

東京湾環状道路調査
材料構造調査
調査資料 No 59

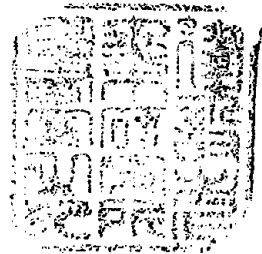
Br. 69-02

土木研究所資料

第533号

上吉野川橋予備調査プレキャスト床版試験

供試体による強度試験報告書



昭和44年7月

建設省土木研究所

土木研究所資料
第五三三号

上吉野川橋予備調査プレキャスト床版試験供試体による強度試験報告書

建設省土木研究所

目 次

	ページ
要 旨	1
1. 試験供試体および試験方法	2
2. 試験結果	4
3. 試験結果に対する考察	6
4. 結 論	11
結 言	12
付 録	
1. 設計曲げモーメントの決定	13
2. ひずみとたわみの計算式	16
図 表	18
写 真	121

要

旨

本州四国連絡道路調査事務所が実施中の「上吉野川橋予備調査・プレキャスト床版試験」の一環として、同事務所が設計したプレキャストコンクリート床版2種類について実大供試体による静的載荷試験と疲労試験とを行なった。供試体は $2.52\text{ m} \times 6.60\text{ m}$ の大型パネルを1枚版として製作した「1枚方式スラブ」と、製作・架設の便利を考慮して $2.52\text{ m} \times 6.60\text{ m}$ のスラブを $2.52\text{ m} \times 2.20\text{ m}$ の小型パネル3個を現場継手で連結して製作した「3分割方式スラブ」の2種である。

試験の結果、これらの床版の中央1点載荷時の静的耐力はいずれも70tで設計軸荷重の6倍余を有し、また疲労強度も十分満足すべきものであることがたしかめられた。

昭和44年7月7日

土木研究所 橋梁研究室

室 長 国 広 哲 男

太 田 実

小 山 博 司

相 沢 勇

村 瀬 佐太美

百 田 国 広

新 開 幸一郎
(現、九州地方建設局)

1. 試験供試体および試験方法

1.1 試験供試体

試験供試体の構造詳細を図-1.1～図-1.3 (P. 18～P. 20) に示す。また、それぞれの供試体の特徴を表-1 (P. 21) に示す。

1枚方式スラブ(SF) には1.5 m間隔で主鉄筋方向にH-150×150 が用いられているが、これは支持げたへの取付けの必要上設けられたものでこのH形鋼は設計においては有効断面として考慮されていない。

けた供試体(G) は、SF供試体の巾1.5 m相当を切り出した2径間連続げた様の供試体で、SF供試体の基本的断面性能を理論値と照合せしめるうえで簡明かつ容易な帯状版(けた構造)としたものである。

3分割方式スラブ(SD)は純然たる鉄筋コンクリート床版でSFのようなH形鋼が用いられていないかわりに、各パネル側端に山形鋼を置き、隣接パネルの山形鋼背面相互を高力ボルトで連結して一体構造とするとともにこの山形鋼を支持げたに連結させる方式である。

これらの版の設計に用いられた曲げモーメントを付録-1に掲げる。

使用材料は、鉄筋はすべて異形棒鋼SD30、コンクリートは粗骨材のみ人工軽量骨材(ライオンナイト)を用いた軽量コンクリートである。

SF, SD とも、スラブ総厚は18 cm, 単位面積当り重量は約400 kg/m²である。

標準供試体(φ15×30 cm)によって求めたコンクリートの圧縮強さは表-2 (P. 23) に示すとおりで、SF, SD が約290 kg/cm², G供試体では約280 kg/cm² (いずれも床版供試体試験時の材令において)であった。また、標準供試体より求めたコンクリートの弾性係数は図-2 (P. 22) に示すとおりで、平均弾性係数は $\pm 2.1 \times 10^5$ kg/cm²であった。

1.2 試験方法

(1) 試験の種類

1) 静的載荷試験

2) 疲労試験

(2) 静的載荷試験

SF, SD 供試体各1体, G供試体2体について、静的な弾性載荷試験と破壊試験とを行なった。試験には、容量250 t の油圧ジャッキを有する橋梁大型模型載荷装置を用いた。

供試体の掘付け状況は図-3 (P. 24) のとおりで、版供試体はH-300による4辺支持、け

た供試体はH-600を支承とする2径間連続支持である。

載荷は、まず設計荷重 ($P=11.1\text{ t}$) まで3回繰返し、ついで $2P=22.2\text{ t}$ まで2回繰返し、最後に破壊まで載荷した (表-3 参照)。版供試体 (SF-1, SD-1) では、図-4 (1-4) (P. 28), 図-4 (3-4) (P. 33) に示すように、中央1点載荷で破壊せしめたのち、まだ比較的健全な版側端部および縁端部にも載荷して (載荷ⅡおよびⅢ)、局部的な耐荷力をたしかめた。なお、荷重の検出には100t 用力計 (歪リング) を用いた。

表-3 に示すような各荷重段階ごとに、各部材のひずみと版のたわみを測定し (自動歪記録器使用)、コンクリート底面のひびわれ状況を観測・記録した。各供試体のひずみ、たわみの測点は図-4 に示すとおりである。ひずみ測点のうち、主鉄筋、配力鉄筋およびH形鋼上フランジのストレンゲージはコンクリート打設前にあらかじめ貼付しておいたものである。

(3) 疲労試験

SF, SD 供試体各1体、G供試体2体について、構造物繰返し載荷装置 (動的50t) による疲労試験を行なった。

供試体の据付け状況は静的試験の場合と同じで、図-3のとおり。

試験は、はじめの200万回までは設計輪荷重 ($P=11.1\text{ t}$) を上限 (下限は2.0t) とする片振り繰返し載荷を行ない、これで異状が起らないときは上限荷重を50%増しにしてさらに100万回継続することとした。

繰返し載荷開始前 ($N=0$ 時) と繰返し載荷開始後一定繰返し数 (50万回ごとを目標とした) ごとに動的載荷を停止してその時点における上限荷重までを静的に載荷し、各部材各部のひずみと版のたわみを測定した。ひずみ、たわみの測点は図-4 に示すとおりである。

なお、けた供試体 (G) の載荷における本来の輪荷重 ($20 \times 50\text{ cm}$ 載荷板) の向きは図-4 (5-3)-a) のようであるが、このような状態で載荷したのはG-4 (静的試験) のみで、疲労試験体G-1, G-2 および静的試験体G-3 は載荷板の向きを同図 b) のようにして載荷した。これは、その時すでに終了していたSF-1, SD-1 の疲労試験の結果、300万回の繰返しによっても疲労破壊の徴候がまったく認められなかったことから、このようなスラブの疲労強度の目安を得るためできるだけ疲労破壊を生じさせることを意図して、より苛酷な載荷状態としたものであり、結果的には、b) のような載荷で300万回の直前で部材の一部に疲労破壊が生じた。

版供試体、けた供試体ともに、300万回の繰返し載荷によっても破壊しないときは静的に破壊することとした。

2. 試験結果

2.1 静的破壊荷重

静的試験供試体 SF-2, SD-2, G-3, G-4 ならびに 300 万回以上の繰返し載荷で破壊を生じなかった SF-1, SD-1 を静的に破壊したときの終局耐力は表-4 (P. 37) のとおりである。

けた供試体 G-1 および G-2 は 300 万回繰返しまでに H 形鋼下フランジが疲労破壊したものであるが、その状態で断面全体が完全な破壊にいたるまで載荷したときの最終荷重を示す。

2.2 疲労試験結果

供試体 SF-1, SD-1, G-1, G-2 の疲労試験結果は表-5 (P. 38) のとおりである。

版供試体 SF-1 および SD-1 はいずれも設計輪荷重 $P=11.1\text{t}$ (衝撃をふくむ) を上限荷重とする片振り曲げ載荷によつては $N=200$ 万回までにとくに異状を生じなかったので、上限荷重を設計輪荷重の 1.5 倍 ($P=16.6\text{t}$) まで上げてさらに 100 万回以上の繰返しを行なったが、この第 2 段階の繰返し載荷によつても疲労破壊は生じなかった。

けた供試体 G-1, G-2 は設計輪荷重を上限荷重とする片振り曲げ載荷によつては $N=200$ 万回までに異状をみなかったが、第 2 段階の $P=16.6\text{t}$ を上限荷重とする繰返し載荷のとき、のべくり返し数 $N=275\sim 280$ 万回で H 形鋼下フランジに疲労破壊を生じた。ただし、G-1, G-2 の載荷における載荷板の向きは、1.2 (3) にのべたとおり設計において考慮されている輪荷重接地面の向きとは方向を異にするもので、それよりもやゝ苛酷な載荷条件となっている。

2.3 ひずみとたわみ

2.3.1 けた供試体

(1) 疲労試験供試体 (G-1, G-2)

1) 荷重繰返し数とひずみ、たわみの関係：図 5.1～図 5.2 (P. 40～P. 41),
～図 6.5 (P. 44～P. 48) 図-6.1～図 6.5 (P. 44～P. 48)

2) 破壊に至るまでの荷重～ひずみ、荷重～たわみ関係：図-5.3～図-5.4 (P. 42～P. 43)
図-6.6～図-6.7 (P. 49～P.)

(2) 静的試験供試体 (G-3, G-4)

1) 各部材のひずみ分布：図-7.1～図-7.3 (P. 50～P. 52),
図-8.1～図-8.3 (P. 57～P. 59)

2) たわみ分布：図-7.4 (P. 53), 図-8.4 (P. 60)

3) 破壊に至るまでの荷重～ひずみ, 荷重～たわみ関係: 図-7.5～図-7.7 (P. 54 ~P. 56),

図-8.5～図-8.7 (P. 61 ~P. 62)

けた供試体の実験結果を示すこれらの図において計算値として示した値は主鉄筋, H形鋼および圧縮側コンクリートを有効とみなした断面について求めたもので, 鋼とコンクリートとの弾性係数比 n を実測値を参考にして $n=11$ および $n=16$ とした場合の2径間連続げたとしての値 (中間支点上の現場打ち鉄筋コンクリート継手が完全に有効に作用する場合) と, 各径間が単純げたであると仮定したときの値 (中間支点上の継手がまったく連続効果を発揮しない場合) について計算した。

図示の実測値は左右両径間の値の平均値である。

2.3.2 1枚版方式 版供試体

(1) 疲労試験供試体 (SF-1)

1) 各部材のひずみ分布: 図-9.1～図-9.8 (P. 68 ~P. 70)

2) たわみ分布: 図-9.9～図-9.10 (P. 71 ~P. 72)

3) 破壊に至るまでの荷重～ひずみ, 荷重～たわみ関係: 図-9.11～図-9.12 (P. 73 ~P. 74)

(2) 静的試験供試体 (SF-2)

1) 各部材のひずみ分布: 図-10.1～図-10.7 (P. 75 ~P. 81)

2) たわみ分布: 図-10.8～図-10.9 (P. 82 ~P. 83)

3) 破壊に至るまでの荷重～ひずみ, 荷重～たわみ関係: 図-10.10～図-10.13 (P. 84 ~P. 86)

2.3.3 3分割方式 版供試体

(1) 疲労試験供試体 (SD-1)

1) 各部材のひずみ分布: 図-11.1～図-11.7 (P. 87 ~P. 93)

2) たわみ分布: 図-11.8～図-11.9 (P. 94 ~P. 95)

3) 破壊に至るまでの荷重～ひずみ, 荷重～たわみ関係: 図-11.10～図-11.11 (P. 96 ~P. 97)

(2) 静的試験供試体 (SD-2)

1) 各部材のひずみ分布: 図-12.1～図-12.10 (P. 98 ~P. 107)

2) たわみ分布: 図-12.11～図-12.12 (P. 108 ~P. 109)

3) 破壊に至るまでの荷重～ひずみ, 荷重～たわみ関係: 図-12.13～図-12.16 (P. 110 ~P. 112)

版供試体の実験結果を示すこれらの図において計算値として示した値は付録-2に示す4辺自由支持版の式より求めたもので, 付録-2にも示すとおり,

CASE-1 は主鉄筋と圧縮側コンクリート断面を有効と考えた場合

CASE-2 はコンクリートの全断面を有効とみなした場合

である。

なお、これらひずみ、たわみの数値計算は土木研究所千葉支所の FAGOM-270-30 計算機によった。

2.4 ひびわれ状況

けた供試体および版供試体のひびわれ状況（スケッチ）をそれぞれ図-13（P.113）および図-14（P.119）に示す。

2.5 写真記録

各供試体の外観、試験実施状況、破壊状況などを示す写真の代表的なものを巻末にかかげる。

3. 試験結果に対する考察

3.1 静的最終耐荷力

(1) 中央1点載荷時における供試体 SF（1枚方式）および SD（3分割方式）の静的最終耐荷力はいずれも約70tで、衝撃をふくむ設計輪荷重 $P=11.1\text{t}$ の約6.3倍に相当する。

この静的最終耐荷力は、繰返し載荷をまったく行っていない状態（SF-2およびSD-2）と、200万回までは設計輪荷重を、その後の100万回は設計輪荷重の1.5倍を上限荷重とする片振り曲げ繰返し載荷を行なったのちの状態（SF-1およびSD-1）とで差がない。すなわち、これら両者の静的最終耐荷力の比較から、上記のような条件の繰返し載荷によっては最終耐荷力は何ら影響をうけていないことがわかる。

破壊荷重が設計輪荷重の6.3倍となった理由について、つぎに考察する。

まず、このように大きな破壊荷重をみるにいたった必然的な因子としてつぎの諸項があげられる。

1) 安全率

使用鉄筋 SD-30 の規格最小降伏点 $\sigma_y=3,000\text{kg/cm}^2$ に対し、疲労を考慮した設計許容応力度は $\sigma_{sa}=1,400\text{kg/cm}^2$ で、 $\sigma_y/\sigma_{sa}=2.14$ である。鉄筋コンクリート床版の破壊は通常鉄筋の降伏によって生ずるから、版の破壊に対する安全率は規格最小値の降伏点強度をもつ鉄筋を用いた場合 2.14 であると考えてよい。

2) 鉄筋の実降伏強度の余裕

使用した鉄筋 SD30 の実降伏点強度は $\sigma_y=3,600\text{kg/cm}^2$ であり（ミルシートによる）、これは

規格最小値 $3,000 \text{ kg/cm}^2$ の 1.2 倍 となっている。

3) 設計曲げモーメントと試験（作用）曲げモーメントとの相違

イ) 設計曲げモーメントは T-20 の 1 後輪

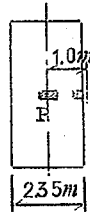
のほかに 2 輪目の影響をも考慮して求めた

たものであるのに対し、試験では後輪 1

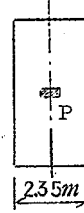
輪を載荷したのみである（右図参照）。

前者と後者との比は、支間 2.35 m の本

床版の場合 M_x, M_y とともに約 1.10 である。



(設計)



(試験)

ロ) 設計モーメントには理論値に対して

15% の余裕が見込まれている。

1)~3)の総合的な効果として、試験載荷状態における破壊荷重 P_f はつぎのようでなければならないことになる：

$$P_f = P (2.14 \times 1.20 \times 1.10 \times 1.15)$$

$$= 3.25 P$$

ここに、 P = 設計輪荷重 = 11.1 t

従って、中央 1 点載荷時の破壊荷重は $P_f = 3.25 \times 11.1 \text{ t} = 36 \text{ t}$ と予測されるところであるが、実際の破壊荷重はその $70/36 = 2$ 倍であった。（ただし、この予測破壊荷重はあくまでも鉄筋の降伏点のみを基準に考えた場合であり、破壊時におけるコンクリートの塑性変形を考慮すれば、この値はもっと大きくなる。）

実耐荷力にこのような余裕が生じたおもな理由として、

1) 設計においては無視されている H 形鋼や山形鋼が有効断面として耐荷力増大に寄与していること、

2) 供試体の支持条件は設計で仮定しているような完全な単純支承（ヒンジ支承）ではなく、H 形鋼の支持げたにボルトで固定しており、かつ支持げたは剛な支承上にあつて床版の支持げたが自由に回転できない状態であつたため、床版の支承状態は事実上半固定の状態であつたこと、などが考えられる。なかでも 2) の影響がとくに大きかったと考えられ、このことはたわみ曲線の実測値と理論値（単純版としての）との比較からもうかがわれるところである。

以上の検討より、この供試体（SF および SD）のような床版を図-3（P. 24）のような支持条件で用いるときは設計荷重に対して安全率による余裕のほかにさらに 2 倍程度 の余裕がある、といえる。

(2) 静的試験供試体 SF-2 および SD-2 について、版側端部 ($y=0$ 寄) および版縁端部 ($x=0$ 寄) に載荷したときの破壊荷重はそれぞれ $P_f = 85 \sim 90 \text{ t}$ および $P_f = 68 \sim 70 \text{ t}$ で、いずれも中央 1 点載荷の場合の破壊荷重 $P_f = 67.5 \sim 70 \text{ t}$ と同等もしくはそれ以上であった。これによって本供試体の局部的な強度、とくに支点近傍の載荷に対するせん断耐荷力も十分であることがたしかめられた。

(3) 版供試体のコンクリート引張縁のひびわれは、SF 供試体 (1 枚版方式) では載荷点をふくむ 2-H 形鋼内の区間 (1.5 m 巾) に、SD 供試体 (3 分割方式) では載荷点のある中央パネル (2.2 m 巾) に集中的に発生する傾向がある (図-14 参照)。とくに SF 供試体についてははじめに載荷点直下の付近に発生したひびわれが漸次成長してゆくとき、H 形鋼の存在によりひびわれが形鋼による閉塞区間の外に伝播することが阻止される傾向が明らかで、その最終的な破壊も 2-H 形鋼の閉塞区間にほとんど限定され、版全体からみると多分にその区間における局部的な押貫きせん断 (PUNCHING SHEAR) 破壊的な様相も認められて、通常の RC 床版とはやや異なった破壊状況を呈した。しかし、たわみやひずみの分布状況からみると、弾性範囲内 ($P=20 \text{ t}$ 程度の) の載荷に対しては版全巾にわたって荷重分配はよく行なわれており、通常の使用状態においては H 形鋼の存在が荷重分配作用の損なうものではないと考えられる。

3.2 疲労強度

(1) 版供試体は SF-1 も SD-1 もともに $P=20 \sim 11.1 \text{ t}$ の繰返し載荷で $N=200$ 万回まで異状を示さず、ひきつづいて行なった $P=20 \sim 16.6 \text{ t}$ の荷重振巾による追加の 100 万回の繰返し載荷によっても、格別の異状を生じなかった。コンクリート引張縁 (底面) に微細なひびわれを認めたのみである。

繰返し載荷中における床版各部 (コンクリート圧縮縁、引張主鉄筋、下側配力鉄筋、H 形鋼下フランジ (SF)、山形鋼下縁 (SD)) の最大実応力度は表-6 (P.39) のようであった。同表より明らかなように床版各部の実応力度は荷重繰返し数とともに変化しているが、全般的にみて許容応力度に対する実応力度の割合は、コンクリート圧縮縁で 60~100%, 引張主鉄筋で 9~14%, 下側配力鉄筋で 30% 前後 (SF) または 70% 前後 (SD), SF の H 形鋼下フランジおよび SD の山形鋼で 15~23% の範囲となっており (いずれも実測最大値について), コンクリート圧縮縁の実応力比がかなり大きかったのにくらべて SD の配力鉄筋をのぞくすべての鉄筋・鋼材の実応力比は非常に小さいものであった。これは 3.3 にのべるように、 $P=11.1 \sim 16.6 \text{ t}$ 程度の載荷のもとでは SF 版も SD 版もコンクリート全断面が有効に作用するときの性状を示しており、コンクリートの引張側断面を無視する設計上の仮定条件とかけはなれていた故であることは明ら

かである。

以上のように繰返し載荷中の実際の応力振巾は鋼材においてとくに小さい結果とはなったが、少なくとも設計活荷重による200~300万回の繰返し載荷に対して十分な耐力をもつことはたしかめられたわけであり、また3.1(1)にものべたようにこのような繰返し載荷によって静的な最終耐力は影響されないことは明らかである。

- (2) けた供試体G-1, G-2は変則の載荷(載荷板の向きを正規の向きと 90° 変えた)によって疲労への影響を大きくするようにした結果、設計輪荷重 $P=11.1t$ を上限とする繰返し載荷によっては $N=200$ 万回までに異状が認められず、その後上限荷重を $P=16.6t$ に上げた追加の繰返し載荷中に、のべ回数約280万回でH形鋼下フランジに疲労クラックを生じた。図-14(R119)または巻末の写真-5(P.)にみられるように、疲労クラックを生じた個所はいずれも中間支点より約60cmの位置($3\ell/4$ 断面)であり、この点はG供試体を完全な2径間連続げたと考えたときの曲げモーメント零の位置に一致するものである。なぜこのような位置にクラックが生じたかは明らかでなく、これについてはさらに研究する必要がある。

けた供試体の繰返し載荷中における各部の最大応力度は表-7のようであった。同表より明らかに、許容応力度に対する実応力度の割合は版供試体の場合より大きく、コンクリート圧縮縁においてはほとんど1にちかく、鋼材、鉄筋では40~60%程度であった。

G供試体はSF供試体の場合にくらべてかなり苛酷な荷重条件で繰返し載荷されたことになるが、それでも、少なくとも設計荷重による200万回のくり返しに対しては十分安全であることが確認され、したがって版の場合には荷重分配作用によって荷重条件が緩和されるだけより一層安全であることが結論される。けた供試体にクラックは、生じたものの、これは版として実橋に使用するにあたって何ら不安を与えるものではない。

3.3 荷重分配性能および断面性状

- (1) 図-9~図-12のたわみ曲線(たとえば、図-10.8, 10.9, 図-12.7, 12.8など)、ひずみ分布図にみられるように、SF版もSD版も良好な荷重分配性能を示している。3分割方式のSD供試体の場合、この供試体に用いられたような山形鋼背面をボルトで連結する方式の継手によって、曲げが十分伝達されうることがたしかめられた。
- (2) 版供試体(SFおよびSD)の各部のひずみと版のたわみの実測値を理論値と比較すると、少なくとも $P=20t$ 以下の荷重のもとではコンクリート全断面が有効に作用する状態にちかい挙動を示すことが明らかである。

ひずみやたわみの大きさは荷重繰返し数の増加とともに幾分変動する(傾向としては増加の方

向に。たとえば、図-9.9, 9.10, 図-11.8, 11.9) が、その量はわずかで、断面仮定(理論計算における CASE-1, CASE-2) のちがいによるひずみやたわみの大きさの差からみれば、無視しうる程度である。すなわち、設計荷重によるくり返し作用をうけても、断面性能が大きく変化することはないがわかる。

- (3) 荷重～ひずみ、荷重～たわみの関係は図9.11～9.12, 図10.10～図10.11(SF供試体), 図11.10～11.11, 図12.13～12.14(SD供試体)にみられるとおり、 $P=40t$ まではほぼ直線関係が保持される。

3.4 現場打ちコンクリート継手(中間支点上)の性状

- (1) けた供試体 G-3, G-4(静的供試体)のたわみ(たとえば、図-7.4), ひずみ(図-5, 図-6)にみられるとおり、このような現場打ち鉄筋コンクリート継手は静的な載荷のもとではほとんど完全な連続げたにちかい性状を発揮するものであることがわかる。
- (2) しかし、繰返し載荷のもとでは、図-5, 図-6にみられるように当初は連続げたの挙動を示すものが繰返し数の増加とともに次第に単純げたの挙動に移行する様子が明らかであり、中間支点上の現場継手は繰返し数の増大とともにヒンジ化することがわかる。

したがって、このような継手を用いて連続構造として版を設計する場合に、完全な連続版としての曲げモーメントを用いるのは不適當であり、やゝ安全側に過ぎるきらいはあっても単純版として設計しておけば無難である。

このような鉄筋コンクリート構造の継手の効率は、現場打ち部の巾を十分にとって鉄筋の定着効果を完全なものとするほど増大するであろうことは、容易に推察されるところである。

- (3) 中間支点上の現場打ちコンクリート継手の打ち継目部にはごくわずかの荷重をうけても容易にひびわれを生ずる。繰返し載荷をうけるときは繰返し数の増大とともにひびわれ巾が大きくなる傾向がある。

実橋に用いる場合にはこのひびわれによって舗装面にも影響があると考えられるので、そのような継手部の舗装にはあらかじめ目地を設けるなどの配慮が必要と考えられる。その場合、目地部の防水工に特に注意する必要がある。

3.5 支持げたへの取付け部の動的挙動

床版の支持げたへの固定はU形スプリングを介して高力ボルトで取り付ける方式がとられたが、今回の試験における版の支承条件は図-3に示すように床版の支持げたは剛な支持げたの上に直接のせてあり、支持げた自体が荷重によって自由にたわむ状態ではなかったため、繰返し載荷試験中に取付け部は事実上ほとんど繰返し変位をうけていない。従って実橋におけるような支持げ

たが自由に変位する状態での取付け部の安全性についてはたしかめられなかった。

4. 結 論

- (1) 今回試験した載荷条件のもとでは、1枚方式の版(SF)も3分割方式の版(SD)も静的および疲労強度は十分満足すべきもので、強度上、性能上の優劣を認め難い。しかし、3分割方式の版についてはパネル連結部(継手)に直接荷重が載るような載荷条件のもとでの繰返し耐荷力については今回の試験ではたしかめられていないので、この点を考えると1枚方式の版の方が現時点ではより確実で信頼度が高いといえる。
- (2) 1枚方式の版は、強度的には安全に実用に供しうる。3分割方式の版については(1)にのべた継手部の疲労強度について実験的にたしかめる必要がある。継手部の疲労強度に問題がなければ、3分割方式の版も安全に実用に供することができる。
- (3) 鉄筋コンクリート形式による中間支点上の現場継手は荷重くり返し数の増加とともに継手効率が減少するのでこのような現場継手をもつ版を完全な連続版としての曲げモーメントを用いて設計するのは適当でない。実際には安全をみて単純版として設計するのが無難である。
- (4) プレキャストコンクリート床版のユニットを並べ、支持けた上を現場打ちして連続構造となす場合、中間支点上の負モーメントによるスラブ上面のクラックは避け難いと思われ、その影響は舗装にもおよぶことが考えられる。このような支持けた上のクラックに対する対策を考慮しておく必要がある。

結 言

本報告書では、土木研究所が担当した供試体による強度試験の結果を示し、1枚方式、3分割方式とも静的および疲労強度は十分満足すべきものであることをのべた（SD版の疲労強度については未確認）。しかし実際の使用にあたっては施工性や施工精度が重要となるので、これらについての調査結果をかん案してもっとも合理的な方式を定める必要がある。今回の試験の対象としたような床版工法でもし改良の余地があるとすれば、主として施工性の面からの要求によるところが大きいものと考えられる。

おわりに、この試験の実施にあたり、供試体の製作・据付けならびに実験補助を担当された川田工業株式会社の関係者各位の御努力に対し、ここに感謝の意を表します。

付 録

1. 設計曲げモーメントの決定

1.1 設計条件：表一付1のとおり。

〔表一付1〕

項 目	条 件
(1) 床版支間	$\ell = 235 \text{ cm}$
(2) 舗装厚	3 cm
(3) 床版厚	18 cm
(4) 輪荷重	$P = 8000 \text{ kg}$
(5) 輪荷重の分布	④ $u = 28 \text{ cm}$ $v = 13 \text{ cm}$ ⑤ $u = 37 \text{ cm}$ $v = 22 \text{ cm}$

1.2 計 算 式

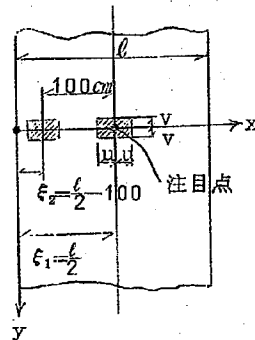
単純支持無限版（支間が車両進行方向に直角の場合）， $200 < \ell \leq 400 \text{ cm}$

$$(M_x)_{y=0} = \frac{4q\ell^2}{\pi^3} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m^3} \sin \frac{m\pi\xi}{\ell} \sin \frac{m\pi u}{\ell} \sin \frac{m\pi x}{\ell} \times \left\{ 1 - \left[1 + (1-\nu) \frac{m\pi u}{2\ell} \right] e^{-\frac{m\pi v}{\ell}} \right\}$$

$$(M_y)_{y=0} = \frac{4q\ell^2}{\pi^3} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m^3} \sin \frac{m\pi\xi}{\ell} \sin \frac{m\pi u}{\ell} \sin \frac{m\pi x}{\ell} \times \left\{ \nu - \left[\nu - (1-\nu) \frac{m\pi v}{2\ell} \right] e^{-\frac{m\pi v}{\ell}} \right\}$$

$$q = \frac{P}{4uv}, \quad \nu = 0.15 \text{ (ポアソン比)}$$

ξ_1, ξ_2 の位置の輪荷重による M_x, M_y を別々に求めて加算する。



1.3 計算結果

1.2に示した計算式にもとづいて橋梁研究室が作成した電算プログラムにより計算を行なった。

(1) 単純版の曲げモーメント

x/l	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
①	M_{x1}	0.119	0.241	0.370	0.512	0.674	0.874	1.148	1.565	1.875
	M_{x2}	0.494	0.829	0.897	0.692	0.482	0.371	0.300	0.249	0.178
	ΣM_x	0.613	1.070	1.267	1.204	1.156	1.245	1.448	1.814	2.052
	M_{y1}	0.117	0.236	0.363	0.500	0.655	0.838	1.062	1.324	1.556
	M_{y2}	0.333	0.568	0.639	0.558	0.438	0.352	0.290	0.243	0.175
	ΣM_y	0.450	0.805	1.002	1.058	1.093	1.189	1.352	1.566	1.731
	M_{x1}	0.121	0.247	0.380	0.529	0.702	0.922	1.227	1.474	1.642
	M_{x2}	0.248	0.539	0.700	0.695	0.531	0.398	0.315	0.259	0.182
	ΣM_x	0.369	0.786	1.080	1.224	1.233	1.320	1.542	1.732	1.824
②	M_{y1}	0.116	0.234	0.358	0.493	0.641	0.807	0.988	1.139	1.261
	M_{y2}	0.168	0.328	0.427	0.447	0.397	0.335	0.282	0.238	0.173
	ΣM_y	0.284	0.562	0.786	0.939	1.038	1.142	1.269	1.377	1.434

($t\text{-m/m}$)

(2) 連続版の曲げモーメント (支間中央)

単純版の曲げモーメントの0.8倍

$$\textcircled{A} \quad \Sigma M_x = 2.052 \times 0.8 = 1.642 \text{ } t\text{-m/m}$$

$$\Sigma M_y = 1.731 \times 0.8 = 1.385 \text{ } t\text{-m/m}$$

$$\frac{M_y}{M_x} = \frac{1.385}{1.642} = 0.84$$

$$\textcircled{B} \quad \Sigma M_x = 1.824 \times 0.8 = 1.459 \text{ } t\text{-m/m}$$

$$\Sigma M_y = 1.434 \times 0.8 = 1.148 \text{ } t\text{-m/m}$$

$$\frac{M_y}{M_x} = \frac{1.148}{1.459} = 0.79$$

1.4 設計曲げモーメントの決定

現行示方書の考え方にしたが、理論値の15%増しを設計曲げモーメントとする。

単純版

$$\textcircled{A} \quad M_x = 2.052 \times 1.15 = 2.360 \text{ tm/m}$$

$$M_y = 1.731 \times 1.15 = 1.991 \text{ tm/m}$$

$$\textcircled{B} \quad M_x = 1.824 \times 1.15 = 2.097 \text{ tm/m}$$

$$M_y = 1.434 \times 1.15 = 1.650 \text{ tm/m}$$

連続版

$$\textcircled{A} \quad M_x = 1.642 \times 1.15 = 1.888 \text{ tm/m}$$

$$M_y = 1.385 \times 1.15 = 1.593 \text{ tm/m}$$

$$\textcircled{B} \quad M_x = 1.459 \times 1.15 = 1.678 \text{ tm/m}$$

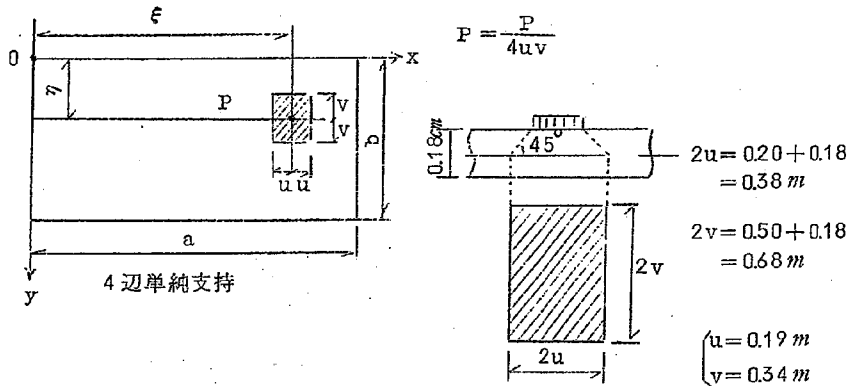
$$M_y = 1.148 \times 1.15 = 1.320 \text{ tm/m}$$

		理論曲げモーメント		設計曲げモーメント	
		単純版	連続版	単純版	連続版
④	M_x	2.052	1.642	2.360	1.888
	M_y	1.731	1.385	1.991	1.593
⑤	M_x	1.824	1.459	2.097	1.678
	M_y	1.434	1.148	1.650	1.320

(tm/m)

2. ひずみとたわみの計算式

2.1 計算式



(1) たわみ

$$w/P = \frac{4}{\pi^6 uv} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{mn \left\{ \left(\frac{m}{a} \right)^2 + \left(\frac{n}{b} \right)^2 \right\}^2} \sin \frac{m\pi \xi}{a} \sin \frac{n\pi \eta}{b} \sin \frac{m\pi u}{a} \sin \frac{n\pi v}{b} \times \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b}$$

(2) 曲げモーメント

$$M_x/P = \frac{4a^2 b^2}{\pi^4 uv} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(m^2 b^2 + n^2 a^2)}{mn (m^2 b^2 + n^2 a^2)^2} \sin \frac{m\pi \xi}{a} \sin \frac{n\pi \eta}{b} \sin \frac{m\pi u}{a} \sin \frac{n\pi v}{b} \times \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b}$$

$$M_y/P = \frac{4a^2 b^2}{\pi^4 uv} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(n^2 a^2 + m^2 b^2)}{mn (m^2 b^2 + n^2 a^2)^2} \sin \frac{m\pi \xi}{a} \sin \frac{n\pi \eta}{b} \sin \frac{m\pi u}{a} \sin \frac{n\pi v}{b} \times \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b}$$

(3) ひずみ

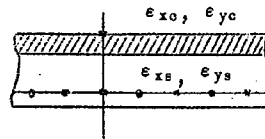
Case-1 : 圧縮側コンクリートと鉄筋が有効に作用すると仮定した場合

$$\epsilon_{x0} = -0.000,147 M_x$$

$$\epsilon_{xs} = 0.000,265 M_x$$

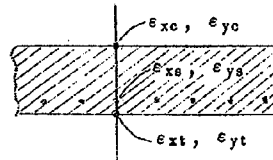
$$\epsilon_{y0} = -0.000,167 M_x$$

$$\epsilon_{ys} = 0.000,208 M_y$$

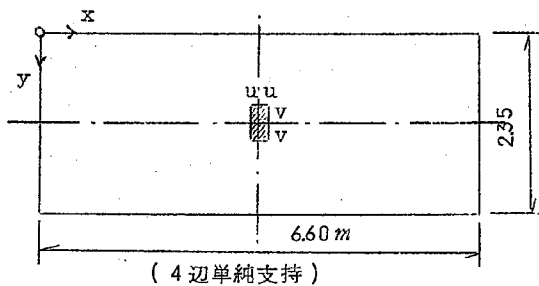


Case-2 : コンクリート全断面が有効と仮定した場合

$$\begin{aligned}\epsilon_{xc} &= -0.000,129M_x \\ \epsilon_{xt} &= 0.000,129M_x \\ (\epsilon_{xs} &= 0.000,075M_x) \\ \epsilon_{yc} &= -0.000,129M_y \\ \epsilon_{yt} &= 0.000,129M_y \\ (\epsilon_{ys} &= 0.000,052M_y)\end{aligned}$$



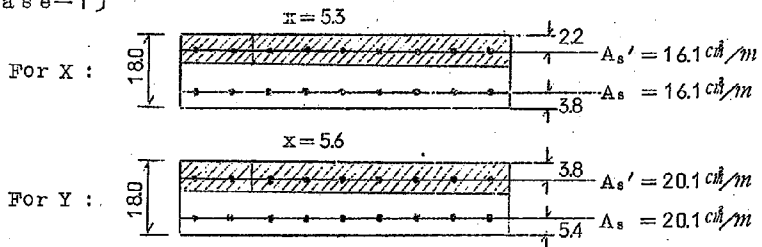
2.2 諸数値



$$\begin{aligned}a &= 6.60m \\ b &= 2.35m \\ \xi &= a/2 = 3.30m \\ \eta &= b/2 = 1.175m \\ u &= 0.19m \\ v &= 0.34m \\ \nu &= 0.15 \\ D &= 336t \cdot m^2 \text{ (Case-1)} \\ D &= 696t \cdot m^2 \text{ (Case-2)}\end{aligned}$$

版剛度, D

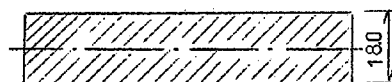
[Case-1]



$$\begin{aligned}I_x &= 26,500 cm^4 = 0.000,265 m^4 \\ I_y &= 21,600 cm^4 = 0.000,216 m^4 \\ E_c I &= 1.4 \times 10^6 (t/m^4) \times 0.000,240 m^4 = 336 t \cdot m^2\end{aligned}$$

$$D1 = 336 t \cdot m^2$$

[Case-2]



$$I_x = I_y = \frac{h^3}{12(1-\nu^2)} = 0.000,497 m^4$$

$$E_c I = 1.4 \times 10^6 \times 0.000,497 = 696 t \cdot m^2,$$

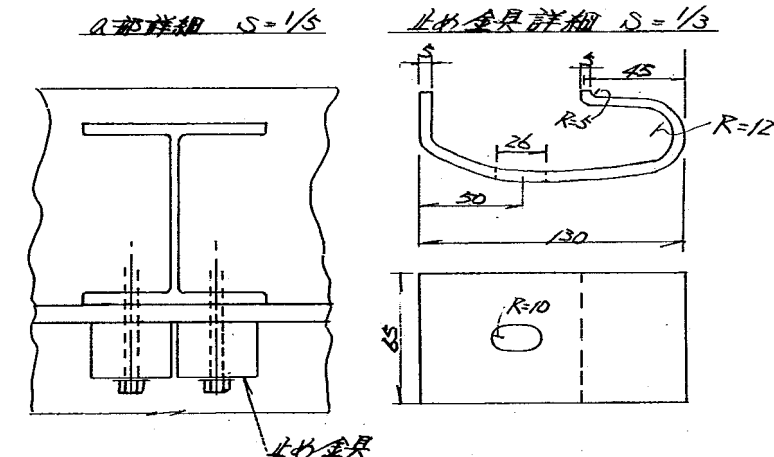
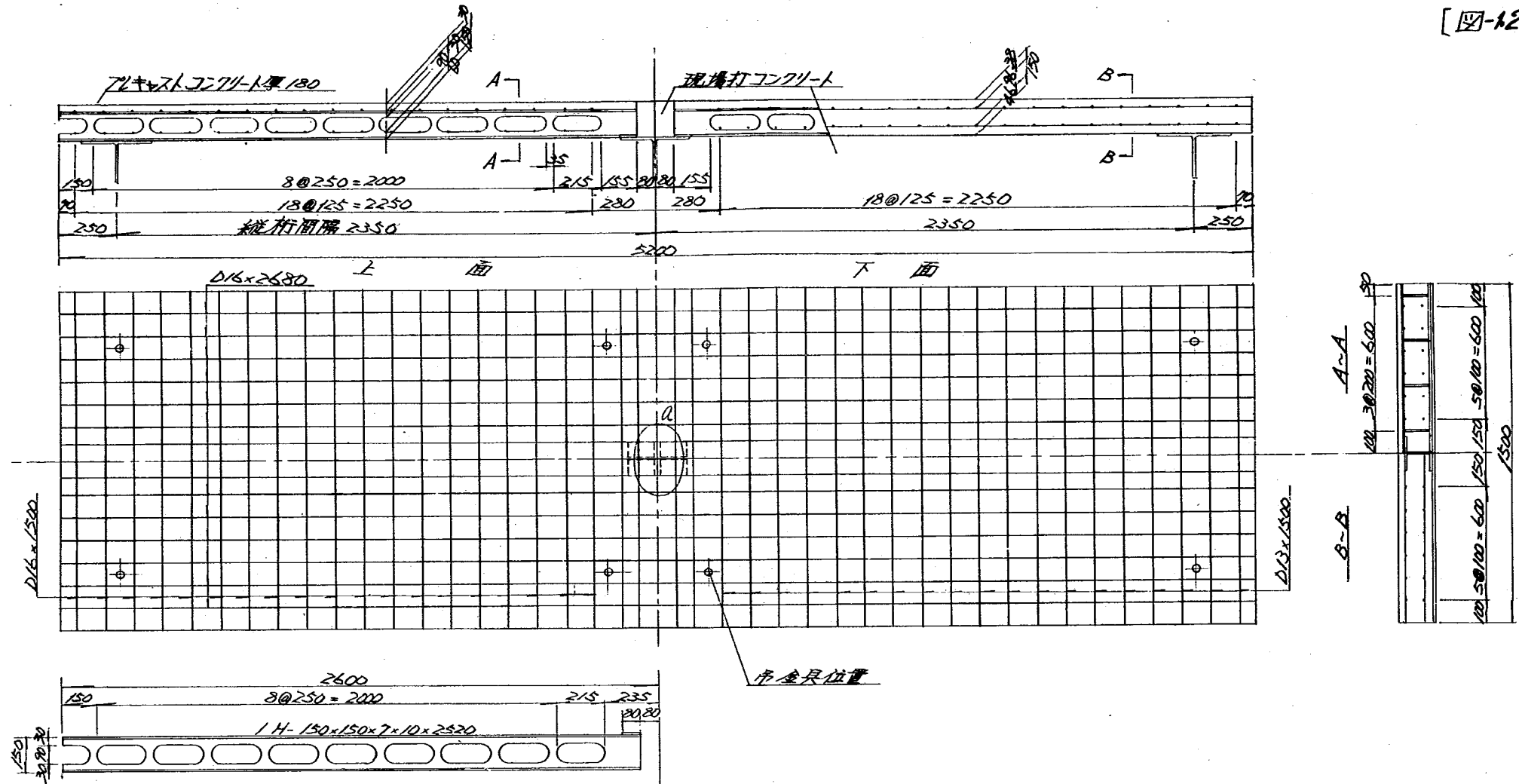
$$D2 = 696 t \cdot m^2$$

表 図

8

8

[四-12]

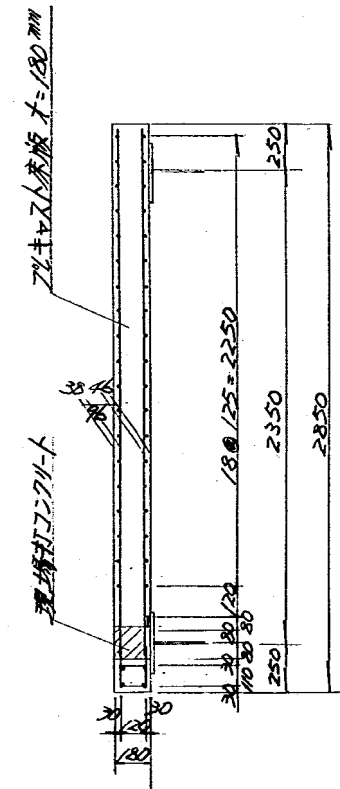
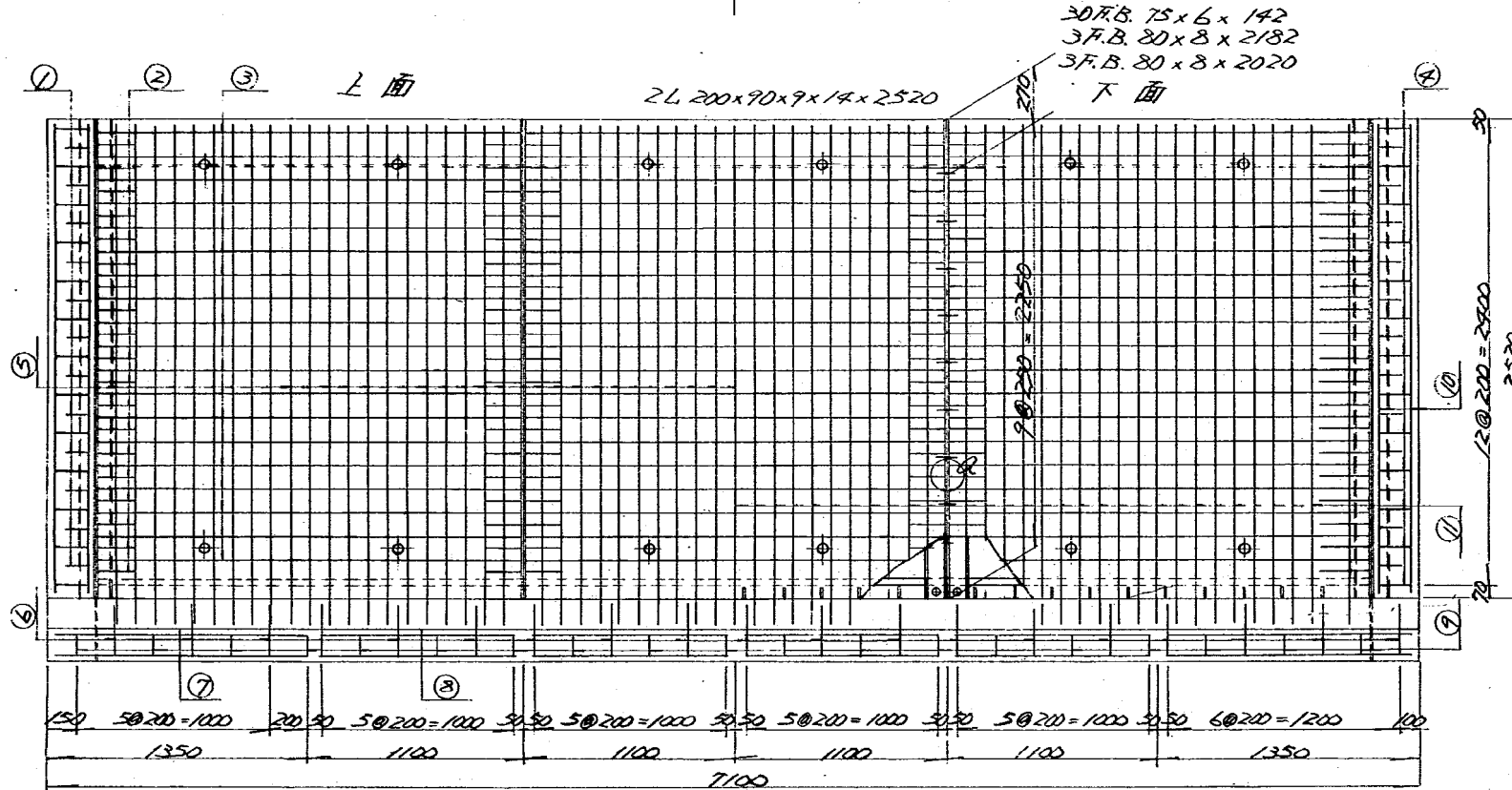
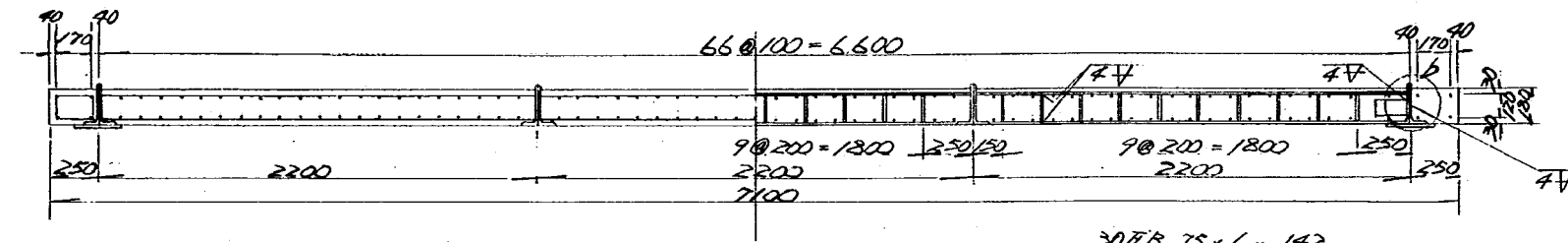


材料表

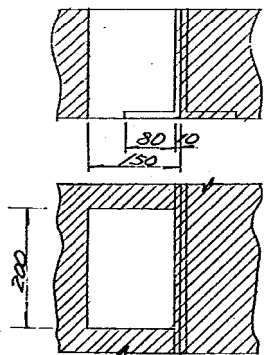
	単位重量	重量	総重量
異形鉄筋φ13mm	0.995kg/m	56.72kg	
" 16	1.56 "	289.60 "	346.32kg
H150x150x7x10x11	31.50 "	158.76 "	
PL		28.26 "	187.02kg
軽量コンクリート	1.85 t/m ³	2.60 t	2.60 t
総重量			3.13 t
単位面積当り重量			401 kg/m ²

試験名	本四道橋施工法調査		
図面名	上野川橋予備調査用コンクリート試体		
縮尺	1/20	図面番号	3 表内 2
作成時期	昭和43年12月 日		

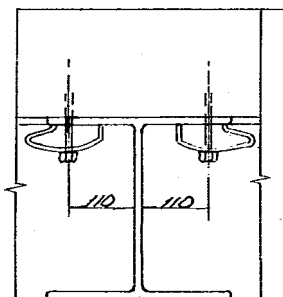
[四-1.3]



