

土木研究所資料

C A B の耐震性に関する研究 —(その2)C A B の動的載荷実験—

昭和60年11月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright © 1985 fiscal year by P.W.R.I.

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

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

C A Bの耐震性に関する研究 —(その2) C A Bの動的載荷実験—

耐震研究室	室長	川島	一彦
	研究員	大日方	尚巳
	〃	運上	茂樹
		小山	達彦
		吉田	武史
		加納	尚史
		吾田	洋一

要 旨

本報告は、C A B (Cable box) 本体の耐震性を実験的に検討することを目的とし、実物大のC A Bを用いて行なった動的繰返し載荷実験の結果をとりまとめものである。

キーワード： C A B，離脱防止装置，耐震性

目 次

1. 概 要	1
1.1 実験経緯	1
1.2 実験目的	1
2. 実験概要および実験装置	1
3. 実験供試体および計測	7
3.1 実験供試体	7
3.2 計 測	8
4. C A Bに対する地震の影響および載荷条件	33
4.1 C A Bに対する地震の影響	33
4.1.1 縦断方向に作用する地震力	33
4.1.2 横断方向に作用する地震力	35
4.2 載荷条件	37
5. 実験結果およびその検討	45
5.1 実験結果	45
5.1.1 実験ケース 1	45
5.1.2 実験ケース 2	46
5.1.3 実験ケース 3	47
5.1.4 実験ケース 4	48
5.2 実験結果の検討	48
6. 結 論	74
謝 辞	76
参 考 文 献	77
付 属 資 料	79

1. 概 要

1.1 実 験 経 緯

CABシステム (Cable box network system) は、安全で快適な道路空間の確保の他、都市の防災、美観等の観点から、都市整備の一観として、電線類を地中化し、あわせて将来のケーブルの敷設需要にも対応するために考え出されたものである。

我が国は、世界第一級の地震国であり、今後、CABの整備を進めていくに当たり、CABシステムの耐震性に関して検討しておくことが必要とされる。本実験は、このような観点から、昭和58～59年の2ケ年間にわたり、建設省関東地方建設局が馬喰町に試験施工した実物大のCABモデルを用いて、動的载荷実験を行ない、継目部を含むCAB本体の耐震性を実験的に検討したものである。

1.2 実 験 目 的

CABに類似した地中構造物としては、上水道管、下水道管等があるが、既往地震によるこれらの線状地中構造物に共通する被害形態としては、以下のものがある。

a) 管本体の破損

地震時に地盤に生じるひずみ、あるいは、地盤変状等によって管本体に縦断亀裂、横断亀裂が入るもので、場合によっては、完全に押しつぶされた場合もある。

b) 継目部の破損および抜け出し

継目部が隣接する管の相対運動により破損するか、もしくは一方の管が、他方から完全に抜け出すものである。

したがって、CABの耐震性を確保するためには、CAB本体が地盤の変形に耐えられる程度に十分強度があり、また継目部（ほぞ部）が破損を起こさず、過度の抜け出しを防止できる構造となっていなければならない。このため、本実験では、地震時に想定される荷重およびひずみ条件下において、CAB本体およびほぞ部が十分な耐震性を有するか、否かを実験的に検討することとした。

2. 実験概要および実験装置

本実験では、CAB本体および継目部の離脱防止装置の作動性に着目して、以下の4種類の検討を行った。

(1) 実験ケース1 — CAB本体の軸方向载荷実験

CAB本体に純引張および純圧縮が作用した場合の耐震性を検討するためのケースである。図2-1に示すようにCABの一端を反力フレーム、他端を加振負荷装置に固定し、加振負荷装置により軸方向に载荷する。

(2) 実験ケース2 — CAB本体の曲げ载荷実験

CAB本体に純曲げが作用した場合の耐震性を検討するためのケースである。図2-2に示すよ

うに、C A Bの両端をヒンジ端とし、2点载荷用治具を取り付けた加振負荷装置により、C A Bを軸直角方向に载荷する。2点载荷用治具の間のC A Bには、純曲げが作用することとなる。

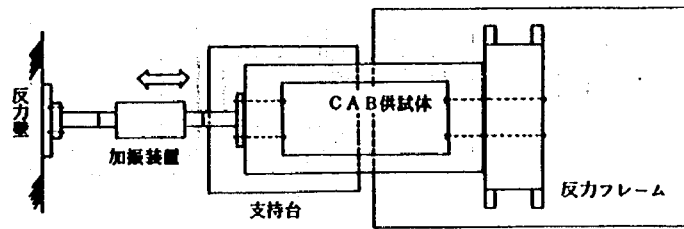
(3) 実験ケース3 — 継目部の軸方向载荷実験

C A Bを軸方向に加振した場合のはぞおよび離脱防止装置の耐震性を検討するためのケースである。図2-3に示すように、C A B3体を連結し、一端を反力フレーム、他端を加振負荷装置に固定して軸方向に押し引き载荷する。

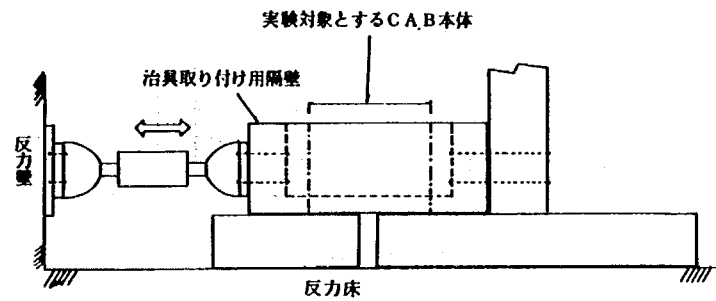
(4) 実験ケース4 — 継目部の軸直角方向载荷実験

C A Bを軸直角方向に加振した場合のはその耐震性を検討するためのケースである。図2-4に示すようにC A B3体を連結し、両端をヒンジ端とし、中央のC A Bに加振負荷装置を固定し、軸直角方向に载荷する。

実験には、図2-5、写真2-1および写真2-2に示すような建設省土木研究所部材耐震強度実験施設を用いた。実験施設の主要諸元及び加振装置の性能曲線は、それぞれ表2-1、図2-6に示す通りである。実験では、加振方向を固定するために、図2-5および写真2-3に示すように加振装置に加振ロッドを設置し、载荷用治具を介して供試体に力を作用させた。

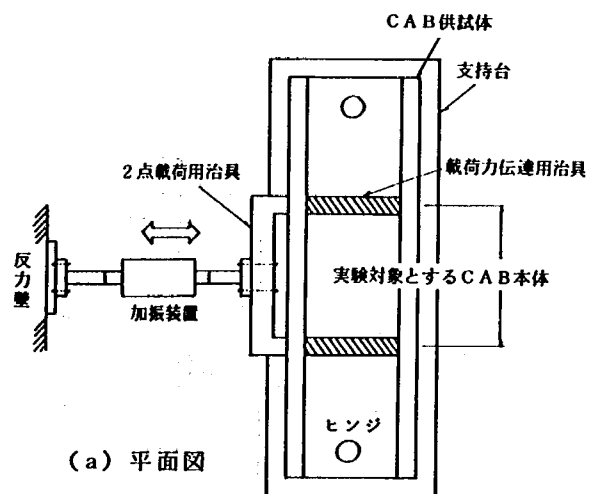


(a) 平面図

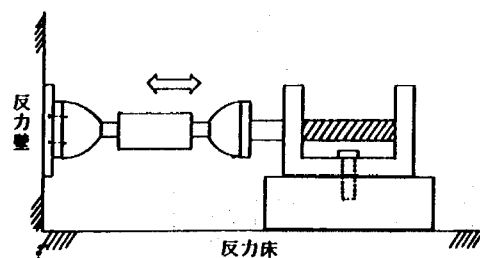


(b) 側面図

図2-1 実験概要図(実験ケース1)

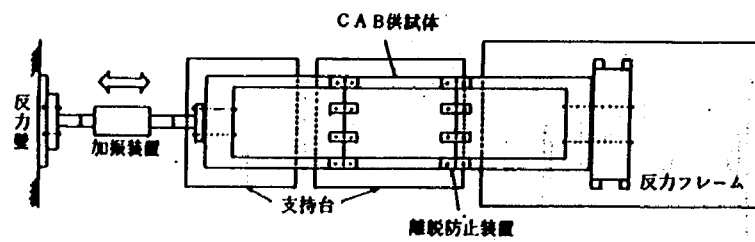


(a) 平面図

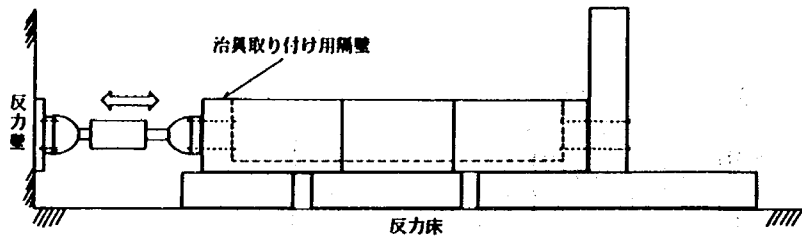


(b) 側面図

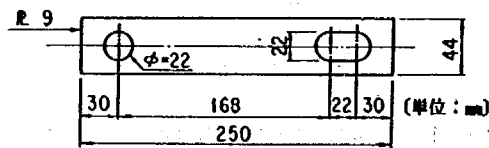
図2-2 実験概要図(実験ケース2)



(a) 平面図

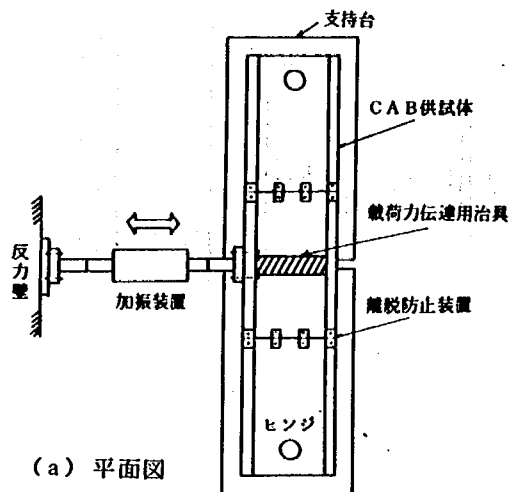


(b) 側面図

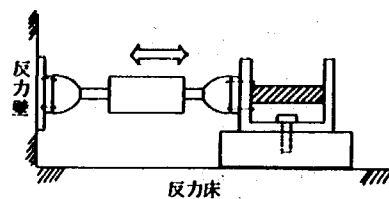


(c) 離脱防止装置

図 2-3 実験概要図 (実験ケース 3)



(a) 平面図



(b) 側面図

図 2-4 実験概要図 (実験ケース 4)

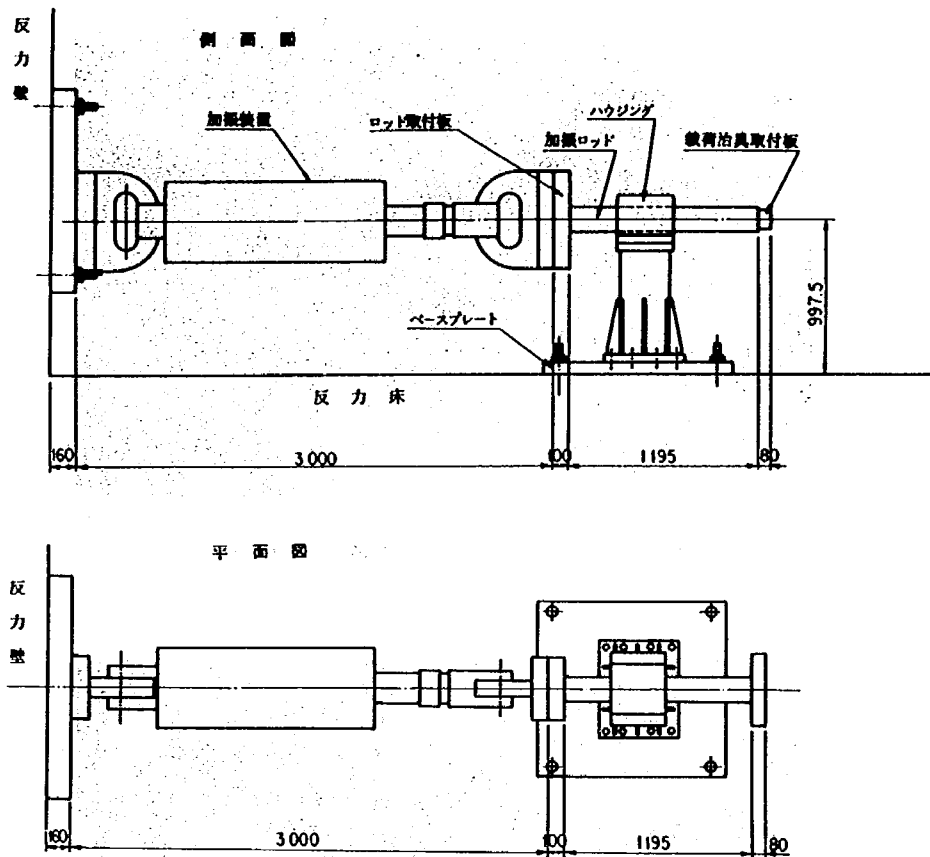


図 2-5 部材耐震強度実験施設（加振装置）

表 2-1 部材耐震強度実験施設
主 要 諸 元

項 目	諸 元
加振力	$\pm 125 \text{ ton} \times 2 \text{ 台}$
最大変位振巾	$\pm 125 \text{ mm}$
最大速度	$\pm 1 \text{ m/sec}$
周波数範囲	DC ~ 30 Hz
加振波数	正弦波, 三角波, 短形波 ランプ波, ランダム波
最大加振力持続時間	10秒 (最大速度正弦波加振時)
制御方式	アナログ制御, デジタル制御 (32 kW ミニコン使用)
制御量	荷重, 変位または加速度
油圧供給方式	アキュムレータ蓄圧方式 (200 l / 10 sec) $\times 6 \text{ 台}$ 油圧ポンプ併用 (300 l / min) $\times 2 \text{ 台}$

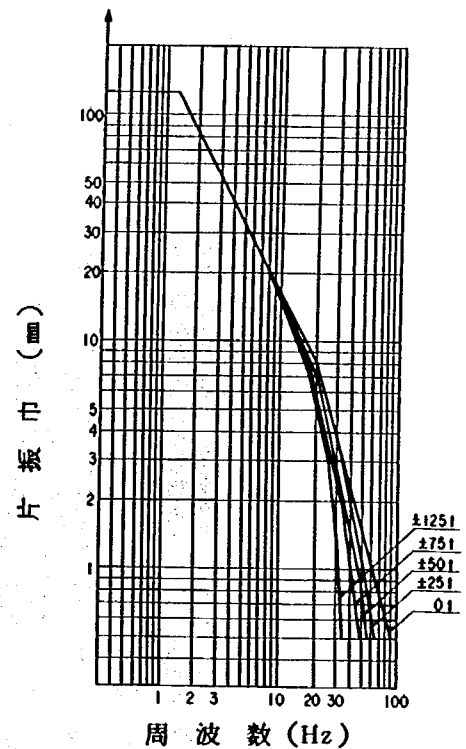


図 2-6 加振負荷装置の性能曲線

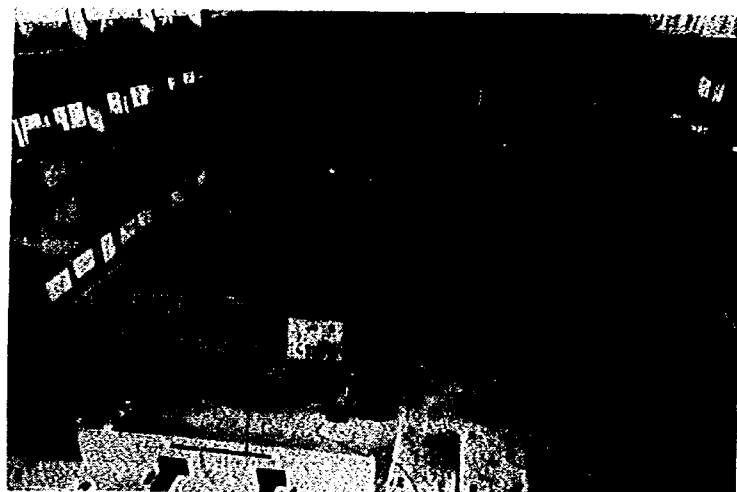


写真 2 - 1 部材耐震強度実験施設

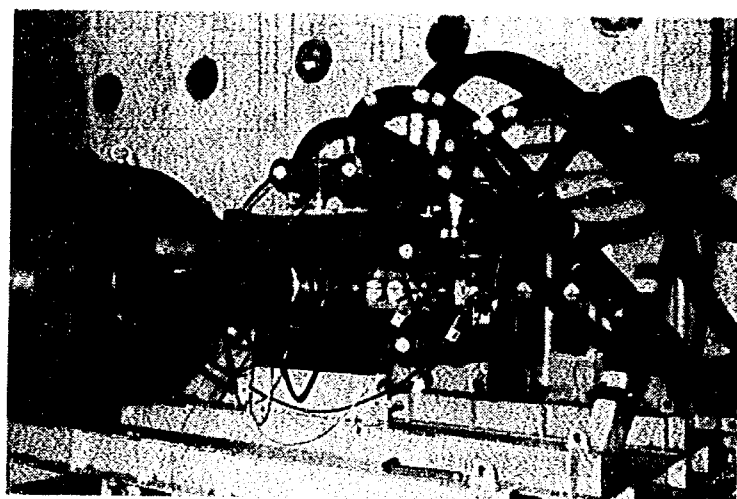


写真 2 - 2 加振負荷装置

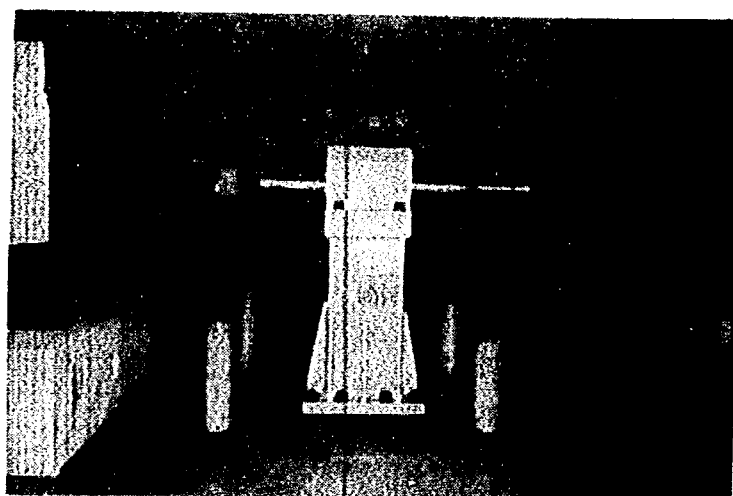


写真 2 - 3 加振ロッド（右側が加振負荷装置，
左側が C A B 供試体）

3. 実験供試体および計測

3.1 実験供試体

昭和58年～59年に関東地方建設局が馬喰町に試験施工したCABを基本に実験ケース1～4の供試体を以下のように製作した。

1) 実験ケース1

CAB本体の引張圧縮実験を行なうための供試体であり、図3-1に示すように一端に反力フレームを、また、他端に加振負荷装置を固定するためにそれぞれ隔壁を設けた。供試体の全長は、280cmであるが、このうち中央の150cmの区間が実験対象としたCABであり、この両側に治具を取り付ける関係で、それぞれ65cmずつ取付用端部区間が設けられている。図3-2～図3-6および写真3-1は、供試体の配筋を示したものである。実験対象区間の配筋は、馬喰町タイプのCABと全く同じであるが、治具取付用端部区間では、この部分で破壊が生じないように、補強してある。供試体底板隔壁側には、2つの穴が設けられているが、これは、載荷時に供試体が浮上るのを防止するためにストッパーを取付けるためのもので、軸方向に馬鹿穴となっており、この方向へのCABの振動は、拘束しない構造となっている。写真3-2および写真3-3は、実験前の供試体の状況を示したものである。図3-7および写真3-4は、供試体の設置状況を示したものである。

2) 実験ケース2

CAB本体の曲げ載荷実験用の供試体であり、図3-8および写真3-5、写真3-6に示すように底板の2箇所ヒンジ取付け用の穴、側壁に2点載荷用治具取り付けのためのボルト穴が設けられている。供試体の全長は、450cmであるが、中央の150cmの区間が実験対象としたCABであり、この両端に2点載荷用治具が取り付けようになっている。CABを支持するために、実験対象区間の両端にそれぞれ150cmの端部区間が設けられている。なお、2点載荷治具間の曲げモーメントは一定となり、この区間に純曲げが作用することとなる。図3-9および写真3-7は供試体の配筋図を示したものである。また、底板に取付けられている4箇所の穴は、実験ケース1と同様に浮上りを防止するためのものであり、載荷方向に馬鹿穴となっている。図3-10および写真3-8、写真3-9は供試体の設置状況を示したものである。

3) 実験ケース3

軸方向に載荷した場合のほぞおよび離脱防止装置の耐震性検討のための供試体であり、図3-11に示すように3体のCABを離脱防止装置により、連結したものである。中央のCABは馬喰町タイプのCABと全く同じものであるが、両端のCABには、一端に反力フレーム、もしくは、加振負荷装置を固定するための隔壁が設けられている。図3-12～図3-15および写真3-11は、隔壁の設けられた反力フレーム側及び加振装置側の配筋図を示したものであり、図3-16～図3-18は中央のCABの配筋図を示したものである。図3-19に示すように継目部には、オス部、メス部のほぞが付けられており、横方向のずれを防止することができる。さらに写真3-12に示されるような離脱防止装置が底面2箇所、両側壁頂部2箇所の計4箇所に取付けられている。図3-20および写真3-13は、供試

体の設置状況を示したものである。

4) 実験ケース 4

軸直角方向に載荷した場合のはぞの耐震性を検討するための供試体であり、図 3-21 に示すように 3 体の C A B を連結したものである。C A B モデルの基本的な寸法諸元は、実験ケース 3 と同じであるが、両端の C A B には、底面にヒンジ取付用の穴が設けられており、また、中央の C A B の側壁および底版には、載荷用治具取り付けのためのボルト穴および浮上がり防止治具取り付け用の穴がそれぞれ設けられている。写真 3-14 および写真 3-15 は、C A B の配筋および供試体を示したものであり、図 3-22 および写真 3-16 は、供試体の設置状況を示したものである。

なお、供試体用のコンクリートの示方配合は表 3-1 に示す通りである。設計基準強度は、 300 kgf/cm^2 としたが、変動係数が 20% 程度あることを考慮し、配合強度は、 360 kgf/cm^2 とした。材令 14 日および 28 日におけるコンクリートの圧縮試験結果は、表 3-2 に示す通りである。これより、圧縮強度と材令の関係を示したのが、図 3-37 である。実験ケース 1, 2, 3, 4 は、供試体のコンクリート打設後それぞれ、17 日、15 日、16 日、14 日経過した段階で載荷実験を行っている。図 3-37 によればこの時のコンクリートの圧縮強度 σ_{cb} は $340 \sim 360 \text{ kgf/cm}^2$ 程度である。このための、後述する解析では、圧縮強度を 350 kgf/cm^2 と想定する。土木学会コンクリート標準示方書によれば、コンクリートの圧縮強度とヤング係数との関係は、次式で与えられる。

$$E_c = \frac{1}{2} \sigma_{cb} + 150 \quad (3-1)$$

ここに

E_c : コンクリートのヤング係数 (t/cm^2)

σ_{cb} : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm^2)

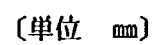
式 (3-1) により、コンクリートのヤング係数は以下ようになる。

$$E_c = \frac{1}{2} \times 350 + 150 = 325 \text{ t/cm}^2 \quad (3-2)$$

3.2 計 測

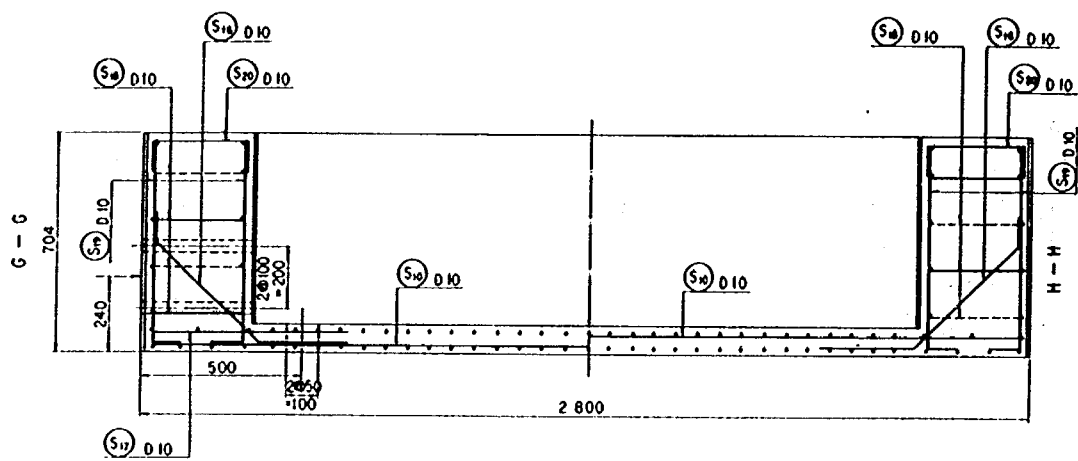
表 3-3 は、各実験ケースにおける計測項目を示したものである。鉄筋ひずみ、コンクリート表面ひずみおよび離脱防止装置の軸方向ひずみは、ひずみゲージにより、また、継目部の相対変位は、変位計を用いて、それぞれ計測した。図 3-24～図 3-27 に示すように C A B 本体中央部における鉄筋およびコンクリートひずみの他、実験ケース 3、実験ケース 4 では継目部での相対変位および離脱防止装置の軸ひずみを計測した。これらの状況は、写真 3-17～写真 3-21 に示す通りである。

鉄筋のひずみは、コンクリート打設前に、鉄筋の表面をなめらかに加工し、ここにひずみゲージを貼付した。ただし、一部の供試体では、コンクリート養生中にゲージが欠損したと思われるものもある。コンクリート表面ひずみ、および離脱防止装置のひずみは、供試体製作完了後に、それぞれ表面を加工し、ひずみゲージを貼付した。継目部の相対変位は一方の供試体にマグネッドスタンドに取り付けた変位計を固定し、他方の供試体には、ガラスをはりつけた鉄板を接着することにより計測した。



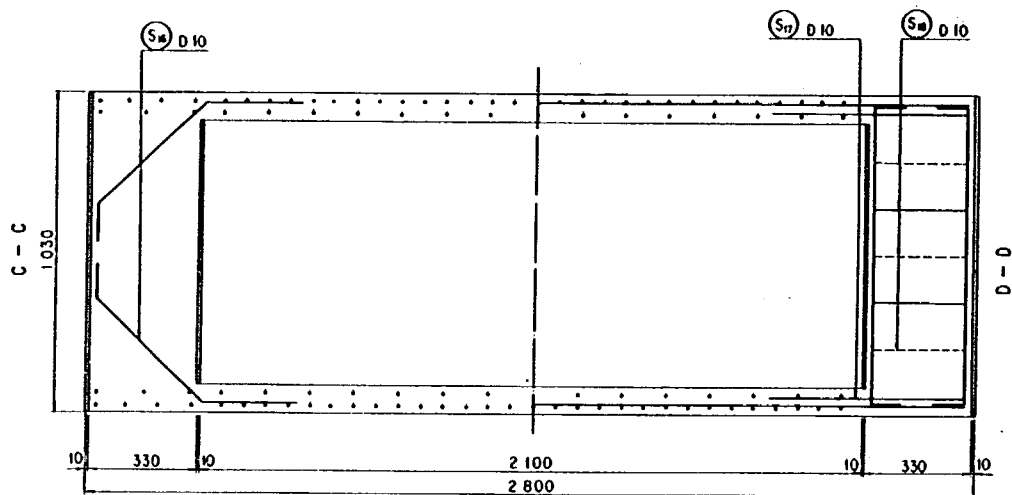
(単位 冊)

図3-2 実験ケース1供試体配筋図(側壁)



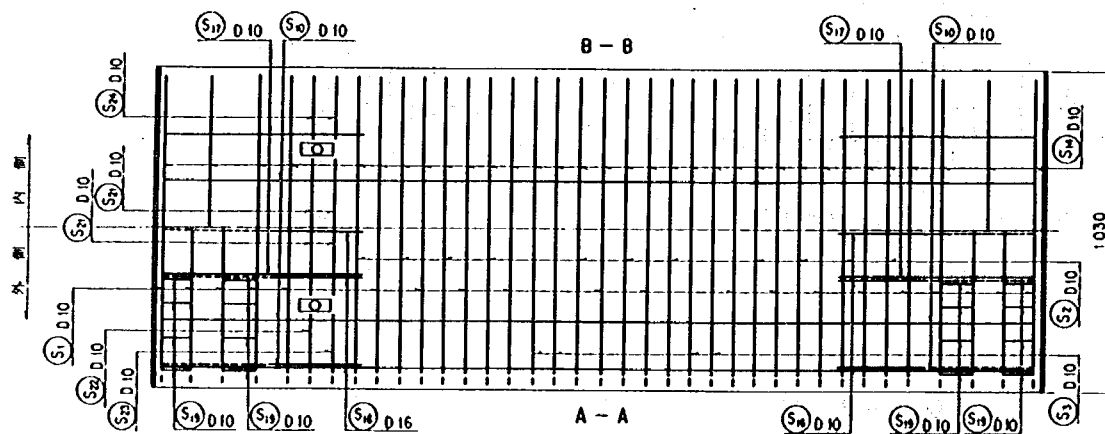
(単位 mm)

図3-3 実験ケース1 供試体配筋図(縦断面)



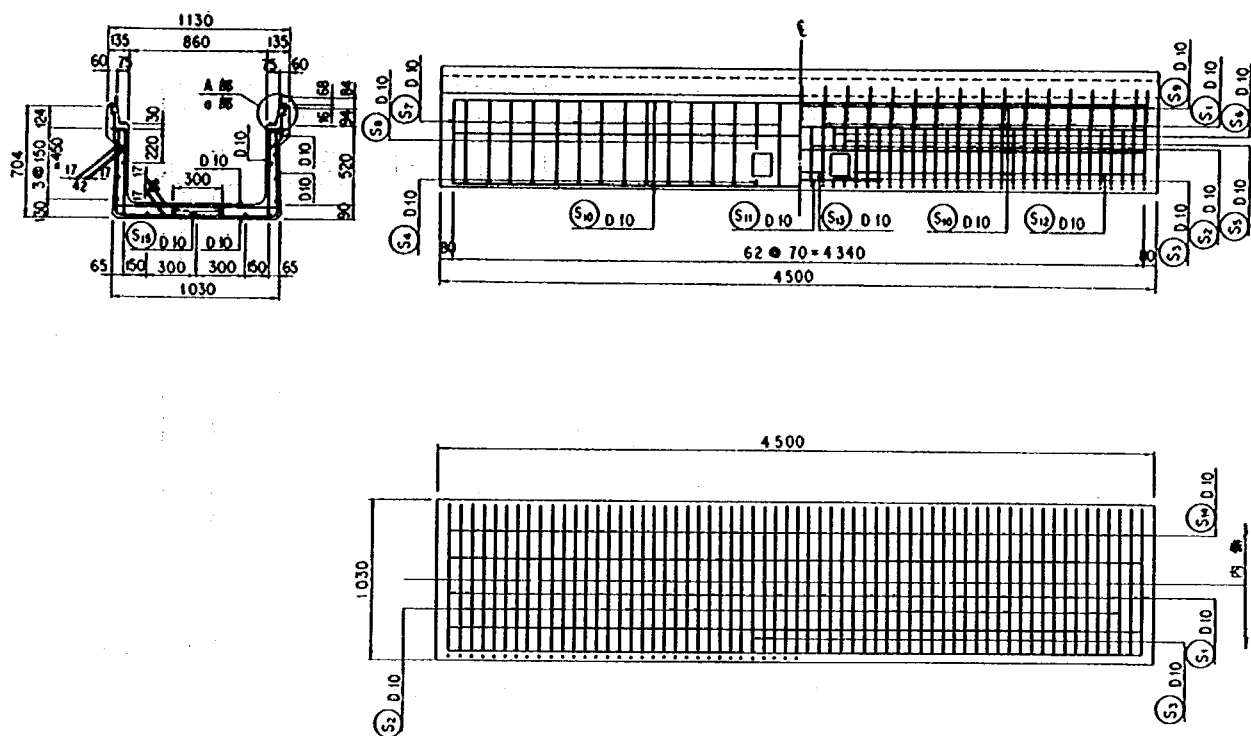
(単位 mm)

