

第6章 鉄筋コンクリート造建築物

6.1 被害調査概要

6.1.1 調査目的

新潟県中越地震による鉄筋コンクリート（RC）造建築物の被害の特徴を把握するために、個別建築物の詳細調査を行う。本詳細調査の目的は下記の4種類に分けられる。

1) RC造建築物に見られる被害パターンやその特徴を把握し整理する

対象建築物：

- ・ 応急危険度判定で構造的な観点から「危険」と判定されたRC造公共建築物
- ・ 民間の建築物で被害の大きなRC造建築物

2) 強震観測記録と建築物被害の関係を調査するための建築物側の基礎資料を得る

対象建築物：強震記録が得られた付近のRC造公共建築物（被害程度に拘わらずに調査）

3) 阪神淡路大震災でクローズアップされた中高層RC造建築物の被害の有無について調査する

対象建築物：民間建築物の中層建築物

4) 耐震補強されたRC造建築物の効果や挙動について調査する

対象建築物：耐震補強されたRC造学校建築物

6.1.2 調査者（はグループリーダー）

- ・ 国総研：飯場正紀、犬飼瑞郎、後藤哲郎、諏訪田晴彦、野口和也
- ・ 建研：福山洋、斉藤大樹、加藤博人、向井智久、江藤博文

6.1.3 調査時期および範囲

調査期間：平成16年11月10～13日，平成17年1月4日～5日，2月1日～2日，3月15日～16日

調査範囲：小千谷市、北魚沼郡川口町、旧三島郡越路町、十日町市、南魚沼市、長岡市

6.1.4 被害概要

新潟県中越地震の激震地と言われる小千谷市、川口町、旧越路町、十日町市におけるRC造建築物の多くは学校や役所などの公共建築物であり、そのほとんどは4階以下の低層建築物である。また、中高層建築物は病院建築物などに数棟見られた程度である。これらの中で、中破以上の被害を受けた建築物は調査した範囲では6件8棟（6.2節の建築物Aが3棟、B、C、F、G、Jがそれぞれ1棟）であり、木造に比べると大きな被害を受けた建築物の総数はさほど多くはない。小千谷市、川口町、十日町市では極めて大きな強震観測記録が得られたが、その観測地近辺のRC造建築物には中破以上の被害はほとんど見られなかった。

主要な被害としては、非構造壁が取り付け短柱となった柱のせん断破壊が目立ち、この他にも偏心により大きく振られた柱のせん断破壊や柱主筋の座屈を伴う曲げ破壊など、いずれも柱の被害が多く見られた。これらのほとんどは、新耐震設計以前の建築物であり、従来の地震被害においても同様な被害が見られその脆弱性が指摘されてきたものである。なお阪神大震災で

クローズアップされた中高層 RC 造建築物の中間階の崩壊やピロティ階の崩壊といった大きな被害は今回の地震では見られなかった。

今回の被災地には耐震補強された学校建築物の校舎が複数存在したが、それらの補強はいずれもよく機能し、大きな損傷等の被害が適切に防止された。なお今回見られた耐震補強はいずれも強度向上型の補強方法であった。

6.2 調査結果

新潟県中越地震で被害が生じた RC 造建築物の被害パターンとしては、柱及び壁部材のせん断破壊やせん断ひび割れに伴う損傷が多く見られた。その他には、中低層建築物の柱主筋の座屈に伴う曲げによる損傷や短スパン梁のせん断破壊、非構造壁の大きなせん断ひび割れ、偏心による柱のせん断破壊及び地盤変状に伴う建築物の傾斜等が確認された。調査項目としては整備された強震観測地点付近の建築物の損傷調査についても行ったので、ここでは調査結果を以下の5つに分類して報告する。

1) 柱(おもに短柱)のせん断破壊が見られた建築物、2) 中層建築物、3) 偏心による被害が見られた建築物、4) 傾斜による被害が見られた建築物、5) 強震観測点近傍の建築物

なお、1)の中の建築物 D と H の一部は耐震補強が施されていた。

以下に示した建築物の一部については被災度区分判定基準に基づき被害の調査を行った。その結果の概要は 5.3 を参照されたい。

1) 柱(おもに短柱)のせん断破壊が見られた建築物

1.1) 建築物 A

昭和 36 年竣工の普通教室棟(RC3 階建、塔屋有り)と、昭和 37 年竣工の管理、普通、特別教室棟(RC3 階建、塔屋有り)および昭和 37 年竣工の特別教室棟(RC3 階建、塔屋有り)の校舎 3 棟に、軽微～大破の被害が生じている(「6.3 部材の損傷度調査結果の概要」参照)。昭和 38 年竣工の給食室棟(S1 階建)や昭和 39 年竣工の屋内運動場(下部 RC+上部 S)には顕著な被害は生じていない。なお、普通教室棟と管理・普通・特別教室棟は平面及び立面において全く同じ構造である。

校舎の部材に見られた具体的な損傷は、腰壁やたれ壁が取り付け短柱となった RC 造柱のせん断破壊(写真 6.1)やせん断ひび割れで、特に特別教室棟の 1 階は短柱だけでなく、南側の比較的アスペクト比が大きな柱でも軒並みせん断破壊しているという状況(写真 6.2、6.3)であった。

平成 16 年の耐力度調査によると、コンクリートの設計基準強度は 18 N/mm^2 であり、コア試験による実測強度は、普通教室棟が $21.4 \sim 35.7$ (平均 26.6) N/mm^2 、管理・普通・特別教室棟が $13.0 \sim 22.9$ (平均 15.9) N/mm^2 、特別教室棟が $14.4 \sim 27.2$ (平均 18.7) N/mm^2 である。

それぞれの棟の各階について、柱の損傷度調査を行った結果を 6.3.1) に示す。この結果、普通教室棟は 1 階が中破、2 階が中破、3 階が小破、管理・普通・特別教室棟は 1 階が中破、2 階が小破、3 階が軽微、特別教室棟は 1 階が大破、2 階が大破、3 階が小破であった。

特別教室棟は桁行き方向が $4.2\text{m} \times 11$ スパンで、張り間方向は廊下と教室の間に柱がなく 10m

×1 スパンである（平面図は 6.3 参照）。階段室側は廊下側構面の外側に張り出している。柱断面は 500×600mm、主筋は脚部が 28-22、頭部が 20-22、せん断補強筋は 9 -@150 である。一方、普通教室棟と管理・普通・特別教室棟は、桁行き方向が 5m×10 スパンと階段室 2 スパンで、廊下側の外面の構面には柱はなく、張り間方向は 7m×1 スパンである。柱断面は 500×500 mm、主筋は脚部が 20~24-22、頭部が 14~16-22、せん断補強筋は 9 -@150 となっている。これらの構造形式や構造詳細の違いが被害の詳細に影響しているものと思われる。



写真 6.1 特別教室棟の 1 階廊下側短柱のせん断破壊



写真 6.2 特別教室棟の 1 階廊下側の被害

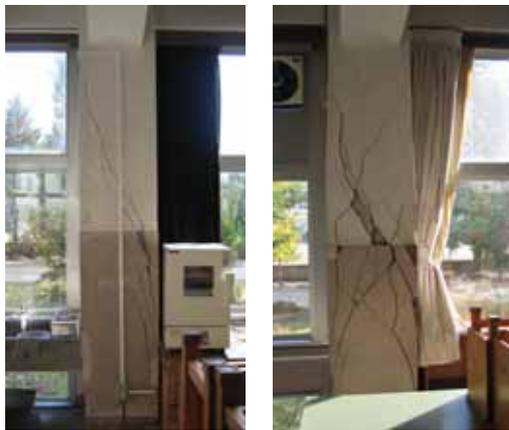


写真 6.3 特別教室の 1 階教室側柱のせん断破壊

1.2) 建築物 B (写真 6.4)

昭和 40 年代に竣工した 2 階建 RC 造に大破の被害が生じている。平面形状は矩形である(平面図は 6.3 参照)。本建築物は工場として使用していたが、地震時は倉庫として利用されていた。なお、2 階には重量のある物品等は置かれていなかった。この建築物は短柱(柱主筋 22、せん断補強筋 9・90 度フック・間隔は材中央で@250 程度、端部は@125 程度、クリアスパン 1500mm、断面 600×600mm)のせん断破壊が顕著であり(写真 6.5)、柱部材の損傷度は外周部の短柱はおおむね Ⅲ 程度であった。また隅角部柱は壁が取り付いており、損傷度が Ⅰ という柱も存在していた。柱の損傷度調査の結果を 6.3.2) に示すが、1 層は大破している。2 層も 1 層同様に大破と判断されるが、外周部の柱のうち階段室側の構面の柱は損傷度 IV 以下であり、建築物の損傷が対称ではないことから、地震時に剛性偏心によって建築物がねじれ挙動を起こしたものと推察される。外周部で損傷度が Ⅲ や Ⅳ などの被害が大きな柱は、腰壁・たれ壁が取り付く短柱であるが、長柱である内柱らの損傷度は Ⅰ 以下に納まっている(写真 6.6 参照)。このことは耐震補強において、構造スリットを設けて短柱を解消し、クリアスパンを長くする方法の構造安全性の面からの妥当性を裏付けている。



写真 6.4 建物 B (RC 造 2 階建倉庫)



写真 6.5 短柱のせん断破壊



写真 6.6 室内側長柱

1.3) 建築物 C

本建築物は、複数回の増築を重ねている。具体的には、昭和 43(3 階建て)、44 年(7 階建て)、55 年(7 階建て)、57 年(3 階建て)、昭和 63 年(3 階建て)、平成 2 年(4 階建て)にそれぞれ建設されている。各建築物(病棟)はエキスパンションジョイントによってそれぞれ独立した構造体となっている。上記構造物の中でも昭和 43 年の建築物(写真 6.7)はもっとも損傷が大きく、1 階(600*600mm、主筋 29、せん断補強筋 9 @300(端部はそれより多い)、90 度フック)及び 2 階の短柱がせん断破壊している(写真 6.8)。それ以外の損傷としては昭和 44 年棟の短スパン梁のせん断破壊(写真 6.9、せん断ひび割れ幅は 1 階から上階へ順に 0.5、1.1、2mm 以上(かぶり剥落)、2mm 以上、0.7、0.45、0.4mm)や梁端部の曲げひびわれ(写真 6.10)などが確認された。同棟の廊下部分の壁(壁厚 120mm、鉄筋@250 シングル配筋)にも顕著なせん断破壊が認められた(写真 6.11)。また昭和 55 年の建築物は非構造壁に大きな損傷が見られた(写真 6.12)。それ以外のいわゆる新耐震基準に基づき設計された建築物の損傷度は極めて小さかった。建築物全体としては昭和 43 年の建築物の被災度は大破、昭和 44 年が小破、その他は軽微以下であると判断される。

昭和 44 年及び 55 年の 7 階建て建築物について非線形増分解析を実施したところ、ベースシア係数がいずれも 0.5 を上回ることが確認された。実際には解析で考慮していない非構造壁の効果も考えられることから、これらの中高層建築物は十分に大きな保有耐力を有していたため、被害が小さく抑えられたものと推察される。ただし短スパン梁や壁部材の損傷は避けられなかったようである。また上層ほど設備機器などの損傷が大きく、一時病院としての機能が損なわれたが、これは大きな加速度が作用したためと思われる。



写真 6.7 建築物 C の昭和 43 年竣工棟



写真 6.8 昭和 43 年竣工棟の短柱のせん断破壊



写真 6.9 昭和 44 年竣工棟の短スパン梁のせん断破壊



写真 6.10 昭和 44 年竣工棟の梁端の曲げひび割れ



写真 6.11 昭和 44 年竣工棟の壁部材のせん断破壊



写真 6.12 昭和 55 年竣工棟の非構造壁部材の損傷

1.4) 建築物 D

A. 建築物概要

建築物 D は、以下の複数の建築物から成る。

a. 管理及び普通教室棟

RC 造 3 階建て、竣工 1965 年

桁行方向 81.0m、張間方向 9.90m (階段室、トイレ等の出張りが 2 ヶ所ある)、

延べ床面積 3、196m²、桁行方向：ラーメン構造、張間方向：耐力壁付きラーメン構造

建築物の北半分については、鉄骨ブレース + RC 造耐震壁増設 + 壁柱増設による耐震補強工事が 2004 年 8 月に実施されている。

b. 特別教室棟：RC 造 3 階建て、竣工 1969 年、桁行方向：ラーメン構造、張間方向：耐力壁付きラーメン構造、耐震診断済み

c. 工業科棟：RC 造 3 階建て、竣工 1982 年

d. 農業科棟：RC 造 3 階建て、竣工 1984 年

e. 第 1 体育館

2 階建て (1 階は RC 造、2 階は S 造)、竣工 1968 年、桁行方向 47.0m、張間方向 31.5m、

桁行方向：ラーメン構造、張間方向：耐力壁付きラーメン構造

f. 第 2 体育館：2 階建て (1 階は RC 造、2 階は S 造)、竣工 1983 年

g. 周辺地盤

敷地は平坦だが、第 1 体育館北側は高さ数メートルのがけ地になっており (隣の敷地が下がっている)、擁壁が設置されている。

B. 被害概要

管理及び普通教室棟：耐震補強工事が完了した建築物の北半分では (写真 6.13、14)、東構面：鉄骨ブレース補強、中構面および階段室周辺：RC 造耐震壁増設、西構面：壁柱増設)、被害は殆ど見られない。一方、補強工事を行っていない南半分では西構面の壁柱 (腰壁等の影響で短柱化) の多くの箇所にせん断ひびわれが発生しており、その内の 2~3 ヶ所では大きくせん断破壊している。また、階段室周りや張間方向の耐力壁にもせん断ひびわれ (ひびわれ幅 2mm を超えるものもあり) が発生し、腰壁などにもひびわれの発生が見られる (写真 6.15、16)。東構面の柱では、腰壁が柱部材よりも外側に張り出して取り付いている影響か、損傷は殆ど起きておらず、ラーメン架構である中構面にもひびわれの発生は見られない。本棟の他、いずれの建築物においても、窓ガラスの破損は起きていなかった (耐震補強部分は耐震サッシ)。管理及び普通教室棟と特別教室棟は渡り廊下で結ばれているが、その特別教室棟側のエキスパンションジョイント (EXP.J) 部に衝突の跡が見られ (写真 6.17)、1 階短スパン梁にはせん断ひびわれが発生している (写真 6.18)。特別教室棟、工業科棟では、階段室周りの壁等に軽微な損傷が見られた程度で、大きな被害は発生していない。農業科棟も被害は発生していないとの説明があった。



写真 6.13 耐震補強(鉄骨ブレース補強)



写真 6.14 耐震補強(RC造壁増設)



写真 6.15 壁柱のせん断破壊
(管理及び普通教室棟、2階西構面)



写真 6.16 耐力壁のせん断ひびわれ
(管理及び普通教室棟、1階張間方向)



写真 6.17 EXP.J部の被害
(管理及び普通教室棟～特別教室棟間)



写真 6.18 短スパン梁のせん断ひびわれ
(特別教室棟、EXP.J部1階)

1.5) 建築物 E (写真 6.19)

