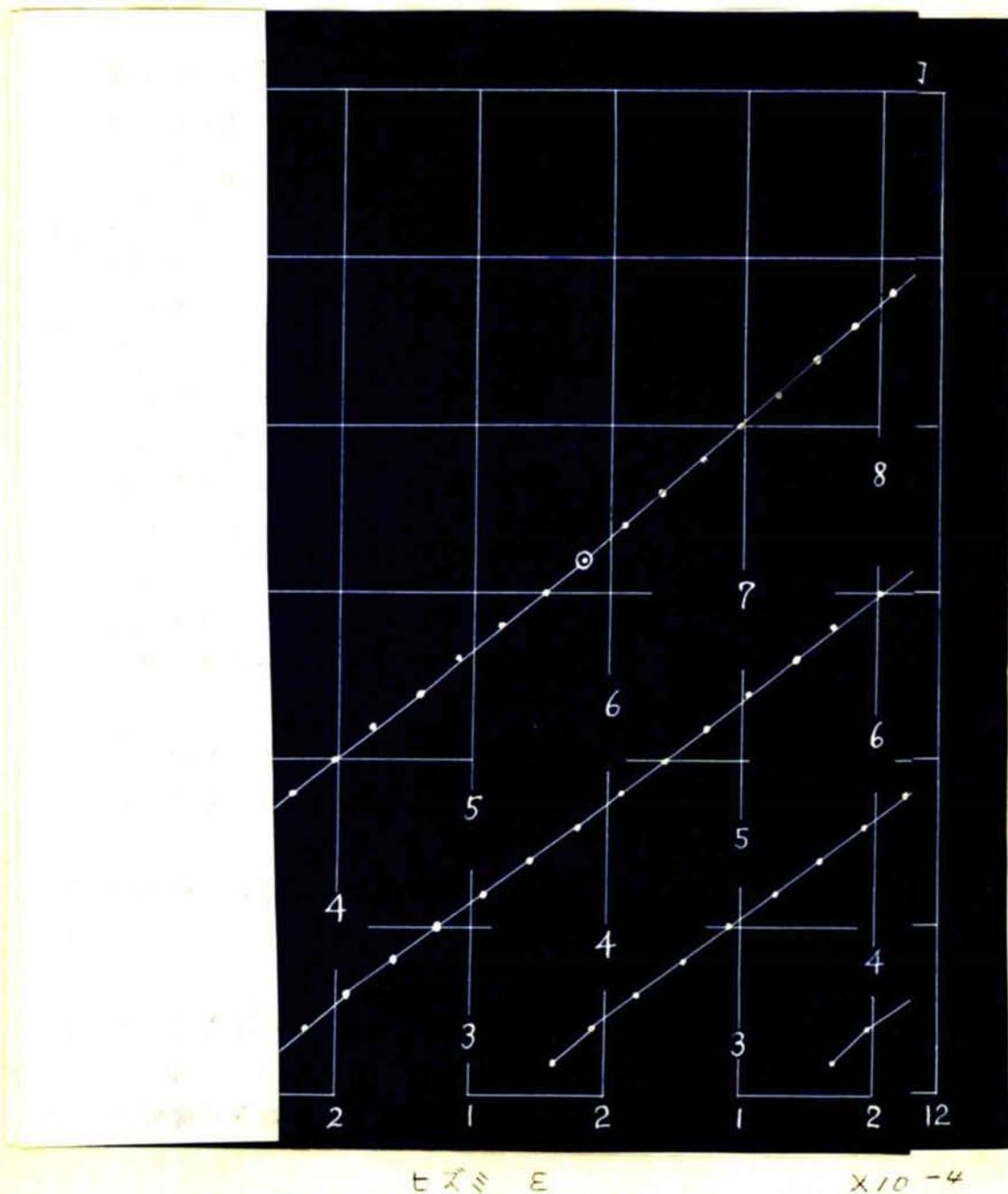


図 - 1.6 繰返し載荷曲線

(10)

第2回 $E = 270 - 255 = 15 \text{ kg/cm}^2$

第3回 $E = 270 - 270 = 0 \text{ kg/cm}^2$

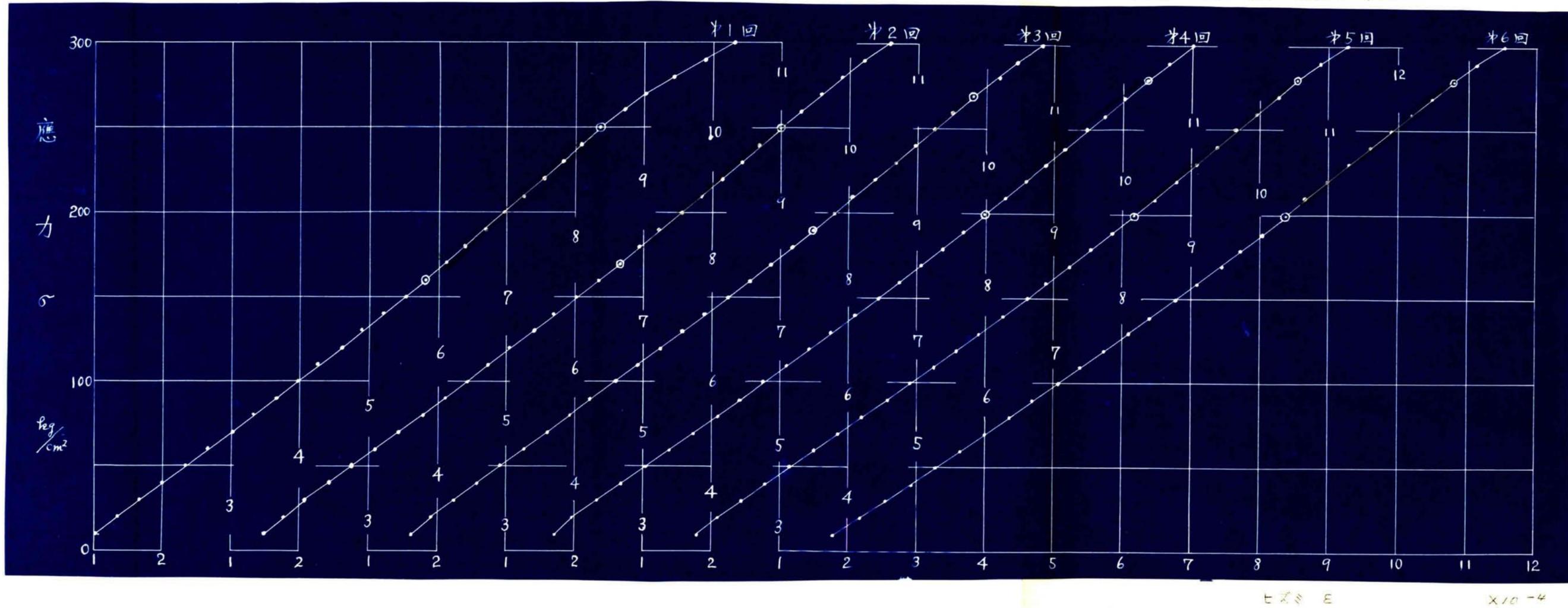


図-1.3 繰返し載荷曲線

$$\text{オ4回 } E_{200-280} = 339000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{オ5回 } E_{200-280} = 334000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{オ6回 } E_{200-280} = 329000 \text{ kg/cm}^2$$

となっている、応力 250 kg/cm^2 以下の場合はくらべると、 E の値は小さくなっているし、また繰返し回数が増すにつれて減少する傾向がある。これはコンクリートが破壊へのオ1歩をふみ出したことを示すものと考えることができると。

以上を要約すると、応力 250 kg/cm^2 まではコンクリートは健全であったが、応力 300 kg/cm^2 まで増すとコンクリートが破壊へのオ1歩をふみ出したということになる。この限界点と図-1.2の折点との関係を調べてみよう。図-1.2のオ1折点のヒズミは 9.9×10^{-4} である、図-1.3に示した繰返し載荷曲線についてみると、 250 kg/cm^2 のヒズミは 8.35×10^{-4} であってオ1折点のヒズミより小さいが、 300 kg/cm^2 まで応力を増すと、オ1回の載荷でヒズミは 10.31×10^{-4} まで増し、オ1折点のヒズミより大きくなっている。これからみると、コンクリートの全ヒズミがオ1折点のヒズミをこえない間は安全であるが、これをこすと破壊へのオ1歩が始まるということができそうである。

この傾向は他の供試体についても認められる。図-1.7および1.8は供試体Ⅱについて、材令3月および28日で測定した繰返し載荷曲線を示したものである。

図-1.7は材令3月におけるもので、同時に製作した他の供試体について調べた結果では、

$$\text{オ1折点のヒズミ } 8.2 \times 10^{-4}$$

であった。上限応力 210 kg/cm^2 以下の場合には、何回か載荷を繰返すうちに、繰返し載荷曲線は一定の形に収まる。図-1.7にはこの場合の曲線を示してある。図-1.3と同じ要領で直線部分の傾斜を調べてみると、 210 kg/cm^2 までは、ほぼ、同じになっている。 210 kg/cm^2 における全ヒズミは 8.11×10^{-4} でオ1折点のヒズミよりわずかに小さい。応力を 250 kg/cm^2 まで増すと、オ1折点のヒ

(13)

実験結果で繰返し載荷曲線は一定の形に収まらなくなる。図-1.7
にはオ1 2 回目の載荷曲線を示してあるが、その傾斜も 210 kg/cm^2
以下の場合はくらべて、あるやかである。従つて、この場合にも、
コンクリートのヒズミがオ1 折点のヒズミをこえたために破壊への
オ1 歩が始まつたといえようである。

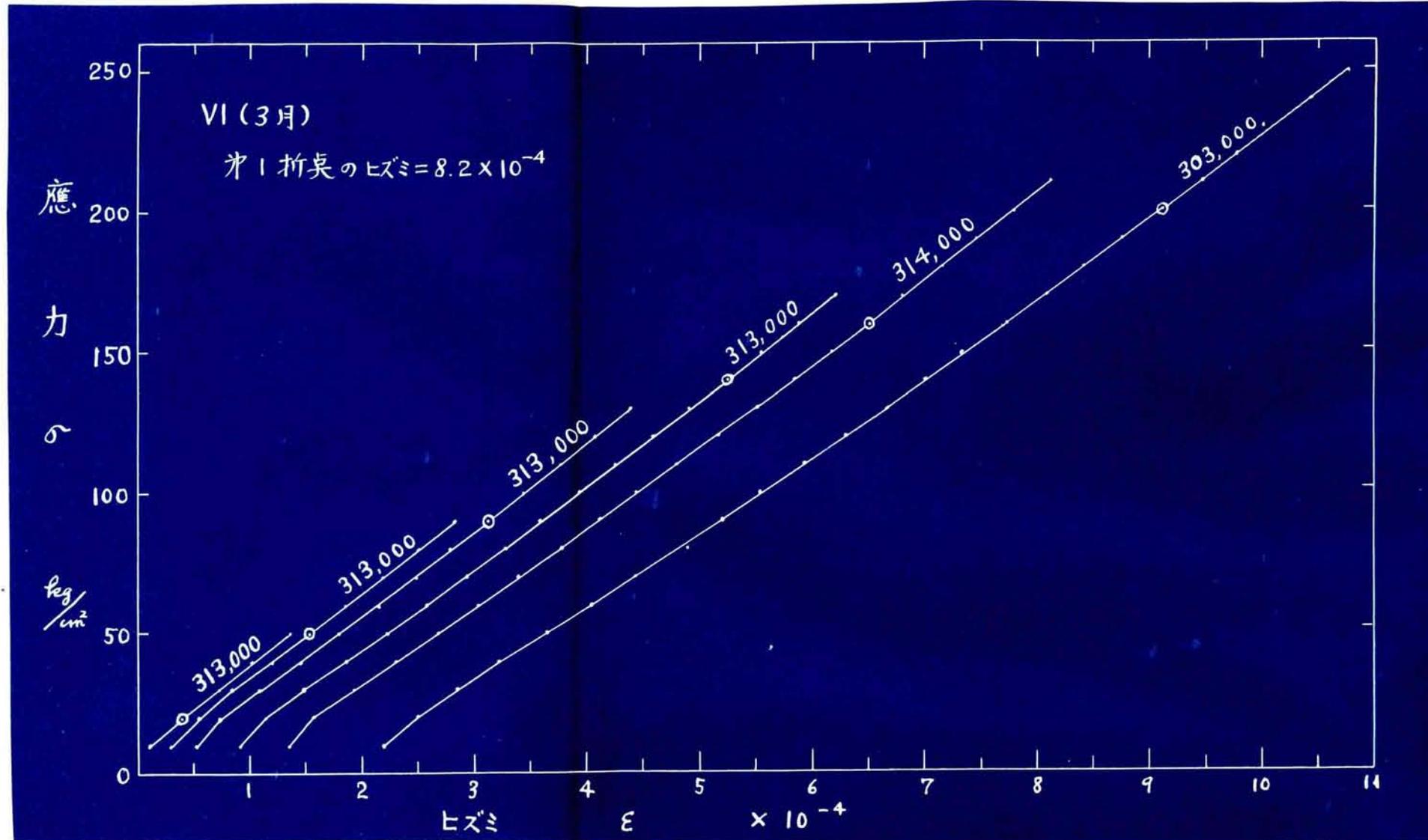


図-1.7 繰返し載荷曲線

図-1.8は材令28日の結果で、水中から取り出した湿潤状態のものについて測定した。測定時の室内の相対湿度は92%を示し、はばはだしく高かったため、測定終了まで供試体表面は乾燥しなかった。また、同種の供試体にオケツチェン型ヒズミ計をとりつけておいたが、測定終了まで、乾燥による収縮は認められなかった。従って、本測定では、乾燥による収縮を、一応除き得たものと考えられる。繰返し載荷の上限応力は30、50、70…… kg/cm^2 というように、20 kg/cm^2 ずつ増していったが、図-1.8には、繁雑化を避けるため、40 kg/cm^2 おきの結果を示してあいた。これらの曲線の傾斜をくらべると、上限応力170 kg/cm^2 のものは、それ

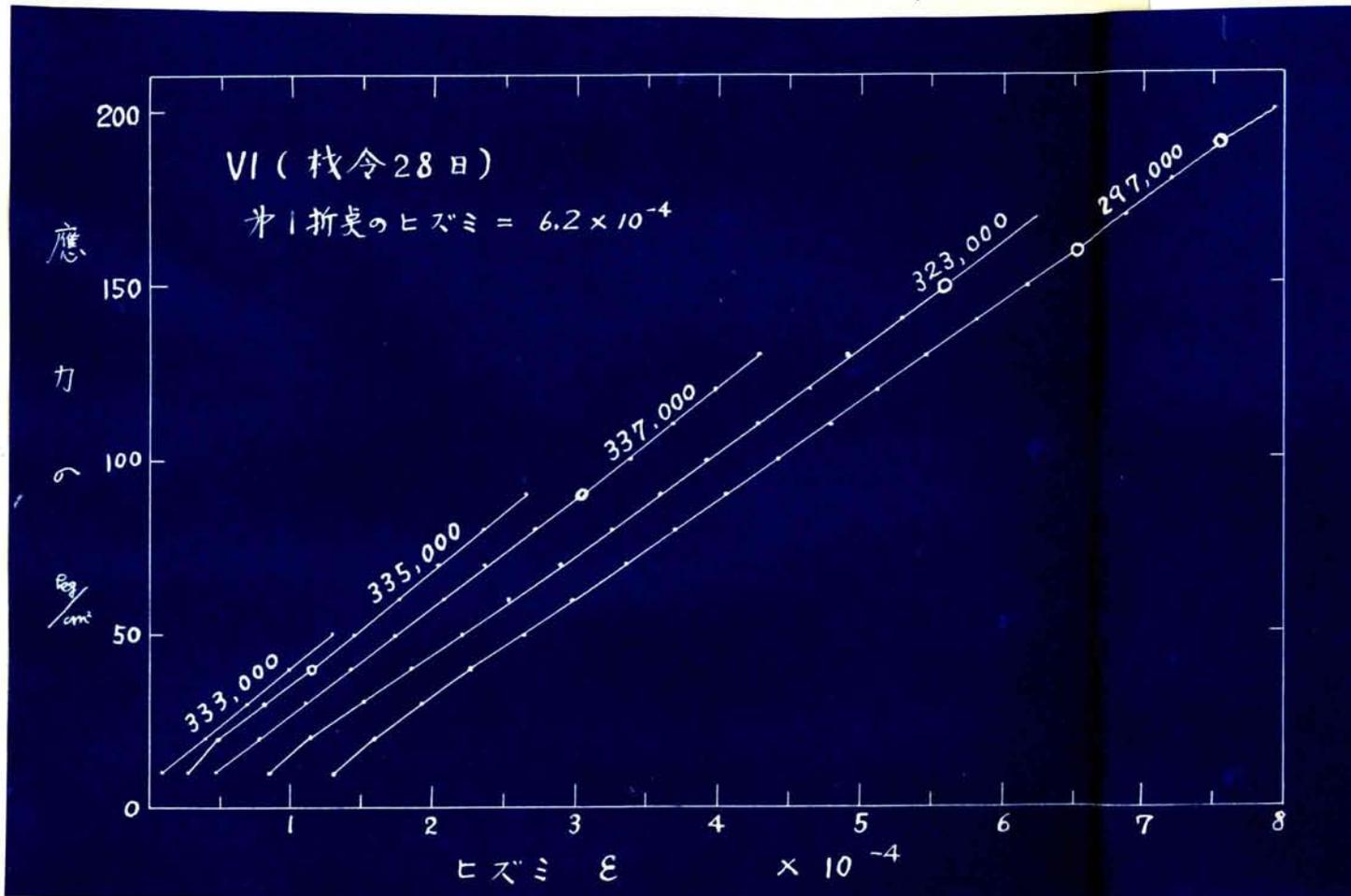


図-1.8 繰返し載荷曲線

(14)

以前のものより、ややゆるやかになつてゐる、この場合の全ヒズミは 4.23×10^{-4} であつて、同種の他の供試体について調べたオ1折点のヒズミは 4.2×10^{-4} である。

従つて、コンクリートの全ヒズミがオ1折点のヒズミをこえた可能性がある。傾斜がややゆるやかになつたのはそのためと考えられるが、7回の繰返して一定の形に収まつた。さらに荷重をまして上限応力 200 kg/cm^2 にすると、一定の形に収まる傾向は認められなかつた。図には、オ10回目の載荷曲線を示してあるが、後半部は完全に直線にならず、傾斜もかなりゆるやかである。この結果からみても、破壊へのオ1歩が始まる点とオ1折点のヒズミとは密接な関係があるようである。

1.5 オ1折点のヒズミにおよぼす載荷速度の影響

以上の実験結果からみて、オ1折点は、コンクリートが破壊へのオ1歩をふみ出す点とみなしてさしつかえないと考えられる。しかし、コンクリートの応力-ヒズミ関係は載荷速度によつて変わるものである。もしオ1折点の位置が載荷速度によつて変わるものならば、オ1折点を基準にすることは適当でない、これについて検討してみる。

図-1.9は、IIの供試体について載荷速度を変化させた場合の応力-ヒズミ関係を示したものである。荷重は1セ(応力 10 kg/cm^2)ずつ増していったが、 α は30秒間一定荷重に保つたのち、ヒズミを測定して次の荷重へ進んだもので、全所要時間について載荷速度を調べると、平均 1.4セ/min である。 β は3分間一定荷重に保つた場合で、平均載荷速度は 0.29セ/min である。 α と β を比較すると、破壊強度もオ1折点に相当する応力の値も相異している。ところが、オ1折点のヒズミは、ほとんど等しく、差異は認められない。

図-1.10は、IIIの供試体について載荷速度を変化させた場合である。 α は所定の荷重に達すれば、すぐヒズミを読みとつて次へ進んだもので、平均載荷速度は 2.6セ/min である。 β は2.5分間一定

荷重に保った場合で、平均載荷速度は $0.33t/min$ である。所定の荷重に30秒間保った場合の測定値は、繁雑化を避けるため、図には示してない。載荷速度を変えた場合のオ1折点のヒズミは、表-1.2のように、ほとんど等しい値を示している。

表-1.2 オ1折点のヒズミにおよぼす載荷速度の影響

所定荷重に保った時間	オ1折点のヒズミ
0秒	8.0×10^{-4}
30秒	8.2×10^{-4}
150秒	8.2×10^{-4}

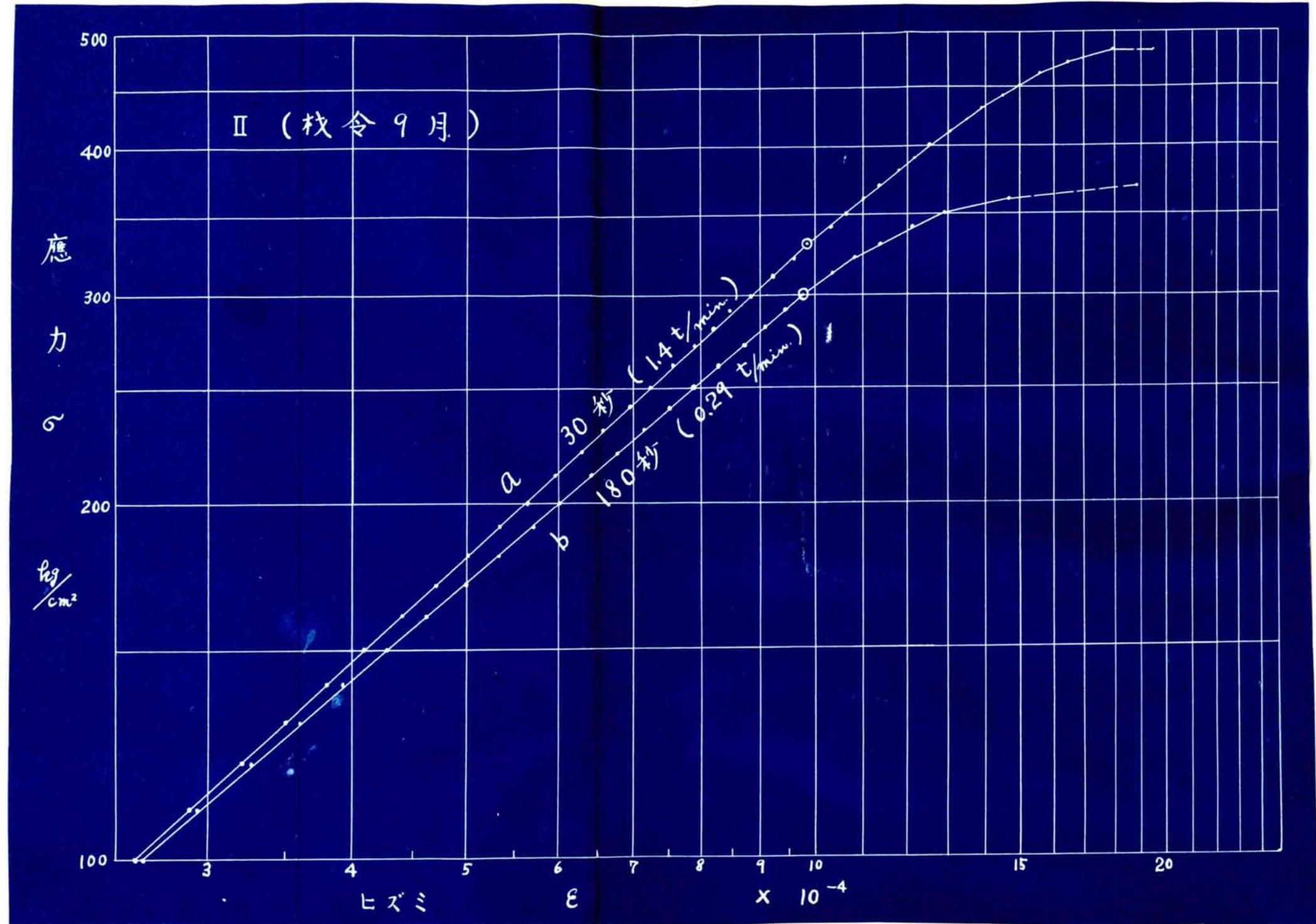


図-1.9 応力-ヒズミ関係におよぼす載荷速度の影響

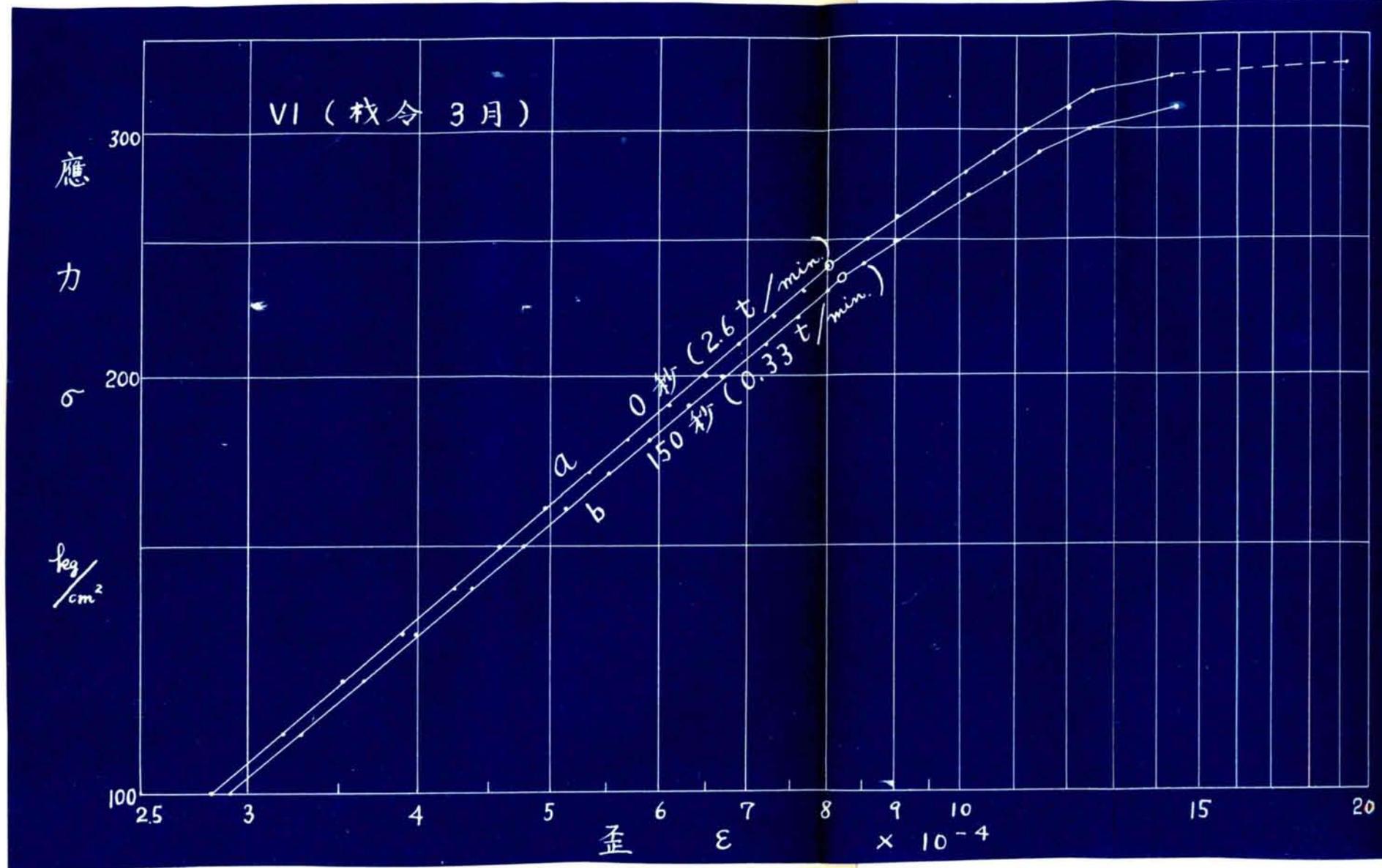


図-1.10 応力-歪ミ関係におよぼす載荷速度の影響

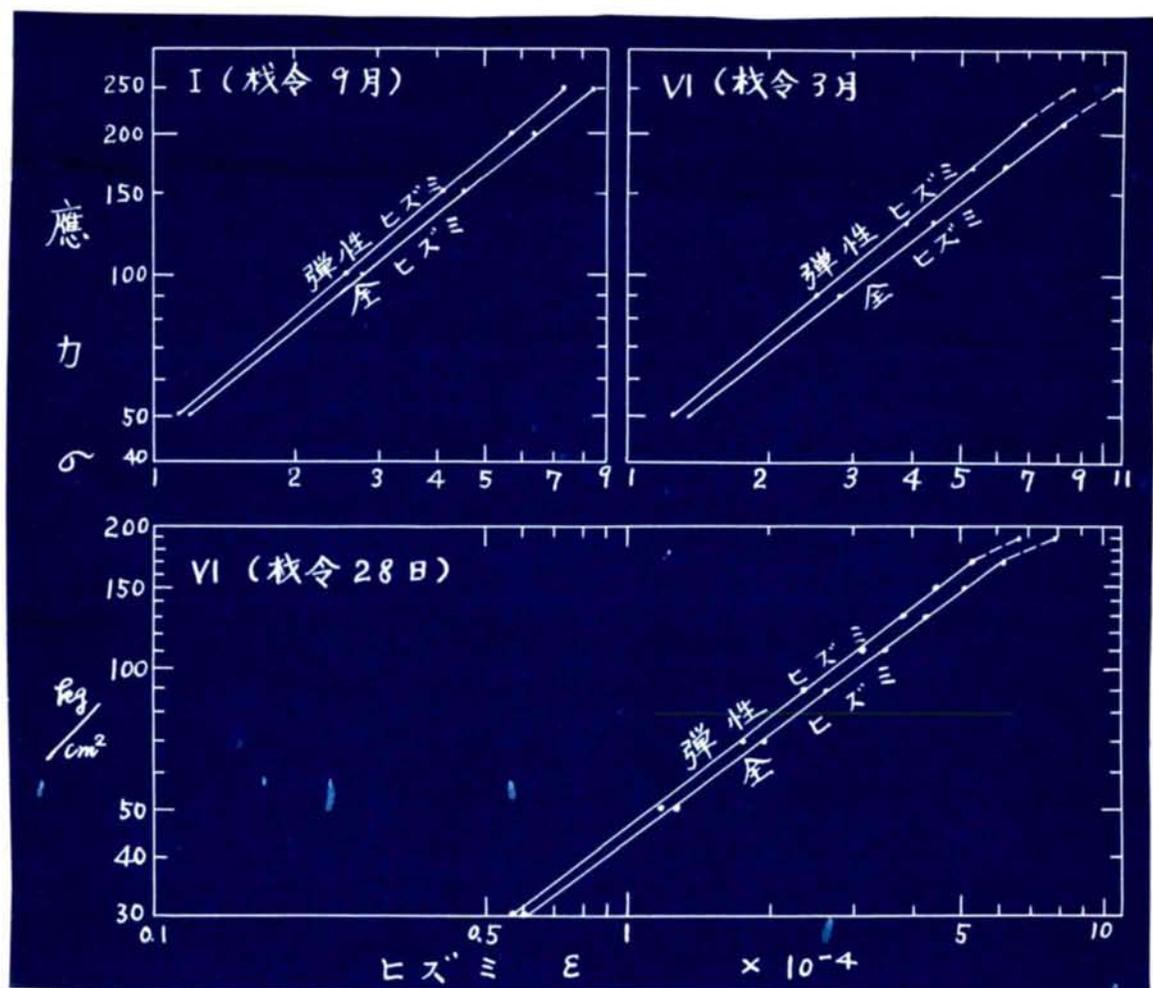


図-1.11 応力-全ヒズミおよび応力-弾性ヒズミ関係

なお、このほかにも、繰返し載荷した場合の全ヒズミおよび弾性ヒズミを調べてみると、図-1.11のようになる。I(材令9月)の σ_1 折点のヒズミは 9.9×10^{-4} であるが、全ヒズミがこれより小さい場合は、弾性ヒズミ・全ヒズミいずれも直線となっている。ところが、 σ_1 折点のヒズミをこえると、前記のべたように、全ヒズミ・残留ヒズミのいずれも一定値に収まることなく、直線関係は成立しなくなる。IV(材令3月)の場合も、全ヒズミが σ_1 折点のヒズミより小さい場合は直線となっている。上限応力を 250 kg/cm^2 まで上げると、 σ_1 折点のヒズミをこえ、繰返し載荷してもヒズミが一定

直線に収まらなくなる。図には、才12回目のヒズミを示してあるが、直線からそれている。Ⅳ(材令28日)は上と全く同じ傾向を示している。 190 kg/cm^2 におけるヒズミは才10回目の測定値である。これらの結果によると、全ヒズミ・弾性ヒズミのいずれも才1折点以内では直線となっているが、才1折点をこえると直線関係が成立しなくなる。繰返し試験は載荷速度がきわめて小さい場合に相当するが、この場合にも才1折点のヒズミには変化がないわけである。

以上の考察によって分るように、コンクリートが使用に耐えうる限度というものは、応力を基準とせず、ヒズミを基準にするのがよい。筆者は才1折点のヒズミをコンクリートの変形限度(*deformation limit*)と名付けることにする。

1.6 才1折点判定の際の基準応力のとり方

以上の考察では、すべて、最初に応力 10 kg/cm^2 まで載荷した際のヒズミを0とみなしてある。しかし、応力—ヒズミ関係は応力の状態から出発すべきものであるから、基準応力(ヒズミを0とみなす場合の応力)のとり方によって、この関係がどういようように変化するかを調べてみよう。

図-1.12は、基準応力を種々にとつた場合の応力—ヒズミ関係を示したものである。基準応力の 10 kg/cm^2 の場合は実線で示してあるが、これに3つの型がある。すなわち、Iでは図-1.1と同じような形になり、低応力の部分にA'またはB'に相当する点があらわれている。Ⅱは才1折点まで一直線にのびている。Ⅲは才1折点以前に1つの折点があらわれている。Iの場合にA'、またはB'に相当する折点があらわれたのは測定誤差によるものと考えられる。応力 10 kg/cm^2 のヒズミの測定値はあまりにも小さすぎるから、才1折点まで直線と考える方が妥当であろう。事実、同種の他の供試体について測定した結果では直線となっている。従つて、基準応力を 0 kg/cm^2 とした場合の応力—ヒズミ関係は、Ⅲのように才1折点まで直線にのびる場合と、Ⅳのように才1折点以前に他の折点のあらわれる態

(20)

合のヌツとなる。

さて、Ⅲの場合は基準応力を 0 kg/cm^2 としても、 10 kg/cm^2 としても、才1折点は容易に見分けられるから問題はない。これに反して、Ⅳの場合は基準応力を 0 kg/cm^2 とすると才1折点の判定がむつかしくなる。筆者の実験で、才1折点以前に他の折点のあらわれたのはⅣとⅤの供試体で砂の品質がよくない場合であるが、この場合には、応力 0 kg/cm^2 だけを基準にせず、その他にも2,3の応力を基準として、応力—ヒズミ関係を求めるようにすればよい。例えば、Ⅳの場合、基準応力を $5 \cdot 10$ および 20 kg/cm^2 とすると、図-1.12に示すように、才1折点以前の折点が消えて了うから、この場合にも判定を誤ることはない。

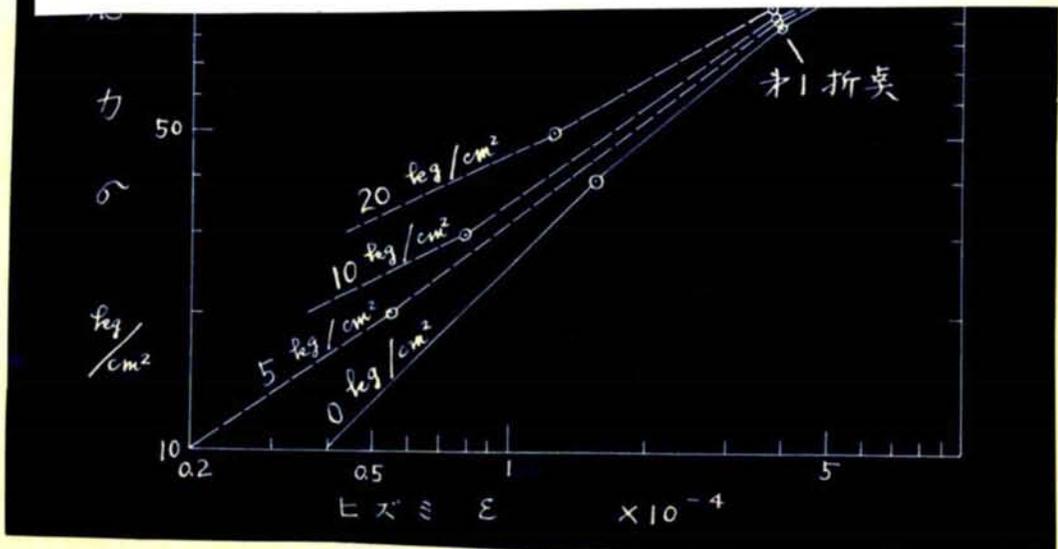


図-1.12 応力-ヒズミ関係におよぼす基準応力の影響

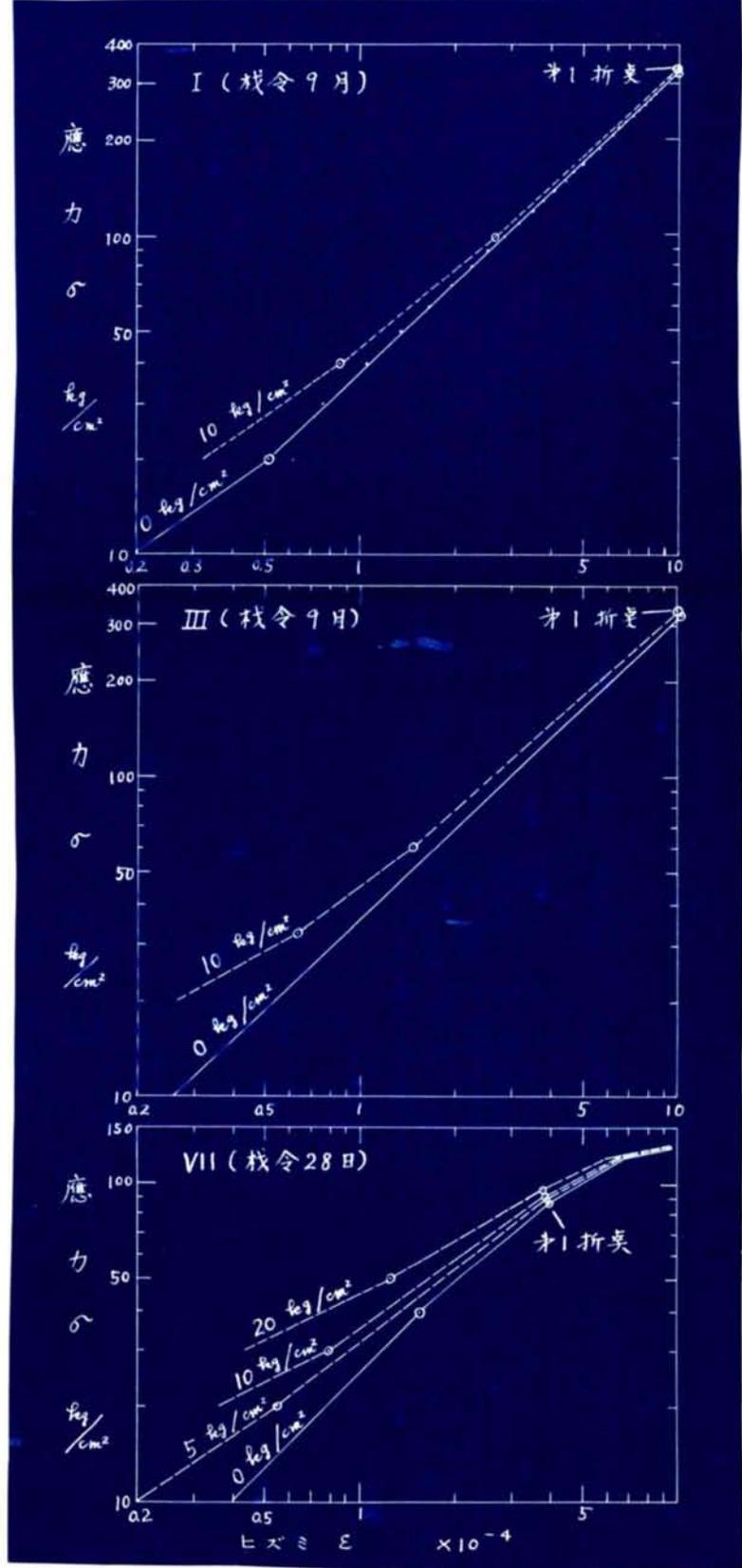


図 - 1.12 応力-ひずみ関係におよぼす基準応力の影響

1.7 結 論

以上の結果を要約すると、次のようになる。

- (1) 圧縮力を受けるコンクリートの応力とヒズミの関係を対数グラフに図示すると、図-1.2のような折線となる。
- (2) コンクリートの変形が、この図におけるオ1折点Aのヒズミより大きくなると、コンクリートが破壊へのオ1歩をふみ出したと考えることができる。
- (3) 従って、オ1折点のヒズミは、コンクリートが、實際上、支障なく変形しうる大きさを示すものといえる。
- (4) オ1折点のヒズミは、載荷速度によって変化しないし、基準応力は $\sigma_{0.2}$ の他に、 $\sigma_{0.3}$ 適当なものを選ぶと、オ1折点を正確に押えることができる。
- (5) オ1折点のヒズミはコンクリートが使用に耐えうる変形の限度を示すものと考えられるから、筆者はこれを変形限度と名付けた。

引 用 文 献

- 1) Max Göpfer: Beitrag zur Frage des Einflusses der Grobgeschläge auf das elastische Verhalten von Beton, Zement, 1938, 8-25, 7-1, 9-8 und 7-22.

第2章 曲げモーメントをうける コンクリートの変形限度 に関する実験

1.8 まえがき

第1章の実験によって、圧縮力をうけるコンクリートの変形限度が明らかになったが、コンクリート構造物の亀裂発生の問題を説明するには、圧縮力よりもむしろ引張力をうける場合について、使用に耐えうる応力の限度あるいは変形の限度を明らかにする必要があるのである。

引張力をうけるコンクリートについての実験は、圧縮力をうける場合よりも遙かに困難が伴う。筆者は設備の都合もあって、曲げモーメントをうけるコンクリートのハリ供試体について、引張側の応力-ヒズミの関係を追究することとした。

ハリ供試体の応力は次式から求めるのが普通である。

$$\sigma = \frac{M}{W}$$

ここに、 σ は応力、 M はモーメント、 W は断面係数である。この式で求めた応力と真の応力との間には、くい違いがでてくるのであるが、本実験の目的からすると、これを問題にする必要はない。本文中にのべるように、応力とヒズミの関係を対数グラフに図示すると、取初直線関係を示し、ある点から折れ曲る。すなわち、応力の増加に伴うヒズミの増加割合が、ある点を境として急にふえるわけである。本論文で問題にするのは、この点のヒズミなのであるから上式で求めた応力値と真の応力との間のくい違いは問題にしないでよい。

1.9 実験の概要

供試体 実験に用いたコンクリートの配合は表-1.3の通り。A-Iは砂利コンクリート、A-IIは碎石コンクリートである。

表-1.3 コンクリートの配合

記号	配合 (重量比)				セメント量 kg/m ³	スランブ cm	備考
	水	セメント	砂	粗骨材			
A-I	0.48	1	2.1	3.7	327	1	砂利コンクリート
A-II	0.43	1	2.1	3.2	347	1	碎石コンクリート

セメントは普通ポンドランド。細骨材は七北田川産の砂で、

比重 2.57

粗粒率 2.45

である。粗骨材としては、七北田川産の砂利と宮城県多賀城町大代産の安山岩碎石を用いた。

	砂利	碎石
比重	2.57	2.61
吸水率	2.4%	2.6%
単位容積重量	1670 kg/m ³	1500 kg/m ³
最大寸法(円孔フィル)	30mm	30mm

供試体の寸法は10×10×50cm。成形した供試体は翌日脱型し、材令28日まで水中養生(20°C)をなし、その後室内(15~23°C)に放置した。試験時の材令は約3月である。

ヒズミの測定 載荷にはアムスラー型20t万能試験機を27目盛にして用いた。載荷の要領は図-1.13に示す通りである。

ヒズミの測定にはオケツチェーン型ヒズミ計または電気抵抗線ヒズミ計を用いた。オケツチェーン型ヒズミ計は、測点距離100mmとし、図-1.14のような位置に2個とりつけ、両方の読みの平均をとった。

抵抗線ヒズミ計の場合は、ゲージ長60mmのものを図-1.14

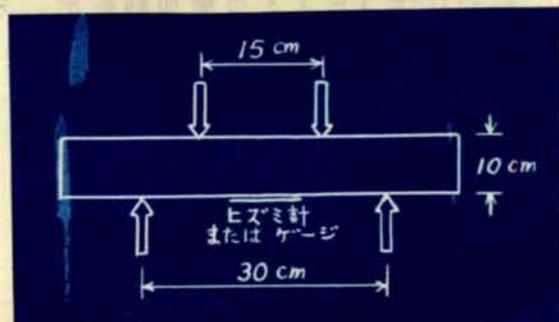


図-1.13 Aグループ供試体の載荷方法

トのように3本直列につないで用いた

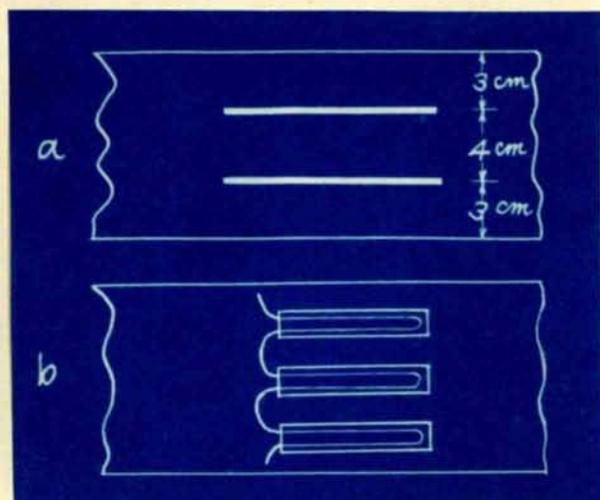


図-1.14 ヒズミ計の取付け方法

1.10 応力—ヒズミ関係

コンクリート供試体 A-I および A-II について、オケッチエン型ヒズミ計を用いて、破断までの応力とヒズミの関係を求めると、図-1.15の実線のようになる。この測定では荷重を50kg(応力 1.13 kg/cm^2)ずつかけ、1分30秒経つてから、ヒズミを読みとった。ヒズミを読みとると荷重を50kgますのに約30秒を要するので、平均載荷速度は1分当り25kg(応力 $0.565 \approx 0.6 \text{ kg/cm}^2$)である。

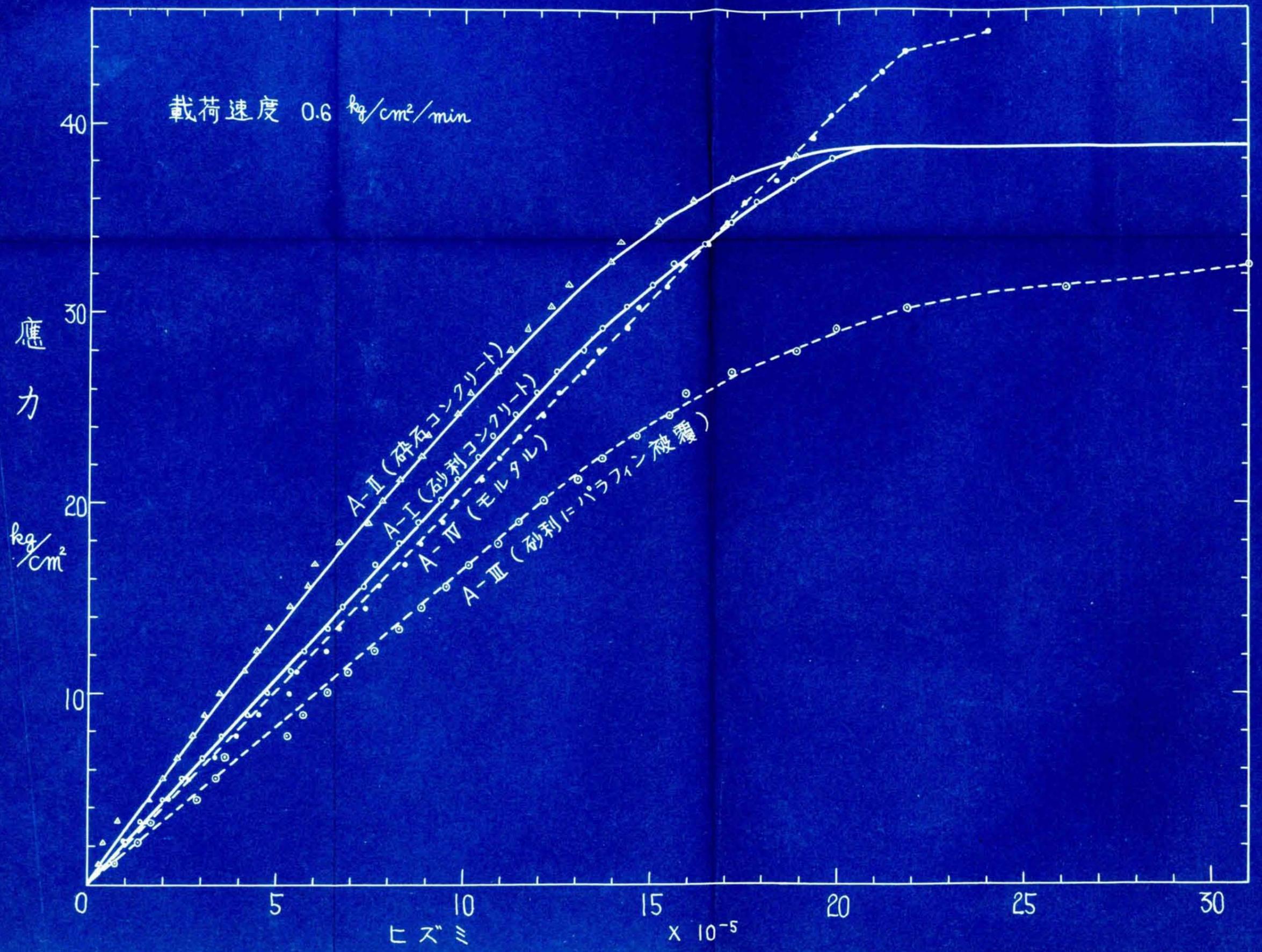


図-1.15 コンクリートおよびモルタルの応力-ヒズミ曲線

砂利コンクリート A-I の応力-ヒズミ曲線は、最初のうちは直線である。応力が 6 kg/cm^2 、ヒズミ 2×10^{-5} 付近から曲線となり、応力が 38.9 kg/cm^2 に達すると、ヒズミだけが著しく増大して破断した。碎石コンクリート A-II では、最初から曲線となり、応力 38.9 kg/cm^2 に達すると、ヒズミだけが著しく増大して破断した。

これらの関係を対数目盛で図示すると図-1.16のような折線となる。何れもヒズミ 2×10^{-5} 付近に最初の折点が表われ、その後幾つかの折点が表われて破断する。これは圧縮の場合と同じような傾向であつて、折点を境としてヒズミの増加割合が変化するわけであるから、これらの折点—特に第1折点—とコンクリートの破壊との間には何らかの關係があるものと考えられる。これを確かめる爲、これらの折点—特に第1折点—を境として、クリープ曲線の性質がどのような変化を示すか、また繰返し載荷曲線がどのような変化を示すかを調べてみた。

