

土木研究所資料

第1606号

沓座コンクリートの強度および
補強法に関する調査

昭和55年7月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

ま え が き

昭和53年6月、宮城県金華山の東方沖約60kmに震源をもつマグニチュード7.4の地震（宮城県沖地震）が発生し、宮城県を中心とした地域に多大な被害をもたらした。

道路橋においても被害の軽微なものを含めて約100橋が被災し、その被害額は約40億円に達している。また、その被害は支承部および下部構造躯体に多くみられた。

中でも支承を支える下部構造天端部コンクリート（以下沓座コンクリートという）の被害は27橋、77件生じており、このうち支承周辺のコンクリートが剥離し、下沓底面の突起が機能しなくなってしまった致命的な被害が36件生じている。

そこで基礎研究室では沓座コンクリートに関する模型実験を実施し、沓座コンクリートの強度ならびに補強方法に関する検討を行い、橋梁の耐震性向上のための一助とすることとした。

本報告は実験の概要、結果および実験に対応して実施した若干の解析をとりまとめたものである。

昭和55年7月

基礎研究室

室 長 塩 井 幸 武

研究員 光 家 康 夫

技 官 清 水 孝 男

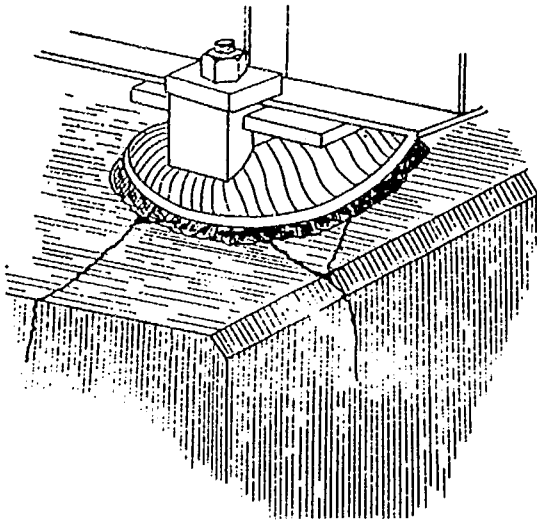
目 次

ま え が き	1
1. 試験目的	2
2. 試験項目	2
2.1 宮城県沖地震による被害の検討	2
2.1.1 被害の要因	2
2.1.2 沓座部の設計法	2
2.2 既往の研究	5
2.3 試験要因の検討	6
2.4 試験項目	7
3. 試験方法	8
3.1 供試体の設計	8
3.1.1 想定する実橋の条件	8
3.1.2 供試体の形状寸法	8
3.1.3 相似律の検討	11
3.1.4 供試体の種類	12
3.2 使用材料	14
3.3 載荷方法	16
3.4 測定方法	16
4. 鉛直載荷試験結果	20
5. 傾斜荷重載荷試験結果	20
5.1 破壊性状および強度	20
5.2 荷重－ひずみの関係	25
5.3 荷重－変位の関係	25
5.4 ロゼットゲージ	27
6. FEMによる解析	30
6.1 解析モデル	30
6.2 解析結果	30
7. 沓座コンクリートの設計法に関する検討	34
7.1 現行設計法の安全性の検討	34
7.1.1 実験における強度	34
7.1.2 実橋における応力度の検討	34
7.1.3 安全性の検討	35
7.2 鉄筋による沓座の補強法	35

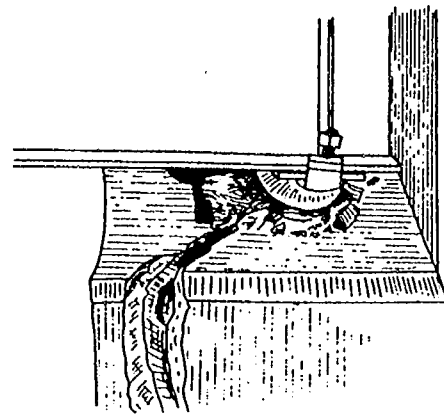
7.2.1 鉄筋補強と破壊荷重	35
7.2.2 補強筋の施工性	37
7.3 各座コンクリートの設計法に関する試案	37
8. 結 論	38
あ と が き	39
参 考 文 献	39

1. 試験目的

昭和53年6月に発生した宮城県沖地震により、多数の橋梁の沓座コンクリートに図-1.1に示すような被害が生じた。⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾ これらの被害は特に固定沓において顕著であり、固定沓に働く地震時水平力によって増大した沓座コンクリートのせん断応力度が、そのせん断耐力を越えたことにより生じたと考えられる。しかし地震時における沓座部コンクリートの応力状態については不明な点が多く、それを考慮した設



(a) 沓座コンクリートの亀裂



(b) 沓座コンクリートの破壊

図-1.1 沓座コンクリートの被害例

計法はいまだ確立されていないのが現状である。

そこで沓座部の模型供試体による載荷試験を実施し、沓座部の挙動、強度および破壊性状について調査し、次の2点について検討を行った。

- (1) 宮城県沖地震による沓座コンクリートの被害原因の検討を行うと同時に、現行の沓座部設計手法の安全性を検討する。
- (2) 鉄筋による沓座コンクリートの補強効果について検討し、合理的な補強方法を提案する。

2. 試験項目

2.1 宮城県沖地震による被害の検討

2.1.1 被害の要因

宮城県沖地震による橋梁被害は被害が軽微なものを含めて約 100 橋、被害額にして約 40 億円に達している。

これを被害形態別に分類した場合の沓座コンクリートの被害（被害形態 8）は、全被害形態数の 12% に相当する 77 件を占めている。このうち、沓座が破損してリブで水平力を支持できなくなっている被害形態は 36 件ある。

この被害を橋数に直すと、宮城県管理橋梁 16 橋、岩手県管理橋梁 3 橋、東北地建管理橋梁 8 橋となり、この一覧を竣工年度順に示すと表 2.1.1 のようになる。

沓座のせん断破壊は、その被害が固定沓に集中していることからわかるように、一般に沓に作用する水平力により、せん断強度を超えるせん断応力度が沓座部に生じたことにより発生すると考えられる。

沓座部の抵抗力を支配する要因としては、支承縁端距離、沓座コンクリートの補強法、沓座モルタルの種類、沓座モルタルの形状、および沓座コンクリートの強度が考えられるが、この中でも支承縁端距離および沓座コンクリートの補強法の影響が大きいと考えられる。

支承縁端距離については、被害橋梁の全数にわたりこれを調査することができなかったが、一部写真等によって調査した範囲では、支承縁端距離の小さい橋に被害が多いと考えられる。

沓座部の鉄筋補強に関しては、たとえば沓座コンクリートの一部がかけ落ちた豊里大橋や山吉田橋の例のように、沓座のせん断破壊に抵抗するための特別な配筋はみられない。

2.1.2 沓座部の設計法

沓座コンクリートの被害原因を検討し設計法の問題点を明らかにするために、沓座部の設計法の変化に関して若干の検討を行うこととする。

道路橋の沓座部の設計法に関しては、昭和 43 年 3 月の道路橋下部構造設計指針、橋台・橋脚の設計篇⁽⁴⁾の規定が最初であり、その規定がほとんどそのまま道路橋示方書 IV 下部構造編⁽⁵⁾に受けつがれている。

この指針においては沓座部のせん断破壊は図 2.1.1 に示すような面で発生すると考え、支承縁端距離 S (cm) は次式によって求めることとしている。

$$\begin{aligned} S &\geq 20 + 0.5 \ell & \ell &\leq 100 \text{ m} \\ S &\geq 30 + 0.4 \ell & 100 < \ell &\leq 150 \text{ m} \end{aligned}$$

ここで ℓ はスパン長 (m) である。この支承縁端距離の値 S は、本来は沓座部のコンクリートの破損を防止するだけでなく、地震時に桁が落下するのを防止するという点から定められたとされている。

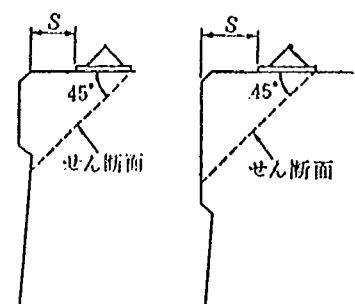


図 2.1.1 支承縁端距離

なお、この指針以前には沓座部の設計を具体的に条文化した基準類はなく、責任技術者の判断により設計が行われていた。したがって、支承縁端距離に対する規定が出された後とそれ以前では両者の縁端距離

表- 2. 1. 1 (1)

沓座付近に被害を受けた橋梁

宮 城 県 管 理

橋 名	架設年 (昭和)	上部形式	下部形式	支承形式	幅員 (m)	被害付近 スパン長 (m)	被 害 状 況	被害ランク a=亀裂 b=破損 c=破壊
木間塚橋	6	単純鉄桁	台: 逆 T 式 脚: ラーメン	鋼板支承	45	13.4×2 17@12.3	支承縁端距離不足により, 沓座コン クリートがほとんどの下部工で破 壊	c
萬石橋	7	単純合成 鉄桁 (H)	台: 半重力式 脚: 壁式 (引出 し半径)	鋼板支承	60	9.90	支承縁端距離が不足しているため橋 脚天コンクリートが破壊 (P16)	b
西内海橋	8	単純合成 鉄桁 (H)		鋼板支承	84	10.35	沓座コンクリートの破損	b
野田橋	10	単純鉄桁	台: 逆 T 式 脚: ラーメン式	鋼板支承	55	18.20	支承部コンクリートの破損	b
高川橋	12	単 純 RCT桁	台: 重力式 脚: ハイムベント	鋼板支承	60	3@7.2	橋脚沓座張出し部破壊 (P ₁ , P ₂)	a
貞山橋	13	単純合成 鉄桁	台: 逆 T 式 脚: ラーメン式	線 支 承	80	9.90	P ₁ , P ₂ 橋脚支承部コンクリート亀 裂及び剥離, アンカボルトの抜出し	b
登米大橋	20	単純RCT 桁 RCT 桁ゲルバー	台: 重力式 脚: ラーメン式	ゴム支承	53	18.20	右岸橋台沓座コンクリートに亀裂	b
品井沼 大 橋	29	単純鉄桁	台: 逆 T 式 脚: ラーメン式	線 支 承	55	21.0	P ₁ 流側天端コンクリートの剥離 (支承部剥離, 亀裂)	b
錦桜橋	31	ゲルバー 鉄桁		線 支 承	60		沓座コンクリートの破壊	c
志田橋	33	ゲルバー 鋼鉄桁	台: 重力式 脚: ラーメン式	ピン支承	60	29.5	P ₃ 支承アンカーボルトの抜け出し 及び沓座モルタル破損 P ₃ 橋脚天端 に亀裂 (P ₃ は固定支承のみ)	a
荒雄川橋	37	単純合成 鉄桁	台: 直接基礎 脚: 井筒基礎	線 支 承	60	22.5	沓座コンクリートの亀裂	a
山吉田橋	39	単純合成 鉄板桁	台: 逆 T 式 脚: 逆 T 式	線 支 承	60	34.4	固定沓, 沓座の破壊 P ₃ , P ₄ , P ₅	b
島廻橋	40	単純鉄桁	台: 逆 T 式 脚: ラーメン式	線 支 承	A _L 60 A _R 45	25.0	P ₂ 橋脚の固定沓側の橋脚天端に亀 裂	a
豊里大橋	42	単純合成 鉄桁+単 純鋼鉄桁 (H)	台: 逆 T 式 脚: 壁 式	線 支 承	80	12.9 33.6	H鋼桁下部工の沓下部がせん断破壊 (P ₃) 固定沓	b
保野川橋	44	単 純 RCT桁	台: 逆 T 式	ゴム支承	76	21.5 31.0	沓座コンクリートの亀裂 (A _L , A _R)	a
柳津大橋	50	単 純 トラス	台: 抗え壁式杭 (鋼管) 基礎	ローラー 支 承	105	74.4	沓座コンクリートの亀裂	a

表- 2.1.1 (2)

建設省管理

橋 名	架設年 (昭和)	上部形式	上部形式	支承形式	幅員 (m)	被害付近 スパン長 (m)	被 害 状 況	被害ランク a = 亀裂 b = 破損 c = 破壊
荒 雄 橋	24	単純鈑桁		鋼板支承	7.5	11.5	橋台桁座コンクリートに亀裂, 沓座 モルタル破損およびアンカーボルト ゆるみ	a
花京院 跨線橋	26	単純合成 鈑 桁			210		橋台桁座コンクリートに亀裂	a
油渡戸橋	28	単純上路 ト ラ ス	重力式橋台 直接基礎	ピン支承	5.9		橋台桁座両端のコンクリート破損	a
熊ヶ根橋	29	単 純 鋼アーチ	重力式橋台 直接基礎		8.0		橋台桁座コンクリート剥離	a
福 田 橋 (下り線)	32	単純合成 鈑 桁	半重力式橋台 杭 基 礎	線 支 承	105	16.5	沓座コンクリートの亀裂	a
天 王 橋	34	鋼ランガ ートラス 鋼ゲルバ ー(7)	井筒基礎 逆 T 式	ピン支承	6+2	33.0	沓座コンクリートの破壊 (ピン支承及びピンローラ支承)	c
梅田川橋	44	単純合成 鈑 桁	重力式橋台 杭(鋼管)基礎	線 支 承	230	23.4	沓座コンクリートの亀裂	a
水 守 橋	45	単純合成 鈑 桁	重力式橋台 杭(RC)基礎	線 支 承	7.0	19.71	沓座モルタル破損, 橋台桁座コン クリートに亀裂, 橋台ウィングに 亀裂	a

岩手県管理

橋 名	架設年 (昭和)	上部形式	下部形式	支承形式	幅員 (m)	被害付近 スパン長 (m)	被 害 状 況	被害ランク a = 亀裂 b = 破損 c = 破壊
桜 木 橋	6	ゲルバー鈑桁		ローラー 支 承	6.0		沓座コンクリートの亀裂	a
北上大橋	13	ブレースドアーチ(1) 3径間ゲルバー(1) 単純RCT桁(2)	直接基礎				橋脚上, 支承コンクリートに亀裂	a
東 雲 橋	37	単純RCT桁		鋼板支承	4.5		橋台沓座コンクリート剥離, 橋脚上 沓コンクリート剥離	b
立 花 跨線橋	42	単純H鋼桁 単純PCスラブ		線 支 承 ゴム支承			沓座コンクリートの破損	b
赤生津橋	46	単純RCT桁 単 純 ト ラ ス		鋼板支承 ピン支承	6.0	41.14 56.0	沓座が破損	a

は一般に大きな違いがあり、43年の指針適用以前の橋では支承縁端距離の小さいものが多いと思われる。省座のせん断破壊を生じている橋梁が、43年以前に竣工したものに比較的多いという点は、このような縁端距離の影響が大きいことを表わしていると考えられる。

省座部の鉄筋による補強について、上記の指針においては、省から伝わる鉛直荷重によるコンクリートの割裂を防止し、アンカーボルトから伝わる水平力や引抜力によってコンクリートが破壊するのを防ぐために図-2.1.2に示すようなかご状鉄筋を設

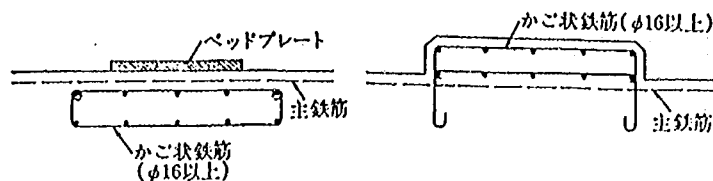


図-2.1.2 かご状鉄筋の配置

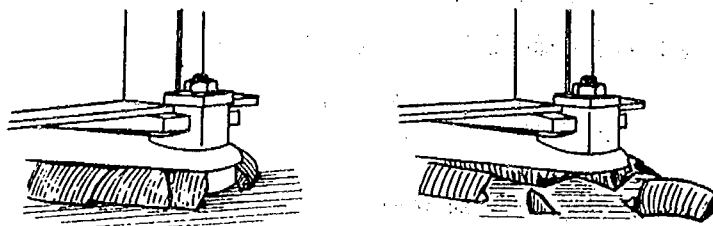
けることが規定されている。しかし、これと同様な補強は、昭和43年に指針として規定される以前から行っているものも多い。

省座モルタルについては、従来は通常のもルタルを用いるドライパッキングと呼ばれる手法が一般的であったが、近年モルタルの収縮による空げきの発生等を防ぎ、施工の確実性を高めるために無収縮モルタルが用いられるようになっている。しかし、モルタルの強度や施工による欠陥は省座モルタルのみの破壊として現われることから、省座コンクリートの破壊には決定的な要因にはならないと思われる。

同様に省座モルタルの形状による影響も比較的小さいものと考えられる。

省座コンクリートの強度については、設計基準強度 $\sigma_{ck} = 210 \sim 270 \text{ kg/cm}^2$ が多く、従来からあまり変わっていないものと思われる。

以上のことから、宮城県沖地震による省座コンクリートの被害原因は、主に支承縁端距離の不足と、これに対応するための十分な鉄筋補強がなかったことの2点と推測される。



(a) 省座モルタルの亀裂 (b) 省座モルタルの破壊

図-2.1.3 省座モルタルの被害

2.2 既往の研究

支承と省座コンクリートとを結合するものとしては、アンカーボルトと下省の突起とがある。道路橋示方書⁽⁶⁾においては、支承に作用する水平力はすべてアンカーボルトによって負担することとなっている。

