

一、前言

在結構的分析與設計上，必定會碰到一個兩難的情況就是斷面尺寸的預估。結構體內各桿件的勁度與其斷面尺寸有關，各桿件勁度的大小決定了在某一種外力下其所受的應力大小，因此當一個結構物被分析時，不單要知道外力的大小與分佈，以及各桿件的長度、材料的性質等資料，還要知道每根桿件的斷面大小方能算出其應力分佈。而一個結構物在設計完成之前，其斷面之尺寸是未知的，建築師交給結構工程師的資料居多只有樑、柱的所在位置，及桿件長度等，而斷面的尺寸大小及鋼筋用量等資料則是預期由結構工程師處回輸的結果。

以往結構工程師對此問題所最常採用的方法為經驗法則，亦即根據從前所設計過的類似結構，或是桿件跨徑的某一個固定比例（例 $1/12$ ）等。經驗法則的準確性將會因人而異，而且即使最有經驗的人也不能涵蓋所有可能碰到的問題，因此在做細部設計時常會遇到以下兩種情況，其一為計算出來的斷面較預估的斷面差很多，必須依據算出的斷面重做結構分析，不然所得的應力分佈將有很大的誤差。其二為算出的斷面較預估斷面小，或是較大但所大的比例不多，為了避免重行分析的麻煩，一般結構工程師大多會以原先預估的斷面為準。如此則使設計的準確性降低。

另外還有一些近似的結構分析法，如框架法（portal frame method）及懸臂法（cantilever method），利用這些近似法可以不經過桿件之勁度分析而找出其近似之應力分佈，如此則可避免上述的兩難情況。只是這些方法之準確性依問題而不同，對於缺乏經驗之工程師

仍易造成誤導。

本文所採取的方法是以電腦程式自動疊代求解，如此則可避免分析的誤差所導致的材料浪費或是不安全之設計，在現今電腦資源豐富之情況下也不致造成成本的太大增加，由於計算機執行上的方便與快速，此程式不單可以做結構工程師初步設計之斷面預估，且可作為建築師在選擇不同造型時，提供各種不同結構佈置之可行性研究。

二程式之說明

本文所發展的程式，目標在於初步設計階段做斷面預估之用，因此假定使用者對於結構物之造型尚無明確的觀念，程式所要求的輸入資料將力求簡單，如幾個跨徑、幾層樓高等，而不像一般的構架分析程式要求輸入每個節點的座標，桿端之節點編號等。另外，考慮的加載外力亦由程式內自動計算，如此對於使用者更形方便。

分析的模式係採用三度空間構架，每一節點具有六個自由度，斷面的初始預測值是由其跨徑的比例來決定，對所有的柱子其斷面假設為正方形，邊長為樓層高之十分之一，而所有的樑其樑深設為跨徑的十二分之一，樑寬設為樑深之半。由初始之預測斷面求出各桿件及整個結構物之勁度矩陣，並由此預測斷面算出呆載重、活載重、及地震力三者，程式內所考慮的三種載重組合為

$$(1) 1.4DL + 1.7LL$$

$$(2) 0.75 \times (1.4DL + 1.7LL + 1.87E) \quad (E \text{ 作用在 } x \text{ 向})$$

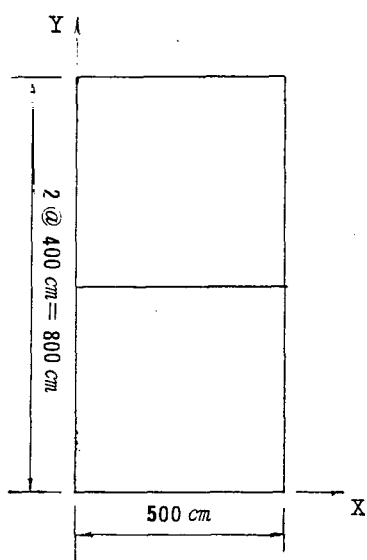
$$(3) 0.75 \times (1.4DL + 1.7LL + 1.87E) \quad (E \text{ 作用在 } y \text{ 向})$$

對於每一種載重組合，配合前述算出之勁度矩陣，可以求出每個節點的位移以及各個桿件的應力。再由兩個副程式，分別檢驗鋼筋混凝土樑，與鋼筋混凝土柱之斷面是否適當，樑副程式的輸入資料為斷面彎矩與斷面剪力，以及原先設定的樑寬與樑深，副程式內將檢驗此斷面是否能承擔此彎矩與剪力，若原先斷面太大或太小，則會建議一組新的樑寬與樑深。而柱副程式的輸入資料為兩方向之彎矩 M_x 及 M_y ，以及軸力 P ，副程式內將計算

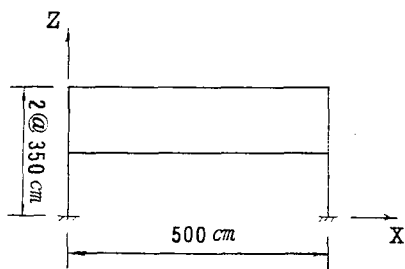
出新的建議斷面尺寸。此兩副程式將在另節詳細說明。

每一組預估斷面將接受三組載重組合的考驗，亦即在三組載重組合考慮完之前，並不馬上做斷面更新，更新斷面是由三組建議斷面中取其大者來控制，在斷面更新後其勁度矩陣將重行計算，而呆載重、活載重以及地震力亦隨之改變，而開始下一循環之計算。

三、計算範例



(a) 平面圖



(b) 立面圖

$$F'_c = 210 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$F_y = 2800 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$W_L \text{ (第一層樓版)} = 0.05 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$W_L \text{ (第二層樓版)} = 0.05 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

地震力資料 (V = ZKCIW)

$Z = 1.0$ 屋頂集中力 ($F_p = ZIC_pW_p$)

$K = 1.0$ $C_p = 1.0$

$C = 0.15$ $W_p = 5000 \text{ kg}$

$I = 1.0$

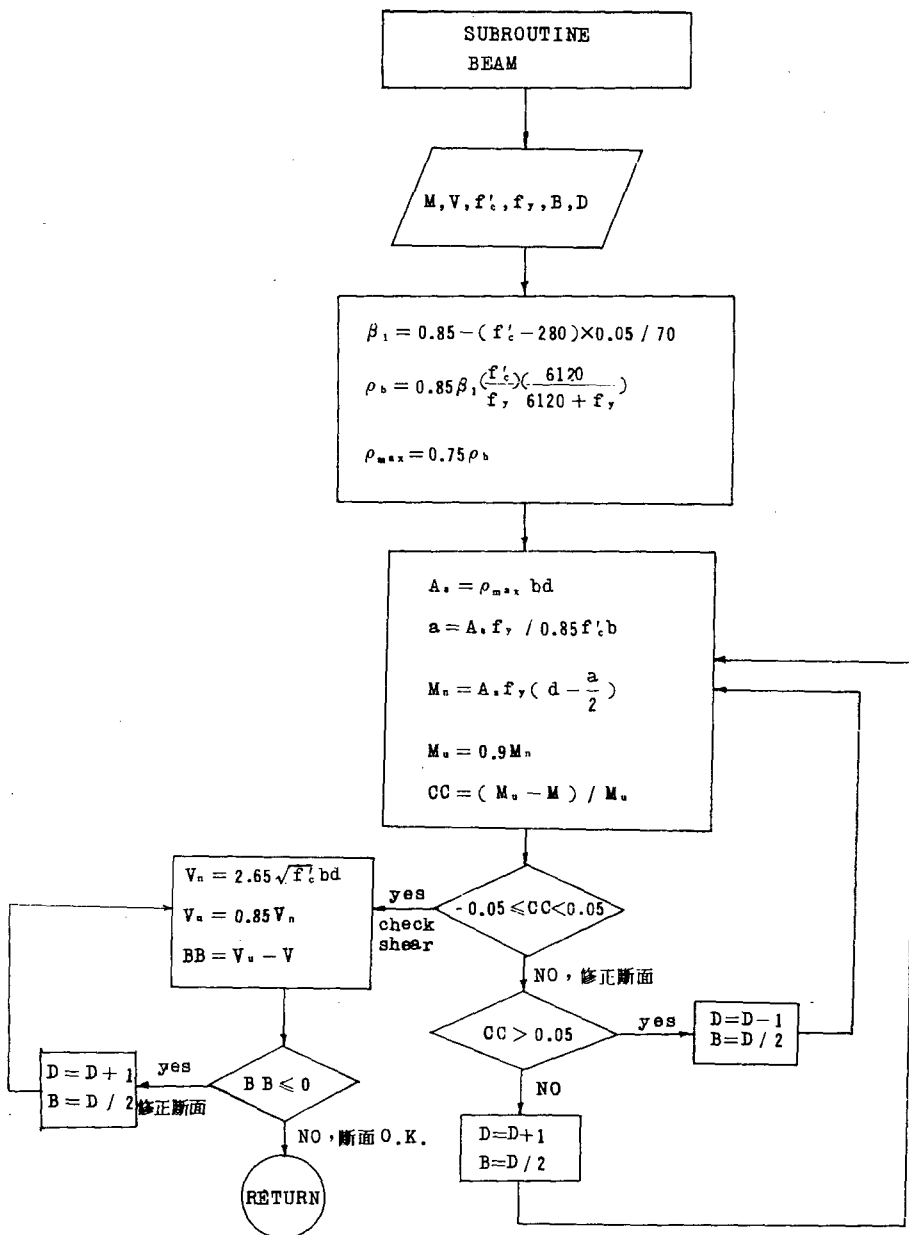
附錄 A 為程式的內容，附錄 B 為輸入資料檔，總共只有九行的資料，此程式總共產生三個輸出檔，最主要者為各桿件的斷面預測結果，附錄 C 將其完整的列出，第二個輸出檔為疊代過程中的節點位移與各桿端的外力，附錄 D 為其部分內容。第三個輸出檔為輸入資料與計算資料之回印，附錄 E 亦僅印出其部分內容。

對附錄 C 之內容再深入探討如下，此題目是在一 IBM XT 相容型的計算機求得，機器附有數學輔助處理器，全部計算時間為 4 分 34 秒。總共經過五次疊代得到收斂結果。附錄 C 中 ELEMENT NO. 1 ~ 6 為第一層柱，7 ~ 13 為第一層梁，14 ~ 19 為第二層柱，20 ~ 26 為第二層梁。柱尺寸約介於 35 cm ~ 45 cm 之間，梁尺寸約介於 15 cm × 30 cm ~ 20 cm × 40 cm 之間，由於斷面設計並非採最佳化方式，因此尚留有相當的伸縮空間，供使用者配合其它的考量因素，作合適的斷面選擇。

四梁斷面設計

本程式梁斷面設計部份在副程式 **BEAM** 內完成，原理為由分析副程式傳來之彎矩 M 、剪力 V 、和材料強度 f'_c 、 f_y 、斷面尺寸 b ， d ，即可由程式內部的運算機構，計算出合適之 b 、 h 值（詳見流程圖），再傳回分析副程式，檢核勁度矩陣。

斷面修正：本程式以規範允許之最大鋼筋比來計算容許彎矩強度，再與設計彎矩比較，若相差在 5 % 以內，則接著檢核剪力，若剪力亦合乎要求，則停止計算，將 b 、 d 之計算結果傳回分析副程式，否則，即須修改斷面，重新計算直至符合要求為止。



五、柱斷面設計

本程式柱斷面設計部份由五個副程式組成，即 COLUMN, COL, TEN, COMP, SOL，原理為根據分析副程式傳來之 x 方彎矩 M_x ， y 向彎矩 M_y ，軸力 P ，和材料強度 f'_c, f_y ，即可由程式內部的運算機構，計算出合適之 b 、 h 值（詳見流程圖），再傳回分析副程式，檢核勁度矩陣。

(I) b 、 h 值決定： b 、 h 值的決定，以規範規定之柱鋼筋比（1% ~ 8%）為主要依據，唯本程式採用工程上較為常用的 1% ~ 3%。程式以 $b = 45\text{cm}$ 、 $h = 45\text{cm}$ 做為初始值，計算鋼筋比，若求出之柱鋼筋比落在此範圍內，則停止計算，將 b 、 h 之計算結果傳回分析程式，否則，若鋼筋比大於 3%，則加大斷面，鋼筋比小於 1%，減小斷面、重新計算，直至符合要求為止。另一控制 b 、 h 的因素為最小柱斷面尺寸，即柱載重甚小時，計算得之 b 、 h 亦可能很小，此與實際情形有所不符。本程式以最小柱斷面 23 cm 為控制，即計算過程中， b 、 h 二者之任一數值均不得小於 23 cm ，否則縱使鋼筋比仍小於 1%，程式仍將停止疊代。

(II) 斷面修正：斷面的修正，本程式採用以下方法。

- (1) $0.01 < \rho < 0.03$ 斷面不再修正
- (2) $\rho > 0.03$ ，且 $M_x > 1.2 M_y$ ，則 $d = d + 2$ ， $b = b + 1$
- (3) $\rho > 0.03$ ，且 $M_y / 1.2 \leq M_x \leq 1.2 M_y$ ，則 $d = d + 2$ ，
 $b = d + 7$

(4) $\rho > 0.03$, 且 $M_x < M_y / 1.2$, 則 $b = b + 2$, $d = d + 1$

(5) $\rho < 0.01$, 且 $M_x > 1.2 M_y$, 則 $b = b - 2$, $d = d - 1$

(6) $\rho < 0.01$, 且 $M_x / 1.2 \leq M_x \leq 1.2 M_y$, 則 $b = b - 2$,

$$d = b - 7$$

(7) $\rho < 0.01$, 且 $M_x < M_y / 1.2$, 則 $d = e - 2$, $b = b - 1$

其中(5)、(6)、(7)情況中, b 均不得小於 25 cm , d 均不得小於 18 cm 。

(Ⅲ) 公式推導

(1) 拉力控制柱

① 壓力筋不降伏：

$$C_s = \frac{A_{st} f'_s}{2} = 3060 A_{st} \frac{X - 7}{X} \quad (a)$$

$$C_c = 0.85 \beta_1 f'_c b x \quad (b)$$

$$T = \frac{A_{st} f_y}{2} \quad (c)$$

$$\text{由 } P_n = C_c + C_s - T$$

$$\text{可解得 } A_{st} = \frac{2 X P_n - 1.7 \beta_1 f'_c b x^2}{6120 (X - 7) - X f_y} \quad (d)$$

$$\text{由 } P_n \left(e + \frac{d - 7}{2} \right) = C_c \left(d - \frac{\beta_1 X}{2} \right) + C_s (d - 7)$$

$$\text{可得 } C_4 X^3 + C_3 X^2 + C_2 X + C_1 = 0$$

$$\text{其中 } C_1 = -P_n \left(e + \frac{d-7}{2} \right) (42840)$$

$$+ 3060 (d-7) (14 P_n)$$

$$C_2 = P_n \left(e + \frac{d-7}{2} \right) (6120 - f_y) +$$

$$0.85 f'_c b d (42840) - 3060 (d-7) (2 P_n) -$$

$$3060 (d-7) (11.9 \beta_1 f'_c b)$$

$$C_3 = -0.85 \beta_1 f'_c b d (6120 - f_y) -$$

$$0.425 \beta_1^2 f'_c b (42840) + 3060 (d-7) (1.7 \beta_1 f'_c b)$$

$$C_4 = 0.425 \beta_1^2 f'_c b (6120 - f_y)$$

解此一元三次方程式，代入(d)式中，即可求出 A_{st} ， $\rho =$

$$A_{st} / bh$$

②壓力筋降伏

$$C_s = \frac{A_{st} f_y}{2}$$

$$C_c = 0.85 f'_c b x$$

$$T = \frac{A_{st} f_y}{2}$$

$$P_n = C_c + C_s - T = C_c = 0.85 f'_c \beta_1 x b$$

$$X = \frac{P_n}{0.85 \beta_1 f'_c b} \text{，代入(d)式中，即可得 } A_{st} \text{，} \rho = A_{st} / bh$$

(2)壓力控制柱

$$C_s = \frac{A_{st}}{2} (f_y - 0.85 f'_c) \quad (e)$$

$$C_c = 0.85 f'_c b x \quad (f)$$

$$T = \frac{A_{st}}{2} (6120 \frac{d - X}{X}) \quad (g)$$

$$\text{由 } P_n = C_c + C_s - T$$

$$\text{可解得 } A_{st} = \frac{2XP_n - 1.7\beta_1 f'_c b x^2}{Xf_y - 0.85 f'_c X - 6120d + 6120X} \quad (h)$$

$$\text{由 } P_n \left(e + \frac{d - 7}{2} \right) = C_c \left(d - \frac{\beta_1 X}{2} \right) + C_s (d - 7)$$

$$\text{可得 } C_4 X^3 + C_3 X^2 + C_2 X + C_1 = 0$$

$$\text{其中 } C_1 = 6120 P_n d \left(e + \frac{d - 7}{2} \right)$$

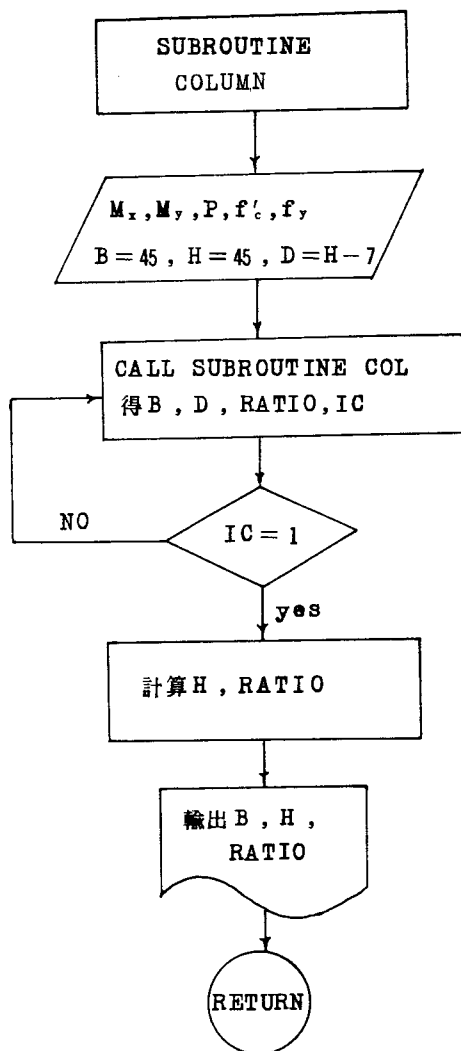
$$\begin{aligned} C_2 = & P_n (f_y - 0.85 f'_c) (d - 7) - 5202 \beta_1 f'_c b d^2 \\ & - P_n f_y \left(e + \frac{d - 7}{2} \right) + 0.85 f'_c P_n \left(e + \frac{d - 7}{2} \right) \\ & - 6120 P_n \left(e + \frac{d - 7}{2} \right) \end{aligned}$$

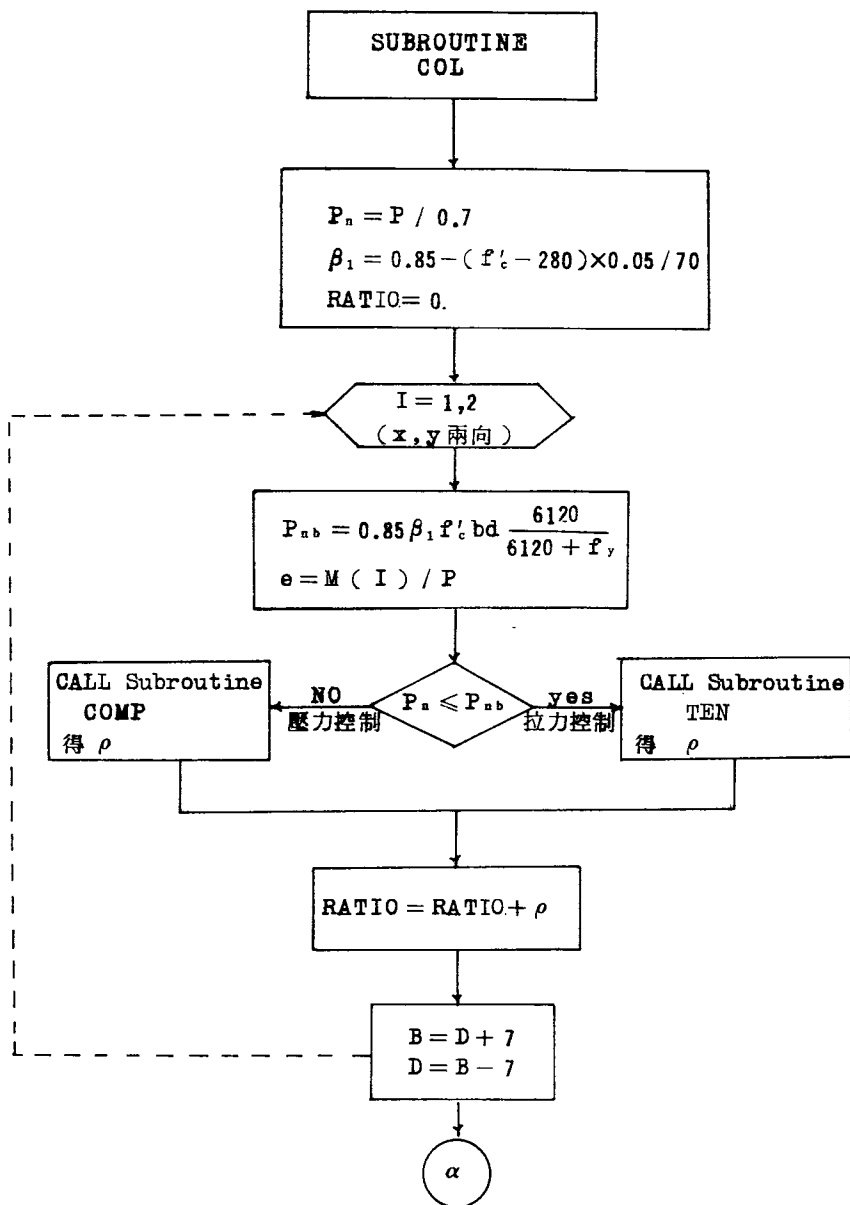
$$\begin{aligned} C_3 = & -0.85 \beta_1 f'_c b (f_y - 0.85 f'_c) (d - 7) \\ & + 0.85 \beta_1 f'_c b d (f_y - 0.85 f'_c + 6120) \\ & + 2601 \beta_1^2 f'_c b d \end{aligned}$$

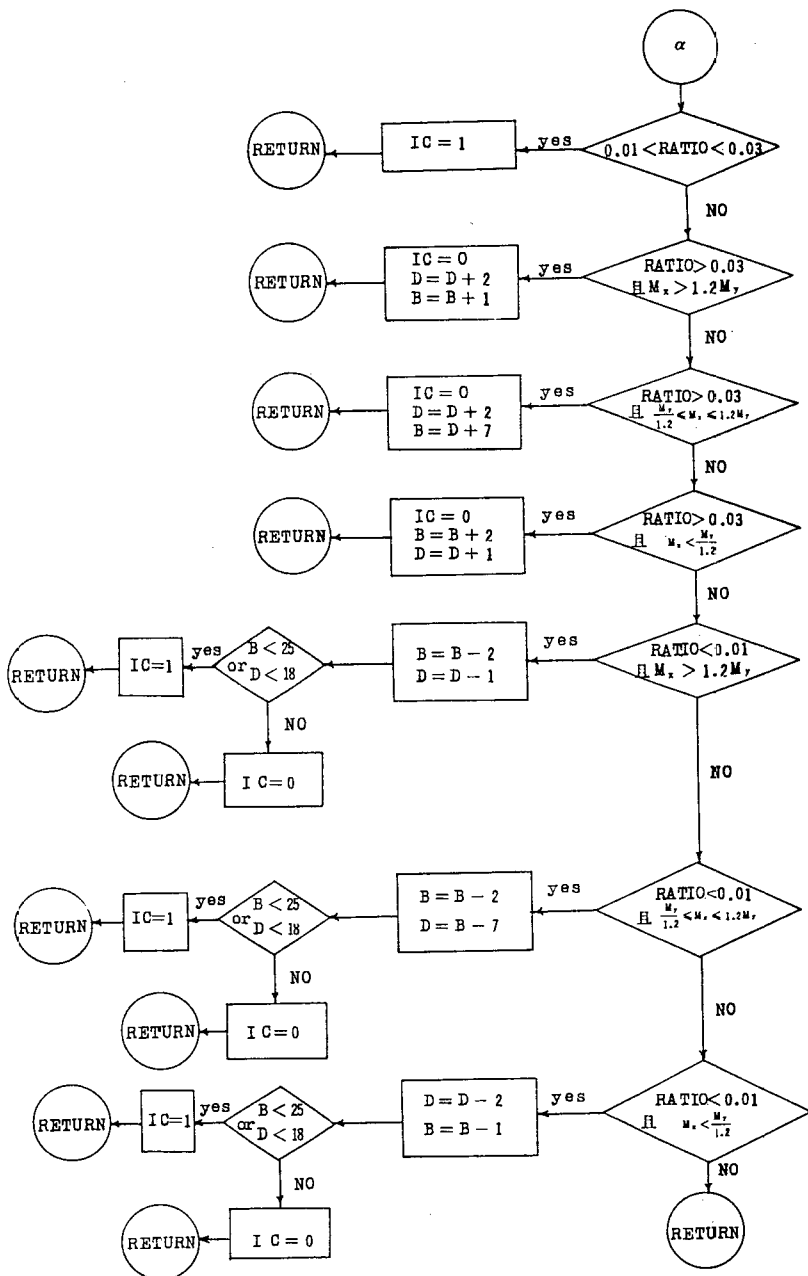
$$C_4 = -0.425 \beta_1^2 f'_c b (f_y - 0.85 f'_c + 6120)$$