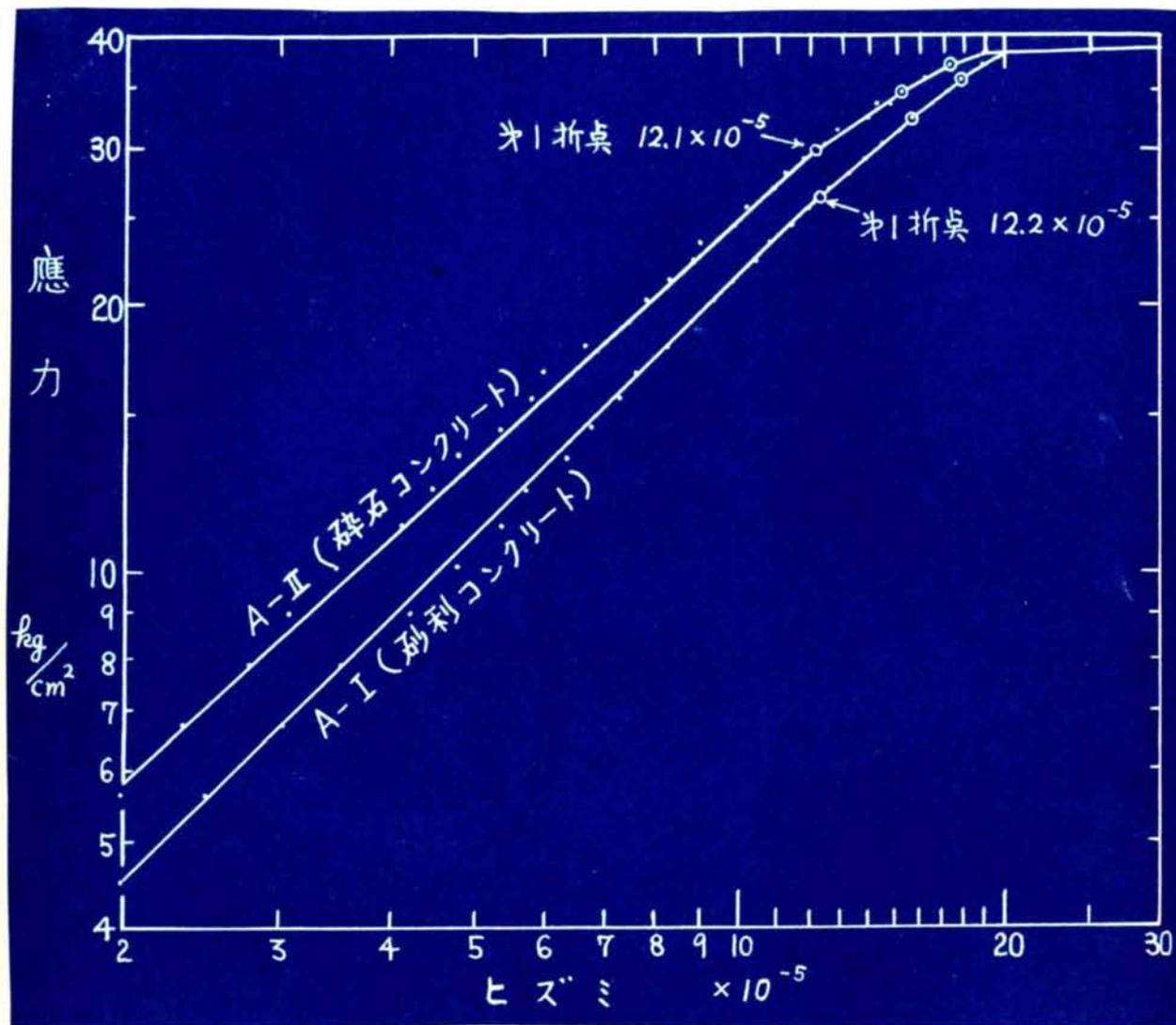


図 - 1.16 コンクリートの応力-ヒズミ関係

1.11 クリープ曲線

4-I および A-II の供試体について、まず荷重を 300 kg (応力 5.8 kg/cm^2) として短時間内のクリープ曲線を求め、その荷重を 200 kg (応力 4.5 kg/cm^2) ずつ増してクリープ曲線を求めた。ヒズミの測定にはオケッチェン型ヒズミ計を用いた。

供試体 4-I (砂利コンクリート) についての測定結果の一部を図-1.17に示す。応力 29.3 kg/cm^2 の場合には、初めの中は、時間の経過と共にヒズミが増大するが、向もなくヒズミの増加はとまってきた。応力がこれ以下の場合には、すべて同じ傾向を示した。応力を 33.8 kg/cm^2 まで上げると、時間の経過と共にヒズミは増大して、載荷后 90 分においても、なおヒズミは増加しつづけている。応力 39.3 kg/cm^2 の全ヒズミは載荷后 25 分において 1.22×10^{-5} であった。図-1.16によると、オ1折点のヒズミは、 1.22×10^{-5} であるから、コンクリートはオ1折点以内にあると考えられる。応力を 33.8 kg/cm^2 に上げると、載荷直後の全ヒズミは 1.00×10^{-5} であつて、明かにオ1折点をこえている。90 分で測定を打ち切り、応力を 38.1 kg/cm^2 まで上げると、載荷直後の全ヒズミは 1.95×10^{-5} を示し、時間の経過と共にヒズミが著しく増大して、向もなく、破断した。この結果によると、コンクリートの全ヒズミがオ1折点以内であれば、クリープ量は一定値に収まり、或る時間以後はヒズミの増加が認められないが、コンクリートの全ヒズミがオ1折点をこえると、クリープ量は時間と共に増大して一定値に収まらなくなる。

図-1.18は A-II (碎石コンクリート) についての測定結果の一部である。応力 29.3 kg/cm^2 の場合は、載荷直後の全ヒズミが 1.07×10^{-5} であり、暫くの間はヒズミが増大するが、やがて一定値 (1.13×10^{-5}) に収まる。応力がこれ以下の場合にはすべて同じ傾向を示す。応力 33.8 kg/cm^2 の場合は、載荷直後の全ヒズミが 1.44×10^{-5} であり、25 分后においても一定値に収まる傾向を認め難い。図-1.16によると、この場合のオ1折点のヒズミ

(30)

は、 $\sigma \propto \epsilon^{-5}$ であるから、やはり、 σ 1 拍点を境としてクリープ曲線の傾向が変わってくるといえそうである。

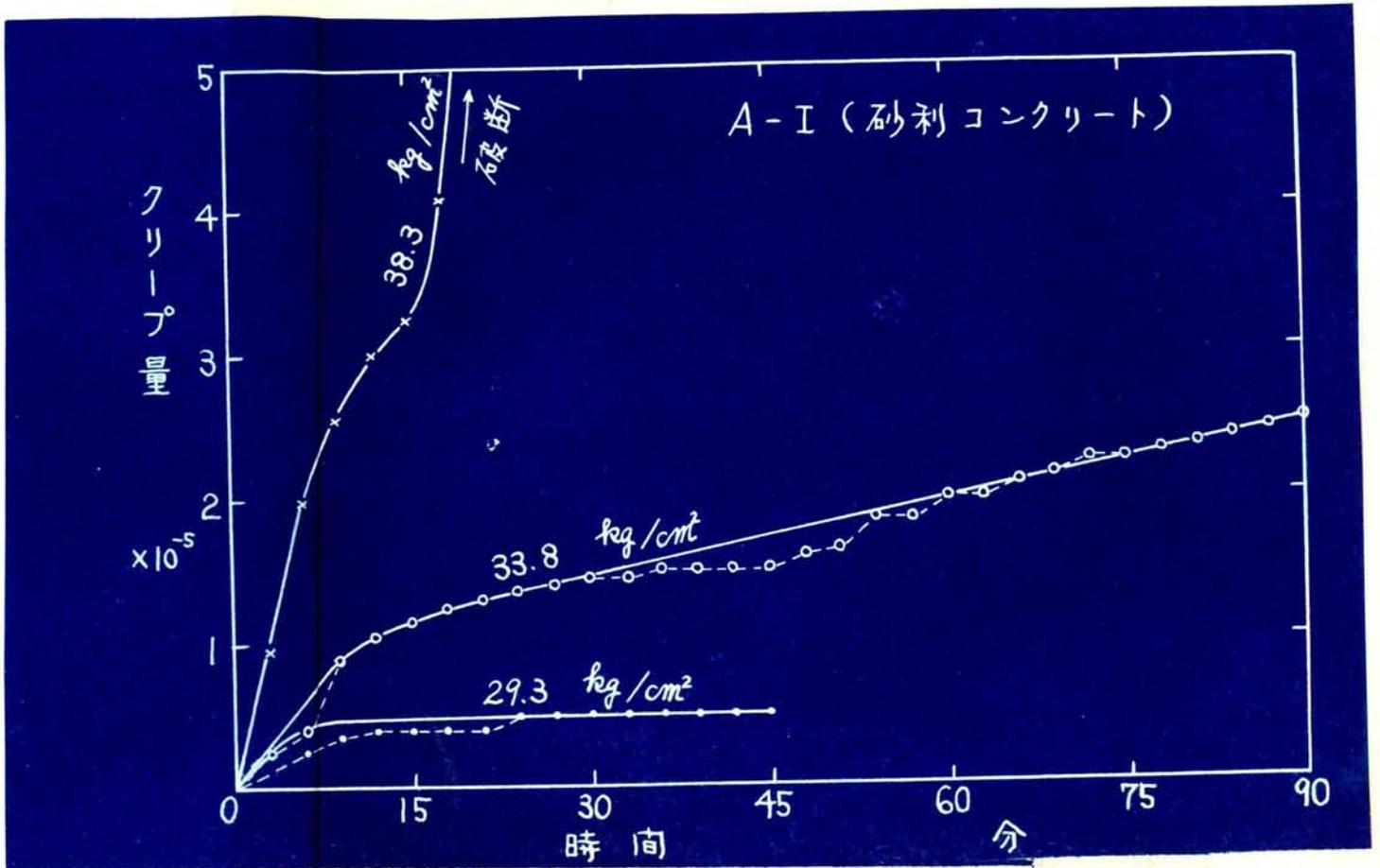


図-1.17 クリープ曲線

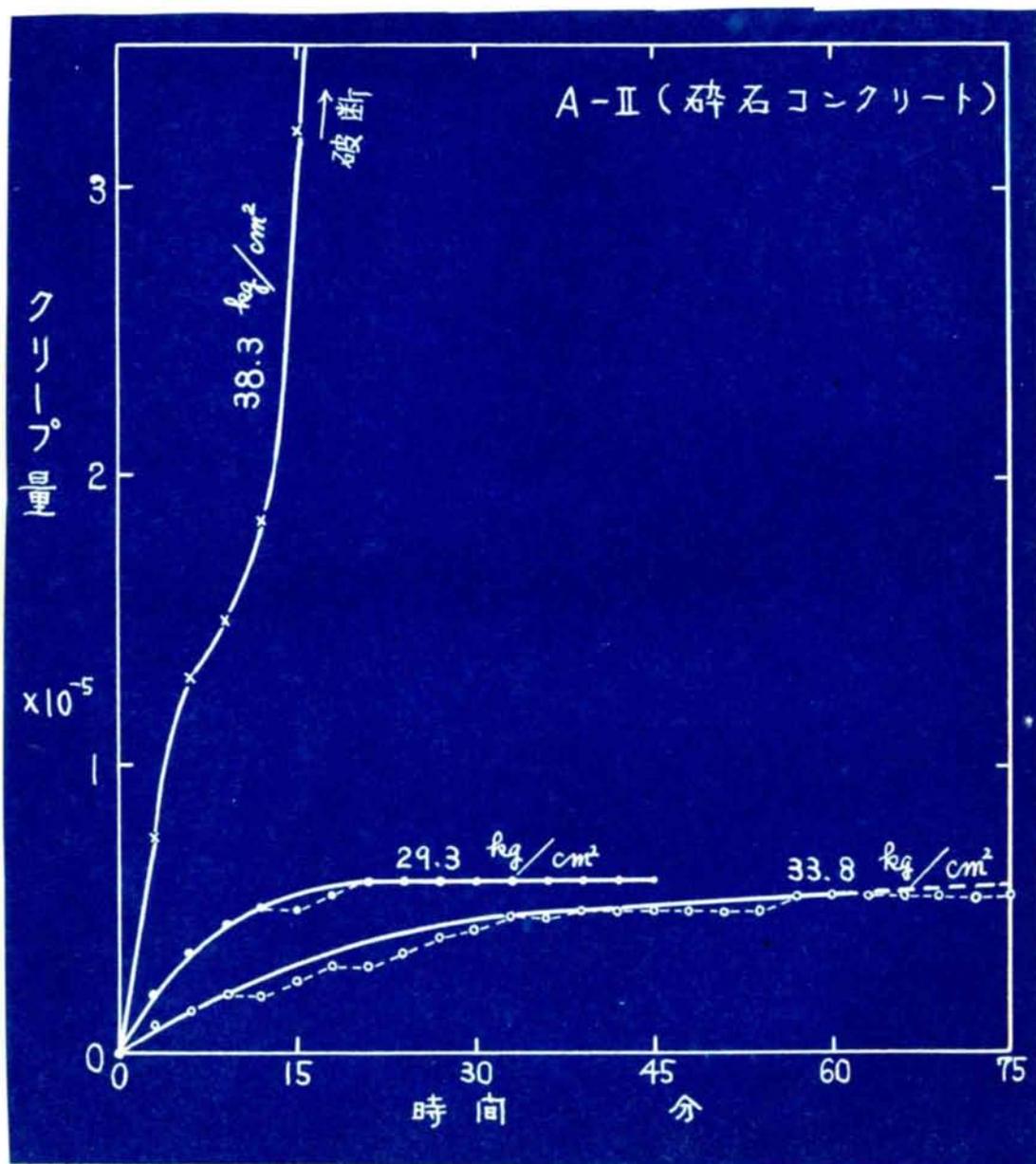


図-1.18 クリープ曲線

1.12 繰返し載荷曲線

応力がある限度以下の場合、同一荷重を何回か繰返して載荷していると、圧縮の場合と同じように、コンクリートの全ヒズミおよび残留ヒズミが、前回のヒズミと一致するようになる。この場合の曲線（繰返し載荷曲線と名付ける）の形にどのような変化が生ずるかについて調べてみた。下限荷重 100 kg（応力 2.3 kg/cm²）、上限荷重 300, 500, 700, 900, 1100, 1300 および 1500 kg（応力 6.8, 11.3, 15.8, 20.3, 24.8, 29.3 および 33.8 kg/cm²）とし、抵抗線ヒズミ計を使用した。

図-1.19 は砂利コンクリート A-I についての測定結果の一部である。繁雑化を避けるために、上限応力 15.8 kg/cm² 以下の場合には省略した。上限応力 29.3 kg/cm² における全ヒズミは、 12.0×10^{-4} まで、コンクリートは才 1 折点以内にあると考えられるが、これ以下の上限応力においては、繰返し載荷曲線の形は、ほぼ直線になっている。傾斜も、便宜上有効数字 3 桁まで計算すると、

$$E_{2.3-6.8} = 257,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{2.3-11.3} = 261,000 \text{ "}$$

$$E_{2.3-15.8} = 259,000 \text{ "}$$

$$E_{2.3-20.3} = 259,000 \text{ "}$$

$$E_{2.3-24.8} = 257,000 \text{ "}$$

$$E_{2.3-29.3} = 261,000 \text{ "}$$

となっており、実質上、等しい。さらに、荷重を揃えて、上限応力を 33.8 kg/cm² にすると、才 1 折点のヒズミをこえるが、10 回の載荷でヒズミの増加はほとんど認められなくなり、曲線の形もほぼ直線となっている。しかし、10 回目の繰返し載荷曲線の傾斜を調べてみると、

$$E_{2.3-33.8} = 251,000 \text{ kg/cm}^2$$

となっており、これ以前のものに比べると、明かに傾斜がゆるやかになっている。

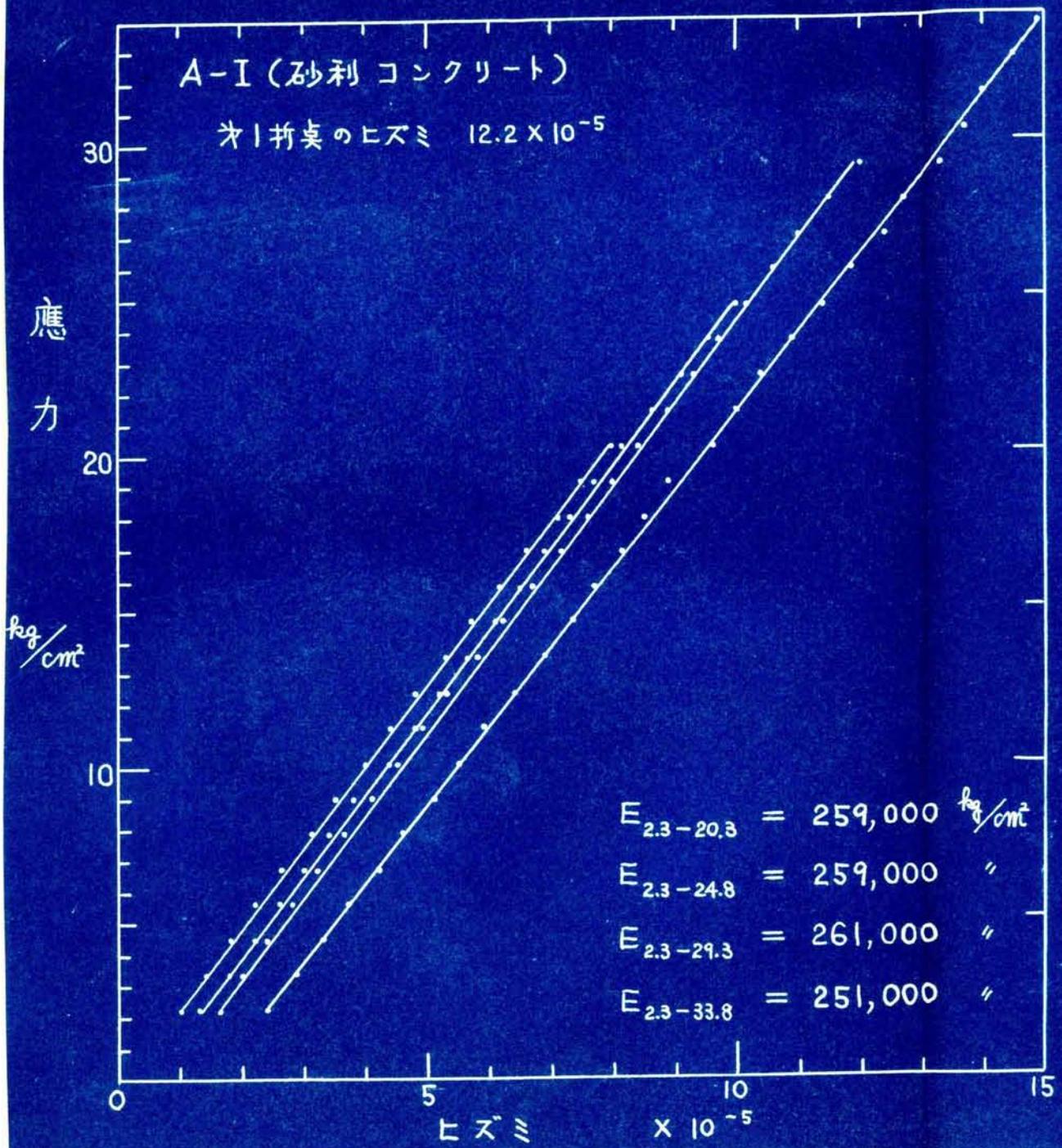


図-1.19 繰返し載荷曲線

(34)

図-1.20は碎石コンクリートA-IIについての測定結果である。繰返し載荷曲線は、ほぼ直線となり、上限応力 20.3 kg/cm^2 までの傾斜は、

$$E_{2.3-6.8} = 241,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{2.3-11.3} = 241,000 \text{ "}$$

$$E_{2.3-15.8} = 239,000 \text{ "}$$

$$E_{2.3-20.3} = 240,000 \text{ "}$$

となつていて、実質上、等しい。上限応力 20.3 kg/cm^2 の場合の全ヒズミは 9.5×10^{-5} で、まだ牙1折点のヒズミより小さいが、上限応力を 24.8 kg/cm^2 まで増すと牙1折点のヒズミより大きくなる。応力 24.8 kg/cm^2 の場合、10回の繰返し載荷でヒズミの増加が極めて僅かになつたので、載荷を打ちきつた。その曲線の形は、ほぼ直線であるが、その傾斜は

$$E_{2.3-24.8} = 226,000 \text{ kg/cm}^2$$

である。上球の場合に比べると、かなり傾斜がゆるやかになつてゐる。上限応力を 29.3 kg/cm^2 にますと繰返し載荷する毎にヒズミは増加し、一定値に収まる傾向が認められない。図には10回目の載荷曲線を示しておいたが、曲線の形は直線とならず、傾斜は、上限応力 24.8 kg/cm^2 の場合より、さらにゆるやかである。

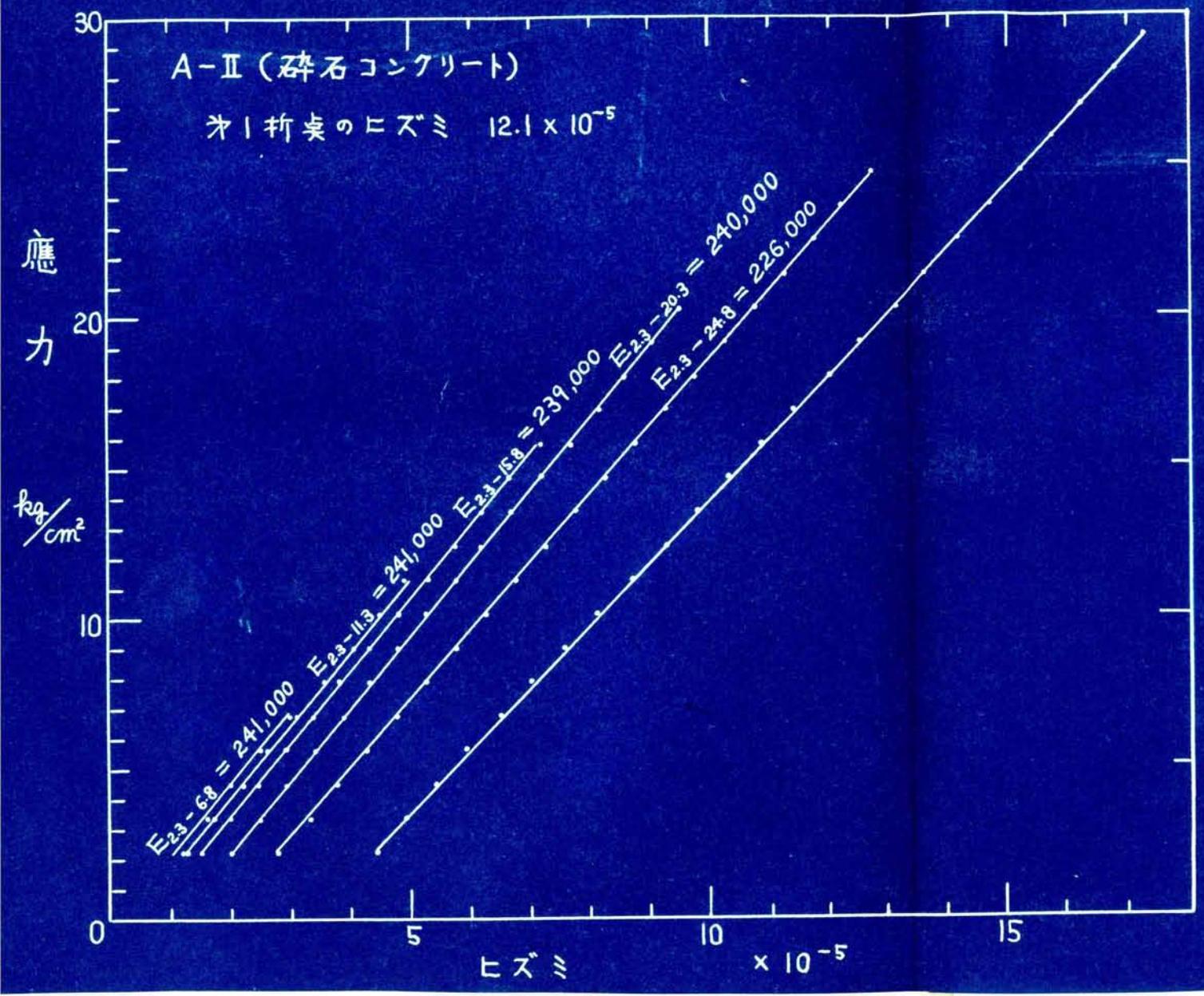


図-1.20 繰返し載荷曲線

1.13 第1折点の意義

図-1.17 および1.18において、応力 29.3 kg/cm^2 以下の場合、すなわち、コンクリートの全ヒズミが第1折点のヒズミより小さい場合には、クリープ量は一定値に収まっているが、応力が 33.9 kg/cm^2 になると、コンクリートの全ヒズミが第1折点のヒズミより大きくなると、一定値に収まる傾向が認められ、前者の場合にも弾性の高いヒズミ計を使用するかあるいは長期に亘って測定を行えばまだまだヒズミの増加が認められたこと、考えられる。本実験に使用したヒズミ計の精度あるいは短時間の測定では、ヒズミの増加が認められなかったわけであろう。しかし乍ら、第1折点を境としてクリープの性質が大きく変化すると結論することは、差支えないであろう。すなわち、コンクリートのヒズミが第1折点のヒズミより小さければ、クリープ量が時間と共に増加するとしてもその量は僅かである。これに反し、第1折点のヒズミより大きい場合には、時間の経過に伴うクリープ量の増加はかなり著しい。

繰り返し載荷した場合にも同じような傾向がある。コンクリートのヒズミが第1折点以内であれば、全ヒズミおよび残留ヒズミは一定値に収まるが、第1折点をこえると載荷するたびに全ヒズミおよび残留ヒズミが増大する傾向があった。

図-1.15 によると、砂利コンクリート A-I、碎石コンクリート A-II の何れも、ヒズミ 2.0×10^{-5} 程度に達すると、試験機の油を送っても荷重は増加することなく、ヒズミだけが急激に増大している。ヒズミ 2.0×10^{-5} 付近で実質的には破断したもののであるが、図-1.17 において、応力を 38.3 kg/cm^2 まで上げた直後のヒズミは 19.5×10^{-5} であるが、クリープ量が 3×10^{-5} 程度になると、クリープ曲線に変曲点が認められる。い、かえると、全ヒズミが、

$$(19.5 + 3) \times 10^{-5} = 22.5 \times 10^{-5}$$

に達すると、事実上の破断が生ずるようである。図-1.18 ではこの点は、

$$(1.65 + \mu \sigma) \times \sigma / \sigma - \sigma = \sigma / \sigma \times \sigma - \sigma$$

となっており、両者の平均は、 $\sigma \times \sigma / \sigma - \sigma$ 前後である。普通の方法で載荷した場合も、クリープ量を測定した場合も破断の生じ始める点のヒズミは、ほぼ等しい。すなわち、載荷方法に関係なく、コンクリートのヒズミが一定値に達すると、破断が生ずるものと考えられる。

上の考察によると、持続荷重をうける場合にも、繰返し荷重をうける場合にも、コンクリートのヒズミがオ1折点のヒズミをこえると、ヒズミがどんどん増大するわけであるから、やがて、ある値に達して破断するものと考えられる。

また、繰返し載荷曲線の傾斜は、オ1折点を境として、明かに相異しているが、これはコンクリートの組織に何らかの変化が生じたためと考えられる。繰返し載荷曲線の形だけからみても、圧縮力をうける場合と同じように、オ1折点はコンクリートが破壊へのオ1歩をふみ出す点とみなして差支えないように思われる。

以上の考察によって、コンクリートが使用に耐えうる限度はオ1折点までであると考えられる。

1.14 オ1折点のヒズミにおよぼす載荷速度の影響

いままでのところ、オ1折点のヒズミを基準として考察を進め、いろんな現象が、一応無理なく、説明することができた。しかし、オ1折点のヒズミを基準にして差支えないかどうかについては、さらに検討を加えておく必要がある。すなわち、コンクリートの応力-ヒズミ曲線の形は載荷速度によって変るものであるが、オ1折点のヒズミも載荷速度によって変る性質のものであれば、基準にとるのは適当でないわけである。

図-1.21は、予備実験として、載荷速度によって応力-ヒズミ関係がどのように変化するかを調べた結果の一部である。コンクリートの配合は、 $1:0.52:1:2.4:3.6$ （重量比）、材令28日まで水中養生をなし、その後室内に放置し、材令約3.5月で試験したものであ

(38)

る。1本は50kgずつ荷重をまし、一定荷重に達すれば、すぐヒズミをよんで次へ進んだ。平均載荷速度は $2.2 \text{ kg/cm}^2/\text{min}$ である。他の1本は100kgずつ荷重を増し、一定荷重に10分間保った后ヒズミをよんで次へ進んだ。全所要時間について平均載荷速度を求めると $0.20 \text{ kg/cm}^2/\text{min}$ である。曲げの場合、載荷速度の影響は図-1.21ほど大きく現われてこないのが普通である。このコンクリートに用いた砂には凝灰質頁岩が多量に含まれていたため、載荷速度の影響が大きく表われたのであろう。さて、この図によると、才1折点の応力は載荷速度によつて大きく相異なるが、才1折点のヒズミは、この場合にもほとんど等しい値を示している。

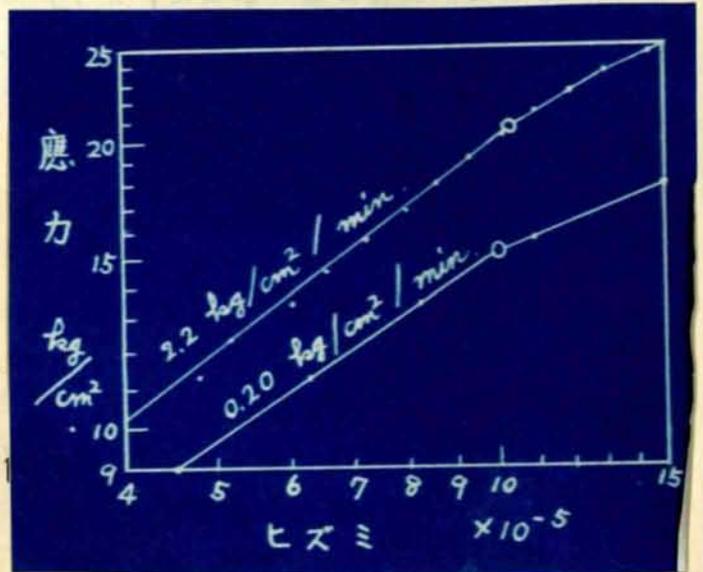


図-1.21

(38)

る。1本は50%ずつ荷重をまし、一定荷重に達すれば、すぐヒズミをよんで次へ進んだ。平均載荷速度は2.2kg/cm²/minである。他の1本は100%ずつ荷重を増し、一定荷重に10分間保った后ヒズミをよんで次へ進んだ。

めると 0.20 kg/cm²

影響は図-1.21ほど大きい。シクリートに用いた砂に載荷速度の影響が大きくと、才1折点の応力は載点のヒズミは、この場合

図-1.21 応力—ヒズミ関係におよぼす載荷速度の影響

図-1.22はクリープ試験における全ヒズミと応力との関係を示したものである。応力 22.3 kg/cm^2 以下では、砂利コンクリートも碎石コンクリートも、載荷直後にクリープヒズミの増大が認められただけで、暫くするとクリープヒズミは一定値に収まった。この場合の全ヒズミ量と応力との関係を図示したのが図-1.22である。図において応力 33.8 kg/cm^2 の点は

A-I (砂利コンクリート) では 90分後のヒズミ

A-II (碎石コンクリート) では 75分後のヒズミ

を示しておいた。全ヒズミがオ1折点のヒズミ(約 1.2×10^{-5})より小さい場合は直線となるが、これをこえると、直線関係は成立しなくなる。これらは、一定荷重に75分あるいは90分ずつ保つた場合の応力とヒズミの関係に相当するわけであるが、このように極めて徐々に載荷した場合にもオ1折点のヒズミの大きさに変化が認められる。

図-1.23は繰返し載荷試験における全ヒズミと応力との関係を示したもので、やはり、極めて徐々に載荷した場合の測定値に相当すると考えられる。この場合にもヒズミが 1.2×10^{-5} をこえると直線関係が成立しなくなっている、やはりオ1折点のヒズミの大きさに変化が生ずることは認め難い。

以上の考察によつて分るように、オ1折点の応力は載荷速度によつて相違するが、ヒズミは載荷速度の影響をほとんど受けない。

既に述べたように、オ1折点はコンクリートが破壊へのオ1歩をふみ出す点と考えることができるのであるが、このオ1折点のヒズミは載荷速度によつて、ほとんど変化しない。従つて、コンクリートの使用に耐え得る限度は、オ1折点のヒズミで表わすのが便利である。圧縮の場合と同じく、オ1折点のヒズミをコンクリートの変形限度 (*deformation limit*) と名付けることにする。

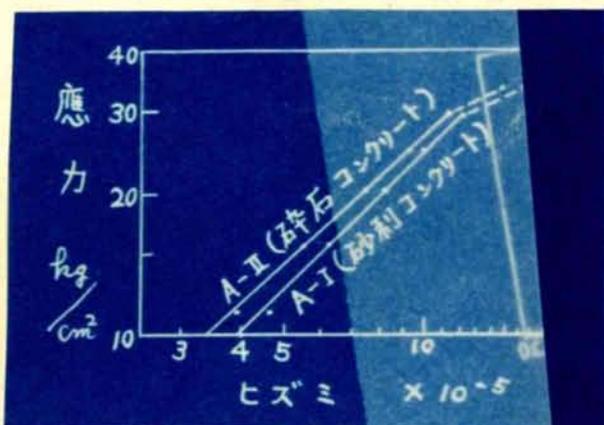


図-1.22 クリープ試験における全ヒズミと応力との関係

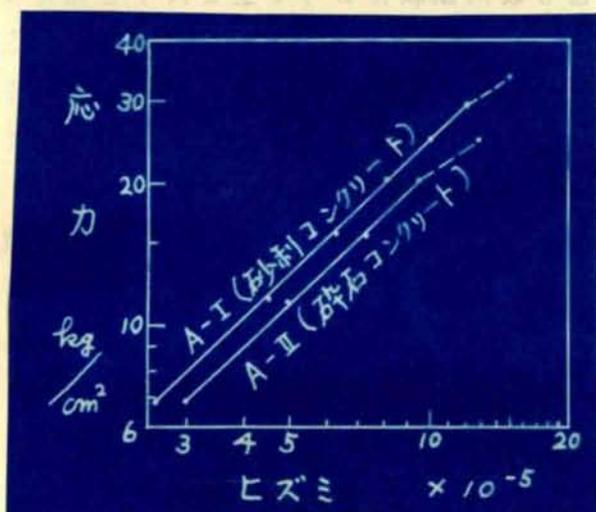


図-1.23 繰返し試験における全ヒズミと応力との関係

1.15 才1折点の応力と疲労強度との関係

曲げモーメントを繰返し作用させる場合、コンクリートのハリの疲労強度は、普通の静的曲げ強度の55～60%だといわれている。例えは1ノこれと才1折点の応力との関係について考察を加えておこう。

図-1.16からA-IおよびA-II供試体の才1折点の応力を求めると、

$$A-I \quad 26.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A-II \quad 30.0 \text{ kg/cm}^2$$

同類の供試体について、普通の方法で静的曲げ強度を調べると、

$$A-I \quad 47.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$A-II \quad 49.6 \text{ kg/cm}^2$$

従って、才1折点の応力は曲げ強度に対し、次のような割合になっている。

$$A-I \quad 56\%$$

$$A-II \quad 62\%$$

才1折点の応力は載荷速度によって多少変動するが、本質的には、疲労強度と等しいようである。

序に、圧縮力をうけるコンクリートについて、才1折点の応力と疲労強度との関係を調べてみよう。圧縮の場合の才1折点の応力値は、曲げの場合と違って、載荷速度の影響を大きく受けるものである。筆者の実験は載荷速度が小さすぎるし、普通の載荷速度で圧縮強度を調べてないので、この資料を使用するのは適当でない。そこで、坂静雄教授の論文²⁾から資料を借用することにした。論文中の表-4に応力とヒズミとの関係、および強度が示してある。この場合の載荷速度は不明であるが、普通の方法で試験した圧縮強度と、この場合の強度とはよく一致しているから比較的速いと想像される。この表から、

$$\frac{\text{才1折点の応力}}{\text{圧縮強度}} \times 100 (\%)$$

(42)

を求めると、

NO. 923	60%
NO. 812	62%
NO. 714	59%

とほる。圧縮力をうけるコンクリートの疲労強度は、一般に 普通
に試験した圧縮強度の55~60%程度といわれている。

例えば³⁾から、この場合にも、 σ_1 折点の応力と疲労強度とはよく
一致しているようである。

1.16 結 論

本章の実験結果を要約すると次のようになる。

- 1) 曲げモーメントをうけるコンクリートの引張応力とヒズミの
関係を対数グラフに図示すると、折線となる。
- 2) この場合の σ_1 折点はコンクリートが破壊への σ_1 歩をふみ
出す点と考えられる。
- 3) 筆者は、 σ_1 折点のヒズミを変形限度と名付けた

引 用 文 献

- 1) 近藤素夫、小西一郎、明石外世樹、松本澄：舗装用コンクリー
トの疲れ強度、 σ_1 回日本道路会議論文集、昭28、PP120~
122
- 2) 坂野雄、中島素一：持続載荷によるコンクリートの疲労強度、
材料試験、5巻31号、昭31.4、PP232~239
- 3) *Significance of Tests and Properties of
Concrete and Concrete Aggregates*, ASTM
Special Technical Publication No. 169, 1956
PP 87~88

第3章 第1折点に関する実験的研究

1.17 まえがき

第2章の実験によって、引張りの場合のコンクリートの変形限度の判定方法が明かになったのであるが、本章では、更に、第1折点を生ずる原因を追究してみた。変形限度を大きくしたいというような場合、この原因の判明していることが望ましい。原因が判明していないと手当たり次第に色々なコンクリートを作ってみて、いゝものがあればそれを採用するという以外に実験の方法がないわけである。原因が判明していると、有効適切な方法で実験を進めることが可能となる。また、実験結果を解釈することも可能となる。この意味で原因を追究してみたいと考えた。

コンクリートは粗骨材、砂およびこれを取り囲むセメントペーストからなる。セメントペーストは、更に、セメントの未水和粒子、結晶、およびゲルの部分からなる。コンクリートが荷重をうけた場合、コンクリートを構成している物質の変形量がある点を境として大きくなるため、これが第1折点となって表われるのかも知れない。また、粗骨材あるいは砂とセメントペーストとの付着が破れて、これが第1折点となってあらわれたのかも知れない。第1折点の生ずる原因についてはいろいろなものが考えられる。こゝでは、幾つかの原因を想定し、その各々について検討を加えて行くこととした。

検討を加えたのは次の5つである。

- 1) 粗骨材の品質の影響
- 2) 粗骨材とモルタルとの付着の影響
- 3) 砂の品質の影響
- 4) 砂とセメントペーストとの付着の影響
- 5) セメントペースト中の結晶に生ずるヒビワレあるいはたりの影響

1. 使用した供試体の種類

本実験にはコンクリート、モルタルおよびニートセメントの供試体を用いた。その配合を一括して示すと表-1.4のようになる。

表-1.4 コンクリート、モルタルおよびニートセメントの配合

記号	配合 (重量比) (水 : セメント : 砂 : 粗骨材)	セメント	スランブ	備考
		kg/m ³	cm ³	
A-III	0.48 : 1 : 2.1 : 3.7	3.27	2.4	コンクリート(砂利 パラフィン被覆)
A-IV	0.48 : 1 : 2.1 : 0	-	-	モルタル
B-I	0.28 : 1 : 0 : 0	-	-	ニートセメント
B-II	0.40 : 1 : 0 : 0	-	-	〃
B-III	0.50 : 1 : 0 : 0	-	-	〃
B-IV	0.60 : 1 : 0 : 0	-	-	〃
C-I	0.40 : 1 : 2 : 0	-	-	モルタル
C-II	0.50 : 1 : 2 : 0	-	-	〃
C-III	0.60 : 1 : 2 : 0	-	-	〃
C-IV	0.50 : 1 : 2 : 0	-	-	〃

供試体は3つのグループに分れる

Aグループは第2章の実験に使用したものと同一の材料を使用し、供試体寸法も養生法も同じとした。このうち、A-IIIでは、予め粗骨材とモルタルの付着をなくしておく為に、パラフィンを塗く被覆した砂利を使用した。予め容器の中へパラフィンを入れて加熱融解させておき、これへ砂利を投入する。十分砂利が熱せられてから取り出すと、砂利の表面に極めて薄いパラフィンの膜ができる。配合は第2章に使用した砂利コンクリートA-Iと全く同じである(表-1.3参照)。この他に、第2章のA-I、A-IIおよび上述のA-IIIのコンクリート中のモルタル分と配合の等しいモルタルを練り、10×10×50cmのモルタル供試体A-IVを用意した。試験時の材令は約3月である。測定方法は第2章の場合と同じである。ただし、ヒズミの測定には、オケツチェン型ヒズミ計を使用した。

Bグループはニートセメント供試体である。水セメント比 28, 40, 50 および 60% の4種のセメントペーストを練り、 $1 \times 1 \times 2.4 \text{ cm}$ の真鍮製型枠に2層につめて、各層を底面至 8 mm の突き棒で適当につき固めた。供試体は翌日脱型、材令28日まで水中($17 \sim 22^\circ \text{C}$)養生した後、室内($16 \sim 30^\circ \text{C}$)に放置した。測定時の材令は約3月である。測定に当つては、図-1.24のような装置をつくり、荷重には散弾を用いた。載荷の要領を模型的に示すと、図-1.25のようになる。ヒズミの測定には電気抵抗線ヒズミ計(ゲージ長 20 mm)を用いた。

(46)

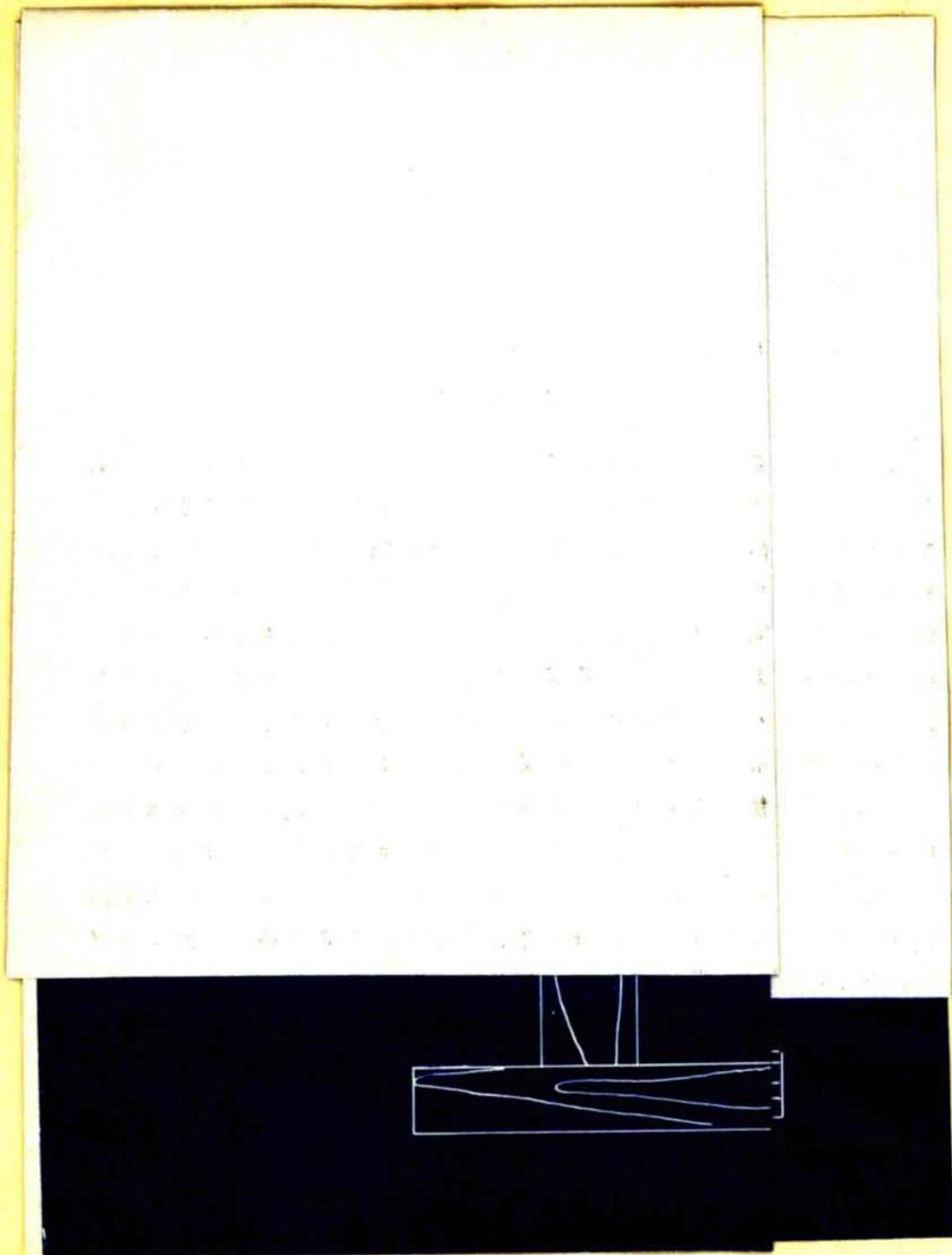
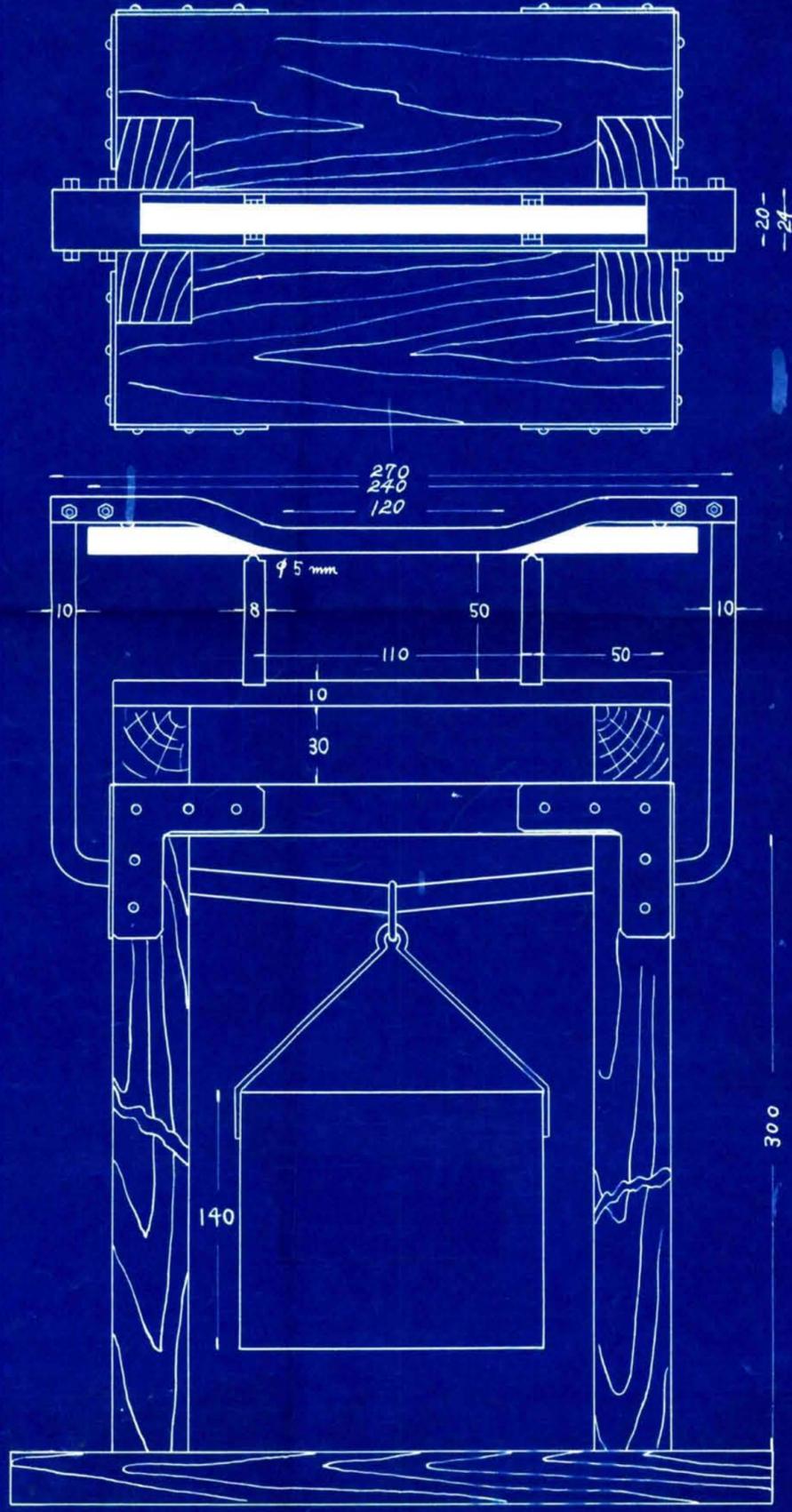


図 - 1.24 BグループおよびCグループ供試体の曲げ試験装置



-20-
-24-

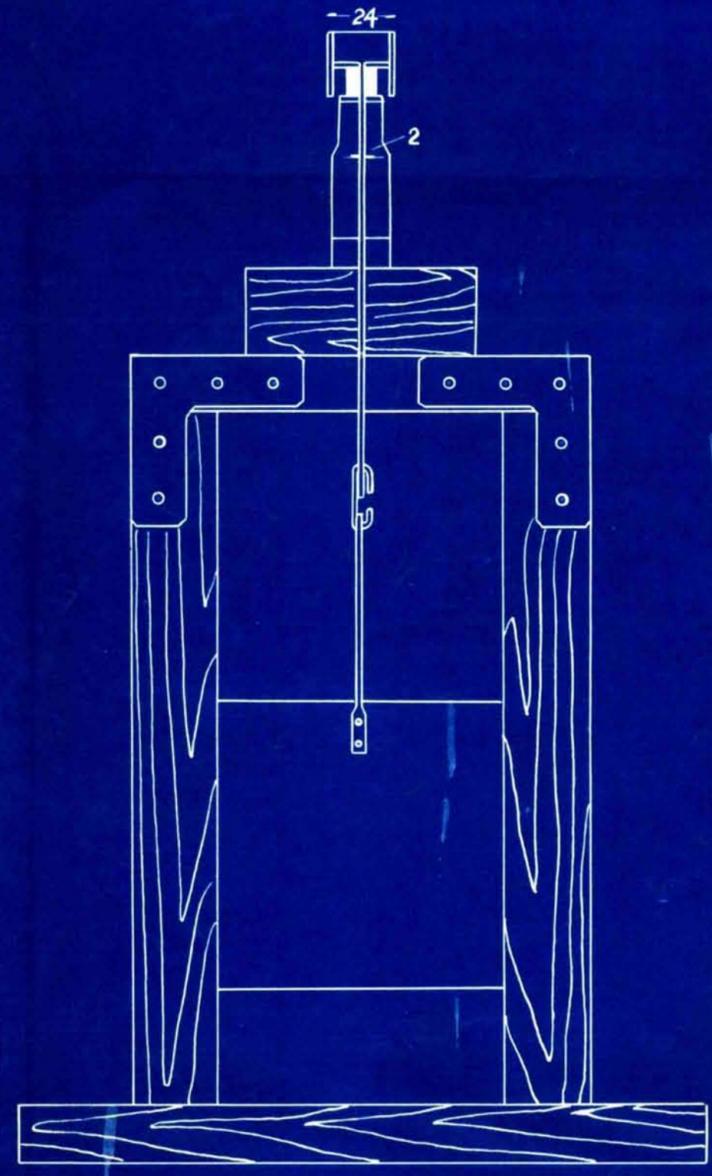


図-1.24 BグループおよびCグループ供試体の曲げ試験装置

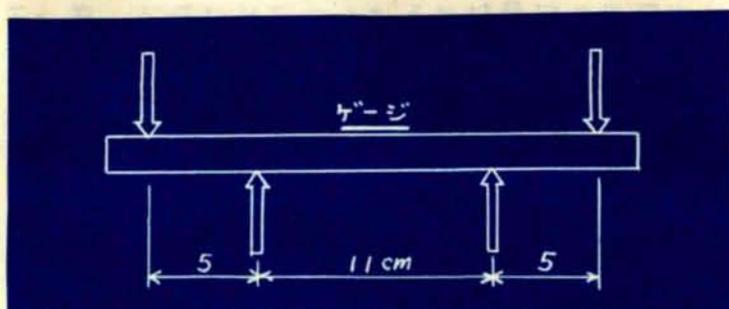


図-1.25 BグループおよびCグループ
供試体の載荷方法

Cグループはモルタル供試体である。セメント：砂＝1：2（重量比）、水セメント比は40%、50%および60%の3種として、モルタル供試体をつくり、セメントは普通ポルトランド、砂は七北田川産のもので、0.3～1.2mmの部分だけを用いた。天然の砂は、凝灰質頁岩を多量に含んでいる。C-IVの供試体を用いた砂は、凝灰質頁岩が22%（重量比）含まれており、比重は2.53である。C-I～IIIの供試体を用いた砂は、凝灰質頁岩を完全に除去した後、水洗いしたもので、比重は2.61である。因みに、Aグループの実験に用いた砂は、一応精選してあるが、凝灰質頁岩は完全には除去されておらず、0.15～5mmの部分について調べると約6%含まれている。練り上げたモルタルは1×1×24cmの真鍮製型枠に2層につめて、各層を底面径8mmの突き棒で入念につき固めた。供試体は翌々日脱型、材令28日まで水中（17～22℃）養生、その後室内（16～30℃）に放置した。測定時の材令は、約3月である。ヒズミの測定はBグループの場合と同じである。