図3-4 実験ケース1 供試体配筋図(水平断面)



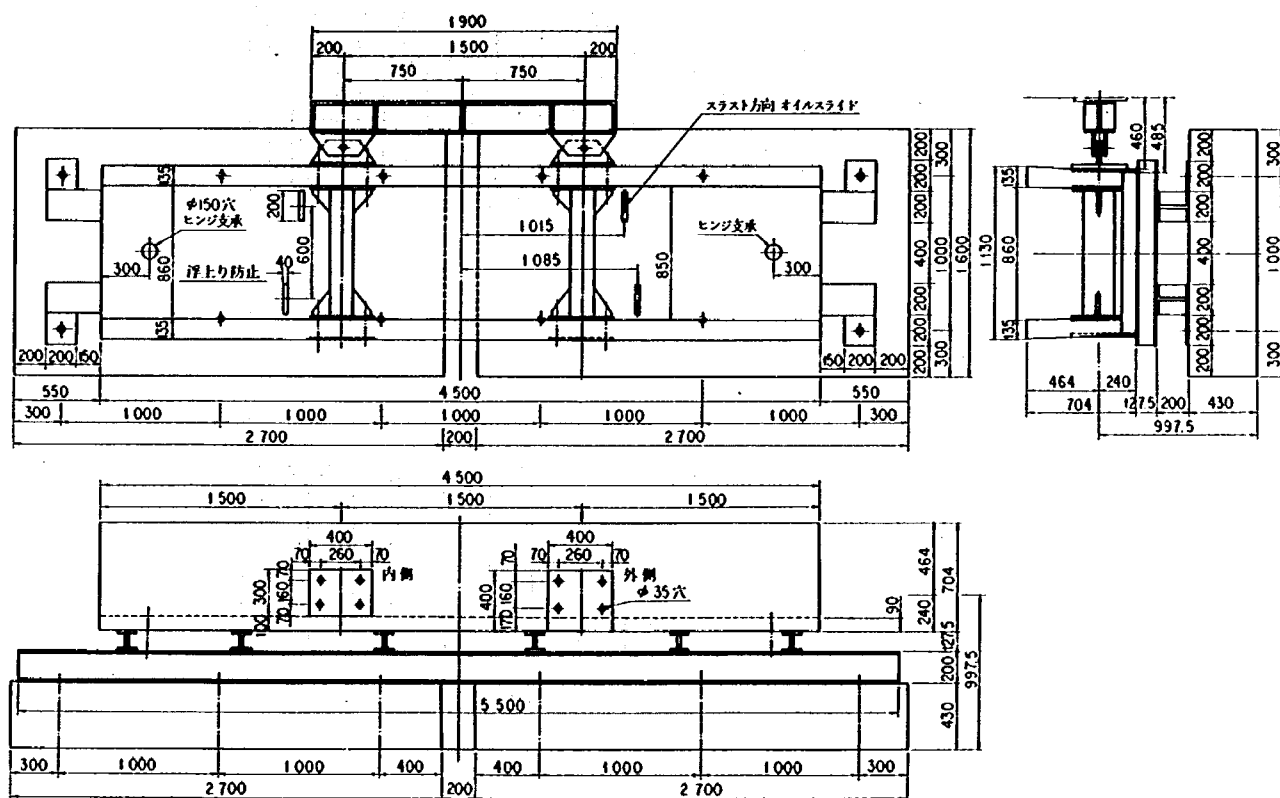
(単位 mm)

図3-5 実験ケース1 供試体配筋図(底版)



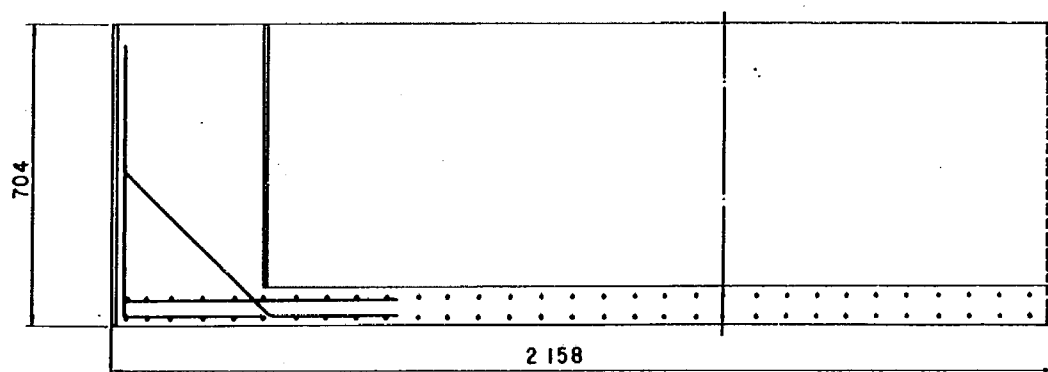
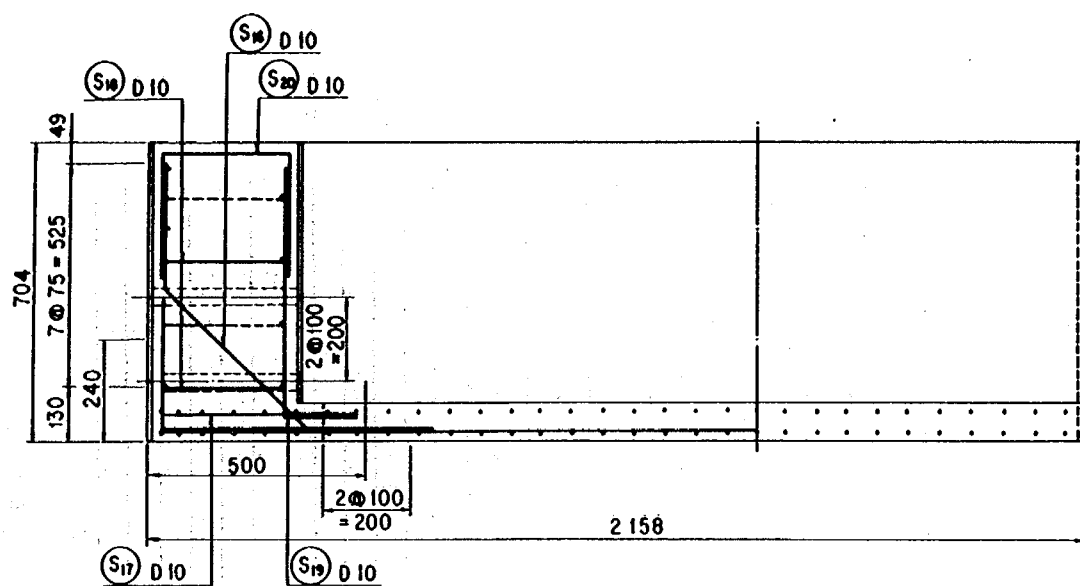
(単位 mm)

図3-9 実験ケース2 供試体配筋図



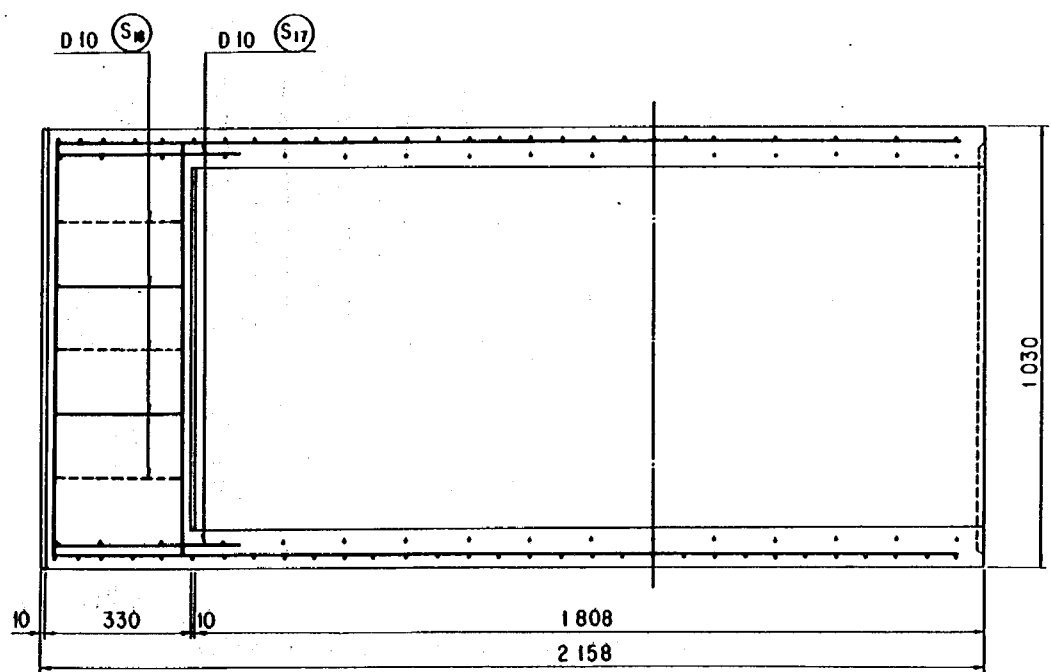
(単位 mm)

図3-10 実験ケース2 供試体設置状況



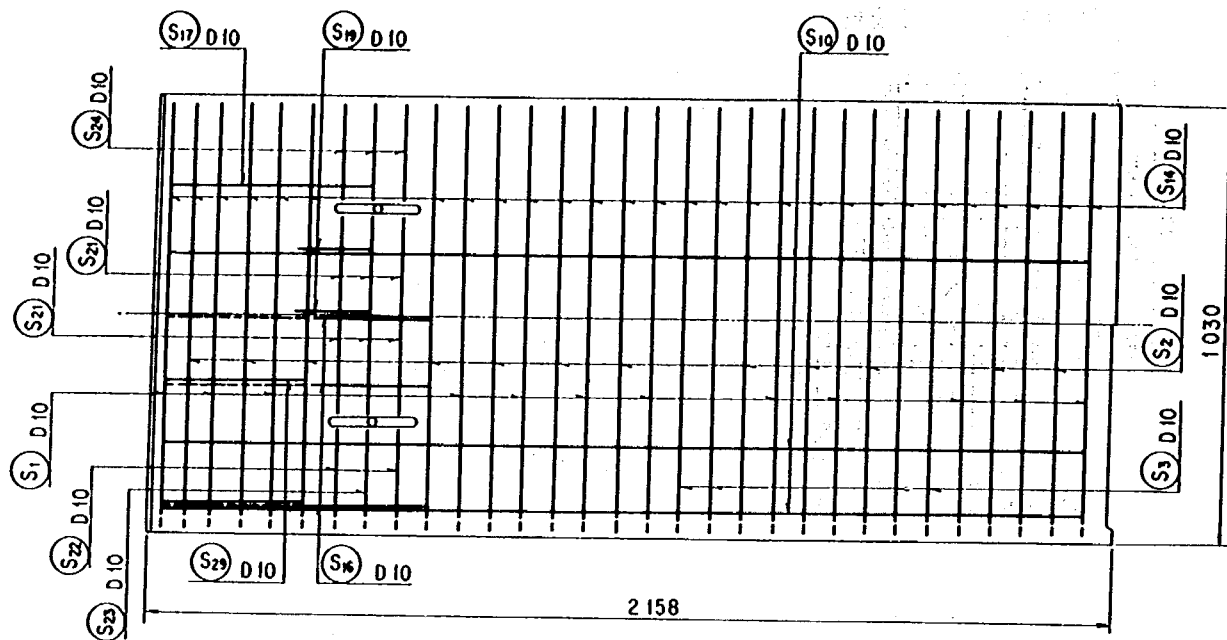
(単位 mm)

図3-13 実験ケース3 供試体配筋図 (縦断面)



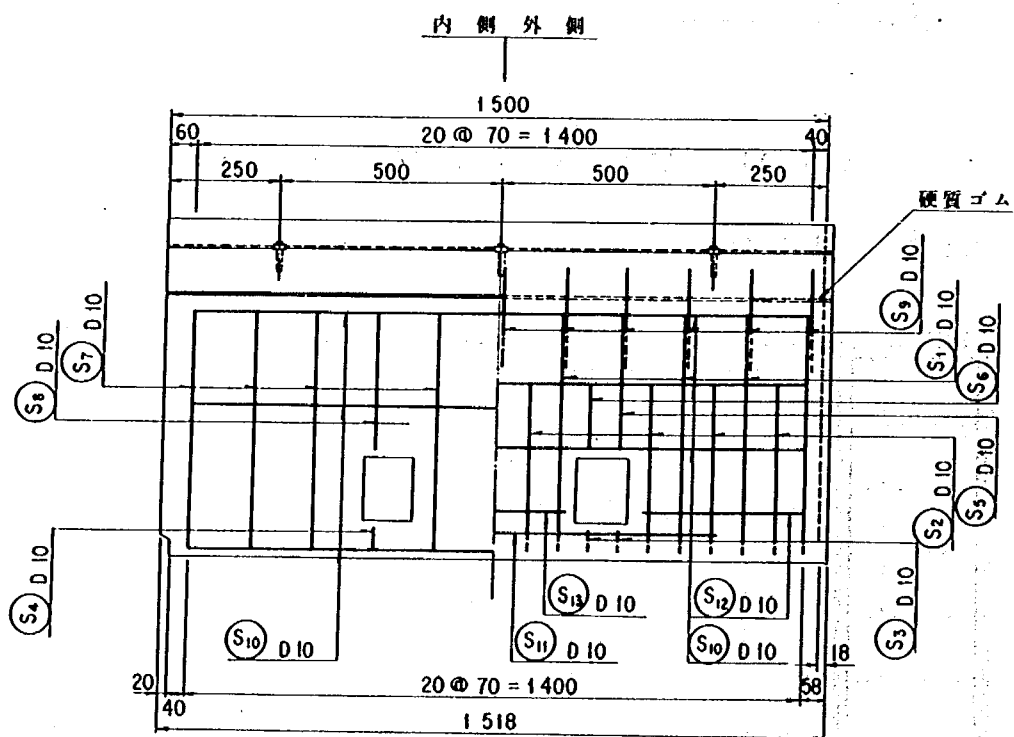
(単位 mm)

図3-14 実験ケース3 供試体配筋図 (水平断面)



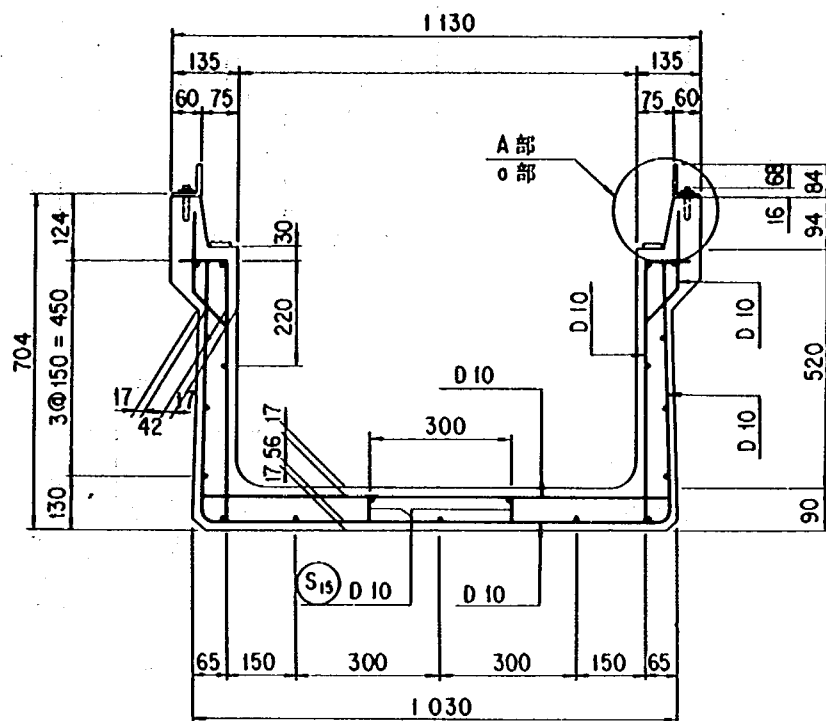
[単位 mm]

図 3-15 実験ケース 3 供試体配筋図 (底版)



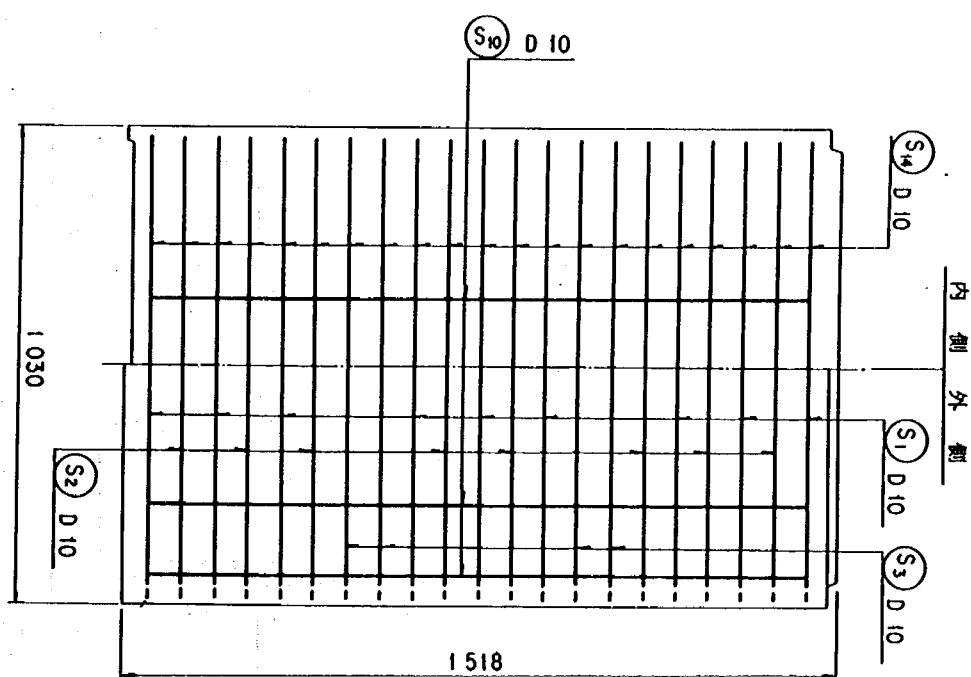
[単位 mm]

図 3-16 実験ケース 3 供試体配筋図 (側壁)



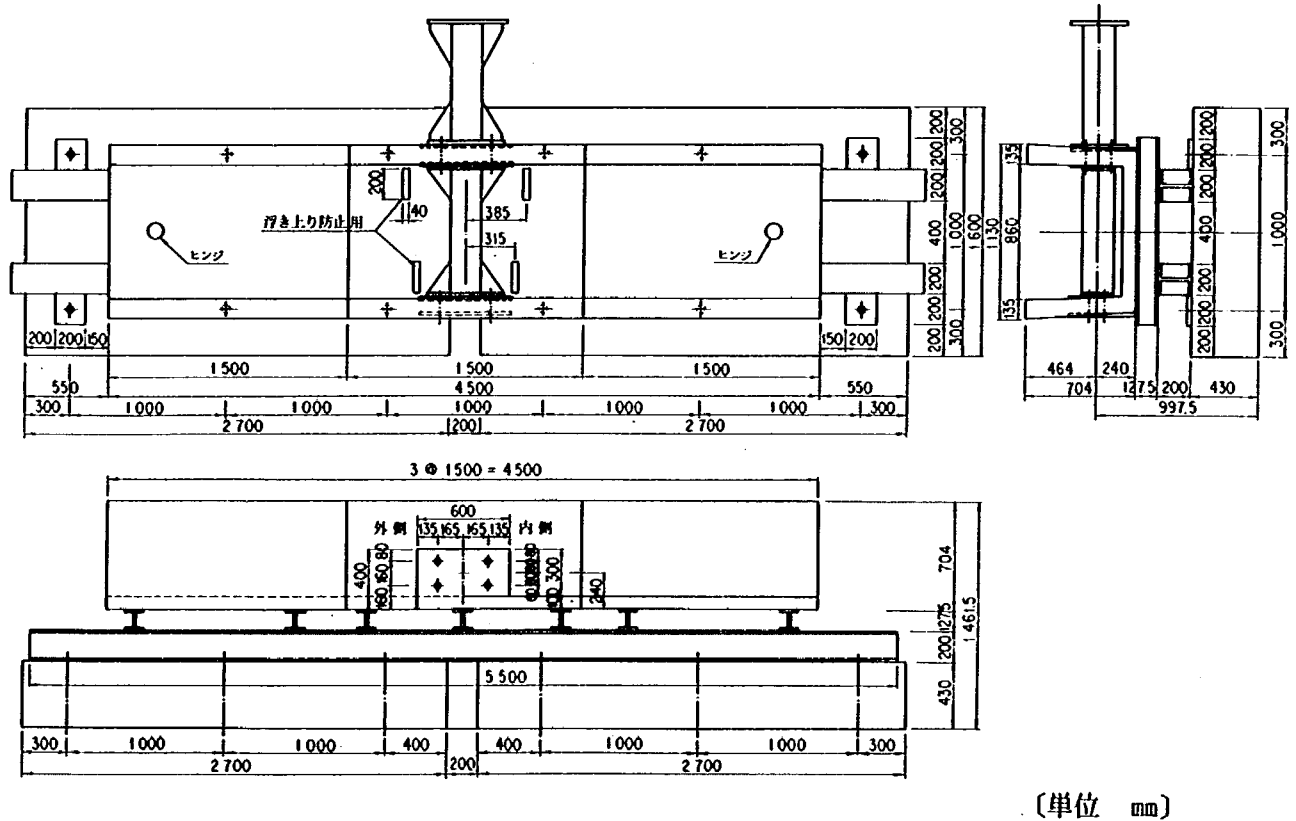
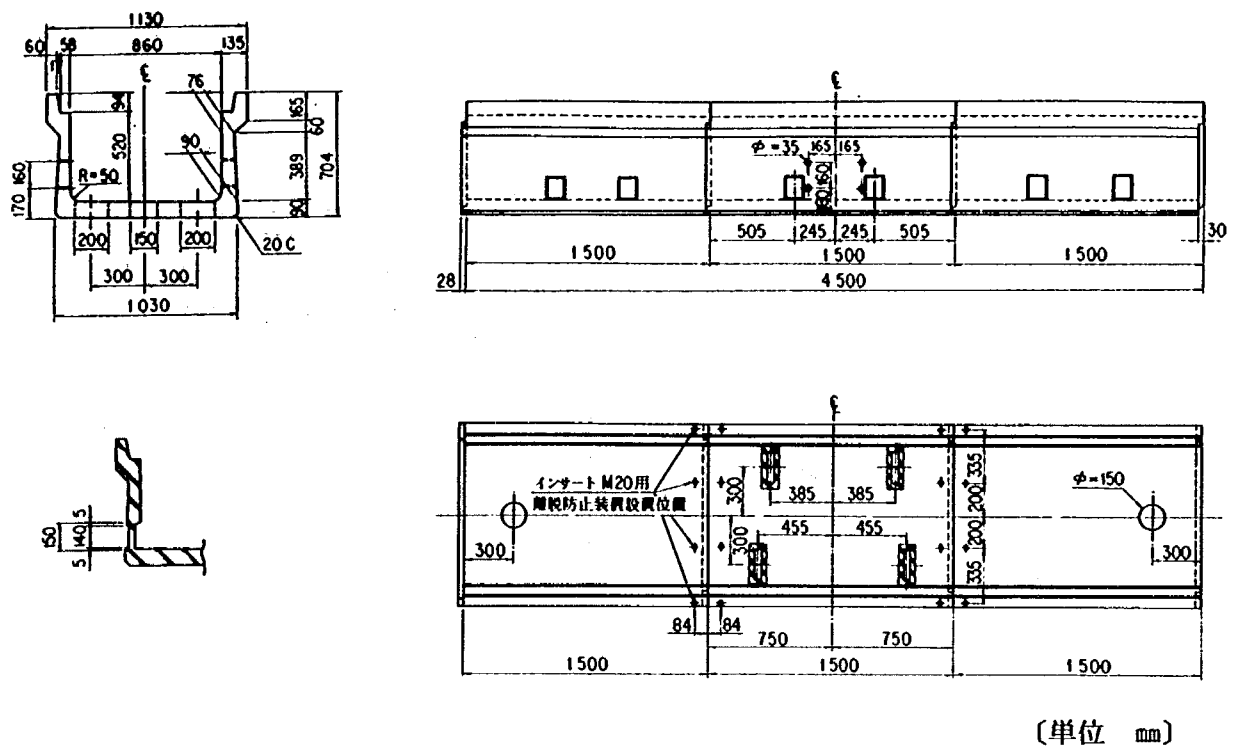
(単位 mm)

図3-17 実験ケース3供試体配筋図(横断面)



(単位 mm)

図3-18 実験ケース3供試体配筋図(底版)



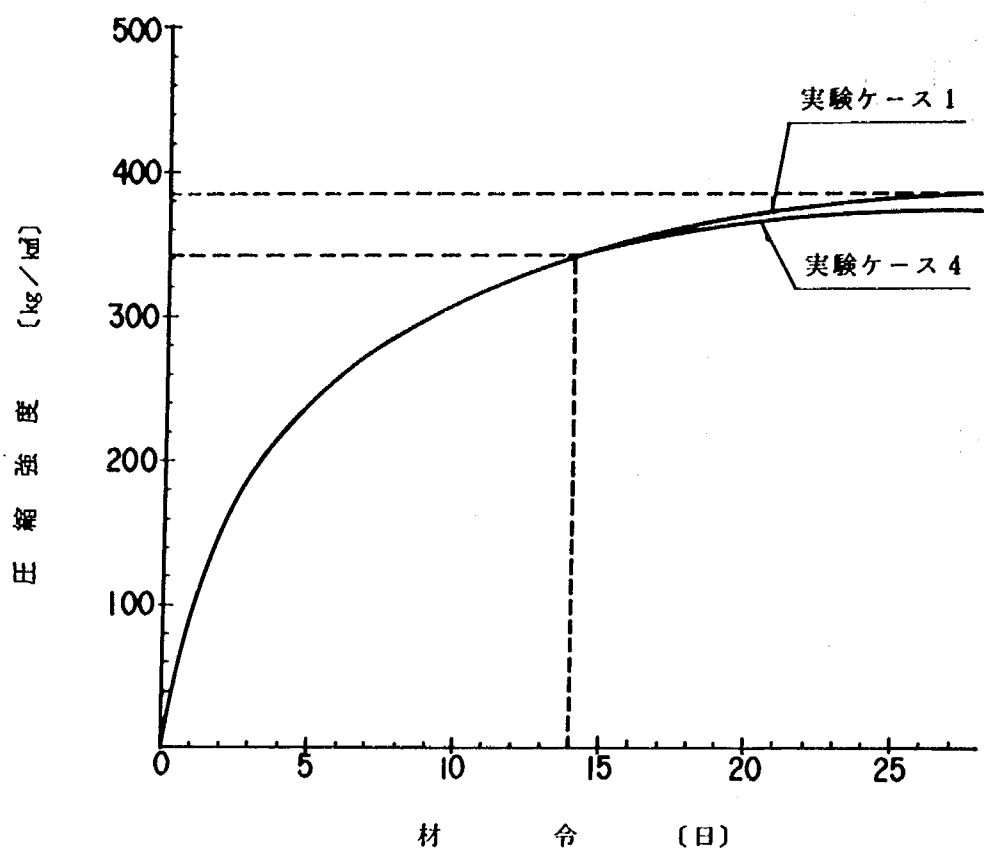


図 3-23 コンクリート圧縮強度と材令の関係

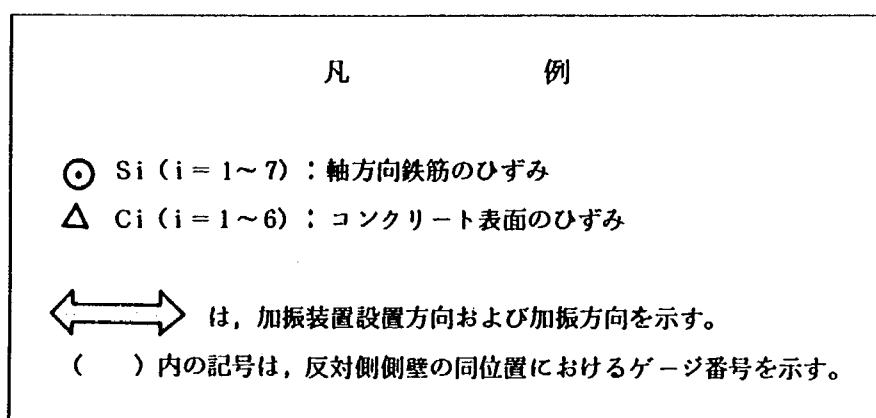
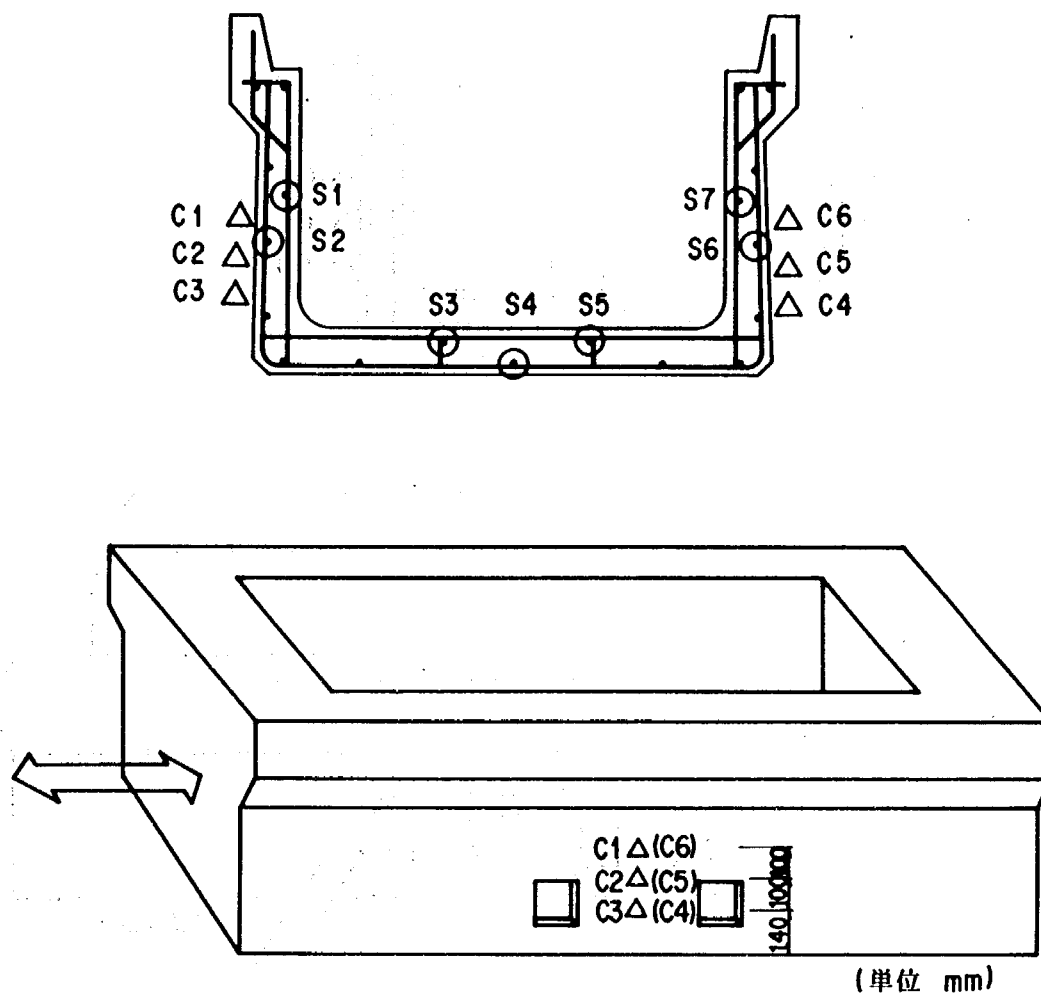