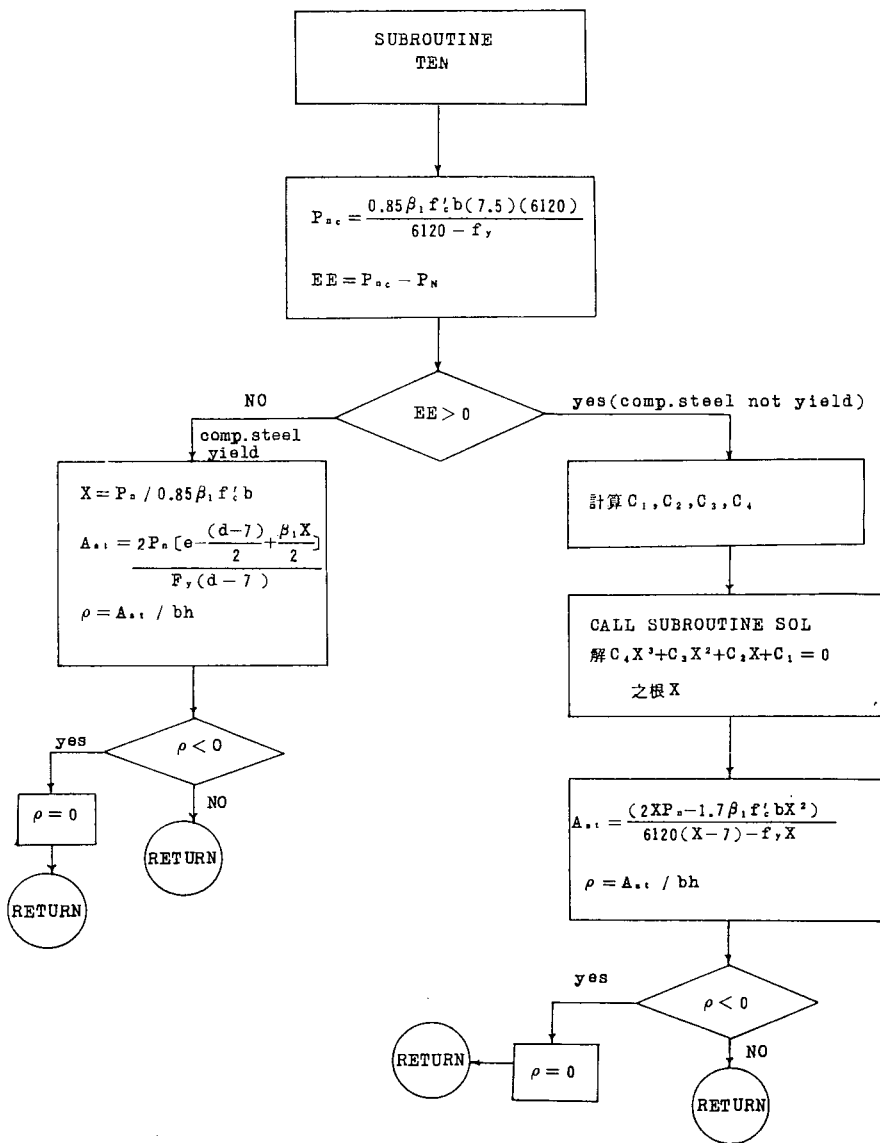
解此一元三次方程式，代入(h)式中，即可求出 A_{st} ， $\rho = A_{st} / bh$

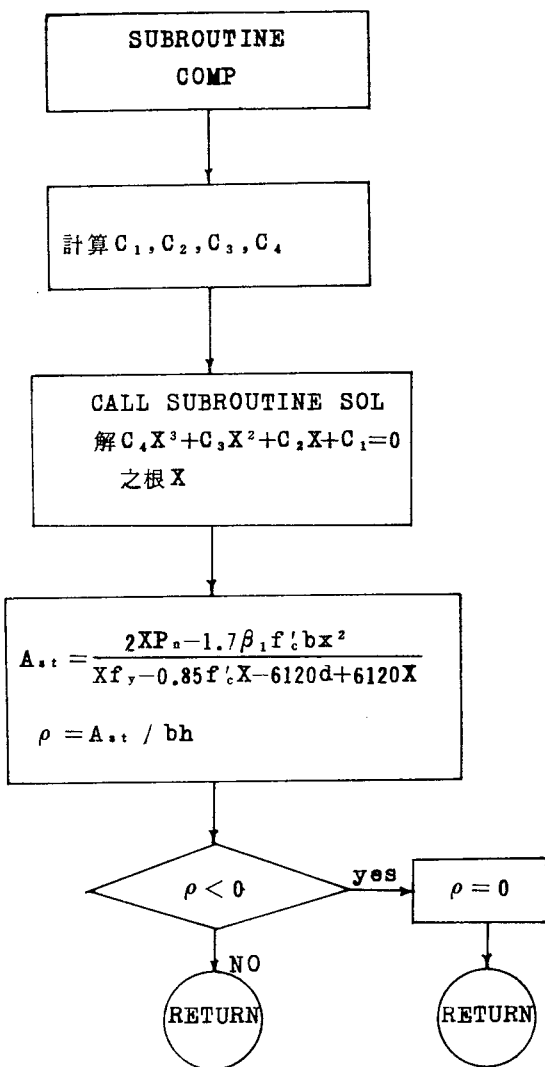
5 - 1 柱斷面設計流程圖











附 錄 A

```

SLARGE
C      SNOFLOATCALLS
C      DATTIM.FOR program - To access the date and time:

```

```

      INTERFACE TO SUBROUTINE TIME (N,STR)
      CHARACTER*10 STR [NEAR,REFERENCE]
      INTEGER*2 N [VALUE]
      END
      INTERFACE TO SUBROUTINE DATE (N,STR)
      CHARACTER*10 STR [NEAR,REFERENCE]
      INTEGER*2 N [VALUE]
      END

```

```

      SUBROUTINE DAT (IA)
      CHARACTER*10 DSTR
      CALL DATE (10,DSTR)
      IF(IA.EQ.0) THEN
      WRITE (*,30) 'DATE=',DSTR
      ELSE
30  WRITE (IA,30) 'DATE=',DSTR
      FORMAT(/,3X,A5,1X,A10)
      ENDIF
      RETURN
      END

```

```

      SUBROUTINE TIM (IA)
      CHARACTER*10 TSTR
      CALL TIME (10,TSTR)
      IF(IA.EQ.0) THEN
      WRITE (*,30) 'TIME=',TSTR
      ELSE
30  WRITE (IA,30) 'TIME=',TSTR
      FORMAT(/,3X,A5,1X,A10)
      ENDIF
      RETURN
      END

```

```

      PROGRAM PROJECT
      COMMON/A/ NJ,NM,NX,NY,NZ,NHB,NEQ
      COMMON/B/ E,G,WD,WL(10),ZZ,KK,CC,II,HH,CP,WP
      DIMENSION O(30000)
      CALL DAT(0)
      CALL TIM(0)
      OPEN(4,FILE='ECHO.OUT',STATUS='NEW')
      OPEN(5,FILE='PROJ2.DAT',STATUS='OLD')
      OPEN(6,FILE='PROJ2.OUT',STATUS='NEW')
      OPEN(7,FILE='FORCE.OUT',STATUS='NEW')
      CALL DAT(6)
      CALL TIM(6)
C**  NX IS THE NUMBER OF BAYS IN THE SHORTER DIRECTION OF HORIZONTAL
C**  NY IS THE NUMBER OF BAYS IN THE LONGER DIRECTION OF HORIZONTAL
C**  NZ IS THE NUMBER OF FLOORS
C**  NJ IS THE NUMBER OF NODES
C**  NM IS THE NUMBER OF MEMBERS
      READ(5,*) NX,NY,NZ
      NJ=(NX+1)*(NY+1)*(NZ+1)
      NM=NZ*(3*NX*NY+2*NX+2*NY+1)
      NHB=6*((NX+1)*(NY+1)+1)
      NEQ=6*NJ
      I2=1+NJ
      I3=I2+NJ
      I4=I3+NJ
      I5=I4+NJ
      I6=I5+NM
      I7=I6+NM

```

```

I8=I7+NM
I9=I8+NM
I10=I9+NM
I11=I10+NM
I12=I11+NM
MAX=NHB*(2*NEQ-NHB+1)/2
I13=I12+NEQ
I14=I13+MAX
IF(I14-1.GT.30000) THEN
WRITE(*,207)
207 FORMAT(/,3X,'*** The problem size is too big. ***')
STOP
ENDIF
CC SUBROUTINE MESH(X,Y,Z,JA,JB,B,D,JIR)
CALL MESH(O(1),O(12),O(13),O(14),O(15),O(16),O(17),O(18))
c write(*,*)'mesh pass'
ITRN=0
10 ITRN=ITRN+1
WRITE(*,201) ITRN
201 FORMAT(/,5X,'ITERATION NO. ',I2)
DO 20 I=I13,I14-1
O(I)=0.
20 CONTINUE
DO 25 I=I9,I11-1
O(I)=0.
25 CONTINUE
CC SUBROUTINE STIFF(X,Y,Z,JA,JB,B,D,JIR,GK,ITRN)
CALL STIFF(O(1),O(12),O(13),O(14),O(15),O(16),O(17),O(18),O(I13),
* ITRN)
c write(*,*)'stiff pass'
CC SUBROUTINE MITBC1(GK)
CALL MITBC1(O(I13))
c write(*,*)'mitbc1 pass'
CC SUBROUTINE TRIB(GK)
CALL TRIB(O(I13))
c write(*,*)'trib pass'
DO 40 KC=1,3
WRITE(*,202) KC
202 FORMAT(25X,'LOADING CASE NO. ',I2)
DO 30 I=I11,I13-1
O(I)=0.
30 CONTINUE
CC SUBROUTINE LOAD(X,Y,Z,JA,JB,B,D,JIR,Q,P,KC,ITRN)
CALL LOAD(O(1),O(12),O(13),O(14),O(15),O(16),O(17),O(18),O(I11),
* O(I12),KC,ITRN)
c write(*,*)'load pass'
CC SUBROUTINE MITBC2(P)
CALL MITBC2(O(I12))
c write(*,*)'mitbc2 pass'
CC SUBROUTINE RHSUB(GK,P)
CALL RHSUB(O(I13),O(I12))
c write(*,*)'rhs sub pass'
CC SUBROUTINE SECTN(X,Y,Z,JA,JB,B,D,JIR,BL,DL,Q,P)
CALL SECTN(O(1),O(12),O(13),O(14),O(15),O(16),O(17),O(18),O(19),
* O(I10),O(I11),O(I12))
c write(*,*)'sectn pass'
40 CONTINUE
CC CALL CHECK(B,D,BL,DL)
CALL CHECK(O(16),O(17),O(19),O(I10),ITRN,IERR)
c write(*,*)'check pass'
IF(IERR.GT.0.AND.ITRN.LT.10) GO TO 10
CALL TIM(0)
CALL TIM(6)
STOP
END

```

```

SUBROUTINE MESH(X,Y,Z,JA,JB,B,D,JIR)
COMMON/A/ NJ,NM,NX,NY,NZ,NHB,NEQ
COMMON/D/ RX(10),RY(10),RZ(10)
DIMENSION X(*),Y(*),Z(*),JA(*),JB(*),B(*),D(*),JIR(*)
C** RX(I) IS THE LENGTH OF EACH BAY IN THE NX DIRECTION
C** RY(I) IS THE LENGTH OF EACH BAY IN THE NY DIRECTION
C** RZ(I) IS THE HEIGHT OF EACH FLOOR
READ(5,*) (RX(I),I=1,NX)
READ(5,*) (RY(I),I=1,NY)
READ(5,*) (RZ(I),I=1,NZ)
C** GENERATE THE NODAL COORDINATES
T=0.
L=0
DO 20 I=1,NZ+1
S=0.
DO 10 J=1,NY+1
R=0.
DO 5 K=1,NX+1
L=L+1
X(L)=R
Y(L)=S
Z(L)=T
IF(K.LE.NX) R=R+RX(K)
5 CONTINUE
IF(J.LE.NY) S=S+RY(J)
10 CONTINUE
IF(I.LE.NZ) T=T+RZ(I)
20 CONTINUE
WRITE(4,101)
101 FORMAT(/,1X,'NODAL POINT COORDINATES:',/,/,
*      7X,'NODE',15X,'X',14X,'Y',14X,'Z',/,/)
DO 25 I=1,NJ
WRITE(4,102) I,X(I),Y(I),Z(I)
102 FORMAT(5X,I5,8X,3G15.5)
25 CONTINUE
C** GENERATE THE TWO END NODES OF EACH MEMBER AND
C** ESTIMATE THE WIDTHS AND DEPTHS OF EACH MEMBER
L=0
M1=0
M2=(NX+1)*(NY+1)
DO 60 I=1,NZ
N1=M1
N2=M2
DO 35 J=1,NY+1
DO 30 K=1,NX+1
L=L+1
JA(L)=N1+K
JB(L)=N2+K
B(L)=RZ(I)/10.
D(L)=B(K)
JIR(L)=3
30 CONTINUE
N1=N1+(NX+1)
N2=N2+(NX+1)
35 CONTINUE
N1=M2
DO 45 J=1,NY+1
DO 40 K=1,NX
L=L+1
JA(L)=N1+K
JB(L)=JA(L)+1
D(L)=RX(K)/12.
B(L)=D(L)/2.
JIR(L)=1
40 CONTINUE
N1=N1+(NX+1)

```

```

45 CONTINUE
   N1=M2
   N2=N1+(NX+1)
   DO 55 J=1,NY
   DO 50 K=1,NX+1
   L=L+1
   JA(L)=N1+K
   JB(L)=N2+K
   D(L)=RY(J)/12.
   B(L)=D(L)/2.
   JIR(L)=2
50 CONTINUE
   N1=N2
   N2=N2+(NX+1)
55 CONTINUE
   M1=M2
   M2=M2+(NX+1)*(NY+1)
60 CONTINUE
   WRITE(4,103)
103 FORMAT(//,1X,'DATA ABOUT MEMBERS:',//,
*      5X,'ELEM NO.',8X,'NODE A',4X,'NODE B',5X,'WIDTH',7X,
*      'DEPTH',/)
   DO 80 I=1,NM
   WRITE(4,104) I,JA(I),JB(I),B(I),D(I)
104 FORMAT(5X,I5,5X,2I10,2F12.2)
80 CONTINUE
   RETURN
   END

SUBROUTINE STIFF(X,Y,Z,JA,JB,B,D,JIR,GK,ITRN)
COMMON/A/ NJ,NM,NX,NY,NZ,NHB,NEQ
COMMON/B/ E,G,WD,WL(10),ZZ,KK,CC,II,HH,CP,WP
COMMON/F/ FC,FY
DIMENSION X(*),Y(*),Z(*),JA(*),JB(*),B(*),D(*),JIR(*),GK(*),
*      ID(12),RK(78)
C   LC(I,L)=I+L*NEQ-L*(L-1)/2
   READ(5,*) E,G
   IF(ITRN.EQ.1) READ(5,*) FC,FY
   E=15000.*SQRT(FC)
   G=E/2.4
   DO 30 K=1,NM
   J1=JA(K)
   J2=JB(K)
   CALL ELEMK(X(J1),Y(J1),Z(J1),X(J2),Y(J2),Z(J2),B(K),D(K),JIR(K),
*      RK)
   ID(1)=6*J1-5
   ID(7)=6*J2-5
   DO 10 I=2,6
   ID(I)=ID(I-1)+1
   ID(6+I)=ID(5+I)+1
10 CONTINUE
   L=0
   DO 20 J=1,12
   DO 20 I=1,J
   L=L+1
   IF(ID(J).GE.ID(I)) THEN
   IJ=LC(ID(I),ID(J)-ID(I))
   ELSE
   IJ=LC(ID(J),ID(I)-ID(J))
   ENDIF
   GK(IJ)=GK(IJ)+RK(L)
20 CONTINUE
30 CONTINUE
   RETURN
   END

```

```

SUBROUTINE ELEMK(XA,YA,ZA,XB,YB,ZB,B,D,JIR,RK)
COMMON/B/ E,G,WD,WL(10),ZZ,KK,CC,II,HH,CP,WP
COMMON/C/ AX,AY,AZ,BX,BY,BZ,CX,CY,CZ
DIMENSION RK(78)
IF(JIR.EQ.1) THEN
  RL=XB-XA
ELSE IF(JIR.EQ.2) THEN
  RL=YB-YA
ELSE
  RL=ZB-ZA
ENDIF
CALL ABC(JIR)
A=B*D
RIZ=B*D*D*D/12.
RIY=D*B*B*B/12.
RJX=RIY+RIZ
S1=E*A/RL
S2=12.*E*RIZ/RL**3
S3=12.*E*RIY/RL**3
S4=6.*E*RIZ/RL**2
S5=6.*E*RIY/RL**2
S6=4.*E*RIZ/RL
S7=4.*E*RIY/RL
S8=G*RJX/RL
C*****
RK(1)=S1*AX*AX+S2*BX*BX+S3*CX*CX
RK(2)=S1*AX*AY+S2*BX*BY+S3*CX*CY
RK(3)=S1*AY*AY+S2*BY*BY+S3*CY*CY
RK(4)=S1*AX*AZ+S2*BX*BZ+S3*CX*CZ
RK(5)=S1*AY*AZ+S2*BY*BZ+S3*CY*CZ
RK(6)=S1*AZ*AZ+S2*BZ*BZ+S3*CZ*CZ
C*****
RK(7)=S4*BX*CX-S5*CX*BX
RK(8)=S4*BY*CX-S5*CY*BX
RK(9)=S4*BZ*CX-S5*CZ*BX
RK(11)=S4*BX*CY-S5*CX*BY
RK(12)=S4*BY*CY-S5*CY*BY
RK(13)=S4*BZ*CY-S5*CZ*BY
RK(16)=S4*BX*CZ-S5*CX*BZ
RK(17)=S4*BY*CZ-S5*CY*BZ
RK(18)=S4*BZ*CZ-S5*CZ*BZ
C*****
RK(10)=S8*AX*AX+S7*BX*BX+S6*CX*CX
RK(14)=S8*AX*AY+S7*BX*BY+S6*CX*CY
RK(15)=S8*AY*AY+S7*BY*BY+S6*CY*CY
RK(19)=S8*AX*AZ+S7*BX*BZ+S6*CX*CZ
RK(20)=S8*AY*AZ+S7*BY*BZ+S6*CY*CZ
RK(21)=S8*AZ*AZ+S7*BZ*BZ+S6*CZ*CZ
C*****
RK(22)=-RK(1)
RK(23)=-RK(2)
RK(24)=-RK(4)
RK(29)=-RK(2)
RK(30)=-RK(3)
RK(31)=-RK(5)
RK(37)=-RK(4)
RK(38)=-RK(5)
RK(39)=-RK(6)
C*****
RK(25)=S5*BX*CX-S4*CX*BX
RK(26)=S5*BY*CX-S4*CY*BX
RK(27)=S5*BZ*CX-S4*CZ*BX
RK(32)=S5*BX*CY-S4*CX*BY
RK(33)=S5*BY*CY-S4*CY*BY
RK(34)=S5*BZ*CY-S4*CZ*BY
RK(40)=S5*BX*CZ-S4*CX*BZ

```

```

      RK(41)=S5*BY*CZ-S4*CY*BZ
      RK(42)=S5*BZ*CZ-S4*CZ*BZ
C*****
      RK(28)=RK(1)
      RK(35)=RK(2)
      RK(36)=RK(3)
      RK(43)=RK(4)
      RK(44)=RK(5)
      RK(45)=RK(6)
C*****
      RK(46)=RK(7)
      RK(47)=RK(8)
      RK(48)=RK(9)
      RK(56)=RK(11)
      RK(57)=RK(12)
      RK(58)=RK(13)
      RK(67)=RK(16)
      RK(68)=RK(17)
      RK(69)=RK(18)
C*****
      RK(49)=-S8*AX*AX+0.5*S7*Bx*Bx+0.5*S6*CX*CX
      RK(50)=-S8*AY*AX+0.5*S7*BY*BY+0.5*S6*CY*CY
      RK(51)=-S8*AZ*AX+0.5*S7*BZ*BZ+0.5*S6*CZ*CZ
      RK(59)=-S8*AX*AY+0.5*S7*Bx*BY+0.5*S6*CX*CY
      RK(60)=-S8*AY*AY+0.5*S7*BY*BY+0.5*S6*CY*CY
      RK(61)=-S8*AZ*AY+0.5*S7*BZ*BY+0.5*S6*CZ*CY
      RK(70)=-S8*AX*AZ+0.5*S7*Bx*BZ+0.5*S6*CX*CZ
      RK(71)=-S8*AY*AZ+0.5*S7*BY*BZ+0.5*S6*CY*CZ
      RK(72)=-S8*AZ*AZ+0.5*S7*BZ*BZ+0.5*S6*CZ*CZ
C*****
      RK(52)=-RK(7)
      RK(53)=-RK(8)
      RK(54)=-RK(9)
      RK(62)=-RK(11)
      RK(63)=-RK(12)
      RK(64)=-RK(13)
      RK(73)=-RK(16)
      RK(74)=-RK(17)
      RK(75)=-RK(18)
C*****
      RK(55)=RK(10)
      RK(65)=RK(14)
      RK(66)=RK(15)
      RK(76)=RK(19)
      RK(77)=RK(20)
      RK(78)=RK(21)
      RETURN
      END

      SUBROUTINE ABC(JIR)
      COMMON/C/ AX,AY,AZ,BX,BY,BZ,CX,CY,CZ
      AX=0.
      AY=0.
      AZ=0.
      BX=0.
      BY=0.
      BZ=0.
      CX=0.
      CY=0.
      CZ=0.
      IF(JIR.EQ.1) THEN
      AX=1.
      BZ=1.
      CY=-1.
      ELSE IF(JIR.EQ.2) THEN
      AY=1.
      BZ=1.

