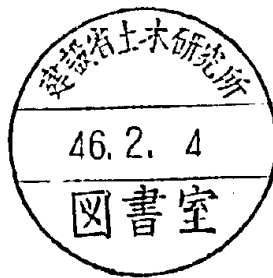


Br. 70-03



道路事業調査費
橋に関する試験調査

橋梁上部構造の調査、設計、施工
基準の作成に関する試験調査

土木研究所資料

第 6 0 8 号

大型H形鋼の残留応力と変形との関係

第 一 報

昭和 45 年 10 月

建設省土木研究所

〔要旨〕

大型圧延H形鋼の残留応力がけたの変形に及ぼす影響について、その計算方法を示すとともに、計算結果と実験値との比較をおこない、この計算方法の妥当性を確かめた。

また、スパン20mの具体的な道路橋についての計算結果から、残留応力がけたの変形に及ぼす影響度を明らかにし、現在市場にでまわっているH形鋼に見られる程度の大きさの残留応力であれば、道路橋用のけた材として使用する場合、実用上支障はないことが判明した。

昭和45年10月

国 広 哲 男
井 上 啓 一

目 次

1	まえがき	1
2	残留応力の仮定	1
3	計 算	4
3-1	曲げ特性	4
3-2	残留変形	5
3-3	実験値との比較	6
3-4	残留応力を一定の法則に従い変化させた場合の計算例	6
4	結 論	7
5	あとがき	7
6	附 録	30

大型H形鋼の残留応力と変形との関係

1. まえがき

省力化時代の到来とともに小スパン橋梁として大型圧延H形鋼の使用が増大してきている。しかしながら圧延H形鋼では製作上その中に残留応力が入ることは避けられない。そこでこの大型圧延H形鋼を曲げ部材として用いた場合には、たとえば曲げモーメントと曲率の関係について残留応力のない場合と比較すると比例限界が低下するというような現象が出てくる。

そこで、このような大型圧延H形鋼を橋梁用として用いた場合に残留たわみなどの変形がどの程度の大きさになるものか計算により検討してみた。

2. 残留応力の仮定

残留応力についての2, 3の測定結果を参考にして図-1(1)~図-1(2)のような仮定した残留応力を用いて計算を行なった。

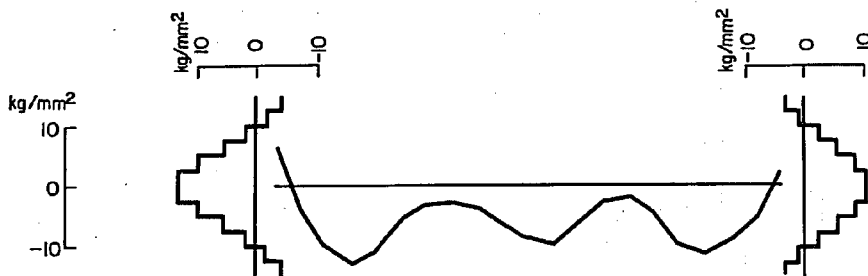


図-1 (1)

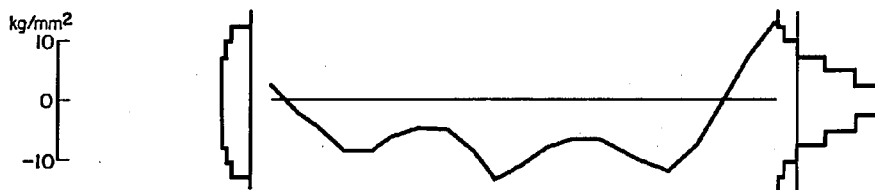


図-1 (2)



図-1 (3)

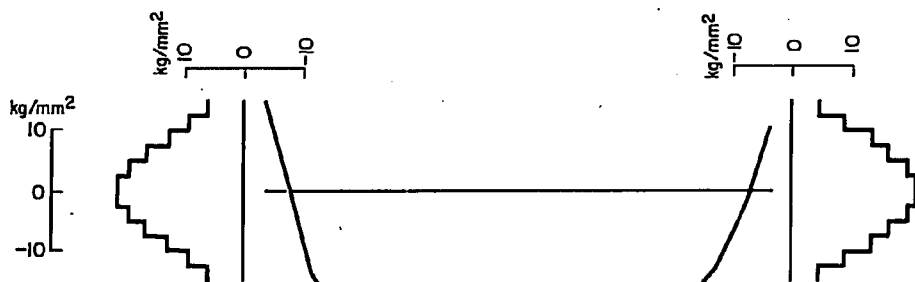


图 — 1 (4)

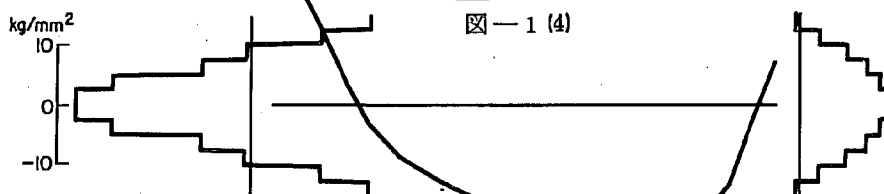


图 — 1 (5)

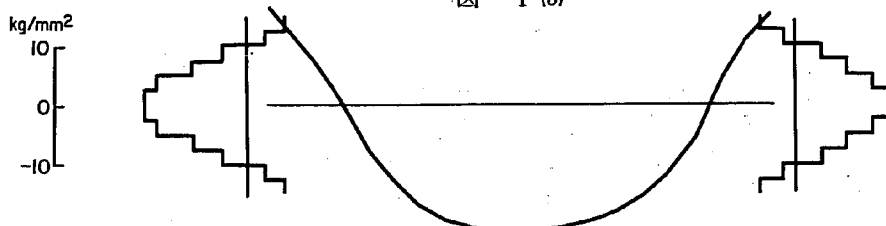


图 — 1 (6)

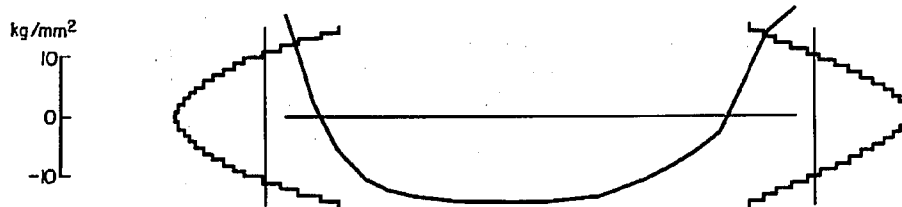


图 — 1 (7)

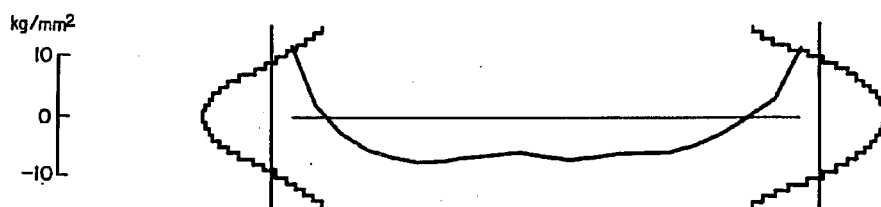
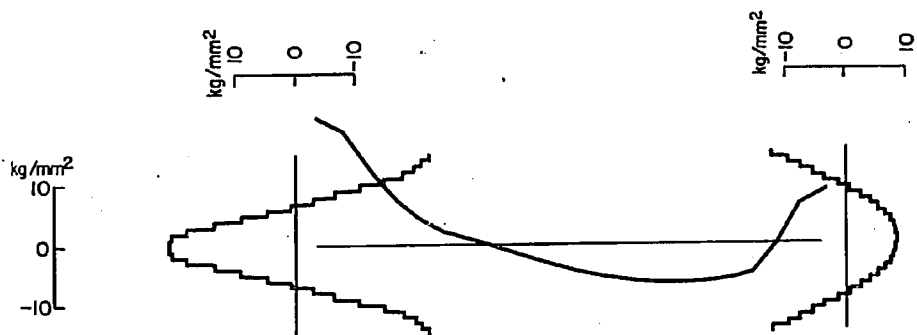
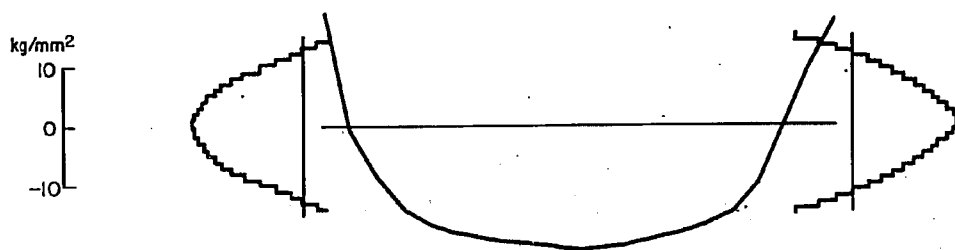


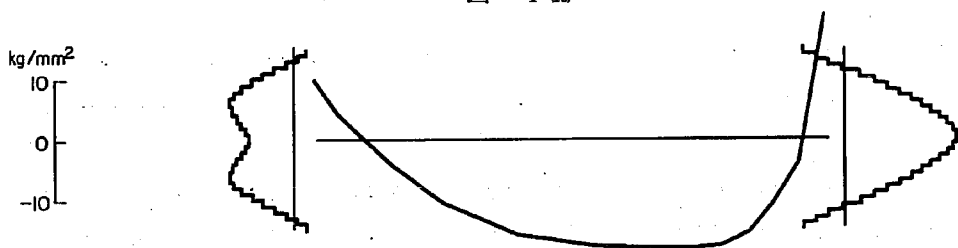
图 — 1 (8)



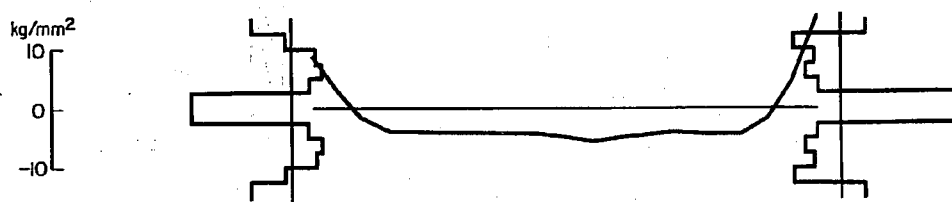
图—1 (9)



图—1 (10)



图—1 (11)



图—1 (12) (溶接材)

このような圧延H形鋼の残留応力は図-2に示すようにフランジでは全体が一様に一定値だけ変化するのに対し、ウェブではフランジの残留応力の変化にバランスするように一率に変化するような性質が見られる。そこで代表的な残留応力の



図-2

パターンについて、フランジの応力を 100 kg/cm^2 づつ変化させ、それにバランスするようなウェブの残留応力をもったH形鋼の性状も調べてみた。(図-9)

3. 計算および計算結果

3-1 曲げ特性の計算

2で述べたような残留応力を持つH形鋼が純曲げを受けた場合の曲げモーメントと曲率の関係の計算について述べる。

残留応力は、外力がない状態で存在するのであるから断面内で均合っていなければならない。よって

$$\int_A \sigma_r dA = 0 \quad (1)$$

(σ_r : 残留応力 dA : σ_r の残留応力が生じている微小の横断面積)

残留ひずみを ϵ_r とすれば、 $\sigma_r = E\epsilon_r$ である。2で示した残留応力は(1)式を満足している。

H形鋼断面の各微小断面について外力によるひずみ ϵ_{ext} と、残留ひずみ ϵ_r が単純に加えあわされてその微小断面ひずみ ϵ になっているものとする。ひずみと応力の関係は完全弾塑性体であるものと仮定する。(図-3)。すなわち

$$\left. \begin{aligned} \epsilon &= \epsilon_r + \epsilon_{ext} \\ \text{又、} \epsilon &\leq \epsilon_y, \text{ で } \sigma = E\epsilon \\ \epsilon &> \epsilon_y, \text{ で } \sigma = E\epsilon_y = \sigma_y \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ここではSM50Y材の σ_y を用い、

$$\sigma_y = 3600 \text{ kg/cm}^2, \quad E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

にとった。

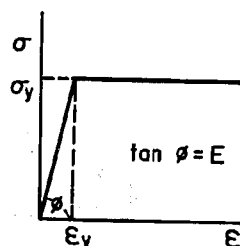


図-3

$\phi \text{ cm}^{-1}$ の曲率が生じているものとする。外力によるひずみ ϵ_{ext} はその微小断面が中立軸から $y \text{ cm}$ のところにあるものとするれば

$$\epsilon_{ext} = \phi \times y \quad (4)$$

となる。

純曲げを受けているのであるから断面全体での軸力は0でなければならない。

$$\int_A \sigma dA = 0 \quad (5)$$

そこで、(3)式より求めた σ が(5)の条件を満足するように、中立軸の位置を決定する。中立軸の位置がきまればそのときの曲げモーメントは

$$M = \int (\sigma \cdot y) dA \text{ (kg-cm)} \quad (6)$$

で求められる。

計算プログラムのフローチャートを図-4に示す。又プログラム自身については巻末附録を参照されたい。

上記プログラムにより各々の残留応力を持つH形鋼について求めた曲げモーメントと曲率の関係を図-5(1)~図-5(12)に示す。

これらの結果からわかるように、曲げモーメントと曲率の関係で、残留応力の値によって弾性限界の低下が認められることがわかる。この残留応力の弾性限界の低下に与える影響はフランジにおける残留応力が主である。