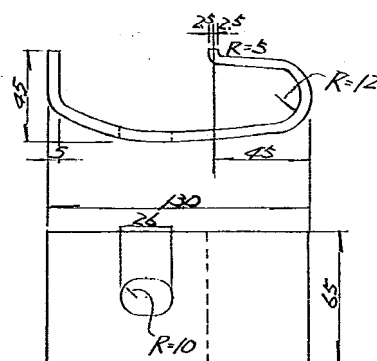
a部詳細 S=1/10



b部詳細 S=1/10



止付金具詳細 S=1/3



材料表

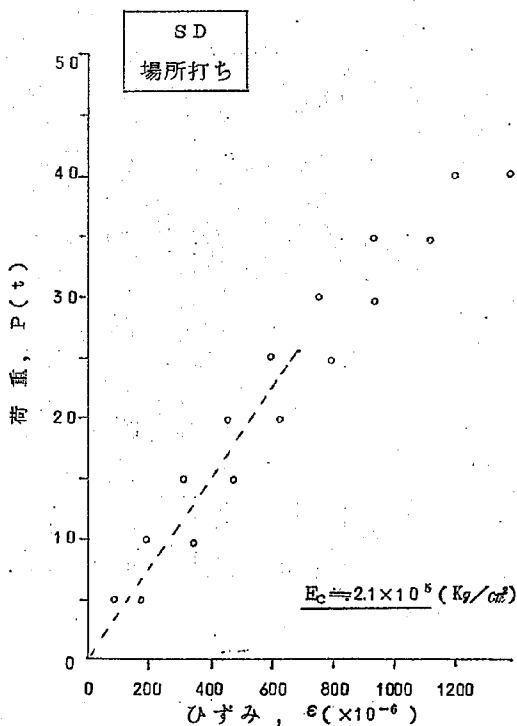
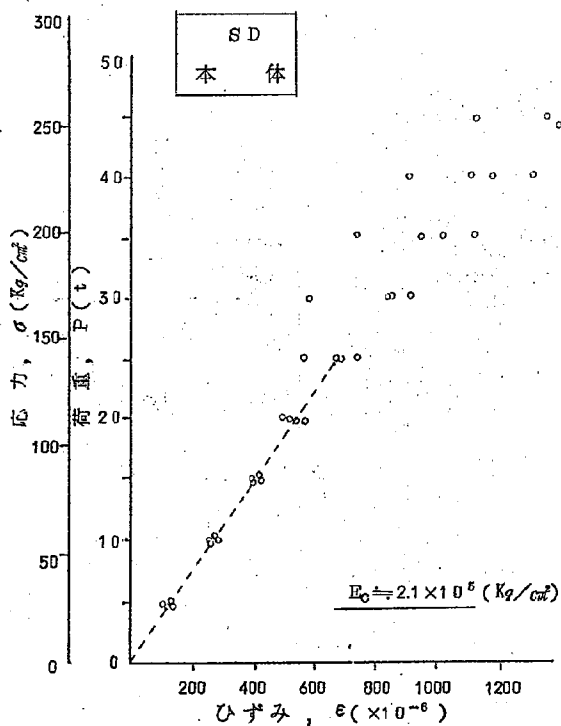
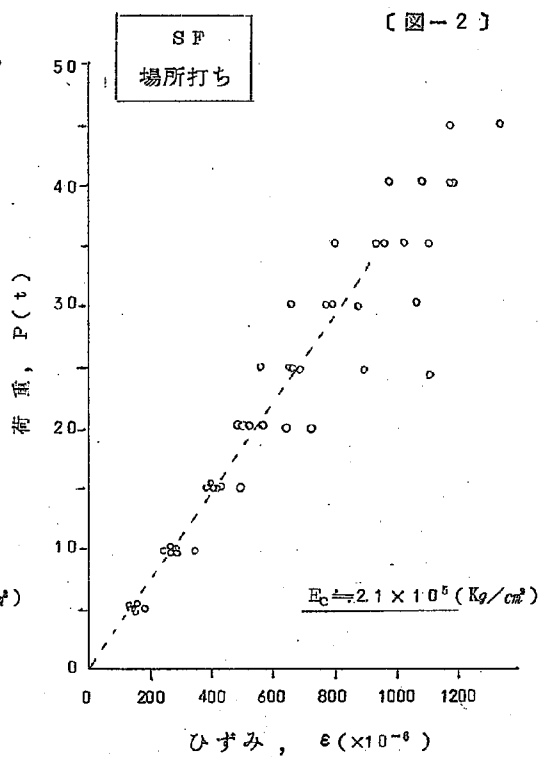
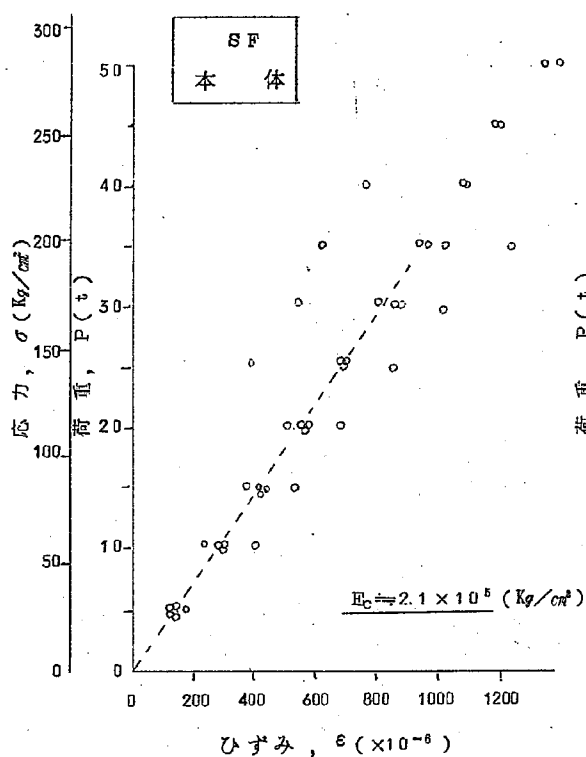
	単位重量	重量	総重量
異形鉄筋φ10mm	0.56 kg/m	52.71 kg	
" φ13	0.995 "	174.40 "	
" φ16	1.56 "	625.72 "	852.83 kg
L 200x90x9x14	23.30 "	488.37 "	
PL		67.08 "	555.45 kg
軽量コンクリート	1.85 t/m ³	6.74 t	6.74 t
総重量			8.15 t
単位面積当り重量			403 kg/m ²

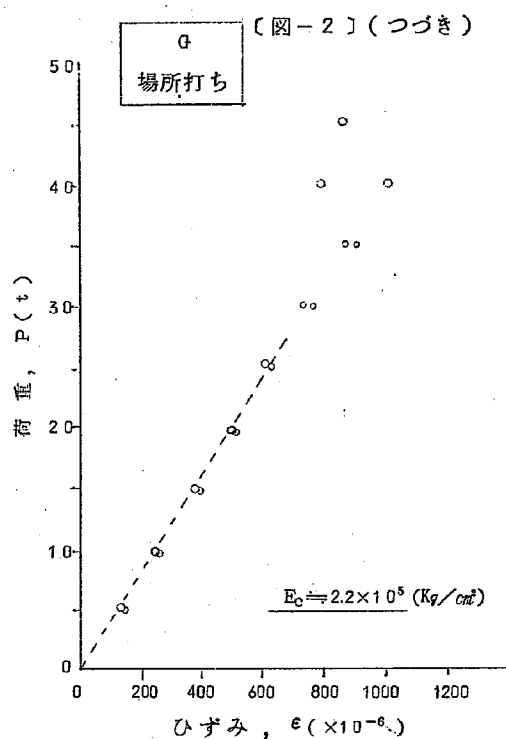
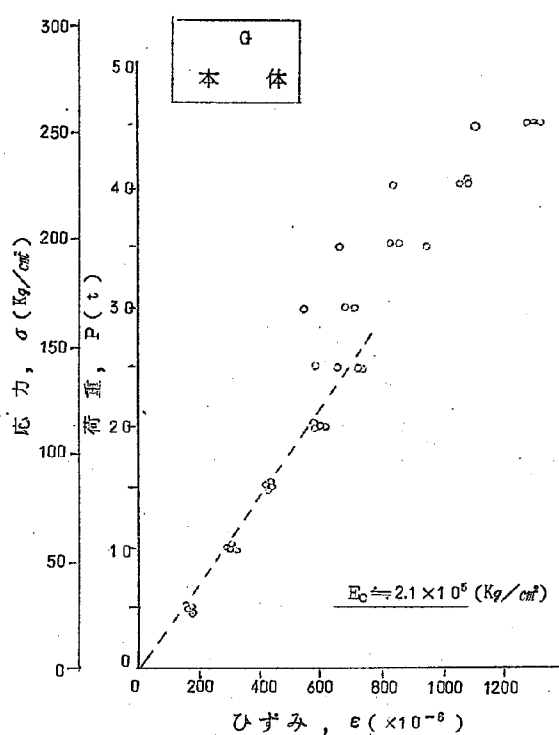
試験名	本四連路施工法調査 上計測所予備調査7L+SL床版試験		
図面名	版供試体 (3分割方式)		
縮尺	1/30	図面番号	3葉之内 3
作業時期	昭和43年12月 日		

〔表-1〕

供 試 体 概 要

記号	供 試 体 の 概 形	供 試 体 の 概 要	供 試 体 数
SF		○ 2.52m × 6.60m のパネルを1枚板として製作したプレキャストスラブ ○ 主鉄筋方向に1.5m間隔でH-150 × 150を配置。このHは、支持げたへの取付の都合から設けられたもので、設計々算においては無視 ○ コンクリートは粗骨材のみ人工軽量骨材を使用 ○ スラブは四辺 H-150 × 300により支持	静 的 : 1 動 的 : 1 計 2
SD		○ 2.52m × 6.60m のスラブを2.52m × 2.20m のパネル3個を連結して製作したもの ○ パネルの連結は、パネル端の山形鋼を高力ボルトで連結。山形鋼の位置で支持げたに取付け、 ○ 各パネルは通常の鉄筋コンクリート構造。H形鋼は用いず ○ コンクリートは粗骨材のみ人工軽量骨材を使用 ○ スラブは四辺 H-150 × 300により支持	静 的 : 1 動 的 : 1 計 2
G		○ 供試体Fの巾1.5mあたりを切り出した“けた供試体”。構造は供試体Fに同じ ○ $\ell = 2.35m$ の2径間連続, 中間支点上は現場打ちコンクリート ○ コンクリートは粗骨材のみ人工軽量骨材使用	静 的 : 2 動 的 : 2 計 4





〔表-2〕 コンクリートの圧縮強さ(φ15×30供試体)

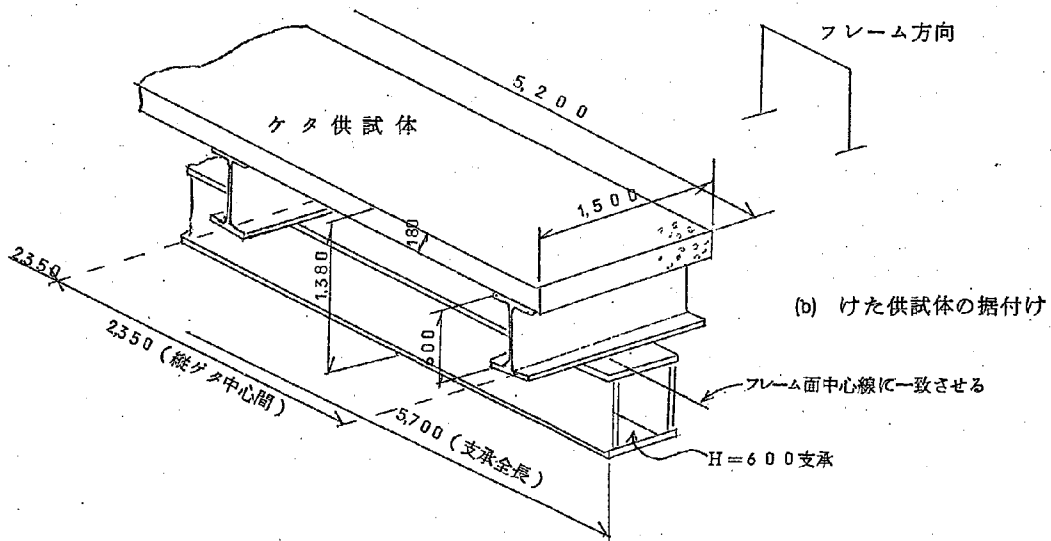
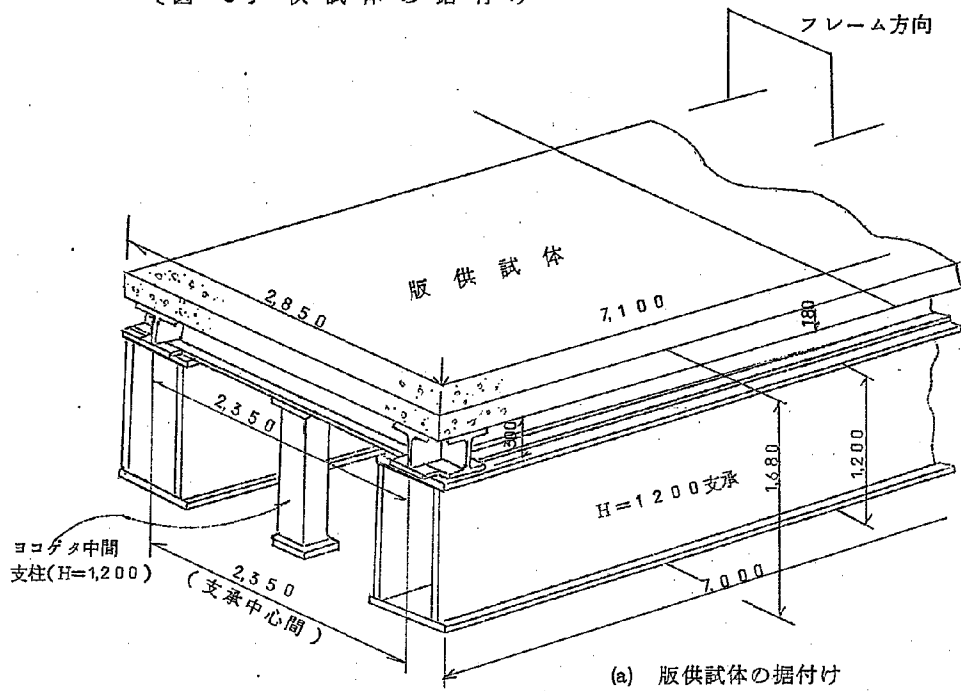
(a) プレキャストコンクリート

標準供試体 No.	SF			SD			Q		
	単重 (t/m³)	破壊荷重 (t)	圧縮強さ (kg/cm²)	単重 (t/m³)	破壊荷重 (t)	圧縮強さ (kg/cm²)	単重 (t/m³)	破壊荷重 (t)	圧縮強さ (kg/cm²)
1	1.83	50.5	285	1.82	52.0	334	1.80	47.1	266
2	1.77	42.0	277	1.83	42.0	277	1.79	51.0	288
3	1.88	55.5	314	1.85	53.5	302	1.78	45.5	257
4	1.82	53.0	300	1.80	48.6	275	1.82	52.2	295
5	1.85	50.0	283						
平均	1.83		292	1.83		297	1.80		277

(b) 場所打ちコンクリート

標準供試体 No.	SF			SD			Q		
	単重 (t/m³)	破壊荷重 (t)	圧縮強さ (kg/cm²)	単重 (t/m³)	破壊荷重 (t)	圧縮強さ (kg/cm²)	単重 (t/m³)	破壊荷重 (t)	圧縮強さ (kg/cm²)
1	1.85	46.9	265	1.91	50.8	287	1.90	66.5	376
2	1.84	57.5	325	1.88	50.5	285	1.90	56.0	316
3	1.85	40.0	226						
4	1.84	62.2	352						
5	1.90	47.5	268						
平均	1.84		287	1.90		286	1.90		346

〔図-3〕 供試体の据付け



〔表-3〕 載 荷 荷 重 一 覽

供試体番号	段 階	載 荷 状 態	荷 重, P (t)
SF-1 (疲 勞)	1	N=0時 載 荷 I	0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0.
	2	N=5.2×10 ⁵ 時 載 荷 I	//
	3	N=1.45×10 ⁶ 時 載 荷 I	//
	4	N=2.05×10 ⁶ 時 載 荷 I	0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 12. 14. 16. ⁶ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 12. 14. 16. ⁶ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 12. 14. 16. ⁶ 0.
	5	N=3.02×10 ⁶ 時 載 荷 I	0. 2. 4. 6. 8. 10. 12. 14. 16. ⁶ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 12. 14. 16. ⁶ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 12. 14. 16. ⁶ 0.
	6	靜 的 破 壞 載 荷 I	0. 10. 20. 30. 40. 50. 60. 67. ⁵ (最終)
SF-2 (靜 的)	1	載 荷 I 彈 性 載 荷	0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 0. 4. 8. 12. 16. 20. 22. ² 0. 4. 8. 12. 16. 20. 22. ² 0.
	2	載 荷 I 破 壞 試 驗	0. 10. 20. 30. 40. 50. 60. 70 (最終)
	3	載 荷 II 彈 性 載 荷	0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 0. 4. 8. 12. 16. 20. 22. ² 0. 4. 8. 12. 16. 20. 22. ² 0.
	4	載 荷 II 破 壞 試 驗	0. 10. 20. 30. 40. 50. 60. 70. 80. 90 (最終)
SD-1 (疲 勞)	1	N=0時 載 荷 I	0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0.
		N=3.8×10 ⁵ 時 載 荷 I	//
		N=9.4×10 ⁵ 時 載 荷 I	//
		N=2.15×10 ⁶ 時 載 荷 I	0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 12. 14. 16. ⁶ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 12. 14. 16. ⁶ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 12. 14. 16. ⁶ 0.
		N=3.10×10 ⁶ 時 載 荷 I	0. 2. 4. 6. 8. 10. 12. 14. 16. 18. 20. 22. ² 0. 4. 8. 12. 16. 20. 22. ² 0. 4. 8. 12. 16. 20. 22. ² 0.
		靜 的 破 壞 載 荷 I	0. 10. 20. 30. 40. 50. 55. 60. 65. 70 (最終)

(表-3, つづき)

供試体番号	段階	載荷状態	荷 重 , P (t)
SD-2 (静的)	1	載 荷 I 弾 性 載 荷	0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 0. 4. 8. 12. 16. 20. 22. ² 0. 4. 8. 12. 16. 20. 22. ² 0.
	2	載 荷 I 破 壊 試 験	0. 10. 20. 30. 40. 50. 60. 70 (最終)
G-1 (疲労)	1	N=0 時	0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0.
	2	N= 5.7×10^5 時	//
	3	N= 2.17×10^6 時	0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 12. 14. 16. ⁶ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 12. 14. 16. ⁶ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 12. 14. 16. ⁶ 0.
	4	N= 2.5×10^6 時	0. 2. 4. 6. 8. 10. 12. 14. 16. ⁶ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 12. 14. 16. ⁶ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 12. 14. 16. ⁶ 0.
	5	N= 3.17×10^6 時	0. 4. 8. 12. 16. ⁶ 0. 4. 8. 12. 16. ⁶ 0. 4. 8. 12. 16. ⁶ 0.
	6	静 的 破 壊	0. 4. 8. 12. 16. 20. 22. ² 0. 4. 8. 12. 16. 20. 22. ² 0. 5. 10. 15. 20. 25. (最終)
G-2 (疲労)	1	N=0 時	0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0.
	2	N= 6.1×10^5 時	//
	3	N= 9.8×10^5 時	//
	4	N= 1.5×10^6 時	//
	5	N= 2.17×10^6 時	0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 11. ¹ 12. 14. 16. ⁶ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 12. 14. 16. ⁶ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 12. 14. 16. ⁶ 0.
	6	N= 2.5×10^6 時	0. 2. 4. 6. 8. 10. 12. 14. 16. ⁶ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 12. 14. 16. ⁶ 0. 2. 4. 6. 8. 10. 12. 14. 16. ⁶ 0.
	7	N= 3.075×10^6 時	//
	8	静 的 破 壊	0. 5. 10. 15. 20. 25. 32. 0 (最終)

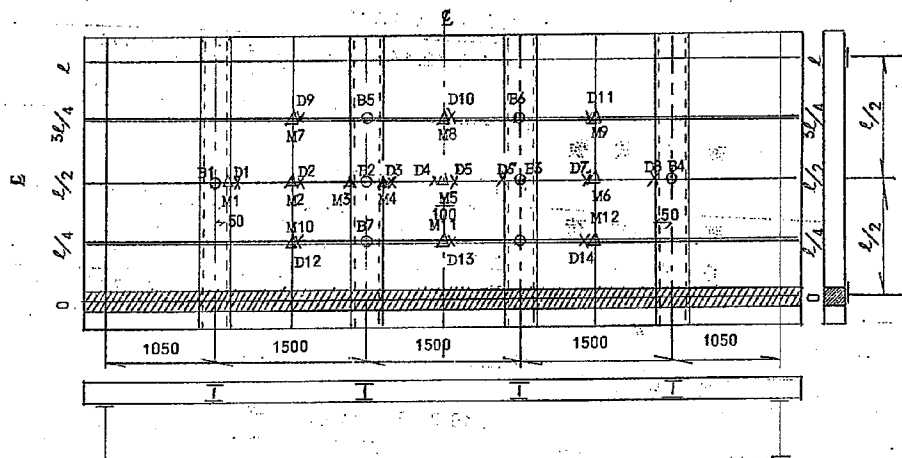
(表-3, つづき)

供試体番号	段階	載荷状態	荷重, P (t)
G-3 (静的)	1	弾性載荷 載荷 d)	0.2.4.6.8.10.11. ¹ 0.2.4.6.8.10.11. ¹ 0.2.4.6.8.10.11. ¹
	2	//	0.4.8.12.16.20.22. ² 0.4.8.12.16.20.22. ² 0.
	3	破壊試験	0.10.20.30.41.0 (最終)
G-4 (静的)	1	弾性載荷 載荷 c)	0.2.4.6.8.10.11. ¹ 0.2.4.6.8.10.11. ¹ 0.2.4.6.8.10.11. ¹ 0.
	2	//	0.4.8.12.16.20.22. ² 0.4.8.12.16.20.22. ² 0.
	3	破壊試験	0.10.20.30.47.5 (最終)

(1) 版供試体 (1枚版方式) (SF-1)

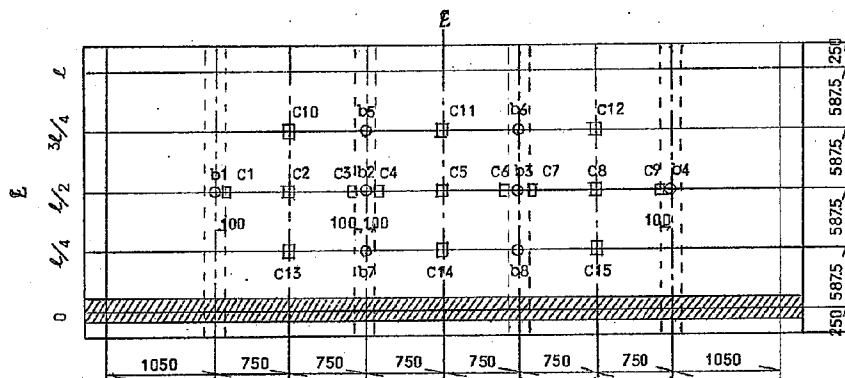
(図-4)

(1-1) ヒズミ測点 (埋込みゲージ)



- Hビーム上フランジ (B) 8点
 - △ 下側主鉄筋 (下側) (M) 12点
 - × 下側配力鉄筋 (下側) (D) 14点
- 計34点
(すべて鋼材用10^m/mゲージ)

(1-2) ヒズミ測点 (表面ゲージ)



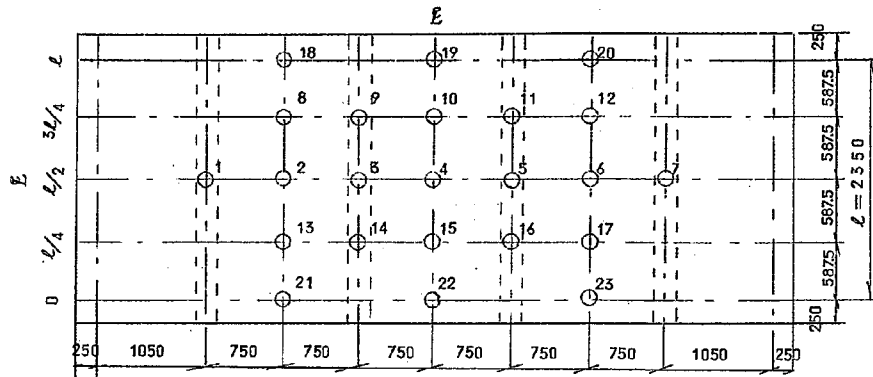
- Hビーム下フランジ (下面) (b) 8点
 - コンクリート圧縮線 (上面) (c) 15点
- 計23点

(b) は鋼材用10^m/mゲージ
(c) はコンクリート用70^m/mゲージ

(〔図-4〕つづき)

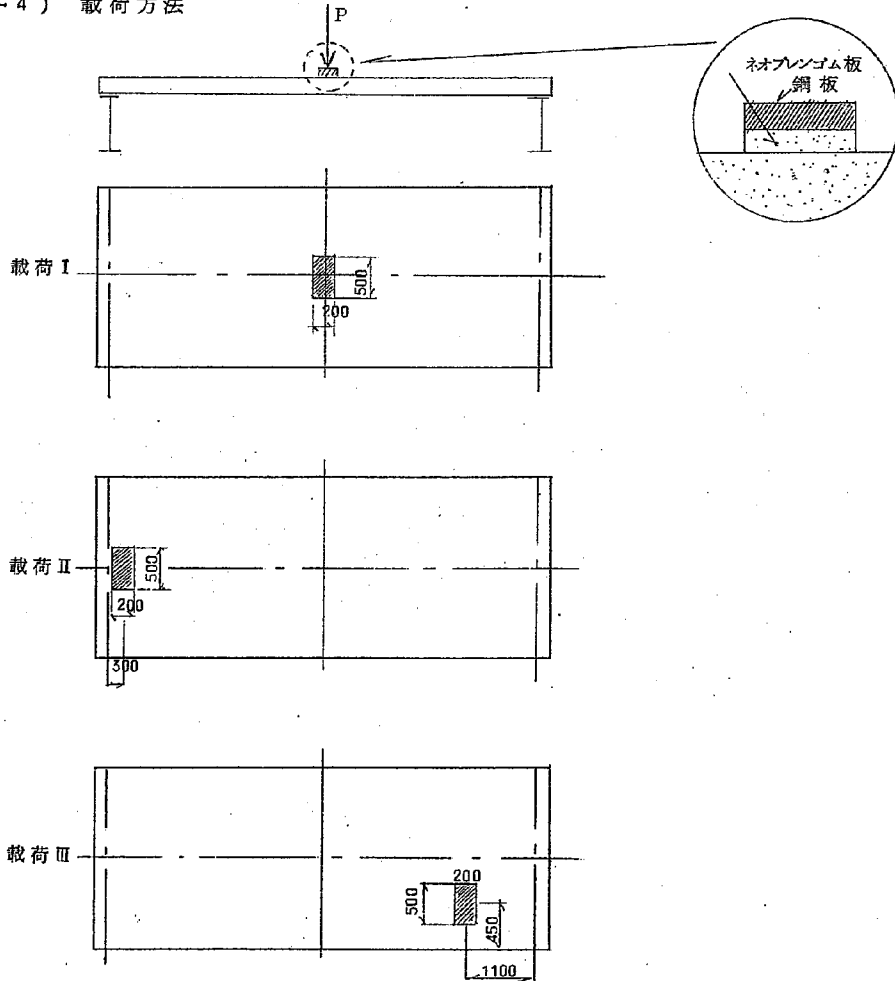
(8F-1)

(1-3) タワミ測点



○ ダイアルゲージ 23点

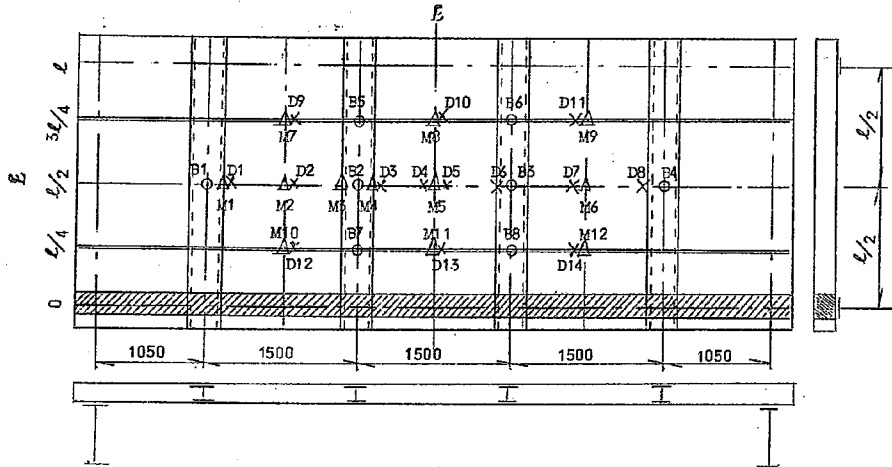
(1-4) 載荷方法



(〔図-4〕つづき)

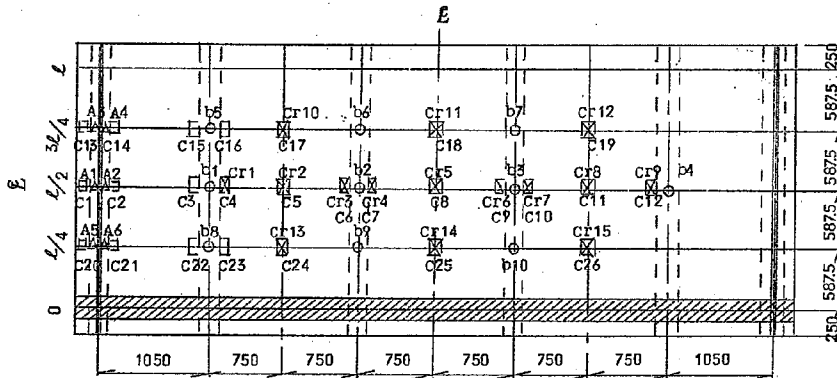
(2) 版供試体 (1枚版方式) (SF-2)

(2-1) ヒズミ測点 (埋込みゲージ)



- Hビーム上フランジ (B) 8点
 △ 下側主鉄筋 (下側) (M) 12点
 × 下側配力鉄筋 (下側) (D) 14点
- 計 34点
 (すべて鋼材用 $10^m/m$ ゲージ)

(2-2) ヒズミ測点 (表面ゲージ)

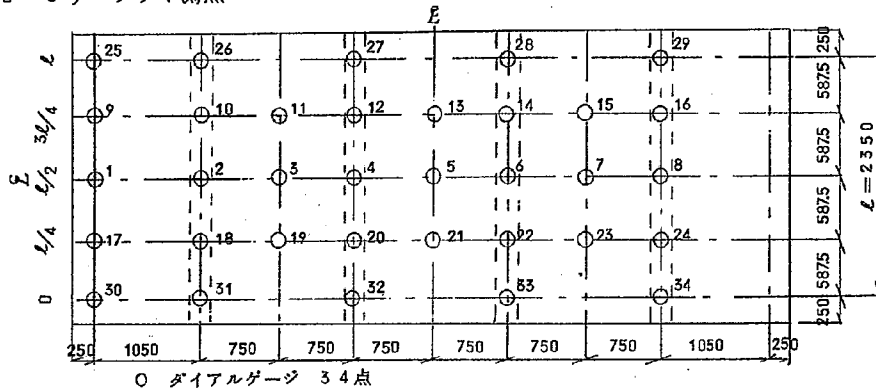


- Hビーム下フランジ (下面) (b) 10点
 △ 山形鋼引張縁 (下面) (A) 6点
 □ コンクリート圧縮縁 (上面) 短辺方向 (C) 26点
 × " " " 長辺方向 (Cr) 15点
- 計 57点
 (b), (A) は鋼材用 $10^m/m$ ゲージ
 (C), (Cr) はコンクリート用 $70^m/m$ ゲージ

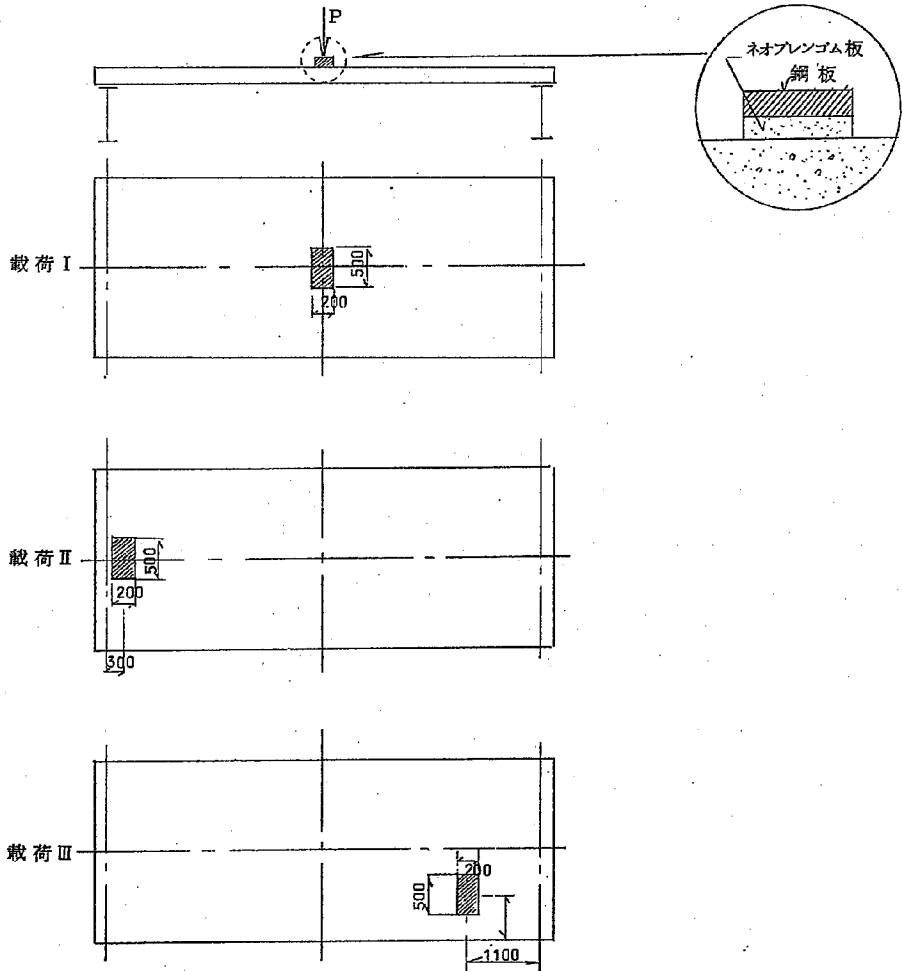
([図-4] つづき)

(SF-2)

(2-3) タワミ測点



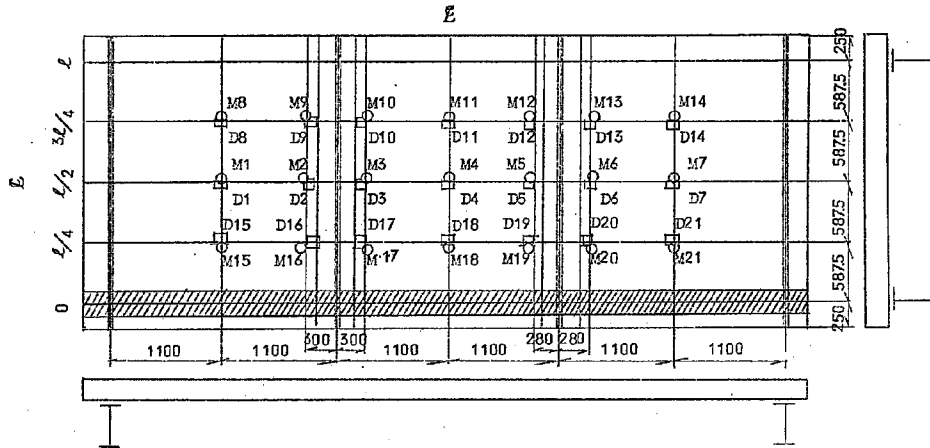
(2-4) 載荷方法



(〔図-4〕つづき)

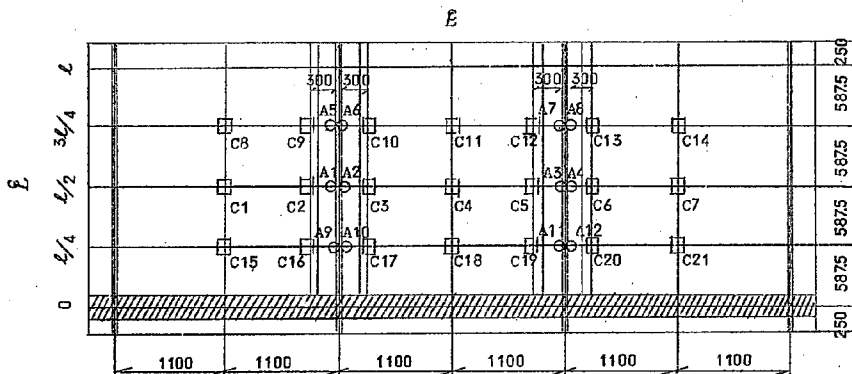
(3) 版供試体 (3分割方式) (SD-1)

(3-1) ヒズミ測点 (埋込みゲージ)



- 下側主鉄筋 (下側) (M) 21点 } 計42点 (すべて鋼材用10 m/m ゲージ)
 □ 下側配力筋 (下側) (D) 21点 }

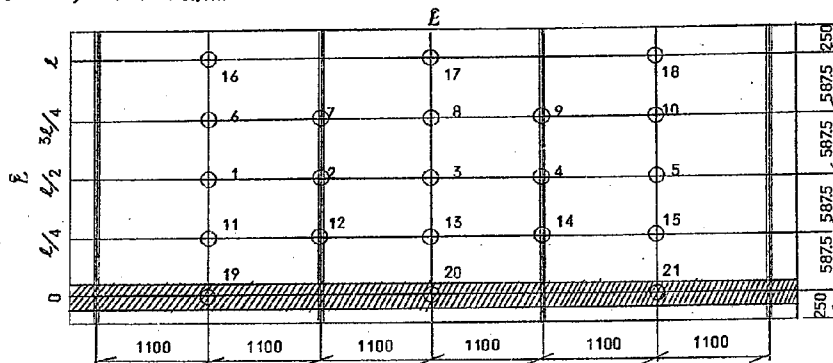
(3-2) ヒズミ測点 (表面ゲージ)



- 山形鋼下面 (A) 12点 } 計33点
 □ コンクリート上面 (C) 21点 }

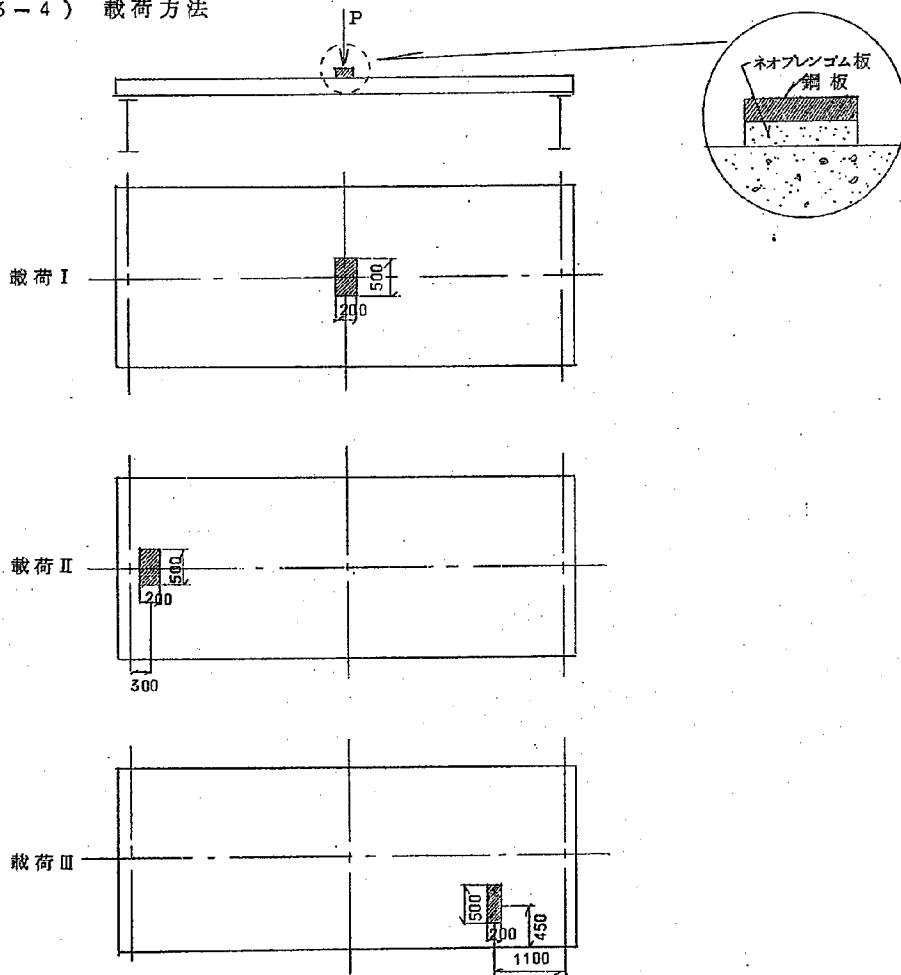
(A) は鋼材用10 m/m ゲージ
 (C) はコンクリート用70 m/m ゲージ

(3 - 3) タワミ測点



5

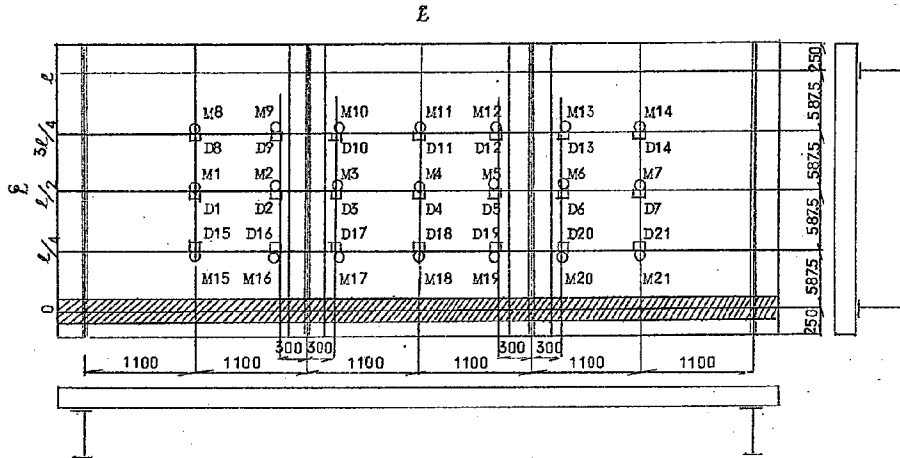
(3-4) 載荷方法



(〔図-4〕つづき)

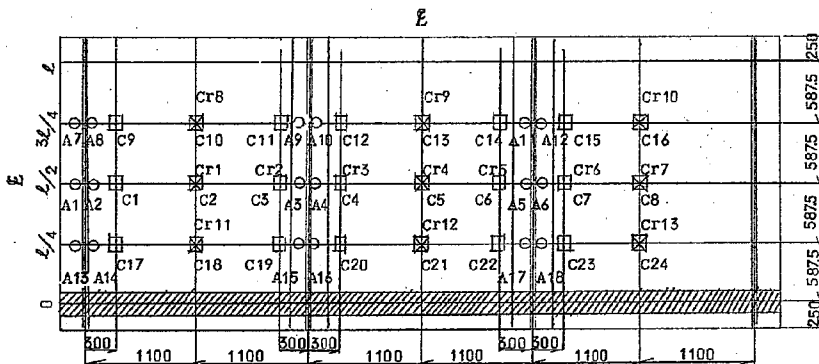
(4) 版供試体(3分割方式)(SD-2)

(4-1) ヒズミ測点(埋込みゲージ)



- 下側主鉄筋(下側)(M) 21点
 □ 下側配力筋(下側)(D) 21点
- 計42点(すべて鋼材用10 m/m ゲージ)

(4-2) ヒズミ測点(表面ゲージ)

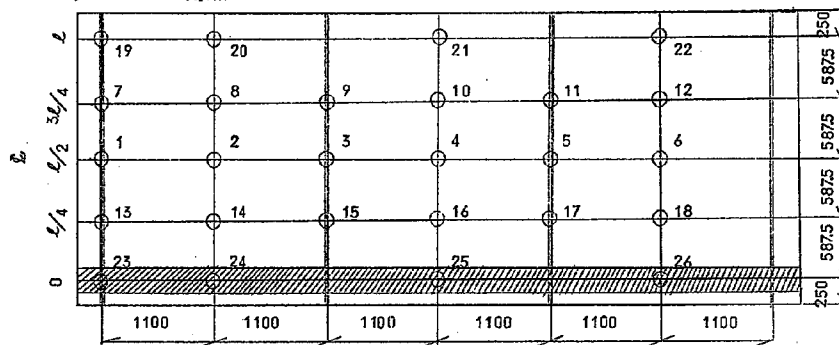


- 山形鋼引張縁(下面) (A) 10 m/m ゲージ 18点
 □ コンクリート圧縮縁(上面) (C) 70 m/m ゲージ 24点
 × コンクリート圧縮縁(上面) (Cr) 70 m/m ゲージ 13点
- 計55点

(4-3) タワミ測点

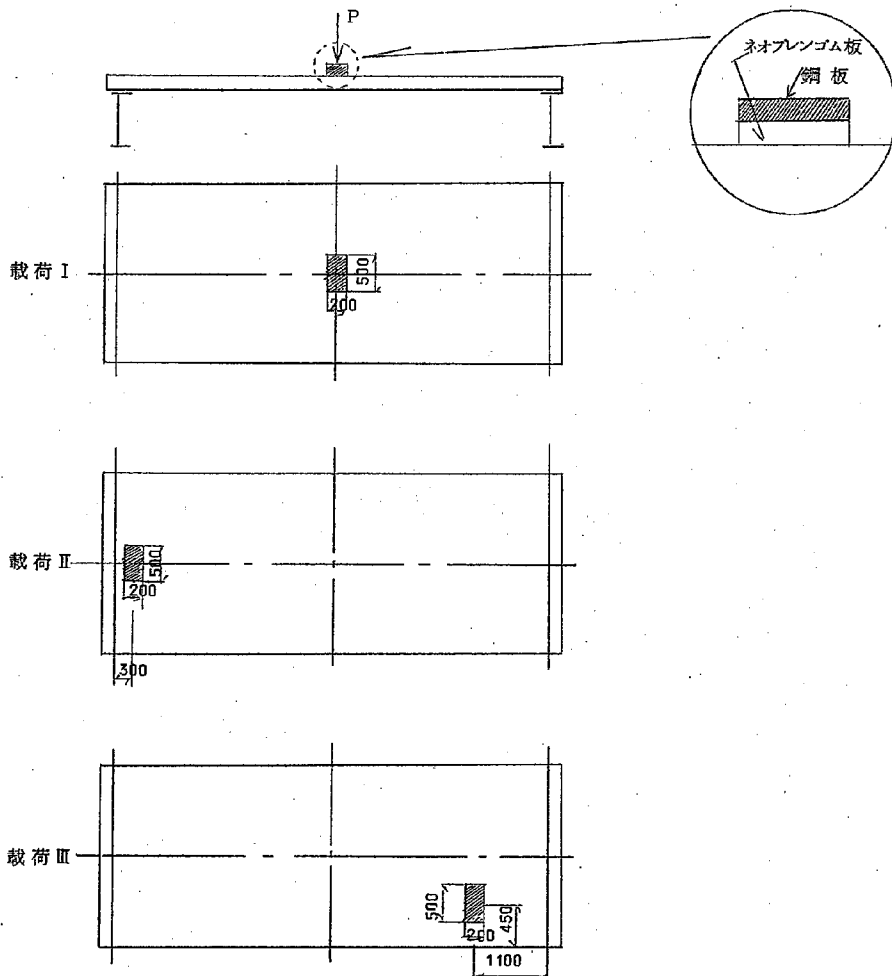
(〔図-4〕つづき)

(SD-2)



○ ダイヤルゲージ 26点

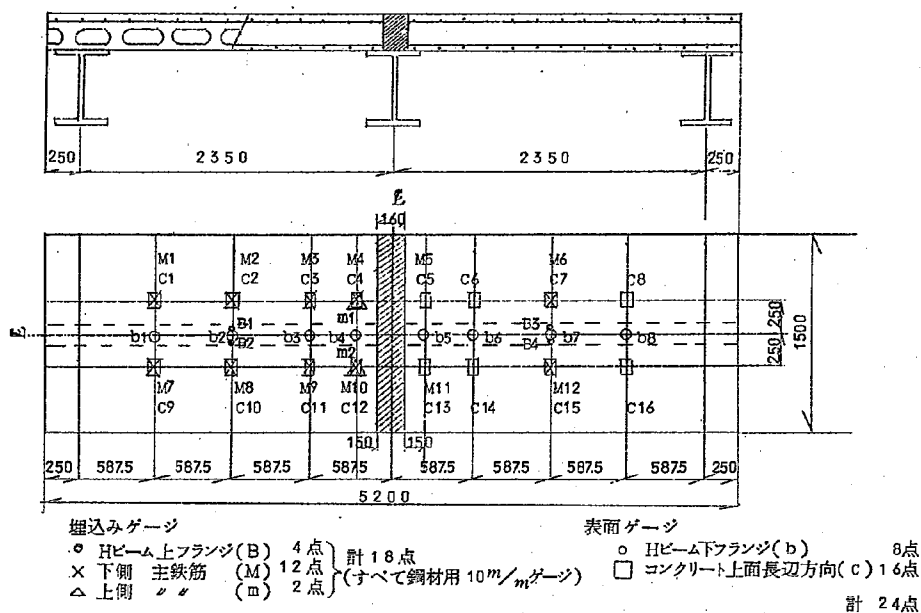
(4-4) 載荷方法



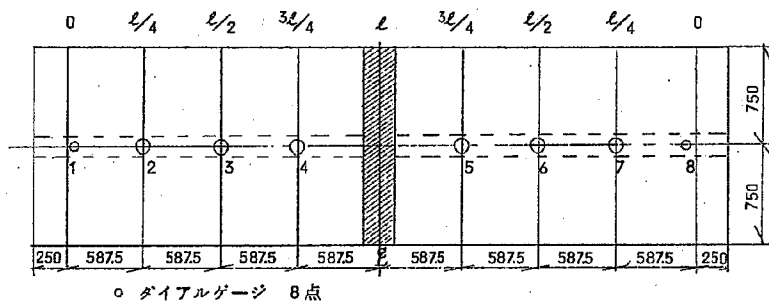
(5) ケタ供試体

(〔図-4〕つづき)