本建築物は平成 4 年竣工の 4 階建て建築物である。関係者の話では地盤はきわめて良好とのことである。平面 (平面図は 6.3 参照) は矩形で中央部分は吹き抜けとなっており、その周りに廊下が配され、更にその外側に教室がある。吹き抜けに面する柱 A (3 階 : 600*450mm、主筋 6-D25 (SD35)、せん断補強筋 D13@100 (SD30A)、クリアスパン 1800mm (実測値)) および教室と廊下側との間の柱 (3 階 : 700*700mm、主筋 8-D25 (SD35)、せん断補強筋 D13@100 (SD30A)、クリアスパン 1250mm (実測値)) に腰壁が取り付け短柱 B となっている (写真 6.20)。3 階ではこれらの短柱全てにせん断ひびわれが発生しており、その一部はせん断破壊 (損傷度) に至っている (写真 6.21、22)。なお、これらの柱と腰壁の間には構造スリットは設けられていない。一方、3 階でせん断破壊した柱の直下の 2 階柱の断面形状、クリアスパンは同様であるが、柱 A の中には主筋量が増加 (8-D25) しているものもあった。また柱 B は腰壁との間に亀裂が確認され長柱化した傾向が確認され、いずれも損傷度は 程度であった。ちなみにコンクリートの設計基準強度は 21 N/mm^2 である。以上の調査結果を踏まえ柱の損傷度調査を行った結果 (6.3.3) 参照)、建築物 3 層の被災度は中破に近い小破であった。また体育館は 2 棟あり、一方は天井材が損傷しているが、落下するまでには至っていなかった。



写真 6.19 建築物 E



写真 6.20 腰壁による柱の短柱化



写真 6.21 中庭側の短柱のせん断破壊



写真 6.22 教室の短柱のせん断破壊

1.6) 建築物 F

RC 造一部 3 階建て店舗である。柱（写真 6.23、24）や柱梁接合部に大きな損傷が見られ、特に柱部材でせん断破壊し軸力保持能力を完全に喪失しているものも確認された。主筋、せん断補強筋ともに丸鋼を用いている。また、ブロック造による間仕切壁が転倒していた。



写真 6.23 柱のせん断破壊



写真 6.24 柱頭部の損傷

1.7) 建築物 G

本建築物は一部 4 階建て RC 造である。長辺方向の柱（写真 6.25）の 1 階柱脚部のヒンジゾーン（写真 6.26）の主筋が座屈するなど激しく損傷した。



写真 6.25 長手方向の柱



写真 6.26 柱脚ヒンジゾーンの主筋座屈

1.8) 建築物 H (写真 6.27)

a. 4 号館

長辺方向 18 スパン、短辺方向 3 スパン (中廊下 + 教室 2) の 4 階建て RC 造建築物である。すでに鉄骨ブレースによる耐震補強が施されている。この補強は長辺方向の中央約 10 スパンにのみ施されており、入り口付近の補強されていない部分の 1 階柱にせん断ひび割れが生じていた。このようなひび割れは屋内側でも約 2mm の幅で生じていた。上層階ではこの被害は見られない。また補強部分 (1 階) の柱数本にも同様に損傷度 程度のせん断ひび割れが見られた (写真 6.28)。

b. 1 号館

1 号館は昭和 38 年竣工の建築物であり、最上階にあたるペントハウスの 4 本の柱すべてがせん断破壊 (写真 6.29) していた。鉄筋は丸鋼 (主筋径 19mm、帯筋径約 9mm) を用いており柱脚部で計測した帯筋間隔は 300mm であった。

c. 6 号館 (H13 年 建築)

各階の耐力壁の外壁タイルが剥落しているほか、1 階の耐力壁にはせん断ひび割れも生じている。建築物内部の柱脚部には顕著な曲げひび割れが生じていた。



写真 6.27 屋内柱のせん断ひび割れによる損傷



写真 6.28 補強された柱のせん断ひび割れ



写真 6.29 柱のせん断破壊 (ペントハウス)

2) 中層建築物

ここでは6階建ての建築物Iと7階建ての建築物Cについて報告するが、この他にも、4～7階の間柱にせん断ひびわれが発生した10階建の中層建築物が確認された。

2.1) 建築物I

この建築物は、RC造1階～6階建ての部分によって構成されている。最も古い部分は、1971年竣工の病棟であり、外来棟は1987年竣工、新病棟(3階建て)が1989年以降竣工である(6.3参照)。

調査は、1971年竣工の病棟を中心に行い、最も損傷度の大きな柱のある2Fについて柱の損傷度調査を実施(6.3.4)参照)した。以下に被害概要を示す。

- ・病棟(6階建て、1971年竣工)2階の南西角の柱の主筋が座屈(写真6.30)している。その主筋はD22、フープは丸鋼 8mm@130。フープの定着は90°フックで、定着長さは6d(dはフープ筋径)と思われる。
- ・主筋の圧接部に、鉄筋破断(1ヶ所)が見られた。この圧接部のコブは非常に小さい(写真6.31)。
- ・病棟2階外壁の傾斜：検長1,000mmにおいて、北に3.5mm、西に2mm。
- ・病棟2階外壁の南西角の柱脚部で、仕上げが浮き上がっていたことから、そのすぐ内側のコンクリートが圧壊していることも考えられる(写真6.32)。
- ・病棟2階南西角の病室の床で、不陸を計測した。検長1,000mmにおいて、座屈した柱の周辺：西が2mm下がり、南に4mm下がり。床中央付近：南に6mm下がり。中廊下：北に3mm下がり。
- ・その他、2階の柱、壁において、ひび割れが認められ。東側側面の柱にもせん断ひび割れが生じた。

この病棟の2階南西角の柱の下の1階柱は、断面が2階柱よりも2倍程度大きく、ひび割れが発生しているのみで、被害は小さかった。1階で断面が大きくしてあるのは、6階建て病棟に隣接している1階建て病棟の階数を建て増す計画があったためと思われる。ガラスには、ひび割れ等の損傷が見られなかった。



写真 6.30 6 階建病棟の 2 階南西角の柱



写真 6.31 2 階南西角の柱の詳細
(中央が主筋圧接部の破断箇所)



2.2) 建築物 C

1.3) 参照

3) 偏心による被害が見られた建築物

3.1) 建築物 J

本建築物は昭和 41 年竣工の RC 造 4 階建ての建築物であり、商店街の十字交差点の角地に建つ複合商業ビルである。通りに面する構面には壁が少なく、背面の階段室側に偏在しているため平面的に偏心した建築物である。1 階の通りに面する柱の多くはせん断破壊しており（写真 6.33）、特にメインストリート側となる建築物の短辺方向の柱では主筋が座屈し、顕著な軸変形が見られる。また、外柱だけではなく内柱にも軸変形を伴うせん断破壊が見られた。2 階以上の構造躯体の被害については、仕上げ材の存在により未確認である。その他の被害としては、屋上に設置された煙突の外装材（ブロック）が剥がれ落ちて、隣棟へ被害を与えていた。

3.2) 建築物 B

1.2) 参照

4) 傾斜による被害が見られた建築物

4.1) 建築物 K 1 号棟、2 号棟

平成 6 年竣工の 4 階建 RC 壁式構造建築物で外観からのみの詳細調査を行った。1 号棟及び 2 号棟共に上部構造の被害はほとんど見られず窓ガラスが割れるなどの被害も無かった。しかし両建築物とも布基礎の一部に破損（写真 6.34）が見られた。また不同沈下により基礎部分が最大で約 20cm 沈下しており一号棟は南方向（短辺方向）に約 1/30 傾斜、東西方向（長辺方向）には傾斜はほとんど見られない。二号棟は南方向（短辺方向）に約 1/50 傾斜している。東西方向（長辺方向）には傾斜は見られない。1 号棟 2 号棟とも基礎形式は杭基礎であるが、その損傷状況は確認できていない。



写真 6.33 建築物 J の柱のせん断破壊



写真 6.34 基礎の破壊状況

5) 強震観測点近傍の建築物

K-NET 小千谷観測点（写真 6.35）近傍の建築物として建築物 L と建築物 M、JMA 小千谷観測点近傍の建築物として建築物 N、建築物 O、建築物 P（やや離れてはいるが）、JMA 川口観測点近傍の建築物として、建築物 Q、建築物 R の詳細調査を実施した。その中でも建築物 L、O、Q については 6.4 において、これらの結果を基に、強震記録と被害との関連について検討する。

5.1) 建築物 L

地上 3 階建ての学校建築物で、平面はコの字型（エキスパンションジョイントはなし、（平面図は 6.3 参照））である。2 列の直線部分は片廊下式の教室であるが、柱数（スパン数）は異なっており、スパン数の少ない構面にある柱の損傷度が比較的大きい。詳細調査の結果、いくつかの柱に損傷度 のせん断ひびわれ（写真 6.36）が生じているものの、ほとんどの柱は損傷度 以下であり、建築物としての被災度は小破であった。柱の損傷度調査の結果を、6.3.5）に示す。また、渡り廊下の接続部分で衝突による破壊が確認された（写真 6.37）。



写真 6.35 K-NET 小千谷観測点



写真 6.36 柱のせん断ひび割れ



写真 6.37 渡り廊下接続部の衝突

5.2) 建築物 M

地上 4 階建て、事務所・会議室および大ホール（4 階までステージ上部吹き抜け）を有する公共建築物で昭和 48 年に竣工された建築物である。ステージ上部の照明は落下の危険性があったため撤去されていた。詳細調査の結果、一部非構造壁に 2mm 程度のひび割れがあったが、構造部材である柱は全ての階において損傷度 以下であった。その結果、本建築物の被災度（6.3.6）参照）は軽微と判断された。また、隣接の建築物との間に設置されていた渡り廊下が地盤変状のため大きく傾斜していた。なお、本建築物の基礎は直接基礎である。

5.3) 建築物 N

本建築物は、RC 造 4 階建て（ペントハウス有り）で、昭和 44 年に竣工され、平成 8 年には耐震診断が実施されている。被害は建築物周囲に 10cm ほどの陥没やそれに伴う基礎部の損傷、非構造壁のせん断ひび割れ、ガラス破損一箇所、内部の階段室の打ち継ぎ部に亀裂、1 階正面の柱 3 本に 0.2mm ほどの曲げひび割れなどが見られたが、被災度は軽微と判断された。また、屋上室外機が 20cm ほど移動していたが、使用上の支障はないとのこと。被害が少ない理由の一つとして、1 階に間仕切り壁が多く、小部屋で仕切られているため、剛性・耐力が高いことが考えられる。

5.4) 建築物 O

本建築物は RC 造 3 階建て（ペントハウス有り）で昭和 62 年に竣工している。その裏には RC 造 5 階建ての訓練棟が有り、両建物ともに上部構造物は無被害であった。基礎は両建築物とも杭基礎であるが建築物周辺の地盤変状が顕著で、部分的に 20cm 以上の陥没が見られ、車両の出入口にも 10cm ほどの段差が生じていた。また、下げ振りで計測したところ、訓練棟が 1/500 ~ 1/200 程度、傾いているようであるが、杭基礎の被害の有無は不明である。なお、地震直後には室内のほとんどの家具が移動・転倒したとのことである。

5.5) 建築物 P

北校舎（RC 造 3 階建て、昭和 43 年建設）、南校舎（RC 造 3 階建て、昭和 50 年建設）、東体育館（鉄骨造、昭和 46 年建設）、西体育館（鉄骨造、昭和 59 年建設）が中庭を囲むように配置されている（平面図は 6.3 参照）。東体育館は調査時、避難所として使用されていた。

柱の損傷度調査の結果を 6.3.7) に示す。被害は、北校舎の 1 階柱にせん断ひび割れ（14 スパンのうち、損傷度 Ⅰの柱が 1 本（写真 6.38）、損傷度 Ⅱの柱が 3 本）が見られ、北校舎と南校舎をつなぐ中廊下の Exp.J 部にも損傷が見られた。南校舎は 1 階柱の 3 本ほどが損傷度 Ⅱ程度と軽微。北校舎は応急補強なしに使用されている。

東体育館は避難所に使用されており、外観のみチェック。外壁の一部が剥がれている。西体育館は天井ブレースのたわみが観察されたが、大きな被害はなかった。



写真 6.38 1 階柱のせん断ひび割れ

5.6) 建築物 Q

昭和 54 年竣工の 3 階建 SRC ラーメン構造建築物の本館とその数年後に竣工したと思われる 3 階建の別館について詳細調査を行った。外観及び一部内部の目視による調査を行ったが構造部材への被害はほとんど見られず被害は軽微であった。またその他の被害として鉄骨の片持梁の玄関庇が損傷（写真 6.39）、また本館と別館との間のエキスパンション（写真 6.40、41）が損傷していた。また別館が目視で傾いていたため計測したところ西方向に約 1/100、北方向に約 1/200 傾斜していた。本館、別館とも窓ガラスが割れるなどの被害は無かった。



写真 6.39 庇の損傷



写真 6.40 エキスパンション部分



写真 6.41 エキスパンション損傷状況
(室内 2 階)

5.7) 建築物 R

昭和 53 年竣工の 2 階建 RC ラーメン構造建築物で外観及び内部からの詳細調査を行った。調査結果、雑壁のせん断ひび割れ(写真 6.42)及び外壁の開口隅部付近のひび割れ(写真 6.43)が見られたが妻壁(写真 6.44)や柱などの構造部材には大きなひび割れ等はほとんど見られず被害は軽微であった。その他、窓ガラスが割れるなどの被害も無かった。



写真 6.42 外壁亀裂状況(雑壁)



写真 6.43 開口部亀裂(2階丸窓)



写真 6.44 外壁亀裂状況(妻壁)

6.3 部材の損傷度調査結果の概要

6.2 に調査結果を示した建築物のうちいくつかについて、平成 13 年日本建築防災協会発行の「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針¹⁾」に基づく部材の損傷度調査を行った。被災度区分判定は、地震により被災した建築物を対象に、各部材の損傷状況から継続使用のための復旧の要否を判定するものであるが、ここで示す部材の損傷状況の記録は今後、強震記録と被害程度の間係を検討していく上で不可欠な情報である。本節には、このような観点で行った調査結果の概要を示す。なお、ここでは素早く被害程度を把握するため、被災度区分判定シートを用いた。仮に被災度区分判定の結果も出しているが、より詳細な調査がなされた場合、これと異なる結果が得られる可能性があることをお断りしておく。

6.3.1 建築物A

1. 建築物概要

1.1 建築物名称 建築物 A 普通教室棟

1.2 建築物所在地 新潟県旧越路町

1.3 上部構造の耐震性能残存率 R による判定

被害の最も激しい階と方向 1階 方向： 短辺方向 長辺方向

ゾーニングの要否： 不要 (建物全体で判定する)

必要 (ゾーニングした区画を平面図などで明示し、区画ごとに判定する)