図 3-24 計測位置 (実験ケース 1)

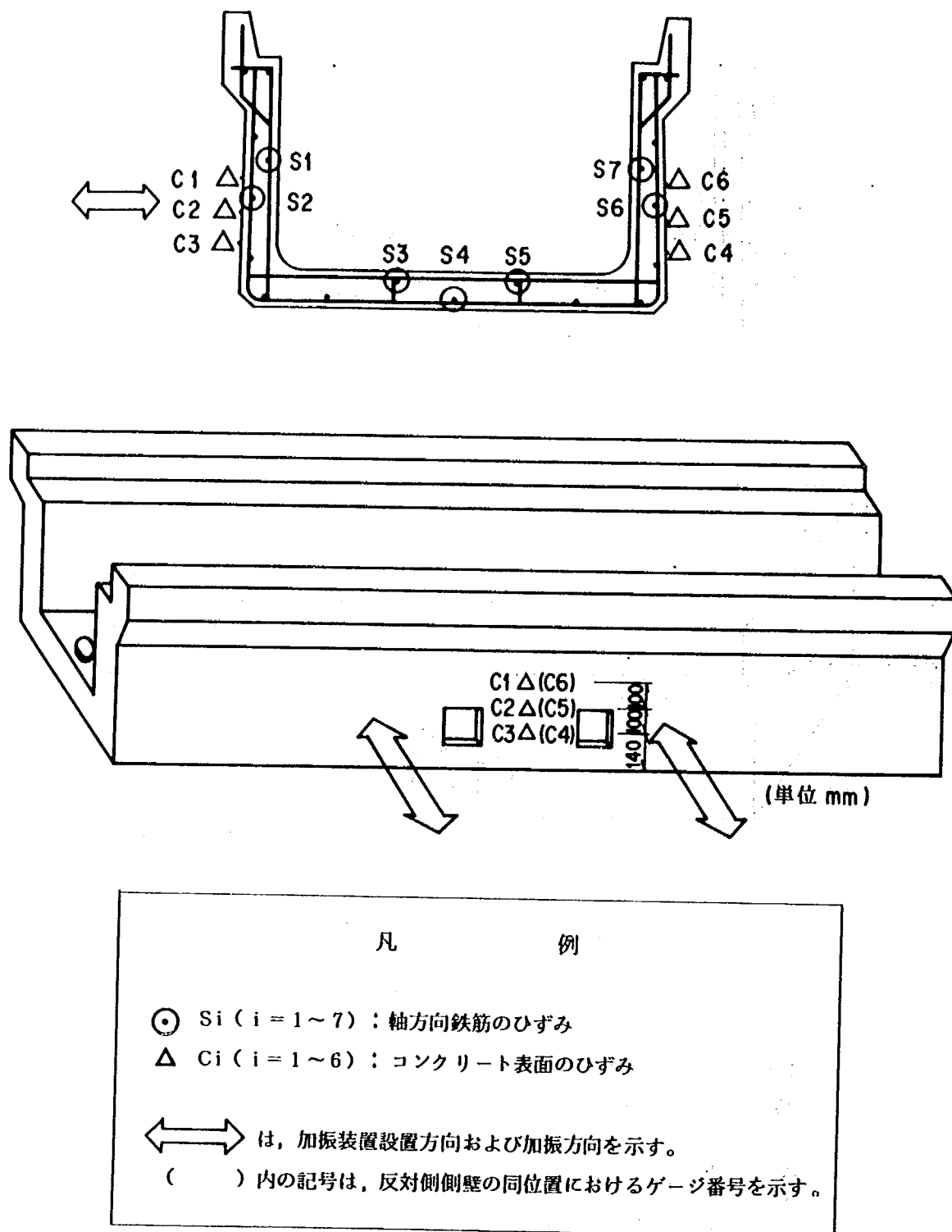
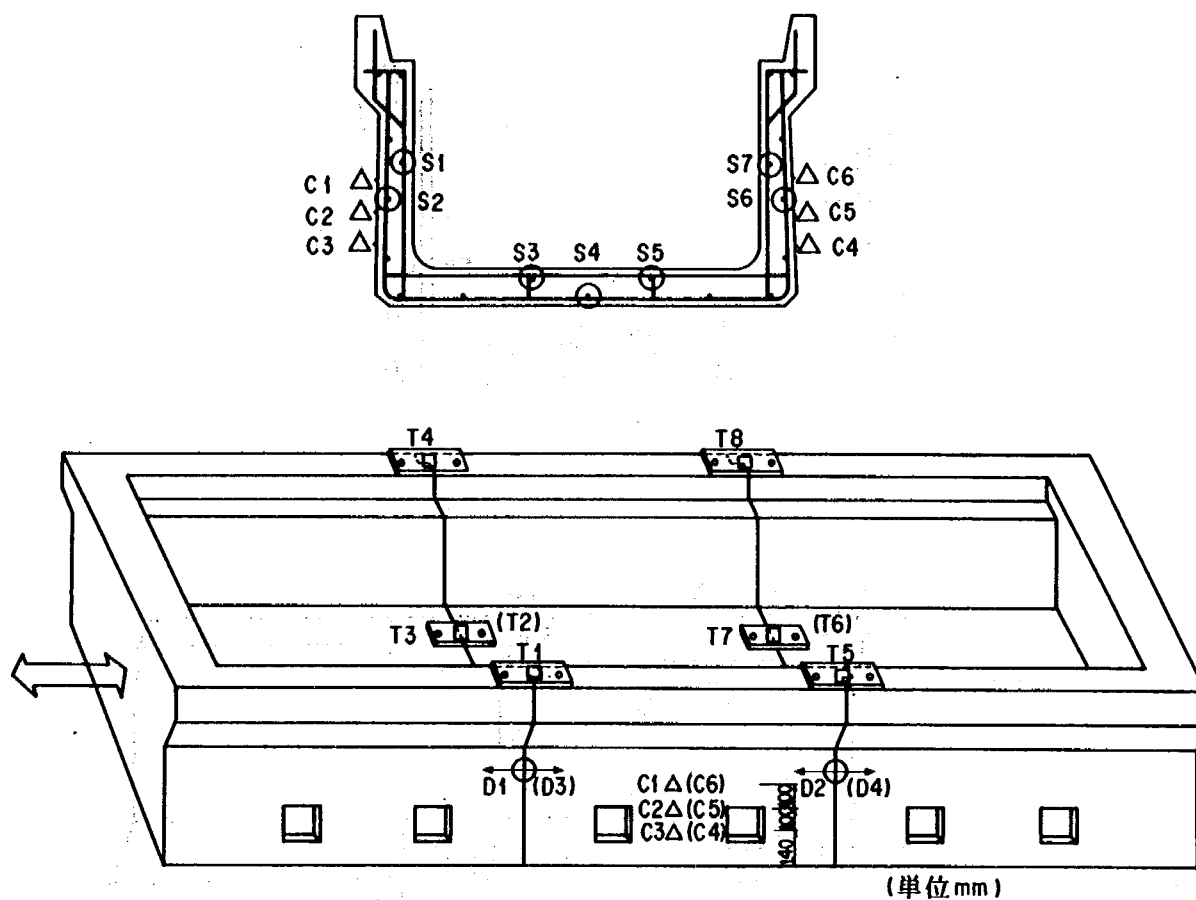


図3-25 計測位置 (実験ケース2)



凡 例	
⊙	S_i ($i = 1 \sim 7$) : 軸方向鉄筋のひずみ
△	C_i ($i = 1 \sim 6$) : コンクリート表面のひずみ
⊕	D_i ($i = 1 \sim 4$) : 隣接するC A B間の相対変位
□	T_i ($i = 1 \sim 8$) : 離脱防止装置のひずみ
↔ は、加振装置設置方向および加振方向を示す。 () 内の記号は、対称位置におけるゲージ番号を示す。	

図3-26 計測位置 (実験ケース3)

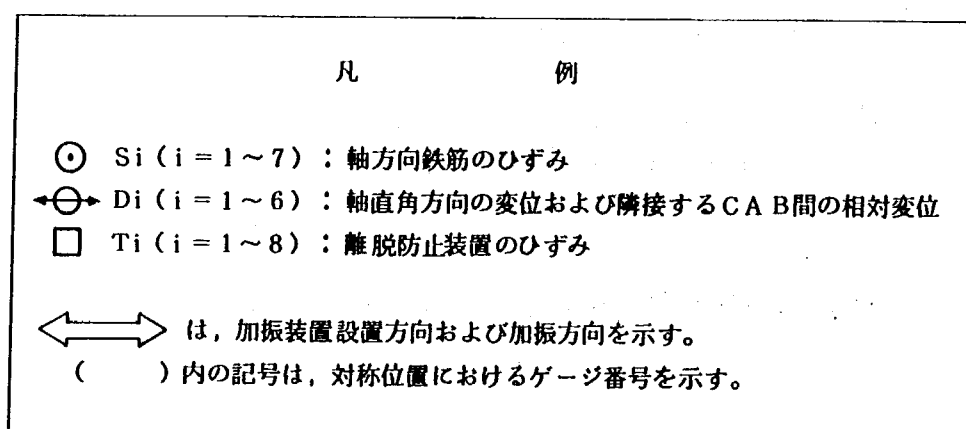
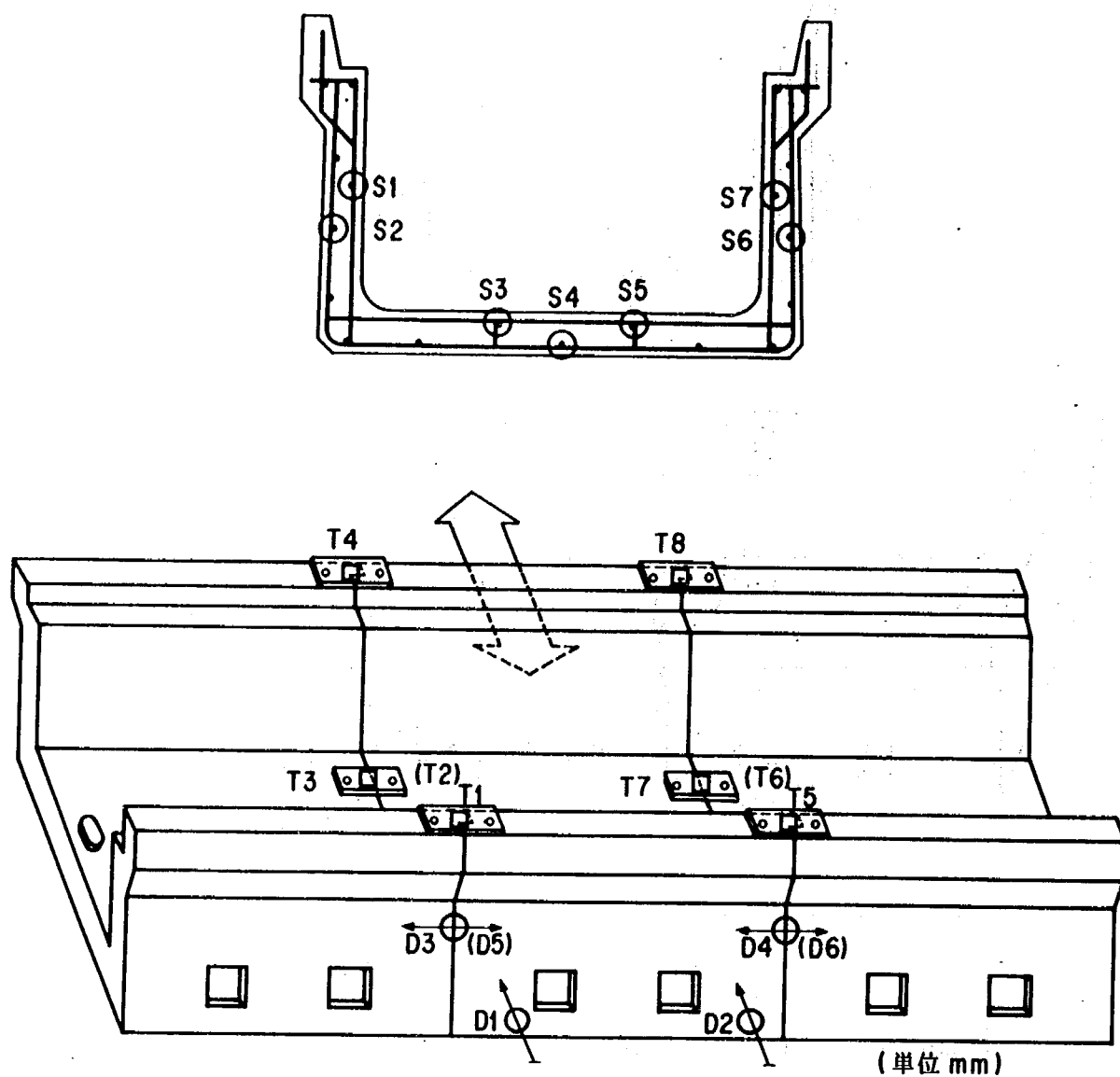


図3-27 計測位置 (実験ケース4)

表 3-1 供試体コンクリート示方配合表

示 方 配 合 表

配合種類 C A B 配合 設計基準強度 300kgf/cm² 配合強度 360kgf/cm²

セメント 三 菱

細 骨 材	産 地	霞ヶ浦	最大寸法	5mm	粗粒率	2.80 ± 0.2
-------	-----	-----	------	-----	-----	------------

粗 骨 材	産 地	真名子	最大寸法	20mm	粗粒率	6.60 ± 0.2
-------	-----	-----	------	------	-----	------------

"	産 地		最大寸法	mm	粗粒率	
---	-----	--	------	----	-----	--

スランブ (cm)	空気量 (%)	水セメント 比(W/C) (%)	細骨材 率(S/a) (%)	所 要 材 料 (kg/m ³)						
				セメント	水	細骨材	粗骨材	粗骨材	混和材	
7 ± 2	—	45.0	42.5	352	158	789	1087	—	—	—

表 3-2 供試体コンクリート圧縮強度試験結果

実験ケース	材令	採取日の状況		測定値 スランブ	強 度 そ の 他				備 考
		天 気	温 度		No. 1	No. 2	No. 3	平 均	
1	14	晴	31.0°	6.4	28.0	26.0	27.0		強度その他 上欄：荷重 (t) 中欄：圧縮強度 (kg/cm ²) 下欄：テストピース重量 (g)
					356	331	344	344	
					3725	3700	3715	3713	
	28	晴	31.0°	6.4	31.0	29.5	29.0		
					395	376	369	383	
					3745	3710	3690	3715	
4	14	晴	30.0°	8.6	26.0	28.0	26.5		
					331	356	337	341	
					3710	3710	3700	3707	
	28	晴	30.0°	8.6	28.5	30.5	29.0		
					362	388	369	373	
					3705	3720	3700	3708	

表 3-3 計 測 項 目

実験ケース	加振負荷装置の 荷重および変位	鉄筋ひずみ	コンクリート 表面ひずみ	継手部位の 相 対 変 位	離脱防止装置の 軸方向ひずみ
ケース 1	○	○	○		
ケース 2	○	○	○		
ケース 3	○	○	○	○	○
ケース 4	○	○		○	○

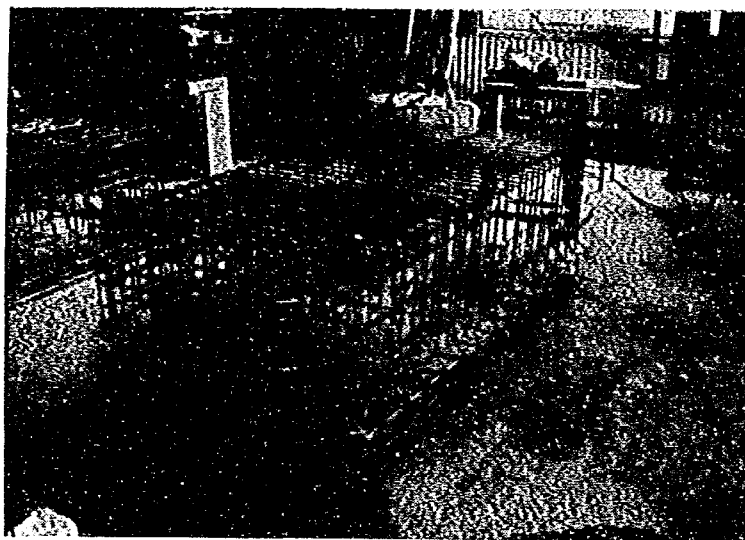


写真3-1 供試体配筋状況（実験ケース1）

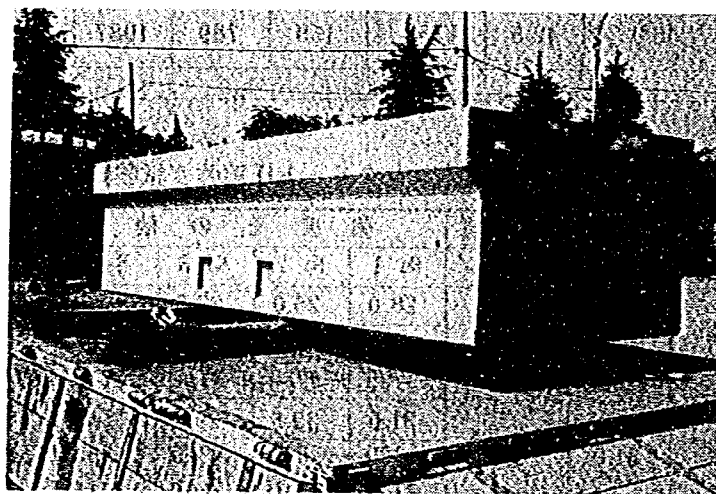


写真3-2 供試体（実験ケース1）

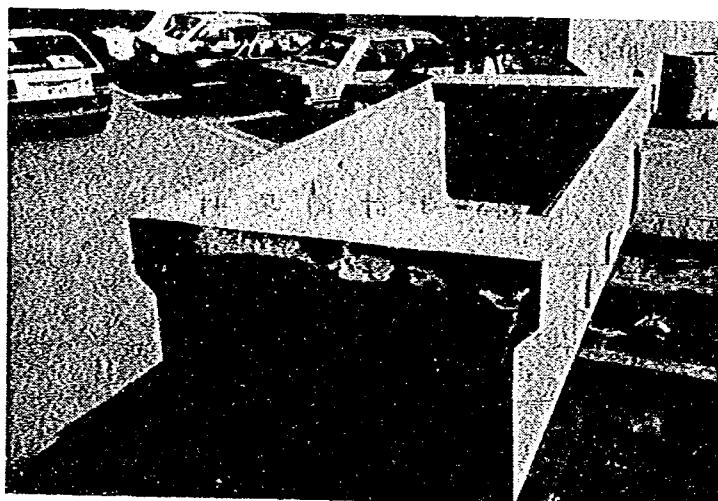


写真3-3 供試体（実験ケース1）

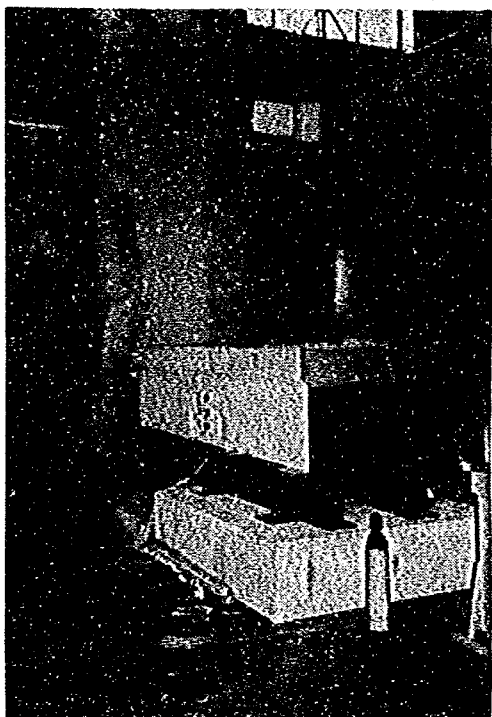


写真 3-4 供試体設置状況
(実験ケース 1)

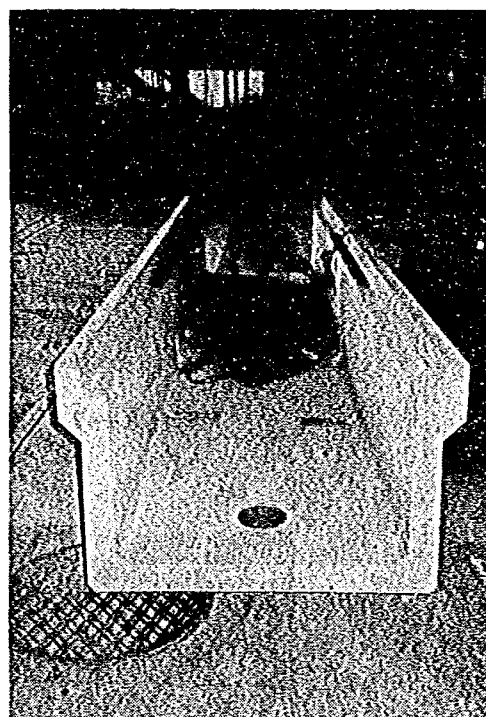


写真 3-5 供 試 体
(実験ケース 2)

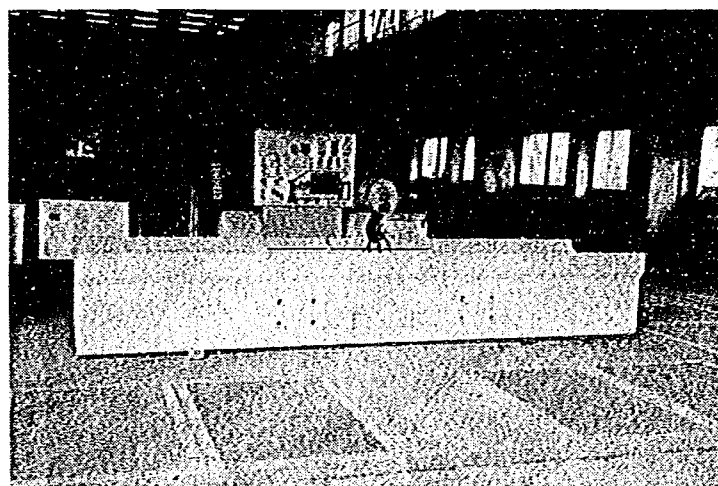


写真 3-6 供 試 体 (実験ケース 2)

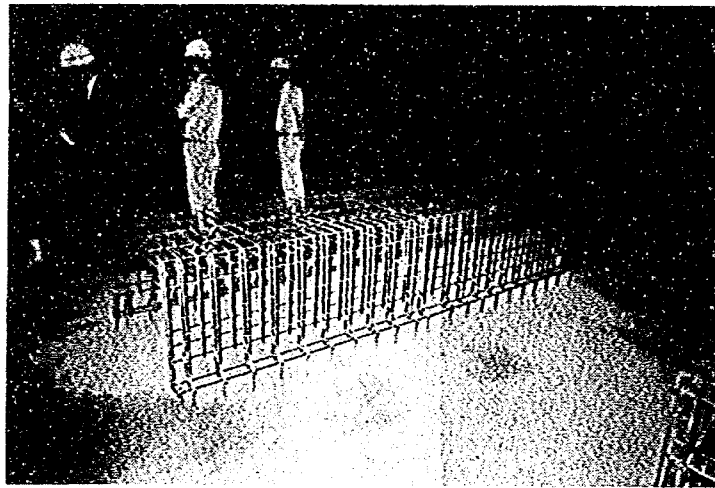


写真 3-7 供試体配筋（実験ケース 2）

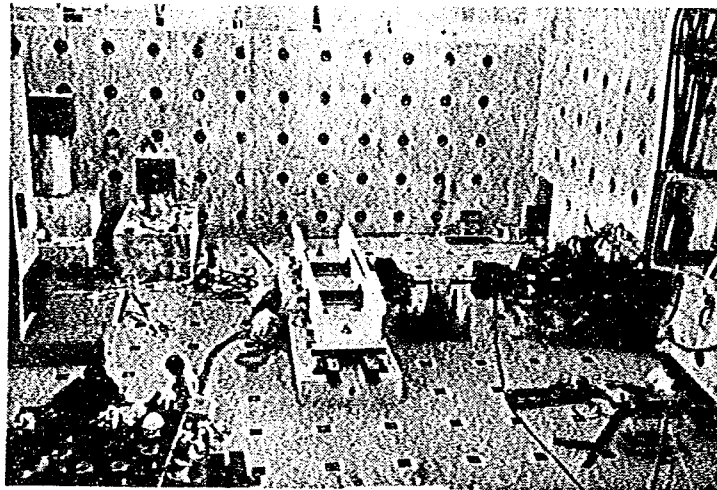


写真 3-8 供試体設置状況（実験ケース 2）

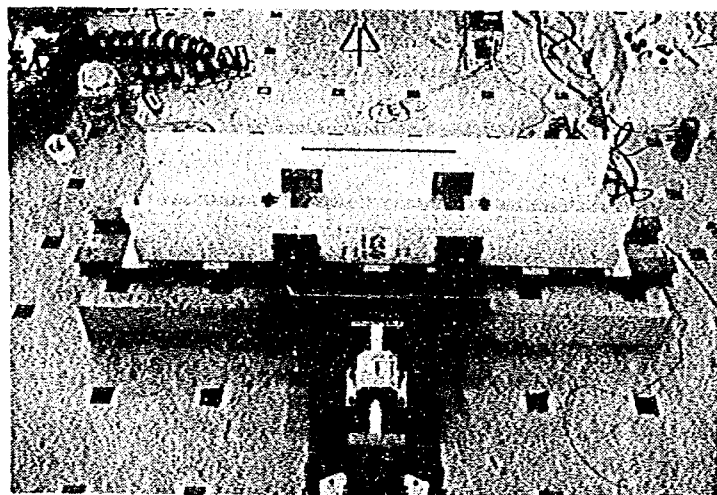


写真 3-9 供試体設置状況（実験ケース 2）

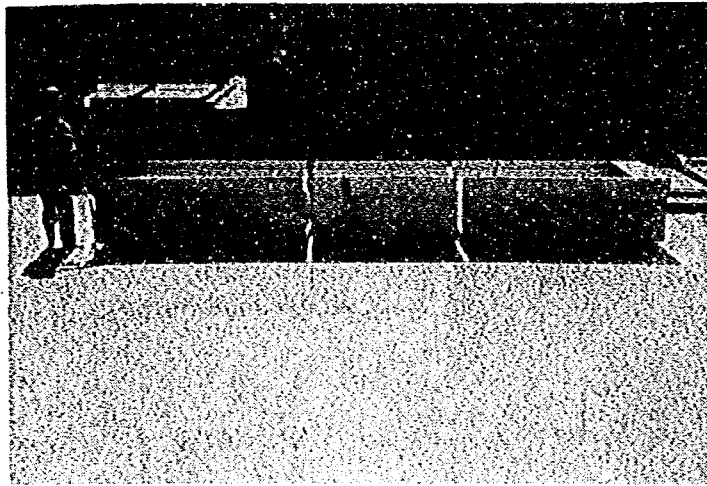


写真 3-10 供 試 体 (実験ケース 3)

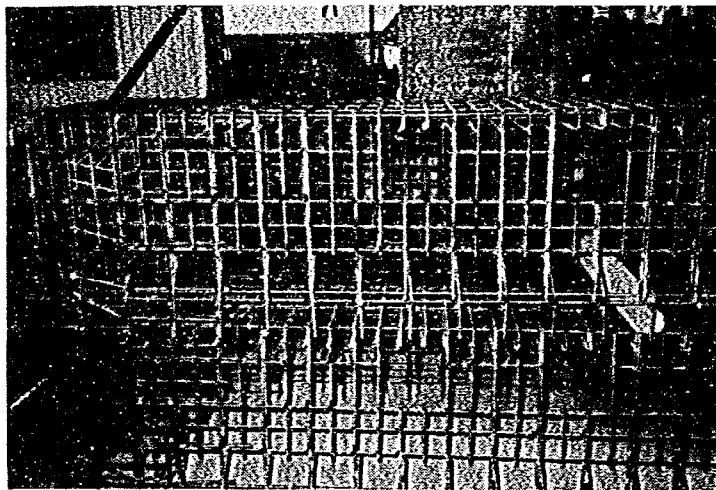


写真 3-11 供試体配筋 (実験ケース 3)