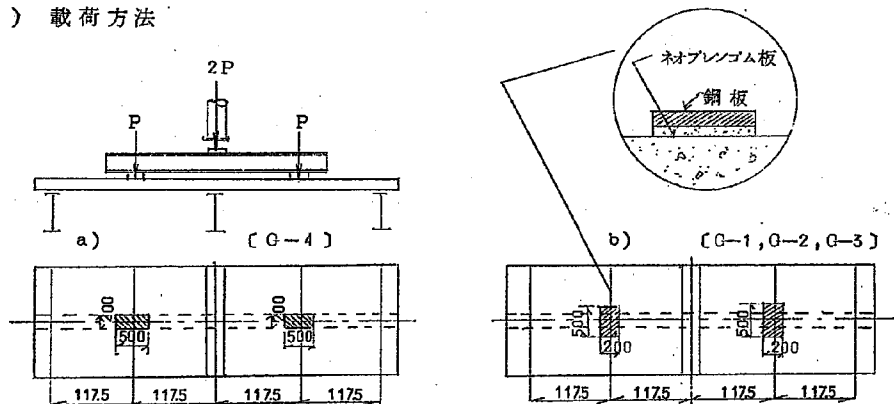
(5-1) ヒズミ測点



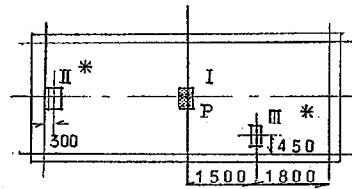
(5-2) タワミ測点



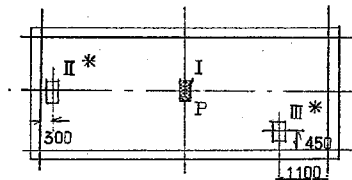
(5-3) 載荷方法



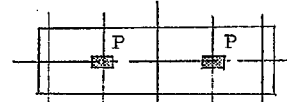
載 荷 状 態



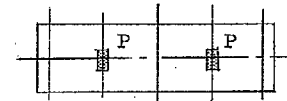
a) 供試体 SF の載荷



b) 供試体 SD の載荷



c) 供試体 G-4 の載荷



d) 供試体 G-1, G-2, G-3 の載荷

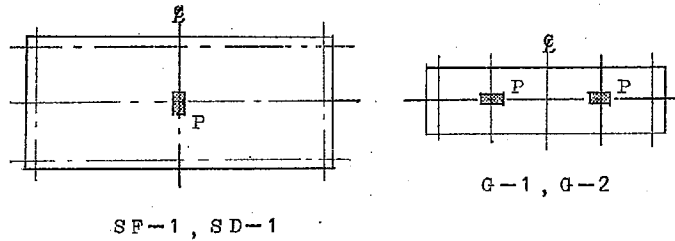
* 静的載荷試験において、中央部破壊後に参考までに載荷したもの。

注) 載荷板の面積は $20 \times 50 \text{ cm}$

〔表-4〕 静的破壊荷重

供 試 体	載 荷	破壊荷重, P(t)	備 考
S F	1 a)-I	67.5	302万回繰返し載荷後に、静的破壊試験
	2 a)-I	70.0	静的試験供試体
	a)-II	90.0	
	a)-III	70.0	
S D	1 b)-I	70.0	310万回繰返し載荷後に、静的破壊試験
	2 b)-I	70.0	静的試験供試体
	b)-II	85.5	
	b)-III	68.0	
G	1 d)	(25.0)	N=275万回でH形鋼下フランジに疲労クラック
	2 d)	(32.0)	N=280万回でH形鋼下フランジに疲労クラック
	3 d)	41.0	静的試験供試体
	4 c)	47.5	

載 荷 状 態



〔表-5〕 疲 勞 試 験 結 果

供試体	段階	振動数 (r.p.m.)	荷重振幅 $P(t)$	繰返し数 N (回)	備 考
SF-1	①	250	2.0~11.1	0 → 2.05×10^6	○ $N = 3.02 \times 10^6$ 回で疲労破壊せず。 ○ クラックは中央部2本のH形鋼間の部分に集中
	②	//	2.0~16.6	$2.05 \times 10^6 \rightarrow 3.02 \times 10^6$	
SD-1	①	//	2.0~11.1	0 → 2.15×10^6	○ $N = 3.10 \times 10^6$ 回で疲労破壊せず。 ○ クラックは中央パネルのコンクリート下面に集中的に発生
	②	//	2.0~16.6	$2.15 \times 10^6 \rightarrow 3.10 \times 10^6$	
G-1	①	//	2.0~11.1	0 → 2.17×10^6	○ $N = 2.75 \times 10^6$ 回でH形鋼下フランジ1カ所に疲労クラック発生
	②	//	2.0~16.6	$2.17 \times 10^6 \rightarrow 3.17 \times 10^6$	
G-2	①	//	2.0~11.1	0 → 2.17×10^6	○ $N = 2.80 \times 10^6$ 回でH形鋼下フランジ1カ所に疲労クラック発生。
	②	//	2.0~16.6	$2.17 \times 10^6 \rightarrow 3.075 \times 10^6$	

表-6 SF-1, SD-1における実応力度

(応力度単位: Kg/cm^2)

SF-1						SD-1					
段階	繰返し数 N, (回)	コンクリート 圧縮緑 σ_{cy} *	主鉄筋 σ_M	下側配力 鉄筋 σ_D	H形鋼 下フランジ σ_b	段階	繰返し数 N (回)	コンクリート 圧縮緑 σ_{cy}	主鉄筋 σ_M	下側配力 鉄筋 σ_D	山形鋼 下縁 σ_A
①	0	15	120	254	189	①	0	80	80	407	136
	52万	49	151	508	237		38万	71	174	1072	307
	142万	41	141	237	244		94万	40	103	615	176
	(max)	49	151	508	244		(max)	80	174	1072	307
	許容応力度 に対する割合	0.61	0.09	0.32	0.15		許容応力度 に対する割合	1.00	0.11	0.67	0.19
②	205万	55	227	386	374	②	215万	35	158	964	248
	302万	75	227	368	374		310万	55	185	1128	225
	(max)	75	227	386	374		(max)	55	185	1128	248
	許容応力度 に対する割合	0.94	0.14	0.24	0.23		許容応力度 に対する割合	0.69	0.12	0.70	0.15

* 準備の手違いによりx方向のひずみの測定を行なわなかった。

注) 応力度は, $E_c = 2.1 \times 10^5 \text{ Kg}/\text{cm}^2$, $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ としてひずみ実測値より換算。

表-7 G-1, G-2における実応力度

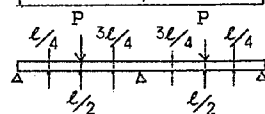
(応力度単位: Kg/cm^2)

G-1					G-2				
段階	繰返し数, N (回)	コンクリート 圧縮緑 σ_{cy}	主鉄筋 σ_M	H形鋼下 フランジ σ_b	段階	繰返し数, N (回)	コンクリート 圧縮緑 σ_{cy}	主鉄筋 σ_M	H形鋼下 フランジ σ_b
①	0	57	477	645	①	0	28	241	269
	57万	69	664	685		61万	73	598	378
	(max)	69	664	685		(max)	73	598	378
	許容応力度に 対する割合	0.86	0.42	0.43		許容応力度に 対する割合	0.91	0.37	0.24
②	217万	73	645	725	②	217万	63	625	378
	265万	92	878	882		250万	72	265	143
	(max)	92	878	882		(max)	72	625	378
	許容応力度に 対する割合	1.15	0.55	0.55		許容応力度に 対する割合	0.90	0.39	0.24

注) 応力度は, $E_c = 2.1 \times 10^5 \text{ Kg}/\text{cm}^2$, $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ としてひずみ値より換算。

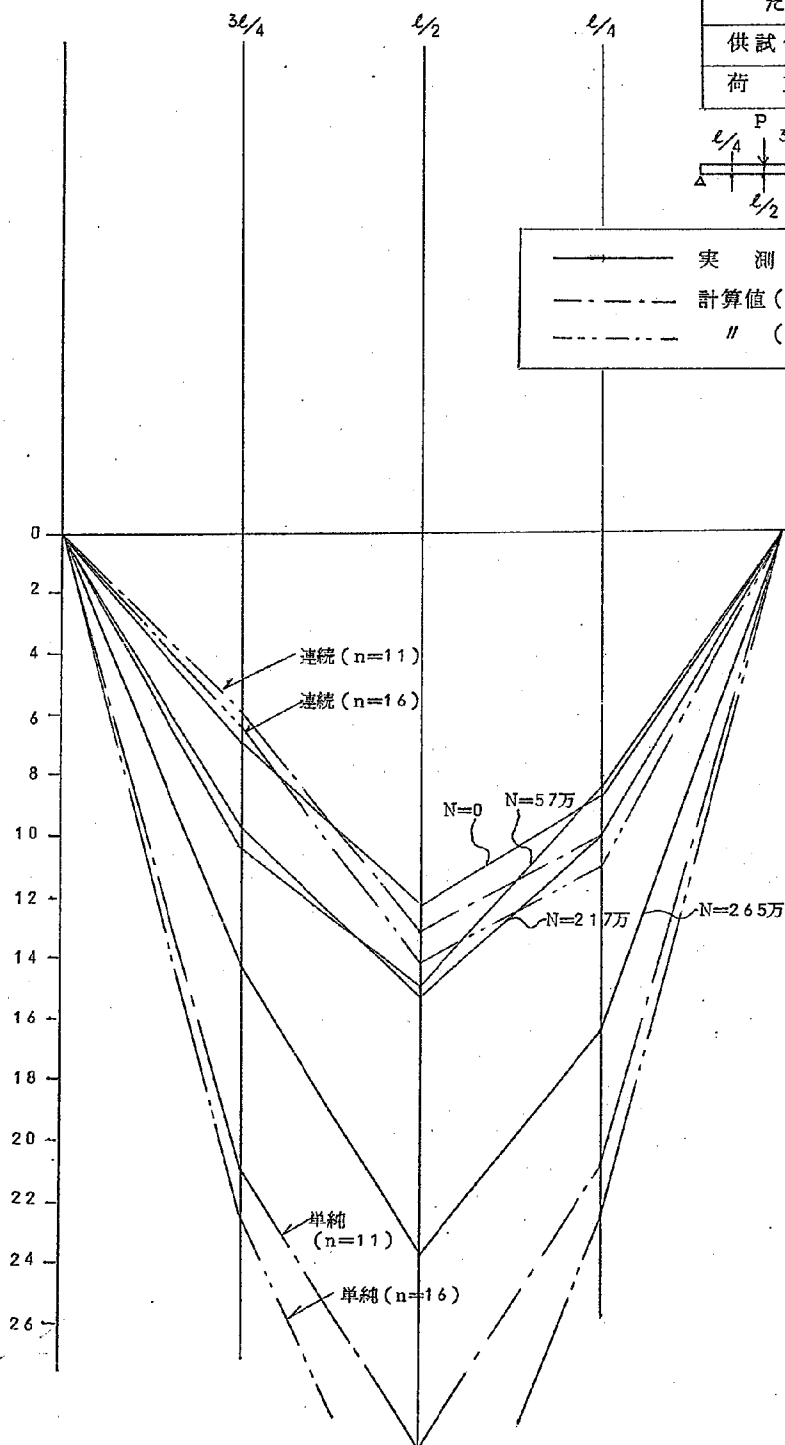
[図 - 5.2]

たわみ	
供試体	G-1
荷重	$P=10\text{ t}$



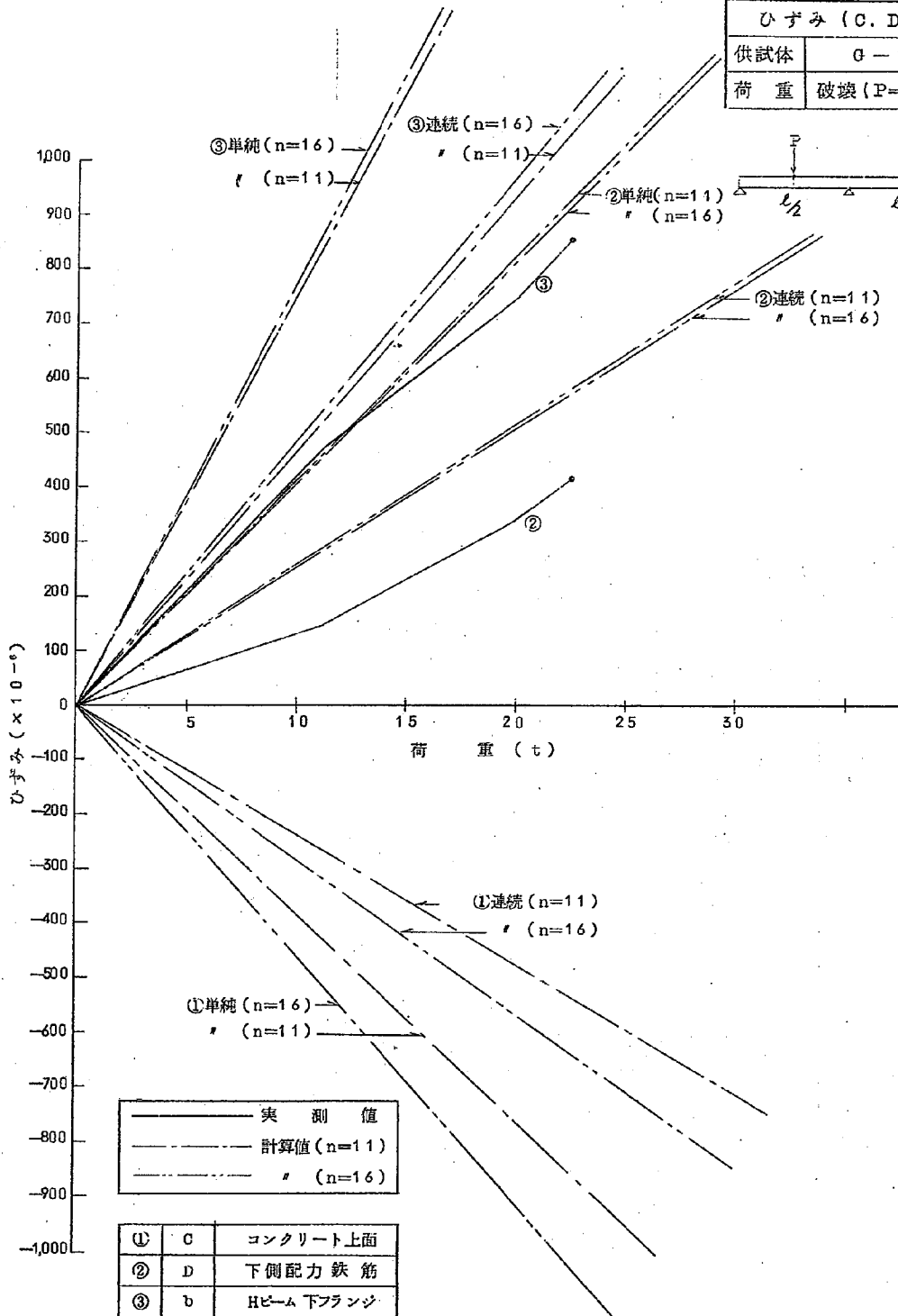
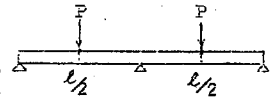
———	実測値
- - - - -	計算値 (n=11)
- · - · -	" (n=16)

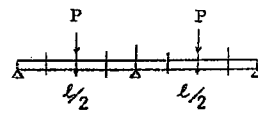
たわみ, (mm)



[図-5.3]

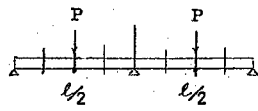
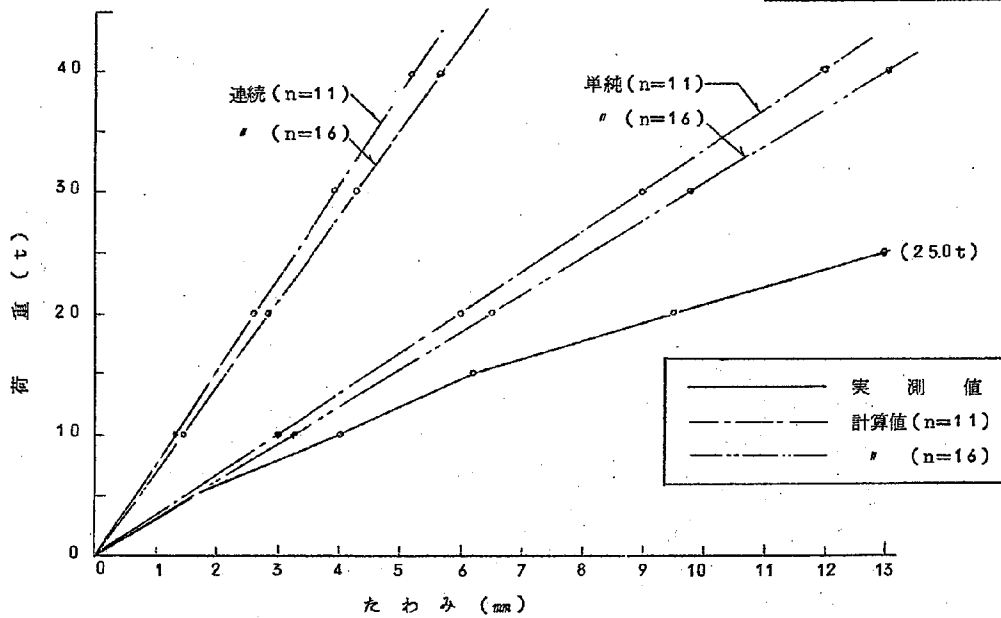
ひずみ (C. D. b)	
供試体	G-1
荷 重	破壊 (P=25 t)





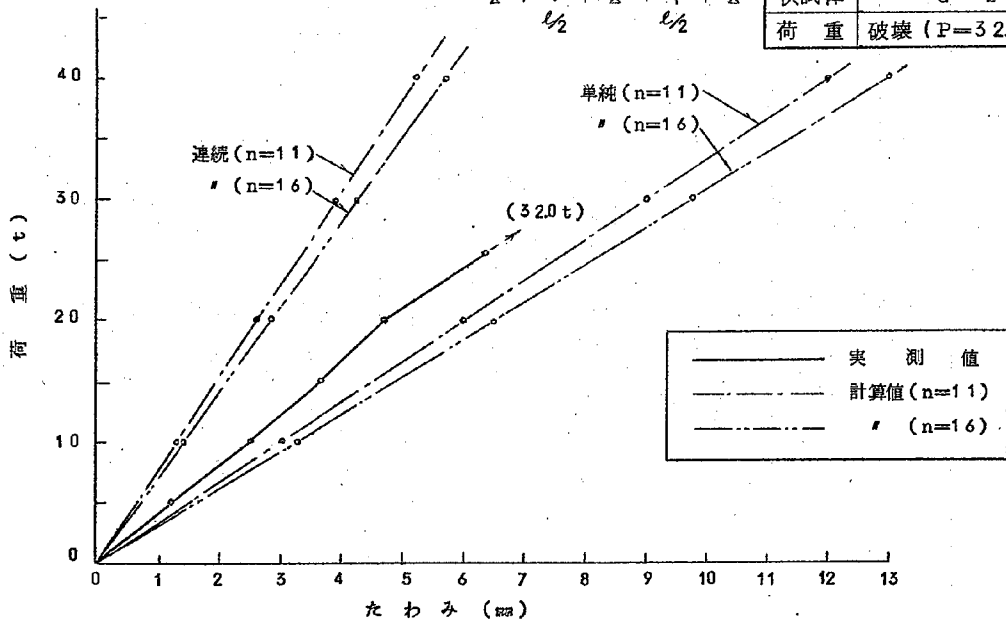
[図-5.4]

たわみ	
供試体	G-1
荷重	破壊 ($P=25.0\text{ t}$)



[図-6.7]

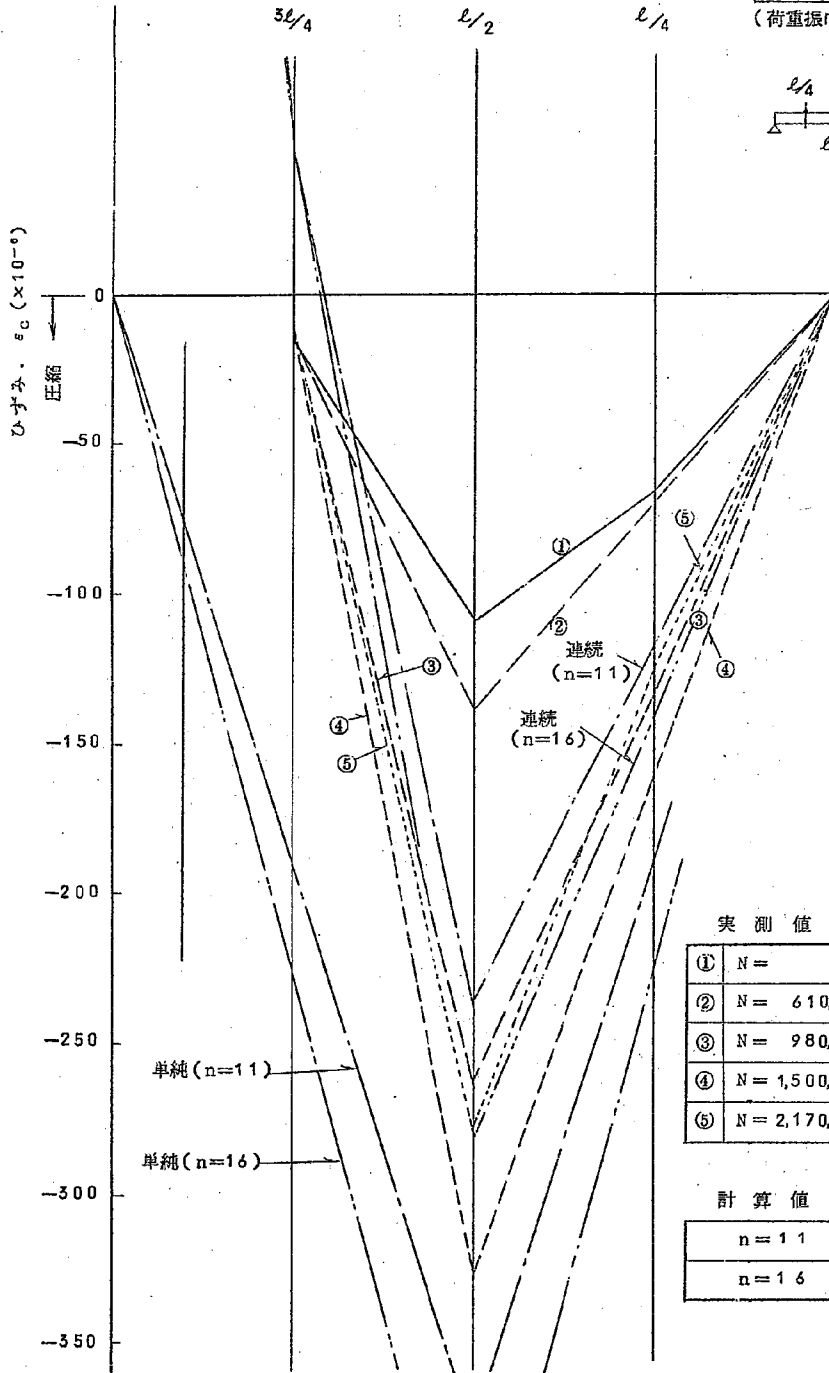
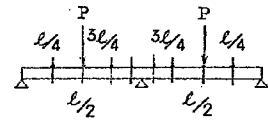
たわみ	
供試体	G-2
荷重	破壊 ($P=32.0\text{ t}$)



[図 - 6.1]

ひずみ (コンクリート上面, 0)	
供 試 体	G-2
荷 重	P=10t

(荷重振巾: 2.0 ~ 11.1 t)



実 測 値

①	N = 0	_____
②	N = 610,000	_____
③	N = 980,000	_____
④	N = 1,500,000	_____
⑤	N = 2,170,000	_____

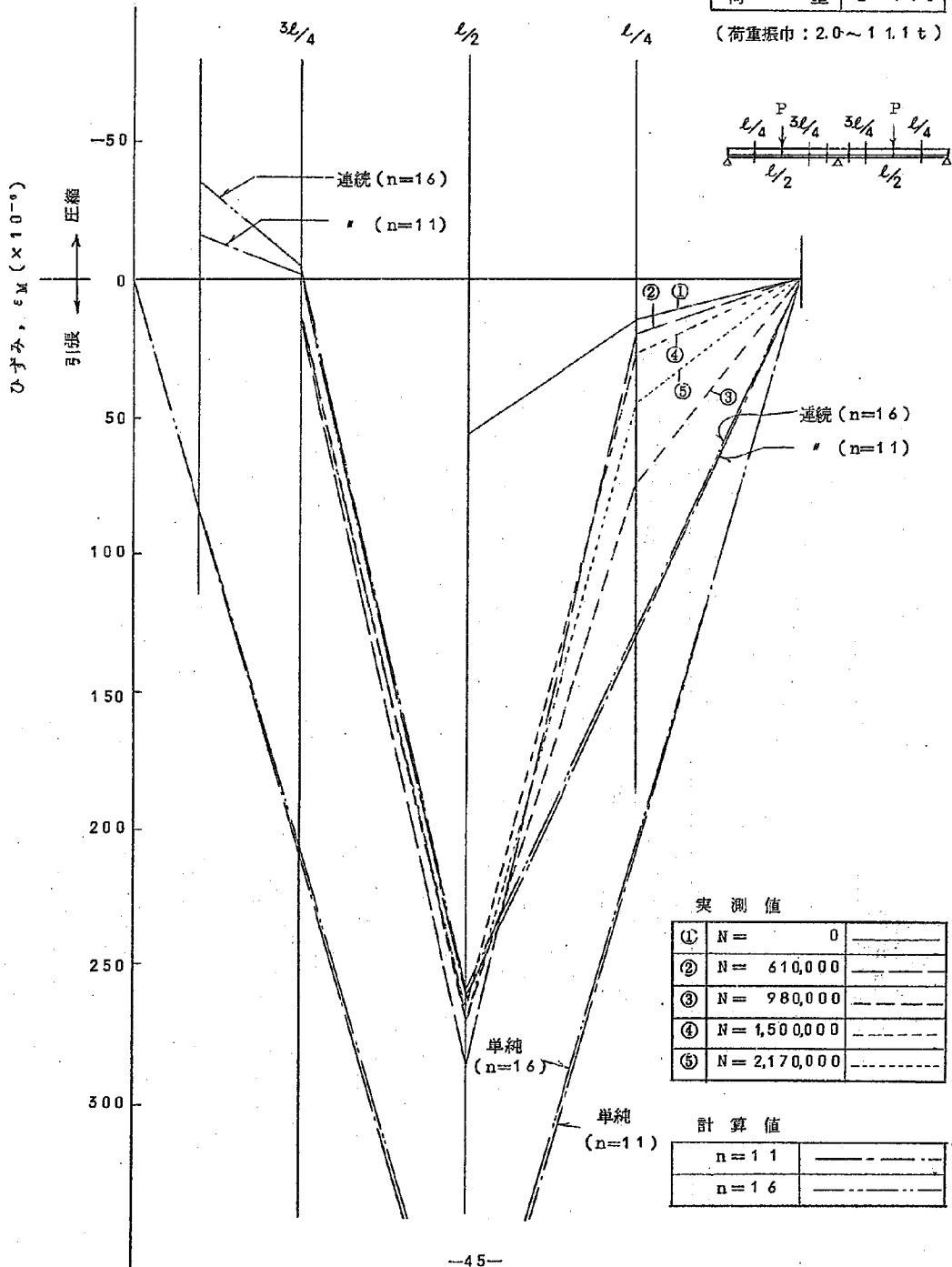
計 算 値

n = 11	_____
n = 16	_____

[図 - 6.2]

ひずみ (下側主鉄筋M)	
供 試 体	G-2
荷 重	P=10t

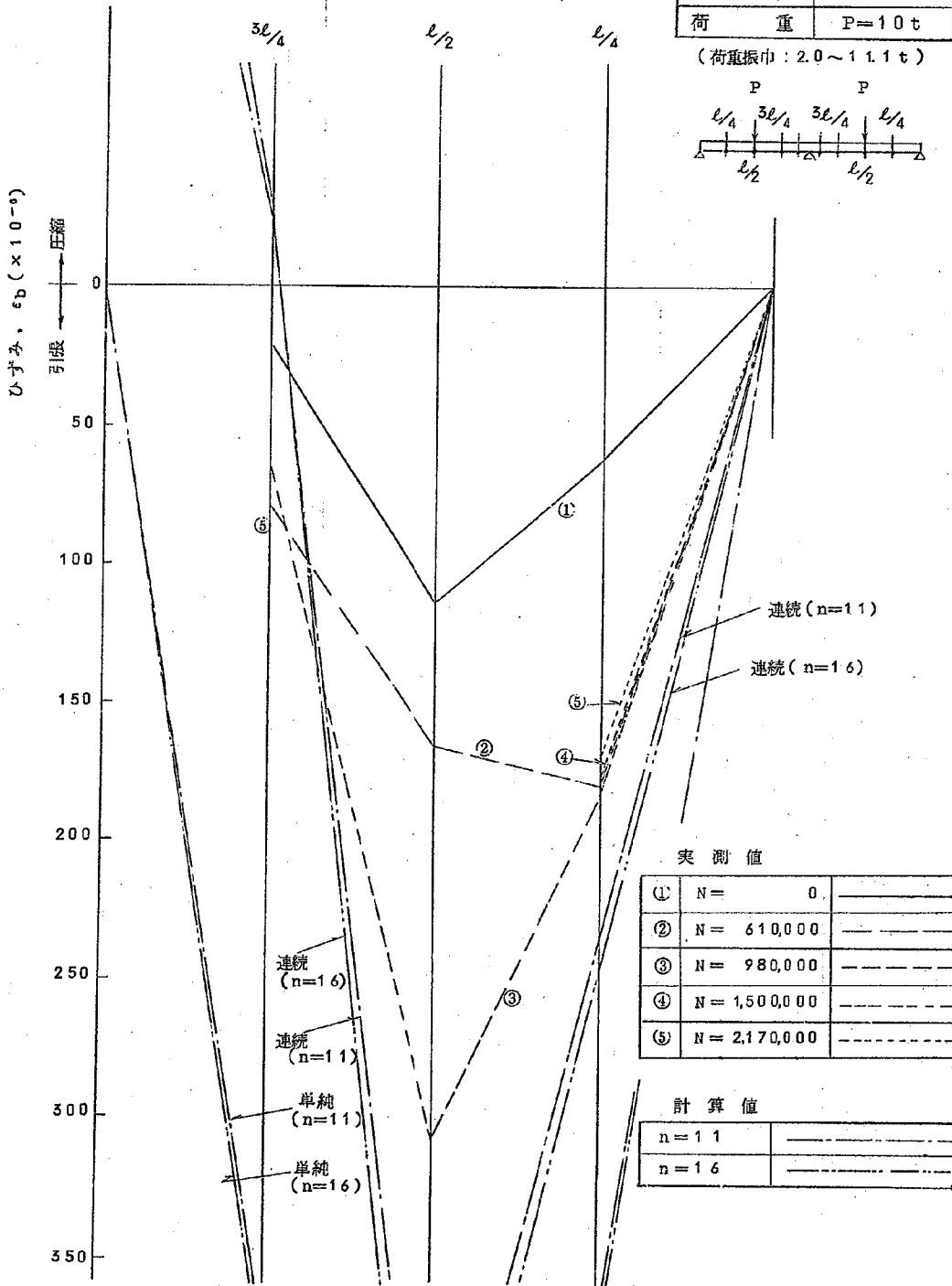
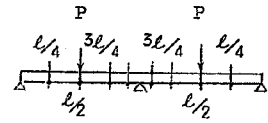
(荷重振巾: 2.0 ~ 1.1 t)



[図 - 6.3]

ひずみ (H-下フランジ, b)	
供 試 体	G-2
荷 重	P=10 t

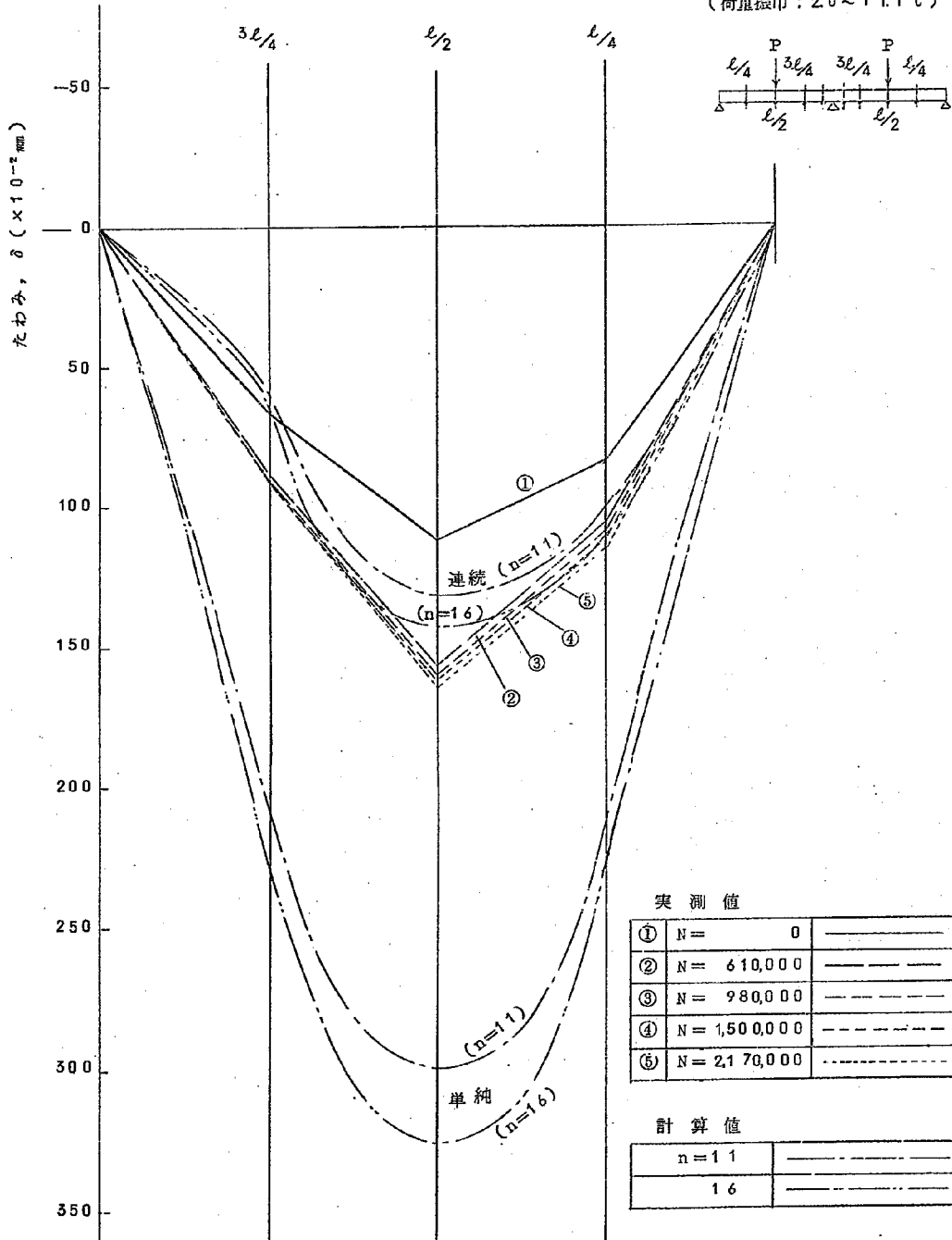
(荷重振巾: 2.0 ~ 11.1 t)



[図 - 6.4]

たわみ	
供試体	G-2
荷重	P=10t

(荷重振巾: 2.0 ~ 11.1 t)



実測値

①	N = 0	_____
②	N = 610,000	_____
③	N = 980,000	_____
④	N = 1,500,000	_____
⑤	N = 2,170,000	_____

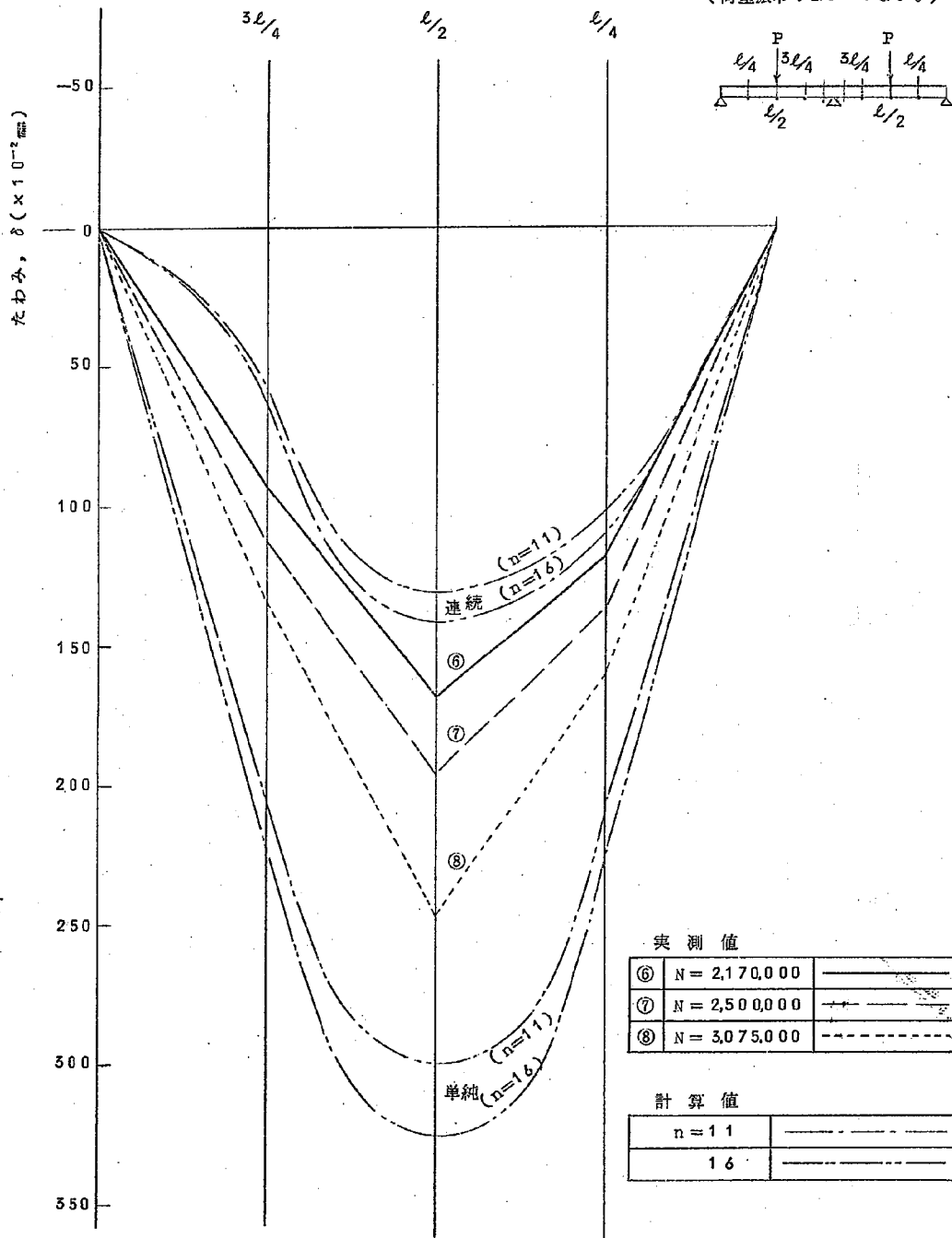
計算値

n=11	_____
16	_____

[図 - 6.5]

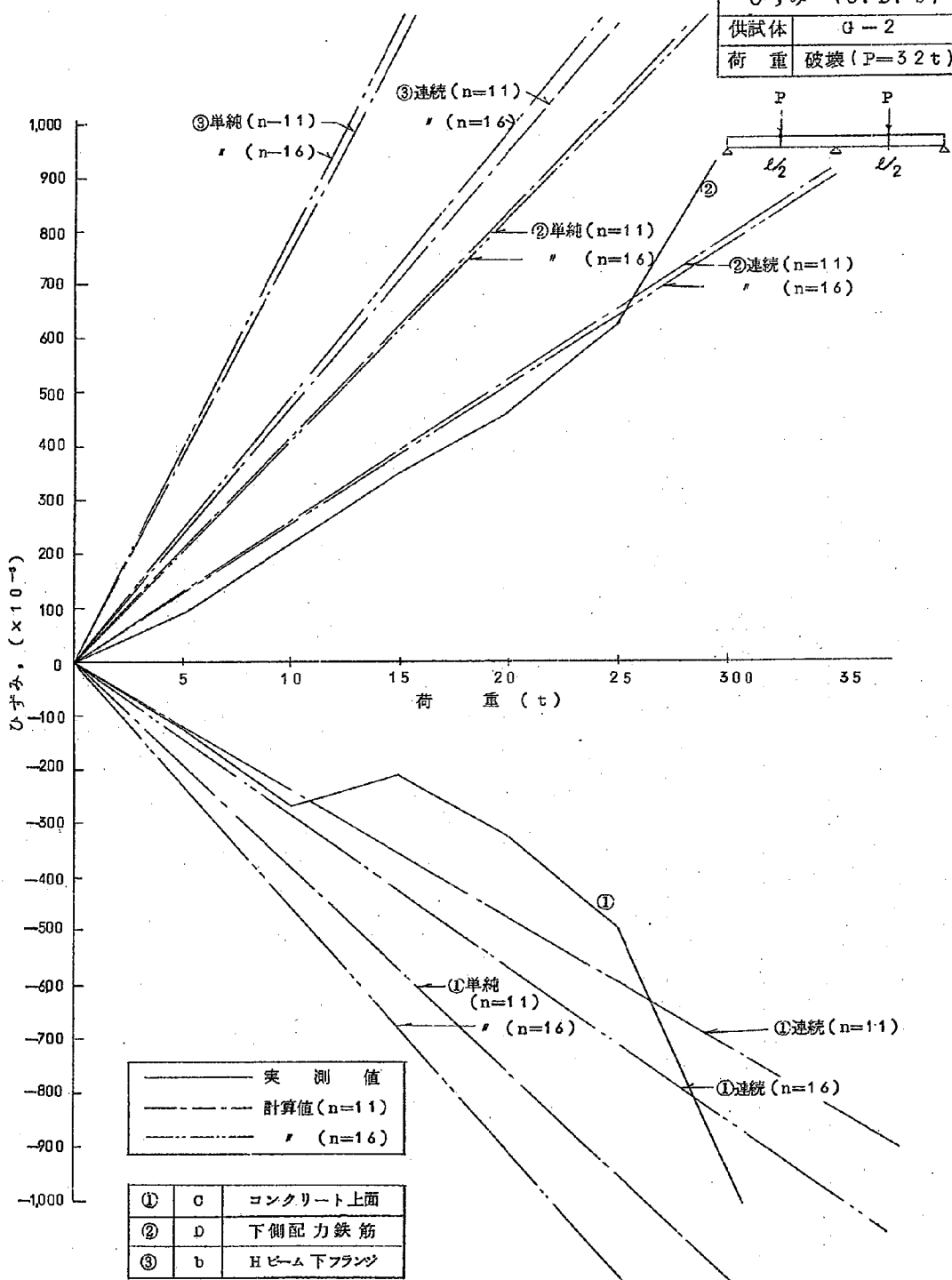
た わ み	
供試体	G-2
荷 重	P=10 t

(荷重振巾: 2.0 ~ 16.6 t)



[図 - 6.6]

ひずみ (C. D. b)	
供試体	G-2
荷 重	破壊 (P=32 t)



[図-7.1]

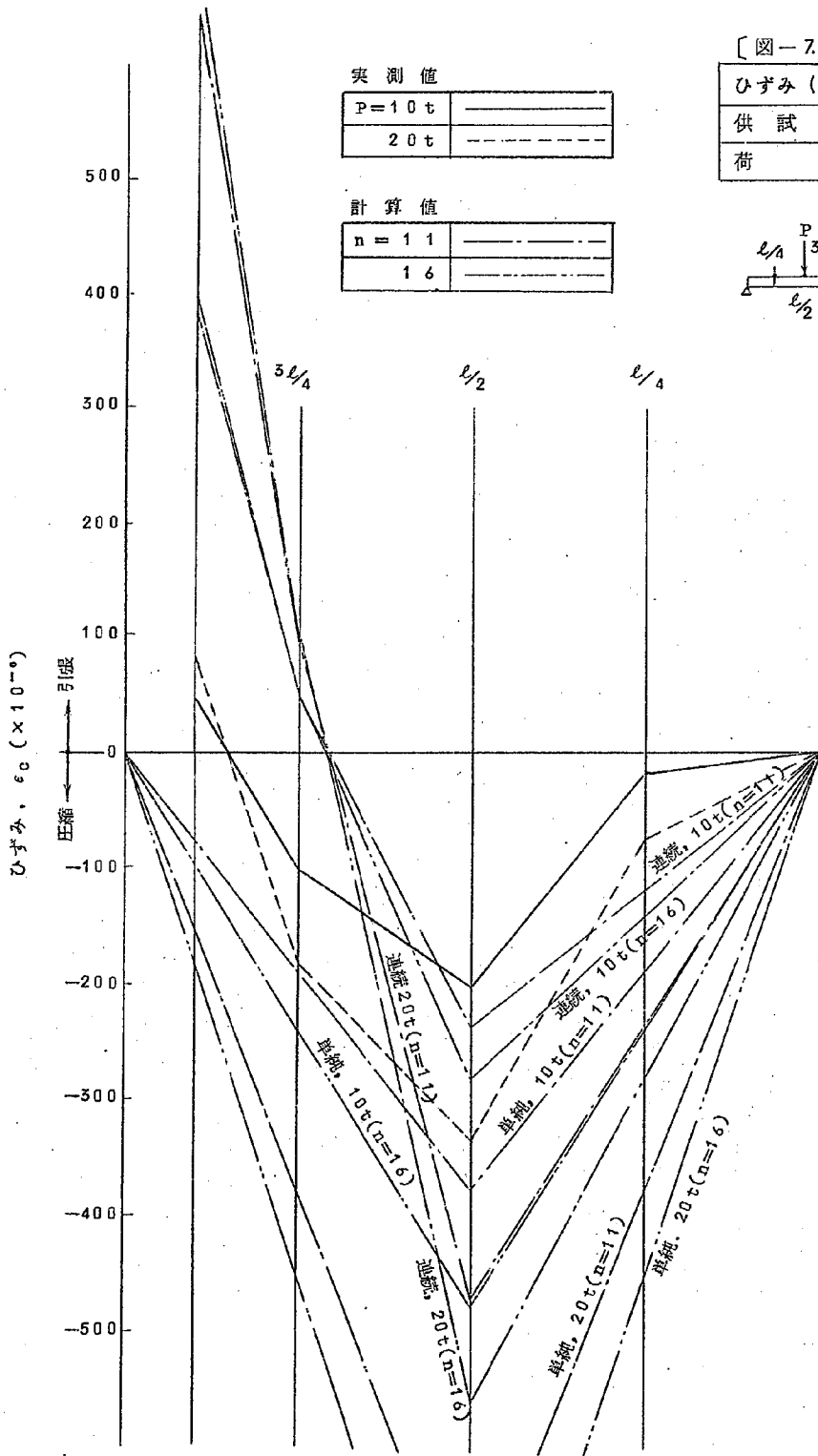
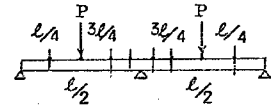
ひずみ (コンクリート上面, ϵ)	
供 試 体	G-3
荷 重	P=10t, 20t