しかるに道路公団等の実験⁽⁷⁾において、アンカーボルトによる水平抵抗は、アンカーボルト穴の遊間の存在によって省がかなり変位を生じた後に発現され、下省突起が抵抗する時期とずれのあることが指摘されている。すなわち下省がかなり変位した後にアンカーボルトに水平力が伝達されるため、それまでは下省の突起のみで水平力に抵抗しており、

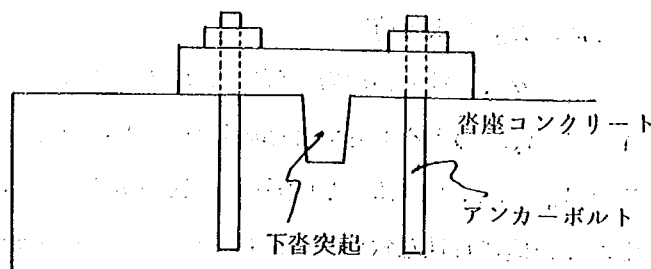


図-2.2.1 下省突起およびアンカーボルト

この荷重によって沓座コンクリートが破壊に致る場合が多いものと考えられる。

なお、鉄道橋においては下沓の突起による抵抗を主に期待しているため、下沓突起による沓座コンクリートの破壊実験⁽⁸⁾を行っており、この実験をもとに沓座コンクリートの補強法に関する規定⁽⁹⁾を設けている。

支承および沓座に関する参考文献については、本資料の付録として別冊資料を作成しているので参照されたい。

2.3 試験要因の検討

以上の検討より、宮城県沖地震における沓座コンクリートの被害は、下沓突起から伝達された地震時水平力によって、主に支承縁端距離の不足および鉄筋による補強の不足が原因となって、過大なせん断応力度が沓座コンクリートに生じたため発生したものと考えられる。

そこで本実験で着目する試験要因としては支承縁端距離と沓座の鉄筋補強法が考えられる。しかし、支承縁端距離については、昭和43年以来規定が設けられていることから、本実験においてもこの規定により一定値とし、この規定値の安全性を確認することとした。そのため、本実験は鉄筋補強法を主要因として選定し、補強法の違いによる強度の相違を調査することによって適切な補強法を検討することとした。

「2.1.2 沓座の設計法」で述べているように、道路橋の基準では鉛直荷重に対する割裂予防用の配筋細目が設けられているが、水平荷重に対する配筋法については何ら記述がない。そこで国鉄の基準⁽⁹⁾を参考として標準となる鉄筋量を次のように定めた。

割裂に対する補強鉄筋量 (A_{sv}) は次式で求める。

$$A_{sv} = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{b}{b_c} \right) \frac{R_v}{\sigma_{sa}}$$

ここに、 b : 沓の幅 (cm)

b_c : 支圧力の分布幅 (cm)

R_v : 鉛直荷重 (kg)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm²)

また水平力に対する鉄筋量 (A_{sh}) はコンクリートの抵抗を無視して次式で求める。

$$A_{sh} = \frac{R_H}{\sigma_{sa}}$$

ここに、 R_H : 水平荷重 (kg)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm²)

A_{sv} と A_{sh} の和をもって標準の鉄筋量 A_{s0} とする。

この A_{s0} の 0, 1, 1.5, 2.0 倍程度に鉄筋量を変化させ、強度、挙動等について検討を行う。

またこの他に特殊な鉄筋補強法についても、その効果を検討することとした。これらの詳細については、「3.1 供試体の設計」を参照されたい。

鉄筋量以外の要因は次のように固定することとした。

- (1) アンカーボルトは、実験をできるだけ単純な形で行うため設けないこととし、下沓突起のみを設けた。
- (2) 支承縁端距離は、道路橋示方書IV下部構造編の規定によった。
- (3) 沓座モルタルはセメント系無収縮モルタルを使用し、モルタルの盛り上げなども設けないこととした。
- (4) 沓座コンクリートの強度は $\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ とした。

2.4 試験項目

試験項目は大別して鉛直荷重試験および傾斜荷重荷重試験よりなる。

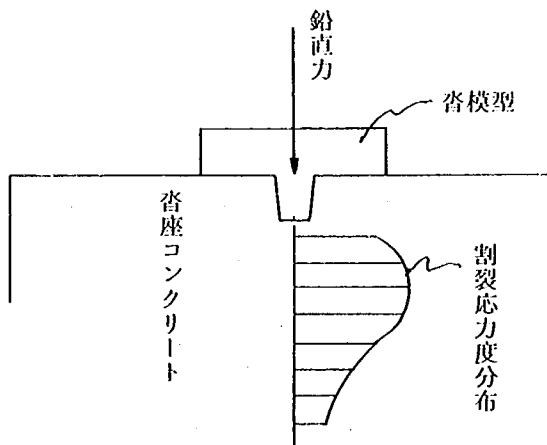
(1) 鉛直荷重試験

鉛直荷重により沓座コンクリートに生ずる割裂応力度について、その大きさ、分布などを検討するためのものである。

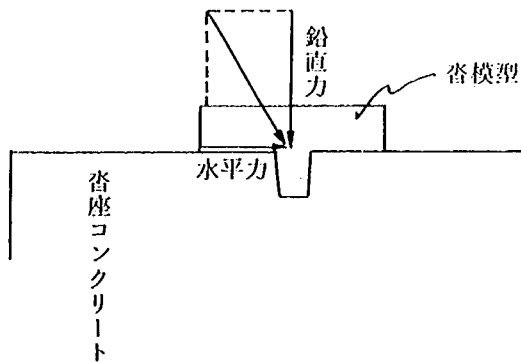
(2) 傾斜荷重荷重試験

本調査における主題をなすものであり、鉛直荷重と同時に水平荷重が作用した場合の沓座コンクリートの強度、挙動などについて検討するものである。

この方法には鉛直荷重を一定にしておいて水平荷重を漸次増やしていく方法と鉛直荷重と水平荷重の



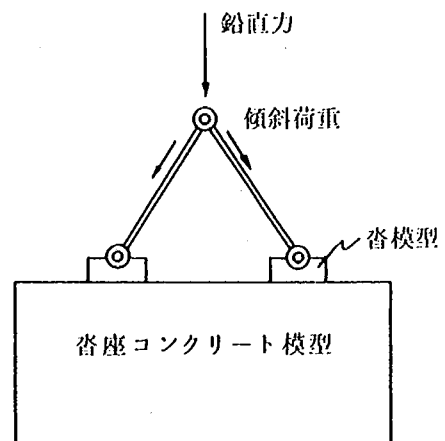
図一 2.4.1 鉛直荷重試験



図一 2.4.2 傾斜荷重荷重試験

比を一定にして荷重を増やしていく方法がある。本調査においては、図一 2.4.3 に示す二またの荷重治具を用い、鉛直力と水平力の比が一定となる試験とした。

このことは、水平力が鉛直荷重との比率で与えられる震度法の考え方に対応している。



図一 2.4.3 二また荷重治具の概念図

3. 試験方法

3.1 供試体の設計

3.1.1 想定する実橋の条件

模型供試体を検討するに当たり、想定する実橋の条件を、建設省標準設計より次のように設定する。

上部工	構造型式	PC T型桁橋
	支間長	30 m
	地震時反力	$R_d = 48 \text{ t}$, $R_H = 24 \text{ t}$ (震度 0.25)
支承	構造型式	すべり支承 (B. P.)
	機能	固定

下部工 ; 鉄筋量が比較的少ない、壁式橋台または橋脚とする。

3.1.2 供試体の形状寸法

実物に対する供試体の縮尺は、載荷装置の能力、供試体の大きさ等を考慮し $1/3$ とした。

想定する実橋の縁端距離に対する供試体の縁端距離は、

$$\frac{1}{3} (20 + 0.5 \ell) = \frac{1}{3} (20 + 0.5 \times 30) = \frac{1}{3} \times 35 = 11.7 \text{ cm}$$

となるが、補強筋の配置を考慮して 15 cm とした。

供試体の幅は、上面において支承中心から 45° に分布する破壊面を考えた場合、破壊面の幅が供試体の幅の中に納まることを考慮して 70 cm とし、供試体の厚さは、リブ下端から 45° 方向に破壊するとした場合、前面での破壊面の位置が厚さより小さく、かつ余裕があることを考慮して 50 cm とした。

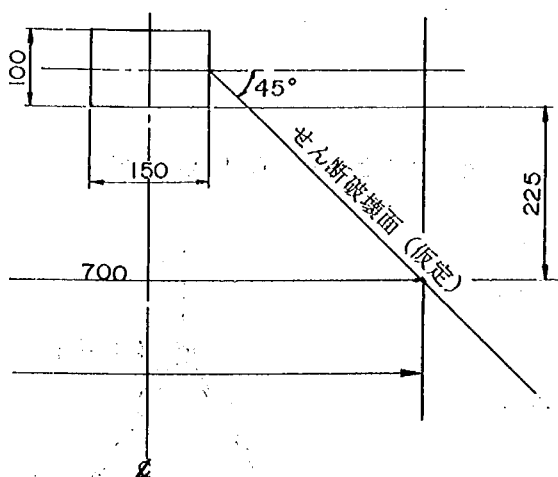


図-3.1.1 供試体幅の決定

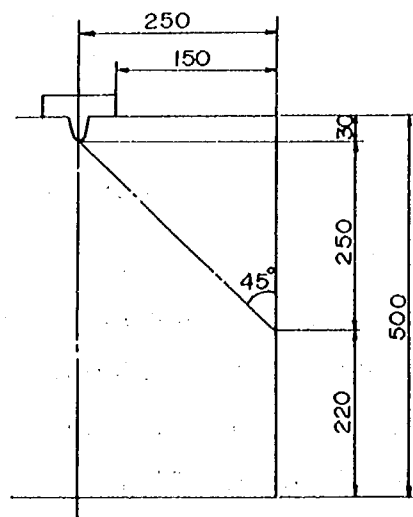
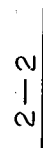
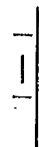


図-3.1.2 供試体高さの決定

沓模型は、供試体の幅の制約および傾斜荷重を与えるための二また載荷治具の取り付けを考慮すれば、図-3.1.3 に示す形状寸法となった。沓模型と実物の沓の寸法を比較すると縮尺は約 $1/3$ である。

また以上の検討より決まる供試体の形状寸法一般図を図-3.1.4 に示す。



3-3

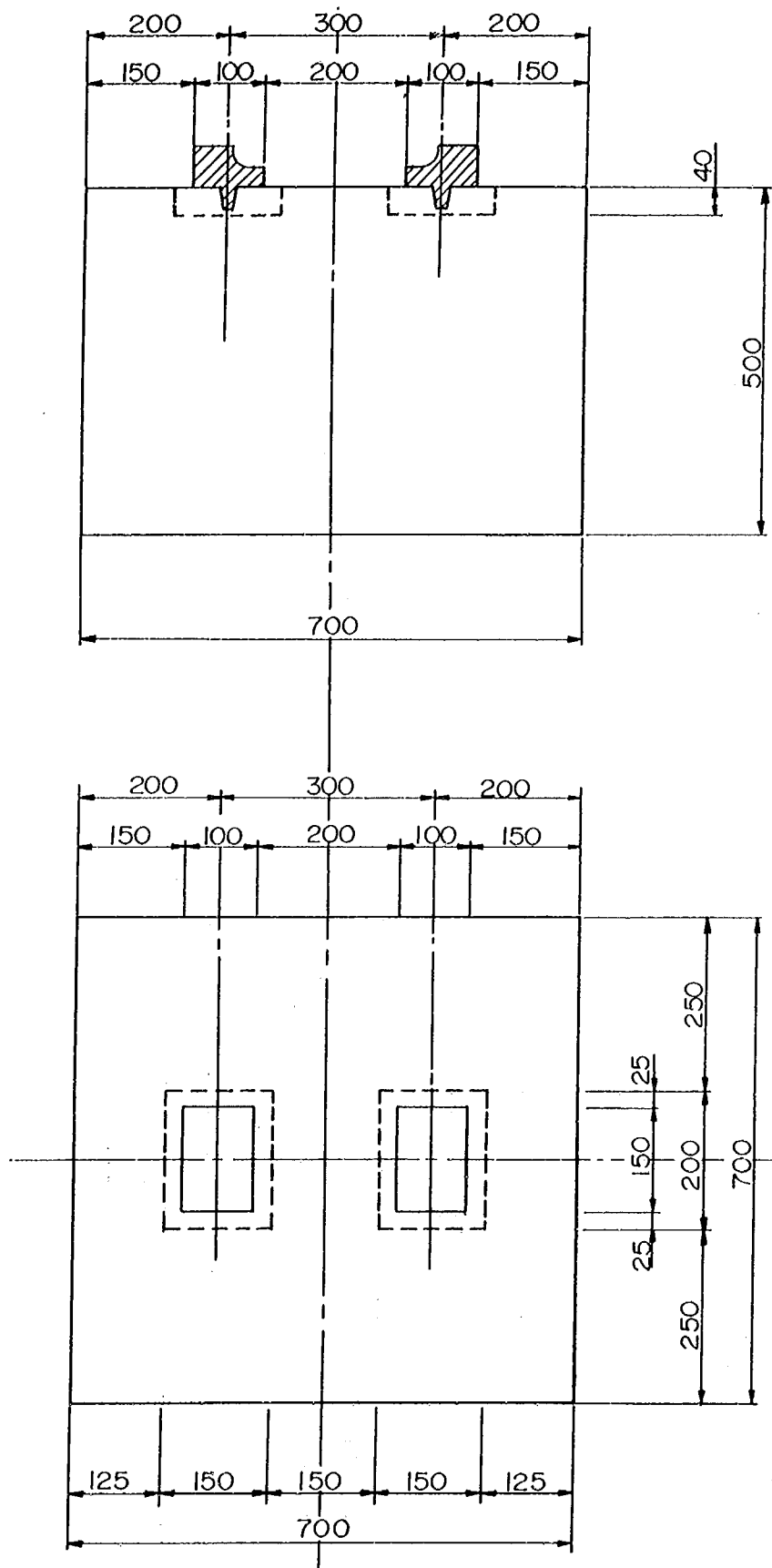


图-3.1.4 供試体一般図

3.1.3 相似律の検討

本実験においては、模型と実物の材料強度比が1であるため、模型と実物に生ずる応力度比 (σ_P/σ_M) を1とする必要がある。

このためには荷重比 (F_P/F_M) は次式で求められる。

$$\frac{F_P}{F_M} = \frac{\sigma_P \cdot L_P^2}{\sigma_M \cdot L_M^2} = \frac{\sigma_P}{\sigma_M} \left(\frac{L_P}{L_M} \right)^2 = 1 \cdot R^2 = R^2$$

ここで、 L_P/L_M : 寸法比 $L_P/L_M = R$ とする。

本実験では $R = 3$ であるので、荷重比は9となり、この荷重をもとに3.1.2で決定した供試体に生ずる応力度を実橋のものと比較すれば表-3.1.1となる。各応力度が比較的よい対応を示している。

ここで、せん断応力度については、国鉄の基準⁽⁹⁾における計算法(図-3.1.5)により算定した。

表-3.1.1 荷重、応力度の比較

	供試体	実物
作用鉛直力 (t)	5.3	48
作用水平力 (t)	2.7	24
平均鉛直支圧応力度 (kg/cm^2)	35.3	28.1
リブの側面支圧応力度 (")	60.0	88.9
せん断応力度* (")	2.3	2.1

*) 図-3.1.5の算定法による

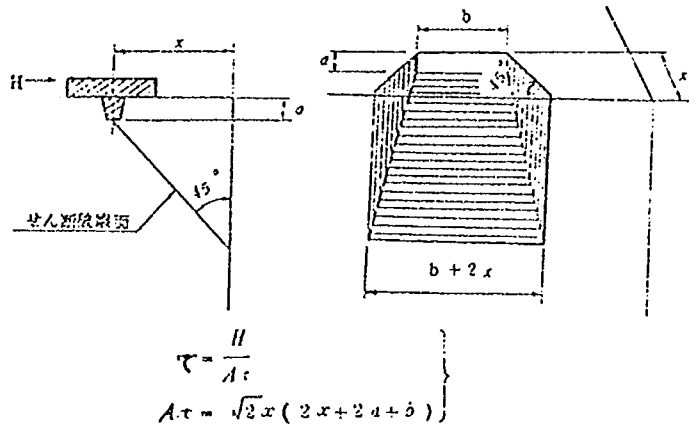


図-3.1.5 国鉄の基準におけるせん断応力度の算定

鉄筋量に関しては次の相似律が成り立つ。

鉄筋の強度比は1であるので、鉄筋の断面積比

(A_{SP}/A_{SM}) は次式で表わせる。

$$\frac{A_{SP}}{A_{SM}} = \frac{A_{SP} \cdot \sigma_y}{A_{SM} \cdot \sigma_y} = \frac{F_P}{F_M} = R^2$$

