

## 荷重低下域における柱の挙動を考慮した被災 RC 造建物の非線形骨組解析

—三陸はるか沖地震における八戸東高校の検討—

NONLINEAR FRAME ANALYSIS OF DAMAGED R/C STRUCTURE  
CONSIDERING DETERIORATION OF COLUMN STRENGTH

—Study on Hachinohe-Higashi high school damaged by Sanriku Haruka-oki Earthquake—

芳村 学\*, 土肥 うらら\*\*, 保木和明\*\*\*, 北山和宏\*\*\*\*

*Manabu YOSHIMURA, Urara DOHI, Kazuaki HOKI  
and Kazuhiro KITAYAMA*

A three-story R/C school building suffered severe damages during the 1994 Sanriku Haruka-Oki Earthquake. Most first-story columns failed in shear while second- and third-story members remained nearly intact. Nonlinear frame analysis was conducted to reproduce the observed damages to this building, where the load-deflection relations of columns including post-peak region were determined based on test results. The analysis was found to reproduce the observed damages. The beams above the second floor level were computed to have once yielded but have been unloaded after shear failure of the first-story columns. The unloading of the beams that resulted from the decrease of each story shear following the deterioration of the first-story column strength was the reason of their observed slight damage.

**Keywords:** nonlinear frame analysis, shear failure, load-deflection relations, post-peak region

非線形骨組解析, せん断破壊, 荷重変形関係, 荷重低下域

## 1. はじめに

地震で大きな被害を受けた RC 造建物について解析を行い, 被害の定量的な説明を試みる研究は過去に数多く行われてきた<sup>1),2)</sup>。しかしそれらの多くでは, 関連する実験データの不足から, 最大耐力以降の柱の挙動については十分な評価がなされていなかった。被災 RC 造建物の地震時挙動をこれまで以上の精度で再現しようとするときには, それらを正しく評価する必要がある。

ところで, 1994 年三陸はるか沖地震で被災した青森県立八戸東高校管理棟は, 1 階柱の大多数がせん断破壊し, 1 階桁行方向がほぼ「倒壊」に近い被害を受けた<sup>3)</sup>。これまで同高校についていくつかの解析が行われ<sup>4),5),6)</sup>, 被害の様相は概ね再現されている。

しかし, これらの研究では以下に示すような未説明・未検討な部分が残されており, さらなる検討が必要と考えられる。

1) 最大耐力以降崩壊に至るまでの柱の荷重変形関係が十分に評価されていない。そのため, 建物が倒壊に至る過程が明らかになってい

ない。

- 2) 主筋の重ね継手が 1 階柱脚に設けられていたことがわかっているが (後述の図 5 参照), このことが考慮されていない。重ね継手を考慮すると柱脚での曲げ強度が上がるので, これによる影響を考慮する必要がある。
- 3) 荒川 min 式によるせん断終局強度が用いられているが, その値は実強度を安全側に評価することが知られている。設計や耐震診断においては安全側に評価することは妥当であるが, 被害状況を再現し説明することが目的ならば, 実際のせん断強度により近い式を用いるほうが適切であると考えられる。
- 4) 建物の地震時挙動を知るうえで動的解析と同様に静的解析も重要な手法である。しかし, 層せん断力分布を一定とする静的解析において柱の荷重低下を扱う場合には, 一定層せん断力分布のもとで柱の荷重低下に伴うある階での層せん断力の低下を考慮しなければならない, という問題がある。そのためには特別な制御を必要とす

\* 首都大学東京都市環境学部建築都市コース 教授・工博

\*\* ㈱エヌ・ティ・ティファシリティーズ 修士(工学)

\*\*\* 東京都立大学大学院工学研究科建築学専攻  
大学院生・修士(工学)

\*\*\*\* 首都大学東京都市環境学部建築都市コース 助教授・工博

Prof., Division of Architecture and Urban Studies, Faculty of Urban Environmental Sciences, Tokyo Metropolitan Univ., Dr. Eng.

NTT Facilities, Inc., M. Eng.

Graduate Student, Department of Architecture, Graduate School of Engineering, Tokyo Metropolitan Univ., M. Eng.

Assoc. Prof., Division of Architecture and Urban Studies, Faculty of Urban Environmental Sciences, Tokyo Metropolitan Univ., Dr. Eng.

るが、そのような試みはこれまでの解析では行われていない。

以上より本研究では、実際に被災した上記建物を対象として、実験結果に基づき定式化された崩壊に至るまでの柱の荷重変形関係 $\eta$ を用いて、動的および上の4)を考慮した静的な非線形骨組解析を行うこととする。そこでは、より実状に近い解析を行うために、主筋重ね継ぎによる影響を考慮するほかせん断強度を荒川 mean 式により求め、これにより実被害をより正確に再現し、倒壊過程を明らかにすることを旨とする。また、対象建物ではほとんどの柱に直交壁が付いていたことから、柱の崩壊挙動および建物としての耐震性に対する直交壁の影響についても、併せて検討する。

2. 解析建物と被害の概要

解析対象は八戸東高校管理棟である。以下、建物と被害に関する情報を文献3)、4)より簡単に記す。建物諸元を表1に、被災度判定基準に基づく損傷度を記した1階略伏図を図1に、ひび割れおよびコンクリートの剥落状況を記した南側立面図を図2に、桁行方向軸組図を図3に、柱、梁断面リストを図4に示す。また、材料特性を表2に示す。地震によりa、bの2フレームからなる桁行方向1階がほぼ倒壊に近い被害を受けた。直交壁が付いていないため被害が大きかったa、bフレーム1階⑤通り柱の様子を写真1に示す。1階の大きな被害に対して、2、3階はひび割れ程度の被害に止まった。

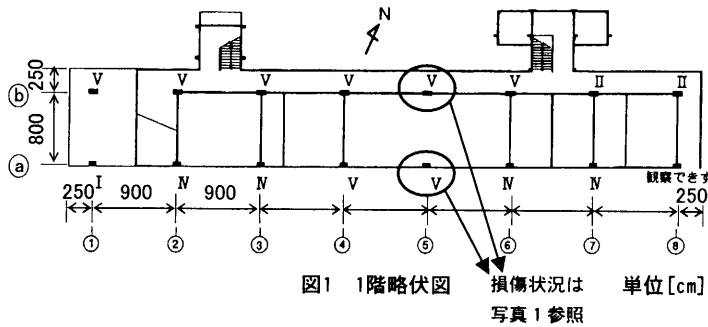


図1 1階略伏図 損傷状況は写真1参照 単位 [cm]