構造部材の損傷度調査結果 () 内にそれぞれの柱本数や壁枚数を記入し合計を計算する。

「両側柱付き壁」は、1 スパン分を 1 枚と数える。

	せん断柱	曲げ柱	柱なし壁	片側柱付き壁	両側柱付き壁	合計							
総部材数	(26)	+	()	+	()	+	()	+	()	=	(26)		
調査部材数	(24)	+	()	+	()	+	()	+	()	=	(24)		
	<u>×1</u>	+	<u>×1</u>	+	<u>×1</u>	+	<u>×2</u>	+	<u>×6</u>	=	(24)	= A _{org}	
損傷度 0	(5)	+	()	+	()	+	()	×2	+	()	×6	= (5.0)	= A ₀
損傷度	(7) × 0.95	+	() × 0.95	+	() × 0.95	+	() × 1.9	+	() × 5.7	=	(6.65)	= A ₁	
損傷度	(5) × 0.6	+	() × 0.75	+	() × 0.6	+	() × 1.2	+	() × 3.6	=	(3.0)	= A ₂	
損傷度	(7) × 0.3	+	() × 0.5	+	() × 0.3	+	() × 0.6	+	() × 1.8	=	(2.1)	= A ₃	
損傷度	() × 0	+	() × 0.1	+	() × 0	+	() × 0	+	() × 0	=	()	= A ₄	
損傷度	() × 0	+	() × 0	+	() × 0	+	() × 0	+	() × 0	=	0	= A ₅	

$$\sum A_j = A_0 + A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 = (16.75)$$

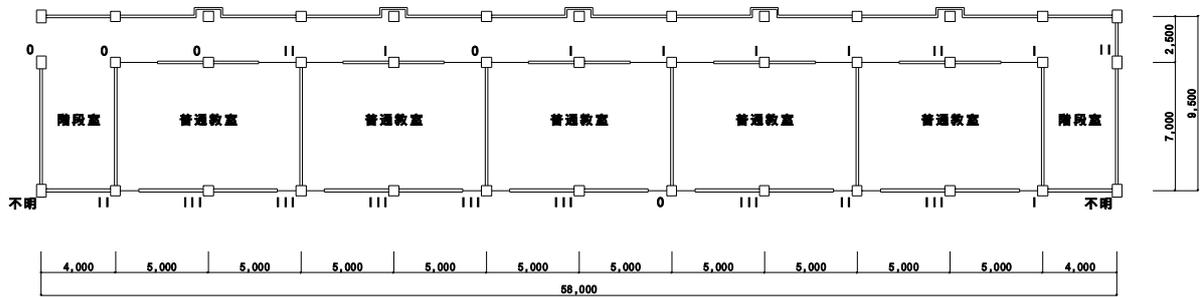
耐震性能残存率 R

$$R = \frac{A_j}{A_{org}} \times 100 = \frac{(16.75)}{(24.0)} \times 100 = (69.8)$$

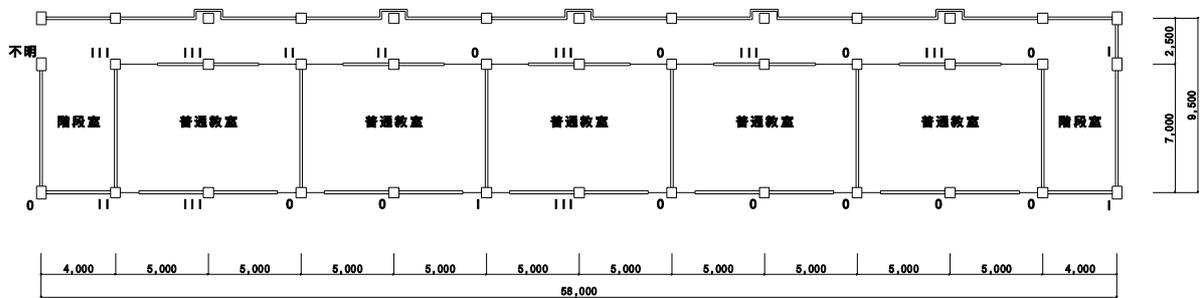
上部構造の耐震性能残存率 R による被災度区分

無被害 (R = 100)	軽微 (95 < R < 100)	小破 (80 < R < 95)
中破 (60 < R < 80)	大破 (R < 60)	倒壊 (崩壊・落階等によりほぼ R = 0 とみなせる)

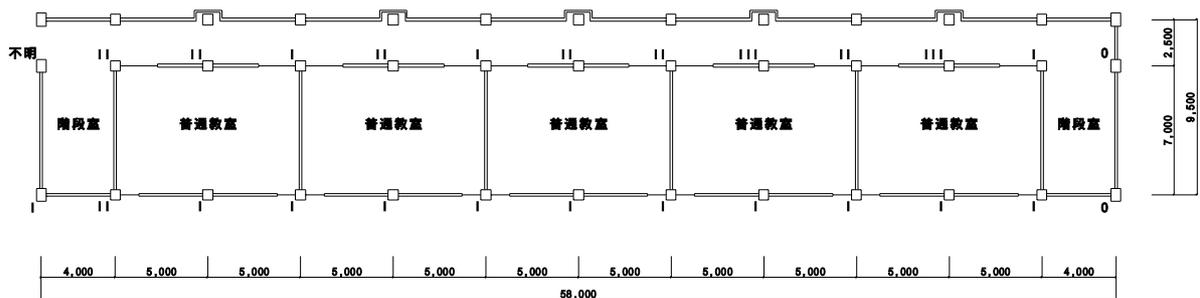
2. 被災部分のスケッチ、所見等のメモなど



建物 A (普通教室棟 1階)



建物 A (普通教室棟 2階)



建物 A (普通教室棟 3階)

1. 建築物概要

1.1 建築物名称 建築物 A 管理・普通・特別教室棟

1.2 建築物所在地 _____

1.3 上部構造の耐震性能残存率 R による判定

被害の最も激しい階と方向 1 階 方向： 短辺方向 長辺方向

ゾーニングの要否： 不要（建物全体で判定する）

必要（ゾーニングした区画を平面図などで明示し、区画ごとに判定する）

構造部材の損傷度調査結果 () 内にそれぞれの柱本数や壁枚数を記入し合計を計算する。

「両側柱付き壁」は、1 スパン分を 1 枚と数える。

	せん断柱	曲げ柱	柱なし壁	片側柱 付き壁	両側柱 付き壁	合計	
総部材数	(26)	+ ()	+ ()	+ ()	+ ()	= ()	
調査部材数	(21)	+ ()	+ ()	+ ()	+ ()	= ()	
	$\times 1$	+ $\times 1$	+ $\times 1$	+ $\times 2$	+ $\times 6$	= (21)	$= A_{org}$
損傷度 0	()	+ ()	+ ()	+ () $\times 2$	+ () $\times 6$	= ()	$= A_0$
損傷度	(11) $\times 0.95$	+ () $\times 0.95$	+ () $\times 0.95$	+ () $\times 1.9$	+ () $\times 5.7$	= (10.45)	$= A_1$
損傷度	(5) $\times 0.6$	+ () $\times 0.75$	+ () $\times 0.6$	+ () $\times 1.2$	+ () $\times 3.6$	= (3.0)	$= A_2$
損傷度	(2) $\times 0.3$	+ () $\times 0.5$	+ () $\times 0.3$	+ () $\times 0.6$	+ () $\times 1.8$	= (0.6)	$= A_3$
損傷度	(2) $\times 0$	+ () $\times 0.1$	+ () $\times 0$	+ () $\times 0$	+ () $\times 0$	= (0)	$= A_4$
損傷度	(1) $\times 0$	+ () $\times 0$	+ () $\times 0$	+ () $\times 0$	+ () $\times 0$	= 0	$= A_5$

$$\sum A_j = A_0 + A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 = (14.05)$$

耐震性能残存率 R

$$R = \frac{\sum A_j}{A_{org}} \times 100 = \frac{(14.05)}{(21)} \times 100 = (66.9)$$

上部構造の耐震性能残存率 R による被災度区分

無被害 ($R = 100$)

軽微 ($95 < R < 100$)

小破 ($80 < R < 95$)

中破 ($60 < R < 80$)

大破 ($R < 60$)

倒壊（崩壊・落階等によりほぼ $R = 0$ とみなせる）

1. 建築物概要

1.1 建築物名称 建築物 A 特別教室棟

1.2 建築物所在地 _____

1.3 上部構造の耐震性能残存率 R による判定

被害の最も激しい階と方向 1 階 方向： 短辺方向 長辺方向

ゾーニングの要否： 不要（建物全体で判定する）

必要（ゾーニングした区画を平面図などで明示し、区画ごとに判定する）

構造部材の損傷度調査結果 () 内にそれぞれの柱本数や壁枚数を記入し合計を計算する。

「両側柱付き壁」は、1 スパン分を 1 枚と数える。

	せん断柱	曲げ柱	柱なし壁	片側柱 付き壁	両側柱 付き壁	合計	
総部材数	(24)	+ ()	+ ()	+ ()	+ ()	= ()	
調査部材数	(24)	+ ()	+ ()	+ ()	+ ()	= ()	
	× 1	+ × 1	+ × 1	+ × 2	+ × 6	= (24)	= A_{org}
損傷度 0	()	+ ()	+ ()	+ () × 2	+ () × 6	= ()	= A_0
損傷度	(2) × 0.95	+ () × 0.95	+ () × 0.95	+ () × 1.9	+ () × 5.7	= (1.9)	= A_1
損傷度	(2) × 0.6	+ () × 0.75	+ () × 0.6	+ () × 1.2	+ () × 3.6	= (1.2)	= A_2
損傷度	(3) × 0.3	+ () × 0.5	+ () × 0.3	+ () × 0.6	+ () × 1.8	= (0.9)	= A_3
損傷度	(12) × 0	+ () × 0.1	+ () × 0	+ () × 0	+ () × 0	= (0)	= A_4
損傷度	(5) × 0	+ () × 0	+ () × 0	+ () × 0	+ () × 0	= 0	= A_5

$$\sum A_j = A_0 + A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 = (4.0)$$

耐震性能残存率 R

$$R = \frac{\sum A_j}{A_{org}} \times 100 = \frac{(4.0)}{(24)} \times 100 = (16.67)$$

上部構造の耐震性能残存率 R による被災度区分

無被害 ($R = 100$)

軽微 ($95 < R < 100$)

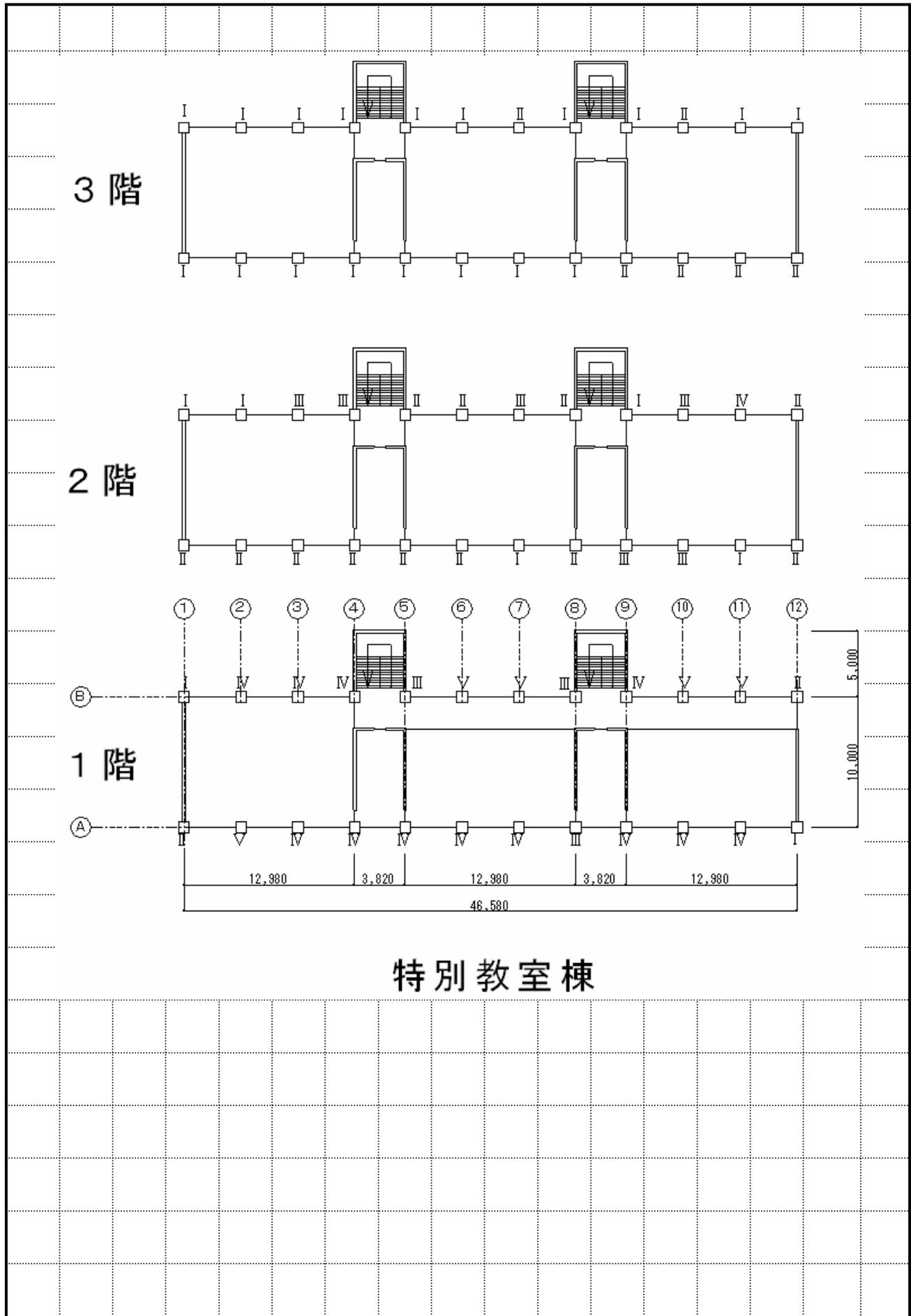
小破 ($80 < R < 95$)

中破 ($60 < R < 80$)

大破 ($R < 60$)

倒壊（崩壊・落階等によりほぼ $R = 0$ とみなせる）

2. 被災部分のスケッチ、所見等のメモなど



特別教室棟

6.3.2 建築物B

1. 建築物概要

1.1 建築物名称 建築物 B 1階

1.2 建築物所在地 小千谷市

1.3 上部構造の耐震性能残存率 R による判定

被害の最も激しい階と方向 1階 方向： 短辺方向 長辺方向

ゾーニングの要否： 不要 (建物全体で判定する)

必要 (1階部分の判定)

構造部材の損傷度調査結果 () 内にそれぞれの柱本数や壁枚数を記入し合計を計算する。
「両側柱付き壁」は、1 スパン分を 1 枚と数える。

	せん断柱	曲げ柱	柱なし壁	片側柱付き壁	両側柱付き壁	合計	
総部材数	(18)	+ ()	+ ()	+ ()	+ ()	= ()	
調査部材数	(18)	+ ()	+ ()	+ ()	+ ()	= ()	
	×1	+ ×1	+ ×1	+ ×2	+ ×6	= (18)	= A _{org}
損傷度 0	(2)	+ ()	+ ()	+ () × 2	+ () × 6	= (2)	= A ₀
損傷度	(0) × 0.95	+ () × 0.95	+ () × 0.95	+ () × 1.9	+ () × 5.7	= (0)	= A ₁
損傷度	(7) × 0.6	+ () × 0.75	+ () × 0.6	+ () × 1.2	+ () × 3.6	= (4.2)	= A ₂
損傷度	(2) × 0.3	+ () × 0.5	+ () × 0.3	+ () × 0.6	+ () × 1.8	= (0.6)	= A ₃
損傷度	(3) × 0	+ () × 0.1	+ () × 0	+ () × 0	+ () × 0	= (0)	= A ₄
損傷度	(4) × 0	+ () × 0	+ () × 0	+ () × 0	+ () × 0	= 0	= A ₅

$$\sum A_j = A_0 + A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 = (6.8)$$

