

# 鉄筋コンクリート架構の復元力特性の解析

早稲田大学 理工学部 谷 資信  
東海大学 工学部 永坂 具也  
早稲田大学 大学院 平松 晃

## §1 序

従来、鉄筋コンクリート建築の耐震設計は、便宜上、震度法に基づく静的解析によるのが一般であった。しかしながら、最近の十勝沖地震(1968)、サンフェルナンド地震(1971)における鉄筋コンクリート建築の相次ぐ被害は、通常の中低層の鉄筋コンクリート建築についても、超高層建築に用いられるのと同様の手法、いわゆる動的解析を適用する必要性を考えさせるに至った。そのような動的解析を行うに際して、明らかにすべき最も重要な要素の一つは、上部構造物の力と変位の関係、すなわち、水平荷重時の復元力特性である。これに対して最も直接的な方法は、その構造物の実大実験を行うことであるが、實際上、不可能な場合が多く、経済的にも問題があり、現実的でない方々とは思われない。このような観点から、本論文は材料の力学的特性と構造各部の幾何学的形状寸法とを設計時のデータとして、鉄筋コンクリート架構の復元力特性を解析的に把握する方法を紹介する。更にこの解析方法を筋かいの配置の異なる幾つかのモデル架構に適用し、得られた復元力特性について考察する。

## §2 解析方法

鉄筋とコンクリートのそれぞれの垂直応力度( $\sigma$ )—垂直ひずみ度( $\epsilon$ )関係に基づき、鉄筋コンクリート部材の軸方向力—軸方向変形関係、および曲げモーメント—曲率関係を導き、それらより軸方向力、曲げモーメントに対する弾塑性の剛性変化を法則化し、これらを構造物を構成する各部材の材端力と材端変位とを関係づける剛性マトリックスの構成に用いる。これら各部材の剛性マトリックスより、構造全体としての剛性マトリックスを求め、いわゆる増分解析により、各部の変位、応力等を得る。

### 2.1 基本仮定

解析に際して、次のような仮定を設ける。

- ① 部材の筋材置換
- ② 平面保持
- ③ 材のせん断変形無視
- ④ 材の接合部の変形無視

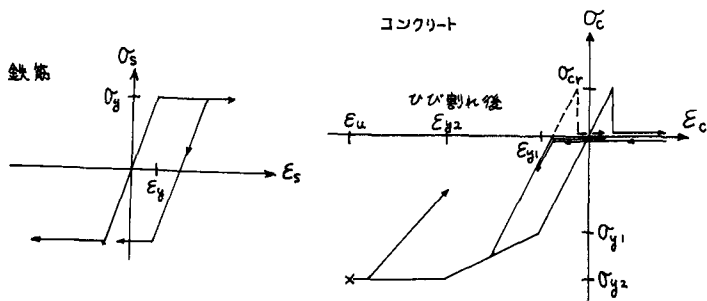


図-1

上記③、④の仮定は、せん断応力度とせん断ひずみ度との弾塑性域にわたる関係の実状が不明確と考えたために設けられたものであるが、将来の実験結果をもつて適当な仮定を採用していく方針である。また、上記以外の仮定として、軸方向力と曲げモーメントに対する部材の剛性はそれぞれ独立にテックし、両者の相関性については無視する。なお、採用された $\sigma$ - $\epsilon$ 関係を図-1に示す。

### 2.2 部材のモデル化と剛性マトリックスの構成

図-2に示すように、構造部材を水平荷重時において一般に比較的小きな曲げモーメントを受ける

端部の領域と塑性変形の小さな中央部の領域とに分け、各領域では曲げ剛性一定の変断面材として扱い、端部の領域の剛性は、その領域の平均的な曲げモーメント  $\bar{M}$  によって判定する。一方、軸方向力についての弾塑性変形は、材の全長一様と考える。このようにして、増分材端力  $\Delta S_J$  と増分材端変形  $\Delta e_J$  とを関係づける IJ 部材の柔性能マトリックス  $F$ 、および剛性マトリックス  $K$  が次のように決定される。

$$\begin{bmatrix} \Delta u_J \\ \Delta v_J \\ \Delta \theta_J \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} l/AE & 0 & 0 \\ 0 & p & q \\ 0 & q & r \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta N_J \\ \Delta Q_J \\ \Delta M_J \end{bmatrix}$$

$$\Delta e_J = F \Delta S_J, \quad K = F^{-1}$$

ここで、

$$p = \frac{l^2}{3(EK)_0} \{ (1-3a+3a^2-2a^3) + (3a-3a^2+a^3)k_{I1} + ak_{I2} \}$$

$$q = \frac{l}{2(EK)_0} \{ (1-2a) + (2a-a^2)k_{I1} + a^2k_{I2} \}$$

$$r = \frac{l}{(EK)_0} \{ (1-2a) + ak_{I1} + ak_{I2} \}$$

$$k_{I1} = \frac{(EI)_0}{(EI)_I}, \quad k_{I2} = \frac{(EI)_0}{(EI)_J}, \quad (EK)_0 = \frac{(EI)_0}{l}$$