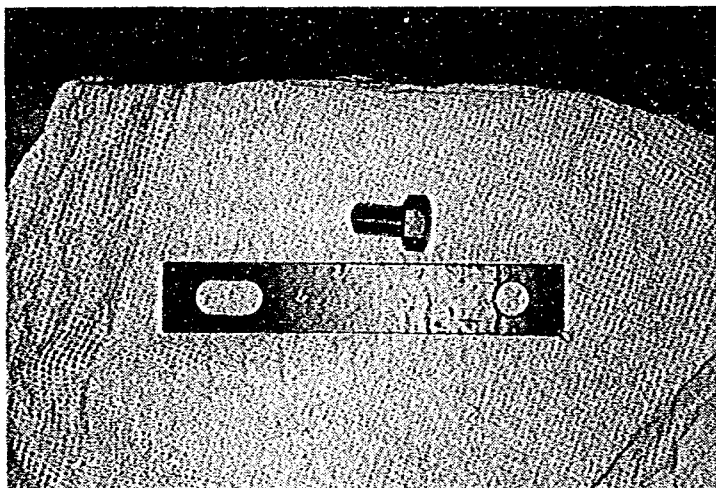


写真 3-12 離 脱 防 止 装 置

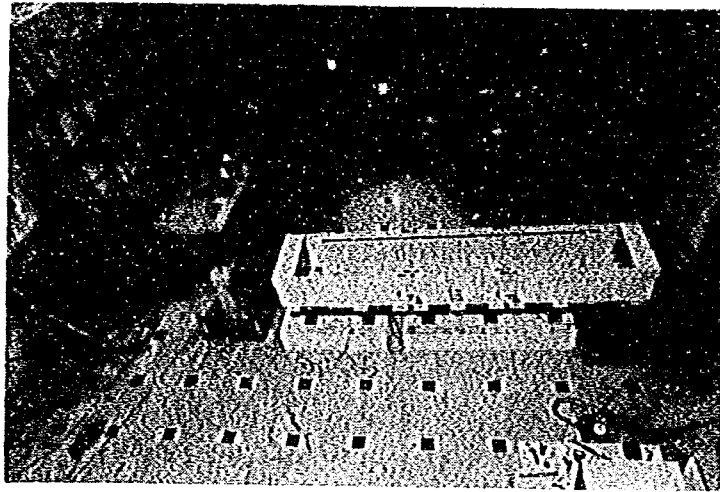


写真 3-13 供試体設置状況（実験ケース 3）

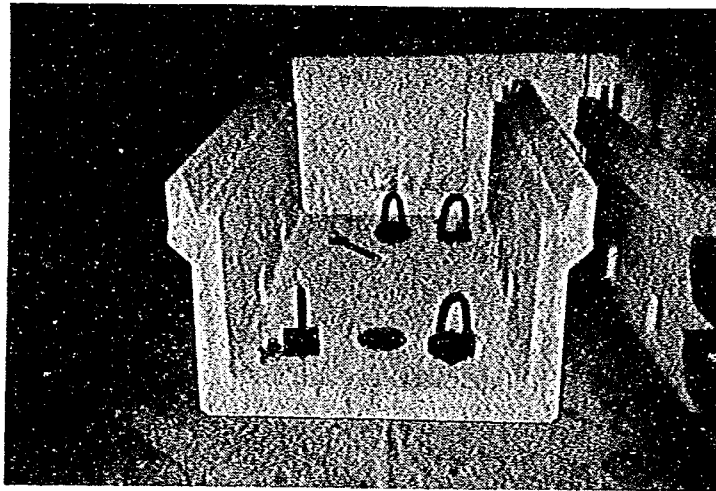


写真 3-14 供 試 体（実験ケース 4）

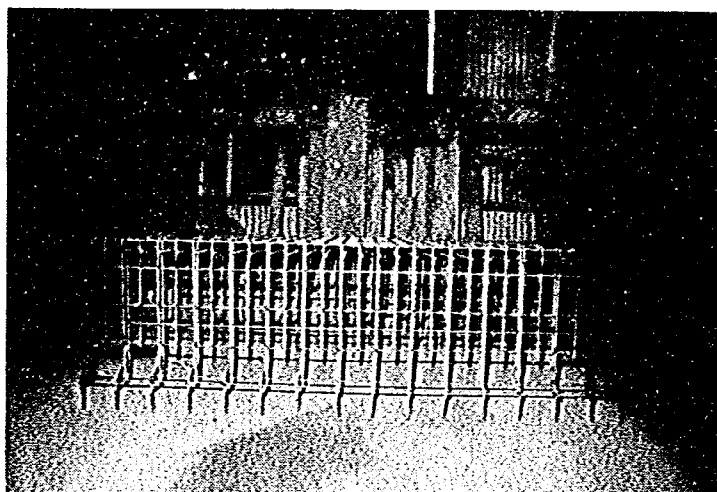


写真 3-15 供試体配筋（実験ケース 4）

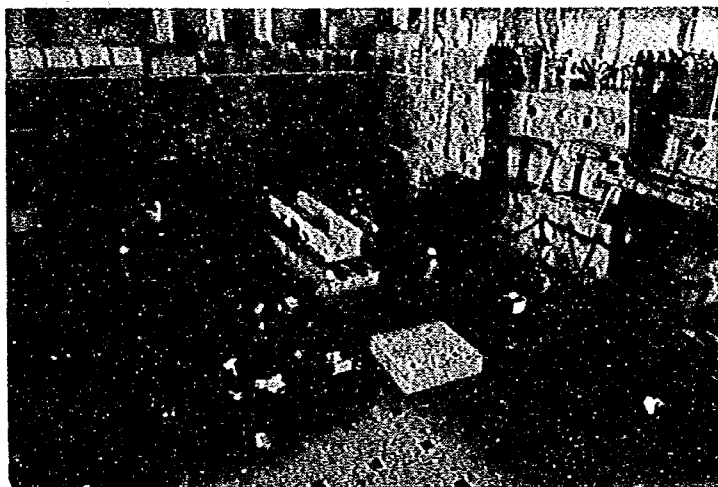


写真 3-16 供試体設置状況（実験ケース 4）

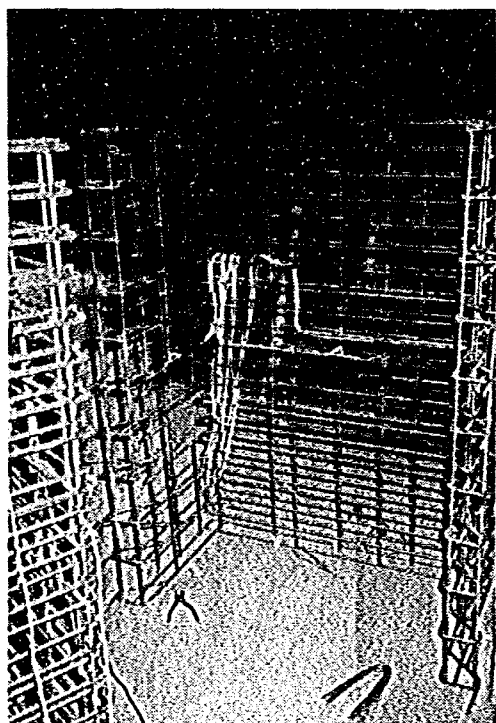


写真 3-17 鉄筋のひずみゲージ



写真 3-18 コンクリート表面のひずみゲージ

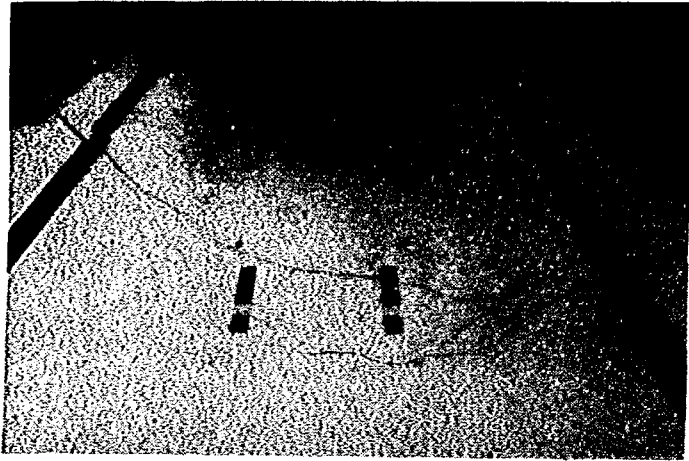


写真 3-19 離脱防止装置のひずみゲージ

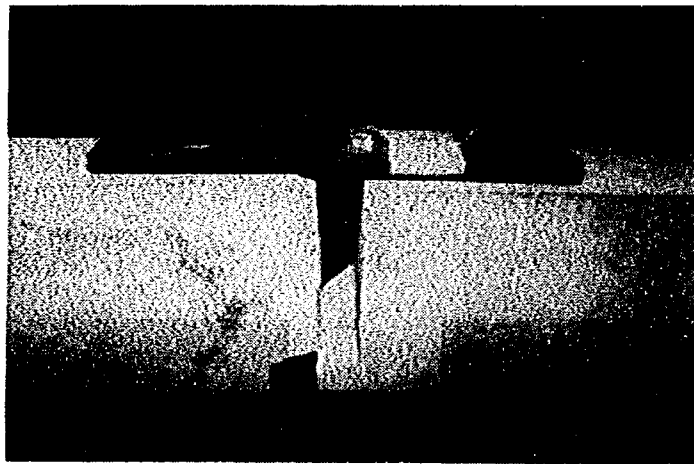


写真 3-20 離脱防止装置のひずみゲージ

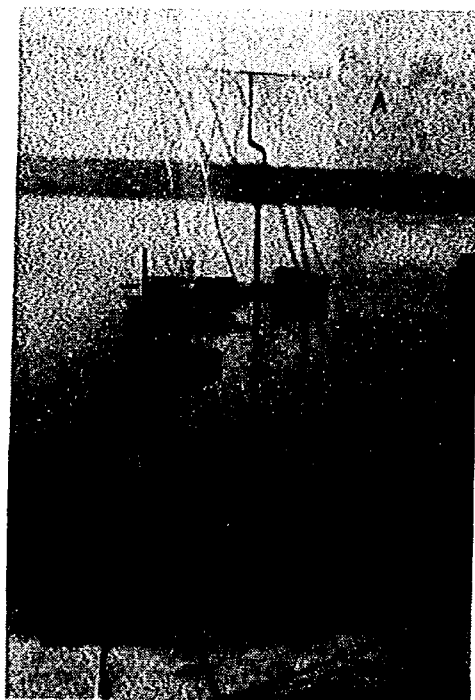


写真 3-21 継目部の相対変位測定用変位計

4. C A Bに対する地震の影響および载荷条件

4.1 C A Bに対する地震の影響

4.1.1 縦断方向に作用する地震力

(1) 軸 力

C A Bのような線状地中構造物は、地震時に周辺地盤の中で、独自の振動をすることはなく、基本的に周辺地盤の振動に伴って運動すると考えられる。しかしながら、C A Bは、一函の長さが、1.5 m程度と短いため、地震時に地盤に生じる変形がある程度以上大きくなると、C A B表面と地盤間には滑りが生じるようになる。このため、C A Bの縦断方向に作用する地震力の上限値は、次式により推定することができる。

$$P = D \cdot \ell \cdot \tau_0 \quad (4-1)$$

ここに

P : 地盤からC A Bに作用する地震力の上限値 (t)

D : 地盤に接するC A Bの単位長さ当りの外周長 (m)

ℓ : C A Bの1エレメントの長さ (m)

τ_0 : C A Bの外周に作用する単位面積当りの摩擦力 (t/m²)

式(4-1)において単位面積当りの摩擦力 τ_0 は、一般に次式により求められる。

$$\tau_0 = C + K \sigma_v \tan \phi \quad (4-2)$$

ここに

C : 土の粘着力 (t/m²)

ϕ : 土の内部摩擦角

K : 静止土圧係数

σ_v : 有効鉛直応力 (t/m²)

粘着力 C の値としては、一般に表4-1の値を目安とすることができる。

ここでは、C A B周辺の地盤条件として、N値4～8程度の粘性土(土の内部摩擦角 $\phi = 0$)を想定し、 $C = 3$ (t/m²)と見込むこととする。このようにすると、馬喰町タイプのC A Bの場合には、

$$\left. \begin{aligned} D &= 1.03 \text{ m} + 2 \times 0.72 \text{ m} = 2.47 \text{ m} \\ \ell &= 1.5 \text{ m} \end{aligned} \right\} \quad (4-3)$$

となり、C A Bに作用する軸方向の地震力 P の上限値は、式(4-1)、(4-2)および(4-3)より以下のようになる。

$$\begin{aligned} P &= D \cdot \ell \cdot \tau_0 \\ &= 2.47 \text{ m} \times 1.5 \text{ m} \times 3 \text{ t/m}^2 \\ &= 11.1 \text{ t} \end{aligned} \quad (4-4)$$

(2) ほぞに生じる相対変位

地盤が、C A Bの長手方向に沿って、 ϵ_G だけ変形した場合には、ほぞに生じる相対変位量（抜け出し量）は、以下ようになる。

$$\begin{aligned}\Delta l &= (\epsilon_G - \epsilon_c) \times l \\ &\approx \epsilon_G \times l\end{aligned}\quad (4-5)$$

ここに

- Δl : ほぞに生じる相対変位 (m)
 l : C A Bの1エレメントの長さ (m)
 ϵ_G : 地震時の地盤ひずみ
 ϵ_c : C A Bに生じるひずみ

ここで、地震時の地盤ひずみとしては、以下のように推定した。

$$\epsilon_G = \nu_1 \times \nu_2 \times \nu_3 \times \epsilon_0 \quad (4-6)$$

ここに

- ν_1 : 地域別補正係数で、地域区分に応じて表4-2の値とする
 ν_2 : 地盤別補正係数で、地盤種別に応じて表4-3の値とする
 ν_3 : 液状化補正係数で、液状化可能性の度合いに応じて表4-4の値とする。
 ϵ_0 : 地震時地盤ひずみの基準値で、 $\epsilon_0 = 1\%$ とする。

ここでは、 $\nu_1 = 1.0$ （地域区分A）、 $\nu_2 = 1.2$ （4種地盤）、 $\nu_3 = 1.5$ （液状化可能性区分2）の条件を想定すると、継手の抜け出し量は、式（4-5）、（4-6）より、以下ようになる。

$$\begin{aligned}\epsilon_G &= \nu_1 \times \nu_2 \times \nu_3 \times \epsilon_0 \\ &= 1.0 \times 1.2 \times 1.5 \times 1\% \\ &= 1.8\%\end{aligned}\quad (4-7)$$

$$\begin{aligned}\Delta l &= \epsilon_G \times l \\ &= 1.8\% \times 1.5 \text{ m} \\ &= 0.027 \text{ m} \\ &\approx 3 \text{ cm}\end{aligned}\quad (4-8)$$

したがって、ほぞ部の構造は、最大3 cmまでの抜け出しに耐えられるよう図4-1に示すようにした。

なお、上記に加えて過度の抜け出し、および相隣るC A B間の相対的な沈下、浮上がり、蛇行等を防止するために図4-2に示すような離脱防止装置を4箇所に取り付けるものとした。離脱防止装置の断面寸法は以下のとおりに定めた。

移動可能量 : 常時の密着した位置から20mm抜け出しを許す。

断面力 : 隣接する1エレメント分の軸方向力が当該C A Bに作用することを見込む。

断面寸法を厚さ9 mm、幅44mmとすると、引張応力は以下ようになる。

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P}{4 A_P} = \frac{11,100 \text{ kg}}{4 \times 0.9 \text{ cm} \times (4.4 - 2.2) \text{ cm}} \\ &= 1,402 \text{ kg/cm}^2 < 1,400 \text{ kg/cm}^2 \times 1.7 = 2,380 \text{ kg/cm}^2 \quad (4-9)\end{aligned}$$

ボルト径 : M20とするとボルトのせん断応力は以下ようになる。

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P}{4 A_B} = \frac{11,100 \text{ kg}}{4 \times \pi / 4 \times 1.8376^2 \text{ cm}^2} \\ &= 1,046 \text{ kg/cm}^2 < 800 \text{ kg/cm}^2 \times 1.7 = 1,360 \text{ kg/cm}^2 \quad (4-10)\end{aligned}$$

4.1.2 横断方向に作用する地震力

共同溝の耐震設計法（応答変位法）に準じて，C A Bの横断方向に作用する地震力を求めることとする。ここで，地盤としては，図4-3に示すように基盤上にせん断弾性波速度 $V_{Ds} = 120 \text{ m/sec}$ 程度を持つ沖～洪積地盤が厚さ50m程度に一樣に堆積した地盤を想定した。道路橋示方書耐震設計編によれば，せん断弾性波速度 V_{Ds} と N 値の関係は次のように与えられる。

$$V_{Ds} = \begin{cases} 0.8 \times 100 N^{\frac{1}{3}} & (\text{粘性土の場合}) \\ 0.8 \times 80 N^{\frac{1}{3}} & (\text{砂質土の場合}) \end{cases} \quad (4-11)$$

式(4-7)によれば， $V_{Ds} = 120 \text{ m/sec}$ と見込むことは，粘性土の場合には， $N \div 5$ ，砂質土の場合には， $N \div 7$ 程度の地盤をそれぞれ見込むことに相当し，C A Bの耐震性を検討する上では，厳しい条件を設定していると考えられることができる。

応答変位法によれば，曲げモーメントおよびせん断力は，以下の手順により求めることができる。

a) 表層地盤の固有周期 T_s

表層地盤の固有周期 T_s は，表層地盤の厚さ H およびせん断弾性波速度 V_{Ds} から以下のように求められる。

$$T_s = \frac{4H}{V_{Ds}} = \frac{4 \times 50 \text{ m}}{120 \text{ m/sec}} = 1.67 \text{ sec} \quad (4-12)$$

b) 地盤振動の波長 L

地盤振動の波長 L は，以下のように求められる。

$$L = \frac{2L_1 L_2}{L_1 + L_2} \quad (4-13)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} L_1 &= V_{Ds} \cdot T_s = 120 \times 1.67 = 200 \text{ m} \\ L_2 &= V_{Bs} \cdot T_s = 300 \times 1.67 = 500 \text{ m} \end{aligned} \right\} \quad (4-14)$$

ここに

V_{BS} : 基盤のせん断弾性波速度 ($= 300 \text{ m/sec}$)

よって

$$L = \frac{2 \times 200 \times 500}{200 + 500} = 286 \text{ m} \quad (4-15)$$

c) 地盤振動の変位振幅 U_h

地盤振動の変位振幅は、以下のように求められる。

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} S_v \cdot T_s \quad (4-16)$$

ここに

S_v : 応答速度 (cm/sec) (図 4-4 参照)

T_s : 表層地盤の固有周期 (sec)

式 (4-16) および図 4-4 から U_h は以下ようになる。

$$\begin{aligned} U_h &= \frac{2}{\pi^2} \times 24 \times 1.67 \\ &= 8.12 \text{ cm} \end{aligned}$$

d) 地盤と C A B を結ぶばね定数

管軸直角方向のばね定数 K_2 は次式で与えられる。

$$K_2 = C_2 \cdot G_s = C_2 \frac{\gamma_t}{g} V_{DS}^2 \quad (4-18)$$

ここに

C_2 : 地盤の剛性係数に対する定数 (一般には 1.0 としてよい)

G_s : 地盤のせん断剛性 (t/m^2)

γ_t : 地盤の単位体積重量 (t/m^3)

g : 重力加速度 $= 9.8 \text{ m/sec}^2$

V_{DS} : せん断波速度 (m/sec)

いま、 $\gamma_t = 1.8 \text{ t/m}^3$ 程度と見込んで式 (4-18) に代入すると管軸直角方向のばね係数 K_2 は次のようになる。

$$\begin{aligned} K_2 &= 1.0 \times \frac{1.8}{9.8} \times 120^2 \\ &= 2,640 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

e) 曲げモーメント

C A B に生じる曲げモーメント M_h は、次式で与えられる。

$$M_h = \alpha_2 \frac{4 \pi^2 E I}{L^3} U_h \quad (4-20)$$

ここで、 α_z は、軸直角方向の伝達率で次式で与えられる。

$$\alpha_z = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_z L}\right)^4} \quad (4-21)$$

ここで

$$\lambda_z = \sqrt[4]{\frac{K_z}{EI}} = \sqrt[4]{\frac{2,640}{1.04 \times 10^5}} = 0.4 \text{ 1/m} \quad (4-22)$$

E : コンクリートの弾性係数 ($3.0 \times 10^6 \text{ t/m}^2$)

I : 水平面内の断面2次モーメント (0.03472 m^4)

L : 地盤振動の波長 (286m)

$$\lambda_z L = 0.4 \text{ 1/m} \times 286 \text{ m} = 114$$

式(4-21)に代入すると

$$\alpha_z = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{114}\right)^4} \div 1.0 \quad (4-23)$$

よって、継目のない場合に、CABに生じる曲げモーメント M_h は、次のようになる。

$$\begin{aligned} M_h &= \alpha_z \frac{4\pi^2 EI}{L^2} U_h \\ &= 1.0 \times \frac{4\pi^2 \times 1.04 \times 10^5}{286^2} \times 8.12 \times 10^{-2} \\ &= 4.08 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned} \quad (4-24)$$

f) せん断力

CABに生じるせん断力 Q_h は、次式で与えられる。

$$\begin{aligned} Q_h &= \alpha_z \frac{8\pi^3 EI}{L^3} U_h \\ &= 1.0 \times \frac{8\pi^3 \times 1.04 \times 10^5}{286^3} \times 8.12 \times 10^{-2} \\ &= 0.09 \text{ t} \end{aligned} \quad (4-25)$$

4.2 載荷条件

以上に示したような地震時にCABに生じると考えられる地震力を基本として、実験では、この3倍程度の地震力を載荷し、CABの耐震性を検討することとした。地震力を前節で推定した値の3倍程度まで増加させたのは、前節の推定に用いた仮定を超えた地震が発生した場合を想定したことに相当している。なお、実験ケース3では、式(4-8)に示したように隣接するCABのはぞが、密着した状態から20mm以上の抜け出しが生じた段階で離脱防止装置が正しく機能するかどうかを検討するものである。

したがって、実験では、変位制御により変位を加えて、離脱防止装置の作動性を検討することとした。

各ケースとも、振動数 0.5 Hz の正弦波による 10 回の動的載荷を基本としたが、この他にも、振動数を変化させた載荷実験も適宜行った。なお、動的載荷の場合に載荷振動数として 0.5 Hz を基本としたのは、前節に示したように、対象とした地盤の固有周期 T_s が 1.67 秒（振動数 $f=0.6$ Hz）となることを考慮したためである。また、動的載荷を行う前に供試体および治具のなじみをよくするために静的な載荷を行った。

実験ケース 1～4 の載荷条件は以下の通りである。

1) 実験ケース 1. (図 4－5 参照)

a) 静的載荷

5 t 刻みで 5 t～20 t まで正負交番で静的載荷を行った。

b) 動的載荷

振動数を 0.5 Hz とし、5 t 刻みで、5 t～35 t までの動的載荷を各 10 回行った。この他に荷重を 35 t に固定したままで、振動数を 1 Hz, 2 Hz, 3 Hz と変化させた動的載荷も行った。

2) 実験ケース 2. (図 4－6 参照)

a) 静的載荷

2.5 t 刻みで、2.5 t～10 t まで正負交番の静的載荷を行った。

b) 動的載荷

振動数を 0.5 Hz とし、5 t 刻みで 5 t～21 t までの動的載荷各 10 回を行った。

3) 実験ケース 3. (図 4－7 参照)

a) 静的載荷

圧縮方向については、5 t 刻みで 5 t～35 t まで、また、引張方向については、2 t 刻みで 2 t～4 t まで、それぞれ、静的載荷を行った。

b) 動的載荷

1 箇所のはぞでは、常時の密着した状態から $\Delta \ell_1 = 20$ mm 以上の抜け出しが生じた段階で離脱防止装置が作用するようになっている。供試体では、C A B 3 体を連結しているため、はぞが 2 箇所ある。このため常時の密着した状態から $\frac{\Delta \ell_1}{2} @ 2 = 20$ mm 引張り、ここを中立点として ± 20 mm の変位振幅で 10 回の動的載荷を行った。振動数は、0.5 Hz の他に、0.2, 0.3, 0.6, 1 Hz と変化させた。

4) 実験ケース 4. (図 4－8 参照)

a) 静的載荷

0.2 t 刻みで、0.2 t～2 t まで正負交番の静的載荷を行った。

b) 動的載荷

振動数を 0.5 Hz とし、1 t～2 t までの動的載荷各 10 回を行った。振動数は、0.5 Hz の他に、1, 2, 3 Hz と変化させた。

以上から、C A B に作用すると考えられる地震力と実験上 C A B に作用させる最大荷重（動的載荷）をまとめると表 4－5 のようになる。

表 4 - 1 粘着力 C の目安

N 値	粘 着 力 C
0 ~ 2	1 t / m ²
2 ~ 4	2 "
4 ~ 8	3 "

表 4 - 2 地 域 別 補 正 係 数 ν_1

地域区分	補正係数 ν_1	対 象 地 域
A	1.0	下記 2 地域以外の地域
B	0.85	「多雪区域、風の速度圧及び地盤が著しく軟弱な区域を特定行政庁が定める基準並びに水平震度の数値を減らす基準」(昭和27年7月25日建設省告示第1074号) 第4項 (水平震度の数値を減らす基準) 第2表中(三)に掲げる地域
C	0.7	「多雪区域、風の速度圧及び地盤が著しく軟弱な区域を特定行政庁が定める基準並びに水平震度の数値を減らす基準」(昭和27年7月25日建設省告示第1074号) 第4項 (水平震度の数値を減らす基準) 第2表中(一)および(二)に掲げる地域

表 4 - 3 地盤別補正係数 ν_2

地盤種別	1 種	2 種	3 種	4 種
補正係数 ν_2	0.9	1.0	1.1	1.2

表 4 - 4 液状化補正係数 ν_s

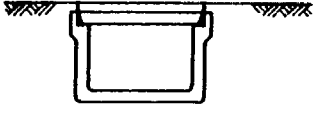
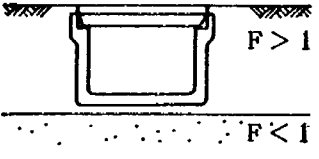
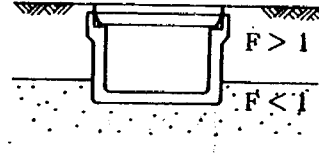
液状化可能性の区分	補正係数 ν_s	適 用	図 解
1	1.0	液状化抵抗指数 PL の値が15未満の場合	
2	1.5	液状化抵抗指数 PL の値が15を超え、キャブが液状化抵抗率 FL の値が1.0を超える土層中に設置される場合	
3	2.0	液状化抵抗指数 PL の値が15を超え、キャブが液状化抵抗率 FL の値が1.0以下の土層中に設置される場合	

表 4 - 6 実験上 CAB に作用させる荷重もしくは変位

実験ケース	CAB に作用すると考えられる地震力④	静的に CAB に作用させる最大荷量	動的に CAB に作用させる最大荷量⑤	⑤/④	载荷制御方式
ケース 1	11.1 t	20 t	35 t	3.2	荷重制御
ケース 2	$M = 4.08 \text{ t} \cdot \text{m}$ ($P = 6.8 \text{ t}$) [*]	$M = 6 \text{ t} \cdot \text{m}$ ($P = 10 \text{ t}$) [*]	$M = 12.6 \text{ t} \cdot \text{m}$ ($P = 21 \text{ t}$) [*]	3.1	荷重制御
ケース 3	11.1 t 相対変位 $\pm 10 \text{ mm}$ (離脱防止装置)	圧縮 35 t 引張 4 t	相対変位 $\pm 10 \text{ mm}$ (離脱防止装置)	—	静的: 荷重制御 動的: 変位制御
ケース 4	0.09 t	2 t	2 t	22.2	荷重制御

^{*} 当該曲げモーメントを生じさせるのに必要な水平力

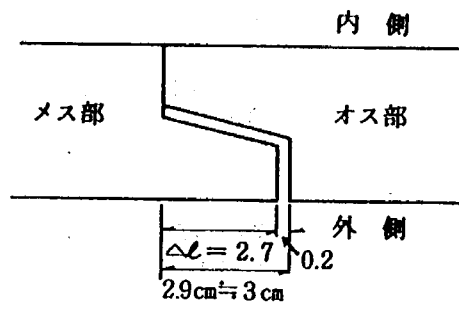
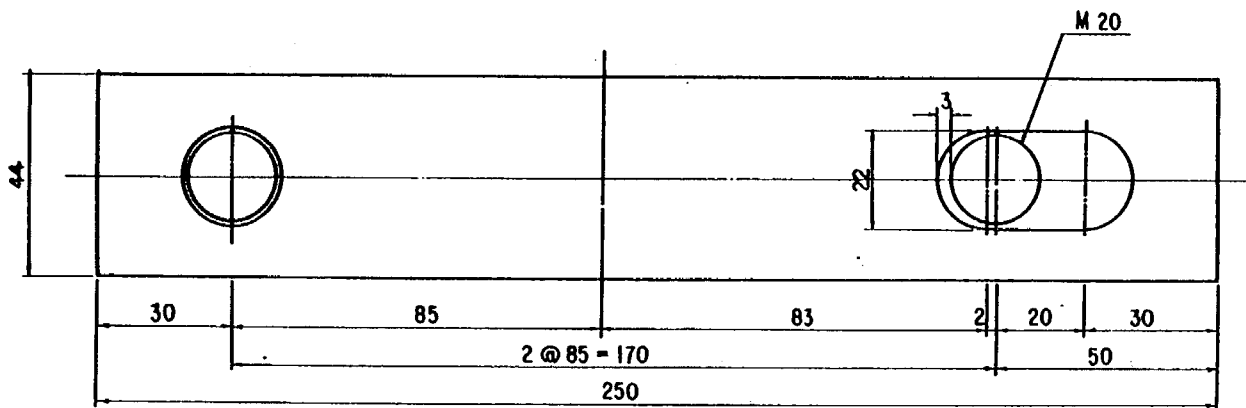


図4-1 ほぞの長さ



44 x 250 x 9

図4-2 離脱防止装置

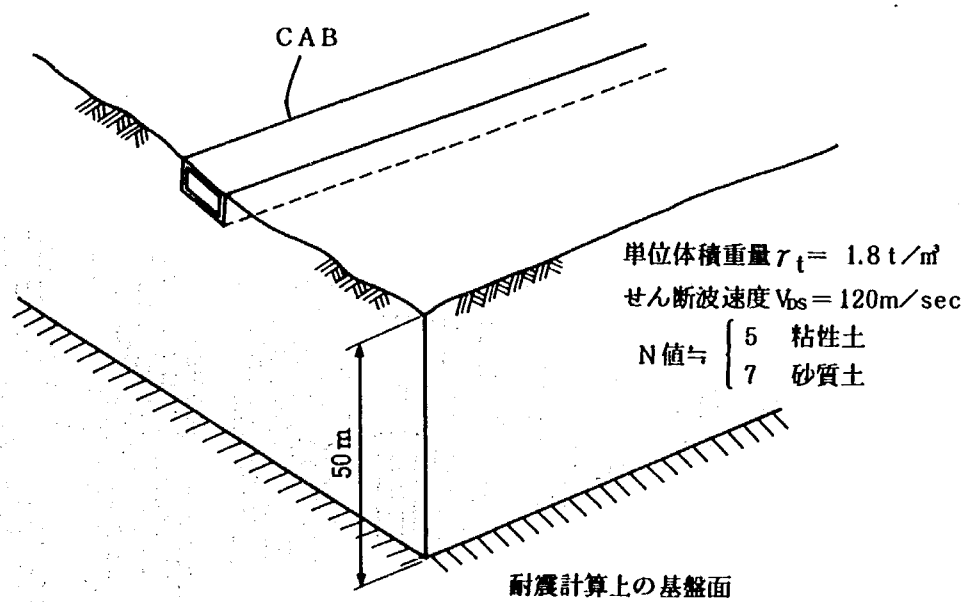


図4-3 検討対象とする地盤条件（一様地盤部）

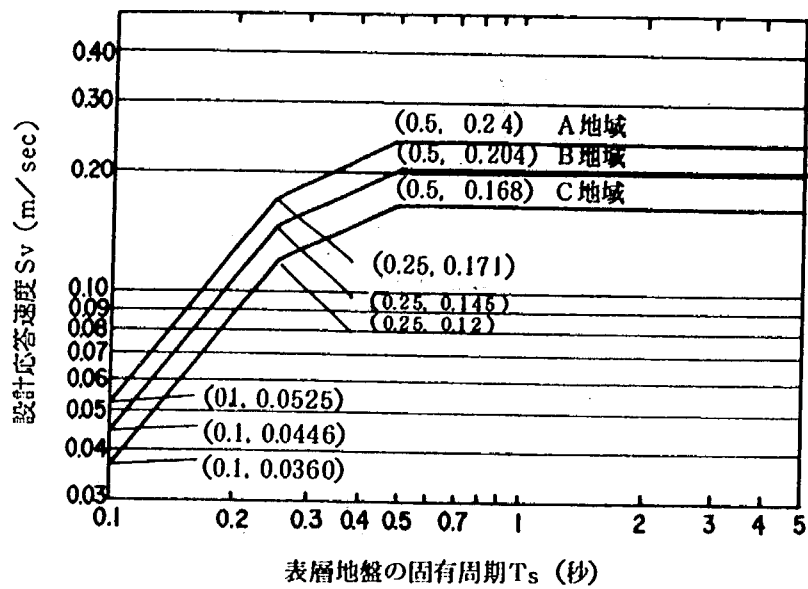
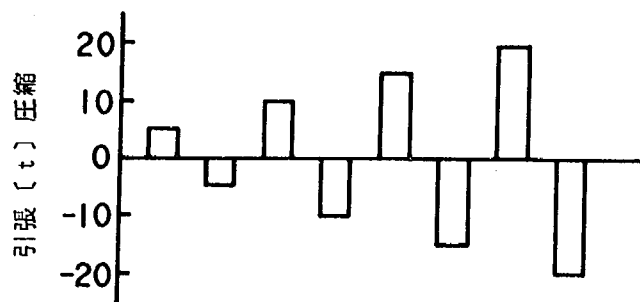
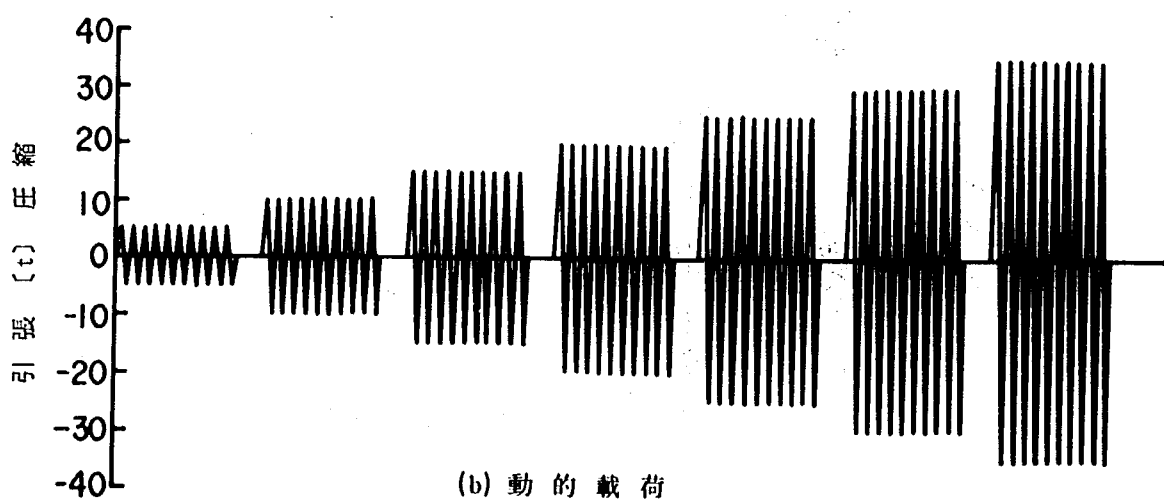