```

```

CX=1.
ELSE
AZ=1.
BX=1.
CY=1.
ENDIF
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE MITBC1(GK)
COMMON/A/ NJ,NM,NX,NY,NZ,NHB,NEQ
DIMENSION GK(*)
LC(I,L)=I+L*NEQ-L*(L-1)/2
NH=NHB-1
DO 50 IU=1,6*(NX+1)*(NY+1)
GK(IU)=1.
I1=IU-NH
IF(I1.LT.1) I1=1
DO 10 I=I1,IU-1
GK(LC(I,IU-I))=0.
10 CONTINUE
J2=IU+NH
IF(J2.GT.NEQ) J2=NEQ
DO 30 J=IU+1,J2
30 GK(LC(IU,J-IU))=0.
50 CONTINUE
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE TRIB(GK)
COMMON/A/ NJ,NM,NX,NY,NZ,NHB,NEQ
DIMENSION GK(*)
LC(I,L)=I+L*NEQ-L*(L-1)/2
NH=NHB-1
DO 20 K=1,NEQ-1
IF(GK(K).LT.1.0E-20) THEN
WRITE(*,201) K
WRITE(6,201) K
201 FORMAT(/,3X,'*** TINY PIVOT OCCURS IN ROW',15)
STOP
ENDIF
I1=K+1
I2=K+NH
IF(I2.GT.NEQ) I2=NEQ
DO 20 I=I1,I2
KI=LC(K,I-K)
C=GK(KI)/GK(K)
DO 20 J=I,I2
IJ=LC(I,J-I)
KJ=LC(K,J-K)
GK(IJ)=GK(IJ)-C*GK(KJ)
20 CONTINUE
IF(GK(NEQ).LT.1.0E-20) THEN
WRITE(*,201) NEQ
WRITE(6,201) NEQ
STOP
ENDIF
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE LOAD(X,Y,Z,JA,JB,B,D,JIR,Q,P,KC,ITRN)

```

```

REAL ZZ, KK, CC, II, HH, LF
COMMON/A/ NJ, NM, NX, NY, NZ, NHB, NEQ
COMMON/B/ E, G, WD, WL(10), ZZ, KK, CC, II, HH, CP, WP
COMMON/D/ RX(10), RY(10), RZ(10)
DIMENSION X(*), Y(*), Z(*), JA(*), JB(*), B(*), D(*), JIR(*), P(*), Q(*),
* WH(11), HP(11), FH(11)
C** CALCULATE THE DEAD LOADS
C** Y-COORDINATE WAS ASSUMED TO BE THE GRAVITY DIRECTION
C** WD IS THE UNIT WEIGHT OF REINFORCED CONCRETE
C** THE UNIT OF WD IS (WEIGHT/UNIT VOLUME OF REINFORCED CONCRETE)
WD=0.0024
TOTW=0.
DO 5 J=1, NZ+1
5 WH(J)=0.
IF(KC.EQ.1) THEN
LF=1.4
ELSE
LF=0.75*1.4
ENDIF
M=0
DO 20 J=1, NZ
DO 10 I=1, (NX+1)*(NY+1)
N=M+I
J1=JA(N)
J2=JB(N)
Q(N)=LF*WD*B(I)*D(I)
TW=WD*B(I)*D(I)*RZ(J)
TOTW=TOTW+TW
P(6*J1-3)=P(6*J1-3)-LF*TW/2.
P(6*J2-3)=P(6*J2-3)-LF*TW/2.
WH(J)=WH(J)+TW/2.
WH(J+1)=WH(J+1)+TW/2.
10 CONTINUE
M=M+(NX+1)*(NY+1)+NX*(NY+1)+(NX+1)*NY
20 CONTINUE
M=(NX+1)*(NY+1)
DO 50 K=1, NZ
M1=M
M2=M+NX*(NY+1)
DO 40 I=1, NY
DO 30 J=1, NX
N1=M1+J
N2=M1+J+NX
N3=M2+J
N4=N3+1
CALL ALIGN(TOTW, RX(J), RY(I), WD, N1, N2, N3, N4, B, D, JA, JB, Q, P, WH, K+1,
* LF)
30 CONTINUE
M1=M1+NX
M2=M2+NX+1
40 CONTINUE
M=M+NX*(NY+1)+(NX+1)*NY+(NX+1)*(NY+1)
50 CONTINUE
WRITE(4,*) 'THE DEAD WEIGHT OF EACH FLOOR'
DO 53 I=1, NZ+1
WRITE(4, 221) I, WH(I)
221 FORMAT(5X, 'LAYER NO. ', I3, 5X, F10.3)
53 CONTINUE
DO 55 I=1, NM
JA(I)=IABS(JA(I))
55 CONTINUE
C** CALCULATE THE LIVE LOADS
C** WL IS THE MINIMUM LIVE LOAD REQUIREMENT SPECIFIED BY THE CODE
C** WL SHOULD INCLUDE THE WEIGHT OF PARTITION WALL AND FURNISHING
C** THE UNIT OF WL IS (WEIGHT/UNIT FLOOR AREA)
IF(KC.EQ.1) THEN
LF=1.7

```

```

ELSE
  LF=0.75*1.7
ENDIF
IF(ITRN.EQ.1.AND.KC.EQ.1) READ(5,*) (WL(I),I=1,NZ)
M=(NX+1)*(NY+1)
DO 80 K=1,NZ
  M1=M
  M2=M+NX*(NY+1)
  DO 70 I=1,NY
    DO 60 J=1,NX
      N1=M1+J
      N2=M1+J+NX
      N3=M2+J
      N4=N3+1
      CALL BLIGN(RX(J),RY(I),WL(K),N1,N2,N3,N4,JA,JB,Q,P,LF)
60 CONTINUE
  M1=M1+NX
  M2=M2+NX+1
70 CONTINUE
  M=M+NX*(NY+1)+(NX+1)*NY+(NX+1)*(NY+1)
80 CONTINUE
  WRITE(4,232) TOTW
232 FORMAT(/,'THE TOTAL DEAD LOAD = ',F10.2)
C** CALCULATE THE EQRTQUAKE LOADS
C** HH IS THE HEIGHT ABOVE GROUND
C** V=Z*K*C*I*W ( VV=ZZ*KK*CC*II*TOTW )
  IF(KC.EQ.1) RETURN
  LF=0.75*1.87
  IF(ITRN.EQ.1.AND.KC.EQ.2) READ(5,*) ZZ,KK,CC,II
  IF(ITRN.EQ.1.AND.KC.EQ.2) READ(5,*) HH
  I=2
  HTOT=Z(NJ)
  DO 90 J=1,NZ
    HTOT=HTOT-RZ(J)
    IF(HTOT.LT.HH) GO TO 92
    I=I+1
90 CONTINUE
92 DO 94 J=1,I-1
94 TOTW=TOTW-WH(J)
  WRITE(4,232) TOTW
  VV=ZZ*KK*CC*II*TOTW
  WRITE(4,233) VV
233 FORMAT(/,5X,'THE TOTAL HORIZONTAL FORCE = ',F10.3)
  VV=LF*VV
  HO=HH
  DO 96 J=NZ+1,I,-1
    HP(J)=HO
    HO=HO-RZ(J-1)
96 CONTINUE
  TWH=0.
  DO 98 J=I,NZ+1
    TWH=TWH+WH(J)*HP(J)
98 CONTINUE
  WRITE(4,234) TWH
234 FORMAT(/,5X,'THE SUMMATION OF W(I)*H(I) = ',F15.3)
  IF(ITRN.EQ.1.AND.KC.EQ.2) READ(5,*) CP,WP
  FP=ZZ*II*CP*WP
  WRITE(4,235) FP
235 FORMAT(/,5X,'THE CONCENTRATED LOAD AT ROOF = ',F10.3)
  FP=LF*FP
  DO 99 J=I,NZ+1
99 FH(J)=VV*(WH(J)*HP(J)/TWH)
  FH(NZ+1)=FH(NZ+1)+FP
  DO 101 J=I,NZ+1
    WRITE(4,236) J,FH(J)
236 FORMAT(5X,'LAYER NO.',I3,'THE HORIZONTAL FORCE = ',F10.3)
101 CONTINUE

```

```

      IF(KC.EQ.2) THEN
      TY=0.
      DO 120 J=1,NY
      TY=TY+RY(J)
120  CONTINUE
      DO 150 J=1,NZ+1
      N1=(J-1)*(NX+1)*(NY+1)+1
      DO 130 K=1,NY+1
      IF(K.EQ.1) THEN
      C=(0.5*RY(1))/TY
      ELSE IF(K.EQ.NY+1) THEN
      C=(0.5*RY(NY))/TY
      ELSE
      C=0.5*(RY(K-1)+RY(K))/TY
      ENDIF
      P(6*N1-5)=P(6*N1-5)+C*FH(J)
      WRITE(4,238) N1,6*N1-5,P(6*N1-5)
238  FORMAT(/,5X,'NODE NO.','I3,'      D.O.F. ',I3,8X,G13.5)
      N1=N1+(NX+1)
130  CONTINUE
150  CONTINUE
      ELSE
      TX=0.
      DO 160 J=1,NX
      TX=TX+RX(J)
160  CONTINUE
      DO 190 J=1,NZ+1
      N1=(J-1)*(NX+1)*(NY+1)+1
      DO 170 K=1,NX+1
      IF(K.EQ.1) THEN
      C=(0.5*RX(1))/TX
      ELSE IF(K.EQ.NX+1) THEN
      C=(0.5*RX(NX))/TX
      ELSE
      C=0.5*(RX(K-1)+RX(K))/TX
      ENDIF
      P(6*N1-4)=P(6*N1-4)+C*FH(J)
      WRITE(4,238) N1,6*N1-4,P(6*N1-4)
      N1=N1+1
170  CONTINUE
190  CONTINUE
      ENDIF
      RETURN
      END

      SUBROUTINE ALIGN(TOTW,AA,BB,WD,N1,N2,N3,N4,B,D,JA,JB,Q,P,WH,K,LF)
      REAL LF
      COMMON/A/ NJ,NM,NX,NY,NZ,NHB,NEQ
      DIMENSION B(*),D(*),JA(*),JB(*),Q(*),P(*),WH(*)
      T=15.
      IF(AA.GT.BB) THEN
      A1=BB/4.*(2.*AA-BB)
      A2=BB**2/4.
      ELSE
      A1=AA**2/4.
      A2=AA/4.*(2.*BB-AA)
      ENDIF
      W1=WD*A1*T/AA
      W2=WD*A2*T/BB
      IF(JA(N1).GT.0) THEN
      WW=W1+WD*B(N1)*D(N1)
      J1=JA(N1)
      JA(N1)=-J1
      ELSE
      WW=W1
      J1=-JA(N1)
      ENDIF

```

```

Q(N1)=Q(N1)+LF*WW
WH(K)=WH(K)+WW*AA
TOTW=TOTW+WW*AA
P(6*J1-3)=P(6*J1-3)-LF*WW*AA/2.
P(6*J1-1)=P(6*J1-1)+LF*WW*AA*AA/12.
P(6*JB(N1)-3)=P(6*JB(N1)-3)-LF*WW*AA/2.
P(6*JB(N1)-1)=P(6*JB(N1)-1)-LF*WW*AA*AA/12.
IF(JA(N2).GT.0) THEN
WW=W1+WD*B(N2)*D(N2)
J1=JA(N2)
JA(N2)=-J1
ELSE
WW=W1
J1=-JA(N2)
ENDIF
Q(N2)=Q(N2)+LF*WW
WH(K)=WH(K)+WW*AA
TOTW=TOTW+WW*AA
P(6*J1-3)=P(6*J1-3)-LF*WW*AA/2.
P(6*J1-1)=P(6*J1-1)+LF*WW*AA*AA/12.
P(6*JB(N2)-3)=P(6*JB(N2)-3)-LF*WW*AA/2.
P(6*JB(N2)-1)=P(6*JB(N2)-1)-LF*WW*AA*AA/12.
IF(JA(N3).GT.0) THEN
WW=W2+WD*B(N3)*D(N3)
J1=JA(N3)
JA(N3)=-J1
ELSE
WW=W2
J1=-JA(N3)
ENDIF
Q(N3)=Q(N3)+LF*WW
WH(K)=WH(K)+WW*BB
TOTW=TOTW+WW*BB
P(6*J1-3)=P(6*J1-3)-LF*WW*BB/2.
P(6*J1-2)=P(6*J1-2)-LF*WW*BB*BB/12.
P(6*JB(N3)-3)=P(6*JB(N3)-3)-LF*WW*BB/2.
P(6*JB(N3)-2)=P(6*JB(N3)-2)+LF*WW*BB*BB/12.
IF(JA(N4).GT.0) THEN
WW=W2+WD*B(N4)*D(N4)
J1=JA(N4)
JA(N4)=-J1
ELSE
WW=W2
J1=-JA(N1)
ENDIF
Q(N4)=Q(N4)+LF*WW
WH(K)=WH(K)+WW*BB
TOTW=TOTW+WW*BB
P(6*J1-3)=P(6*J1-3)-LF*WW*BB/2.
P(6*J1-2)=P(6*J1-2)-LF*WW*BB*BB/12.
P(6*JB(N4)-3)=P(6*JB(N4)-3)-LF*WW*BB/2.
P(6*JB(N4)-2)=P(6*JB(N4)-2)+LF*WW*BB*BB/12.
RETURN
END

SUBROUTINE BLIGN(AA,BB,WL,N1,N2,N3,N4,JA,JB,Q,P,LF)
COMMON/A/ NJ,NM,NX,NY,NZ,NHB,NEQ
REAL LF
DIMENSION JA(*),JB(*),Q(*),P(*)
IF(AA.GT.BB) THEN
A1=BB/4.*(2.*AA-BB)
A2=BB**2/4.
ELSE
A1=AA**2/4.
A2=AA/4.*(2.*BB-AA)
ENDIF
W1=W1+A1/AA

```

```

W2=W1*A2/BB
Q(N1)=Q(N1)+LF*W1
P(6*JA(N1)-3)=P(6*JA(N1)-3)-LF*W1*AA/2.
P(6*JA(N1)-1)=P(6*JA(N1)-1)+LF*W1*AA*AA/12.
P(6*JB(N1)-3)=P(6*JB(N1)-3)-LF*W1*AA/2.
P(6*JB(N1)-1)=P(6*JB(N1)-1)-LF*W1*AA*AA/12.
Q(N2)=Q(N2)+LF*W1
P(6*JA(N2)-3)=P(6*JA(N2)-3)-LF*W1*AA/2.
P(6*JA(N2)-1)=P(6*JA(N2)-1)+LF*W1*AA*AA/12.
P(6*JB(N2)-3)=P(6*JB(N2)-3)-LF*W1*AA/2.
P(6*JB(N2)-1)=P(6*JB(N2)-1)-LF*W1*AA*AA/12.
Q(N3)=Q(N3)+LF*W2
P(6*JA(N3)-3)=P(6*JA(N3)-3)-LF*W2*BB/2.
P(6*JA(N3)-2)=P(6*JA(N3)-2)-LF*W2*BB*BB/12.
P(6*JB(N3)-3)=P(6*JB(N3)-3)-LF*W2*BB/2.
P(6*JB(N3)-2)=P(6*JB(N3)-2)+LF*W2*BB*BB/12.
Q(N4)=Q(N4)+LF*W2
P(6*JA(N4)-3)=P(6*JA(N4)-3)-LF*W2*BB/2.
P(6*JA(N4)-2)=P(6*JA(N4)-2)-LF*W2*BB*BB/12.
P(6*JB(N4)-3)=P(6*JB(N4)-3)-LF*W2*BB/2.
P(6*JB(N4)-2)=P(6*JB(N4)-2)+LF*W2*BB*BB/12.
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE MITBC2(P)
COMMON/A/ NJ,NM,NX,NY,NZ,NHB,NEQ
DIMENSION P(*)
DO 50 IU=1,6*(NX+1)*(NY+1)
P(IU)=0.
50 CONTINUE
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE RHSUB(GK,P)
COMMON/A/ NJ,NM,NX,NY,NZ,NHB,NEQ
DIMENSION GK(*),P(*)
LC(I,L)=I+L*NEQ-L*(L-1)/2
NH=NHB-1
N1=NEQ-1
DO 20 K=1,N1
I1=K+1
I2=K+NH
IF(I2.GT.NEQ) I2=NEQ
DO 20 I=I1,I2
KI=LC(K,I-K)
P(I)=P(I)-(GK(KI)/GK(K))*P(K)
20 CONTINUE
P(NEQ)=P(NEQ)/GK(NEQ)
DO 60 I=N1,1,-1
SUM=0.
J1=I+1
J2=I+NH
IF(J2.GT.NEQ) J2=NEQ
DO 40 J=J1,J2
IJ=LC(I,J-I)
SUM=SUM+GK(IJ)*P(J)
40 CONTINUE
P(I)=(P(I)-SUM)/GK(I)
60 CONTINUE
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE SECTN(X,Y,Z,JA,JB,B,D,JIR,BL,DL,Q,P)
REAL MX1,MY1,MZ1,MX2,MY2,MZ2,MMZ,MMY,MC
COMMON/A/ NJ,NM,NX,NY,NZ,NHB,NEQ
COMMON/B/ E,G,WD,WL(10),ZZ,KK,CC,II,HH,CP,WP
COMMON/C/ AX,AY,AZ,BX,BY,BZ,CX,CY,CZ
DIMENSION X(*),Y(*),Z(*),JA(*),JB(*),B(*),D(*),JIR(*),
*      BL(*),DL(*),Q(*),P(*)
WRITE(7,101)
101 FORMAT(///,1X,'OUTPUT FOR NODAL DISPLACEMENTS:',/,
*      1X,'NODE',7X,'u',10X,'v',10X,'w',10X,'Q-x',8X,
*      'Q-y',8X,'Q-z',/)
DO 30 K=1,NJ
WRITE(7,102) K,(P(I),I=6*K-5,6*K)
102 FORMAT(2X,I3,2X,6G11.4)
30 CONTINUE
DO 50 K=1,NM
WRITE(7,103) K
103 FORMAT(/,1X,'MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT ',I3,/,
*      1X,'NODE',6X,'F-X',8X,'F-Y',8X,'F-Z',8X,'M-X',
*      8X,'M-Y',8X,'M-Z')
IF(JIR(K).EQ.1) THEN
RL=X(JB(K))-X(JA(K))
ELSE IF(JIR(K).EQ.2) THEN
RL=Y(JB(K))-Y(JA(K))
ELSE
RL=Z(JB(K))-Z(JA(K))
ENDIF
CALL ABC(JIR(K))
DU=P(6*JA(K)-5)-P(6*JB(K)-5)
DV=P(6*JA(K)-4)-P(6*JB(K)-4)
DW=P(6*JA(K)-3)-P(6*JB(K)-3)
DUI=AX*DU+AY*DV+AZ*DW
DVI=BX*DU+BY*DV+BZ*DW
DWI=CX*DU+CY*DV+CZ*DW
TX1=AX*P(6*JA(K)-2)+AY*P(6*JA(K)-1)+AZ*P(6*JA(K))
TY1=BX*P(6*JA(K)-2)+BY*P(6*JA(K)-1)+BZ*P(6*JA(K))
TZ1=CX*P(6*JA(K)-2)+CY*P(6*JA(K)-1)+CZ*P(6*JA(K))
TX2=AX*P(6*JB(K)-2)+AY*P(6*JB(K)-1)+AZ*P(6*JB(K))
TY2=BX*P(6*JB(K)-2)+BY*P(6*JB(K)-1)+BZ*P(6*JB(K))
TZ2=CX*P(6*JB(K)-2)+CY*P(6*JB(K)-1)+CZ*P(6*JB(K))
A=B(K)*D(K)
RIZ=B(K)*D(K)*D(K)*D(K)/12.
RIY=D(K)*B(K)*B(K)*B(K)/12.
RJX=RIY+RIZ
S1=E*A/RL
S2=12.*E*RIZ/RL**3
S3=12.*E*RIY/RL**3
S4=6.*E*RIZ/RL**2
S5=6.*E*RIY/RL**2
S6=4.*E*RIZ/RL
S7=4.*E*RIY/RL
S8=G*RJX/RL
FX1=S1*DUI
FY1=S2*DVI+S4*(TZ1+TZ2)
FZ1=S3*DWI-S5*(TY1+TY2)
MX1=S8*(TX1-TX2)
MY1=-S5*DWI+S7*(TY1+0.5*TY2)
MZ1=S4*DVI+S6*(TZ1+0.5*TZ2)
FX2=-FX1
FY2=-FY1
FZ2=-FZ1
MX2=-MX1
MY2=-S5*DWI+S7*(0.5*TY1+TY2)
MZ2=S4*DVI+S6*(0.5*TZ1+TZ2)
IF(JIR(K).EQ.3) THEN
FX1=FX1+0.5*Q(K)*RL

```

```

FX2=FX2+0.5*Q(K)*RL
ELSE
MZ1=MZ1+Q(K)*RL*RL/12.
MZ2=MZ2-Q(K)*RL*RL/12.
FY1=FY1+0.5*Q(K)*RL
FY2=FY2+0.5*Q(K)*RL
ENDIF
WRITE(7,102) JA(K),FX1,FY1,FZ1,MX1,MY1,MZ1
WRITE(7,102) JB(K),FX2,FY2,FZ2,MX2,MY2,MZ2
IF(JIR(K).NE.3) THEN
WRITE(7,220) ABS(MZ1),ABS(FY1),B(K),D(K)
220 FORMAT(/,5X,'M, V = ',2G14.5,/
*      15X,'Original section B, H : ',2G14.5)
CALL BEAM(B(K),D(K),ABS(MZ1),ABS(FY1),BH1,DH1)
WRITE(7,221) BH1,DH1
221 FORMAT(15X,'Estimated section B, H : ',2G14.5)
WRITE(7,220) ABS(MZ2),ABS(FY2),B(K),D(K)
CALL BEAM(B(K),D(K),ABS(MZ2),ABS(FY2),BH2,DH2)
WRITE(7,221) BH2,DH2
CALL LARGE(BL(K),DL(K),BH1,DH1,BH2,DH2)
C write(*,*)'beam',k,'pass'
ELSE
WRITE(7,222) ABS(MZ1),ABS(MY1),ABS(FX1)
222 FORMAT(/,5X,'Mx, My, P = ',3G14.5)
CALL COLUMN(ABS(MZ1),ABS(MY1),ABS(FX1),BH1,DH1)
WRITE(7,221) BH1,DH1
WRITE(7,222) ABS(MZ2),ABS(MY2),ABS(FX2)
CALL COLUMN(ABS(MZ2),ABS(MY2),ABS(FX2),BH2,DH2)
WRITE(7,221) BH2,DH2
CALL LARGE(BL(K),DL(K),BH1,DH1,BH2,DH2)
C write(*,*)'column',k,'pass'
ENDIF
50 CONTINUE
RETURN
END

SUBROUTINE LARGE(B,D,B1,D1,B2,D2)
IF(B1.GT.B) B=B1
IF(D1.GT.D) D=D1
IF(B2.GT.B) B=B2
IF(D2.GT.D) D=D2
RETURN
END

SUBROUTINE BEAM(B1,H,M,V,BL,DL)
REAL MN,M,MMIN
COMMON/F/ FC,FY
B=B1
D=H-7.
IF(FC.LE.280.) THEN
BETA1=0.85
ELSE
BETA1=0.85-(FC-280.)/70.*0.05
ENDIF
THOB=0.85*BETA1*FC/FY*6120./((6120.+FY)
THOMAX=0.75*THOB
THOMIN=14./FY
10 ASMIN=THOMIN*B*D
A1=ASMIN*FY/(0.85*FC*B)
MMIN=ASMIN*FY*(D-A1/2)
IF(M.LT.MMIN*0.9) M=MMIN*0.9
AS=THOMAX*B*D
A=AS*FY/(0.85*FC*B)
MN=AS*FY*(D-A/2.)
CC=(0.9*MN-M)/(0.9*MN)
IF(CC.GE.0..AND.CC.LE.0.2) GO TO 20
IF(CC.GT.0.2) THEN

```

```

D=D-1.
B=(D+7.)/2.
ELSE
D=D+1.
B=(D+7.)/2.
ENDIF
GO TO 10
20 VN=2.65*FC**0.5*B*D
BB=0.85*VN-V
IF(BB.GT.0.) GO TO 30
D=D+1.
B=(D+7.)/2.
GO TO 20
30 BL=B
DL=D+7.
RETURN
END

SUBROUTINE COLUMN(MX,MY,P,B,H)
REAL MX,MY
B=45.
H=45.
D=H-7.0
20 CALL COL(MX,MY,P,B,D,IC,RATIO)
IF (IC.EQ.0) GO TO 20
H=D+7.0
RATIO=RATIO*100.
IF(RATIO.LT.1.0) RATIO=1.0
WRITE(7,223) RATIO
223 FORMAT(15X,'Estimated steel ratio = ',G14.5,'%')
RETURN
END

SUBROUTINE COL(MX,MY,P,B,D,IC,RATIO)
COMMON/F/ FC,FY
REAL MX,MY,M(2)
M(1)=MX
M(2)=MY
IF(FC.LE.280.) THEN
BETA1=0.85
ELSE
BETA1=0.85-(FC-280.)/70.*0.05
ENDIF
RATIO=0.
PN=P/0.70
DO 40 I=1,2
PNB=0.85*BETA1*FC*B*D*6120./((6120.+FY)
DD=PNB-PN
E=M(I)/P
IF(DD.GE.0.) THEN
C TENSION CONTROL COLUMN
CALL TEN(BETA1,PN,B,D,E,THO)
ELSE
C COMPRESSION CONTROL COLUMN
CALL COMP(BETA1,PN,B,D,E,THO)
ENDIF
RATIO=RATIO+THO
C=B-7.0
E=D+7.0
D=C
40 CONTINUE
IF(RATIO.GE.0.01.AND.RATIO.LE.0.030) THEN
IC=1
ENDIF
IF(RATIO.GT.0.030.AND.MX.GT.1.2*MY) THEN
D=D+2.
E=B+1.

```

```

IC=0
ENDIF
IF(RATIO.GT.0.030.AND.MX.LE.1.2*MY.AND.MX.GE.MY/1.2) THEN
D=D+2.
B=D+7.
IC=0
ENDIF
IF(RATIO.GT.0.030.AND.MX.LT.MY/1.2) THEN
B=B+2.
D=D+1.
IC=0
ENDIF
IF(RATIO.LT.0.01.AND.MX.GT.1.2*MY) THEN
B=B-2.
D=D-1.
  IF(B.LT.25..OR.D.LT.18.) THEN
    IC=1
  ELSE
    IC=0
  ENDIF
ENDIF
IF(RATIO.LT.0.01.AND.MX.LE.1.2*MY.AND.MX.GE.MY/1.2) THEN
B=B-2.
D=B-7.
  IF(B.LT.25..OR.D.LT.18.) THEN
    IC=1
  ELSE
    IC=0
  ENDIF
ENDIF
IF(RATIO.LT.0.01.AND.MX.LT.MY/1.2) THEN
D=D-2.
B=B-1.
  IF(B.LT.25..OR.D.LT.18.) THEN
    IC=1
  ELSE
    IC=0
  ENDIF
ENDIF
RETURN
END

SUBROUTINE TEN(BETA1,PN,B,D,E,THO)
COMMON/F/ FC,FY
PNC=0.85*BETA1*FC*B*7.5*6120./((6120.-FY)
EE=PNC-PN
IF(EE.GT.0.)THEN
C
  COMPRESION STEEL NOT YIELD
  C1=-PN*(E+(D-7.)/2.)*42840.+3060.*(D-7.)*(14.*PN)
  C2= PN*(E+(D-7.)/2.)*(6120.-FY)+(0.85*BETA1*FC*B*D)*42840.
  * -3060.*(D-7.)*(2.*PN)-3060.*(D-7.)*(11.9*BETA1*FC*B)
  C3=-0.85*BETA1*FC*B*D*6120.+0.85*BETA1*FC*B*D*FY
  * -0.425*BETA1**2*FC*B*42840.+3060.*(D-7.)*(1.7*BETA1*FC*B)
  C4=-0.425*BETA1**2*FC*B*FY+0.425*BETA1**2*FC*B*6120.
  CALL SOL(C1,C2,C3,C4,X)
  AST=(2.*X*PN-1.7*BETA1*FC*B*X**2)/((6120.)*(X-7.)-FY*X)
  THO=AST/(B*(D+7.0))
  IF(THO.LT.0.) THO=0.
  ELSE
C
  COMPRESSION STEEL YIELD
  X=PN/(0.85*BETA1*FC*B)
  AST=2.*PN*(E-(D+7.)/2.+BETA1*X/2.)/(FY*(D-7.))
  THO=AST/(B*(D+7.0))
  IF(THO.LT.0.) THO=0.
  ENDIF
RETURN
END

```

```

SUBRCUTINE COMP(BETA1,PN,B,D,E,THO)
COMMON/F/ FC,FY
C1= 6120.*PN*D*(E+(D-7.)/2.)
C2= FN*(FY-0.85*FC)*(D-7.)-5202.*BETA1*FC*B*D**2
* -FN*FY*(E+(D-7.)/2.)+0.85*FC*PN*(E+(D-7.)/2.)
* -6120.*PN*(E+(D-7.)/2.)
C3=-C.85*BETA1*FC*B*(FY-0.85*FC)*(D-7.)
* +C.85*BETA1*FC*B*D*(FY-0.85*FC+6120.)
* +2601.*BETA1**2*FC*B*D
C4=-C.425*BETA1**2*FC*B*(FY-0.85*FC+6120.)
CALL SOL(C1,C2,C3,C4,X)
AST=(2.*X*PN-1.7*BETA1*FC*B*X**2)/(X*FY-0.85*FC*X-6120.*D+6120.*X)
THO=AST/(B*(D+7.0))
IF(THO.LT.0.) THO=0.
RETURN
END

SUBROUTINE SOL(C1,C2,C3,C4,X)
H(X)=((C4*X+C3)*X+C2)*X+C1
X1=0.
X2=1000.
20 IF(ABS(X1-X2).LT.1.E-05) THEN
X=X1
RETURN
ENDIF
H1=H(X1)
H2=H(X2)
IF(H1*H2.GT.0.) THEN
X=100000.
RETURN
ENDIF
X3=(X1+X2)/2.
H3=H(X3)
IF(H1*H3.GT.0.) THEN
X1=X3
GO TO 20
ELSE
X2=X3
GO TO 20
ENDIF
END

SUBROUTINE CHECK(B,D,BL,DL,ITRN,IERR)
COMMON/A/ NJ,NM,NX,NY,NZ,NHB,NEQ
DIMENSION B(*),D(*),BL(*),DL(*)
WRITE(6,201)
201 FORMAT(/,3X,'ELEMENT NO.',5X,'Bold',11X,'Hold',11X,'Bnew',11X,
* 'Hnew')
IERR=0
DO 20 I=1,NM
WRITE(6,202) I,B(I),D(I),BL(I),DL(I)
202 FORMAT(5X,I5,3X,4G15.5)
IF(BL(I)-B(I).GT.0.0*BL(I).OR.B(I)-BL(I).GT.0.10*BL(I)) THEN
B(I)=BL(I)
IERR=IERR+1
WRITE(*,*)'altered element',I
ENDIF
IF(DL(I)-D(I).GT.0.0*DL(I).OR.D(I)-DL(I).GT.0.10*DL(I)) THEN
D(I)=DL(I)
IERR=IERR+1
WRITE(*,*)'altered element',I
ENDIF
20 CONTINUE
WRITE(6,101) ITRN,IERR

```

```

101 FORMAT(//,5X,'ITERATION NO. ',I3,9X,'NUMBER OF ALTERED ELEMENTS = '
*
c   write(*,*)'total altered elements',IERR
    RETURN
    END

```

附 錄 B

1,2,2
500.
400.,400.
350.,350.
210.,2800.
0.05,0.05
1.,1.,0.15,1.
480.
1.,5000.