と：材長  $a$ ：端部の領域の長さの材長に対する割合  $(EI)_0$ ：弾性曲げ剛性  
ただし、添字の I, J はそれぞれ I, J 端に関するものを示している。

### 2.3 剛性変化の法則化

部材の軸方向力 ( $N$ ) - 軸方向変形 ( $u$ ) 関係は図-1 の  $\sigma - \epsilon$  関係に基づいて、次式のように仮定する。

$$N = N_c + N_s, \quad N_c = \sigma_c A_c, \quad N_s = \sigma_s A_s, \quad u = \epsilon l, \quad \epsilon_c = \epsilon_s = \epsilon$$

ここで、 $A$  は部材の断面積であって、添字の  $c, s$  はそれぞれコンクリート、鉄筋に関するものであることを示す。これによって軸方向剛性は次式で表わされる。

$$\frac{AE}{l} = \left( \frac{AE}{l} \right)_c + \left( \frac{AE}{l} \right)_s$$

ただし、その際、付着特性を考慮して、ひびわれ後のコンクリートの引張力の除荷時の剛性

は、その時点での圧縮力の除荷時の剛性に等しいものとする。

一方、曲げモーメント ( $M$ ) - 曲率 ( $1/\rho$ ) 関係は、図-1 の  $\sigma - \epsilon$  関係を用いて平面保持の仮定に基づいて得た結果を図-3 に示すような Tri-Linear 型モデルに単純化する。

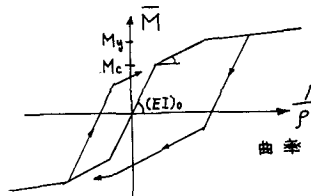


図-3

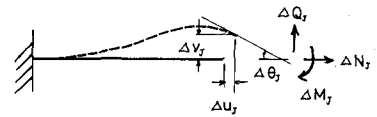
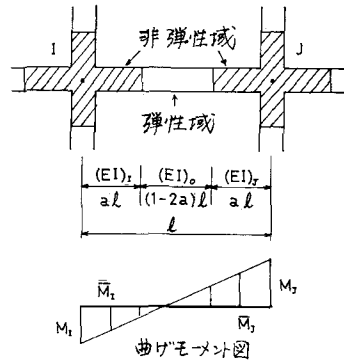
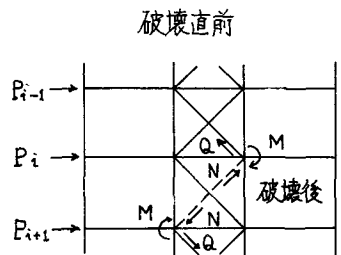
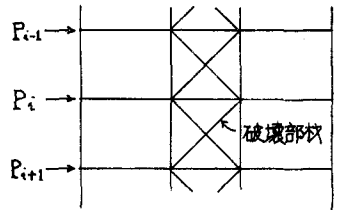


図-2



$M, N, Q, N$ : 破壊の際解放される節点力

図-4

## 2.4 部材の破壊

部材の破壊としては、次の3つの場合を考慮する。すなわち、

- ① 軸方向力によるコンクリートのひびわれ
- ② 軸方向力によるコンクリートの圧壊
- ③ 曲げモーメントによる曲げ破壊

上記の破壊のいずれかが生じた場合、構造物は図-4に示すように次のような過程を経て、つりあい状態を得るものと仮定する。すなわち

破壊の瞬間、その部材の応力は0となる。その直後、それまでその部材が節点に作用していた力（破壊直前の材端力の大きさに等しい）と大きさ等しく、方向反対の力が、その節点に外力として作用し、破壊後の各部材剛性にしたがって、その力を負担する。