この鉄筋量を有効幅 (l_P, l_M) と有効高 (h_P, h_M) の断面に配置した場合の鉄筋比の比率 (P_P/P_M) は次式で表わせる。

$$\begin{aligned} \frac{P_P}{P_M} &= \frac{A_{SP}/l_P \cdot h_P}{A_{SM}/l_M \cdot h_M} = \frac{A_{SP}}{A_{SM}} \cdot \frac{l_M}{l_P} \cdot \frac{h_M}{h_P} \\ &= \frac{A_{SP}}{A_{SM}} \cdot \frac{L_M}{L_P} \cdot \frac{L_M}{L_P} \\ &= R^2 \cdot \frac{1}{R} \cdot \frac{1}{R} \\ &= 1 \end{aligned}$$

すなわち鉄筋比は実物と模型で等しくなる。

3.1.4 供試体の種類

鉄筋の補強法の違いによって供試体は7体作成した(表-3.1.2)。それらの諸元は次のように決定した。

「2.3 試験要因の検討」で示した方法を用いて、基準の鉄筋量を決定する。

$$A_{sh} = \frac{R_H}{\sigma_{sa}} = \frac{2.7 \times 10^3}{1,800 \times 1.5} = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{sv} &= \frac{1}{4} \left(1 - \frac{b_1}{b_c} \right) \frac{R_v}{\sigma_{sa}} \\ &= \frac{1}{4} \left(1 - \frac{10}{35} \right) \frac{5.3 \times 10^3}{1,800} = 0.53 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{sh} + A_{sv} = 1.00 + 0.53 = 1.53 \text{ cm}^2 (\phi 6 @ 60)$$

この鉄筋量は実物では D13 @ 90 に相当する。

A_{s0} の 1.5 倍の鉄筋量としては、鉄筋間隔をつめることにより対応する ($\phi 60 @ 40$)。

A_{s0} の 2.0 倍の鉄筋量としては、基準の鉄筋量の 2 段配筋 ($2 - \phi 6 @ 60$) および径を太くする ($\phi 9 @ 60$, $2.3 A_{s0}$) ことにより対応する。

以上のような配筋を以後、単に補強筋と呼ぶ。

補強筋の他にその他の補強筋として、鉄筋のせん断抵抗力によって抵抗しうる鉄筋(せん断補強筋と呼ぶ)を A_{s0} の他に配筋した(図-3.1.6 参照)。その鉄筋量の算定は次式による。

$$A_{st} = \frac{R_H}{\tau_{sa}} = \frac{2.7 \times 10^3}{800 \times 1.5} = 2.25 \text{ cm}^2 (\phi 6 \times 7 \text{ 本})$$

ここで、 τ_{sa} : 鉄筋の許容せん断応力度 (kg/cm^2)

この鉄筋量は実物では D13 × 16 本に対応する。

また沓のまわりを帯鉄筋のような形で拘束する配筋(引張補強筋と呼ぶ)を検討した(図-3.1.7 参照)。この鉄筋量は $\phi 9$ を 50 mm 間隔で配筋することとした。実物においては $\phi 22$ の 100 mm 間隔に相当する。

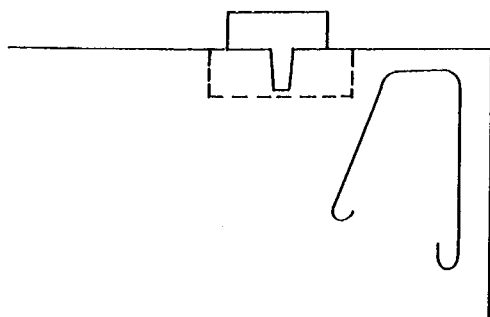


図-3.1.6 せん断補強筋

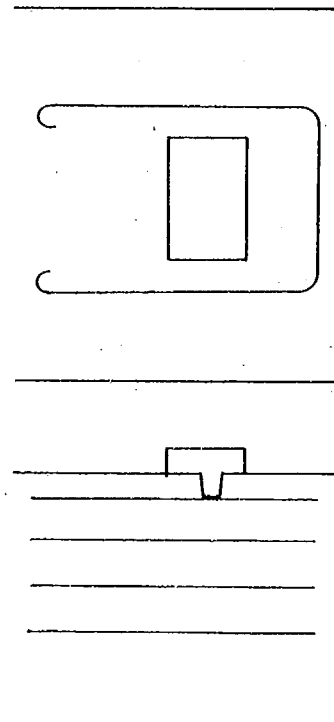
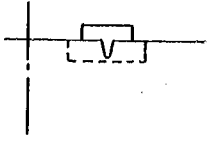
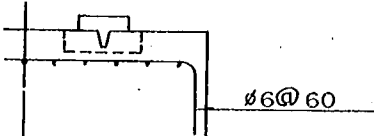
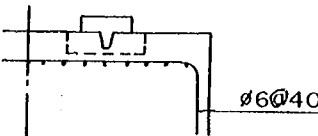
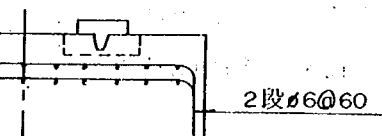
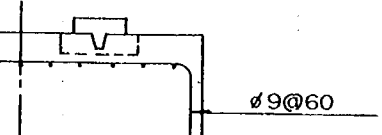
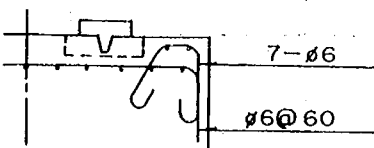
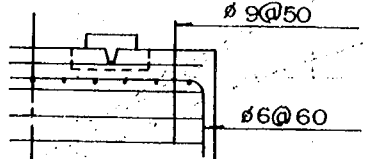


図-3.1.7 沓まわりを拘束する配筋

表-3.1.2 試験要因と供試体種類の関係

	補 強		構 造 図	備 考
	補 強 筋	その他の補強筋		
①	無	無	 底面および側面は補強する。	
②	φ6@60 (=A _{so})	無	 φ6@60	基準供試体 実物の D-13@90 に 相当する
③	φ6@40 (=A _{s3})	無	 φ6@40	$\frac{A_{s3}}{A_{so}} = \frac{1.5}{1}$
④	2-φ6@60 (=A _{s4})	無	 2段φ6@60	$\frac{A_{s4}}{A_{so}} = \frac{2.0}{1}$
⑤	φ9@60 (=A _{s5})	無	 φ9@60	$\frac{A_{s5}}{A_{so}} = \frac{2.3}{1}$
⑥	φ6@60	せん断補強筋 7-φ6	 7-φ6 φ6@60	
⑦	φ6@60	引張補強筋 φ9@50	 φ9@50 φ6@60	

3.2 使用材料

(1) コンクリート

コンクリートは、一般的な構造物用として設計基準強度

210 kg/cm^2 を目標に、表-3.

2.1 に示す配合のものを使用

した。打設時に測定したスランプは 13.5 cm, 空気量 4.6 %, コンクリート温度 25 °C であった。。

表-3.2.2 に、打設時に採取したテストピース ($\phi 15 \times 30 \text{ cm}$) の圧縮強度を、図-3.2.1 にヤング係数およびポアソン比の関係を示す。ただし、表-3.2.2 中、材令 48 日 (試験時) のテストピースは、載荷試験後に供試体①からコアボーリングにより採取したものである。

(2) 省座モルタル

省座モルタルは、設計強度 450 kg/cm^2 を目標として、プレミックスタイプの早強型特殊セメント系無収縮グラウト材 (日曹マスタービルダーズ社 NL-870 GHE)

表-3.2.1 コンクリートの配合

C (kg/m^3)	W (kg/m^3)	W/C (%)	S (kg/m^3)	G (kg/m^3)	S/A (%)	NO-5 L (kg/m^3)
273	162	59.0	829	1,052	44.1	0.683

表-3.2.2 コンクリートの強度 (kg/cm^2)

材 令 (日)		標準発生		現場発生	
			平均		平均
7	イ	189	186	177	173
	ロ	190		169	
	ハ	181		175	
18	イ	252	252	247	243
	ロ	248		239	
	ハ	256		243	
28	イ	288	277	262	261
	ロ	284		261	
	ハ	271		260	
48 (試験時)	イ			291	253
	ロ			225	
	ハ			243	

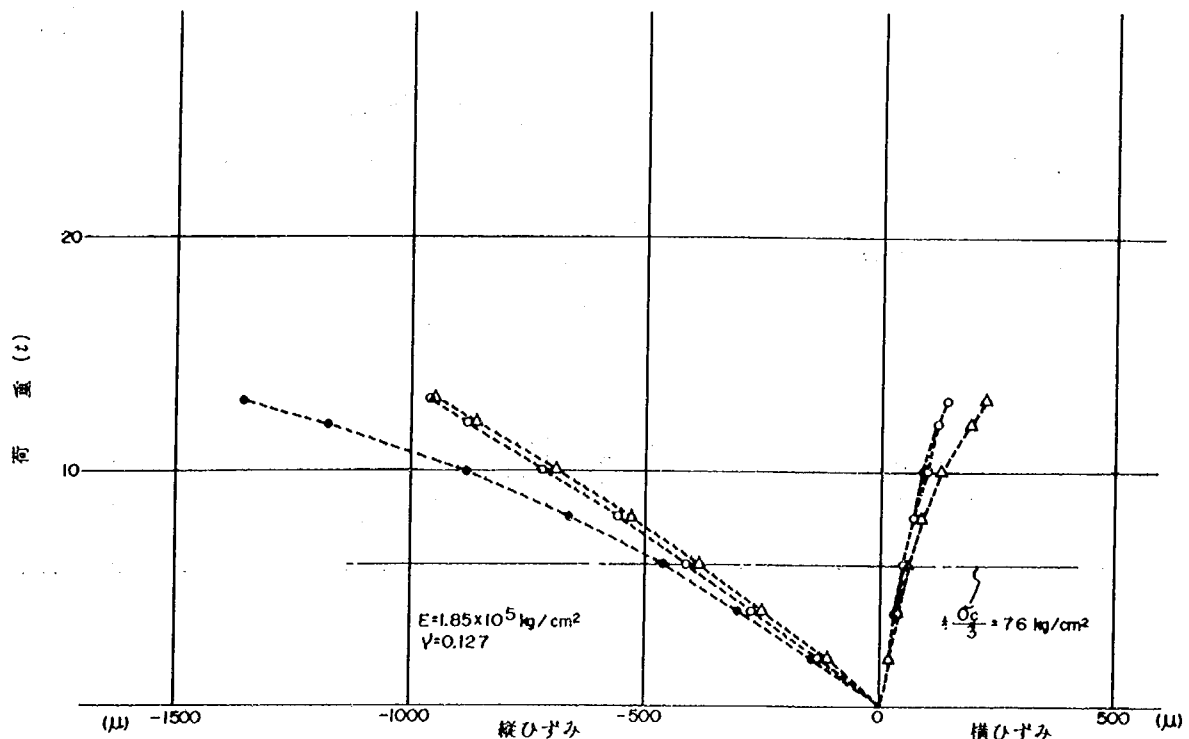


図-3.2.1 荷重-ひずみ曲線 (コンクリート材令 28 日)

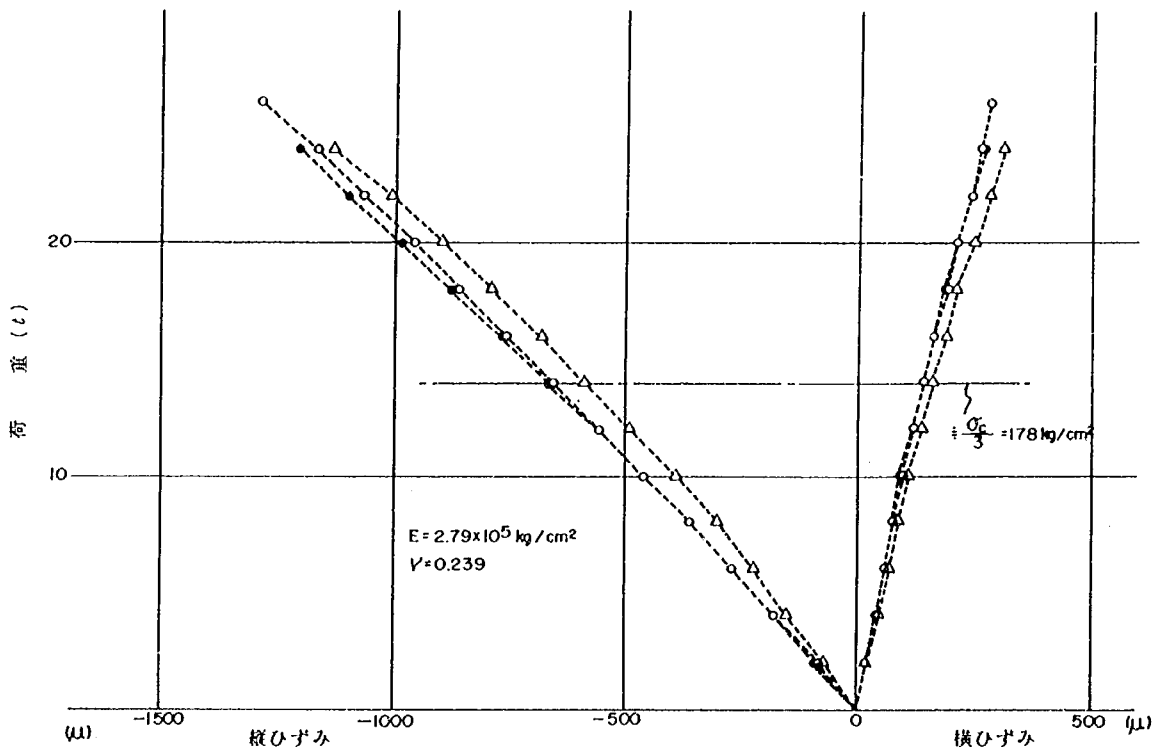
を使用した。これは、各種の混和材、砂およびセメントがプレミックスされて市販されているものである。

練り混ぜ方法は、1袋（25 kg）当たり水 4.2 ℓを加え、NMB式ハンドミキサーを用いて2分間攪拌するという方法をとっており、この時のコンシステンシー（Jロートによる流下時間）は9秒であった。

表－3.2.3に、テストピース（φ 15×30 cm）による沓座モルタルの圧縮強度を、図－3.2.2にヤング係数およびポアソン比を示す。

表－3.2.3 沓座モルタルの強度（材令 27 日）

	圧縮荷重 (t)	圧縮強度 (kg/cm ²)	
イ	43.8	558	平均 536
ロ	44.8	570	
ハ	37.6	479	



図－3.2.2 荷重－ひずみ曲線（モルタル材令 27 日）

(3) 鉄筋

使用した鉄筋は、6 mm筋、9 mm筋ともに、SR24を使用することで統一した。しかし、表－3.2.4に示した引張試験結果をみると、強度にかなりの差が認められ、同一材料として扱うことは困難となり、実験結果には、その影響を考慮することとした。

表－3.2.4 鉄筋の引張試験結果 (kg/cm²)

		降 伏 強 度		引 張 強 度			
φ 9	イ	1.90	2,286	平均 2,967	2.70	4,244	4,338
	ロ	1.93	3,034		2.93	4,605	
	ハ	1.87	2,939		2.70	4,244	
	ニ	1.85	2,908		2.71	4,260	
φ 6	イ	1.54	5,447	5,580	1.86	6,579	6,677
	ロ	1.64	5,801		1.94	6,862	
	ハ	1.52	5,377		1.84	6,509	
	ニ	1.61	5,695		1.91	6,756	

断面積はφ 9：0.6362 cm²、φ 6：0.2827 cm²とした。

3.3 載荷方法

(1) 鉛直載荷試験

鉛直載荷試験は、支承に鉛直荷重のみが作用した場合の沓座の割
裂応力を調査するために、供試体②および③について、傾斜荷重を
載荷する前に図-3.3.1に示す方法で行なった。

載荷手順は、0 ton より 2 ton づつ荷重を加えながら N_{max}
ton まで載荷した後、0 ton まで下げる方法を行ない、各荷重段階
で割裂ひずみを測定することとした。

$$\text{但し、} N_{max} = \frac{\sigma_{ck}}{2} \times (\text{支承下面面積}) = \frac{210}{2} \times 10 \times 15$$

$$\approx 16 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

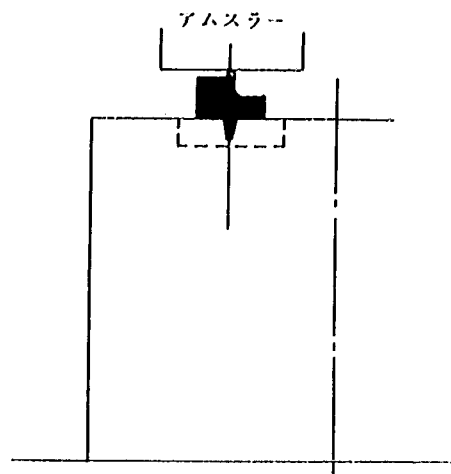


図-3.3.1 鉛直載荷試験

(2) 傾斜荷重載荷試験

傾斜荷重載荷は、図-3.3.2に示すように、
載荷装置からの鉛直力を、載荷治具を用いて
傾斜荷重に変換する方法で行なった。この場
合、一つの支承上面に作用する荷重は、載荷
装置からの荷重(P)に対して、鉛直力が0.5
p、水平力が0.289 p となる。