実 測 値

P=10t	_____
20t	-----

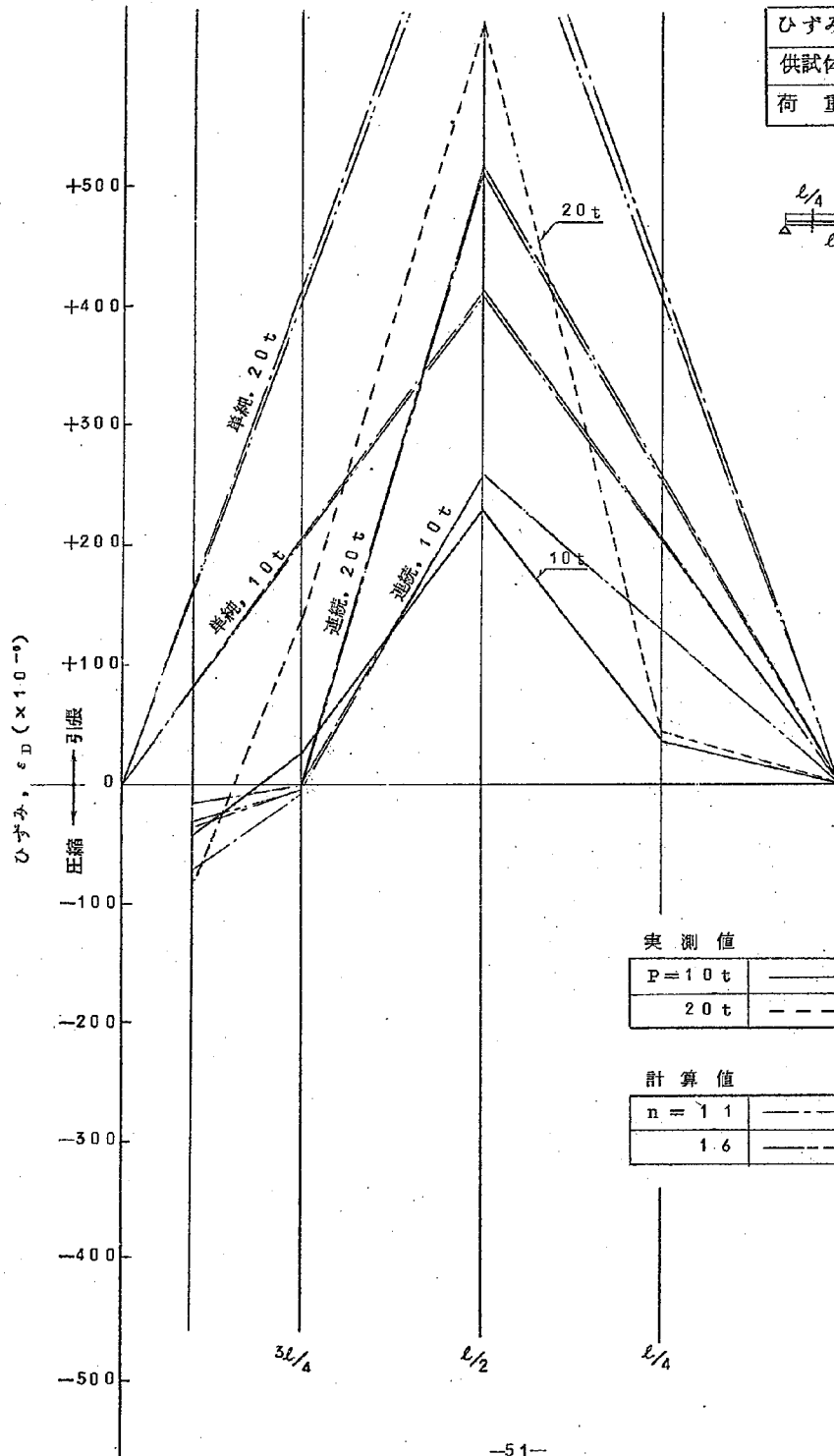
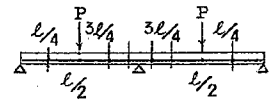
計 算 値

n = 11	_____
16	-----



[図-7.2]

ひずみ (下側主鉄筋, M)	
供試体	G-3
荷重	P=10t, 20t



実測値

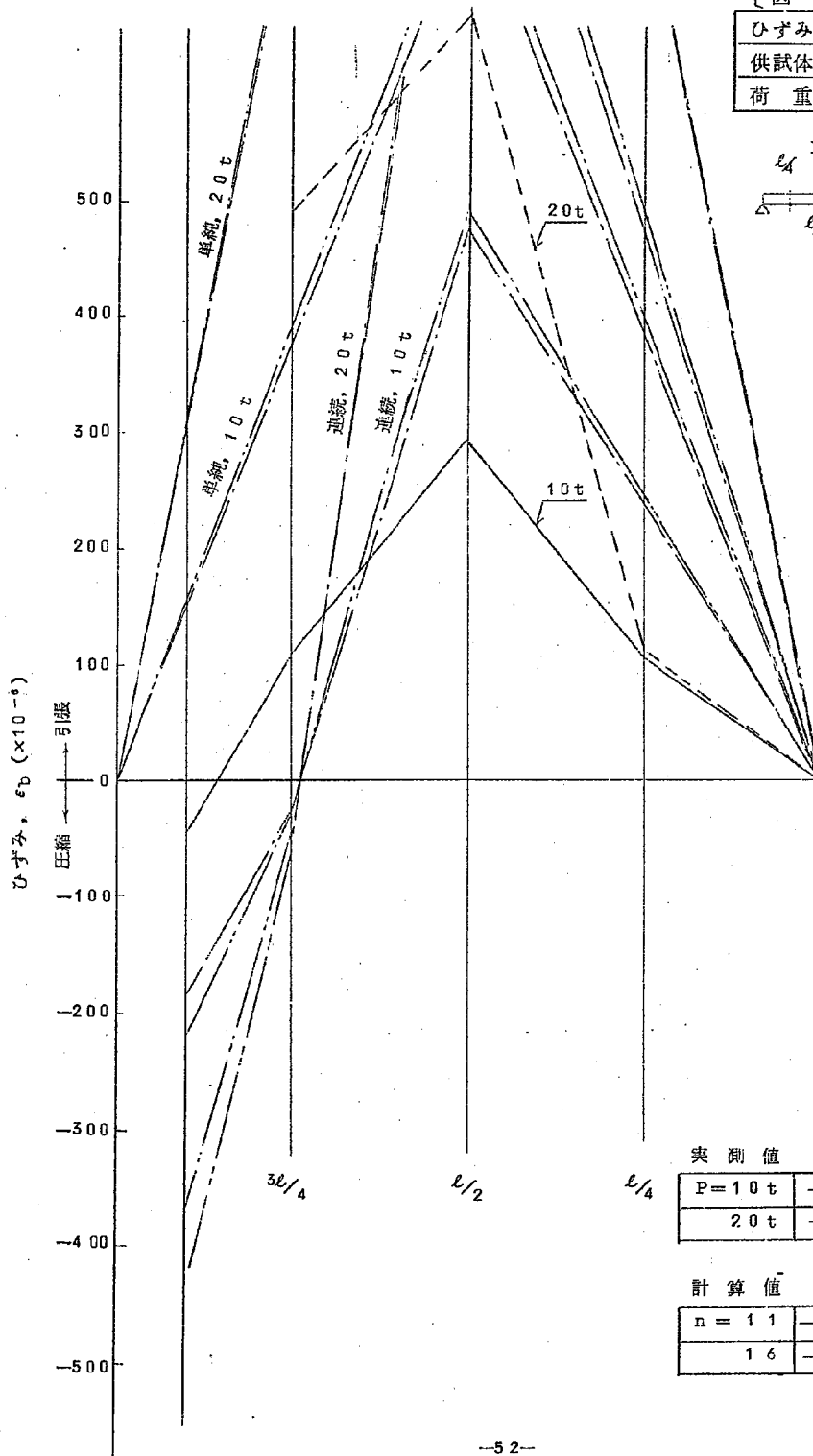
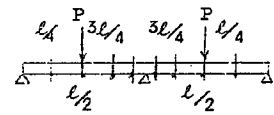
P=10t	_____
20t	_____

計算値

n = 1.1	_____
1.6	_____

〔図-7.3〕

ひずみ (H. 下フランジ, b)	
供試体	0-3
荷重	P=10t, 20t



実測値

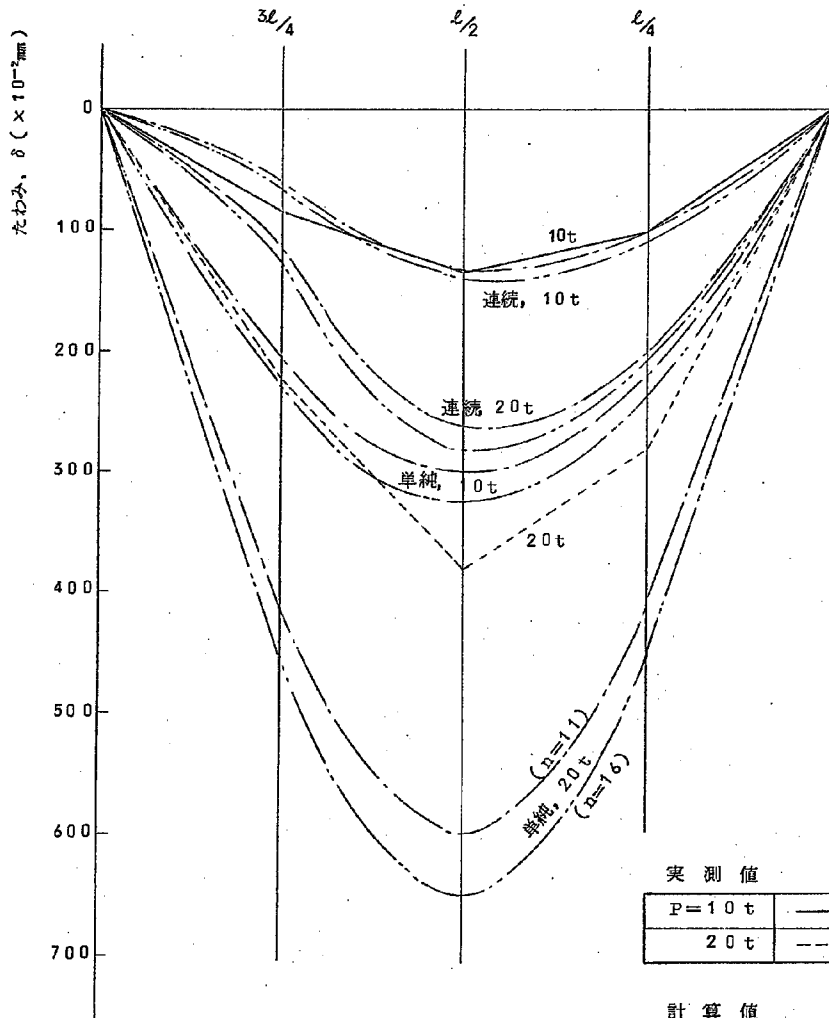
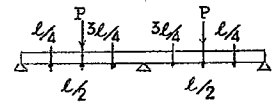
P=10t	_____
20t	_____

計算値

n = 11	_____
16	_____

[図-7.4]

たわみ	
供試体	G-3
荷重	P=10t, 20t



実測値

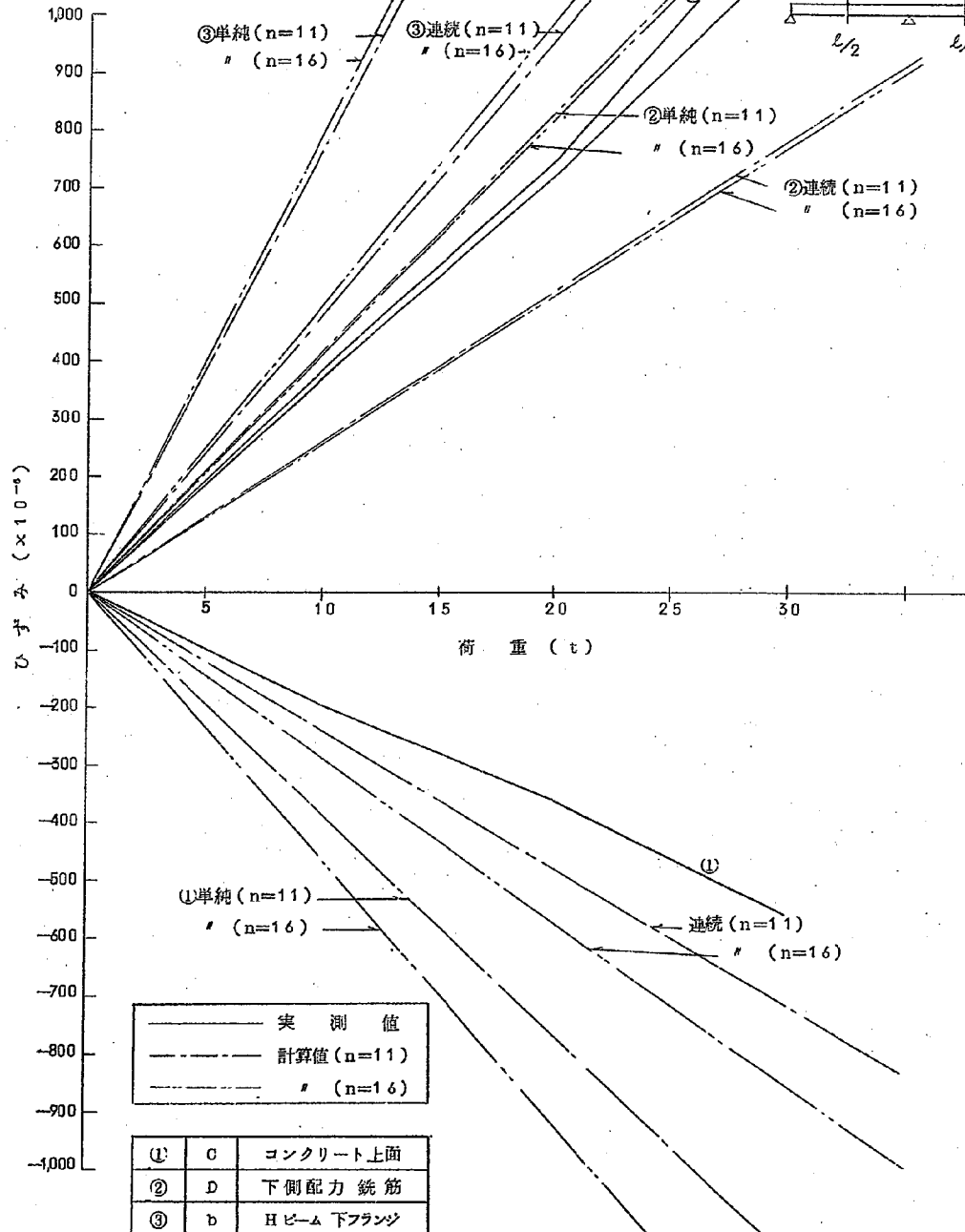
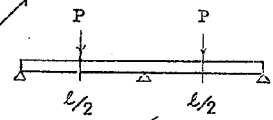
P=10t	_____
20t	_____

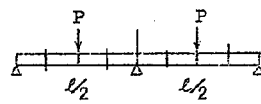
計算値

n=11	_____
16	_____

[図 - 7.5]

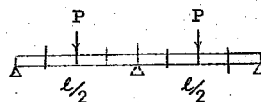
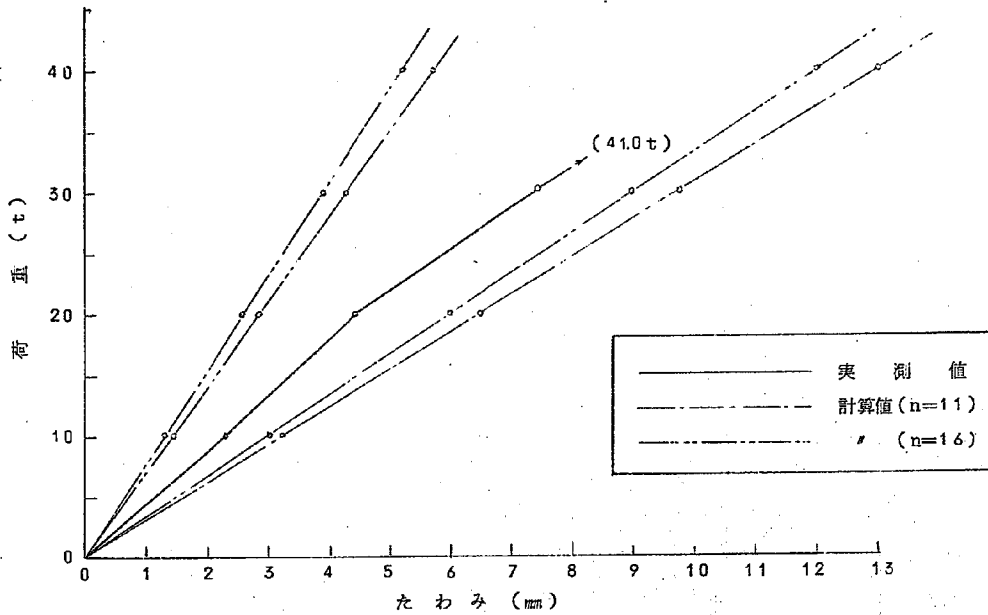
ひずみ (C. D. b)	
供試体	G-3
荷 重	破壊 (P=41 t)





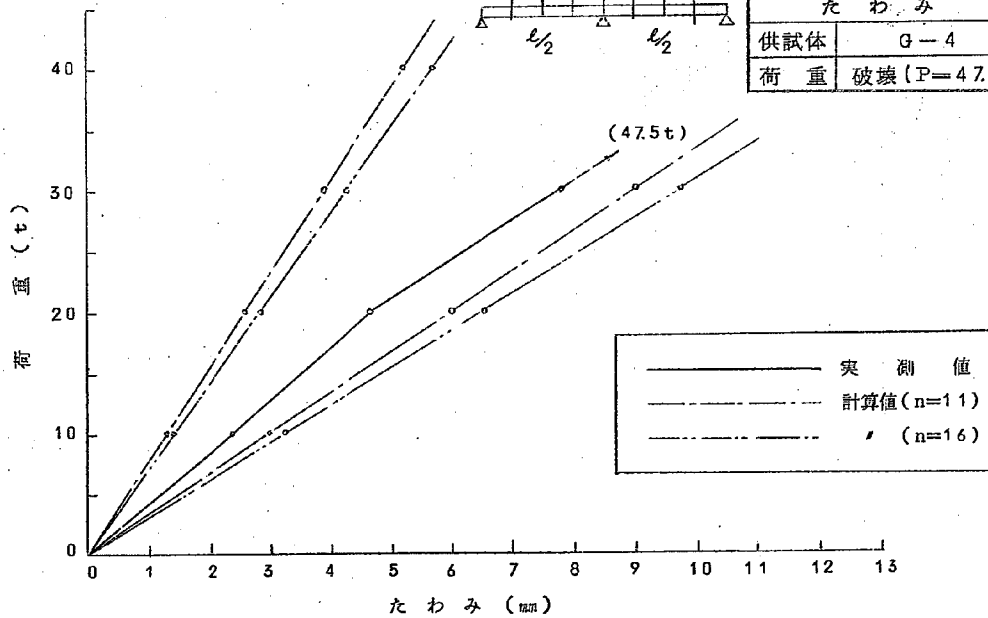
[図-7.6]

たわみ	
供試体	G-3
荷重	破壊 (P=41.0t)



[図-8.6]

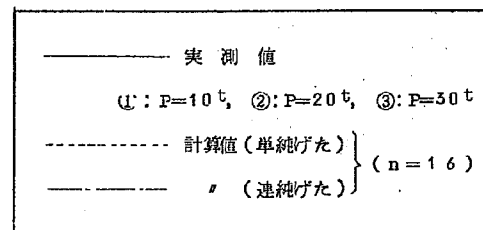
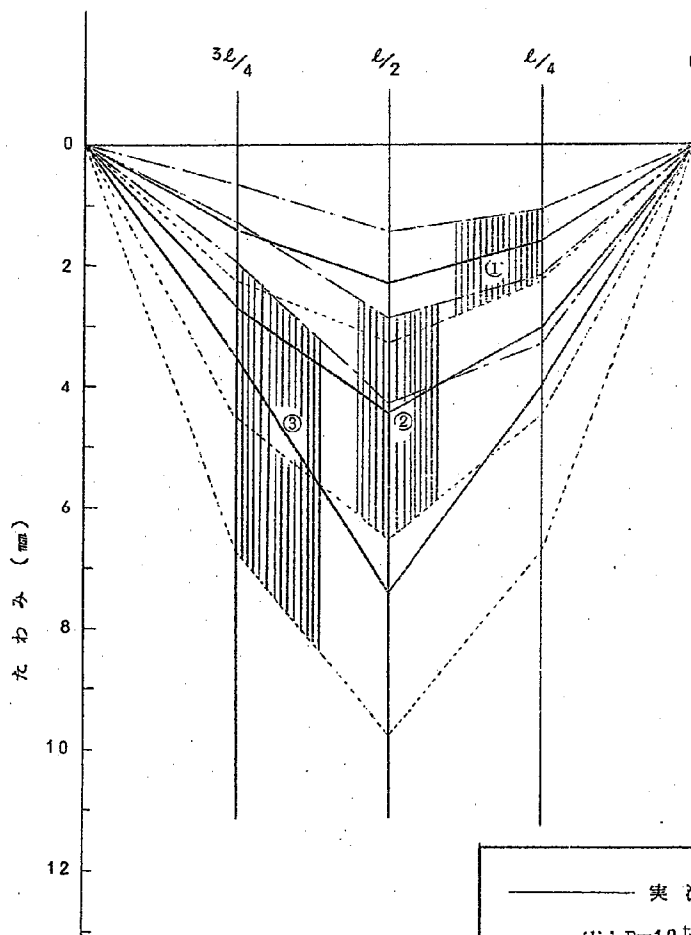
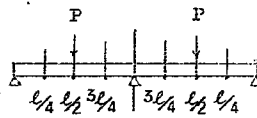
たわみ	
供試体	G-4
荷重	破壊 (P=47.5t)



[図-7.7]

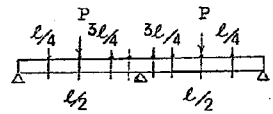
た わ み	
供試体	G-3
荷 重	P=10~30 t

(破壊試験)



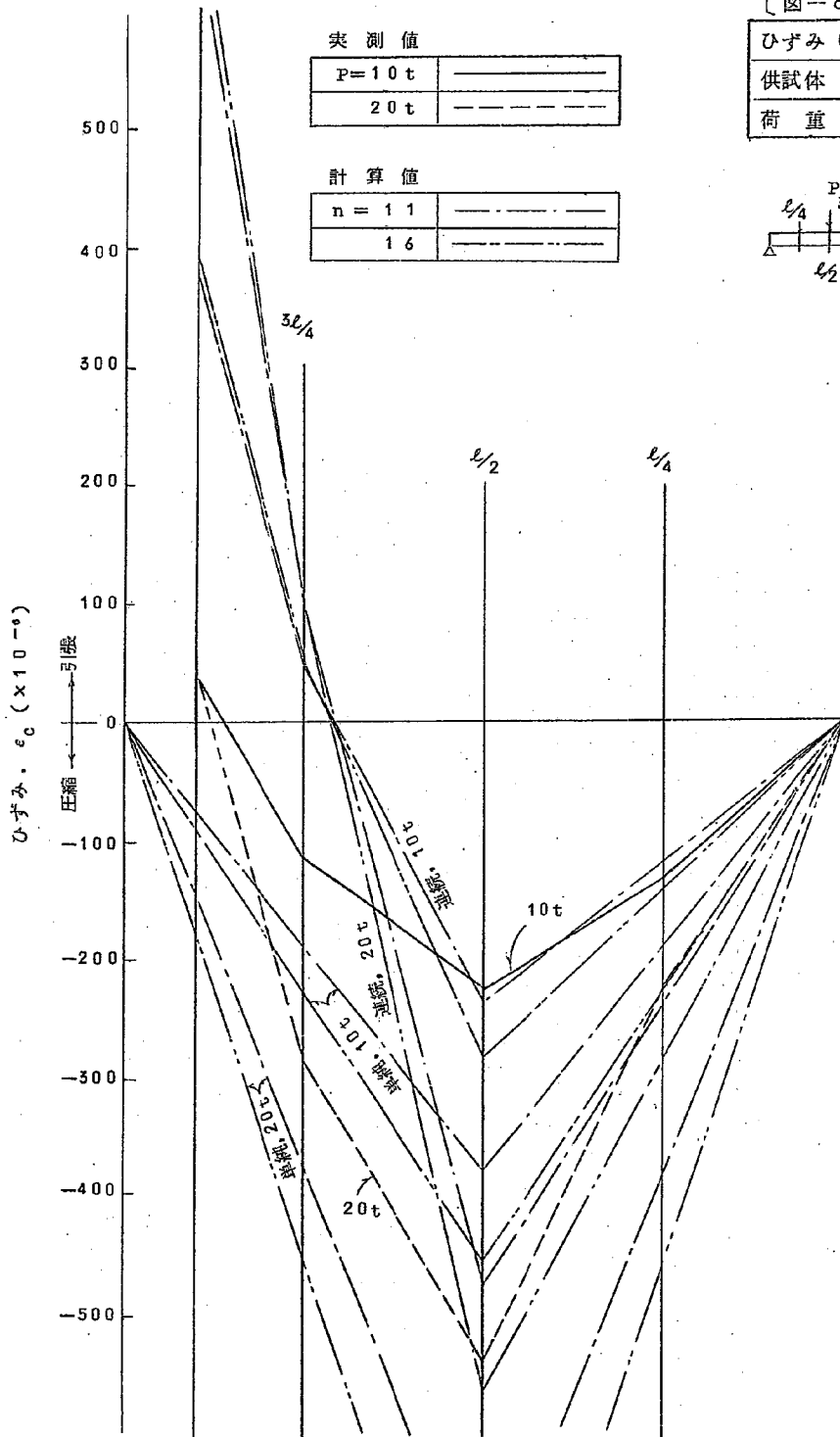
[図-8.1]

ひずみ (コンクリート上面, C)	
供試体	G-4
荷 重	P=10t, 20t



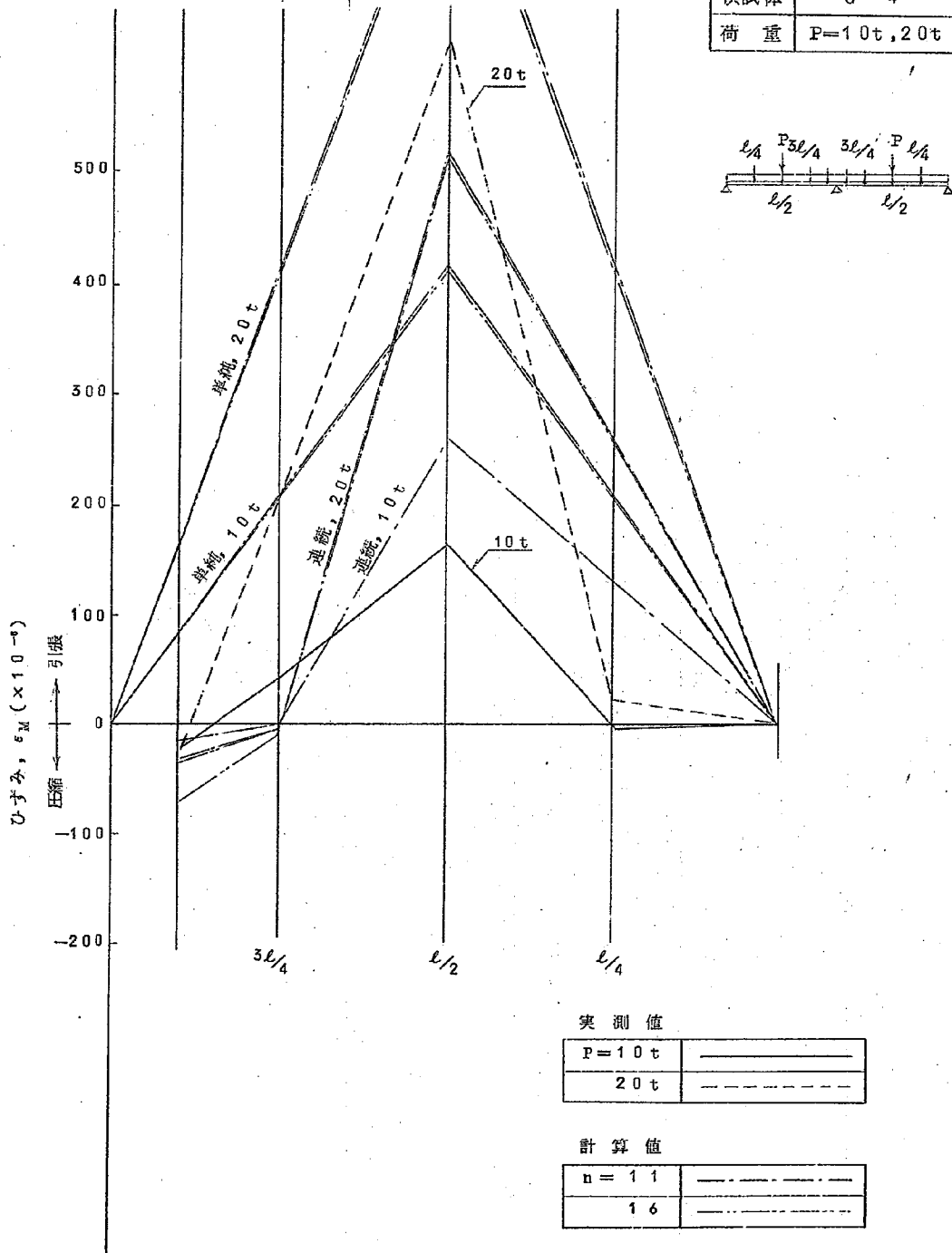
実 測 値	
P=10t	—————
20t	- - - - -

計 算 値	
n = 1.1	—————
1.6	- - - - -



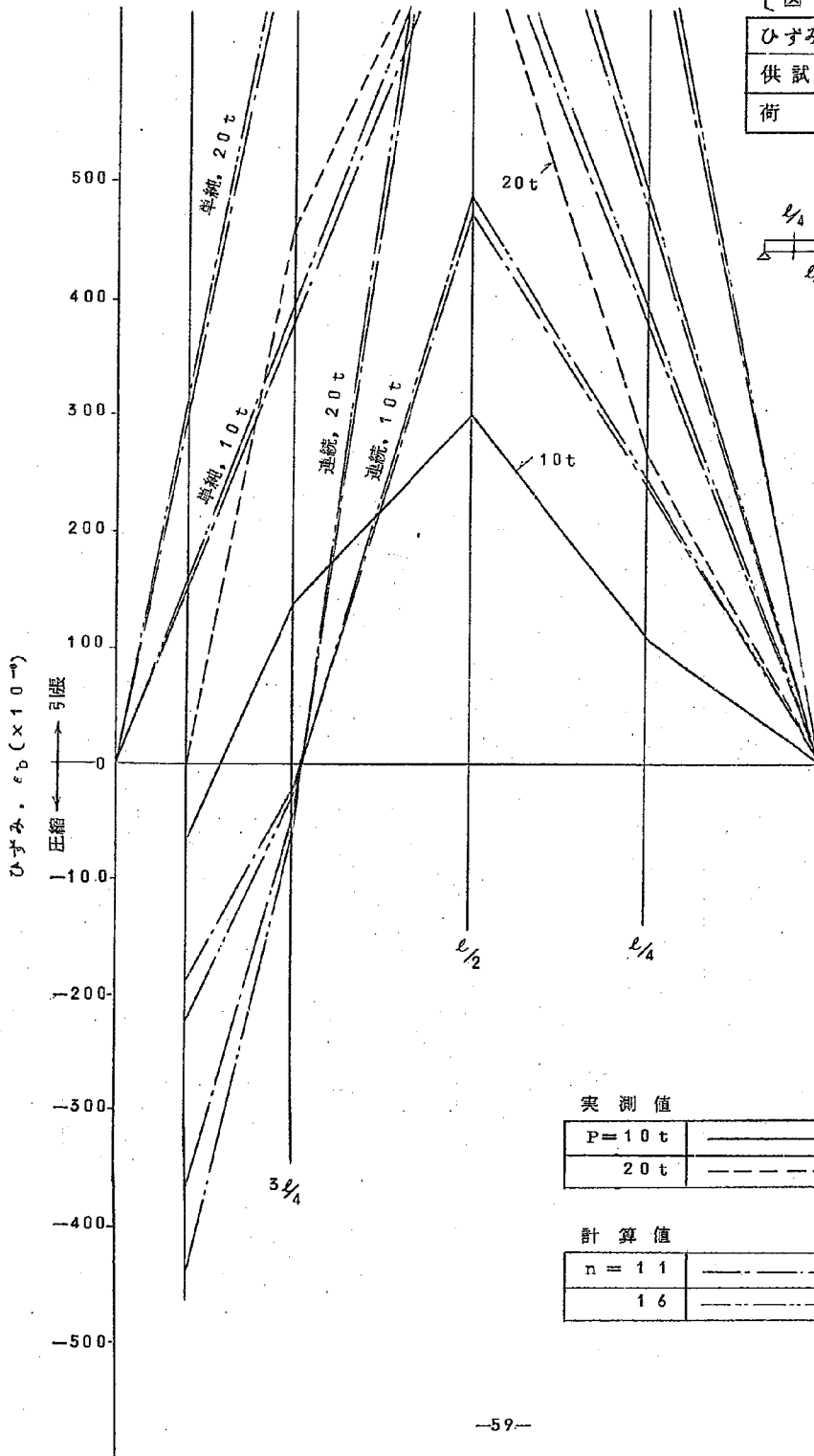
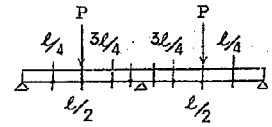
[図-8.2]

ひずみ (下側主鉄筋, M)	
供試体	G-4
荷重	$P=10t, 20t$



[図 - 8.3]

ひずみ (H-下フランジ, b)	
供試体	G-4
荷重	P=10t, 10t



実測値

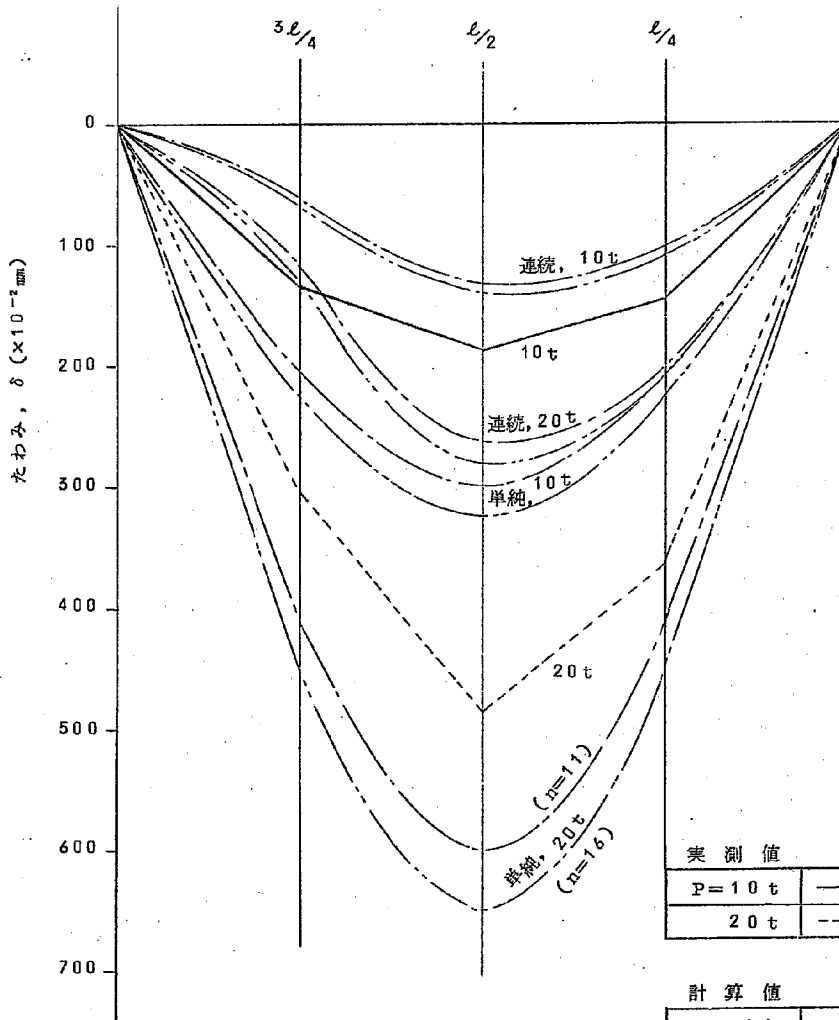
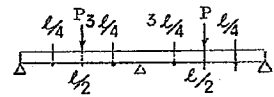
P=10t	_____
20t	_____

計算値

n = 1.1	_____
1.6	_____

[図-8.4]

たわみ	
供試体	G-4
荷重	P=10t, 20t



実測値

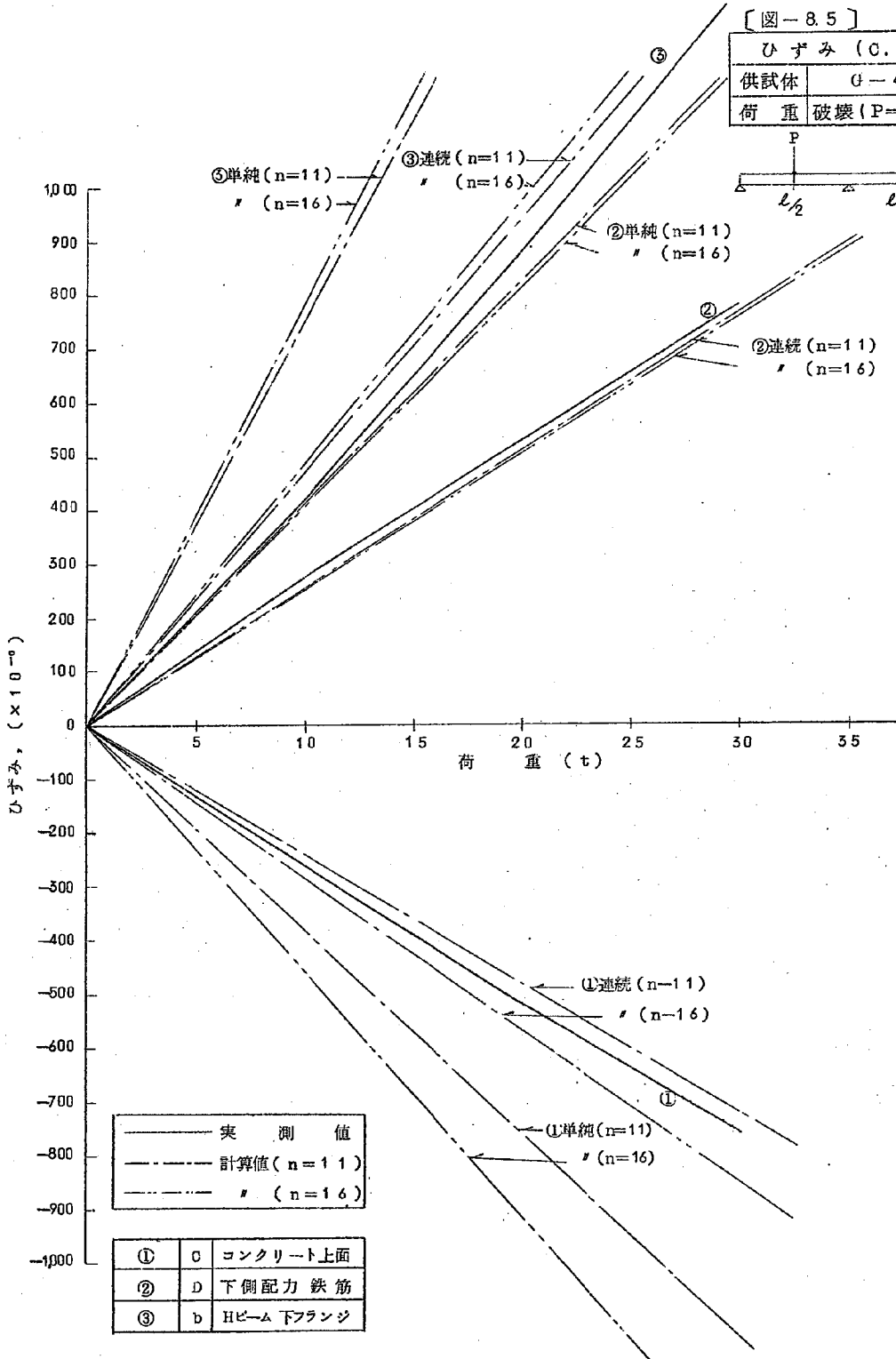
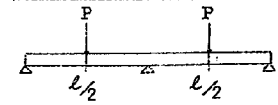
P=10t	_____
20t	_____

計算値

n=11	_____
16	_____

〔図-8.5〕

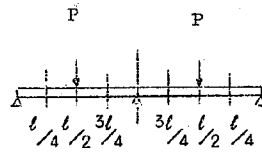
ひずみ (C. D. b)	
供試体	G-4
荷重	破壊 (P=47.5 t)



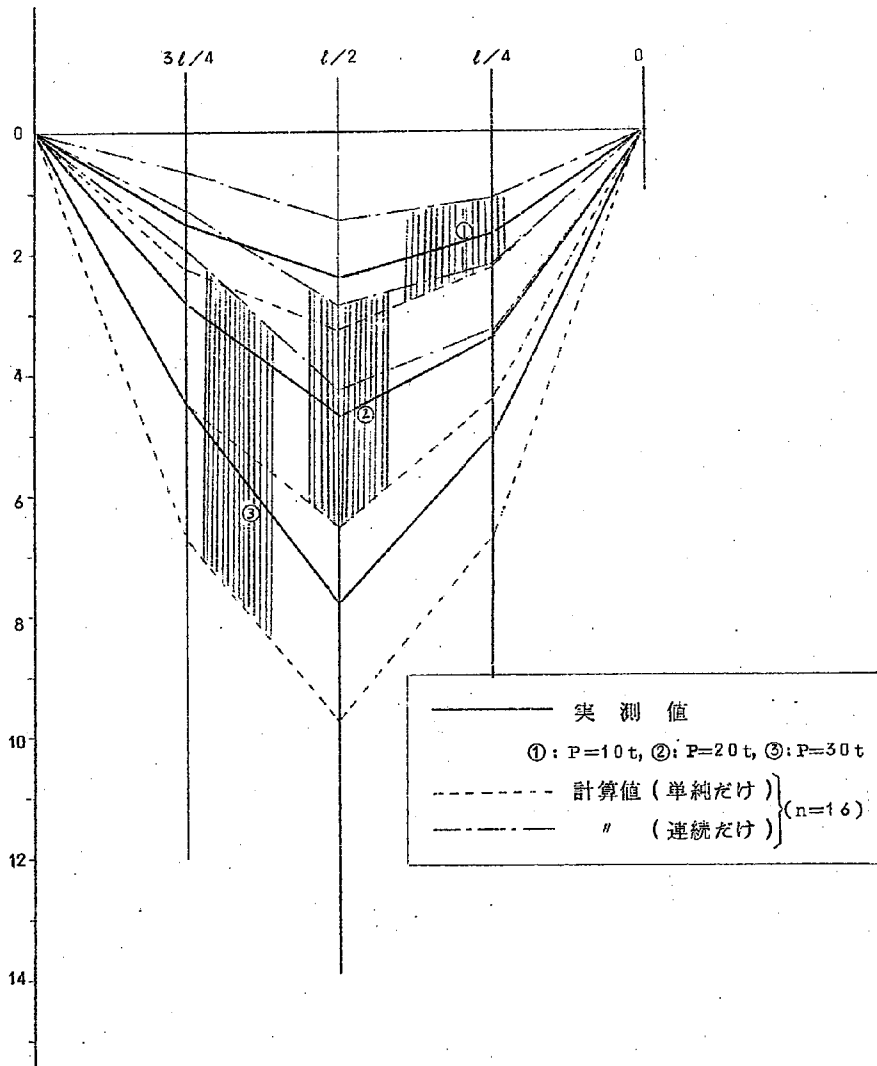
〔図-8.7〕

たわみ	
供試体	G-4
荷重	$P=10\sim30\text{ t}$

(破壊試験)

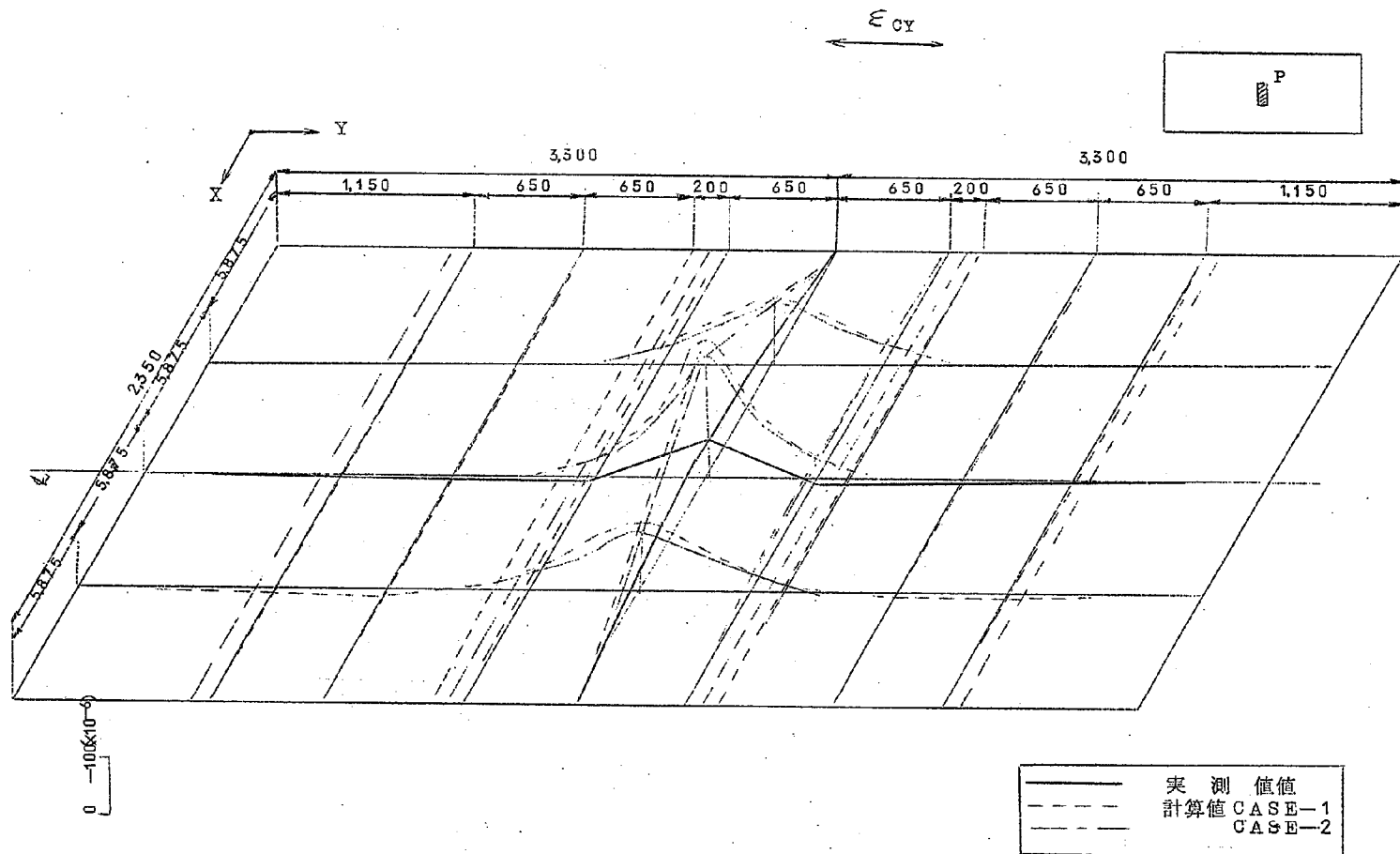


たわみ (mm)



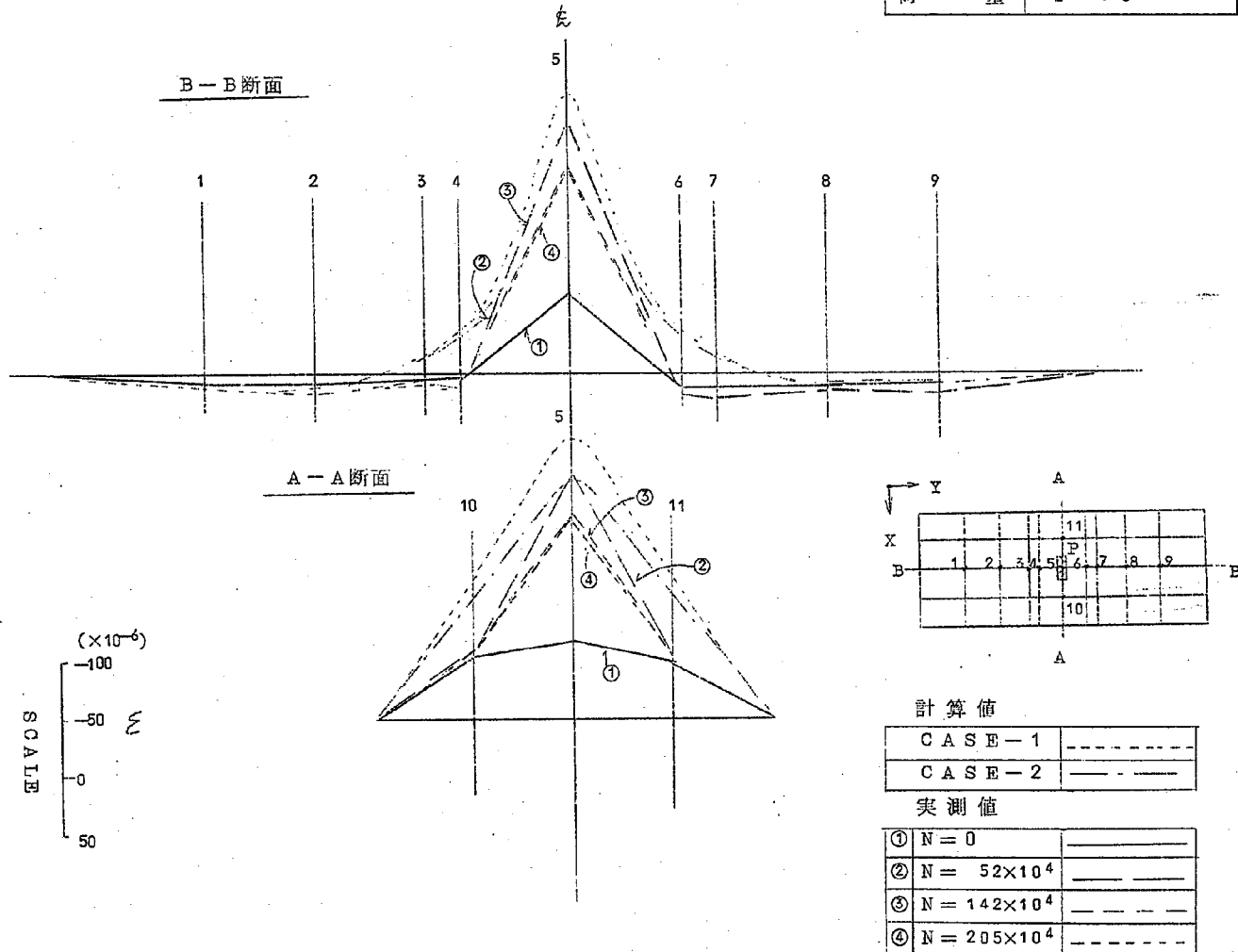
(図-9.1)