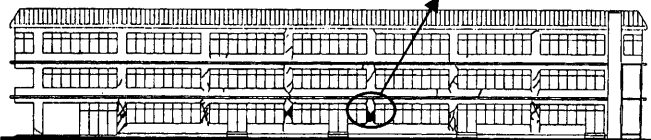


図2 南側立面図

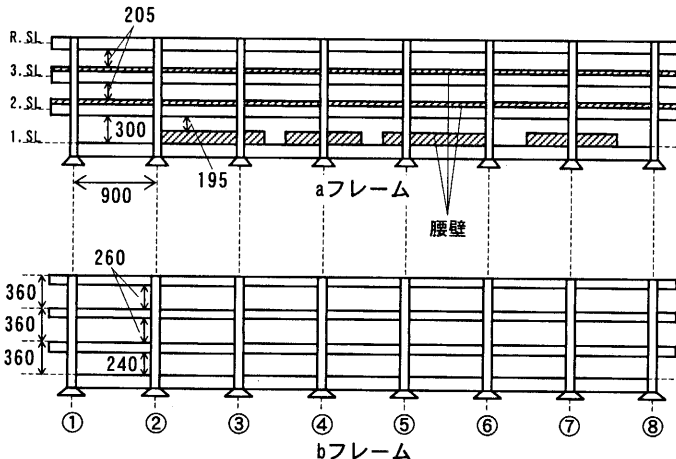
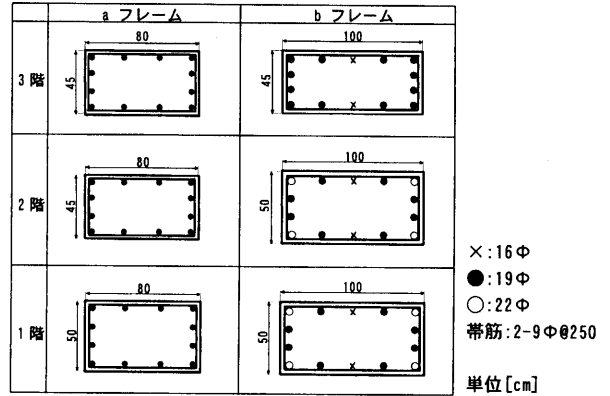


図3 桁行方向軸組図 単位 [cm]

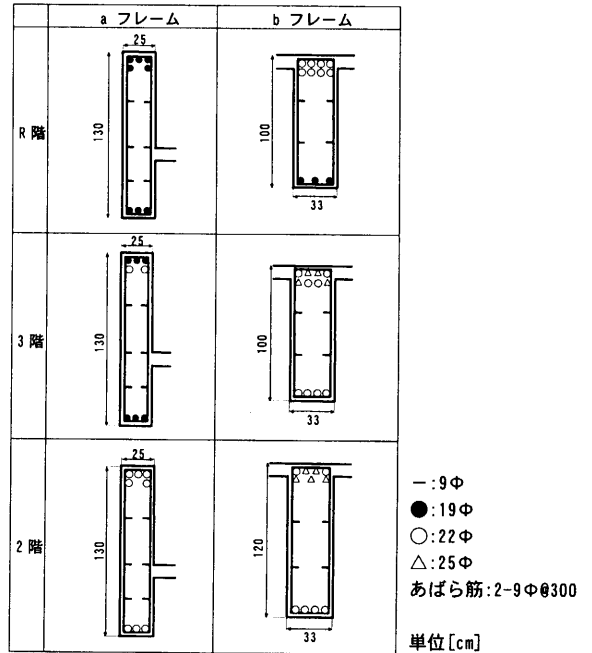
構造	RC造3階建て
建設年	昭和38年
全重量	22,900 kN

コンクリート圧縮強度	18.4
コンクリートヤング係数	1.68×10 <sup>4</sup>
柱主筋降伏強度	334
梁主筋降伏強度	304
フープ筋降伏強度	334



<柱>



<梁>

図4 柱、梁断面リスト



<aフレーム>



<bフレーム>

写真1 1階⑤通り柱の被害

### 3. 非線形骨組解析の方法

#### 3.1 建物のモデル化

解析モデルは、a, b フレームを直列に並べ、両端ピンの剛梁でつないだ平面フレームである。基礎は固定とし、建物本体から飛び出して設けられている階段室は無視した。また、柱、梁は端部に剛域を有する線材に置換し（腰壁が付く柱ではその端部までを剛域とした）、柱では材端に設けた曲げバネと材中間部に設けたせん断バネにより、梁では材端に設けた曲げバネにより、非線形性を考慮した。

#### 3.2 各バネの復元力特性と荷重変形関係

梁の曲げバネの復元力特性には Takeda モデルを用いた。T 字梁である b フレームでは梁片側につき梁内法長さの 0.1 倍のスラブ有効幅を考慮し、ウォールガーダーである a フレームではスラブを無視した。また、ひび割れ点と降伏点は慣用的な方法により求め、降伏以降にはほぼゼロの剛性を仮定した。

柱の曲げバネとせん断バネの復元力特性には文献 8) に示したモデルを用いた。すなわち、曲げバネには荷重低下を考慮した Takeda モデルを、せん断バネにはさらにそれを、せん断破壊が生じ荷重が低下したあとの加力反転時にはせん断破壊が起こった方向での最大変形点の原点に対する対称点を指向するよう修正したモデルを用いた。柱の曲げバネとせん断バネの荷重変形関係は既往の研究<sup>7)</sup>に従い決定した。文献 7) においては、逆対称曲げ実験の結果に基づき柱の崩壊変形および荷重低下域の荷重変形関係が定式化されている。以下に、定式化の概略と本建物の柱に適用した結果およびふたつのバネの非線形性の扱いについて述べる。

#### (1) 柱の破壊モードの判別

まず、柱単体としてのせん断余裕度（せん断終局強度/曲げ終局強度）により破壊モードの判別を行い（ここで、耐震診断基準<sup>9)</sup> にならぬせん断終局強度には荒川 min 式による値を用いる）、過去の実験結果を基に、せん断余裕度=0.49~0.73 では「せん断型」、同=0.71~0.96 では「曲げ型」と判別する（ここで、同=0.71~0.73 は「せん断型」と「曲げ型」が混在する領域である）。

ここで、問題となる 1 階柱脚における重ね継手の詳細を図 5 に示す。重ね部分が非常に長く、腰壁が付いた a フレーム内柱では危険断面となる腰壁上端で 2 倍の量の主筋が曲げ強度に有効であったことが考えられる。そこで、以下の解析では 2 倍の量を有効と仮定する（なお、重ね継手の影響については改めて 4.4 で検討する）。一方、腰壁が付かない a フレーム外柱と b フレーム内、外柱では以上のような問題はない。