図4-4 設計応答速度 S_v



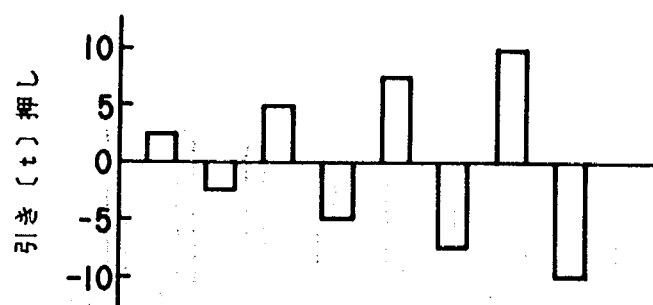
(a) 静的载荷



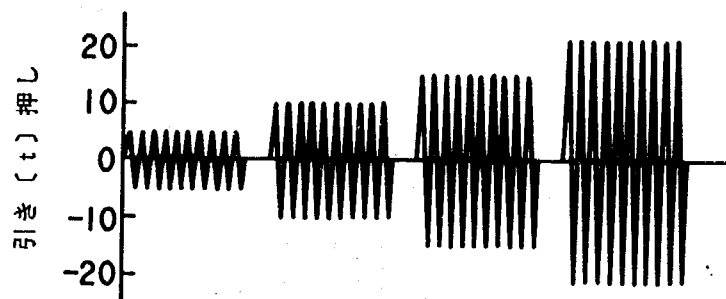
(b) 動的载荷

(各荷重段階正弦波10波、振動数0.5Hz、ただし、 ± 35 tについては、振動数1, 2, 3 Hzについても行った。)

図4-5 载荷荷重履歴 (実験ケース1)

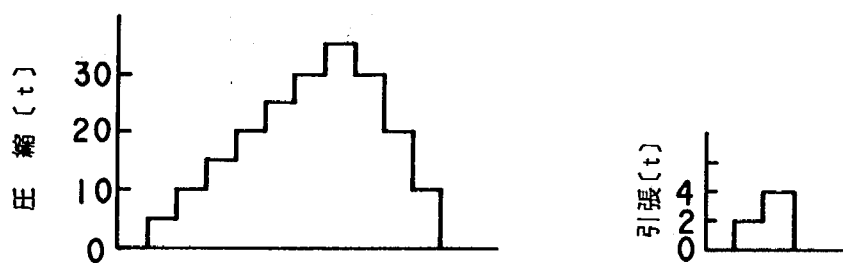


(a) 静的 載 荷

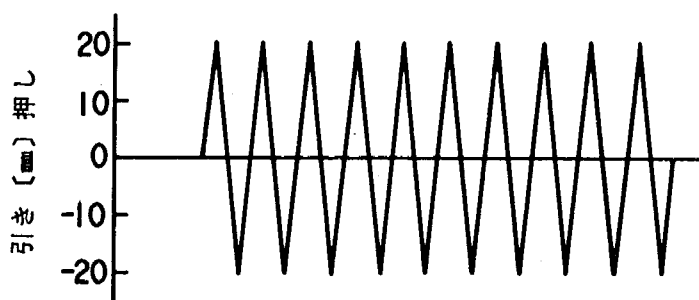


(b) 動的 載 荷
(各荷重段階正弦波10波, 振動数0.5Hz)

図 4 - 6 載荷荷重履歴 (実験 ケース 2)

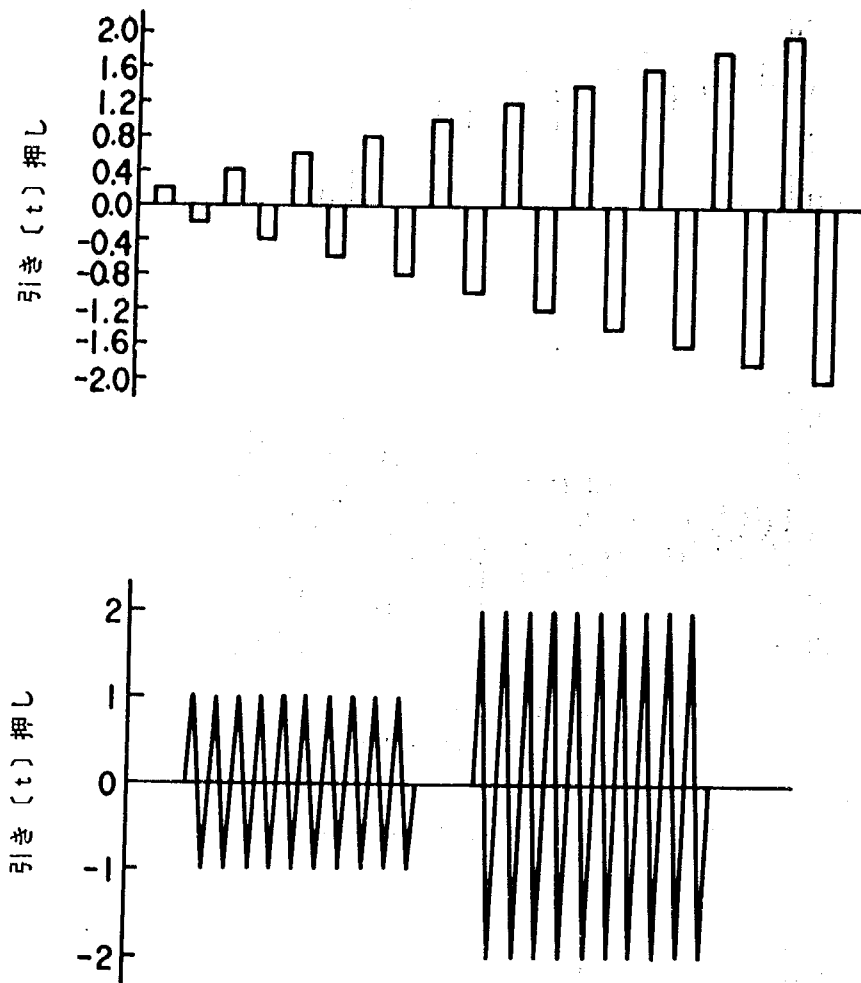


(a) 静的 載 荷



(b) 動的 載 荷
(正弦波10波, 振動数0.2, 0.3, 0.5, 0.6, 1 Hz)

図 4 - 7 荷重載荷履歴 (実験 ケース 3)



(b) 動的 載 荷
 (各荷重段階正弦波10波, 振動数 0.5 Hz, ただし,
 土 2 については, 1, 2, 3 Hz についても行なった。)

図 4 - 8 載荷荷重履歴 (実験 ケース 4)

5. 実験結果およびその検討

5.1 実験結果

5.1.1 実験ケース1.

(1) 静的載荷実験

静的載荷時により得られたC A B軸方向の荷重と変位の関係を示すと図5-1のようになる。ただし、ここに示す変位は、加振負荷装置で測定した変位であり、C A B供試体のみの変形量だけではなく、載荷ロッド等の変形量も含んだものとなっていることに注意しなければならない。供試体本来の変形量は、以下に示すひずみの測定結果によれば、図5-1に示した値の $\frac{1}{10}$ 程度である。

図5-2(a)および(b)は、鉄筋およびコンクリート表面のひずみの測定結果を示したものである。図中には、後述する計算により求めたひずみの値も比較のために示している。

なお、静的載荷実験の段階では、供試体にクラック、欠損等の変状は認められなかった。

(2) 動的載荷実験

図5-3は、動的載荷（加振振動数0.5Hz）による荷重および変位の履歴曲線を示したものである。ここで、変位については上記静的載荷実験と同じく加振負荷装置によって計測したものであり、C A B供試体の変形以外に治具の変形も含んでいる。また図5-4(a)および(b)は、動的載荷時に生じた鉄筋およびコンクリート表面のひずみの最大値と荷重振幅との関係を示したものである。これによれば、鉄筋ひずみおよびコンクリート表面のひずみともに、測定箇所（図3-24参照）による違いは大きなものではなく、C A Bが全体として一様に伸縮していることを示している。

地震時に想定される11.1 tを作用させた段階では、鉄筋およびコンクリート表面のひずみはともに20 μ 程度である。これは、応力度に直すと、鉄筋では、40kg/cm²、コンクリートでは5kg/cm²程度の値であり、大きな値ではない。一方、地震時に想定される荷重の3倍の35 tを動的に載荷した場合には、鉄筋およびコンクリートに生ずるひずみ、応力度は、上記の値のそれぞれ3倍程度に増加する。

図5-4(a)および(b)を上記静的実験により得られた図5-2(a)および(b)と比較すると、両者の間には、ほとんど差異は、認められない。これは、C A Bに生じる変形が静的載荷と動的載荷（振動数0.5Hz）では、変化しないことを示しているが、このような点をさらに検討するために、この結果を載荷振動数を1, 2, 3 Hzと増加させた場合の鉄筋およびコンクリートの歪（載荷荷重±35 tの場合）と比較して示した結果が図5-5(a)および(b)である。これによっても、載荷振動数による鉄筋およびコンクリート表面のひずみの変化は認められない。

図5-6(a)~(g)および写真5-1~写真5-3は、動的載荷の各段階が終わった後における供試体の状況を示したものである。これによれば、地震時に想定される荷重11.1 tを超えて、15 tに至るまで、変状は見られない。載荷荷重が15 tに至ると、コンクリート厚の薄いノックアウト部分

（無筋）にヘアークラックが入り始め、荷重を20 t, 25 t, 30 tと増加させるに従って、ごくわずかずつクラックが進展していくのが認められる。また、荷重が35 tに達するとノックアウトの上隅

およびノックアウト直下の本体底面にヘアークラックが入るのが認められた。なお、実験対象としたのは、中央の 1.5 m の部分であり、この両側の取付け用の端部は、中央の実験対象部分よりも鉄筋で補強しており、実験上、対象としてはいないが、この部分においては、荷重が 15 t の段階でクラックが生じている。これは、治具取付け用隔壁の存在による応力集中のためと考えられる。

5.1.2 実験ケース 2

(1) 静的載荷実験

図 5-7 は、静的載荷実験による C A B 軸直角方向の荷重と変位（加振負荷装置による測定値）の関係を示したものである。両者の履歴曲線は右上りの台形状となっている。これは、線系ばね系と摩擦抵抗系が重なった場合に生じる履歴を表わしており、底面における供試体と支持台との間の摩擦の影響によると考えられる。

静的載荷では、正負交番で 10 t までの荷重（曲げモーメントにすると $6 \text{ t} \cdot \text{m}$ ）を作用させているが、各載荷段階ごとの供試体の状況は、図 5-8(b)~(d) に示す通りである。ただし、本実験では、図 5-8(a) に示すように供試体の据付時に取付け端部において治具固定位置近くの底版および側壁に小さなヘアークラックが生じた。これは、供試体寸法が長いため、据付調整時に供試体にやや無理な力が作用したものと考えられる。図 5-8(b) によれば、2.5 t（曲げモーメント $1.5 \text{ t} \cdot \text{m}$ ）を載荷した段階でノックアウト部分にヘアークラックが発生した他は、地震時に想定される 6.8 t

（曲げモーメント $4.08 \text{ t} \cdot \text{m}$ ）までの荷重に対して、供試体には、変状は生じていない。また、荷重が 7.5 t（曲げモーメント $4.5 \text{ t} \cdot \text{m}$ ）に達した段階で、取付け治具の位置から斜めクラックが発生した。このヘアークラックは、荷重を 10 t（曲げモーメント $6 \text{ t} \cdot \text{m}$ ）に上げた段階でさらに進展するのが、認められたが、これは、以下の理由により、純曲げを作用したことによる曲げクラックとは考えられない。すなわち、本実験では C A B 供試体に純曲げが作用した場合の C A B の耐震性を検討するために行ったものであり、C A B に純曲げを作用させるために 1.5 m の間隔で 2 点載荷した。したがって、想定した通りに純曲げによる引張りクラックが生じるとすれば、C A B 側壁に上下方向にクラックが入るはずである。これに対して、実験で生じたヘアークラックは、治具取付け位置を起点として斜め上に向かって進展しており、これは、曲げに伴う引張りクラックではない。C A B 側壁に治具を取付けるに際しては、図 3-9 に示したように、この部分を特に補強していない。このため、載荷に伴ない治具取付け位置から押し抜きせん断型のヘアークラックが入ったものと考えられる。

なお、静的載荷実験時には、記録計（アンプ）の不調のため、鉄筋およびコンクリート表面のひずみは、正しく得られなかったため、ここでは省略する。

(2) 動的載荷実験

図 5-9 は、動的載荷による荷重と変位（加振負荷装置による測定値）の履歴曲線を示したものである。動的載荷実験による荷重～変位の履歴曲線は、上述した静的載荷実験の結果と基本的に同じであり、底面の摩擦の影響により台形状をしている。図 5-10(a)~(c) は、鉄筋およびコンクリート表面のひずみを示したものである（図中には、後述する解析結果も示している）。これによれ

ば、地震時に想定される荷重の3倍に相当する21 t（曲げモーメント 12.6 t・m）を動的に作用させた場合の鉄筋およびコンクリート表面のひずみはともに、約70 μ 程度であり、応力度にすると、鉄筋では150 kg/cm²およびコンクリート表面では20 kg/cm²程度に過ぎない。

動的載荷実験の各載荷段階における供試体の状況は、図5-8(e)に示す通りであり、載荷荷重を5 t（曲げモーメント 3 t・m）、10 t（曲げモーメント 6 t・m）、15 t（曲げモーメント 9 t・m）と増大するにつれ、上述した静的載荷時に生じたノックアウト部分のヘアークラックがわずかに進行した他は変状は生じなかった。この時の供試体の様子は、写真5-4および写真5-5に示す通りである。

5.1.3 実験ケース3.

(1) 静的載荷実験

図5-11は、静的載荷実験におけるC A B軸方向に作用させた荷重と変位（加振負荷装置による計測値）の関係を示したものである。載荷時には、圧縮方向にはほぞで隣接するC A Bが相互に密着するように、また、引張方向には、離脱防止装置が作動ようになるまで、それぞれ、2 tの荷重をプレロードとして作用させた後、荷重を加えた。

図5-12(a)および(b)は、中央のC A Bにおける鉄筋およびコンクリート表面のひずみを示したものである（図中には、後述する解析値も比較のため示している）。これによれば、鉄筋およびコンクリート表面ともに全体としては同程度のひずみが生じているが、いずれも、側壁の上部位置におけるひずみの方が、側壁の下部および底版位置におけるひずみよりも大きくなっている。これは、C A Bが上に開断面となっており、上面に変形が生じやすいことに加えて、離脱防止装置も側壁上面に設置された方が底面に設置されたものよりもよく利いていたのではないかと考えられる。なお、静的載荷実験では供試体本体およびほぞ部分には、変状は生じなかった。

(2) 動的載荷実験

図5-13、図5-14、図5-15および図5-16は、継手部における隣接C A B間の相対変位の履歴曲線を示したものであり、載荷振動数0.5 Hzの場合の他に、0.2 Hz、0.3 Hz、1 Hzの場合も示している。これによれば、履歴曲線は、いずれの場合もほぼ矩形状となっており、摩擦が作用した場合の振動系に特有な履歴曲線となっている。また、隣接するC A B間の相対変位が減少する方向に振動した場合には、ほぞが密着した瞬間にC A Bどうしの衝突が起きている。このため、履歴曲線の隅角部に乱れが生じているが、このような乱れは、振動数が高くなるほど大きくなっている。

図5-17は、継手の離脱防止装置の荷重～ひずみの履歴曲線（振動数0.5 Hz）を示したものである。相隣るC A Bが離れる方向に動き、離脱防止装置の遊びが零となった瞬間にひずみが生じ、それ以後、急激に減少するという衝撃に特有な履歴特性を有している。

図5-18(a)および(b)、および写真5-6、写真5-7は、動的載荷実験における供試体の状況を示したものである。本実験では、荷重は大きなものではないため、引張クラック等は、生じていないが隣接するC A Bどうしの衝突に伴ない、ほぞが部分的ではあるが、欠け落ちるのが認められた。ただし、量的には、わずかであり、耐震上問題となるような量ではない。

5.1.4 実験ケース 4.

(1) 静的載荷実験

図5-19は、静的載荷実験において中央のCABに軸直角方向の荷重を作用させた場合の荷重と変位（加振負荷装置による測定値）の関係を示したものである。CABの軸直角方向の変位は治具の変形を入れても0.1mm程度と非常に小さく、隣接するCABどうしは、ほぞが喰み合っているためほとんど相対移動を生じなかった。

図5-20および図5-21は、念のために、それぞれ鉄筋および離脱防止装置のひずみを示したものである。零点が多少ずれているが、当然ながら、歪はいずれにおいてもほとんど生じていない。

また、静的載荷時には、供試体にクラック、欠損等は認められなかった。

(2) 動的載荷実験

図5-22(a)~(d)は、動的載荷実験による中央のCABの軸直角方向の荷重と変位の関係を示したものである。振動数0.5Hzの他に1, 2, 3 Hz の場合も示しているが、荷重～変位の履歴曲線には、特に振動数による違いは、認められない。また、静的載荷実験の場合と同様に鉄筋および離脱防止装置のひずみは、ほとんど生じていない。動的載荷実験全体を通して供試体には、クラック、欠損等の変状は、認められなかった。

5.2 実験結果の検討

実験ケース1および2についてCABに作用させた荷重を基本にCABに生じる変形を推定すると以下ようになる。すなわち、実験ケース1では、CABに純引張および純圧縮が生じるように軸方向力Pを作用させているわけであるから、いまCABをコンクリート全断面有効の伸縮変形する棒としてモデル化すると、CABに生じる軸ひずみは以下ようになる。

$$\epsilon_c = \frac{P}{E_c A_c} \quad (5-1)$$

ここで

ϵ_c : CABに生じる軸ひずみ

P : 軸力[t]

E_c : コンクリートの弾性係数 ($= 3.25 \times 10^4$ t/m²)

A_c : コンクリートの断面積 ($= 0.2081$ m²)

同様に、実験ケース2の場合には、CABをコンクリート全断面有効の曲げ変形する梁としてモデル化すると、CABに生じる曲げひずみは、以下ようになる。

$$\epsilon_B = \frac{M}{E_c I_c} x = \frac{0.6P}{E_c I_c} x \quad (5-2)$$

ここで

ϵ_B : CABに生じる曲げひずみ

M : CABに作用させた曲げモーメント (t・m)

$$M = 0.6P \text{ (t・m)}$$

P : 載荷装置で作用させた荷重 (t)

E_c : コンクリートの弾性係数 ($= 3.25 \times 10^4 \text{ t/m}^2$)

I_c : 中立軸まわりのコンクリートの断面 2 次モーメント ($= 0.034724 \text{ m}^4$)

x : 中立軸からの距離 (m)

ここで、コンクリートの弾性係数は、3.1節で示したように $3.25 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ 程度と推定されるため、 E_c を $3.0 \times 10^4 \sim 3.5 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ の範囲で軸ひずみ ϵ_c を計算した結果が図5-2 (実験ケース1, 静的載荷の場合), 図5-4 (実験ケース1, 動的載荷の場合), 図5-10 (実験ケース2, 動的載荷の場合), および図5-12 (実験ケース3, 静的載荷の場合) である。これによれば式(5-1), (5-2)により求めた計算ひずみは、実測値とよく一致しており、実験ケース1および実験ケース2では、CABは、計算上予想される通りの変形を生じているといえることができる。

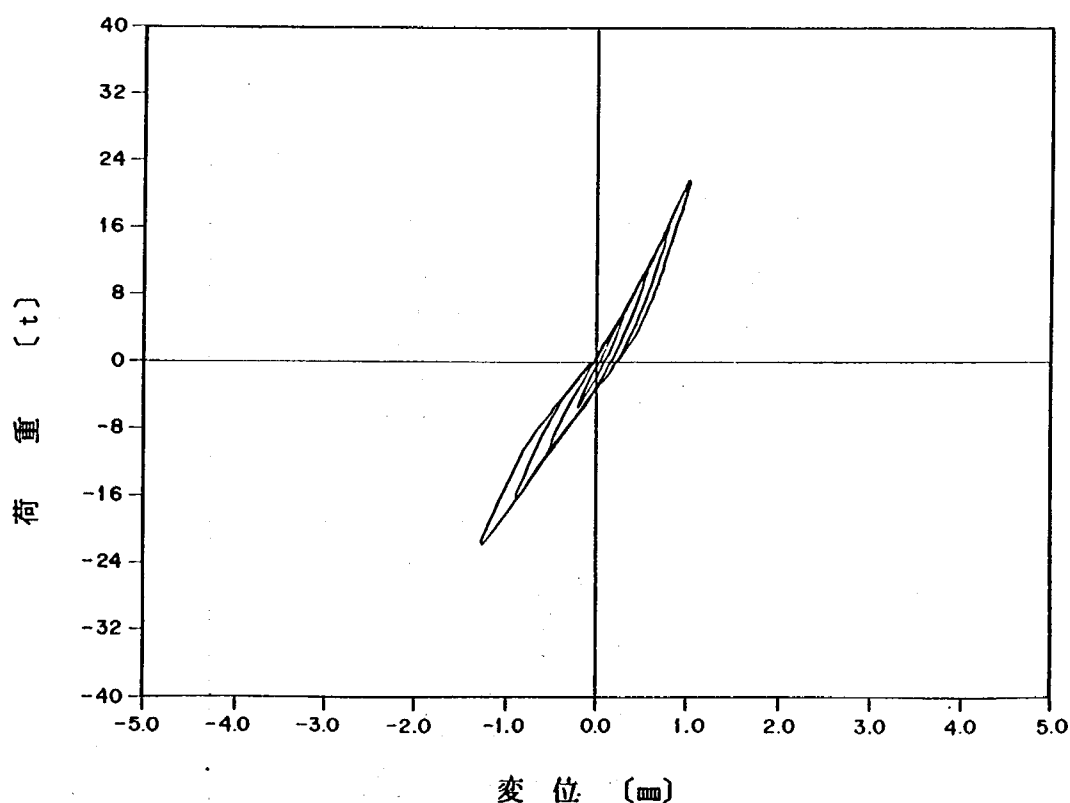


図5-1 静的に載荷した場合の荷重～変位の関係
(実験ケース1)

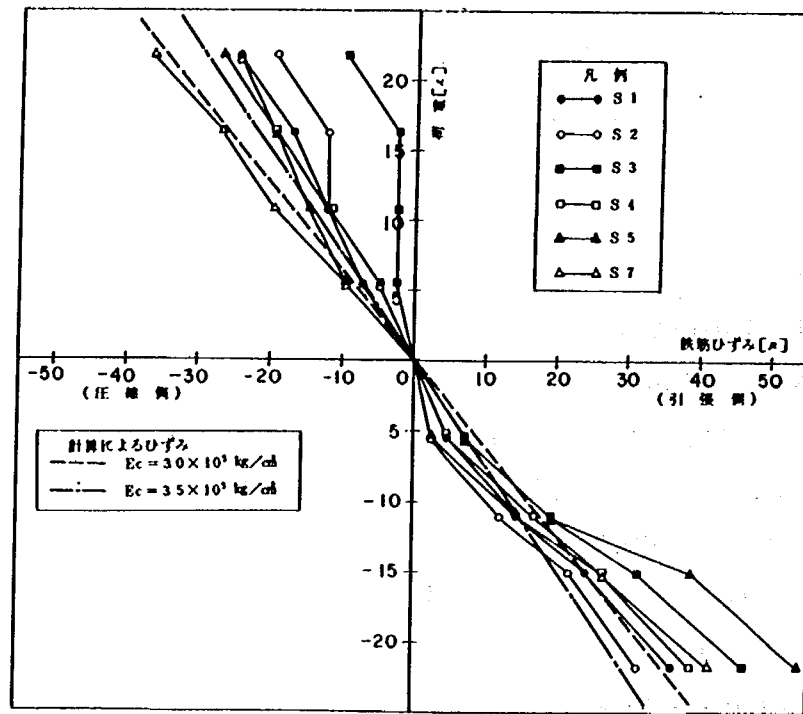


図 5 - 2 (a) 静的に載荷した場合の荷重～鉄筋ひずみの関係
(実験 ケース 1)

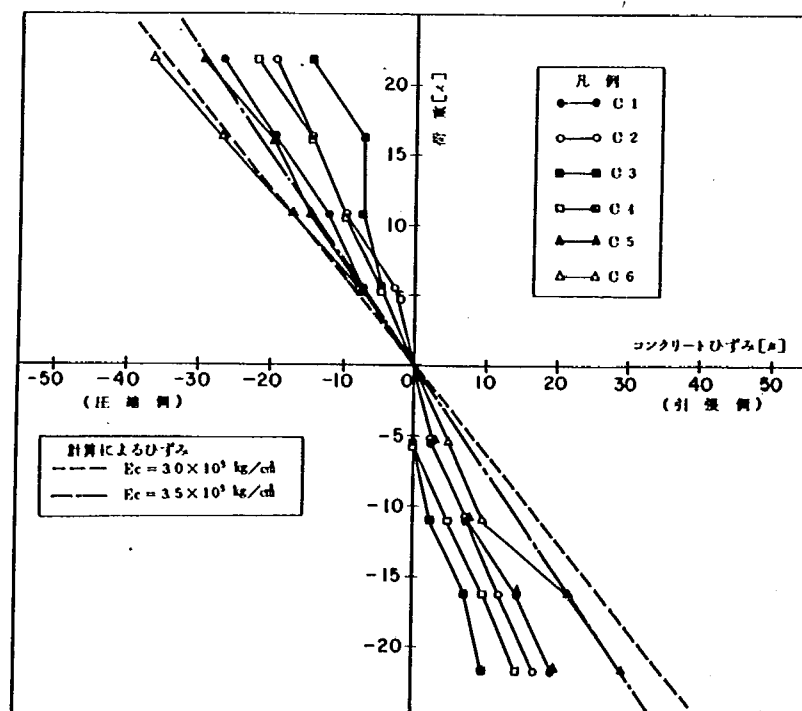


図 5 - 2 (b) 静的に載荷した場合の荷重～コンクリートひずみの関係
(実験 ケース 1)

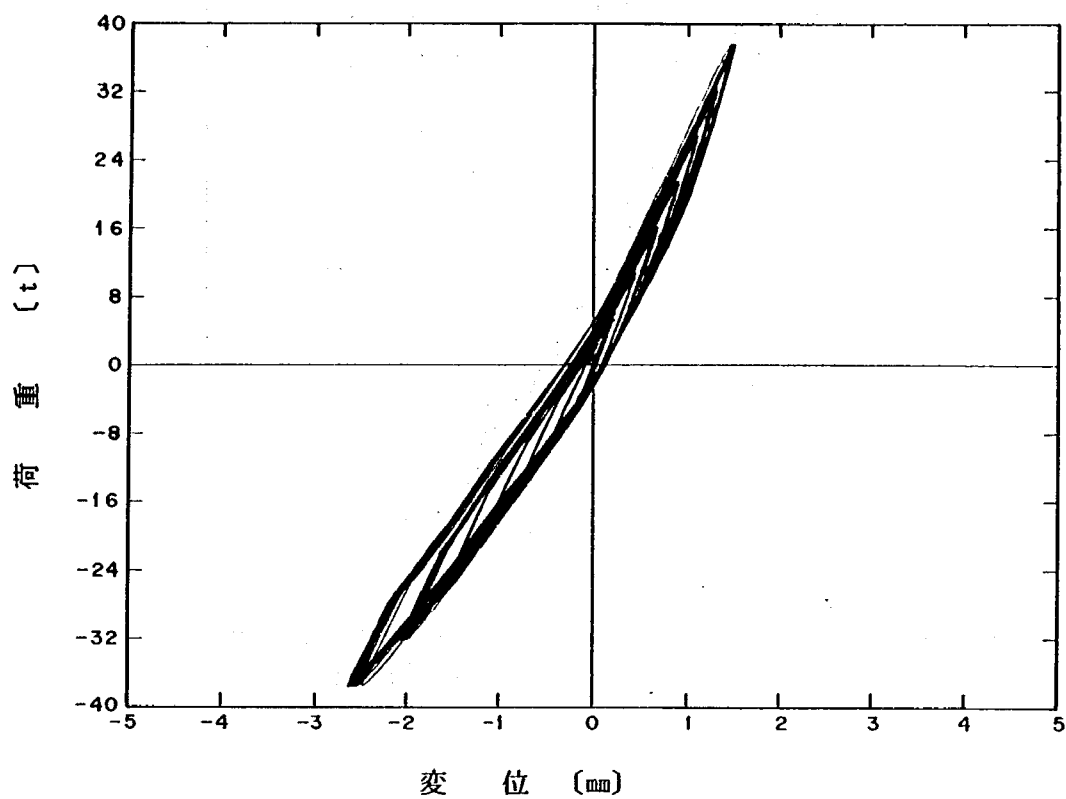


図 5 - 3 動的に載荷した場合の荷重～変位の関係（載荷振動数 0.5 Hz）

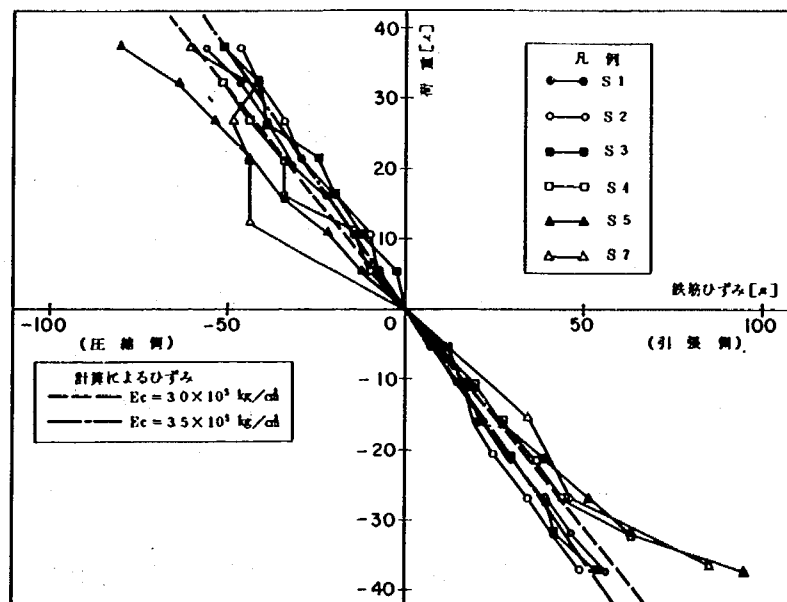


図 5 - 4 (a) 動的に載荷した場合の荷重～鉄筋ひずみの関係
（実験 ケース 1）（載荷振動数 0.5 Hz）

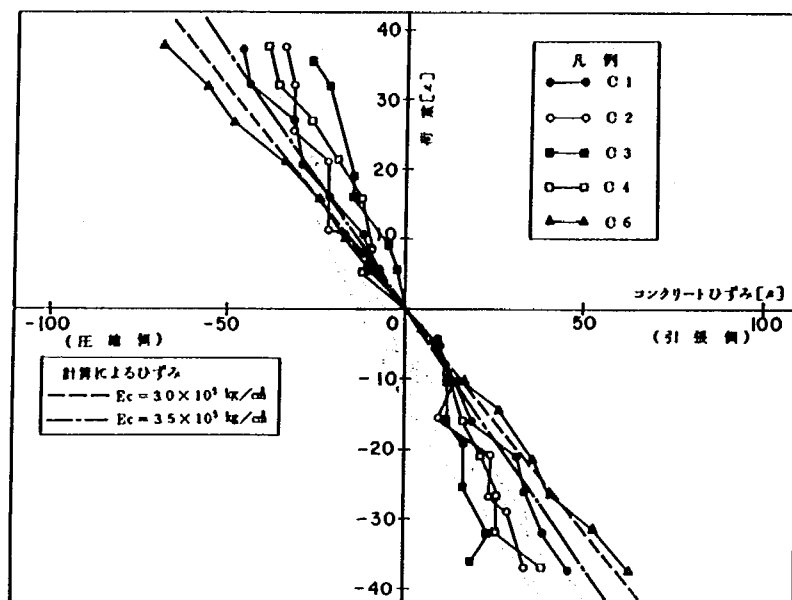


図5-4(b) 動的に荷重した場合の荷重～コンクリートひずみの関係
(実験ケース1) (荷重振動数 0.5 Hz)