弾性変形からはずれる度合は、降伏域がどれだけ広がったかによってきまる。そこで溶接げたのように一部(フランジとウェブの接合部)だけ高い残留応力を示すようなものはわりと低い荷重で弾性変形の直線からはずれるが、その後荷重をあげていってもわずかしき弾性変形の直線からはずれてこない。一方、圧延H形鋼のように残留応力がフランジ内に広く分布しているものでは一度弾性限界からはずれると荷重があがるにつれ降伏域も広がり弾性変形の直線から大きくはずれてくる。

3-2 残留変形

3-1で求めたような曲げ特性を有するけたを实际橋梁で用いた場合、どのような残留変形がのこるかを調べた。

曲げモーメントと曲率の関係は図-6に示すように、弾性限界Aを越えたモーメントの点Bから荷重をもどした場合には、弾性内の直線OAと平行にBCのように戻ると思われる。そこでB、又はDまでの荷重がかかったときの残留曲率はそれぞれOC、OEと考えられる。

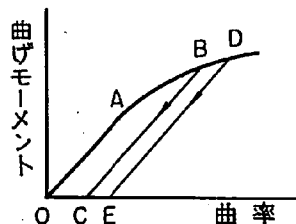


図-6

圧延H形鋼の橋梁でかなり長いスパン20mの非合成の一等橋の場合の計算を行なった。F社H形鋼橋梁標準設計より、主げた間隔2.4m、死荷重0.66t/m²で計算した。活荷重にはL-20のみならず設計活荷重の1.7倍までの過載荷重を想定した。

たわみ及び残留たわみを図-7(1)~図-7(2)に、スパン中央の残留たわみと $L-20$ に対するオーバーロード率 $K(\frac{L-P}{L-20} = K : L-P \text{ は過載荷重})$ との関係を図-8に示す。

これからわかるようにいずれのH形鋼でもこの程度の残留応力では設計活荷重 $L-20$ に対しては残留たわみは1mm以下であり、設計活荷重によるたわみ40mmと比べて非常に小さく、まず問題はないと考えられる。

また、設計活荷重の1.7倍という過載荷の状態を想定しても、フランジの残留応力が20kg/mm²程度以下であればこの時の残留たわみは活荷重による残留たわみの1/20程度以下であり、橋としての機能上この残留たわみが支障をきたすということは考えられない。

3-3 実験値との比較

H形鋼の曲げ試験の結果(図-5(1)~図-5(2)中に示す実線)と3-1で求めた計算結果とは非常によく一致している。よって、残留応力と外力による応力が単純に加え合わせられるという理論に基づいた計算方法の仮定は正しいと判断できる。また、上記試験結果より図-6に示すような仮定すなわち弾性限界を越えたモーメントから荷重をもどした場合には、弾性変形の勾配に等しい傾きまで曲率はもどるから、3-2の残留変形の計算値は正しいと判断される。

3-4 残留応力を一定の法則に従い変化させた場合の計算例

図-9(1)で与えられた残留応力について、一連の計算結果を図-9(2)~図-9(4)までに示す。図-9(4)と図-8を比較すれば、フランジの最大残留応力が同じ位のものでは計算結果もだいたい同じようになるといえよう。

* 大型圧延H形鋼の製造会社(新日鉄、川鉄)において行なったH形鋼の曲げ試験

4. 結 論

1. 残留応力と曲げによる応力をたし合わせた応力が普通の材料の応力と歪の関係を示すとして、モーメントと曲率の関係を計算することができる。
2. 残留応力の入った圧延H形鋼を橋梁用曲げ部材として用いるとき、フランジの残留応力が 19 kg/cm^2 以下なら設計荷重ではどの部分も降伏せず、したがって残留たわみは生じない。
3. オーバーロードの場合には、橋梁にはごくわずかではあるが、残留変形が生ずる。
4. 現在までの設計は許容応力度設計であり、これは比例限界を基準としている。しかし、最近橋梁の新しい設計法として終局耐力と使用限界の双方が満足されていれば本来の目的は果されるという限界状態設計法が各地で芽生えつつあり、H形鋼の場合、この考え方に従って考えれば終局限界状態については十分な安全度があり、一方使用性限界状態についても設計活荷重載荷時では弾性的挙動を示しており、1.7倍程度の過載荷重でもそれほど弾性的挙動は損われない。
5. 1. 2. 3. 4. の各項を考慮した結果、H形鋼を橋梁用の主げたとして用いてもかまわないと結論できる。

5. あとがき

上記においては大型圧延H形鋼製造会社（新日鉄・川鉄）においておこなわれた実験結果を引用させていただいた。橋梁研究室でも近く独自の実験を行なう予定で、これらのデータをも加えて、後日、第2報を出したいと考えている。