ひずみ (コンクリート上面Y方向CY)	
供 試 体	S F-1
荷 重	P = 10 t



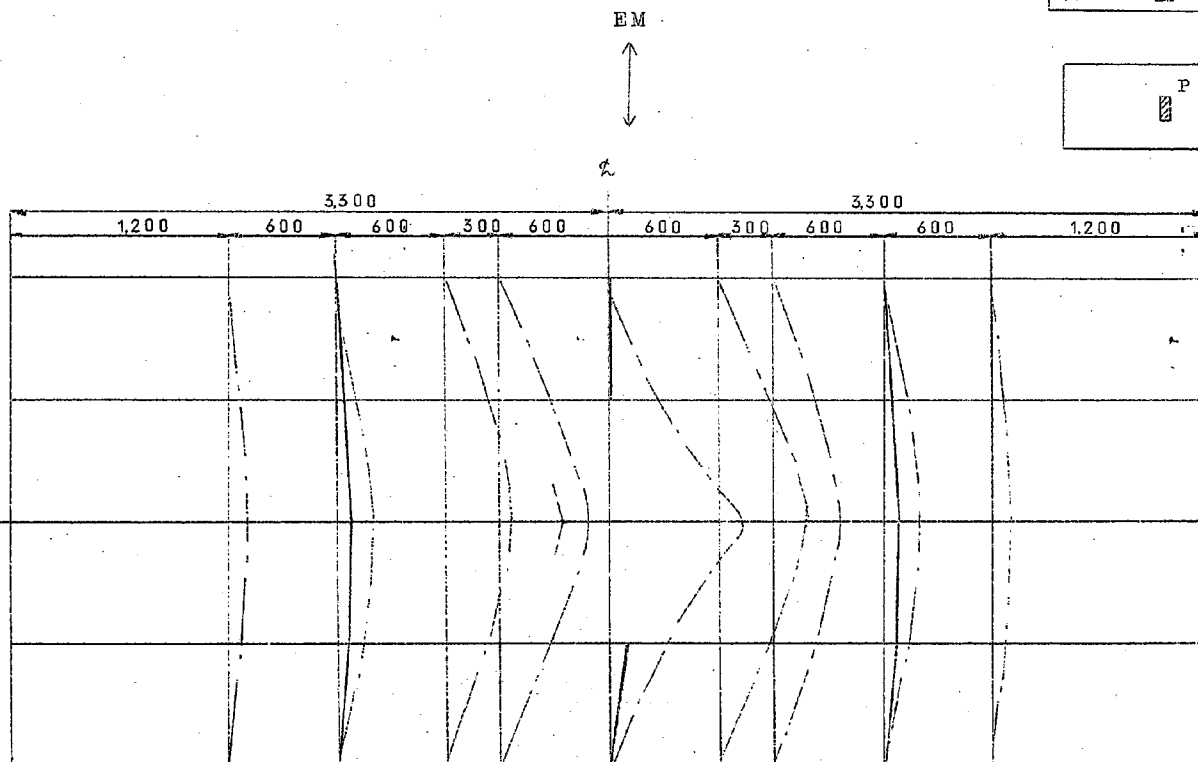
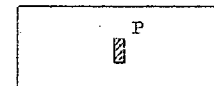
〔図-9.2〕

ひずみ (コンクリート上面Y方向CY)	
供試体	SF-1
荷重	P = 10 t



(図-9.3)

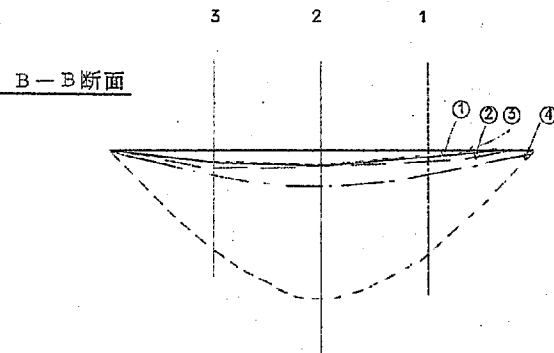
ひずみ (下側主鉄筋, M)	
供 試 体	S F-1
荷 重	P=10 t



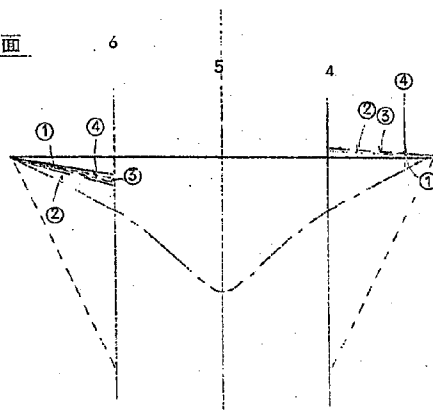
0 +50($\times 10^{-6}$)
SCALE

—— 実 測 値
- - - 計算値(CASE-2)

(図-2.4)



A-A断面



SCALE
0 50 100 ($\times 10^{-6}$)

ひずみ (主鉄筋, M)	
供試体	SF-1
荷重	$P = 10 \text{ t}$

	B	A
1	4	
2	5	P
3	6	
	B	A

計算値

CASE-1	----
CASE-2	----

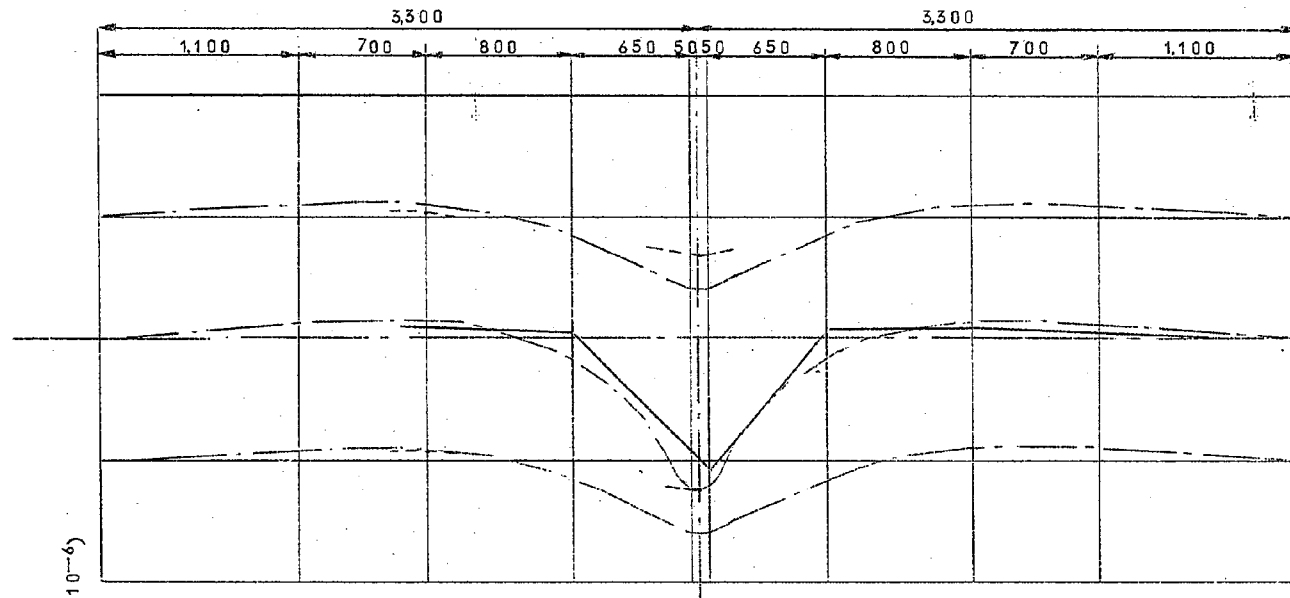
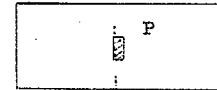
実測値

①	$N = 0$	----
②	$N = 52 \times 10^4$	----
③	$N = 142 \times 10^4$	----
④	$N = 205 \times 10^4$	----

(図-9.5)

ひずみ (下側配力鉄筋, D)	
供 試 体	S F-1
荷 重	P = 10 t

ϵ_0



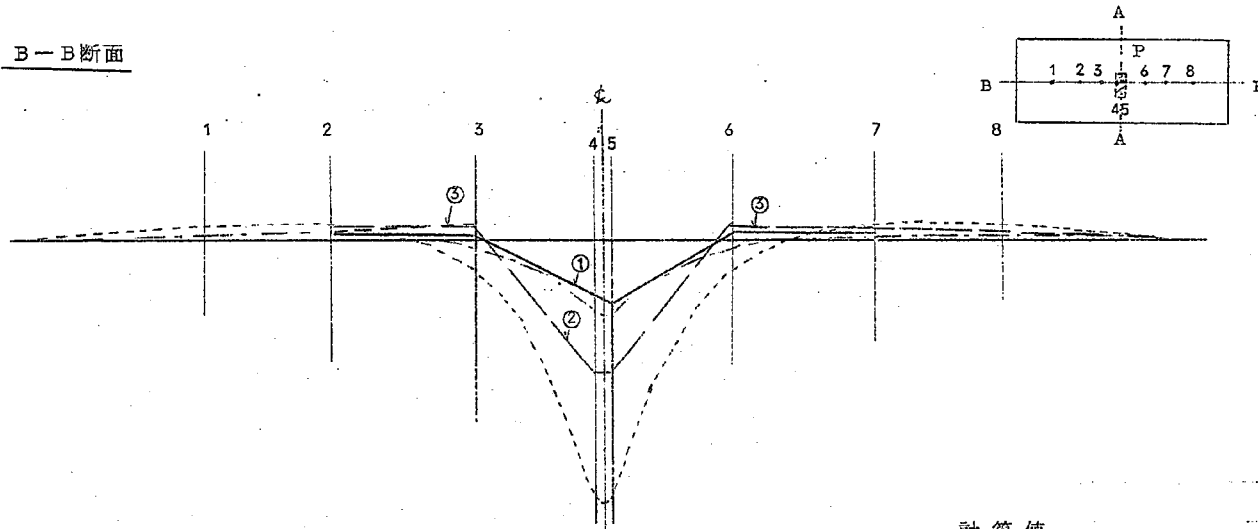
— 実測値
- - - 計算値 (CASE-2)

ε
+50 0 -50 (10⁻⁶)
SCALE

(図-9.6)

ひずみ (下側配力鉄筋, D)	
供試体	SF-1
荷重	$P = 10 \text{ t}$

B-B断面



計算値

CASE-1	-----
CASE-2	-----

実測値

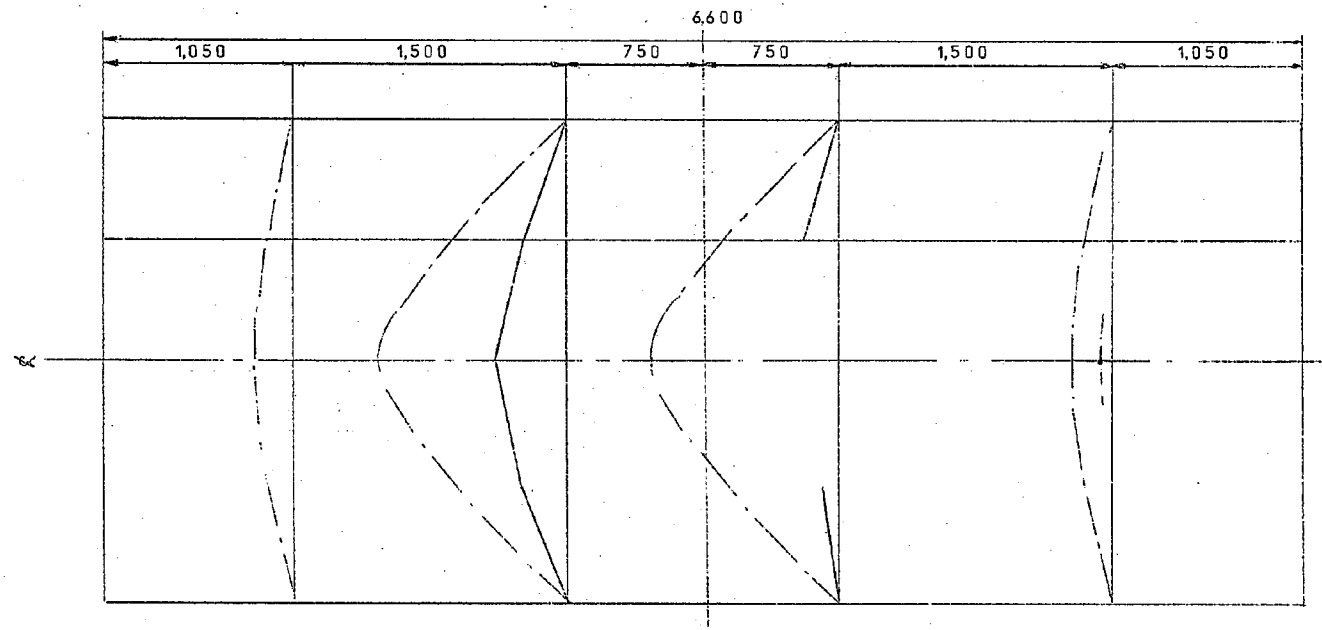
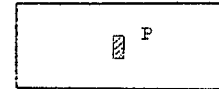
① $N = 0$	-----
② $N = 5.2 \times 10^4$	-----
③ $N = 1.42 \times 10^4$	-----
④ $N = 2.05 \times 10^4$	-----

SCALE
-100
0
100 ($\times 10^{-6}$)

(図-9.7)

ひずみ (Hビーム上フランジ, B)	
供試体	SF-1
荷重	P = 10 t

ϵ_B

$\epsilon (\times 10^{-6})$

-50 0

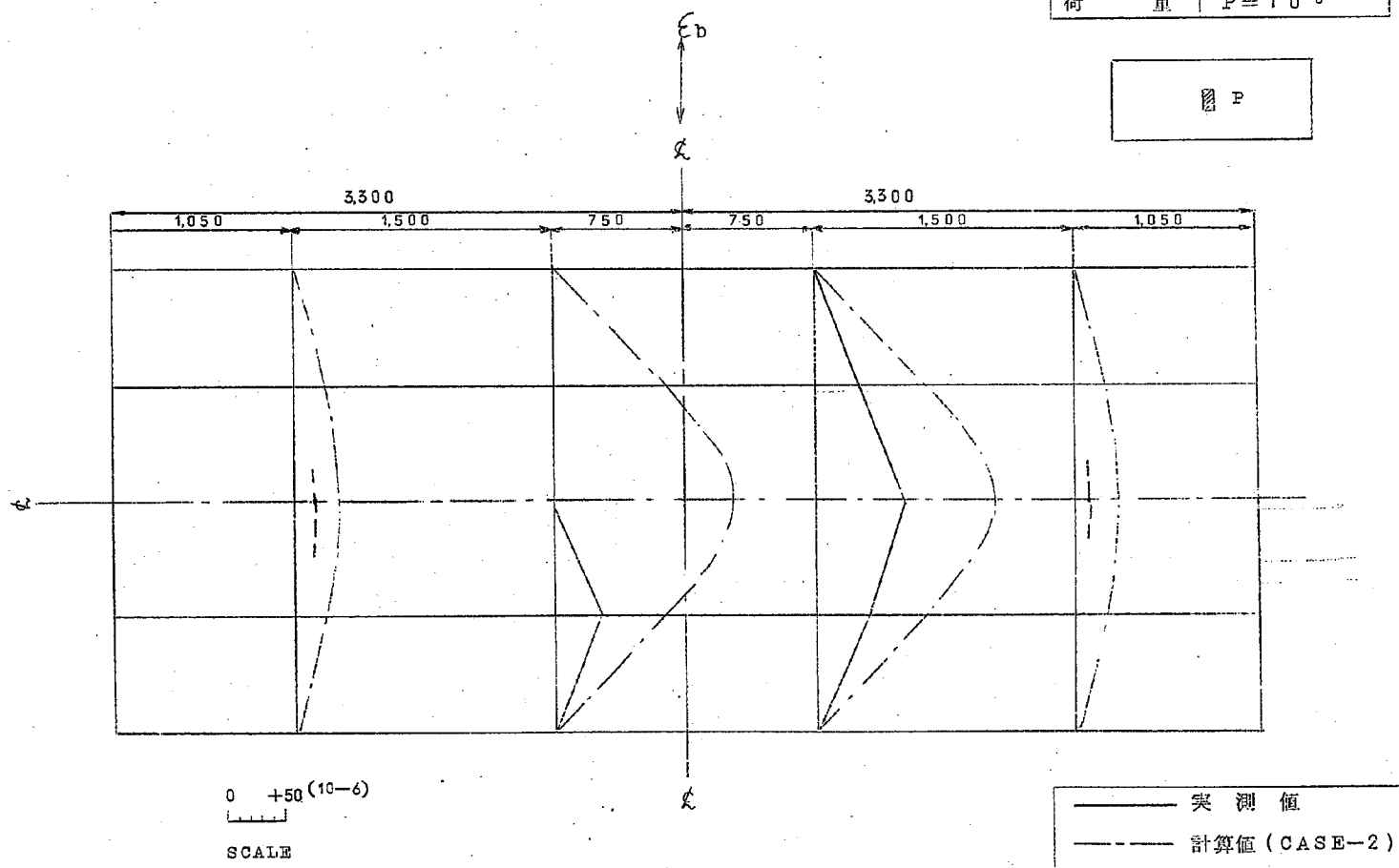
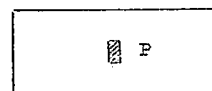
SCALE

—— 実測値

---- 計算値 (CASE-2)

(図-9.8)

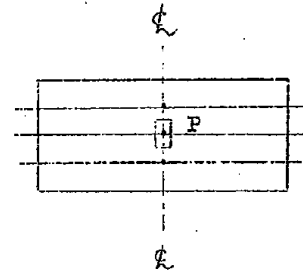
ひずみ (Hビーム下側フランジ, b)	
供 試 体	S F-1
荷 重	P = 10 t



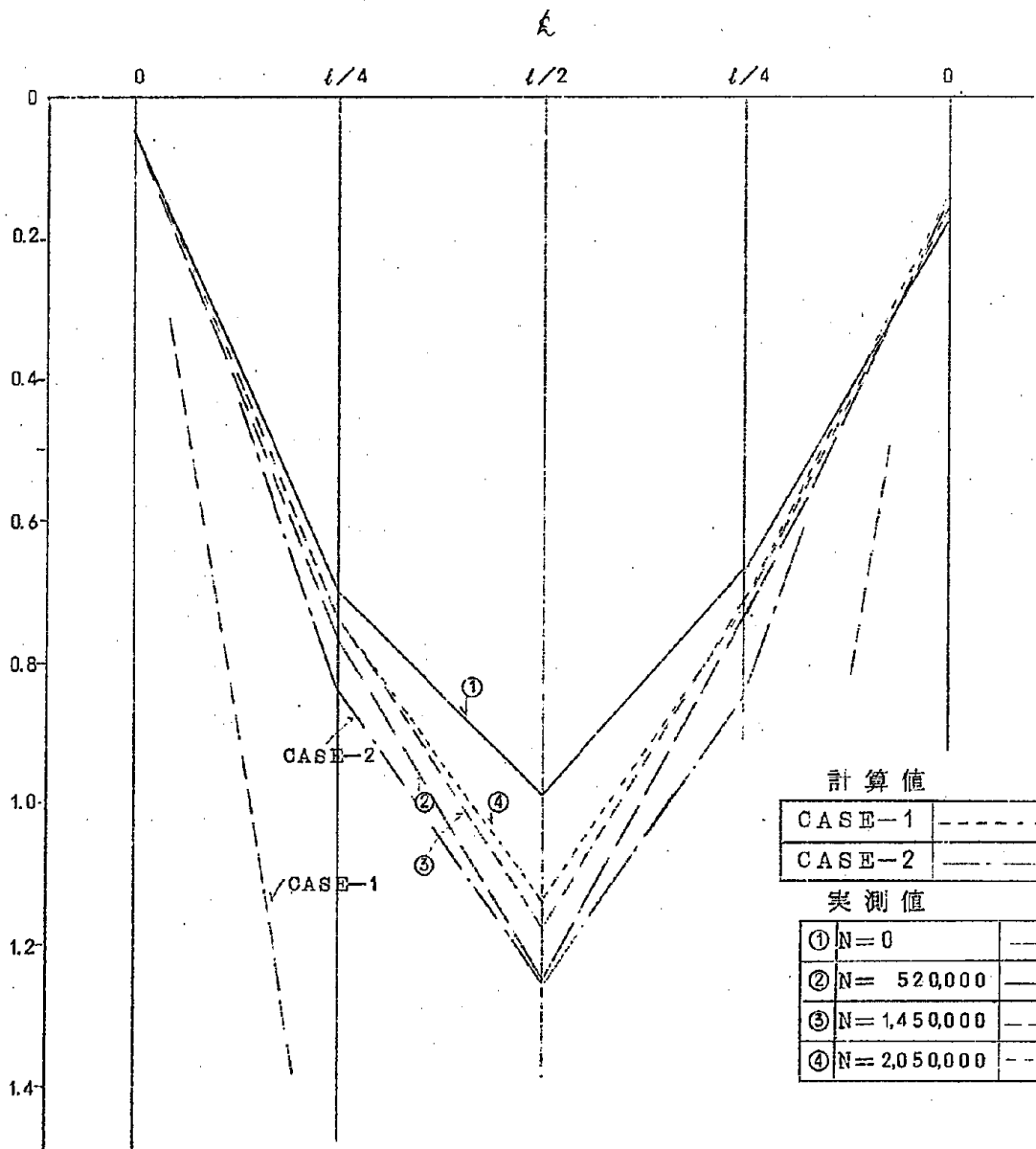
(図-9.9)

たわみ	
供試体	SF-1
荷重	$P=10\text{ t}$

(荷重振巾: $2.0 \sim 11.1\text{ t}$)



たわみ, $\delta(\text{mm})$



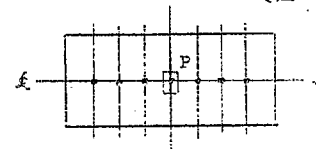
計算値

CASE-1	-----
CASE-2	-----

実測値

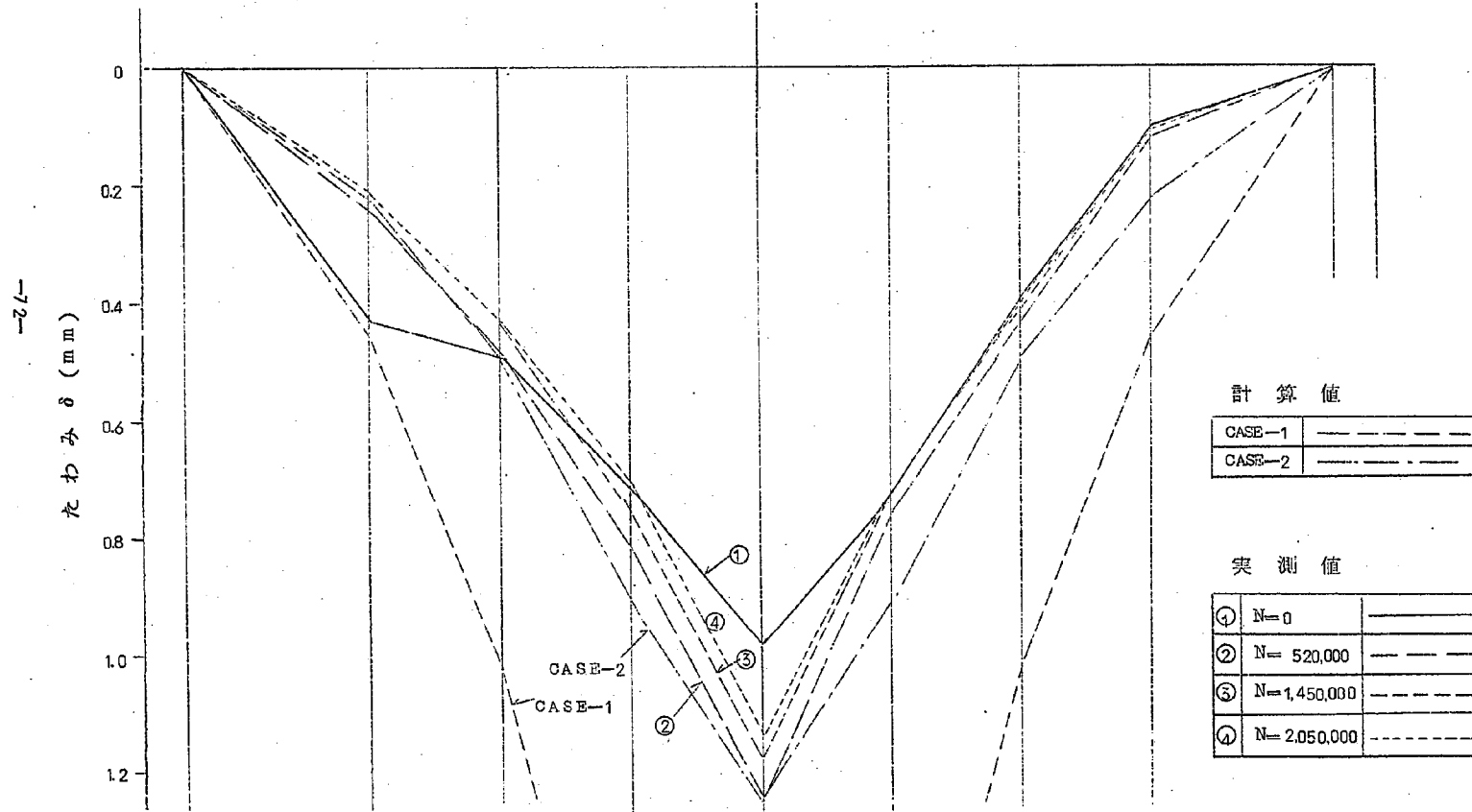
① $N=0$	-----
② $N=520,000$	-----
③ $N=1,450,000$	-----
④ $N=2,050,000$	-----

〔図-9.10〕



た わ み	
供試体	SF-1
荷 重	P=10t

(荷重振巾: 2.0~11.1t)



計 算 値

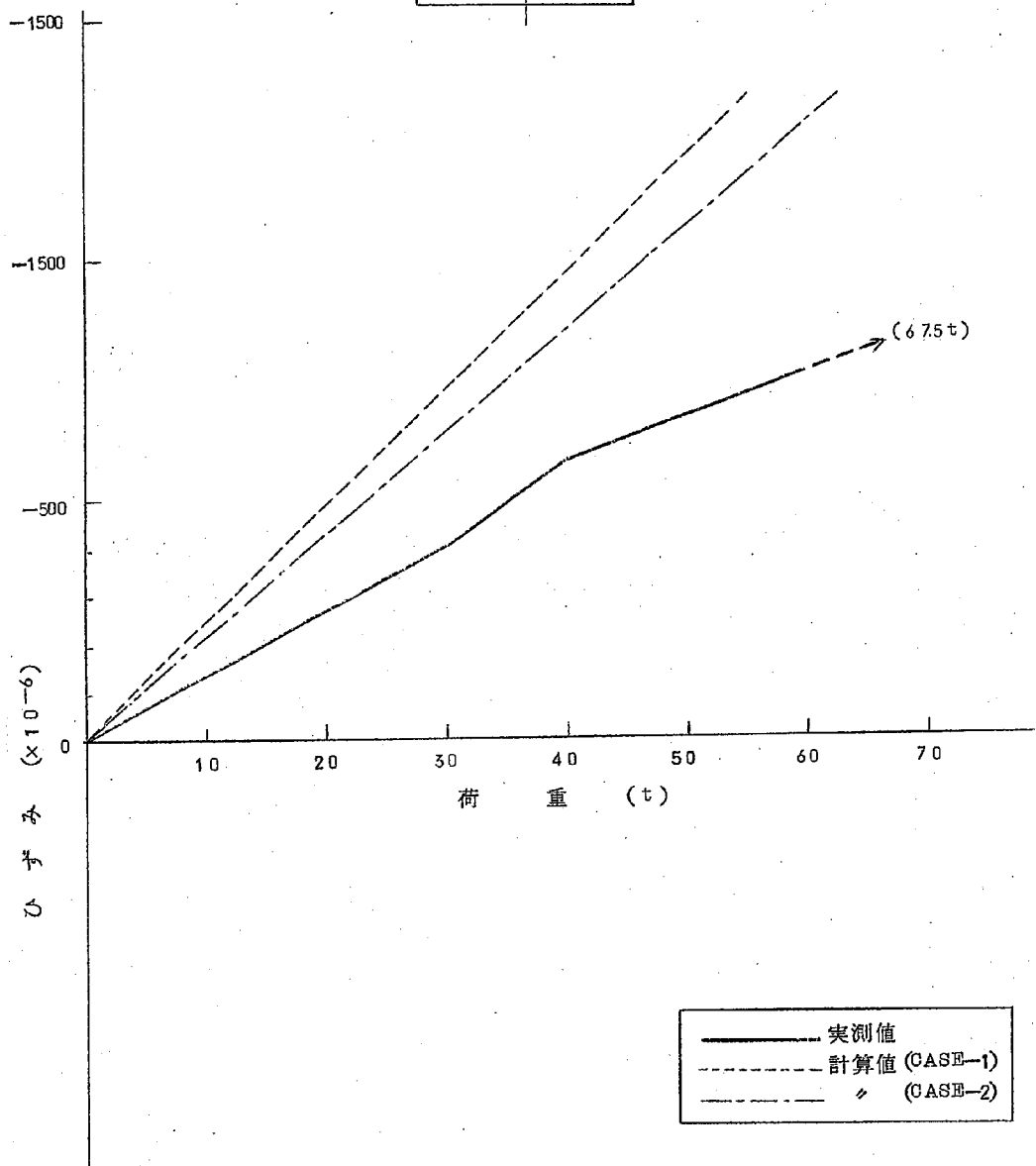
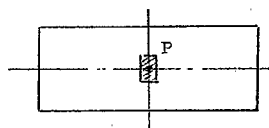
CASE-1	-----
CASE-2	-----

実 測 値

①	N=0	-----
②	N= 520,000	-----
③	N=1,450,000	-----
④	N= 2,050,000	-----

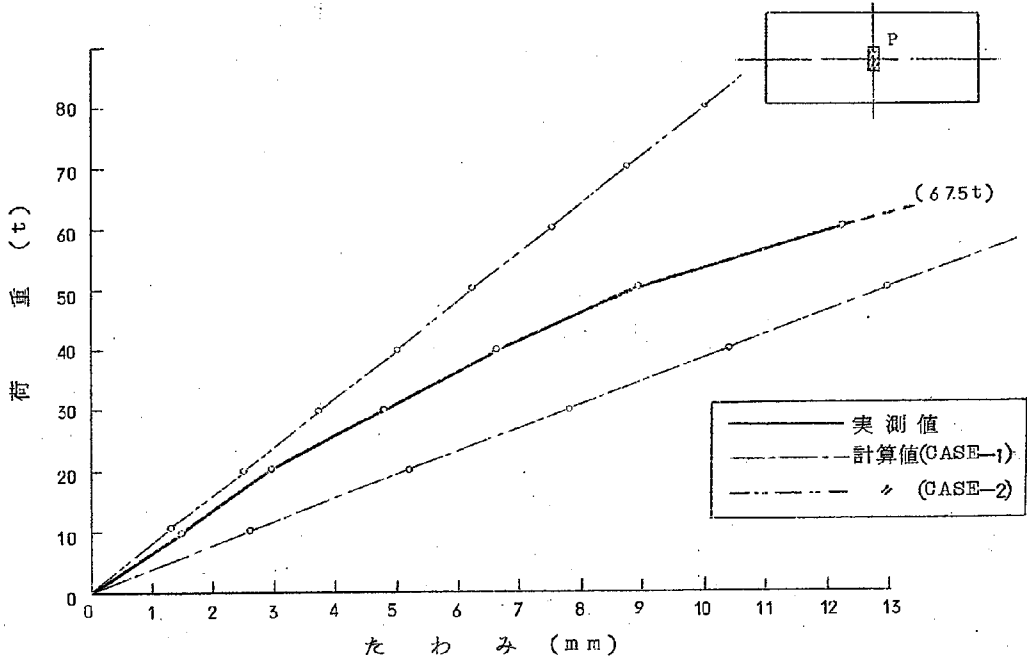
〔図-9.11〕

ひずみ (載荷点直下0Y)	
供試体	SF-1
荷重	破壊 ($P=67.5t$)



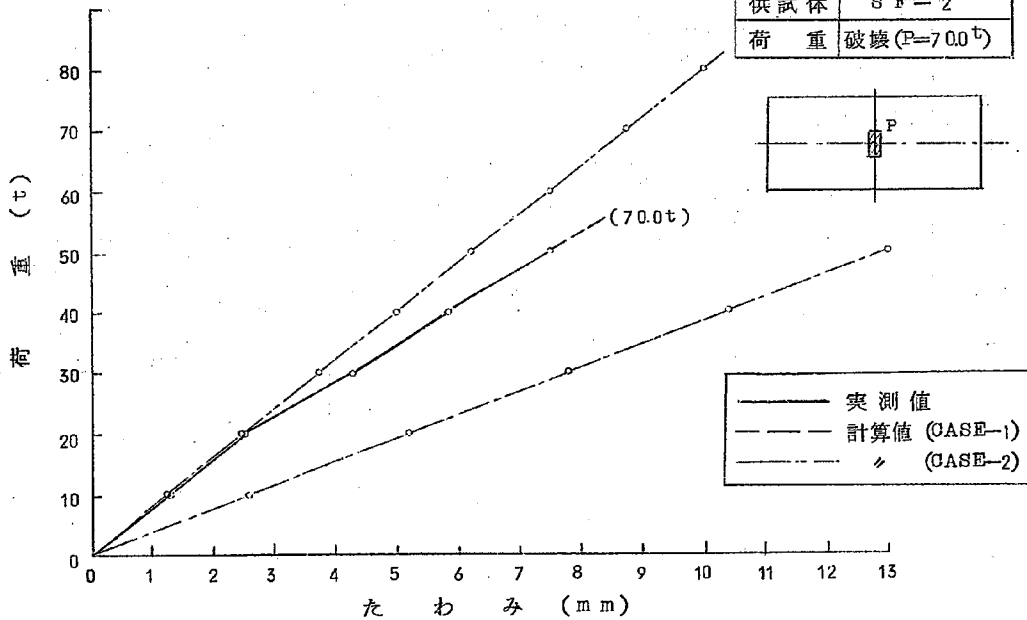
〔図-9.12〕

た わ み	
供試体	SF-1
荷 重	破壊($P=67.5t$)



〔図-10.11〕

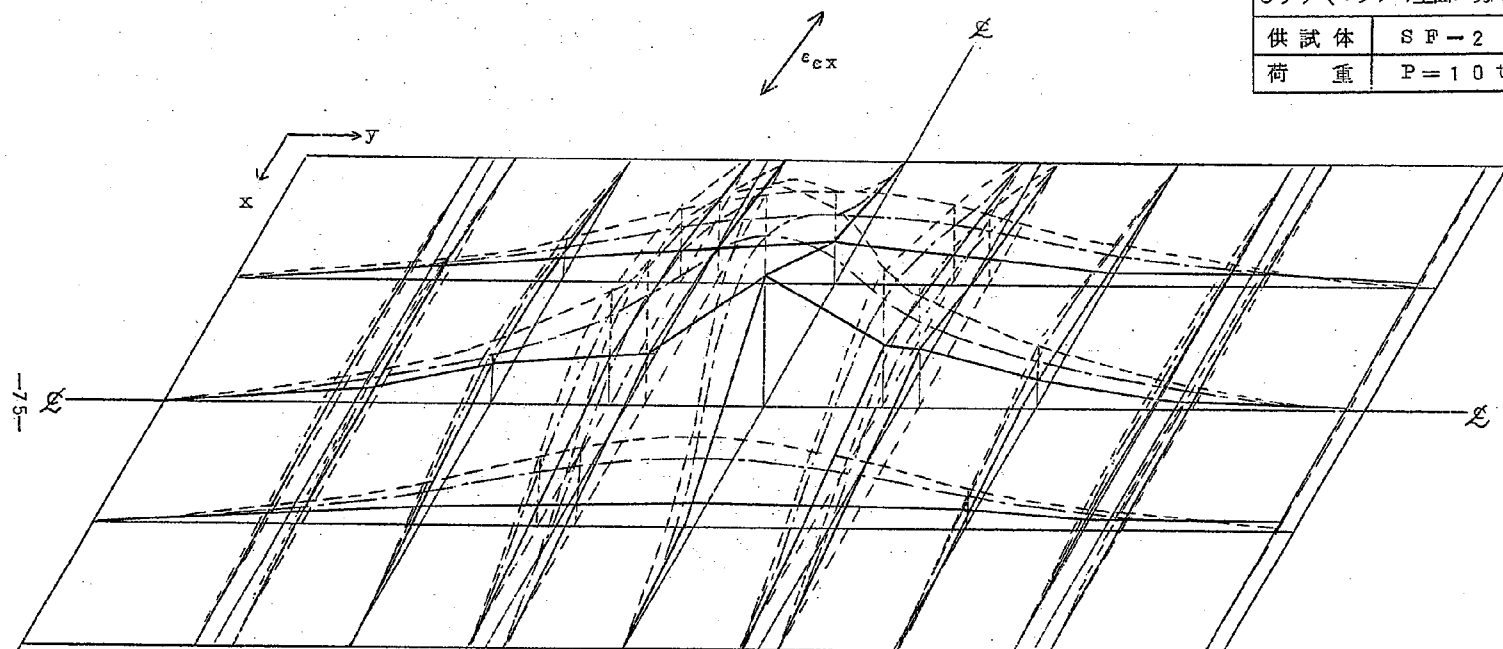
た わ み	
供試体	SF-2
荷 重	破壊($P=70.0t$)



〔図-10.1〕

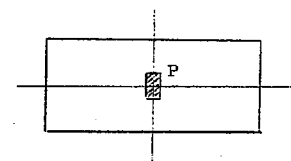
ひずみ (コンクリート上面, x方向, ϵ_x)

供試体	SF-2
荷重	P=10t



$(\times 10^{-6})$
 200
 100
 0
 SCALE

—	実測値
- - -	計算値 (CASE-1)
- · - · -	〃 (CASE-2)

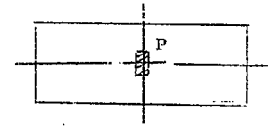


〔図-1.2〕

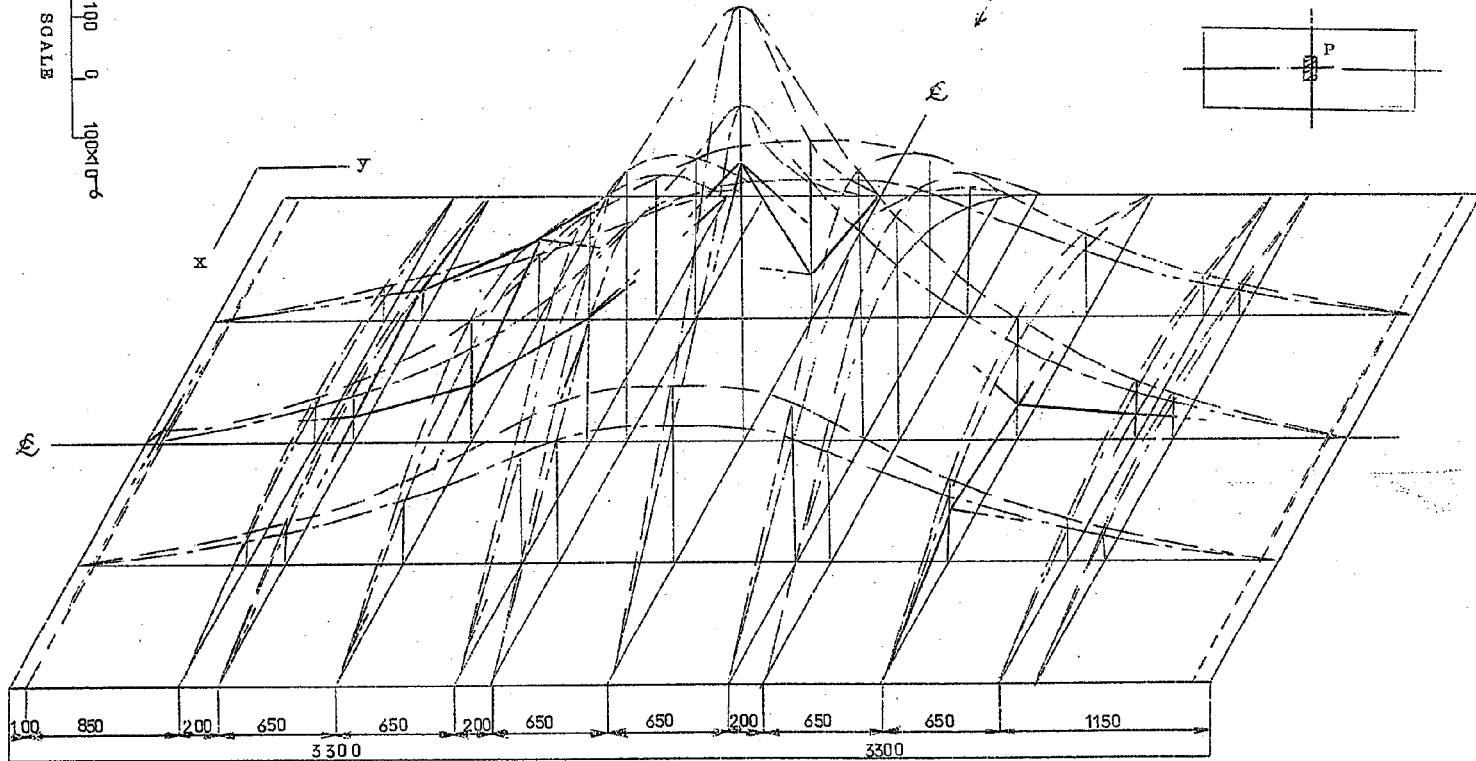
ひずみ (上側コンクリートx方向C)

供試体 SF-2

荷重 P=20t



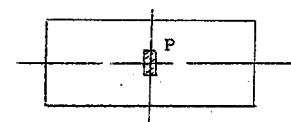
SCALE
200
100
0
100×10⁻⁶



— 実測値
--- 計算値 (CASE-1)
◇ (CASE-2)

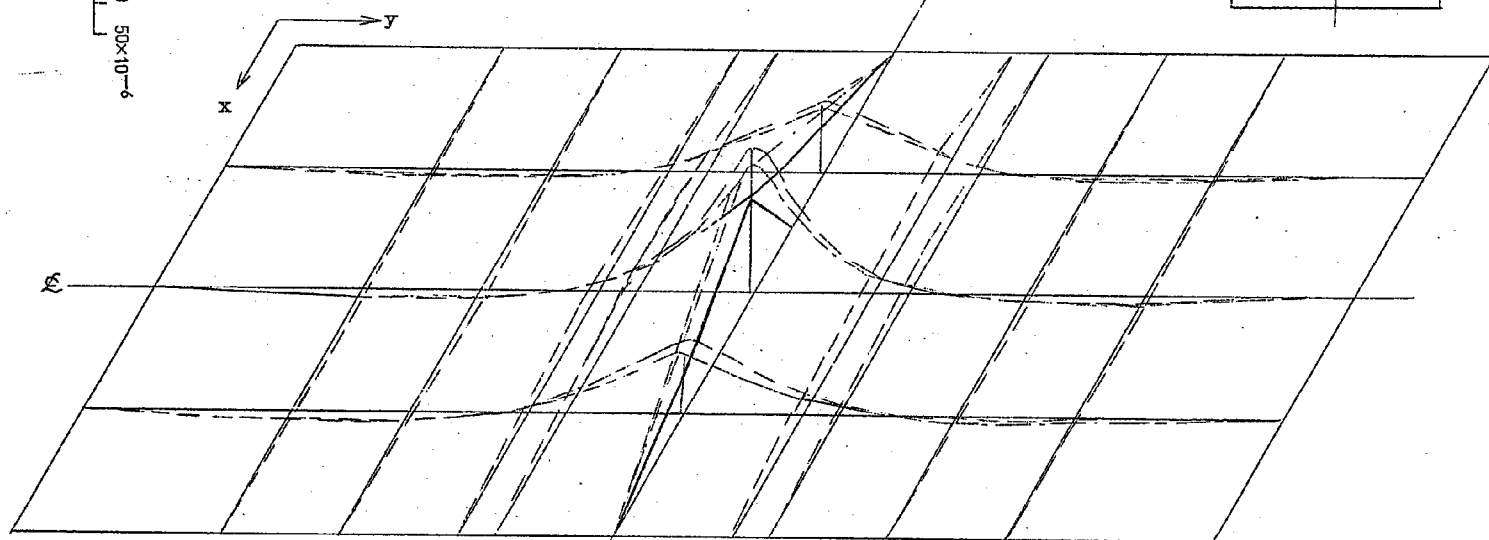
[図-103]

ひずみ (上側コンクリート方向GY)	
供試体	SF-2
荷重	P=10t



ϵ_{cy}

SCALE
-200
-100
0
50x10⁻⁶



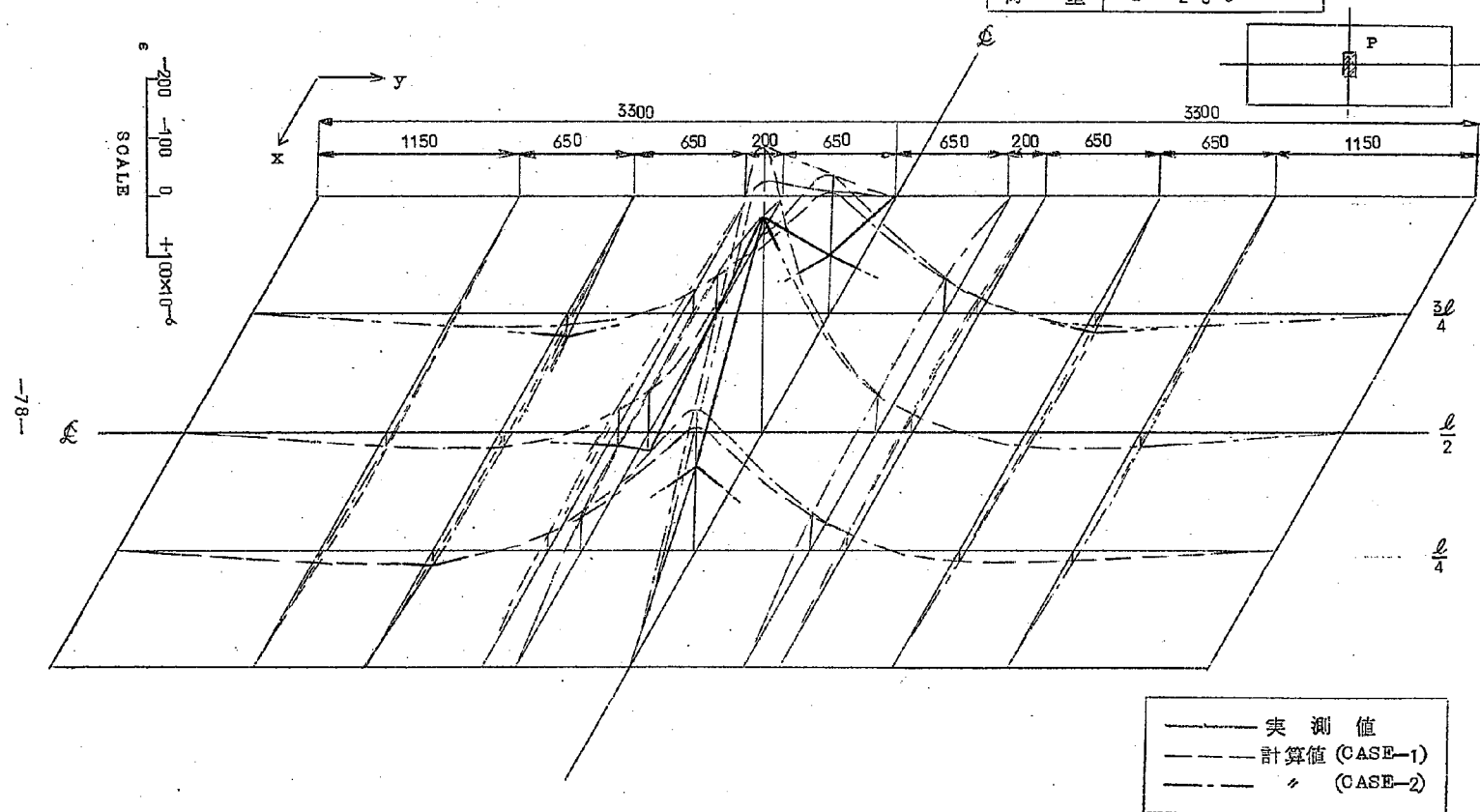
———	実測値
---	計算値 (CASE-1)
---	計算値 (CASE-2)

〔図-10.4〕

ひずみ (H側コンクリートY方向Cr)

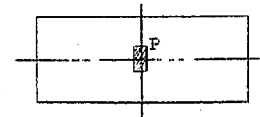
供試体 SF-2

荷重 $P = 20 \text{ t}$



(図-105)