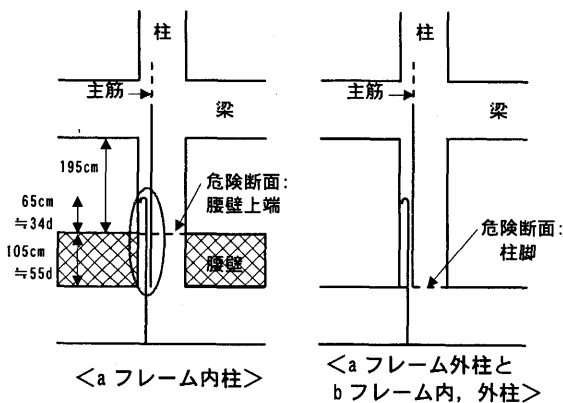


図5 1階柱脚主筋の重ね継手

各柱のせん断余裕度を図 6 に示す。a・1 階内柱と b・1 階内、外柱はせん断型となり、a・1 階外柱と 2, 3 階の柱は曲げ型となった。なおここで、内柱とはフレーム内側の柱 6 本を指す。それらは断面、配筋が同じで軸力もほとんど同じであったので同一性状と見なし、せん断余裕度や次に示す崩壊変形は 6 本の平均とした。また、外柱とはフレーム両端の柱 2 本を指し、同じく 2 本の平均とした。

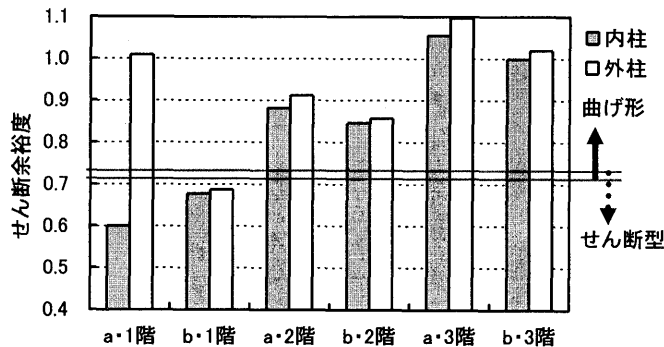


図6 柱のせん断余裕度

#### (2) 柱の崩壊変形

柱の崩壊変形（以下、クリア高さに対する部材角で表す）は破壊モード毎に次式で計算される。

・せん断型の場合（せん断余裕度=0.49~0.73）

$$R_u = 62.2 \cdot p_w - 51.9 \cdot \eta + 6.07 \cdot p_g - 9.91 \quad (\text{ただし, } R_u \geq 1.5)$$

・曲げ型の場合（せん断余裕度=0.71~0.96）

$$R_u = 28.0 \cdot p_w - 42.3 \cdot \eta - 8.60 \cdot p_g + 20.6 \quad (\text{ただし, } R_u \geq 1.5)$$

ここで、 $R_u$ ：崩壊変形(%),  $p_w$ ：横補強筋比(%),  $\eta$ ：軸力比,  $p_g$ ：主筋比(%), であり、崩壊変形の下限值 1.5 は検討試験体における崩壊変形の最小値が 1.5% であったことに由来している。

各柱の崩壊変形を表 3 に示す。せん断型の柱（a・1 階内柱、b・1 階内、外柱）ではいずれも下限値の 1.5% となり、この値にクリア高さをかけて変形に直すと、2.9cm（a・1 階内柱）、3.6cm（b・1 階内、外柱）となる。ここで、曲げ型の柱のなかにはせん断余裕度が適用範囲の上限を越えるものもあるが、のちに見るように曲げ型の柱で降伏したのは a・1 階外柱のみであり、その場合も荷重低下域には入らなかった（図 9 参照、地震応答は 2% 以内であった）、上式から計算される値をそのまま用いた。

表3 柱の崩壊変形(%)

	a・1階	b・1階	a・2階	b・2階	a・3階	b・3階
内柱	1.50	1.50	10.4	10.9	13.0	13.3
外柱	9.95	1.50	10.9	11.1	13.4	13.4

#### (3) 柱の荷重変形関係

##### せん断型の場合

せん断型の荷重変形関係は 4 折れ線で表される。第 2 折れ点はせん断破壊点で、せん断強度は荒川 mean 式により計算される。一例として a・1 階内柱の荷重変形関係を図 7 に示す。ここで、本来「崩壊」は軸力保持能力の喪失を意味するが、ほとんどの柱に直交壁が付いていたこと有利さを考慮して、以後の解析では崩壊点以降も水平力ゼロの状態では軸力は保持すると仮定した（注 1）。

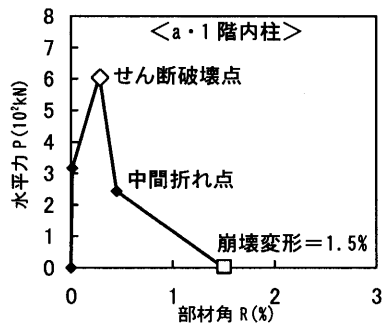


図7 せん断型の荷重変形関係

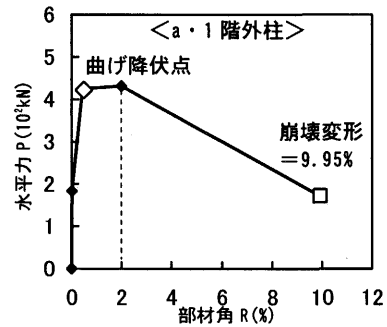


図9 曲げ型の荷重変形関係

ところで、崩壊変形計算式を示した文献<sup>7)</sup>以降に行った実験<sup>10)</sup>で a・1 階内柱に構造諸元が近い試験体がある。a・1 階内柱とこの試験体 (C13) の構造諸元を表 4 に示す。ここで  $h_0$  はクリア高さである。C13 試験体は a・1 階内柱に比べて、 $h_0/D$ 、 $p_w$ 、 $\eta$  が少し大きいものの  $p_w$  はほとんど同じであり、総体的に見て両者の構造諸元は近いといえる。C13 試験体の実験結果と計算式より求めた荷重変形関係を図 8 上に示す。崩壊変形の対応はよいが (実験値=1.28% に対して計算値=1.5%)、せん断破壊点の設定が悪かったため荷重変形関係を過小評価する計算結果となっている。このことから、a・1 階内柱についてもこの程度の違いはあったものと思われる。

表4 a・1階内柱とC13の構造諸元

	$h_0/D$	$p_w$ (%)	$p_g$ (%)	$\eta$
a・1階内柱	2.40	0.10	上: 0.85 下: 1.70	0.16
C13	3.00	0.11	1.69	0.20