参考文献

Numerical Method For Computing Column Curves

by Fumio Nishino, Lambert Tall

Fritz Engineering Laboratory Report № 290.6

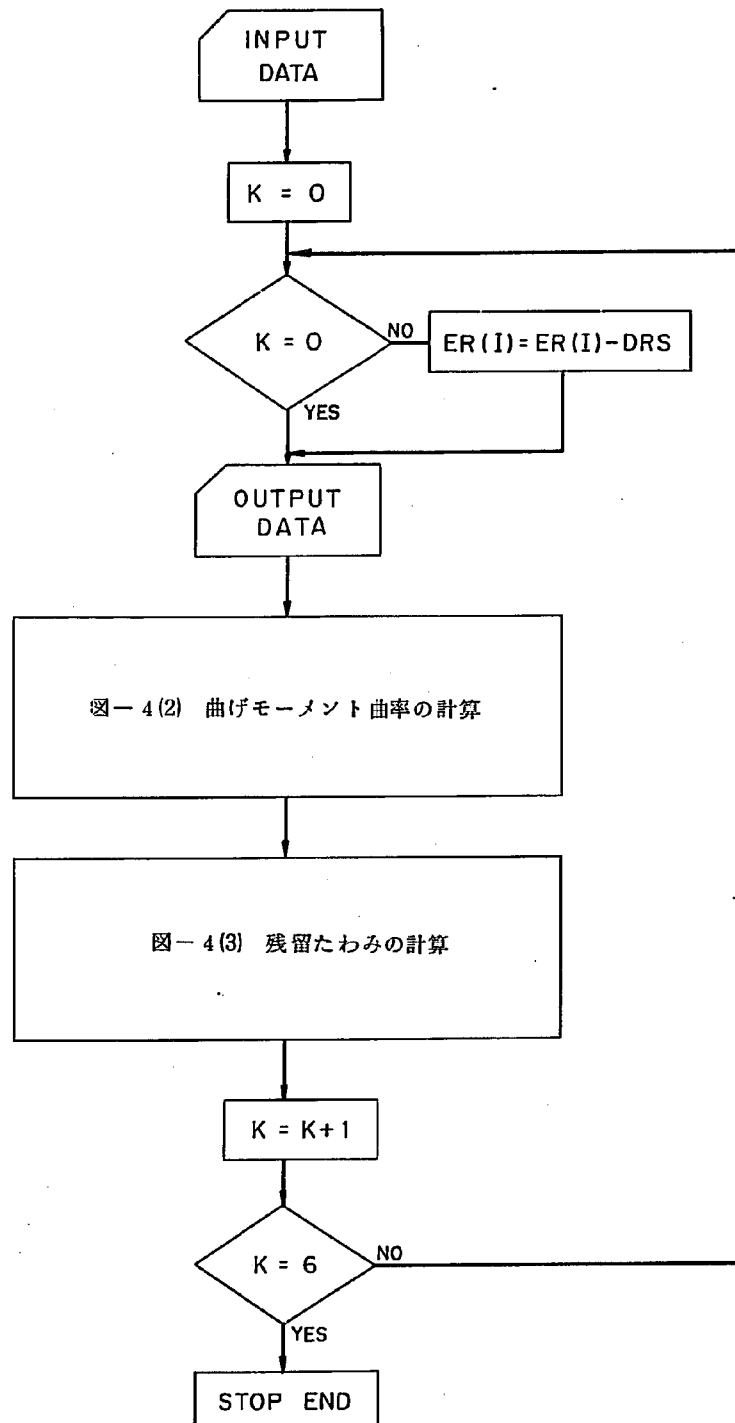


図-4(1) 計算プログラムのフローチャート

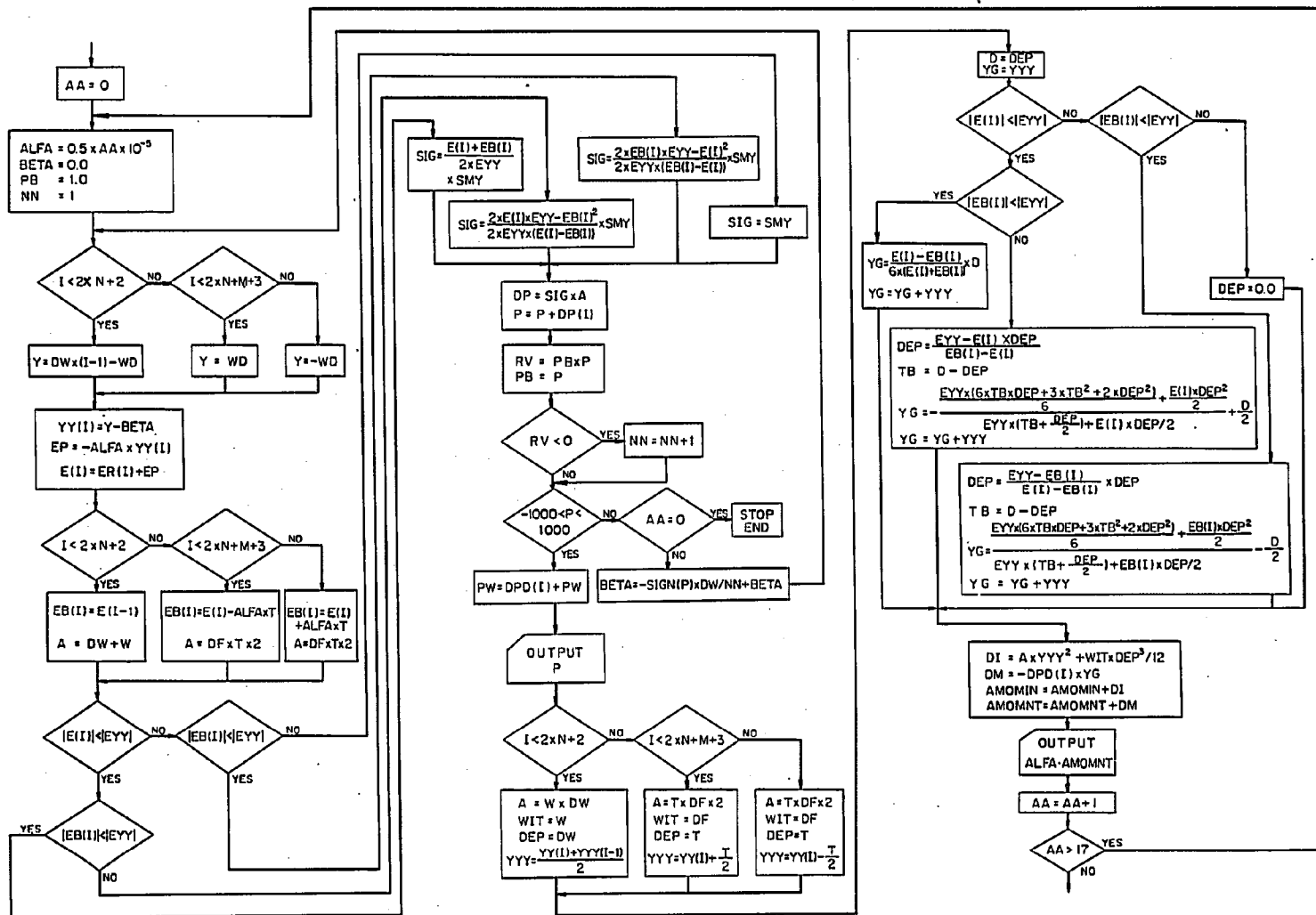


図-4(2) 曲げモーメントー曲率の計算

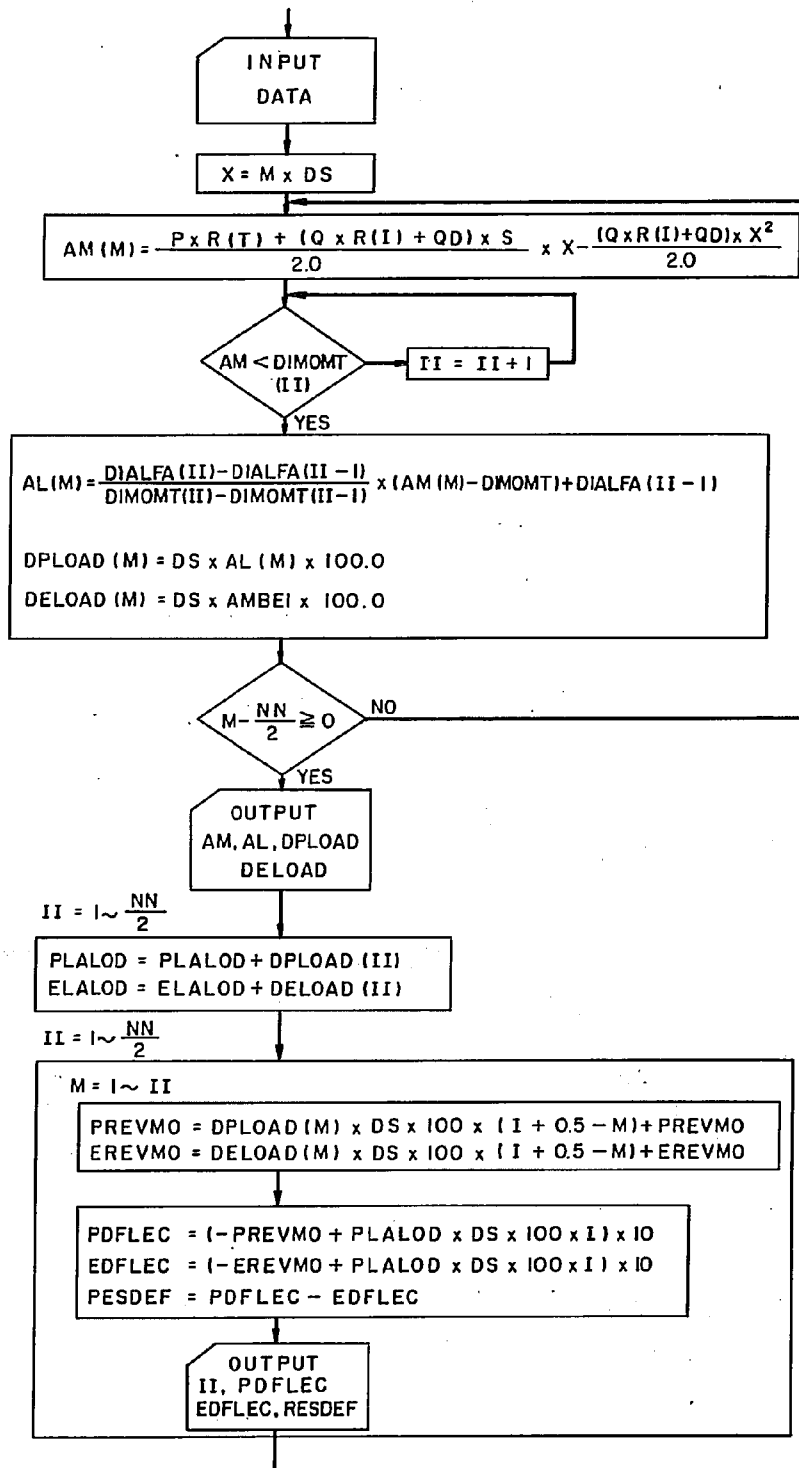


図-4(3) 残留たわみの計算

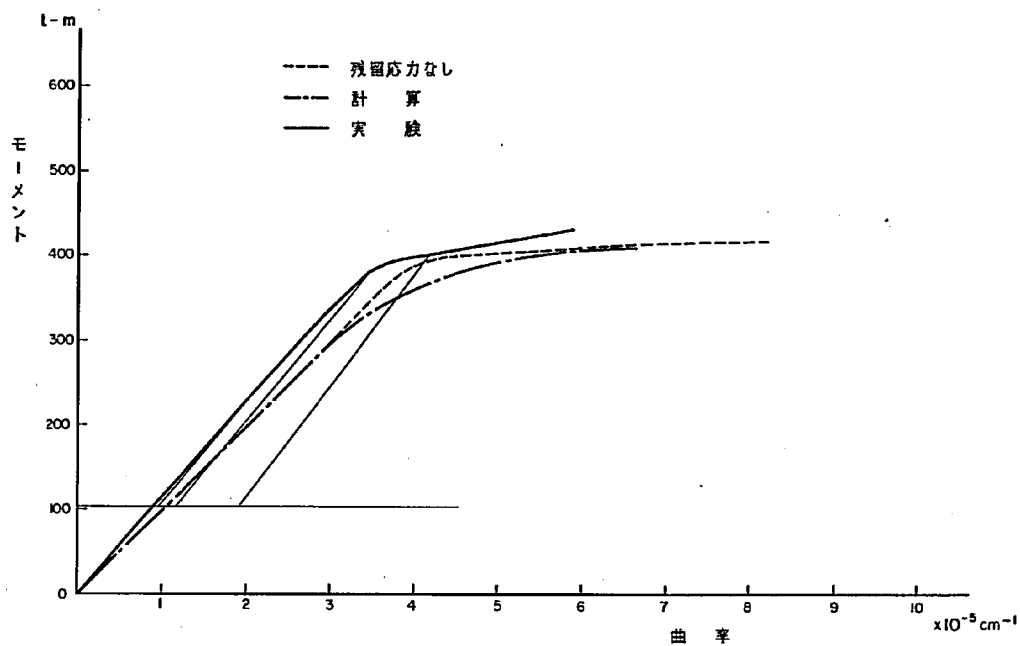


図-5(1) 曲げモーメント-曲率曲線

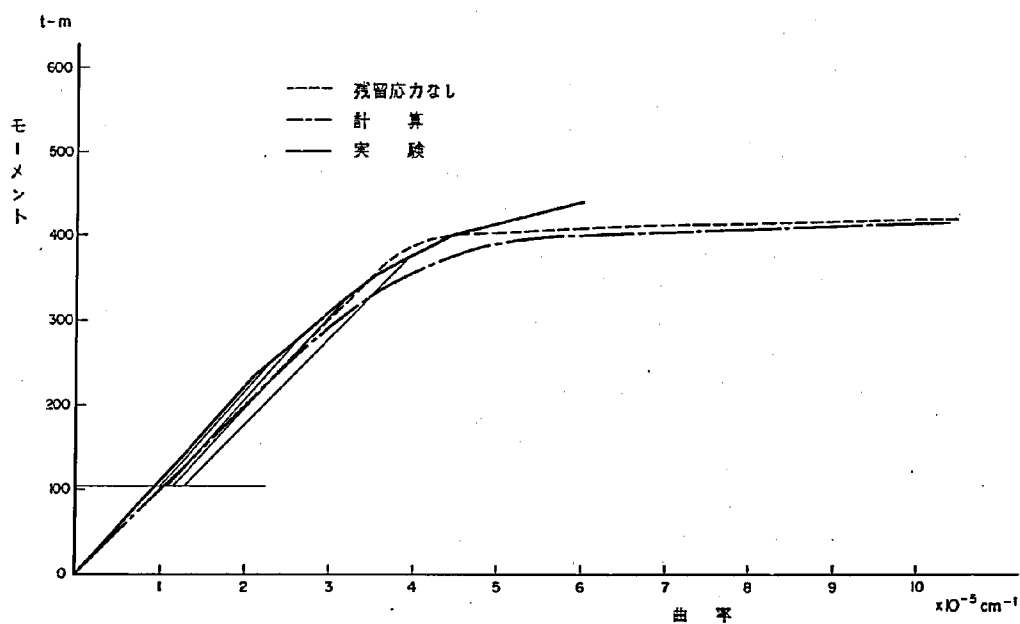


図-5(2) 曲げモーメント-曲率曲線

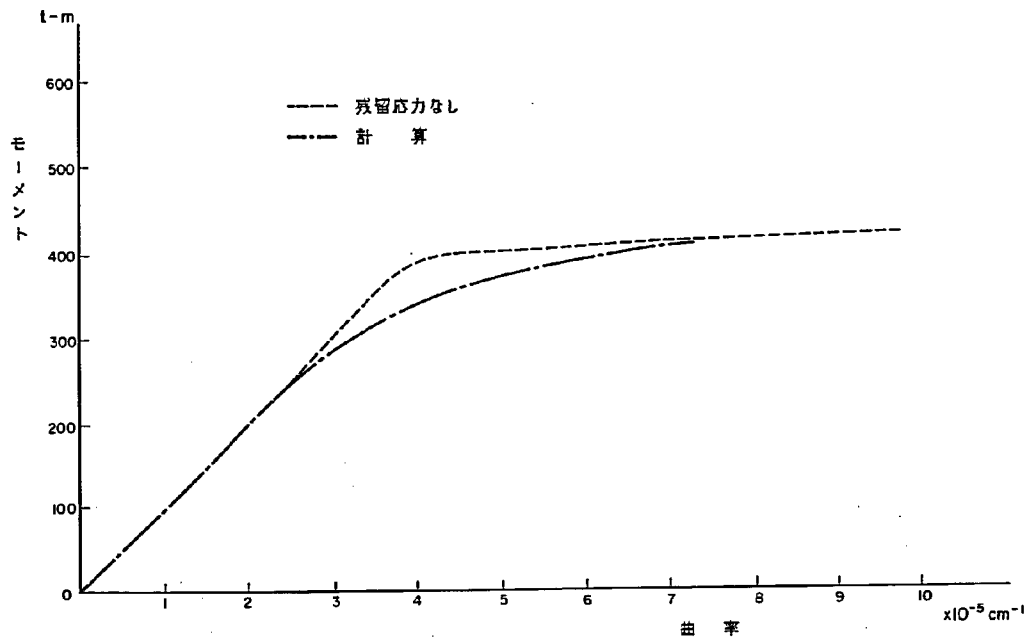


図-5(3) 曲げモーメント-曲率曲線

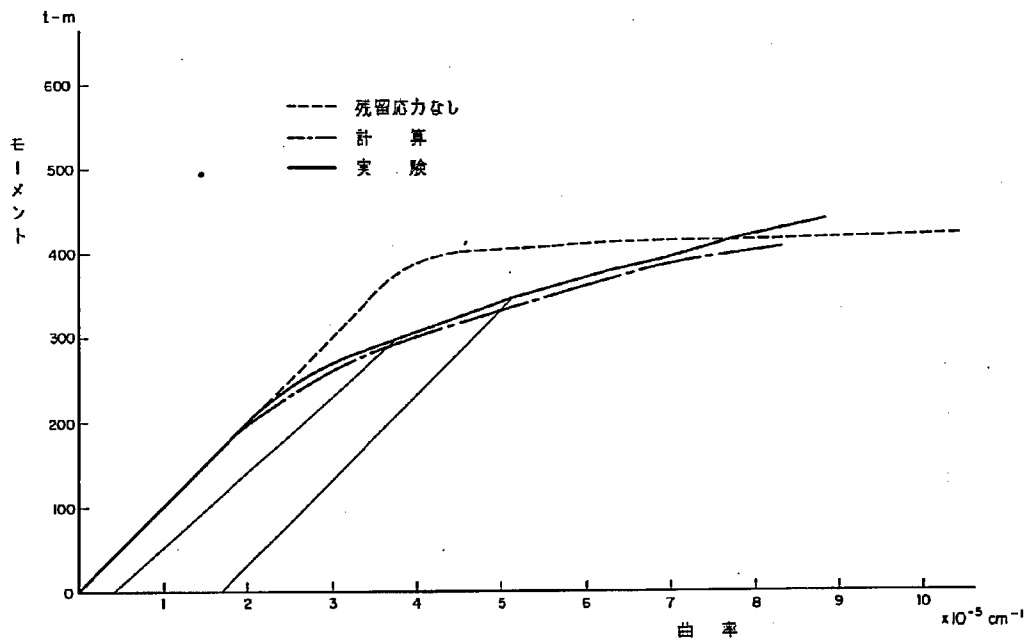