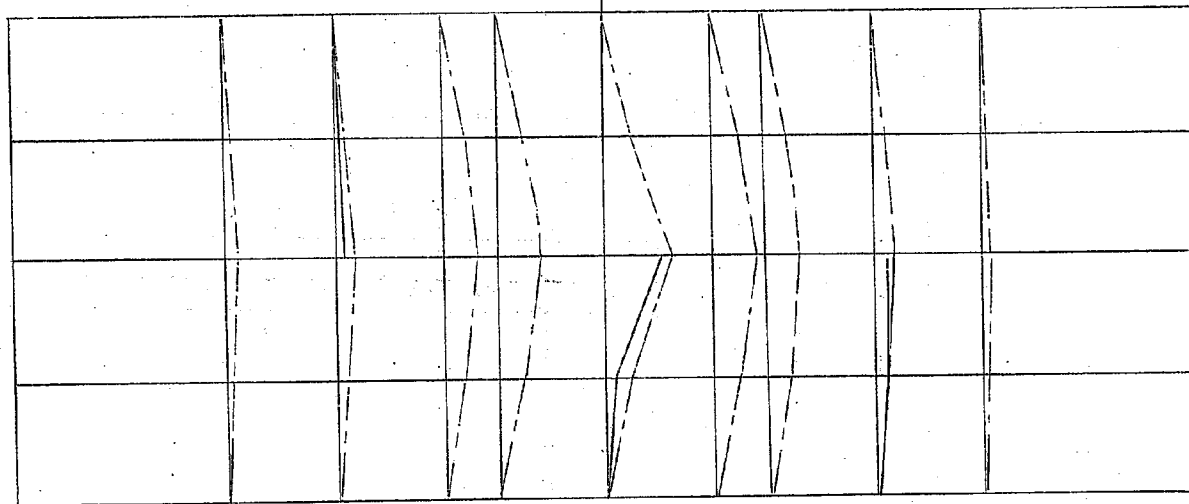
ひずみ (下側主鉄筋 M)	
供試体	S F - 2
荷重	P = 10 t



ϵ_M



ϵ



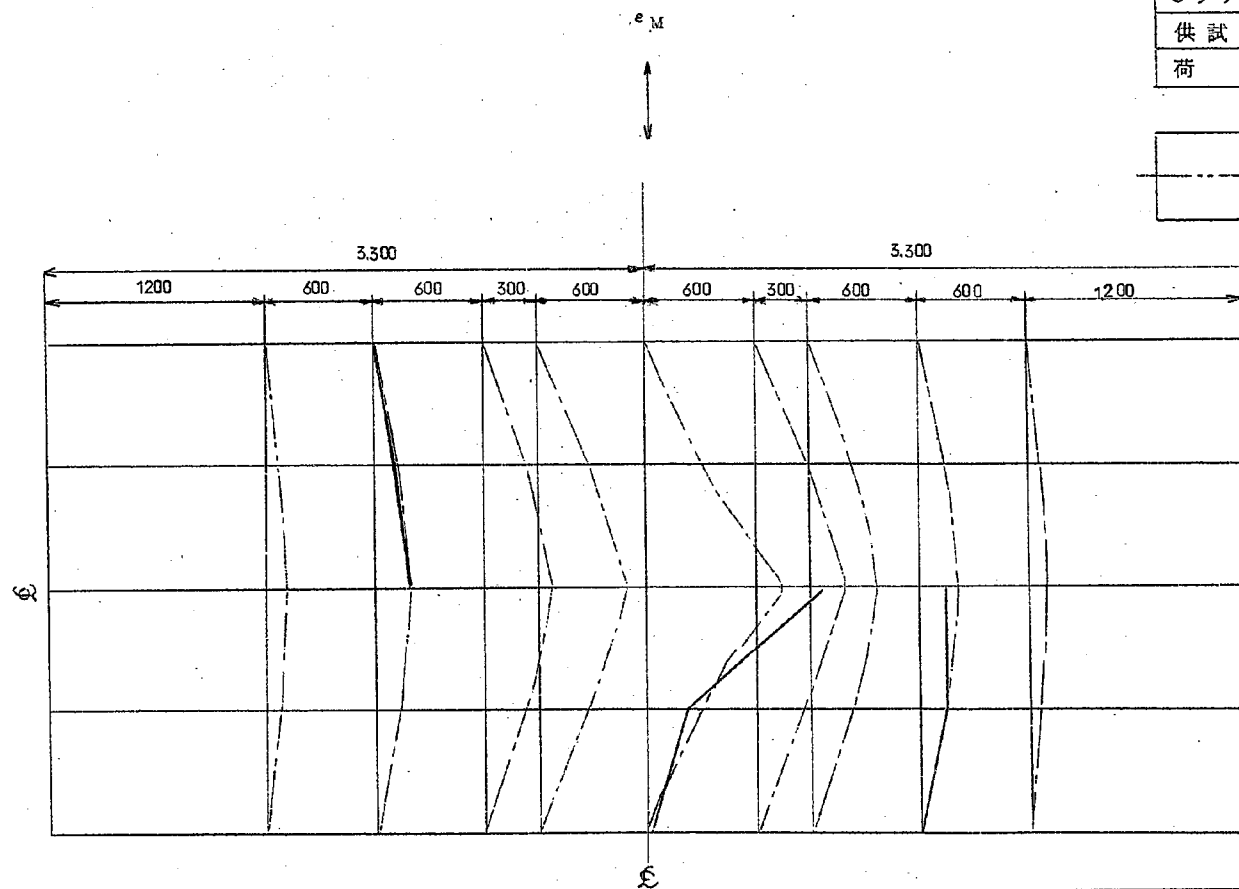
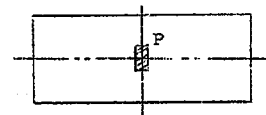
0 100 200 $\times 10^{-6}$
e SCALE

—— 実測値
---- 計算値 (CASE-2)

〔図-10.6〕

ひずみ (下側主鉄筋 M)

供試体	SF-2
荷重	$P = 20 \text{ t}$

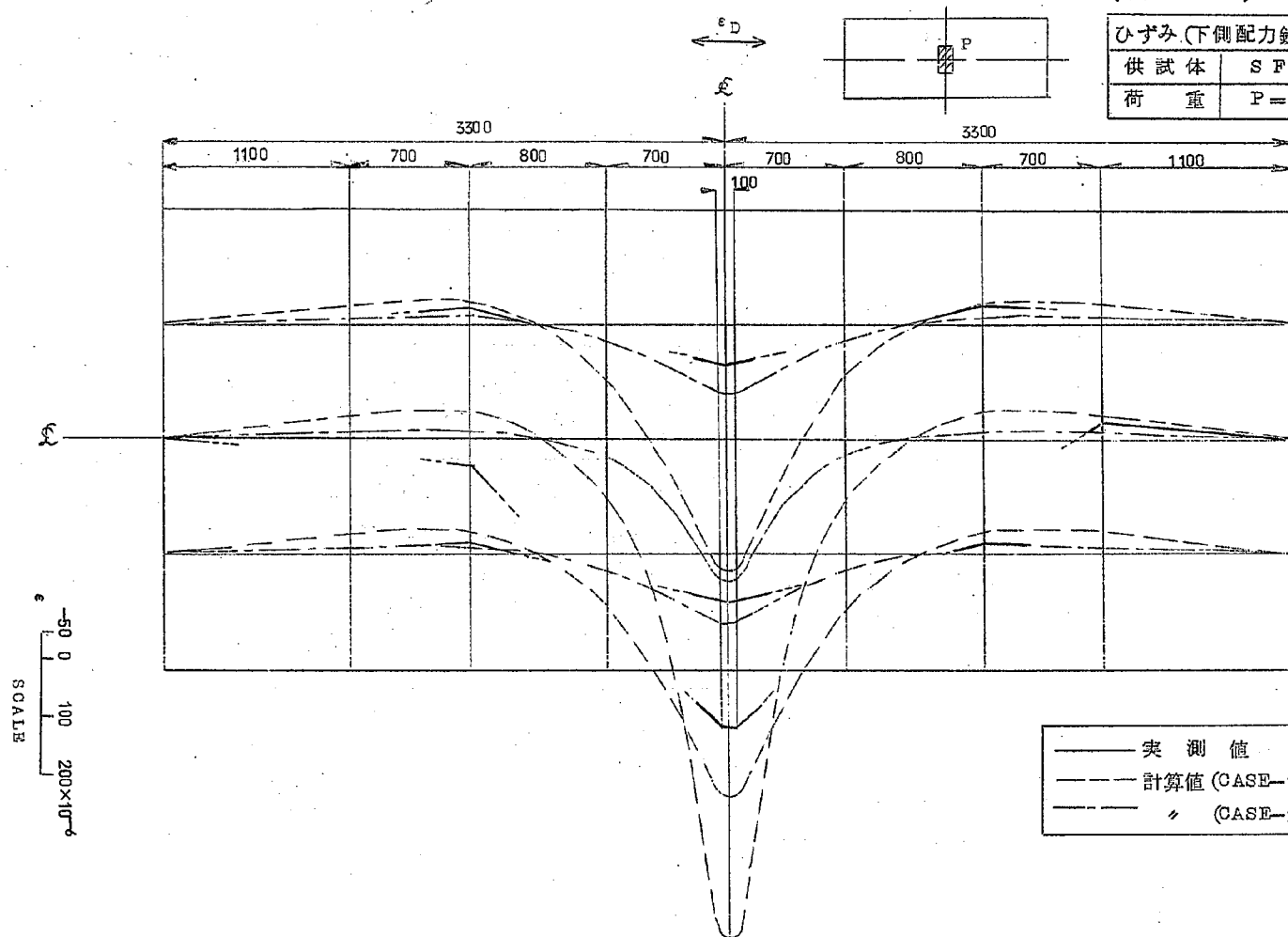


0 100 200 $\times 10^{-6}$
SCALE

—— 実測値
--- 計算値 (CASE-2)

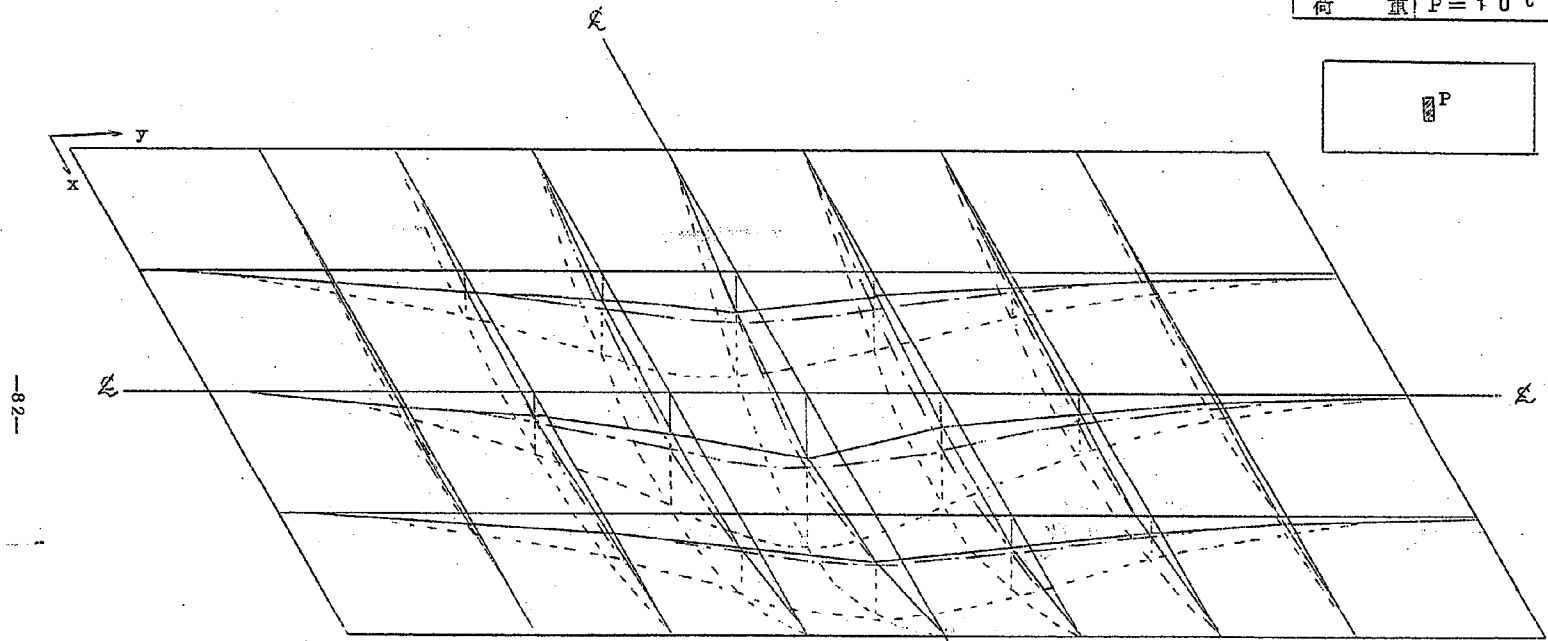
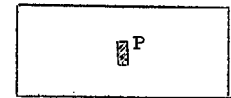
〔図-10.7〕

ひずみ (下側配力鉄筋 D)	
供試体	S F - 2
荷重	P = 20 t



(図-10.8)

た わ み	
供 試 体	S F - 2
荷 重	P = 10 t

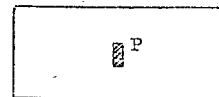


—	実 測 値
- - -	計 算 値 (CASE-1)
- · -	" (CASE-2)

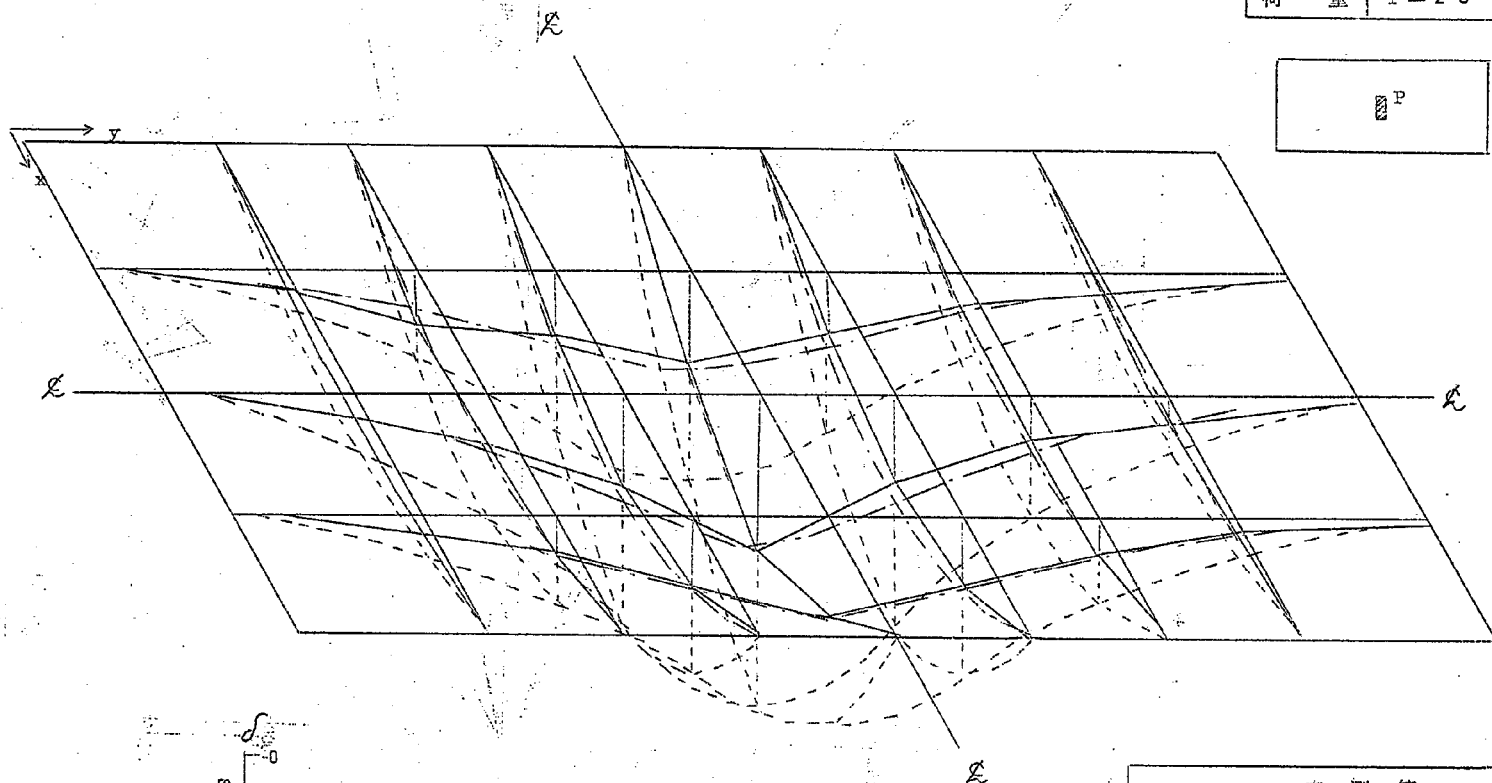
SCALE
0
1
2
(mm)

〔図-10.9〕

た わ み	
供試体	SF-2
荷 重	P=20t



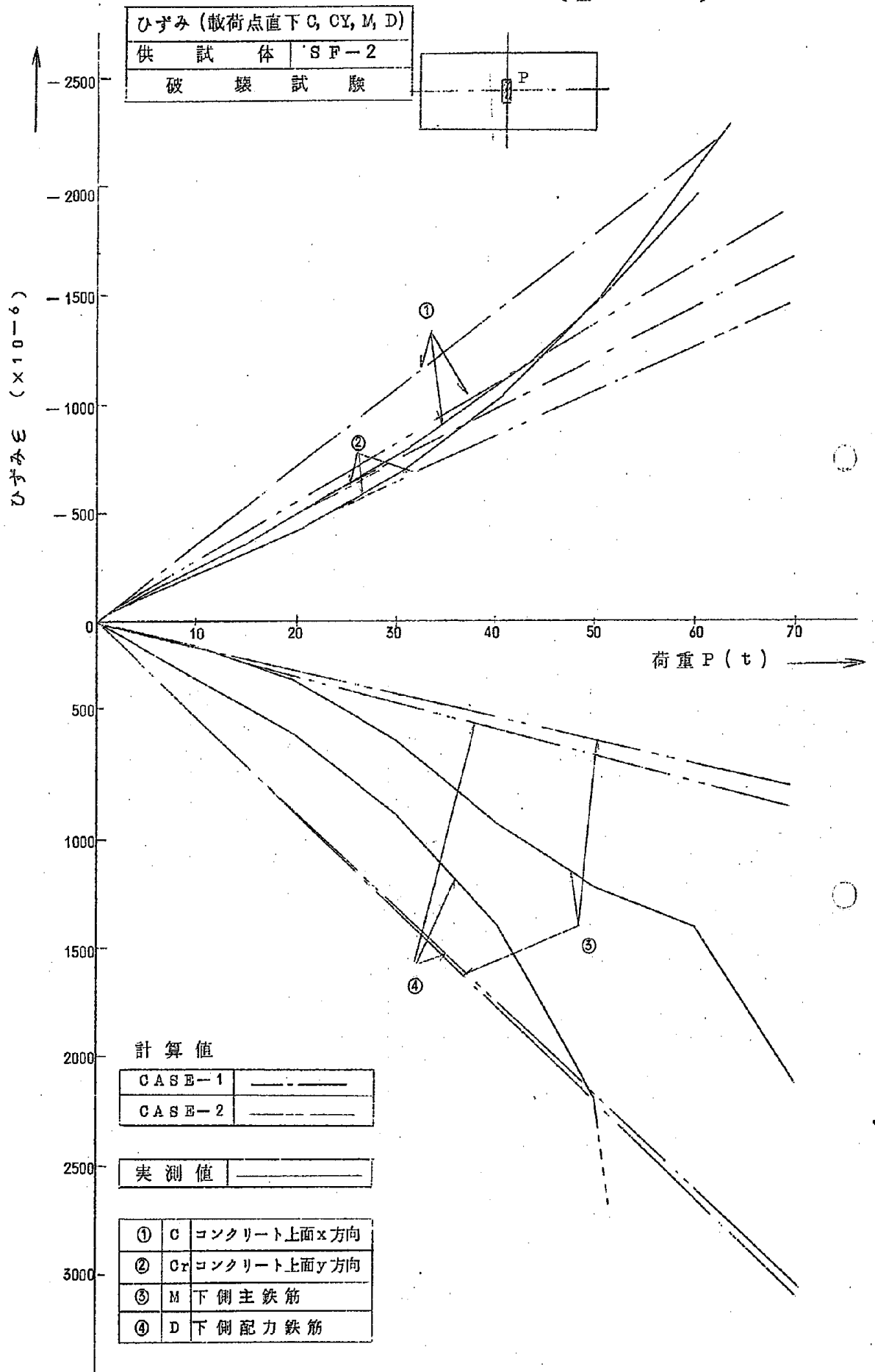
-83-



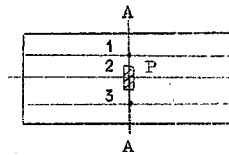
SCALE
0
1
2
(mm)

——	実 測 値
- - - -	計算値 (CASE-1)
- · - · -	" (CASE-2)

〔図-10.10〕



〔図-10.12〕

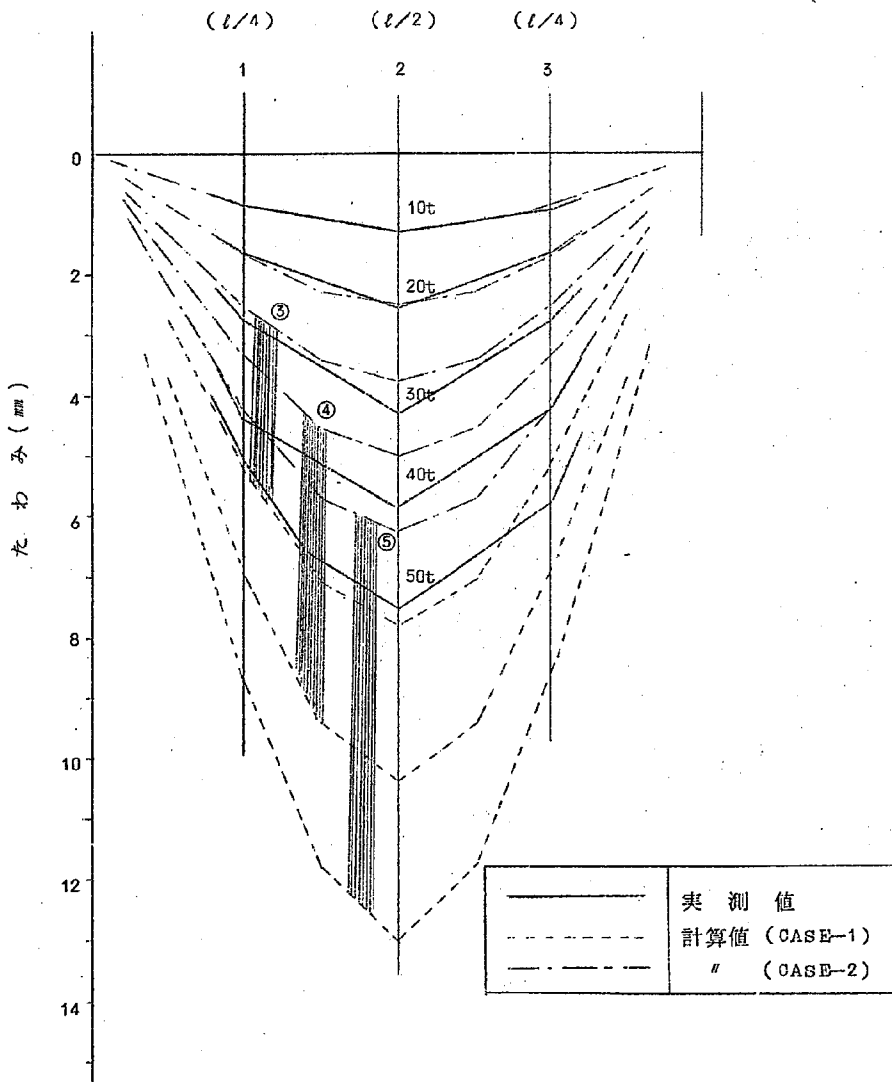


たわみ	
供試体	SF-2
荷重	P=10~50t

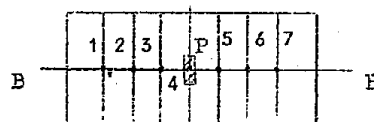
(破壊試験)

注) 破壊荷重は $P=70.0\text{ t}$
 $P=50\text{ t}$ まで測定

A-A断面



〔図-10.13〕

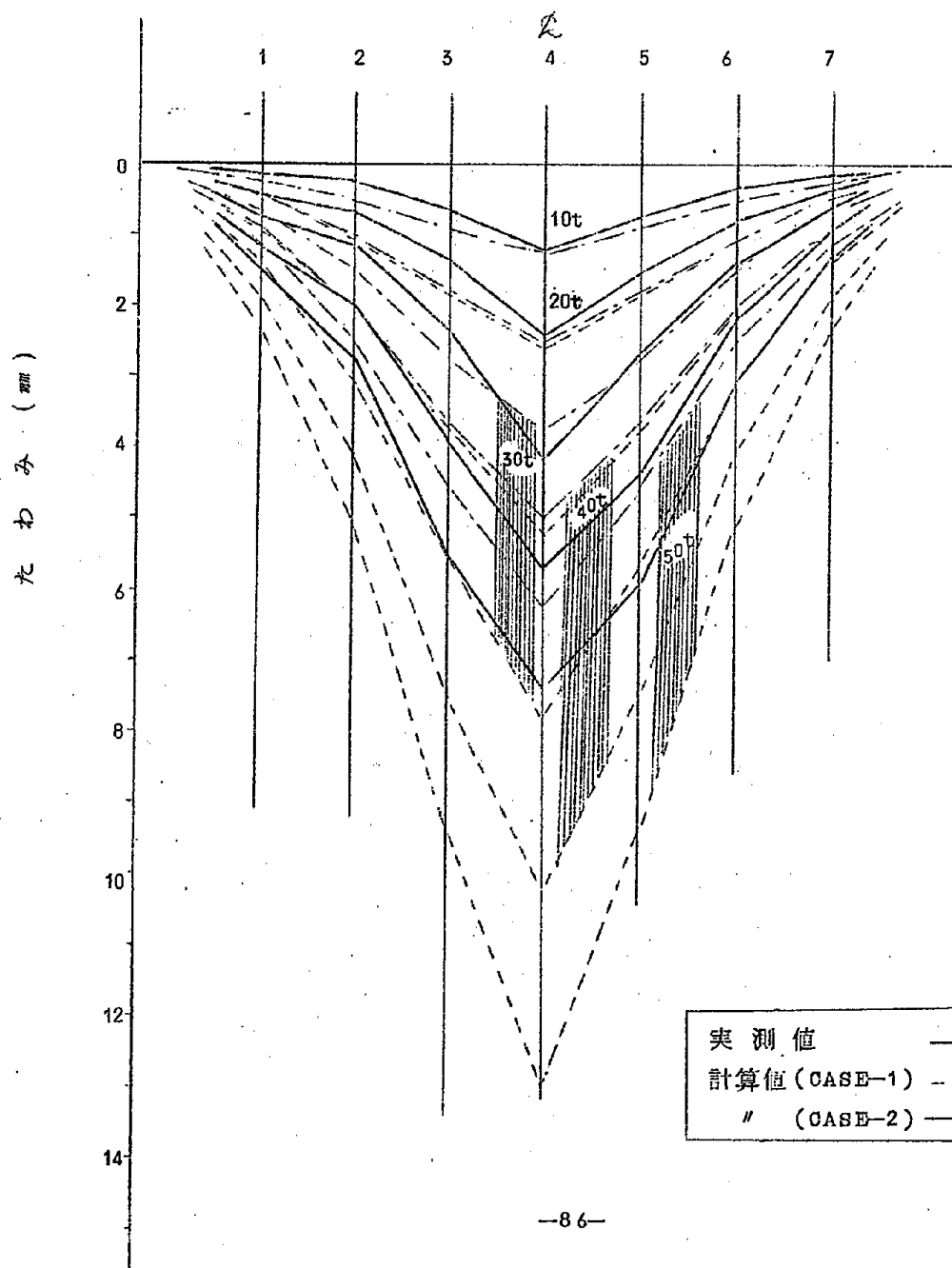


た わ み	
供試体	S F-2
荷 重	P = 10~50t

(破壊試験)

B-B断面

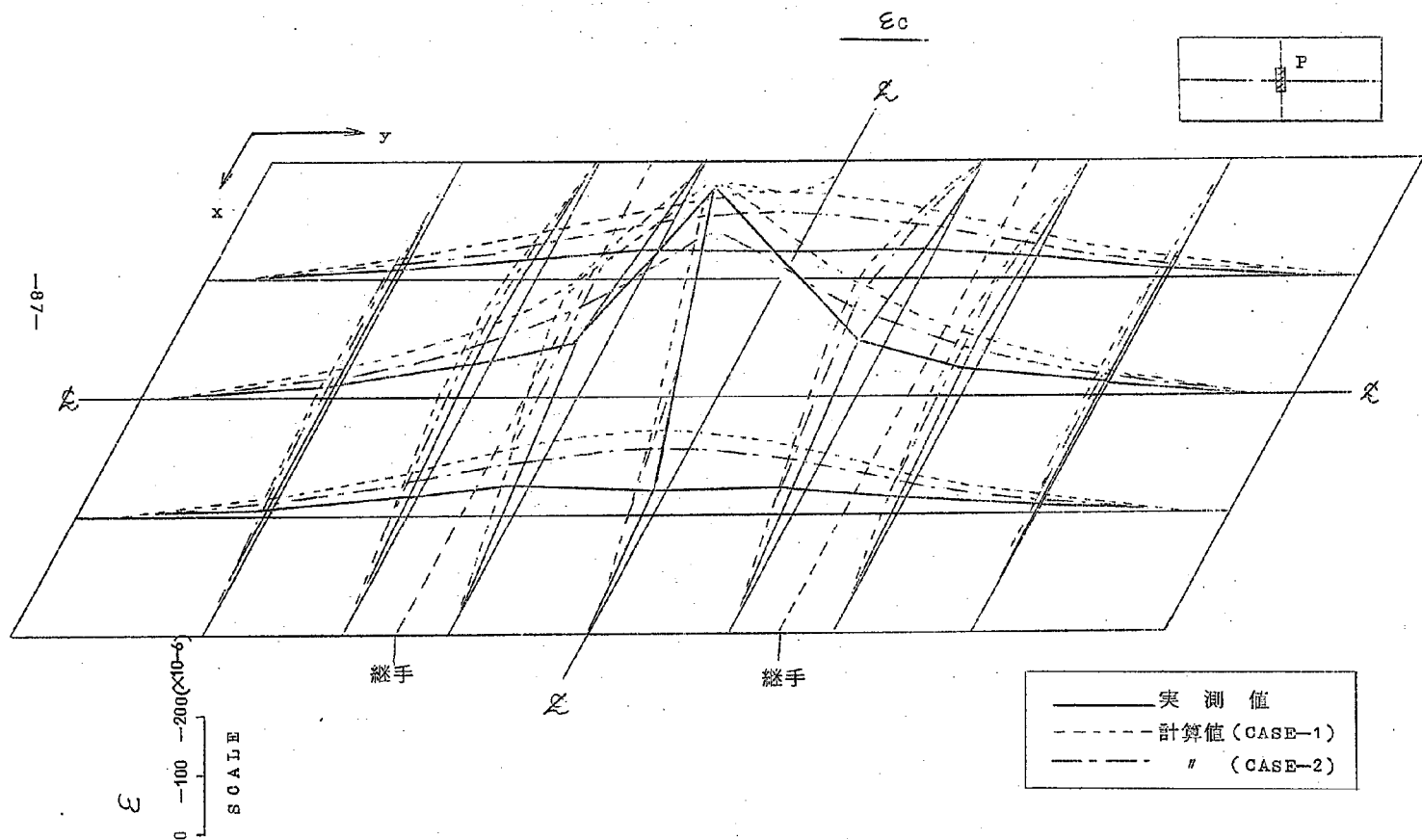
注) 破壊荷重 $P = 70.0 \text{ t}$
 $P = 50 \text{ t}$ まで測定



実 測 値	—————
計算値(CASE-1)	- - - - -
" (CASE-2)	- · - · -

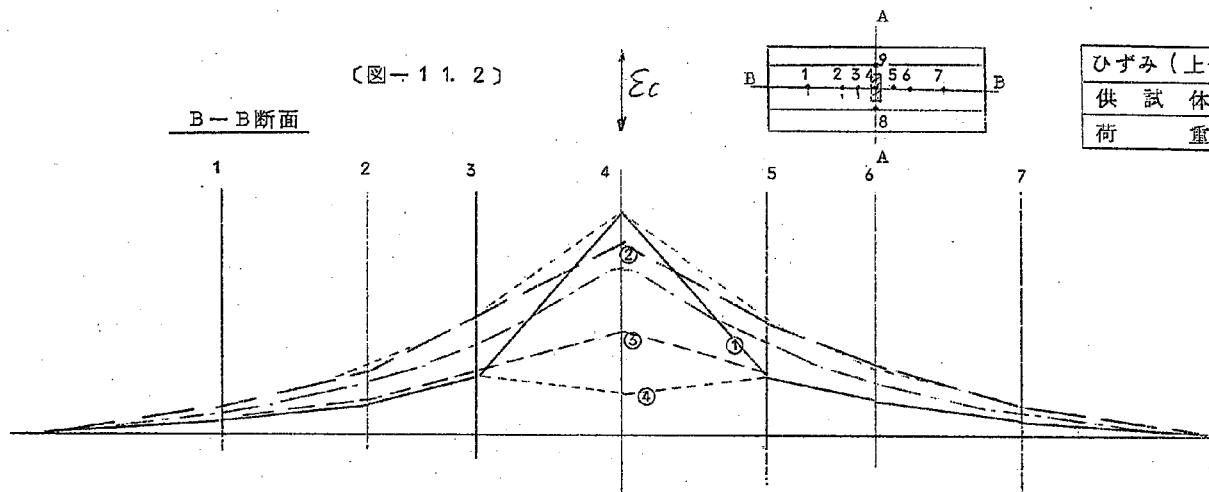
〔圖—1 1. 1〕

ひずみ (上側コンクリートX方向C)		
供	試	体
S D - 1		
荷	重	
P = 10 t		



(図-11.2)

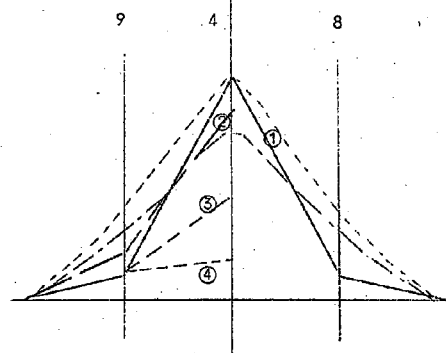
B-B断面



ひずみ (上側コンクリートX方向, σ)	
供試体	SD-1
荷重	P=10t

A-A断面

SCALE
0 -100 -200 ($\times 10^{-6}$)
 ϵ_c



計算値

CASE-1	-----
CASE-2	-----

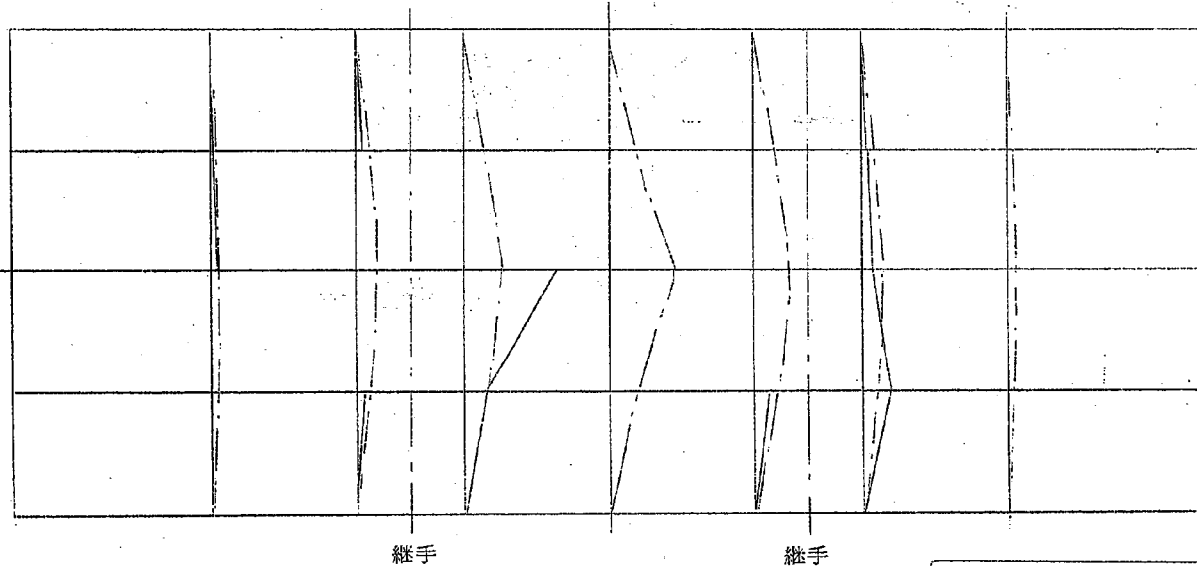
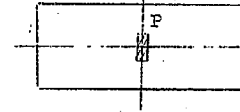
実測値

①	N=0	-----
②	N=38 $\times 10^4$	-----
③	N=94 $\times 10^4$	-----
④	N=215 $\times 10^4$	-----

〔図-1.1.3〕

ひずみ (下側主鉄筋 M)	
供 試 体	S D - 1
荷 重	P = 10 t

ε_M



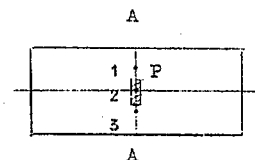
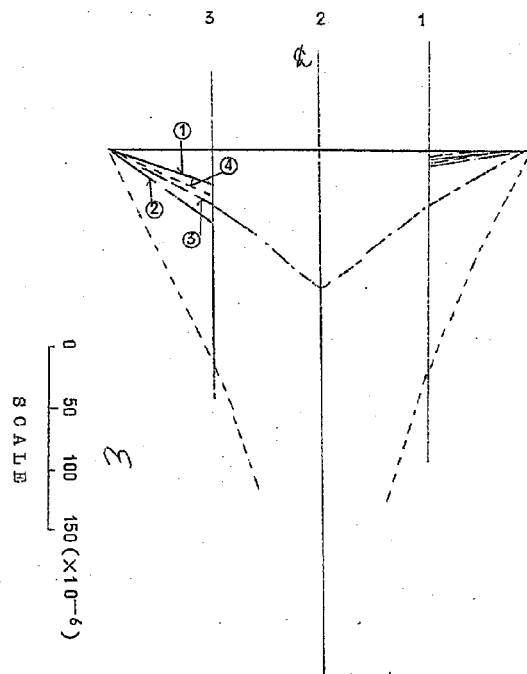
0 +100 +200 ($\times 10^{-6}$)
 ε SCALE

—— 実 測 値
 - - - 計算値 (CASE-2)

(圖-1.1.4)

ひずみ（下側主鉄筋，M）	
供 試 体	SD-1
荷 重	P=10 t

断面 A—A



計 算 値

CASE-1	-----
CASE-2	-----

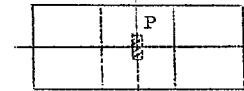
実測値

①	$N = 0$	_____
②	$N = 38 \times 10^4$	_____
③	$N = 94 \times 10^4$	_____
④	$N = 215 \times 10^4$	_____

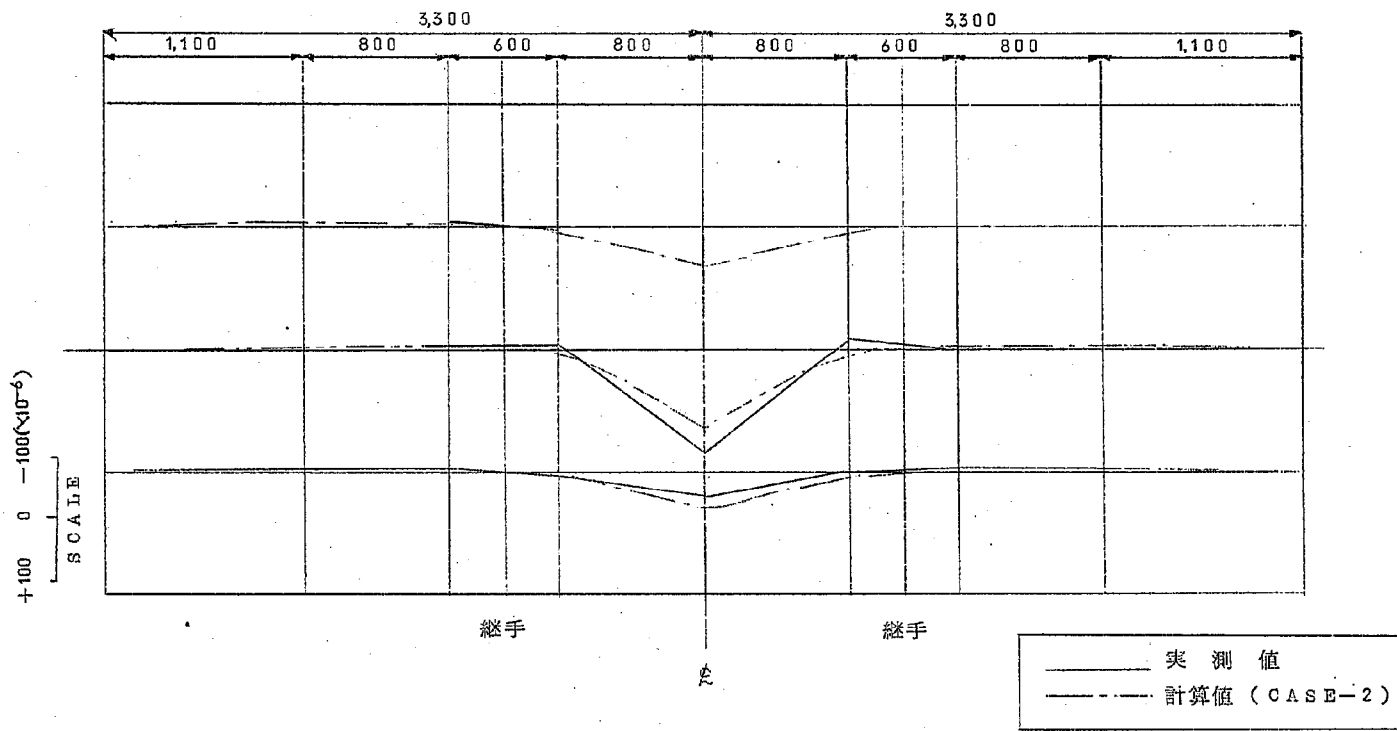
〔図-11.5〕

ひずみ (下側配力鉄筋, D)	
供試体	SD-1
荷重	P=10t

ϵ_D



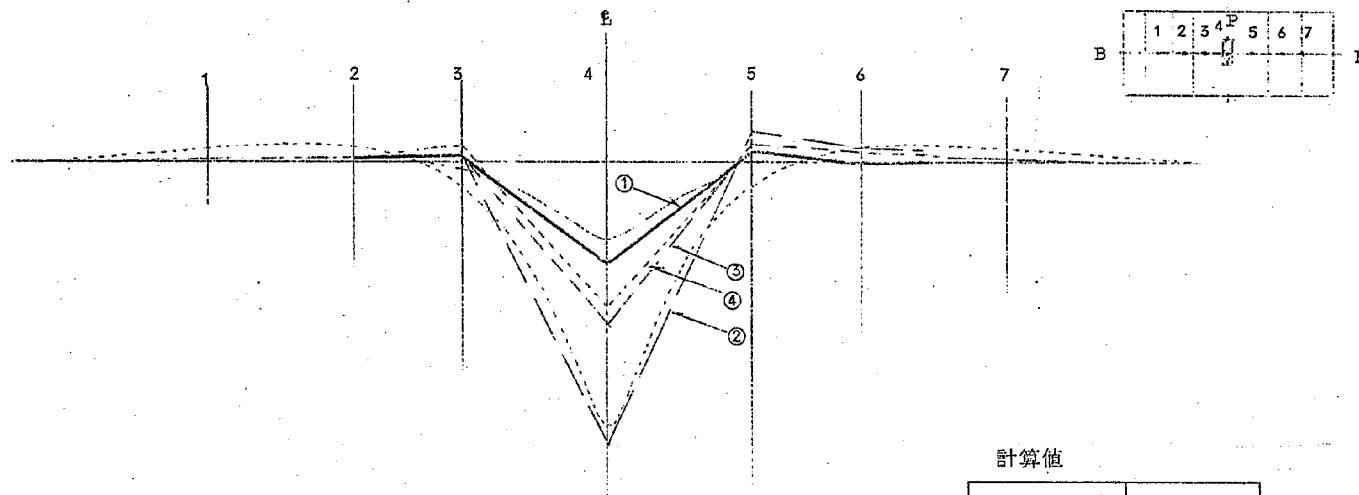
-91-



〔図-11.6〕

ひずみ(下側配力鉄筋D)	
供試体	SD-1
荷重	P=10t

B-B断面



計算値

CASE-1	-----
CASE-2	-----

実測値

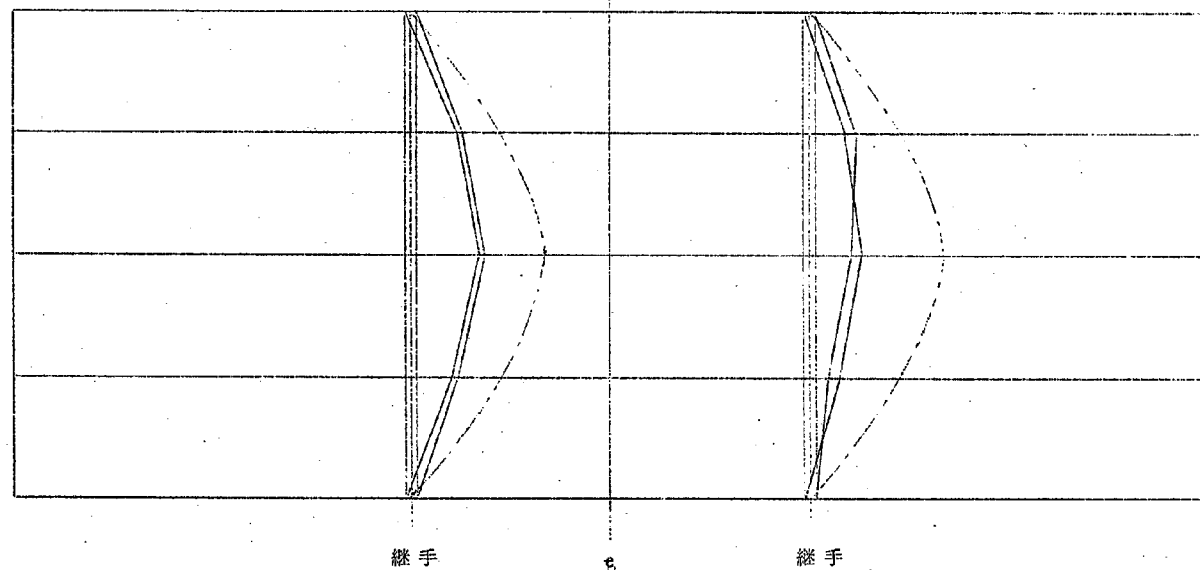
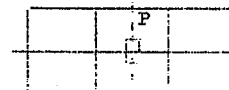
①	N= 0	-----
②	N=38×10 ⁴	-----
③	N=94×10 ⁴	-----
④	N=215×10 ⁴	-----

SCALE
0 100 200 300 (10⁻⁴)

〔図-11.7〕

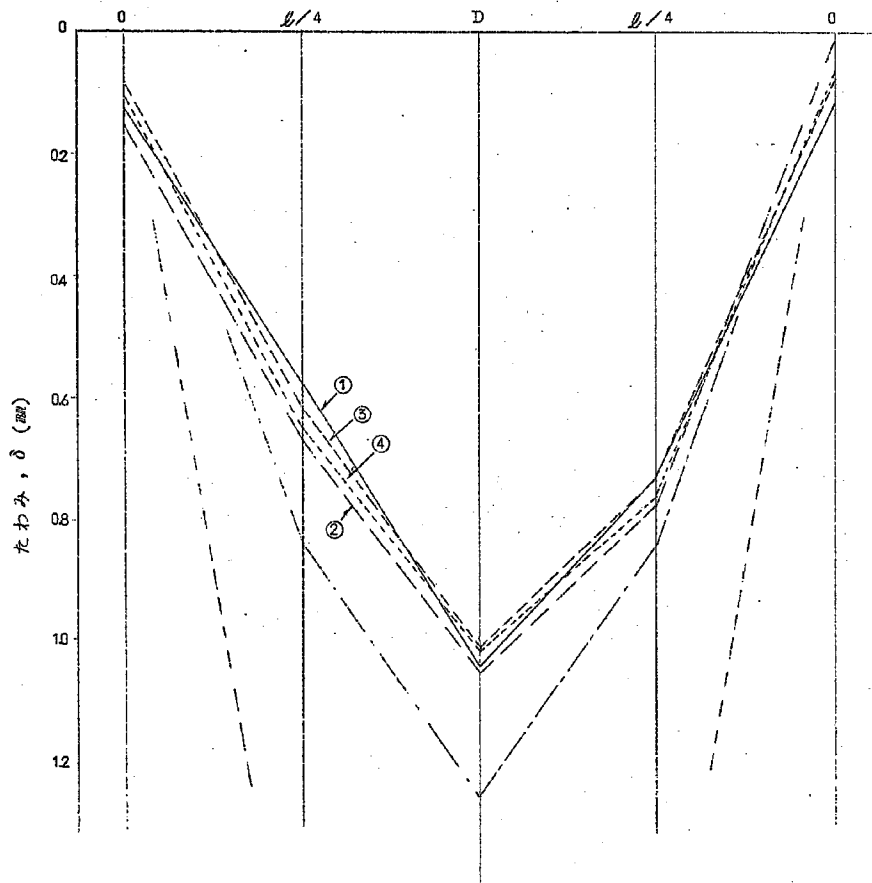
ε_A
↑
↓

ひずみ (山形鋼下面, A)	
供試体	S D - 1
荷 重	P = 10 t



0 50 100 $\times 10^{-6}$
SCALE

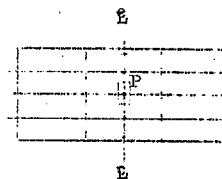
—— 実 測 値
----- 計算値 (CASE-2)



[図-11.8]

たわみ	
供試体	S D-1
荷重	P=10t

(荷重振巾: 2.0~11.1t)