## 2.5 解析例と実験結果との比較

前述の解析方法にしたがって計算された荷重-変位曲線を図-5に示す。同図には、実験より得られた結果も示されている。実験においては、水平加力前から筋かいに多少の収縮ひびわれが生じていたことを考慮すれば、初期ひびわれ後の剛性変化が解析でかなり忠実に捉えられており、特に小さな荷重領域での鉄筋コンクリート特有のスリフ状の剛性変化が表現されていることは注目される。

## §3 モデル架構の解析

### 3.1 対象モデル架構

図-6に示すように、原型モデルとして6層3スパン（A型）と3層5スパン（B型）の純フレーム架構2タイプを設定し、それに対して筋かいの配置形式を種々変化させて合計13種類のモデル架構を選んだ。部材の断面性状は表-1～3に示す。表中の鉄筋は断面の主筋全体に対するものである。また、A型は曲げ型、B型はせん断型の変形性状を想定したものである。尚、原型の純フレーム架構を除き、層当りの筋かい断面積の合計はA、B各型について配置形式によらず、すべて等しくして、層のせん断剛性が初期において等しい値となるようにした。

### 3.2 載荷方法

図-7のように柱の床面配面積を定めて、 $1\text{ t/m}^2$ の床荷重を仮定し、内柱に36t、外柱に18tを各柱頭部の節点に水平載荷前に載荷した。一方、水平荷重については増分荷重として、各層の内柱の上下の節点に $\Delta P$ 、外柱の上下の節点に $\Delta P/2$ を加えた。したがって、層当りの

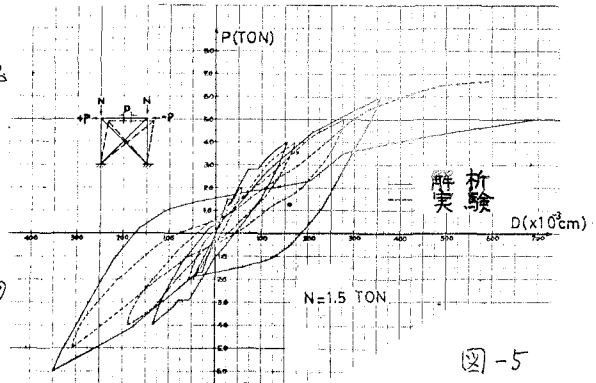


図-5

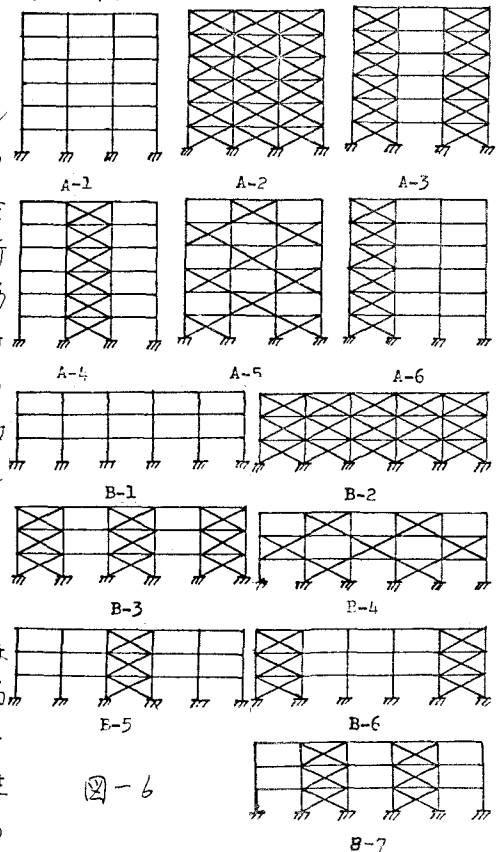
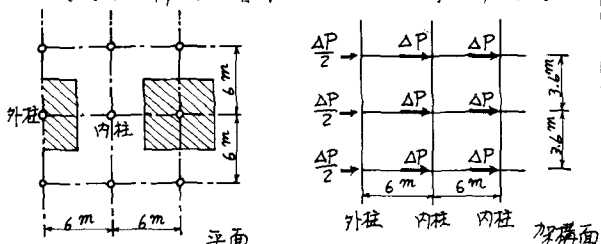


図-6

増分荷重を $\Delta P_F$ とすれば、スパン数を $n$ として次式で表わされる。

$$\Delta P_F = n \Delta P$$

ここで、 $\Delta P_F$ は各層等しくした。(等分布荷重)