図-5(4) 曲げモーメント-曲率曲線

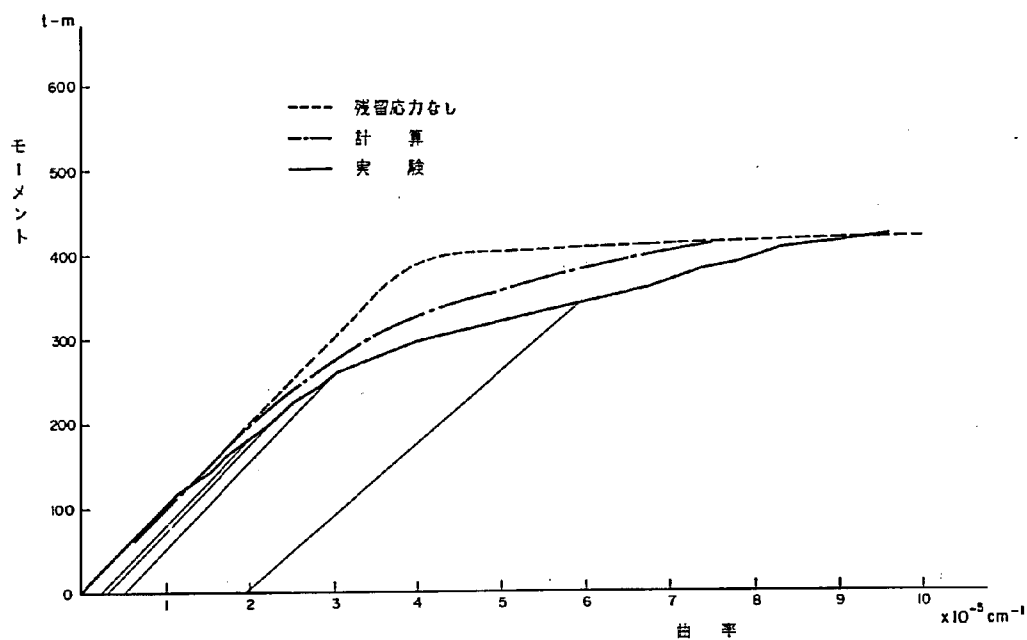


図-5 (5) 曲げモーメント-曲率曲線

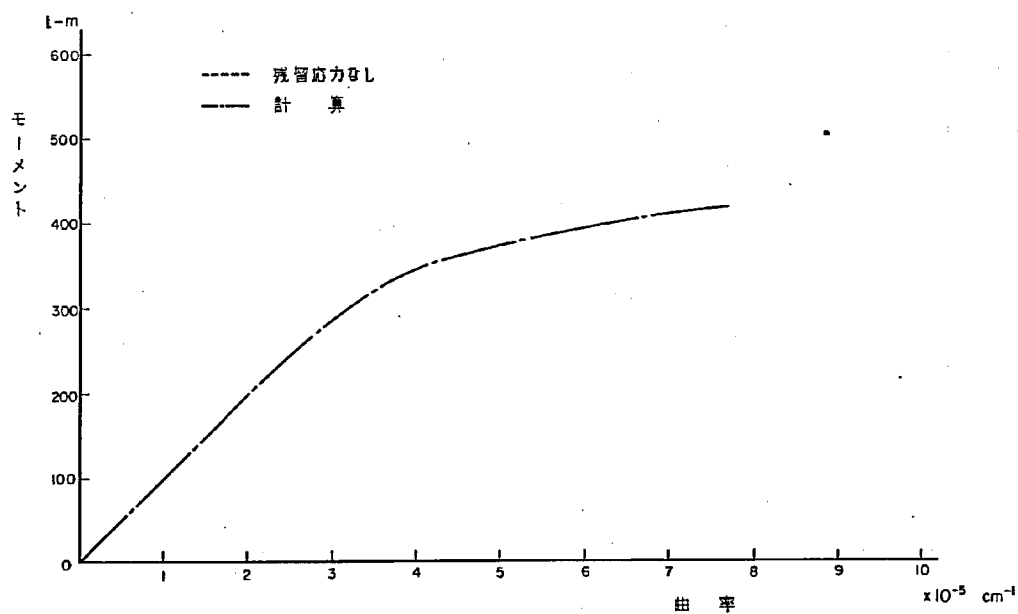


図-5 (6) 曲げモーメント-曲率曲線

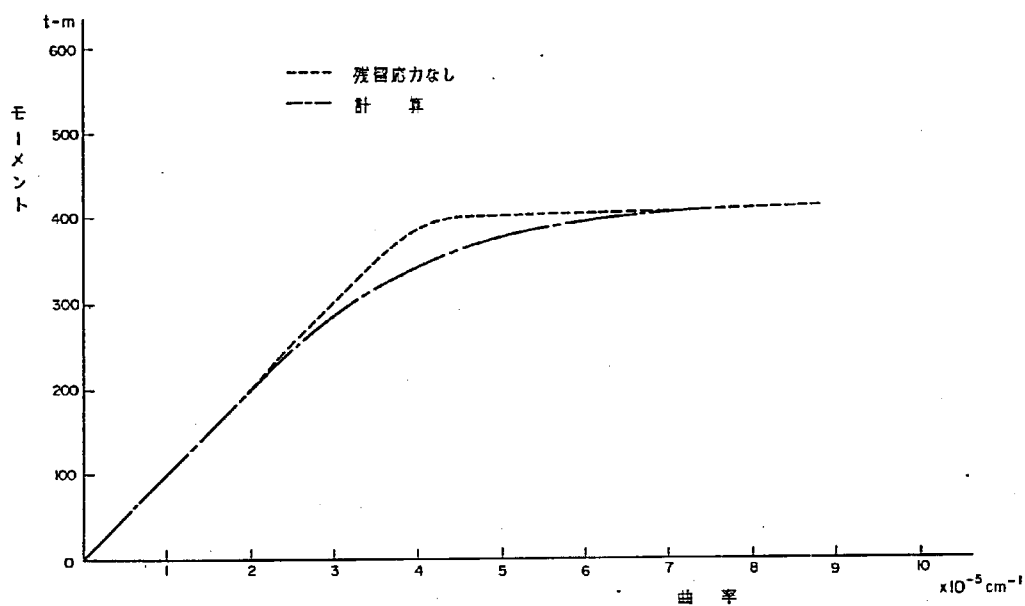


図-5(7) 曲げモーメント-曲率曲線

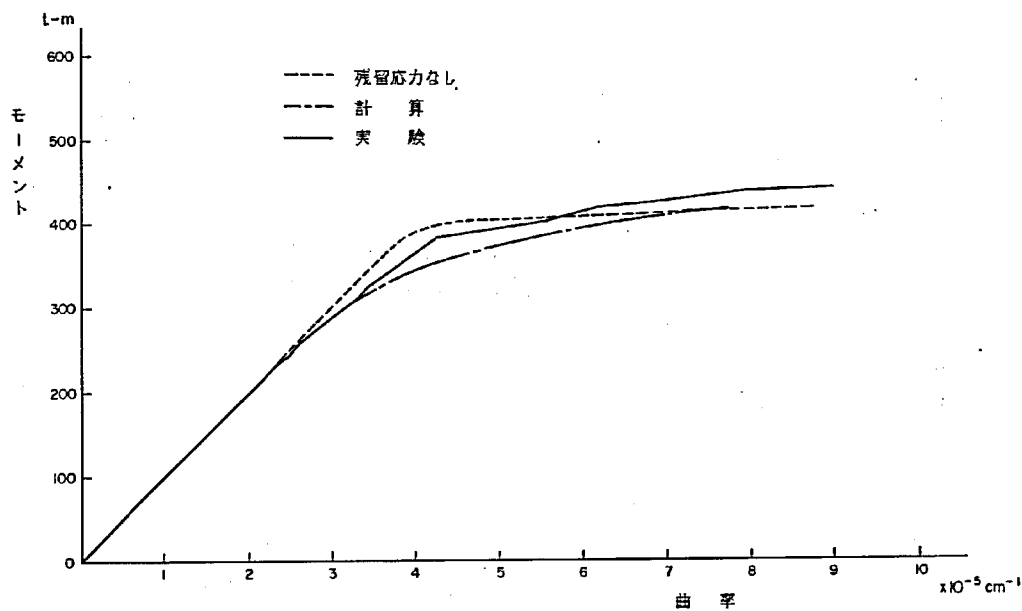


図-5(8) 曲げモーメント-曲率曲線

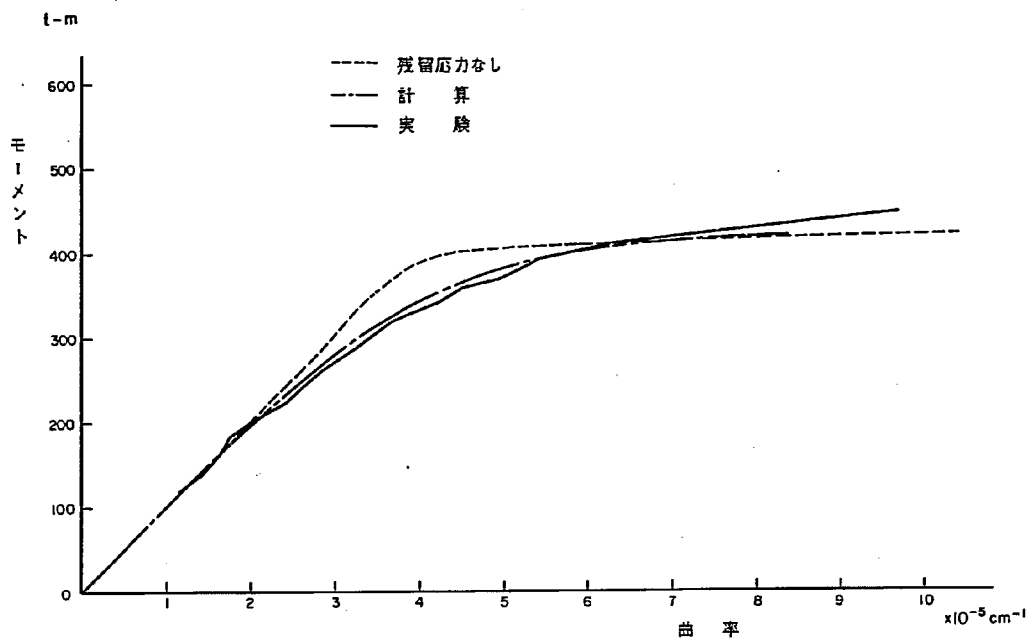


図-5 (9) 曲げモーメントー曲率曲線

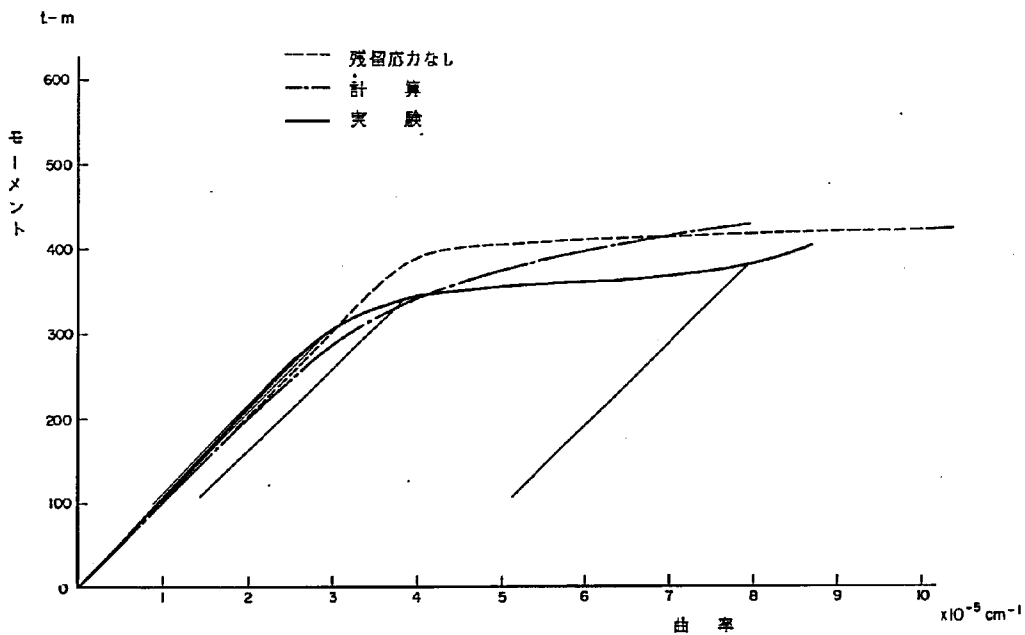


図-5 (10) 曲げモーメントー曲率曲線

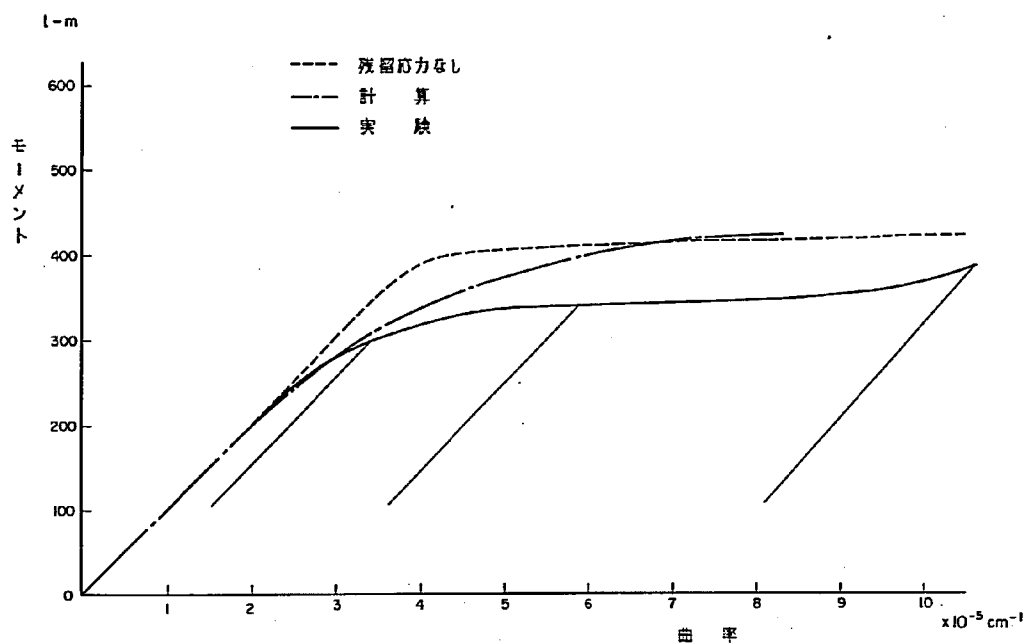


図-5.00 曲げモーメント-曲率曲線

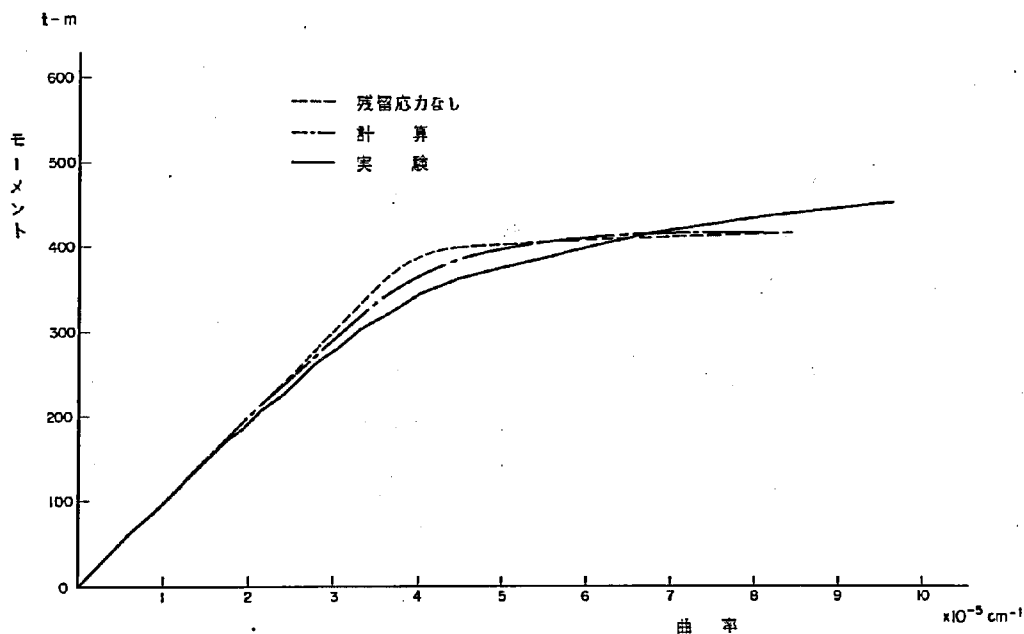


図-5.02 曲げモーメント-曲率曲線 (溶接材)