傾斜荷重載荷は、1つの供試体について2
回、以下に示す通り行なっている。なお、ひ
びわれ荷重（支承前面の斜めひびわれ）の判
定は、目視により行なった。

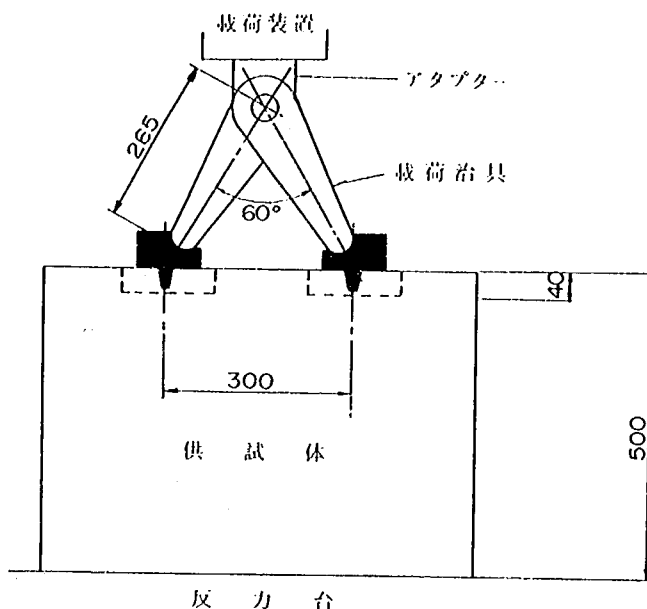


図-3.3.2 傾斜荷重載荷試験

1回目静的載荷（デジタル測定）：

0 tonより5 ton間隔で荷重を上げ、ひびわれが発生したところで0 tonまで下げる。

2回目連続載荷（アナログ測定）：

0 tonよりほぼ0.5 ton/secの上げ幅で破壊まで連続的に載荷する。

3.4 測定方法

今回の実験では、破壊時の荷重とその破壊性状に主眼点を置いており、主として荷重およびコンクリ
ートと沓との相対ずれ（変位）を測定した。図-3.4.1～3.4.2に測定位置を示す。

(1) 変位の測定

ひずみ交換式変位計を用いて、支承の両側面におけるコンクリートと支承との水平方向の相対ずれ（変
位）を測定した。

測定点数：4点/体

(2) ひずみの測定

(a) 鉛直力による割裂ひずみ測定を埋込みゲージを用いて、供試体②と③において実施した。

測定点数：3点／体

(b) 全供試体を対象に天端表面の支承近傍コンクリートの引張ひずみを測定した。

測定点数：4点／体

(c) 補強筋およびその他の補強筋（せん断補強筋，引張補強筋）について，鉄筋のひずみを測定した。

測定点数：②～⑤ 補強筋（縦方向4点＋横方向2点）／体

⑥，⑦ （補強筋縦方向4点＋その他の補強筋2点）／体

(d) コンクリート上面における応力分布性状を調査するために，供試体②，③はロゼットゲージを貼付し，ひびわれ発生前のひずみ状況をデジタル測定器で測定した。

測定点数：20点×3軸／体

(e) 供試体正面での水平方向の引張ひずみの測定を，ひずみゲージにより，②，④，⑤，⑥，⑦の供試体で行なった。

測定点数：2点／体

(3) ひびわれの測定

目視によって，天端表面のひびわれを確認したときを，ひびわれ荷重とみなした。

天端表面における主応力方向のひび割れ幅を，支承付近で変位計を用いて測定した。

測定点数：2点／体

(4) 荷重の測定

静的載荷時の測定（デジタル測定）では，アムスラーに表示される荷重を直読し，記録を行なう方法を用いた。また，連続載荷時の測定（アナログ測定）では，データレコーダのマグネットテープに，各荷重段階ごとのパルス波として入力した。

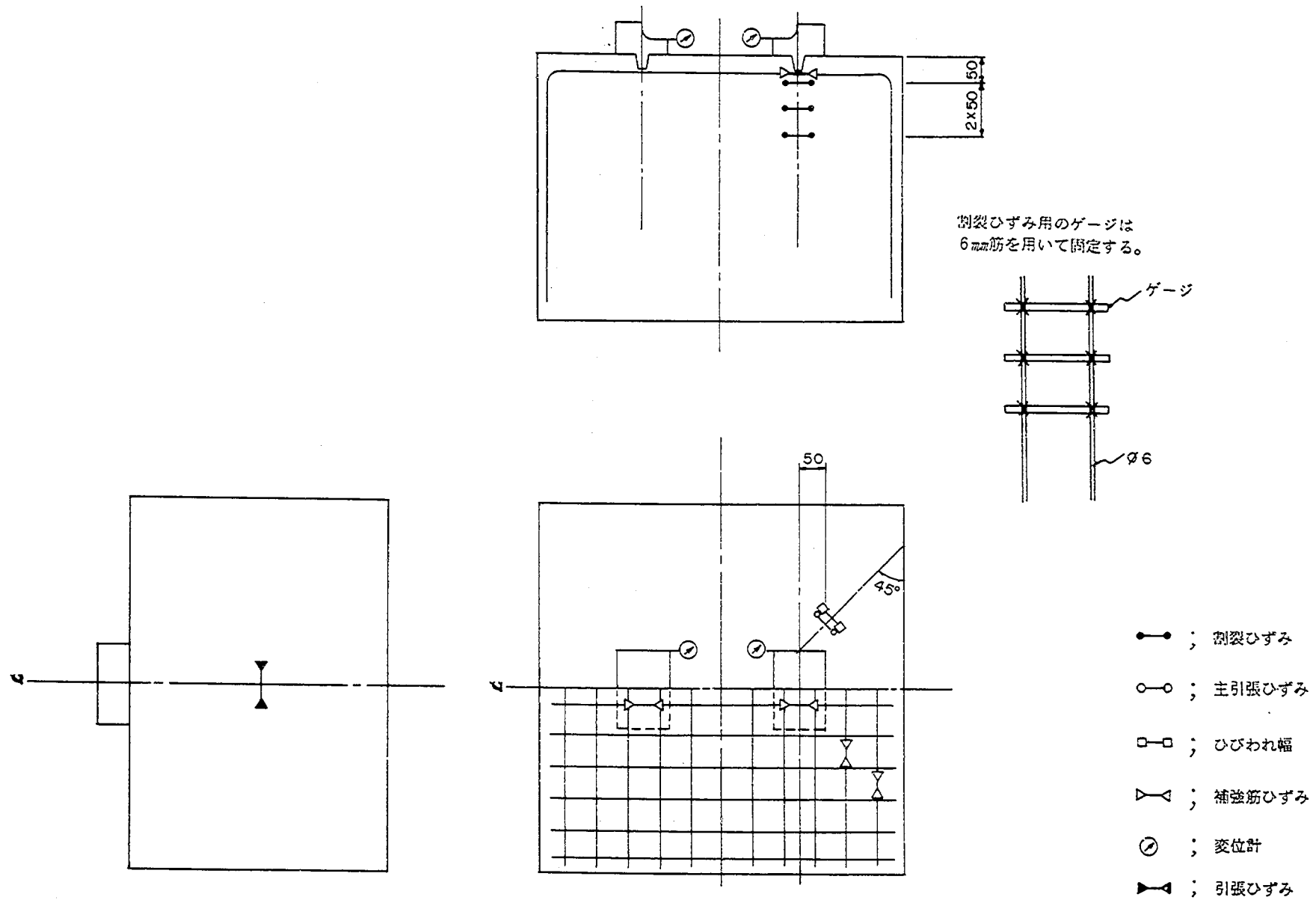


図-3.4.1 測定器の設置位置

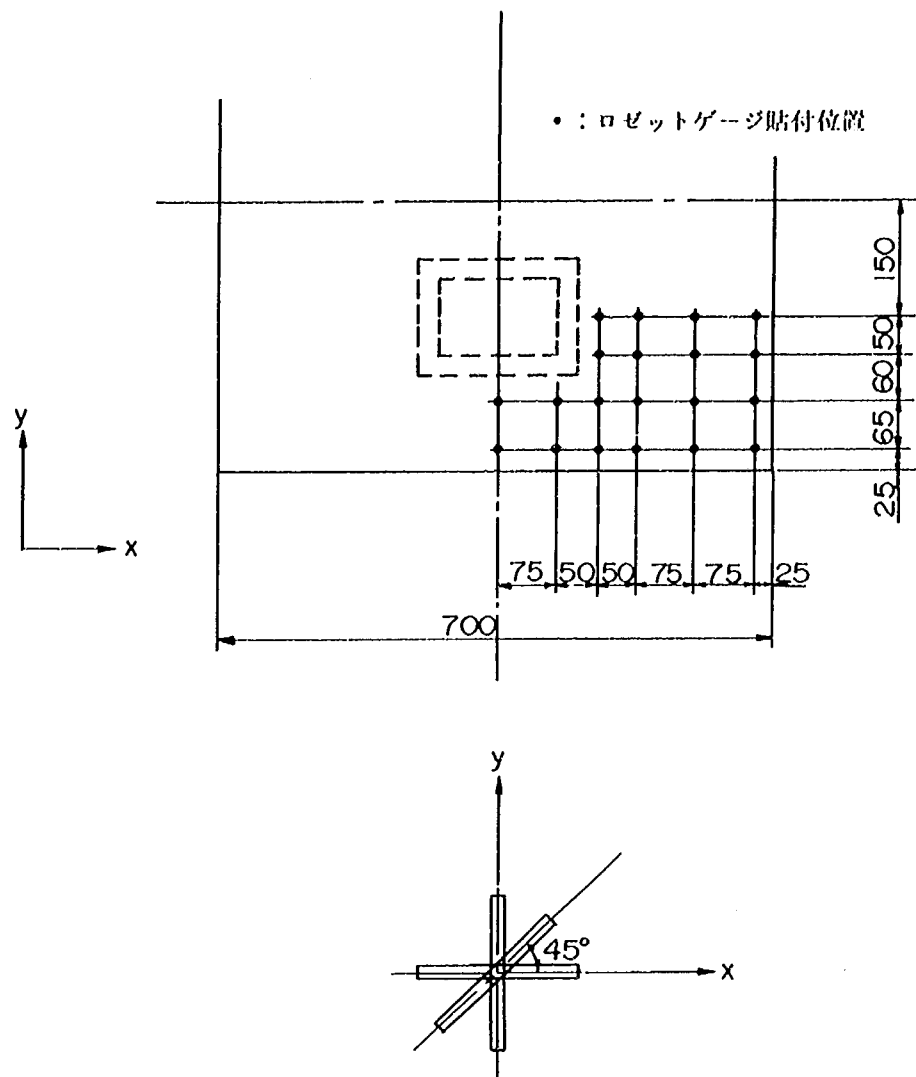


図-3.4.2 ロゼットゲージの貼付位置 (供試体②③)

4. 鉛直載荷試験結果と考察

鉛直荷重によって生ずる引張応力度（以下、割裂応力度という）の測定結果を、図－4.1に示す。この結果について供試体②と③の比較を行なうと、応力の分布状態が全く逆であることがわかる。しかし、測定した供試体は2体のみであり、また、測定点数も1体3点であるため、応力分布形状については結論を下すことはできない。

しかし割裂応力度の大きさについては、設計荷重時（ $R_v = 5.3 \text{ t}$ ）で最大 4 kg/cm^2 程度であり、コンクリートの許容引張応力度（約 σ_{ck} の $1/30$ ，このケースでは 7 kg/cm^2 程度）以下と考えられる。このことから割裂応力に対しては下部構造設計指針⁽⁴⁾に定める図－2.1.2に示す程度の配筋で十分であると考えられる。

5. 傾斜荷重載荷試験結果

5.1 破壊性状および強度

(1) 破壊のパターン

供試体にひび割れが入り破壊に到るまでの状況は、おおむね以下に示すように進行した。

(a) 供試体上面の二つの支承間に、水平荷重方向と直角にひびわれが発生し、ひびわれの急速な拡大がみられた。（万能試験機から加えられる鉛直荷重 $P = 80 \text{ ton}$ ）

(b) 供試体正面に鉛直方向のひびわれが発生し、やがて支承前面のコンクリート上面コーナーに 45° 方向のひびわれが発生した。（ $P = 80 \sim 100 \text{ t}$ ）

(c) 増加させていた荷重が停止し変位のみが増加が起こり支承前面の斜めひびわれが急速に拡大して破壊した。

図－5.1.1に破壊の状況を展開図で示したが、これらの中には破壊面が供試体の下面にまで達しているものも見受けられ、最初に予想していた破壊と、かなり様相を異にしているのがわかる。

各供試体の破壊時の状況を比較すると、鉄筋量の多いものほど急激なせん断破壊を抑制する方向にあり、鉄筋の使用によるじん性の向上がみられた。特に供試体⑦の引張鉄筋はかなりの拘束効果を発揮するようである。図－5.1.2に各供試体の破壊部分を剥離させ破壊面を展開したものを示す。供試体①～⑥はほぼ同一の破壊面を示している。供試体⑦の破壊面は、他の破壊面と比較して鉄筋の拘束効果により破壊面が異っている。

(2) 破壊強度

本供試体における設計荷重は、表－3.1.1より沓1つあたり鉛直力 $R_v = 5.3 \text{ ton}$ である。安全率を3と仮定し、沓2つ分の合力である万能試験機から加えられる鉛直力によって表わせれば、 $5.3 \times 3 \times 2 \div 32 \text{ ton}$ が破壊荷重のひとつの目安となる。