1.19 粗骨材とオ1折点との関係

コンクリートの応力－ヒズミ曲線は、モルタル部分と粗骨材との両者の性質が表われたものと考えられることができるが、コンクリートの砂量の選定が良好で、丁度粗骨材の空隙を充たす程度のモルタル

が用いられるような場合には、粗骨材が相互に啮合っており、荷重のかなりの部分を粗骨材がうけもつことになる。従って、コンクリートの変形は粗骨材の性質によって大きく影響されるものである。ある点を境として、粗骨材自身の変形が増加するようなことがあると、これがコンクリートの第1折点とほつて表われてくる可能性がある。砂利と碎石とでは、石質も異なるから、このような原因によって第1折点が生ずるものとすれば、砂利コンクリートと碎石コンクリートとの第1折点の位置は相異なる筈である。ところが、図-1.16から分るようには、両者の第1折点のヒズミは、ほとんど等しく差異を認め難い。これからみると、粗骨材自身の変形が第1折点を生ずる原因だ、とは一寸考えられない。

また、ある点を境として、粗骨材とモルタルとの付着が破れることが考えられる。付着が破れると、コンクリートにかゝった荷重のうち、粗骨材のうけもつ部分が減少する。すなわちモルタル部分のうけもつ荷重が増し、変形量も増加する。粗骨材が異なれば、付着の破れる点も異なる筈である。ところが、砂利コンクリートA-Iと碎石コンクリートA-IIとは同じ位置に第1折点を生じているから、やはり、これも第1折点を生ずる原因とは考えられない。

しかし、A-III供試体はこれを確かめる目的で用意したものであるから、念のため、検討を加えてみよう。A-III供試体ではモルタルと砂利との付着をなくしてある。第1折点がこの付着に関係があるものとすれば、A-IIIではA-Iの場合のような第1折点が認められない筈である。供試体A-IIIについて応力-ヒズミ曲線を求めると、図-1.15の点線のようなになる。普通の砂利コンクリートA-Iに比べて、ヒズミが大きくなっている。これは、粗骨材とモルタルとの間の付着をなくしてあるため、当然考えられることである。ところが、応力とヒズミの関係を対数グラフに図示すると、図-1.26のようになり、A-Iの場合と同じように、ヒズミ $\log 2$ 、 $\log 4$ 、 $\log 8$ のところに第1折点があられている。この結果からみても、第1折点の生ずるのは粗骨材とモルタルの付着が破れるためではないといえる。

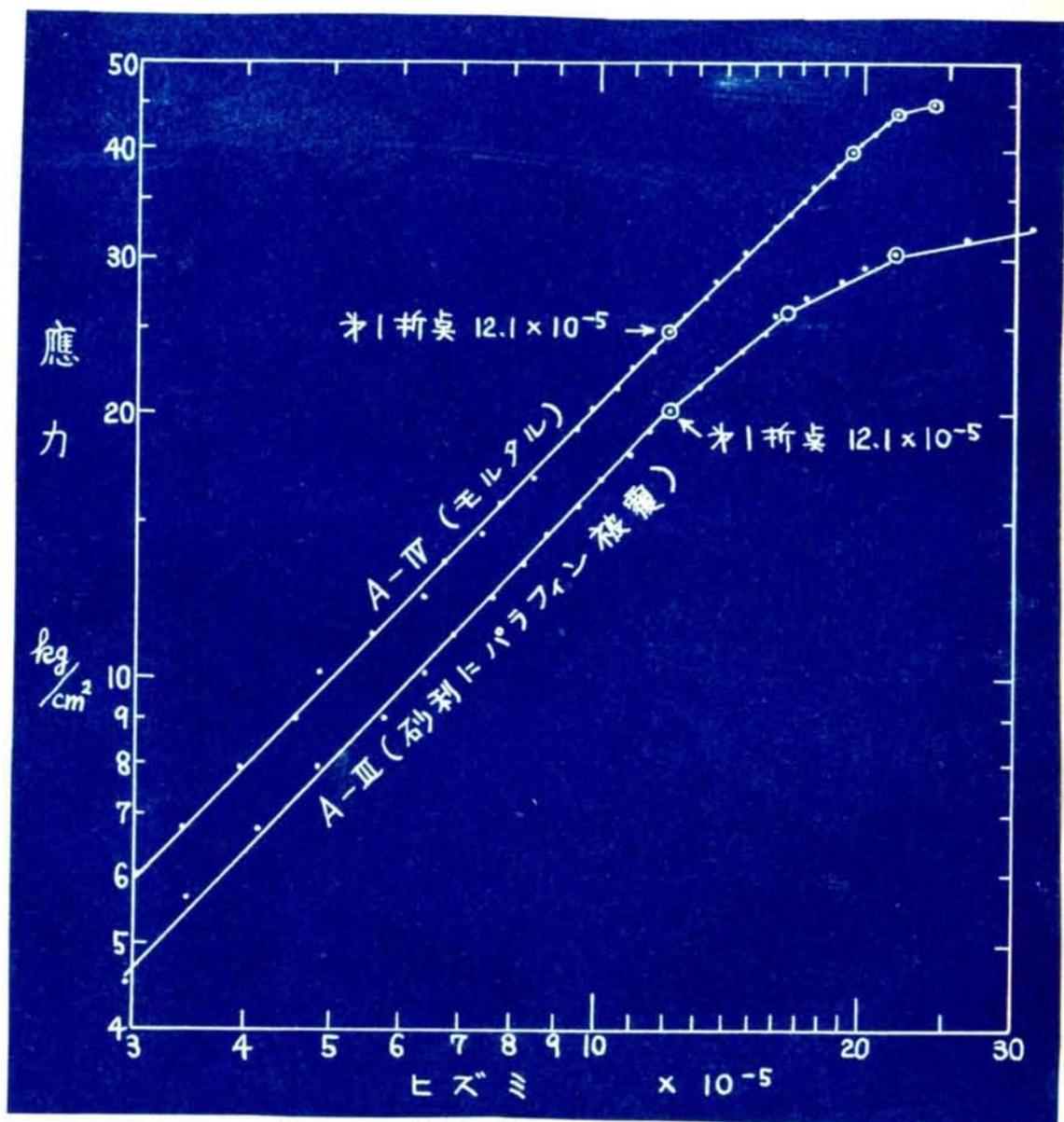


図 - 1.26 応力—ヒズミ関係

このようにみても、コンクリートの第1折点は、粗骨材には関係がないと考えてよいようである。いへかえると、モルタル部分の性質が表われたものと考えてよいようである。

供試体 A-I ~ A-III のコンクリート中のモルタル部分と配合の等しいモルタル、すなわち配合 $0.48 : 1 : 2.1$ のモルタルを練って $10 \times 10 \times 50$ cm の供試体 A-IV をつくり、これについて応力—ヒズミ曲線を求めると、図-1.15 の点線のようになる。この関係を対数グラフに図示すると、図-1.26 のようになる。モルタル自身に第1折点が存在し、そのヒズミは $1/2.1 \times 10^{-5}$ であつて、コンクリートの場合と同じである。

以上の考察によつて、コンクリートの第1折点はモルタル部分の性質があらわれたものであると考えられる。

1.20 細骨材と第1折点との関係

粗骨材が第1折点に関係がないとすると、次に考えられるのは、砂の品質が第1折点と関連性があるのではないかということである。仙台市付近の砂利あるいは砂には、凝灰質頁岩が含まれているのが普通である。本実験に使用した砂利は凝灰質頁岩を完全に取除いておいたが、砂では除去が困難で、Aグループに使用した砂にも、若干含まれている。このような脆弱な砂は比較的小さな応力で破壊すると考えられるから、第1折点と関連性をもつことが十分考えられる。

モルタル供試体 C-II と C-IV とについて、応力とヒズミとの関係を調べると、図-1.27 のようになっており、曲げ強度と破断時のヒズミは表-1.5 の通りである。凝灰質頁岩を含む C-IV は、これを含まない C-II に比べて、ヒズミが大きく、曲げ強度が小さいが、応力—ヒズミの関係は同じ形を示しており、第1折点のヒズミ、第2折点のヒズミもほとんど等しい。これからみると、凝灰質頁岩の存在は、第1折点とは関係がない。凝灰質頁岩は、ある点以後、破壊を始めるのではなく、応力が極めて小さい状態においても、一部

のものは破壊を始め、その後、応力が増すにつれて、一定の割合でその数を増してゆくものと考えられる。

凝灰質頁岩を除くと、その他の成分は、大体、砂利と同じである。粗骨材自身の変形が第1折点と関係のほかつたことからみて、凝灰質頁岩以外の砂粒子の変形が、ある点[△]后、急に増すということは、考えられない。

結局、砂の品質は第1折点と関係がないと結論できよう。

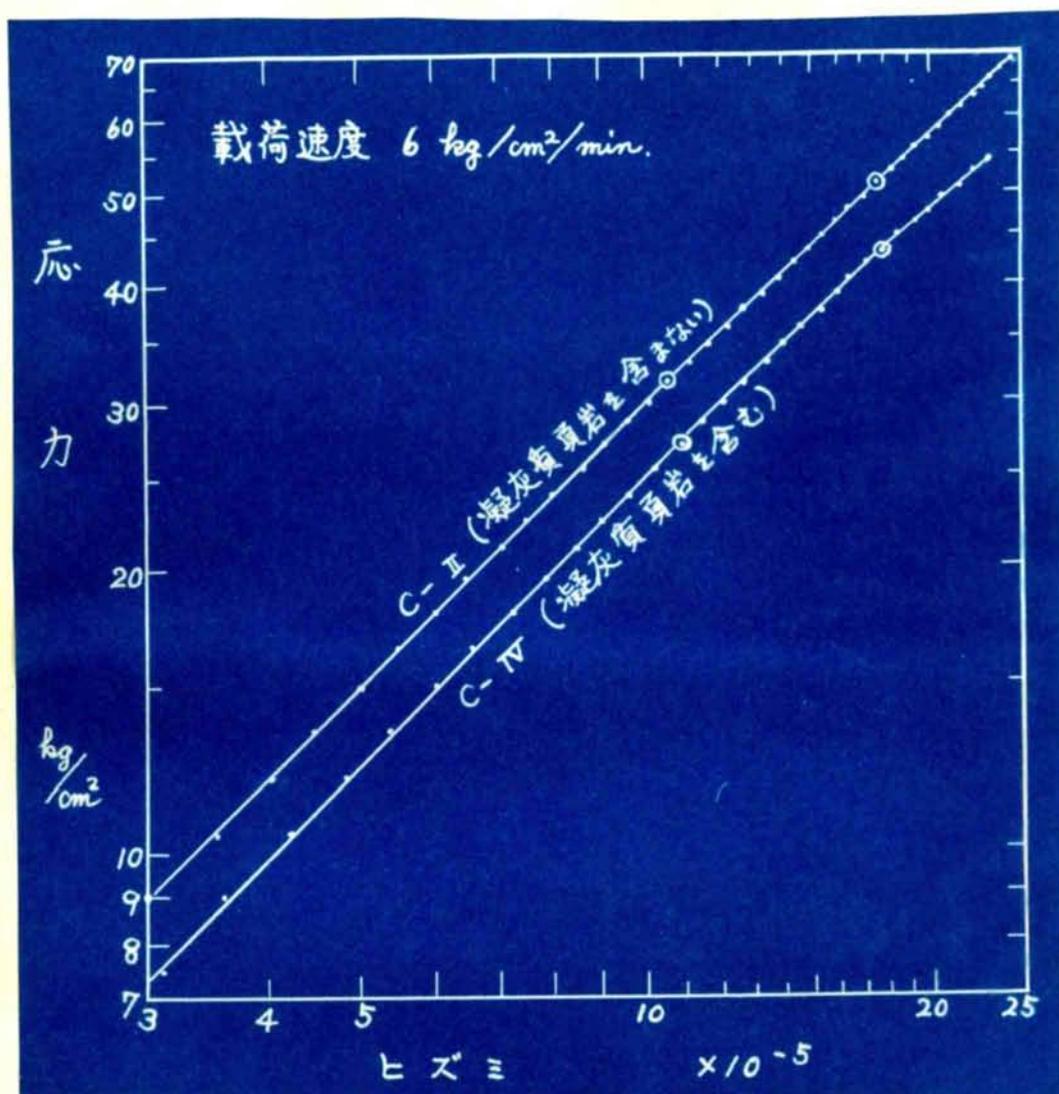


図-1.27 モルタルの応力-変位関係(3コノ平均)

表-1.5 モルタルの曲げ強度と破断時のヒズミ(3コノ平均)

砂の種類	曲げ強度 kg/cm ²	破断時のヒズミ × 10 ⁻⁵
凝灰質頁岩を含まない	68.8	24.3
“を含む	56.2	25.6

次に、モルタルに生ずる折点の生ずるのは砂粒とセメントペーストの付着が破れるためではないということ、念の為に、確かめてみた。モルタル供試体C-IIの表面を、比較的粗いサンドペーパーで約0.5mm程磨り減らした後、細かいサンドペーパーで研磨し、この研磨面を引張側として、砂粒とセメントペーストの付着が破れるかどうかを顕微鏡で観察した。

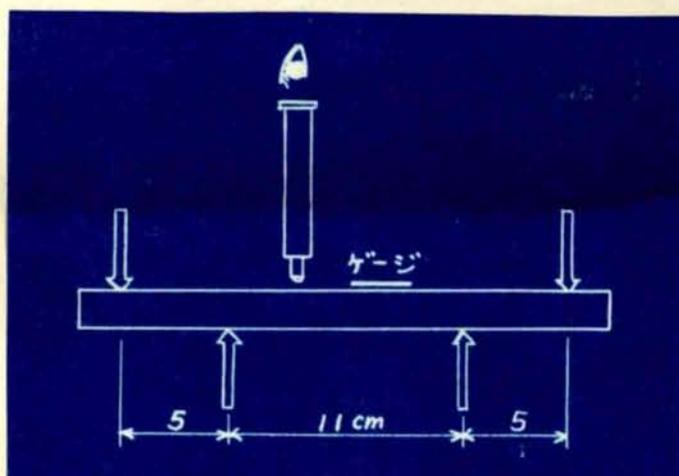


図-1.28 砂とセメントペーストとの
付着状態の観察

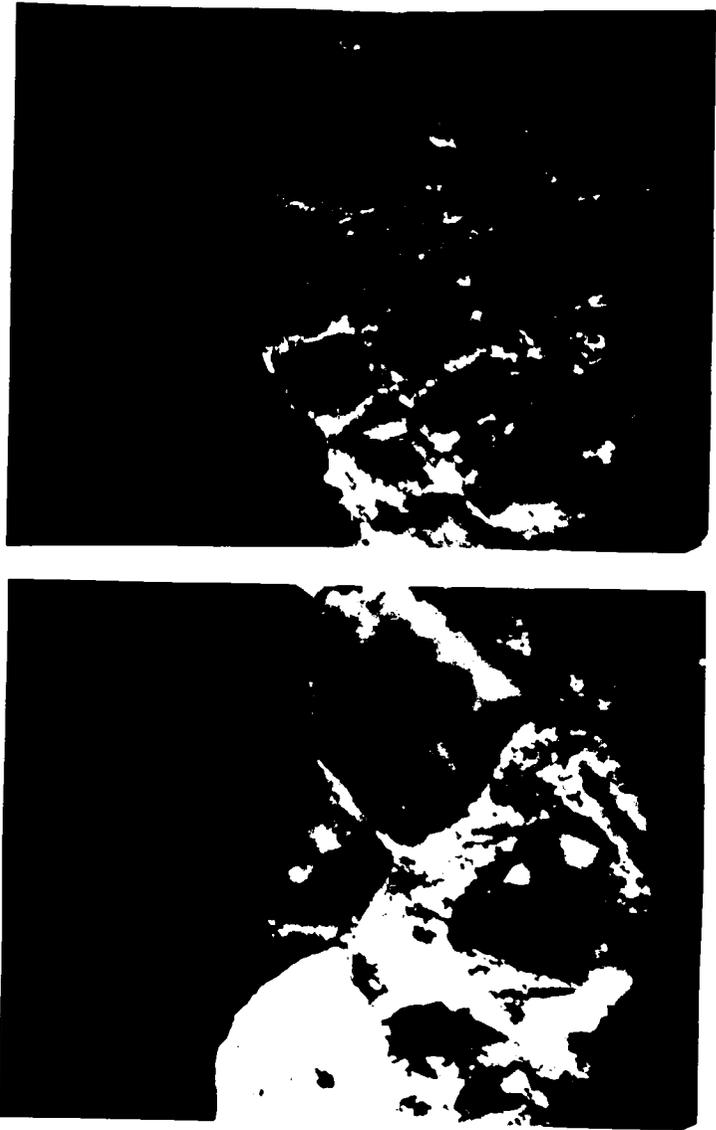


図-129 モルタルの破断面 ×30

図-1.28の要領で載荷し、応力とヒズミの関係を調べ乍ら、供試体表面の変化を調べた。

図-1.29は、破断後の供試体について、破断面の状態を示したものである。砂粒の破断したものは見当らず、砂粒の周りで破断が生じている。

しかし、荷重をかけ乍ら、観察したところでは、破断直前まで砂粒の周りに異状は認められなかった。すなわち、砂粒とセメントペーストの付着は、供試体が破断する直前まで健全であつて、ある部分で、付着が破れ始めると、遂かに全体におよび供試体は瞬時的に破断するもののようである。従つて、才1折点の生ずるのと、付着が破れるのとは関係がない。

結局、モルタル中の砂は才1折点と関係がないと云える。

1.21 ニート・セメントの応力-ヒズミ関係

以上の結果からみると、コンクリートの応力とヒズミとの関係において才1折点のあらわれるのは、結局、セメントペースト自身の性質によるものと考えられる。もし、そうだとすれば、ニート・セメントの供試体の応力-ヒズミ関係においても才1折点が認められなければならない。

ニート・セメント供試体B-I~IVについて測定した応力-ヒズミ曲線は図-1.30の通りであつて、曲げ強度と破断時のヒズミは表-1.6の通りである。応力とヒズミの関係を対数グラフに図示すると、図-1.31のようになる。この図において、水セメント比28%のものは、応力とヒズミの関係が、ほとんど直線であらわされ、才1折点の存在を認められぬ。水セメント比40%のものでは、ヒズミ 1.43×10^{-5} の付近に才1折点が存在する。水セメント比50%のものでは、ヒズミ 2.7×10^{-5} の付近に才1折点が存在する。

水セメント比60%のものでは、ヒズミ 3.0×10^{-5} 近くまで、応力とヒズミとの関係が直線に近い。しかし、完全な直線ではないから、途中に才1折点に相当する点があると考えられる。たゞ、そ

(56)

の位置をはつきり押えることができないだけである。

このように牙1折点をはつきりしないものもあるが、水セメント比40%および50%のものでは、モルタルの場合と、ほぼ、同じ位置に牙1折点があらわれていることからみて、牙1折点はセメントペーストそれ自身の性質によるものと考えて差支えないように思われる。

水セメント比28%のものには牙1折点があられなかつたことについては、1.23節で考察を加えるが、上述の結論を否定するものではない。

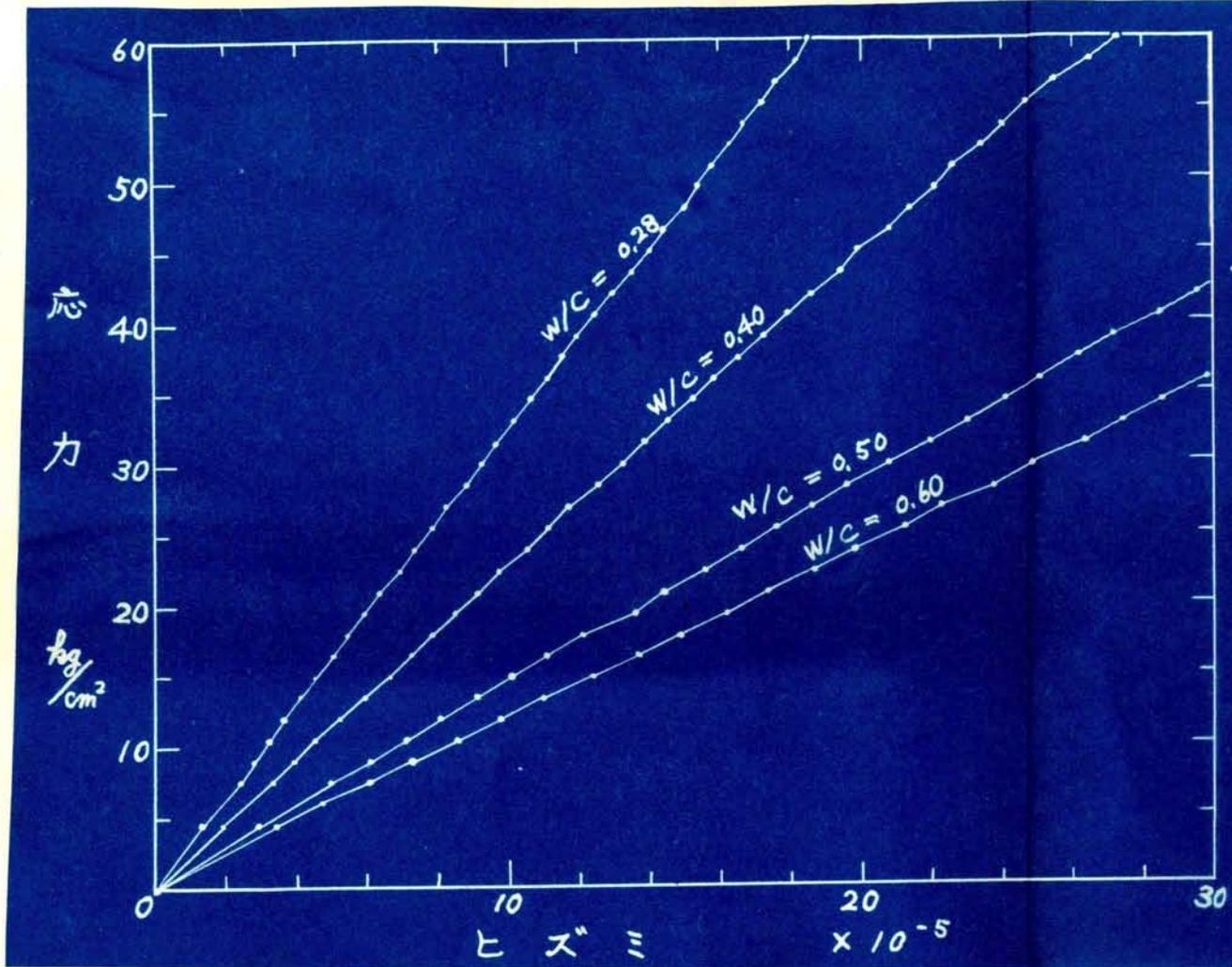


図-1.30 セメントペーストの応力-ヒズミ曲線
($w/c = 0.50$ は1コ、その他は3コノ平均)

表-1.6 セメントペーストの曲げ強度と破断時のヒズミ($w/c = 0.50$ は1コ、その他は3コノ平均)

水セメント比 %	曲げ強度 kg/cm^2	破断時のヒズミ $\times 10^{-5}$
28	102.3	31.7
40	70.3	33.4
50	78.0	54.6
60	68.8	52.6

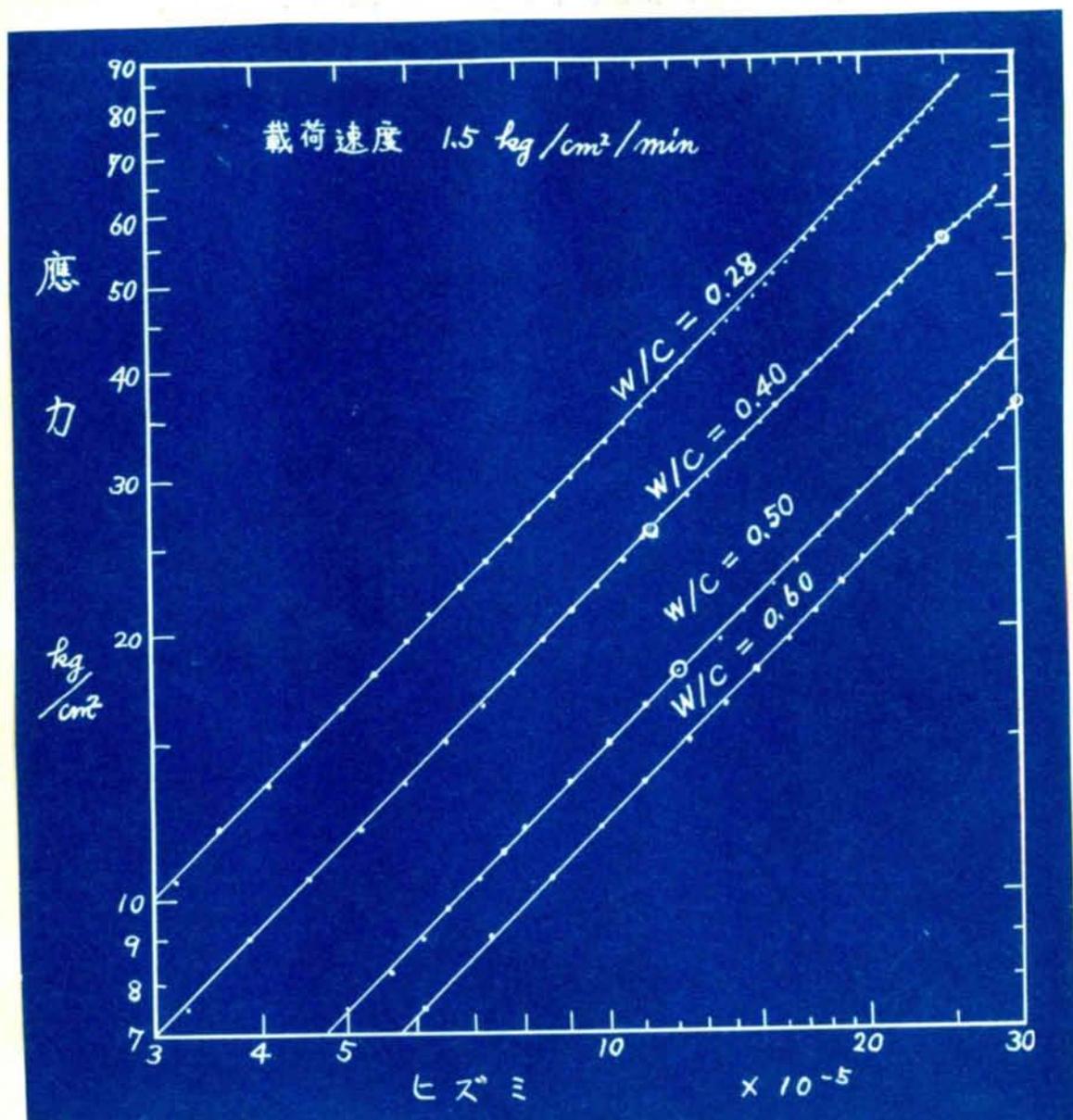


図-1.31 セメントペーストの応力-ヒズミ関係
 ($w/c = 0.50$ は 1 コ、その他は 3 コの平均)

セメントペーストの変形性質とオイ折点との関係をもう少し深く検討するため、硬化したセメントペーストの構造を調べ、さらに荷重とペースト内の結晶に生ずるヒビワレあるいは欠りとの関係を調べてみた。

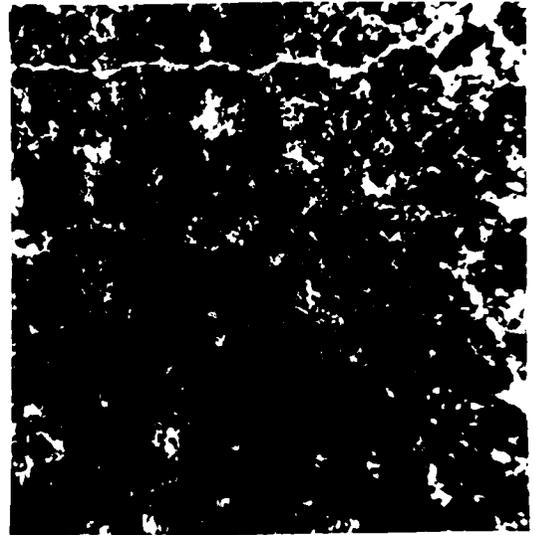
1.22 セメントペーストの構造

材令3月のニートセメント供試体の横断面から、面積 \times 1/cm、厚さの極めて薄い試片をつくり、加熱して吸着水を追い出し、樹脂で固めた后、顕微鏡でその構造を観察した。

図-1.32はセメントペーストの構造を示す。セメントペーストはセメントの未水和粒子、水和してできた結晶、および水和してできたゲルとからなる。肉眼による観察では、水セメント比の小さいものほど結晶が細かく、その数も多い。水セメント比の大きいものでは、空隙が存在するが、こゝに巨大な結晶が発生していることが少くない。図-1.33は、その1例で、水セメント比50%の試片中に見出されたものである。この種の巨大な結晶は、水セメント比28%のものには見当らず、40%以上のものに存在した。



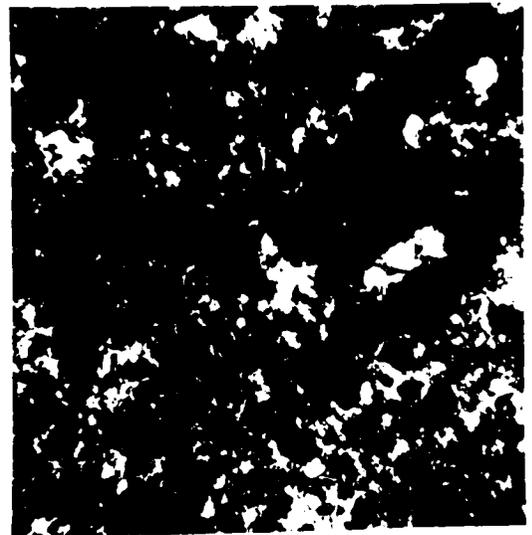
a $W/C = 0.20$



b $W/C = 0.40$



c $W/C = 0.50$



d $W/C = 0.60$

図-132 セメントペーストの構造 $\times 200$



a. 南放



b. 直交ニコル使用

図-1.33 セメントペーストの空隙内に発生した巨大な結晶 $\times 300$

これだけでは、水セメント比によるセメントペーストの構造の相異が明瞭でないので、次のような処理を行った。直交ニコルを使用して、試片をある位置において写真をとる。次に、試片を 45° 回転して写真をとる。2枚の写真から、1枚の紙に、光る部分をトレースする。試片を顕微鏡の載物台にのせて回転すると、結晶の部分の明かるさが変化する。360°回転する間に4回消光し、この位置は互に 90° ずつ隔っている。消光の位置から 45° 回転すると最も明るい状態になる。試片をある位置において写真をとると、結晶のあるものは最も明るい状態にあり、あるものは消光の状態、あるものはその中間の状態にある。試片を 45° 回転すると最初、最も明かるい状態にあったものは消光し、消光の状態にあったものは最も明るくなり、中間の状態にあったものは、 45° 回転後も中間の状態にある。従って2枚の写真から光る部分を一枚の紙にトレースすると、光る部分がすべて網羅できる。このようにして作ったのが図-134であって、図には光る部分が白く表わされている。さてこの図において光る部分はセメントの未水和粒子内の結晶と水和してできた結晶とからなり、光らない部分は、セメントの未水和粒子中の結晶以外の部分とゲルとが大部分を占めている筈であるから、この図から結晶の多少を定性的に比較できる。

以上の観察結果から、次のことが明らかである。水セメント比の小さいものでは、結晶が細かく、その数が多い、結晶の数は水セメント比のふえるに従って減少する。

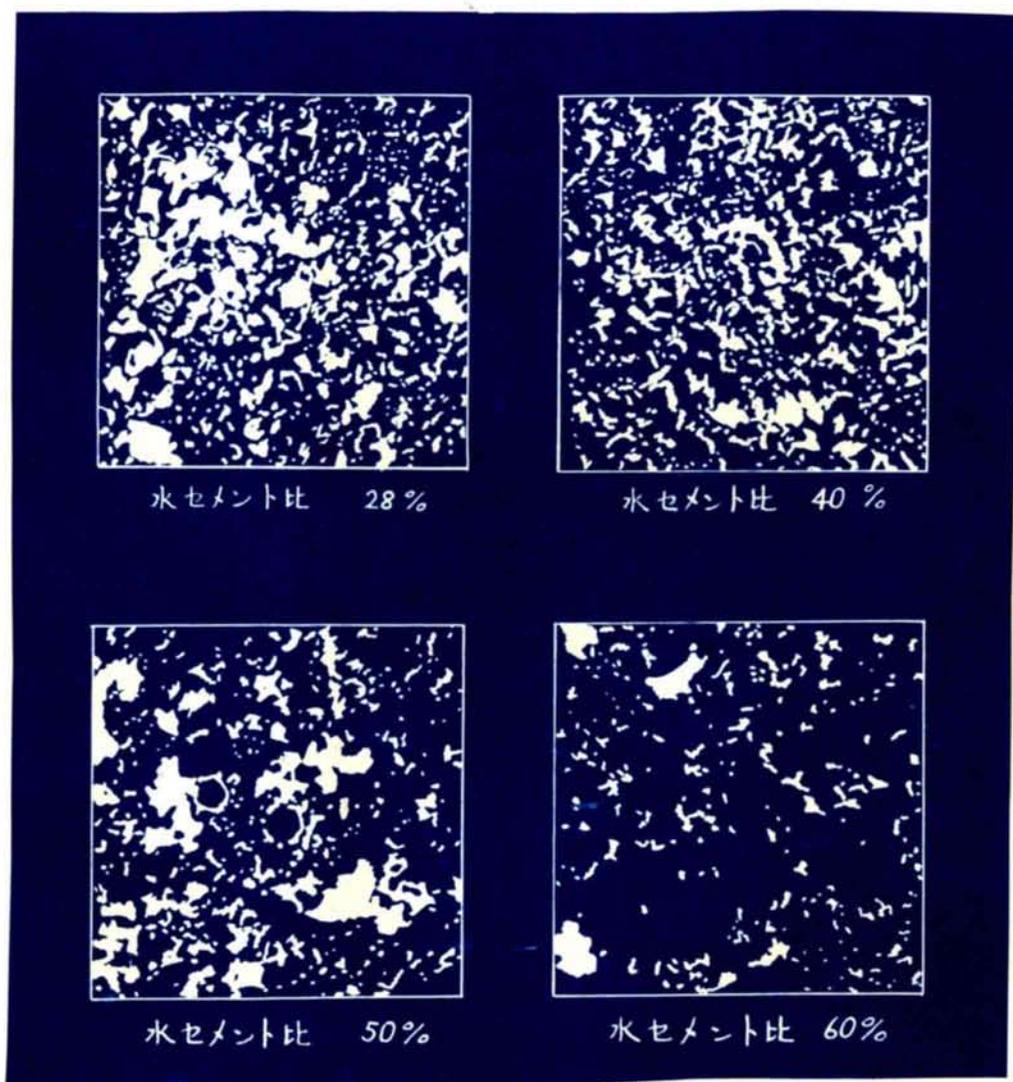


図-134 セメントペースト内の結晶

×100

1.23 ニートセメント供試体の応力-ヒズミ関係についての考察

セメントペーストの構造が明らかになったから、ニートセメント供試体の応力-ヒズミ関係について、改めて考察を加えてみよう。

水セメント比28%のものは、結晶が極めて多い。供試体に田げ応力が生じた場合、水和してできた結晶あるいはセメントの未水和粒子が噛み合うために変形が極めて困難である。水セメント比が多くなるにつれて、結晶の数が減り、ゲルの部分が増加するから、それだけ変形が容易となる。図-130において、水セメント比が小さいほど弾性係数が大きく出ているのは、結晶の噛合によるところが大きいと考えられる。

図-131において、水セメント比28%のものにオ1折点が見られていない。この理由は、結晶およびセメント未水和粒子の噛合ということ念頭において、次のように説明することができる。ニートセメント供試体の変形量がある値に達すると、ペースト中のゲルの変形割合が急に増す。普通の場合には、このゲルの性質がオ1折点となって表われる。ところが、水セメント比28%の場合のように、結晶粒子あるいは未水和セメント粒子の噛合の程度が大きいと、このゲルの性質が表われてこない。水セメント比が28%以上になると噛合の程度が小さくなりゲルの性質が表われてくるために、折点が認められるようになる。

このように、オ1折点の生ずる原因をゲルの故にすると、ニートセメント供試体の実験結果を説明することができる。しかし乍ら、このような説明が許されるのは、ペースト中の結晶粒子あるいはセメントの未水和粒子がオ1折点と関係のないことが証明された場合である。金属の塑性変形は結晶内のじりとの関係のあることは周知の事実であるが、ペースト中の結晶にもこの種のじりが生じ、これがオ1折点となって表われるかも知れない。そこで、ニートセメント供試体に荷重をかけ乍ら、結晶内に生ずる異常を調べてみた。その詳細を次にのべる。

1.24 セメントペースト内の結晶のヒヅワレ

1.22節にのべたように、水セメント比の小さいものの方が結晶の生成が顕著である。結晶内に生ずる異常を調べるには、結晶の多いものが便利と考えられたので、水セメント比28%のもの、すなわち、ニートセメント供試体B-Iを用いることとした。

供試体の引張側を、酸化クロームの粉末を用いて、セーム皮で磨いた後、0.5%のHClを混ぜたアルコールで10秒間腐蝕した。この供試体は、図-1.28の要領で荷重を加えながら、金属顕微鏡で結晶内に生ずる変化を調べた。

本実験では断面積を減少しないよう、表面を軽く磨いたが、セメントの未水和粒子は発見できなかった。表面を厚くすりへらすと、セメント粒子が存在する。表面のごく近くでは、水中養生中に、セメント粒子が完全に水和したものと考えられる。従って、こゝにのべるのはセメントの水和によつて生じた結晶についての観察結果であつて、セメントの未水和粒子についての観察は含まれない。

まず、結晶内に異常が初めて認められるようになるのは、応力あるいはヒズミが幾らの場合であるかを調べることにした。荷重を100g(応力 1.5 kg/cm^2)ずつ増し、その度びに顕微鏡をあちこち移動させて結晶の状態を観察した。本実験には3本の供試体を使用した。どれも荷重1200~1300g(応力1.8~1.95 kg/cm^2 、引張ヒズミ $4.5 \sim 5.4 \times 10^{-5}$)でヒヅワレの発生が認められた。図-1.35はその1例で、荷重1300g(応力1.95 kg/cm^2 、ヒズミ 4.6×10^{-5})までかけた際認められたものである。最初はa図の実線の部分にヒヅワレらしいものが発見された。果してヒヅワレであるかどうかを確かめているうちに、点線のように、ヒヅワレは成長し、その他の箇所にも新しいヒヅワレが発生した。写真は、その最後の状態を示したものである。

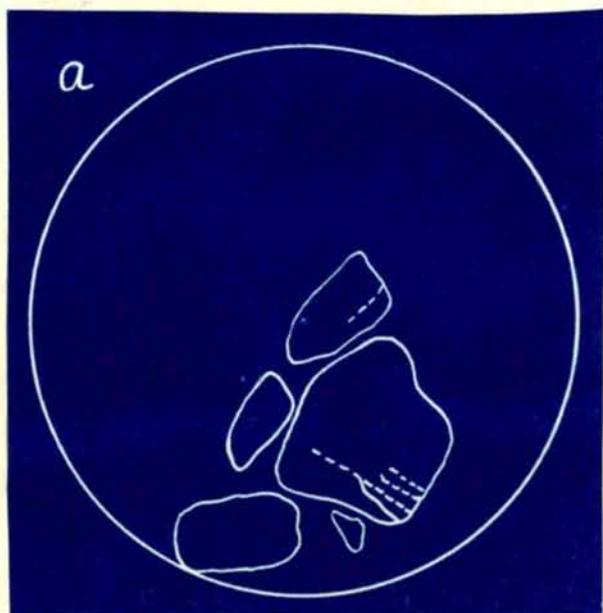


図-135 セメント・ペーストの結晶
内のヒヅワレ $\times 1000$

写真撮影をした後、荷重はそのままとして、顕微鏡を、あちこち移動させたところ、図-1.36のように、比較的小さいニコの結晶に、無数の平行な白い線条が認められた。これは、明かに、図-1.35のヒツワレと異なるものであつて、結晶内のじりと考えられる。図-1.37は供試体破断後に発見したものであるが、図-1.36と同じ性質のものである。

このように、結晶内にはヒツワレとじりの二つの現象が生ずるが、じりは極めて稀であつて、大部分は図-1.35あるいは1.38に見られるようなヒツワレである。

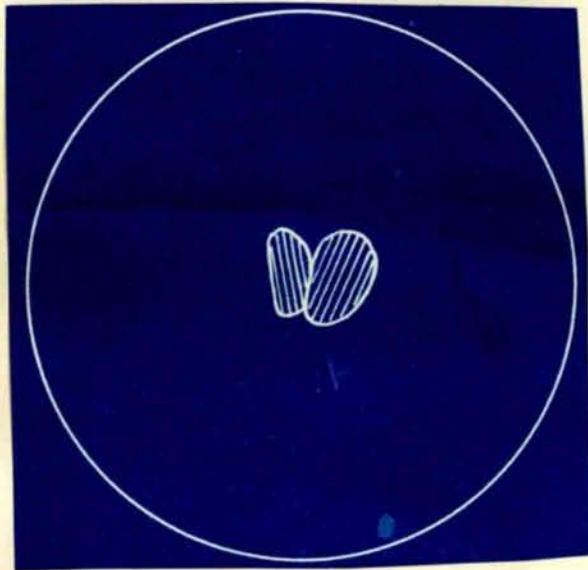


図-1.36 結晶内のじり

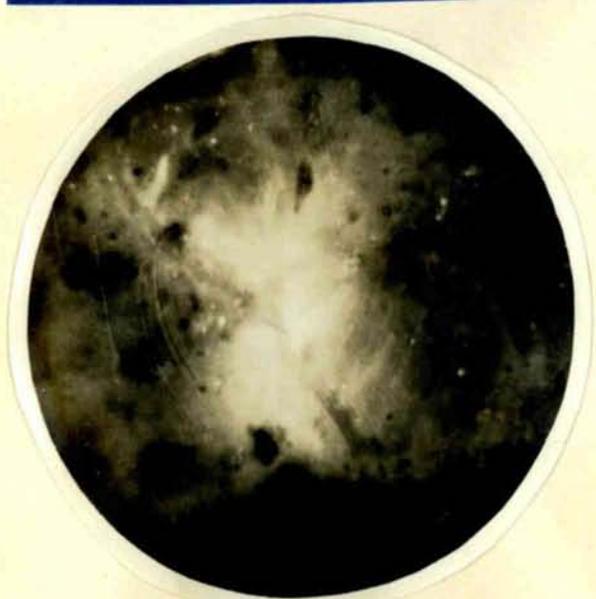
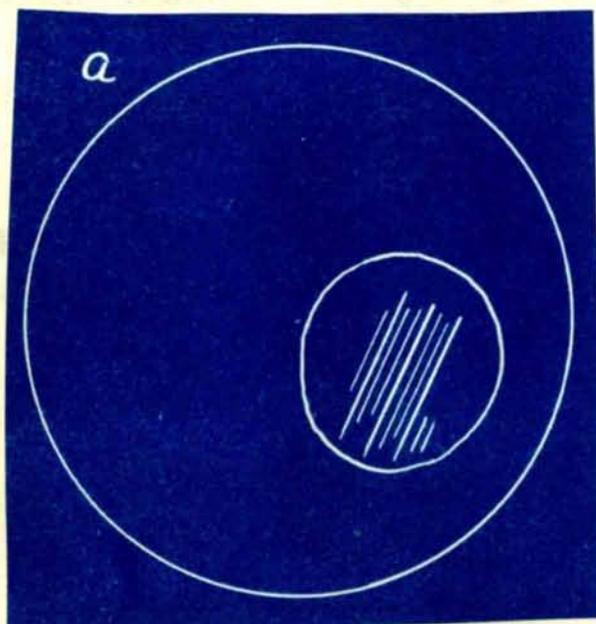


図-1.37 結晶内の欠り $\times 1000$

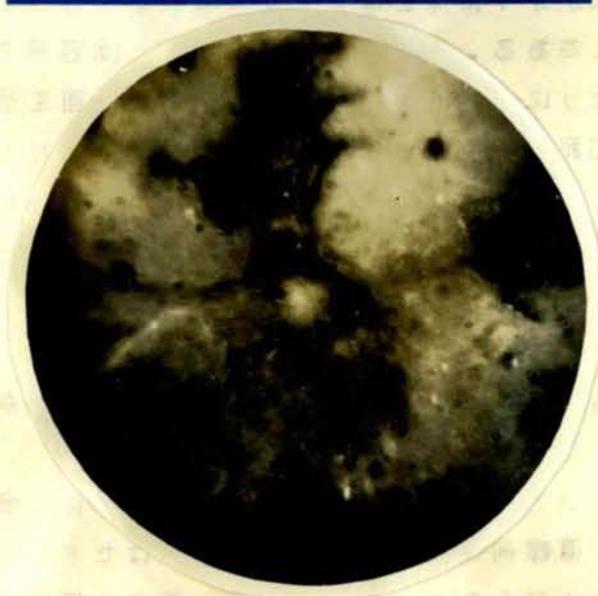
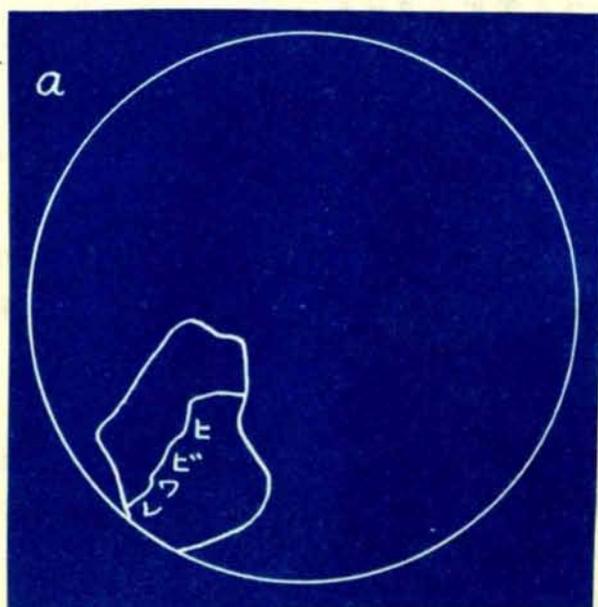


図-1.38 結晶内のヒツワレ(破断后)

$\times 1000$

荷重の増加に伴って応力が増加するに従って、結晶内に生ずる異常を発見できなかつた。しかし、低応力の状態では結晶に生じた異常を発見することが困難であるから、これ以前に異常が生じなかつたと断定することは危険と考えられる。このようにヒビワレあるいはじりの生じ始める点そのものには検討の余地はあるが、極めて低い応力あるいは小さいヒズミで、異常が生じ始めることだけは断言してよい。従つて、セメントペースト内の結晶にヒビワレあるいはじりが生じ始める点と牙1折点とは直接の関係はない。

この種のヒビワレ、あるいはじりは、荷重が増すにつれてゆくてゆく。低応力では異常を生じた結晶を見付けることが困難であるが、破断后には容易に見付けられるようになる。こゝで向題にほるのは、荷重を増していった場合、異常を生じた結晶の数が、ある点から急に増加し、これが牙1折点となつて表われるようなことがないかどうかということである。これを直接確かめることは容易でない。

前にのべたように、ニートセメント供試体の表面を若く磨いた際、セメント末水和粒子については、全然、観察できなかつた。しかし上の例でゆくと、比較的応力の状態で一部のものにヒビワレのような現象の生ずることは想像に難くない。また、このヒビワレもある点から急に増加してゆくことが考えられる。ところがこれらの現象も直接確かめることが容易でない。

そこで、結晶あるいはセメント末水和粒子と牙1折点との関係を間接的に推定してみることにした。

図-137において、水セメント比28%のものは、破断寸前まで応力とヒズミが直線関係にある。結晶あるいはセメントの末水和粒子内に生じたヒビワレあるいはじりが牙1折点と関係のあるものとするれば、28%のものが破断寸前まで直線関係を示すことはない筈であつて、ゲル分の多いものより、むしろ、牙1折点が顕著にあらわれてよい筈である。このような現象が認められないところからすると、ヒビワレとか、じりは牙1折点と関係がないと考えられる。

すなわち、ヒビワレとかじりは破断近くまで同じ割合で発生してゆくか、あるいはその影響が無視しうる程度に小さいと考えられる。

結局、ペースト中のセメントの未水和粒子あるいは水和してできた結晶内に生ずるヒビワレとか、じりが矛1折点と関連をもつとは考えられないわけであって、矛1折点はペースト中のゲルの性質が表われたものと推定される。

1.25 結 論

本章の実験結果を要約すると次のようになる

- 1) 粗骨材は矛1折点と関係がない
- 2) 砂は矛1折点と関係がない
- 3) セメントペースト中の結晶には、比較的小さな荷重でヒビワレあるいはじりを生ずるが、これは矛1折点と関係はない
- 4) 矛1折点を生ずるのはセメントペースト中のゲルの性質によるものであると推定される。

第 2 編

舗装用コンクリートの変形限度に関する考察

第 1 章 コンクリート舗装版の変形量

2.1 ま え が き

コンクリート舗装の大きな欠点の 1 つは、ほとんど例外なく亀裂が発生することである。この亀裂を防止しようとしているんがことが試みられてきた。その 1 つは舗装用コンクリートの研究がある。コンクリート舗装は極めて苛酷な条件に曝されているため、一般構造物と同じようなコンクリートを用いたのでは到底、亀裂を防止することができない。道路に適したセメント、混和材、骨材あるいはコンクリートの配合などについての研究も少なくない。しかし乍ら、舗装用コンクリートの適・不適を簡単に判定する方法がなかった為、この方面の研究は遅々として進んでいない。