附 錄 C

ELEMENT NO.	Bold	Hold	Bnew	Hnew
1	24.000	24.000	34.000	34.000
2	24.000	24.000	34.000	34.000
3	24.000	24.000	34.000	34.000
4	24.000	24.000	34.000	34.000
5	24.000	24.000	34.000	34.000
6	24.000	24.000	34.000	34.000
7	20.833	41.667	17.833	35.667
8	20.833	41.667	20.333	40.667
9	20.833	41.667	17.833	35.667
10	16.667	33.333	16.167	32.333
11	16.667	33.333	16.167	32.333
12	16.667	33.333	16.667	33.333
13	16.667	33.333	16.667	33.333
14	24.000	24.000	34.000	34.000
15	24.000	24.000	29.000	37.000
16	24.000	24.000	37.000	34.000
17	24.000	24.000	37.000	40.000
18	24.000	24.000	36.000	34.000
19	24.000	24.000	36.000	37.000
20	20.833	41.667	15.333	30.667
21	20.833	41.667	17.833	35.667
22	20.833	41.667	15.333	30.667
23	16.667	33.333	15.167	30.333
24	16.667	33.333	15.167	30.333
25	16.667	33.333	14.667	29.333
26	16.667	33.333	14.667	29.333

ITERATION NO. 1

NUMBER OF ALTERED ELEMENTS = 38

ELEMENT NO.	Bold	Hold	Bnew	Hnew
1	34.000	34.000	37.000	35.000
2	34.000	34.000	37.000	36.000
3	34.000	34.000	35.000	37.000
4	34.000	34.000	35.000	38.000
5	34.000	34.000	37.000	35.000
6	34.000	34.000	37.000	36.000
7	17.833	35.667	16.833	33.667
8	20.833	41.667	20.833	41.667
9	17.833	35.667	16.833	33.667
10	16.667	33.333	15.667	31.333
11	16.667	33.333	15.667	31.333
12	16.667	33.333	15.667	31.333
13	16.667	33.333	15.667	31.333
14	34.000	34.000	34.000	37.000
15	29.000	37.000	31.000	38.000
16	37.000	34.000	39.000	39.000
17	37.000	40.000	41.000	43.000
18	36.000	34.000	36.000	37.000
19	36.000	37.000	36.000	38.000
20	15.333	30.667	15.333	30.667
21	17.833	35.667	18.333	36.667
22	15.333	30.667	15.333	30.667
23	16.667	33.333	15.167	30.333
24	16.667	33.333	15.167	30.333
25	14.667	29.333	14.167	28.333
26	14.667	29.333	14.167	28.333

ITERATION NO. 2

NUMBER OF ALTERED ELEMENTS = 23

ELEMENT NO.	Bold	Hold	Bnew	Hnew
-------------	------	------	------	------

1	37.000	35.000	38.000	35.000
2	37.000	36.000	38.000	37.000
3	35.000	37.000	35.000	38.000
4	35.000	38.000	35.000	39.000
5	37.000	35.000	38.000	35.000
6	37.000	36.000	38.000	37.000
7	17.833	35.667	16.833	33.667
8	20.833	41.667	20.833	41.667
9	17.833	35.667	16.833	33.667
10	16.667	33.333	15.667	31.333
11	16.667	33.333	15.667	31.333
12	16.667	33.333	15.667	31.333
13	16.667	33.333	15.667	31.333
14	34.000	37.000	34.000	37.000
15	31.000	38.000	31.000	38.000
16	39.000	39.000	37.000	41.000
17	41.000	43.000	43.000	44.000
18	36.000	37.000	36.000	37.000
19	36.000	38.000	35.000	38.000
20	15.333	30.667	15.333	30.667
21	18.333	36.667	18.333	36.667
22	15.333	30.667	15.333	30.667
23	16.667	33.333	15.167	30.333
24	16.667	33.333	15.167	30.333
25	14.667	29.333	14.167	28.333
26	14.667	29.333	14.167	28.333

ITERATION NO. 3

NUMBER OF ALTERED ELEMENTS = 11

ELEMENT NO.	Bold	Hold	Bnew	Hnew
1	38.000	35.000	38.000	35.000
2	38.000	37.000	39.000	38.000
3	35.000	38.000	35.000	38.000
4	35.000	39.000	35.000	40.000
5	38.000	35.000	38.000	35.000
6	38.000	37.000	39.000	37.000
7	17.833	35.667	16.833	33.667
8	20.833	41.667	20.833	41.667
9	17.833	35.667	16.833	33.667
10	16.667	33.333	15.667	31.333
11	16.667	33.333	15.667	31.333
12	16.667	33.333	15.667	31.333
13	16.667	33.333	15.667	31.333
14	34.000	37.000	34.000	37.000
15	31.000	38.000	31.000	38.000
16	39.000	41.000	37.000	41.000
17	43.000	44.000	43.000	44.000
18	36.000	37.000	35.000	37.000
19	36.000	38.000	35.000	38.000
20	15.333	30.667	15.333	30.667
21	18.333	36.667	18.333	36.667
22	15.333	30.667	15.333	30.667
23	16.667	33.333	15.167	30.333
24	16.667	33.333	15.167	30.333
25	14.667	29.333	14.167	28.333
26	14.667	29.333	14.167	28.333

ITERATION NO. 4

NUMBER OF ALTERED ELEMENTS = 4

ELEMENT NO.	Bold	Hold	Bnew	Hnew
1	38.000	35.000	38.000	34.000
2	39.000	38.000	39.000	38.000
3	35.000	38.000	35.000	38.000

4	35.000	40.000	35.000	40.000
5	38.000	35.000	38.000	35.000
6	39.000	37.000	39.000	38.000
7	17.833	35.667	16.833	33.667
8	20.833	41.667	20.833	41.667
9	17.833	35.667	16.833	33.667
10	16.667	33.333	15.667	31.333
11	16.667	33.333	15.667	31.333
12	16.667	33.333	15.667	31.333
13	16.667	33.333	15.167	30.333
14	34.000	37.000	34.000	37.000
15	31.000	38.000	31.000	38.000
16	39.000	41.000	37.000	41.000
17	43.000	44.000	43.000	44.000
18	36.000	37.000	35.000	37.000
19	36.000	38.000	35.000	38.000
20	15.333	30.667	15.333	30.667
21	18.333	36.667	18.333	36.667
22	15.333	30.667	15.333	30.667
23	16.667	33.333	15.167	30.333
24	16.667	33.333	15.167	30.333
25	14.667	29.333	14.167	28.333
26	14.667	29.333	14.167	28.333

ITERATION NO. 5 NUMBER OF ALTERED ELEMENTS = 1

ELEMENT NO.	Bold	Hold	Bnew	Hnew
1	38.000	35.000	38.000	34.000
2	39.000	38.000	39.000	38.000
3	35.000	38.000	35.000	38.000
4	35.000	40.000	35.000	40.000
5	38.000	35.000	38.000	34.000
6	39.000	38.000	39.000	38.000
7	17.833	35.667	16.833	33.667
8	20.833	41.667	20.833	41.667
9	17.833	35.667	16.833	33.667
10	16.667	33.333	15.667	31.333
11	16.667	33.333	15.667	31.333
12	16.667	33.333	15.667	31.333
13	16.667	33.333	15.167	30.333
14	34.000	37.000	34.000	37.000
15	31.000	38.000	31.000	38.000
16	39.000	41.000	37.000	41.000
17	43.000	44.000	43.000	44.000
18	36.000	37.000	35.000	37.000
19	36.000	38.000	35.000	38.000
20	15.333	30.667	15.333	30.667
21	18.333	36.667	18.333	36.667
22	15.333	30.667	15.333	30.667
23	16.667	33.333	15.167	30.333
24	16.667	33.333	15.167	30.333
25	14.667	29.333	14.167	28.333
26	14.667	29.333	14.167	28.333

ITERATION NO. 6 NUMBER OF ALTERED ELEMENTS = 0

附 錄 D

OUTPUT FOR NODAL DISPLACEMENTS:

NODE	u	v	w	Q-x	Q-y	Q-z
1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
3	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
4	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
5	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
6	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
7	-.1440E-02	-.1850E-02	-.2331E-01	-.1996E-03	.3770E-03	.1346E-06
8	-.1440E-02	-.1850E-02	-.2331E-01	-.1996E-03	-.3770E-03	-.1347E-06
9	-.2517E-02	.1606E-07	-.4277E-01	-.4269E-10	.6901E-03	-.3626E-10
10	.2517E-02	-.1165E-07	-.4277E-01	.5849E-10	-.6901E-03	-.3229E-10
11	-.1440E-02	.1850E-02	-.2331E-01	.1996E-03	.3770E-03	-.1347E-06
12	.1440E-02	.1850E-02	-.2331E-01	.1996E-03	-.3770E-03	.1346E-06
13	.2120E-02	.2777E-02	-.3443E-01	-.4566E-03	.8447E-03	-.1359E-05
14	-.2120E-02	.2777E-02	-.3443E-01	-.4566E-03	-.8447E-03	.1359E-05
15	.3759E-02	.3866E-07	-.6379E-01	-.4360E-10	.1478E-02	-.8276E-10
16	-.3759E-02	-.4900E-07	-.6379E-01	.1989E-10	-.1478E-02	-.8085E-10
17	.2120E-02	-.2777E-02	-.3443E-01	.4566E-03	.8447E-03	.1359E-05
18	-.2120E-02	-.2777E-02	-.3443E-01	.4566E-03	-.8447E-03	-.1359E-05

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 1

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
1	.1845E+05	513.0	279.9	.0000	-.3347E+05	.6048E+05
7	-.1701E+05	-513.0	-279.9	.0000	-.6448E+05	.1190E+06

Mx, My, P = 60484. 33473. 18453.
 Estimated steel ratio = 1.0000 %
 Estimated section B, H : 23.000 34.000

Mx, My, P = .11905E+06 64483. 17013.
 Estimated steel ratio = 1.0000 %
 Estimated section B, H : 23.000 34.000

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 2

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
2	.1845E+05	-513.0	279.9	.0000	-.3347E+05	-.6048E+05
8	-.1701E+05	513.0	-279.9	.0000	-.6448E+05	-.1190E+06

Mx, My, P = 60484. 33473. 18453.
 Estimated steel ratio = 1.0000 %
 Estimated section B, H : 23.000 34.000

Mx, My, P = .11905E+06 64483. 17013.
 Estimated steel ratio = 1.0000 %
 Estimated section B, H : 23.000 34.000

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 3

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
3	.3326E+05	937.9	-.6534E-04	.0000	.1475E-01	.1105E+06
9	-.3182E+05	-937.9	.6534E-04	.0000	.8118E-02	.2177E+06

Mx, My, P = .11054E+06 .14750E-01 33258.
 Estimated steel ratio = 1.0000 %
 Estimated section B, H : 23.000 34.000

Mx, My, P = .21772E+06 .81179E-02 31818.
 Estimated steel ratio = 1.0000 %
 Estimated section B, H : 23.000 34.000

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 4

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
4	.3326E+05	-937.9	.1074E-04	.0000	-.6422E-02	-.1105E+06
10	-.3182E+05	937.9	-.1074E-04	.0000	.2663E-02	-.2177E+06

Mx, My, P = .11054E+06 .64217E-02 33258.
 Estimated steel ratio = 1.0000 %
 Estimated section B, H : 23.000 34.000

Mx, My, P = .21772E+06 .26632E-02 31818.
 Estimated steel ratio = 1.0000 %
 Estimated section B, H : 23.000 34.000

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 5

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
5	.1845E+05	513.0	-279.9	.0000	.3347E+05	.6048E+05
11	-.1701E+05	-513.0	279.9	.0000	.6448E+05	.1190E+06

Mx, My, P = 60484. 33473. 18453.
 Estimated steel ratio = 1.0000 %
 Estimated section B, H : 23.000 34.000

Mx, My, P = .11905E+06 64483. 17013.
 Estimated steel ratio = 1.0000 %
 Estimated section B, H : 23.000 34.000

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 6

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
6	.1845E+05	-513.0	-279.9	.0000	.3347E+05	-.6048E+05
12	-.1701E+05	513.0	279.9	.0000	.6448E+05	-.1190E+06

Mx, My, P = 60484. 33473. 18453.
 Estimated steel ratio = 1.0000 %
 Estimated section B, H : 23.000 34.000

Mx, My, P = .11905E+06 64483. 17013.
 Estimated steel ratio = 1.0000 %
 Estimated section B, H : 23.000 34.000

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 7

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
7	-1087.	4791.	-.7801E-05	-.2069E-02	3.678	.3581E+06
8	1087.	4791.	.7801E-05	.2069E-02	-3.674	-.3581E+06

M, V = .35809E+06 4791.2
 Original section B, H : 20.833 41.667
 Estimated section B, H : 14.833 29.667

M, V = .35809E+06 4791.2
 Original section B, H : 20.833 41.667
 Estimated section B, H : 14.833 29.667

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 8

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
9	-1900.	8853.	-.6924E-05	-.2877E-02	.1677E-02	.6624E+06
10	1900.	8853.	.6924E-05	.2877E-02	.1785E-02	-.6624E+06

M, V = .66241E+06 8853.2
 Original section B, H : 20.833 41.667
 Estimated section B, H : 17.833 35.667

M, V =	.66241E+06	8853.2		
	Original section B, H :	20.833	41.667	
	Estimated section B, H :	17.833	35.667	

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 9

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
11	-1087.	4791.	-.3533E-06	-.2069E-02	-3.676	.3581E+06
12	1087.	4791.	.3533E-06	.2069E-02	3.676	-.3581E+06

M, V =	.35809E+06	4791.2		
	Original section B, H :	20.833	41.667	
	Estimated section B, H :	14.833	29.667	

M, V =	.35809E+06	4791.2		
	Original section B, H :	20.833	41.667	
	Estimated section B, H :	14.833	29.667	

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 10

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
7	-558.6	3038.	.5501	-4557.	-109.1	.1913E+06
9	558.6	3124.	-.5501	4557.	-111.0	-.2084E+06

M, V =	.19126E+06	3038.4		
	Original section B, H :	16.667	33.333	
	Estimated section B, H :	12.667	25.333	

M, V =	.20842E+06	3124.2		
	Original section B, H :	16.667	33.333	
	Estimated section B, H :	12.667	25.333	

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 11

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
8	-558.6	3038.	-.5501	4557.	109.1	.1913E+06
10	558.6	3124.	.5501	-4557.	111.0	-.2084E+06

M, V =	.19126E+06	3038.4		
	Original section B, H :	16.667	33.333	
	Estimated section B, H :	12.667	25.333	

M, V =	.20842E+06	3124.2		
	Original section B, H :	16.667	33.333	
	Estimated section B, H :	12.667	25.333	

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 12

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
9	-558.6	3124.	-.5501	4557.	111.0	.2084E+06
11	558.6	3038.	.5501	-4557.	109.1	-.1913E+06

M, V =	.20842E+06	3124.2		
	Original section B, H :	16.667	33.333	
	Estimated section B, H :	12.667	25.333	

M, V =	.19126E+06	3038.4		
	Original section B, H :	16.667	33.333	
	Estimated section B, H :	12.667	25.333	

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 13

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
10	-558.6	3124.	.5501	-4557.	-111.0	.2084E+06
12	558.6	3038.	-.5501	4557.	-109.1	-.1913E+06

M, V =	.20842E+06	3124.2		
--------	------------	--------	--	--

Original section B, H :	16.667	33.333
Estimated section B, H :	12.667	25.333

M, V = .19126E+06 3038.4

Original section B, H :	16.667	33.333
Estimated section B, H :	12.667	25.333

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 14

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
7	9183.	1600.	838.5	.0000	-.1268E+06	.2436E+06
13	-7743.	-1600.	-838.5	.0000	-.1667E+06	.3162E+06

Mx, My, P = .24360E+06 .12678E+06 9183.2
Estimated steel ratio = 1.0000 %
Estimated section B, H : 23.000 34.000

Mx, My, P = .31624E+06 .16668E+06 7742.6
Estimated steel ratio = 1.0265 %
Estimated section B, H : 27.000 36.000

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 15

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
8	9183.	-1600.	838.5	.0000	-.1268E+06	-.2436E+06
14	-7743.	1600.	-838.5	.0000	-.1667E+06	-.3162E+06

Mx, My, P = .24360E+06 .12678E+06 9183.2
Estimated steel ratio = 1.0000 %
Estimated section B, H : 23.000 34.000

Mx, My, P = .31624E+06 .16668E+06 7742.6
Estimated steel ratio = 1.0265 %
Estimated section B, H : 27.000 36.000

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 16

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
9	.1672E+05	2839.	-.5708E-04	.0000	.1006E-01	.4356E+06
15	-.1528E+05	-2839.	.5708E-04	.0000	.9919E-02	.5579E+06

Mx, My, P = .43558E+06 .10060E-01 16716.
Estimated steel ratio = 1.0193 %
Estimated section B, H : 25.000 35.000

Mx, My, P = .55795E+06 .99189E-02 15276.
Estimated steel ratio = 1.0118 %
Estimated section B, H : 31.000 38.000

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 17

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
10	.1672E+05	-2839.	.1799E-03	.0000	-.2848E-01	-.4356E+06
16	-.1528E+05	2839.	-.1799E-03	.0000	-.3447E-01	-.5579E+06

Mx, My, P = .43558E+06 .28477E-01 16716.
Estimated steel ratio = 1.0193 %
Estimated section B, H : 25.000 35.000

Mx, My, P = .55795E+06 .34472E-01 15276.
Estimated steel ratio = 1.0118 %
Estimated section B, H : 31.000 38.000

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 18

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
11	9183.	1600.	-838.5	.0000	.1268E+06	.2436E+06

17 -7743. -1600. 838.5 .0000 .1667E+06 .3162E+06

Mx, My, P = .24360E+06 .12678E+06 9183.2
 Estimated steel ratio = 1.0000 %
 Estimated section B, H : 23.000 34.000

Mx, My, P = .31624E+06 .16668E+06 7742.6
 Estimated steel ratio = 1.0265 %
 Estimated section B, H : 27.000 36.000

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 19

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
12	9183.	-1600.	-838.5	.0000	.1268E+06	-.2436E+06
18	-7743.	1600.	838.5	.0000	.1667E+06	-.3162E+06

Mx, My, P = .24360E+06 .12678E+06 9183.2
 Estimated steel ratio = 1.0000 %
 Estimated section B, H : 23.000 34.000

Mx, My, P = .31624E+06 .16668E+06 7742.6
 Estimated steel ratio = 1.0265 %
 Estimated section B, H : 27.000 36.000

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 20

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
13	1600.	4791.	-.3123E-04	-.6621E-02	-37.10	.3070E+06
14	-1600.	4791.	.3123E-04	.6621E-02	37.12	-.3070E+06

M, V = .30702E+06 4791.2
 Original section B, H : 20.833 41.667
 Estimated section B, H : 14.333 28.667

M, V = .30702E+06 4791.2
 Original section B, H : 20.833 41.667
 Estimated section B, H : 14.333 28.667

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 21

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
15	2837.	8853.	-.3064E-04	-.1806E-02	.7634E-02	.5764E+06
16	-2837.	8853.	.3064E-04	.1806E-02	.7686E-02	-.5764E+06

M, V = .57639E+06 8853.2
 Original section B, H : 20.833 41.667
 Estimated section B, H : 16.833 33.667

M, V = .57639E+06 8853.2
 Original section B, H : 20.833 41.667
 Estimated section B, H : 16.833 33.667

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 22

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
17	1600.	4791.	-.1714E-04	-.5793E-02	37.11	.3070E+06
18	-1600.	4791.	.1714E-04	.5793E-02	-37.10	-.3070E+06

M, V = .30702E+06 4791.2
 Original section B, H : 20.833 41.667
 Estimated section B, H : 14.333 28.667

M, V = .30702E+06 4791.2
 Original section B, H : 20.833 41.667
 Estimated section B, H : 14.333 28.667

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 23

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
13	838.5	2951.	-.7165	-9219.	133.8	.1667E+06
15	-838.5	3211.	.7165	9219.	152.8	-.2186E+06

M, V = .16668E+06 2951.5
 Original section B, H : 16.667 33.333
 Estimated section B, H : 12.167 24.333

M, V = .21864E+06 3211.2
 Original section B, H : 16.667 33.333
 Estimated section B, H : 13.167 26.333

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 24

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
14	838.5	2951.	.7165	9219.	-133.8	.1667E+06
16	-838.5	3211.	-.7165	-9219.	-152.8	-.2186E+06

M, V = .16668E+06 2951.5
 Original section B, H : 16.667 33.333
 Estimated section B, H : 12.167 24.333

M, V = .21864E+06 3211.2
 Original section B, H : 16.667 33.333
 Estimated section B, H : 13.167 26.333

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 25

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
15	838.5	3211.	.7165	9219.	-152.8	.2186E+06
17	-838.5	2951.	-.7165	-9219.	-133.8	-.1667E+06

M, V = .21864E+06 3211.2
 Original section B, H : 16.667 33.333
 Estimated section B, H : 13.167 26.333

M, V = .16668E+06 2951.5
 Original section B, H : 16.667 33.333
 Estimated section B, H : 12.167 24.333

MEMBER FORCE OUTPUT FOR ELEMENT 26

NODE	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
16	838.5	3211.	-.7165	-9219.	152.8	.2186E+06
18	-838.5	2951.	.7165	9219.	133.8	-.1667E+06

M, V = .21864E+06 3211.2
 Original section B, H : 16.667 33.333
 Estimated section B, H : 13.167 26.333

M, V = .16668E+06 2951.5
 Original section B, H : 16.667 33.333
 Estimated section B, H : 12.167 24.333

附 錄 E

NODAL POINT COORDINATES:

NODE	X	Y	Z
1	.00000	.00000	.00000
2	500.00	.00000	.00000
3	.00000	400.00	.00000
4	500.00	400.00	.00000
5	.00000	800.00	.00000
6	500.00	800.00	.00000
7	.00000	.00000	350.00
8	500.00	.00000	350.00
9	.00000	400.00	350.00
10	500.00	400.00	350.00
11	.00000	800.00	350.00
12	500.00	800.00	350.00
13	.00000	.00000	700.00
14	500.00	.00000	700.00
15	.00000	400.00	700.00
16	500.00	400.00	700.00
17	.00000	800.00	700.00
18	500.00	800.00	700.00

DATA ABOUT MEMBERS:

ELEM NO.	NODE A	NODE B	WIDTH	DEPTH
1	1	7	35.00	35.00
2	2	8	35.00	35.00
3	3	9	35.00	35.00
4	4	10	35.00	35.00
5	5	11	35.00	35.00
6	6	12	35.00	35.00
7	7	8	20.83	41.67
8	9	10	20.83	41.67
9	11	12	20.83	41.67
10	7	9	16.67	33.33
11	8	10	16.67	33.33
12	9	11	16.67	33.33
13	10	12	16.67	33.33
14	7	13	35.00	35.00
15	8	14	35.00	35.00
16	9	15	35.00	35.00
17	10	16	35.00	35.00
18	11	17	35.00	35.00
19	12	18	35.00	35.00
20	13	14	20.83	41.67
21	15	16	20.83	41.67
22	17	18	20.83	41.67
23	13	15	16.67	33.33
24	14	16	16.67	33.33
25	15	17	16.67	33.33
26	16	18	16.67	33.33