斜線部：柱の床及配面積

図-7

### 3.3 解析結果と考察

本論文では、主に一方向水平載荷時に得られた特性に重点をおいて述べ、繰返し載荷時には荷重-変位曲線の性状を考察するに留める。

#### (1) 一方向載荷時

図-8, 9に一樣な層外力と最上層の絶対変位との関係の荷重-変位曲線を示す。これらの図から、A, B両型とも、せん断剛性としては筋かいの配置型によりア等しくされているにもかかわらず、荷重-変位曲線は配置によって少からぬ影響を受けていることがわかる。

このような影響をより詳細に検討するために、以下に剛性、横力分担率、破壊過程、最大耐力の面からの考察を述べる。

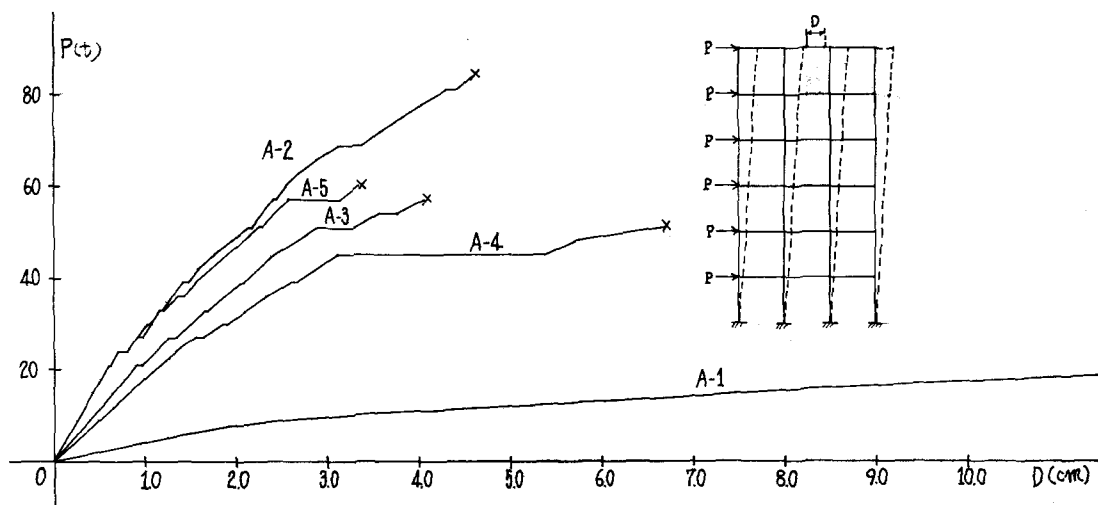


図-8

表-1

| 部材名    | 断面積<br>B×D (cm <sup>2</sup> ) | 鉄筋<br>断面積 (cm <sup>2</sup> ) | 鉄筋比   |
|--------|-------------------------------|------------------------------|-------|
| 6.5 階柱 | 40×40=1600                    | 22.63                        | 1.42% |
| 4.3 階柱 | 50×50=2500                    | 38.035                       | 1.52% |
| 2 階柱   | 60×60=3600                    | 60.82                        | 1.69% |
| 1 階柱   | 70×70=4900                    | 78.54                        | 1.60% |
| R.6 階梁 | 35×50=1750                    | 22.81                        | 1.30% |
| 5 階梁   | 35×60=2100                    | 22.81                        | 1.09% |
| 4 階梁   | 40×60=2400                    | 29.45                        | 1.23% |
| 3 階梁   | 40×70=2800                    | 29.45                        | 1.05% |
| 2 階梁   | 40×80=3200                    | 39.27                        | 1.23% |

表-2

A 型

| 部材名  | 断面積<br>B×D (cm <sup>2</sup> ) | 鉄筋<br>断面積 (cm <sup>2</sup> ) | 鉄筋比   |
|------|-------------------------------|------------------------------|-------|
| 3 階柱 | 40×40=1600                    | 22.68                        | 1.42% |
| 2 階柱 | 45×45=2025                    | 30.41                        | 1.50% |
| 1 階柱 | 50×50=2500                    | 39.27                        | 1.57% |
| R 階梁 | 35×50=1750                    | 22.81                        | 1.30% |
| 3 階梁 | 40×50=2000                    | 22.81                        | 1.14% |
| 2 階梁 | 40×60=2400                    | 29.45                        | 1.23% |