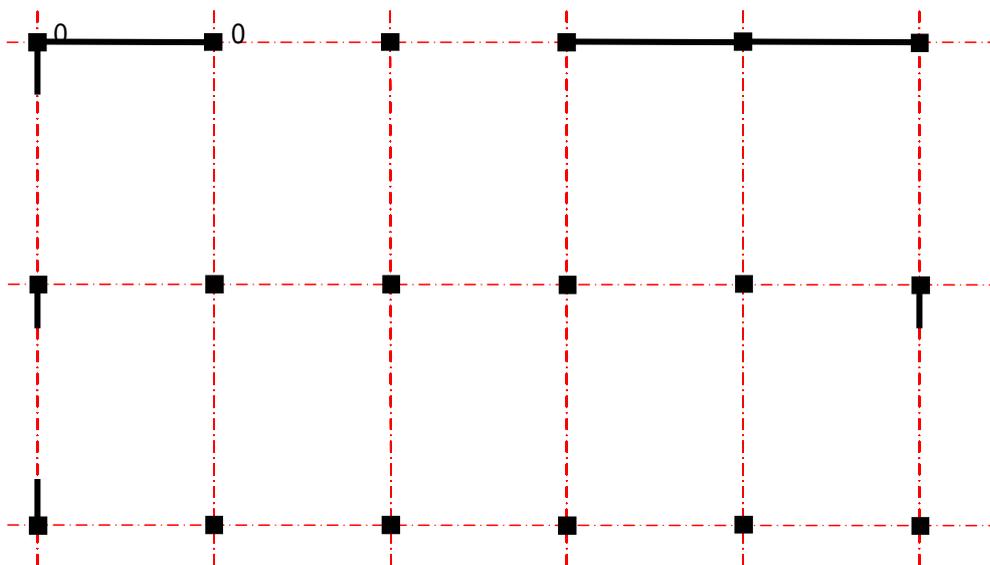
耐震性能残存率 R

$$R = \frac{\sum A_j}{A_{org}} \times 100 = \frac{(6.8)}{(18)} \times 100 = (37.8)$$

上部構造の耐震性能残存率 R による被災度区分

無被害 (R = 100)	軽微 (95 < R < 100)	小破 (80 < R < 95)
中破 (60 < R < 80)	大破 (R < 60)	倒壊 (崩壊・落階等によりほぼ R = 0 とみなせる)

2. 被災部分のスケッチ、所見等のメモなど



1階柱の損傷度

1. 建築物概要

1.1 建築物名称 建築物 B 2階

1.2 建築物所在地 _____

1.3 上部構造の耐震性能残存率 R による判定

被害の最も激しい階と方向 1階 方向: 短辺方向 長辺方向

ゾーニングの要否: 不要 (建物全体で判定する)

必要 (2階部分の判定)

構造部材の損傷度調査結果 ()内にそれぞれの柱本数や壁枚数を記入し合計を計算する。
「両側柱付き壁」は、1スパン分を1枚と数える。

	せん断柱	曲げ柱	柱なし壁	片側柱付き壁	両側柱付き壁	合計	
総部材数	(18)	+ ()	+ ()	+ ()	+ ()	= ()	
調査部材数	(18)	+ ()	+ ()	+ ()	+ ()	= ()	
	×1	+ ×1	+ ×1	+ ×2	+ ×6	= (18)	= A _{org}
損傷度 0	()	+ ()	+ ()	+ ()×2	+ ()×6	= ()	= A ₀
損傷度	(5)×0.95	+ ()×0.95	+ ()×0.95	+ ()×1.9	+ ()×5.7	= (4.75)	= A ₁
損傷度	(7)×0.6	+ ()×0.75	+ ()×0.6	+ ()×1.2	+ ()×3.6	= (4.2)	= A ₂
損傷度	(0)×0.3	+ ()×0.5	+ ()×0.3	+ ()×0.6	+ ()×1.8	= (0)	= A ₃
損傷度	(2)×0	+ ()×0.1	+ ()×0	+ ()×0	+ ()×0	= (0)	= A ₄
損傷度	(4)×0	+ ()×0	+ ()×0	+ ()×0	+ ()×0	= 0	= A ₅

$$\sum A_j = A_0 + A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 = (8.95)$$

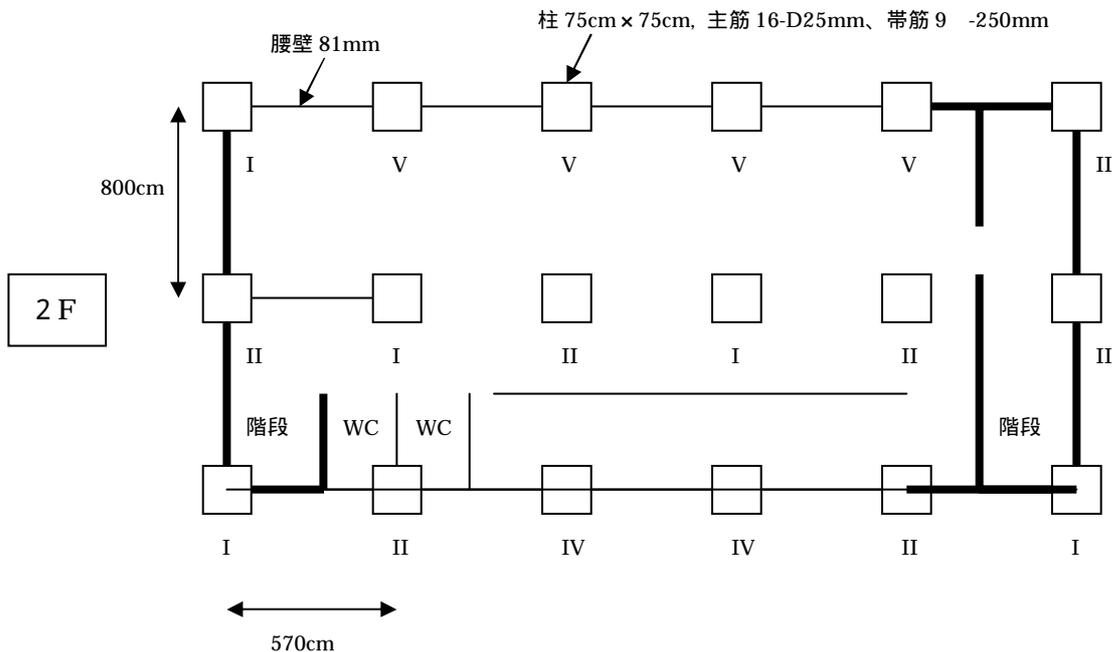
耐震性能残存率 R

$$R = \frac{\sum A_j}{A_{org}} \times 100 = \frac{(8.95)}{(18)} \times 100 = (49.7)$$

上部構造の耐震性能残存率 R による被災度区分

無被害 (R = 100) 軽微 (95 > R < 100) 小破 (80 > R < 95)
中破 (60 > R < 80) 大破 (R < 60) 倒壊 (崩壊・落階等によりほぼ R = 0 とみなせる)

2. 被災部分のスケッチ、所見等のメモなど



6.3.3 建築物E

1. 建築物概要

1.1 建築物名称 建物 E 3,4 階

1.2 建築物所在地 南魚沼市

1.3 上部構造の耐震性能残存率 R による判定

被害の最も激しい階と方向 3 階 方向： 短辺方向 長辺方向

ゾーニングの要否： 不要 (建物全体で判定する)

必要 (1階部分の判定)

構造部材の損傷度調査結果 () 内にそれぞれの柱本数や壁枚数を記入し合計を計算する。
「両側柱付き壁」は、1 スパン分を 1 枚と数える。

	せん断柱	曲げ柱	柱なし壁	片側柱 付き壁	両側柱 付き壁	合計	
総部材数	(18)	+ (46)	+ (0)	+ (0)	+ (0)	= (64)	
調査部材数	(18)	+ (46)	+ (0)	+ (0)	+ (0)	= (64)	
	<u>×1</u>	+ <u>×1</u>	+ <u>×1</u>	+ <u>×2</u>	+ <u>×6</u>	= (64)	= A_{org}
損傷度 0	(0)	+ (6)	+ ()	+ ()×2	+ ()×6	= (6)	= A_0
損傷度	(8)×0.95	+ (33)×0.95	+ ()×0.95	+ ()×1.9	+ ()×5.7	= (38.95)	= A_1
損傷度	(2)×0.6	+ (7)×0.75	+ ()×0.6	+ ()×1.2	+ ()×3.6	= (6.45)	= A_2
損傷度	(1)×0.3	+ (0)×0.5	+ ()×0.3	+ ()×0.6	+ ()×1.8	= (0.3)	= A_3
損傷度	(7)×0	+ (0)×0.1	+ ()×0	+ ()×0	+ ()×0	= (0)	= A_4
損傷度	(0)×0	+ (0)×0	+ ()×0	+ ()×0	+ ()×0	= 0	= A_5

$$\sum A_j = A_0 + A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 = (51.7)$$

耐震性能残存率 R

$$R = \frac{A_j}{A_{org}} \times 100 = \frac{(51.7)}{(64)} \times 100 = (80.8)$$

上部構造の耐震性能残存率 R による被災度区分

無被害 ($R = 100$)

軽微 ($95 < R < 100$)

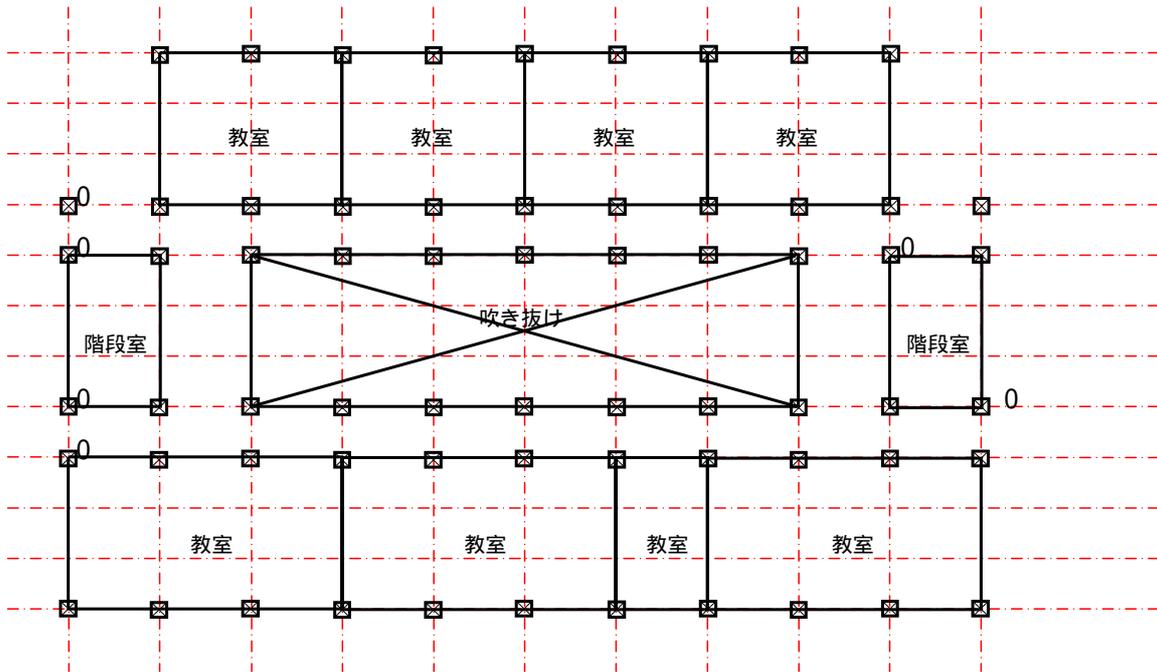
小破 ($80 < R < 95$)

中破 ($60 < R < 80$)

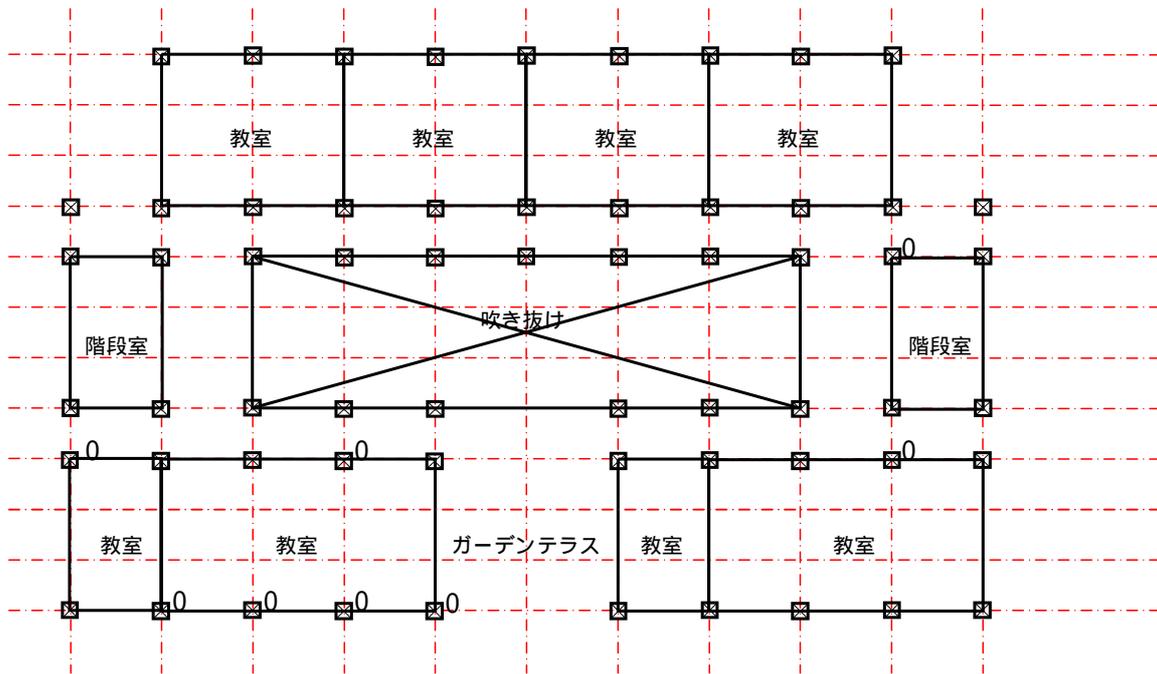
大破 ($R < 60$)

倒壊 (崩壊・落階等によりほぼ $R = 0$ とみなせる)

2. 被災部分のスケッチ、所見等のメモなど



3階柱の損傷度



4階柱の損傷度

6.3.4 建築物I

1. 建築物概要

1.1 建築物名称 建物I 6階建て病棟

1.2 建築物所在地 十日町市

1.3 上部構造の耐震性能残存率 R による判定

被害の最も激しい階と方向 2階 方向： 短辺方向 長辺方向

ゾーニングの要否： 不要 (建物全体で判定する)

必要 (ゾーニングした区画を平面図などで明示し、区画ごとに判定する)