著者がオ 1 編で明かにしたコンクリートの変形限度の概念を用いると、舗装用としての適・不適の判定が比較的容易になる。オ 2 編では、従来の舗装用コンクリートについて亀裂防止が可能かどうかを検討してみたいと考えたのであるが、まずオ 1 編では、舗装版の変形限度の大きさを明かにしておく。

2.2 舗装版に生ずる応力の種類

舗装版に生ずる応力の種類は次の4つに分けて考えることができる。

- 1) 荷重による直圧力
- 2) 荷重による曲げ応力
- 3) 摩 擦 応 力
- 4) 反 り 応 力

版へ荷重がのると、版に鉛直方向の圧縮応力が生ずる。これが直圧力である。版の曲げを無視して考えるなら、この圧縮応力は荷重を接触面積で割った値に近いのであろう。コンクリートの圧縮強度を取りに 200 kg/cm^2 とすれば、 10 cm 角 (100 cm^2) で 20 t の荷重に耐えられる。 10 cm 角について 20 t というような大きな荷重は、一寸考えられない。すなわち直圧力については心配する必要はない。

版へ荷重がのると、版は曲げをうけ、その結果、引張応力が生ずる。

隅角部へ荷重がのると、片持バリ式になって、版の上部に引張応力が生ずる。

隅角から遠い部分へ荷重がのると、単絶バリ式になって、版の下部に引張応力が生ずる。

コンクリートは、引張に弱いから、これらの応力は向題にする必要がある。

舗装版の平均温度が変化すると、版が伸びたり縮んだりする。版の水分に変化がおきても、同じような現象がおこる。この際、コンクリートの伸び縮みの量が、順と逆断との間の摩擦によって妨げられると、これに相当する応力が版の面に平行に生ずる。これを摩擦応力と名付けておく。版の伸びが妨げられると圧縮、縮みが妨げられると引張となる。

版の表面と裏面との間に温度の差あるいは湿度の差がおこると版の伸び縮みの量が表面と裏面とで等しくないので、版は反ろう

とする。この反りが妨げられると、それに相当する応力が働く。これが反り応力と呼ばれるもので、昼向版の表面が熱せられると、表面に引張応力が働く。

2.3 隅角部の荷重応力算定式。

Clifford Alder¹⁾が、アメリカ・イリノイ州の *Bates Test Road* において、コンクリート基層を有するトベカ舗装に試験用トラックを通じた場合、版の破壊は全部、隅角部に生ずることを認め、次の式から厚さを決めればよいという結論に達した。

$$h = \sqrt{\frac{3P}{\sigma_c}} \dots \dots \dots (2.1)$$

こゝに h は版の厚さ、 P は車輪荷重、 σ_c はコンクリートの許容引張強度。

この公式が発表されてから、隅角部の応力を求める式は幾つか発表された。この中では *Wester gaard*^{2) 3)} の公式、すなわち。

$$\sigma_c = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{l} \right)^{0.6} \right] \dots \dots \dots (2.2)$$

が最も有名である。

こゝに σ_c = 輪荷重 P kg によつて、隅角
2等分線の方に生ずる、版表
面の最大引張応力 kg/cm²

P = 輪荷重(衝撃加算) kg

h = 版の厚さ cm

a = タイマの接触面積に等しい円
の半径 cm

l = コンクリート版と路盤との相対剛度半径 (radius
of relative stiffness) 次の式であらわされる。 dimension is cm²

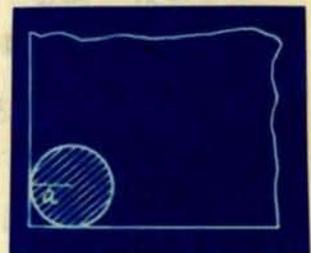
$$l = \sqrt{\frac{E h^3}{12(1-\mu^2)k}} \dots \dots \dots (2.3)$$

E = コンクリートの弾性係数 kg/cm²

μ = コンクリートのポアソン比

k = 路盤の支持力係数 kg/cm³

dimension $\sqrt{\frac{\text{kg cm}^3 \text{ cm}^3}{\text{cm}^2 \text{ kg}}} = \text{cm}^2$



四-2.1
荷重の位置

この式は、荷重が半径 a なる円の面積に均一に分布すること、荷重は図 2.1 のような位置にのること、および路盤の支持力があることを前提条件として、誘導したものである。アメリカ道路管理局 (Public Roads Administration) の Arlington 試験所では、実物大の試験床版をつくり、種々の応力を測定した。^{4, 8)} そのうち、Westergaard の式を基にした広範な研究⁸⁾の結果によると、路盤の支持力が確實に期待できる場合には、式 (2.2) から求めた値と測定応力とは比較的よく一致しているが、路盤の支持力が期待できない場合、すなわち版の隅角部が上方へ反つてゐるときには、測定応力は計算値より 50% 近くも多くなつてゐる。

Gerald Pickett⁹⁾ は、版の隅角部が上方へ反つて、路盤の支持力が期待できない場合、すなわち、隅角部の応力が最も大きくなる場合を対象として、理論的にも無理がなく、しかも Arlington の実験結果によく一致する応力式として、式 (2.4) および (2.5) を導いた。これは Public Roads Administration の半実験公式と呼ばれ、現在アメリカで広く用いられてゐる式である。

i) 補強した隅角部に対しては

$$\sigma_c = \frac{3.36P}{h^2} \left[1 - \frac{\sqrt{\frac{a}{l}}}{0.925 + 0.22 \frac{a}{l}} \right] \dots\dots\dots (2.4)$$

ii) 補強しない隅角部に対しては

$$\sigma_c = \frac{4.2P}{h^2} \left[1 - \frac{\sqrt{\frac{a}{l}}}{0.925 + 0.22 \frac{a}{l}} \right] \dots\dots\dots (2.5)$$

補強した隅角部というのはダウエル・バーなどによつて隅角にのつた荷重が隣りの版へ伝達されるような構造のものをさしている。記号は式 (2.2) の場合に同じ。

2.4 版の内部における荷重応力算定式

版の内部というのは、版の縁あるいは端から距つた部分であつて、こゝへ荷重がのると版の下部に引張応力が生ずる。

Westergaard は

- 1) コンクリート版は均質の弾性体よりなること。
 - 2) 路盤の反力は鉛直に働き、版の撓みに比例すること。
 - 3) 車輪荷重は半径 a の面積に均一に分布すること。
- を前提条件として、次の式を導いた。^{2) 3)}

$$\sigma_i = 0.3162 \frac{P}{R^2} \left\{ \log_{10}(k^3) - 4 \log_{10}(1.6a^2 + k^2 - 0.675k) - \log_{10} k + 6.478 \right\} \dots\dots\dots (2.6)$$

この式は 4 次の微分方程式から誘導したものだといわれる。¹⁰⁾ が、 $E = 3,000,000 \text{ lb/in}^2$ および $\mu = 0.15$ の値を代入して整理したものであるから、その他の場合には適用できない。後に Westergaard は、この式を一級化して次の式を発表した。¹¹⁾

$$\sigma_i = 0.275(1+\mu) \frac{P}{R^2} \log_{10} \left(\frac{ER^3}{kb^4} \right) \dots\dots\dots (2.7)$$

こゝに $E =$ コンクリートの弾性係数

$\mu =$ コンクリートのポアソン比

$k =$ 路盤の支持力係数

$R =$ 版の厚さ

$P =$ 車輪荷重

$a =$ 接触面に等しい円の半径

$b = \sqrt{(1.6a^2 + k^2) - 0.675k}$ (ただし $a < 1.724$ の場合)

$b = a$ (ただし、 $a \geq 1.724$ の場合)。

$E = 3,000,000 \text{ lb/in}^2$ 、 $\mu = 0.15$ とおくと、この式は式 (2.6) と一致する。

Arlington で実際の応力を測定した結果によると、式 (2.7) で計算した理論値は測定応力よりもかなり大きい。Arlington の実験に先立ち、Westergaard¹¹⁾ は、彼自身、路盤反力は、 $k \times$ (版の撓み) で表わされるよりも、もっと荷重の周りに集中

して前記の概念に基づいて、次の修正公式を発表した。

$$\sigma_c = 0.275(1+\mu) \frac{P}{k^2} \left[\log_{10} \left(\frac{E k^3}{k b^4} \right) - 5.454 \left(\frac{L}{L} \right)^2 Z \right] \dots\dots (2.8)$$

この式は式(2.7)に括弧内オズ項を付け加えた形になっている。オズ項のうち、 L は載荷面の中心から荷重が再分布する限界までの距離であり、 Z は *Westergaard* によつて「最大撓みの減少比」(ratio of reduction of the maximum deflections)と名付けられたものである。

Westergaard は応力及び撓みに関する理論値と測定値が一致するように、 L と Z を賦やばよいことを暗示しているが *Arlington* の実測結果⁸⁾では $Z=0.05$ 、 $L=1.75L$ となる。しかし、コンクリートおよび路盤の剛度が変わると、 Z 及び L の値にも変化があるものと考えられる。E. F. Kelley¹²⁾は *Arlington* の実測結果に拘わることなく、 $Z=0.2$ 、 $L=5L$ を用いるべきことを暗示した。この値を用いると、 $Z=0.05$ 、 $L=1.75L$ とするより幾分応力は大きくなる。*Teller* および *Sutherland*⁸⁾も、一般の場合には $Z=0.2$ 、 $L=5L$ とすることを奨めている。いま、 $Z=0.2$ 、 $L=5L$ とおくと式(2.8)は次のようになる。

$$\sigma_c = 0.275(1+\mu) \frac{P}{k^2} \left[\log_{10} \left(\frac{E k^3}{k b^4} \right) - 0.4363 \right] \dots\dots (2.9)$$

2.5 版の縁部における荷重応力算定式

*Westergaard*²⁾³⁾ は、車輪荷重が隅角からかなり距つた外縁上にある場合の応力を発表した。

- 1) コンクリート版は均質の弾性体よりなる。
- 2) 路盤の反力は鉛直に働き版の撓みに比例する。

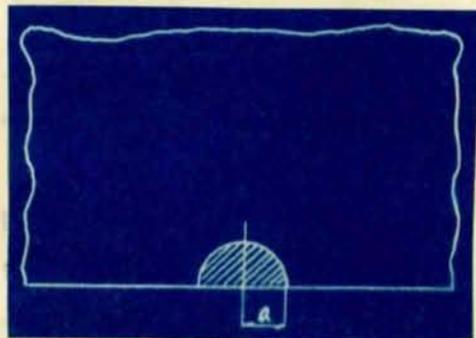


図-2.2 縁における載荷位置

3) 車輪荷重付 図-2.2のように 外縁上に中心を有する半径 a の半円の面積に等分布する。

と仮定すると 円の中心の版の下側に生ずる最大引張応力は

$$\sigma_e = 0.572 \frac{P}{R^2} \left[\log_{10}(R^3) - 4 \log_{10}(\sqrt{1.6a^2 + R^2} - 0.675R) - \log_{10} R + 5.767 \right] \dots \dots \dots (2.10)$$

で求められる。この式は4次の微分方程式から誘導したものだといわれる。¹⁰⁾ が、式(2.6)と同じく $E = 3,000,000 \text{ lb/in}^2$ および $\mu = 0.15$ の値を代入したものである。後に *Westergaard* はこの式を一般化して、次の式を発表した。¹¹⁾

$$\sigma_e = 0.529(1 + 0.54\mu) \frac{P}{R^2} \left[\log_{10} \left(\frac{ER^3}{Rb^4} \right) - 0.71 \right] \dots \dots \dots (2.11)$$

記号は式(2.7)の場合と同じである。 $E = 3,000,000 \text{ lb/in}^2$ $\mu = 0.15$ とおくと 式(2.10)と一致する。

Arlington では この式の精度を確かめるため、図-2.2と同じような位置に荷重を分布させて、実測値と式(2.11)による計算値とを比較した。⁸⁾ その結果によると、版の縁が上方へ反つていない場合、すなわち、路盤の支持が期待できる場合には、式(2.11)は実測値とよく一致している。

しかし、版が上方へ反つた場合には、式(2.11)で求めた値より若干、大きくなる。*Teller* および *Sutherland*⁸⁾ は、この場合を対象とし、*Arlington* における測定応力と一致する応力を与える式として、次の式を導いた。

$$\sigma_e = 0.529(1 + 0.54\mu) \frac{P}{R^2} \left[\log_{10} \left(\frac{ER^3}{Rb^4} \right) + \log_{10} \left(\frac{b}{1-\mu^2} \right) - 1.0792 \right] \dots \dots \dots (2.12)$$

この式は、*Westergaard* の理論式を、できるだけ測定値に一致

(79)

致するように修正した至驗式である。

2.6 荷重応力の算定式

以上の考察に基いて 種々の場合に使用できる荷重応力の算定式を一括して示すと 次のようになる。

隅角部の応力 荷重伝達装置はないものとする。

路盤によつて支持される場合。

$$\sigma_c = \frac{3P}{R^2} \left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{L} \right)^{0.6} \right] \dots\dots\dots (2.2)$$

路盤によつて支持されない場合

$$\sigma_c = \frac{42P}{R^2} \left[1 - \frac{\sqrt{\frac{b}{L}}}{0.925 + 0.22 \frac{b}{L}} \right] \dots\dots\dots (2.5)$$

荷重伝達装置のある場合は(2.2)および(2.5)の80%となる。

版の内部の応力

$$\sigma_i = 0.275(1+\mu) \frac{P}{R^2} \left[\log_{10} \left(\frac{ER^3}{k b^4} \right) - 0.4363 \right] \dots\dots\dots (2.9)$$

縁部の応力

路盤によつて支持される場合

$$\sigma_e = 0.529(1+0.54\mu) \frac{P}{R^2} \left[\log_{10} \left(\frac{ER^3}{k b^4} \right) - 0.71 \right] \dots\dots\dots (2.11)$$

路盤によつて支持されない場合。

$$\sigma_e = 0.529(1+0.54\mu) \frac{P}{R^2} \left[\log_{10} \left(\frac{ER^3}{k b^4} \right) + \log_{10} \left(\frac{b}{1-\mu^2} \right) - 1.0792 \right] \dots\dots\dots (2.12)$$

こゝに

σ_c 、 σ_i および σ_e は、それぞれ 隅角部、版内部及び縁部に生ずる最大荷重応力、 kg/cm^2

P = 輪荷重、 kg

b = 版の厚さ cm 。

a = タイマの接触面積に等しい円の半径 cm

L = コンクリート版と路盤との相対剛度半径 (*radius of*

relative stiffness)

次の式で表わされる。

$$l = \sqrt{\frac{E h^3}{12(1-\mu^2)k}} \quad (2.3)$$

E = コンクリートの弾性係数 kg/cm^2

μ = コンクリートのポアソン比

h = 路盤の支持力係数 kg/cm^3

$b = \sqrt{(1.6a^2 + h^2)} - 0.675h$ (ただし、 $a < 1.724h$ の場合)。

$b = a$ (ただし、 $a \geq 1.724h$ の場合)。

2.7 荷重応力の計算値

2.6節の式を用いて、数値計算を行い、荷重応力のいろいろの性質を調べてみる。計算に当って一番困るのは a の値を如何にとるかということである。幸い、これについてはアメリカの6大タイヤ製造会社および *Tire and Rim Association* から提供された資料¹³⁾ があるのでこれを引用することとした。計算に用いた a の値は表-2.1の通り、その他の数値は適宜仮定した。

表-2.1 輪荷重と a との関係

輪荷重 kg	計算に用いた荷重 P (輪荷重 $\times 1.2$) kg	a cm
2,000	2,400	16.2
3,000	3,600	19.1
3,500	4,200	20.2
4,000	4,800	21.3
5,000	6,000	23.2

車輪荷重が 2,000 kg から 5,000 kg まで変化した場合の荷重応力は、図-2.3 のようになる。

版の厚さが増すにつれて、図-2.4 のように、応力の値は減少する。版が薄い場合には減少の程度が著しいが、ある程度厚くなると減少の程度が小さくなる。

路盤の支持力係数 h が 1 kg/cm^3 から 9 kg/cm^3 まで変化した場合

(61)

の応力の変化を圖-2.5に示す。 $\gamma = 5 \text{ kg/cm}^2$ 以上では、 γ の値が変化しても応力の値そのものに大きな変化がみられない。

コンクリートの弾性係数 E が $200,000 \text{ kg/cm}^2$ から $350,000 \text{ kg/cm}^2$ まで変化しても、圖-2.6のように、応力にはほとんど変化が認められない。

図 2.5 及び 2.6 のデータ

弾性係数 E (kg/cm^2)	応力 (kg/cm^2)	変位 (cm)
200,000	5.0	0.001
200,000	10.0	0.002
200,000	15.0	0.003
200,000	20.0	0.004
200,000	25.0	0.005
350,000	5.0	0.001
350,000	10.0	0.002
350,000	15.0	0.003
350,000	20.0	0.004
350,000	25.0	0.005

この結果から、コンクリートの弾性係数 E が $200,000 \text{ kg/cm}^2$ から $350,000 \text{ kg/cm}^2$ まで変化しても、応力にはほとんど変化が認められない。これは、コンクリートの弾性係数 E が、応力 σ と変位 δ の間に、 $\sigma = E \delta$ の関係が成り立つためである。したがって、応力 σ が一定の場合、弾性係数 E が変化しても、変位 δ は $\delta = \sigma / E$ の関係で変化する。この結果から、コンクリートの弾性係数 E が $200,000 \text{ kg/cm}^2$ から $350,000 \text{ kg/cm}^2$ まで変化しても、応力にはほとんど変化が認められない。

$\mu = 0.15$

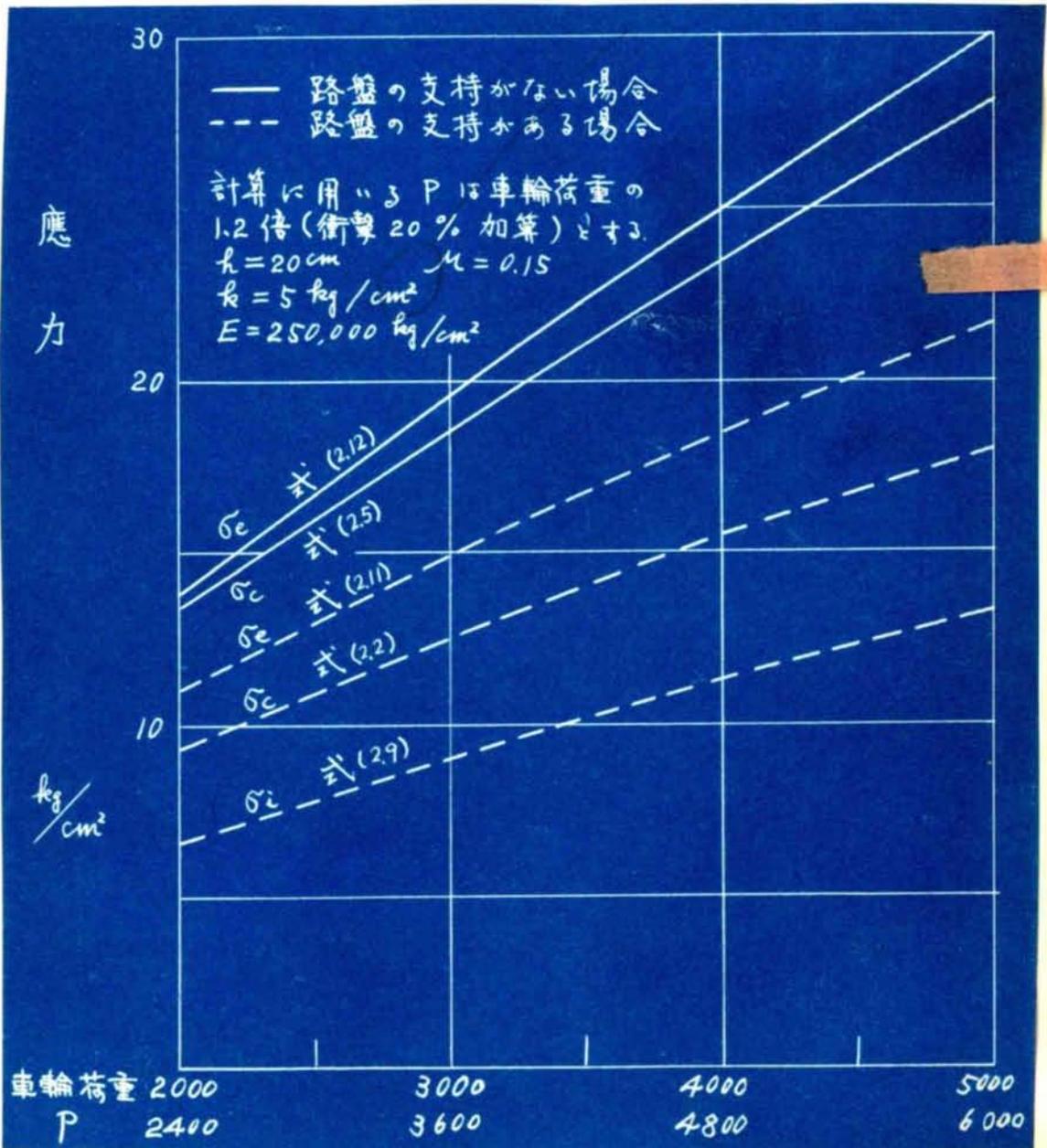


図-2.3 車輪荷重と応力との関係

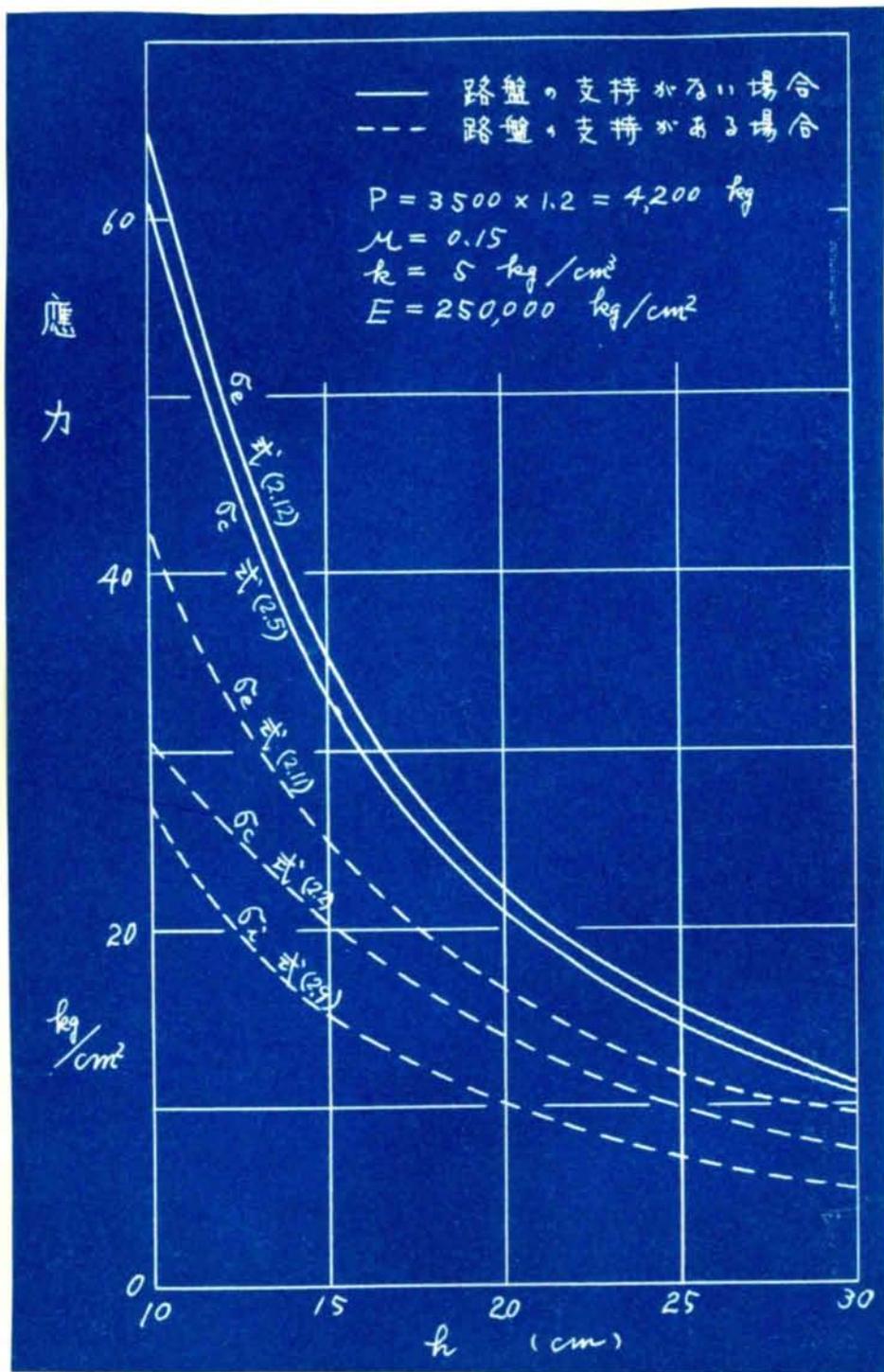
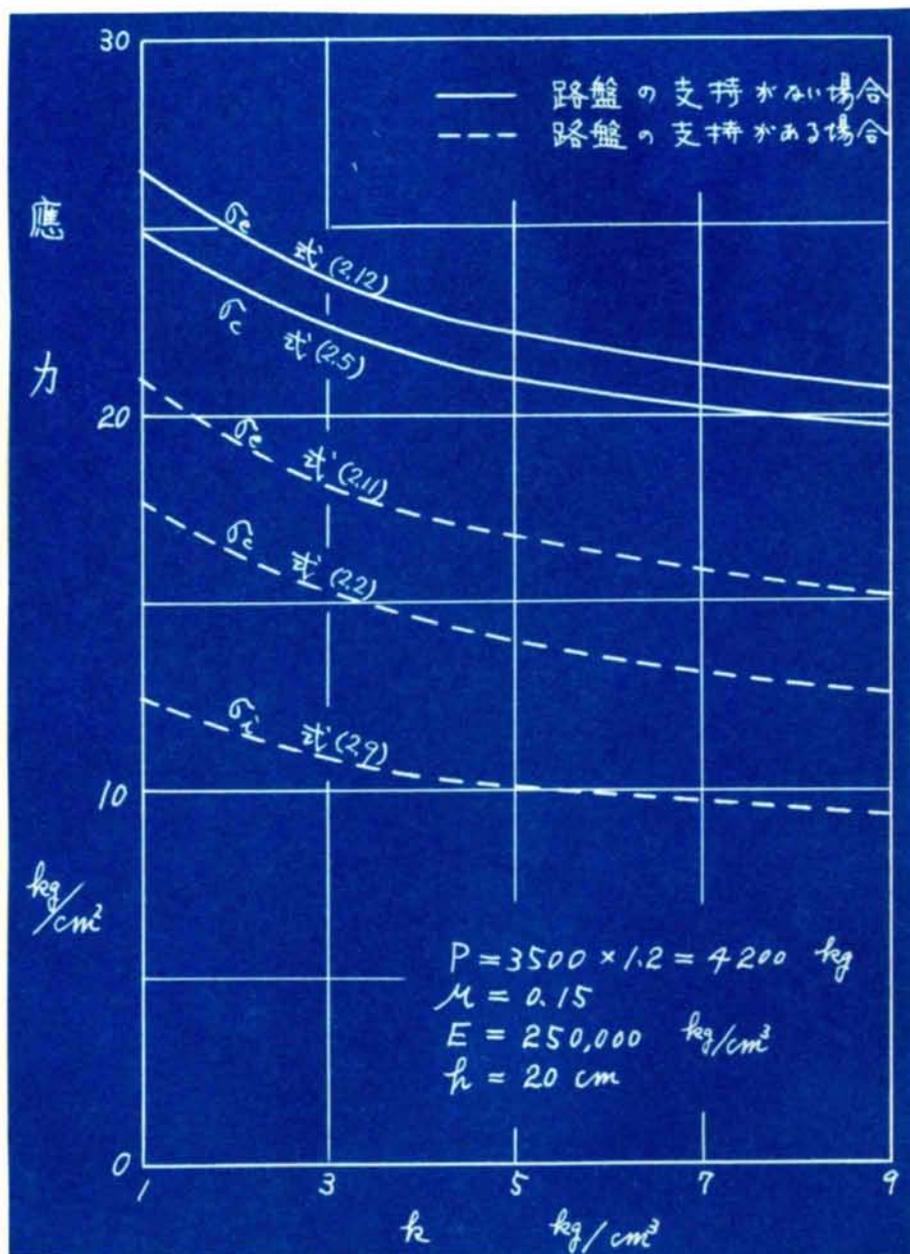


図 - 2.4 版の厚さと応力との関係



四-2.5 k の値と応力との関係

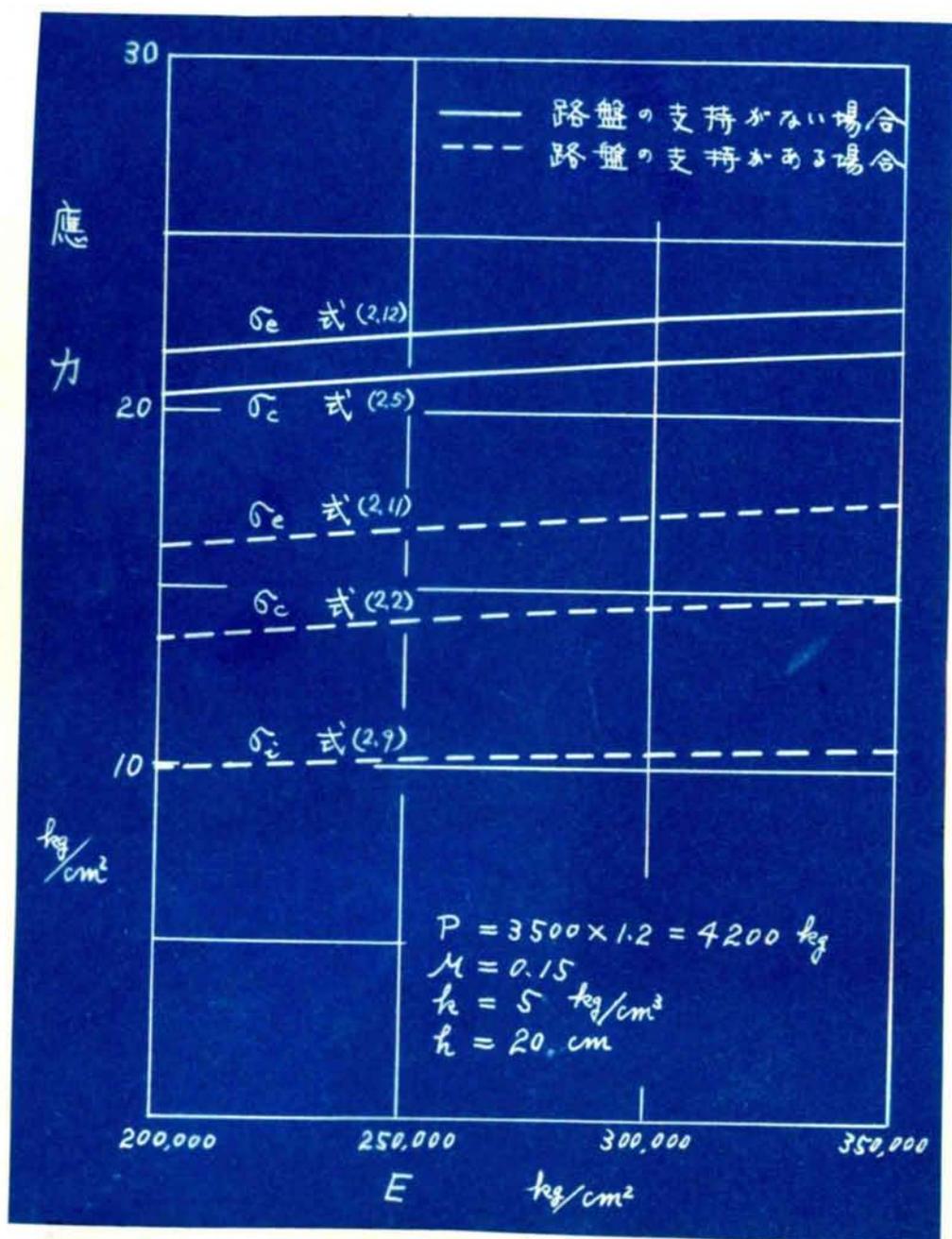


圖-2.6 コンクリートのEと応力との関係

四-2.3 ~ 2.6によると、踏盤の支持がある、ないに拘わらず、最も大きな荷重応力が生ずるのは縁部である。隅角部がこれに次ぎ、版の内部の応力は最も小さい。最近、アメリカで行われた模型実験¹⁴⁾でも、縁部の応力の方が隅角部のそれより大きくなっている。Olderの隅角公式が発表されて以来、荷重応力は隅角部で最大になるという風に考えられてきた。版の厚さの設計には、いまでも、隅角部の応力算定式が用いられている¹³⁾が、縁部の応力の方が隅角部ののそれより大きいことを十分認識しておく必要がある。

踏盤の支持の有無

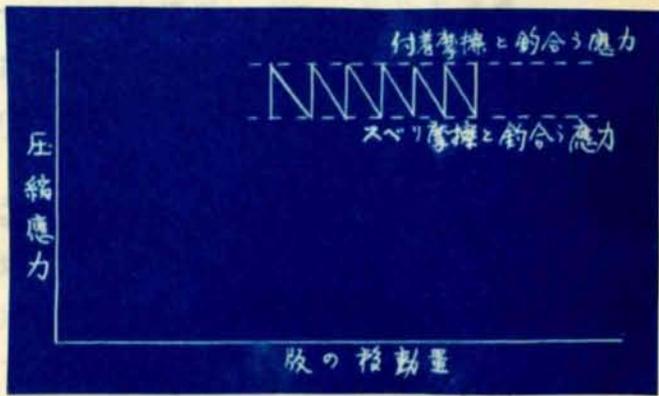


の相違
Total load
同一の圧力

2.8 摩擦応力の算定式

版と踏盤との間に生ずる摩擦は、付着摩擦と釣り摩擦の2つに分けて考えることができる。例えば、版の温度が上って舗装版に圧縮応力が働いている場合を考えてみる。圧縮応力の値がある限度をこえると、版と踏盤との付着摩擦に打ちかつようになり、版は伸びて応力が減少する。この応力の減少は、釣り摩擦と釣合うまでで、再び温度が上ると、版の圧縮応力は次第に増加し、この応力が付着摩擦に打ちかつようになると、再び版が伸びる。このようにして版は断続的に移動し、版に働く圧縮応力と版の移動量との関係は、四-2.7のようになると考えられる。版の温度が下って版が縮もうとする場合にも、同じことになる。

版の厚さの増加
版の厚さの減少



四-2.7 版の応力と移動との関係

このことは、小さな版を用いて摩擦係数を測定した結果に、あらわれている。

図-2.8はシルト頂略盤の上へ、厚さ5cm、長さ50cm、巾30cmの小さい版をつくり、これを引張って摩擦係数を測定した

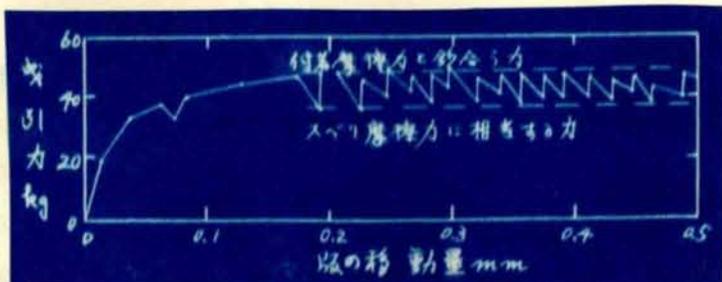


図-2.8 摩擦係数測定の一例
(床版: $30\text{cm} \times 50\text{cm} \times 5\text{cm}$)

結果である¹⁵⁾ 版を引張ると、初めのうちは曳引力が増すにつれて、版が徐々に移動するが、曳引力がある値に達すると、版がたぐるため、曳引力が急に減少する。その后曳引力を増しても、暫くの間は、版が静止しており、曳引力がある値に達すると再びたつて、曳引力が減少する。版がたがり始める時の曳引力は付着摩擦に釣り合った力であり、版のたがり止んだ時の曳引力はたがり摩擦と釣り合った力である。

このように、摩擦係数は、初めのうちは、版の移動量が増すにつれて放物線的に増加し、最大値に達すると、その後は大体一定とみなすことができる。厳密には、最大値に達した後は锯齿状に変化するが、これは精密な測定を行った場合のみ認められるものであって、従来の測定資料には認められないのが普通である。⁵⁾ ¹⁶⁾ ¹⁷⁾ ¹⁸⁾ ここでは、計算の簡単のため、摩擦係数は最初放物線、最大値に達した後は一定と考えて、摩擦応力の算定式を誘導する。E. F. Kelley¹²⁾は、Arlingtonで得られた実測結果¹⁷⁾について図-2.9のような近似曲線を求めた。すなわち、水平移動量 0.06m までは原点を頂点とする放物線をなし、その後は一定であると仮定した。この仮定に基づいて、版長さ a に沿う摩擦係数の変化を示すと、図-2.10のようになる。Xは版の中心から摩擦係数が最大になる点までの距離である。

図-2.10における χ は、

$$\chi = \frac{d}{\alpha \theta} \quad (2.13)$$

で求められる。こゝに

d = 摩擦係数-移動量曲線において、摩擦係数が最大、すなわち f_{max} になった点の最小の移動量 (図-2.9においては 0.06 in)、

θ = 版の温度変化、 $^{\circ}\text{C}$

α = コンクリートの膨脹係数

である。

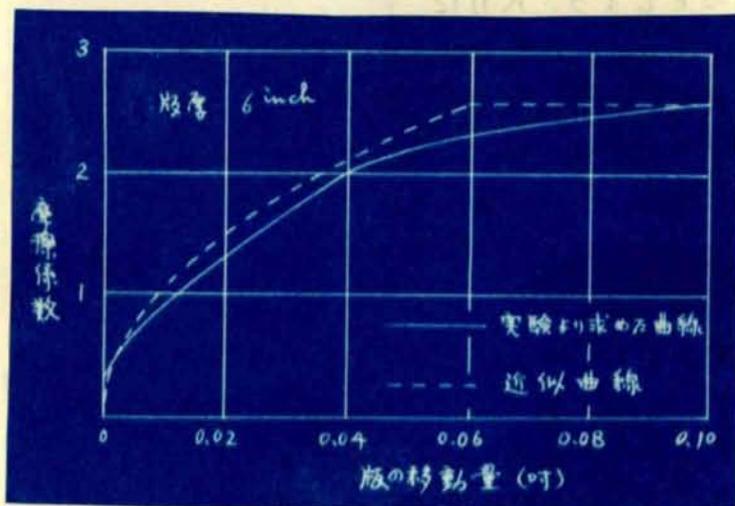


図-2.9 路盤摩擦係数と水平移動量との関係の一例

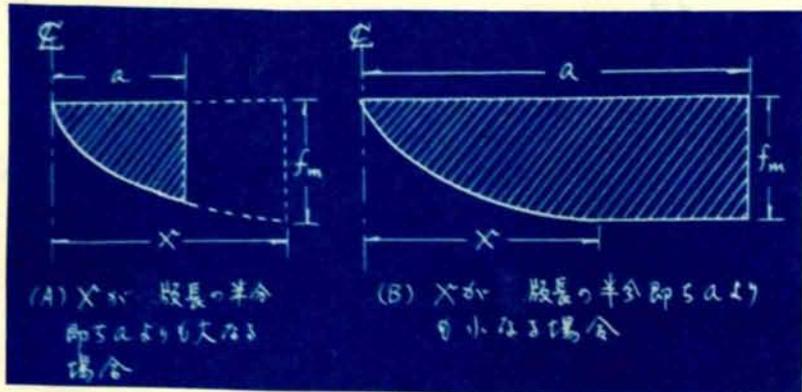


図 - 2.10 版の中心から端までの摩擦係数の変化.

摩擦係数一定の場合の摩擦応力

いま仮りに、版と路盤との間に働く摩擦係数は版の全長にわたって一定であるとしよう。ハリに生ずる応力 σ_x は摩擦抵抗によって生ずるものであるから図 - 2.11 において

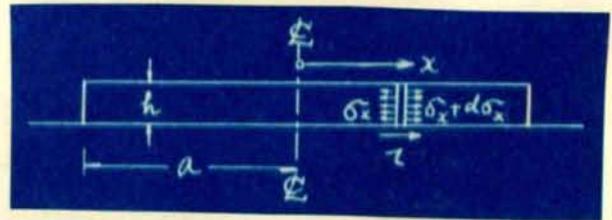


図 - 2.11

であるから図 - 2.11 において

$$d\sigma_x = \frac{\tau}{h} dx$$

$$\frac{d\sigma_x}{dx} = \frac{\tau}{h}$$

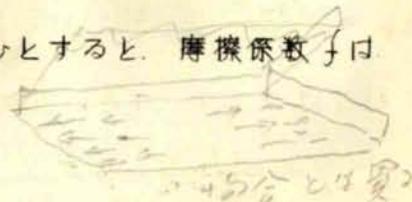
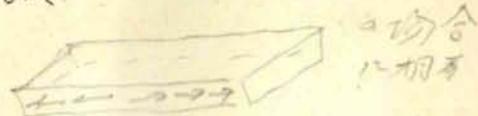
σ_x が h 方向に
uniformである
ことは容易に証明
可能

コンクリートの単位重量を w とすると、摩擦係数 f は

$$f = \frac{\tau}{wh}$$

である。従って

$$\frac{d\sigma_x}{dx} = f w \dots \dots \dots (2.14)$$



$$\sigma_x = \int_0^a f w dx$$

$$\therefore \sigma_x = f w (a - x) \dots \dots \dots (2.15)$$

となる。最大応力は $x=0$ のところに生じ

$$\sigma_{x \max} = f w a \dots \dots \dots (2.16)$$

$x > a$ なる場合の摩擦応力

図 - 2.12 において、版の中心から x の距離における摩擦係数の値は

$$f = f_m \sqrt{\frac{x}{X}} \dots \dots \dots$$

$$\dots \dots \dots (2.17)$$

であらわされる。

式 (2.14) と (2.17)

とから

$$\frac{d\sigma_x}{dx} = f_m w \sqrt{\frac{x}{X}} = \frac{f_m w}{\sqrt{X}} x^{\frac{1}{2}}$$

$$\therefore \sigma_x = \frac{f_m w}{\sqrt{X}} \int_x^a x^{\frac{1}{2}} dx$$

すなわち、

$$\sigma_x = \frac{2f_m w}{3\sqrt{X}} \left(a^{\frac{3}{2}} - x^{\frac{3}{2}} \right) \dots \dots \dots (2.18)$$

最大応力は $x=0$ すなわち版の中心に生じ 次のようになる。

$$\sigma_{x \max} = \frac{2f_m w}{3\sqrt{X}} \cdot a^{\frac{3}{2}} \dots \dots \dots (2.19)$$

$x < a$ なる場合の摩擦応力

摩擦係数の大きさは、図 - 2.10 (b) のように分布する。

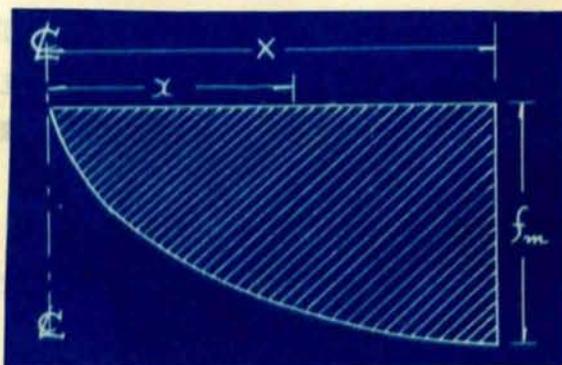


図 - 2.12

マカフ係数は層間ではなけいば、じにかり得ない

この場合はマカフ力の变化はかま

(2.14) 式の様にマカフ係数と定着必要の力はなけい

(91)

$x > X$ なる部分では、式(2.15)で求められる。 $x < X$ なる部分では

$$\sigma_x = f_m w \left\{ a - x + \frac{2}{3\sqrt{x}} \left(x^{\frac{3}{2}} - X^{\frac{3}{2}} \right) \right\} \dots \dots \dots (2.20)$$

となる。従って最大応力は $x = 0$ 、すなわち版の中心に生じ、次のようになる。

$$\sigma_{x \max} = f_m w \left(a - \frac{X}{3} \right) \dots \dots \dots (2.21)$$

ACI 325 委員会、オIV 小委員会最近の報告書¹⁸⁾では次のようにして、摩滅応力の算定を行っている。

版の移動量が小さい場合の摩滅係数 f は、次の式で表わすことができる。

$$f = U \sqrt{a'}$$

ただし、 U は増数、 a' は温度変化に基づく任意点の移動量であつて

$$a' = \alpha \theta x$$

ただし x は、版の中心からの距離。従つて

$$f = U \sqrt{\alpha \theta x}$$

もし、版の何れの部分にもたり摩滅が生じない場合には、平均摩滅係数 f_a は

$$f_a = \frac{2U}{3} \sqrt{\alpha \theta a} \dots \dots \dots (2.22)$$

版の移動量が大きくなると、たり摩滅が生ずる。版の中心からたり摩滅が生ずる点までの距離 X は、

$$X = \frac{1}{\alpha \theta} \cdot \frac{f_s}{U^2}$$

で表わすことができる。ただし、 f_s は、たり摩滅係数。 $2X$ より長い版に対しては、平均摩滅係数は Kelley⁽²⁾ が既に認導しているように、

$$f_a = f_s \left(1 - \frac{x}{3a} \right) \quad \dots\dots\dots \text{米} \quad (2.23)$$

で求めることができる。

式(2.22)および(2.23)の f_a を式(2.16)の f の代りに用いて摩擦応力は求める。ACIの報告書¹⁸⁾では、この場合を対象として、計算に使用する L の値を示している。

このACIの方法は、結局は、筆者の方法と同じ考えに立ったものであるし、筆者の方法に比べて特に利益があるとも考えられない。以下、筆者の計算式を用いて、摩擦応力の値を求めてみる
京都市百万遍一東一方向のシルト質土についての実験結果¹⁵⁾

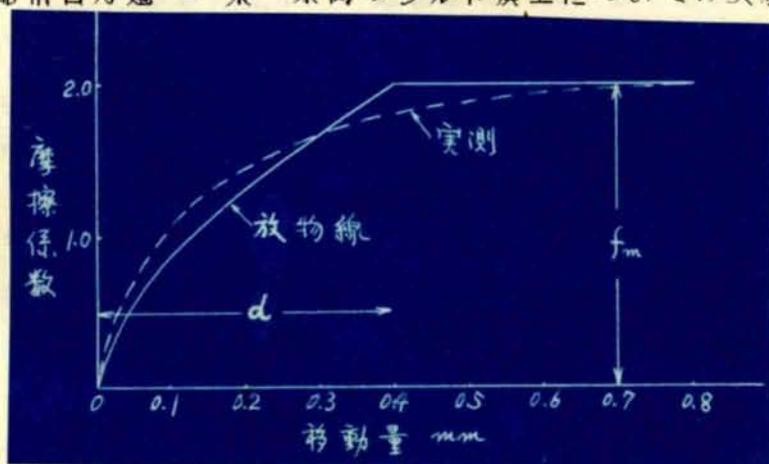


図-2.13 京都百万遍一東一方向における摩擦係数測定 (床版厚20cm)

米…この式は既に Kelley¹²⁾ が誘導したものである。ACIの報告書では、Kelleyの求めた式として次の式が示されている。

$$F_a = F_s \frac{(1 - 2x/w)}{3L}$$

本文の記号で書きかえると

$$f_a = f_s \frac{(1 - 2x)}{6a}$$

これは、

$$F_a = F_s \left(1 - \frac{2x/w}{3L} \right)$$

を書き誤ったものと考えられる。

93)

は図-2.13の通り、図には版の厚さ20cmのものだけを示しておいたが、次のような関係があった。

版の厚さ20cmの場合 $d=0.4m$ $f_m=2.0$

“ 10cm “ $d=0.2m$ $f_m=2.5$

この値は f_m が2~3の範囲内にあつて、代表的な測定値の1つと考えられるので、ここではこれを計算に用いることとする。

2.9. 摩擦応力の計算値

摩擦係数

小さな寸法の版について測定した従来の結果によると

- 1) 路盤が湿ると、摩擦係数は、小さくなる。^{16) 17)}
- 2) 路盤が凍結すると、摩擦係数は、うんと大きくなる。¹⁷⁾
- 3) 版を繰返して移動させていると、摩擦係数は小さくなる。^{5) 18)}
- 4) 路盤土壌の性質によつて、摩擦係数の大きさが異なる。^{16) 17)}

表-2.2および2.3は、その例である。

- 5) 版の厚さによつて、摩擦係数の測定値が異なる。^{5) 15) 18)}

表-2.4にも示すように、版の厚さが小さいほど摩擦係数が大きくなる。

更に実物大の版について測定した結果によると、

- 6) 実物大の版について求めた摩擦係数の値は、小さな版について求めたものより小さい。¹⁶⁾

このように、摩擦係数はいろんな要素によつて変るが、表-2.2と2.4によると、大体において、最大摩擦係数 f_m は2~3以下と考えられる。

表 - 2.2

湿っているが、強固な種々の路盤上で測定した
摩擦係数 — 版の厚さ 6 in (A. T. Goldbeck)

路盤の種類	移動量 0.001 in における摩擦係数	移動量 0.01 in における摩擦係数	移動量 0.05 in における摩擦係数
粘土・平滑	0.55	1.30	2.07
“・凹凸	0.57	1.29	2.07
口 — 土	0.34	1.18	2.07
砂、平滑	0.69	1.24	1.38
3/4 in. 砂利	0.52	1.10	1.26
3/4 in. 碎石	0.44	0.92	1.09
3 in. 碎石	1.84	1.78	2.18

表 - 2.3

種々の路盤上で測定した摩擦係数 (江守保平氏)

路盤の種類	路盤の状態	版の重さ lb	摩擦係数
砂 利	水分飽和	136	1.76
	乾	124	1.81
	や > 湿	122	1.92
	乾	146	2.19
	乾	144	2.48
	や > 湿	100	2.80
粘 土	水分飽和	108	2.22
	水分飽和	103	2.52
	乾	104	3.85
	乾	104	4.78

表 - 2.4

版の厚さと摩擦係数との関係 - 踏盤表 A-4

(L. W. Teller および E. C. Sutherland)

版の厚さ <i>in</i>	版の厚さ <i>lbs/in²</i>	移動量 0.01 <i>in</i> における 摩擦係数	移動量 0.02 <i>in</i> における 摩擦係数	移動量 0.03 <i>in</i> における 摩擦係数	移動量 0.04 <i>in</i> における 摩擦係数	移動量 0.07 <i>in</i> における 摩擦係数	移動量 0.10 <i>in</i> における 摩擦係数
8	0.67	0.8	1.2	1.5	1.8	2.1	2.2
6	0.50	0.9	1.3	1.6	2.0	2.4	2.5
4	0.33	1.1	1.5	1.8	2.2	2.8	3.1
2	0.17	1.3	1.7	2.1	2.5	3.3	3.5

版の平均温度

版の平均温度は日の出前に最も低くなり、昼間に最高に達する。京都大学土木工学科教室内の試験床版について測定した平均温度は、表 - 2.5 のようになっている²⁰⁾。最高温度は、晴天の日のみを示したが、最低温度は悪天候の場合も示してある。なお、版の平均温度としては、厚さ 10 cm の場合には、表面から 0 cm, 5 cm および 10 cm における 3 つの測定値の平均を、厚さ 20 cm の場合は 0 cm, 5 cm, 10 cm, 15 cm および 20 cm における 5 つの測定値の平均を採用した。