表-3

B 型

| 層当りの<br>筋違数 | 断面積<br>B×D (cm <sup>2</sup> ) | 鉄筋<br>断面積 (cm <sup>2</sup> ) | 鉄筋比 |
|-------------|-------------------------------|------------------------------|-----|
| 5×2         | 17.9×17.9=320                 | 4.8                          | 1.5 |
| 4×2         | 20×20=400                     | 6.0                          | 1.5 |
| 3×2         | 23.1×23.1=533.3               | 7.995                        | 1.5 |
| 2×2         | 28.3×28.3=800                 | 12.0                         | 1.5 |
| 1×2         | 40×40=1600                    | 24.0                         | 1.5 |

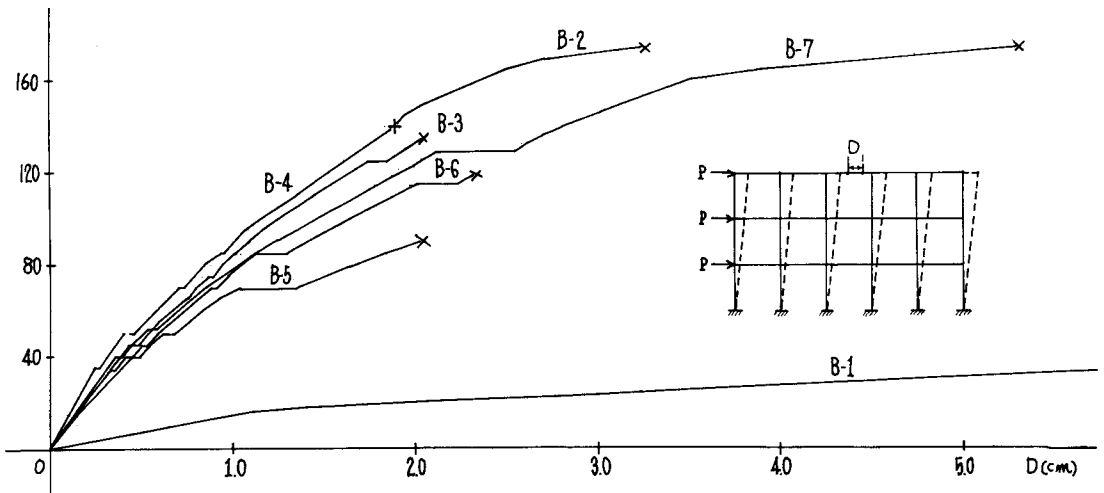


図-9

〔剛性〕 筋かいを原型のフレームに配置することにより、剛性は格段に大きくなる。筋かいの配置型による剛性の大小関係は、A、B両型とも弾塑性域を通じて殆ど変わらない。初期剛性の大きさの順に記せば、A型ではA-2、A-5、A-3、A-4、A-6で、B型ではB-2、B-4、B-3、B-7、B-6、B-5となる。すなわち、いずれの型でも、架構全面に筋かいを配置するものが最も大きな剛性を有し、次いで完全分散型の配置のものとなり、両者は殆ど大差ない。一方、層間剛性については、各層における弾性時の全体剛性とせん断剛性との比として図-10、11に示されている。各型内では、その原型のフレームを除き、せん断剛性はすべて等しくされていることに注意すれば、この図から、層間剛性の大きさについて