構造部材の損傷度調査結果 () 内にそれぞれの柱本数や壁枚数を記入し合計を計算する。

「両側柱付き壁」は、1 スパン分を 1 枚と数える。

	せん断柱	曲げ柱	柱なし壁	片側柱付き壁	両側柱付き壁	合計	
総部材数	(10)	+ ()	+ ()	+ ()	+ (15)	= ()	
調査部材数	(4)	+ ()	+ ()	+ ()	+ (13)	= ()	
	<u>×1</u>	<u>×1</u>	<u>×1</u>	<u>×2</u>	<u>×6</u>	= (82)	= A_{org}
損傷度 0	(0)	+ ()	+ ()	+ () <u>×2</u>	+ (0) <u>×6</u>	= (0)	= A_0
損傷度	(1) <u>×0.95</u>	+ () <u>×0.95</u>	+ () <u>×0.95</u>	+ () <u>×1.9</u>	+ (2) <u>×5.7</u>	= (12.4)	= A_1
損傷度	(0) <u>×0.6</u>	+ () <u>×0.75</u>	+ () <u>×0.6</u>	+ () <u>×1.2</u>	+ (10) <u>×3.6</u>	= (36.0)	= A_2
損傷度	(2) <u>×0.3</u>	+ () <u>×0.5</u>	+ () <u>×0.3</u>	+ () <u>×0.6</u>	+ (0) <u>×1.8</u>	= (0.6)	= A_3
損傷度	(1) <u>×0</u>	+ () <u>×0.1</u>	+ () <u>×0</u>	+ () <u>×0</u>	+ (0) <u>×0</u>	= (0)	= A_4
損傷度	(0) <u>×0</u>	+ () <u>×0</u>	+ () <u>×0</u>	+ () <u>×0</u>	+ (1) <u>×0</u>	= 0	= A_5

$$\sum A_j = A_0 + A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 = (49.0)$$

耐震性能残存率 R

$$R = \frac{\sum A_j}{A_{org}} \times 100 = \frac{(49)}{(82)} \times 100 = (60)$$

上部構造の耐震性能残存率 R による被災度区分

無被害 (R = 100)	軽微 (95 < R < 100)	小破 (80 < R < 95)
中破 (60 < R < 80)	大破 (R < 60)	倒壊 (崩壊・落階等によりほぼ R = 0 とみなせる)

2. 被災部分のスケッチ、所見等のメモなど

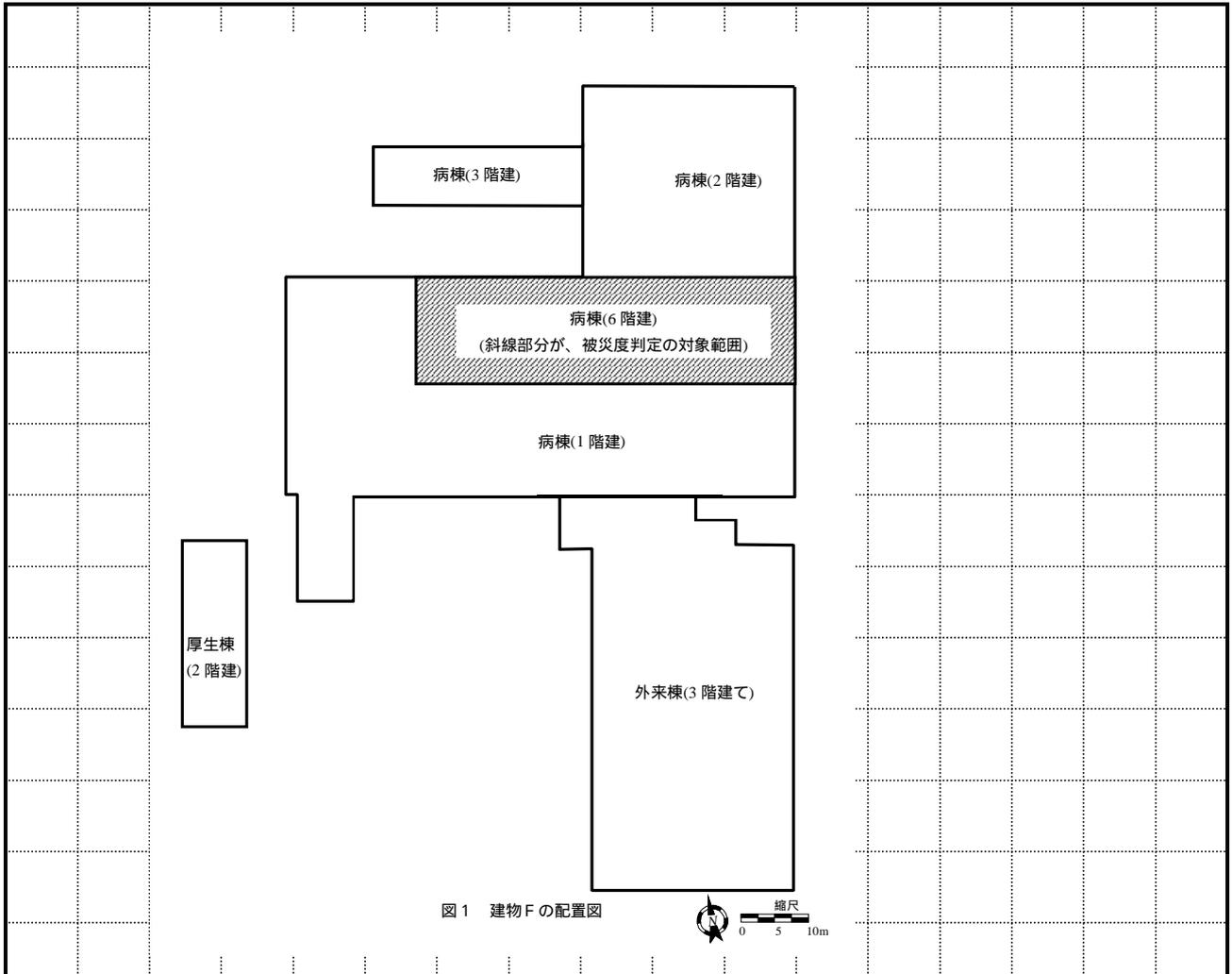


図1 建物Fの配置図

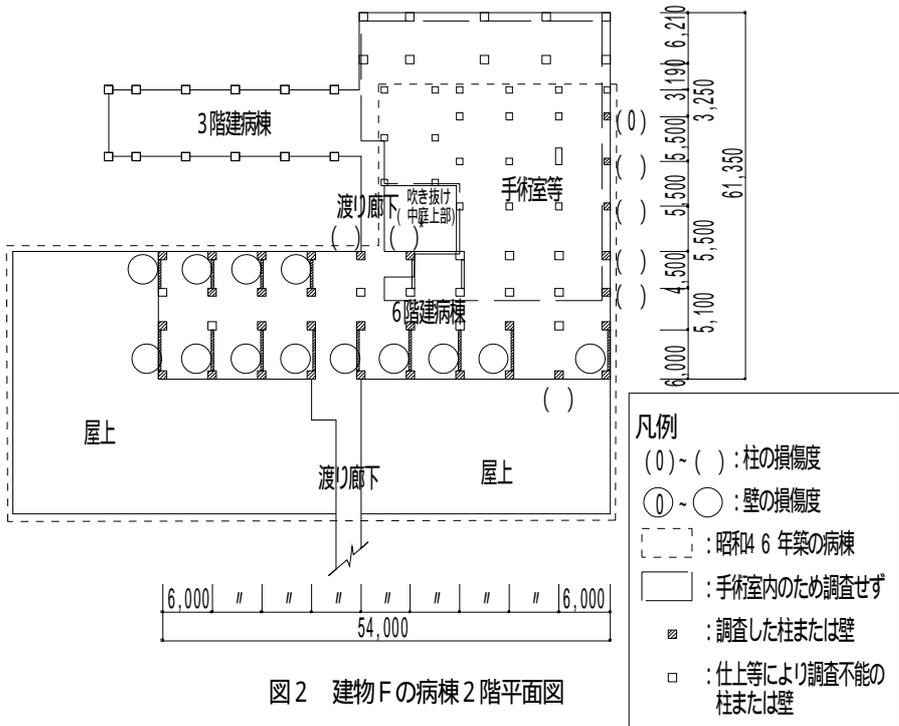
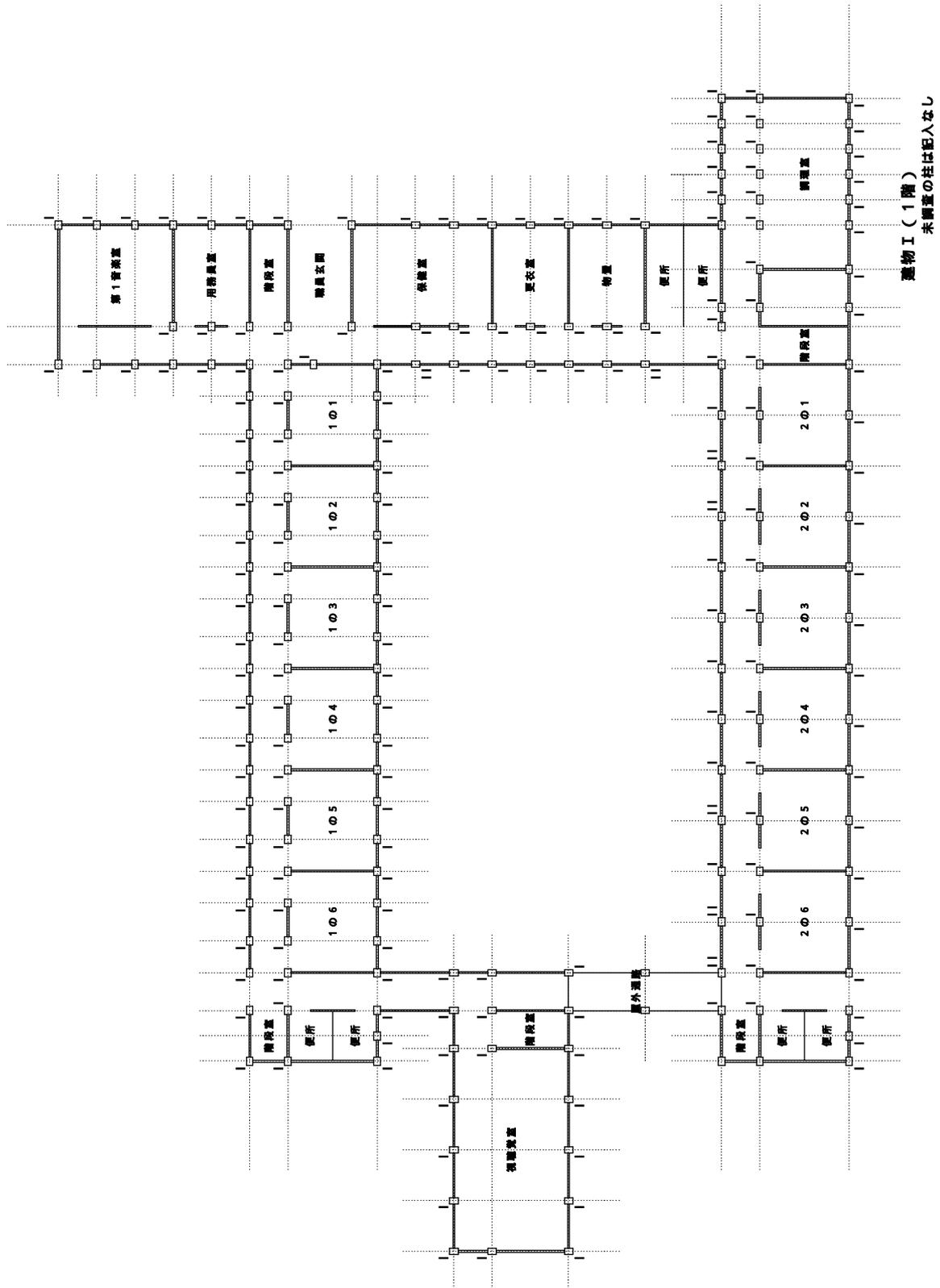
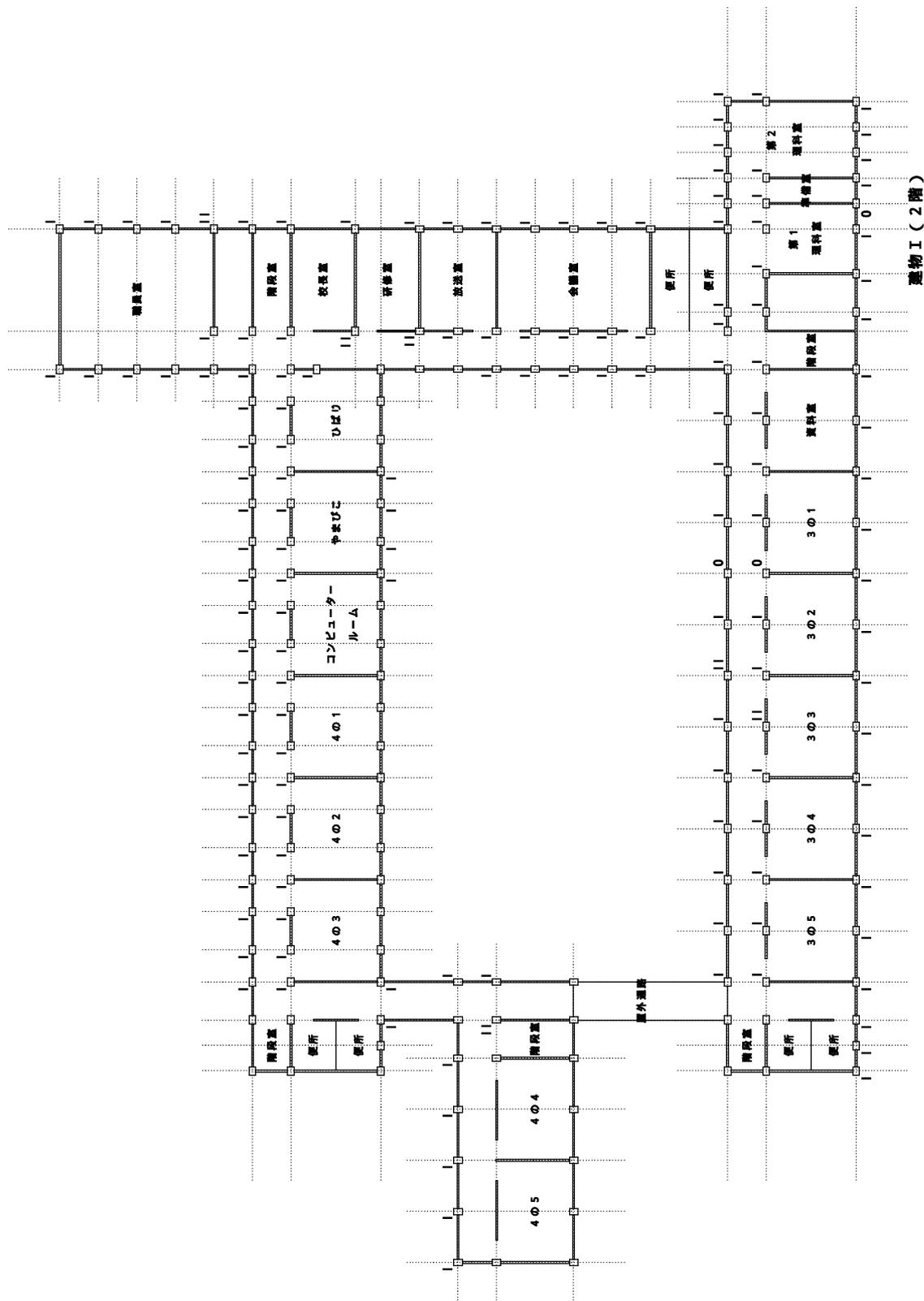