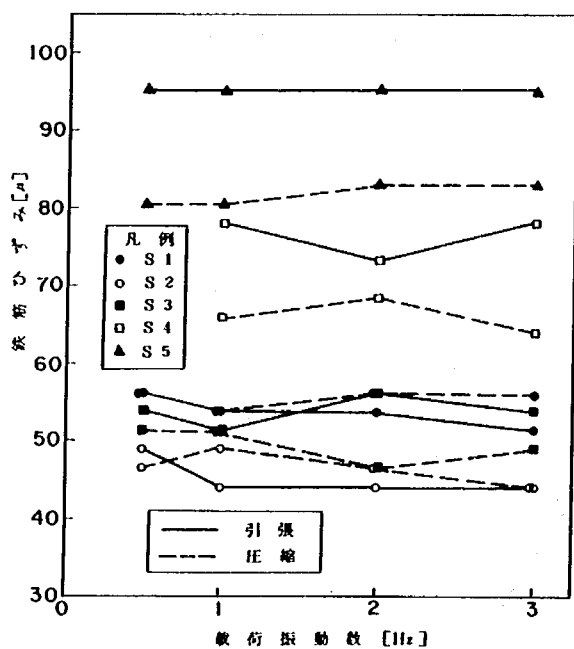


図5-5(a) 動的に荷重した場合の荷重振動数～鉄筋ひずみの関係
(実験ケース1)

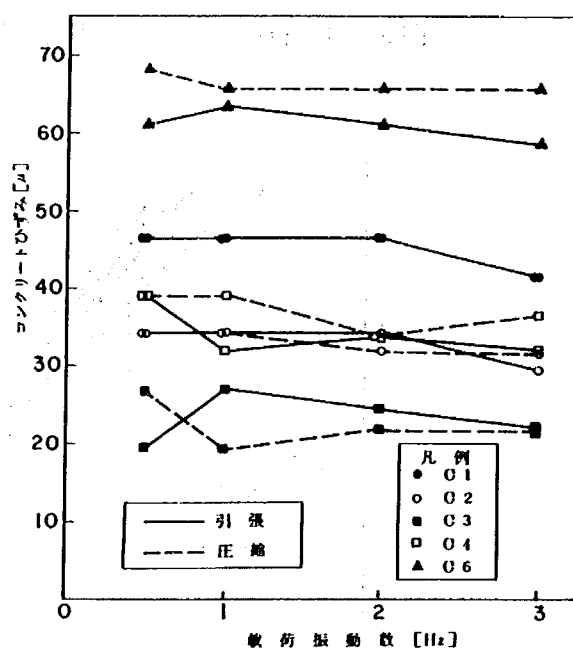
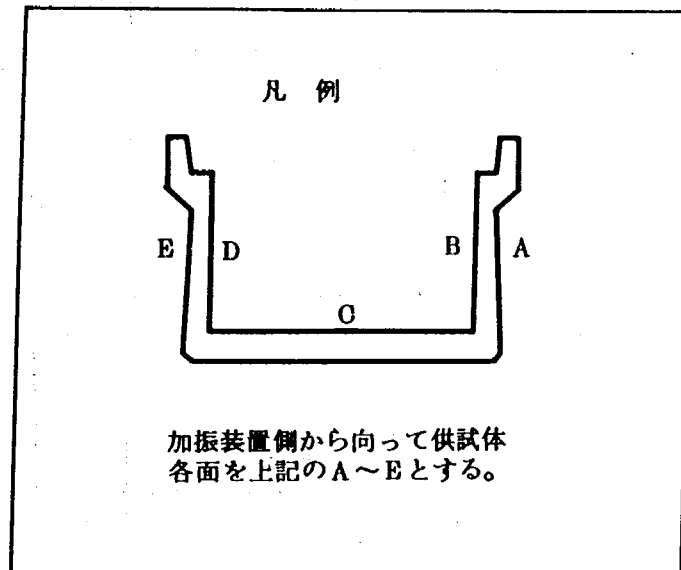


図5-5(b) 動的に荷重した場合の荷重振動数～コンクリートひずみの関係
(実験ケース1)



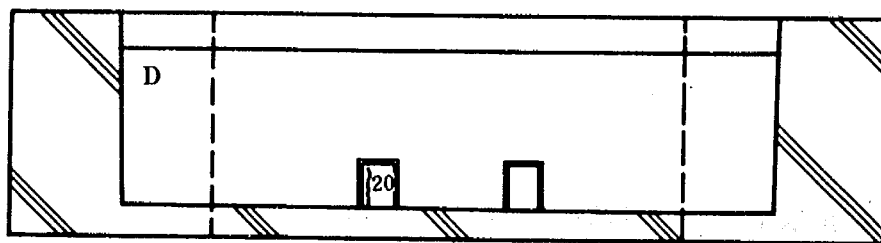
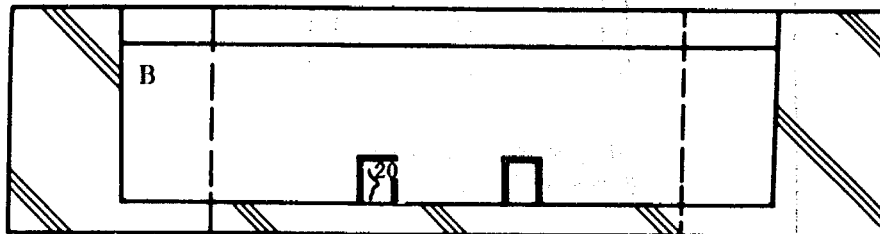
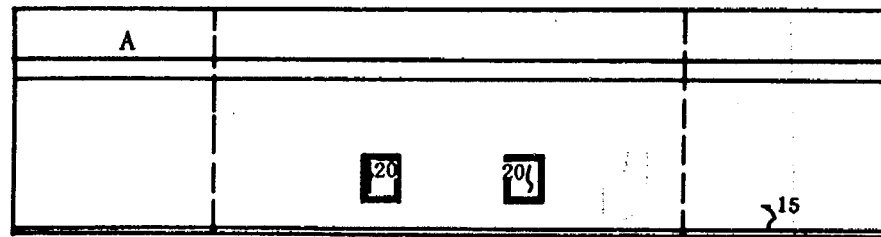
治具取付用端部区間	実験対象とするOAB本体	治具取付用端部区間	(単位 mm)
650	1 500	650	
A			
			15

E		
15		

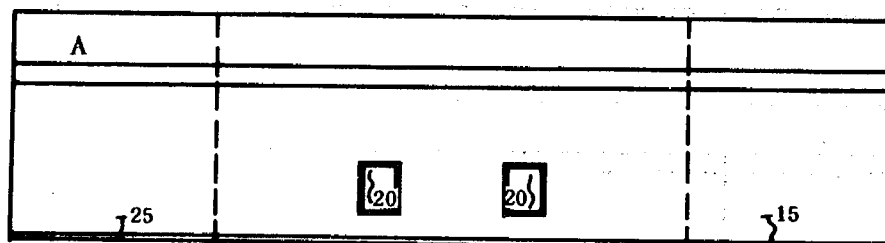
(a) $\pm 15t$ (0.5 Hz) 載荷後

(A, E面にマイクロクラック発生, 実験対象区間ではノックアウト部にマイクロクラック発生)

図 5 - 6 載荷後の供試体の状況 (実験ケース 1) (その 1)



(b) $\pm 20t$ (0.5 Hz) 載荷後
(A, B, D面のノックアウト部にマイクロクラック発生)



(c) $\pm 25t$ (0.5 Hz) 載荷後
(A面の治具取付用端部区間にマイクロクラック発生)

図5-6 (その2)

A		
30 25	20 20	15

(d) $\pm 30 t$ (0.5 Hz) 載荷後
(A面の治具取付用端部区間にマイクロクラック発生)

E		
15	15 35	35

(e) $\pm 35 t$ (0.5 Hz) 載荷後
(E面のノックアウト周辺部にマイクロクラック発生)

A		
	35 (1Hz) 20 20	15

(f) $\pm 35 t$ (1 Hz) 載荷後
(A面の側壁下部にマイクロクラック発生)

A		
35 (1Hz)	35 (2Hz) 20 35 (2Hz) 20	15

(g) $\pm 35 t$ (2 Hz) 載荷後
(A面のノックアウト周辺部にマイクロクラック発生)

図5-6 (その3)

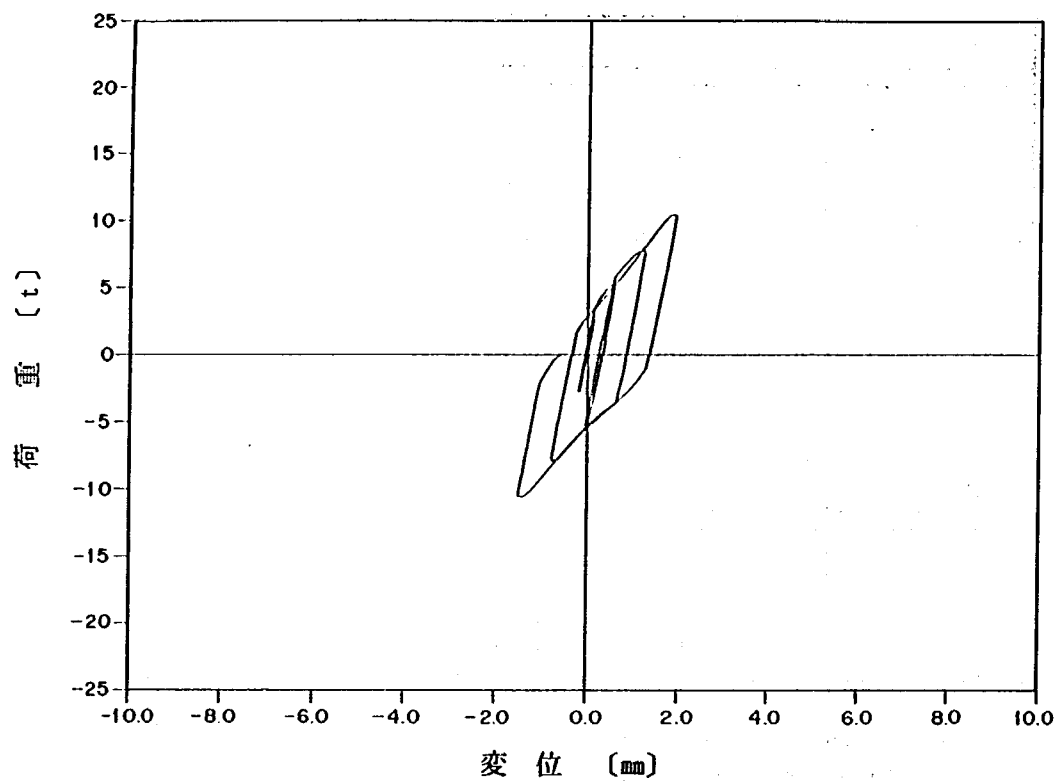
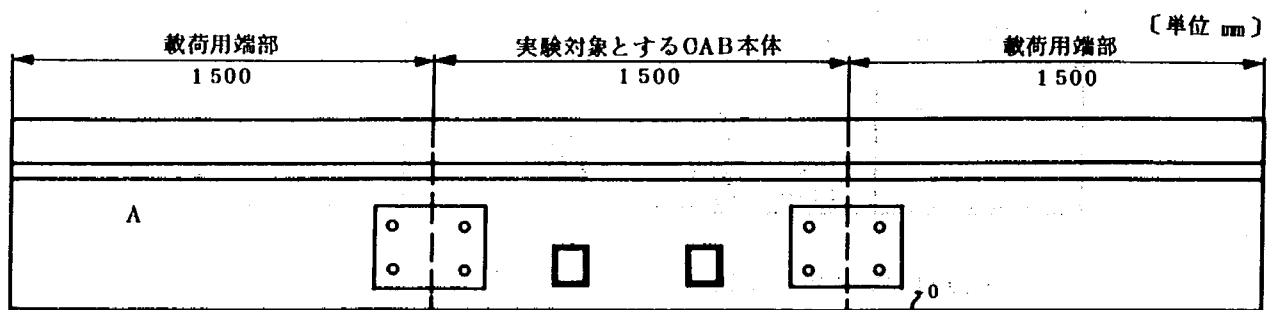
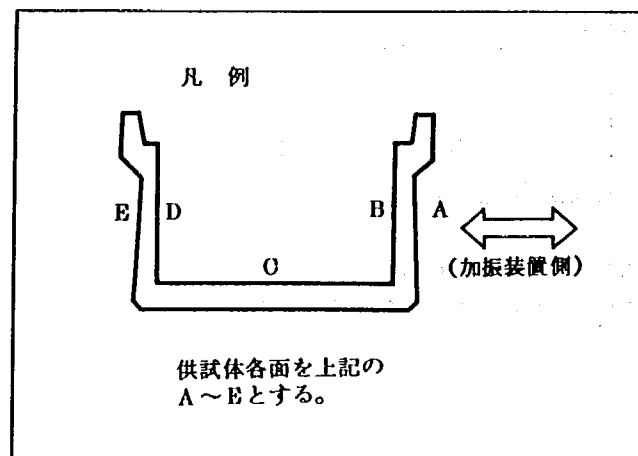
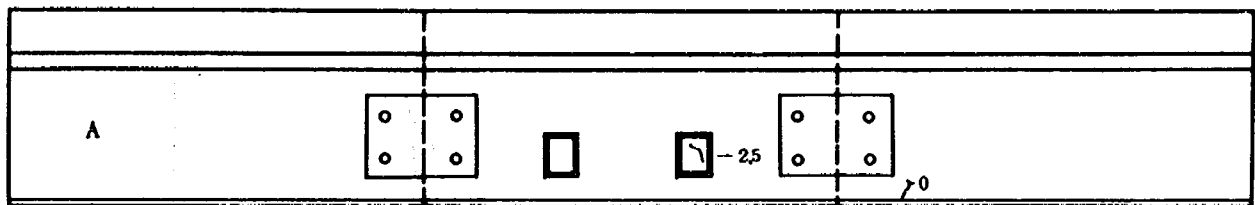


図 5 - 7 静的に載荷した場合の荷重～変位の関係（実験ケース 2）

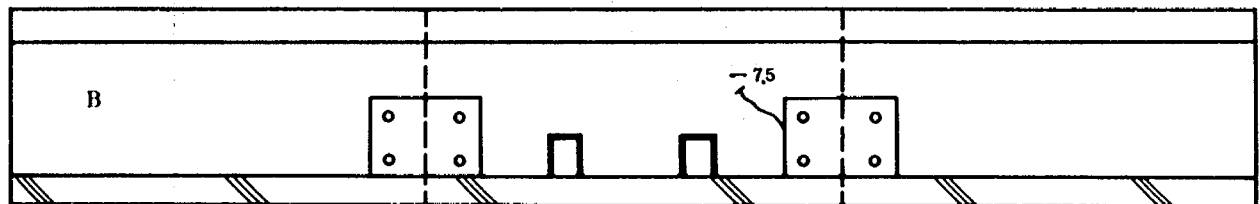


(a) 供試体設置時
(A面の載荷用端部側壁下部にマイクロクラック発生)

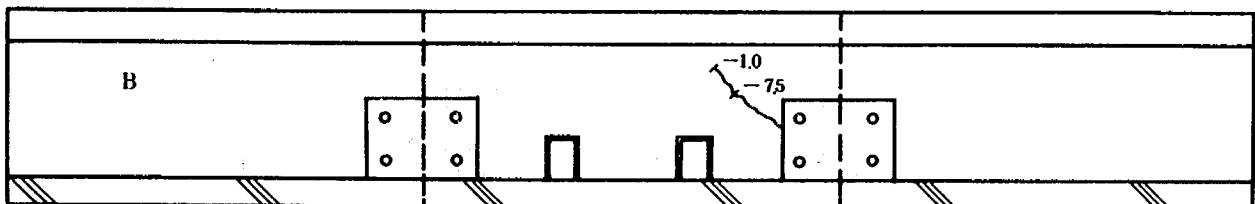
図 5 - 8 載荷後の供試体の状況（実験ケース 2）（その 1）



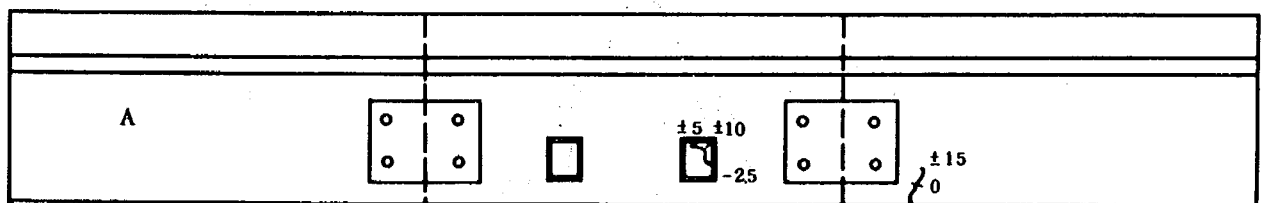
(b) 静的荷重実験 - 2.5 t 荷重後
(A面のノックアウト部にマイクロクラック発生)



(c) 静的荷重実験 - 7.5 t 荷重後
(B面の治具取付部より斜め上方にマイクロクラック発生)



(d) 静的荷重実験 - 10 t 荷重後
(B面の治具取付部のクラックが進行)



(e) 動的荷重実験 (荷重振動数 0.5 Hz)
(± 5 t : A面のノックアウト部のクラックがわずかに進行)
(± 10 t : A面のノックアウト部のクラックがわずかに進行)
(± 15 t : A面の荷重用端部側壁下部のクラックが進行)

図 5-8 (その 2)

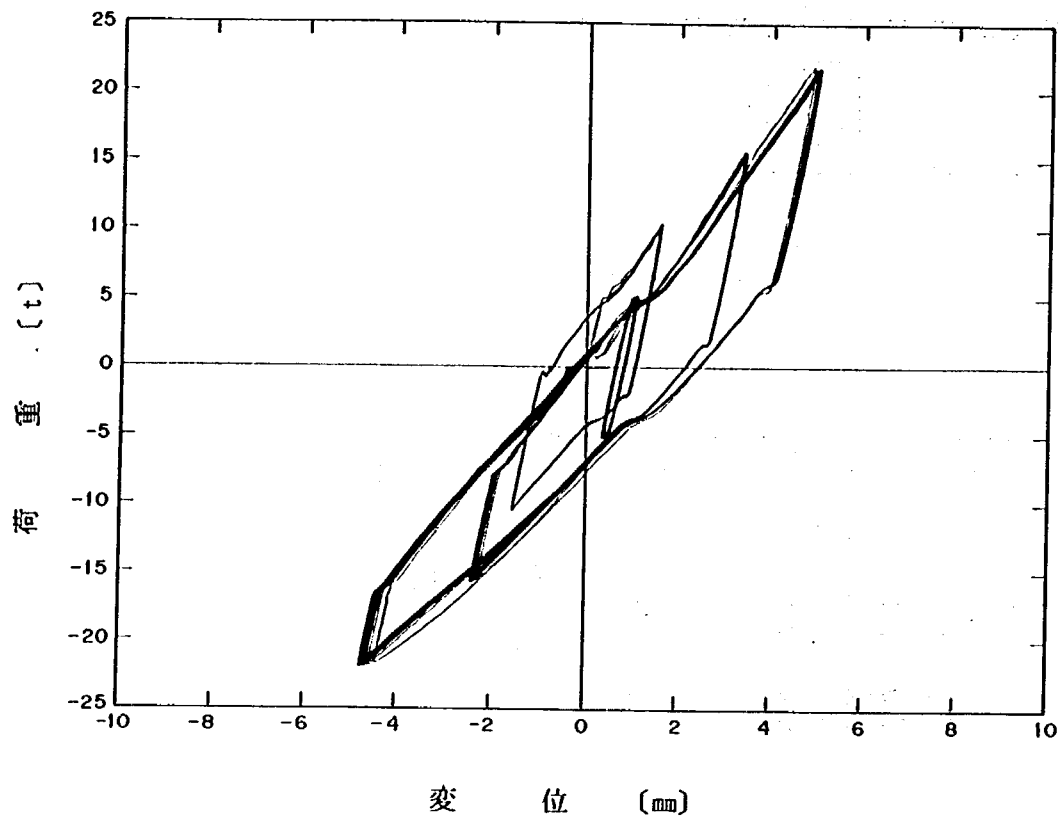


図5-9 動的（载荷振動数 0.5 Hz）に载荷した場合の荷重～変位の関係
（実験 ケース 2）

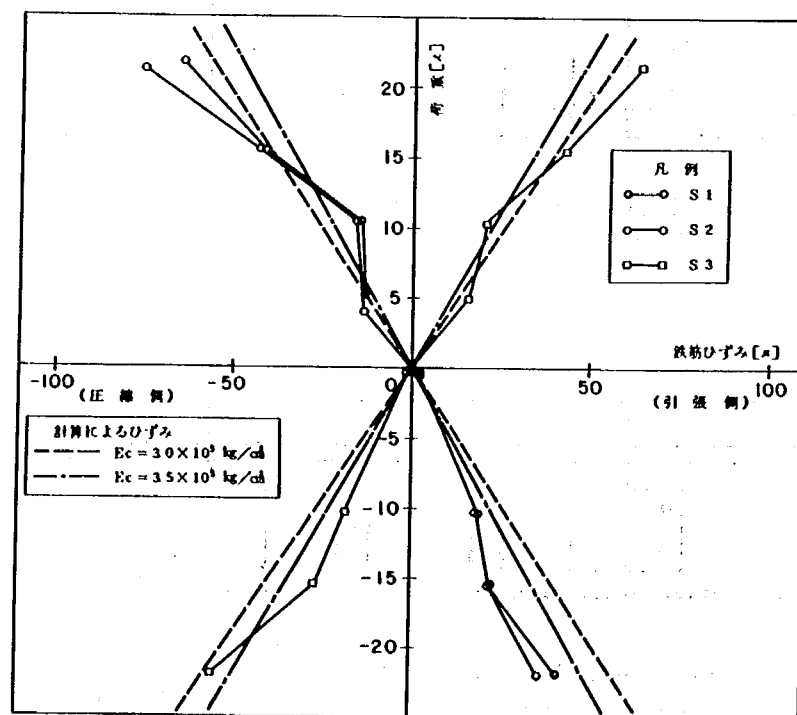


図5-10(a) 動的（载荷振動数 0.5 Hz）に载荷した場合の荷重～鉄筋ひずみの関係
（実験 ケース 2）

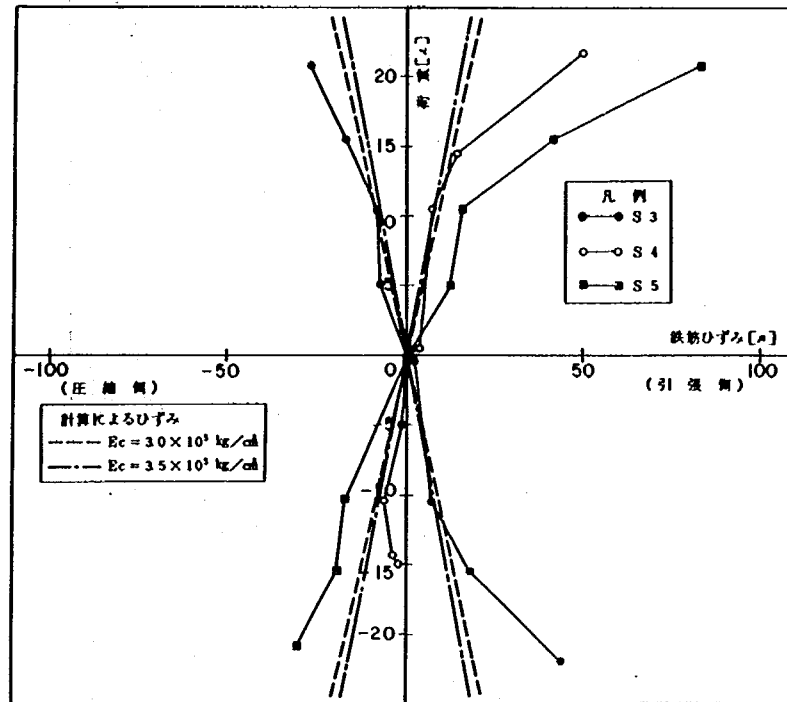


図 5-10 (b) 動的（载荷振動数 0.5 Hz）に载荷した場合の荷重～鉄筋ひずみの関係
（実験 ケース 2）

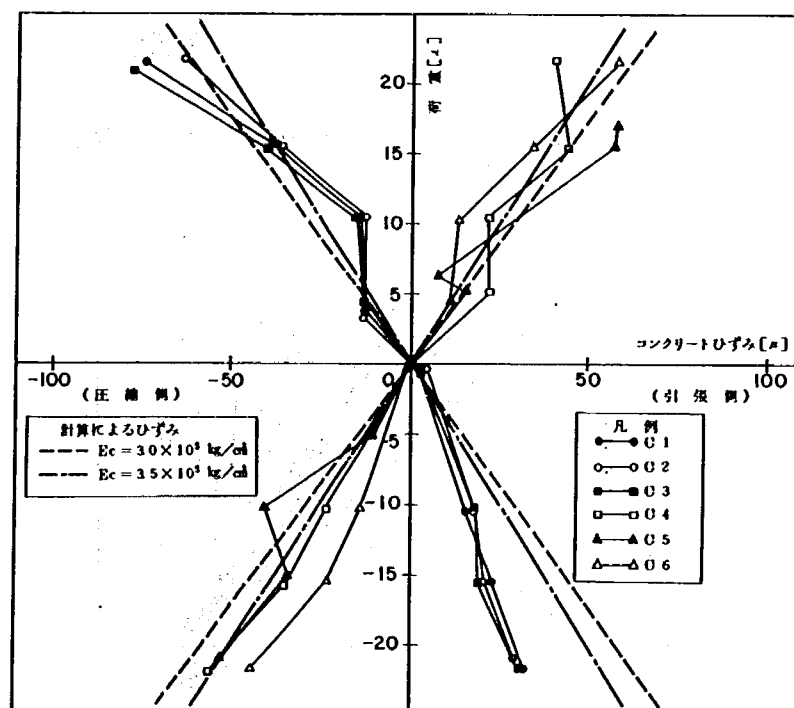


図 5-10(o) 動的（载荷振動数 0.5 Hz）に载荷した場合の荷重～コンクリートひずみの関係
（実験 ケース 2）

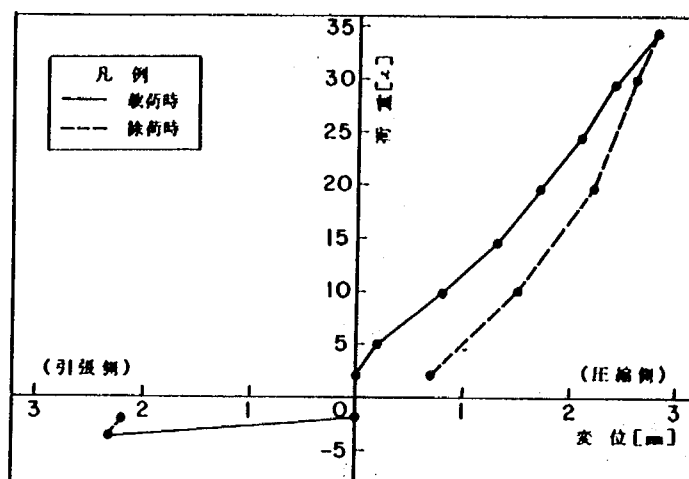


図 5-11 静的に載荷した場合の荷重～変位の関係
(実験 ケース 3)

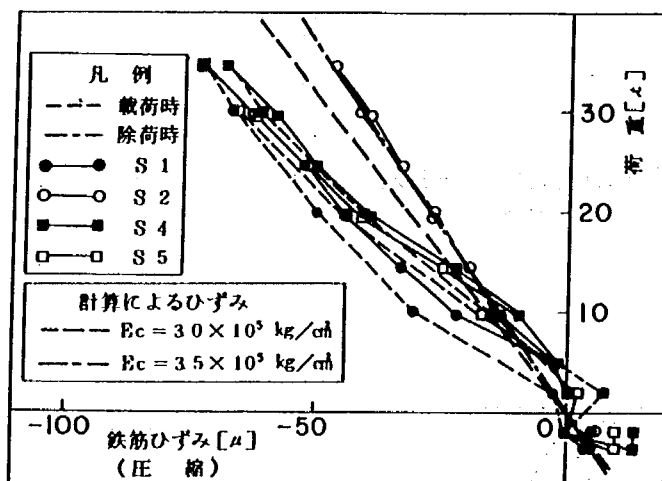


図 5-12(a) 静的に載荷した場合の荷重～鉄筋ひずみの関係
(実験 ケース 3)