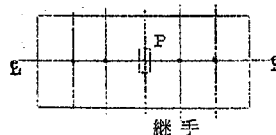
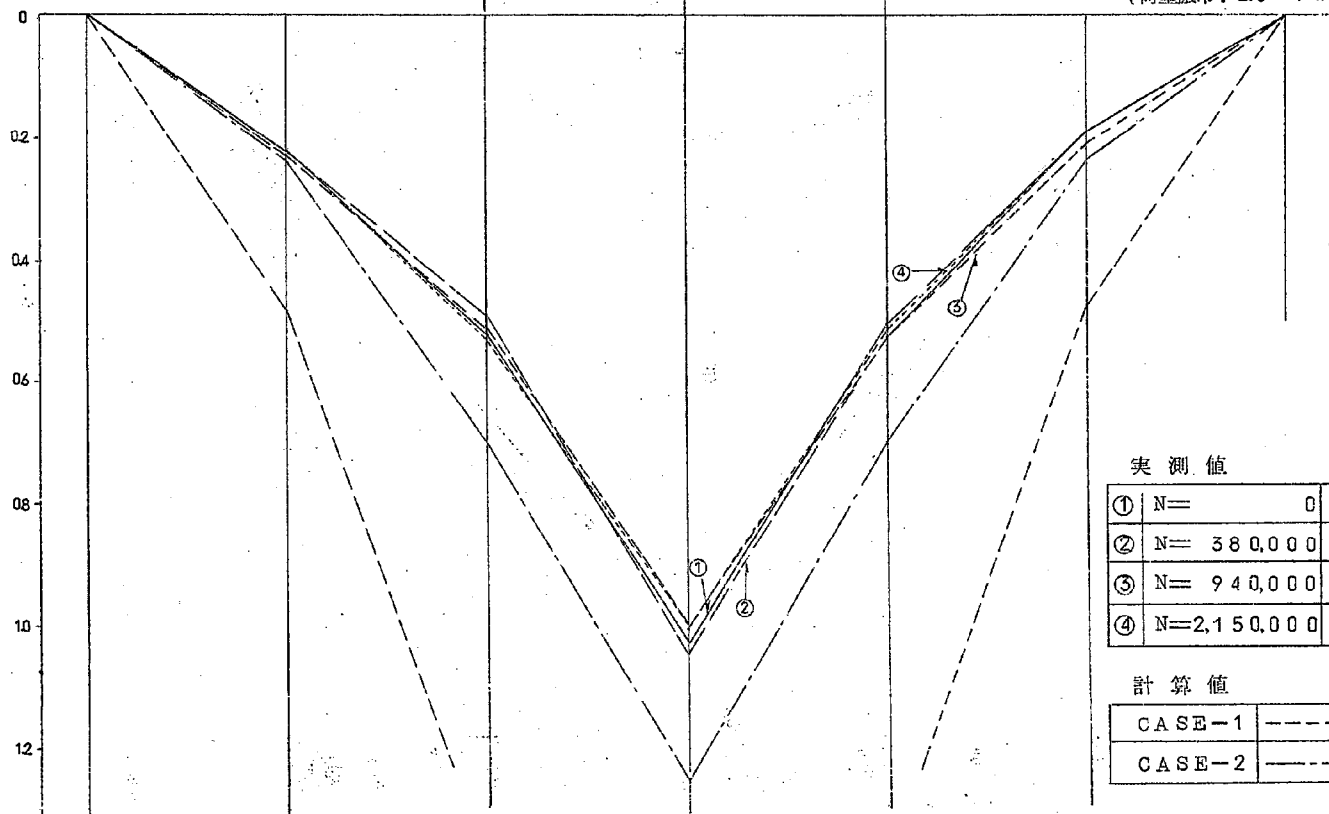
実測値

①	N= 0	_____
②	N= 380,000	_____
③	N= 940,000	_____
④	N=2,150,000	_____

計算値

CASE-1	_____
CASE-2	_____

たわみ, δ (mm)



(図-11.9)

たわみ	
供試体	SD-1
荷重	P=10t

(荷重振巾: 2.0~11.1t)

実測値

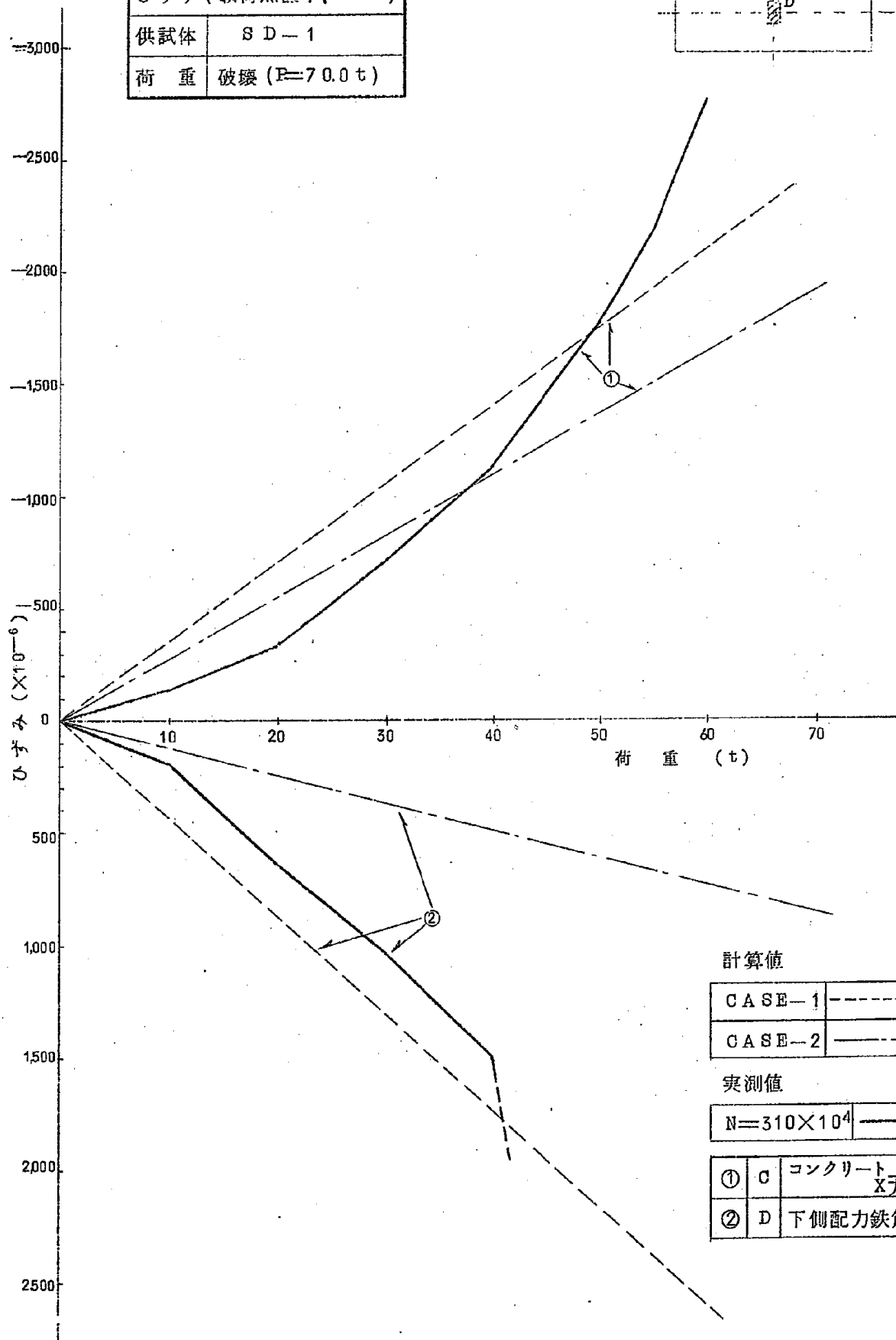
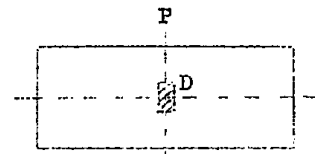
①	N=	0	——
②	N=	380,000	——
③	N=	940,000	——
④	N=	2,150,000	——

計算値

CASE-1	——
CASE-2	——

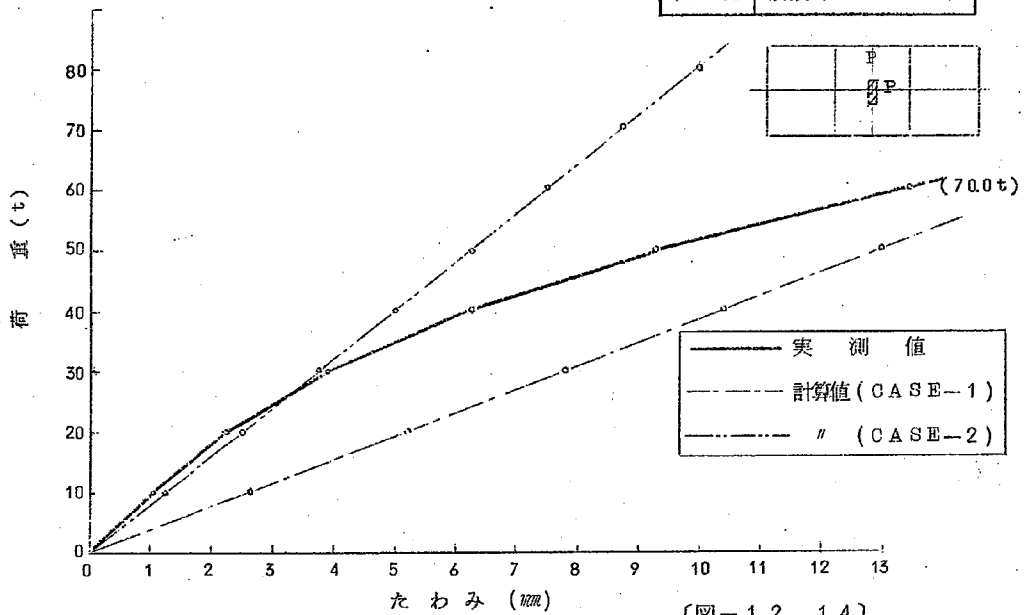
[図-11.10]

ひずみ (載荷点直下、C D)	
供試体	S D-1
荷 重	破壊 (P=70.0 t)



(図-11.11)

たわみ	
供試体	SD-1
荷重	破壊 (P=70.0t)



(図-12.14)

たわみ	
供試体	SD-2
荷重	破壊 (P=70.0t)

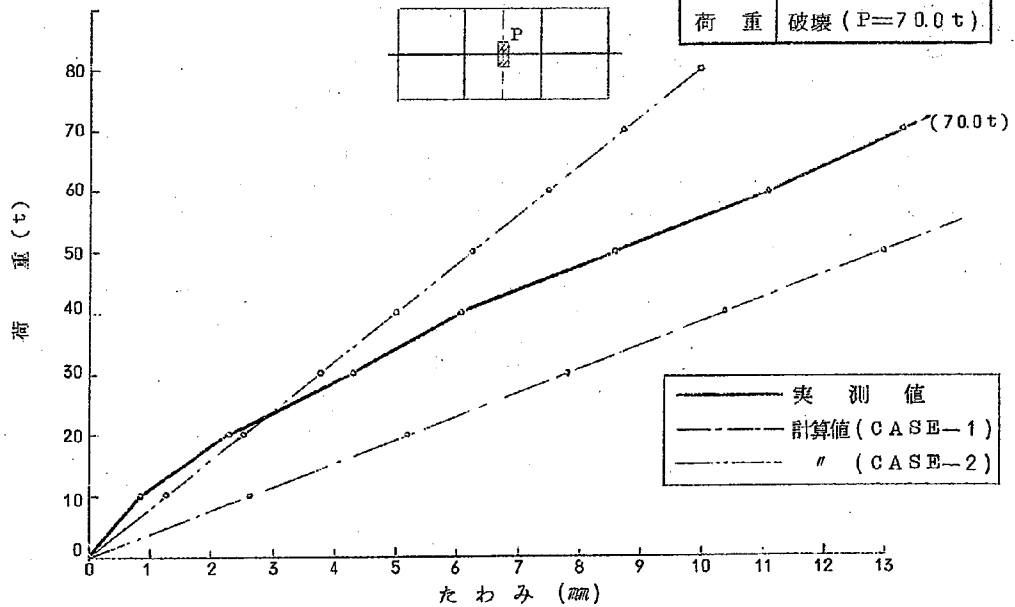
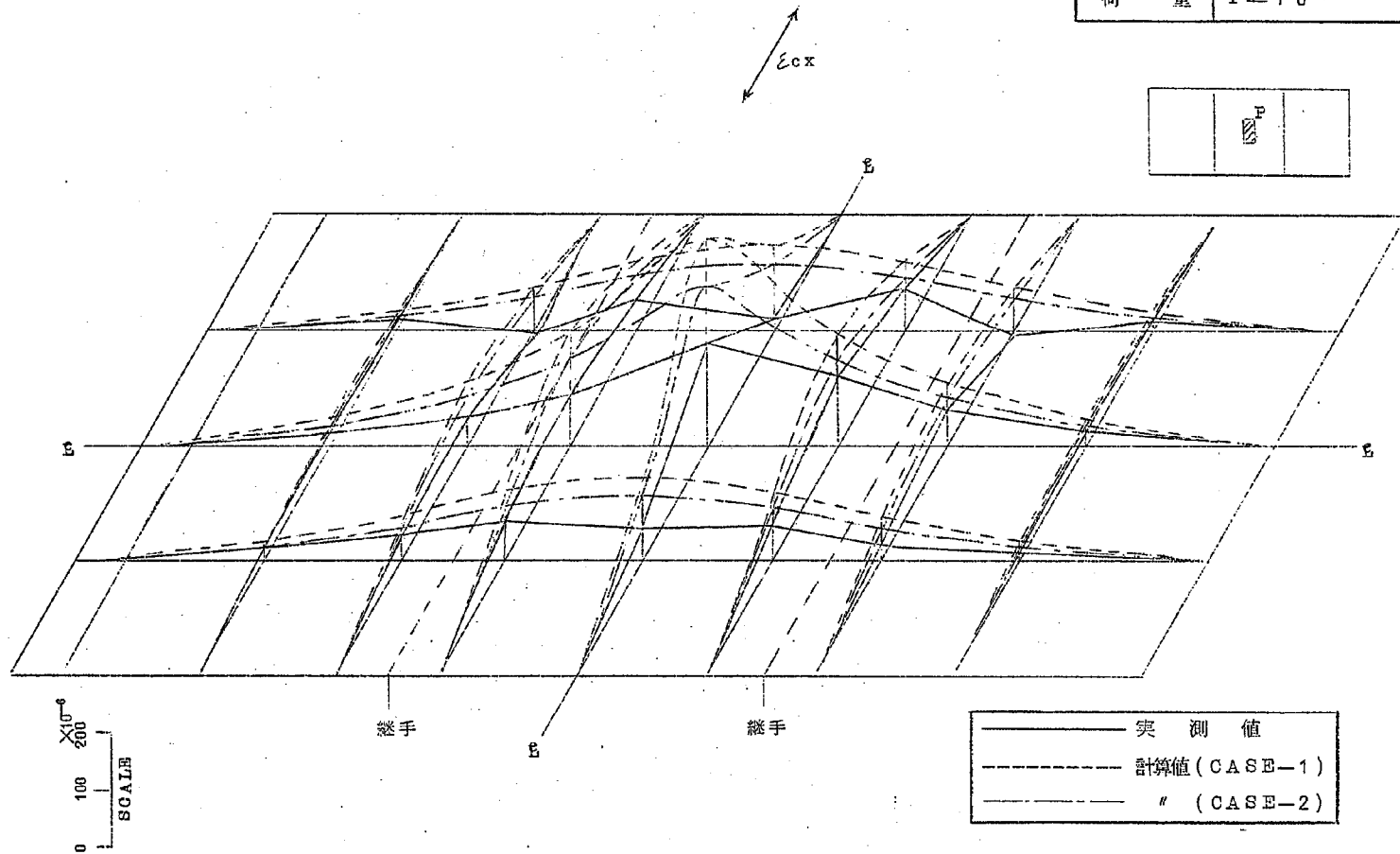
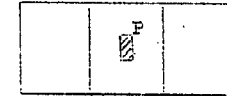


図-12.1)

ひずみ (コンクリート上面・x方向, C)	
供試体	SD-2
荷重	P=10t



—	実測値
- - -	計算値 (CASE-1)
- · -	" (CASE-2)

SCALE
0 100 200
 $\times 10^{-4}$

(図-12.3)

ひずみ (コンクリート上面・Y方向, CY)	
供試体	SD-2
荷重	P=10t

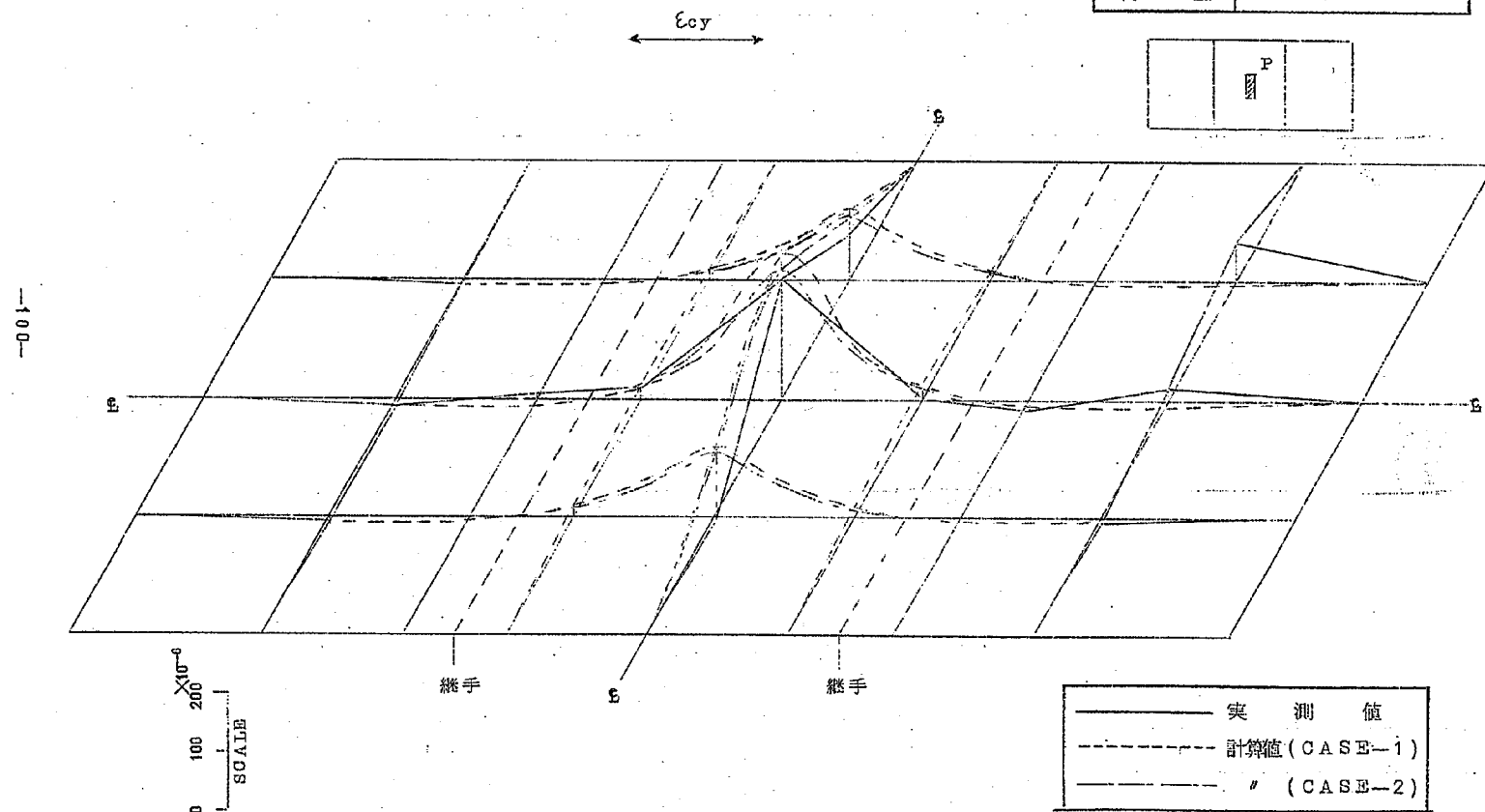
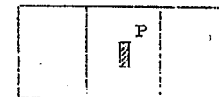
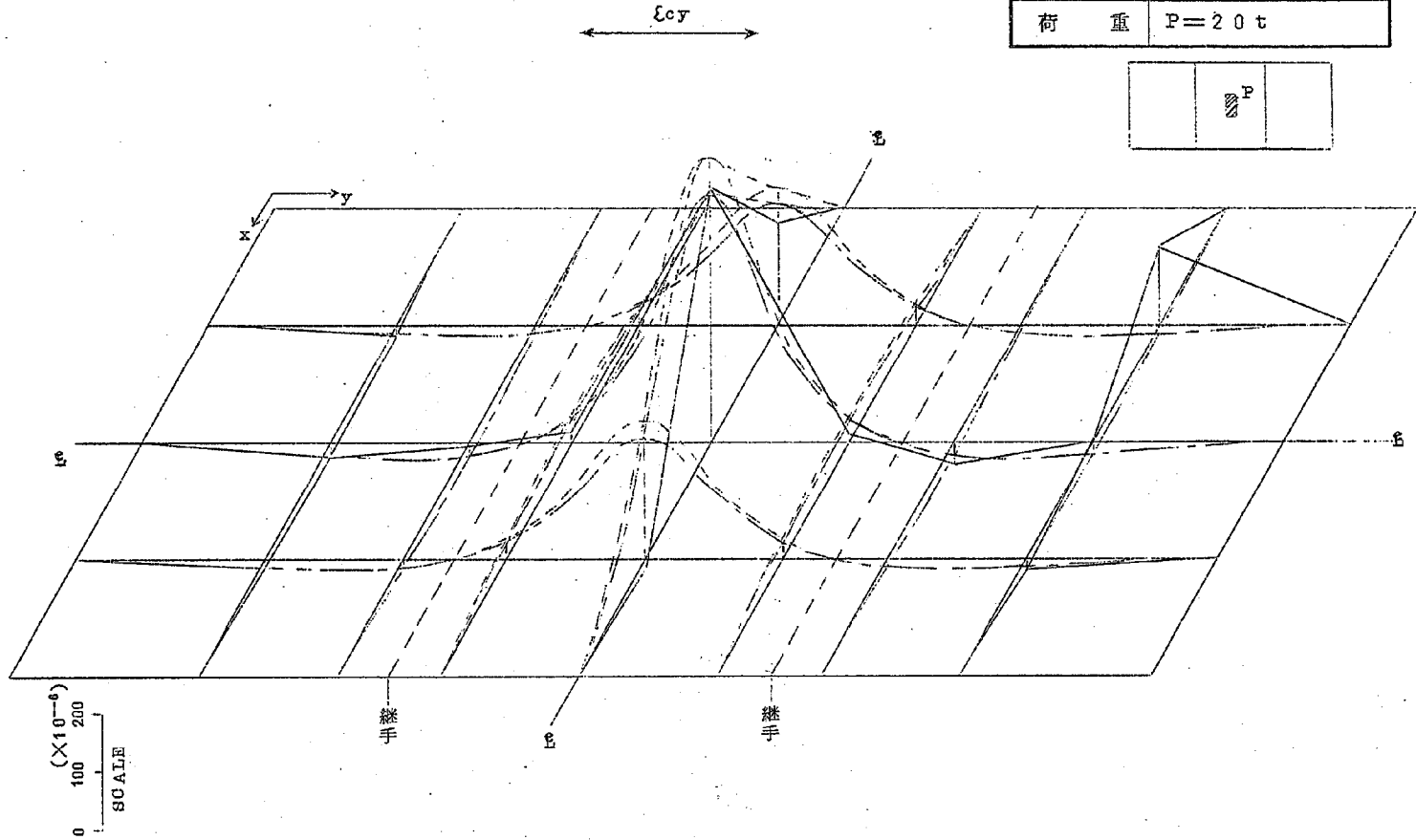
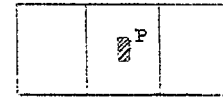


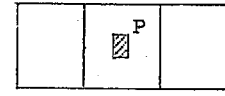
図-12.4)

ひずみ (コンクリート上面・y方向, CY)	
供試体	SD-2
荷重	P=20t



[図 - 1 2 . 5]

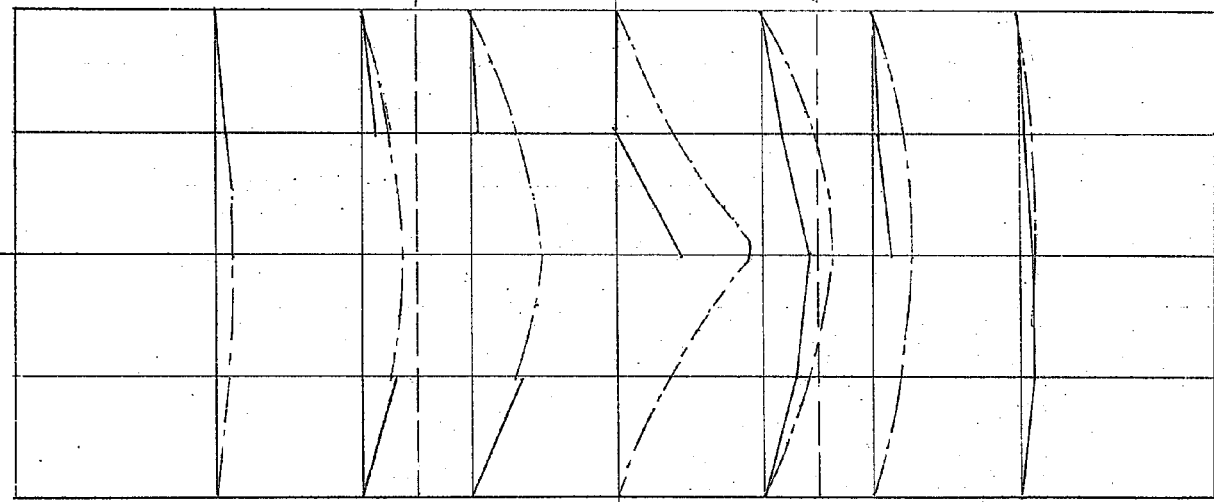
ひずみ(下側主鉄筋, M)	
供 試 体	S D - 2
荷 重	P = 10 t



ϵ_M

継手

継手

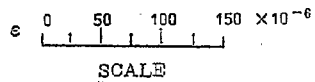
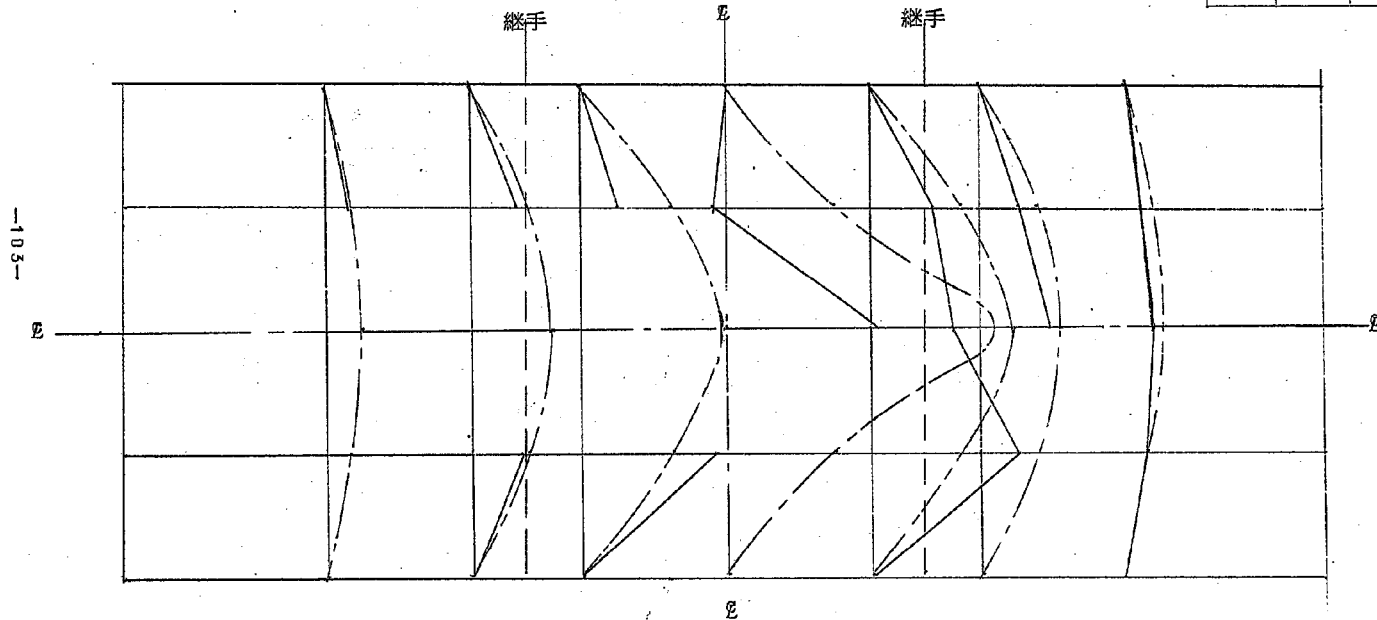
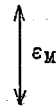
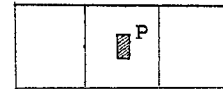


0 50 100 $\times 10^{-6}$
SCALE

— 実 測 値
- - - 計 算 値 (CASE-2)

[図 - 12.6]

ひずみ (下側主鉄筋, M)	
供 試 体	SD-2
荷 重	$P=20^t$

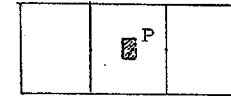


—	実 測 値
- - -	計 算 値 (CASE-2)

-103-

[図 - 1 2 . 7]

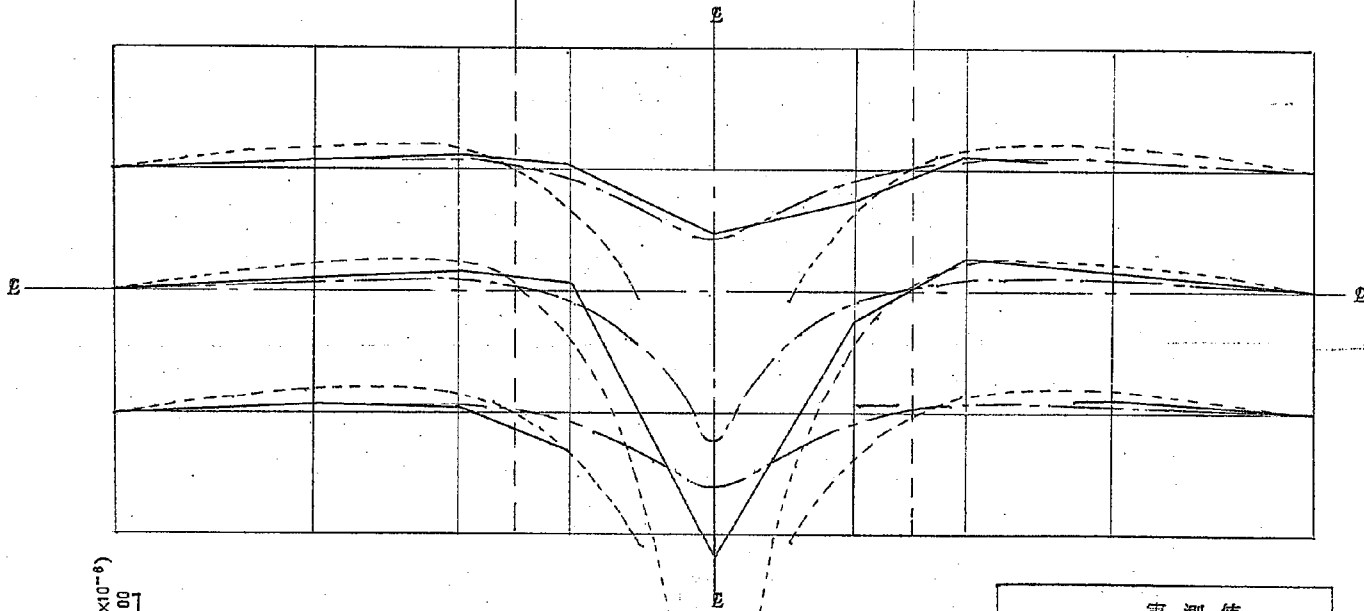
ひずみ (下側配力鉄筋, D)	
供試体	SD-2
荷重	P=10 ^t



ϵ_D

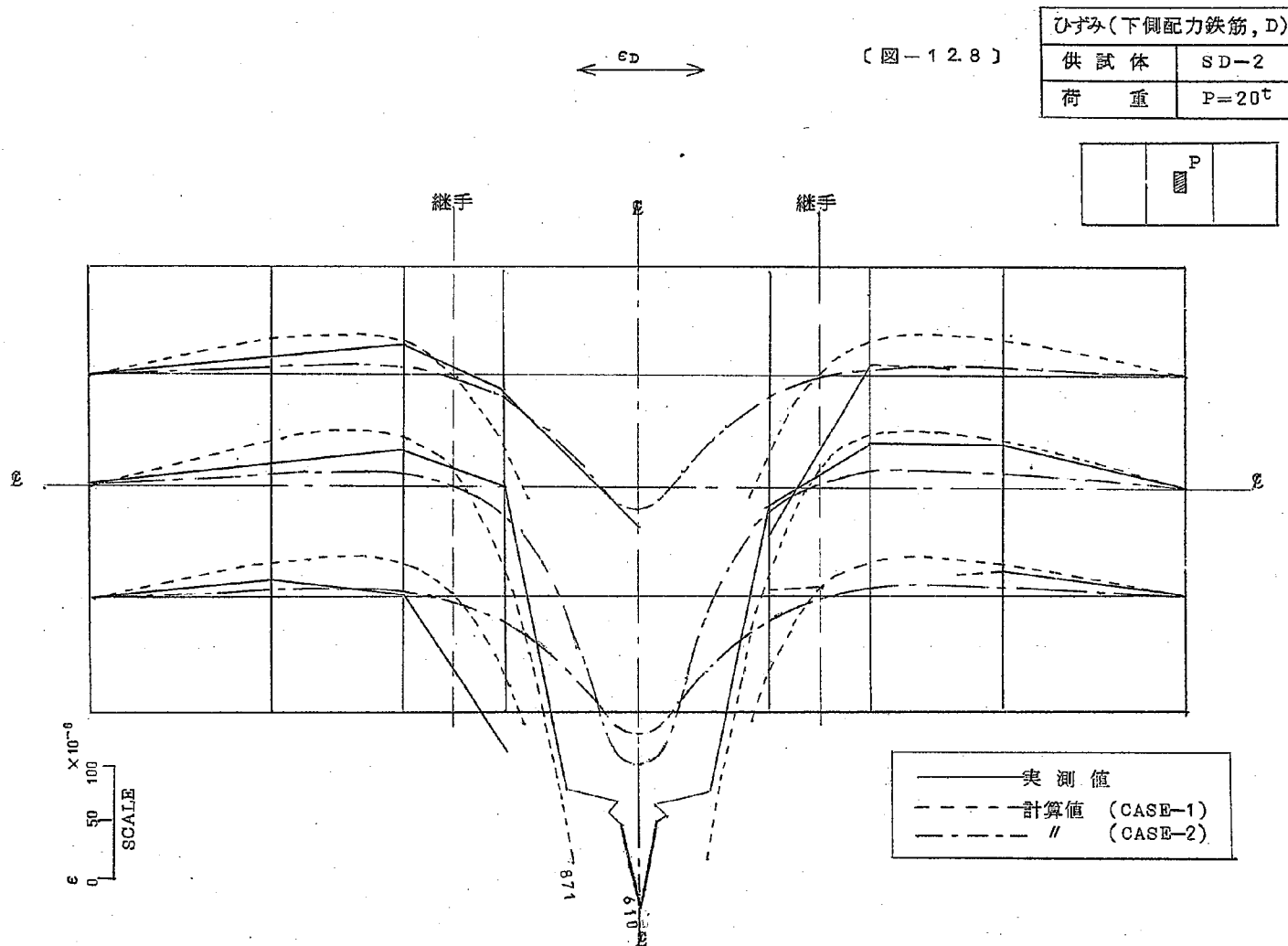
継手

継手



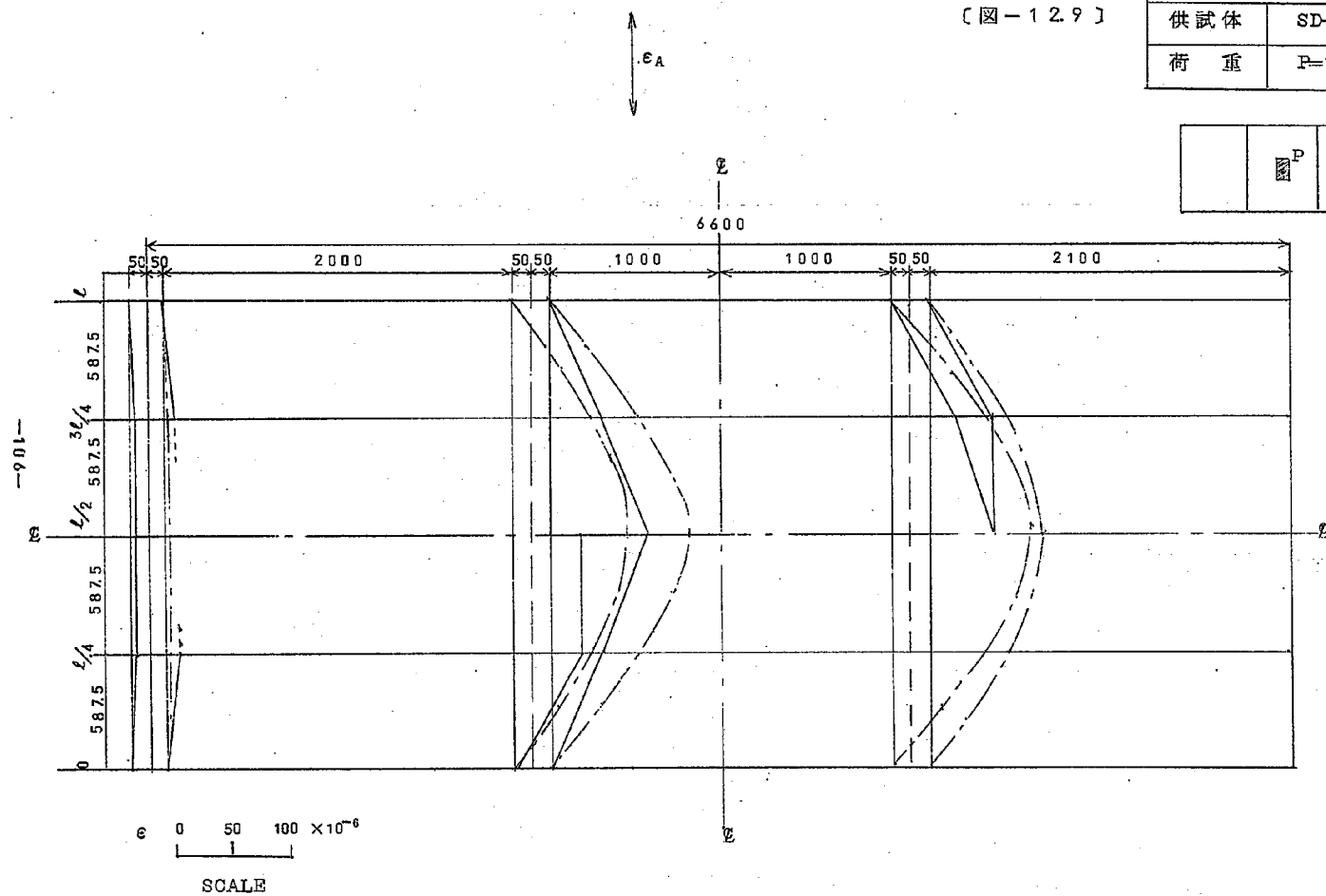
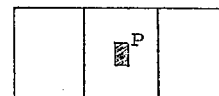
SCALE
0 0.5 1.0
($\times 10^{-3}$)

——	実測値
----	計算値 (CASE-1)
----	" (CASE-2)



ひずみ(山形鋼底面, A)	
供試体	SD-2
荷重	P=10 ^t

[図-12.9]

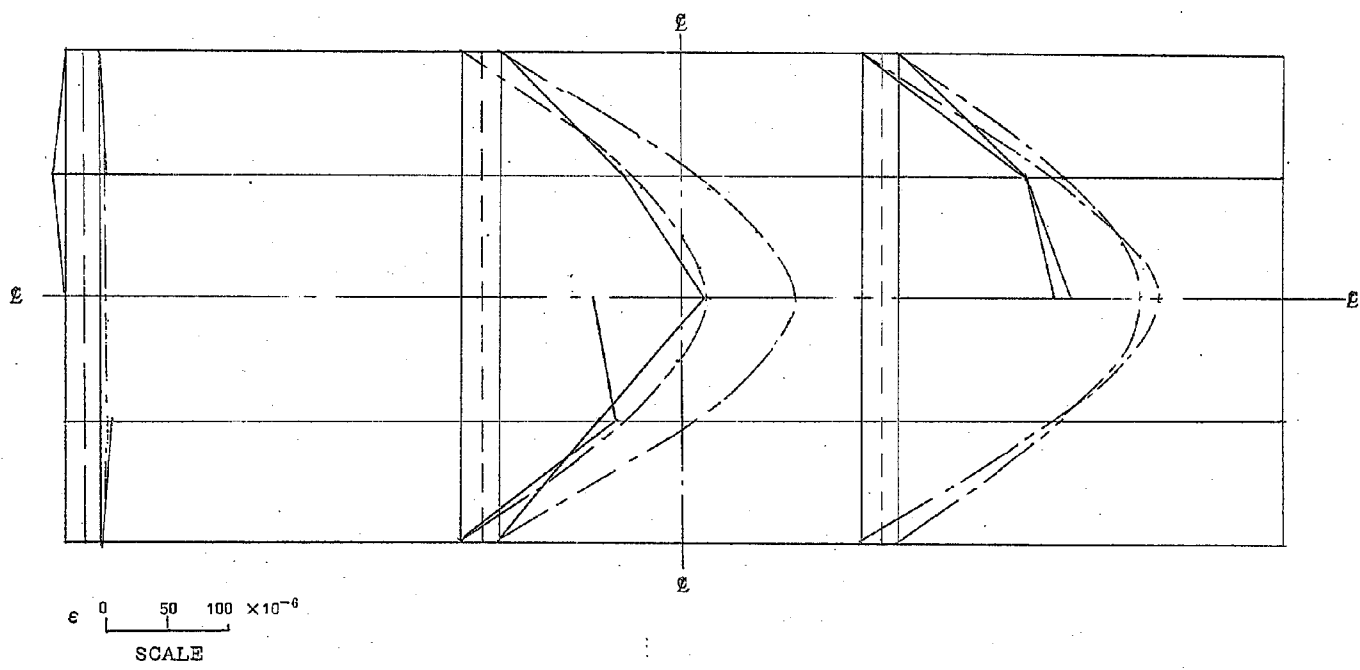


ひずみ (山形鋼底面, A)	
供試体	SD-2
荷重	P=20t

		
--	---	--

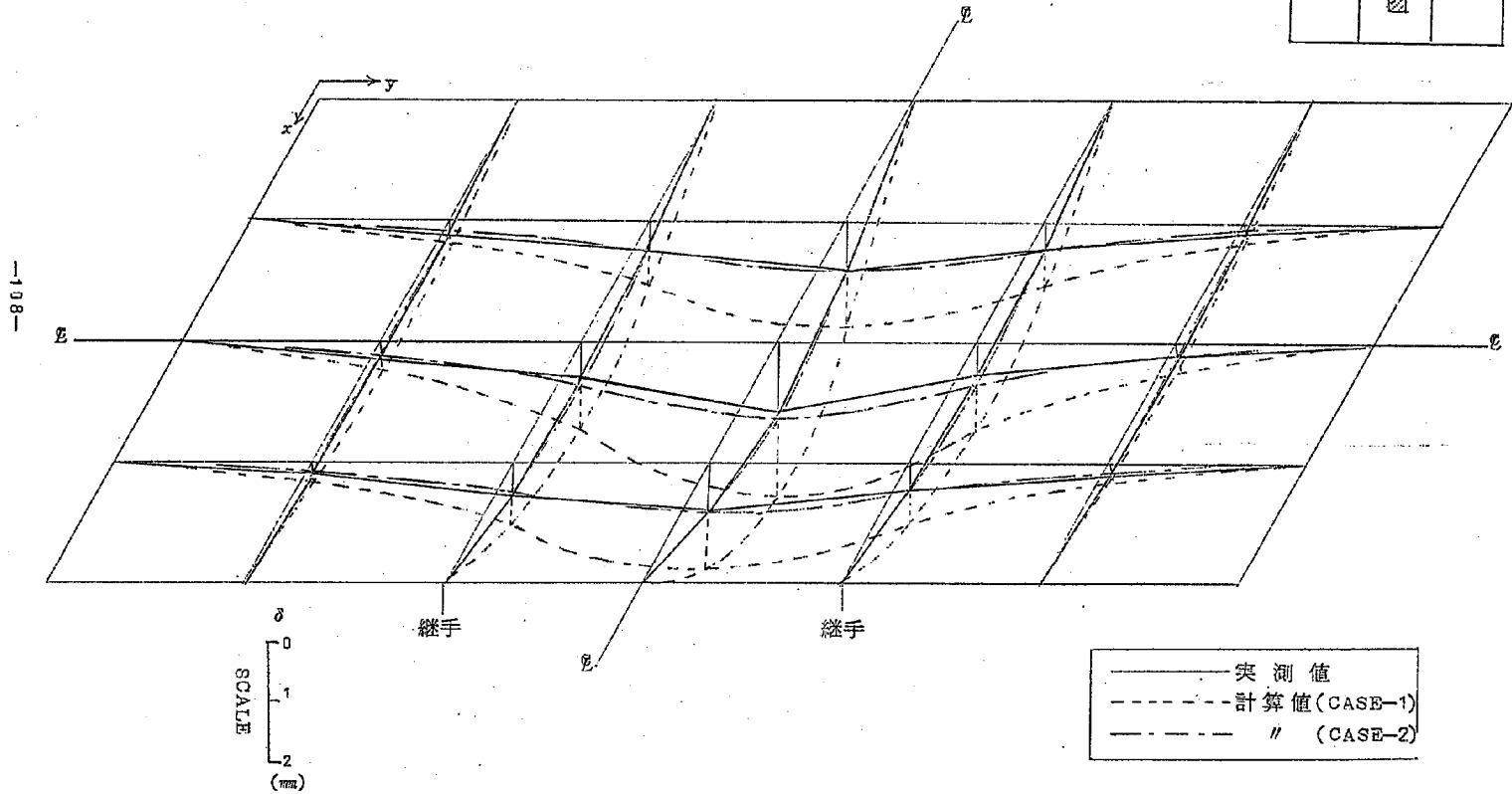
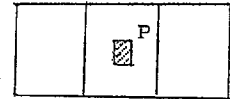
[図-12.10]

ϵ_A



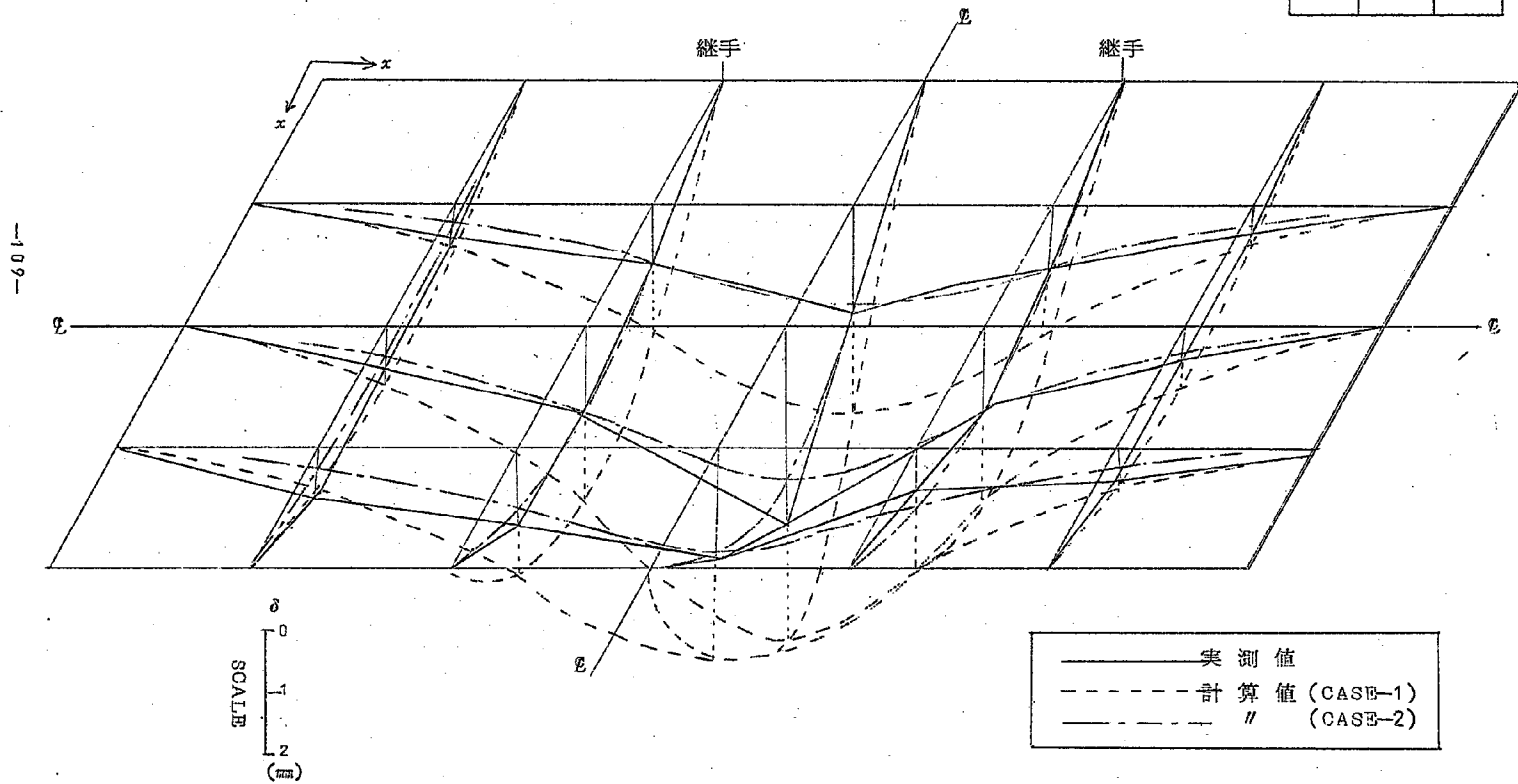
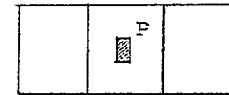
〔図-12.11〕