図2 建物Fの病棟2階平面図

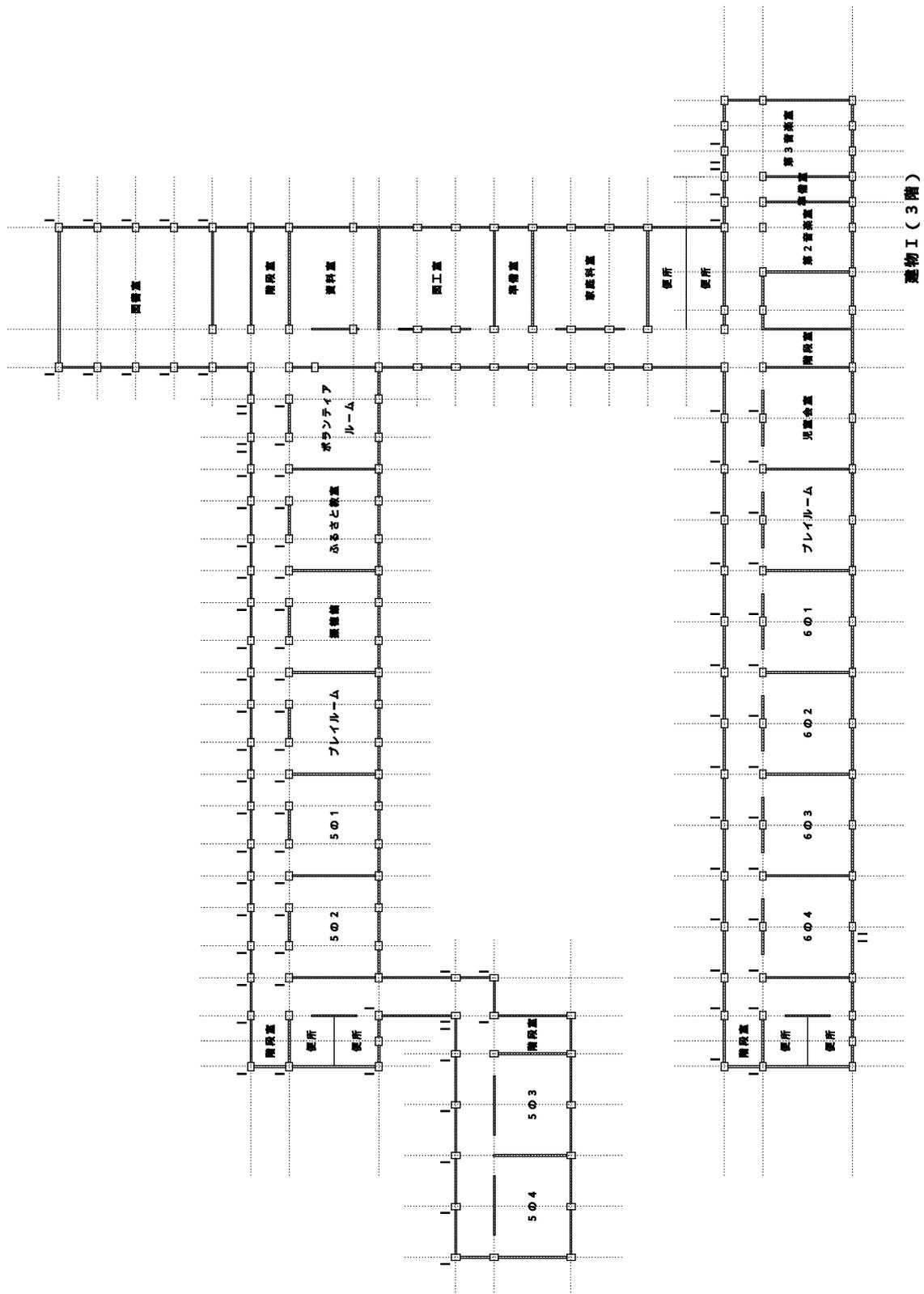
注) *: この柱は壁に付いており、壁の損傷度が不明なため、耐震性能残存率の計算には計上しなかった。

2. 被災部分のスケッチ、所見等のメモなど





建物 I (2 階)



6.3.6 建築物 M

1. 建築物概要

1.1 建築物名称 建物 M

1.2 建築物所在地 小千谷市

1.3 上部構造の耐震性能残存率 R による判定

被害の最も激しい階と方向 4 階 方向： 短辺方向 長辺方向

ゾーニングの要否： 不要 (建物全体で判定する)

必要 (1階部分の判定)

構造部材の損傷度調査結果 () 内にそれぞれの柱本数や壁枚数を記入し合計を計算する。

「両側柱付き壁」は、1 スパン分を 1 枚と数える。

	せん断柱	曲げ柱	柱なし壁	片側柱 付き壁	両側柱 付き壁	合計	
総部材数	(0)	+ (21)	+ (0)	+ (0)	+ (0)	= (21)	
調査部材数	(0)	+ (21)	+ (0)	+ (0)	+ (0)	= (21)	
	× 1	+ × 1	+ × 1	+ × 2	+ × 6	= (21)	= A _{org}
損傷度 0	(0)	+ (0)	+ ()	+ () × 2	+ () × 6	= (0)	= A ₀
損傷度	(0) × 0.95	+ (21) × 0.95	+ () × 0.95	+ () × 1.9	+ () × 5.7	= (19.95)	= A ₁
損傷度	(0) × 0.6	+ (0) × 0.75	+ () × 0.6	+ () × 1.2	+ () × 3.6	= (0)	= A ₂
損傷度	(0) × 0.3	+ (0) × 0.5	+ () × 0.3	+ () × 0.6	+ () × 1.8	= (0)	= A ₃
損傷度	(0) × 0	+ (0) × 0.1	+ () × 0	+ () × 0	+ () × 0	= (0)	= A ₄
損傷度	(0) × 0	+ (0) × 0	+ () × 0	+ () × 0	+ () × 0	= 0	= A ₅

$$\sum A_j = A_0 + A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 = (19.95)$$

耐震性能残存率 R

$$R = \frac{A_j}{A_{org}} \times 100 = \frac{(19.95)}{(21)} \times 100 = (95)$$

上部構造の耐震性能残存率 R による被災度区分

無被害 (R = 100)

軽微 (95 < R < 100)

小破 (80 < R < 95)

中破 (60 < R < 80)

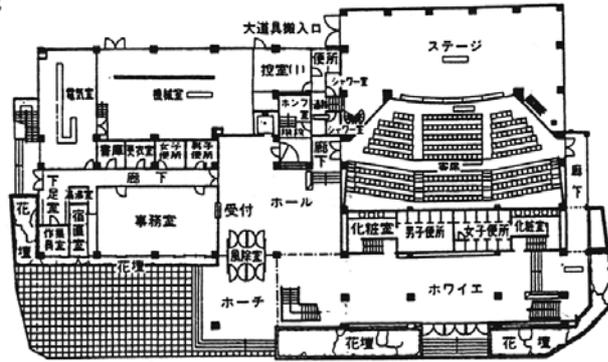
大破 (R < 60)

倒壊 (崩壊・落階等によりほぼ R = 0 とみなせる)

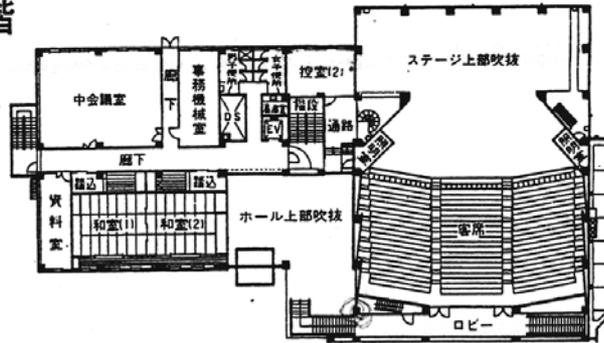
2. 被災部分のスケッチ、所見等のメモなど

部材の損傷度は 以下であった。

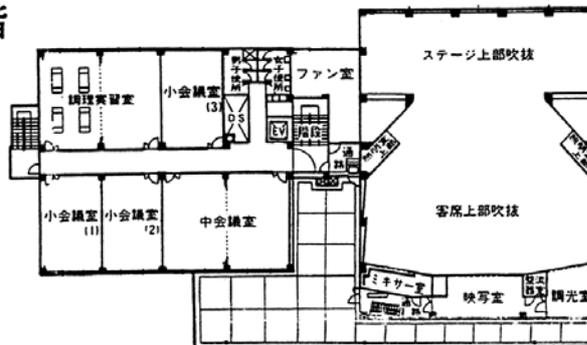
1 階



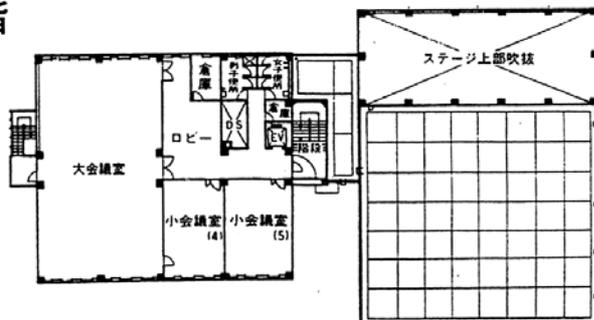
2 階



3 階



4 階



6.3.7 建築物P

1. 建築物概要

1.1 建築物名称 建築物 P 北校舎

1.2 建築物所在地 新潟県小千谷市

1.3 上部構造の耐震性能残存率 R による判定

被害の最も激しい階と方向 1階 方向： 短辺方向 長辺方向

ゾーニングの要否： 不要（建物全体で判定する）

必要（ゾーニングした区画を平面図などで明示し、区画ごとに判定する）

構造部材の損傷度調査結果 ()内にそれぞれの柱本数や壁枚数を記入し合計を計算する。

「両側柱付き壁」は、1 スパン分を 1 枚と数える。

	せん断柱	曲げ柱	柱なし壁	片側柱付き壁	両側柱付き壁	合計	
総部材数	(33)	+ ()	+ ()	+ ()	+ ()	= ()	
調査部材数	(24)	+ ()	+ ()	+ ()	+ ()	= ()	
	×1	+ ×1	+ ×1	+ ×2	+ ×6	= (24)	= A _{org}
損傷度 0	()	+ ()	+ ()	+ ()×2	+ ()×6	= ()	= A ₀
損傷度	(16)×0.95	+ ()×0.95	+ ()×0.95	+ ()×1.9	+ ()×5.7	= (15.2)	= A ₁
損傷度	(3)×0.6	+ ()×0.75	+ ()×0.6	+ ()×1.2	+ ()×3.6	= (1.8)	= A ₂
損傷度	(4)×0.3	+ ()×0.5	+ ()×0.3	+ ()×0.6	+ ()×1.8	= (1.2)	= A ₃
損傷度	(1)×0	+ ()×0.1	+ ()×0	+ ()×0	+ ()×0	= (0)	= A ₄
損傷度	(0)×0	+ ()×0	+ ()×0	+ ()×0	+ ()×0	= 0	= A ₅

$$\sum A_j = A_0 + A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 = (18.2)$$

耐震性能残存率 R

$$R = \frac{\sum A_j}{A_{org}} \times 100 = \frac{(15.35)}{(24)} \times 100 = (75.8)$$

上部構造の耐震性能残存率 R による被災度区分

無被害 (R = 100)

軽微 (95 < R < 100)

小破 (80 < R < 95)

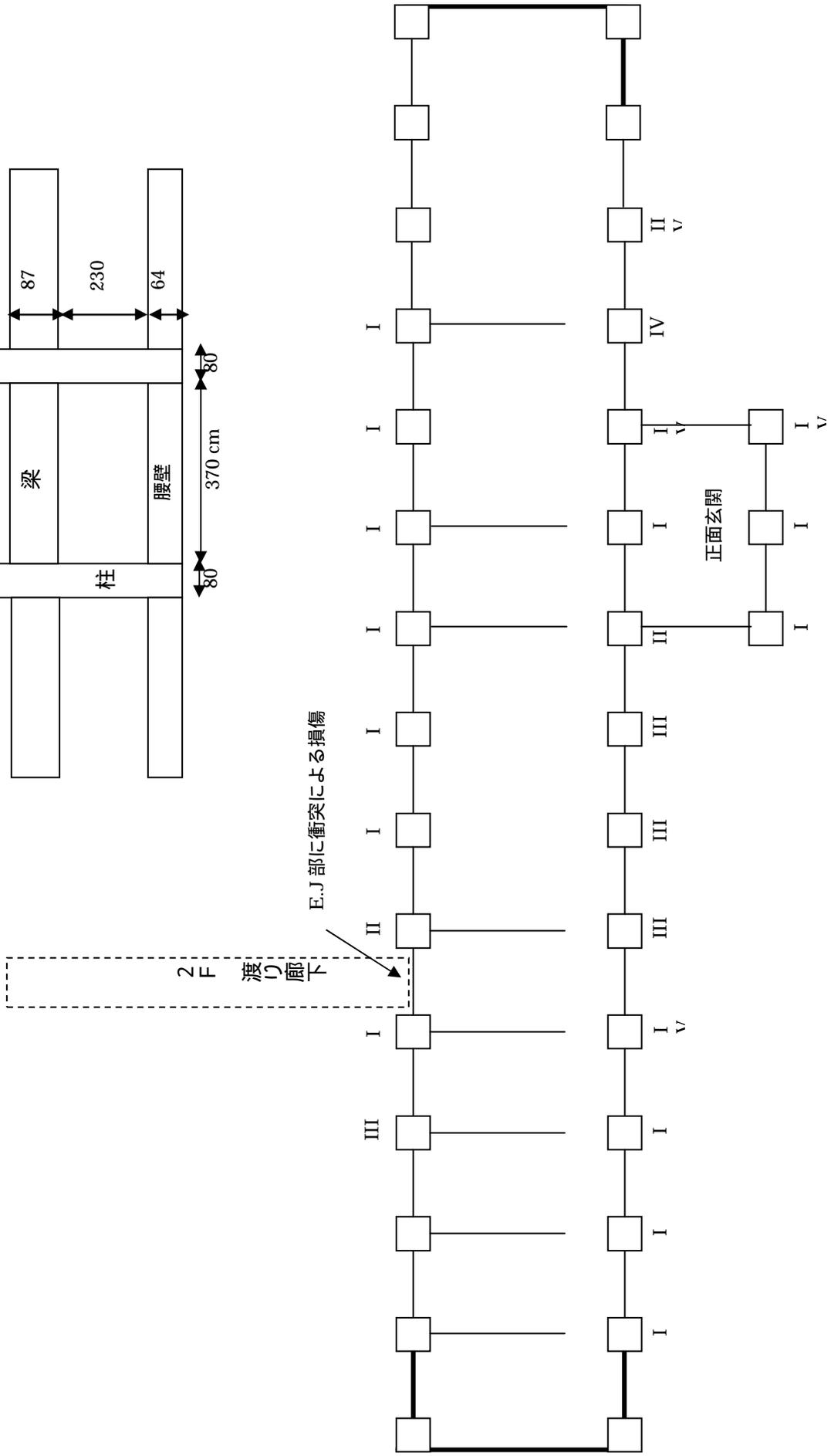
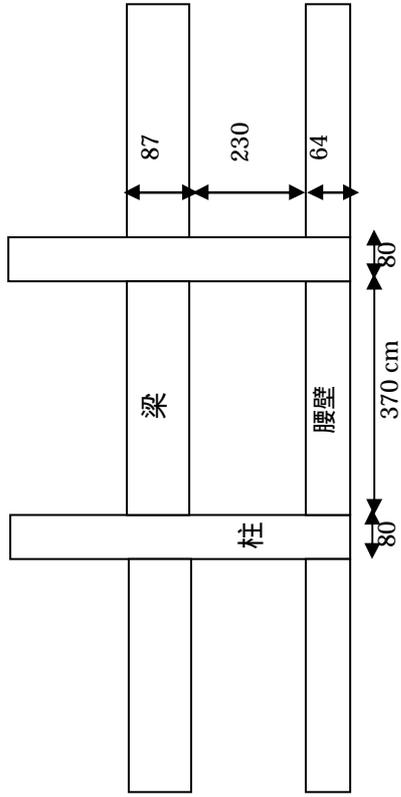
中破 (60 < R < 80)