まず、表 - 2.5 から測定日における最高温度と最低温度の差を求め、測定月日に応じて図示すると、図 - 2.14 のようになる。この図によると、1 日を週期とする版の平均温度の変化は、

- 1) 10 cm 版の方が、20 cm 版より大きい。
- 2) 夏季 (6 月、7 月) に最も大きく、冬季 (12 月、1 月) に最も小さい。
- 3) 夏季においては、10 cm 版では約 24°C、20 cm 版では約 20°C に達する。

次に、表 - 2.5 の最高温度と最低温度とを測定月日に応じて図示すると、図 - 2.15 および 2.16 のようになる。1 年を通じて

表一〇〇

版の平均温度の最高と最低

測定日	10cm 版				20cm 版			
	最 高		最 低		最 高		最 低	
	°C	時刻	°C	時刻	°C	時刻	°C	時刻
昭和17年		時分		時分		時分		時分
2月5日	-	-	27	7.30	-	-	33	7.30
3.26	-	-	7.7	6.30	-	-	10.9	6.30
5.28	35.9	14.30	15.2	5.00	35.8	14.30	16.3	5.00
7.6	44.3	15.30	25.3	5.00	40.5	15.30	25.0	5.00
7.28	50.6	13.00	29.5	6.05	45.4	13.30	30.8	6.05
9.3	-	-	25.2	5.00	-	-	26.1	6.00
9.29	-	-	16.7	6.00	-	-	17.7	6.30
10.28	26.2	14.00	9.1	6.30	22.2	14.30	10.5	6.30
11.26	-	-	0.6	7.00	-	-	1.7	7.00
12.22	11.2	14.30	- 1.7	7.00	7.9	14.30	- 0.6	6.30
昭和18年								
1.26	-	-	- 0.5	6.30	-	-	0.6	7.00
2.25	-	-	1.3	6.30	-	-	1.8	6.30
3.24	-	-	7.6	6.30	-	-	8.2	6.30
4.26	32.0	13.30	10.6	5.30	26.2	14.00	12.5	6.00
5.27	-	-	17.1	6.00	-	-	19.4	6.30
6.24	43.4	14.30	21.1	5.30	37.0	15.00	21.7	5.30
8.2	48.2	15.00	25.7	6.00	42.0	14.30	26.9	6.00
8.30	-	-	25.1	6.30	-	-	26.7	6.30
9.30	37.2	13.30	18.2	7.00	31.5	14.00	18.4	7.00
10.28	27.5	13.30	12.3	6.30	23.4	13.30	13.2	6.30
11.27	16.4	14.30	3.5	7.00	13.7	14.30	4.4	7.00
12.27	12.7	13.00	- 0.1	7.00	9.4	13.00	- 0.5	7.00
昭和19年								
1.27	-	-	0.8	8.11	-	-	1.5	8.11
2.26	17.0	14.30	- 0.1	6.30	12.7	15.30	0.3	7.00
4.5	27.4	14.30	7.2	5.30	22.1	14.30	7.6	5.30
5.1	30.6	14.00	10.3	5.30	26.4	14.30	12.2	5.30
5.26	-	-	18.8	6.30	-	-	29.7	6.30
6.6	-	-	17.2	5.00	-	-	17.7	5.00
7.7	44.7	14.30	21.6	5.15	39.3	14.00	22.2	5.35
8.9	-	-	24.4	5.00	-	-	26.0	5.00
8.24	-	-	28.3	6.00	-	-	29.0	6.00
9.27	37.2	13.30	19.0	6.00	32.1	13.30	18.6	6.00
12.26	11.0	15.00	- 1.0	7.00	8.2	15.00	- 0.5	7.00

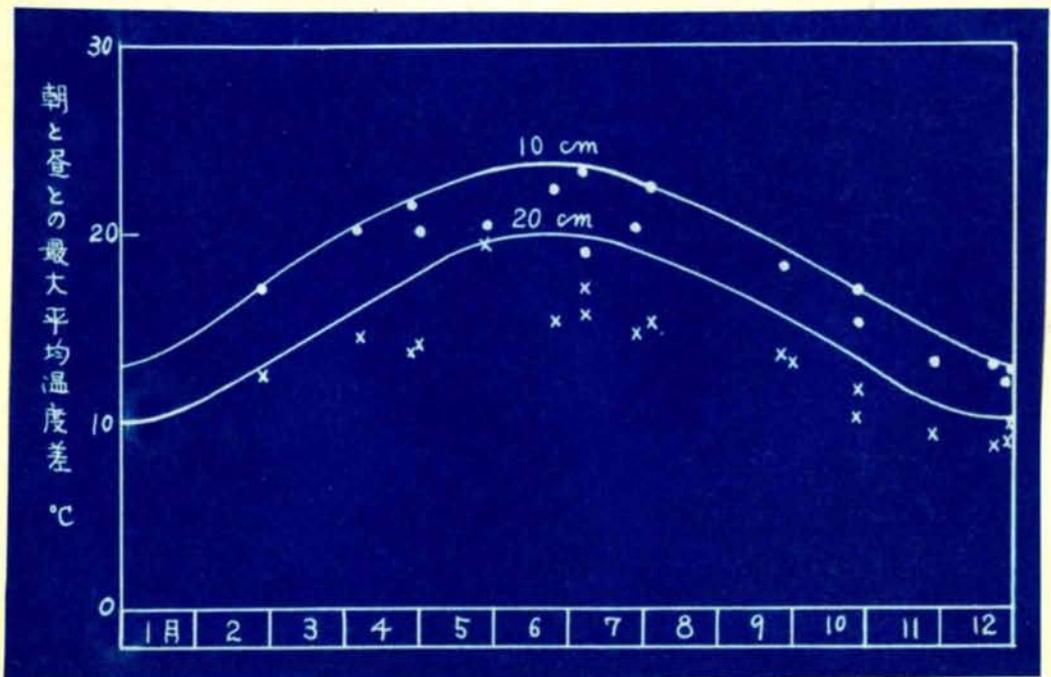
(97)

版の平均温度は、斜線を施した範囲内にあると考えられ、これらの
四から、1年を週期とする版の平均温度の変化を知ることができ
る。平均温度の最大変化、すなわち、1月における日の出前の
最低温度と7~8月における日中の最高温度との差は

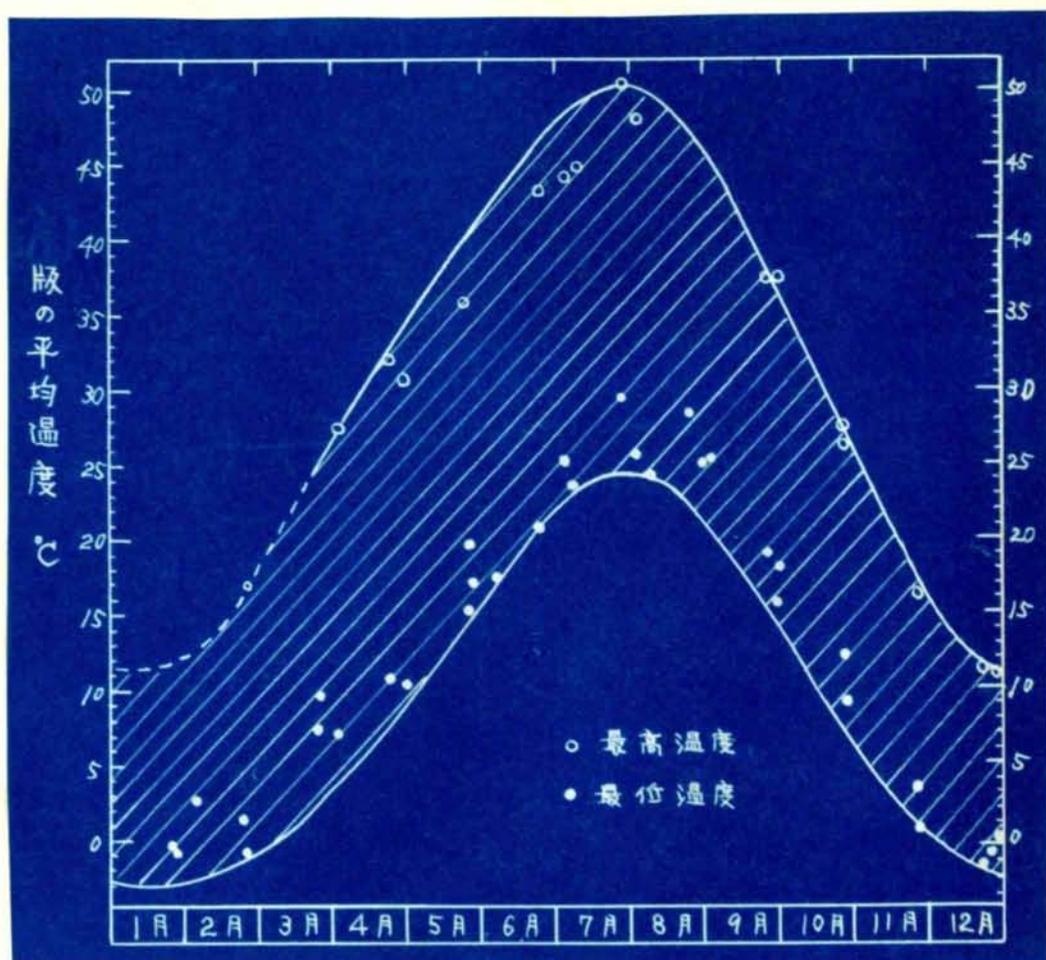
10 cm 版では 約 5.4°C

20 cm 版では 約 4.7°C

に達する。



四 - 2.14 朝と昼との平均温度の差。



四-2.15 版の平均温度の変化 (版の厚さ10 cm)

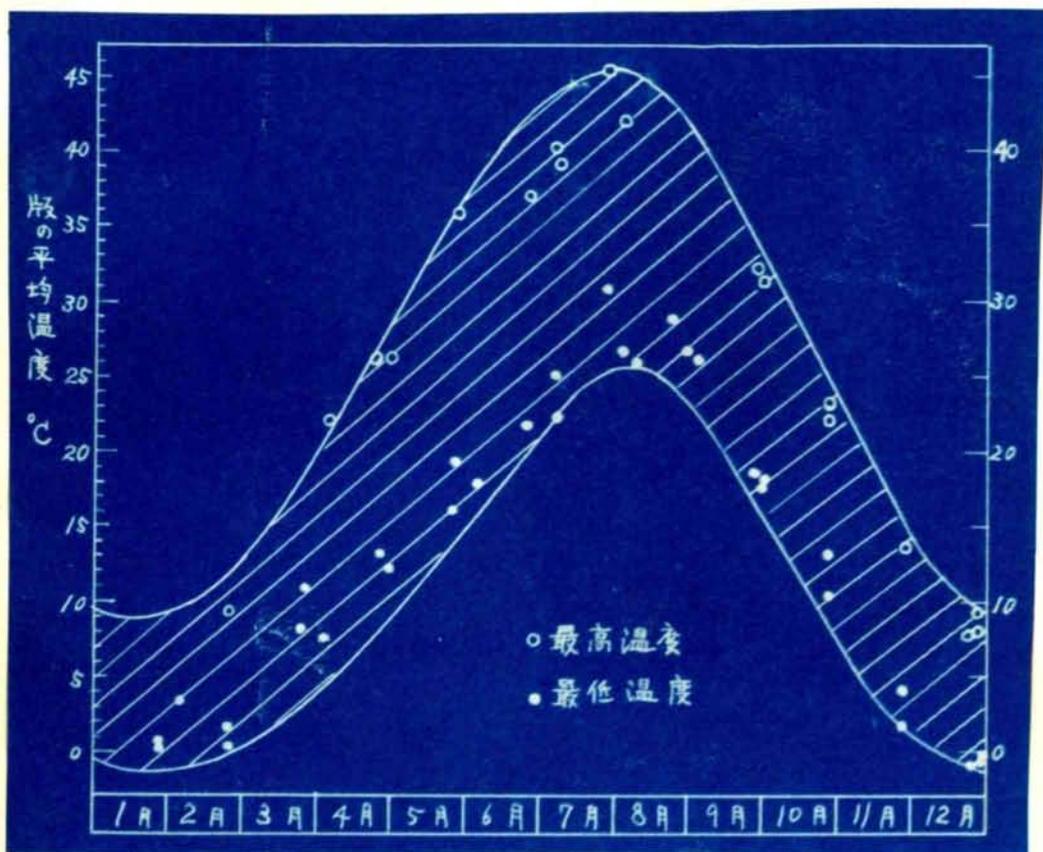


図-2.16 版の平均温度の変化(版の厚さ20cm)

藤井博士²⁾によると、10月施工の15cm版では、施工後硬化の際の温度が20.5°Cであったのに対して、最高、最低の温度は、±20°Cの変化をなした。京都における測定結果も、大体これと同じで、標準温度に対し、±20°Cの変化と考えてよいようである。

なお、コンクリートは硬化作用および水分の変化によって、容積を変化する。こゝでは、便宜上、これらの影響を温度低下15°Cに相当するものと仮定し、コンクリート舗装版が施工直、硬化の際の温度に対し、

$$\theta = 20 + 15 = 35^{\circ}\text{C}$$

だけ温度が低下したものとして、摩擦応力を計算する。

摩擦応力の計算値

コンクリートの弾性係数 $E = 250,000 \text{ kg/cm}^2$ 、コンクリートの膨張係数 $\alpha = 10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ 、 $\theta = 35^\circ\text{C}$ 、コンクリートの単位重量 $w = 2.350 \text{ kg/m}^3$ とし、さらに摩擦係数について、

$$20 \text{ cm 版} \quad d = 0.4 \text{ mm} \quad f_m = 2.0$$

$$10 \text{ cm 版} \quad d = 0.2 \text{ mm} \quad f_m = 2.5$$

として式(2.13)および(2.19)(2.21)から摩擦応力を計算すると、図-2.17の実線のようになる。

摩擦係数の変化が直線として、

$$20 \text{ cm 版では} \quad f = 2.0$$

$$10 \text{ cm 版} \quad f = 2.5$$

なる値を用い、式(2.16)から摩擦応力を計算すると、図-2.17の点線のようになる。この場合には実線との差は極めて僅かである。

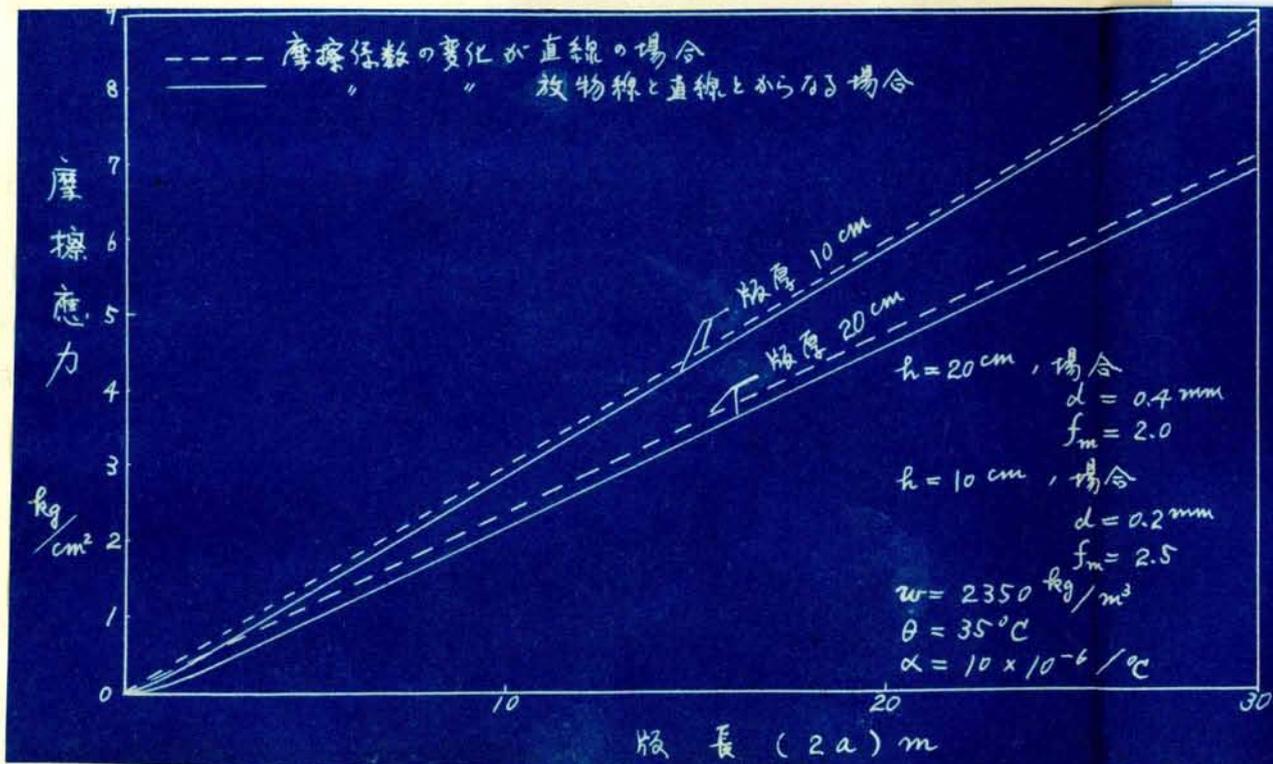


図-2.17 版の長さとの関係

1) 摩擦応力と亀裂の調節

版の長さは、普通 10 の m 以下である。四-2.17 (a) における X は版長を 10 の m としたとしても、版に生ずる摩擦応力は極めて小さい。仮りに $f_m = 3$ としたとしても、長さ 10 の m 、厚さ 2 の m の版に生ずる摩擦応力は $3 \times 2 \times 10^{-6} / cm = 6 \times 10^{-6} / cm$ にすぎない(ただし $d = 0.4$ mm とする)に束位の応力で舗装版に亀裂が入るとは考えられない。
 以上の計算においては、温度差 θ の送定に当って、季節変化を基準にした、ACI の報告書¹⁸⁾では、次のように述べられている。「季節的な温度変化は毎日毎日の温度変化の結果として生ずるものであるから、摩擦抵抗は毎日毎日の温度変化によって生ずる。…運搬鉄筋を挿入した舗装版について調べた結果では長さ 1000 ft の版においてさえも、季節的な長さの変化は妨げられていない。従って、摩擦応力は毎日毎日の温度変化を基準にすればよい」。
 いま、仮りに $\theta = 10^\circ C$ とすると

$$X = \frac{0.4}{10 \times 10^{-6} \times 10} = 4000 \text{ mm} = 4 \text{ m}$$

長さ 10 の m の版について摩擦係数の変化を模型的に示すと
 四-2.18 (a) のようになる。上記の $\theta = 35^\circ C$ の場合には

$$X = 1.14 \text{ m}$$

となり、四-2.18 (b) のようになる。この2つの図から分かるように、 $\theta = 10^\circ C$ とすると、 $\theta = 35^\circ C$ の場合よりかなり応力が小さくなる。

また、四-2.17 の計算では f_m を 2 とした。表-2.2 ~ 2.4 によると、 f_m は普通の場合、 $2 \sim 3$ 以下と考えられるが、版が何度も反覆移動していると、摩擦抵抗は小さくなる¹⁸⁾し、大型の版では、小型の版よりも摩擦抵抗が小さくなる¹⁹⁾。従って、絶えず伸び縮みを繰り返している舗装版では、摩擦係数は、 $2 \sim 3$ よりもかなり低いことが考えられる。ACI の報告¹⁹⁾では、近り摩擦係数(上の最大摩擦係数 f_m に相当する)の値として、 1.5

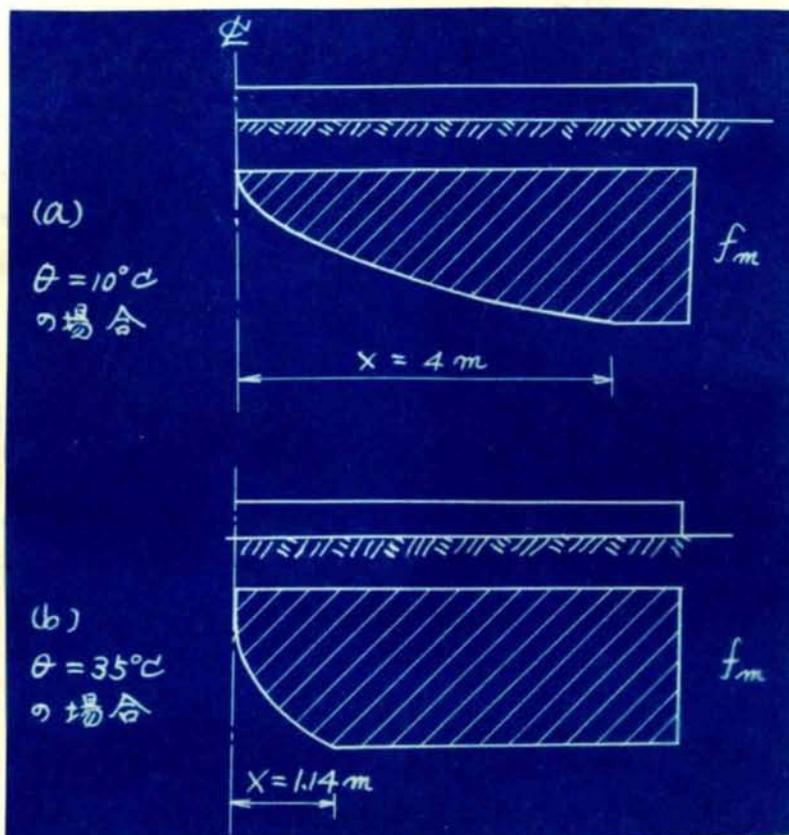


図-2.18 θ が異った場合の摩擦係数の変化。

をとれはよいと示している。 $f_m = 1.5$ とすれば、摩擦応力は、図-2.17に示したものより、さらに小さくなる。

従来、摩擦応力はコンクリート舗装に亀裂を生ずる原因の1つと考えられていた。しかし摩擦応力は、上述のように極めて小さいものであつて、 1.0 m 以下の版では亀裂の原因とは考えられな

2.11. 反り応力の算定式。

反り応力に関しては、Westergaard²²⁾、永田年氏²³⁾の計算式がある。これらの計算式では何れも版の表面から裏面までの温度分布を直線と仮定しているが、必ずしも直線であるとは限らない

ように思われる。また永田年氏の計算式では 版の長さに応じて最大反り応力の値を求めることはできるが、版の反りの形、版の長さ全体にわたって反り応力がどういう風に変化するかなど、いろいろな性質を調べることはできない。Weatergaard の解法は長さが十分長い場合の横方向の反りと反り応力とを対象としたものであつて、このまゝでは いろいろな性質を調べるのに工合が悪い。

Plattin と 2.19 の
 ばりではいか
 ばりではいか
 ばりではいか

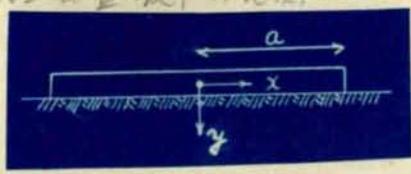
筆者は、温度分布が直線の場合および放物線の場合を対象として、ハリの微分方程式から反りおよび反り応力の計算式を誘導した。(24)

一般に、弾性床上的ハリの微分方程式は、坐標軸を 図 - 2.19 のようにとると、

地盤との間に extension が 2 倍の
 との仮定が通常ある。
 自由な地盤の下の範囲の V は 2 倍に

$$\frac{d^4 v}{dx^4} + \frac{k}{EI} v = \frac{k w}{EI}$$

梁として
 E I の
 Plattin 2.19
 Kell 2.19
 へいではいか



成
 30
 4.1.18
 5.1.18

であらわされる。こゝに v は y 方向の撓み、 k は路盤の支持力係数、 E はコンクリートの弾性係数、 I は横性モーメント、 t はハリの厚さ、 w はコンクリートの単位重量である。

図 - 2.19

この微分方程式の一般解は、次のようになる。

$$v = \frac{k w}{k} + e^{\xi x} (C_1 \cos \xi x + C_2 \sin \xi x) + e^{-\xi x} (C_3 \cos \xi x + C_4 \sin \xi x) \quad \dots (2.24)$$

ただし $\xi = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{\frac{k}{EI}}$

係数 C_1, C_2, C_3 および C_4 をきめるに当つては、次の条件を満足するようにする。

- (i) $x = 0$ において セン断力 = 0
- (ii) $x = 0$ において 版の傾斜 = 0
- (iii) $x = a$ において セン断力 = 0

(iv) $x = a$ において モーメント = 0

そうすると 反りおよび反り応力の算定式は次のようになる。
温度分布が直線の場合

$$v = \frac{h_w}{k} + \frac{l^2 \alpha \theta}{k} (\cosh \xi a \cdot \sinh \xi a + \cos \xi a \cdot \sin \xi a)^{-1} \times \left\{ (\sinh \xi a \cdot \cos \xi a - \cosh \xi a \cdot \sin \xi a) \cosh \xi x \cdot \cos \xi x + (\sinh \xi a \cdot \cos \xi a + \cosh \xi a \cdot \sin \xi a) \sinh \xi x \cdot \sin \xi x \right\}$$

$$\text{ただし } \xi = \frac{1}{l\sqrt{2}} \quad \frac{1}{l^4} = \frac{k}{EI} = \frac{12k}{El^3}$$

(2.25)

版の表面、すなわち $y = \frac{h}{2}$ における応力は

$$\sigma_x = \frac{\alpha \theta E}{2} \left\{ 1 + (\cosh \xi a \cdot \sinh \xi a + \cos \xi a \cdot \sin \xi a)^{-1} \times \left[(\sinh \xi a \cdot \cos \xi a - \cosh \xi a \cdot \sin \xi a) \sinh \xi x \cdot \sin \xi x - (\sinh \xi a \cdot \cos \xi a + \cosh \xi a \cdot \sin \xi a) \cosh \xi x \cdot \cos \xi x \right] \right\}$$

ただし

$$\xi = \frac{1}{l\sqrt{2}} \quad \frac{1}{l^4} = \frac{k}{EI} = \frac{12k}{El^3}$$

(2.26)

版の表面、すなわち $y = -\frac{h}{2}$ における応力は (2.26) と同じようにして求められ、符号が逆にただである。

(105)

温度分布が放物線の場合

$$v = \frac{kw}{k} + \frac{27 \times k^2 \theta}{35k} (\cosh \xi a \cdot \sinh \xi a + \cos \xi a \cdot \sin \xi a)^{-1}$$

$$\times \left\{ (\sinh \xi a \cdot \cos \xi a - \cosh \xi a \cdot \sin \xi a) \cosh \xi x \cdot \cos \xi x \right.$$

$$\left. + (\sinh \xi a \cdot \cos \xi a + \cosh \xi a \cdot \sin \xi a) \sinh \xi x \cdot \sin \xi x \right\}$$

$$\text{ただし } \xi = \frac{1}{L\sqrt{2}}, \quad \frac{1}{L^4} = \frac{k}{EI} = \frac{81k}{7k^3E}$$

(2.27)

版の裏面の応力は

$$\sigma_x = E \times \theta \left[\frac{1}{3} + \frac{3}{7} (\cosh \xi a \cdot \sinh \xi a + \cos \xi a \cdot \sin \xi a)^{-1} \right]$$

$$\times \left\{ (\sinh \xi a \cdot \cos \xi a - \cosh \xi a \cdot \sin \xi a) \sinh \xi x \cdot \sin \xi x \right.$$

$$\left. - (\sinh \xi a \cdot \cos \xi a + \cosh \xi a \cdot \sin \xi a) \cosh \xi x \cdot \cos \xi x \right\}$$

$$\text{ただし } \xi = \frac{1}{L\sqrt{2}}, \quad \frac{1}{L^4} = \frac{k}{EI} = \frac{81k}{7k^3E}$$

(2.28)

版の表面の応力は

$$\sigma_x = -E \times \theta \left[\frac{2}{3} + \frac{12}{35} (\cosh \xi a \cdot \sinh \xi a + \cos \xi a \cdot \sin \xi a)^{-1} \right]$$

$$\times \left\{ (\sinh \xi a \cdot \cos \xi a - \cosh \xi a \cdot \sin \xi a) \sinh \xi x \cdot \sin \xi x \right.$$

$$\left. - (\sinh \xi a \cdot \cos \xi a + \cosh \xi a \cdot \sin \xi a) \cosh \xi x \cdot \cos \xi x \right\}$$

$$\text{ただし } \xi = \frac{1}{L\sqrt{2}}, \quad \frac{1}{L^4} = \frac{k}{EI} = \frac{81k}{7k^3E}$$

(2.29)

上の式(2.25)~(2.29)においては、

表面が裏面より高温の場合 $\theta > 0$

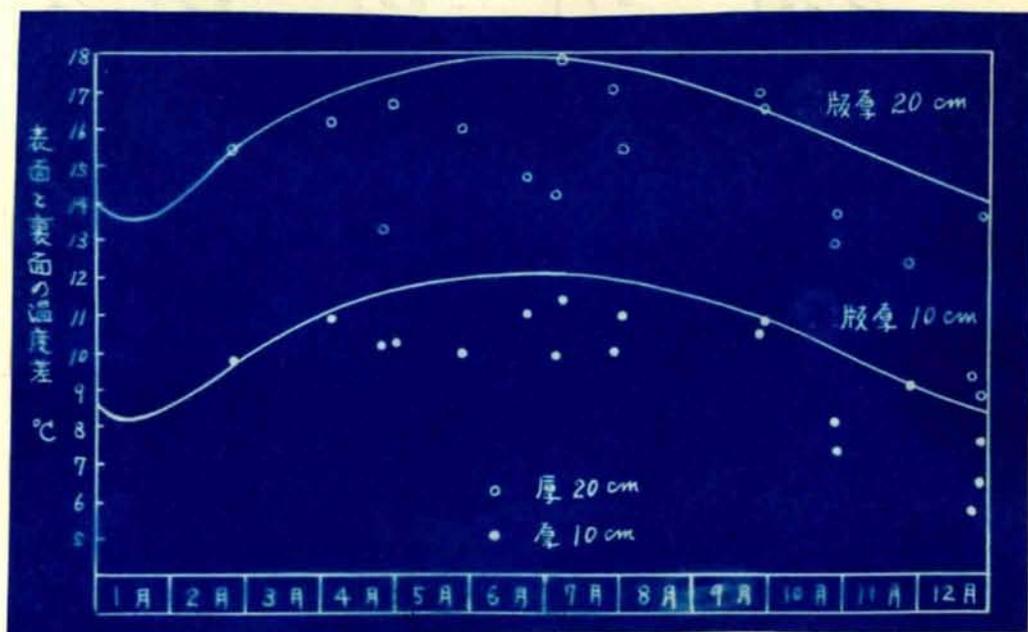
表面が裏面より低温の場合 $\theta < 0$

とする。

2.12. 反りおよび反り応力の計算値

数値計算を行う際にまず向題となるのは、温度差の値である。京都大学土木工学科教室内で測定した結果²⁰⁾は表-2.6の通りである。この表には各測定日における最大温度差とその時刻とを示しておいた。何れも晴天の日の測定結果で、悪天候の場合は省いてある。

表-2.6を四示すると、四-2.20のようになる。最大の温度差は、四の実線のようになるものと考えられる。これによると、夏季、温度差が最も大きくなり、20cm版では約18°C、10cm版では約12°Cに達する。



四-2.20 版の表面と裏面の温度差。

(177)

また、最大温度差を生じた時刻について、版の表面から裏面までの温度分布を調べてみると、10cm版の場合に直線、20cm版の場合に放物線となっている。

そこで

$t_c = 10 \text{ cm}$ の場合 $\theta = 12^\circ \text{C}$ 直線分布
 $t_c = 20 \text{ cm}$ " $\theta = 18^\circ \text{C}$ 放物線分布

表 - 2.6

版の表面と裏面の最大温度差

測定日	10 cm 版		20 cm 版	
	°C	時刻	°C	時刻
昭和17年		時 分		時 分
5. 29	10	10.30	16	11.30
7. 6	9.9	10.30	14.2	13.00
7.28	10	12.00	17	12.00
10.28	7.3	12.00	13.6	13.00
12.22	5.7	12.00	9.2	12.00
昭和18年				
4.26	10.2	12.00	13.3	12.30
6.24	11.0	12.30	14.7	13.30
8. 2	11.0	12.00	15.4	11.00
9.30	10.8	11.30	16.5	11.30
10.28	8.1	13.00	12.8	12.00
11.27	9.0	13.00	12.3	13.00
12.27	7.5	11.00	13.5	12.30
昭和19年				
2.26	9.8	12.30	15.4	12.30
4. 5	10.9	13.00	16.2	12.00
5. 1	10.3	12.00	16.6	12.00
7. 7	11.4	10.30	17.8	12.00
9.27	10.5	13.00	16.9	12.00
12.26	6.4	14.30	8.7	14.30

と仮定して計算を進める。その他の数値は次のように仮定する。

コンクリートの弾性係数 $E = 250,000 \text{ kg/cm}^2$

コンクリートの単位重量 $w = 0.00235 \text{ kg/cm}^3$ 2000 kg/m³

コンクリートの膨脹係数 $\alpha = 10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ 2.047 kg/cm²

路盤の支持力係数 $k = 5 \text{ kg/cm}^3$ 1 cm の沈下 5 kg/cm²

反り

式(2.25) および(2.27) から長さ3, 6 および 10 m の版に
ついて反りの形を求めると、図-2.21 のようになる。

$V=0$ の版
はど
2.11172
自由端
結合
固定
2.11172
自由端
結合
固定

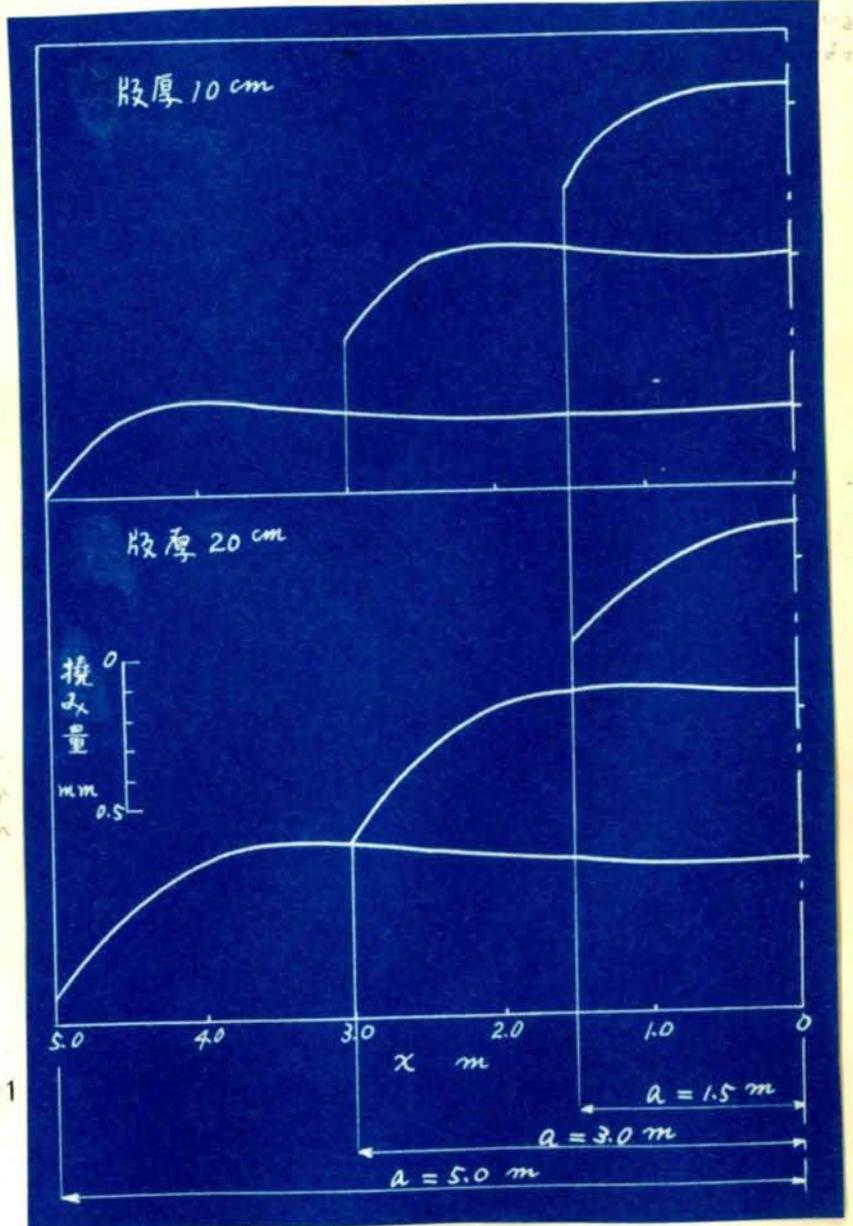


図 - 2.21

反り応力

式(2.26), (2.28) および(2.29)を用いて, 長さ3, 6 および10 m の版について反り応力を求めると, 図-2.22 および2.23 のようになる。図-2.22 は厚さ10 cm の版について, 反り応力の分布状態を調べたもの。図-2.23 は厚さ20 cm の版について, 反り応力の分布状態を調べたものである。

これらの図から分るようには, 反り応力の最大値は, 版の中央(長さ方向の)に生ずるとは限らない。応力の最大になる点と, 図2.21 の反りの形状とを比べてみると, 興味深い。

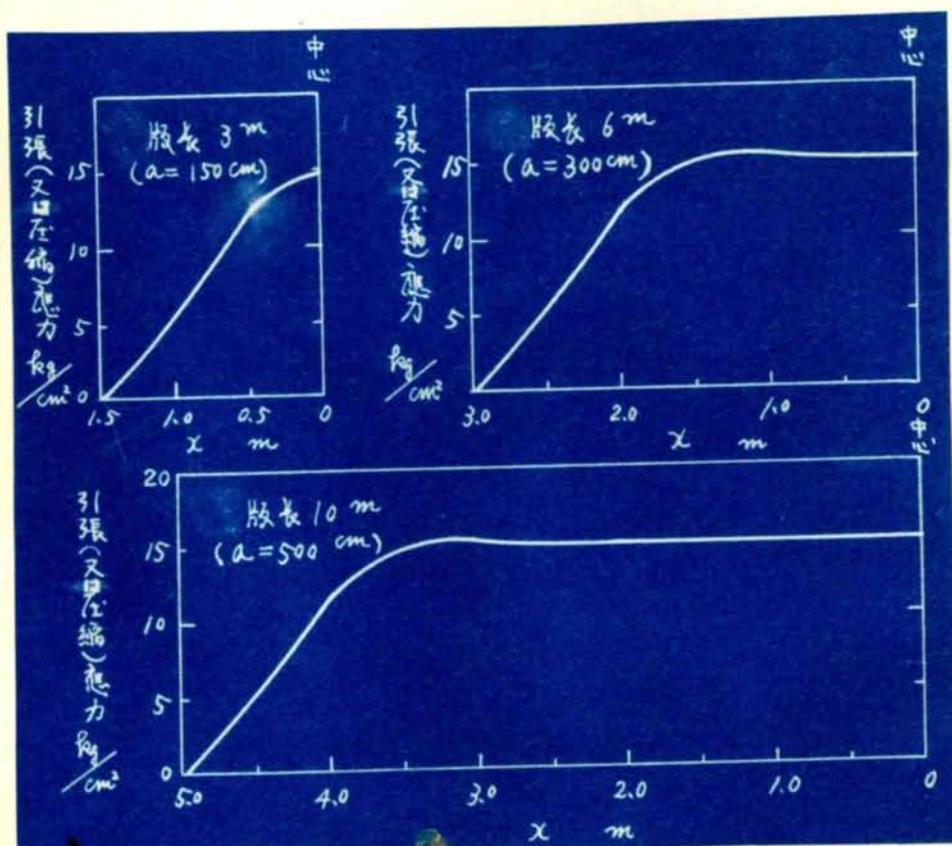
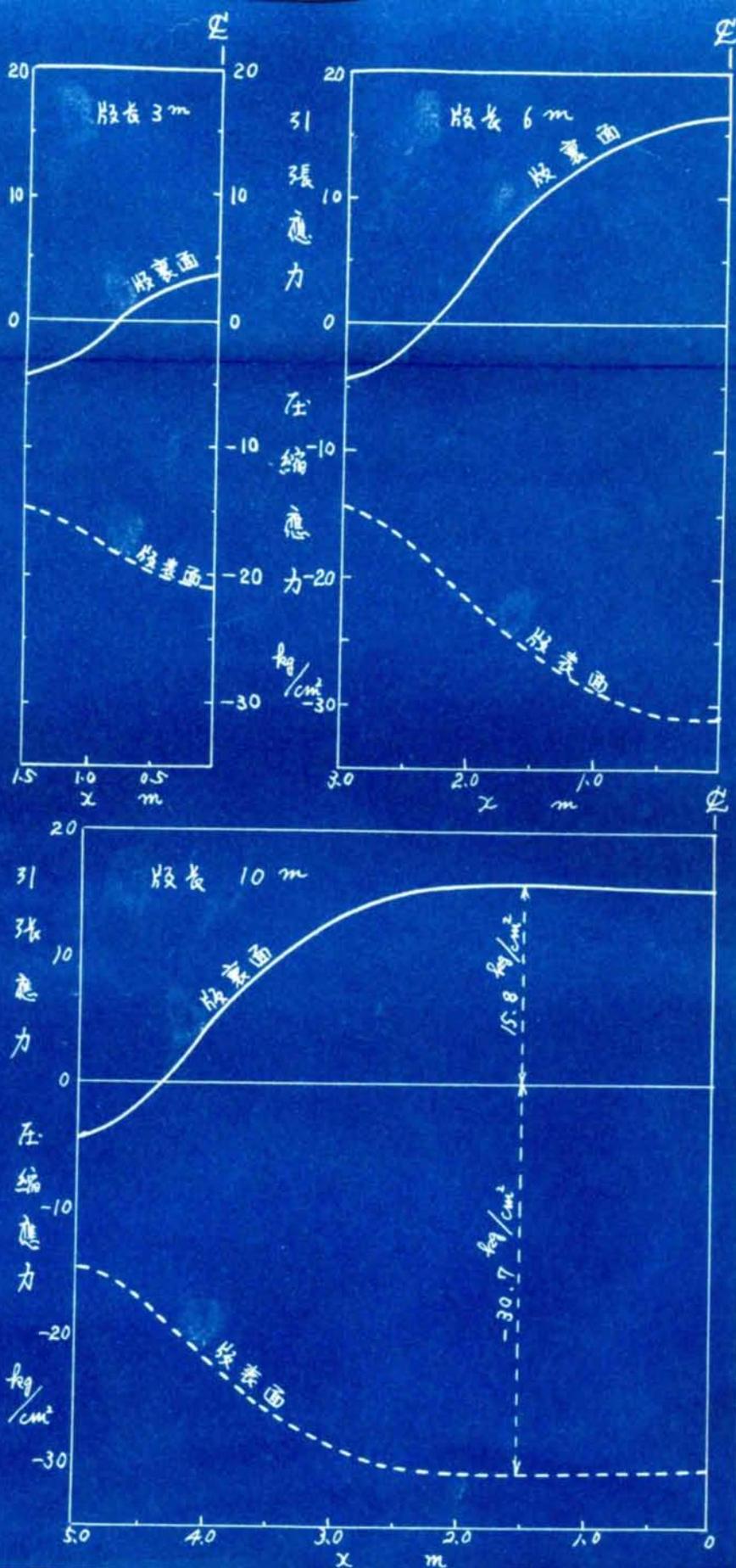
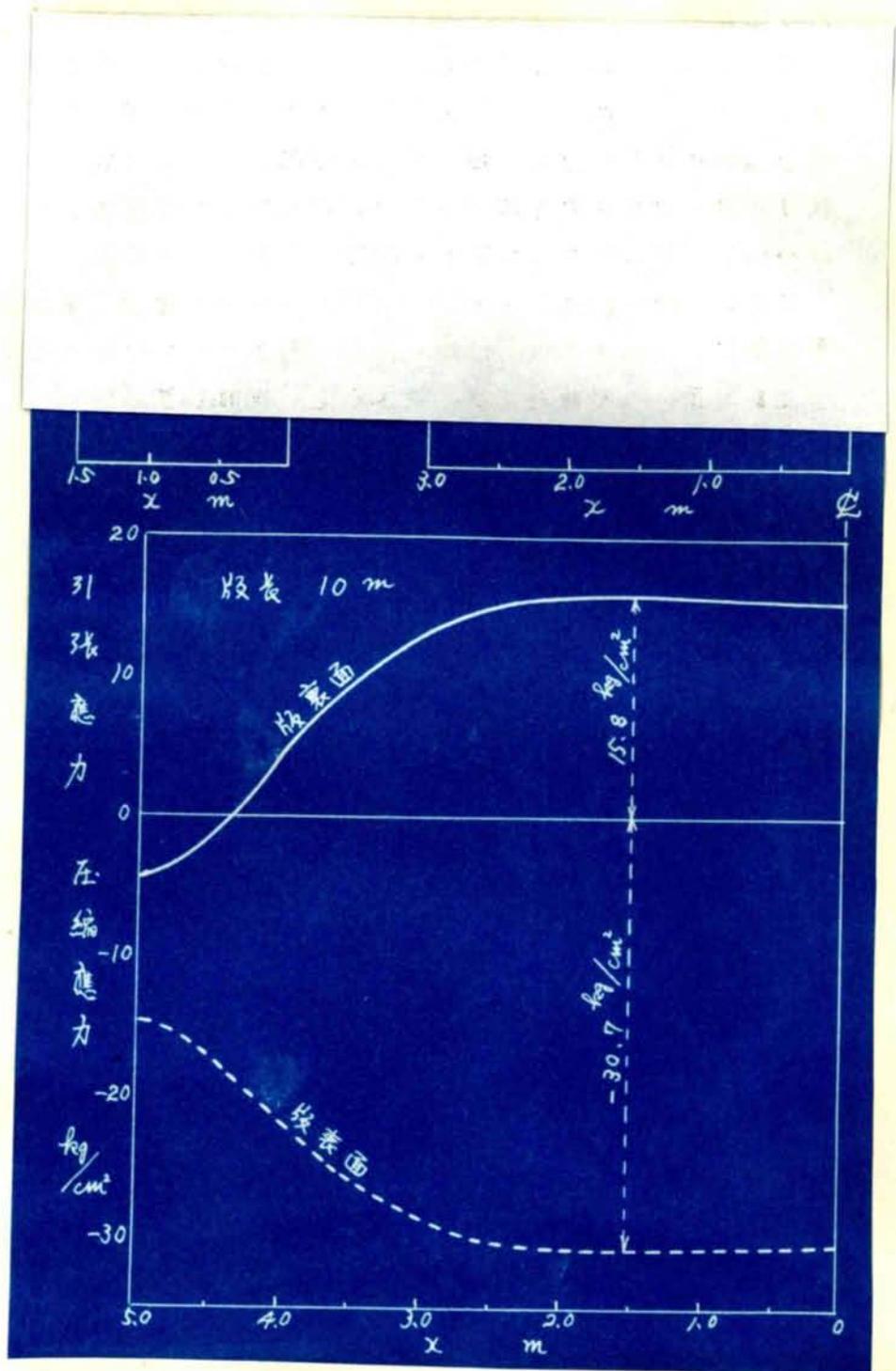


図-2.22 10 cm 版における反り応力分布



四-2.23 20cm 版における反り応力の分布



四-2.23 20cm 版における反り応力の分布

(111)

いま、版の長さをいろいろに変え、この場合版の裏面に生ずる最大引張応力を求めて図示すると、図-2.24 のようになる。最初のうち、版の長さが増すにつれて、応力は急速に増加する。10cm 版では、版の長さ4m の場合に最大となり、20cm 版では版の長さ7m で最大となる。その後は、応力の値がやや小さくなり、ある長さ以上になると、長さに関係なく、応力は一定となる。

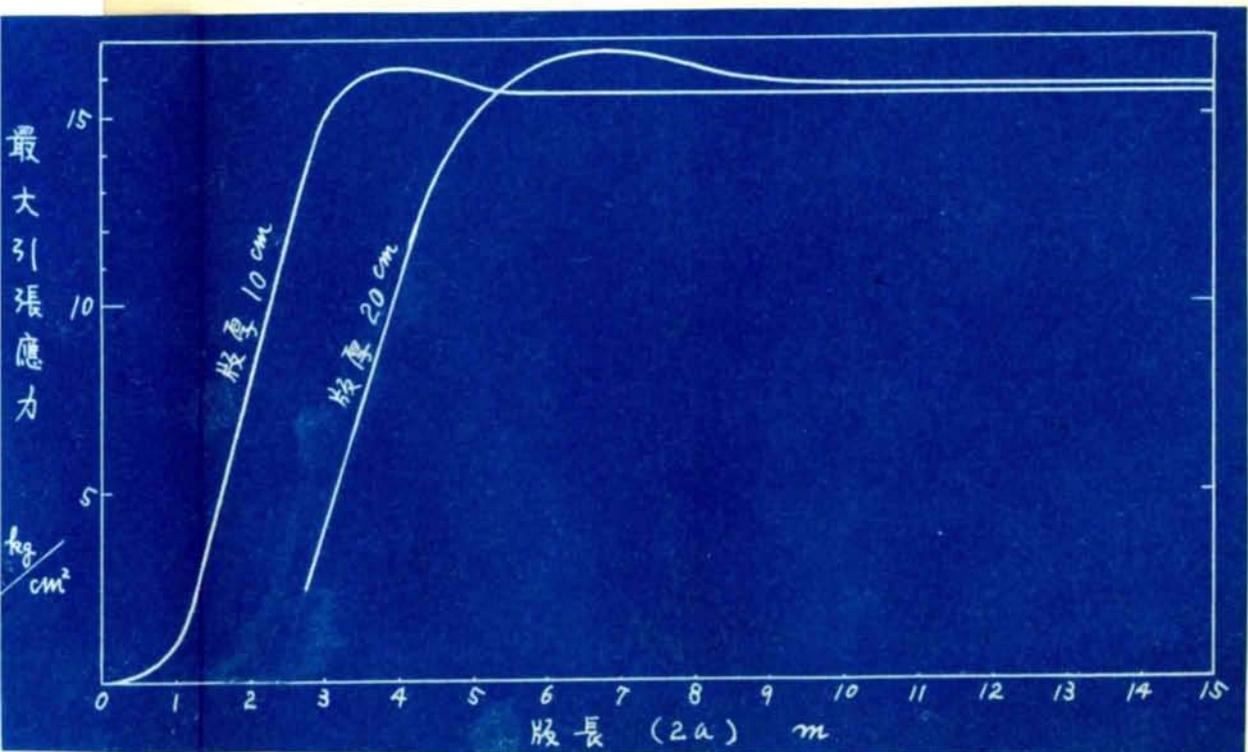


図-2.24 最大反り応力と版の長さとの関係。

Eの影響 Eの値を4段階に変化させて、反り応力を計算してみると、図-2.25 および 2.26 のようになる。版の長さの大きい場合には、反り応力の大きさは、Eの値に、大体、直線比例するこじが分る。Eが2倍になると、反り応力もほぼ2倍になるし、 $\frac{1}{2}$ になれば、ほぼ $\frac{1}{2}$ になる。