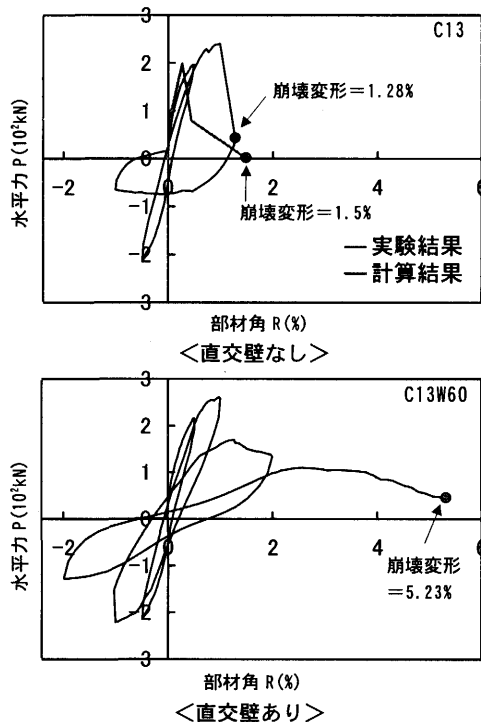


図8 直交壁の影響

曲げ型の場合

曲げ型の荷重変形関係も 4 折れ線で表される。一例として a・1 階外柱の荷重変形関係を図 9 に示す。

(4) 柱のせん断バネと曲げバネの非線形性の扱い

せん断型の柱ではせん断バネにのみ非線形性を考慮して曲げは弾性とした。逆に、曲げ型の柱では曲げバネにのみ非線形性を考慮してせん断は弾性とした。つまり、せん断型の柱では図 7 の荷重変形関係から弾性曲げ変形を差し引いたものとしてせん断バネを定め、曲げ型の柱では図 9 の荷重変形関係から弾性せん断変形を差し引いたものとして曲げバネを定めた。以上のような扱いとしたのは、図 7 または図 9 で表される荷重変形関係を、双方の非線形性を考えて曲げとせん断に分離することが困難だったからである。しかし、このことによりある問題が生じた。これについては後述する。

3.3 部材の荷重低下の扱い

ここで、数値計算に際しての荷重低下域におけるせん断バネと曲げバネの扱いについて述べる。

(1) 動的解析の場合

安定した解析を行うために、荷重低下域では負剛性を直接用いるのではなく階段状に荷重を下げる方法を用いた。つまり、①荷重低下域にある場合にはごく小さな正の勾配 (仮想剛性) を仮定し、②この仮想剛性を用いて組み立てられた全体骨組剛性を用いて運動方程式を解き、③得られた部材変形に対応する真の (荷重低下した) 部材応力を求める、という方法である。この場合不釣り合い力が生じるが、それは次ステップで解除することにした。

(2) 静的解析の場合

動的解析では以上の方法により安定した解を得ることができる。しかし、荷重分布を一定とした静的解析を行おうとすると、それ以外に特別の制御が必要となる。以下に静的解析に用いた制御法を示す。

柱の荷重低下に伴いどこかの階で層せん断力が低下するが、その階を「荷重低下階」と名付ける。本建物では 1 階が荷重低下階となるのでこの場合について示す。1 階の層せん断力-層間変形関係の模式図を図 10 に、各階の層せん断力の模式図を図 11 に示す。ここで  $i$  ステップ以後 1 階の層せん断力が低下するとする。

・  $i$  ステップ →  $i+1$  ステップ (図 10, 11 の A → B)

各階に、設定した層せん断力分布に対応する微小せん断力増分  $\Delta Q$  (ベクトル) を加え、仮想剛性を用いて組み立てられた全体骨組剛性を用いて変位増分を求め、これより、真の部材応力として  $i+1$  ステップでの各層せん断力  $Q_{i+1}$  (ベクトル) を定める。このとき荷重低下階となる 1 階の層せん断力  $Q^*(1)_{i+1}$  は低下しているため、このままでは層せん断力分布が所定の分布と合わない。そこで、1 層せん断力  $Q^*(1)_{i+1}$  と設定した層せん断力分布から各層せん断力  $Q_{i+1}$  (ベクトル) を再計算し (ここで、 $Q(1)_{i+1} =$

$Q'(1)_{i+1}$ , これを  $i+1$  ステップでの最終的な層せん断力とするのである。そして、 $Q'_{i+1}$  から  $Q_{i+1}$  を引いたものを不釣合力  ${}_{\text{un}}Q_{i+1}$  (ベクトル, ここで  ${}_{\text{un}}Q(1)_{i+1}=0$ ) とし次ステップで解除する。

・ $i+1$  ステップ→ $i+2$  ステップ(図 10, 11 の B→C)

各層に微小せん断力増分  $\Delta Q$  を加えると同時に 2 階以上には不釣合力を解除するために  $-{}_{\text{un}}Q_{i+1}$  を加える。これを各層荷重増分とし、以下同様の方法により  $i+2$  ステップでの各層せん断力  $Q_{i+2}$  を求めるのである。

以上の方法により 1 階では  $\Delta Q$  の作用により変形が進み、2 階以上では  $-{}_{\text{un}}Q_{i+1}$  の作用により (これは  $\Delta Q$  の作用より大きい) 荷重が下がりが除荷となる。またこのとき層せん断力分布は一定に保たれる。

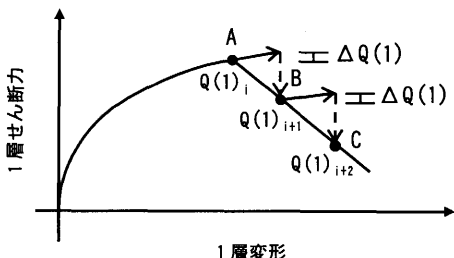


図 10 1 階の層せん断力-層間変形関係の模式図

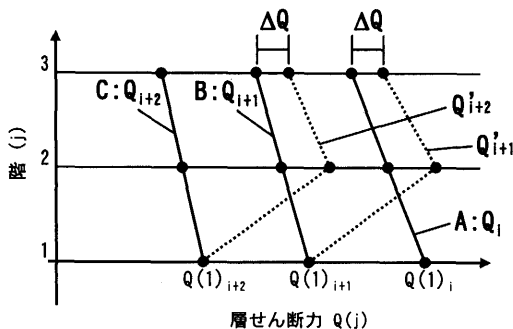


図 11 各階の層せん断力の模式図

### 3.4 入力地震動

動的解析における入力地震動には、対象建物内での強震記録がないため、近傍の八戸市庁舎地下 1 階で得られた強震記録の N254 成分を用いた (注 2)。最大加速度=319.7gal である。解析は原記録の内、最大加速度を含む 20 秒間 (図 12) について行った。減衰は初期剛性に比例するとし、減衰定数を 1 次固有振動数に対して 1% とした。建物の 1 次固有周期は 0.33 秒である。