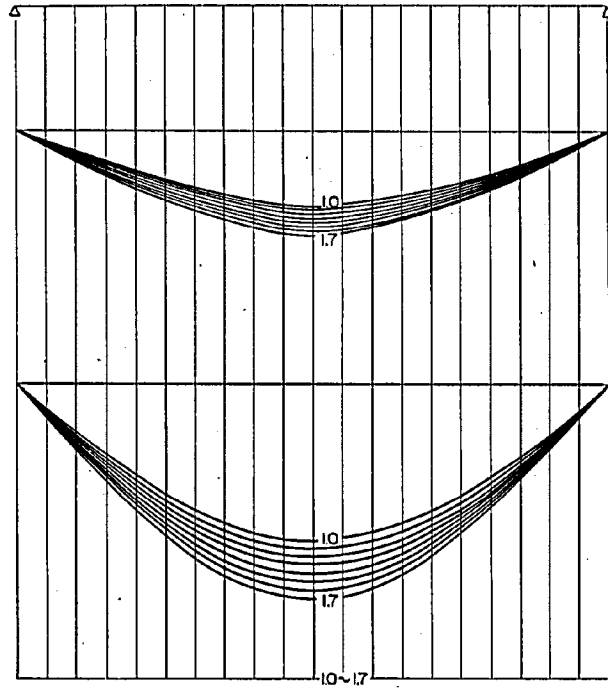


図-7 (1)

残留たわみ 2 1 0 mm 100 80 60 40 20 0 mm たわみ モーメント 300 200 100 0 t-m

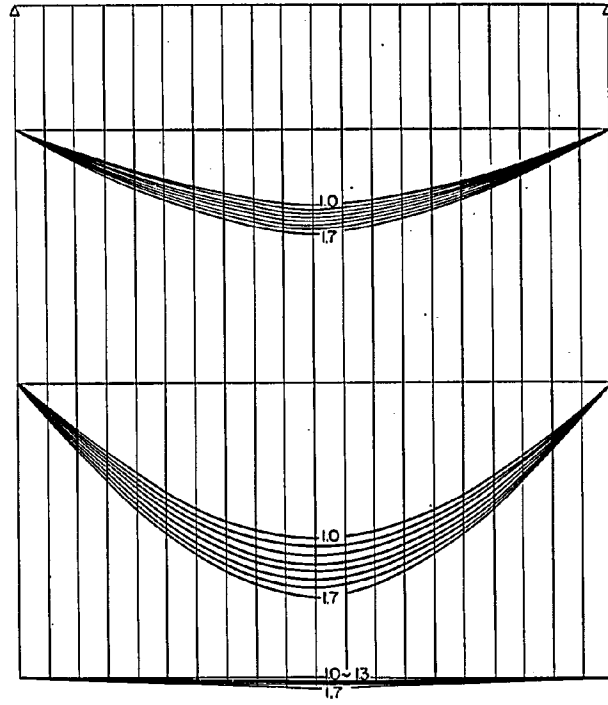


図-7 (2)

残留たわみ 2 1 0 mm 100 80 60 40 20 0 mm たわみ モーメント 300 200 100 0 t-m

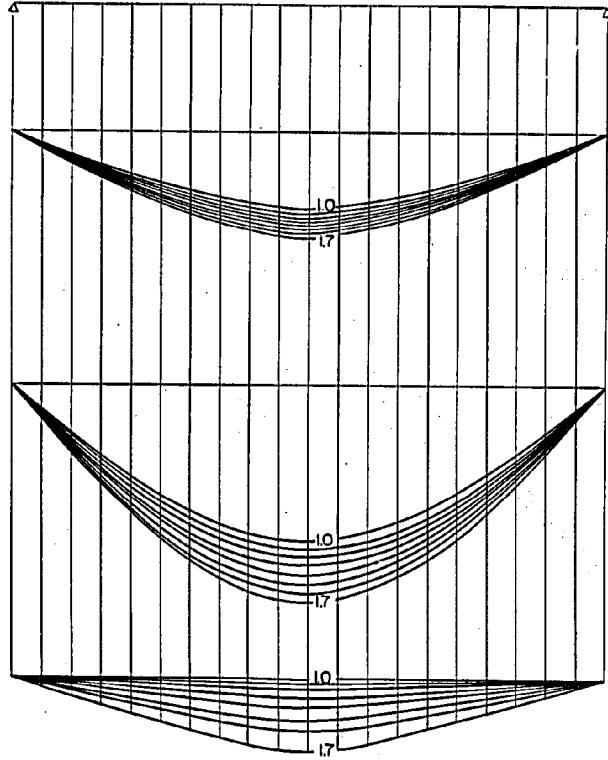


図-7(3)

残留たわみ 0 mm 20 40 60 80 100 300 200 100 0 t-m

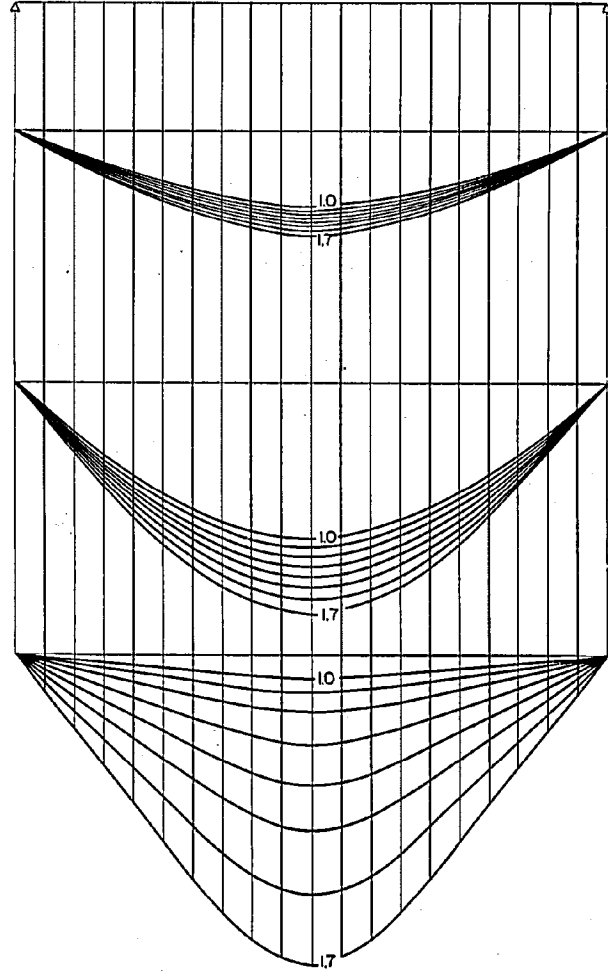


図-7(4)

残留たわみ 0 mm 20 40 60 80 100 300 200 100 0 t-m

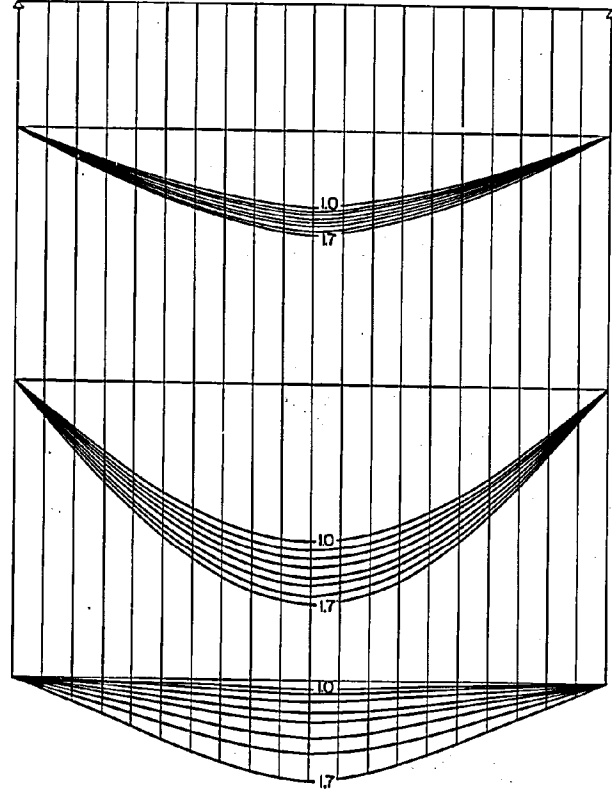


図-7 (5)

モーメント
たわみ
たわみ

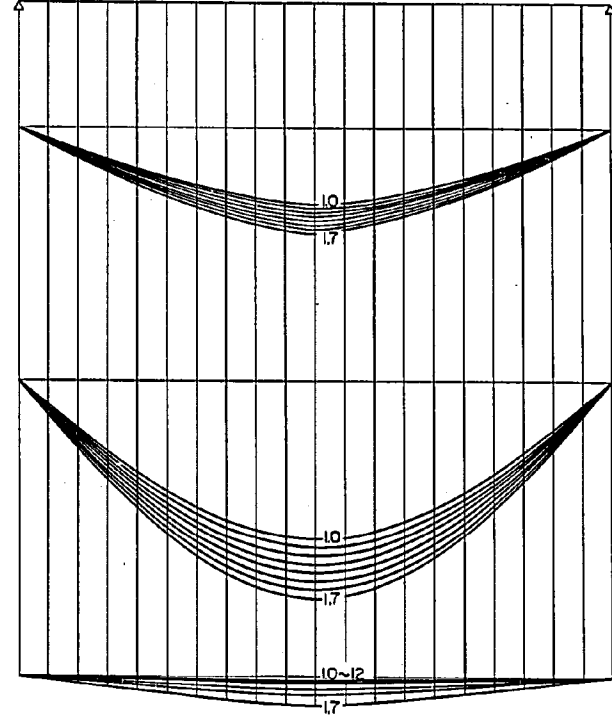


図-7 (6)

モーメント
たわみ
たわみ

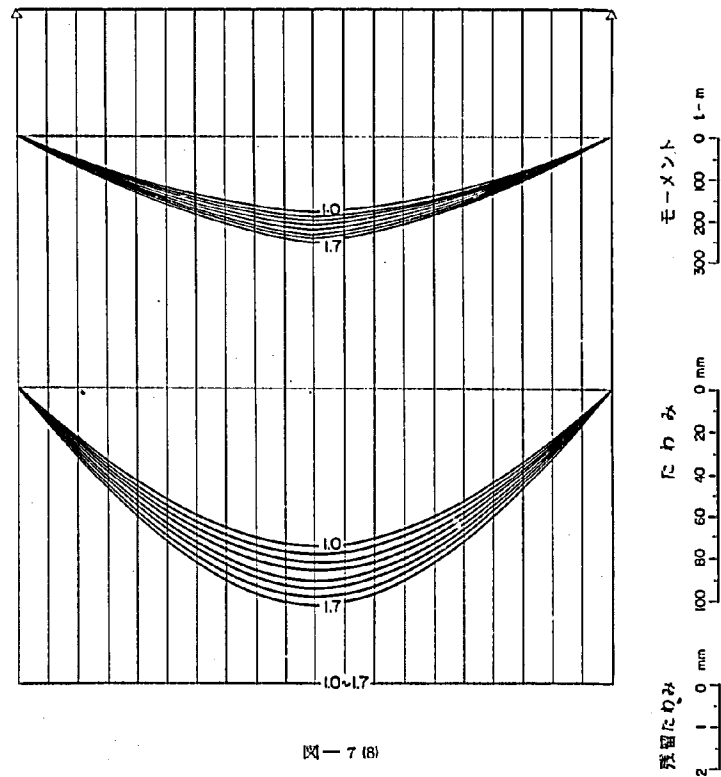


图-7 (8)

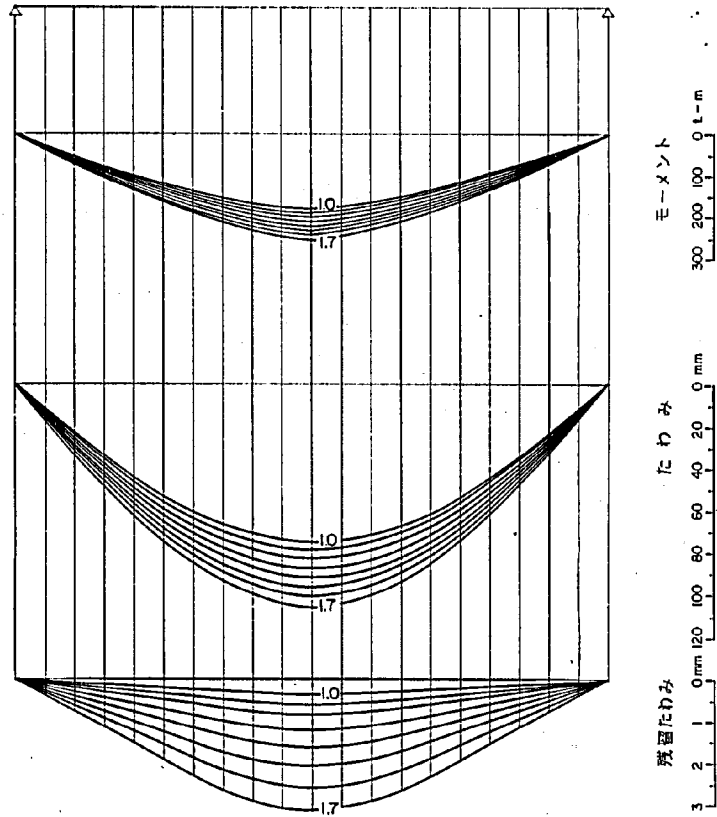


図-7 19)