THE DEAD WEIGHT OF EACH FLOOR

LAYER NO. 1	3087.000
LAYER NO. 2	25832.330
LAYER NO. 3	22745.330

THE TOTAL DEAD LOAD = 51664.67

THE DEAD WEIGHT OF EACH FLOOR

LAYER NO. 1	3087.000
LAYER NO. 2	25832.330
LAYER NO. 3	22745.330

THE TOTAL DEAD LOAD = 51664.67

THE TOTAL DEAD LOAD = 48577.67

THE TOTAL HORIZONTAL FORCE = 7286.650

THE SUMMATION OF $W(I)*H(I)$ = 14275960.000

THE CONCENTRATED LOAD AT ROOF = 5000.000

LAYER NO. 2 THE HORIZONTAL FORCE = 2403.988

LAYER NO. 3 THE HORIZONTAL FORCE = 14828.040

NODE NO. 7 D.O.F. 37 601.00

NODE NO. 9 D.O.F. 49 1202.0

NODE NO. 11 D.O.F. 61 601.00

NODE NO. 13 D.O.F. 73 3707.0

NODE NO. 15 D.O.F. 85 7414.0

NODE NO. 17 D.O.F. 97 3707.0

THE DEAD WEIGHT OF EACH FLOOR

LAYER NO. 1 3087.000

LAYER NO. 2 25832.330

LAYER NO. 3 22745.330

THE TOTAL DEAD LOAD = 51664.67

THE TOTAL DEAD LOAD = 48577.67

THE TOTAL HORIZONTAL FORCE = 7286.650

THE SUMMATION OF $W(I)*H(I)$ = 14275960.000

THE CONCENTRATED LOAD AT ROOF = 5000.000

LAYER NO. 2 THE HORIZONTAL FORCE = 2403.988

LAYER NO. 3 THE HORIZONTAL FORCE = 14828.040

NODE NO. 7 D.O.F. 38 1202.0

NODE NO. 8 D.O.F. 44 1202.0

NODE NO. 13 D.O.F. 74 7414.0

NODE NO. 14 D.O.F. 80 7414.0

THE DEAD WEIGHT OF EACH FLOOR

LAYER NO. 1 3963.540

LAYER NO. 2 27650.370

LAYER NO. 3 23065.070

THE TOTAL DEAD LOAD = 54678.98

THE DEAD WEIGHT OF EACH FLOOR

LAYER NO. 1 3963.540

LAYER NO. 2 27650.370

LAYER NO. 3 23065.070

THE TOTAL DEAD LOAD = 54678.98

THE TOTAL DEAD LOAD = 50715.44

THE TOTAL HORIZONTAL FORCE = 7607.316

THE SUMMATION OF $W(I)*H(I)$ = 14665780.000

THE CONCENTRATED LOAD AT ROOF = 5000.000

LAYER NO. 2	THE HORIZONTAL FORCE =	2615.010
LAYER NO. 3	THE HORIZONTAL FORCE =	15066.750
NODE NO. 7	D.O.F. 37	653.75
NODE NO. 9	D.O.F. 49	1307.5
NODE NO. 11	D.O.F. 61	653.75
NODE NO. 13	D.O.F. 73	3766.7
NODE NO. 15	D.O.F. 85	7533.4
NODE NO. 17	D.O.F. 97	3766.7
THE DEAD WEIGHT OF EACH FLOOR		
LAYER NO. 1	3963.540	
LAYER NO. 2	27650.370	
LAYER NO. 3	23065.070	
THE TOTAL DEAD LOAD = 54678.98		
THE TOTAL DEAD LOAD = 50715.44		
THE TOTAL HORIZONTAL FORCE = 7607.316		
THE SUMMATION OF $W(I)*H(I)$ = 14665780.000		
THE CONCENTRATED LOAD AT ROOF = 5000.000		
LAYER NO. 2	THE HORIZONTAL FORCE =	2615.010
LAYER NO. 3	THE HORIZONTAL FORCE =	15066.750
NODE NO. 7	D.O.F. 38	1307.5
NODE NO. 8	D.O.F. 44	1307.5
NODE NO. 13	D.O.F. 74	7533.4
NODE NO. 14	D.O.F. 80	7533.4
THE DEAD WEIGHT OF EACH FLOOR		
LAYER NO. 1	4355.400	
LAYER NO. 2	28434.090	
LAYER NO. 3	23456.940	
THE TOTAL DEAD LOAD = 56246.42		
THE DEAD WEIGHT OF EACH FLOOR		
LAYER NO. 1	4355.400	
LAYER NO. 2	28434.090	
LAYER NO. 3	23456.940	
THE TOTAL DEAD LOAD = 56246.42		
THE TOTAL DEAD LOAD = 51891.02		
THE TOTAL HORIZONTAL FORCE = 7783.654		
THE SUMMATION OF $W(I)*H(I)$ = 14955760.000		
THE CONCENTRATED LOAD AT ROOF = 5000.000		
LAYER NO. 2	THE HORIZONTAL FORCE =	2698.116
LAYER NO. 3	THE HORIZONTAL FORCE =	15230.960
NODE NO. 7	D.O.F. 37	674.53
NODE NO. 9	D.O.F. 49	1349.1
NODE NO. 11	D.O.F. 61	674.53

NODE NO. 13	D.O.F. 73	3807.7
NODE NO. 15	D.O.F. 85	7615.5
NODE NO. 17	D.O.F. 97	3807.7
THE DEAD WEIGHT OF EACH FLOOR		
LAYER NO. 1	4355.400	
LAYER NO. 2	28434.090	
LAYER NO. 3	23456.940	
THE TOTAL DEAD LOAD = 56246.42		
THE TOTAL DEAD LOAD = 51891.02		
THE TOTAL HORIZONTAL FORCE = 7783.654		
THE SUMMATION OF $W(I)*H(I)$ = 14955760.000		
THE CONCENTRATED LOAD AT ROOF = 5000.000		
LAYER NO. 2	THE HORIZONTAL FORCE =	2698.116
LAYER NO. 3	THE HORIZONTAL FORCE =	15230.960
NODE NO. 7	D.O.F. 38	1349.1
NODE NO. 8	D.O.F. 44	1349.1
NODE NO. 13	D.O.F. 74	7615.5
NODE NO. 14	D.O.F. 80	7615.5
THE DEAD WEIGHT OF EACH FLOOR		
LAYER NO. 1	4589.760	
LAYER NO. 2	28712.410	
LAYER NO. 3	23691.300	
THE TOTAL DEAD LOAD = 56993.46		
THE DEAD WEIGHT OF EACH FLOOR		
LAYER NO. 1	4589.760	
LAYER NO. 2	28712.410	
LAYER NO. 3	23691.300	
THE TOTAL DEAD LOAD = 56993.46		
THE TOTAL DEAD LOAD = 52403.70		
THE TOTAL HORIZONTAL FORCE = 7860.555		
THE SUMMATION OF $W(I)*H(I)$ = 15104440.000		
THE CONCENTRATED LOAD AT ROOF = 5000.000		
LAYER NO. 2	THE HORIZONTAL FORCE =	2724.361
LAYER NO. 3	THE HORIZONTAL FORCE =	15312.570
NODE NO. 7	D.O.F. 37	681.09
NODE NO. 9	D.O.F. 49	1362.2
NODE NO. 11	D.O.F. 61	681.09
NODE NO. 13	D.O.F. 73	3828.1
NODE NO. 15	D.O.F. 85	7656.3
NODE NO. 17	D.O.F. 97	3828.1
THE DEAD WEIGHT OF EACH FLOOR		
LAYER NO. 1	4589.760	
LAYER NO. 2	28712.410	
LAYER NO. 3	23691.300	

THE TOTAL DEAD LOAD = 56993.46

THE TOTAL DEAD LOAD = 52403.70

THE TOTAL HORIZONTAL FORCE = 7860.555

THE SUMMATION OF $W(I)*H(I)$ = 15104440.000

THE CONCENTRATED LOAD AT ROOF = 5000.000

LAYER NO. 2 THE HORIZONTAL FORCE = 2724.361

LAYER NO. 3 THE HORIZONTAL FORCE = 15312.570

NODE NO. 7 D.O.F. 38 1362.2

NODE NO. 8 D.O.F. 44 1362.2

NODE NO. 13 D.O.F. 74 7656.3

NODE NO. 14 D.O.F. 80 7656.3

THE DEAD WEIGHT OF EACH FLOOR

LAYER NO. 1 4813.200

LAYER NO. 2 29159.290

LAYER NO. 3 23914.740

THE TOTAL DEAD LOAD = 57887.22

THE DEAD WEIGHT OF EACH FLOOR

LAYER NO. 1 4813.200

LAYER NO. 2 29159.290

LAYER NO. 3 23914.740

THE TOTAL DEAD LOAD = 57887.22

THE TOTAL DEAD LOAD = 53074.02

THE TOTAL HORIZONTAL FORCE = 7961.104

THE SUMMATION OF $W(I)*H(I)$ = 15269780.000

THE CONCENTRATED LOAD AT ROOF = 5000.000

LAYER NO. 2 THE HORIZONTAL FORCE = 2771.812

LAYER NO. 3 THE HORIZONTAL FORCE = 15406.140

NODE NO. 7 D.O.F. 37 692.95

NODE NO. 9 D.O.F. 49 1385.9

NODE NO. 11 D.O.F. 61 692.95

NODE NO. 13 D.O.F. 73 3851.5

NODE NO. 15 D.O.F. 85 7703.1

NODE NO. 17 D.O.F. 97 3851.5

THE DEAD WEIGHT OF EACH FLOOR

LAYER NO. 1 4813.200

LAYER NO. 2 29159.290

LAYER NO. 3 23914.740

THE TOTAL DEAD LOAD = 57887.22

THE TOTAL DEAD LOAD = 53074.02

THE TOTAL HORIZONTAL FORCE = 7961.104

THE SUMMATION OF $W(I)*H(I)$ = 15269780.000

1—1 研究動機

昔日工程師對建築結構的分析計算，大多以簡易的手算方法計算，如武藤法、二次迴轉法（Two-cycle Method）等，都只能拆成各個平面構架來分析，對於複雜結構，大多只能假設某些條件來簡化計算，只要偏保守，都在容許的範圍內，現在則因電子計算機的廣泛應用，對於結構計算也有莫大的助益，於是乎各種可應用在建築結構分析的套裝程式如雨後春筍般冒出，如由美國柏克萊大學（UNIVERSITY OF CALIFORNIA · Berkeley, California）發展的 TABS 系列，現就在國內廣為應用，但這套程式有一個很基本的假設—Rigid Diaphragm，即剛性樓版，這個假設能很有效的減少電腦計算時間，但要運用這套程式，就得符合這項基本假設才行，那我們不禁要問，是否任何型式的建築物都能符合剛性樓版的假設呢？這是值得探討的。

一般所謂結構系統，泛指建築物的梁、柱、版、牆，對於力學行為的研究，卻多針對梁、柱、牆，對於樓版，一般人也知道樓版主要作用有二：一為傳遞垂直力至梁、柱、牆，這些垂直力如靜載重或活載重，另一作用為作為水平力傳遞的介質，而這些水平力主要如地震力或風力。對於垂直力的抵抗，其特性屬平面外（out of plane）之行爲，而對於水平力的傳遞或抵抗屬平面內（in plane）之行爲，對於平面外的行爲，因其為結構設計之基本要求，人們都會去注意，規範也有所規定，但對於

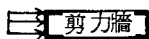
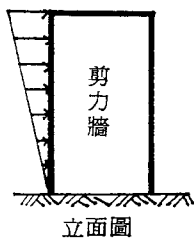
平面內的行為，就很少去注意了，因其在平面內之勁度甚大於平面外之勁度，便有人依此而作剛性樓版之假設，最近這些年來，樓版的勁度是否可設剛性來作為分析結構時之用法，已引起甚多之討論，例如在 8th world conference on EQ. Engineering（第八屆世界地震工程會議）所發表的論文中，已有數篇論文討論到樓版的勁度，與其可能造成的影響，本文乃為了探討樓版勁度對鋼造建築物之影響，而作此研究。

1—2 為何須考慮樓版勁度的影響

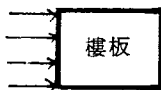
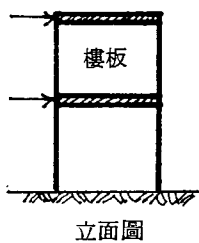
舉數例來說明為何須考慮樓版勁度的影響：在結構分析時，剪力牆所受的力就是屬於平面內的力，如圖一，而今樓版也同樣承受了平面內的力，對於剪力牆，設計者從未假設其為剛性，規範也對其強度作了嚴格的設計規定，但對於受相同平面內力的樓版，卻從未考慮過其真正行為，如果把樓版擺置成垂直方向，我們是否也該如同考慮剪力牆去考慮樓版呢？

再舉例而言，當一剪力牆呈細長形時，可知道的，在相同的受力狀態下，胖長形的剪力牆的側移一定會小於細長形的側移（如圖二），相同的道理，一個細長形的樓版和胖長形的樓版，因水平力作用造成的側移也不會相同，如果側移相差甚大，就不符合所謂剛體移動（Rigid-Body Motion）（如圖三）

由於變形已不符合剛性樓版假設，如果再設其為剛性樓版，自然也就會有誤差產生，根據參考文獻〔8〕之研究，在其所取的實例分析中，基底剪力（Base Shear）的誤差將因設樓版為剛性，而使構架所承受的



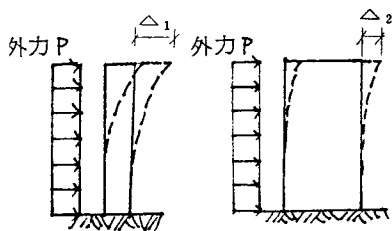
平面圖



平面圖

圖一(a)剪力牆受力示意圖

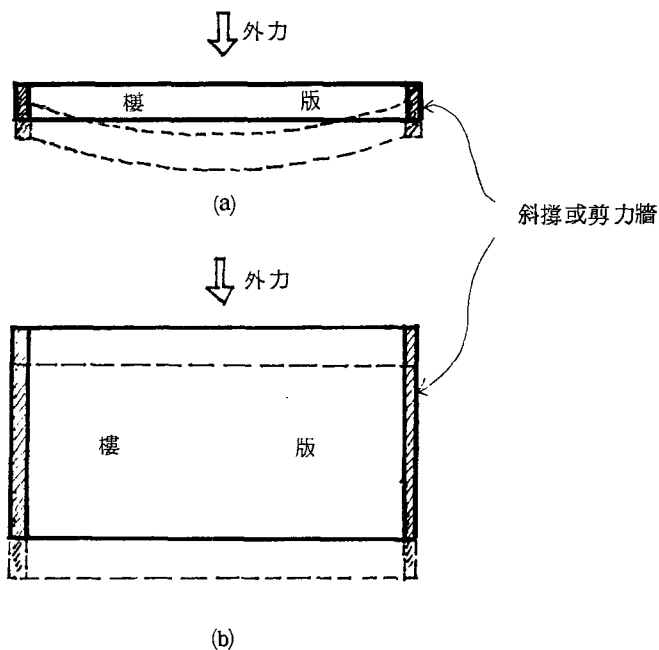
圖一(b)樓板受力示意圖



(虛線表變形)

$$\Delta_2 < \Delta_1$$

圖二 細長形與胖長形剪力牆受外力側移示意圖

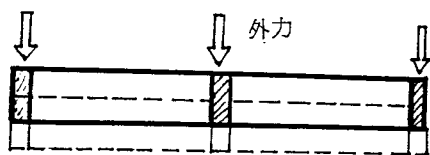


圖三(a)：長寬比大之樓版受力變形示意

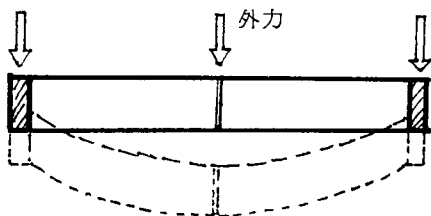
(b)：長寬比小之樓版受力變形示意

基底剪力低估到原有的23%，誤差甚大，也超乎一般人想像之外。

最後，例如側力抵抗系統，如剪力牆或一般之梁柱構架勁度的差異，也會使剛性樓版的假設受到置疑，如圖四。



(a)



(b)

圖四 (a)側力抵抗系統剛度相同的受力變形示意

(b)側力抵抗系統剛度不同的受力變形示意

當兩側力抵抗系統剛度相同時，則每個側力抵抗系統所受之側力和側移量相近，則樓版在此種條件下之運動就屬剛體運動，但一旦剛度相差甚大時，例如設計剪力牆抵抗100%側力之剪力牆剛度就甚大於同一建築物內之梁柱構架，此時雖然梁柱構架理論上不應有側力存在，但事實上梁柱構架也受了些許側力而有側移產生，此時之側移量，當然不會和剪力牆相同，但剛性樓版之假設使之側移量為相同，當然也就有了誤差，這中間牽涉的問題為梁柱、牆、版之相對勁度差異性，細部來說就包含了跨徑、樓高

、版厚、配置情形、牆厚等等，情形相當複雜，而現今之研究多只注意到牆與構架間的互制行為（Interaction），忽略了樓版作用，因可想而知的，樓版連接了構架與剪力牆，不是只有單純的梁構件去連接側力抵抗系統，當側力一來，側力抵抗系統間有了互制行為時，樓版勁度就會影響側力抵抗系統間的關係，所以只有放入樓版勁度的影響因子，才可真正模擬分析得到真實的結構行為，不會以偏概全。

1 - 3 研究內容

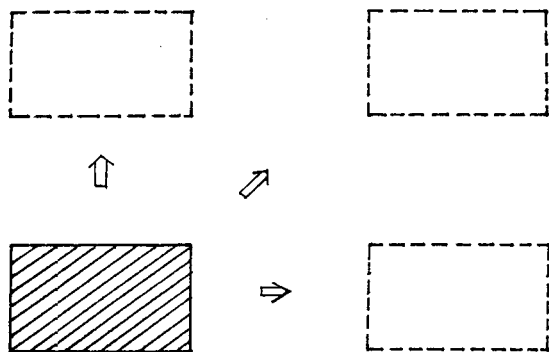
樓版勁度對其他構件（例如梁、柱、牆或斜撐）的影響與否，已屬互制作用（Interaction）的問題，情況已相當複雜，在本研究中，主要乃在探討樓版勁度對韌性鋼構架和對加了斜撐後之鋼構架的影響。

二、分析方法之研究

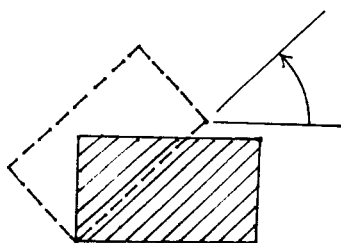
本報告之重點乃在比較在韌性構架中，設樓版為剛性的合理性探討，爲了就一問題單純地來做探討，在經由結構分析選用斷面之後，拿掉所有的外在因素，以使得問題的重點能有效掌握，所以在分析時將自重、活重、以及樓版平面外（out of plane）之行爲等各種可能影響的因素去除，僅就平面內（In Plane）之行爲來討論，詳細列述於下：

2-1 分析樓版平面內行爲的方法

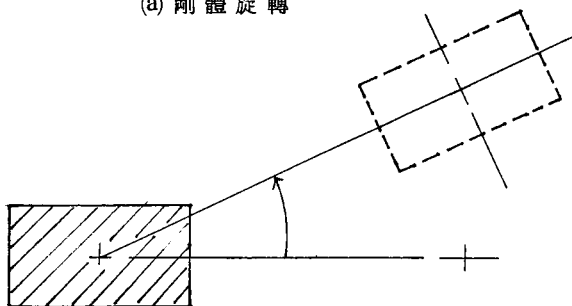
分析所使用的套裝程式爲SAP IV（Structural Analysis Program IV），這套程式是以有限元素法（Finite Element Method）所寫成的線性分析程式，對於樓版的模擬，選用了平面應力元素（Element of Plane Stress），這種元素只能受平面內的力量，恰符合所欲研究的力學行爲，對於真實狀況中樓版的勁度亦能有效表示，亦即多厚的樓版有多少勁度，平面應力元素都能適當模擬得到，而對於剛性樓版，在無法立即取得T A B S系列程式的情況下，我們也用了SAP IV去模擬，在剛性樓版的假設下，樓版的側移和旋轉都是剛體側移和旋轉，如圖五所示，簡單的說，所謂剛體就是任兩點間的幾何關係絕不會因任何外力作用而造成巨觀變形或微觀應變的情形產生，就是任何兩點間的幾何關係絕不受任何因素而改變，爲此，我們變化平面應力元素的厚度來模擬，當達到某一厚度時，其側移量的差異已縮小至某一限度時，



(a) 剛體側移



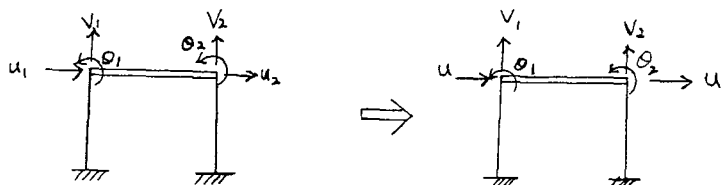
(a) 剛體旋轉



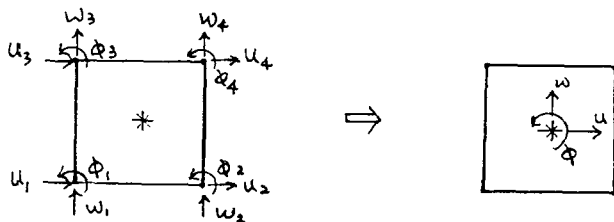
(c) 剛體側移和旋轉

圖五 剛體之側移和旋轉示意

就定義其已達剛體，當然此厚度的加入絕不能影響原真實結構行為，例如梁仍是有撓曲變形，柱端仍有轉角和軸向變形，只是將同一樓層原本各不相同的側移自由度和縱向旋轉自由度變成相同而已，如圖六。



(a) 立面圖



(b) 平面圖

圖六 自由度表示圖

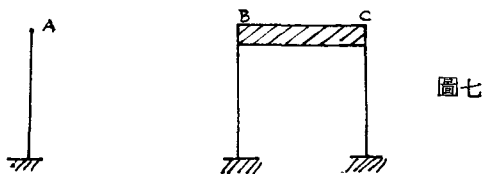
2-2 採用平面應力元素模擬樓版

使用平面應力元素的理由有下：

- (1) 本報告僅探討樓版受平面內外的行為。
- (2) 平面應力元素僅有端點側移自由度，無旋轉自由度，所以不會限制梁柱的旋轉，而側移自由度就是剛性樓版的限制所在，所以平面應力元

素的厚度增大，愈接近剛性樓版的假設。

- (3)對一外力對稱、構架配置也對稱的結構而言，平面應力元素厚度的變化並不影響該構架的基本行為，如圖七。



各加一 P 力垂直紙面，設桿件之斷面和材質相同，則所得到 A 、 B 、 C 在垂直紙面之側移相同，所產生柱端彎矩也相同。

三、實例計算

3-1 導言

本報告所選用的結構有兩種，一種為長條型結構建築物，另一種為凹字型（雙塔型）結構建築物，此二種均假設位於台北市，且皆為商業大樓，今依據國內建築技術規則設計，詳細敘述如下：

3-2 長條型韌性立體構架結構設計

如圖八(a)、(b)，基地面積36公尺×6公尺，結構體為地上七層之韌性立體構架，外牆採用30公分鑄泡沫混凝土帷幕牆，隔間牆採用活動隔牆，樓版厚度採用12公分。

(1)靜力分析

(I)載重估算

(A)靜載重

$$12\text{公分厚混凝土樓版自重} \quad 2.4 \text{ t} / \text{m}^3 \times 0.12 \text{ m} = 0.288 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$\text{隔間牆} \quad 0.100 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$\text{樓版粉光天花板} \quad 0.040 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$\text{梁柱自重} \quad 0.120 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$\Sigma \quad 0.548 \text{ t} / \text{m}^2$$

屋頂層靜載重尚須加 $0.075 \text{ t} / \text{m}^2$ 防水防熱層，故為

$$0.548 + 0.075 = 0.623 \text{ t} / \text{m}^2$$

(B)活載重

本實例爲商業大樓，故依建築技術規則建築構造篇第十七條之規定採用。

屋頂層 $250 \text{ kg} / \text{m}^2$ ($0.25 \text{ t} / \text{m}^2$)

一般層 $300 \text{ kg} / \text{m}^2$ ($0.3 \text{ t} / \text{m}^2$)