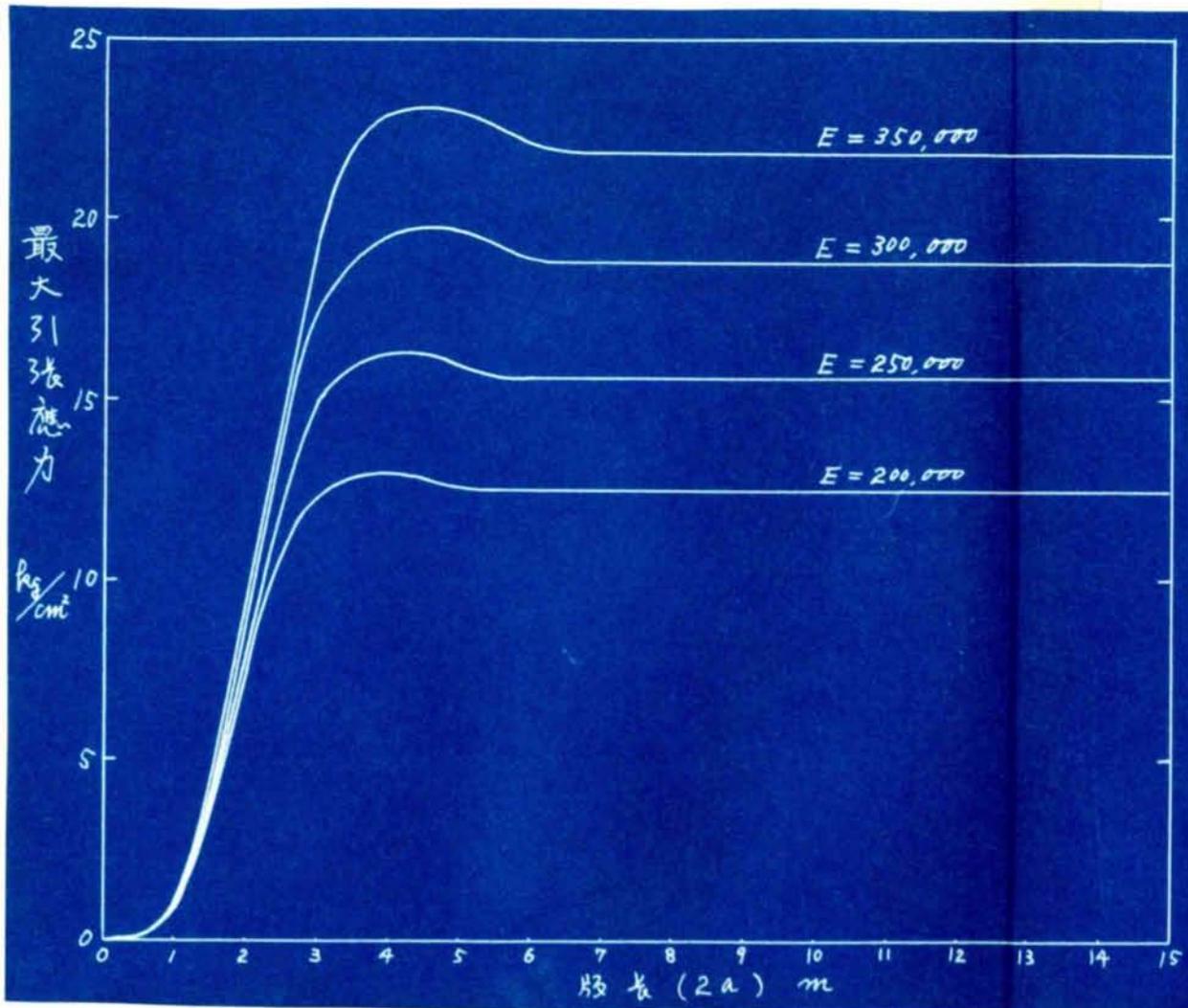


図-2.25. 10cm 版における弾性係数の影響

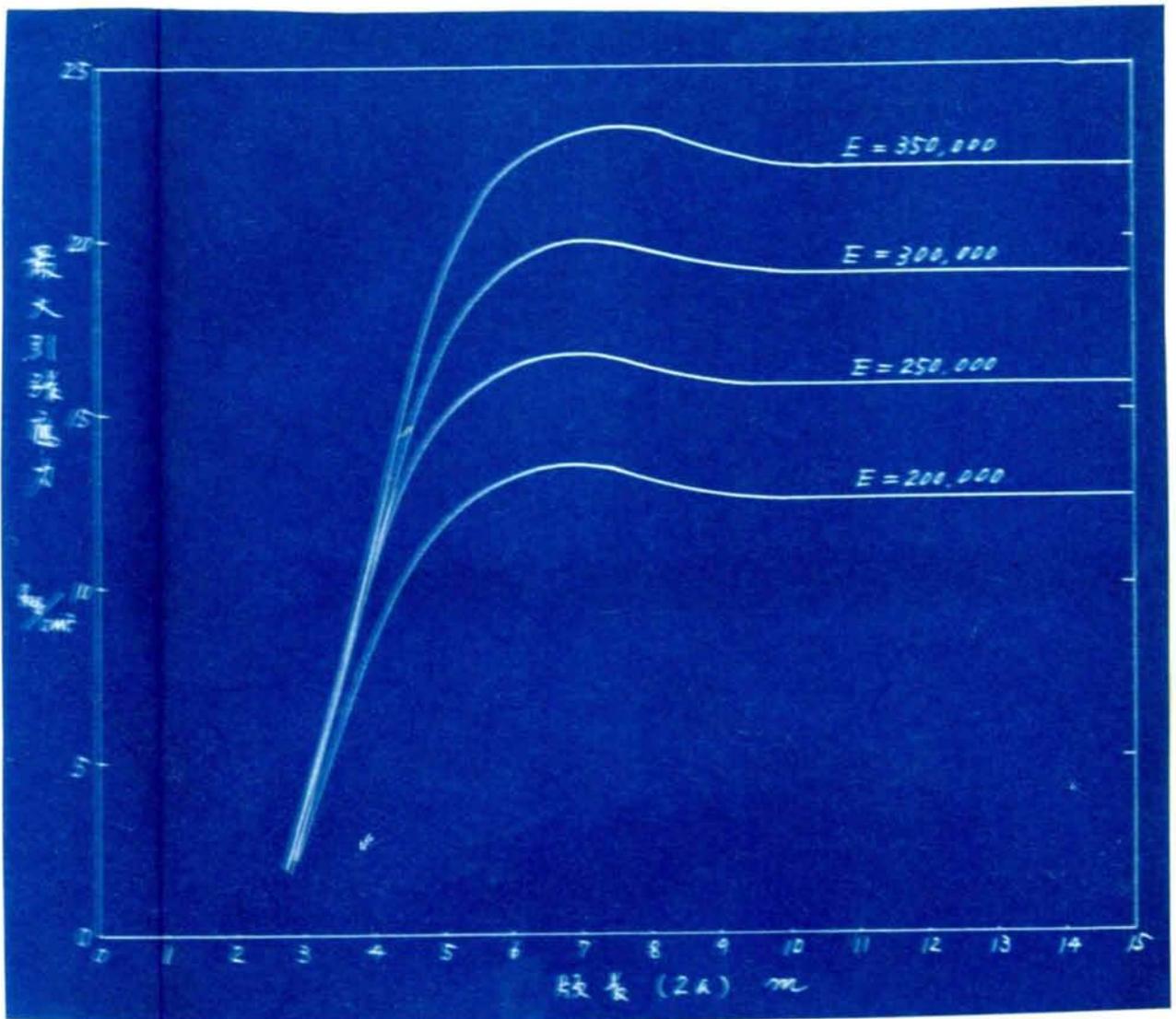


図-2.26 20cm 版における弾性係数の影響。

たの影響 たの値を1, 5および9 kg/cm^3 の3段階に進んで、反り応力を計算してみると 図-2.27 および 2.28 のようになる。これらの図によると 版が短いときは、たが小さいほど反り応力も小さく、版が十分長くなると、たの値に関係なく、反り応力は一定となる。

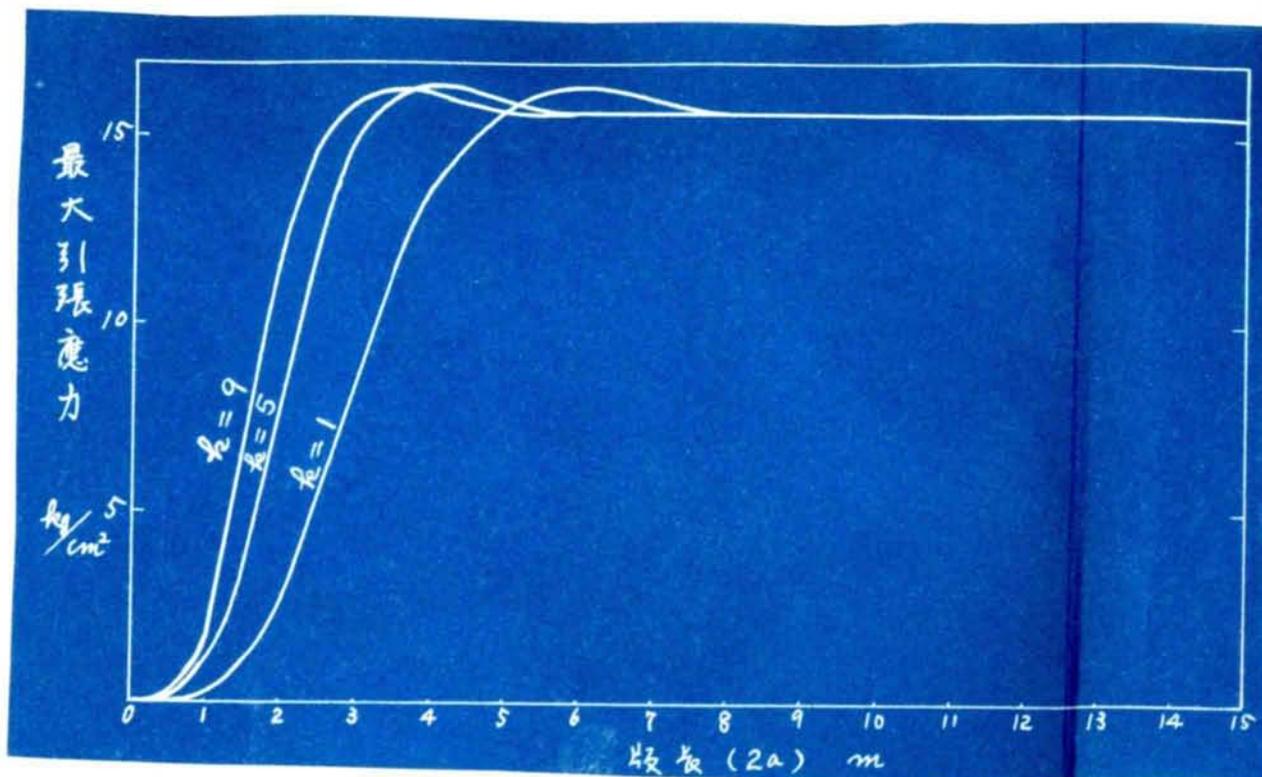


図 - 2.27 10cm 版における略盤係数 k の影響

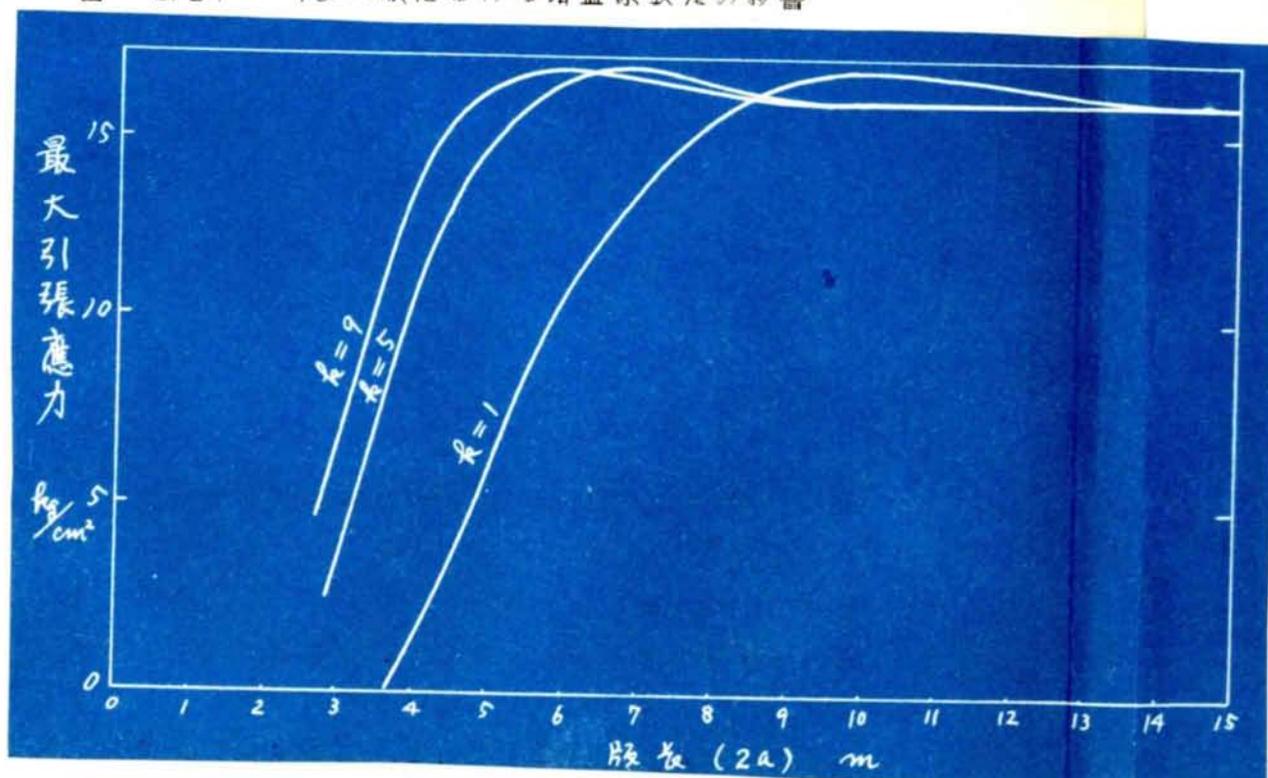


図 - 2.28 20cm 版における略盤係数 k の影響

2.13 版厚と反り応力との関係.

図-2.24 がいちぬるようは、版がある程度以上長い場合には、 10cm 版と 20cm 版とで反り応力の値がほぼ等しくなっている。版の厚さが 10cm から 20cm に増加すると温度差が 12°C から 18°C にふえるけれども、表面から裏面までの温度の分布が、ほぼ直線から放物線に近い状態になるため、裏面の引張応力に差が出てこなかったわけである。

T. B. Pringle²⁵⁾は「飛行場で $14\sim 24\text{in}$ の版について温度を測定した結果によると、表面から裏面までの温度勾配は均一でない。道路のように比較的若い版、すなわち 8in 程度の版では温度勾配が近似的に均一である」という意味のことをのべている。ACIの325委員会、小委員会Iの報告書²⁶⁾では「版の表面と裏面と温度差は、地方条件によって異なる。Washington, D. C. 付近で決定された代表的な温度差は

昼間は 厚さ 1in 当り $2\sim 3^\circ\text{F}$

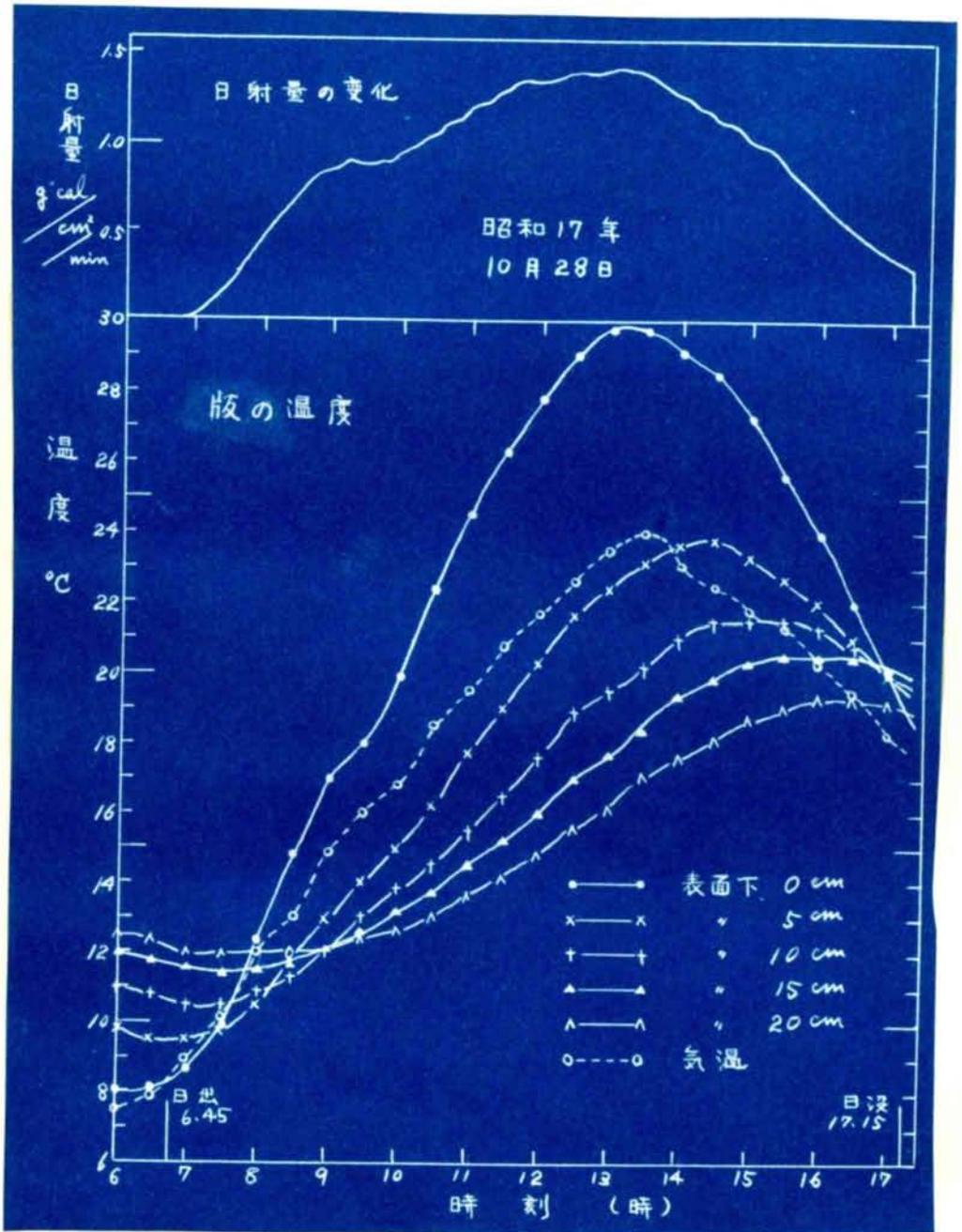
である。従って、版厚を m であれば、表面の温度は裏面より $16\sim 24^\circ\text{F}$ 高いことになる」とのべている。この表現方法では、道路の舗装版では、温度分布がほぼ直線であるとみなしているわけである。温度分布が直線であるとすれば、厚い版ほど反り応力が大きいことになるわけで、ACIの325委員会の報告書²⁷⁾では「 9in 版の最大反り応力は、 6in 版のそれより50%大きいものとみなすことができる」とのべている。

もとより、版の温度は地方地方の条件によって異なるものであるけれども、直線分布とみなすことは少し問題があるように思われる。図-2.29~2.32は京都大学土木工学科教室内において版の温度を測定した結果²⁸⁾の1例である。図-2.29は終日晴天の場合、版の各部の温度が時刻と共に如何なる変化を示すかを明かにしたものである。図-2.30は温度勾配の変化の状況を知るため、図-2.29を書きかえたものである。この図によると表面から 10cm 深さまでの部分に、特に気温、日射量と外界

の影響に敏感であることが分る。図-2.31と2.32は夕立の影響を調べたものである。この日は午後2時30分頃に曇り始めて気温が低下したが、午後4時00分頃から再び晴れとなった。ところが午後5時58分から夕立となり、気温は低下して、版表面の温度は急激に低下した。この夕立の影響を知るため、午後5時以後の温度勾配の状況を図示すると、図-2.32のようになる。これによると、夕立によって表面が冷却せられて、これが漸次内部におよぶ様子が明かであるが、この場合にも、やはり表面から10cm深さまでの部分が著しい影響をうけている。これらの測定は熱電対の故障のため、長尺寒暖計を用いて行われた。その為、測定結果に大きな信頼を寄せすることはできないが、版の上部における温度勾配と下部におけるそれとが一致しなくても不思議はない。むしろ、その方が当然と考えられる。ドイツのStuttgart-Ulm間の自動車国道における20.5cm版の測定²⁸⁾でも直線というよりは、むしろ、放物線分布に近い結果が得られている。

温度分布がどういう状態であるか、はつきり断定するには詳細な資料が不足である。20cm版の応力を推定する際、温度分布を放物線と仮定したのでは、反り応力を過小評価することになるかも知れないが、直線分布と仮定すると過大評価しすぎるものと思われる。

「版の厚さを10cmから20cmまで増加しても反り応力を減少することはできない」ということだけは断言できる。



四-2.29 20cm 版における温度変化

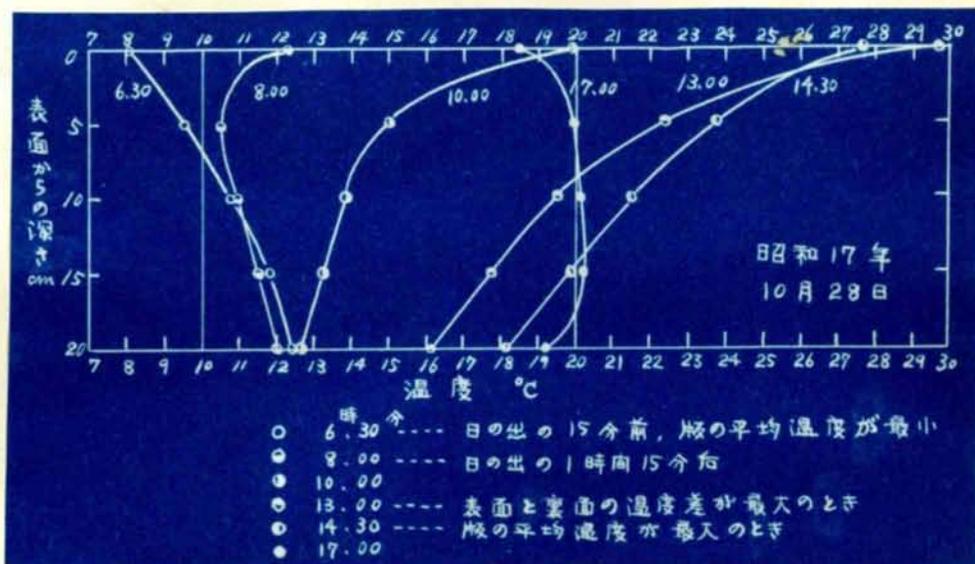
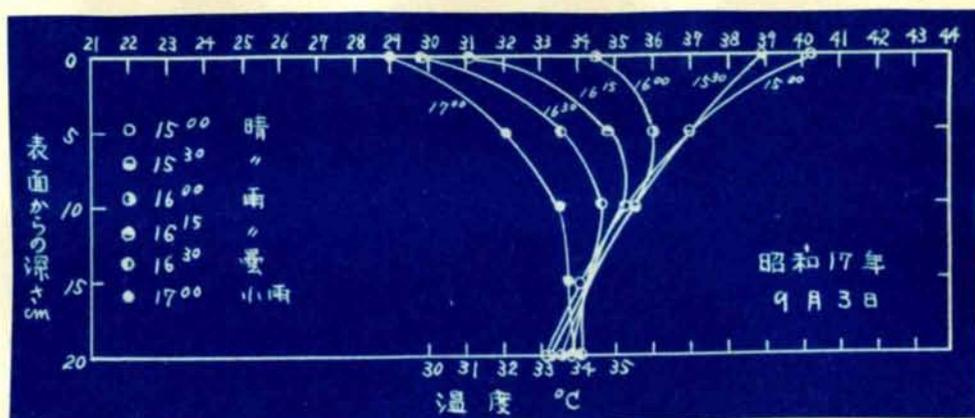


図-2,30 版の温度勾配の変化(晴天)



四-2.32. 版の温度勾配に及ぼす雨の影響

2.14 夜間の反り応力

以上の計算は、すべて昼向を対象として行ってきた。夜間は版の表面が冷えて、温度反り応力は表面で引張となる。この場合の応力の大きさは昼向に比べるとかなり小さいものであつて、亀裂と直接の関係があるとは考えられない。

四-2.33は、ドイツの *Stuttgart - Ulm* 間の自動車国道で、1936年の5月26日の午前10時30分から27日の午前9時30分まで30分毎に版の温度を測定した結果である。²⁸⁾ 版の厚さは20.5cmで、表面から0.5cm~19.5cmの間に、1cm間隔に測点を設けてある。最大の温度差は12.5°Cで、12時から13時の間に生じている。夜間の温度差は4時頃最も大きく約5°Cである。

表-2.7は、アメリカの *Arlington* で版の温度差を測定した結果である。⁵⁾ 6in版では、日中243°Fであるのに対し、夜間は6.7°Fにすぎない。9in版では、日中31.0°Fであるのに対し、夜間は11.5°Fである。

またACI 325委員会、小委員会IIの報告書²⁶⁾では、*Washington, D. C.* 付近で決定された代表的な温度差は、

昼間は、厚さ1in 当り 2~3°F

夜間は、" " " " 1°F

である。」とのべている。

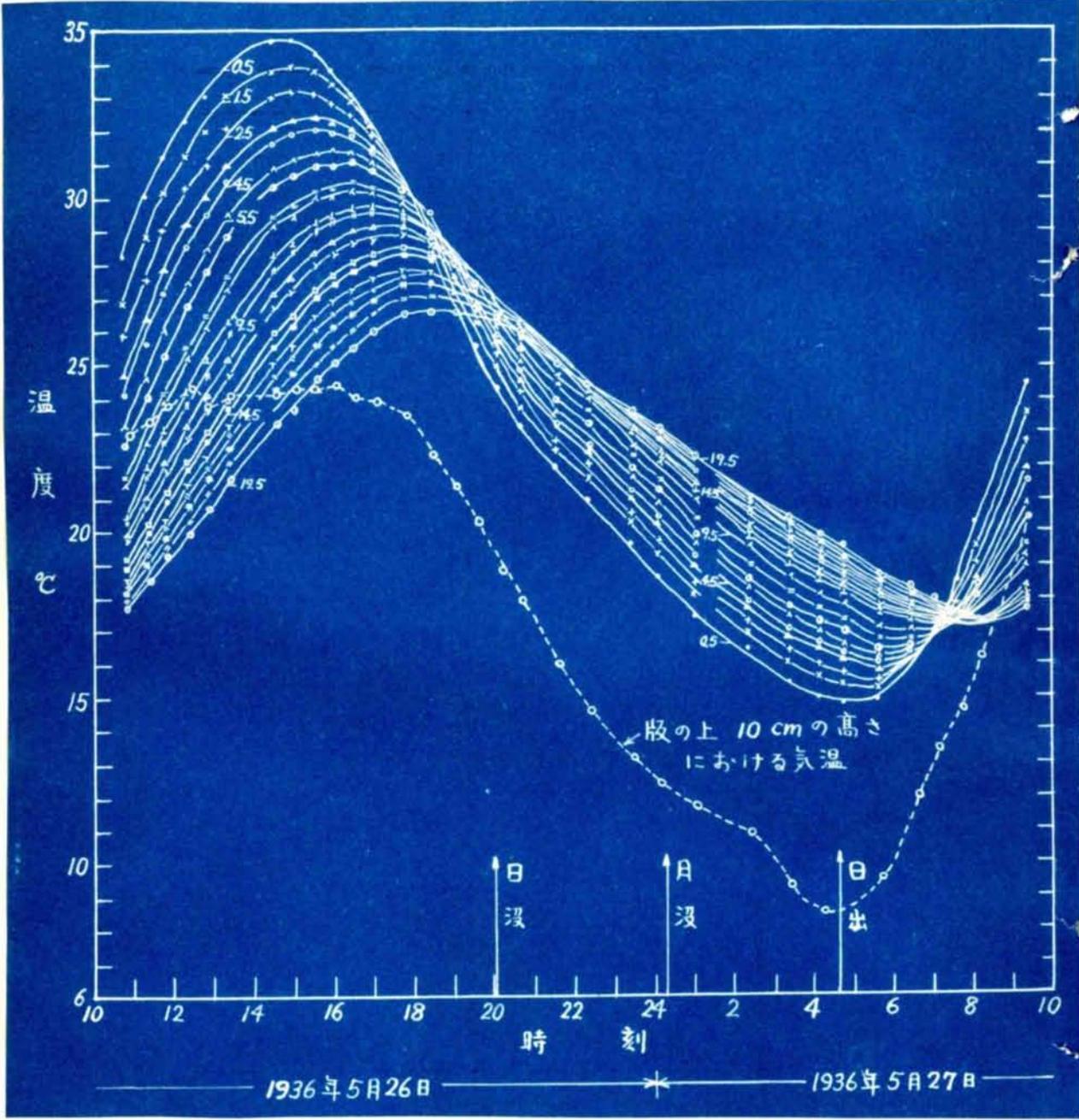


图-2.33 Stuttgart-Ulm 向における
版温度の測定結果

六-二ア

コンクリート舗装版の温度差
(Arlington における測定)

測定日	6 in 版		9 in 版	
	日中	夜前	日中	夜前
1931	°F	°F	°F	°F
11月24日	10.8	-	13.5	-
11月25日	-	4.0	-	5.2
1932				
2月1日	8.2	6.7	9.5	11.5
4月14日	21.3	-	31.0	-
4月15日	19.3	6.5	22.3	9.2
6月8日	22.5	6.4	26.8	7.6
7月13日	21.6	4.5	28.9	5.7
8月5日	20.4	5.4	25.6	7.4
9月1日	15.6	2.7	-	-
10月11日	11.7	1.3	-	-
11月4日	11.9	5.6	-	-
1933				
1月3日	8.5	4.1	-	-
2月24日	15.6	4.3	-	-
4月13日	24.3	6.0	-	-
5月19日	21.6	6.3	-	-
6月2日	21.4	5.6	-	-
8月15日	18.7	5.7	-	-

2.15 版の合成応力

コンクリート舗装版に生ずる応力としては、荷重応力、摩擦応力および反り応力の3つが考えられる。このうち摩擦応力は普通の場合には小さいものであつてこれは無視してよい。版の合成応力の値を求めるには反り応力と荷重応力の2つを考慮すればよい。

2.12節の計算結果に基づいて、版の反りと反り応力の分布とを典型的に示すと、図-2.34のようになる。ただし、版の反りは、便宜上、表面が裏面より高温なる場合を対象として図示しておいた。版が短いと、(a)のように比較的自由に反れるから、反り応力は小さい。版がある程度長くなると(b)のように版の中央が撓んで、この部分に大きな反り応力が働く。版が更に長くなると(c)のように反り、d、e共に最大反り応力が働き、A,B間では、大体これと同程度の反り応力が生じている。

昼間、版の表面が熱せられると、反り応力は版の裏面で引張となつている。こゝへ荷重がのると版裏面の引張応力はそれだけ増加するわけである。これらの反り応力および荷重応力の大きさは既にのべたように、かなり大きなものであつてコンクリートはこれらの合成応力にもちこたへることが難しくなる。

隅角部では反り応力が無視しうる程度の大きさであるから荷重応力だけを考えればよい。*goldbeck-Older*の公式が発表されて以来、長年に亘つて、隅角部の荷重応力から厚さを決めればよいと考えられて来たが、これは誤りである。版裏面に反り応力が生じているところへ荷重応力が加わると、その合成値は隅角部の荷重応力よりかなり大きくなる。最も危険なのはこの場合である。

これは、実際の版の龜裂から推測することが出来る。反り応力と荷重応力との合成値は、反り応力の最大となる位置で、やはり、最大になる筈であるから、この合成応力によつて龜裂が発生するとすれば、舗装版の龜裂の分布と反り応力の分布とは密接な関係がなければならぬ。

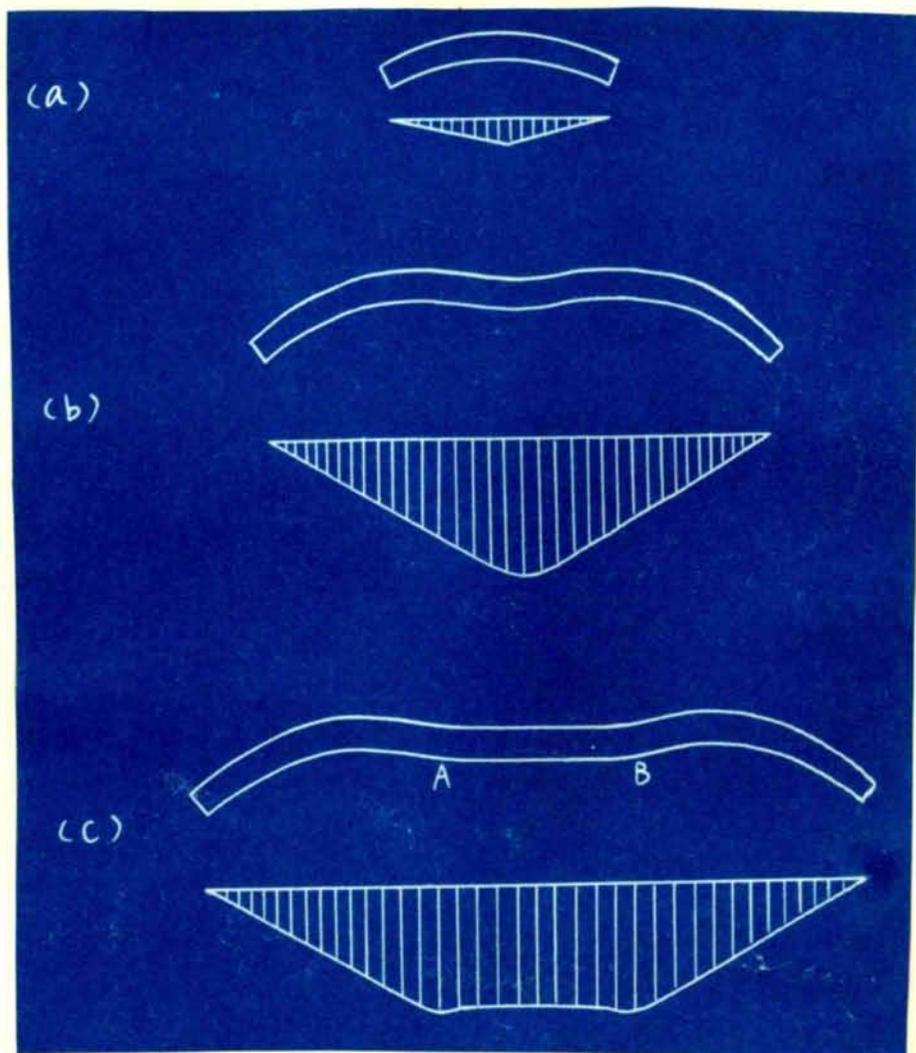
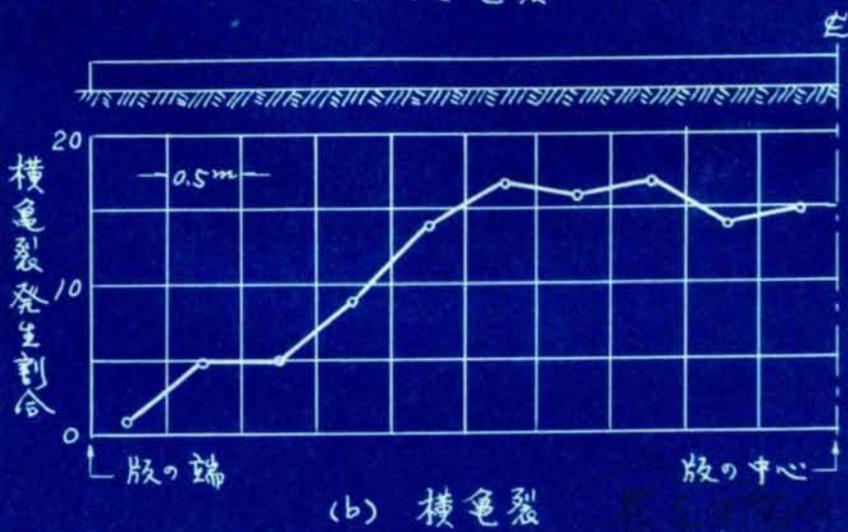
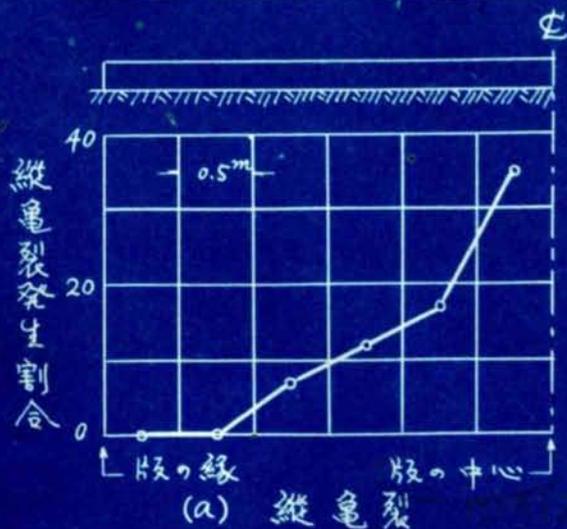


図 - 2.34. 版の反りと応力を示す模型図

図 - 2.35 は 1 級国産之等 (明石-姫路) のうち、両取上に
 舗設された 15mm 版 38 コについて 縦亀裂と横亀裂の分布態を
 調べたものである。調査時の枚令は約 20 年、版の寸法は 6×10mm
 である。

この図は次の要領で作製した。

- 1) 亀裂が斜方向に入っている場合は 便宜上亀裂と階線方向とのなす角が $0 \sim 45^\circ$ のものを縦亀裂、 $45 \sim 90^\circ$ のものを横亀裂



版の中心
 部が
 上の同じ
 下の同じ
 である
 2.23回
 110回をいれ

図-2.35 コンクリート舗装の亀裂分布-2級国道2号 (明石-姫路) 1.5km, 切取区間(版数38)

とした。

2) 亀裂の発生割合は次のようにして求めた。横亀裂の場合に例をとり、版を0.5m巾の細片に分けて図-2.36のように番号をつける。各細片中の亀裂の長さ左調べ。左右同一番号のものは加え合せて2で割る。これを全部の版について合計し。

$$\frac{100}{(\text{版の中}) \times (\text{版の数})} = \frac{100}{6 \times 38}$$

割合と一言禁印適切でない
Kangoffer

を乗する。このようにして求めたものは、各細片の位置に発生する亀裂の割合を示すものと考えることができる。縦亀裂も同じ要領で求めた。

3). この亀裂の発生割合を各々の細片の位置に図示したものが図 2.35 である。

図 - 2.35 において、縦亀裂は版の中心に集中しているが、横亀裂は版の中央でかなり広い面積に亘って一定の亀裂発生割合を示している。これらの亀裂の分布は、図 - 2.34 (b), (c) の反り応力図と同じ形であって上述の考察が正しいことを示している。

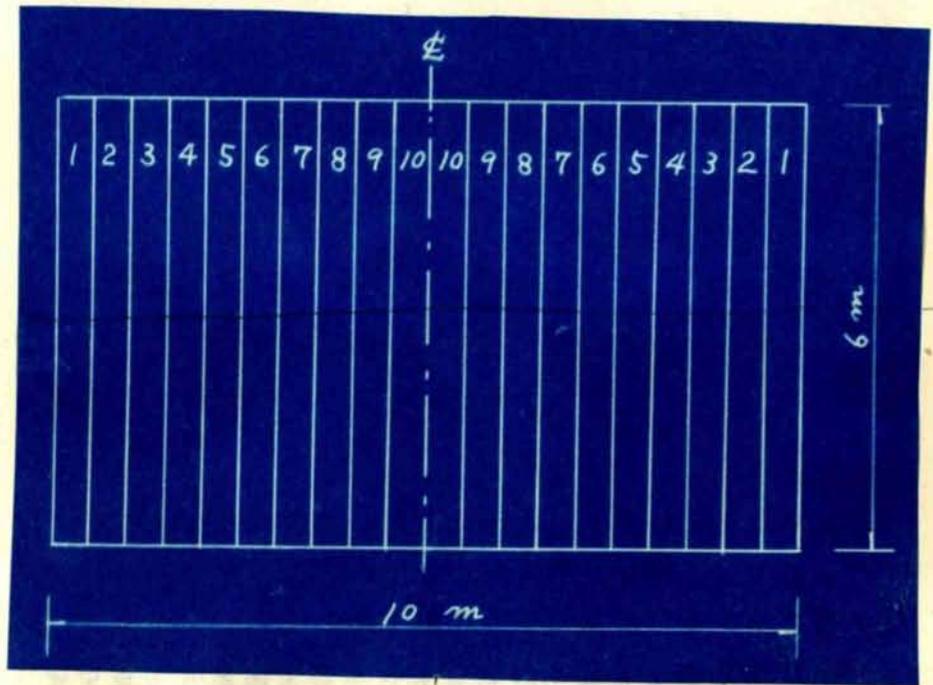


図 - 2.36 版の分割方法

2.16 舗装版の変形量

以上の考察によって 舗装用コンクリートは反り応力と核部荷重応力にもちこたえなければならぬことが明らかになった。そこで、反り応力と荷重応力に対応する版の変形量を求め、舗装用コンクリートに要求される変形限度の大きさを求めてみよう。

図-2.34 において (b) の版中央の反り応力を σ_w とし (c) における A, B 点の反り応力の大きさは近似的に次の式から推定することができる。版の表面が熱せられても、版は全熱反らないものとする。そうすると 版の裏面に生ずる引張応力は

温度分布が直線の場合

$$\sigma_w = \frac{E\alpha\theta}{2} \dots\dots\dots (2.30)$$

温度分布が放物線の場合

$$\sigma_w = \frac{E\alpha\theta}{3} \dots\dots\dots (2.31)$$

さて 京都大学土木工学科教室内で測定した結果²⁰⁾によると、厚さ 20 cm の版において、表面と裏面との温度差は最大 18°C に達する。温度分布を仮りに放物線であるとする。裏面の変形量は $\frac{\alpha\theta}{3}$ で計算できる。いま $\alpha = 10 \times 10^{-6}/\text{C}$ とすると、この変形量は

$$\frac{10 \times 10^{-6} \times 18}{3} = 6 \times 10^{-5}$$

となる。

次に、荷重による変形量を求めてみる。図-2.6 に示したように、荷重応力の大きさは、コンクリートの弾性係数 E に関係なく、ほぼ一定の値を示している。いしかえると、E が小さいほど荷重による変形量が大きくなるわけであるから、厳密にはコンクリート毎に E を求め、変形量を確かめる必要がある。版が下方へ反った場合、すなわち路盤の支持がある場合の核応力の算定式 (2.11) を用いて、版の裏面に生ずる変形量と E との関係を求めると、図

- 2.37 のようになる。普通のコンクリートでは E が $250,000 \sim 300,000 \text{ kg/cm}^2$ 程度と考えられるから、ごく大ざっぱに云って、荷重による変形量は

$$6 \times 10^{-5} \text{ 程度}$$

である。

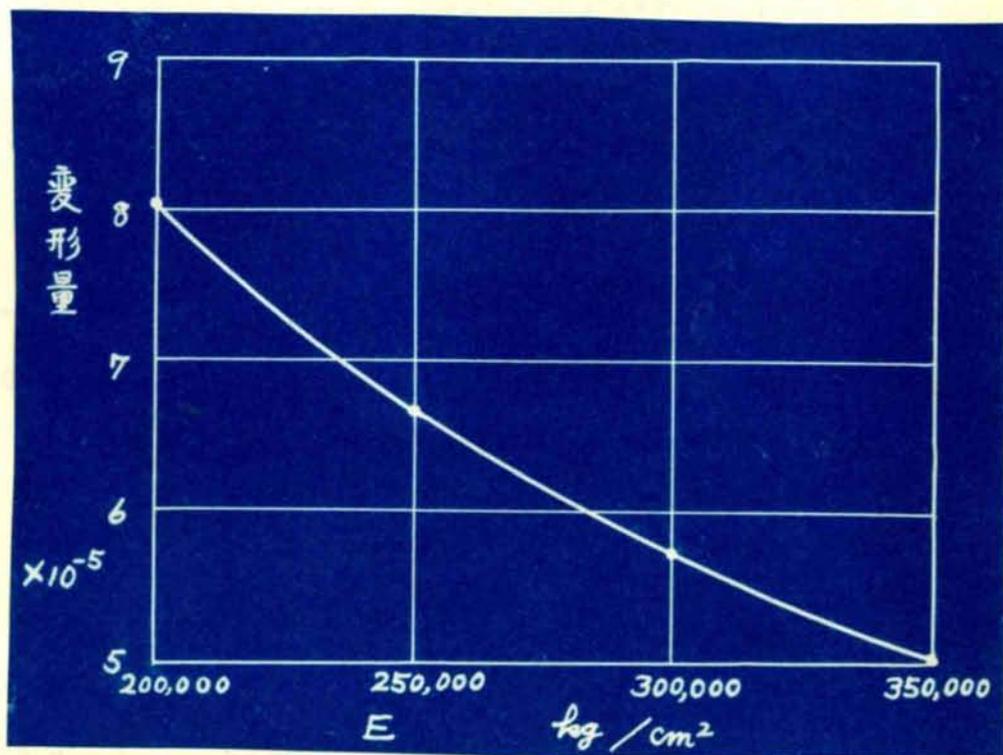


図 - 2.37 縁部の荷重によって生ずる変形量とコンクリートの E との関係

結局、舗装版の変形量は

$$(6 + 6) \times 10^{-5} = 12 \times 10^{-5}$$

程度となるわけであって、舗装用コンクリートは、これより大きな変形限度を有することが必要である。

引用文献

- 1) Clifford Older : Highway Research in Illinois ,
Trans. A.S.C.E. Vol 87, 1924
- 2) H. M. Westergaard : Stress in Concrete Pavements by
Theoretical Analysis, Public Roads, Vol 7 No 2 April 1926
- 3) H. M. Westergaard : Computation of Stresses in Concrete
Roads, Proceedings, Highway Research Board, Vol 5,
Part 1, 1925.
- 4) L. W. Teller と E. C. Sutherland : The Structural
Design of Concrete Pavements, Part 1 - A Description
of the Investigation, Public Roads, Vol. 16, No 8,
Oct. 1935.
- 5) 同上, Part 2 - Observed Effects of Variations in
Temperature and Moisture on the Size, Shape and
Stress Resistance of Concrete Pavement Slabs, Public
Roads, Vol 16, No. 9. Nov. 1935.
- 6) 同上, Part 3 - A Study of Concrete Pavement Cross Sections,
Public Roads, Vol 16, No. 10, Dec 1935.
- 7) 同上, Part 4 - A Study of the Structural Action of Several
Types of Transverse and Longitudinal Joint Designs,

- Public Roads, Vol. 17, Nos 7 and 8, Sep. and Oct., 1936
- 8) 全上, Part 5 - An Experimental Study of the Westergaard, Analysis of Stress Conditions in Concrete Pavement Slabs of Uniform Thickness, Public Roads, Vol. 23, No 8, April - May - June 1943.
 - 9) Gerald Picket: A Study of Stresses in the Corner Region of Concrete Pavement Slabs Under Large Corner Loads, (Concrete Pavement Design, published by Portland Cement Association, pp 98 ~ 108)
 - 10) H. M. Westergaard: What Is Known of Stress, Engineering News-Record, Vol. 118, No 1, Jan 7, 1937, pp 26 ~ 29.
 - 11) H. M. Westergaard: Analytical Tools for Judging Results of Structural Tests of Concrete Pavements, Public Roads, Vol. 14, No 10, Dec 1933, pp 185 ~ 188
 - 12) E. F. Kelley: Application of the Results of Research to the Structural Design of Concrete Pavements, Public Roads, Vol. 20, No. 5 & 6, July & Aug. 1939, pp 83 ~ 104 & 107 ~ 126.
 - 13) Concrete Pavement Design, Published by Portland Cement Association, Fig 2.

(131)

- 14) Paul F. Carlton & Ruth M. Behrman: A Model Study of Rigid Pavement Behavior Under Corner and Edge Loading, Highway Research Board, Proceedings, 1956, pp 139~146.
- 15) 近藤 泰夫: 昭和九年京都鉄筋コンクリート試験舗装報告, セメントコンクリート道路, No 32
- 16) A. T. Goldbeck: Friction Tests of Concrete on Various Subgrades, Public Roads, Vol. 5, No. 5, July 1924.
- 17) L. W. Teller & H. L. Bosley: The Arlington Curing Experiments, Public Roads, Vol 10, No 12, Feb. 1930.
- 18) Subcommittee IV, ACI Committee 325: Design Considerations for Concrete Pavement Reinforcement for Crack Control, ACI, Journal, Oct. 1956, Proceedings Vol. 53, pp 337~362.
- 19) 江守保平: コンクリート舗装に関する二三の研究, セメントコンクリート道路 No. 24.
- 20) 吉本彰: コンクリート舗装床版と気象作用, 工学, 昭和23年6月.
- 21) 藤井真彦, 船山晴雄: 舗装コンクリート版の温度に及ぼす気温の影響, 土木試験所報告, 才18号, 昭和5年.
- 22) H. M. Westergaard: Analysis of Stresses in Concrete Roads Caused by Variations of Temperature, Public

Roads, Vol. 8, No. 3, May 1927.