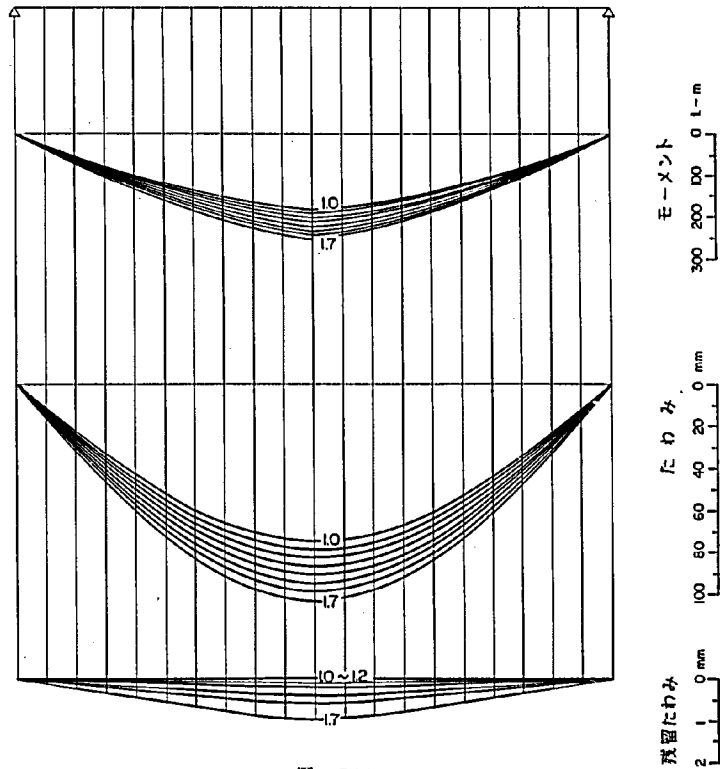


図-7 20

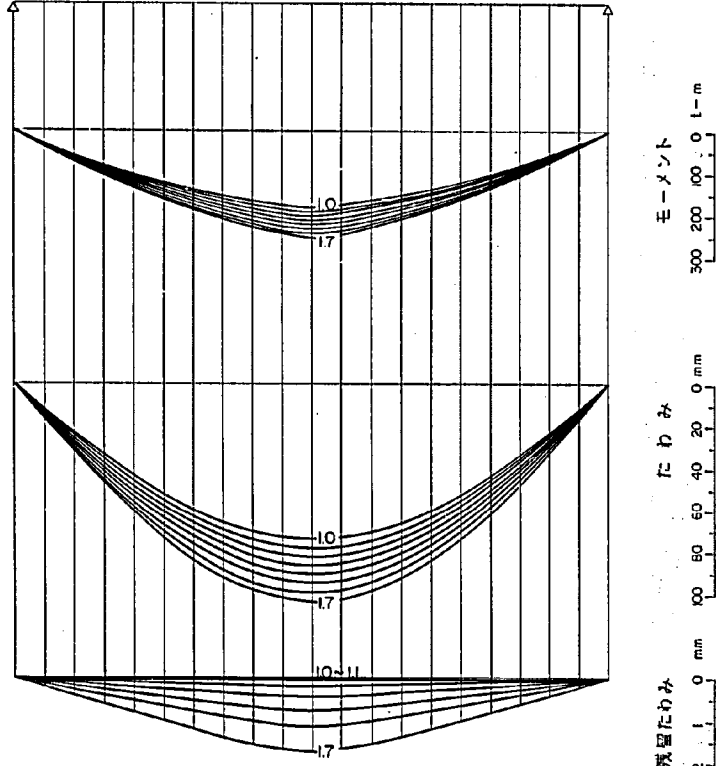


図-7 10

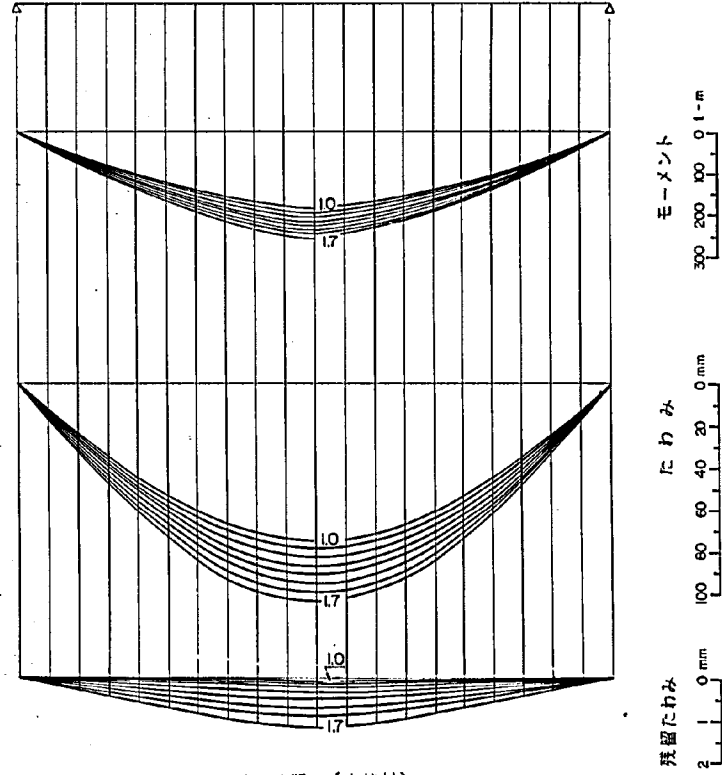
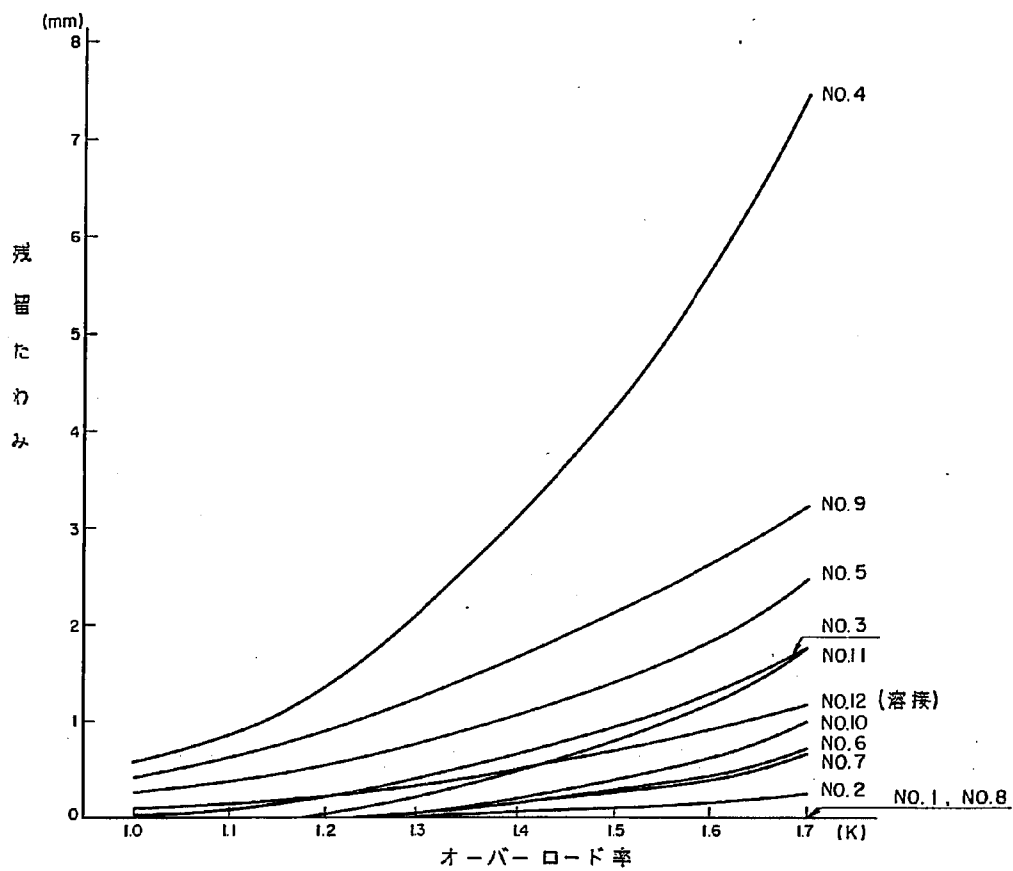
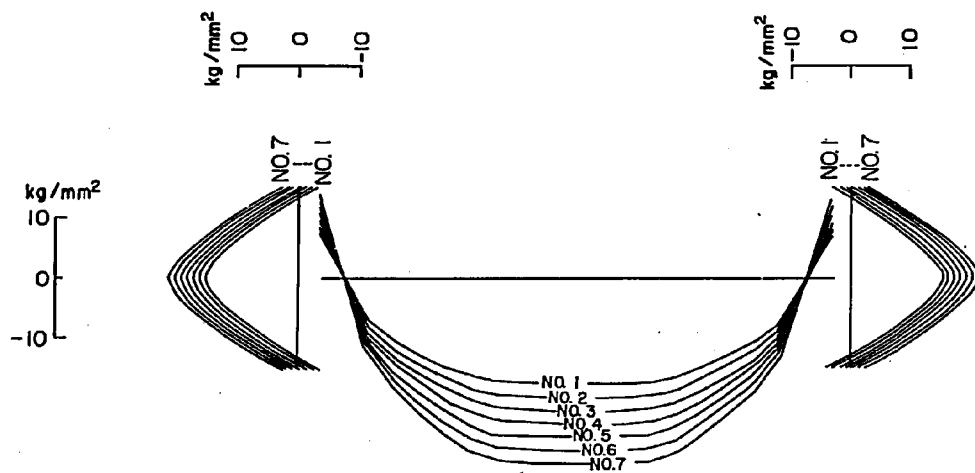
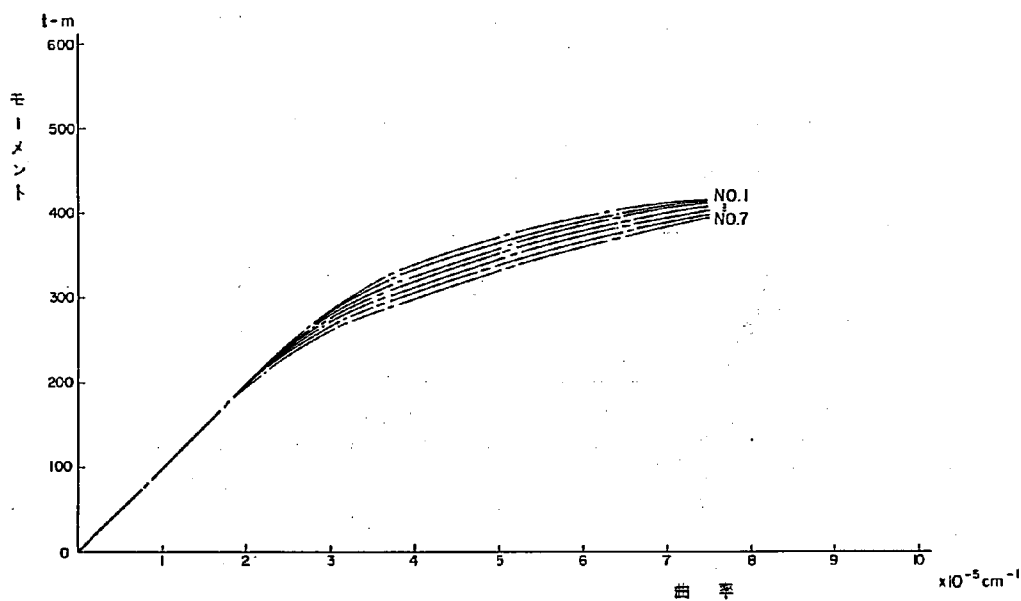


図-7 11 (接材料)





図—9 (1)



図—9 (2)

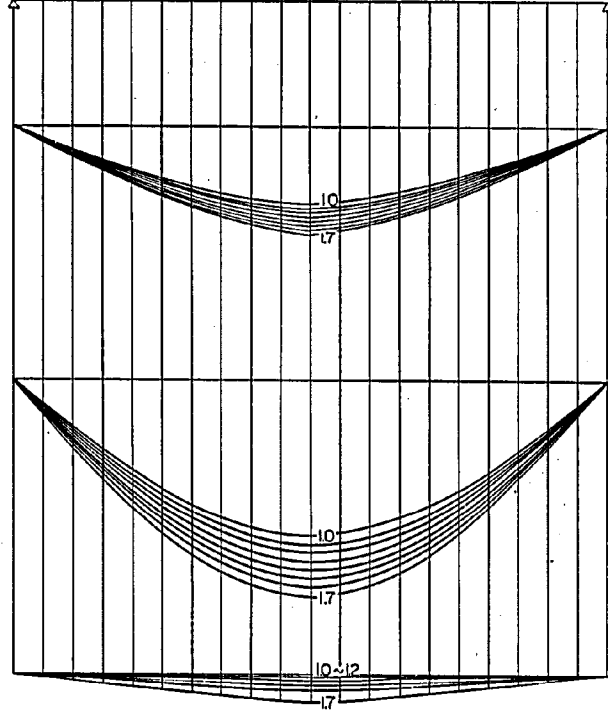


図-9 (3) (1/16)