又因其爲公眾使用場所，依規定不能折減。

(II) 水平地震力計算

依建築技術規則建築構造篇第四十二條之規定：

$$\text{最小總橫力 } V = ZKC IW$$

$$\text{震區係數 } Z = 0.8$$

$$\text{組構係數 } K = 0.67$$

$$\text{震力係數 } C = 0.129$$

$$C = \frac{1}{8 \sqrt{T}} \leq 0.15$$

$$\text{對鋼構造建築物 } T = 0.085 H_n^{\frac{3}{4}}$$

$$= 0.085 (24.5)^{\frac{3}{4}} = 0.936 \text{ 秒}$$

$$\therefore C = \frac{1}{8 \sqrt{0.936}} = 0.129 \leq 0.15 \quad \text{OK}$$

$$\text{用途係數 } I = 1.25$$

$$\text{靜載重 } W = 1462.2 \text{ t (見表 1)}$$

$$\therefore V = ZKCIW$$

$$= 0.8 \times 0.67 \times 0.129 \times 1.25 \times 1462.2^t$$

$$= 0.08643 \times 1462.2$$

$$= 126.4^t$$

(III) 風力計算

依照建築技術規則建築構造篇第三十三條之規定，台北市屬 150 級風力區，所以對本結構之風力分佈為

從地表 0 M ~ 9 M 110 kg / m²

 9 M ~ 15 M 150 kg / m²

 15 M ~ 30 M 190 kg / m²

所以在短向受風力共

$$(190 \times 9.5 \times 6 + 150 \times 6 \times 6 + 110 \times 9 \times 6)$$

$$= 22.17^t$$

在長向受風力共

$$(190 \times 9.5 \times 36 + 150 \times 6 \times 36 + 110 \times 9 \times 36)$$

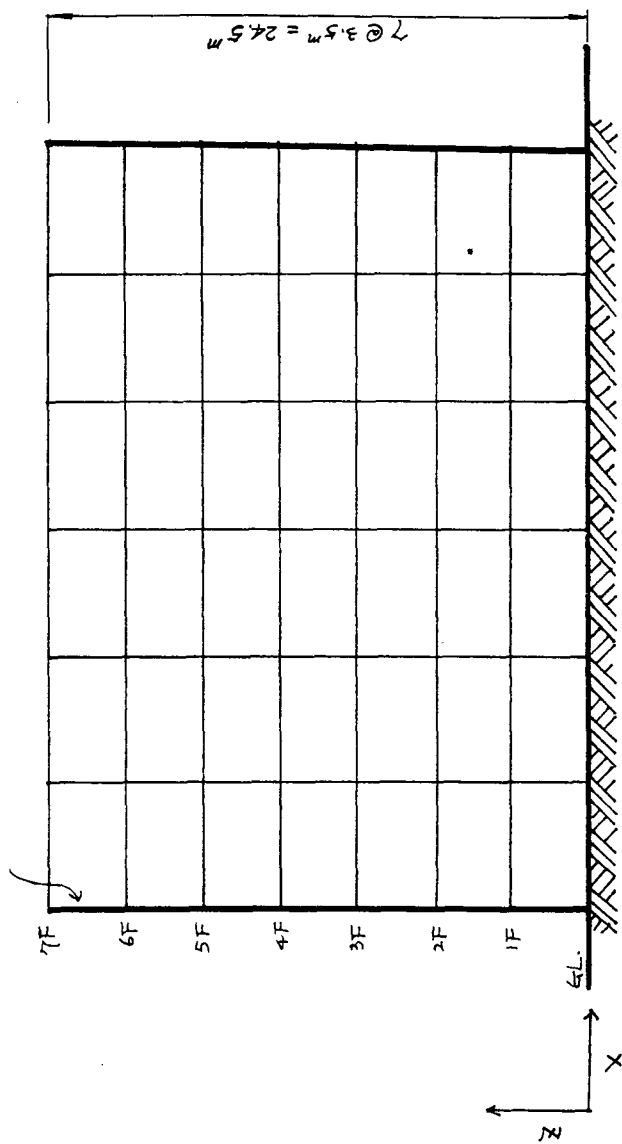
$$= 133.02^t$$

雖然在長向受風力大於地震之最小總橫力，但相差甚小，為了探討在地震力作用下的行為並簡化計算，今仍採用地震力控制的設計。

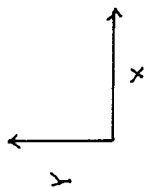
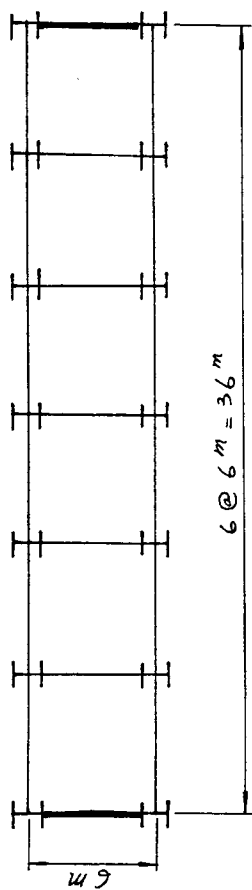
(IV) 橫向剪力分配和扭矩計算

依照建築技術規則建築構造篇第四十八條之規定，在計算橫向力時，須另加樓層剪力與其垂直方向尺度百分之五的

粗線表加斜撐分析時，加斜撐之柱列（配合圖 5 (c)）

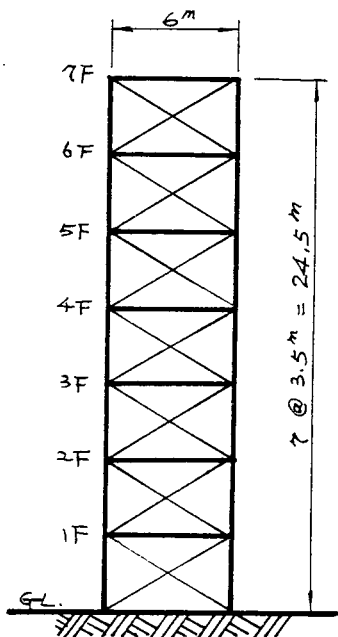


圖八(a) 長條型建築物（立面圖）



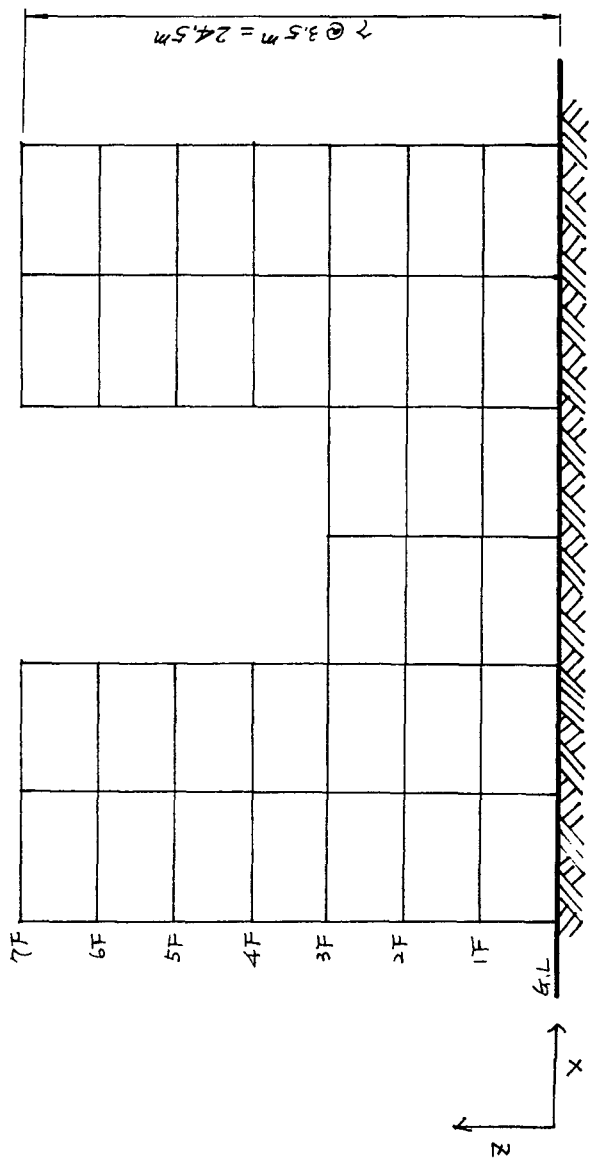
圖八(b) 長條型建築物平面圖(粗線表加斜撐位置)

U 字型(雙塔型)建築物平面圖



圖八(c) 長條型建築物之斜撐配置示意 (X 型斜撐)

(分析時，只考慮拉力桿件)



圖九 U 字型（雙塔型）建築物（立面圖）

四樓版勁度對鋼造結構所造成之影響

將三之實例設計之地震力表 1、表 3 輸入已設計好之實例中，在進行分析之前，將自重、活重全部略去，只剩下梁、柱、版的結構系統，且此時僅存在有勁度，其他的影響因素都已略去。

在分析時，長條型結構和 U 字型結構都同樣以兩種變量來作探討，一為版厚的變化，一為版側寬的變化，主要有下列控制變化量

(1)版厚變化時

3 公分
12 公分
30 公分
100 公分
300 公分

(2)版側寬變化時（版厚維持 12 公分）

1.5 公尺
6 公尺
12 公尺

(3)斜撐面積變化時

1 平方公分
20 平方公分
50 平方公分
100 平方公分
250 平方公分
500 平方公分

外力今假設僅 y 向地震力作用，因 x 向地震力作用時，樓版之縱向長度甚大於作用面之寬度，已甚符合剛性樓版的假設，故不再探討。

4-1 長條型建築物分析後之結果整理

(1)版厚變化時

表 5 為側移比較

表 6 為梁柱內力比較

- (a)當變化厚度從 3 公分到 300 公分（與樓版寬度之寬厚比從 200 ~ 2）時，兩端側移與中央側移的差異雖變小，但整體而言，版厚為 3 公分時已能視為剛性樓版來分析，因本來端點側移與中間點之最大側移本就相差甚少，而相差甚少的原因是每一個構架的勁度都相同，所以樓版之厚度大或小已不是影響因素，即使無樓版的存在，其側移亦相差甚少（配合圖十一）。
- (b)從表 5 來說，亦可看出厚度之增加能使端部側移與中央側移差異減少，而達到剛體運動的剛性樓版假設。
- (c)因今側移相差甚微，所以從表 6 亦可看出最大柱剪力與版厚為 300 公分（剛性樓版）時之最大柱剪力比較，並未超過 2%，另外亦可看出寬厚比愈小（版厚愈厚時），因側移的減小，使梁柱內力隨之減小。

(2)版側寬變化時

表 7 為側移比較

- (a)舉表 7 來說

長寬比 = 24 時（ $36 \text{ m} / 1.5 \text{ m} = 24$ ），最大側移差 0.796 公分

長寬比 = 6 時（ $36 \text{ m} / 6 \text{ m} = 6$ ），最大側移差 0.037 公分

長寬比 = 3 時（ $36 \text{ m} / 12 \text{ m} = 3$ ），最大側移差 0.008 公分

亦即長寬比愈小時，愈能符合剛性樓版之假設。

(b)從表 7 亦可看出當樓版寬為 1.5 公尺時，和樓版寬為 12 公尺時之側移均大於樓版寬為 6 公尺時之側移，此乃因前者過於細長所致，而後者則因改變跨徑時梁之斷面並未使之改變，而使得構架的勁度變小而造成雖在同樣的外力條件下，側移量變大。

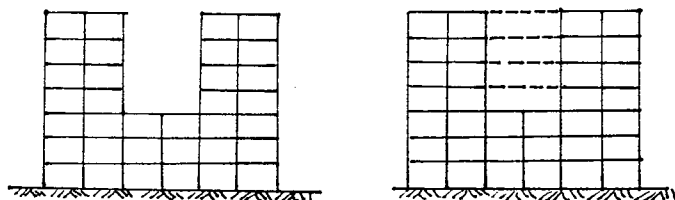
4-2 U 字型建築物分析後之結果整理

(1)版厚變化時

表 8 為側移比較

表 9 為梁柱內力比較

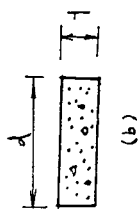
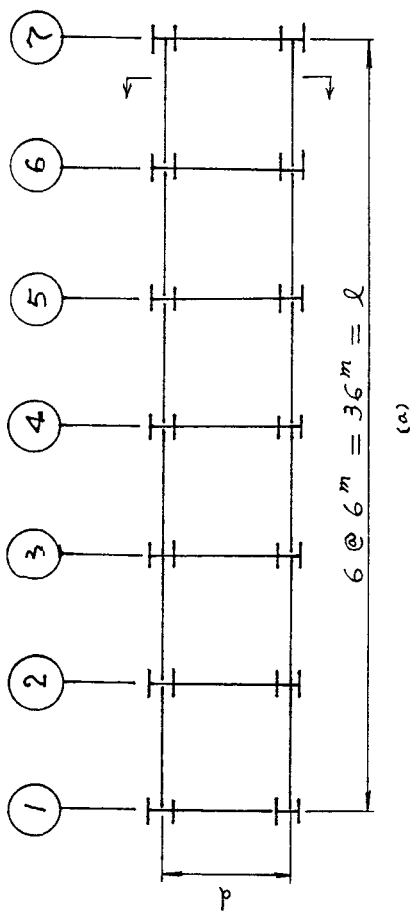
U 字型建築物不同於長條型建築物，所以得到之分析結果並不一定和長條型建築物所得之分析結果相近，表 8、9 特別加框者表最真實的情況，雖然同樣是樓版厚 12 公分，未加框者表示有元素相連於雙塔，而加框者則無，如圖 10 簡示，而元素相連的作用即為了達成剛性樓版的模擬。



(a)無平面應力元素連接

(b)有平面應力元素連接

圖 十



圖十一 (a) 構架平面變位示意

(b) 寬厚比 d / t 示意

- (a)很明顯的從表 8 之側移比較，可看出兩分開的塔式建築，其側移分佈絕不如剛性樓版之假設一側移相同，在未分開部份則情形稍好，所以基本上，在這種類型的建築物中，使用剛性樓版的假設是不合理的。
- (b)從表 9 之內力比較可看出，若對於 U 字型建築物仍設剛性樓版的話，對於最大柱剪力會有高估現象，本例中誤差高達 27%，而在交接層又有低估現象產生，至於高估的原因乃是剛性樓版的假設使得構架勁度相對的提高，故計算所得之最大柱剪力變大，而交接處低估的原因乃是作了樓版連接後 4 ~ 7 層的側移連帶使第 3 層的側移變大，而實際中因其中間挖空了，所以側移不會因上幾層的側移而加大（可見表 8），側移的倒數就是側向力分配依據的剛度，側移高估也就表示側力低估。

4 - 3 長條型建築物加斜撐後分析之結果整理

在 4 - 1 中已探討得知在均勻且規則分佈的構架系統中，樓版勁度結構物之側移與內力分配之影響均甚小，達到可忽略之地步，今將長條型韌性結構，在兩端各加上 X 型之同心斜撐，分析時，則僅視拉力桿件存在，略去壓力桿件之作用，經分析所得整理於表 10、表 11 可得知下列之結果。

- (a)隨著斜撐面積的增加，斜撐構架之勁度增大使得承受之基底剪力（Base Shear）也跟著增大，相對的未加斜撐之一般構架則因斜撐面積之增加，而所分擔之基底剪力變小。
- (b)從表 10 可得知，當斜撐面積增大，也就是斜撐構架之勁度愈來愈大

於一般構架時，剛性樓版的假設將使得側移低估，例如表10中，斜撐面積 500 cm^2 時，版厚 3 cm 時，則將側移低估達11%左右，這是和4-1中所探討的不相同處，也就是說側力抵抗系統的勁度不一致時，使用剛性樓版的假設將導致誤差。

- (c)從表11可得知，當斜撐構架與一般構架的勁度相差愈大時（例如本研究之斜撐面積增大），如果仍設樓版勁度為剛性將導致明顯的誤差產生，舉表11中斜撐面積 500 cm^2 時，對於一般構架之基底剪力將明顯低估約39%，對於斜撐構架，則將高估約 $\frac{66.972 - 62.524}{62.524} = 7.1\%$ ，這將產生甚大的錯誤，尤其是以相當大勁度來抗側移量過大的剪力牆被設計時，將使得其他梁柱構件的設計外力明顯被低估，在地震力來臨時，非剪力牆之梁柱構架將因設計抵抗力不足而先破壞。

五、結論與建議：

從四之分析和結果整理探討之後，可得下列結論：

- (1)在韌性結構中，若其構架的勁度相近或相同時，版之影響甚微，此時便可以剛性樓版的假設來作簡化計算，但勁度相近不可用於有開孔、缺口或分離的建築物中，如 U 字型建築物或為了採光理由而設計中庭的建築物。
- (2)樓版有影響其勁度甚大的開孔或是像 U 字型之類造型的建築物在作結構分析時絕不能設虛梁虛柱以達到剛性樓版假設的目的，這將使分析所得結果產生相當大的誤差，應改用其他分析方法分析之。
- (3)對於側力抵抗系統的設計，若勁度有所差異時，不能再用剛性樓版的假設來進行分析，雖然側移誤差不會很大，但對於基底剪力的分配卻產生明顯的誤差，將使整個結構系統的水平力分配產生錯誤，不能再使用 TABS 系列的程式來進行分析。

建議：

在本次研究中得知，雖然剛性樓版的假設，可減少甚多之運算分析，但不是任何型式的結構都可用此假設來作為分析工具，這是值得特別注意的。

從本次研究中，可發現尚有許多問題需要去解決，也是我們下階段該努力的目標，例如：

- (a)樓版、構架、剪力牆（或斜撐構架）的勁度在何種比例下時，樓版可視為剛性樓版，這是牽涉到三者互制作用的問題，有沒有辦法簡

化到工程界可直接計算判斷？

(b)在動力作用下，本文中所探討的情況是否有變化？因為在真正的地震力作用下，建築物受動力後的反應才是我們所確切關心的。

(c)規範中對樓版受平面內 (In plane) 力時之規定尚無，是不是需要加以研究之後，加入規範中以確保樓版的受力後之安全性等等。

尚有許多在結構系統中頗為重要的行為需要去探討和研究的，才能確保使用者之生命和安全。

參考文獻

1. 建築技術規則。
2. “高層鋼架建築物耐震非線性行為之分析”國立台灣工業技術學院碩士論文，喻永淡撰，75.6.
3. “微電腦結構分析程式—MICRO-SAPIV Version II 程式說明及使用手冊”，徐德修、朱聖浩編著，松崗電腦圖書資料有限公司
4. "THREE DIMENSION ANALYSIS OF BUILDING SYSTEM, TABS 80 VOLUME II ", A REPORT OF THE U.S. ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION", By E.L. WILSON. H
H.H. DOVEY
A. HABIBULLAH
5. "BUILDING CONFIGURATION AND SEISMIC DESIGN" By
CHRISTOPHER ARNOLD, Building System Development, Inc.
ROBERT REITHERMAN, Scientific Service, Inc.
A Wiley-Interscience Publication 1982.
6. "SAPIV: a Structural Analysis Program for Static and
Dynamic Response of Linear Systems" EERC Report NO 73-11,
By KLAUS-JURGEN BATHE
EDWARD L. WILSON
FERD E. PETERSON

7. " HAND BOOK OF CONCRETE ENGINEERING"

Edited by Mark Fintel 虹橋

8. "EFFECT OF DIAPHRAGM FLEXIBILITY ON SEISMIC RESPONSE OF

BUILDING STRUCTURES" 8th WORLD CONFERENCE ON EQ

ENGINEERING 1984. Vol IV, by Masayoshima

N_a kashima

Ti Hudng

Le-Wu Lu

9. "Modelling of Floor Diaphrgms in Concrete Shearwall

Buildings" from Concrete Internationasl, 1985, July 44-

46 by R.R Boppana and

F. Naeim

樓 層	h_i (m)	W_i (t)	$w_i h_i$ (t-m)	F (t)	ΣF_x (t)
7	24.5	178.67	4377.415	26.43+8.3	34.75
6	21.0	206.57	4337.970	26.19	60.92
5	17.5	206.57	3614.975	21.83	82.75
4	14.0	206.57	2891.980	17.46	100.21
3	10.5	206.57	2168.985	13.10	113.31
2	7.0	206.57	1445.990	8.73	122.04
1	3.5	206.57	722.995	4.37	126.41
基 礎	0	44.1	0	0	126.41
Σ		1462.2	19560.310	126.41	126.41

表 1 長條型建築物之樓層地震力計算

樓	層	X		向		Y								向		
7	F	17.365	17.365	2.89	5.79	5.79	5.79	5.79	5.79	5.79	5.79	5.79	5.79	5.79	2.89	
	T	-1.737	1.737	-1.11	-0.74	0.37	0.0	0.37	0.0	0.37	0.74	1.11	0.74	0.37	1.11	
	Σ	15.628	19.102	1.78	5.05	5.42	5.79	6.16	5.79	6.16	6.53	4.00	6.53	4.37	4.00	
6	F	13.10	13.10	2.18	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	2.18	4.37	4.37	2.18	
	T	-1.31	1.31	-0.84	-0.56	-0.28	0	0.28	0	0.28	0.56	0.84	0.56	0.28	0.84	
	Σ	11.79	14.41	1.34	3.81	4.09	4.37	4.65	4.37	4.65	4.93	3.02	4.93	4.37	3.02	
5	F	10.92	10.92	1.82	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	1.82	3.64	3.64	1.82	
	T	-1.10	1.10	-0.69	-0.46	-0.23	0	0.23	0	0.23	0.46	0.69	0.46	0.23	0.69	
	Σ	9.82	12.02	1.13	3.18	3.41	3.64	3.87	3.64	3.87	4.1	2.51	4.1	3.87	2.51	
4	F	8.73	8.73	1.46	2.91	2.91	2.91	2.91	2.91	2.91	2.91	1.46	2.91	2.91	1.46	
	T	-0.87	0.87	-0.57	-0.38	-0.19	0	0.19	0	0.19	0.38	0.57	0.38	0.19	0.57	
	Σ	7.86	9.60	0.89	2.53	2.72	2.91	3.10	2.91	3.10	3.29	2.03	3.29	2.91	2.03	
3	F	6.55	6.55	1.09	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	1.09	2.18	2.18	1.09	
	T	-0.66	0.66	-0.42	-0.28	-0.14	0	0.14	0	0.14	0.28	0.42	0.28	0.14	0.42	
	Σ	5.89	7.21	0.67	1.90	2.04	2.18	2.32	2.18	2.32	2.46	1.51	2.46	2.18	1.51	
2	F	4.37	4.37	0.73	1.46	1.46	1.46	1.46	1.46	1.46	1.46	0.73	1.46	1.46	0.73	
	T	-0.44	0.44	-0.27	-0.18	-0.09	0	0.09	0	0.09	0.18	0.27	0.18	0.09	0.27	
	Σ	3.93	4.81	0.46	1.28	1.37	1.46	1.55	1.46	1.55	1.64	1.00	1.64	1.46	1.00	
1	F	2.19	2.19	0.36	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.36	0.73	0.73	0.36	
	T	-0.11	0.11	-0.15	-0.10	-0.05	0	0.05	0	0.05	0.10	0.15	0.10	0.05	0.15	
	Σ	1.08	2.30	-0.21	0.63	0.68	0.73	0.78	0.73	0.78	0.83	0.51	0.83	0.73	0.51	

表 2 長條型建築物之結構分析外力

樓層	h_i (m)	W_i (t)	$w_i h_i$ (t-m)	F (t)	ΣF_x (t)
7	24.5	127.51	3124.00	20.33+7.1	27.43
6	21.0	154.51	3244.71	21.11	48.54
5	17.5	154.51	2703.93	17.59	66.13
4	14.0	154.51	2163.14	14.08	80.21
3	10.5	205.67	2159.54	14.05	94.26
2	7.0	206.57	1445.99	9.41	103.67
1	3.5	206.57	723.00	4.70	108.37
基礎	0	44.10	0.0	0.00	108.37
Σ		1253.95	15564.31	108.38	

表 3 U 字型建築物之樓層地震力計算

長條型韌性立體構架斷面選用

柱	1 ~ 3 ^F	W 14 × 120
	4 ~ 7 ^F	W 14 × 90
梁	1 ~ 3 ^F	W 16 × 89
	4 ~ 7 ^F	W 16 × 67

U 字型韌性立體構架斷面選用

柱	1 ~ 3 ^F	W 14 × 120
	4 ~ 7 ^F	W 14 × 90
梁	1 ~ 3 ^F	W 16 × 89
	4 ~ 7 ^F	W 16 × 67

表 4 長條型和 U 字型之梁柱斷面

表 5 長條型建築物當版厚變化時之側移比較表

版厚 (cm)	7		6		5		4		3		2		1	
	一般構架		一般構架		一般構架		一般構架		一般構架		一般構架		一般構架	
	Δ_1 (cm)	$\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{(\Delta_1)_{300}}$ (%)	Δ_1 (cm)	$\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{(\Delta_1)_{300}}$ (%)	Δ_1 (cm)	$\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{(\Delta_1)_{300}}$ (%)	Δ_1 (cm)	$\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{(\Delta_1)_{300}}$ (%)	Δ_1 (cm)	$\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{(\Delta_1)_{300}}$ (%)	Δ_1 (cm)	$\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{(\Delta_1)_{300}}$ (%)	Δ_1 (cm)	$\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{(\Delta_1)_{300}}$ (%)
3	6.907	0.95	6.298	6.353	0.87	5.379	5.423	0.70	4.208	4.242	0.80	2.973	2.975	0.78
12	6.922	6.959	0.53	6.311	6.341	0.47	5.390	5.414	0.38	4.216	4.235	0.45	2.955	2.968
30	6.931	6.952	0.30	6.318	6.335	0.27	5.395	5.409	0.22	4.221	4.231	0.24	2.958	2.966
100	6.938	6.946	0.12	6.324	6.330	0.09	5.400	5.405	0.08	4.224	4.228	0.09	2.961	2.964
300	6.940	6.943		6.326	6.328		5.401	5.403		4.225	4.227		2.962	2.963
備	1. $(\Delta_1)_{300}$ 表該樓層下版厚 300 公分之兩端構架 (即端構架) 側移量。													
註	2. 集厚比 = 500 公分 / 版厚。													