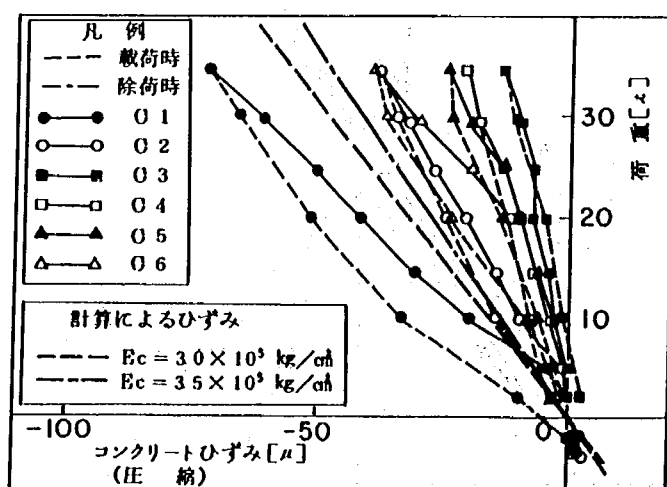
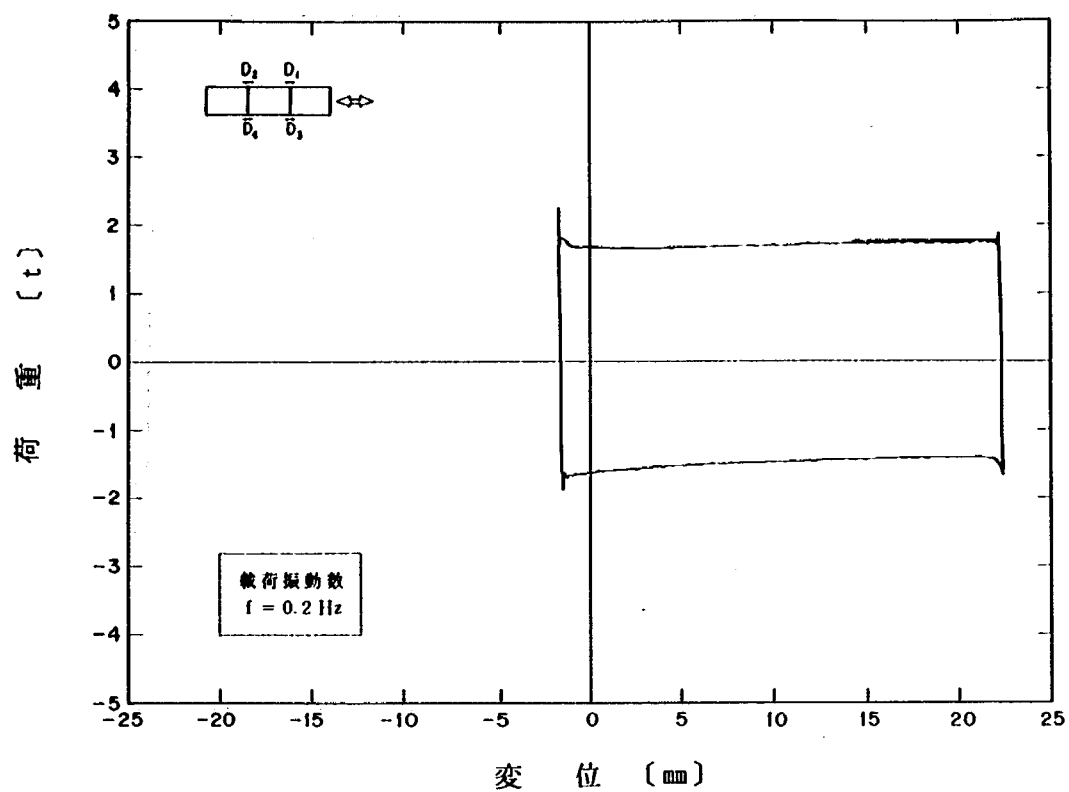
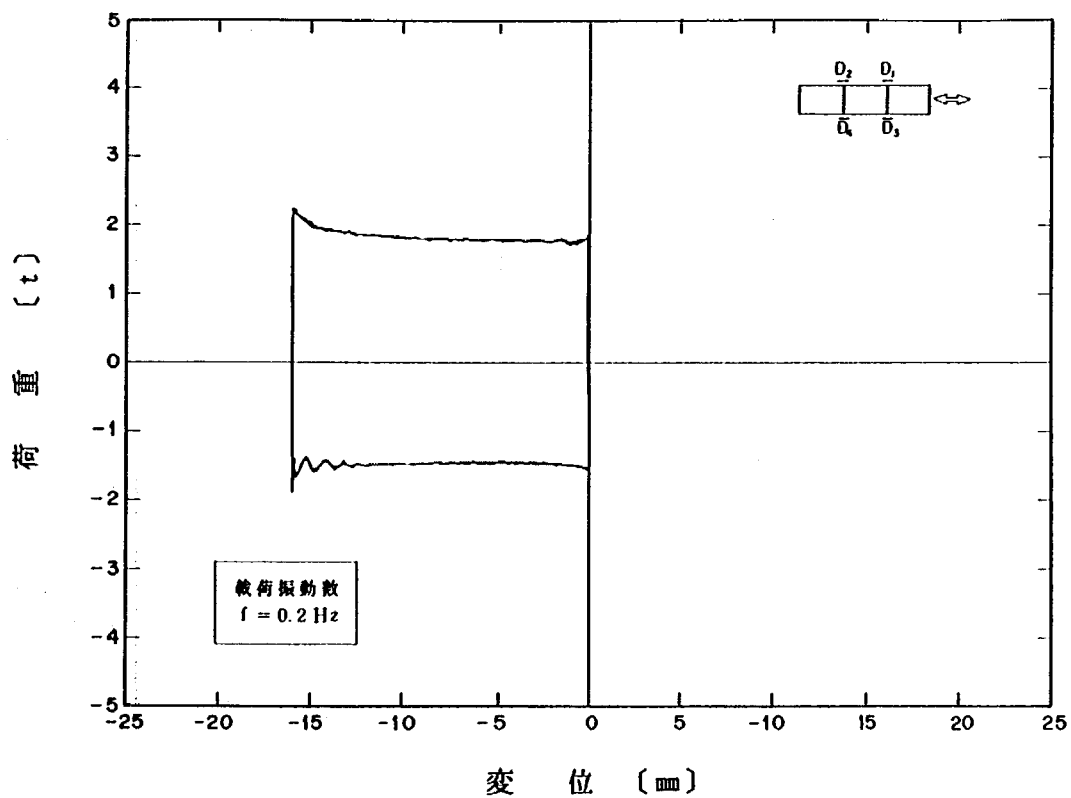


図 5-12(b) 静的に載荷した場合の荷重～コンクリート歪の関係
(実験 ケース 3)



(a) 相 対 変 位 D_1



(b) 相 対 変 位 D_2

図 5-13 載荷振動数 0.2 Hz の場合の荷重～変位計の関係
(実 験 ケ ー ス 3)

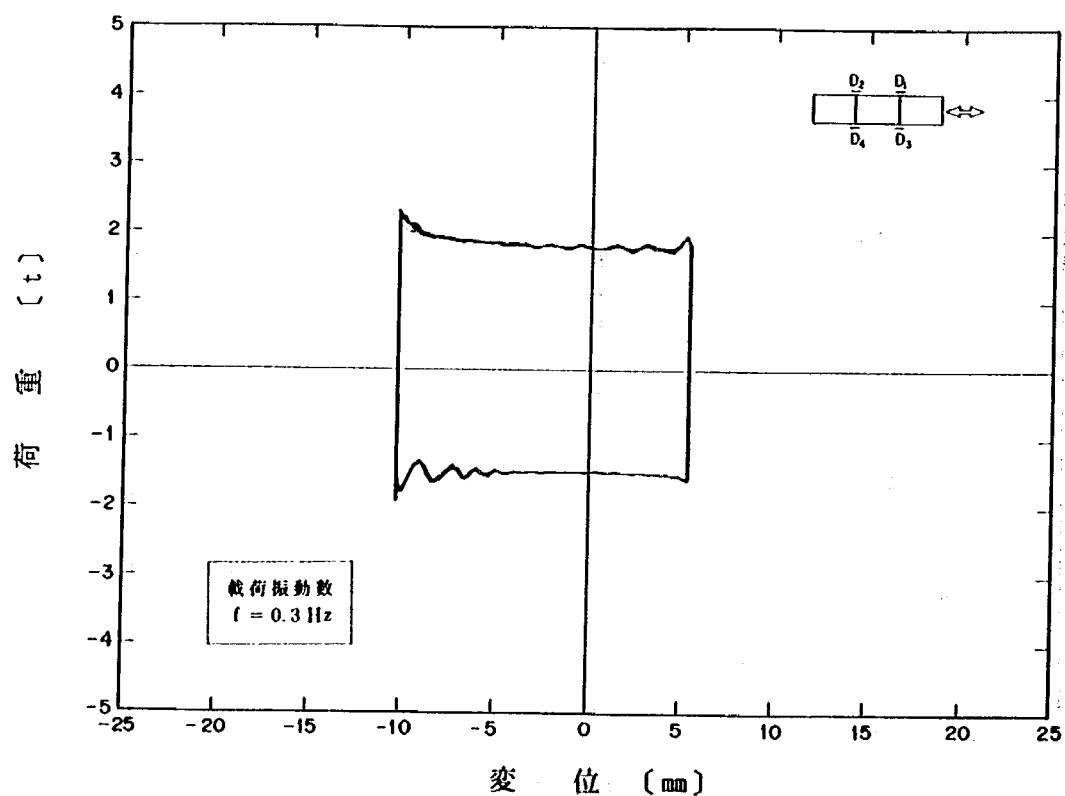
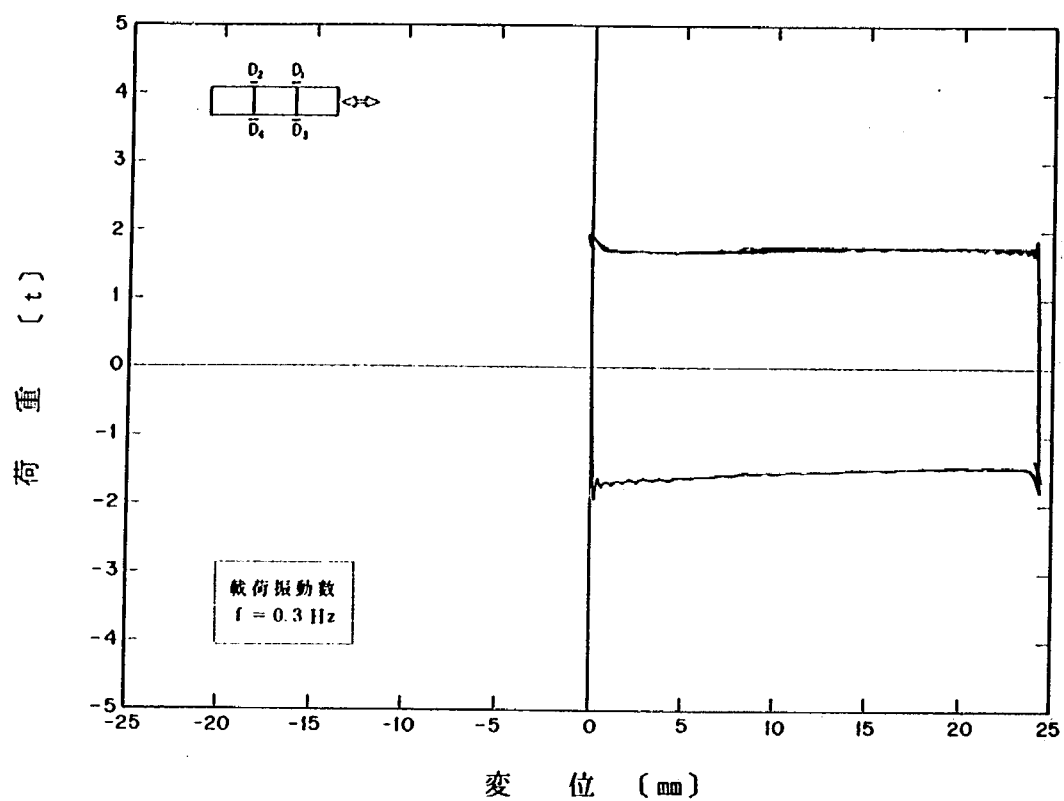
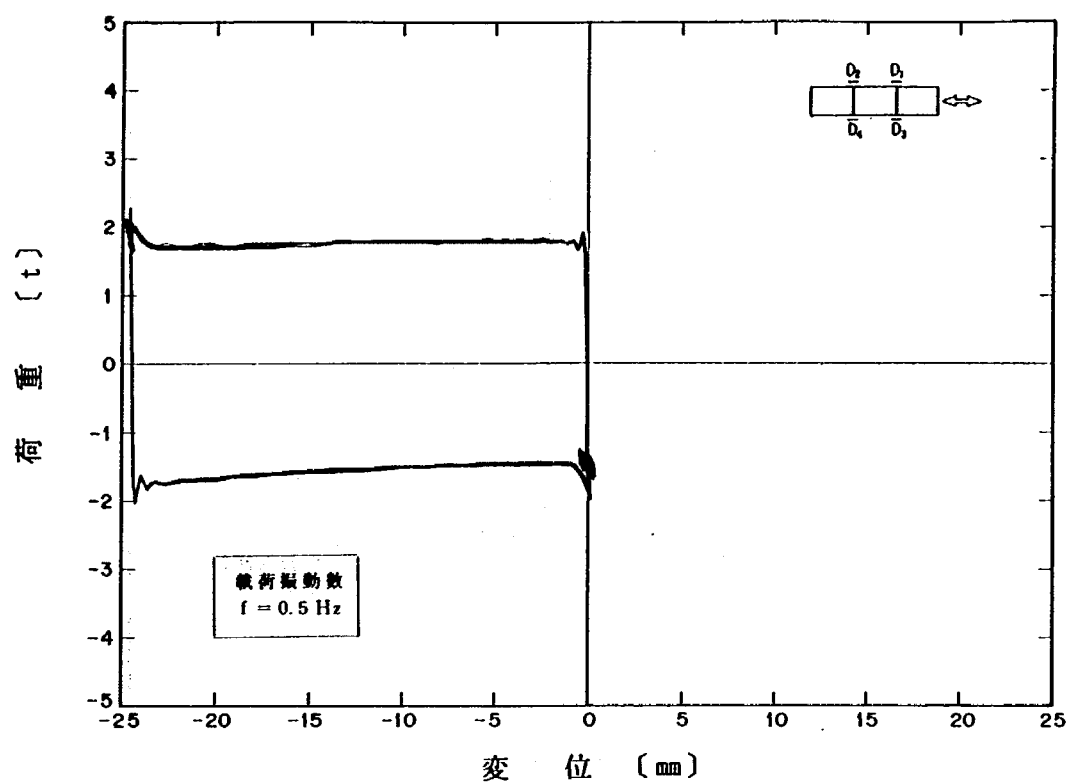
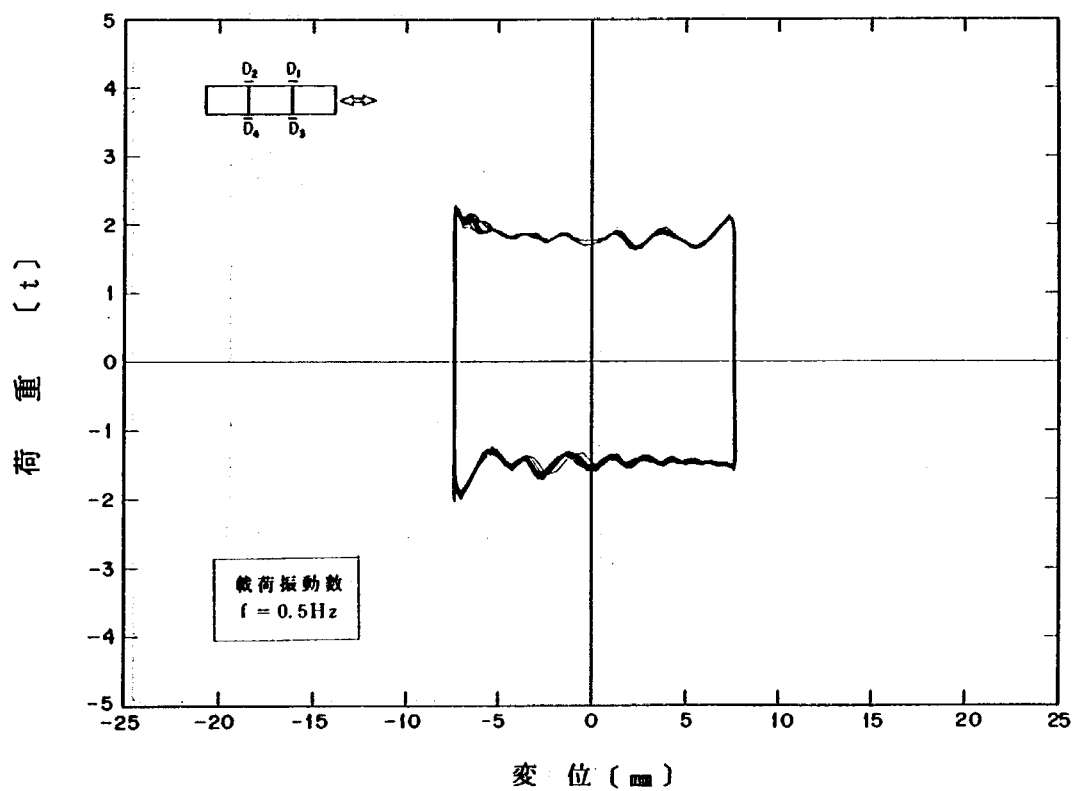


図 5-14 載荷振動数 0.3 Hz の場合の荷重～変位計の関係
(実 験 ケ ー ス 3)

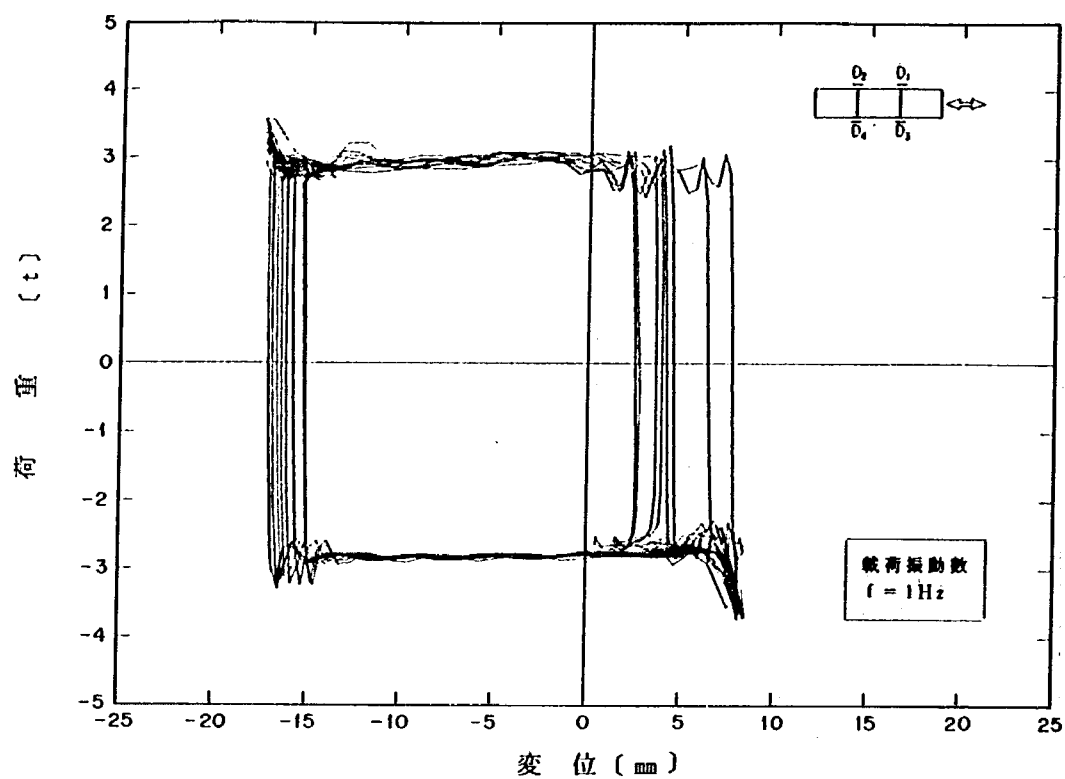


(a) 相 対 変 位 D_1

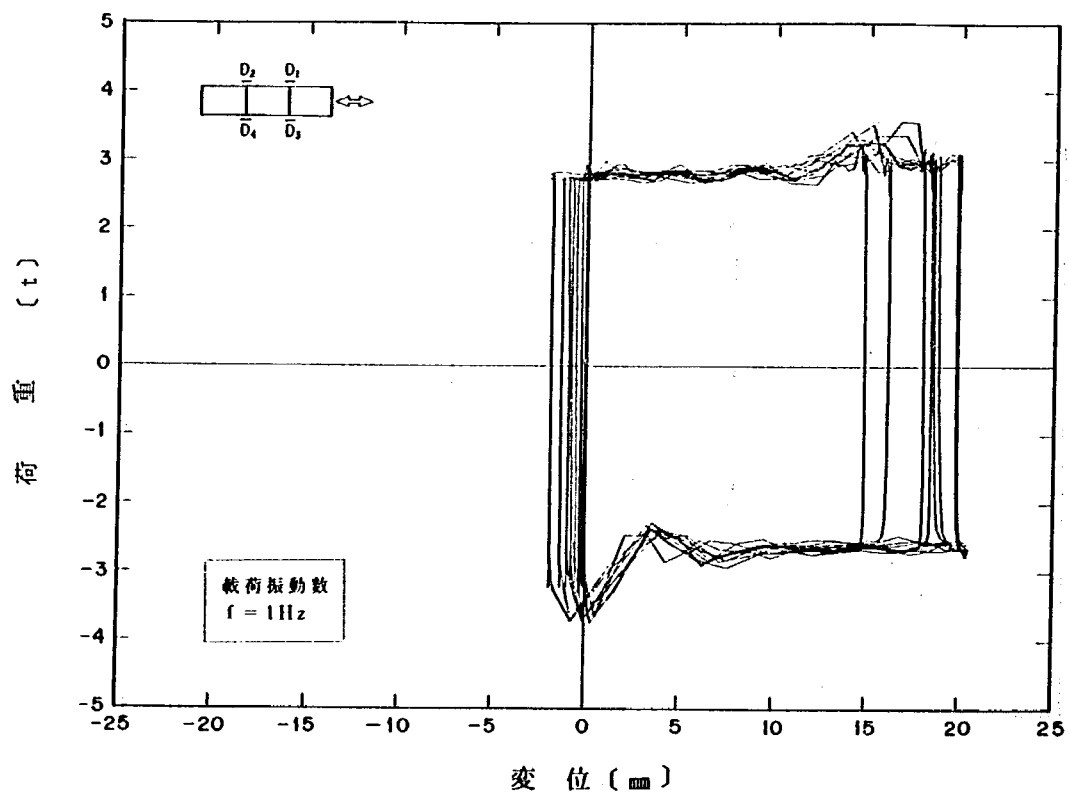


(b) 相 対 変 位 D_2

図 5-15 載荷振動数 0.5 Hz の場合の荷重～変位計の関係
(実験 ケース 3)



(a) 相 対 変 位 D_1



(b) 相 対 変 位 D_2

図 5-16 载荷振動数 1 Hz の場合の荷重～変位計の関係
(実験 ケース 3)

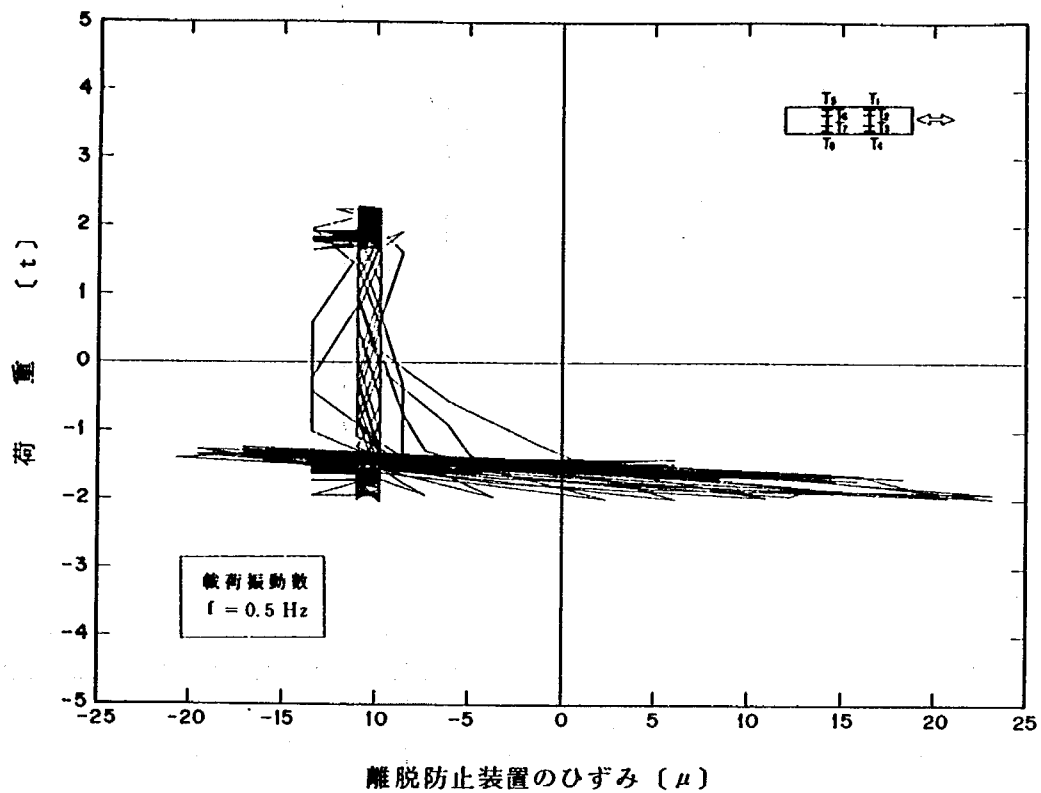
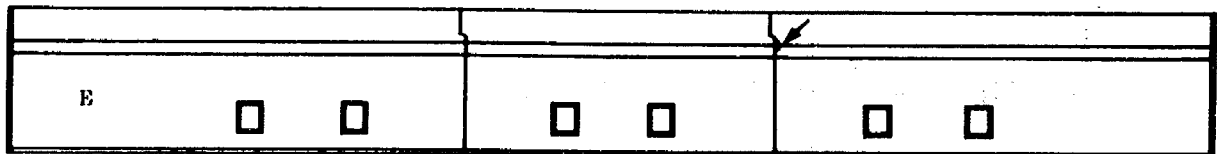
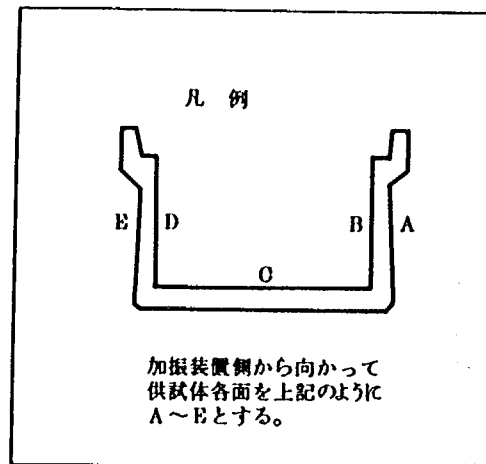
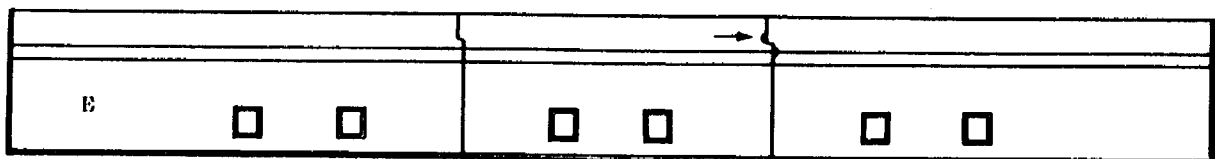
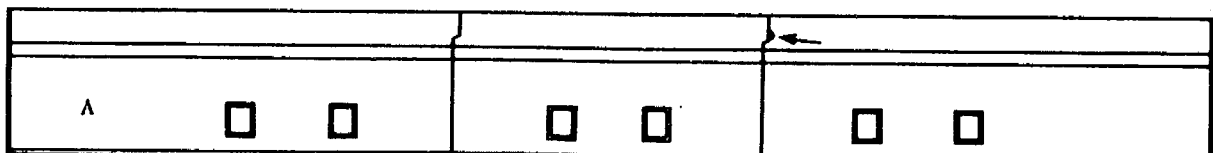


図 5-17 動的に載荷した場合の離脱防止装置 T_2 の荷重～ひずみの関係
(実験ケース 3)



(a) 供試体設置時
(右側の供試体 E 面の一部がごくわずかに欠損)



(b) 動的載荷実験 1 Hz (振幅 ± 20 mm)
(供試体継目部の A, E 面の一部がわずかに欠損)

図 5-18 載荷後の供試体の状況 (実験ケース 3)