モーメント
0 100 200 300
たわみ
0 20 40 60 80 100
mm
0 1 2

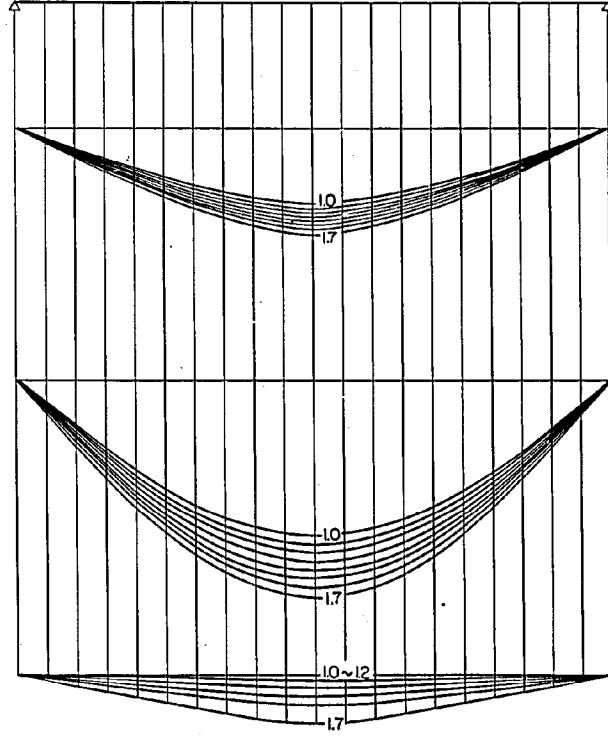


図-9 (4) (1/16)

モーメント
0 100 200 300
たわみ
0 20 40 60 80 100
mm
0 1 2

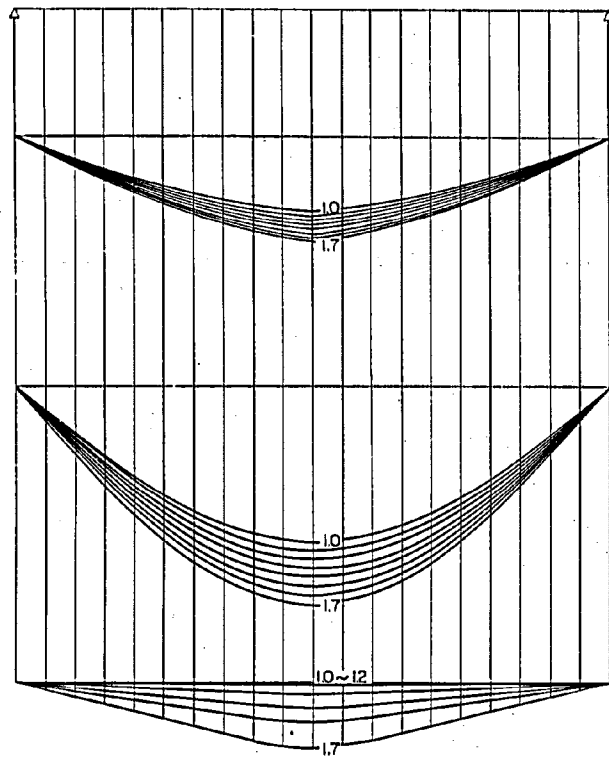


図-9 (5) (A63)

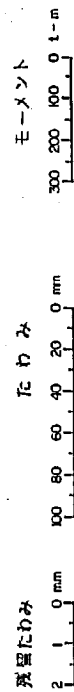
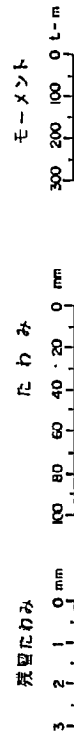
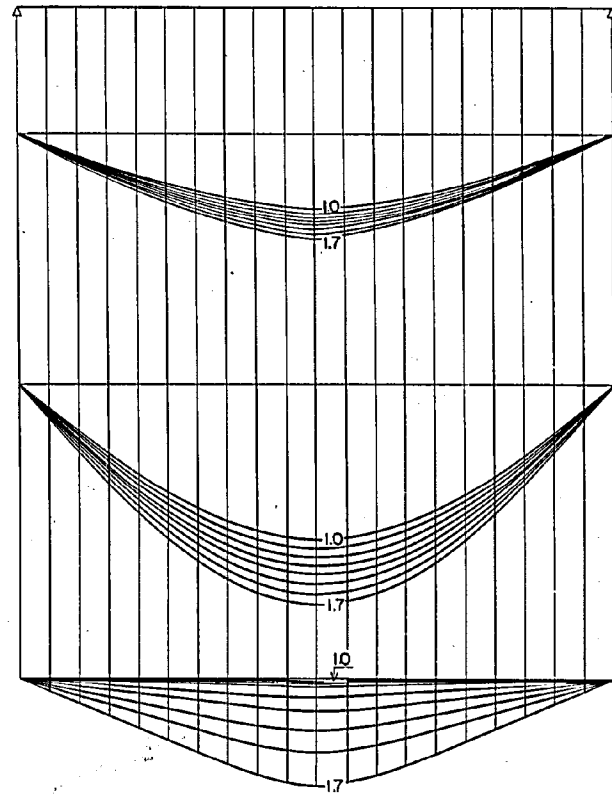
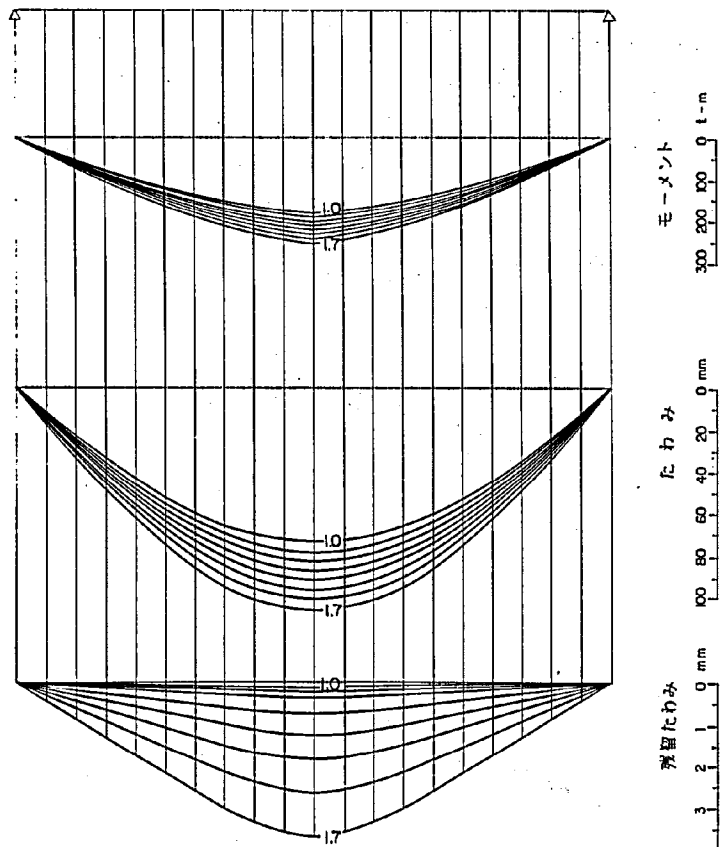
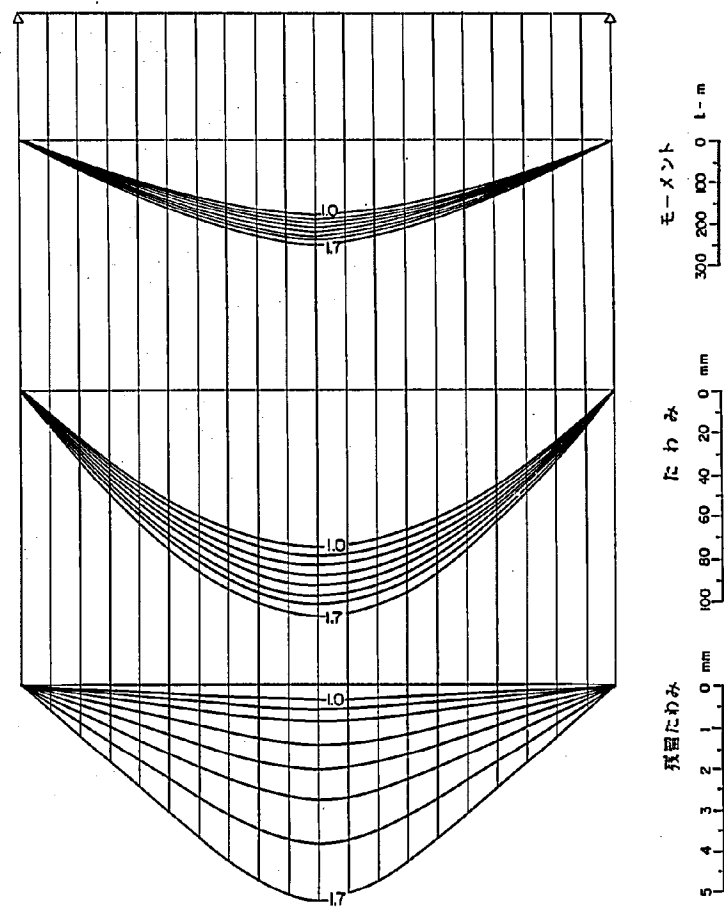


図-9 (6) (A64)





図—9(7) (A65)



図—9(8) (A66)

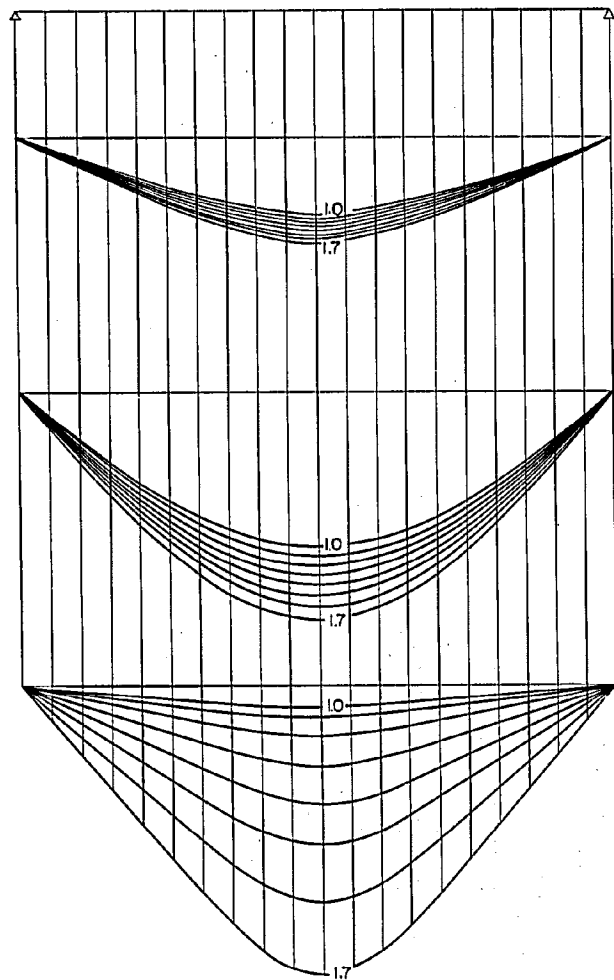


図-9 (9) (1/167)

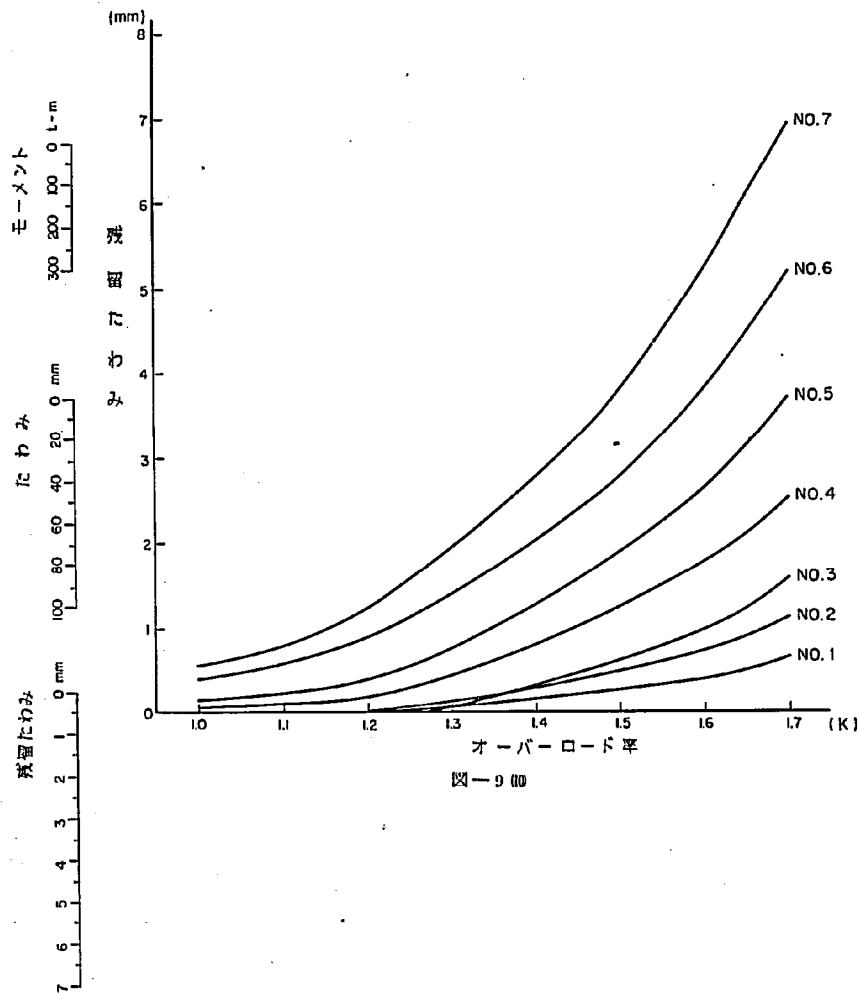


図-9 (10)