表 6 長板型建築物當板厚變化時之最大柱剪力比較表

樓層 分	7		6		5		4		3		2		1	
	最大柱剪力 $V_1(T)$ (%)	$\frac{(V_1)_{300} - V_1}{(V_1)_{300}}$ (%)	最大柱剪力 $V_1(T)$ (%)	$\frac{(V_1)_{300} - V_1}{(V_1)_{300}}$ (%)	最大柱剪力 $V_1(T)$ (%)	$\frac{(V_1)_{300} - V_1}{(V_1)_{300}}$ (%)	最大柱剪力 $V_1(T)$ (%)	$\frac{(V_1)_{300} - V_1}{(V_1)_{300}}$ (%)	最大柱剪力 $V_1(T)$ (%)	$\frac{(V_1)_{300} - V_1}{(V_1)_{300}}$ (%)	最大柱剪力 $V_1(T)$ (%)	$\frac{(V_1)_{300} - V_1}{(V_1)_{300}}$ (%)	最大柱剪力 $V_1(T)$ (%)	$\frac{(V_1)_{300} - V_1}{(V_1)_{300}}$ (%)
板厚 (cm)														
3	2.517	-1.36	4.371	-0.45	5.930	-0.32	7.191	-0.45	8.115	-0.27	8.743	-0.30	9.072	-0.46
12	2.505	-0.87	4.361	-0.21	5.920	-0.15	7.176	-0.25	8.104	-0.14	8.731	-0.16	9.056	-0.28
30	2.496	-0.52	4.356	-0.09	5.916	-0.07	7.167	-0.12	8.099	-0.07	8.724	-0.08	9.045	-0.16
100	2.487	-0.17	4.352	-0.02	5.913	-0.02	7.161	-0.03	8.095	-0.02	8.719	-0.02	9.035	-0.05
300	2.483		4.351		5.911		7.159		8.093		8.717		9.031	
備	1. $(V_1)_{300}$ 表示樓層下版厚 300 公分之最大柱剪力。 2. 符號中，當 $\frac{(V_1)_{300} - V_1}{(V_1)_{300}}$ 為負值，表示以剛性樓版之假設分析，所得之結果較正確結果為小，即低估 反之，當 $\frac{(V_1)_{300} - V_1}{(V_1)_{300}}$ 為正值，表示以剛性樓版之假設分析，所得之結果較正確結果為大，即高估													
註														

表 7 長格型建築物當版側寬變化時之側移比較表

板側寬 (M)	7		6		5		4		3		2		1								
	兩端構架 Δ_1 (cm)	一般構架 Δ_2 (cm)	兩端構架 Δ_1 (cm)	一般構架 Δ_2 (cm)	兩端構架 Δ_1 (cm)	一般構架 Δ_2 (cm)	兩端構架 Δ_1 (cm)	一般構架 Δ_2 (cm)	兩端構架 Δ_1 (cm)	一般構架 Δ_2 (cm)	兩端構架 Δ_1 (cm)	一般構架 Δ_2 (cm)	兩端構架 Δ_1 (cm)	一般構架 Δ_2 (cm)							
1.5	12.537	13.333	0.796	10.303	10.962	0.659	7.991	8.509	0.518	5.711	6.09	0.379	3.633	3.880	0.247	1.949	2.087	0.138	0.657	0.707	0.050
6.0	6.922	6.959	0.037	6.311	6.341	0.030	5.389	5.414	0.025	4.216	4.235	0.019	2.955	2.968	0.013	1.784	1.793	0.009	0.663	0.667	0.004
12.0	10.787	10.795	0.008	9.884	9.850	0.006	8.415	8.420	0.005	6.573	6.577	0.004	4.571	4.574	0.003	2.669	2.671	0.002	0.927	0.928	0.001
備																					
註																					

表 8 U 型 (雙塔型) 建築物當版厚變化時之側移比較表

版 厚 (cm)	7		6		5		4		3		2		1								
	兩端 樑架 Δ_1 (cm)	一般 樑架 $\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{(\Delta_1)_{300}}$ (%)	兩端 樑架 Δ_2 (cm)	一般 樑架 $\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{(\Delta_1)_{300}}$ (%)	兩端 樑架 Δ_1 (cm)	一般 樑架 Δ_2 (cm)	$\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{(\Delta_1)_{300}}$ (%)	兩端 樑架 Δ_1 (cm)	一般 樑架 Δ_2 (cm)	$\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{(\Delta_1)_{300}}$ (%)	兩端 樑架 Δ_2 (cm)	一般 樑架 Δ_1 (cm)	$\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{(\Delta_1)_{300}}$ (%)	兩端 樑架 Δ_2 (cm)	一般 樑架 $\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{(\Delta_1)_{300}}$ (%)						
12	6.493	8.55	27.35	5.946	7.688	25.55	5.137	6.367	21.38	4.108	4.689	13.2	2.970	2.995	0.84	1.796	1.805	0.50	0.664	0.666	0.30
3	7.455	7.619	2.18	6.764	6.901	2.01	5.718	5.815	1.69	4.401	4.426	0.57	3.024	2.927	-3.24	1.797	1.807	0.56	0.662	0.668	0.90
1 2	7.504	7.556	0.69	6.804	6.847	0.63	5.743	5.766	0.40	4.404	4.410	0.14	3.042	2.956	-2.87	1.794	1.806	0.67	0.662	0.667	0.75
3 0	7.516	7.539	0.31	6.814	6.832	0.26	5.749	5.765	0.28	4.402	4.406	0.09	3.007	2.968	-1.30	1.794	1.805	0.61	0.663	0.666	0.45
1 00	7.521	7.528	0.09	6.817	6.823	0.09	5.752	5.757	0.09	4.401	4.403	0.05	2.998	2.979	-0.64	1.796	1.803	0.39	0.665	0.665	0
3 00	7.522	7.524		6.818	6.820		5.752	5.754		4.400	4.401		2.992	2.985		1.797	1.801		0.665	0.665	

1. (Δ_1)₃₀₀ 表該樑下版厚 300 公分之兩端樑架 (即端樑架) 側移量。

註

表 9 U 字型 (雙格型) 建築物當版厚變化時之最大柱剪力比較表

樓層 分 類 版 厚 (cm)	7		6		5		4		3		2		1	
	最大柱剪力 $V_1(T)$	$\frac{(V_1)_{300} - V_1}{(V_1)_{300}}$ (%)	最大柱剪力 $V_1(T)$	$\frac{(V_1)_{300} - V_1}{(V_1)_{300}}$ (%)	最大柱剪力 $V_1(T)$	$\frac{(V_1)_{300} - V_1}{(V_1)_{300}}$ (%)	最大柱剪力 $V_1(T)$	$\frac{(V_1)_{300} - V_1}{(V_1)_{300}}$ (%)	最大柱剪力 $V_1(T)$	$\frac{(V_1)_{300} - V_1}{(V_1)_{300}}$ (%)	最大柱剪力 $V_1(T)$	$\frac{(V_1)_{300} - V_1}{(V_1)_{300}}$ (%)	最大柱剪力 $V_1(T)$	$\frac{(V_1)_{300} - V_1}{(V_1)_{300}}$ (%)
12	2.157	24.42	3.735	26.10	5.046	26.96	6.030	27.18	8.576	-10.54	8.791	0.45	8.948	-0.06
3	2.785	2.42	4.978	1.50	6.716	2.79	7.848	5.23	8.410	- 8.40	8.702	1.52	8.872	0.79
12	2.825	1.02	5.520	0.04	6.868	0.59	7.953	3.96	8.283	-6.77	8.670	1.91	8.912	0.35
30	2.838	0.56	5.057	-0.06	6.916	-0.10	8.042	2.89	8.139	-4.91	8.686	1.71	8.941	0.02
100	2.850	0.41	5.053	0.02	6.924	-0.22	8.185	1.16	7.911	-1.97	8.756	0.87	8.955	-0.13
300	2.854		5.054		6.909		8.281		7.758		8.828		8.943	
備	1. $(V_1)_{300}$ 表該樓層下版厚 300 公分之最大柱剪力。													
註	2.符號中，當 $\frac{(V_1)_{300} - V_1}{(V_1)_{300}}$ 為負值，表示以剛性假版之假設分析，所得之結果較正確結果為小，即低估													
	反之，當 $\frac{(V_1)_{300} - V_1}{(V_1)_{300}}$ 為正值，表示以剛性假版之假設分析，所得之結果較正確結果為大，即高估													
	3.本處之最大柱剪力原自邊柱。													

表 10 各類斜撐及版厚之頂層側移比較表

斜撐 面積 分 版 厚 (cm)	0		1		20		50		100		250		500	
	斜 撐 構 架	一般 構 架	斜 撐 構 架	一般 構 架	斜 撐 構 架	一般 構 架	斜 撐 構 架	一般 構 架	斜 撐 構 架	一般 構 架	斜 撐 構 架	一般 構 架	斜 撐 構 架	一般 構 架
	Δ_1 (cm)	Δ_2 (cm)	Δ_1 (cm)	$\frac{\Delta_1 - \Delta_2}{(\Delta_1)_{100}}$ (%)	Δ_1 (cm)	Δ_2 (cm)	Δ_1 (cm)	$\frac{\Delta_1 - \Delta_2}{(\Delta_1)_{100}}$ (%)	Δ_1 (cm)	$\frac{\Delta_1 - \Delta_2}{(\Delta_1)_{100}}$ (%)	Δ_1 (cm)	$\frac{\Delta_1 - \Delta_2}{(\Delta_1)_{250}}$ (%)	Δ_1 (cm)	$\frac{\Delta_1 - \Delta_2}{(\Delta_1)_{500}}$ (%)
3	8.246	8.325	7.905	8.003	1.23	5.081	5.293	4.19	3.970	4.159	6.26	3.297	3.546	7.94
6	8.256	8.317	7.916	7.992	0.96	5.078	5.241	3.22	3.899	4.089	4.98	3.265	3.454	6.02
12	8.266	8.310	7.926	7.981	0.69	5.073	5.189	2.29	3.874	4.003	3.38	3.227	3.359	4.21
30	8.276	8.301	7.938	7.969	0.39	5.066	5.130	1.26	3.845	3.915	1.83	3.182	3.252	2.23
100	8.285	8.294	7.947	7.959	0.15	5.060	5.084	0.47	3.822	3.847	0.65	3.147	3.171	0.77
300	8.288	8.292	7.951	7.955		5.058	5.067		3.813	3.822		3.133	3.141	

備 1. (Δ_1)₁₀₀ 表指斜撐面積下版厚 300 公分之斜撐構架側移量。

註

一緒論

基礎的作用主要為傳遞上層結構物之載重至土壤，並由其來承受。建築物基礎有獨立基腳、連續基腳、筏式基礎、補償式基礎及樁基礎等如圖一所示。補償式基礎之形態與筏式基礎類似，所不同者，補償式基礎埋設較深，基礎版上所挖除之土重等於建築物之總重。但不論何種基礎，為了使建築物的功能能夠滿意的被發揮，基礎的設計必須滿足下列二個條件：

(1) 支承基礎之土壤不能產生剪力破壞。

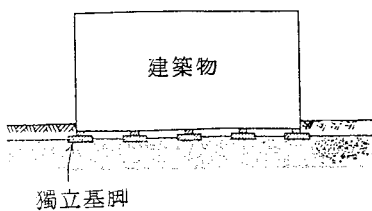
(2) 基礎不能產生過量之沈陷。

其中(1)項是屬於承載力問題 (Bearing Capacity Problems)。基礎破壞的型式最常見的有一般性破壞、局部剪力破壞和穿孔剪力破壞如圖二所示。估計基礎承載力之公式，自 Terzaghi (1943) 提出理論解以來，歷經四十多年，無數的專家、學者致力於這方面的研究，其中以 Meyerhoff (1963)，Hansen (1970) 所發展的公式最為有名，也已普遍為工程界所接受。一般而言，Terzaghi 的公式過於保守，Meyerhoff 和 Hansen 作了不少改進似乎較為合理。日本則採用 Terzaghi 公式，但將 Terzaghi 的承載重因子 N_c, N_q, N_r 作適當的修正，使算出來的極限承載力比舊有的公式合理，也被我國的建築技術規則所採用。但不論基於那種公式，在安全係數採用 3.0 的情形下，很少基礎會發生承載力不足的現象。

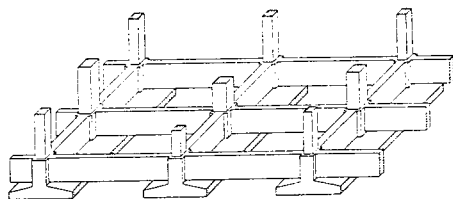
當建築物基礎之承載力滿足之後，此建築物將來可能發生之沈陷量也必須檢核。過量之沈陷雖不見得使建築物之安全受到危害，但有可能會使

得建築物原先設計的功能大受影響，使得使用者相當的不方便。每個建築物所能容許最大沈陷量與該建築物之設計用途、結構、材料有關，在第二節將詳細討論此問題。

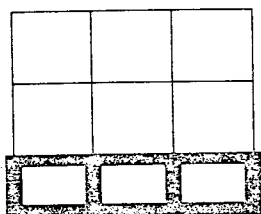
由於建築物預估沈陷量的大小往往會影響到建築物基礎型式之選擇，因此沈陷量之預估必須儘可能的準確。數十年來亦有為數甚多的專家學者投入此項的研究，第三、四節將對一些常用預估沈陷的方法做一系列的調查。由於這些方法均具有相當濃厚的地方色彩能否完全適合於台北地區地質狀況，必須更進一步的研究。



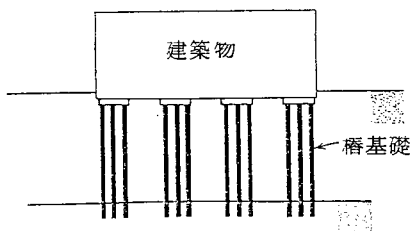
(a)獨立基脚



(b)連續基脚

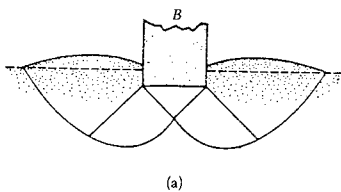


(c)筏式基礎或補償式基礎

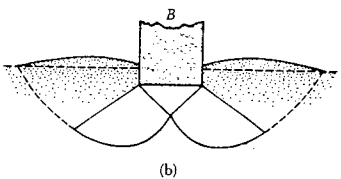


(d)樁基礎

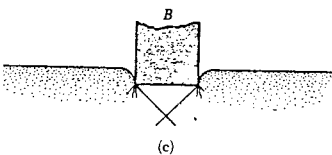
圖一：各種不同型式之基礎



一般性破壞



局部剪力破壞



穿孔剪力破壞

圖二：基礎破壞之型式

二、沈陷量之限制

建築物之沈陷量依其性質可分為總沈陷量和不均勻沈陷量二種。總沈陷量是指基礎底下某點產生之最大沈陷量而言。若建築物之基礎是由數個獨立基脚所組成，則總沈陷量是指平均沈陷量最大的基脚而言，不均勻沈陷量則為二基脚沈陷量之差值。若建築物基礎為筏式基礎時，基礎範圍內產生最大之沈陷量稱之為總沈陷量，不均勻沈陷量則為基礎某二點間沈陷量之差值。

若建築物沈陷均勻，則理論上不論最後沈陷量之大小，為多少均不會影響到建築物之安全，只要考慮到此項之沈陷是否會剪斷水管等設備即可。若建築物沈陷不均勻，由結構學原理可知，樓版、基礎版或梁柱等將受額外的彎矩作用，輕則會使結構體產生裂縫，重則造成結構安全上的問題。不論何者，基礎工程師都必須儘可能的預測沈陷之大小，並視情況，提出適當的方法解決，包括改變基礎之型式或作地盤改良等。

建築物不均勻沈陷發生的原因很多，也很複雜，除了剛性之筏式基礎、補償式基礎或樁基礎所產生之不均勻沈陷小至可忽略不計外，一般而言，其他型式之基礎如筏式基礎或獨立基脚，均會產生不均勻沈陷。從應力傳播圖可知，在基礎面上之均佈載重傳至土壤中就變得不均勻，因此之故，當然會產生不相同之沈陷量。除此之外，不均勻沈陷產生之原因，也有可能是因以下的原因：

- (1)在建築基地下，土層之狀況不同—如圖三所示，建築物一部份置於可壓縮性土壤之上，一部份置於不可壓縮土壤之上。

(2)建築物荷重不均等。

(3)在建築基地下，土壤受預壓密之程度不同一例如新建築物建在舊建築物之旁，而舊建築物底下土壤為可壓縮性土壤，新建築物靠近舊建築物那端下之土壤由於已受到舊建築物荷重之影響可能已接近壓密完成，而另端底下之土壤尚未壓密，則此新建築物即使在均勻載重之下亦會產生不均勻沈陷。

一個建築物忍受不均勻沈陷之程度通常以二種方式來表示，一為總沈陷量一為角扭轉量。在過去由於預估不均勻沈陷之方法繁複且不易達到準確的地步，在一群專家實際的觀察一些例子後發現對一個典型的建築物而言，不均勻沈陷量大約為總沈陷量的四分之三。例如最大之總沈陷量 = 40 mm，則可能之不均勻沈陷量 $\triangle h = \frac{3}{4} (40) = 30 \text{ mm}$ 。角扭轉量之定義為相鄰兩點間之沈陷量之差值除以兩點間之距離如圖四所示。

Skempton 和 MacDonald (1956) 在一項結構物沈陷問題之綜合研究中將結構物因沈陷所造成的損害歸納成三類：

- (1)結構性損害一指的是結構構架之損害如梁、柱等。
- (2)非結構性之損害一例如隔間牆、地版或是牆之粉飾等。
- (3)結構性和非結構性之損害同時發生。

一般而言當角扭轉量 ($\triangle/\ell$) 大於 $\frac{1}{300}$ 時，可能只產生非結構性破壞，而角扭轉量 ($\triangle/\ell$) 大於 $\frac{1}{150}$ 時建築物有可能產生結構性和非結構性之破壞。

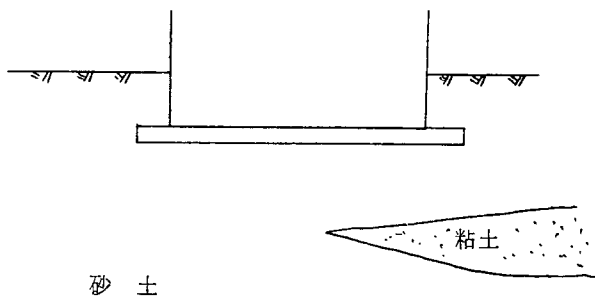
MacDonald 和 Skempton (1955) 觀測許多不同型態之建築

物沈陷情形，建議獨立基脚和筏式基礎在砂質土壤或粘土上容許之不均勻沈陷如表 1，Bjerrum(1963) 將表 1 和他自己觀測建築物沈陷的心得製成表 2，來描述各種型態之建築物對產生結構性和非結構性破壞所需最小之角扭轉量，提供給建築工程界使用。

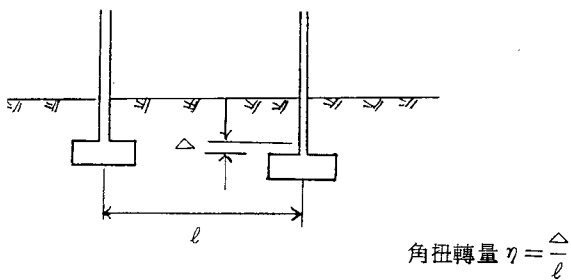
表 1：建築物之容許不均勻沈陷量

標	準	獨立基礎	筏式基礎
角扭轉量（裂縫）		1 / 300	
最大之不均勻沈陷量			
粘土	1 $\frac{3}{4}$ (1 $\frac{1}{2}$)		
砂土	1 $\frac{1}{4}$ (1)		
最大之沈陷量			
粘土	3 (2 $\frac{1}{2}$)	3 - 5 (2 $\frac{1}{2}$ - 4)	
砂土	2 (1 $\frac{1}{2}$)	2 - 3 (1 $\frac{1}{2}$ - 2 $\frac{1}{2}$)	

〔註〕：沈陷量之單位為 inch，() 內數字代表建議最大值。



圖三：基礎座落於不均勻土層上



圖四：角扭轉量之定義

表 2 結構物歪斜之危險限度

角扭轉量	結 構 行 爲
1 / 750	精密機器等可能產生運轉困難。
1 / 600	結構之構架等可能產生危險。
1 / 500	不能容許有裂縫之建築物的安全極限。
1 / 300	隔間牆可能會產生第一道裂縫。
1 / 250	剛度較大之高樓可能會產生傾斜。
1 / 150	大量裂縫可能出現於隔間牆和磚牆，一般的建築物可能會產生結構性破壞。

三、沈陷量之預測

建築物之沈陷依其發生的原因可分為即時沈陷及壓密沈陷二種。壓密沈陷又可分為主要壓密沈陷和次要壓密沈陷。即時沈陷又稱為彈性沈陷是指建築物在施工時所產生之沈陷量。主要壓密沈陷量是指飽和粘土因受荷重所產生之過剩靜水壓力消散後所產生之沈陷量。二次壓密則是指主要壓密結束後，土壤在荷重下會產生潛變（Creep），潛變之發生至今尚未清礎的明瞭。因此土層因荷重所產生之總沈陷量應為以上三者之總和。

$$S_t = S_e + S_c + S_s \quad (1)$$

S_t ：總沈陷量

S_e ：即時沈陷量

S_c ：壓密沈陷量

S_s ：二次壓密沈陷量

一些常用預測沈陷量之方法將在此節中介紹

(一)即時沈陷—

即時沈陷又稱彈性沈陷，顧名思義，用荷重造成土壤之彈性變形，一般均用彈性理論來分析，較著名的有 Timonshenko and Goodier, Schmertmann and Hartman 和 Steinbrener 等三種方法。

(1) Timonshenko 和 Goodier (1951) —

如圖五所示，假設① $H = \infty$

② $D_f = 0$

③土壤為均質。

④基礎為完全柔性。

$$S_e = \frac{\bar{q} B}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_w \quad (2)$$

$\bar{q}$ ：基礎底之均佈載重

B ：基礎之寬度

E_s ：土壤之彈性係數

μ_s ：土壤之柏松比

I_w ：影響因素， I_w 之值見表 3

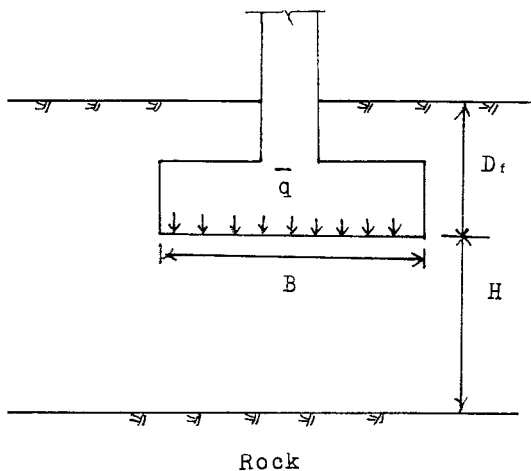
一般而言，很少基礎會放在地表面上（ $D_f = 0$ ），若將基礎置於地表面下某一個深度 D_f 處則公式(2)所得之結果，必須再加上另一修正因素 F_3 （圖六）則彈性沈陷量 S_e 為

$$S_e = S_e' F_3 \quad (3)$$

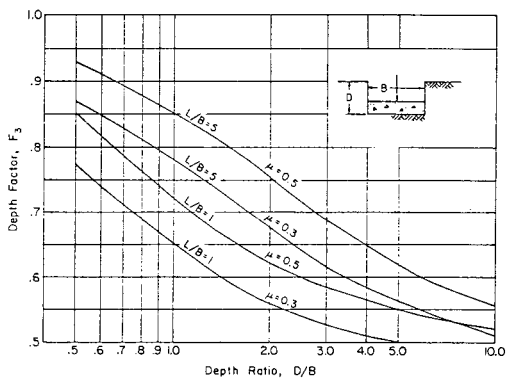
表 3 不同形狀基礎之 I_w 值

Shape	Flexible			Rigid	
	Center	Corner	Average	I_w	I_m
Circle	1.00	0.64 (edge)	0.85	0.88†	6.0
Square	1.12	0.56	0.95	0.82	3.7
Rectangle:					
$L/B = 0.2$					2.29
0.5					3.33
1.5	1.36	0.68	1.15	1.06	4.12
2	1.53	0.77	1.30	1.20	4.38
5	2.10	1.05	1.83	1.70	4.82
10	2.54	1.27	2.25	2.10	4.93
100	4.01	2.00	3.69	3.40	5.06

〔註〕 I_m 用於計算基脚受彎矩作用時產生之旋轉量



圖五：獨立基脚



圖六：修正因素 F_3

(2) Schmertmann 和 Hartman (1978) -

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{2B} \frac{I_z}{E_s} \triangle Z \quad (4)$$