表－5.1に、支承の前面において斜めひびわれが発生したときの荷重（ P_{cr} ）および、破壊したときの

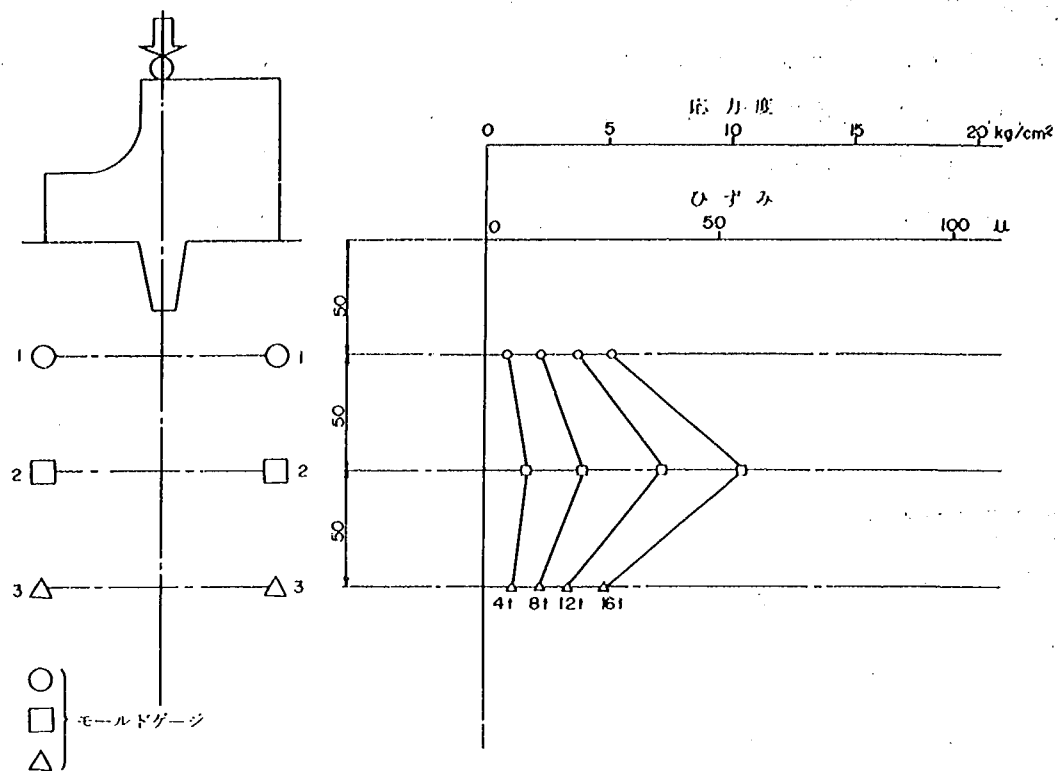


図-4.1 (i) コンクリート { 応力度
ひずみ 分布図 供試体②

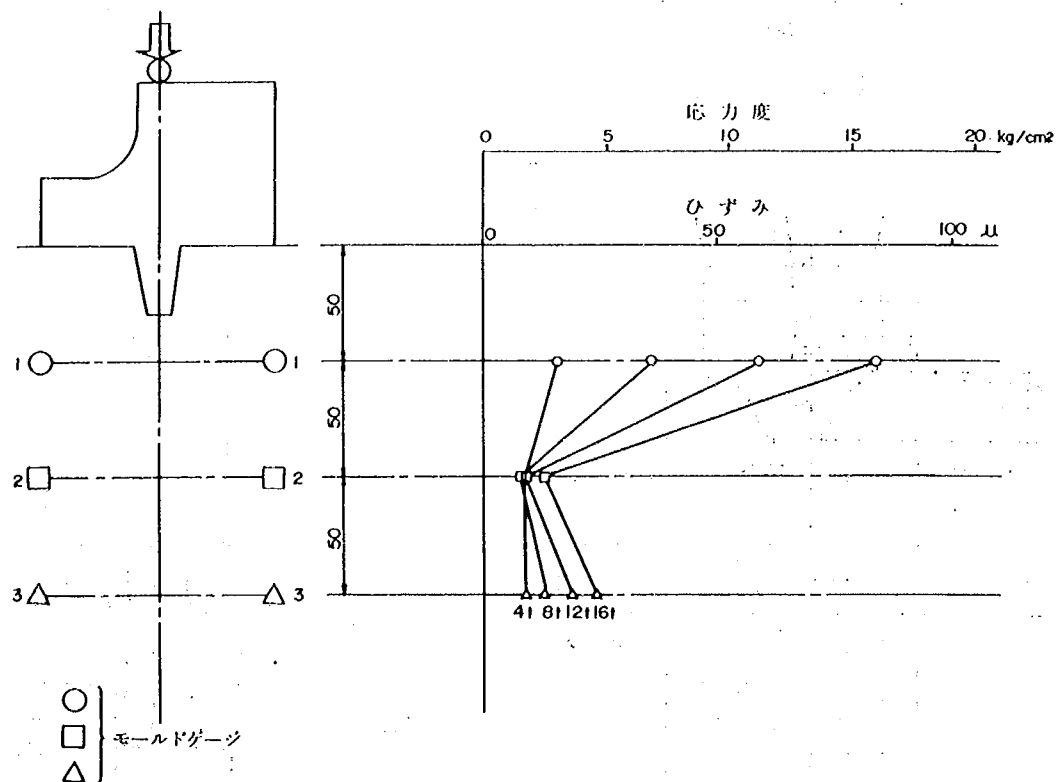


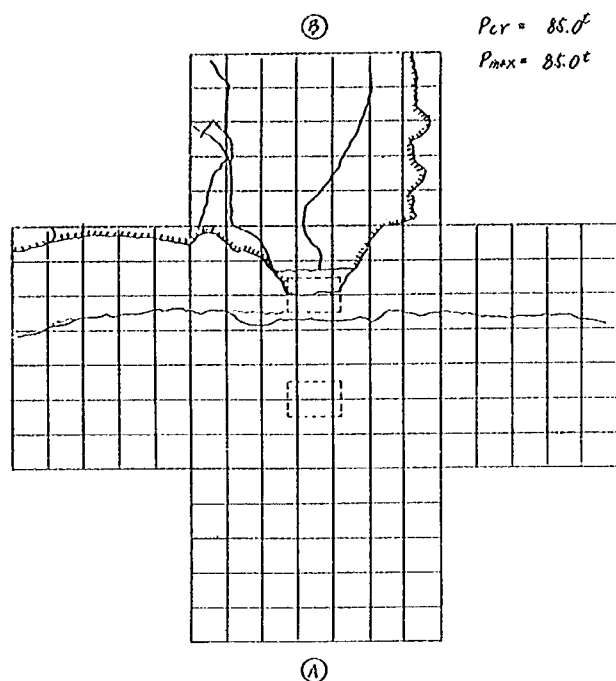
図-4.1 (2) コンクリート { 応力度
ひずみ 分布図 供試体③

最大荷重 (P_{max}) を示した。これによれば、無筋の供試体①においても 32 ton の 2 倍以上の強度を示していることがわかる。

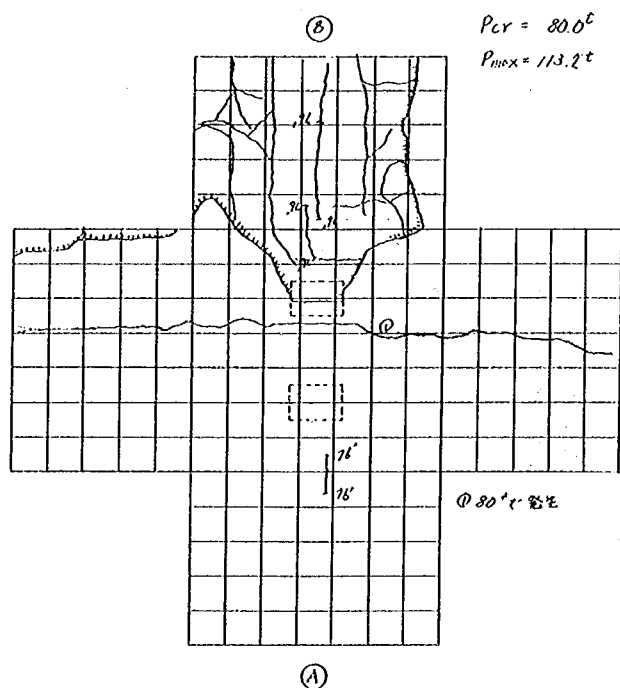
ひび割れ発生後の強度については、供試体①のように無筋の場合は、ひび割れ発生と同時に破壊荷重に達することがわかる。一方、鉄筋補強されたものは、ひび割れ後も強度増がみられる。

表一 5. 1 実験結果

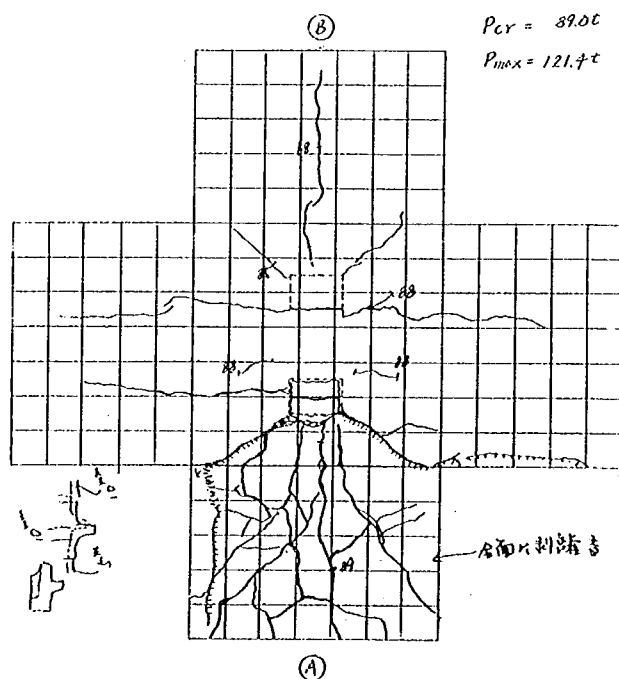
供試体	ひび割れ荷重	破壊荷重
1	85	85
2	80	113
3	89	121.4
4	140	165
5	106	117
6	118	131.8
7	90	164



供試体 ①



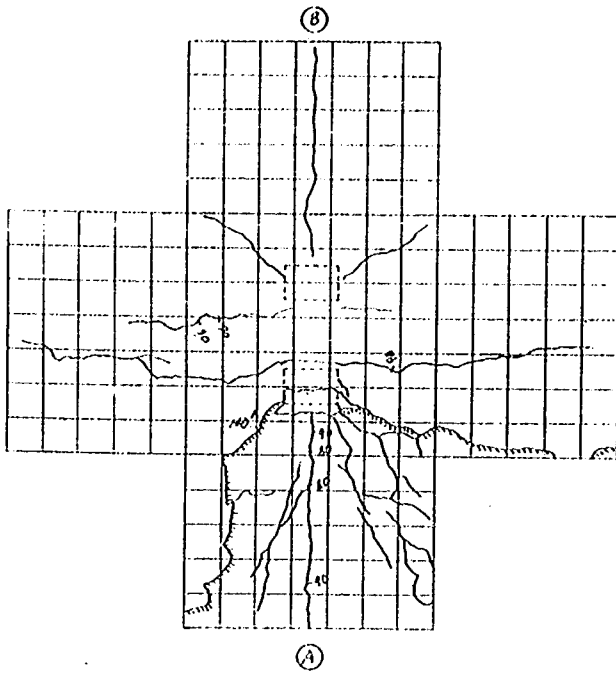
供試体 ②



供試体 ③

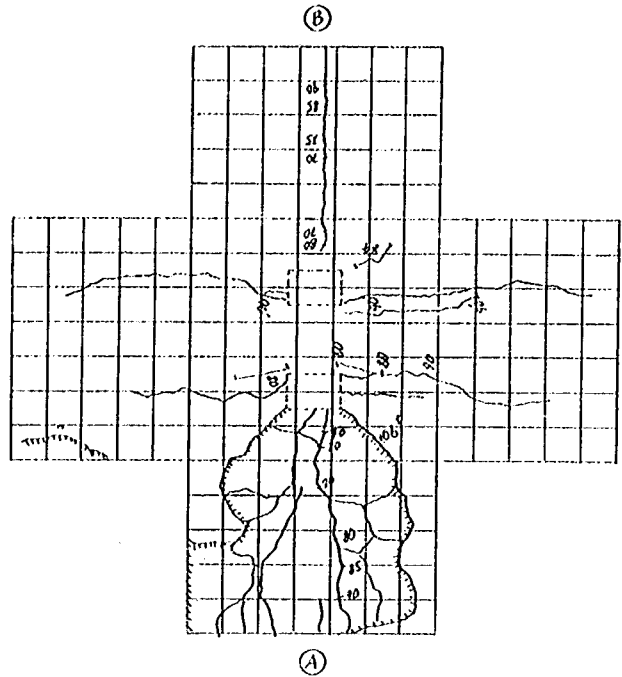
図一 5. 1. 1 (1) 破壊状況図

$P_{cr} = 140^t$ (斜め方向)
 $P_{max} = 185.0^t$



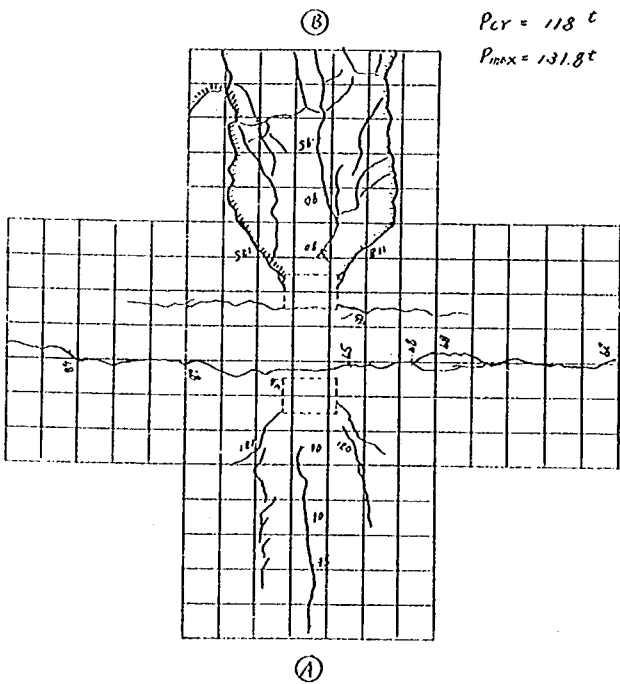
供試体 ④

$P_{cr} = 106^t$ 斜め方向
 $P_{max} = 117.0^t$



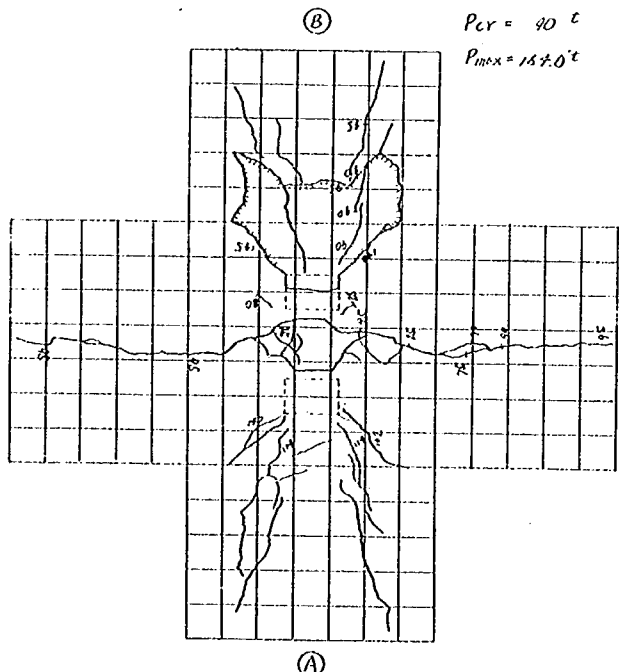
供試体 ⑤

$P_{cr} = 118^t$
 $P_{max} = 131.8^t$



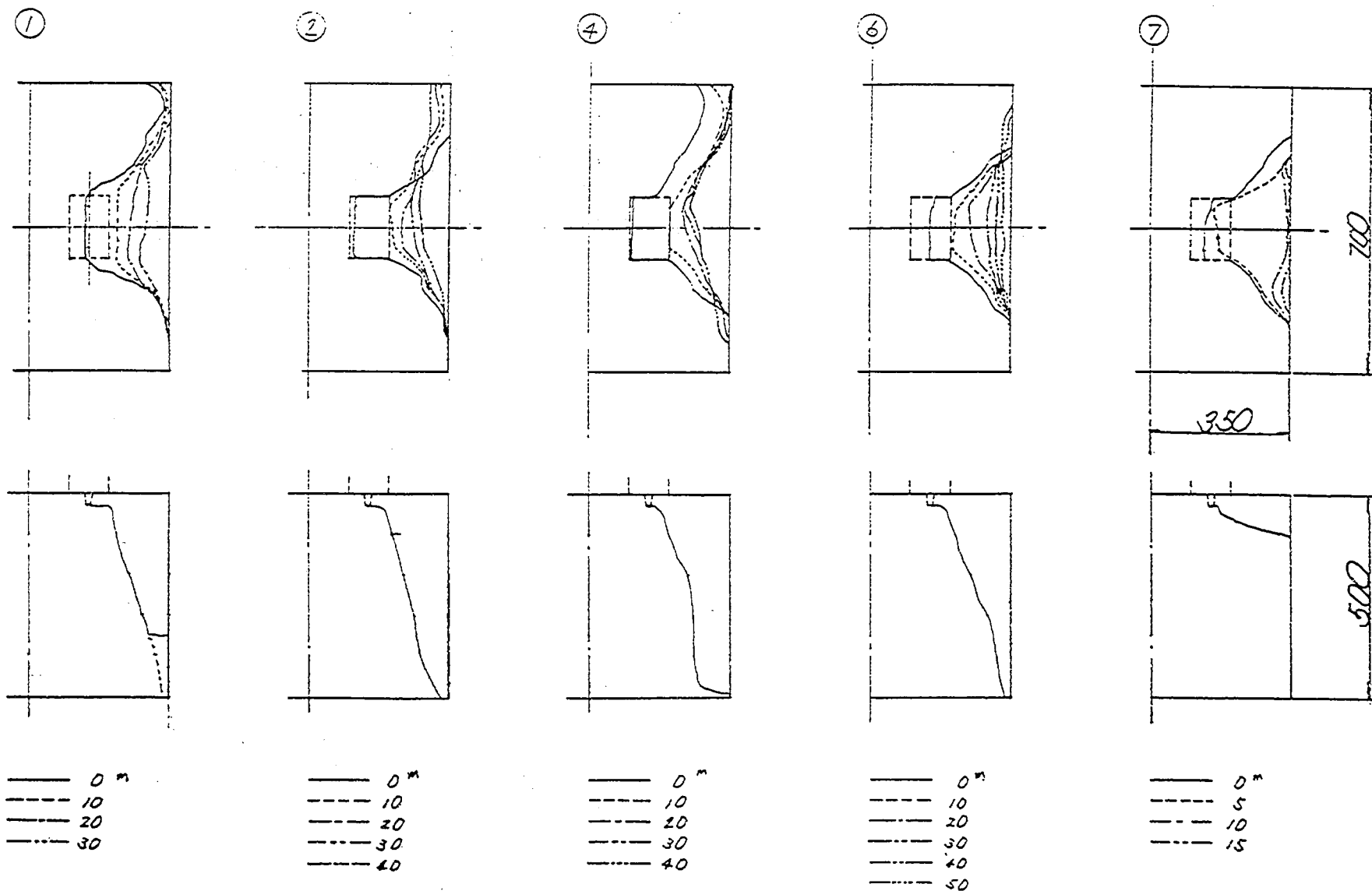
供試体 ⑥

$P_{cr} = 90^t$
 $P_{max} = 157.0^t$



供試体 ⑦

図-5.1.1(2) 破壊状況図



图—5.1.2 破 壤 面 图

5.2 荷重－ひずみの関係

(1) コンクリートのひずみ (図－5.2.1, 5.2.2)

コンクリートのひずみについては、コンクリート上面と、正面において測定を行なった。上面のひずみは低い荷重時には増加量が小さく、ひび割れ荷重(80 ton)に近づくにつれて急増し、1,000 μ 程度に達した時点でひび割れが発生した。上面に比較して正面のひずみはかなり低い荷重から増加していることが、各供試体とも 50 ton ぐらいまでは急激なひずみの変化はみられないようであった。