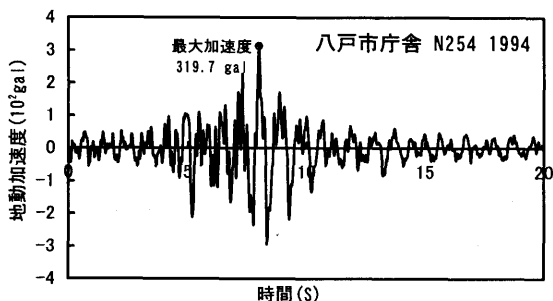


図 12 入力地震動

## 4. 解析結果

### 4.1 静的解析

逆三角形分布外力に対する静的解析を 1 階変形が 5.4cm (この値は後述する動的解析での最大値にほぼ一致する) になるまで行った。各階の層せん断力-層間変形関係を図 13 に、 $a \cdot 1$  階内柱崩壊時の

ヒンジ発生状況を図 14 に示す。ここで  $\bigcirc$  は、一旦降伏ヒンジが生じたもののその後除荷されヒンジが解消されたことを示す。

以下の順序で降伏ヒンジの発生、解消とせん断破壊の発生、崩壊が起こった。①梁下端および一部の梁上端が降伏したあと A 点において  $a \cdot 1$  階内柱がせん断破壊した。②A 点→B 点間においては  $a \cdot 1$  階内柱のせん断破壊により 1 階は荷重低下域に入り、2, 3 階は除荷域に入って変形が減少した。③B 点→C 点間においては  $a \cdot 1$  階内柱が図 7 の中間折れ点を過ぎて負剛性が小さくなったため 1 階全体としての層剛性が正となり、荷重が再び増加した。④C 点において  $b \cdot 1$  階内、外柱がせん断破壊し、それ以降再び 1 階は荷重低下域に入り、2, 3 階は除荷域に入って変形が減少した。⑤そして D 点, E 点において  $a \cdot 1$  階内柱,  $b \cdot 1$  階内、外柱が崩壊に達した。以上の過程において C 点で 1 層メカニズムが形成され、それ以降、図 15 に示した梁の  $M-\theta$  関係からわかるように梁に生じていたヒンジが解消された。

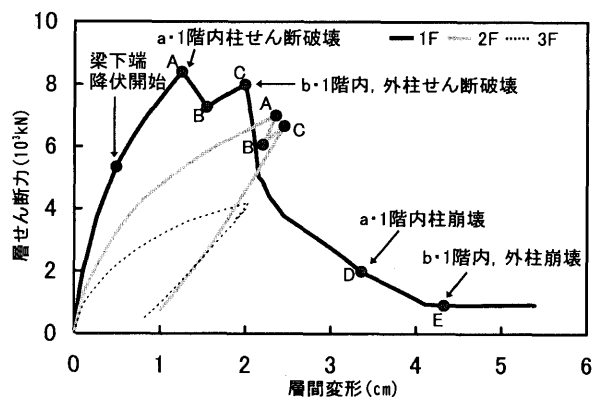


図 13 層せん断力-層間変形関係

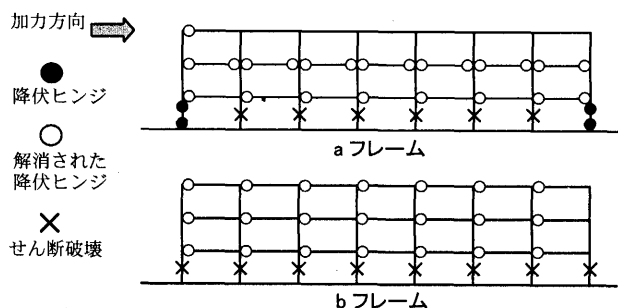


図 14 ヒンジ発生状況 ( $a \cdot 1$  階内柱崩壊時)

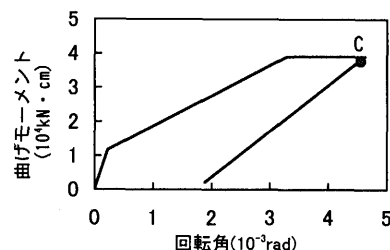


図 15 2 階梁の  $M-\theta$  関係 ( $a$  フレーム内側梁の左端)

1 階における層せん断力の推移を詳しく見るために、各柱のせん断力-層間変形関係を図 16 に示す。前述のように  $a \cdot 1$  階内柱は、A 点においてせん断力が急激に下がったあと B 点以降せん断力の低下が緩やかになり崩壊に至っている。また、 $b \cdot 1$  階内、外柱も C 点においてせん断破壊したあと崩壊に向かっている。そして解析終了

時にはせん断型の柱は全てせん断力がゼロになり、曲げ型である a・1 階外柱のみが層せん断力を負担している。最大層せん断力は A 点で生じ 8,400kN (せん断力係数=0.37) であった。最大層せん断力は 1 階柱のせん断強度の和 (ただし a・1 階外柱のみ曲げ強度) =10,900kN より 25% 小さい値であったが、これは、そのときせん断耐力に達していたのが a・1 階内柱のみで、他の柱はまだせん断耐力に達していなかったためである。

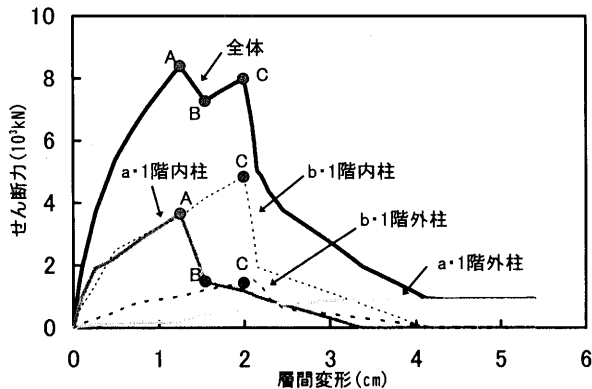


図16 1階柱のせん断力-層間変形関係

さて上記結果に関して、せん断型の柱の曲げバネを弾性としたことから以下のような問題が生じた。a・1 階内柱、b・1 階内、外柱の脚部で曲げモーメントが降伏値を越えたのである。図 17 に示すように、弾性状態では階高中央にあった 1 階柱の反曲点が、最大層せん断力時には 2 階梁の降伏のため柱頭固定度が緩み 2 階床レベルまで上がったからである。これに対して、本解析では曲げバネを弾性としているので柱脚降伏を考慮することができない。