- 23) 永田年：コンクリート舗装版の設計，土木工学，オ3巻，オ4号および6号，昭和7年
- 24) 近藤泰夫，吉本彰：コンクリート舗装床版の反り応力，建設工学 Vol. 3, No. 1 および No. 2, Jan および Feb 1950.
- 25) *Thomas B Pringle: Structural Design of Joints for Airport Pavements, ACI Journal, June 1950 pp 814 ~ 819.*
- 26) *Subcommittee II, ACI Committee 325: Considerations in the Selection of Slab Dimensions, ACI Journal, Nov. 1956, Proc. Vol 53, pp 433 ~ 454.*
- 27) *ACI Committee 325: Proposed Recommended Practice for Design of Concrete Pavements, ACI Journal Vol 28, No. 8, Feb. 1957, Proc. Vol. 53. pp 717 ~ 750.*
- 28) *Karl Eberle: Über Temperatur und Spannung bei Balken und Fahrbahndeckenplatten aus Beton. Zement 27 Jahrg., Heft 5, 6, 7, 8, 10, 11, 13, 14 und 15, 1938.*

第二章 舗装用コンクリートの 変形限度

2.17 まえがき

オ1章の研究によつて、舗装版の変形量は 1.2×10^{-5} 程度に達することが明かになつた。すなわち 舗装用コンクリートは、 1.2×10^{-5} あるいはそれよりかなり大きな変形限度をもつていないと、亀裂の発生が避けられぬわけである。

本章では、まず、普通の舗装用コンクリートの変形限度について検討を加えた后、2.15の特殊な舗装用コンクリートについて亀裂防止が可能かどうか検討してみる。

2.18 舗装用コンクリートの変形限度

オ1編 オ1章の実験に用いたコンクリート、すなわち 表-1.3の A-I および A-II は普通一般に用いる舗装用コンクリートの性質を具備したものと考えることができる。これらのコンクリートの変形限度は

砂利コンクリート A-I では 12.2×10^{-5}

碎石コンクリート A-II では 12.1×10^{-5}

であつた。舗装版の変形量は 1.2×10^{-5} にも達するわけであるから、普通一般に用いている舗装用コンクリートは亀裂が発生するがしなないかの限界にあるわけである。

勿論、これは養生が十分行われた場合である。筆者が寸法 $1 \times 1 \times 24 \text{ cm}$ 、配合 1:2 のモルタル供試体について、オ1節のヒズミと養生との関係を調べた結果では、次のようになつている。

28日水中その後空中養生したものは 10.6×10^{-5}

3日水中 6.6×10^{-5}

すなわち、養生が不十分だと変形限度が小さくなる。実際の現場で、実験室における28日水中養生に匹敵するような養生を行うことは容易でない。従来、コンクリート舗装にはほとんど例外

なく龜裂が発生したりは当然といわなければならぬ。

才1編の章で明かしたように、コンクリートの変形限度がセメント・ペーストの性質によって決まる以上、水セメント比は変形限度を左右する1つの要素と考えられる。その意味で、筆者は「水セメント比と変形限度との関係」を明かすべく、水セメント比40、50および60%のモルタル供試体(表-1.4におけるC-I、C-III 供試体)を作つて、才1拍点のヒズミを調べたが、はっきりした結論は得られなかつた。しかし乍ら、水セメント比を大きくすると、強度とEが低下する。よ水だけ舗装版の変形量が大きくなるから、仮りに変形限度が大きくなつたとしても、龜裂に対する安全性が増すとは、一寸考えられない。水セメント比を小さくすることは、コンクリート/部当りのセメント量を増すことになり、不至滴をけがりでなく、収縮などの面からも悪影響が出てくる。従つて、水セメント比を小さくすることによつて、変形限度が仮りに大きくなるとしても、実際の舗装用コンクリートの水セメント比を全く自由に、小さくできるものではない。結局、水セメント比を変えることによつて龜裂を防止しようとは考えられなかつたのである。

日C Iの示方書¹⁾では、水セメント比は0.55以下とし、恐しい凍結融解作用をうける場合においても0.65以下であればよいとしている。これに対し、ドイツの示方書²⁾では水セメント比0.35~0.50と定めており、国有自動車道路の建設では0.40~0.45程度で施工したことが多かつたようである。アメリカよりかなり水セメント比が小さい。1947年の夏、アメリカの道路専門家の団体が渡欧してドイツの国有自動車道路と英國のコンクリート道路を視察した。³⁾⁴⁾その結果、ドイツのコンクリート舗装はアメリカより遙かに優秀な状態を保っていることが認められたが、横龜裂はやはり入つてゐることが報告されている。これは「水セメント比を変えても龜裂を防止し得ない」一つの証候と考えることができる。

A. Hummel⁵⁾は舗装用コンクリートとしての適否を σ/E の値から判断してよいと考えた。 σ はコンクリートの曲げ強度、 E はコンクリートの弾性係数。而して Hummel は、粗骨粒を変えることによつて、 σ の値をほとんど変えることなく、 E の値のみ大きく変化することを実験的に確かめた。すなわち、粗骨粒を変えると σ/E の値を大きく変えることから、適当な粗骨粒を選定することによつて、舗装の亀裂が防止できるのではないかと考えた。これについて少し考察してみよう。

第1編第2章の筆者の実験では、オ1拍点のヒズミ、すなわち変形限度は次のようであつて、粗骨粒の種類による差が認められない。

オ-I	(砂利コンクリート)	12.2×10^{-5}
オ-II	(砕石コンクリート)	12.1×10^{-5}
オ-III	(砂利にパラフィン被覆)	12.1×10^{-5}
オ-IV	(モルタル)	12.1×10^{-5}

既に述べたように、オ1拍点のヒズミは骨粒をとりまくゲルの性質があらわれたものと考えられるから、骨粒が不活性である限り、変化が生じないのは当然である。変形限度が変化しない以上粗骨粒の種類を変えても亀裂防止にはほとんど効果がないであろう。

舗装用コンクリートの変形限度を大きくするには、セメントそのものに改良を加えるのが最も効果的と考えられる。ベルリン地区の国有自動車道路で、種々のセメントを使用して、試験舗装が行われた結果によると、舗装版の亀裂と亀裂発生率 (*Kennzahl der Reipneigung*) R との間には密接な関係があつたと報告されている。⁶⁾⁷⁾ R は次の式で求める。

$$R = \frac{Al_2O_3(\%) \times MgO(\%)}{\sqrt[3]{0.088 \text{ フライ残量分}(\%)}}$$

Al_2O_3 および MgO がコンクリートの性質にどのような影響をおよぼすかについては十分明かでない。 Al_2O_3 を多量に含んだ

ポルトランドセメントは収縮量が大きいといわれている³⁾が、以下の如き理由から、道路に用いて有害だと断定することはできない。上式において Al_2O_3 と MgO の全部を計算に入れたことについては、セメント専門家の向でも異論がでていられる⁷⁾。セメントの化学成分は、舗装の亀裂と関係がありそうに思われるが、上式のような表わし方が妥当であったかどうかについては、今後の研究にまっところが多いようである。また、この式によると 0.05 から 0.1 フルイに残留する量が多いほど、すなわち、セメントが粗いほど亀裂発生率は小さくなる。周知の如きは、セメントは細かいほど早期に強度がでるし、ブリージングも少い。ところが、モルタルあるいはコンクリートの収縮量はセメントが粗いほど少いともいわれている。^{6) 8)} この収縮量の減少のために、微粉砕したセメントよりも、ある程度粗いセメントを用いる方が有効だと考えている傾向があるが、筆者はこのような考え方にも疑問をもっている。

コンクリートの収縮によつて、舗装版に生ずる応力を推定することは難しく、収縮が亀裂の発生に如何なる影響をもっているかについては、はっきりした断定を下すことはできない。第1編にのべた如きは、コンクリート舗装版の亀裂は反り応力と密着状態の関係があるから、温度反り応力が最も大きくなる場合を例にとつて収縮の影響を考えてみよう。夏季の昼間においては、版の表面と裏面との間に大きな温度差を生じて、版の裏面に引張応力が働く。この場合、版の裏面が乾燥し、裏面が湿っているとそれだけ温度差による版裏面の引張応力が減少する。その減少の程度は、収縮量の大きいコンクリートほど大きいわけで、それだけ亀裂発生の危険が少くなる。こういった場合も考えられるから、収縮量が少いという理由だけで道路用として適当だと断定するわけにはいかない。

ベルリン地区の調査では、上式の R と版の亀裂との間に密着状態の関係が認められているが、現在の段階では疑問の点が少くないよ

うに思われる。上式の妥当性については、変形限度を調べることによつて、かなり明かにできると考えるが、この方面の研究は筆者の専向とするところでないから、他の研究に待ち度い。

舗装用コンクリートの変形限度を大きくすることは、何れをとり出してみても、決して容易だとは考えらるべきでない。確かに効果がありそうと思われるものも見当らない。しかし、従来、アスファルト乳剤を混入したコンクリートが舗装に適するところもあるいはビニール樹脂乳液を混入すると効果的だと言われてきたので、念のため、このコンクリートについて変形限度を調べてみた。

3.17 アスファルト乳剤を混入したコンクリートの変形限度

モルタルおよびコンクリートに石油膏を加える研究は、かなり以前から行われており、この種のコンクリートを道路に用いた例も2,3ある。細かく粉砕した石油膏をセメントに混合した *bitumixierte Zement* を用いて舗装した *Wiesbaden* の道路は良好な状態を保っている⁹⁾といわれるし、また *K. Grün* と *K. Obenauer* は石油膏乳剤をコンクリートに混合して最大3.25%の量を施工したことを報告している⁹⁾。従来^{7)~12)}によるし、石油膏を混入することにより、モルタルおよびコンクリートの透水性が著しく小さくなる他、収縮量、スリ、り量が小さくなる。また、曲げ強度/圧縮強度の比が大きくなるなどの利益がある。しかし、この種のコンクリートが道路用として適したものであるかどうかについては、これだけでは明かでない。そこで筆者はアスファルト乳剤を混入することによつて、コンクリートの強度と変形限度とがどのように変化するかを調べ、亀裂防止に有効であるかどうかを検討してみた。

モルタル実験 まず最初にモルタルについてアスファルト乳剤混入の影響を調べた。使用したセメントは敦実ポルトランドセメント、砂は淀川産天然砂(5mm以下)。アスファルト乳剤は、アスファルト含有量59.4%、アスファルトの針入度104%、乳化剤の成分は次の通りである。

水		1000 kg
石	敵	8 kg
珪酸ソーダ		17 kg
漆	粉	6 kg

モルタルの配合は、セメントと砂の比 1 : 2 (重量比)、水セメント比はすべて 50% とした。4×4×16cm の型枠を使用し、投合 28 日まで水中養生した。

アスファルト乳剤を 1.5~6% 混入した場合のモルタルの強度の変化を表-2.8 に示す。アスファルト乳剤中には、乳化剤が含まれており、これがモルタルの強度に影響すると考えられたので、乳化剤だけの影響をも調べた。

この結果によると、アスファルト乳剤および乳化剤の量が増すにつれて圧縮強度も曲げ強度も減少している。乳化剤は起泡作用を伴うから強度の低下はこの起泡作用によるところが大きいと考えられる。しかし、アスファルト乳剤を混入したものは、乳化剤だけを混入したものより強度の低下が著しいことからみて、アスファルトそのものはモルタルの強度に悪影響のあることが推定される。

表-2.8 アスファルト乳剤および乳化剤がモルタルの強度におよぼす影響。

アスファルト乳剤を混入した場合			乳化剤だけを混入した場合	
アスファルト乳剤 ×100	強度 kg/cm ²		強度 kg/cm ²	
水	曲 げ	圧 縮	曲 げ	圧 縮
0	60.9	40.2	60.9	40.2
1.5	60.2	37.7	60.0	38.0
3	56.6	35.6	60.7	38.6
4.5	53.5	34.6	58.7	37.5
6	53.9	31.5	55.9	36.1

コンクリート実験 モルタル実験によつて、アスファルトはセメント・ペーストに悪影響のあることが分つた。コンクリートの曲げ強度の低下を最小限にくだめるには、骨材の噴合を利用することが好ましい。そこでコンクリート実験では、砂利の他に碎石を使用した。なおモルタル実験で、乳化剤だけを入れるとフローが増加したが、アスファルト乳化剤を入れるとフローはほとんど変化がなかつた。コンクリート実験ではコンシステンシーが一定になるように水セメント比を変えることが好ましいが、モルタル実験の結果からアスファルト乳化剤を混入してもコンクリートのコンシステンシーは変化しないものと考えて、水セメント比一定の配合で実験を行った。

使用したセメントは磐城ポルトランドセメント、砂および砂利は宮城県北田川産のもの、碎石は宮城県亶賀城大代産の安山岩碎石、粗骨材の寸法は5~30mm（円孔フルイ）とした。アスファルト乳化剤の成分は次の通りである。

アスファルト	50%
苛性ソーダ	0.2%
モノゲン	0.35%
燐酸ソーダ結晶 (Na_2HPO_4)	1.0%
その他	0.05%
水	42.4%

アスファルトの針入度は155°である。

使用したコンクリートの配合は表-2.9の通り。アスファルト乳化剤の量は、乳化剤中のアスファルト分がコンクリートの全使用水量に対し、1.5, 3および4.5%になるようにした。乳化剤中の水分は使用水量の一部とみなした。

10×10×50cmの型枠にコンクリートを2層に詰め、各層毎にタンパー（底面8×8cm、重量8kg）を10cm高さから、下層では80回、上層では32回落下させてつき固めた。この供試体は翌日脱型、養生28日まで水中養生（水温20°C）

をなし、その后室内（ $20 \pm 3^\circ\text{C}$ ）に放置し、枚令 12 月で試験した。

コンクリートにアスファルト乳剤を混入した場合の試験結果を一括して表-2.10 に示す。

コンクリートのスランプ値およびフロー値は、乳剤量の増すほど大きくなっている。コンクリート中の空気量も乳剤量が増すほど大きくなっており、スランプ値およびフロー値の増加は空気量の増加によるものと考えられる。

曲げ試験は図-1.13 の要領を行い、ヒズミの測定にはサケツチェン型ヒズミ計を用いた。平均載荷速度は $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}/\text{分}$ とした。曲げ試験后、両切片について圧縮強度を調べた。載荷面積 $10 \times 10 \text{ cm}^2$ 、載荷速度は $120 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}/\text{分}$ とした。

砂利コンクリートの圧縮強度は、乳剤の混入量が増すにつれて低下する。空気量の増大とアスファルトの化学作用が原因と考えられる。碎石コンクリートでは、圧縮強度の低下が、砂利コンクリートの場合ほど、顕著でない。これは碎石の噛合いが影響していると考えられる。

砂利コンクリートの曲げ強度は、圧縮強度の場合と同じく、乳剤量が増すほど小さくなる。碎石コンクリートでは強度の低下が認められず、却って増加を示すものさえある。アスファルト量 3% の場合は、乳剤を混入しないものより強度が大きくなっているし、4.5% の場合でも、乳剤を混入しないものと同じとほぼ同じである。これも碎石自身の噛合いの影響と考えられる。

さて、変形限度を調べてみると、アスファルト量 3% までほぼ同じ値を示しているが、4.5% になると小さくなっている。すなわち、アスファルト量 3% までなら悪影響はないわけである。

表-2.7 コンクリートの配合

粗骨材の種類	W/C	G/S	コンクリート 1m ³ 当りの材料 ㎏			
			水	セメント	砂	粗骨材
砂	0.44	1.71	146	330	691	1180
砕石	0.46	1.54	161	353	731	1129

表-2.10 アスファルト乳剤を混入したコンクリートの試験結果

粗骨材の種類	アスファルト量 (全使用水量に対する百分率 %)	空気量 %	スランプ ^o cm	フロー %	* 圧縮強度 kg/cm ²	** 曲げ強度 kg/cm ²	曲げ試験に於ける変形限度 ^o × 10 ⁻⁵
砂	0	2.7	2.5	21	45.2	40.6	11.6
	1.5	3.3	2	27	42.7	32.6	10.8
	3.0	3.4	4	29	41.5	36.2	11.5
	4.5	3.7	5	31	40.7	33.7	8.8
利	0	2.5	1	16	48.7	43.5	12.0
	1.5	3.0	0.5	12	45.5	42.4	10.8
	3.0	3.1	2	18	47.0	47.3	12.1
	4.5	3.5	1.5	23	47.7	43.0	11.7

* 4コノ平均

** 2コノ平均

結論 以上の実験結果によつて次のようにいえる。

アスファルト乳剤を混入することは強度の点からみて 好ましいものではない。砕石コンクリートでは曲げ強度の低下を防止できるが、これは砕石自身の噛合いの影響が アスファルト混入による悪影響を 打消しているからであると考えられる。本質的には強度に対して悪影響があるし、しかも、変形限度はアスファルト乳剤を混入しても大きく変わらない。すなわち、アスファルト乳剤を混入しても、舗装に適したコンクリートは得

られない。

2.20 ビニール樹脂乳液を混入したコンクリートの変形限度

ビニール樹脂乳液を混入することによつて、モルタルおよびコンクリートの引張強度、伸び、その他の性質を著しく改善し得るといわれる。アメリカの1実験の結果が亦2回日本道路会議に報告されている。¹³⁾その後、わが国においてもこの種の実験が2回行われた^{14)~16)}が、アメリカにおけるほど好ましい結果を得ていない。筆者は引張強度が大きく、伸びが大きくなるということに興味を覚えて、簡便用コンクリートを対象として2, 3の性質を調べてみた。以下にその概要をのべ、亀裂防止に有効であるかどうかを検討してみる。

使用したビニール樹脂乳液 商品名「ネオベック」(吉野理化工業KK製)と称する酢酸ビニール樹脂乳液で、酢酸ビニール樹脂 (Polyvinyl Acetate — 以下PVAと略す) の含有量は50% (重量) である。ネオベックの成分は次の通り

ポリビニール・アセテート	50%
フタルサン・ジブチール	1%
ポリビニール・アルコール	2%
酒石酸	0.2%
水	46.8%

ネオベックをモルタルおよびコンクリートに混入する際、ネオベック中のPVAと水の量を押える必要がおこってくる。本実験では次のようにした。ネオベックの比重を測定すると、

1.10であつた。PVAの比重は1.17といわれる¹⁵⁾から、近似的に1.2とみなすことができる。ネオベックは比重1.2のPVA50%と比重1.0の水とからなるものと考えれば、一定量のネオベック中に含まれるPVAと水の量は

$$\begin{aligned} \text{PVAの重量} &= \text{ネオベックの重量} \times \frac{1.2}{2.2} \\ \text{水の重量} &= \text{ネオベックの重量} \times \frac{1.0}{2.2} \end{aligned}$$

から計算することができる。

モルタル実験 ビニール樹脂乳液を混入したコンクリートに、
いて予備知識を得るため、まず、モルタルについて実験を行っ
た。使用したセメントは磐城ポルトランドセメント、砂は北
田川産（全 $0.3 \sim 1.2mm$ ）のものを使用した。セメントと砂
の比 $1:2$ （重量比）、水セメント比は、すべて 50% とした。
 $4 \times 4 \times 16mm$ の型枠を使用して成形、翌日脱型して、投令
28日、3月および6月で強さを調べた。その向の養生法は、
次の3種である。

脱型后 試験時まで室内に放置する — 空中養生と名付ける。

脱型后 投令7日まで水中養生、その後試験時まで室内に放
置する — 連結養生と名付ける。

脱型后 投令28日まで水中養生、その後試験時まで室内に
放置する — 水中養生と名付ける。

この向の養生温度は次の通り。

	投令28日まで	28日以后3月まで	3月以后6月まで
水中	$20 \sim 22^{\circ}C$	—	—
室内	$16 \sim 28^{\circ}C$	$17 \sim 23^{\circ}C$	$0 \sim 20^{\circ}C$

室内の相対湿度は $75 \sim 84\%$ であつた。

練上つたモルタルのフローは図-2.38のようになる。最初
PVAの量が増すにつれてフローが増大し、セメントに対する
PVAの量が 10% 程度で最大値に達する。PVAが増すにつ
れてブリージングも著しく減少し、セメントに対するPVAの
量が約 5% でブリージングは認められなくなる。PVAの量が
 10% をこえると、余りにも粘り気が大となり、フローも減少
を示すようになる。

曲げ強度の試験結果を図示すると、図-2.39のようになる。
投令28日のものについてみると試験時まで水中養生したもの
は、PVAの量が増すにつれて、曲げ強度が低下している。脱
型后空中に放置したものはPVAの量が 10% 程度で最大に達

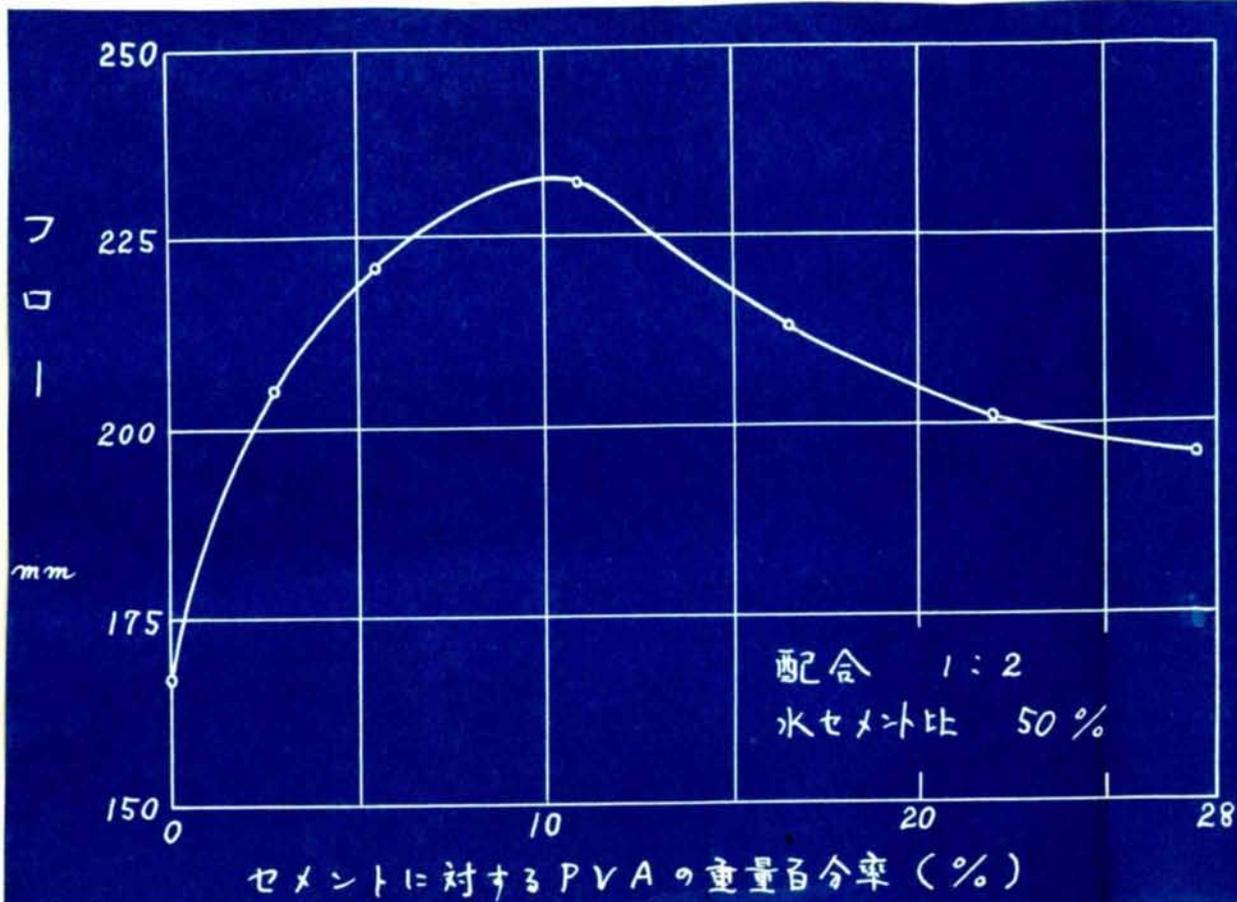


図-2.38 PVAの量とフローとの関係

し、それよりふえると却って減少しているが、PVA 20%のものでも PVA 0%のものよりやや上回っている。連結養生したものは複雑な形を示すが、水中養生と空中養生の2つの曲線を合成した形になっている。酢酸ビニール樹脂乳液は、水分を消失することによって樹脂が互に融合し、連続相を形成して曲げ強度に貢献するものといわれている。本実験の結果もこれを裏書きしており、水中養生ではその効果が期待できず、空中養生によって初めて効果が期待できるようになる。投令之日では、空中養生したものでも、なお乾燥が十分でないために、

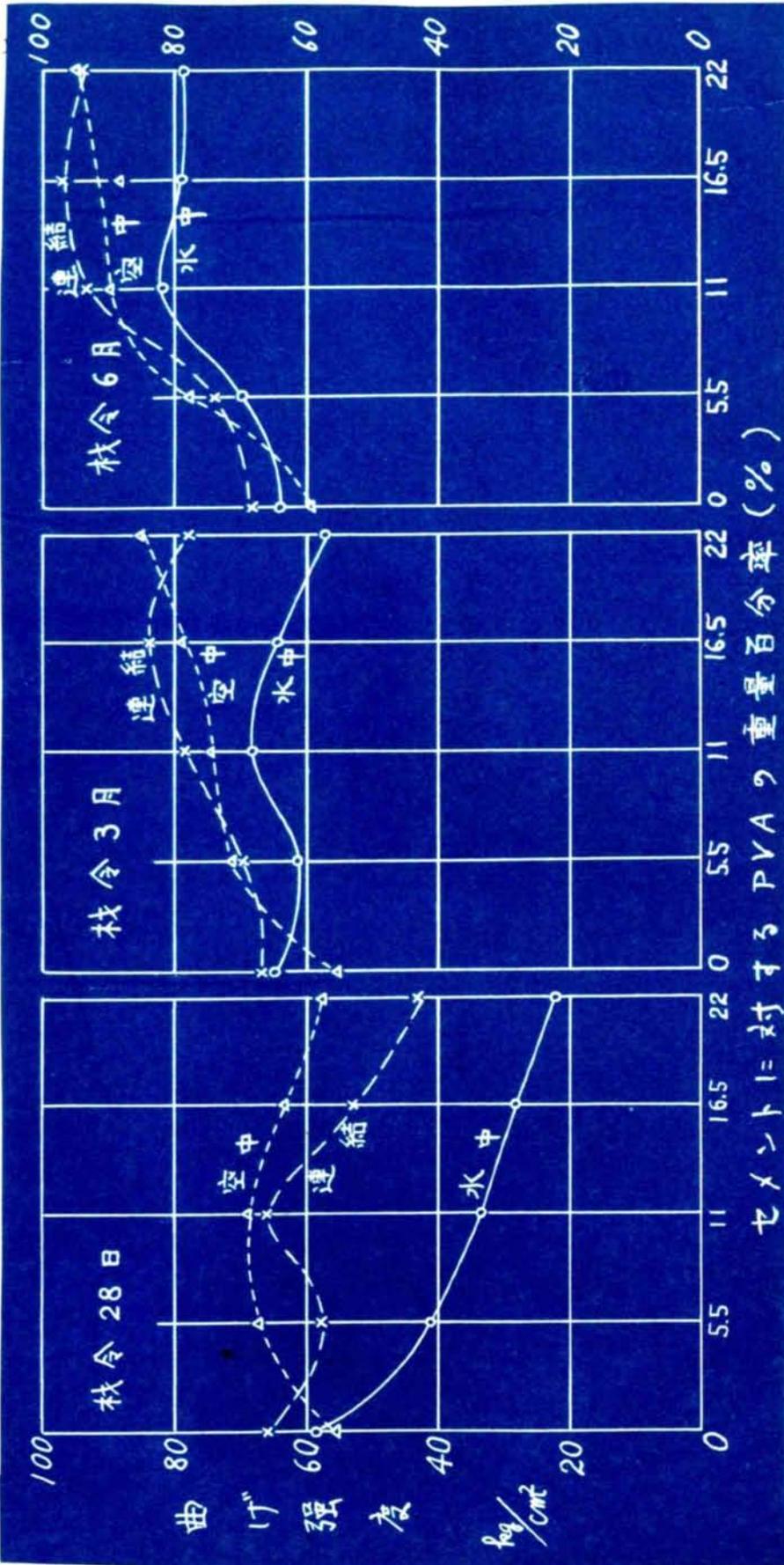
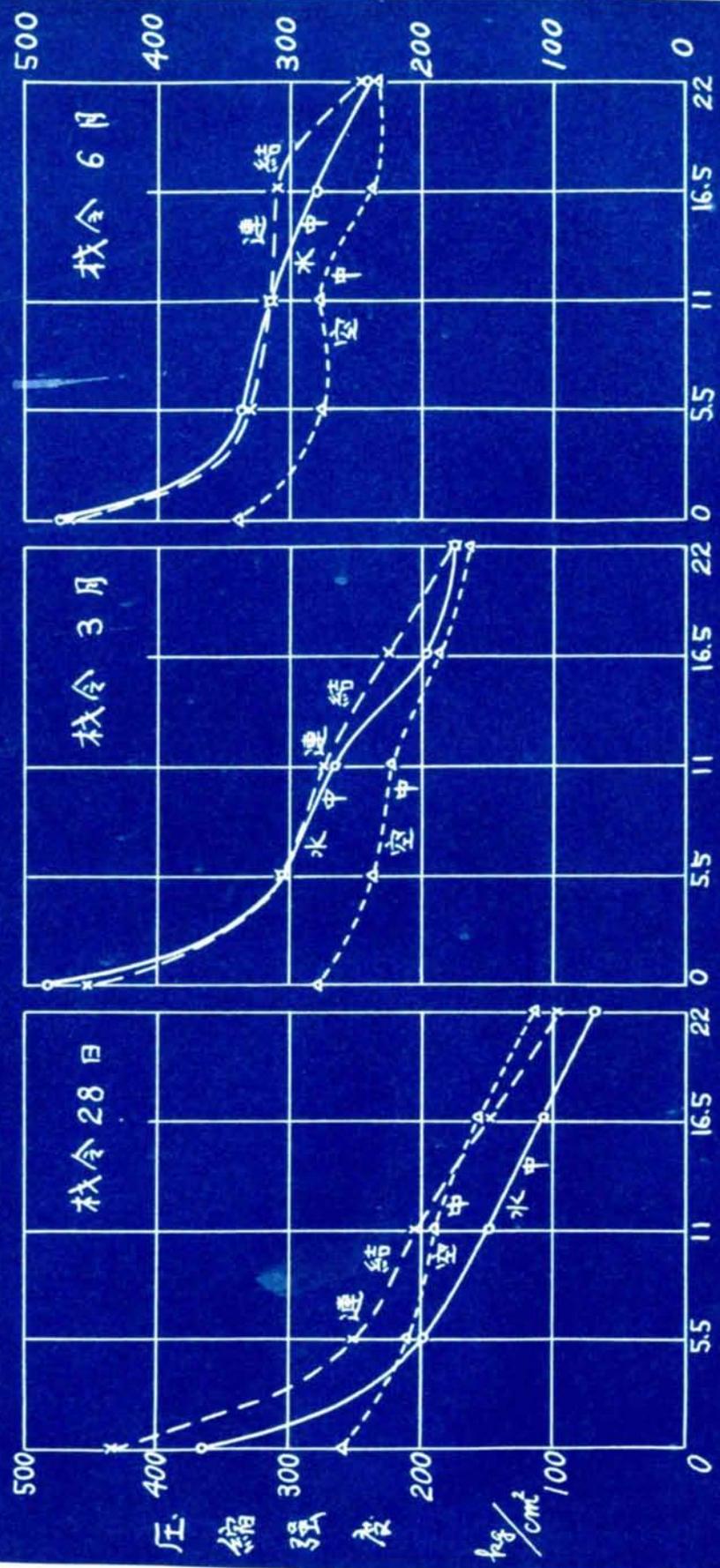


図-2.39 PVAを混入したモルタルの曲げ強度



セメントに対するPVAの重量百分率 (%)

図-2.40 PVAを主成分としたモルタルの圧縮強度

多量に混入すると却って強度は低下するが、我令3月あるいは4月になると、PVAの量が増すほど強度が増加している。

図-2.40は圧縮強度の試験結果を示すものである。何れもPVAの量が増すほど強度が低下している。

なお、PVA混入モルタルにみられる著しい特長は水分の蒸発が遅いことである。この理由はPVA粒子は水を吸着する性質があるからだと説明されている⁽⁵⁾。PVAを混入したモルタルを室内に放置しておくと、PVAの量に比例して供試体の色に濃淡の差がみられ、我令28日ではこのPVA混入のものは充填時と大差ない色を呈していた。水分の蒸発防止はセメントの硬化に好結果をもたらす。強度の増大に寄与するものと考えられる。しかし、図-2.40においてPVAの量が増すほど圧縮強度が低下していることからみると、セメントペースト自身の硬化の影響はPVA混入の影響より小さかったわけである。従って、PVA混入モルタルの曲げ強度の増大は、セメントペースト自身の硬化によるというよりは、むしろ、ビニール膜の効果と考えてよいであろう。

コンクリート実験 セメント：砂：砂利 = 1：2.09：3.62の配合を送定した。スランプは5cm程度を目標とした。モルタル実験ではPVAを混入することによってフローが増大したから、コンクリート実験ではスランプが一発になるよう水量を変化させることとした。

セメントに対するPVAの量が10%をこえると、粘り気が大きくなりすぎるし、また表面が乾燥しても内部は乾燥し難くなる。また我令3月、6月の曲げ試験の結果(図-2.39)によると、PVAの量が10%までは、PVAの量に依りて強度が増加するが、10%以上になるとPVAの量を増しても強度は大差がなくなる。これらの点より考えて、混入するPVAの最大量はセメントに対して10%に押えた。

使用したセメントはモルタル実験に用いたものと同じ、砂お

及び砂利は宮城県と北田川産のもの、粗骨材の寸法は5~30 mm (円孔フルイ) とした。

10×10×50 cm の型枠にコンクリートを2層につつめ、各層毎にタンパー (底面8×8 cm、重量9 kg) を10 cm 高さから落下させて突き固めた。突き数は各層につき5~6回ずつとした。

モルタル実験の結果によると、PVAを混入した場合の曲げ強さの増大は、主としてビニール膜の効果である。そこで、PVAを混入したものはすべて室内放置養生として、できるだけビニール膜が硬化し易いようにした。但し、PVAを混入しないものは、投令28日まで水中、その後室内に放置したものとして、最初から室内に放置したもの、2種とした。

試験は投令28日と5月とで行ったが、この間の養生温度は次の通り

	投令28日まで	28日以後5月まで
水中	10.5 ~ 15.5°C	—
室内	8 ~ 19°C	0 ~ 20°C

コンクリートのスランブが約5 cm になるよう水量を調節した。際どったコンクリートのスランブ及び水セメント比は表-2.11の通りである。なお、ビニール樹脂乳液混入によって使用水量を減少し得るのは空気の運搬されるコトが主原因と考えられたので、空気量も測定してみた。その値も表-2.11 に示しておいた。

表-2.11 コンクリートのスランブ、水セメント比及び空気量

セメントに対するPVAの量%	スランブ°cm	水セメント比%	空気量%
0	5	46.5	1.9
1	4	44.3	2.6
2.5	4.5	41.8	5.0
5	6	39.1	5.2
10	7	36.0	5.7

コンクリートについての試験結果を表-2.12に示す。これによるとPVAの量が増すほど曲げ強度が大きくなっている。しかし、水中で十分養生した無混入コンクリートに比べると、PVAが7~8%以下では強度が低い。PVAの効果を発揮するためには10%程度以上混入しないと駄目だということになる。圧縮強度は大体においてPVAの量が増すにつれて減少している。

表-2.12 PVAを混入したコンクリートの
強度および変形限度 (試令5月)

試令	セメントに対する PVAの量 %	* 圧縮強度 kg/cm ²	** 曲げ強度 kg/cm ²	** 曲げ試験における 変形限度 × 10 ⁻⁵	試験時の 室温 ℃	備考
28日	0	316	34.0	-	13	水中養生
	0	206	19.3	-	13	空中養生
	1	200	23.2	-	5	、
	2.5	209	24.8	-	7	、
	5	152	30.0	-	13	、
	10	147	39.8	-	10	、
5月	0	391	44.4	11.8	16.5	28日まで水中 及び空中養生
	0	270	34.3	11.5	16.5	空中養生
	2.5	246	36.3	-	16.5	、
	5	232	39.8	11.5	16.5	、
	10	212	53.5	-	16	、

* 4コの平均

** 2コの平均

表-2.12から変形限度を調べてみると5%までは変化がない。10%混入したものの応力-ヒズミの関係を対数目盛で図示すると破断寸前までほとんど直線を表わされ、オノ折点を押えることができなかった。しかし、ヒニール自身とセメントとの化学反応が期待できないことからみて、セメントペースト自身のオノ折点

に变化が生ずるとは考えられない。

結 論 本実験の結果から次のことが云える。

- 1) プレマの混入量はクランプ以上ノコル程度としなければ十分な効果は期待できない。
 - 2) ビニール樹脂乳液は現在高価で、筆者が使用したネオベックは 175円/kg (昭和27年現在) であるから、プレマをノコル混入することは経済的でない。余程価格が低廉にならない限り、実際には使用することは難しい。
 - 3) プレマを混入したコンクリートではビニール膜が強度などの改良に寄与しているわけである。セメントペースト自身のオミヤシのヒズミは変化しない。従ってプレマを若干加えた程度では、龜裂防止には効果が期待できない。
 - 4) 将来、プレマが廉価になつたとしても、コンクリートに加えることは賢明とは考えられない。プレマを少量に用いる時にはセメントはむしろ、填充材の作用しが期待できないのであるから、砂と砂利とを直接プレマで結合させることを考えた方が賢明であろう。
- 2.21 結 論

本章で考察した結果を要約すると次のようになる。

現在、一般に用いている舗装用コンクリートの変形限度は、龜裂が発生するかしないかの限界付近である。変形限度をもっと大きくし度いわけであるが、水セメント比による増大は期待できないし、粗骨材の種類を変えても骨材が不活性化限り増大するとは考えられない。

ドイツで行われているようなアスファルト乳剤を混入する方法は、龜裂防止に何の効果もない。ビニール樹脂乳液を混入する方法は、コンクリートの変形限度を本質的に変化させるものではない。ビニールの賢明な利用方法とは考えられない。

コンクリートの変形限度を増大して、コンクリート舗装の龜裂を防止することは極めて難しいといわなければならぬ。

引用文献

- 1) A C I Standard "Specifications for Concrete Pavements and Bases" (A C I 617-51), 1951.
- 2) Richtlinien für Fahrbahndecken - 1936.
- 3) F. H. Jackson & Harold Allen: Concrete Pavements on the German Autobahnen, A C I Journal, Vol. 19, No. 10, June 1948, pp 933 ~ 976.
- 4) F. H. Jackson: A Way to Better Pavement Concrete, A C I Journal, Vol. 21, No. 7, Mar. 1950, pp 489 ~ 496.
- 5) A. Hummel: Beeinflussung der Beton-Elastizität, Die Betonstrasse, 11 Jahrg., Nr. 3 u. 4, 1936, S. 61 ~ 65 u. 82 ~ 88.
- 6) Rudolf Dittrich: Rissebildung in Betonfahrbahndecken in Abhängigkeit vom Zement, Fortschrittsberichte aus dem Straßen- und Tiefbau, Band 5.
- 7) 藤井光麿: ドイツに於ける軟練り及び硬練りコンクリート舗装道路の長期試験成績と道路用ポルトランドセメントの選択に就て, セメントコンクリート No. 53 ~ 58, 1951年7月 ~ 12月.
- 8) 中塚金矢衛, 岡野真司 および近藤実: 道路用セメントの研究. セメント技術年報, 1951 (pp 149 ~ 156), 1952 (pp 211 ~ 216) および 1953 (pp 276 ~ 282)

- 9) R. Grün u. K. Oberauer: Die Einwirkung von Bitumenzusatz auf Beton, Die Betonsteine, 15 Jahrg., Heft 5, Mai 1940, SS 53~58.
- 10) Richard Grün: Der Beton, Zweite Auflage, Berlin, 1939, SS 49, 87 u., 111.
- 11) R. Grün (unter Mitarbeit von H. Beckmann, W. Leich, K. Oberauer, H. Schlegel u. R. Tiemeyer): Schwinden von Mörtel und Beton, Zement, 28. Jahrgang, Heft 22, 1939, SS 345~350.
- 12) 神田一, 増田久仁男: アスファルト乳剤混入のコンクリートに関する研究について. 道路, 昭27. 5. pp 107~110.
(増田久仁男: アスファルト乳剤混入のコンクリートに関する研究, セメント技術年報Ⅷ. 昭29, またはセメントコンクリート 昭29. 7. pp 25~28)
- 13) 高林利秋: ビニール・エマルジョン・コンクリートに就いて. オコ回日本道路会議論文集. 昭29. pp 396~399.
- 14) 高石 康: ビニールを混入したコンクリートの性質について. セメント技術年報Ⅷ. 昭28, pp 187~190.
- 15) 板倉 誠: ビニール・エマルジョンを混入したコンクリートパイプ, 材料試験, オコ巻, オ10号, 昭28年12月. pp 488~489.
- 16) 杉本六郎: 引張に強いモルタルの話. セメントコンクリート No 94. 昭27年12月, pp 19~22.

オ 3 章 コ ン フ リ ー ト 舗 装 の 目 地 間 隔 に 関 す る 研 究

2. 2. 2. ま え が き

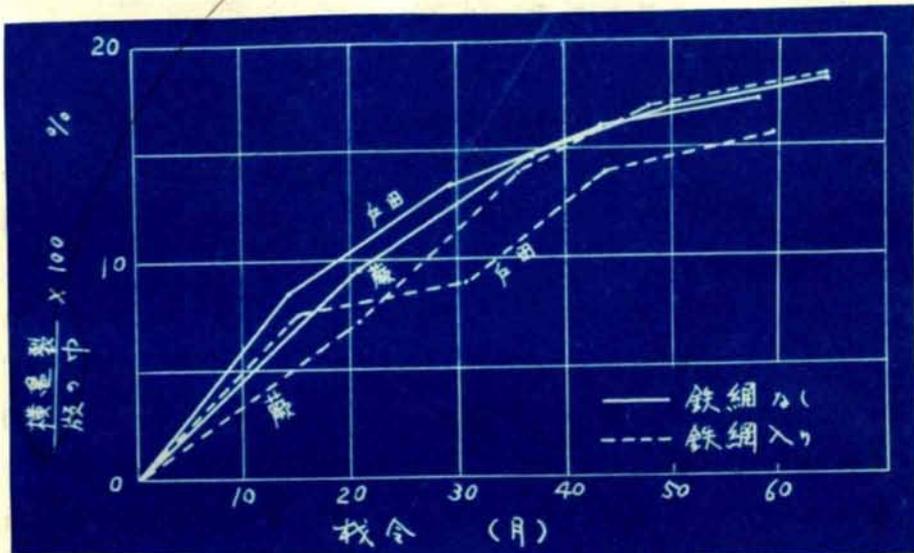
舗装用コンクリートの変形限度を大きくして 舗装版の亀裂を防止することは、当分、不可能と考えた方がよい。亀裂防止方法としては他の手段を考える必要がある。

以前には、版を厚くすれば、亀裂がなくなるのではないかと考えて、試験的に版を厚くしてみたことがある。版厚をますと荷重応力は減るが、反り応力は減少しない。オ 2 編オ 1 章の計算では、10cm版も20cm版も反り応力の大きさはほとんど同じであった。版厚と反り応力との関係については、基礎資料が十分でないため詳しいことは不明であるが、厚さを増しても、荷重応力のように減少してくれないことだけは確かである。

K. Schaechterle および F. Leonhardt¹⁾ は版厚を増しても亀裂防止には有効でないことを述べている。すなわち、Stuttgart の Camstatter 街は、ドイツで最も交通量の多い街路の一つであるが、こゝで30cm厚さの舗装が行われた。十分に輻圧した15cm厚さの砂利基礎の上にコンクリート層(下層22cmセメント量 220 kg/m^3 , 上層8cmセメント量 350 kg/m^3 , 鉄筋)を綿密な注意の下に施工した。版の巾は6m、横目地間隔は11~12cmである。その結果は多くの版に縦亀裂等を生じ、ほとんどすべての版に横亀裂を生じた。版厚30cm位までなら厚さを増しても亀裂はなくなるわけではないわけである。

亀裂を防ぐために鉄筋を入れることが以前には行われていたが、この方法も有効でない。

四 - 二、41 は埼玉県戸田村一大宮町間の国道について鉄筋を使用した場合の効果を調べた結果である²⁾。鉄筋を使うと、初めのうちは亀裂が少いが、数年後には鉄筋を使用しないものと同じになる。



四-2.41 亀裂の発生と鉄網との関係

イギリス Middlesex 州の Hamondsworth におけるコンクリート試験区画に関する報告³⁾によると、上部と下部に複鉄筋を使用したものは、最初のうちは亀裂が防止できたが、後には無筋のものと同数の亀裂が生じた。⁴⁾

鉄筋を入れると、亀裂が減少するという報告もある⁵⁾、しかし、亀裂を完全に防止できると考えるのは危険である。

アメリカでは、現在でも横目地向隔を普通以上に長くとり、30~100 ft とし、その代りに鉄筋で補強しておくという工法が一部で行われている。⁶⁾ この場合、鉄筋によって亀裂の発生を防止できると考えているわけではない。鉄筋を入れておけば、亀裂が開口して有害な影響を生ずるのを防止できる。すなわち、亀裂の発生した箇所の版のくい遣いを最小程度にくいとめ、桁盤への水の滲透などを最小限度にくいとめることができる。こういう風に考えているわけである。

鉄筋の効用は、亀裂発生後にあるのであって、亀裂防止にあると考えることはできない。

現在のところ亀裂の発生を防ぐ方法として成功の可能性のあるのは次の2つの方法である。

- 1) アスコンクリートを用いる方法
- 2) 目地を小間隔に入れる方法

アスコンクリートは、最近飛行場の滑走路とか一般道路に試験的に用いられている。例えば(7)~(10) 亀裂を防ぎ得ることは確実だが、高価につくのが欠点である。安価につくられるようにならない場合は、一般に広く用いることはできない。現在の段階では2)の方法の方が実用性がある。

目地を小間隔に入水ると、亀裂は確実に防止できる。これは、かなり以前から認められていたことではあるが、目地間隔をどの程度まで小さくすればよいかという点、はっきりした基準がない。これに対する筆者の研究を参考までに記しておく。

2.23. 従来の目地間隔の標準

以前は、目地間隔を比較的大きくとつた。一般に10m位が標準であつた。この条件の下で、厚さを変えたり、鉄筋を入れてみたり、いろいろセメントや骨材を使つてみた。その結果、目地間隔を小さくする以外に、方法はないという結論に到着してきた。ドイツでは、現在でも10~15mを標準としている¹¹⁾が、これはむしろ例外であつて、最近の世界的傾向としては、目地間隔が小さくなってきた。

アメリカの標準

ACIの325委員会、小委員会等では、最近、版の寸法に関する報告書を出した¹²⁾ところが、この報告書では、「普通の条件の下では、20ftにするのが普通である。条件がよければ、25ftにして差支えないが、条件が悪い場合には15ftにする必要がある」と漠然とした表現をしているにすぎない。

"Concrete Pavement Design"¹³⁾ には、亀裂を防ぐためには、Jointの向隔を次のようにとるべきだと記してある。

- 砂利コンクリート 約 15 ft (4.6 m)
- 碎石コンクリート 約 20 ft (6.1 m)

"Concrete Pavement Manual"¹⁴⁾ には、次のように記されている。『コンクリート舗装を数千マイルに亘って、あらゆる気候及び路盤（米国内で普通遭遇するような）について観測した結果によると、横目地の向隔は、平均土壌に対し、舗装の亀裂を制御するためには、次表のようにすればよいことが分った。

粗骨材の石質	横目地向隔 ⁺
花崗岩	25 ~ 30 ft (7.6 ~ 9.1 m)
石灰岩	20 ~ 30 ft (6.1 ~ 9.1 m)
礫石質、石灰岩	20 ~ 25 ft (6.1 ~ 7.6 m)
砂利 — 石灰質	20 ~ 25 ft (6.1 ~ 7.6 m)
シリカ質	15 ~ 20 ft (4.6 ~ 6.1 m)
20mm以下	15 ft (4.6 m)
スラグ	15 ft (4.6 m)

† 本表の向隔について広い範囲を設けたのは、路盤、気候状態及び各粗骨材の特質に対する余裕のためである。その特殊の場合についての経験によつて、向隔を大にしてもよいという確証がなければ、各骨材に対し向隔を小さくとることが望ましい。

太平洋岸では亀裂を制御するため2目地向隔を6.1m (20ft) にしている。ワシントン州では4.6m (15ft) の向隔が用いられている。』

Corps of Engineers, U. S. Army では次のようにしている¹⁵⁾。横目地の向隔は $12\frac{1}{2}$ ft 以下にすることもないし、25ft 以上にすることもない。路盤及び気象条件が普通の場合には、コンクリート用骨材の種類に応じて、次のようにしている。

骨 杖	横目地間隔
花 崗 岩	20 ~ 25 ft (6.1 ~ 7.6 m)
石灰岩及び白雲石	20 ~ 25 (6.1 ~ 7.6)
燧石質の杖料及び珪岩	15 ~ 20 (4.6 ~ 6.1)
スラ グ	12.5 ~ 15 (3.8 ~ 4.6)

60,000 lb以上の車輪荷重に対して設計した厚い版では、帯に20 ~ 25 ft (6.1 ~ 7.6 m)にする。

英国の標準

英国では、次のようにしている。¹⁶⁾

版の厚さ	横目地間隔
7 (17.8 cm)	10' (3.05 m)
8 (20.3 cm)	15 (4.58 m)
9 (22.9 cm)	20 (6.1 m)
10 (25.4 cm)	20 (6.1 m)

この値は、経験に基づいて決められたもので、英国では満足すべき結果を与えているといわれる。

わが国の標準

4.0 ~ 6.0 m¹⁷⁾、または4.5 ~ 6 m¹⁸⁾ 一般に5 mが広く使われている。

米国の標準と英国の標準とを比べると、考え方に著しい相異がみられる。米国では使用する粗骨杖の石質を重要視しているに反し、英国では版の厚さを重要視しており、前者の向は一致がみられない。

目地間隔はもる程度小さなものにするのがよいことは一般に認められているが、まだ、はっきりした標準値が確立されていないわけである。目地間隔に影響する要素についてもはっきりしたことが分っていない。そこで、まず、目地間隔に影響する要素について考察をすすめよう。

2.24 目地向隔決定の基準

既に述べたように、目地を小向隔に入れる目的は反り応力を小さくするにある。版が長くて反り応力が図-~~2.42~~^{2.42}(b)(c)の状態にもなれば、普通、亀裂を避けることはできない。多くの実例によ

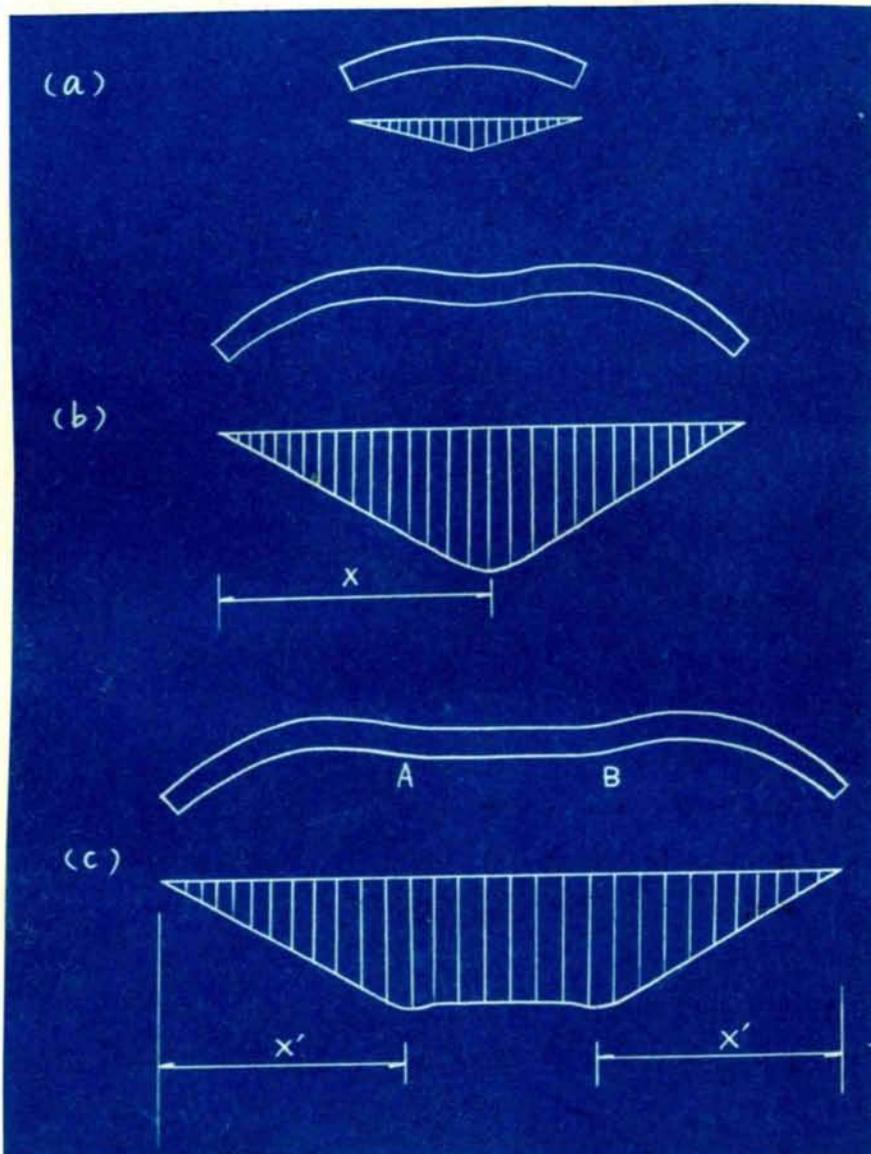


図-2.42 版の反りと反り応力の模型図

(159)

ると (b) の場合には中央に 1 本目地を入れることによつて、(c) の場合には反り応力の最大となる A 点および B 点に目地を入れることによつて、亀裂を防止できるものよである。そこで、目地向隔は図-2.42 (b) における X あるいは (c) における X' に等しく採ればよいと考え、X および X' を理論的に求め、目地向隔に影響する要素を調べてみた。

2.25. X の値

X の値は、版中心の応力 $\sigma_{x=0}$ が最大に達する場合の版の長さ L を求め、これを 2 で割れば求められる。

$\sigma_{x=0}$ は式 (2.26) および (2.28) より

直線分布の場合

$$\sigma_{x=0} = \frac{E\alpha\theta}{2} \left(1 - \frac{d}{\alpha L} \right) \dots\dots\dots (2.32)$$

放物線分布の場合

$$\sigma_{x=0} = E\alpha\theta \left(\frac{1}{3} - \frac{3}{7} \frac{d}{\alpha L} \right) \dots\dots\dots (2.33)$$

$$\therefore \alpha L = \cosh \xi a \cdot \sinh \xi a + \cos \xi a \cdot \sin \xi a$$

$$L = \sinh \xi a \cdot \cos \xi a + \cosh \xi a \cdot \sin \xi a$$

$$\xi = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{\frac{k}{EI}}$$

k は路盤の支持力係数

E はコンクリートの弾性係数

I は梁の慣性モーメント

a は版長の $\frac{1}{2}$

式 (2.32) および (2.33) において $\frac{d\sigma_{x=0}}{da} = 0$ とすると、

何れも同じ形となり

$$\sinh \xi a \cdot \sin \xi a (\cosh \xi a \cdot \sinh \xi a - \cos \xi a \cdot \sin \xi a) = 0$$

となる。

$\sinh \xi a = 0$ および $\cosh \xi a \cdot \sinh \xi a = \cos \xi a \cdot \sin \xi a$
なる条件が成立するのは $a=0$ の場合のみであるから、何れも
不適当である。 $\sin \xi a = 0$ が成立するのは $\xi a = 0, \pi, 2\pi, \dots$
の場合であつて

$$\xi a = \pi$$

が求める値である。これを書き直すと、求める版長 $2a$ は次のよ
うになる。

$$2a = \frac{2\sqrt{2}\pi}{4\sqrt{\frac{R}{EI}}}$$

従つて、 X は次のようになる。

$$X = \frac{\sqrt{2}\pi}{4\sqrt{\frac{R}{EI}}} \quad \dots \dots \dots (2.34)$$

I の値 温度分布が直線であつても放物線であつても、 X は同
じ形で表わされるが、式中の I は同じでないから、これについ
て少しく吟味してみる。

版が十分長いと、版の表面と裏面に温度差を生じても版の中央部はほ
んど反りを示さないから、版は帯に水平を保っているものと仮定する
と、温度分布が放物線の場合は中立軸の位置は図-2.43において、

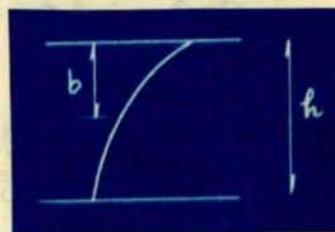
$$b = \frac{4}{9} h$$

となり、このときの慣性モーメントを I_2 とすると、

$$I_2 = \frac{7}{81} h^3$$

$$\sqrt[4]{I_2} = 0.54219 h^{\frac{3}{4}}$$

となる。



四 - 2.43.