大破 (R < 60)

倒壊 (崩壊・落階等によりほぼ R = 0 とみなせる)

2. 被災部分のスケッチ、所見等のメモなど

北校舎



6.4 上部構造物の被害に基づく実効入力 の推定

新潟県中越地震では小千谷市や川口町において極めて大きな強震観測記録が得られたが、その観測点周辺の RC 造建築物には古いものも含めて大きな被害はほとんど見られなかった。

そこで、余震観測の結果も参照し建築物の基礎底に作用した地震動は、地表面で観測された地震動よりも小さかったという仮説を立て、上部構造物の実際の被害が生じるための実効入力は地表面の観測波や基準法の地震動レベルに対して何割程度であったかを解析によって逆算し検討を行った。以下にその概要を示す。なおここで取り上げる建築物は K-net 小千谷観測点のそばの建築物 L、JMA 小千谷観測点そばの建築物 O、自治体ネット川口観測点そばの建築物 Q である。ただし、これらの建築物はいずれも被害が小さいため、これらの強震記録観測点からは離れているが大きな被害生じた建築物 A についても同様の解析を実施し、手法自体についての検討も行った。

具体的には、被災建物の部材を線材置換してモデル化し、その解析モデルに対して固有値解析、非線形増分解析を行った。6.4.1 では行った解析の共通基本条件を、6.4.2 から 5 までは上記解析結果を、6.4.6 では限界耐力計算法で用いられている等価線形化手法を用いて実効入力の推定を行った。

6.4.1 本解析の共通基本条件

・ 共通基本条件

- ・ 断面は構造図にならう。
- ・ 荷重は構造計算書にならう。計算書がない場合は標準的な設計用荷重を入力する。
- ・ 支点はピン支持とする。
- ・ 最下層（1FL）の床荷重は土間スラブとし、評価しない。
- ・ ペントハウスは荷重のみ考慮し、モデル化は行わない。
- ・ 梁に取り付く腰壁たれ壁の荷重、剛性、剛域は考慮する。
- ・ 梁に取り付く腰壁たれ壁はせん断耐力には評価するが、曲げ耐力には評価しない（大梁断面のみの耐力とする）。
- ・ 柱に取り付く袖壁は袖壁端部に壁と同厚の BD 断面となるダミー柱を設け、柱付きの壁とする。
- ・ 外力分布は A_i 分布とする。
- ・ 荷重増分解析時の部材のモデル化は弾塑性とする。柱のせん断降伏はせん断耐力に達した時点で柱頭・柱脚に強制的に曲げヒンジを発生させる。

6.4.2 建築物 A

(1) 解析モデル

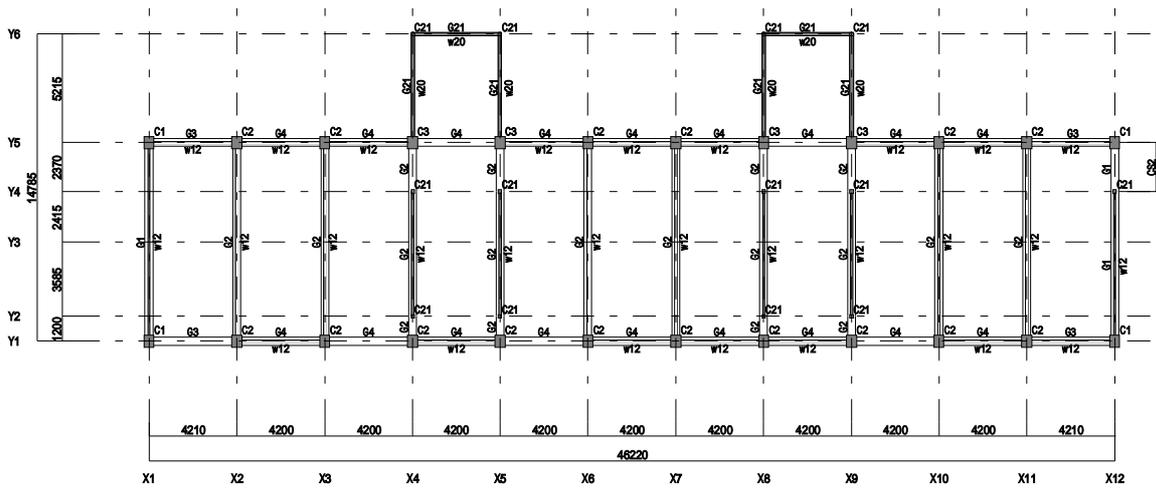
1) 解析条件

- ・ 加力方向は長辺方向（X 方向）とする。
- ・ 階段室の壁（Y6 通り）は本体と同じ挙動をしないであろうと想定されるため、剛床を解除する。
- ・ 材料強度は以下の通りとする。なお、コンクリート強度はコア抜き試験より、最小の数値とした。また、柱・梁の主筋の材料強度は曲げ降伏先行とならないようにするため、SR295 の 1.3 倍とした。

表 6.4.1 材料強度

	柱、壁	梁、床
コンクリート	Fc14.7	Fc14.7
主筋	SR295 × 1.3	SR295 × 1.3
せん断補強筋	SR235	SR235

2) 伏図、軸組図



1F 床伏図

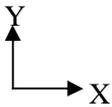
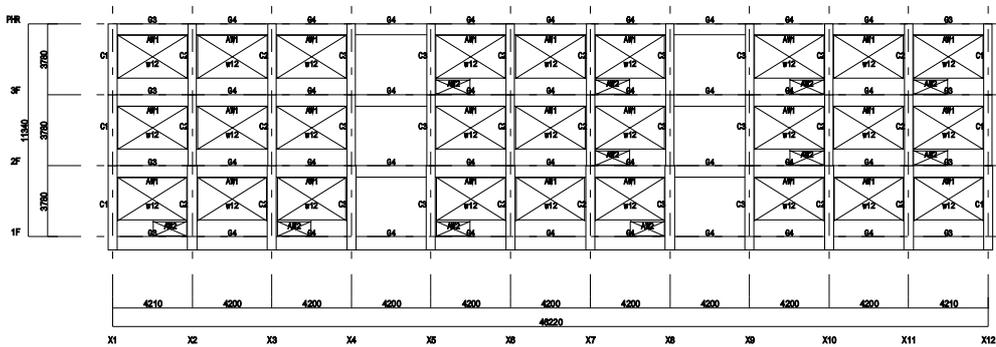


図 6.4.1 1F 伏図



Y5 通り 軸組図

図 6.4.2 Y5 通り 軸組図

(2) 解析結果

1) 構造特性

表 6.4.2 層間変形角・剛性率と偏心率

階	X方向			Y方向		
	層間変形角	剛性率	F _s	層間変形角	剛性率	F _s
3F	1/3571	1.150	1.000	1/13931	1.169	1.000
2F	1/2872	0.925	1.000	1/10386	0.872	1.000
1F	1/2869	0.924	1.000	1/11432	0.959	1.000

X方向 (cm)

階	重心	剛心	弾力半径	偏心距離	偏心率	F _e
3F	622.0	885.0	3178.6	262.9	0.083	1.000
2F	604.6	1021.3	2402.2	416.7	0.173	1.078
1F	597.9	1131.1	2851.3	533.2	0.187	1.123

Y方向 (cm)

階	重心	剛心	弾力半径	偏心距離	偏心率	F _e
3F	2311.0	2263.4	1619.9	47.6	0.029	1.000
2F	2308.8	2023.6	1255.9	285.2	0.227	1.257
1F	2307.4	2071.3	1427.9	236.2	0.165	1.051

表 6.4.3 各階重量と剛性

階	重量(t)	X方向剛性 (t/cm)
3	493.9	821.0
2	519.6	908.1
1	530.1	865.7

表 6.4.4 固有周期と有効質量

次数	周期 (sec)	モード	有効質量 (t・sec ² /cm)
1	0.285	X方向1次	1.393
2	0.141	Y方向1次	1.390
3	0.115	方向1次	

2) 荷重増分解析結果

下図は X 軸方向に対する解析結果で、縦軸はベースシア [tonf]、横軸は代表変位 [cm] である。

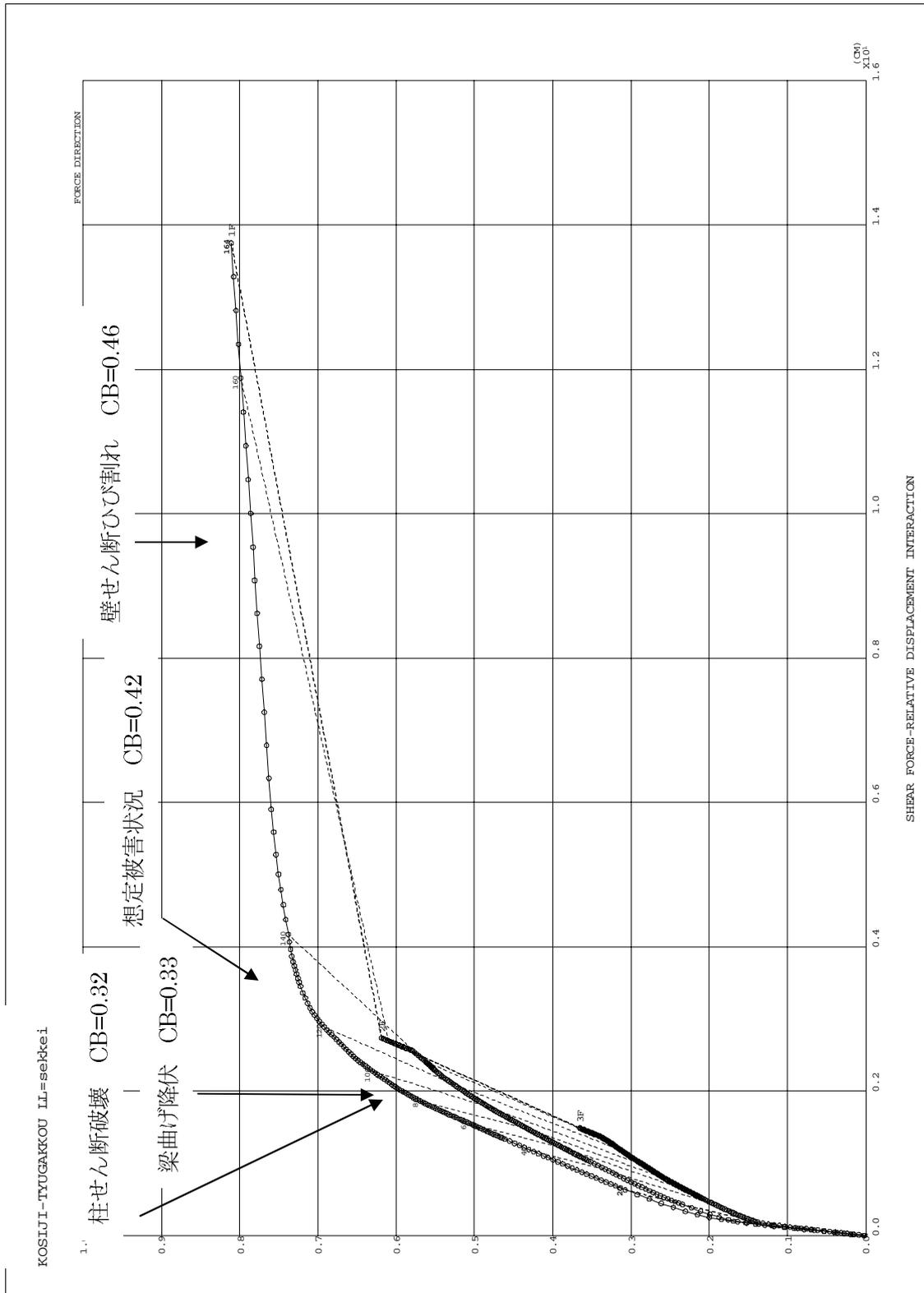


図 6.4.3 荷重変形曲線 (X 方向)