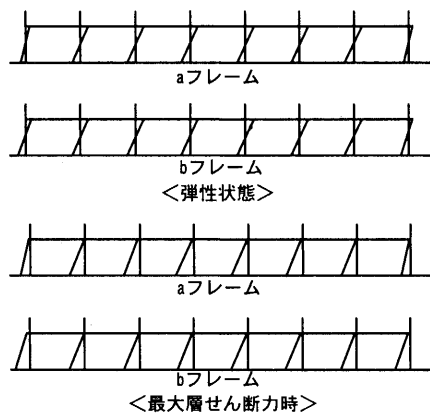


図17 1階柱の曲げモーメント

上記結果では実被害に対応する 1 層メカニズムが形成されたが、柱脚降伏を考慮するとそうはならない(たとえば全体降伏形となる)可能性がある。そこでこの点について検討するため、せん断バネはそのままとして曲げバネにも非線形性を考慮した解析を行った (曲げバネのひび割れ点と降伏点は慣用的な方法により定め、降伏以降にはほぼゼロの剛性を仮定した)。ただし、このようにバネを定めるとせん断型の柱では変形が大きくなり、実験結果との対応が付かなくなる。したがって、あくまでもこの解析は 1 層メカニズムが形成されるかどうかを見るための検討であることに注意されたい。得られた 1 層せん断力-層間変形関係を図 18 に、b・1 階内、外柱せん断破壊後のヒンジ発生状況を図 19 に示す。a・1 階内柱、b・1 階内、

外柱はすべて、一旦柱脚で降伏するもののそののちせん断破壊し、それ以降においてはせん断力の低下に伴い降伏ヒンジが解消される結果となっている。つまり曲げバネを弾性とした解析では、「実際には柱脚曲げ降伏後にせん断破壊する(このときヒンジは解消される)ところをいきなりせん断破壊する」と仮定していることになる。曲げバネに非線形性を考慮しても最終的にはせん断破壊し 1 層メカニズムが形成されたことから、曲げバネを弾性とするることによる大きな問題はないと判断し以後の検討においてもこの方法を踏襲することにした。なお図 18 において、柱のせん断破壊時に層間変形が減少している箇所があるが、これは、せん断力の低下に伴う曲げバネの除荷により曲げ変形が減少したためである。

本論では逆対称曲げ状態での実験結果に基づきせん断バネの荷重変形関係を定める方法を用いた。しかし現実には、反曲点が階高中央からずれ一端に曲げ降伏が生じることが起こり得る。このことを考慮できない点は本研究で用いた方法の限界といえる。

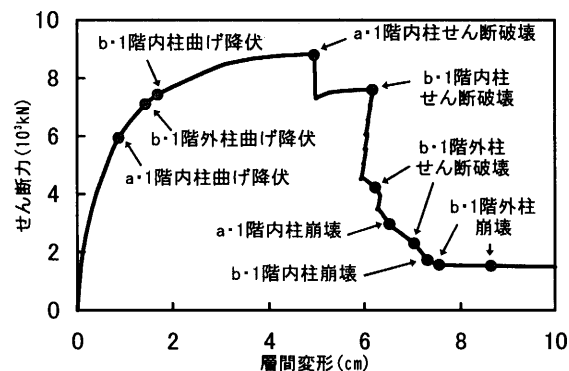


図18 1層せん断力-層間変形関係 (せん断型の柱の曲げバネを非線形とした場合)

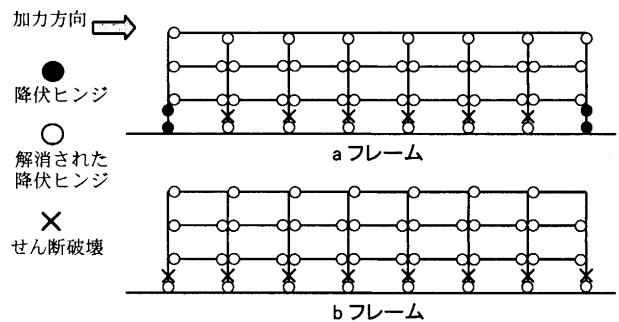


図19 ヒンジ発生状況 (せん断型の柱の曲げバネを非線形とした場合)

#### 4.2 動的解析

動的解析における 1 層せん断力-層間変形関係を静的解析によるものと併せて図 20 に、層間変形の時刻歴 (4~14 秒) を図 21 に、a・1 階内柱せん断バネのせん断力-せん断変形関係を図 22 に示す。

図 20 から、梁下端が降伏したあと A 点で a・1 階内柱が、C 点で b・1 階内、外柱がせん断破壊し、その後崩壊点 (D 点、E 点) に達したことがわかる。1 階の最大層間変形は -6.3cm であった。図 21 から、a・1 階内柱のせん断破壊から b・1 階内、外柱の崩壊までわずか 0.2 秒であり、崩壊が一気に起こったことがわかる。この、1 回の荷重サイクルで柱が崩壊したことは、図 22 からわかる。また、図 21 からは、C 点以降 1 階の変形は増えたが、2、3 階の変形は減

少しした（除荷域に入った）こともわかる。

1階への変形集中を予想していたが、2階の最大層間変形=2.9cmに対して1階の最大層間変形=-6.3cmであり、顕著な1階への変形集中は起こらなかった。1階は、極めて脆性的な柱で構成されていたためこの程度の変形で崩壊したのである。

動的解析の結果を静的解析の結果と比較すると、図20に見られるように、a・1階内柱およびb・1階内、外柱がせん断破壊した点（A点、C点）は層せん断力、層間変形ともほぼ一致していたし、その後の挙動もほぼ同じであった。1階の層せん断力が1階の強度で頭打ちされたため高次モードの影響を受けなかったことが、動的解析結果が静的解析結果と合った理由である（注3）。