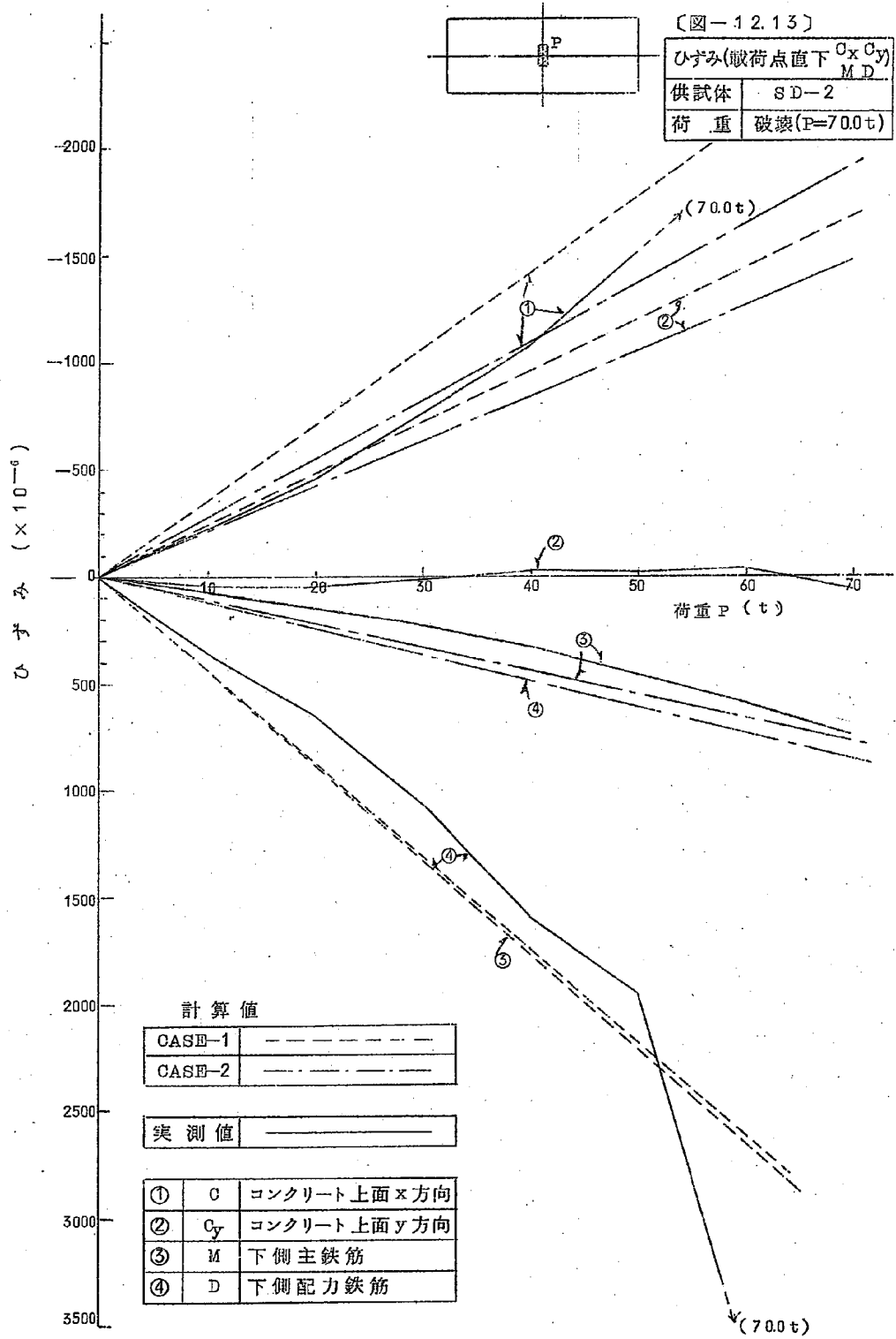
たわみ	
供試体	SD-2
荷重	$P=10^4$



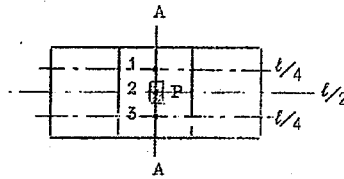
[図-12.12]

たわみ	
供試体	SD-2
荷重	$P=20^t$



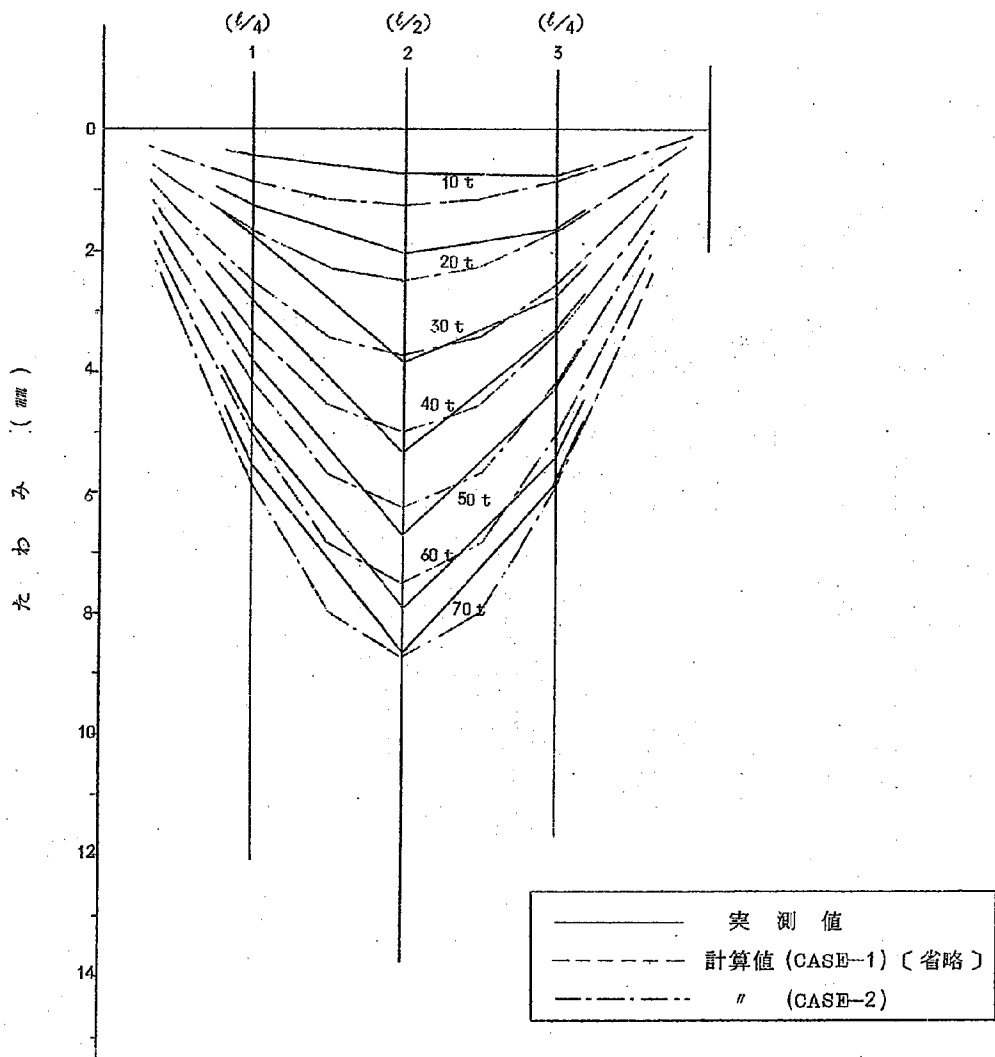


〔図-12.15〕



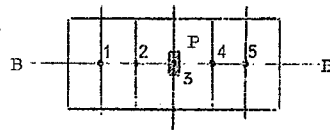
たわみ	
供試体	SD-2
荷重	P=10~70 t
(破壊試験)	

A-A 断面

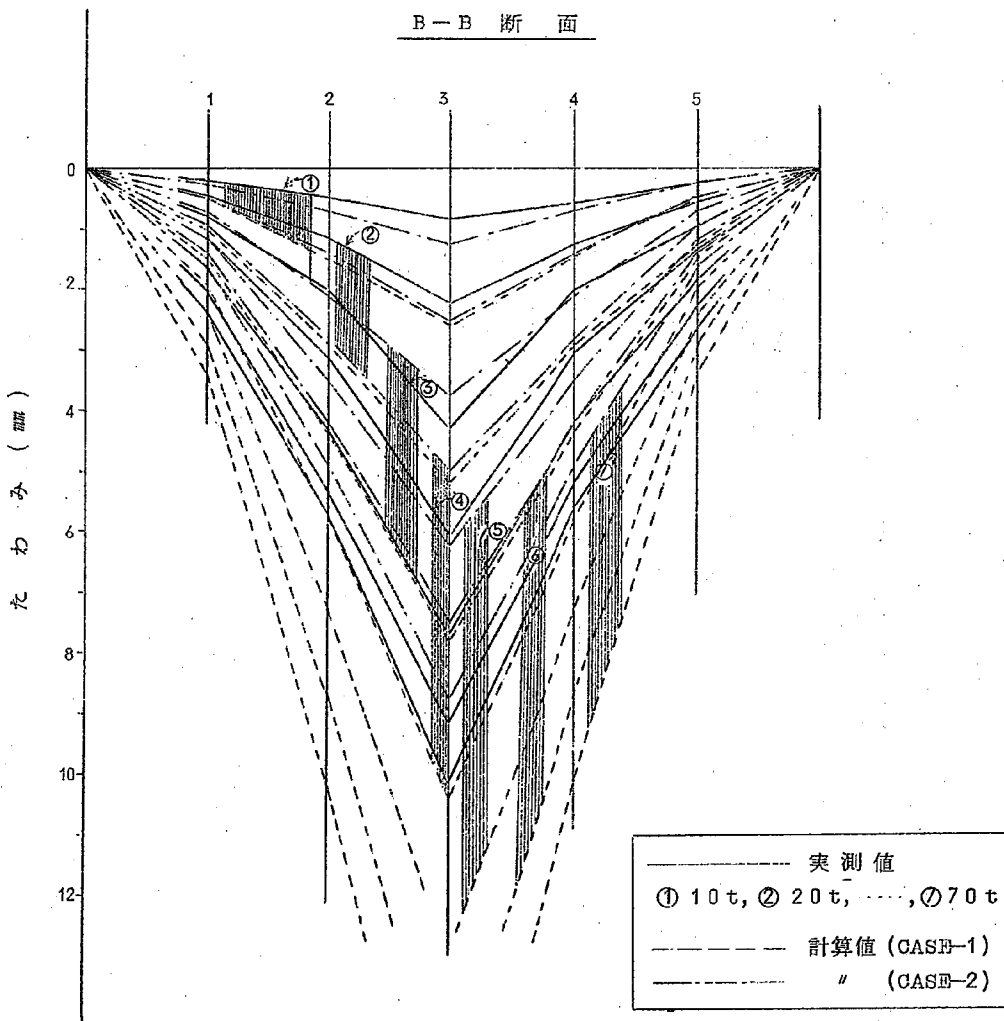


〔図-12.16〕

たわみ	
供試体	SD-2
荷重	P=10~70 t

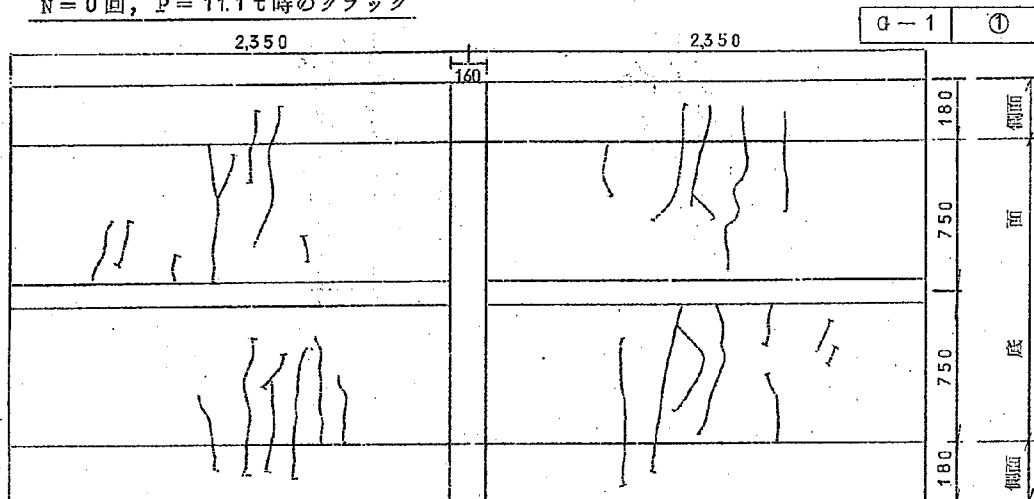


B-B 断面

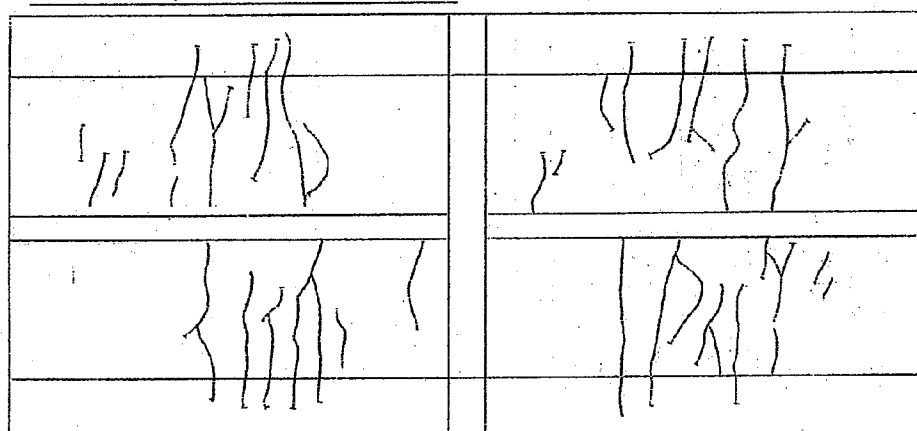


N = 0 回, P = 11.1 t 時のクラック

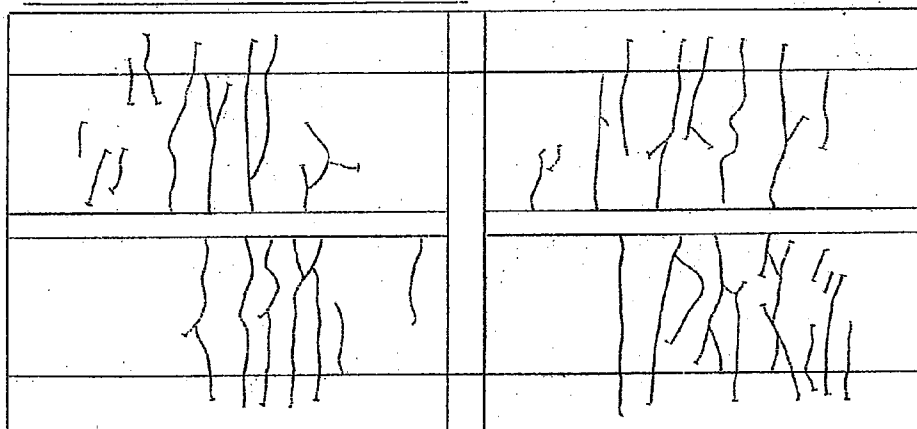
(図-13.1)



N = 57 万回, P = 11.1 t 時のクラック



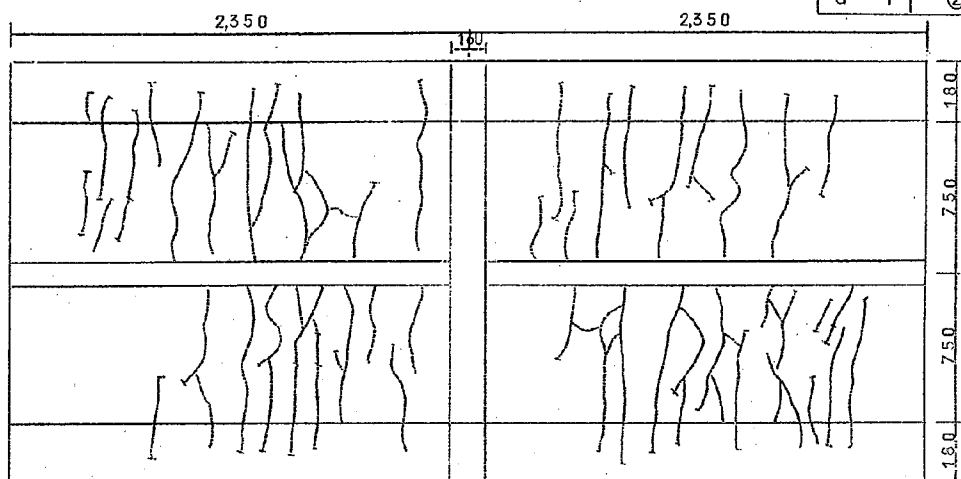
N = 217 万回, P = 11.1 t 時のクラック



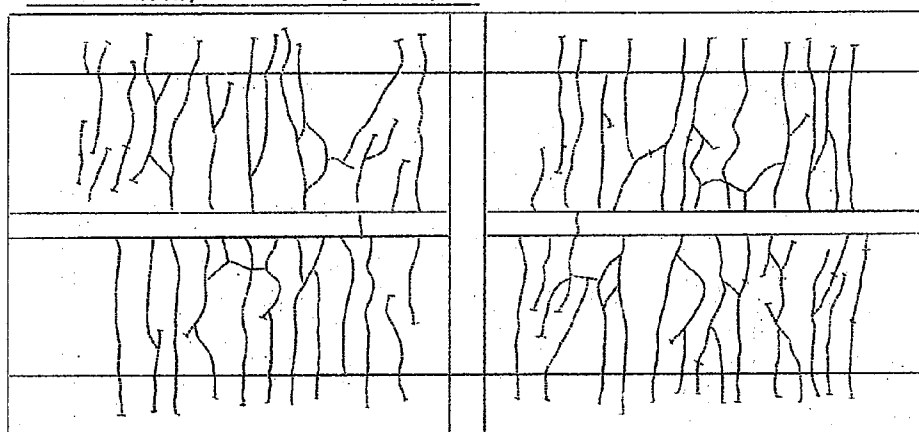
$N = 217$ 万回, $P = 16.6$ t 時のクラック

(図-13.2)

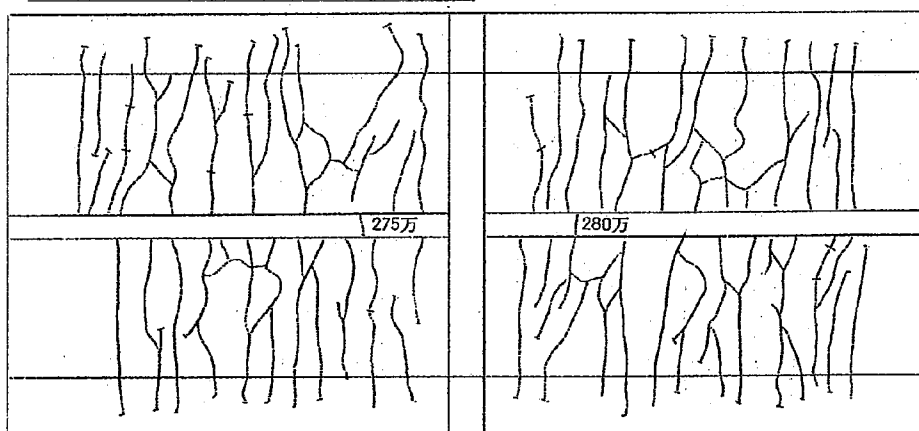
G-1 ②



$N = 265$ 万回, $P = 16.6$ t 時のクラック



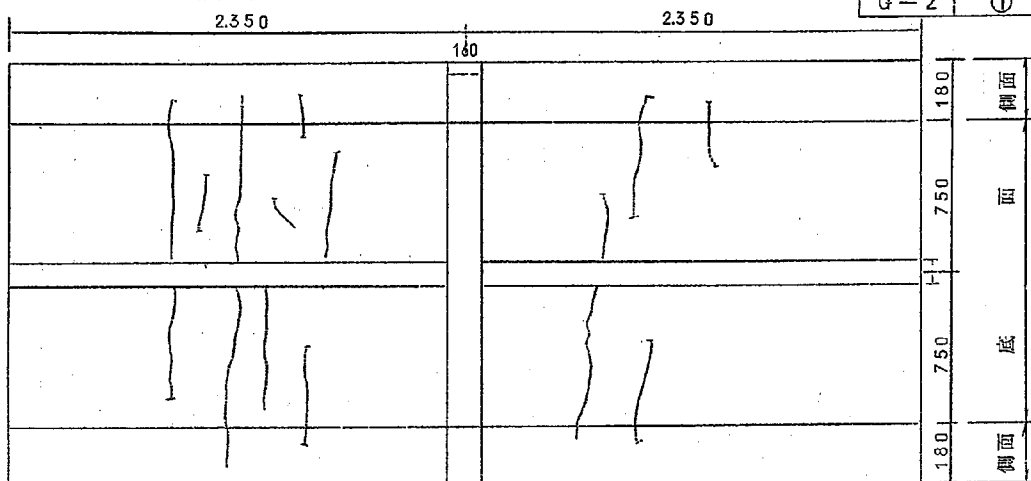
$N = 317$ 万回, $P = 22.2$ t 時のクラック



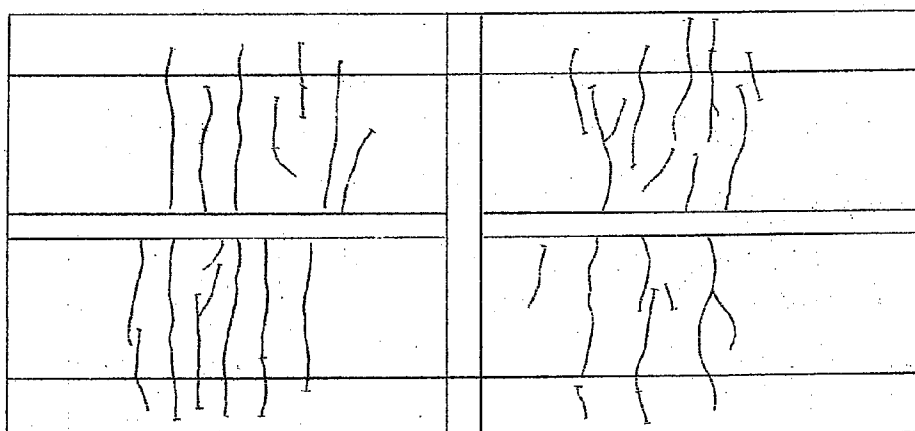
N = 0 回, P = 11.1 t 時のクラック

(図-13.3)

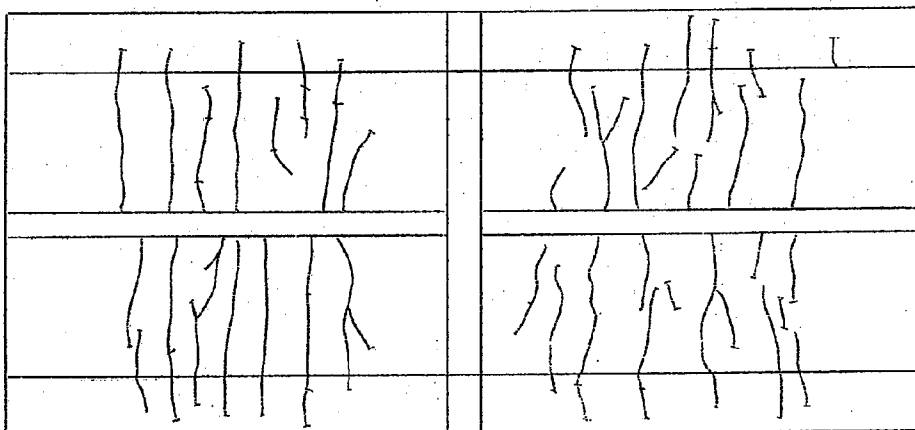
G-2 ①



N = 61 万回, P = 11.1 t 時のクラック



N = 217 万回, P = 11.1 t 時のクラック



$N = 217$ 万回, $P = 16.6$ t 時のクラック

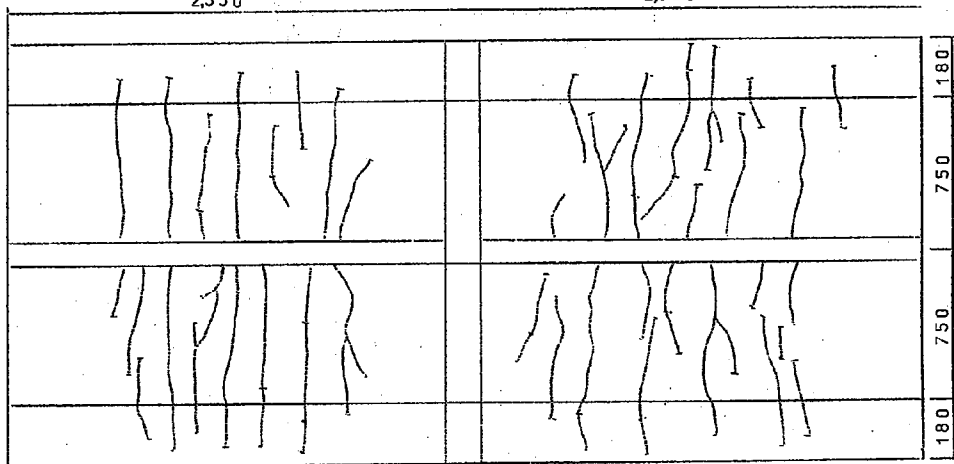
[図-13.4]

G-2

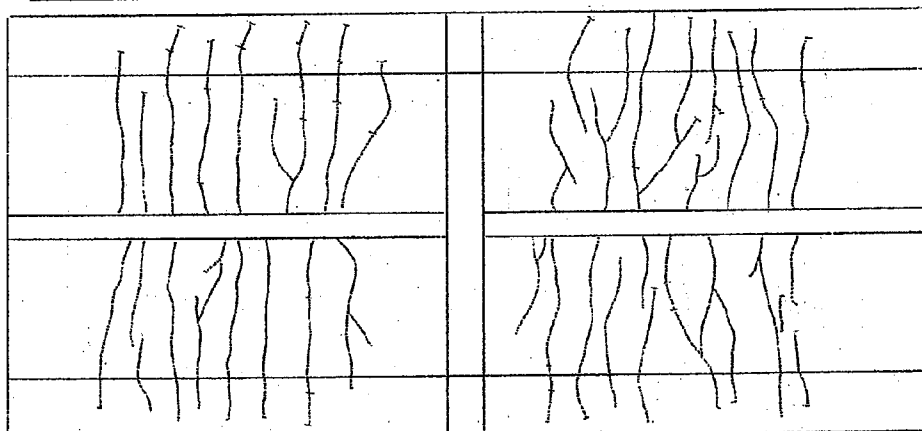
②

2,350

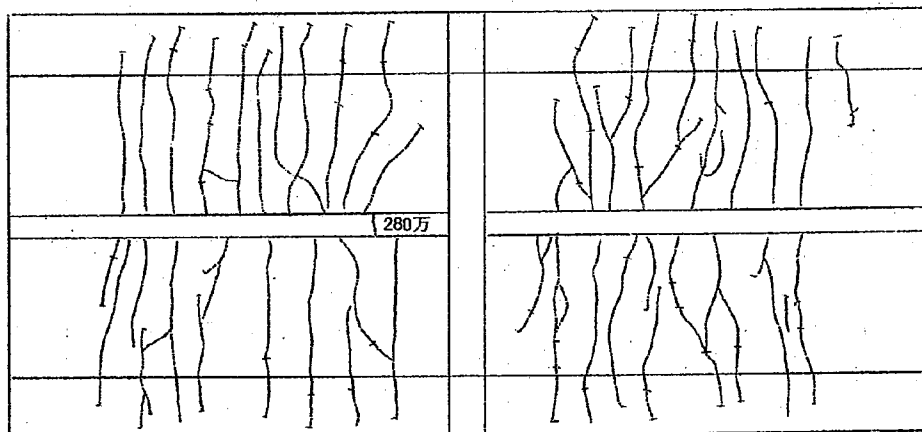
2,350



$N = 250$ 万回, $P = 16.6$ t 時のクラック



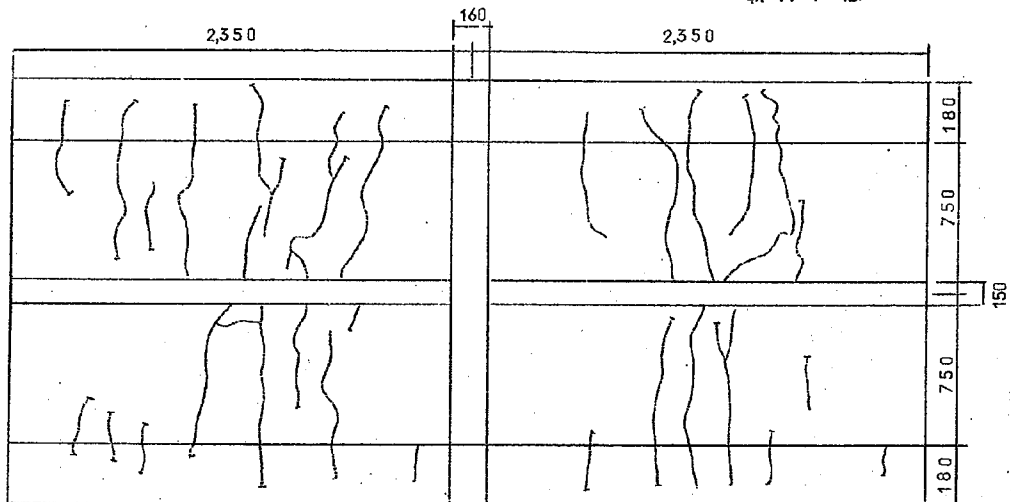
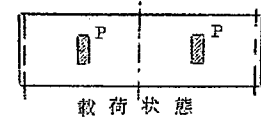
$N = 507$ 万回, $P = 22.2$ t 時のクラック



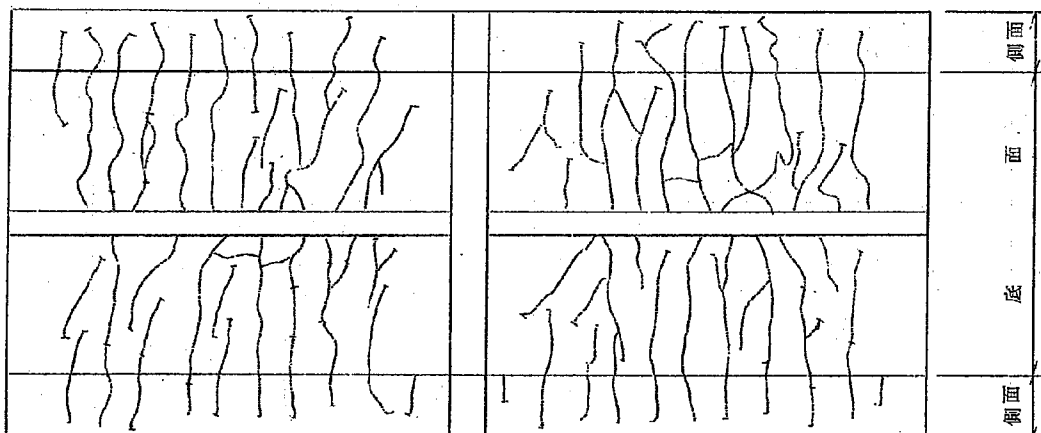
(図-13.5)

Q-3 (静的)

P = 11.1 t 時のクラック状況



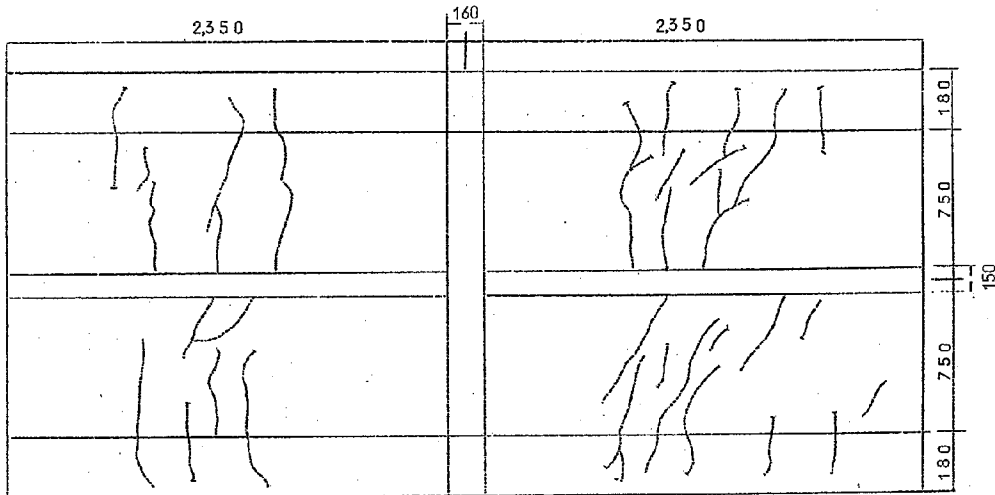
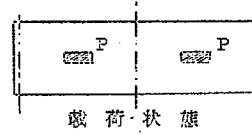
P = 22.2 t 時のクラック状況



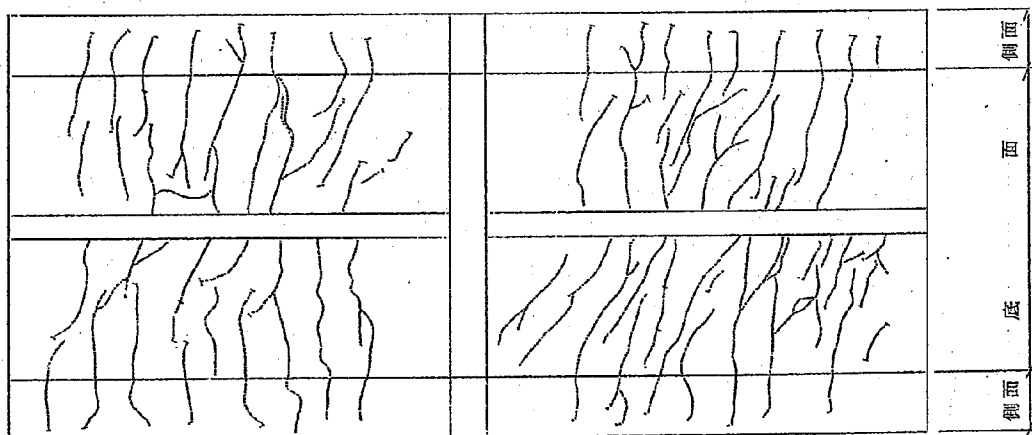
〔図-13.6〕

G-4 (静的)

P = 11.1 t 時のクラック状況



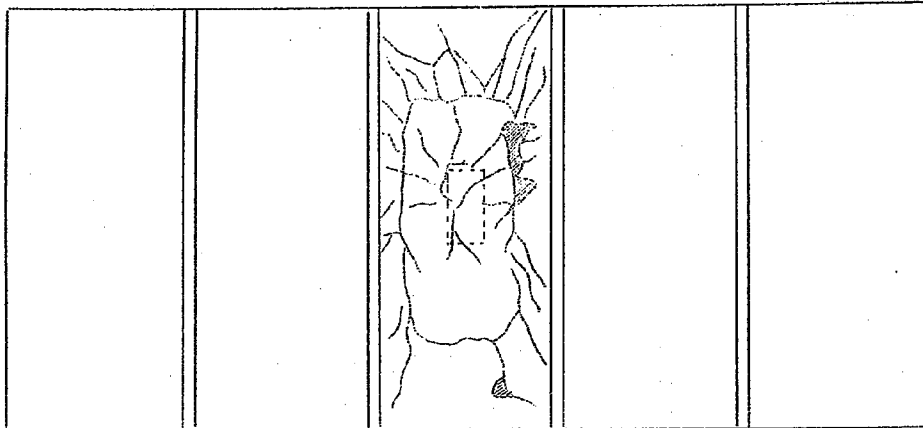
P = 22.2 t 時のクラック状況



(図-14.1)

破壊状況図	
供試体番号	SF-1

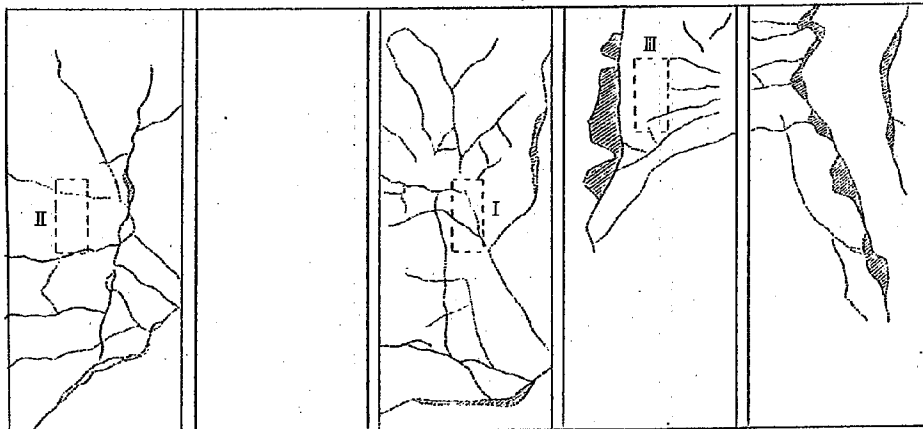
静的破壊荷重：67.5 t (N=302万回繰返し載荷後)



 載荷位置

破壊状況図	
供試体番号	SF-2

静的破壊荷重：I 70.0 t
II 90.0 t
III 70.0 t

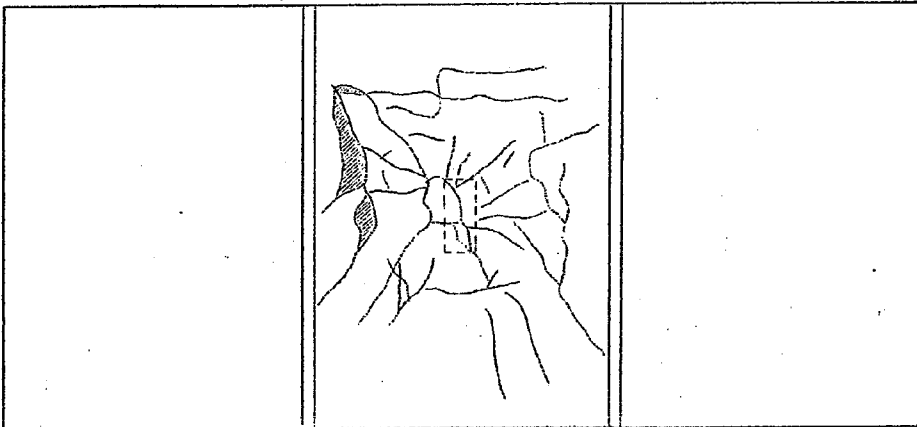


 載荷位置

〔図-14.2〕

静的破壊荷重：70.0t (N=310万回繰返し載荷後)

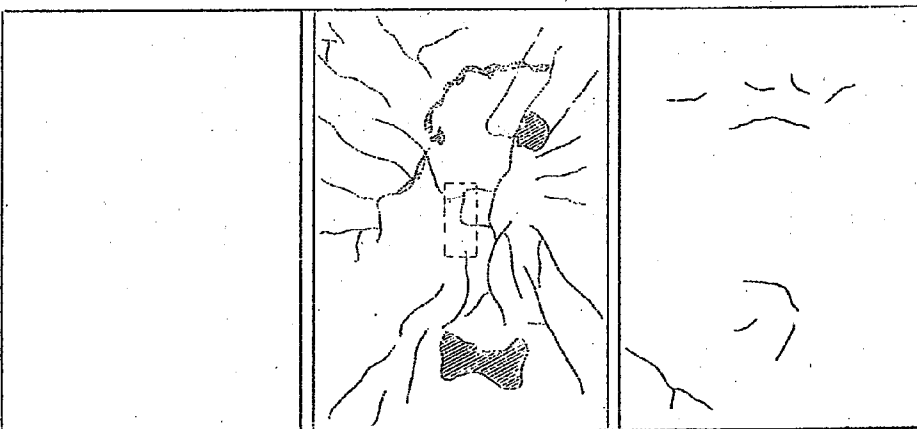
破壊状況図	
供試体番号	SD-1




 載荷位置

静的破壊荷重：70.0t

破壊状況図	
供試体番号	SD-2




 載荷位置

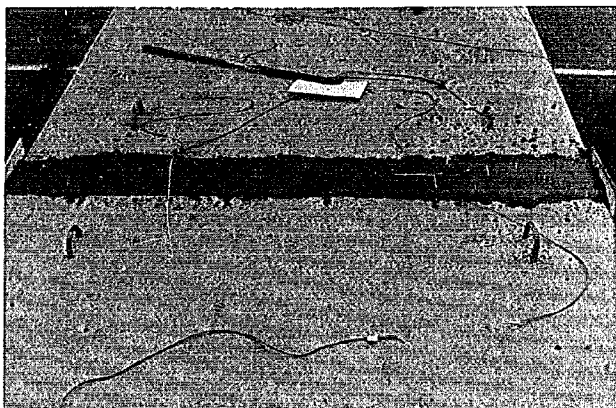


〔写真－１〕

けた供試体

中間支点上現場打ちコンクリート

継手部（コンクリート打設前）

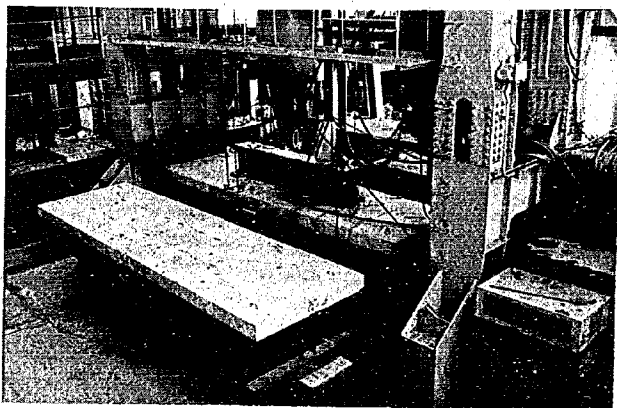


〔写真－２〕

けた供試体

中間支点上現場打ちコンクリート

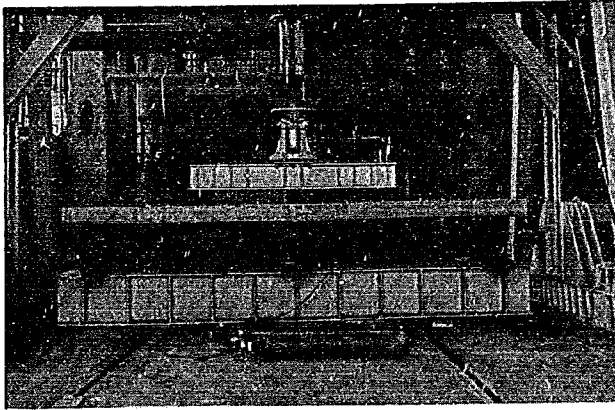
継手部（コンクリート打設後）



〔写真－３〕

けた供試体（G－３，G－４）

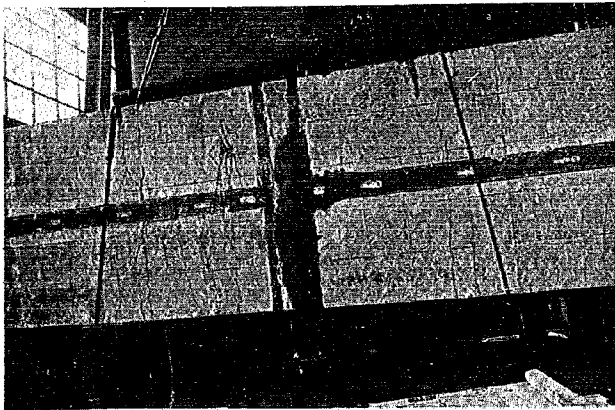
静的試験状況



〔写真一4〕

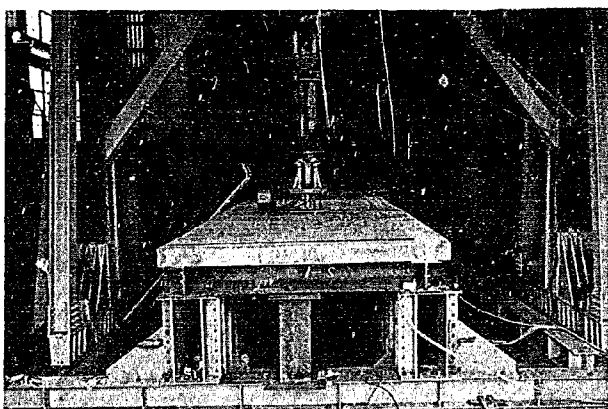
G-2

疲労試験状況



〔写真一5〕

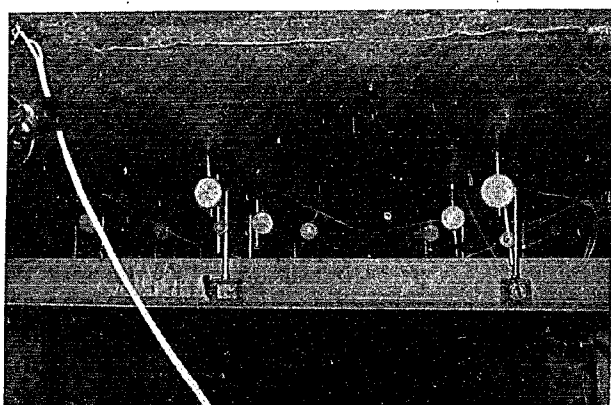
静的破壊後の版底面の状況



〔写真-6〕

S F-1

疲労試験状況



〔写真-7〕

版供試体

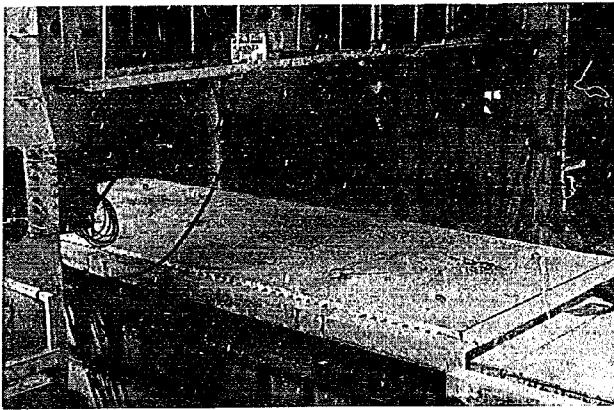
ダイヤルゲージ設置状況



〔写真-8〕

S F-2

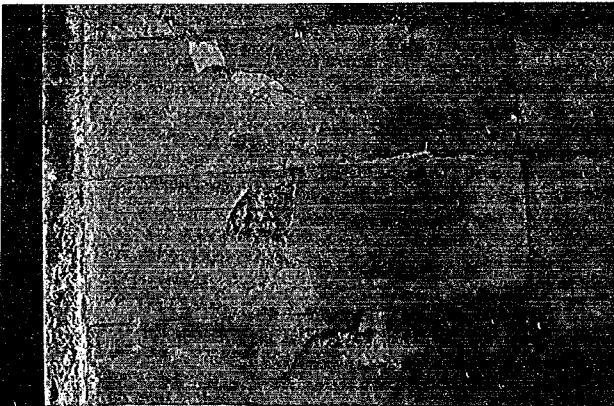
70tで破壊した時の載荷板近傍
のコンクリート表面の状況



〔写真-9〕

S F - 2

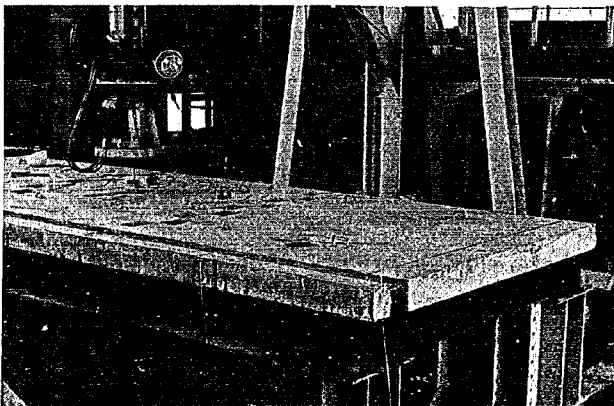
静的試験状況



〔写真-10〕

S F - 2

70tで破壊した時の載荷点直下
付近の版底面の状況

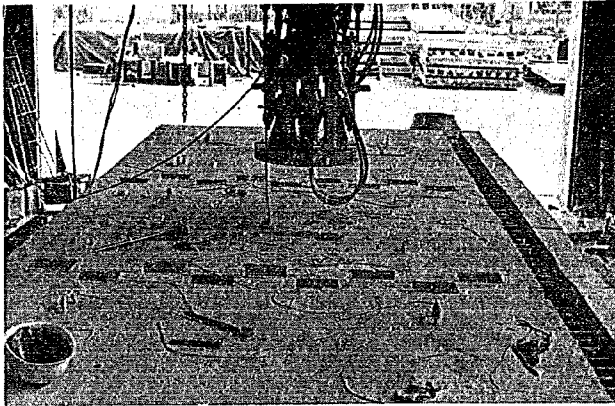


〔写真-11〕

S D - 1

供試体設置状況

(継手コンクリート打設前)



〔写真-12〕

SD-1

継手部の状況

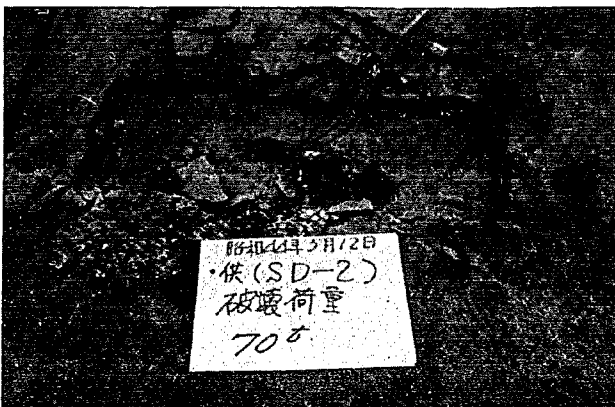


〔写真-13〕

SD-1

70tで破壊したのちの載荷点直

下付近の版底面の状況



〔写真-14〕

SD-2

70tで破壊した時の載荷板近傍

のコンクリート表面の状況