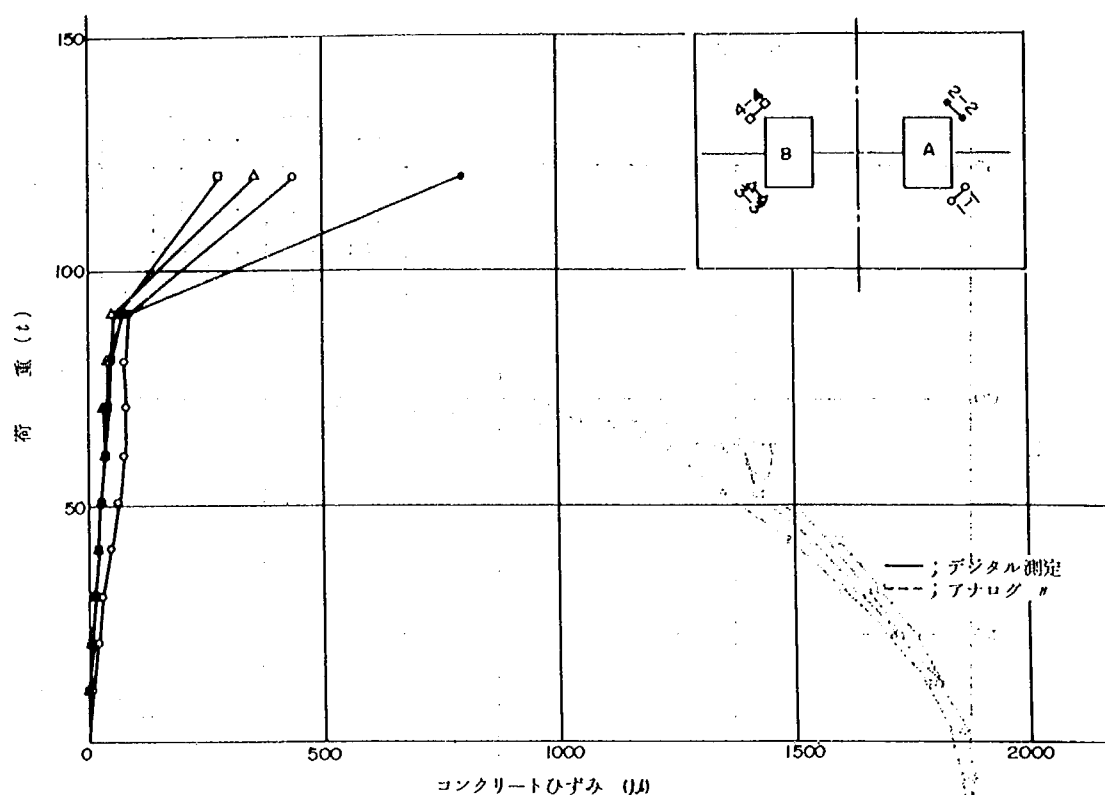
(2) 鉄筋のひずみ (図－5.2.3)

鉄筋のひずみは、補強筋の縦方向、横方向およびその他の補強筋についてそれぞれ測定を行なっているが、測定結果をみると、ひずみの増加はコンクリートとはほぼ同じ傾向にあり、コンクリートのひびわれと同時に鉄筋のひずみが急速に拡大しているのがわかる。

5.3 荷重－変位の関係

省とコンクリートの相対変位の一例を図－5.3.1に示す。

変位は、ひびわれ荷重(80 ton)に達するまでは非常に小さく、ひび割れ発生と同時に急増する。



図－5.2.1 荷重－コンクリートひずみ(主引張ひずみ)，供試体④

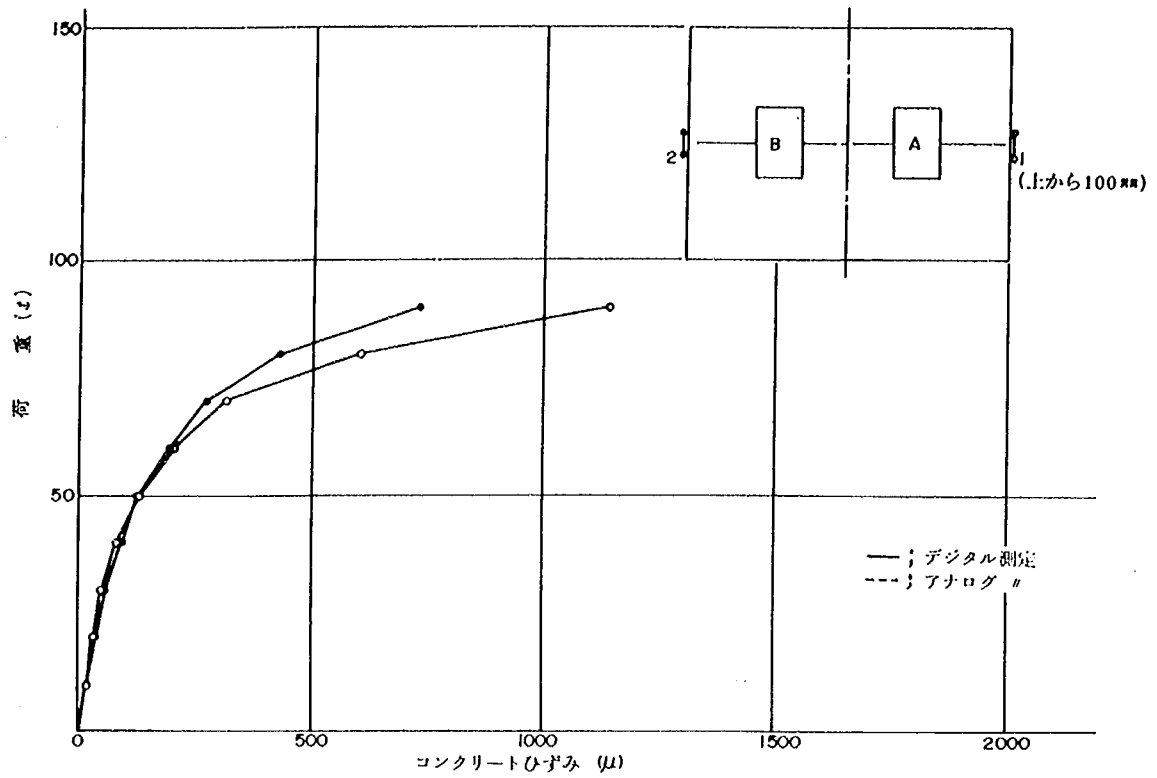


図-5.2.2 荷重—コンクリートひずみ, 供試体④

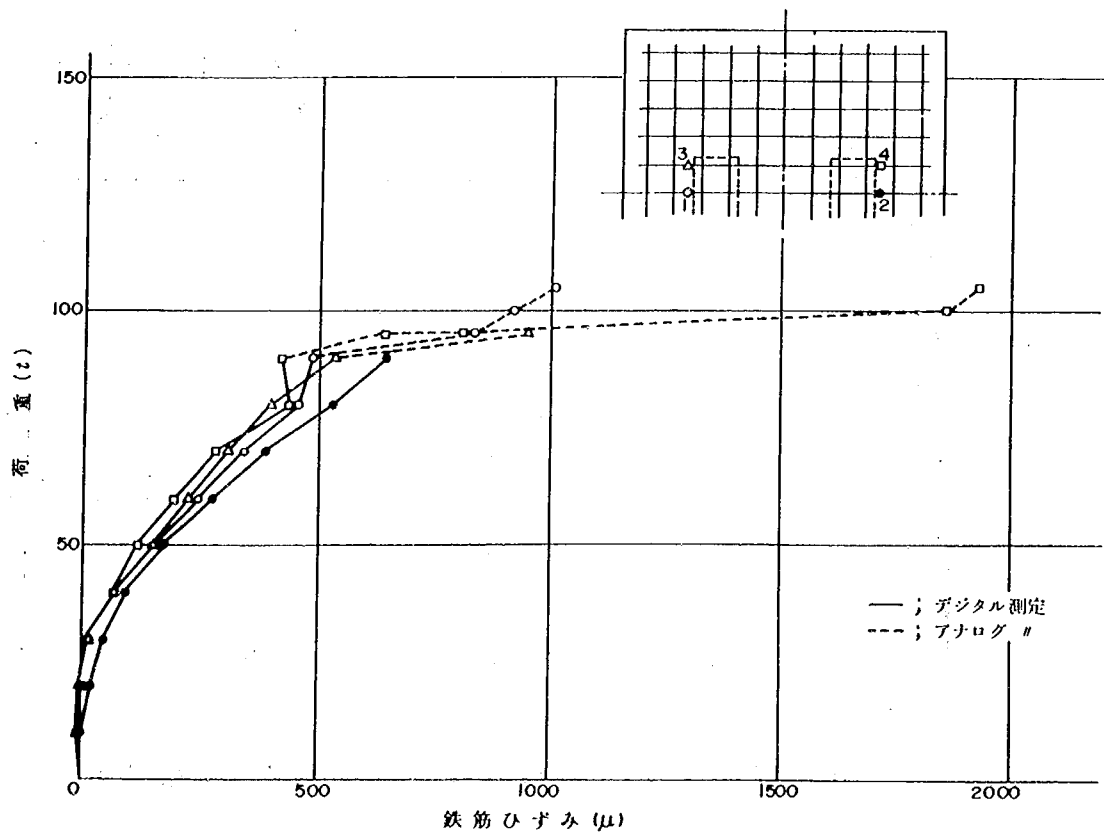
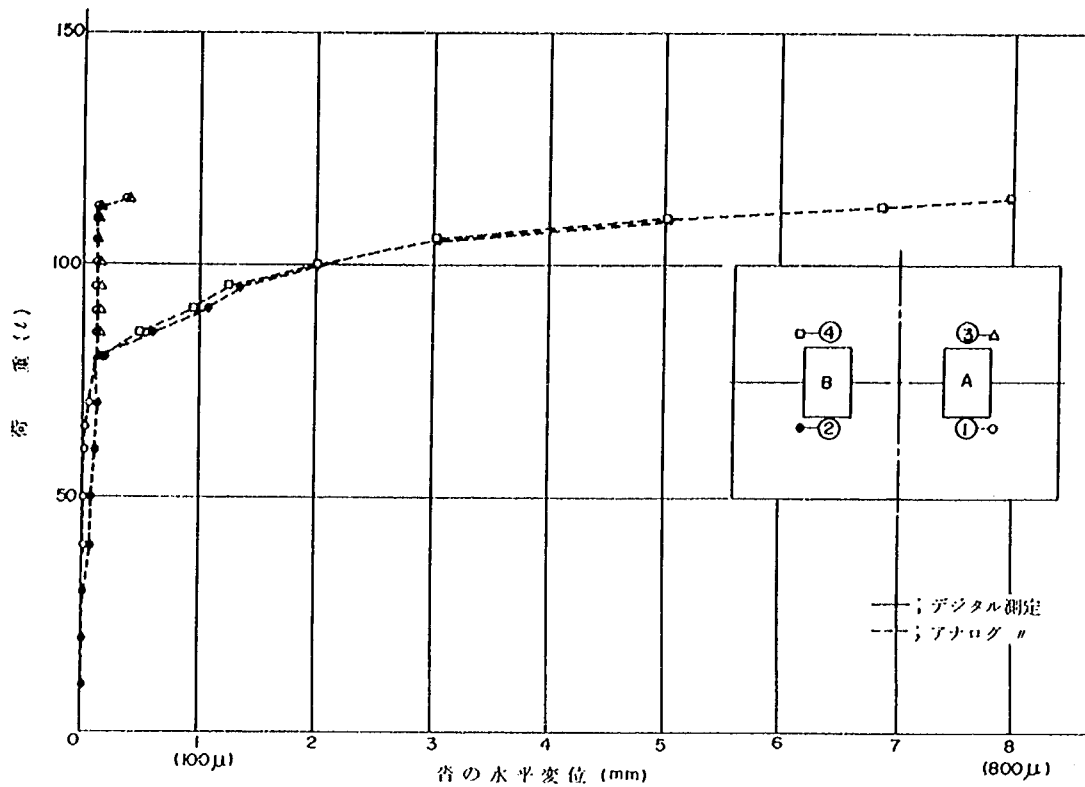


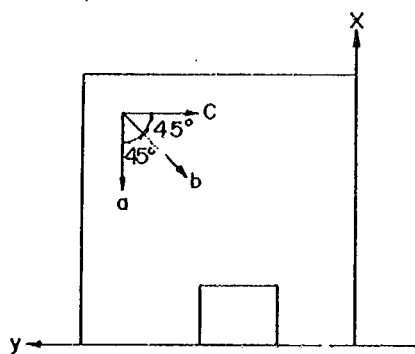
図-5.2.3 荷重—鉄筋ひずみ（縦方向筋）, 供試体⑤



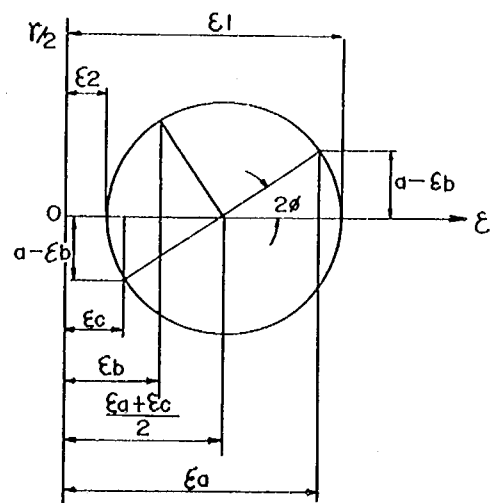
図－5.3.1 荷重－荷の水平変位，供試体②

5.4 ロゼットゲージ

供試体②，③については，ロゼットゲージを貼付することによって，ひび割れ発生前のひずみの測定を行なっている。使用したゲージは直角三軸型であり，図－5.4.1に貼付方向を示す。



図－5.4.1 ゲージの方向



図－5.4.2 モールのひずみ円

図－5.4.2より各方向のひずみから次のような関係式が得られる。

$$a = \frac{\varepsilon_a + \varepsilon_c}{2} \quad \tan 2\phi = \frac{a - \varepsilon_b}{a - \varepsilon_c}$$

$$r = \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\varepsilon_a - \varepsilon_b)^2 + (\varepsilon_b - \varepsilon_c)^2}$$

$\varepsilon_a \rightarrow \varepsilon_x$, $\varepsilon_c \rightarrow \varepsilon_y$ と置換えると, 次のような応力-ひずみの算定式に代入できる。

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_x + \nu \varepsilon_y)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_y + \nu \varepsilon_x) \quad \nu: \text{ポアソン比}$$

$$\tau_{xy} = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \tan 2\phi$$

軸方向力より, 主応力が次のように定める。

$$\sigma_1 = \sigma_{max} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{min} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}$$

$$\tau_1 = \tau_{max} = \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}$$

主応力面は,

$$\tan 2\phi_n = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$

ロゼットゲージによる測定結果を, 上式に代入し, 主応力を求めたものを, 図-5.4.3 および図-5.4.4 に示す。図中に支承から 45° に引いた直線 (想定破壊線) と実際の破壊線とを示す。これらをみれば, 破壊面はほぼ引張り主応力の作用面に沿って発生しており, ほぼ 45° の方向に等しいことがわかる。