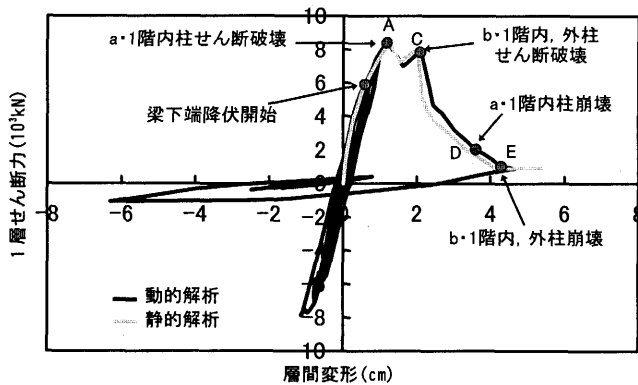


図20 1層せん断力-層間変形関係の比較

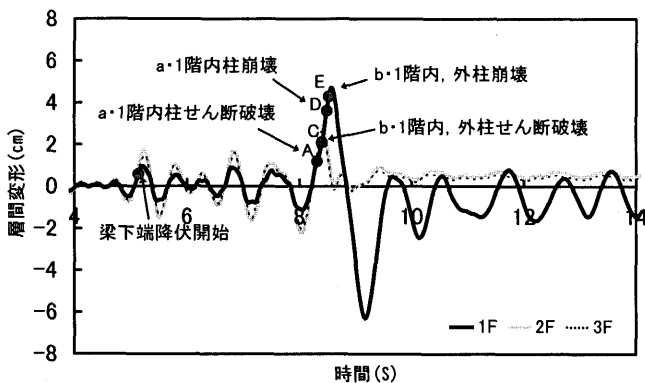


図21 層間変形の時刻歴

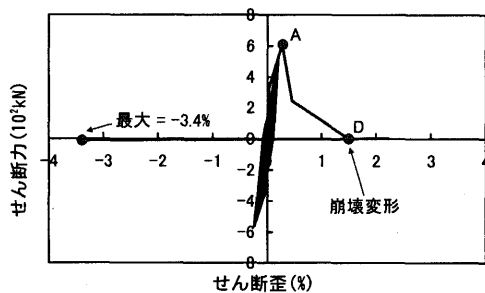


図22 a・1階内柱せん断パネのせん断力-せん断歪関係

#### 4.3 実被害との対応

a・1階内柱およびb・1階内、外柱がせん断破壊し1層メカニズムが形成された点は実被害と対応した。また、a・1階外柱が曲げ降伏した点も、a・1階外柱のみ損傷度Iであった（図1参照）ことと対応している。ただし、解析ではせん断破壊した柱はすべて崩壊点に達しており、1階は全面崩壊に近い結果となった。実被害ではこ

れらの柱にも損傷度IIやIVのものが含まれている（図1参照）ことを考えると、この結果は実被害を過大に評価している、といわざるを得ない。その理由としては、①前述のようにせん断型の柱の荷重変形関係を過小評価した可能性が高いこと、のほか、②実際には多数の柱に直交壁が付いていたが、その影響を考慮しなかったこと、が考えられる。直交壁の影響については改めて4.5で述べる。

1階の荷重低下により2、3階は除荷域に入り層間変形が戻った点も、2、3階が軽微な被害であった点と対応した。図14に見られたように、梁には多数のヒンジが発生したが、2、3階の除荷に伴いこれらのヒンジはすべて解消された（図15の2階梁のM-θ関係からもこのことがわかる）。梁は一旦降伏したが、その後の除荷に伴いひび割れ幅が減少し被害があまり目立たなかったのである。

#### 4.4 主筋重ね継手の影響

これまでの解析では、a・1階内柱の重ね継手を考慮して、柱脚で通常の2倍の量の主筋が曲げ強度に有効であるとした。しかし、実際にはそこまで効かなかった可能性がある。そこで、有効な主筋量を変化させた場合の検討を行った。

##### (1) 柱脚の主筋を通常の1.5倍とした場合

a・1階内柱の破壊モードは前述の場合と同じせん断型になり、計算式の性質上崩壊変形は変わらない。また荷重変形関係も同様になるため、解析結果もほとんど同じであった。

##### (2) 柱脚の主筋を通常と同じとした場合

この場合（重ね継手の影響を無視した場合）、a・1階内柱の破壊モードは曲げ型となった。そのため靱性的な荷重変形関係となり崩壊変形も1.5%から9.17%に増加した。静的解析における1層せん断力-層間変形関係を重ね継手の影響を考慮した前述の結果と併せて図23に示す。重ね継手の影響を無視した場合には、a・1階内柱が曲げ降伏したためその部分の荷重低下がなく、重ね継手の影響を考慮した場合に比べて大変形時における層せん断力の低下が少なかった。

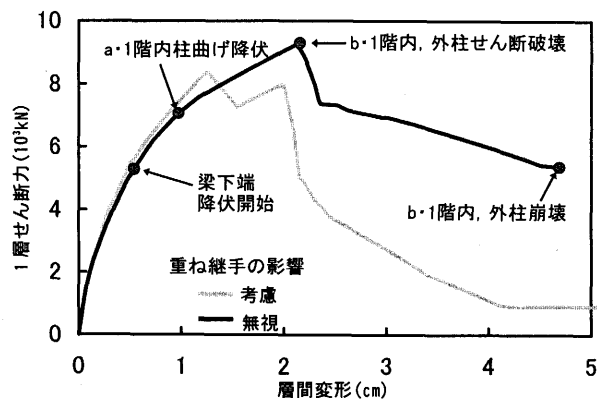


図23 1層せん断力-層間変形関係の比較（重ね継手の影響）

ふたつの場合における動的解析での1層せん断力-層間変形関係の比較を図24に示す。重ね継手の影響を無視した場合には、a・1階内柱に荷重低下が起こらなかったため建物としての耐震性が向上し、1階の最大層間変形は2.4cm（b・1階内、外柱がせん断破壊点をやや過ぎる程度の変形）に止まった。このことより、もし重ね継手の問題がなかったら実被害は大幅に小さかった可能性がある、といえる。

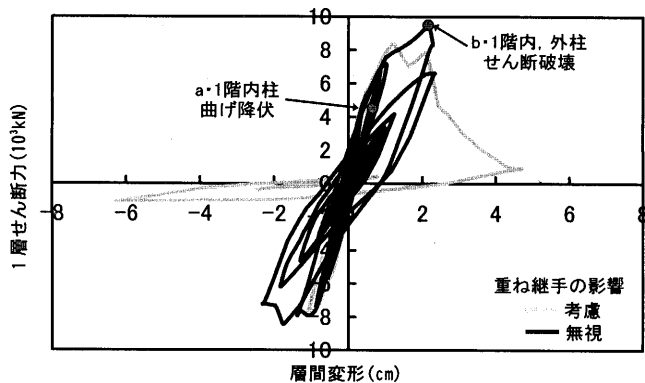


図24 1層せん断力-層間変形関係の比較 (重ね継手の影響)

4.5 直交壁の影響

4.1 および4.2 で述べた解析結果 (1階はほぼ全面崩壊) は、実被害を過大に評価したものであった。この理由のひとつとして、本建物では多数の柱に直交壁が付いていたがその影響を考慮しなかったこと、が考えられる。そこで、直交壁の影響を考慮した場合の検討を行った。

前述した C13 試験体の実験と同時に、C13 に直交壁が付いた C13W60 試験体の実験も行っていた<sup>10)</sup>。その結果を図8下に示す。柱のみのC13試験体の崩壊変形が1.28%であったのに対して、直交壁付きのC13W60試験体の崩壊変形は5.23%であり、直交壁が付くことにより崩壊変形が約4倍になった。そこで、せん断型の柱のうち直交壁の付いた柱 (⑤通りを除く②~⑦通りのすべての柱) の崩壊変形を仮に5% (これまでの解析では1.5%) とした解析を行った。動的解析による1層せん断力-層間変形関係を直交壁の影響を無視した前述の結果と併せて図25に示す。a・1階内柱、b・1階内、外柱すべてせん断破壊には達したが、荷重の低下はごくわずかであり、崩壊にはほど遠い結果となった。直交壁がなく崩壊変形を1.5%のままとしたb・1階①通りの柱およびa、b・1階⑤通りの柱も、崩壊変形には至らなかった。直交壁の影響についてはデータが少なく多くのことはわからないが、直交壁を考慮すると建物の耐震性が大幅に改善される、とはいえそうである。