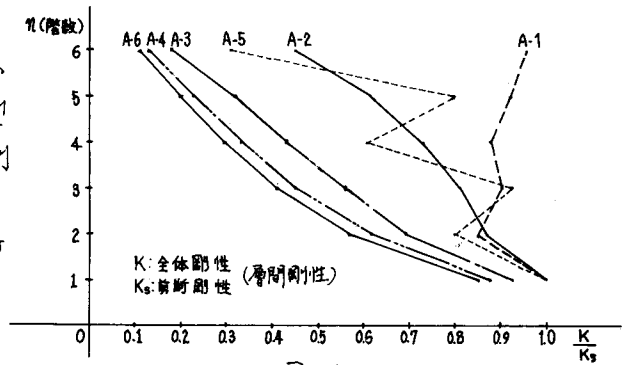


図-10

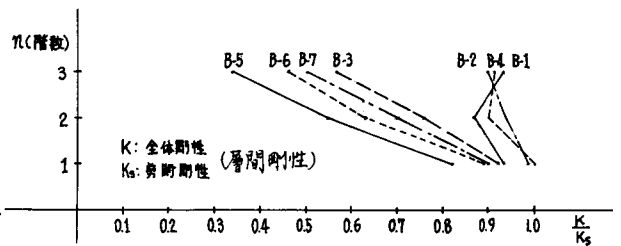
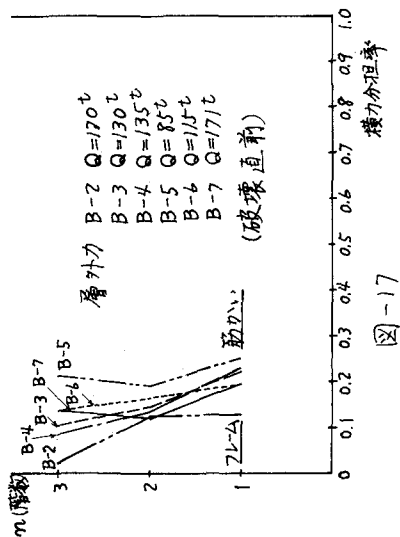
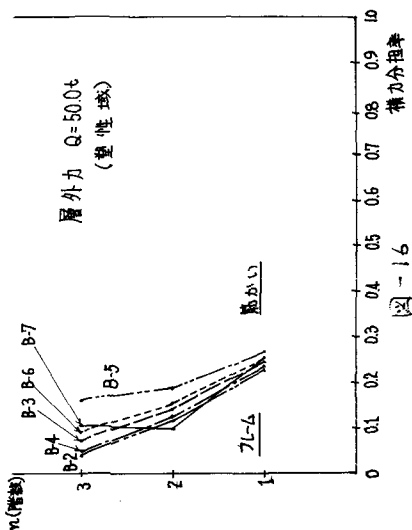
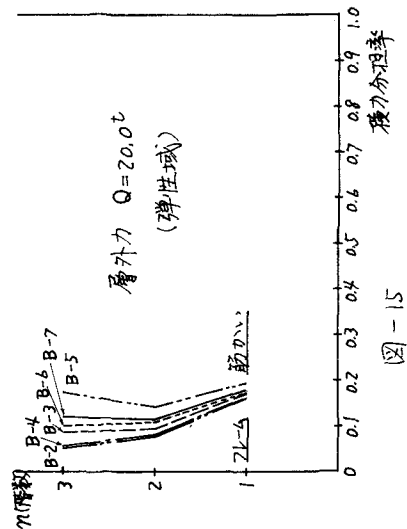
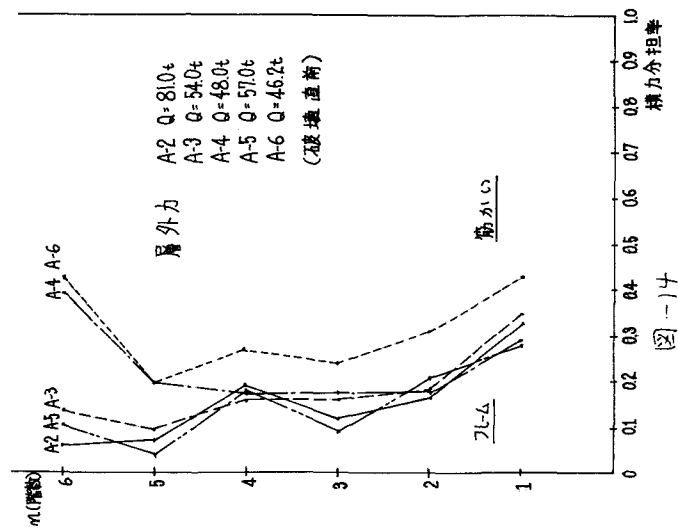
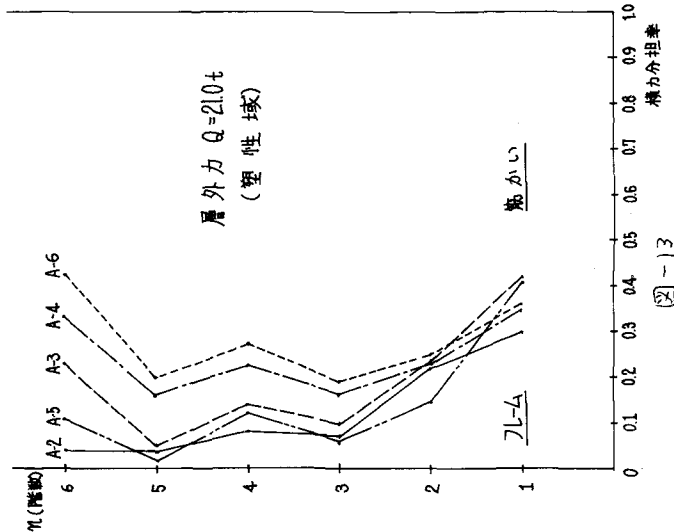
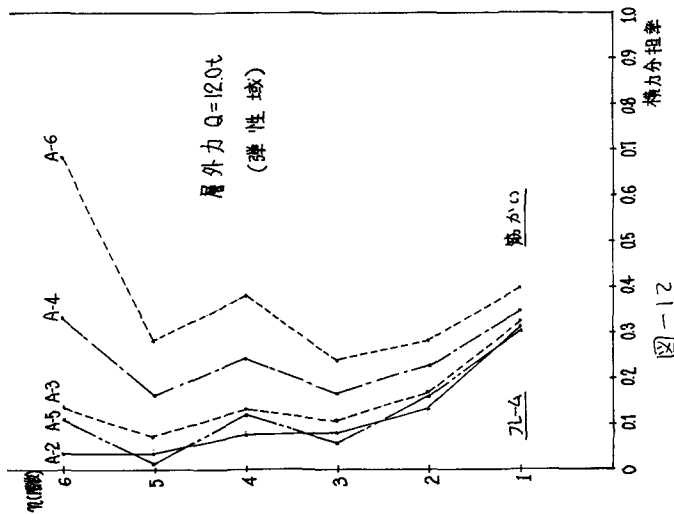