FACOM 270-20/30 FORTRAN LIST

```

C      H-BEAM WITH RESIDUAL STRESS
      DIMENSION E(200),ER(200),DDP(200),YY(200),ER(200),DPD(200)
      DIMENSION R(10),AH(100),DIAMO(20)
      DIMENSION AL(100),DPLOAD(100),DELOAD(100),DIALFA(20),DIMOMT(20)
      READ(40,100) H,BF,W,T,SIGMAY
      WRITE(50,10)
10     FORMAT(6X,1HH,9X,1HB,9X,1HW,9X,1HT,6X,6HSIGMAY)
100    FORMAT(6F10.2)
      READ(40,101) N,M
101    FORMAT(2I4)
                                     - 10-

      NNN=N
      MMM=M
      L=2*N+2*N+3
      EY=SIGMAY/(2.1*10.0**6)
C      DETERMINATION OF THE NEUTRAL AXIS
      READ(40,102)(ER(I),I=1,L)
102    FORMAT(8F10.2)
      K=0
      READ(40,103) DRS
103    FORMAT(F10.2)
                                     - 20-

      DG=BF*T*DRS*2.0
1     CONTINUE
      N=NNN
      M=MMM
      B=BF
      IN=1
      IF(K.EQ.0) GO TO 601
      WRITE(50,416) PW,DG
      DO 603 I=1,L
      ER(I)=ER(I)*10.0**6*2.1
                                     - 30-

      IF(I.GE.(2*N+3)) GO TO 602
      ER(I)=ER(I)*(PW+DG)/PW
      GO TO 603
602    ER(I)=ER(I)-DRS
      IK=2*N+M+3
      IF(I.EQ.IK) ER(I)=0.0
603    CONTINUE
601    CONTINUE
      WRITE(50,100) H,B,W,T,SIGMAY
      WRITE(50,101) N,M
                                     - 40-

      WRITE(50,11)
11     FORMAT(1H1,3X,17HRESIDUAL STRESSES)
      WRITE(50,415) (ER(I),I=1,L)
      WRITE(50,12)
12     FORMAT(1H1,27H COMPUTE THE BENDING MOMENT)
      DO 1001 I=1,L
      ER(I)=ER(I)/10.0**6/2.1
1001   CONTINUE
1000   CONTINUE
      AA=IN-1

```

```

ALFA=0.5*AA/10.0**5
BETA=0.0
WD=H/2.0-T
RN=N
RM=M
DW=WD/RN
DF=B/(2.0*RM)
NN=1
NUM=0
PB=1
- 50-

1006 CONTINUE
P=0.0
NUM=NUM+1
DO 1002 I=1,L
COUNT=I-1
IF(I-2*N-1) 21,21,22
22 IF(I-(2*N+M+3)) 23,24,24
21 Y=DW*COUNT-WD
GO TO 1007
23 Y=WD
- 60-

GO TO 1007
24 Y=-WD
1007 YY(I)=Y-BETA
EP=-ALFA*YY(I)
E(I)=ER(I)+EP
1002 CONTINUE
DO 2009 I=2,L
IF(I-2*N-2) 30,31,32
32 IF(I-2*N-M-3) 33,33,34
30 EB(I)=E(I-1)
- 70-

GO TO 1008
33 EB(I)=E(I)-ALFA*T
GO TO 1008
34 EB(I)=E(I)+ALFA*T
1008 EYY=EY
SMY=SIGMAY
IF(E(I).LT.0.0) EYY=-EY
IF(E(I).LT.0.0) SMY=-SIGMAY
IF(E(I)**2-EYY**2) 35,36,36
35 IF(EB(I)**2-EYY**2) 37,38,38
- 80-

36 IF(EB(I)**2-EYY**2) 39,40,40
31 SIG=0.0
GO TO 1003
40 SIG=SMY
GO TO 1003
37 SIG=(E(I)+EB(I))/(2.0*EYY)*SMY
GO TO 1003
39 IF(EB(I)**2.GT.(EYY**2-1.0/10.0**12)) GO TO 600
SIG=(2.0*(E(I)*EYY-EB(I)**2-EYY**2)/(2.0*EYY*(E(I)-EB(I)))*SMY
GO TO 1003
- 90-

```

```

38 IF(E(I)**2.GT.(EYY**2-1.0/10.0**12)) GO TO 600
   SIG=(2.0*EB(I)*EYY-E(I)**2-EYY**2)/(2.0*EYY*(EB(I)-E(I)))*SMY
   GO TO 1003
600 SIG=SMY
1003 A=DW*W
   IF(I.GT.2*N+1) A=DF*T*2.0
   DP=SIG*A
   P=P+DP
   DPD(I)=DP
2009 CONTINUE

RV=PB*P
PB=P
IF(RV.LT.0.0) NN=NN+1
FNN=NN
IF(AA.EQ.0.0) GO TO 1012
IF(P-1000.0) 50,51,51
50 IF(P+1000.0) 52,52,1009
51 BETA=-DW/FNN+BETA
   GO TO 1006
52 BETA=DW/FNN+BETA

30 TO 1006
1012 IF(((P+1000.0).LT.0.0).OR.((P-1000.0).GT.0.0)) GO TO 1020
   GO TO 1009
1020 WRITE(50,200) NUM,BETA,P
   GO TO 3000
1009 CONTINUE
   IF(IN.NE.1) GO TO 606
   PW=0.0
   NM=2*N+1
   DO 604 I=1,NM

604 PW=DPD(I)+PW
606 CONTINUE
   WRITE(50,203)
203 FORMAT(1X,49H REPEATING NO      DISPLACEMENT      AXIAL FORCE/18X
1,14HOF NUTRAL AXIS)
   WRITE(50,200) NUM,BETA,P
200 FORMAT(5X,14,10X,E12.5,7X,E12.5)
C  COMPUTATION FOR THE MOMENT OF INERTIA
   DI=0.0
   AMOMIN=0.0

   AMOMNT=0.0
   YMAX=0.0
   DO 1010 I=2,L
   IF(I-2*N-2) 60,61,62
62 IF(I-2*N-M-3) 63,61,64
60 A=W*DW
   WIT=W
   DEP=DW
   YYY=(YY(I)+YY(I-1))/2.0
   GO TO 1011

```

```

61 A=0.0
WIT=0.0
DEP=0.0
GO TO 73
63 A=T*DF*2.0
WIT=DF
DEP=T
YYY=YY(I)+T/2.0
GO TO 1011
64 A=T*DF*2.0
WIT=DF
DEP=T
YYY=YY(I)-T/2.0
1011 EYY=EY
IF(E(I).LT.0.0) EYY=-EY
D=DEP
YG=YYY
IF(E(I)**2-EY**2) 71,72,72
71 IF(EB(I)**2-EY**2) 77,74,74
72 IF(EB(I)**2-EY**2) 75,76,76
77 IF((E(I)+EB(I))*2.LT.1.0/10.0**8) GO TO 79
YG=(E(I)-EB(I))/(6.0*(E(I)+EB(I))*D
GO TO 80
79 YG=0.0
80 IF(I.GT.2*N+1) YG=-YG
IF(I.GT.2*N+M+2) YG=-YG
YG=YG+YYY
GO TO 73
74 IF(E(I)**2.GT.(EYY**2-1.0/10.0**8)) GO TO 76
DEP=(EYY-E(I))/(EB(I)-E(I))*DEP
TB=D-DEP
YG=(EYY*(6.0*TB*DEP+3.0*TB**2+2.0*DEP**2)/6.0+E(I)*DEP**2/2.0)/
1(EYY*(TB+DEP/2.0)+E(I)*DEP/2.0)+D/2.0
IF(I.GT.2*N+1) YG=-YG
IF(I.GT.2*N+M+2) YG=-YG
YG=YG+YYY
GO TO 73
75 IF(EB(I)**2.GT.(EYY**2-1.0/10.0**8)) GO TO 76
DEP=(EYY-EB(I))/(E(I)-EB(I))*DEP
TB=D-DEP
YG=(EYY*(6.0*TB*DEP+3.0*TB**2+2.0*DEP**2)/6.0+EB(I)*DEP**2/2.0)/
1EYY*(TB+DEP/2.0)+EB(I)*DEP/2.0)+D/2.0
IF(I.GT.2*N+1) YG=-YG
IF(I.GT.2*N+M+2) YG=-YG
YG=YG+YYY
GO TO 73
76 DEP=0.0
73 DI=A*YYY**2+WIT*DEP**3/12.0
DM=-DPD(I)*YG
AMOMIN=AMOMIN+DI

```

```

- 200-
      AMOMNT=AMOMNT+DM
1010 CONTINUE
      AMOMNT=AMOMNT/10.0**5
      DIAM0(IN)=AMOMIN
      DIALFA(IN)=ALFA
      DIMOMT(IN)=AMOMNT
      MAXI=IN
      WRITE(50,205)
205  FORMAT(10X,52HCAVATURE      MOMENT OF INERTIA      MOMENT IN ELASTIC
      1/4RX,15HOR IN INELASTIC)
- 210-
      WRITE(50,201) ALFA,AMOMIN,AMOMNT
201  FORMAT(8H      ,F12.5,5X,F12.2,12X,F12.2)
      IN=IN+1
      IF(IN.EQ.17)GO TO 2000
      GO TO 1000
2000 CONTINUE
      DII=DIMOMT(1)
      DO 210 I=1,MAXI
210  DIMOMT(I)=DIMOMT(I)-DII
      WRITE(50,416) (DIALFA(I),I=1,MAXI)
- 220-
      WRITE(50,416) (DIMOMT(I),I=1,MAXI)
C  COMPUTE MOMENT OF H-BEAM SUBJECTED LIEE AND DEAD LOAD
      WRITE(50,15)
15  FORMAT(1H1,32H COMPUTE THE RESIDUAL DEFLECTION)
      WRITE(50,18)
18  FORMAT(///,3X,4HSPAN,7X,5HWIDTH,3X,9HDEAD LOAD,2X,1HX,2X,1HN)
      IF(K.GE.1) GO TO 605
      READ(40,410) S,B1,QD,N1,NN1
410  FORMAT(3F10.3,2I4)
      READ(40,411) (R(I),I=1,N)
- 230-
411  FORMAT(8F10.2)
605  CONTINUE
      B=B1
      N=N1
      NN=NN1
      WRITE(50,410) S,B,QD,N,NN
      P=5.0*B
      Q=0.35*B
      DO 412 I=1,N
412  X=0.0
- 240-
      FNN=NN
      M=1
413  CONTINUE
      DS=S/FNN
      RM=M
      X=RM*DS
      AM(M)=(P*R(1)/2.0+(Q*R(1)+QD)*S/2.0)*X-(Q*R(1)+QD)*X**2/2.0
      DO 500 II=1,MAXI
      IF((AM(M)-DIMOMT(II)).LE.0.0)GO TO 501
500  CONTINUE

```

```

501 AL(M)=(DIALFA(II)-DIALFA(II-1))/(DIMOMT(II)-DIMOMT(II-1))*(AM(M)-D
11MOMT(II-1))+DIALFA(II-1)
AMBEI=AM(M)/2.1/10.0/DIAMO(1)
DPLOAD(M)=DS*AL(M)*100.0
DELOAD(M)=DS*AMBEI*100.0
MAX=M
IF(M.GE.NN/2) GO TO 14
M=M+1
GO TO 413
14 WRITE(50,400)
WRITE(50,13)
13 FORMAT(39H BENDING MOMENT AND MOHR-S ELASTIC LOAD)
WRITE(50,16) R(1)
16 FORMAT(13H LOAD FACTOR=F10.2)
WRITE(50,415) (AM(M),M=1,MAX)
WRITE(50,416) (AL(M),M=1,MAX)
WRITE(50,416) (DPLOAD(M),M=1,MAX)
WRITE(50,416) (DELOAD(M),M=1,MAX)
PLALOD=0.0
ELALOD=0.0
DO 502 II=1,MAX
PLALOD=DPLOAD(II)+PLALOD
ELALOD=DELOAD(II)+ELALOD
502 CONTINUE
DO 503 II=1,MAX
REALI=II
PREVMO=0.0
EREVMO=0.0
DO 504 M=1,II
REALM=M
PREVMO=DPLOAD(M)*DS*100.0*(REALI+0.5-REALM)+PREVMO
EREVMO=DELOAD(M)*DS*100.0*(REALI+0.5-REALM)+EREVMO
504 CONTINUE
PDFLEC=(-PREVMO+PLALOD*DS*100.0*REALI)*10.0
EDFLEC=(-EREVMO+ELALOD*DS*100.0*REALI)*10.0
RESDEF=PDFLEC-EDFLEC
WRITE(50,17)
17 FORMAT(5X,5HPOINT,5X,15HDEFLECTION (MM),12X,24HRESIDUAL DEFLECTION
1 (MM))
WRITE(50,505) II,PDFLEC,EDFLEC,RESDEF
505 FORMAT(4X,14,5X,F10.2,5X,F10.2,5X,F10.2)
503 CONTINUE
412 CONTINUE
415 FORMAT(13F10.2)
416 FORMAT(13E10.3)
400 FORMAT(//////)
WRITE(50,19)
19 FORMAT(1H1)
IF(K.EQ.0) GO TO 3000
K=K+1

```

- 300-

3000 GO TO 1
CONTINUE
STOP
END

土木研究所資料608号

昭和45年10月(1970)

大型H形鋼の残留応力と変形との関係

国 広 哲 男 ・ 井 上 啓 一

要旨

大型圧延H形鋼の残留応力がけたの変形に及ぼす影響について、その計算方法を示すとともに、計算結果と実験値との比較を行ない、この計算方法の妥当性を確めた。また、スパン20mの具体的な道路橋についての計算結果から、残留応力がけたの変形に及ぼす影響度を明らかにし、現在市場に出まわっているH形鋼に見られる程度の大きさの残留応力であれば、道路橋用のけた材として使用する場合、実用上支障はないことが判明した。

キーワード : 道路橋, 大型H形鋼, 残留応力, 残留変形