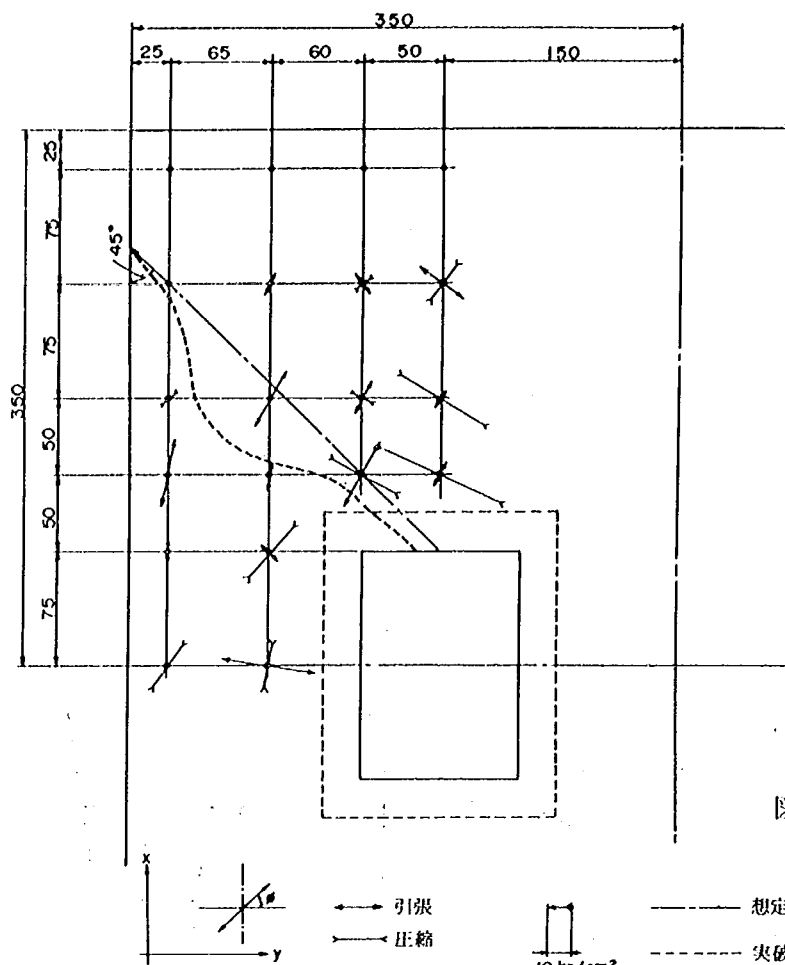


図-5.4.3 コンクリート上面応力状態
供試体② $P=80$ ton

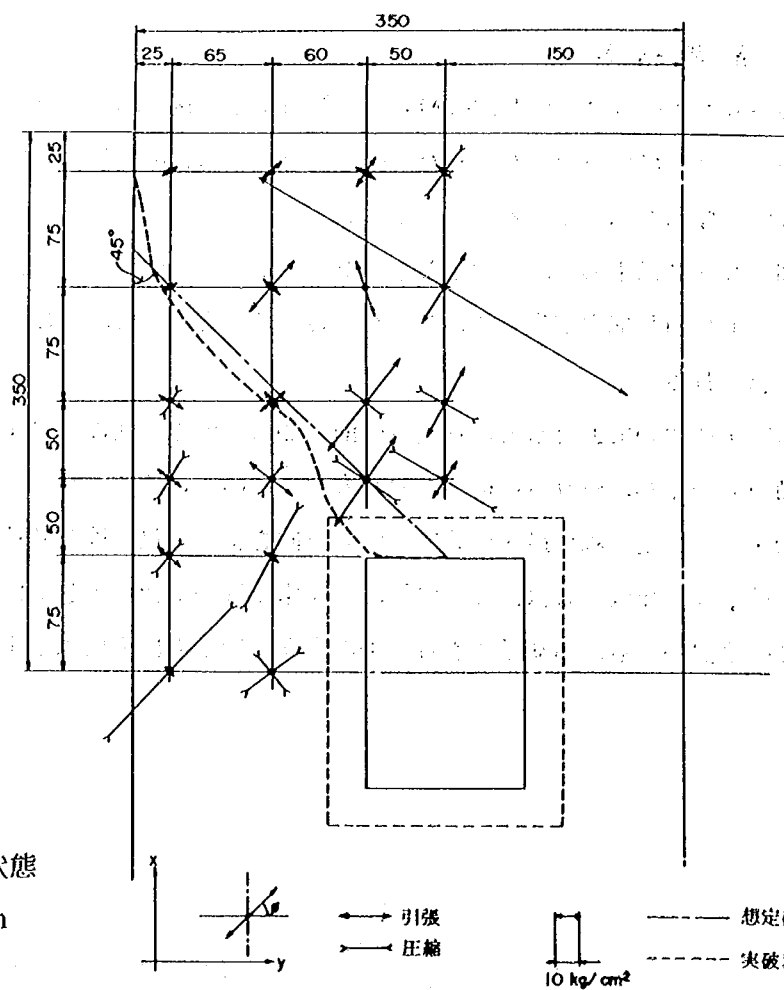


図-5.4.4 コンクリート上面応力状態
供試体③ $P=90$ ton

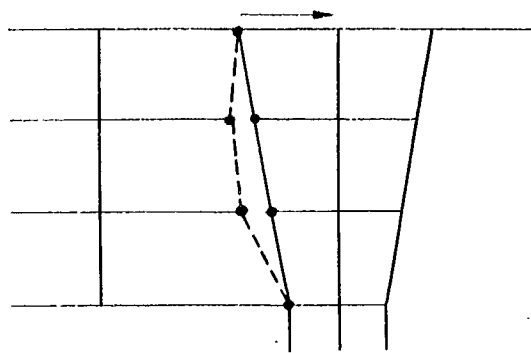
6. F.E.Mによる解析

6.1 解析モデル

実験的な解析に対し、理論的な解析としてF.E.M（有限要素法）による応力性状の解析を行なった。解析モデルとしては、図－6.1.1に示すように、荷重および供試体の対称性等を考慮して、供試体の半分モデルを平面によって解析した。

節点数	245	要素の厚さ	1 cm
要素数	214		
支持条件	下面	x 方向フリー，	y 方向固定
	中央	“ 固定	“ フリー

なお、図中のヤング係数およびポアソン比は、材料試験で得られた値を使用したものである。また、解析にあたっては、支承のリブ側面（原点側）では、水平力による引張応力の生じることが予想されたため、図－6.1.2に示すように、同一座標上において互いにつながりを持たない2つの節点の存在するモデルを採用した。



図－6.1.2

6.2 解析結果

図－6.2.1～6.2.2にF.E.Mによる解析結果の例を図示した。

図－6.2.1は節点変位を示したものであり、供試体の変位の傾向を表わしているが、予想されたものとはほぼ同じ傾向を示しているのがわかる。

図－6.2.2は主応力図を示したものであるが、この図を見ると、支承から供試体中央側に向けて、コンクリートに引張応力が生じているのがみられる。実際の供試体においては鉄筋によって抵抗されているものと思われる。

本実験において調査している支承の前面側の主応力方向に着目すると最大圧縮応力の方向が支承近傍では傾いているが、離れるに従って鉛直方向に向いていることがわかる。コンクリートが引張応力度により破壊すると仮定すれば最大圧縮応力度の方向を結んだ包絡線が破壊面となる。図－5.1.2に示す実験における破壊面と比較すれば、この包絡線は非常に近い形状を示していることがわかる。

この検討からも、当初予想された45°方向の破壊面は実際には生じることは少ないように思われる。

		ヤング率 (kg/cm^2)	ポアソン比
管		2.1×10^6	0.30
モルタル		2.8×10^5	0.24
コンクリート		1.9×10^5	0.17

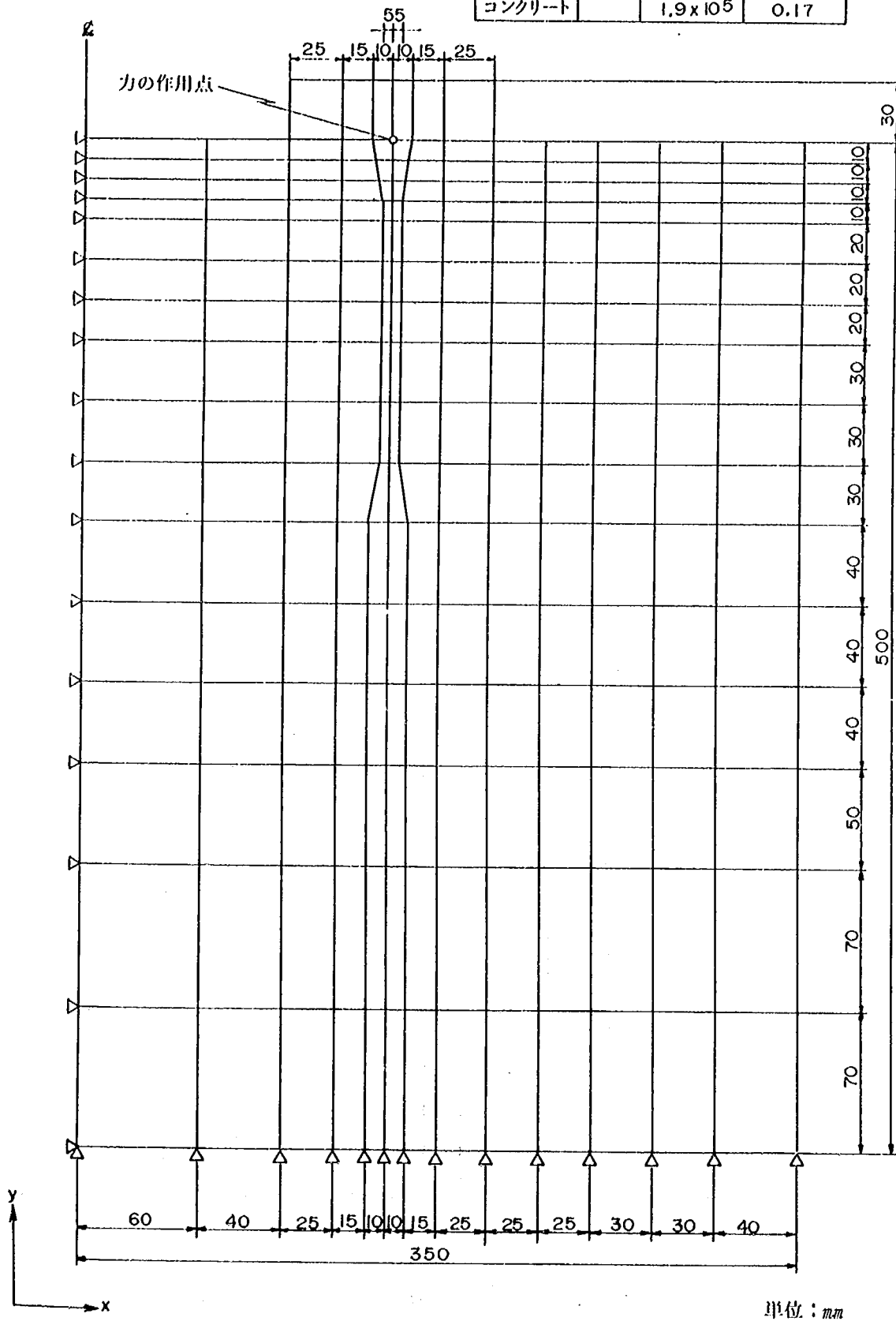


図-6.1.1 解析モデル

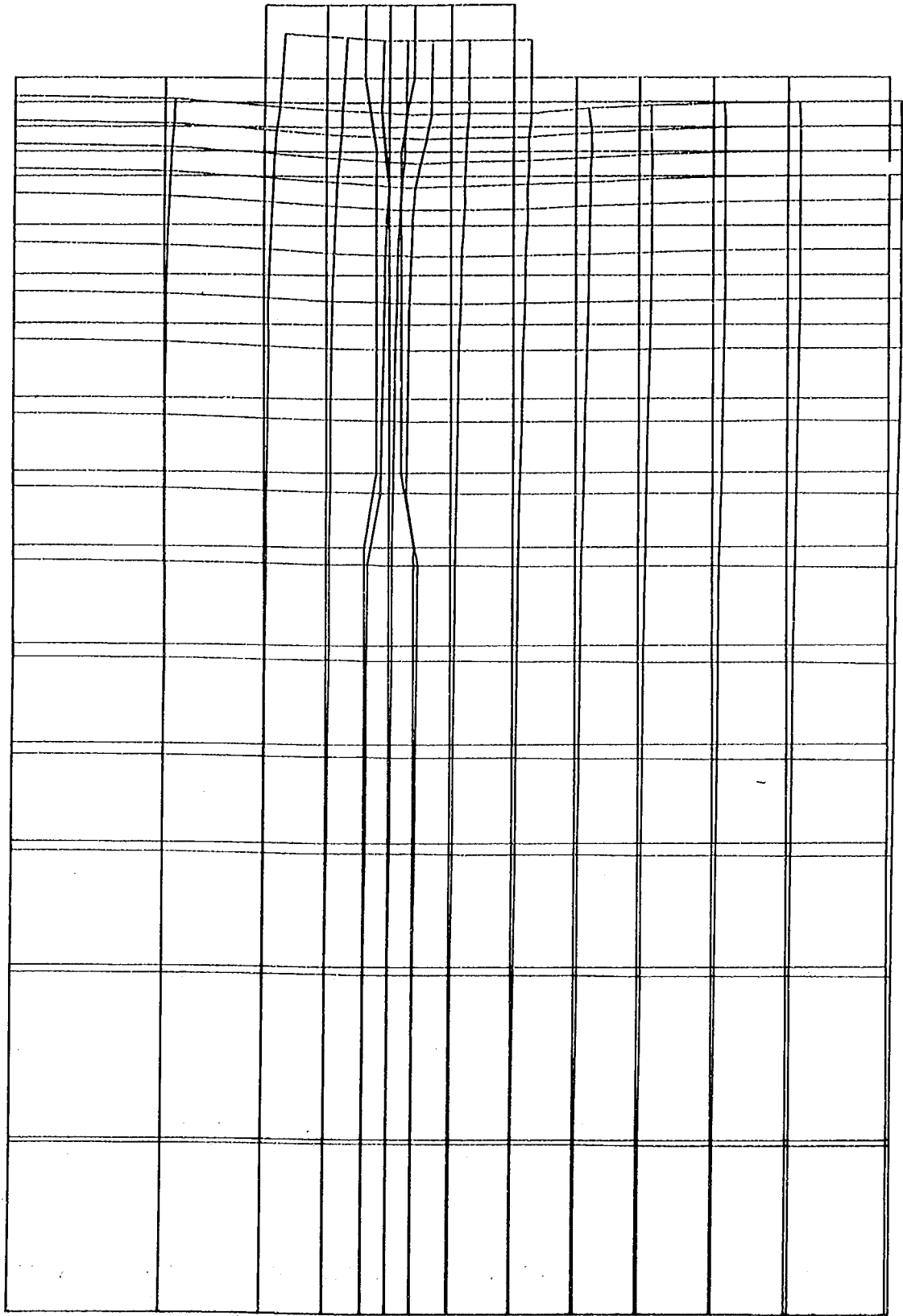
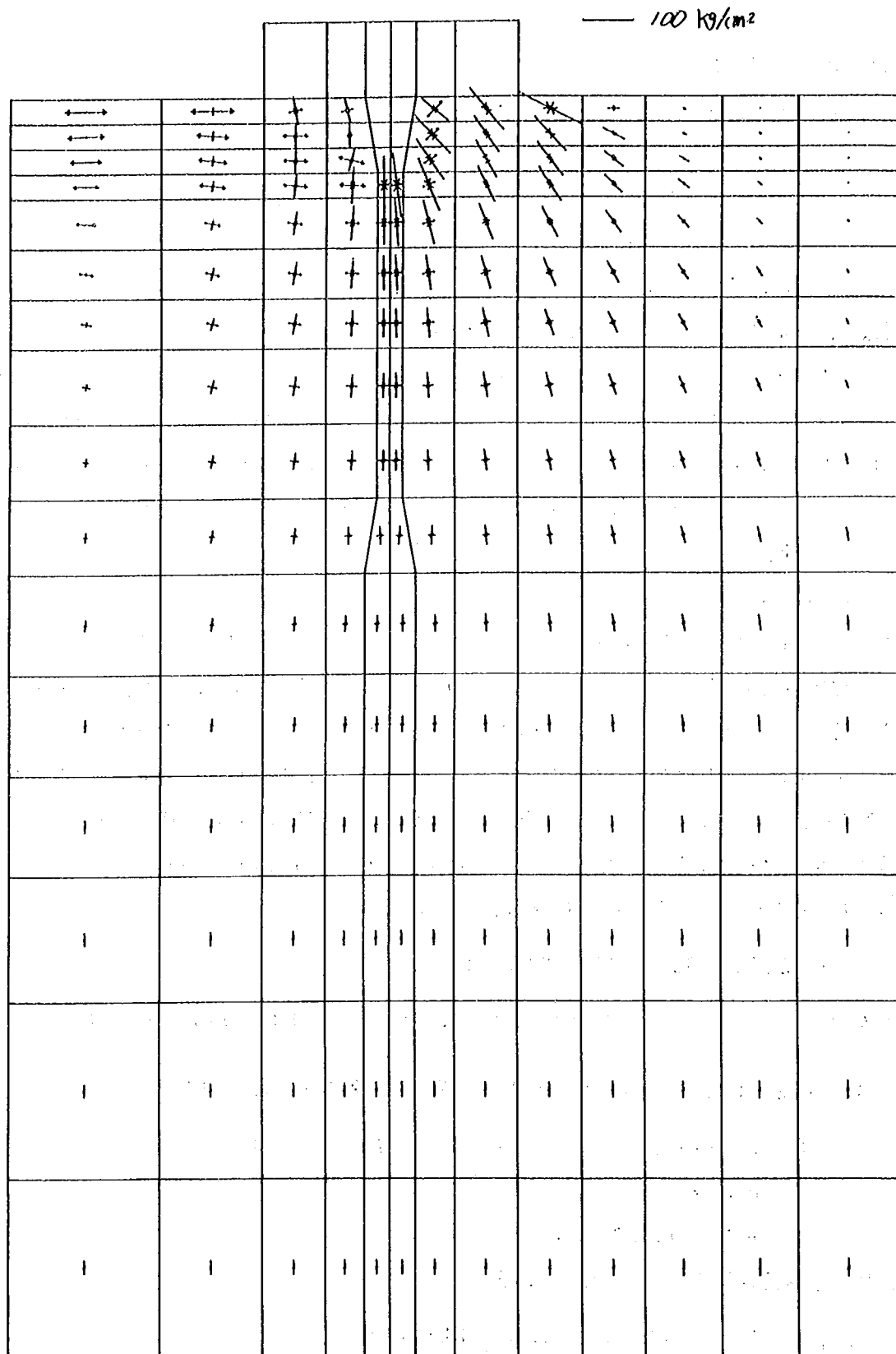


図-6.2.1 $N=1.0t$, $H=0.58t$ 時の節点変位



図— 6. 2. 2 $N = 1.0 \text{ t}$, $H = 0.58 \text{ t}$ 時の主応力

7. 沓座コンクリートの設計法に関する検討

7.1 現行設計法の安全性の検討

ここでは実験から得られた沓座コンクリートの強度をもとに、沓座コンクリートに関する現行設計法の安全性について検討することとする。

「5.1 破壊性状および強度」の検討において、せん断破壊面が当初想定していたような水平面と45°をなす方向ではなく、もっと大きな傾きを生ずることがわかった(図-5.1.2参照)。荷重が水平方向のみであれば、せん断面は予想した方向に生ずる可能性は非常に高いと思われるが、鉛直荷重が加わるにつれてせん断破壊面は45°より大きくなるものと思われる。

このように本来沓座コンクリートの破壊に関する検討は、合力である傾斜荷重と実際に生ずる破壊面との比較により行う必要がある。しかし実用性という立場に立つと、解析手法はできるだけ簡単であることが望ましい。たとえば通常の単純桁の固定支承のように鉛直荷重と水平荷重との比がほぼ等しい場合は、荷重は水平荷重のみを考え、破壊面は簡単な形で仮定して計算を実施しても、実橋と模型とを同じ条件で整理する限り安全性の照査という意味では十分と考えられる。