図-11

いても前記と同様の順序となっていることがわかる。ただし、A-2とA-5、およびB-2とB-4との大小関係は中間層で若干乱れる。また、同図は弾性時において、せん断剛性が全体曲げの影響でいかにかわれるかも示している。更に、A型とB型とで同様の配置型を比較すると、A型の方が上層部でかなりの曲げの影響を受けて、せん断剛性からの低減が著しい。なお、原型の純フレームは、A、Bいずれの型もせん断型の変形状を示している。これらのことから、筋かいの全面配置、あるいは完全分散型の配置によれば、弾塑性域にわたり、全体の曲げ変形が比較的抑えられるといえよう。より進めて言えば、筋かいがなるべく架構全体に行きわたるような配置が大きな剛性をもたらすことになる。



〔横力分担率〕 各層におけるフレームの横力分担率の弾塑性域にわたる変化を図-12~17に示す。各図における折線グラフの右側は筋かいの横力分担率に相当する。低層部から上層部にかけての横力分担性状は、配置型によらず殆ど同様の傾向にある。剛性が増大することは筋かいの剛性が効いていることを示すので、横力分担率は剛性の大小と密接に関係し、ほぼ前述の剛性の項で述べたような配置型の順序で筋かいの分担率が大きくなる。また、横力分担率は弾塑性域を通じて余り大きな変動はなく、このことは各層にわたって剛性の高い部材をねらって均等な塑性化が進むことを示すものである。ただし、B-2は破壊直前において、1階のフレームの横力分担率が急激に減少し、その部分の損傷が進展したことを示す。

表-4

〔破壊過程と最大耐力〕

破壊過程の一般的な傾向を以下に述べる。まず、低層部における筋かいに引張りひびわれを生じ、次第に上層部の筋かいにもひびわれを生じていく。次いで、筋かいの配置されているフレームの引張側柱にひびわれを生じ、筋かいの剛性効果が低下する。その後、曲げひびわれ、鉄筋の降伏を伴いながら、低層部においてフレームの曲げ破壊を生じる。すなわち、最大耐力はフレームの破壊によって定まり、筋かいが圧壊する場合は殆どない。したがって、この場合注目すべきは筋かいの配置型がフレームの損傷の程度を左右し、それが結局、最大耐力の決定要因となることである。そこで、最大耐力をベースラインで表わすと表-4のようになり、A、B両型とも、その大きさの順序は弾性剛性の大きさの順序と一致する。なお、最大耐力とする時点は節点に集まる柱、はりの2材以上が破壊した場合とした。

| A-1  | A-2  | A-3  | A-4  | A-5  | A-6  | A-7  |
|------|------|------|------|------|------|------|
| 2.05 | 2.78 | 2.53 | 2.47 | 2.56 | 2.44 | —    |
| B-1  | B-2  | B-3  | B-4  | B-5  | B-6  | B-7  |
| 0.23 | 2.97 | 2.15 | 0.78 | 2.50 | 2.67 | 2.97 |