(161)

温度分布が直線である場合の慣性モーメントを I_1 とすると、

$$\sqrt[4]{I_1} = \sqrt[4]{\frac{1}{12} fl^3} = 0.53729 fl^{\frac{3}{4}}$$

従つて

$$\frac{\sqrt[4]{I_2}}{\sqrt[4]{I_1}} = 1.009$$

温度分布が放物線であつたとしても、直線分布であつたとしても I が X におよぼす影響は 0.9% にすぎない。従つて、温度分布の状態は、 X の値にはほとんど影響がないと考えてよい。

式(2.24)において $I = \frac{fl^3}{12}$ とおくと、

$$X = \frac{\sqrt{2} \pi}{\sqrt[4]{\frac{12k}{Eh^3}}} \dots \dots \dots (2.35)$$

2.26 X' の値

式(2.36)および(2.38)を X で微分して σ_x が最大になる位置を求めると、やはり、温度分布に関係なく、同じ形になる。すなわち、

$$\frac{G_y}{L} = \frac{\sinh \xi X \cdot \cos \xi X - \cosh \xi X \cdot \sin \xi X}{\sinh \xi X \cdot \cos \xi X + \cosh \xi X \cdot \sin \xi X} \dots \dots \dots (2.36)$$

ただし

$$G_y = \sinh \xi a \cdot \cos \xi a - \cosh \xi a \cdot \sin \xi a$$
$$L = \sinh \xi a \cdot \cos \xi a + \cosh \xi a \cdot \sin \xi a$$

その他は、前述のとおり

式(2.36)を満足する X の値が求められ、版端から反り応力が最大になる点までの距離 X' は

$$X' = a - X \dots \dots \dots (2.37)$$

で求められる。

式(2.36)を満足する X の値を試算法で求め、式(2.37)より X' を求めてみると、 X' は版長 ($2a$) の影響をほとんど受け

ない。1例として

$$t_1 = 10 \text{ cm}, \quad E = 240,000 \text{ kg/cm}^2 \quad t_2 = 5 \text{ kg/cm}^3$$

として版長と X' との関係を示すと、

版 長	X'
6 m	2.12 m
8	2.11
10	2.11

のようになっている。

次に α の値を適当にとりて、いろいろな場合について調べてみると、 $X' \approx X$ なる関係にある。1例を示すと、表-2.13の通りである。この表で $t_1 = 10 \text{ cm}$ の場合 版長6 m, $t_2 = 20 \text{ cm}$ の場合 版長10 m, $E = 250,000 \text{ kg/cm}^2$ として計算した。大体有効数字2桁までは一致するから、実用上 X と X' は同じと考えてよい。

表-2.13 X と X' との関係

t_1	$t_2 = 1$		$t_2 = 5$		$t_2 = 9$	
	X	X'	X	X'	X	X'
10	3.00	2.98	2.01	2.12	1.73	1.70
20	5.05	-	3.38	3.42	2.93	2.94

2.27. 目地向隔に影響する要素

上述のように $X' \approx X$ という関係があるから簡単のため 式(2.35)から目地向隔の性質を調べると、

- 1) 荷重の支持係数 t_2 が小さいほど、目地向隔を大きくできる。
- 2) 版厚 t_1 が大きいほど 目地向隔を大きくしてよい。
- 3) コンクリートの強度係数 E が大きいほど、目地向隔を大きくできる。ということが推定される。

以上は、目地向隔は X で求め得ると仮定して得た結論である。この結論が正しいかどうかは、実例によって確かめる必要がある。また、この結論が定性的には正しいとしても、目地向隔 l の大き

(163)

さとのものは多くの実例から求めることが望ましいと考えられる。そこで、コンクリート舗装の亀裂の間隔を調べてみた。古い舗装では亀裂が入りつくして、小さな版に分水。応力に対して安定な状態にある。この亀裂の間隔を調べると、亀裂に対して安全な目地間隔がわかる等である。

2.28 調査区向の選定

亀裂調査を行う区向は、

- i) 指令の古いこと
- ii) 1層式であること。

の2つの条件を備えていることが好ましい。

コンクリート舗装で亀裂の発生が著しいのは、指令3年までの間である。しかし、その後も亀裂は発生しつづけ、亀裂が入りつくすまでには、かなりの年数が必要である。本研究の目的からすれば、亀裂の入りつくした版について調査することが好ましいわけであるから、できるだけ舗装の耐用年限に近いものを選ぶ必要がある。

2層式では、上層と下層のコンクリートの性質が異なるために1層式よりも亀裂が発生し易い。1層式に比べて亀裂間隔が小さくなる懸念もあるから、できるだけ、2層式は除外することが望ましいと考えられる。

わが国の古いコンクリート舗装には、1層式が極めて少く、上記の2つの条件を満足するものを見付けるのは容易でない。指令が古くて、しかも1層式のもののみについて調査したのでは十分な量の資料を集めることができなかつたので、止むを得ず2層式は採用することとした。亀裂調査を実施した区向を一括して示すと、表-2.14の通りである。

亀裂の位置は凸点と一致するとは限らない。

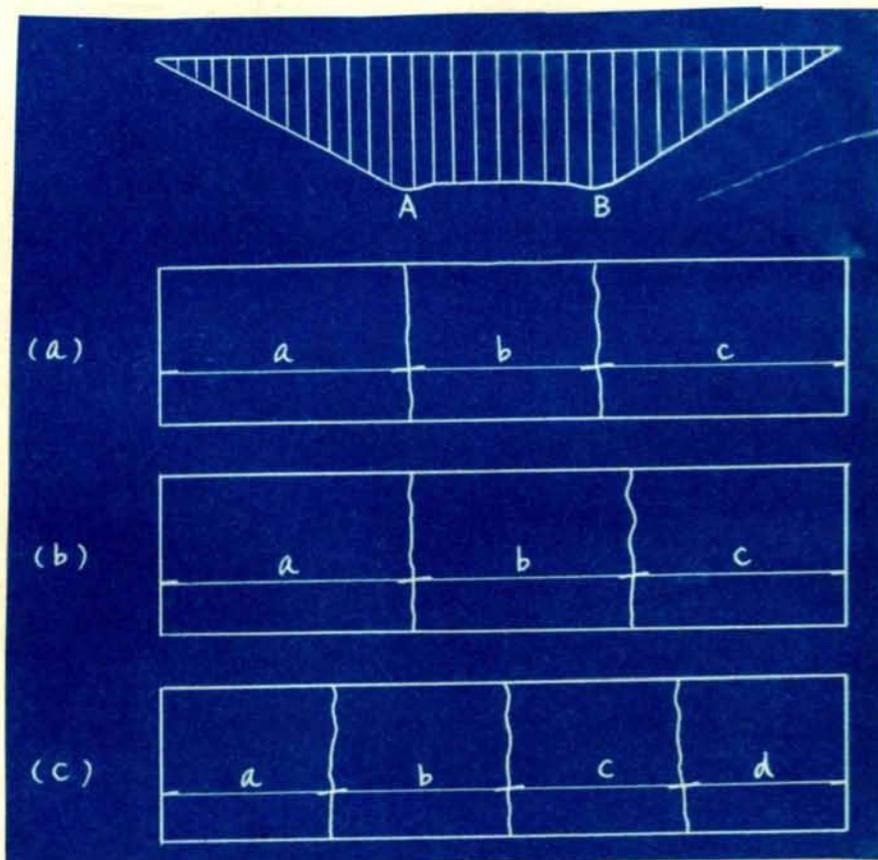


圖-2.44 亀裂の入り方

このような場合には、*a* または *c* を採ることは適当でない。また、圖-2.44 (c) のように、4方向の任意の位置に1本の亀裂が入り、残りの版にそれぞれ1本の亀裂の入ることがあり得る。この場合には、*a*、*b*、*c*、*d* 何れも一般に小さくなり勝ちで適当なものではない。その他、調整が不均一な場合には亀裂が小間隔に入り勝ちである。実際問題として、これらの不適当な亀裂間隔を完全に除外することは不可能であるが、版の端から次の亀裂までの間隔だけを採ることにすれば、不適当な値

の入りこむのを最小限度に喰いとめることができる。

このような考え方から、版の端から次の縦裂までの間隔だけを調べ、 0.5 以下、 $0.5 \sim 1$ 、 $1 \sim 1.5$ ……(単位 m)の各群に分けて、度数分布を求めた。

2.30 1級国道2号(明石-姫路)の亀裂調査

膠石舗装と2層式舗装とがらなっているが、2層式のものだけについて調査した。この区間以前にも亀裂調査が行われたことがあり、すべての版に番号がついている。¹⁹⁾ 調査したのは次の通り。

加古川以東

版厚 $15cm$ 切取区間 No. 74~76, 191~197, 204~222.
版厚 $20cm$ 切取区間 No. 51~73

加古川以西

版厚 $20cm$ 盛土区間 No. 500~513, 620~627
版厚 $20cm$ 切取区間 No. 514~519, 628~642.

その他の参考事項を記すと、

施 工 昭和6~7年

版の寸法 $10 \times 6m$.

版 厚 $20cm$ 及び $15cm$

工 法 2層式、上層 $5cm$ 、下層 $10cm$ 、または $15cm$.

コンクリート 上層 $1:1.5:3$ または $1:1.25:2.5$.

下層 $1:3:6$.

粗骨材は砂利を使用。

路 盤 加古川以東は不良、赤土夾りの粘土。

加古川以西は一級に良好、白粘土。

この区間での調査結果を示すと、次のようになる。

版厚 $15cm$ 切取区間

(No. 74~76, 191~197, 204~222) では亀裂間隔の度数分布が図-2.45のような関係になっている。

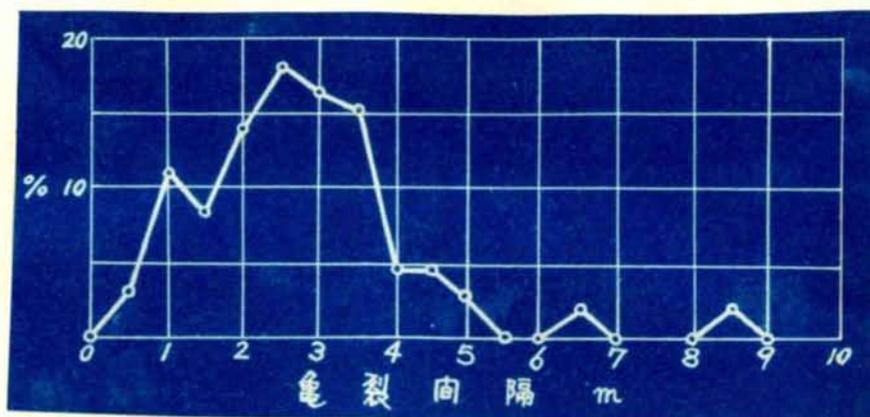


図-2.45 1 級国道 2 号 (明石-姫路), 版厚 15mm.
切取区間 (路盤不良) の亀裂間隔の度数分布.

版厚 20mm, 切取区間

(No. 51~73, 514~519, 628~642) では, 図-2.46
のような関係になっている.

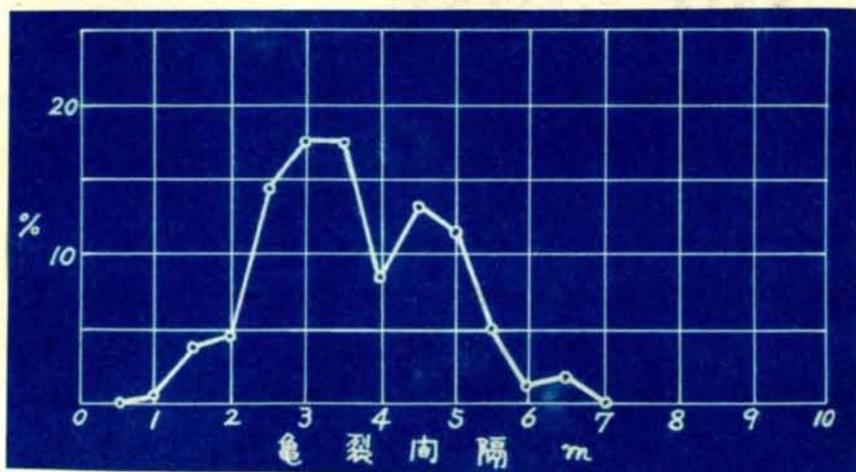
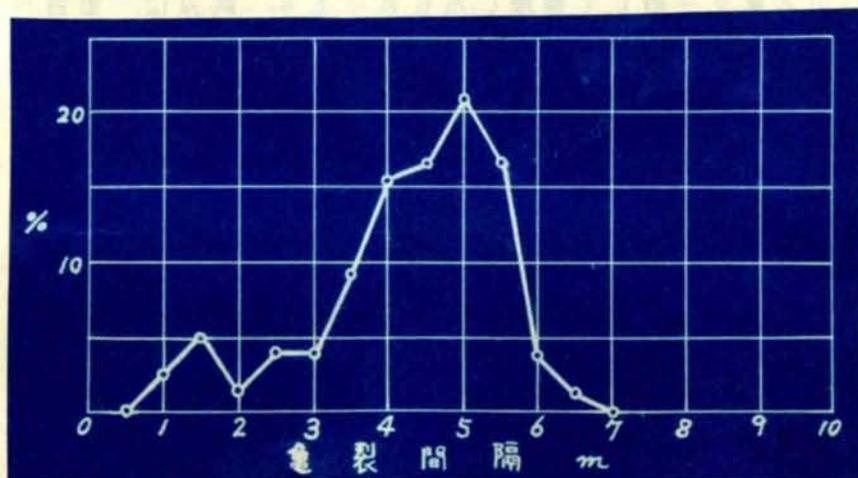


図-2.46 1 級国道 2 号 (明石-姫路) 版厚 20mm.
切取区間 (一部路盤不良) の亀裂間隔の度数分布.

版厚 20 mm, 盛土区間

(No. 500~513, 620~627) では四-2.47 のような関係になっている。



四-2.47 1 級国道 2 号 (明石-姫路) 版厚 20 mm, 盛土区間の亀裂間隔の度数分布。

各調査区間の亀裂間隔の値としては、度数分布図の最頻値を採るのを原則とした。すなわち四-2.45 では 2.5 mm, 四-2.47 では 5 mm となる。しかし、四-2.46 のような場合には最頻値を採ることに問題があるように思われる。

四-2.46 では、亀裂間隔 3~3.5 mm のところに最頻値があらわれているが、亀裂間隔 4.5 mm の部分にもピークがあらわれているのは見逃し得ない現象のように考えられる。四-2.35 と同じ方法で、舗装版における亀裂の分布状況を調べてみると四-2.48 のようになる。版端から 3 mm 付近で亀裂の発生割合が最大になっているが、中心まで大体等しい発生割合を示さず、途中で減少している。版の正常な応力状態からは、この減少を説明することができない。この場合は、応力の最大値は版端から 4.5 mm 付近に生ずるのであるが、何か特殊な理由によって 3 mm 付近に多くの亀裂が発生していると考えるのが合理的なように思われる。それでは、

発生割合 (頻度)

3m付近に多くの亀裂が発生した原因は何か？ その才上の理由として、路盤の不良ということが考えられる。前にのべたように四-2.46は路盤の比較的良好な加古川以西と路盤の良くない加古川以東を一括して整理したものである。試みに、加古川以西のみをとり出して度数分布を調べてみると、四-2.47のようなになる。四-2.46に比べると3~3.5mのものが減少し、4.5mのものが多くなっており、上述の推定は正しいものと考えられる。以上の観点から、亀裂間隔は、路盤が良好であれば4.5m、不良であれば3~3.5mと判断した。

結局、調査結果は次のようになる。

版厚1.5m, 切取区間, 路盤不良の場合

四-2.45より、2.5m

版厚2.0m, 切取区間, 路盤不良の場合

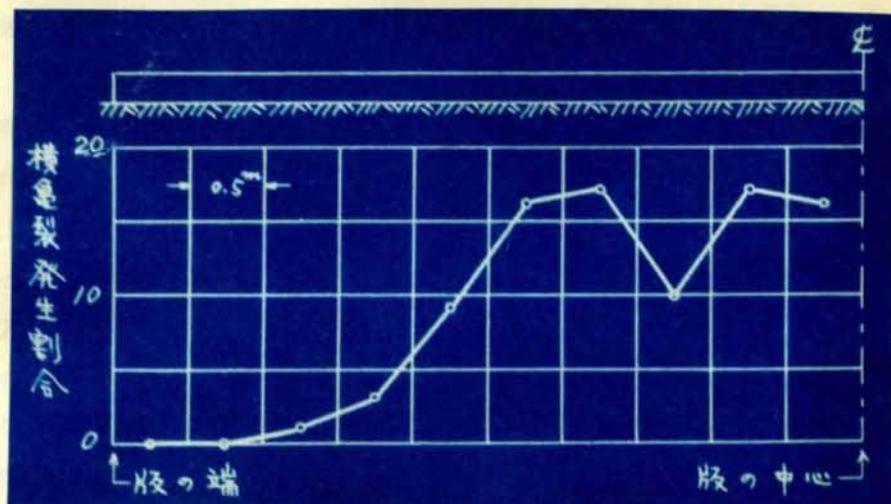
上述の考察により、3~3.5m

版厚2.0m, 切取区間, 路盤良好の場合

上述の考察により、4.5m

版厚2.0m, 整土区間, 路盤良好の場合

四-2.47より、5m



四-2.48. 1級国道2号(明石-姫路), 版厚20cm,

切取区間における亀裂の分布状態。

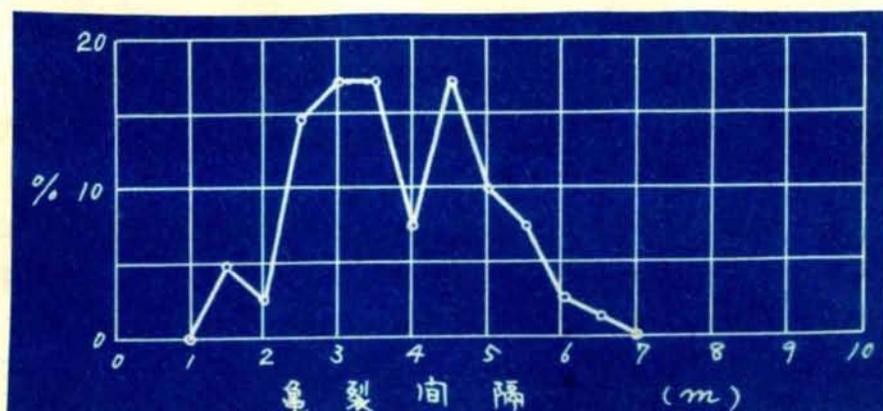


図-2.49 1級国道2号(明石-姫路)加古川以西、
板厚 20 cm、切取区間の亀裂間隔の度数分布。

2.31 1級国道2号(広島-大竹)の亀裂調査

調査したのは、広島県宮内村および地御前村の部分である。

施 工 昭和17年

版の寸法 10 X 3 m

版 厚 15 cm

工 法 1層式

路 盤 盛土高 1.5 ~ 3 m

調査結果を示すと、図-2.50 のような関係になる。

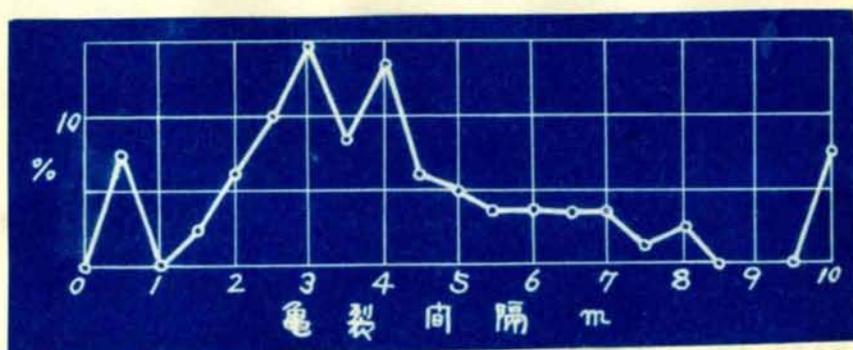


図-2.50 1級国道2号(広島-大竹)、板厚 15 cm、
盛土区間の亀裂間隔の度数分布。

この結果では、最頻値は3mとになっているが、0.5mのものもかなりあり、反対に亀裂間隔の大きいものもかなりある。亀裂間隔0.5mというのは、明かに路盤不良に基すくものであつて考慮する必要はない。亀裂間隔の大きいものがかなりあるのは、裁令が若いということによるものと考えられるが、亀裂間隔4mでヒーフがあらわれているのは見逃し得ない現象と考えられる。広島一大竹間では、明石一揆路間のような考察を加えることは不可能であつたが、一応次のように判定した。

路盤不良の場合 3m

路盤良好の場合 4m

2.32. 1級国道4号(岩沼-増田)の亀裂調査

宮城県岩沼町と増田町の中間、館腰村地内の舗装について調査を行った。調査版数36。

施工 昭和7年に砂利道を新設し、翌8年にコンクリート舗装を行った。

版の寸法 1.0 × 0.6m

版厚 17-17-19cm (平均17.4cm)、断面の詳細は図-2.51の通り。

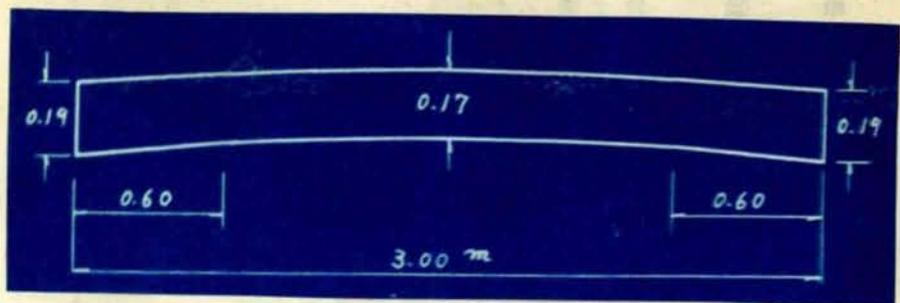


図-2.51 1級国道4号(岩沼-増田)の舗装断面

工法 2層式

コンクリート 上層1:1.5:3. 下層1:3:6. 粗骨材は安山岩碎石を使用

路盤 良好. 盛土高 1.0 ~ 1.5m

調査結果は図-2.52.の通り。亀裂間隔として、最頻値を採ると4.5mとなる。

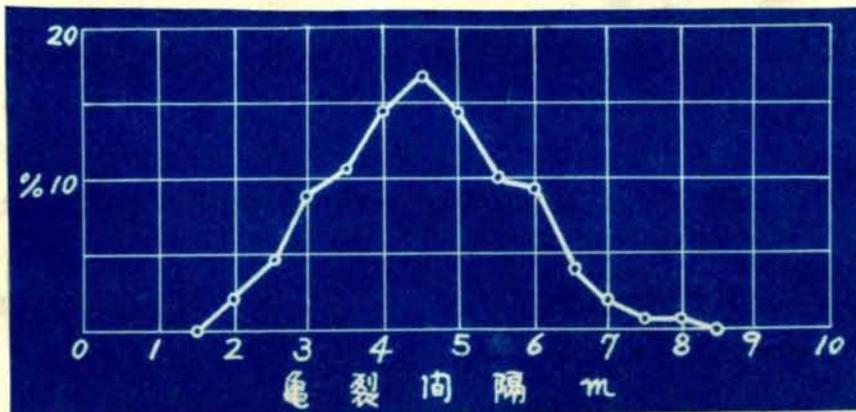


図-2.52 1 般国道4号(岩沼-増田) 版厚 174 cm.

盛土区間の亀裂間隔の度数分布

2.33. 1 般国道4号(古川-吉岡)の亀裂調査

宮城県古川市-吉岡町間のコンクリート舗装について調査した。古川市から三本木町の向け約1/2の盛土区間であつて、こゝで48床版の亀裂を調べた。三本木町と吉岡町の向け切取部分と盛土部分があるが、こゝでは適宜100コの版をとりだして亀裂を調査した。

施 工 昭和7年

版の寸法 1.0×3.0m

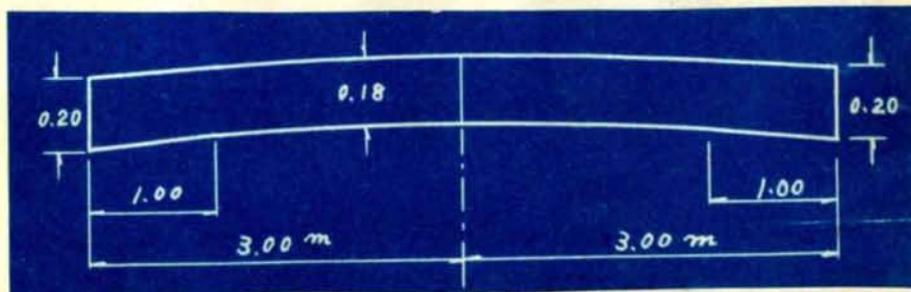


図-2.53 1 般国道4号(古川-吉岡)の舗装断面

版 厚 20-18-20 cm (平均 18.3 cm)、断面の詳細は四-2.53 の通り。

工 法 2 層 式

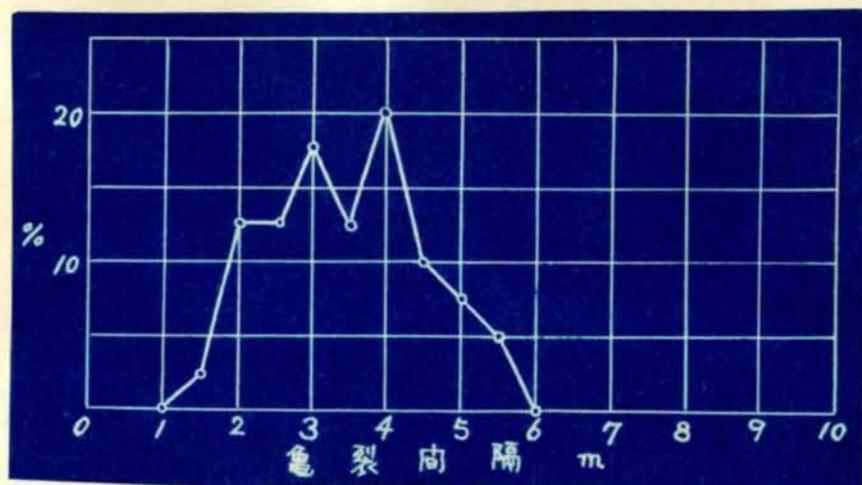
コンクリート 粗骨材に砂利使用

路 盤 古川市-三本木町では約 1 m の盛土で、版の下に栗石を 5 cm 厚さに敷いてあるが、版の破壊が甚しく、路盤は不良である。この付近一帯は泥炭土が至るところに存在し、この区間の支持力は低いものと考えられる。三本木町-吉岡町向では、路盤が比較的良好である。

調査結果は次に示す通りである。三本木町を境として、北と南では路盤の状態が著しく異なるため、盛土部分は北と南と別々に亀裂間隔の度数分布を調べた。

切取区間

(三本木町-吉岡町) 調査結果は四-2.54 の通り。

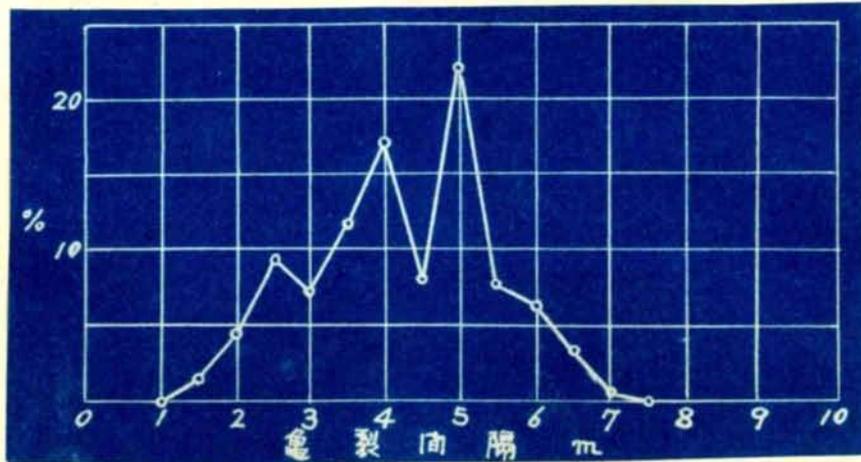


四-2.54. 1 級国道 4 号 (吉川-吉岡), 版厚 20-18-20 cm.

切取区間の亀裂間隔の度数分布。

盛土区向

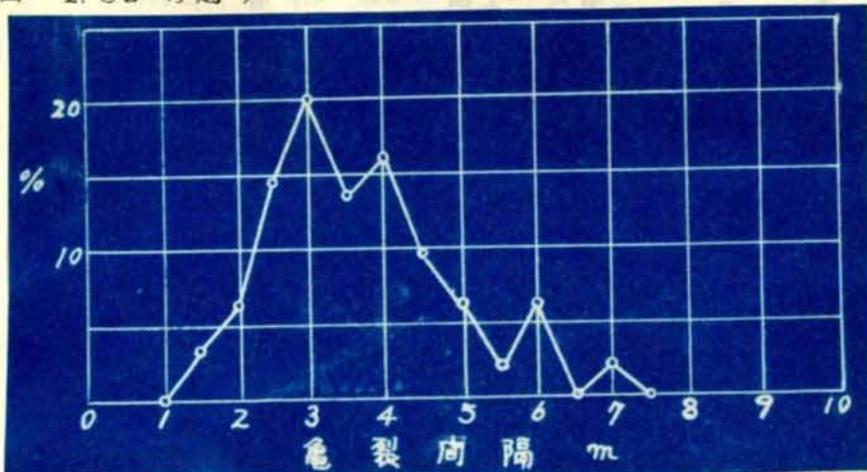
(三本木町-吉岡町) 比較的、路盤の良好な区向である。
盛土高 2~5 m、調査結果は 四-2.55 の通り。



四-2.55 1級国道4号(古川-吉岡)、版厚 20-18-20 cm、
盛土区向の亀裂間隔の度数分布。

盛土区向

(古川市-三本木町) 路盤不良の区向。盛土高 1 m、調査結果
は 四-2.56 の通り。



四-2.56 1級国道4号(古川-吉岡)、版厚 20-18-20 cm、
盛土区向(路盤不良)の亀裂間隔の度数分布。

切取区向 路盤良好の場合

図-2.54 によると、最頻値は4㎝で、3㎝のところは1つのヒークがあらわれている。この区向は切取区向のため、支持力はかなり大きい筈であるが、路盤の不均一によると考えられる亀裂がかなりあった。3㎝にヒークがあらわれているのは、おそらく、路盤の不均一によるものであろう。このような考えから、最頻値4㎝は路盤良好な場合の亀裂間隔であると判定した。

盛土区向、路盤良好の場合

図-2.55 の最頻値を採り、5㎝。

盛土区向、路盤不良の場合

図-2.56 の最頻値を採り、3㎝。

2.34 山形市上町の亀裂調査

山形市上町の旧街道上のコンクリート舗装、西側に人家密集し日照は比較的少い。現在の1級国道ノ3号線から外れているが、交通量はかなり多い。調査版数84。

施 工 昭和ノ3~ノ4年

版の寸法 10×3m.

版 厚 17cm

工 法 2層式、上層3cm、下層14cm.

コンクリート 上層ノ：2.5：5、下層ノ：3：6、粗骨材は12倍

砂利使用

路 盤 良 好

調査結果を圖示すると図-2.57 のようになる。

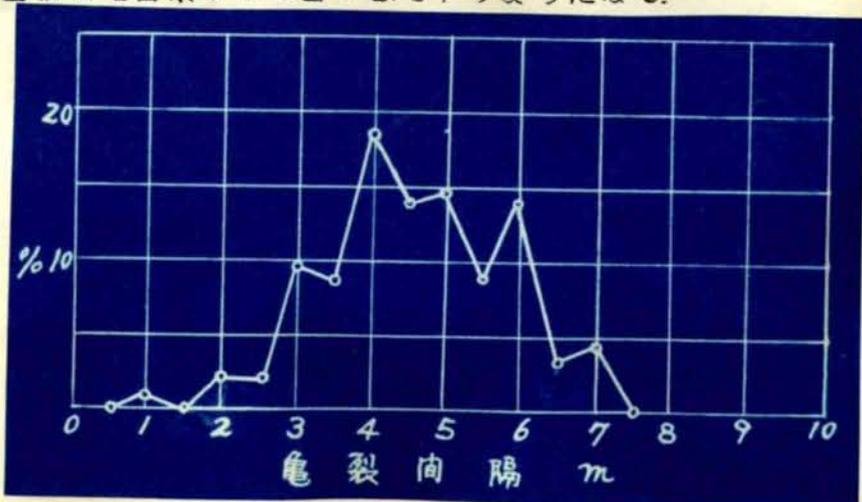


図-2.57 では最頻値は4mである。亀裂間隔の大きいものが、かなりあるが、これは枕木が比較的若いということの他に、この区間は両側に人家が密集し、日照が比較的少いということが大いに関係していると思われる。最頻値4mを路盤良好な場合の亀裂間隔とみなして差支えないであろう。

2.35 1級国道13号(天皇町内)の亀裂調査

旧街道上で、現在1級国道13号線に指定されている。路線は南北方向であり、両側に人家密集しているため、日照が少い。この区間は、従来の2層式に対し、1層式を試験的に舗設した区間で、その詳細はセメントコンクリート道路 No.56 に報告されている。²⁰⁾ 調査版数は、15cm厚さのもの34、13cm厚さのもの40。

施 工 昭和31年

版 厚 15cm および 13cm

版の寸法 厚さ15cmのものは10×3m

厚さ13cmのものは11×3m または12×3m

工 法 1層式

コンクリート 1:2:4, 粗骨材は砂利使用。

路 盤 路頂部分を掘削し、砂を1cm厚さに敷いた上へ舗装してある。良好。

調査結果を示すと図-2.58 および 2.59 のようになる。図-

2.58 は版厚15cmを、図-2.59 は版厚13cmのものを示す。

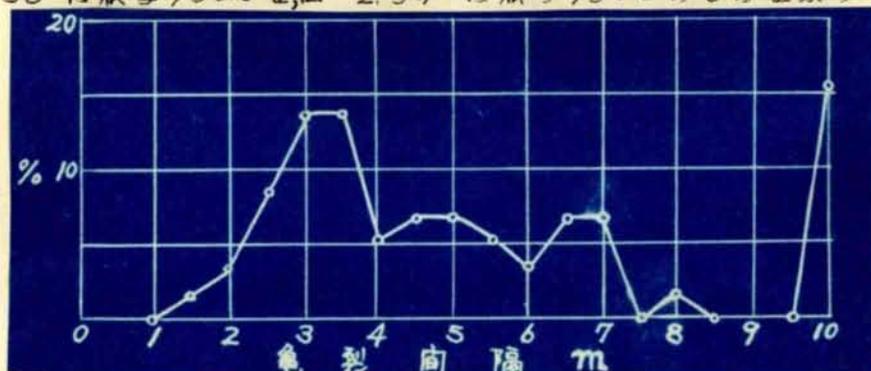
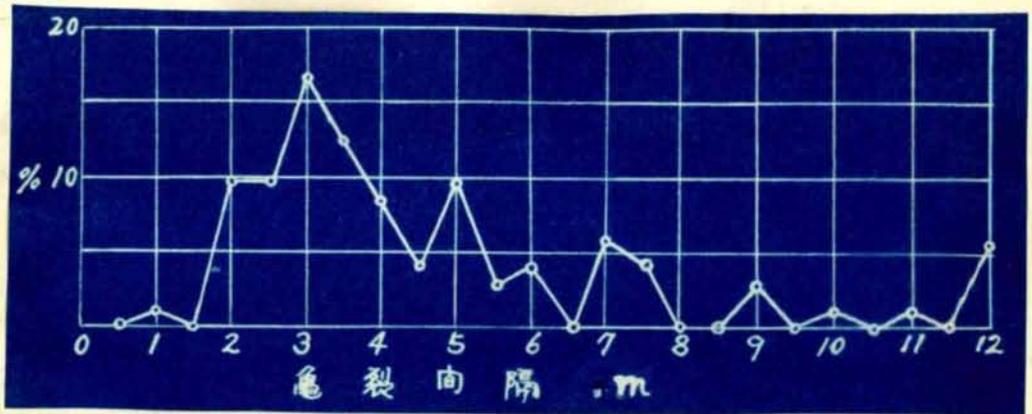


図-2.58 1級国道13号(天皇町), 版厚15cm, 某地盤の亀裂間隔の表数分布。



四-2.59 1板国道13号(天皇町)ノ3cm 京地
盤の亀裂間隔の度数分布。

この区間では亀裂間隔の大きいものが、かなり多い。山形市上町の場合と同じく、枚数が比較的若いこと、西側に人家が密集して日照の少いことが大いに関係していると考えられる。最頻値を探り、次のように判定した。

版厚15cmの場合 3.25m

版厚13cmの場合 3m

2.36 仙台市(一本杉一栗石)の亀裂調査

旧仙台市内より霞目移り場に通ずる道路である。

なるべく人家のないところを選んで調査した。調査版数48。

施工 昭和14年

版の寸法 1.0×6m

版厚 18cm

工法 2層式 上層6cm、下層12cm

コンクリート 上層1:1.5:3、下層1:3:6、根骨柱には安山岩碎石を使用

路盤 盛土高 0.5~1.5m、路肩の流失した箇所も

あり、一般に良くない。

調査結果は図-2.60の通り、最頻値を採ると、亀裂間隔は3mである。

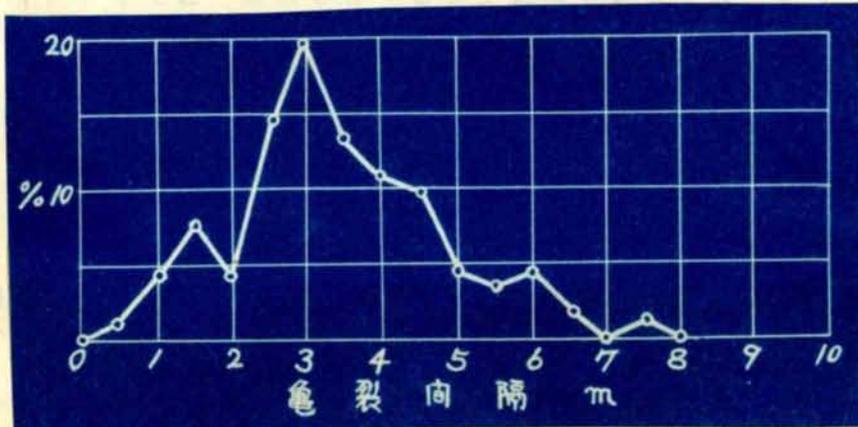


図-2.60 仙台市(一本杉一深沼)版厚18cm、盛土(路盤不良)の亀裂間隔の度数分布。

2.37 亀裂調査の結果

前1章までのべたように、目地向隔はコンクリートの弾性係数 E 、路盤の支持力係数 α および版厚 h によって相異なるものと考えられる。このことを念頭において、亀裂調査の結果を整理してみよう。

式(2.35)によると、 x は $\sqrt[4]{E}$ に比例するのであるから、その影響は小さいと考えられる。勿論使用する粗骨材が異なると弾性係数はかなり広範囲に変化する。極端な場合として E が $200,000 \text{ kg/cm}^2$ の場合と $450,000 \text{ kg/cm}^2$ の場合を比較してみると

$$\frac{\sqrt[4]{450,000}}{\sqrt[4]{200,000}} = 1.18$$

すなわち、 $E = 200,000 \text{ kg/cm}^2$ のものに比べて、 $450,000 \text{ kg/cm}^2$ のものでは目地向隔を約20%近く長くできるわけである。しかし、一般に用いている舗装用コンクリートでは、弾性係数の開きは、そう大きなものでないから、この影響は無視して差

支えがないであろう。

支持力係数も \sqrt{t} の形で影響するが、盛土の場合と切取の場合とでは、たもかなり相違する筈であるから、コンクリートの弾性係数の場合のように無視するわけにはいかない。古い舗装ではたの測定は行われていないし、ある程度の相違は大して影響ないと考えられるので、盛土の場合と切取の場合の二つは大別して整理することとした。亀裂調査を行った区間には、古い街道の上へ舗装したものがあつた。これを原地盤と名付けておいたが、この場合には路盤はかなり堅固だと考えられるので、これは切取の部分へ挿入して整理した。

なお、路盤が不良の場合は *beam action* の影響があるから、これは全然別に取扱う必要がある。

版厚は $t^{\frac{3}{4}}$ の形で影響するから、この影響は大きい筈である。

結局、路盤を盛土、切取または原地盤および路盤不良の3つに分け、その各々の群で版厚と亀裂間隔との関係を求めるのがよいと考えられる。

亀裂調査の結果から求めた亀裂間隔を、以上の考察に基づいて整理すると、表-2.15 のようになる。この表によると、路盤によつて明かに亀裂間隔は差が認められるし、また、版厚と亀裂間隔との間にある関係が認められる。すなわち、2.27節の推定は、正しかつたわけである。

表-2.15 版厚と亀裂向隔との関係

路盤状態	調査区間	版厚 (cm)	亀裂向隔 (mm)	
良 盛土	1 版国道 2 号 (明石 - 姫路)	20	5	
	" 4 号 (古川 - 吉岡)	20-18-20 (平均 18.3)	5	
	" " (岩沼 - 増田)	19-17-19 (平均 17.4)	4.5	
	" 2 号 (本郷 - 大竹)	15	4	
好 京地盤	1 版国道 2 号 (明石 - 姫路)	20	4.5	
	" 4 号 (古川 - 吉岡)	20-18-20 (平均 18.3)	4	
	山形市上町	17	4	
	1 版国道 13 号 (天童町)	15	3.25	
不 良	切取	1 版国道 2 号 (明石 - 姫路)	20	3.25
	盛土	" 4 号 (古川 - 吉岡)	20-18-20 (平均 18.3)	3
	"	仙台市 (一本杉 - 深沼)	18	3
	切取	" " (明石 - 姫路)	15	2.5

2.38 目地向隔の公式

舗装版の横目地向隔を、以上の亀裂向隔と等しくしておけば、正常な亀裂を防止できる筈である。いま、目地向隔と版厚との間に近似的に直線関係が成立するものとして、表 2.15 の値を用いて最小二乗法によってこの間の関係を求めると、次のようになる。

路盤良好な盛土区間

$$L = 0.26h \dots\dots\dots (2.38)$$

路盤良好な切取区間

$$L = 0.23h \dots\dots\dots (2.39)$$

こゝに L は目地向隔 mm 、 h は版厚 cm である。なお、こゝで盛土というのは盛土高 h 以上の場合である。

路盤不良の場合にも亀裂向隔は版厚によって若干相異しているが、 $3h$ 程度のものが多いようである。

引用文献

- 1) K. Schaeferle u. F. Leonhardt : Beiträge zum Betonstrassenbau, Bautechnik, Heft 22, 1935.
- 2) 金子 征 : コンクリート舗装の亀裂の発生及び成長の一例. 道路の改良 19巻/1号, 昭和12年.
- 3) オハ回万国道路会議報告 セメントコンクリート道路, No. 59.
- 4) E. W. Goerner : Betonstrassen in England, Die Betonstrassen, 12 Jahrg., Nr. 11, November 1936.
- 5) B. F. Friberg : Some Observations on the Use of Reinforcing Steel in Concrete Pavements, ACI Journal, Sept. 1950, Proc., Vol. 47, pp 1~16.
- 6) Subcommittee IV, ACI Committee 325 : Design Considerations for Concrete Pavement Reinforcement for Crack Control, ACI Journal, Oct 1956, Proc., Vol 53, pp 337~362.
- 7) P. B. Morice : Prestressed Concrete Pavements, Roads and Road Construction, June 1953, pp 164~168.
- 8) J. P. Stott : Prestressed Concrete Roads, Roads and Road Construction, April 1955, pp 114~117.

- 9) Bengt F. Friberg : Pavement Research, Design and Prestressed Concrete, Highway Research Board, Proceedings, 1955. pp 65~84.
- 10) Thomas Cholnoky : Prestressed Concrete Pavement for Airfields, A C I Journal, July 1956, Proc., Vol. 53, pp 59~84.
- 11) Merkblatt für den Bau von Betonfahrbahndecken, 1952.
- 12) Subcommittee II, A C I Committee 325 :
Considerations in the Selection of Slab Dimensions,
A C I Journal, Nov 1956, Proc. Vol. 53, pp 433~454.
- 13) Concrete Pavement Design, published by Portland Cement Association
近藤泰夫訳 : コンクリート舗装設計法, 国民科学社.
- 14) 近藤泰夫訳 : コンクリート舗装便覧, 国民科学社.
- 15) Thomas B. Pringle : Structural Design of Joints for Airport Pavements, A C I Journal June 1950.
- 16) R. A. B. Smith & T. R. Grigson : Design and Construction of Concrete Roads, Second Edition, pp 43~44.

(183)

- 17) セメントコンクリート舗装要綱, 日本道路協会.
- 18) コンクリート舗装標準示方書, 土木学会, 昭31年11月.
- 19) 関西都市道路研究会: コンクリート舗装調査報告, 才2巻,
セメントコンクリート道路, No. 42.
- 20) 山形県土木課: 山形県コンクリート試験舗装工事報告. セメ
ントコンクリート道路 No. 56.

總括および結論

コンクリートに持続荷重あるいは繰返し荷重をかけると、コンクリート中に生じた応力が破壊強度よりかなり小さくても破壊することがある。しかし、荷重がある限度以下であれば、コンクリートは半永久的に破壊しない。すなわち、コンクリートには使用に耐え得る限度というものが存在する。筆者の研究によると、この限度はヒズミを基準として表わすのが便利である。そこで、これを変形限度と名付けた。本論文は変形限度に関する研究結果をまとめたものである。

オ1編は、変形限度の判定方法を明かにし、さらに、若干の基礎実験の結果をまとめたものである。

オ1章は、圧縮力をうけるコンクリートについての実験である。応力とヒズミの関係を対数グラフに図示すると、折線であらわされる。コンクリートのヒズミがこの最初の折点のヒズミより小さければ健全であるが、この折点のヒズミより大きくなれば、コンクリートの組織に変化が生じたことが推定される。この実験結果から、圧縮力をうけるコンクリートの変形限度は、この折点のヒズミの大きさであらわすことができる、と結論した。

オ2章は、曲げモーメントをうけるコンクリートのハリについて実験した結果をのべたものである。引張側の応力とヒズミとの関係を対数グラフに図示すると、圧縮力をうける場合と同じく、折線であらわされる。この場合にもコンクリートの変形限度は、最初の折点のヒズミであらわされることを明かにした。

オ3章においては、この折点のあらわれる原因について考察をすすめた。その結果、骨材をとりまいてあるセメントペースト中のゲルの性質があらわれたものであることを明かにした。

オ2編では、舗装用コンクリートの変形限度について検討を加え、コンクリート舗装の亀裂との関係について考察をすすめた。

守し單では、舗装版の変形量を知るため、版の応力について検討を加えた。荷重応力については理論的にも実験的にも多くの研究が行われているので、従来の研究成果の主なもののうちから最も信頼できる応力の算定式を送り出し、数値計算を行って荷重応力の基本的性質を明かにした。摩損応力および反り応力については筆者の誘導した算定式について数値計算を行い、その性質および大きさを調べた。その結果、摩損による応力は普通の路盤では極めて小さく、この種の応力は舗装版の龜裂を生ずる原因ではないことを明かにした。また、版がある程度以上の長さであると、版の中央部には大きな反り応力が発生するが、その大きさは荷重応力に匹敵する程度のものである。舗装版に龜裂が発生する主要な原因の上であることが判明した。次いで、以上の応力が合成された状態について考察し、昼間の反り応力と版の縁部あるいは内部の荷重応力の2つが、龜裂の主な原因であることを明かにし、舗装版の変形量は 1.2×10^{-5} にも達することを明かにした。

オ2章では、舗装用コンクリートの変形限度について考察を加え、コンクリート舗装では、龜裂が発生するかしないかの限界付近にあることを明かにした。龜裂の発生を防ぐには、変形限度が 1.2×10^{-5} よりかなり大きなコンクリートを用いる必要があるわけであるが、このようなコンクリートは容易に得られない。一部で行われているようなアスファルト乳剤を混入する方法あるいはビニール樹脂乳液を混入する方法も龜裂を防止しうるものではないことを実験的に明かにした。

オ3章では、龜裂防止方法として、目地を小間隔に入れるのが現在かところ最も確実な方法であることを明かにした。目地間隔選定に関する筆者の研究結果をのべたものである。まず、欧米諸国およびわが国の目地間隔の標準について検討し、その間に着しい考え方の相異のあることを明かにした後、筆者の誘導した反り応力算定式について、さらには理論的解析を行い、目地間隔は路盤の支持力係数が小さいほど、版厚が大きいほど、コンクリートの弾性係数E

が大きいほど、大きくしてよいことを明かした^{シヨ}結果を参考として、実際の舗装版の亀裂間隔を調べた結果を~~つづ~~、次の目地向隔の算定公式を誘導した。

切取または平地部

$$L = 0.23h$$

整土

$$L = 0.26h$$

ただし、 L は目地向隔 (m)、

h は版の厚さ (cm)

である。

目地向隔に關しては、従来、信頼できる標準値がなかったが、今は、舊省の公式を使用することによつて、確實に亀裂を防止できる段階に達したわけである。