C_1 : 考慮基礎埋設深度之修正因數

$$C_1 = 1 - 0.5 [q / (\bar{q} - q)]$$

C_2 : 考慮土壤潛變之修正因素

$$C_2 = 1 + 0.2 \log (\text{年} / 0.1)$$

q : 基礎底面之應力

q : 超載重 $q = \gamma D_f$

I_z : 應變影響因素

對方形或圓形基礎

$$I_z = 0.1 \quad \text{at } z = 0$$

$$I_z = 0.5 \quad \text{at } z = 0.5B$$

$$I_z = 0 \quad \text{at } z = 2B$$

若為長方形基礎 $L / B \geq 10$

$$I_z = 0.2 \quad \text{at } z = 0$$

$$I_z = 0.5 \quad \text{at } z = B$$

$$I_z = 0 \quad \text{at } z = 4B$$

當 L / B 在 1 與 10 之間，用內插法求得合適之 I_z

(3) Steinbrener (1934) 法 -

當基礎被放置於地表面，而岩盤在基礎應力影響力之內時，可用此公式：

$$S'_e = \bar{q} B' \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} \left(F_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} F_2 \right) \quad (5)$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right]$$

$$F_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \quad (\tan^{-1} \text{ in rads})$$

$$M = \frac{L'}{B'} \quad N = \frac{H}{B'}$$

計算中心之沈陷時 B' 用 $\frac{B}{2}$ 代入， L' 用 $\frac{L}{2}$ 代入

計算角落之沈陷時 B' 用 B ， L' 用 L 代入

若考慮深度因素 D_f ，則用圖六修正因素 F_3

$$S_e = F_3 S'_e$$

(二) 壓密沈陷

Terzaghi 久在三四十年前，就已提出土層受荷重所產生之單向度壓密沈陷量及其與時間之關係。厚為 H 飽和粘土層受一面積廣大之均佈載重作用下，所產生之壓密沈陷量可以下式表示

$$S_e = \frac{\triangle e}{1 + l_0} H \quad (6)$$

其中 H 為粘土層之厚度， e_0 為粘土層中央之初始孔隙比。 $\triangle e$ 為粘土層中央之孔隙比變化量。 $\triangle e$ 可從壓密試驗中得來在主要壓密階段，孔隙比變化量 $\triangle e_p$ 為

$$\triangle e_p = C_c \log \frac{P_0 + \triangle P}{P_0} \quad (7)$$

$\triangle e_p$ ：主要壓密階段孔隙比變化量

P_0 ：粘土層中央之有效應力

$\triangle P$ ：粘土層中央之應力增量

C_c ：為壓縮性係數

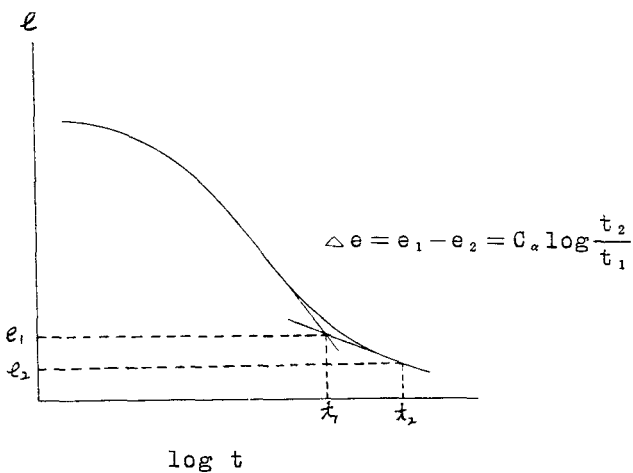
在次要壓密階段之孔隙比變化 $\triangle e_s$ 為

$$\triangle e_s = C_\alpha \log \frac{t_2}{t_1} \quad (8)$$

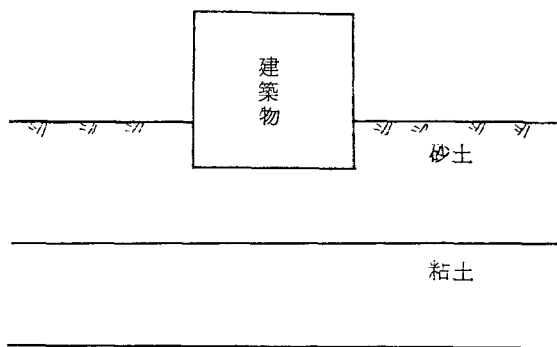
C_α, t_2, t_1 之定義見圖七。故總孔隙比變化量

$$\triangle e = \triangle e_p + \triangle e_s$$

Terzaghi 壓密理論原先只適合於荷重，變形、排水均為單向度之情況，於實際情況，排水不見得為單向度，這與壓密速率會有直接的關係。因此用 Terzaghi 壓密理論來預測基礎之沈陷速率會與實際有很大的差異。若基礎的面積不是非常的大如圖八所示，則基礎底下之粘土層變形將不為單向度，照理說不符合 Terzaghi 壓密理論之基本假設。但我們可先求粘土層中央中心處和角落處之應力增量 $\triangle P$ 再代入公式(6)、(7)和(8)可求得中心處及角落處之總沈陷量，其差值即為不均勻沈陷量。



圖七：次要壓密結果示意圖



圖八：有限基礎面積之沈陷量計算法

四以有限元素法預測不均勻沈陷量

在大地工程上，爲了節省分析的經費和人力，一般的有限元素法程式均爲二向度，平面應變（two dimensional, plane strain），線彈性（linear elastic）。事實上土壤之應力應變行爲具有非線性、非彈性、應力相關（stress-dependent）等三種特質。因此連續增量（successive increment）之程序常被用來解決此三項特質。也就是基礎之荷重被劃分爲許多階段之小應力增量。在每個階段荷重增量內，土壤行爲被假設爲線彈性。每個階段荷重下，每個土壤元素模數（如剪力模數 G 和柏松比 ν ）均依照①土壤元素目前之應力狀況②此土壤元素過去之應力歷史（stress history）來重新計算。藉著每階段荷重時，重新計算模數 G, ν 等，可以很容易的模擬土壤之非線性、非彈性，應力相關等三種特質。

對一個等向性土壤材料，每個小應力增量作用下，土壤之應力－應變關係如下（平面應變）

$$\begin{Bmatrix} \Delta \sigma_x \\ \Delta \sigma_y \\ \Delta \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{3B}{9B - E} \begin{bmatrix} (3B + E) & (3B - E) & 0 \\ (3B - E) & (3B + E) & 0 \\ 0 & 0 & E \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \epsilon_x \\ \Delta \epsilon_y \\ \Delta \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (9)$$

$\triangle \sigma_x, \triangle \sigma_y$ = 正應力增量

$\triangle \tau_{xy}$ = 剪應力增量

$\triangle \epsilon_x, \triangle \epsilon_y$ = 正應變增量

$\triangle \gamma_{xy}$ = 剪應變增量

E : 楊氏模數

B : 體積模數

根據已知之 E, B 土壤之柏松比 ν 亦可求出如下式

$$\nu = \frac{1}{2} - \frac{E}{6B} \quad (10)$$

公式(9)之土壤模數 E 和 B 為應力函數，有很多現成的土壤模數來模擬土壤之應力與應變之關係也就是土壤之 E 和 B 與應力之關係。在實用上以雙曲線 (Hyperbolic) 模式最為有名如下式：

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (11)$$

上式之符號代表意義見圖九

$$E_i = K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (12)$$

P_a 為大氣壓力

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (13)$$

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 為土壤之強度，故 R_f 為破壞比

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2C' \cos \phi' + 2\sigma_3 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (14)$$

C'_1 及 ϕ' 為土壤之剪力強度參數

依彈性力學理論，體積模數 B 之定義如下

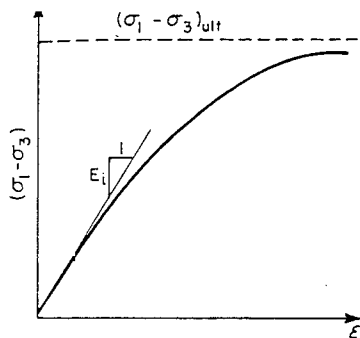
$$B = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{3 \epsilon_v} \quad (15)$$

ϵ_v 為體積應變， B 應變與 σ_3 有關如下

$$B = K_b P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^m \quad (16)$$

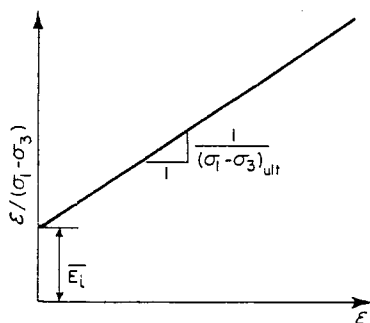
從公式(11)~(16)可知欲描述土壤之應力—應變行為（見公式(9)）必須知此土壤之 c' , ϕ' , R_f , k , n , k_b , m 等 7 個參數值，而此 7 個參數可從一組 3 個不同圍束壓力下的三軸壓縮試驗得來。

一但土壤之模式參數已知則每個荷重階段下土壤之 B 和 E 即為已知，即可解基礎在一定荷重下所產生之沈陷量，如圖十所示。基本上這是一個屬於土壤與結構互制的問題，又可考慮到基礎版勁度對總沈陷量，不均勻沈陷量之影響。



REAL

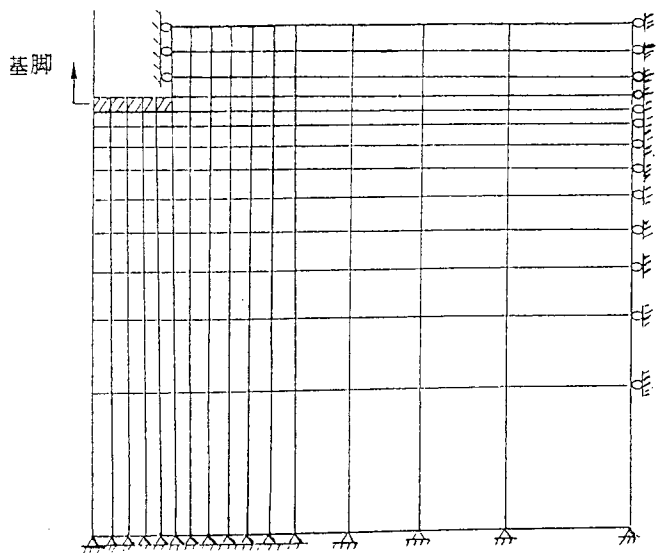
$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}}$$



TRANSFORMED

$$\frac{\epsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = \frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$$

圖九 應力—應變曲線之雙曲線表示法



圖十：基礎與土壤互制關係

五、與沈陷預測有關之問題

(1) 土壤參數

預測建築物之彈性沈陷三個公式中，均須知道土壤之楊氏模數 E_s 及柏松比 ν_s 。各種土壤之 E_s ， ν_s 當然會有不同。同一土壤之 E_s ， ν_s 也隨著此土壤所受之有效應力而改變。由於室內試驗所得之 E_s 通常品質不甚好且非常昂貴，因此之故標準貫入試驗 SPT 與圓錐貫入試驗 CPT 即被採用來求得所需之參數。表 4 及表 5 為學者專家們對不同土質所建議的經驗公式。

表 4：土壤之應力—應變模數 E_s 之相關公式

	SPT	CPT
Sand	$E_s = 500(N + 15)$ $E_{s, \uparrow} = 18\,000 + 750N$ $E_s = (15\,200 \text{ to } 22\,000) \ln N$	$E_s = 2 \text{ to } 4q_c$ $E_{s, \uparrow} = 2(1 + D^2)q_c$
Clayey sand	$E_s = 320(N + 15)$	$E_s = 3 \text{ to } 6q_c$
Silty sand	$E_s = 300(N + 6)$	$E_s = 1 \text{ to } 2q_c$
Gravely sand	$E_s = 1200(N + 6)$	
Soft clay		$E_s = 6 \text{ to } 8q_c$
Using the undrained shear strength s_u in unit of s_u		
Clay	$I_p > 30$, or organic $I_p < 30$, or stiff $1 < \text{OCR} < 2$ $\text{OCR} > 2$	$E_s = 100 \text{ to } 500s_u$ $E_s = 500 \text{ to } 1500s_u$ $E_s = 800 \text{ to } 1200s_u$ $E_s = 1500 \text{ to } 2000s_u$

[註] E_s 之單位為 K P a

表 5：不同土壤之彈性參數及柏松比

Type of soil	Young's modulus, E ,		Poisson's ratio, μ ,
	MN/m^2	lb/in.^2	
Loose sand	10.35- 24.15	1,500- 3,500	0.20-0.40
Medium dense sand	17.25- 27.60	2,500- 4,000	0.25-0.40
Dense sand	34.50- 55.20	5,000- 8,000	0.30-0.45
Silty sand	10.35- 17.25	1,500- 2,500	0.20-0.40
Sand and gravel	69.00-172.30	10,000-25,000	0.15-0.35
Soft clay	2.07- 5.18	300- 750	
Medium clay	5.18- 10.35	750- 1,500	0.20-0.50
Stiff clay	10.35- 24.15	1,500- 3,500	

事實上不論表 4 或表 5 均必須根據使用者在當地的工程經驗予以修正。舉例而言，已知砂土之 N 值為 20 則其彈性模數計算如下：

$$E_s = 500 (N + 15) = 500(20 + 15) = 17500 \text{ K P.} \text{ 或}$$

$$E_s = 18000 + 750N = 18000 + 750(20) = 33000 \text{ K P.} \text{ 或}$$

$$E_s = (15200 \sim 22000) \ln N = 46000 \sim 66000 \text{ K P.}$$

由此算出來之 E_s 往往會差 4.5 倍左右，當然所算出之沈陷量亦會差到 4.5 倍以上，因此建立台灣地區或說台北地區計算彈性模數，或柏松比公式乃屬必要。其方法可進行室內試驗，平板載重試驗，或側向加壓試驗得來。更實際的可由實際建築物沈陷之量測資料再反推回去求出地區性估計彈性模數 E_s 之公式。

(2) 基礎之勁度問題

一般在計算基礎之不均勻沈陷時，均假設基礎為完全柔性，事實上一般基礎既不為完全柔性亦不為完全剛性基礎，大部份是介於此二者之間。這種半柔性基礎 (semi-flexible) 如何來分析其不均勻沈陷至今尚未有定論。有限元素法因可將土壤之性質與結構之性質

同時考慮在內，故理論上，計算出來的不均勻沈陷量應比較可靠，只要輸入之參數可靠。

(3) 土壤層次之問題

在計算土層之壓密沈陷量時，只要應力傳播計算得準確，壓密沈陷之計算只要按照傳統的方法即可。在計算即時沈陷量時，若基礎版寬 2 倍之深度下，土層仍然為均勻，此時土壤之 E_s, ν_s ，用此土層之性質即可，因二倍深度外之土壤性質，對即時沈陷之計算，影響不大。若二倍深度以下之土壤有二層以上時，則每層土壤之性質將會影響到建築物即時沈陷量之大小。計算此類型之即時沈陷量必須具有豐富的工程經驗來選取所需之土壤參數 E_s, ν_s 等。很不幸的台北盆地土壤共有七層，每層土壤之厚度有的僅為數米左右，而筏式基礎寬度若為 10 m，則在二倍基礎寬度範圍內，可想見的將包含相當多的層數，計算其不均勻沈陷量顯然會很困難。當然有限元素法是一個很好的工具，因它能自動的將這些因素考慮在內。

(4) 有限元素法土壤參數之輸入

一般常用的有限元素法之土壤應力—應變模式為雙曲線模式 (Hyperboic Model)，其所需之參數共有 $c', \phi', R_f, k, n, k_b, m$ 等七個。除了 c', ϕ' 及 R_f 外，其他之參數均難以得到可靠值，因為這些數值將會受到土壤樣品擾動之影響，為消除樣品之擾動土樣須經過一系列的解壓再壓程序，但這程序極其複雜，一般人很少會去進行。雖然現今工程界亦有用有限元素法分析建築物之不均勻沈陷，但一來缺乏可靠的參數輸入，二來計算出來的值未和現地情況比較，無

人知道結果是否合理可靠。

(5) 荷重不均勻或基礎面積不規則

用傳統簡單方法更難估計這種荷重情況下的基礎沈陷量。而一般市面上所用有限元素法程式均為二向度，平面應變的程序。用此程序計算三向度問題時，只要基礎形狀規則，載重均勻分佈亦可化為平面應變的問題來解。然而當載重不均勻分佈或基礎形狀不規則時，只有靠三向度的程式來解不可了，然而目前用在此方面之程式卻甚少見。

六、結論與建議

由前面的討論可知，建築物之沈陷或不均勻沈陷很不容易估算得準。然而建築物基礎之選擇又與沈陷量事前之預測息息相關，現今雖有最進步之二向度電腦程式來作預測的工作但一來輸入之參數可靠與否無人知道，作出的結果是否符合現地觀測也無人作檢核，二來此二向度之程式對更複雜的情況如載重不均勻或基礎面積不規則的情況無法作任何預測的工作。以至於目前在工程界的現象是只要是政府的工程一律用樁基礎，取其安全。私人的工程則用筏式基礎取其經濟，現今建築技術規則規定一般建築物之沈陷量不得超過10公分，為達成設計筏式基礎之目的，當然可調整輸入參數，使得預測之沈陷量在建技規則規定之內，這使得沈陷量的計算變得沒有多少意義可言。

為了改進基礎工程師對建築物不均勻沈陷預測的準確性，進而提昇建築設計水準，根據前面結論，建議作以下之研究：

- (1)建立台北市各土層之彈性參數 E_s ， ν_s ，與標準貫入試驗 SPT 之經驗公式提供工程界來估計四層樓以下，非供公眾使用建築物之沈陷。
- (2)對重要建築物或四層樓以上之建築物，宜用有限元素法來估計所可能產生之不均勻沈陷。但當地基本土壤之應力－應變模數參數應有其代表值，這點須靠學術界的努力，而計算出的結果須配合現地觀測資料，了解其誤差的情形。
- (3)宜速發展三向度有限元素法程式來預測建築物有載重不均勻或基礎面積不規則情況時之沈陷情形。

参考文献

1. Peck, R.B., Hanson, W.E. and Thornburn, T.B. (1974).
"Foundation Engineering," Wiley, New York
2. Bowles, J.E.(1982). "Foundation Design and Analysis,"
Mc Graw-Hill, New York
3. Das, B.M.(1984). " Principles of Foundation Engineering,
Wadsworth, Inc.
4. Tomlinson, M.J.(1976). "Foundation Design and
Construction," Pitman Publishing LTD.
5. Skempton, A.W. and Mac Donald, D.H.(1956). "The
allowable settlement of buildings," Proc. Inst. C.E., 5,
No.3, pt. 3, pp.727-784.
6. Bjerrum, L.(1963). " Discussion on Compressibility of
Soils, " Proc. Europ.Conf.Soil Mech. and Found. Eng.,
Wiesbaden, 1963.
7. Timonshenko, S. and Goodier, J.N. (1951) "Theory of
Elasticity, " 2d ed., McGraw-Hill Book Company
8. Schmertmann, J. H. and Hartman, J.P.(1978). " Improved
Strain Influence Factor Diagrams," JGED, ASCE, Vol.96,
No.SM3, pp.1011-1043.
9. Steinbrener, W.(1934). " Tafeln zur Setzungsberechnung,
Die Strasse, Vol.1, Oct., pp.121-124.
10. Duncan, J.M. et al. (1980). " Strength, Stress-Strain
and Bulk Modulus Parameters for Finite Element
Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses,"
Geotechnical Research Report No. UCB/GT/80-01,
University of California, Berkeley.

11. Manna, A.I. and Clough, G.W.(1981)."Prediction of Movements for Braced Cuts in Clay," JGED, ASCE, Vol.107 GT6, pp.1545-1582.

建築結構系統之探討(二)

座談會紀錄

主 持 人：陳 生 金 副教授

潘 誠 平 副教授

歐 章 煜 副教授

出席人員：辛 其 亮 （亞利桑那大學副教授）

余 榮 生 （勤慎公司負責人）

林 昌 佑 （交大副教授）

周 智 中 （內政部營建署技正）

洪 思 閔 （中鼎工程公司工程師）

陳 正 平 （中鼎工程公司工程師）

郭 漢 興 （亞新工程顧問公司工程師）

紀 錄：宋 志 揚

劉 銘 崇

地 點：國立台灣工業技術學院營建系

時 間：中華民國77年7月1日

I、初步設計之斷面預估程式

陳正平：可否改輸入方式為將來正式之輸入方式，免得輸入重覆，增加麻煩。

洪思閔：1.可利用這套程式建立數據資料庫供業者使用。

2.可再考慮樓版之影響，並建立剪力牆厚，樓版厚之相關數據。

II、結構分析使用剛性樓版之合理性

一般結構分析時，為了大量減少計算，常設建築物之樓版為剛性，是否合理呢，今加以探討之。

陳正平：有關用 ETABS 來分析結構時需注意

1.無斜撐可用。

2.有斜撐或剪力牆應使其均勻分佈，不能過少和太集中。

3.結構佈置均佈。

有上列狀況時，才能使用 ETABS，總之，在使用這套程式前，須了解其基本假設—剛性樓版，而且在分析後，尚須注意有無應力集中，如有應加修正補強之。

III、建築物基礎分析之模式

A、基礎選擇之考慮因素

郭漢興：1.除了安全、經濟外，在基礎型式選擇時，尚須考慮工期。

余榮生：1.現今土質改良也是基礎型式選擇時之輔助方法，可加以進行研

摘 要

本研究計劃之主要工作為探討建築物形狀與結構力學之影響關係，並對初步設計階段之各項考慮因素作一探討，以期建立一輔助設計之模式。本報告共分為三大部份。第一部份為討論所發展的建築結構初步設計時對斷面尺寸的預估程式。第二部份為討論平面佈置與側力抵抗系統之影響作深入之探討。第三部份為討論建築物基礎型式選擇與基礎分析方法之相關問題。

目 錄

篇 一 初 步 設 計 之 斷 面 預 估

篇 二 結 構 分 析 使 用 剛 性 樓 板 之 合 理 性

篇 三 建 築 物 基 礎 分 析 模 式 之 初 步 研 究

篇 四 建 築 結 構 系 統 之 探 討 (一) 座 談 會 記 錄

篇 一

初步設計之斷面預估

主 持 人：潘 誠 平 副教授

研究助理：宋 志 楊

摘 要

處理建築物之結構問題，一般均循下列步驟：首先由建築師根據業主的需求及有關法令，加上他個人對此建築所懷抱的理想，而完成初步設計，此時結構問題，除非建築本身即在表現結構，否則很少被考慮到。一般的情形，初步設計圖上僅註明梁、柱位置，而詳細的尺寸，則交由結構工程師負責，工程師根據建築師已決定的大原則，先假設各構件的斷面尺寸，再進行細部應力分析與斷面設計，分析設計結果若與初步設計無重大衝突之處，結構設計即告完成。

本程式製作的目的，即希望能對建築師提供在初步設計階段結構方面的諮詢，使其了解不同的梁柱配置約略須要何種斷面尺寸，避免產生不良的結構配置。另一方面，亦希望透過本程式之輔助，使結構工程師能更有效地完成更合理的結構設計。

目 錄

一、前言.....	I - 1
二、程式之說明.....	I - 3
三、計算範例.....	I - 5
四、梁斷面設計.....	I - 7
4 - 1 梁斷面設計流程圖.....	I - 8
五、柱斷面設計.....	I - 9
5 - 1 柱斷面設計流程圖.....	I - 14
附錄 A.....	I - 19
附錄 B.....	I - 38
附錄 C.....	I - 40
附錄 D.....	I - 44
附錄 E.....	I - 51

篇 二

結構分析使用剛性樓版之合理性

主 持 人：陳 生 金

研究助理：劉 銘 崇

摘 要

一般在作結構分析時，對於樓版勁度常設其為剛性，就是一般所稱之“剛性樓版”，爲了確切了解在建築物作結構分析時，此項假設之適用性和其影響大小，而作此研究。

本報告首先依據國內建築技術規則設計兩種國內可常見到的建築結構型式（長條型、U型）的細部設計，經過分析所得之彎矩選用AISC內之斷面來作為實例分析。

在進行分析時，乃使用有限元素法程式—SAP 4來作為分析之工具，透過模擬技巧，使SAP 4能達成剛性樓版之假設，以作為比較之依據。分析上之主要變量為版厚度、建築物之側向寬度和斜撐面積，以這些變量之變化來了解樓版勁度對建築物作結構分析時的影響。

目 錄

一、 引言.....	II - 1
1 — 1 研究動機.....	II - 1
1 — 2 為何須考慮樓版勁度的影響.....	II - 2
1 — 3 研究內容.....	II - 6
二、 分析方法之研究.....	II - 7
2 — 1 分析樓版平面內 (In Plane) 行爲的方法	II - 7
2 — 2 可用平面應力元素模擬樓版的理由.....	II - 9
三、 實例計算.....	II - 11
3 — 1 導言.....	II - 11
3 — 2 長條型韌性立體構架結構設計	II - 11
3 — 3 U字型 (雙塔型) 韌性立體構架結構設計	II - 14
3 — 4 長條型立體構架加斜撐後之分析外力	II - 14
四、 刚性樓版對韌性結構所造成之影響	II - 19
4 — 1 長條型建築物分析後之結果整理	II - 20
4 — 2 U字型 (雙塔型) 建築物分析後之結果整理	II - 21
4 — 3 長條型建築物加斜撐後分析之結果整理	II - 23
五、 結論與建議	II - 25
參考文獻	II - 27

篇 三

建築物基礎分析模式之初步研究

主 持 人：歐 章 煜 副教授
陳 希 舜 副教授

摘 要

基礎型式的選擇與基礎分析的結果習習相關。一般在進行建築物基礎分析時，通常必須考慮到此建築物基礎之承載力及其可能產生的沈陷大小，而後者尤其在基礎型式的選擇上扮演著重要的角色。預測基礎可能產生之沈陷大小有從彈性力學衍生的半經驗法和較準確的有限元素法。前者通常具有濃厚的地方性色彩，後者雖然較準確但仍有土壤性質無法掌握等缺點。本文就目前在工程實務上的沈陷預測方法及其理論作一全面性之檢討，並建議未來研究方向及主題，以增進建築物沈陷預測的準確性，進而提昇建築設計水準。

目 錄

一、緒論.....	III - 1
二、沈陷量之限制.....	III - 5
三、沈陷量之預測.....	III - 10
四、以有限元素法預測建築物之不均勻沈陷.....	III - 17
五、與沈陷預測有關之問題.....	III - 22
六、結論與建議.....	III - 26
參考文獻.....	III - 27

篇 四

建築結構系統之探討(二)

座談會記錄