7.1.1 実験における強度

実験においては鉛直荷重と水平荷重との比は $\sqrt{3}:1$ である。一方、単純桁橋において固定沓に加わる橋軸方向の地震時の鉛直力と水平力との比は、水平震度を k_H と置けば $1:2k_H$ と表わされる。 $2k_H=1/\sqrt{3}$ となるから、今回の実験では k_H を約0.3と置いて実験を行ったことに相当する。

現行の設計においては支承直下の割裂を防止するために若干の配筋は行うが、水平荷重に抵抗するための特別の配筋は行っていない。すなわち、沓座コンクリートはほぼ無筋に近い状態と考えられる。したがって供試体①における強度を安全性のチェックにおける目安にとればよいと思われる。

破壊荷重 P から沓に作用する水平力 S は次式により求められる。

$$S = P/2\sqrt{3} = 85/2\sqrt{3} = 24.3 \times 10^3 \text{ kg}$$

破壊面を図-3.1.5で示したような45°で広がる破壊面に仮定すれば、その面積 A_τ は次式で求められる。

$$A_\tau = \sqrt{2}x(2x+2a+b) = \sqrt{2} \cdot 20(2 \cdot 20 + 2 \cdot 3 + 15) = 1,725 \text{ cm}^2$$

ここに、 x ：沓の下部突起からコンクリート縁端までの距離

a ：沓の下部突起高さ

b ：沓の下部突起幅

水平力による終局応力度は次式で求められる。

$$\tau_{max} = S/A_\tau = 24.3 \times 10^3 / 1,725 = 14.1 \text{ kg/cm}^2$$

7.1.2 実橋における応力度の検討

実橋において沓座コンクリートにどの程度の応力度が生じているかについて検討を行う。この際計算モデルはできるだけ標準的なものとなるように選定した。

上部構造としては、PCの単純桁を考へ、建設省標準設計よりスパン長23.0 m～40.0 mのものを用いた。沓は震度 $k_H = 0.3$ とした場合の固定沓に作用する水平力をもとに、沓の標準設計より表－7.1.1のように選定した。スパン長から支承縁端距離を定め、沓の種類から沓の下突起形状が定まると、(1)で用いたと同じ方法によってせん断力に抵抗しうるコンクリート断面積が求まり、ここに生ずるせん断応力度が表－7.1.1のように算定される。

表－7.1.1 現行指針によるせん断力の検討

スパン ℓ (m)	標準設計 Δa	沓一つ当りの 死荷重反力 DL (kg)	$R_H = 0.3$ とした時 水平圧力 (kg) $R_H = DL \times 2 \times 0.3$	標準的な沓の寸法 a, b * c, d (cm)	支承縁 端距離 x (cm)	リブからの 縁端距離 x (cm)	せん断 面 積 A_r (cm ²)	応力度 τ (kg/cm ²)
23.0	04-PC T-530	34,700	20,800	a = 69.0 b = 38.0 c = 6.0 d = 48.4	31.5	50.5	11,525	1.80
24.0	04-PC T-569	36,500	21,900		32.0	51.0	11,713	1.87
25.0	04-PC T-608	38,700	23,200		32.5	51.5	11,899	1.95
27.5	04-PC T-647	43,000	25,800		33.75	52.75	12,376	2.08
30.0	04-PC T-704	46,000	27,600		35.0	54.0	12,860	2.15
32.5	04-PC T-731	52,800	31,700	a = 78.0 b = 43.0 c = 7.0 d = 53.5	36.25	57.5	14,946	2.12
35.0	04-PC T-770	58,000	34,800	a = 84.0, b = 48.0 c = 8.0, d = 57.0	37.5	59.0	15,478	2.25
40.0	04-PC T-809	71,000	42,600		40.0	64.0	18,192	2.34

7.1.3 安全性の検討

このように実橋における応力度は最大 2.4 kg/cm²程度であり、実験における強度と比べれば6倍程度の安全率を有している。

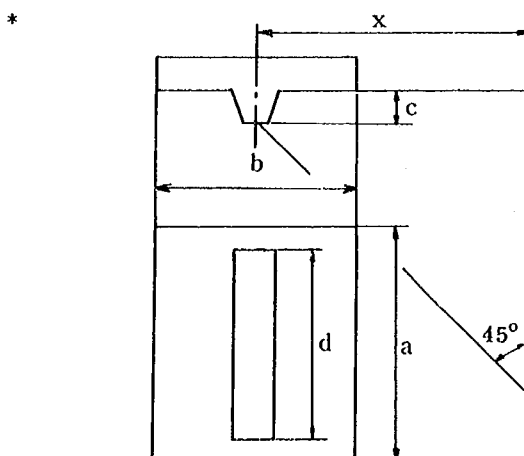
この安全率は

- (i) 実験においては施工精度が高いので高強度となりやすい。
- (ii) 地震のような繰返し荷重に対する強度は、静的な荷重に対する強度よりも小さい。

- (iii) 実橋においては、ある沓に対する荷重の集中が起こる可能性がある。

等の条件を考えあわせて割り引いたとしても、十分大きな値であると言える。このように単純桁の支承の沓座コンクリートの設計においては、現行の設計手法によって支承縁端距離をとっている限り安全であり、特別な配筋を用いて沓座コンクリートを補強する必要はないと言える。

ただし、多径間連続桁の固定支承など特別に大きな水平力が働くと考えられる場合の沓座については、鉄筋による補強などが必要となる場合があり、こうした場合には十分な配慮が求められる。



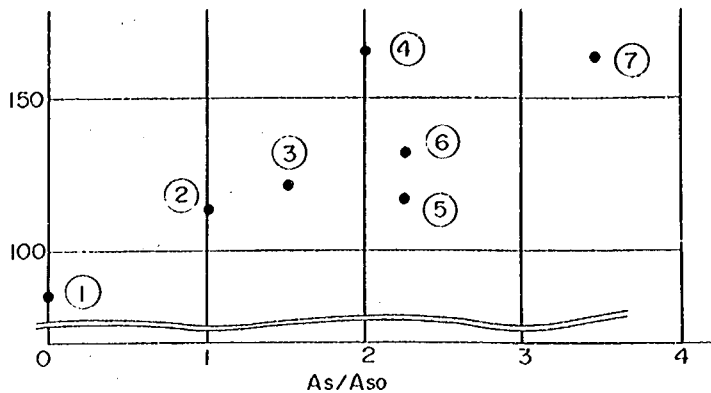
7.2 鉄筋による沓座の補強法

7.2.1 鉄筋補強と破壊荷重

補強鉄筋と破壊荷重との関係を図-7.2.1に示す。

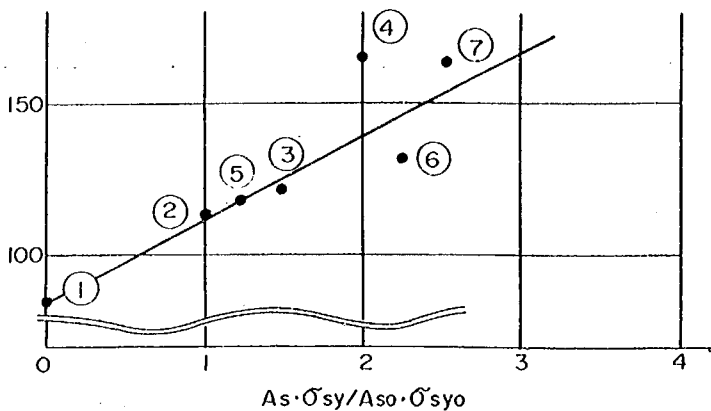
図において鉄筋量 A_s は、 $b+2x$ (図-3.1.5参照)を有効幅として、その幅に含まれる鉄筋の断面積としている。

(a) 図は破壊強度と鉄筋量の関係を示したものであるが若干のばらつきを有している。これは今回使用した鉄筋の材料強度が $\phi 6$ と $\phi 9$ で異っていたためと思われる。そこで横軸を鉄筋量と降伏強度の積によって示したものを(b)図に示す。(a)図に比べかなりよい対応を示すことがわかる。



(a) 鉄筋量と破壊荷重

①	$A_s/A_{s0} = 0$	$A_s \sigma_{sy}/A_{s0} \sigma_{sy0} = 0$
②	1	1
③	1.50	1.50
④	2.00	2.00
⑤	2.25	1.21
⑥	2.26	2.25
⑦	3.43	2.53



(b) 鉄筋耐力と破壊荷重

図-7.2.1 補強鉄筋と破壊荷重

すなわち破壊強度は鉄筋強度の増加により、ほぼ直線的に増加する。図中供試体④は2段に配筋したものであるが、他のケースに比べて強度が大きいことがわかる。

これらの関係を配筋効率のような考え方で示したのが表-7.2.1である。

この表は各供試体に配された鉄筋の引張強度の和 N_s と、その配筋によって増加した水平力に対する強度 ΔS_u を比べたものであり、鉄筋強度の何割が有効に働いたかを示すものである。この比率が1の場合は、省座の強度はコンクリートの強度と鉄筋の強度の和で示しうることを意味している。表においてその効率は約0.5～0.8であるが、中でも2段配筋を行った供試体④や帯鉄筋のような配筋をした供試体⑦の効率が低いことがわかる。

一般に鉄筋コンクリートの設計においては、引張力はすべて鉄筋が負担することとし、コンクリートの引張強度は無視している。しかし、この実験でみる限り、コンクリートの抵抗力は無視しえないものがある。

表一 7. 2. 1 鉄筋補強の効果

No.	鉄筋面積 (cm ²)	鉄筋強度 N_s	破壊強度 P_u	増分 ΔP_u	水平力増分 ΔS_u	$\Delta S_u / N_s$
1	0	0	85	0	0	0
2	$\phi 6 \times 9 \approx 2.54$	14.2	113	28	8.08	0.57
3	$\phi 6 \times 13 \approx 3.68$	20.5	121	36	10.3	0.50
4	$\phi 6 \times 18 \approx 5.09$	28.4	165	80	23.1	0.81
5	$\phi 9 \times 9 \approx 5.73$	16.9	117	32	9.23	0.55
6	$\phi 6 \times 9 + \phi 6 \times 7 \approx 4.51$	25.2	131	46	13.2	0.52
7	$\phi 6 \times 9 + \phi 9 \times 10 \approx 8.90$	33.0	164	79	22.8	0.69

ることがわかる。このことから
 各座の鉄筋補強に関しても、
 すべての水平力を鉄筋によ
 って負担させるのではなく、あ
 る程度コンクリートを共同し
 て負担させるような設計法と
 することが、経済的な設計法
 とする観点からも望ましいと
 思われる。またコンクリート
 の強度が大きいということは、

水平力の大きい支承において、いたずらに鉄筋補強をするよりも支承縁端距離を大きくする方が有効であ
 ることを示唆しているとも言えよう。

また本検討においては、下部構造物に本来配置されている鉄筋については一切考慮していない。しかし鉄
 筋量の多い下部構造においては、これらの鉄筋も各座の補強筋の一部として考慮してよいものと思われる。

7. 2. 2 補強筋の施工性

供試体の補強を施工性の面から評価すると次のようになる。

補強筋 1 段：特に問題なし。耐力の面でもこの方法でほとんど確保できる。

補強筋 2 段：下部工の鉄筋量が少ない場合は特に問題はない。しかし、張出しやラーメン型式のよ
 うに鉄筋量が多い場合は配置はほとんど不可能である。

補強筋+せん断補強筋：配置は可能であるが、施工の手間に比較して、補強の効果が少ない。

補強筋+引張補強筋：下部工の鉄筋量が多い場合でも、施工は簡単で、効果も大きい。

7. 3 各座コンクリートの設計法に関する試案

以上の検討より各座コンクリートの設計法について 1 つの試案を示すと次のようになる。

(1) 単純桁橋で通常の規模の橋梁であれば、現行の支承縁端距離と配筋細目の規定を守っておれば特別
 な鉄筋補強は必要ない。

(2) 単純桁であっても水平力が非常に大きい場合や連続桁橋の固定支承の場合は、作用水平力を仮定破
 壊面（45° 面）の面積で除し、その値が τ_{a1} （実験から求められた強度に対し 2 倍以上の安全率が確保で
 きる値）をこえない場合は現行設計法でよい。 τ_{a1} を起える場合は支承縁端距離を増加させることにより、
 応力度を τ_{a1} 以内に収める。支承縁端距離を増やせない場合は鉄筋補強により対応するが、この際水平力
 をすべて鉄筋によって負担させるのではなく、コンクリートによる分担分 S_c を定め、全水平力から S_c を
 除いた分を鉄筋により負担させるように配筋する。この場合、下部構造の主鉄筋等が仮想破壊面内にある
 場合は、これらの効果を算入してよい。

この試案においては、 τ_{a1} および S_c の値をいくりにするかが問題であり、より厳密に検討して行く必
 要があろうが、本実験から考慮すれば、次の程度が考えられる。

$$\tau_{aI} = 5 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_c = \frac{1}{2} \tau_{aI} \cdot A_r$$

A_r : 45°の角度をなす仮想破壊面

8. 結 論

宮城県沖地震の沓座コンクリートの被害原因を調査し現行設計手法の安全性を検討し、あわせて沓座コンクリートの鉄筋による補強法を検討することを目的として、実物の約 1/3 モデルによる模型実験を実施した。

本調査によって主に次の事項が確認できた。

- (1) 鉛直力による割裂応力度は殆んど無視しうる程度である。
- (2) 傾斜荷重による支承の水平変位は破壊の直前に生じ始め、変位発生後すぐに破壊に到った。従って、実支承におけるアンカーボルト径と下沓の穴径の差 (5 mm 程度) を考慮すると、実支承の場合アンカーボルトに水平力が作用するのは破壊がかなり進んで後のことと考えられる。
- (3) 鉄筋による補強がない場合は、沓前面の斜めひび割れの発生と同時に破壊したが、鉄筋がある場合はひび割れ後も荷重が増加し、鉄筋の使用によるじん性の増加がみられた。
- (4) 鉄筋の補強法に関して検討を行った結果、鉄筋強度の増加に応じて沓座コンクリートの破壊強度も、ほぼ直線的に増加することがわかった。

また、補強法の相違による有効性には差異が見られた。

- (5) 鉄筋の補強を有する沓座コンクリートにおいても、全強度にしめるコンクリート強度の分担分はかなり大きい。
- (6) 無筋の場合の供試体の破壊強度から求めたコンクリートの終局強度と実橋において生ずる応力度とを比較した結果、通常の単純桁橋においては、コンクリート強度のみでも大きな安全率を有していることがわかった。このことは通常の橋梁においては、現行の設計法によって支承縁端距離を確保し、施工が完全に行われている限り、鉄筋による補強がない場合でも安全であることを意味し、現行設計法の安全性が確認できた。

(7) 連続桁の固定支承のように、地震時に特別に大きな水平力をうける支承の沓座コンクリートについては、現行の設計法では必ずしも十分な安全率を確保することができない。そこでこのような場合の沓座コンクリートの設計法の試案を、本実験結果をもとに作成した。

その概要は、まず支承縁端距離を増やすことによって対応し、それができない場合にはコンクリートと鉄筋とで共同して水平力に抵抗するものである。(7.3 参照)

あ と が き

本調査によって、沓座コンクリートの強度に関して一応の成果を得ることができた。しかし本調査では十分調査できなかった要因も残っている。それらについてまとめると次のようになる。

(1) 本実験は鉛直力と水平力との比率を一定として行っているため、水平力が卓越するような場合の挙動については十分つかめていない。今後、その点に関する調査が必要と思われる。

(2) 本実験は荷重を静的な荷重として与えている。しかし実橋において、地震時に作用する荷重の速度や大きさについては、よくわかっていないのが実情である。沓座コンクリートの安全性を検討するうえで、荷重に関する調査を今後詰めていく必要があると思われる。

最後に、本調査を実施するに当たり、御協力いただいた㈱オリエンタルコンサルタンツ忍足正、和田紘二両氏に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- (1) 日本道路協会宮城県沖地震道路橋被害調査分科会：宮城県沖地震による道路橋の被害ならびに支承部の耐震性に関する調査報告書，日本道路協会，1980年7月
- (2) 宮城県土木部道路建設課：1978年6月宮城県沖地震による橋梁震害調査報告書，宮城県土木部，1978年10月
- (3) 土木学会1978年宮城県沖地震調査委員会：1978年宮城県沖地震報告，土木学会，1978年
- (4) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針，橋台・橋脚の設計篇，日本道路協会，1968年3月
- (5) 日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編，日本道路協会，1980年5月
- (6) 日本道路協会：道路橋示方書I共通編，日本道路協会，1980年2月，PP 76—77
- (7) 荒川直士：アンカーボルトの耐力試験，道路公団試験所報告
- (8) 柳田真司他：ケタ座に関する研究，鉄道技術研究報告No 597，1967年7月
- (9) 土木学会：国鉄構造物設計標準解説，鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物，土木学会，1976年11月，PP 191—197

沓座コンクリートの強度および
補強法に関する調査

土研資料第1606号
昭55・7(1980)

塩井幸武・光家康夫
清水孝男

キーワード

要 旨

郵便はがき

305-□□

20円切手
をはいて
下さい

建設省土木研究所
基礎研究室 御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 1606 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印