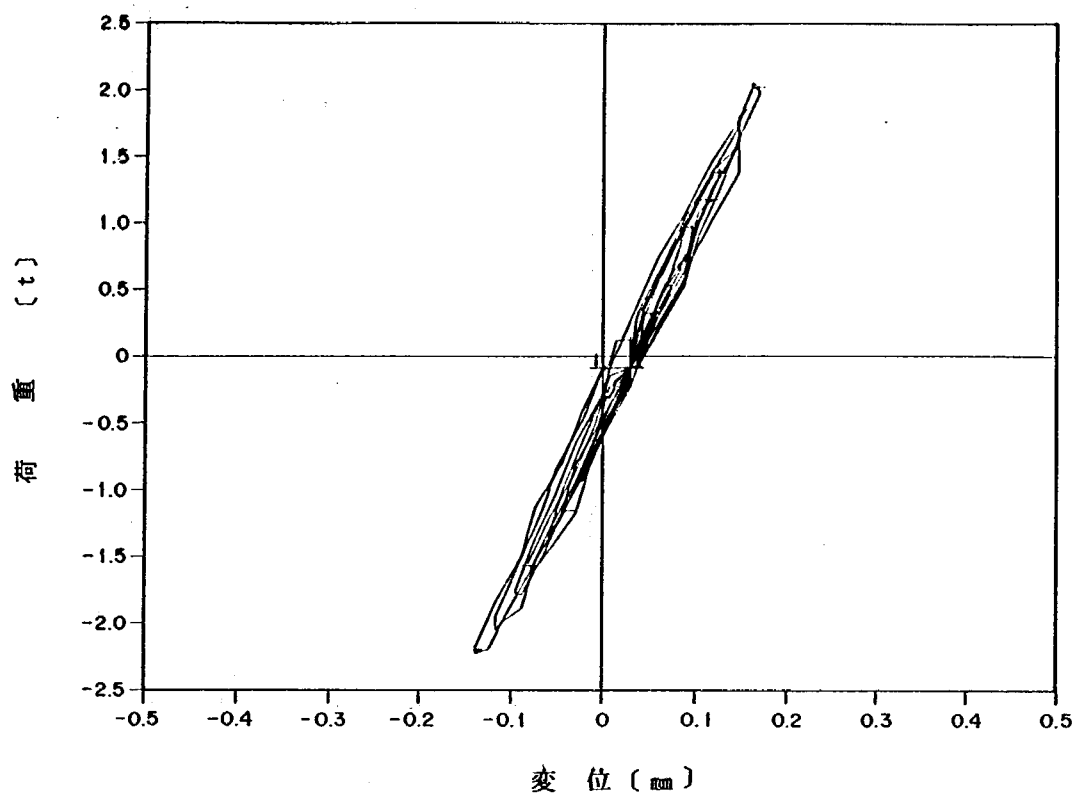


図 5-19 静的に載荷した場合の荷重～変位の関係（実験ケース 4）

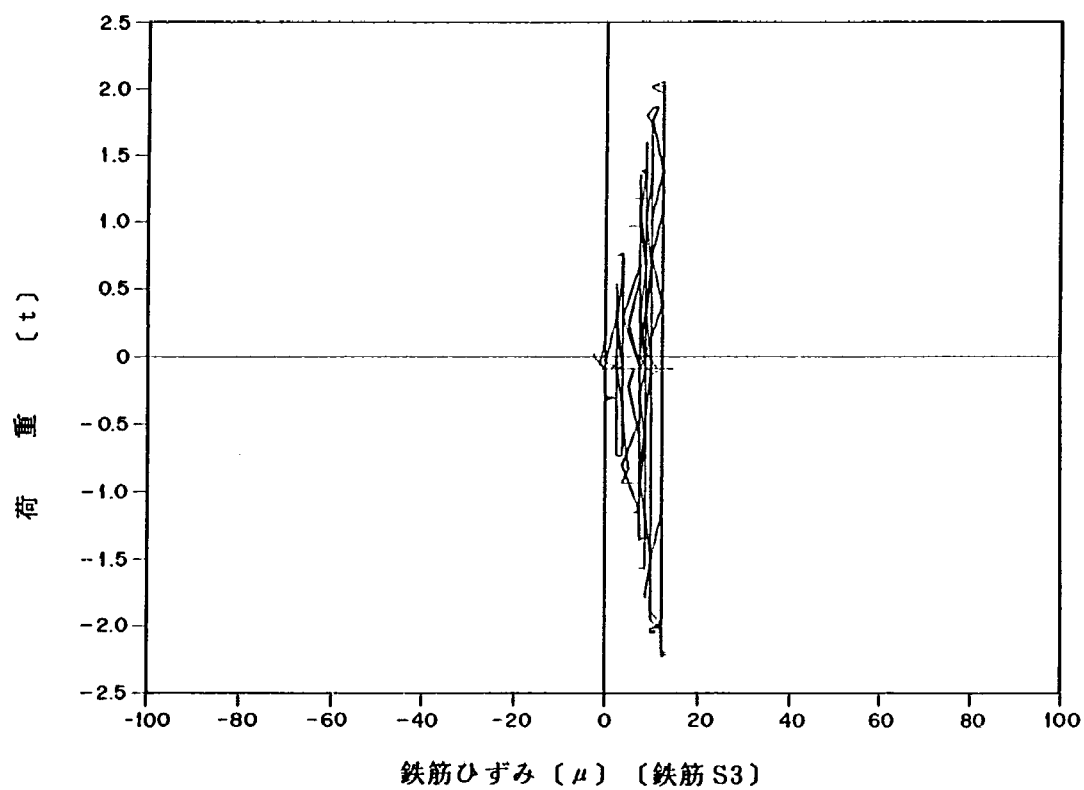


図 5-20 静的に載荷した場合の荷重～鉄筋ひずみの関係
（実験ケース 4）

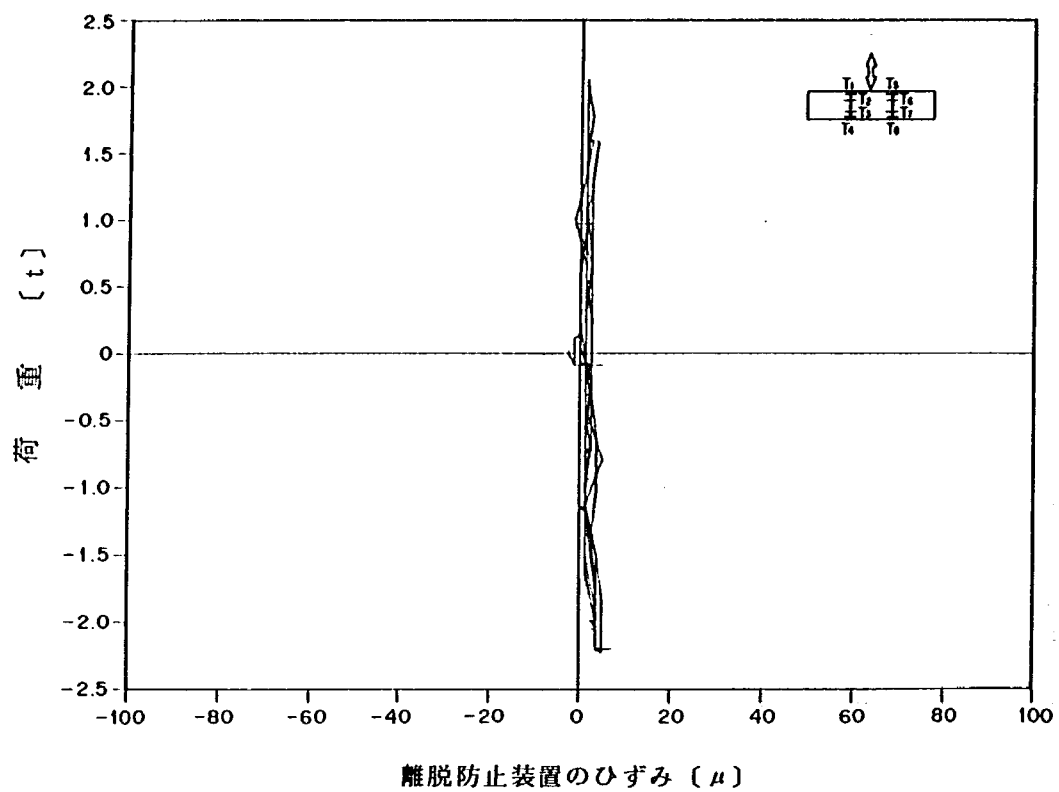
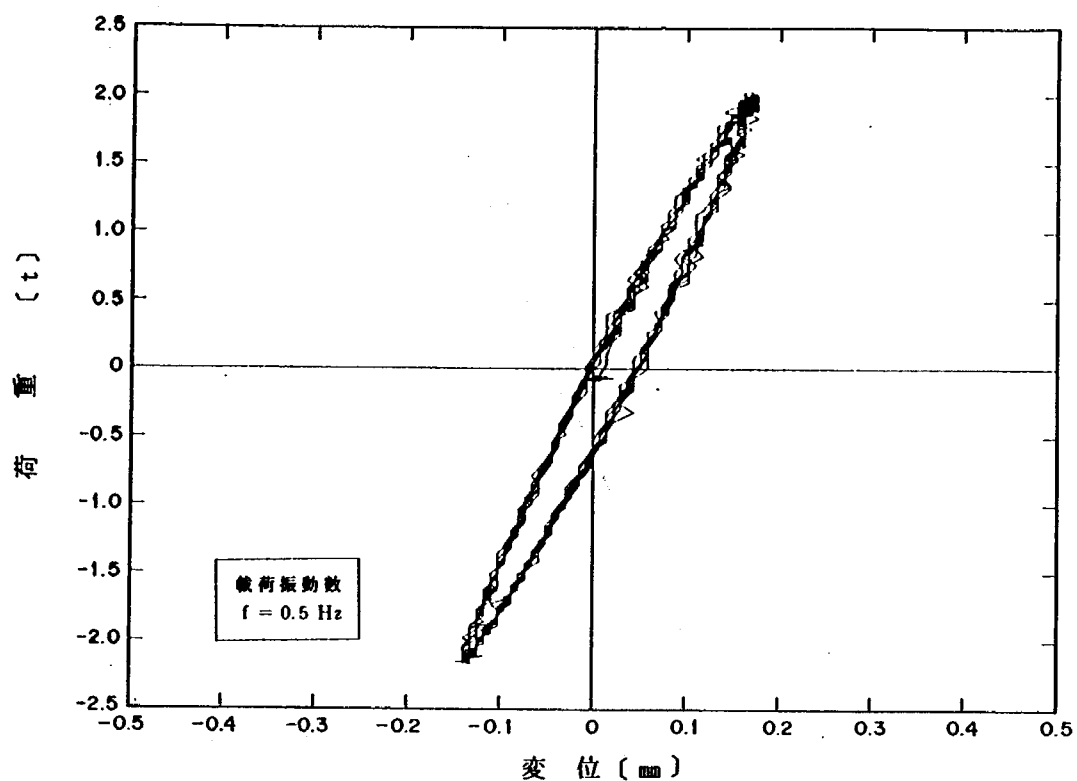
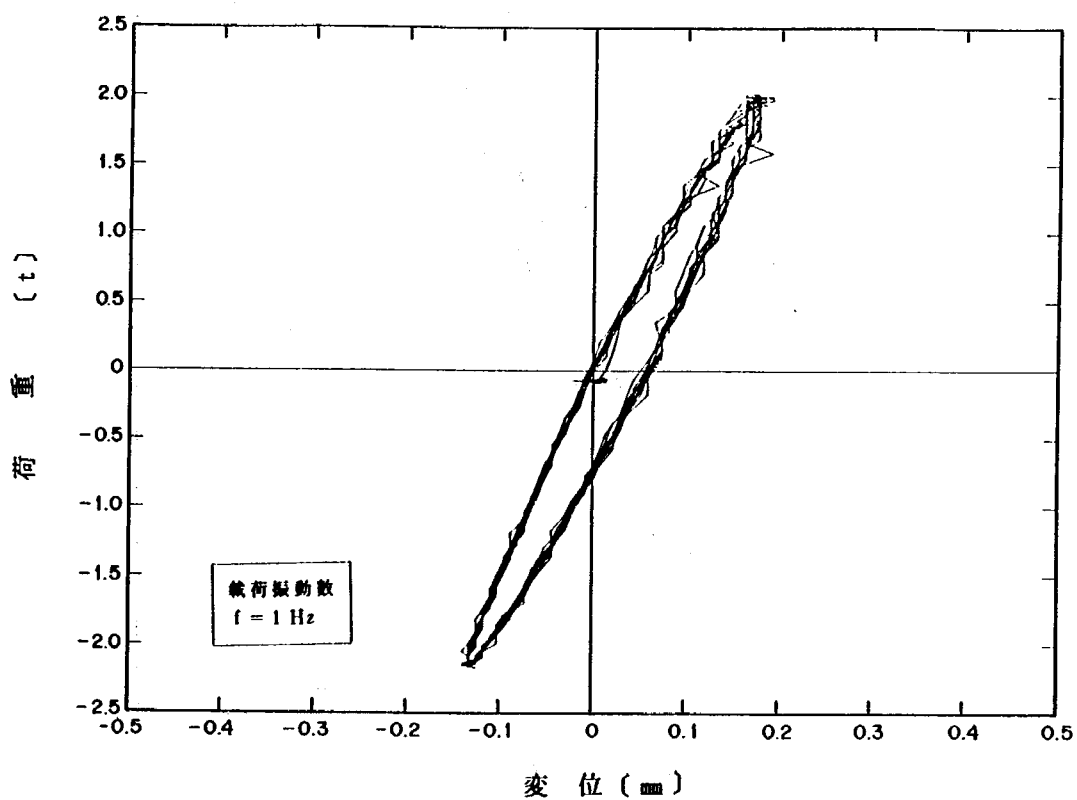


図5-21 静的に載荷した場合の離脱防止装置の荷重～ひずみの関係
(実験ケース4)

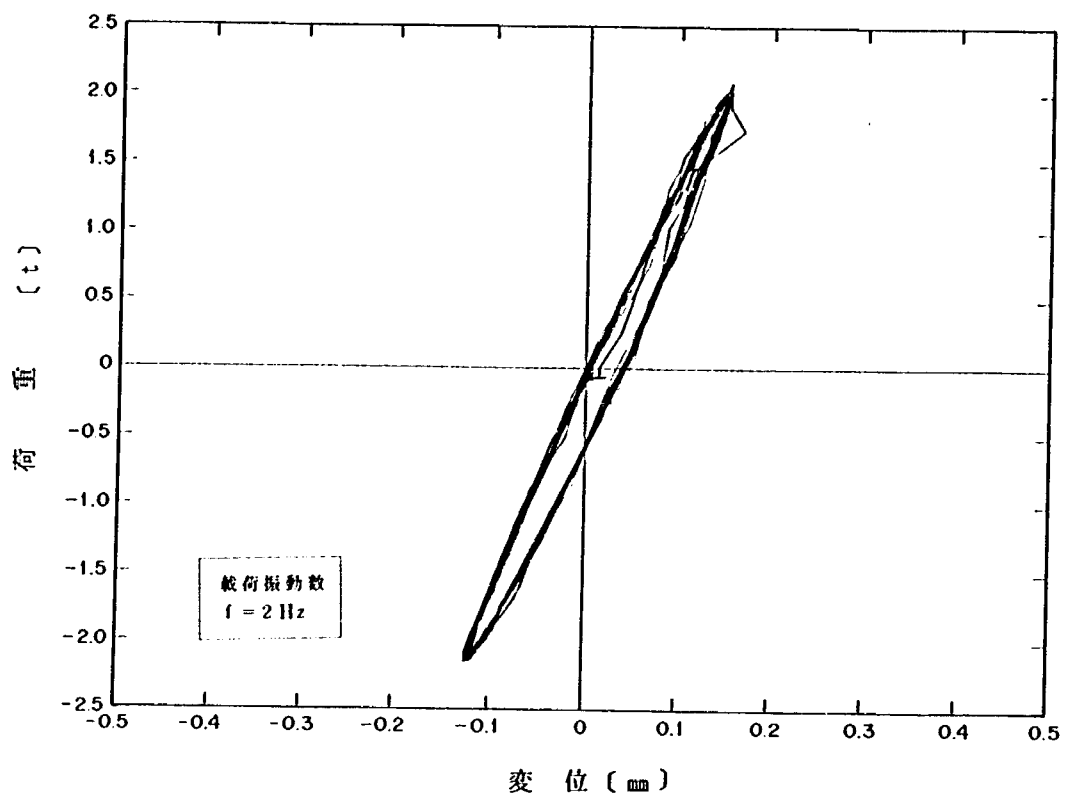


(a) 載荷振動数 0.5Hz の場合

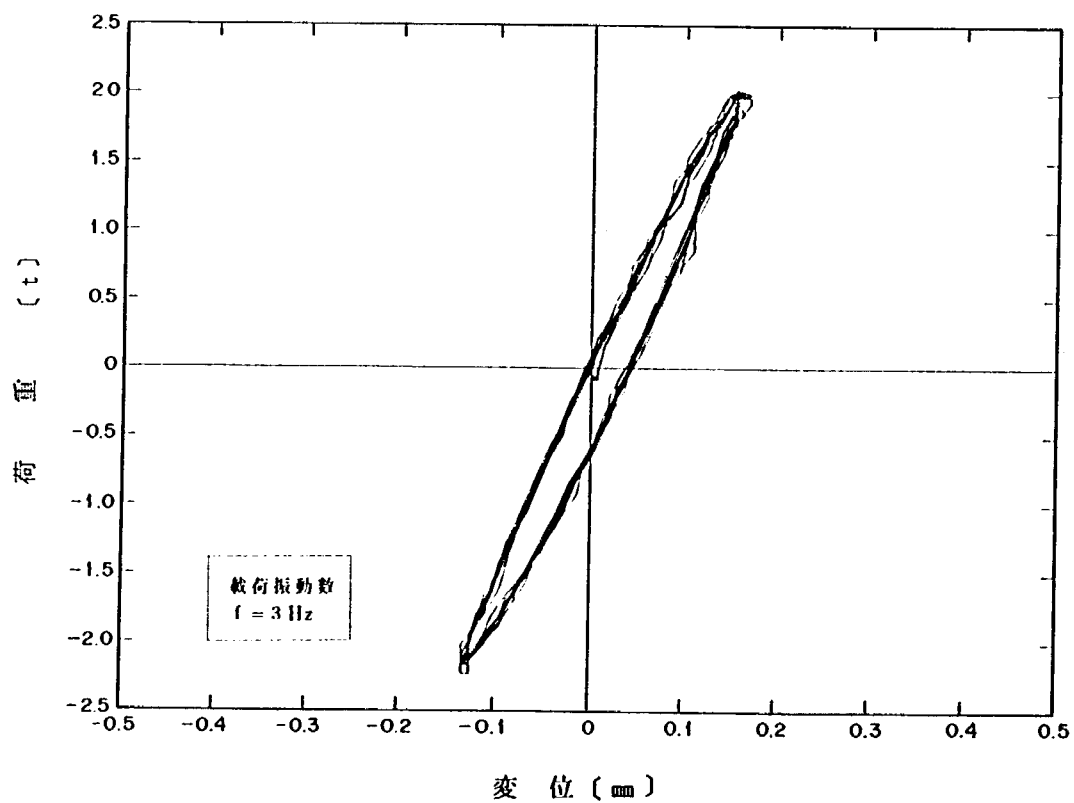


(b) 載荷振動数 1 Hz の場合

図 5-22 動的に載荷した場合の荷重～変位の関係 (その 1)



(c) 載荷振動数 2 Hz の場合



(d) 載荷振動数 3 Hz の場合

図 5-22 (その 2)

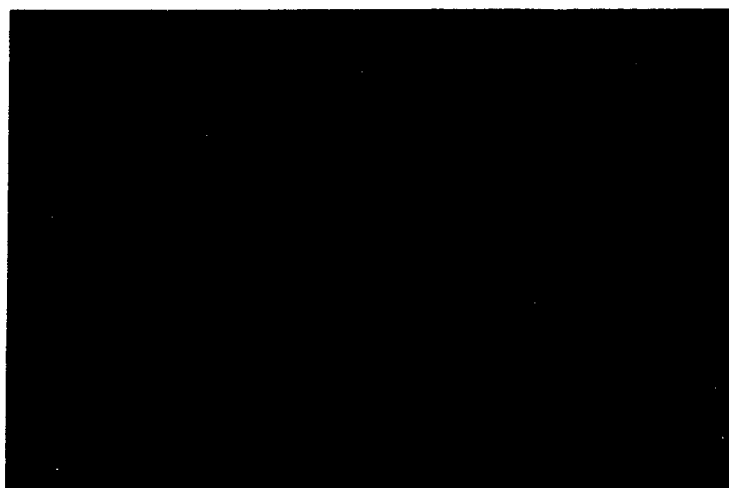


写真 5-1 実験終了後の供試体(実験ケース1)
(ノックアウト部のマイクロクラック)



写真 5-2 実験終了後の供試体(実験ケース1)
(ノックアウトおよびその周辺
のマイクロクラック)



写真 5-3 実験終了後の供試体(実験ケース1)
(ノックアウトおよびその周辺
のマイクロクラック)

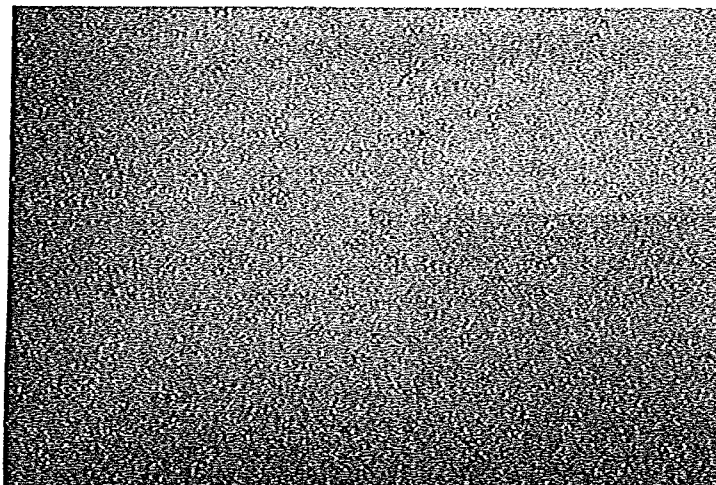


写真 5 - 4 実験終了後の供試体（実験ケース 2）
（治具取り付け位置からの斜めクラック）

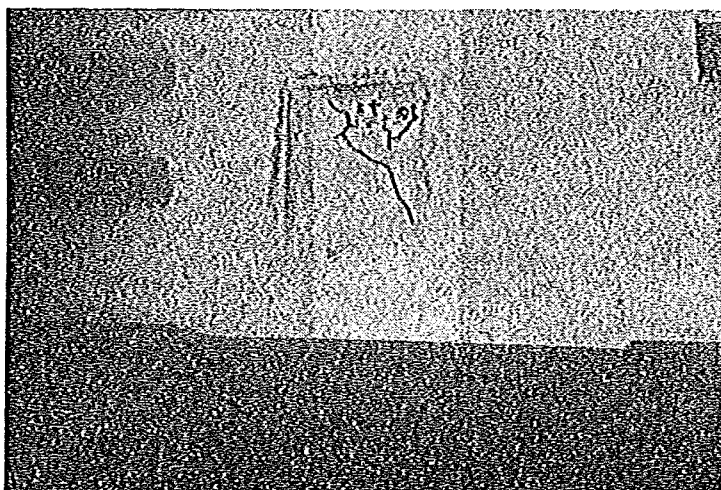


写真 5 - 5 実験終了後の供試体（実験ケース 2）
（ノックアウト部のマイクロクラック）

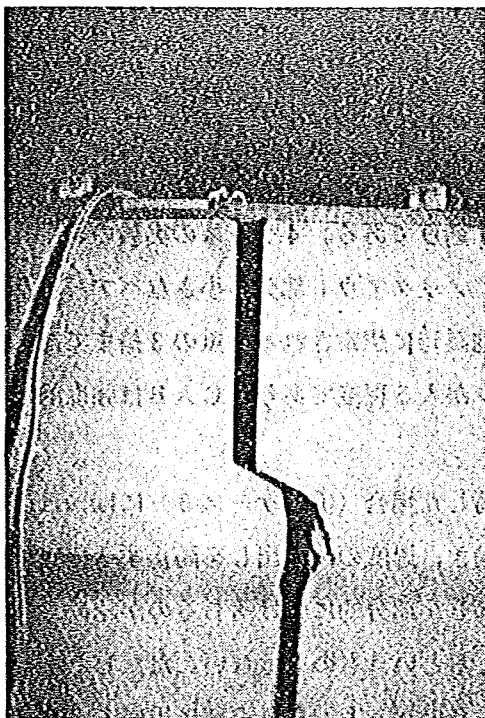


写真 5 - 6 実験終了後の供試体（実験ケース 3）
（ほぞ部のわずかな欠け落ち）

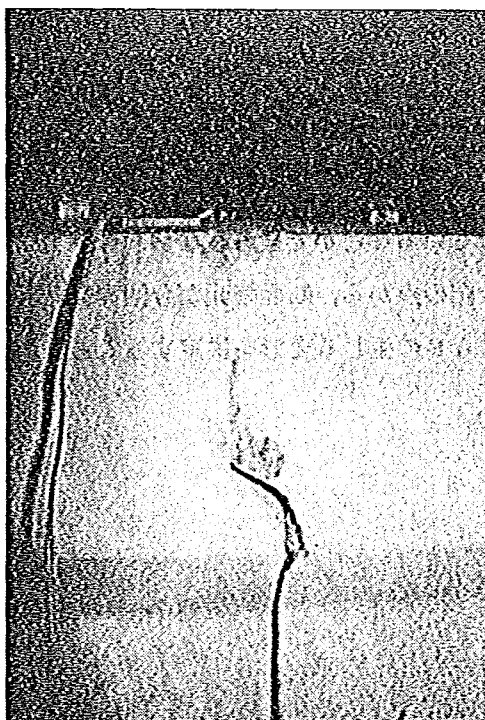


写真 5 - 7 実験終了後の供試体（実験ケース 3）
（ほぞ部のわずかな欠け落ち）

6. 結 論

CAB本体および継目部の耐震性を実験的に検討するために、部材耐震強度実験施設を用いた静的および動的載荷実験を行った。本実験結果をまとめると以下になる。

- 1) 地震時にCABに作用すると考えられる荷重およびこれの3倍までの荷重を作用させた場合のCABの性状は表6-1に示す通りである。4ケースの実験のいずれの場合にも、地震時に想定される荷重を作用させた段階では、ノックアウト部分の小さなヘアークラック（実験ケース2）を除き、変状は生じていない。また、地震時に想定される荷重の3倍まで加えた場合にもノックアウトもしくは、その周辺にヘアークラックが入る程度であり、CABは強度的に十分な耐震性を有しているといえることができる。
- 2) CABを軸方向に動的載荷した場合（実験ケース3）には、ほぞにおける抜け出し量が規定量以上となると、離脱防止装置が働き、過度の抜け出しを防止するのに有効なことが確認された。隣接するCABどうしの衝突によりほぞが部分的に欠け落ちるのが認められたが、局所的なものであり、特にCABの耐震性に影響を与えるというものではない。ただし、このような隣接するCABどうしの衝突を和らげるためには、ゴム系のパッキンをほぞ部に用いることが有効であると考えられる。また、離脱防止装置は、側壁上端に2箇所、底版に2箇所の計4箇所に設置したが、これらが同時に均等に作用するわけではなく、場合によっては、ある特定の離脱防止装置に地震力が集中することもあることが確認された。したがって、このような場合においても十分な離脱防止機能を有するように 離脱防止装置の取付け位置および強度について検討しておくことが望ましい。
- 3) CAB本体の載荷実験（実験ケース1および2）により得られた鉄筋およびコンクリート表面のひずみは、CABを全断面が有効の軸力を受ける棒もしくは、曲げを受ける梁とみなして計算した場合の軸ひずみおよび曲げひずみとよく一致している。したがって、本実験においては、CABは、計算上予想される通りの変形をしていることができる。なお、今回実験対象としたのは、馬喰町で試験施工されたタイプであるが、上記の点から、断面諸元が今回実験したCABと特に大きく変わらない限りは、計算により地震時にCABに生じる変形を推定することが可能と考えられる。

表 6 - 1 実験結果の総括

	地震時に想定される荷重を作用させた場合	地震時に想定される荷重の3倍を作用させた場合
実験ケース1 (本体の純引張 および純圧縮)	変状なし	ノックアウト直下の側壁と底版の交点にヘアーラックが発生。 また、ノックアウト部分にヘアークラックが発生。
実験ケース2 (本体の純曲げ)	変状なし注) ただし、ノックアウト部分にヘアークラックが発生。	変状なし ただし、ノックアウト部分にヘアークラックが発生。
実験ケース3 (継手(はぞ部) 引張および圧縮)	(±20mmの振幅で動的載荷) 変状なし ただし、はぞ部分で隣接するCABが衝突する結果、部分的にコンクリート表面の欠け落ちが発生。	
実験ケース4 (継手(はぞ部) のせん断)	変状なし	変状なし

注) 取付治具位置から側面内側に斜め方向のヘアークラックが生じたが、これは、治具取付に伴うヘアークラックであり、曲げクラックではない。

謝

辞

本実験は、建設省関東地方建設局からの依頼調査「C A Bシステムの耐震性に関する調査」として土木研究所が行ったものである。実験に際しては、建設省道路局国道第一課、関東地方建設局道路管理課および東京国道工事事務所の御関係の皆様にお変お世話になりました。ここに、示して厚くお礼申し上げる次第であります。

参 考 文 献

- 1) 国土開発技術研究センター：共同溝耐震設計要領（案），昭和59年3月
- 2) 日本道路協会：石油パイプライン地震対策要綱，昭和49年3月
- 3) 建設省：建設省新耐震設計法（案），昭和52年3月
- 4) 国土開発技術研究センター：トンネル耐震継手技術基準（案），昭和54年3月
- 5) 大久保忠良：石油パイプラインの耐震基準，道路 昭和48年3月
- 6) 萩原 浩，寺田章次，栗林栄一：石油パイプラインの耐震設計基準，土木技術資料，Vol.16-4，昭和49年6月
- 7) 川島一彦，大日方尚巳，後藤勝志，加納尚史：C A Bの耐震性に関する一次検討結果，——一様地盤部における標準断面（タイプA）の検討——，土木研究所資料，第2138号，建設省土木研究所，昭和59年7月
- 8) 土木学会：昭和39年新潟地震震害調査報告，昭和41年5月
- 9) 土木学会東北支部：1978年宮城県沖地震調査報告書，昭和55年4月
- 10) 建設省土木研究所：1978年宮城県沖地震災害調査報告，土木研究所所報，第159号，昭和58年3月
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，昭和55年5月
- 12) 建設省土木研究所：埋設管の耐震設計法，土木研究所資料，第1037号，昭和50年5月
- 13) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，昭和54年12月
- 14) 荒川直士，川島一彦，相沢 興，高橋和之：地下埋設管路の耐震設計と設計地震入力，土木研究所資料，第1764号，建設省土木研究所，昭和57年1月
- 15) 岩本利行，山村佳裕，北条貞宗：地震時の埋設ダクタイル管路と地盤ひずみの挙動観測，土木学会，第18回地震工学研究発表会講演概要集，昭和60年7月
- 16) 片山恒雄他：地盤および埋設管の地震時ひずみに関する実測的研究，東京大学生産技術研究所，昭和59年11月
- 17) Okubo, T., Arakawa, T., Kawashima, K. : Preliminary Analysis of Finite Ground Strains Induced During Earthquakes and Effect of Spatial Ground Motions on Structural Response, Pressure Vessels and Piping Technology, ASME.

付 属 資 料

C A B の 耐 力 の 推 定

付 属 資 料

1. C A Bの軸方向耐力

(1) コンクリートの圧縮および引張耐力

コンクリートの圧縮強度を3-3節で得られたように $350\text{kg}/\text{cm}^2$ 、引張強度を圧縮強度の $\frac{1}{10}$ と見込んで $35\text{kg}/\text{cm}^2$ とすれば、C A Bの圧縮および引張強度は、C A Bの断面積 $A_c = 2,081\text{cm}^2$ から以下のように求められる。

$$\text{圧縮強度} : C = 2,081\text{cm}^2 \times 0.35\text{ t}/\text{cm}^2 = 728\text{ t}$$

$$\text{引張強度} : T = 2,081\text{cm}^2 \times 0.035\text{ t}/\text{cm}^2 = 73\text{ t}$$

(2) 軸方向鉄筋の引張耐力

C A B供試体には、軸方向鉄筋としてD10 19本が配筋されている。鉄筋の引張強度（降伏点強度）を $\sigma_{sy} = 30\text{kg}/\text{cm}^2$ とすれば、軸方向鉄筋合計の引張耐力は以下ようになる。

$$\text{鉄筋断面積} : A_s = 19\text{本} \times 0.7133\text{cm}^2 = 13.55\text{cm}^2$$

$$\text{引張耐力} : T_s = 3\text{ t}/\text{cm}^2 \times 13.55\text{cm}^2 = 40.7\text{ t}$$

(3) 離脱防止装置の引張耐力

実験ケース3および4では、継目部の過度の抜け出しを防ぐために底面に2箇所、側壁頂部に2箇所の計4枚の離脱防止装置のプレートが、供試体に埋めこまれたアンカーに対しボルトで固定されている。プレートの引張耐力およびせん断力およびボルトのせん断耐力を求めると以下ようになる。

(a) プレートの引張耐力

鋼板の引張強度を $\sigma_{sy} = 2,400\text{kg}/\text{cm}^2$ とすれば以下ようになる。

$$\text{鋼板断面積} : A_p = 0.9 \times (4.4 - 2.2) = 1.98\text{cm}^2$$

$$\text{引張耐力} : T_p = 2.4\text{ t}/\text{cm}^2 \times 1.98\text{cm}^2 \times 4\text{枚} = 19\text{ t}$$

(b) プレートのせん断耐力

鋼板のせん断耐力を引張強度の $1/\sqrt{3}$ 倍とすれば以下ようになる。

$$\text{せん断強度} : \tau_v = \sigma_{sy} / \sqrt{3} = 2,400 / \sqrt{3} = 1,385\text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\text{せん断面積} : A = 2 \times 0.9 \times 1.9 = 3.42\text{cm}^2$$

$$\text{せん断耐力} : S_p = 1.385\text{ t}/\text{cm}^2 \times 3.42\text{cm}^2 \times 4\text{枚} = 18.9\text{ t}$$

(c) ボルトのせん断耐力

プレートの供試体を固定するボルトは、M20であり、せん断強度 τ_v を(b)と同様にすれば以下ようになる。

$$\text{ボルト断面積} : A = 2.65\text{cm}^2$$

$$\text{せん断耐力} : S_b = 1,385\text{ t}/\text{cm}^2 \times 2.65\text{cm}^2 \times 4\text{本} = 14.8\text{ t}$$

2. CABの曲げ耐力

引張鉄筋降伏時の曲げ耐力を複鉄筋断面として、概算すれば、以下のようになる。

抵抗曲げモーメント : $M = 18.2 \text{ t} \cdot \text{m}$

当該モーメントを生じさせるために2点载荷時に作用させる合力は、 $P = 30.3 \text{ t}$ となる。

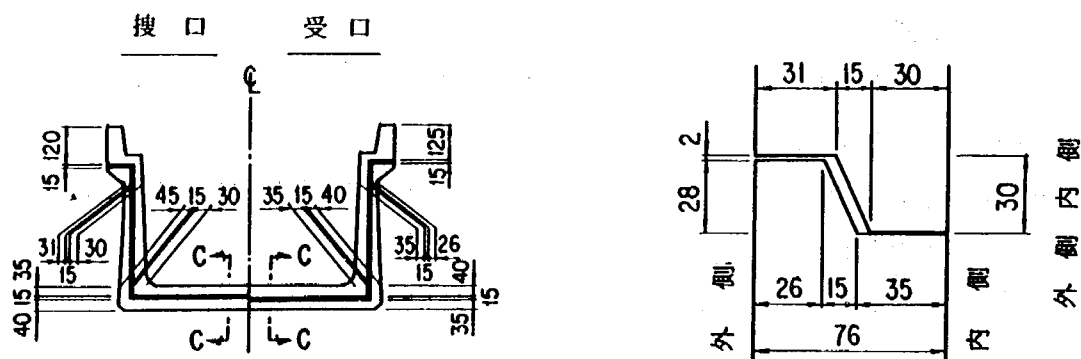
3. ほぞ部のせん断耐力

C A Bの継目部には、隣接するC A Bのずれ等の防止するために付図- 1のようにオス、メスのほぞが付けられている。この部分の横断面方向のせん断力に対しては、片側の側壁のみがせん断に抵抗する。コンクリートのせん断強度を圧縮強度の20%とすれば、以下のようになる。

コンクリートのせん断耐力 $\tau_c = 70 \text{ kg/cm}^2$

せん断面積 $A = 52.4 \times 4.1 = 215 \text{ cm}^2$

ほぞのせん断耐力 $S = 0.07 \text{ t/cm}^2 \times 215 \text{ cm} = 15 \text{ t}$



付図一 1 ほぞ部

CABの耐震性に関する研究
——(その2) CABの動的載荷実験——

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2259号
昭和60年11月(1985)

耐震研究室室長 川島 一彦
研究員 大日方尚巳 蓮上 茂樹
小山 達彦 吉田 武史
加納 尚史 吾田 洋一

キーワード：CAB，離脱防止装置，耐震性

要 旨 本報告は，CAB(Cable box)本体の耐震性を実験的に検討することを目的とし，実物大のCABを用いて行なった動的繰返し載荷実験の結果をとりまとめたものである。

郵便はがき

下を40
さは円
いっ切
て手

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室 行

No. 194

No. 194

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料2259号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏名 ㊦