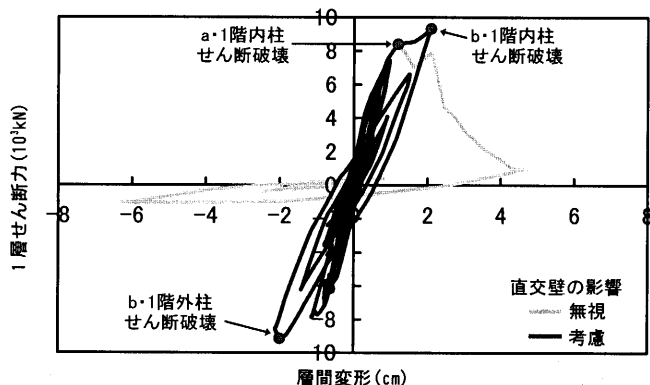


図25 1層せん断力-層間変形関係の比較 (直交壁の影響)

5. まとめ

本研究では、1994年三陸はるか沖地震で倒壊に近い被害を受けた青森県立八戸東高校管理棟について、実験結果に基づき定式化され

た崩壊に至るまでの柱の荷重変形関係を用いて、静的および動的な非線形骨組解析を行った。そこでは、より実状に近い解析を行うために、柱主筋の重ね継手を考慮したほかせん断強度を荒川 mean 式により求めた。また静的解析においては、一定層せん断力分布のもとで柱の荷重低下に伴うある階での層せん断力の低下を考慮できる方法を用いた。

解析結果およびそれと実被害との対応から得られた主要な知見を以下に示す。

- 1) せん断強度を荒川 mean 式により求めても、a・1階内柱、b・1階内、外柱がせん断破壊し、1層メカニズムが形成された実被害と対応する結果を得ることができた。ただし、これらの柱はすべて崩壊点に達し実被害を過大に評価する結果となった。その理由としては、①せん断型の柱の荷重変形関係を過小に評価した可能性が高いこと、②直交壁の影響を考慮しなかったこと、が考えられる。さらに精度の高い検討を行うためには、これら二点についての改善、すなわち、柱だけの場合の荷重変形関係の精密化と直交壁が付いた場合の荷重変形関係の定式化、が必要といえる。
- 2) 梁に一旦降伏が生じて、1階柱がせん断破壊して荷重が低下すると2階以上の層せん断力が減少し、梁のヒンジは解消される。実被害で梁の被害が目立たなかったのはそのためである。
- 3) もし重ね継手の位置に問題がなかったら実被害は大幅に小さかった可能性がある。
- 4) 動的解析の結果は、2階の最大層間変形=2.9cmに対して1階の最大層間変形=6.3cmであり、顕著な1階への変形集中は起こらなかった。このことは、1階が極めて脆性的な柱で構成されている場合、1階に顕著な変形集中が起こらなくても大きな被害となることを示している。

なお、本建物は1968年十勝沖地震においても小破ないし中破の被害を受けていた。この地震に対する解析も行ったが、どの柱もせん断破壊に至らず実被害と対応した。

注

- (1) 現状では直交壁付き柱のせん断破壊後の挙動についてはほとんど何もわかっていない。そこでここでは、せん断破壊後の荷重変形関係や崩壊変形算定式が提案されている、柱だけとした場合についての解析を行うことにした。しかし、多くの柱に直交壁が付いていることにより建物としての耐震性が改善されることも間違いない。そこで、このことによる有利さを考慮するため、直交壁が付いている、いないにかかわらず、すべての柱で崩壊点以降も水平力ゼロの状態を保持する、と仮定した。
- (2) 記録の採られた市庁舎は当建物と同じ八戸台地上にあり、地下構造と市庁舎の観測波とを基にして当建物での地震動を推定したところ市庁舎の観測波とほぼ同じであった<sup>11)</sup>、という結果が得られている。
- (3) 本建物のように1階変形が卓越する場合には、外力分布が逆三角形から長方形に近くなることが予想される。その場合を想定して長方形分布外力に対する静的解析も行ったが、結果は図20とほとんど変わらなかった。

参考文献

- 1) 広澤雅也, 北川良和, 山崎裕, 勅使川原正臣: 1983年日本海中部地震による浪岡町立病院の被害とその解析, コンクリート工学, Vol.23, No.12,



- pp.117-133, 1985.12
- 2) 今井弘, 山本芳栄: 1978年宮城県沖地震で大破した宮城県立泉高等学校校舎の震害原因に関する研究, コンクリート工学, Vol.24, No.4, pp.114-129, 1986.4
  - 3) 日本建築学会: 1994年三陸はるか沖地震被害調査報告, 1996.9
  - 4) 溝部錦伸, 北山和宏: 1994年三陸はるか沖地震により被災した八戸東高校の耐震性能, コンクリート工学年次論文報告集, 第19巻, 第2号, pp.375-380, 1997
  - 5) 北山和宏, 溝部錦伸: 十勝沖地震および三陸はるか沖地震で被災した鉄筋コンクリート校舎の耐震性能, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, 第1分冊, pp.339-344, 1998
  - 6) 堀伸輔, 前田匡樹, 長田正至: 梁の軸力変動を考慮した1994年三陸はるか沖地震による被災RC造学校建物の地震応答解析, コンクリート工学年次論文報告集, 第21巻, 第3号, pp.7-12, 1999
  - 7) 芳村学, 高稲宜和: 崩壊変形を含む鉄筋コンクリート柱の荷重低下域における挙動の定式化, 日本建築学会構造系論文集, 第587号, pp.163-171, 2005.1
  - 8) 芳村学, 上野裕美子, 中村孝也: 既存低層鉄筋コンクリート建物の $I_s$ 値と倒壊の関係 - 診断基準における「せん断柱」からなる建物を対象として -, 日本建築学会構造系論文集, 第587号, pp.197-204, 2005.1
  - 9) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説, 2001年改訂版
  - 10) 金紅日, 芳村学, 中村孝也: せん断破壊型RC柱の崩壊に対する直交壁の影響, コンクリート工学年次論文集, 第27巻, 第2号, pp.193-198, 2005
  - 11) 片岡俊一, 柴慶治: 微動探査結果を用いた1994年三陸はるか沖地震の際の八戸東高校における地震動の推定, 清水建設研究報告, 第67号, 1998.4

(2005年5月10日原稿受理, 2005年8月17日採用決定)