(2) 繰返し載荷時

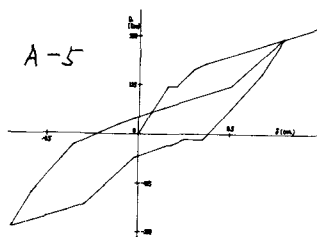
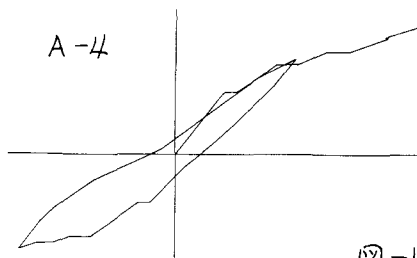
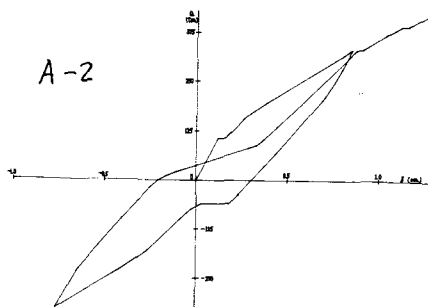
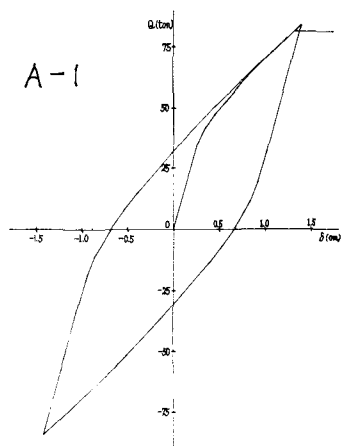
対象モデル架構のうち、繰返し載荷についても計算されたのはA-1, A-2, A-4, A-5のみであり、これらの荷重-変位曲線の一例を図-18に示す。同図はすべて2層についての層せん断力と層間変位との関係である。A-1は純フレームであって、曲げモーメント-曲率関係とはほぼ同様の傾向を示し、曲げ材としての抵抗機構を示しており、構造物の復元力特性としてもTri-Linear型のモデル化が可能である。A-2, A-5の繰返し荷重時のループは明らかに硬化バネ型の特性を示し、従来、しばしば用いられる単純なBi-Linear型等のモデルでは表現できないと思われる。また、この両者のモデル架構は一方荷重時の荷重-変位曲線においては酷似しているが、ループの形状としてはかなり異なっているので注意すべきである。A-4は架構は対称であるが、残留変形の影響で負方向において正方向以上に部材の損傷を受けて対称性が乱され、荷重-変位曲線は正負非対称となり、特異な形となる。他方、図-19はA-5の1層と3層の層せん断力-層間変位の関係であるが、これは図-18に示されている同モデルの2層の場合と定性的にはほぼ同様である。ただし、同図では判定できないが、筋かいのひびわれはその上下の層に荷重-変位曲線上下では影響しないが、柱の引張りひびわれは上層にも影響する。このことは、筋かいはせん断的な抵抗をなし、柱の軸方向変形特性は架構の全体曲げの性状に関係することを示すものであろう。

§4 結

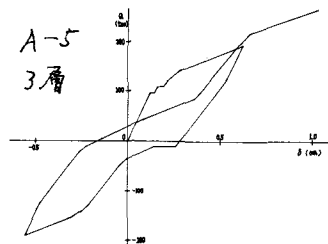
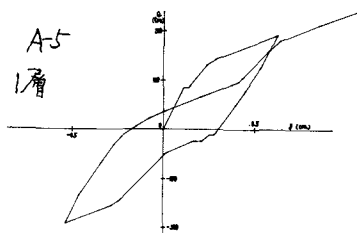
材料の $\sigma$ - $\epsilon$ 関係と構造部材、および断面の幾何学的形状寸法とに基づく1つの解析法を紹介

し、その解析法に基づいて、筋かいの配置の異なる幾つかのモデル架構について計算した。その結果、筋かいは架構面になるべく広範囲にわたって、まんべんなく配置するのが効果的、又なわち耐力、剛性ともに高められると考えられた。また、鉄筋コンクリート架構の繰返し載荷時の荷重-変位曲線は硬化バネ型の傾向を有し、単純なBile-linear型等のモデルでは表現し尽せないと考えられる。

また、本解析法では曲げモーメント、軸方向力の複合効果、付着特性の詳細、接合部の変形等は無視されているので、これらを順次、採り入れていけば、より実際の解析法となろう。



(図)-18



(図)-19