下図はX方向 Y1、5 通りのヒンジ図である。図中白丸はひび割れ、黒丸は降伏を表している。

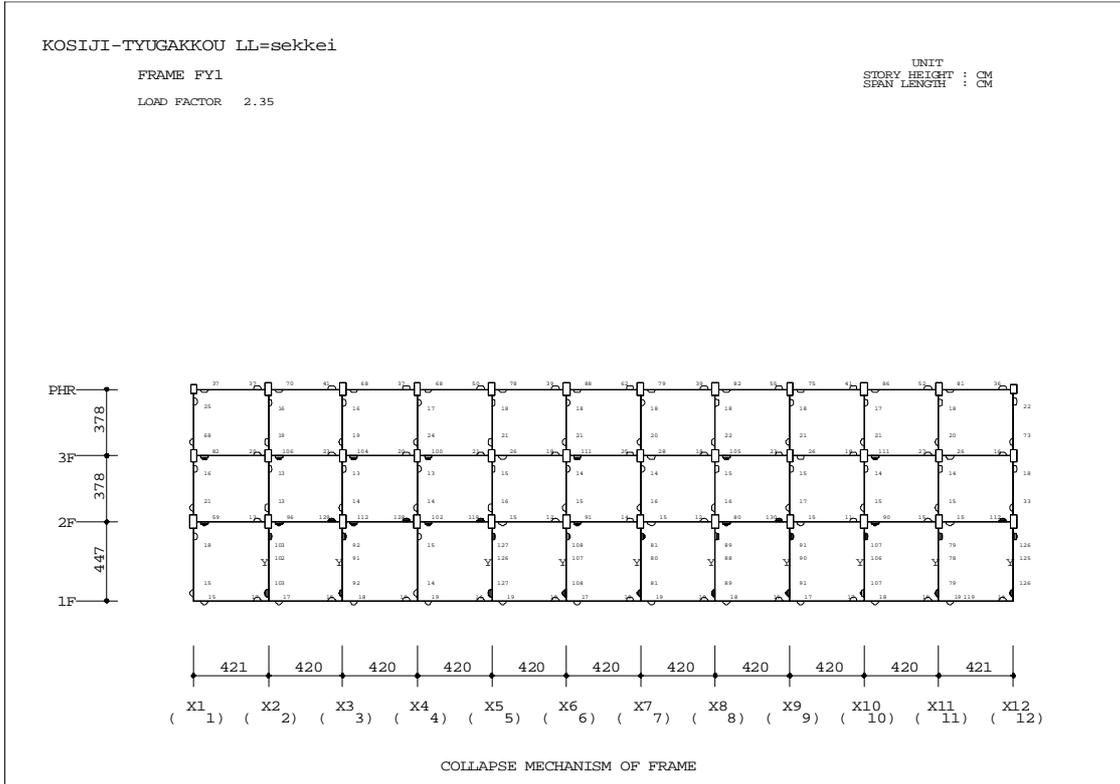


図 6.4.4 Y1 通りヒンジ図

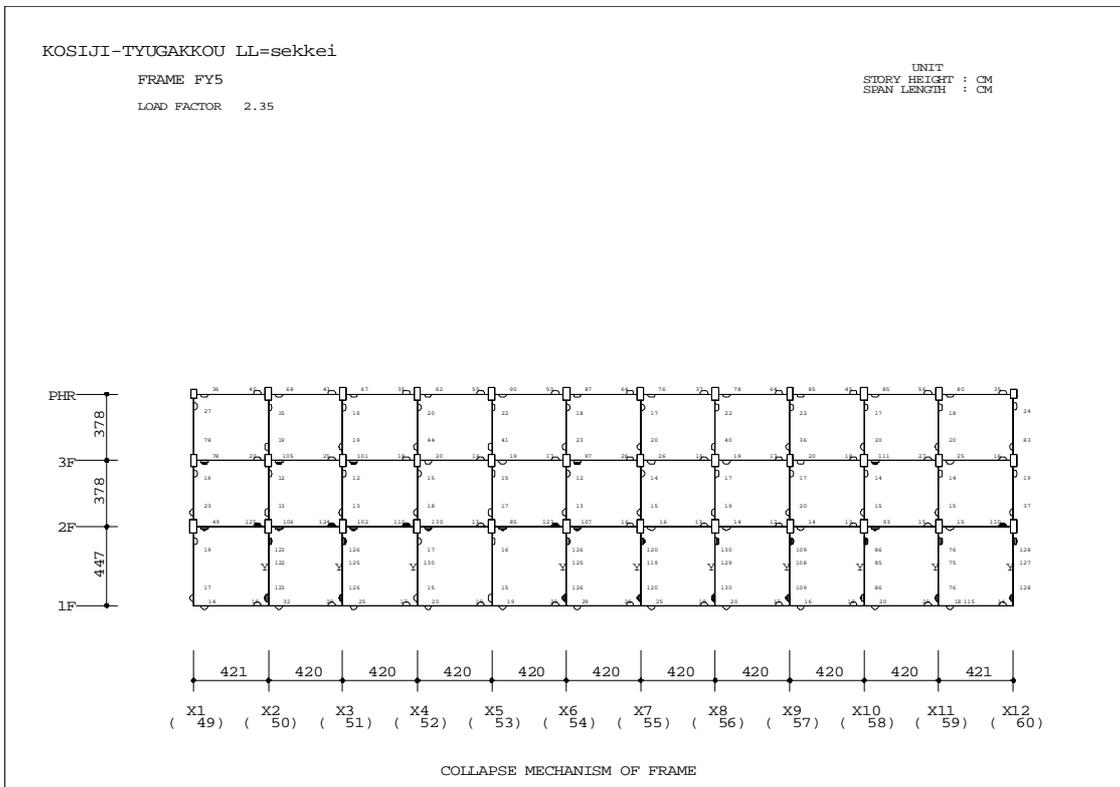


図 6.4.5 Y5 通りヒンジ図

6.4.3 建築物L

(1)解析モデル

1)解析条件

- ・ 荷重は構造計算書がないため、標準的な設計用荷重を設定する。
- ・ モデル化範囲はコの字の一辺である構造図のある部分とする。
- ・ 材料強度は以下の通りとする。

表 6.4.5 材料強度

	柱、壁	梁、床
コンクリート	Fc15	Fc15
主筋	SR295	SR295
せん断補強筋	SR235	SR235

(2) 解析結果

1) 構造特性

表 6.4.6 層間変形角・剛性率と偏心率

層間変形角・剛性率

階	X方向			Y方向		
	層間変形角	剛性率	F _s	層間変形角	剛性率	F _s
3F	1/19229	1.118	1.000	1/11657	1.237	1.000
2F	1/15138	0.880	1.000	1/9066	0.962	1.000
1F	1/17241	1.002	1.000	1/7559	0.802	1.000

偏心率

X方向 (cm)

階	重心	剛心	弾力半径	偏心距離	偏心率	F _e
3F	447.2	368.8	1635.8	78.4	0.048	1.000
2F	454.3	363.4	1603.8	90.9	0.057	1.000
1F	456.6	308.4	1584.2	148.2	0.094	1.000

Y方向 (cm)

階	重心	剛心	弾力半径	偏心距離	偏心率	F _e
3F	3716.3	3816.3	2102.3	100.0	0.048	1.000
2F	3717.3	3804.0	2074.4	86.7	0.042	1.000
1F	3702.3	3937.8	2386.8	235.5	0.099	1.000

表 6.4.7 各階重量と剛性

階	重量(t)	X方向剛性 (t/cm)	Y方向剛性 (t/cm)
3	934.8	3978.9	5749
2	924.7	6228.5	6269.5
1	1006.0	8226.7	7072.9

表 6.4.8 固有周期と有効質量

次数	周期 (sec)	モード	有効質量 (t・sec ² /cm)
1	0.142	Y方向1次	2.676
2	0.119	方向1次	
3	0.092	X方向1次	2.547

2) 荷重増分解析

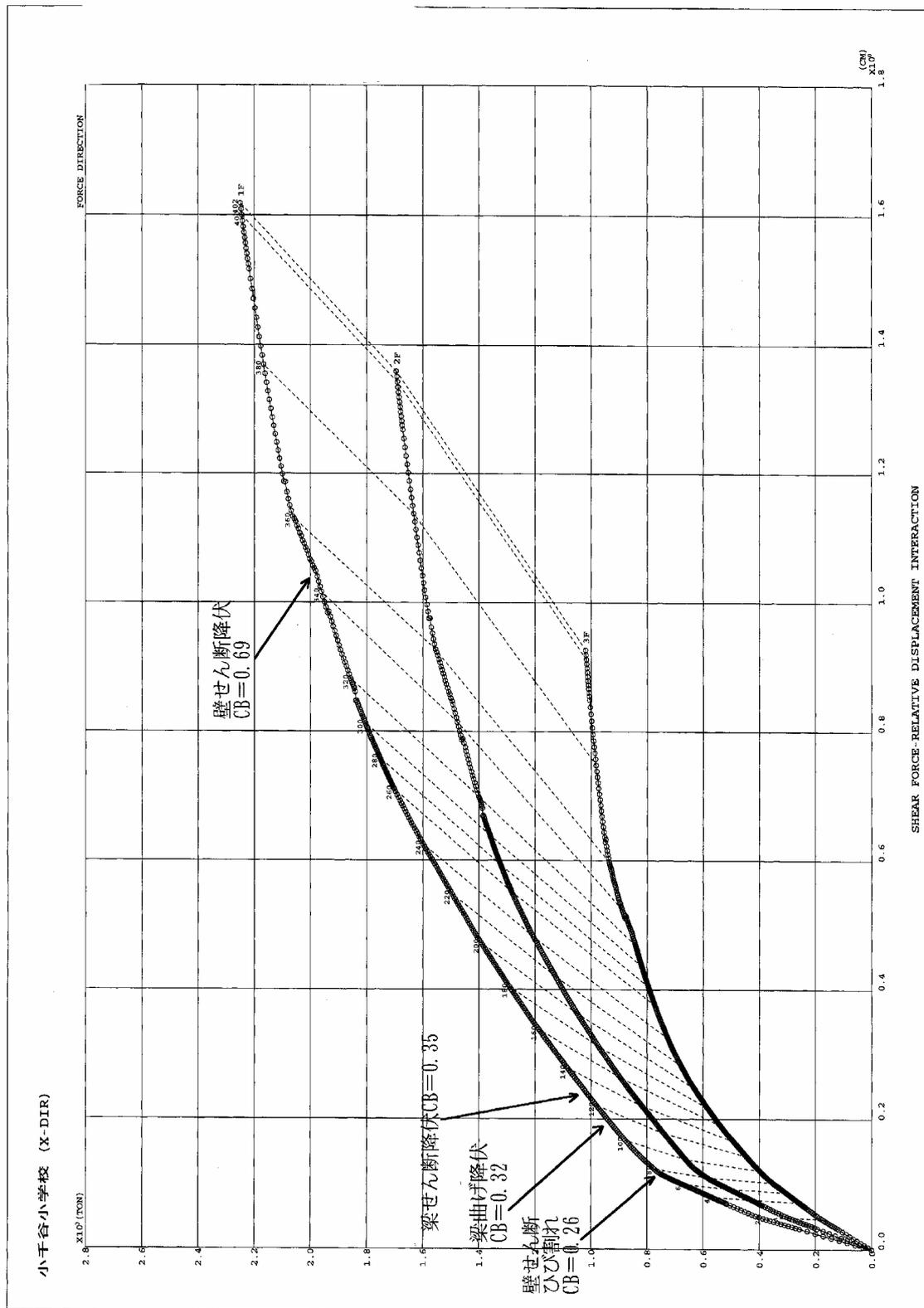
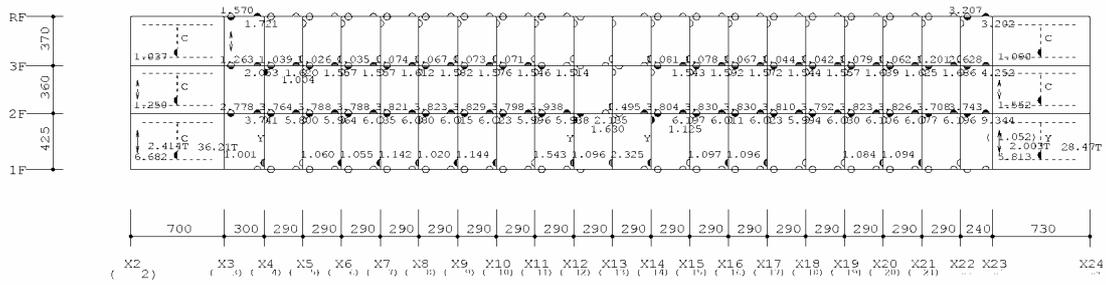
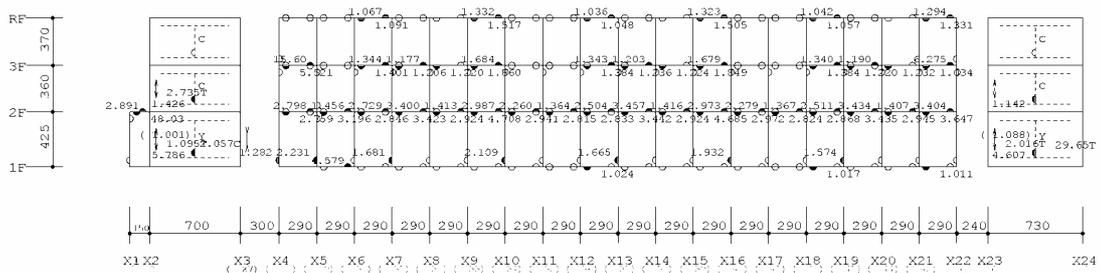


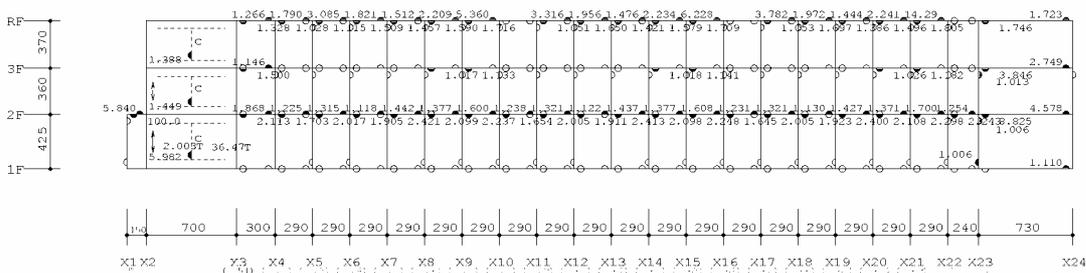
図 6.4.8 荷重変形曲線 (X 方向)



A通り ヒンジ図



B通り ヒンジ図



C通り ヒンジ図

図 6.4.9 ヒンジ状態図 (X方向)

6.4.4 建築物0

(1)解析モデル

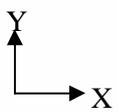
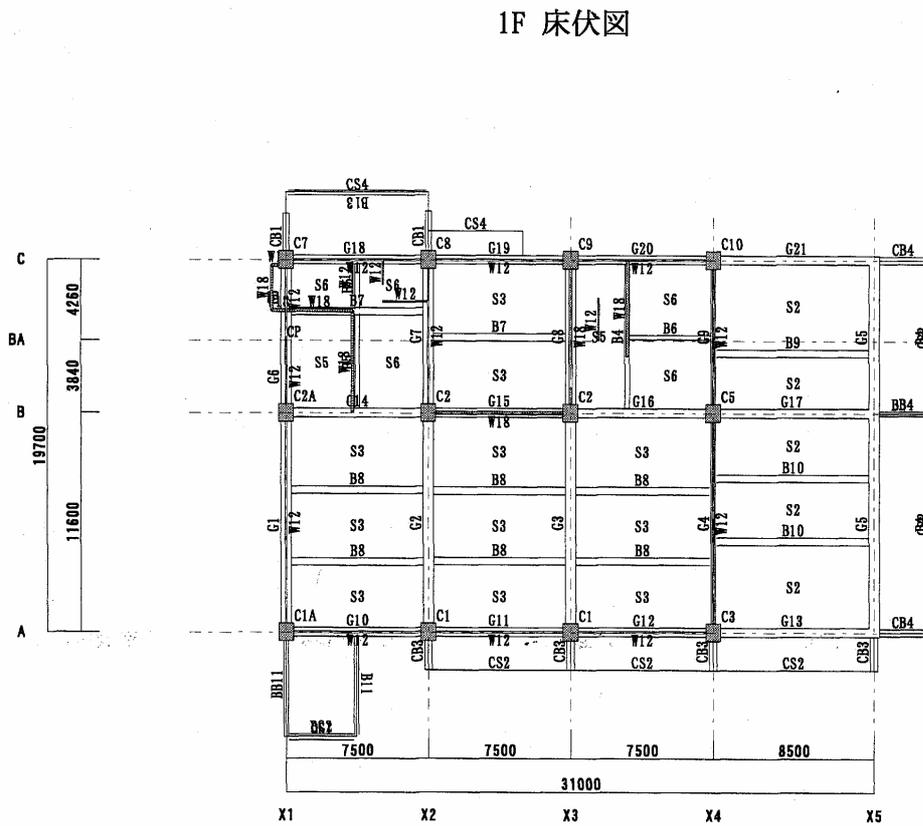
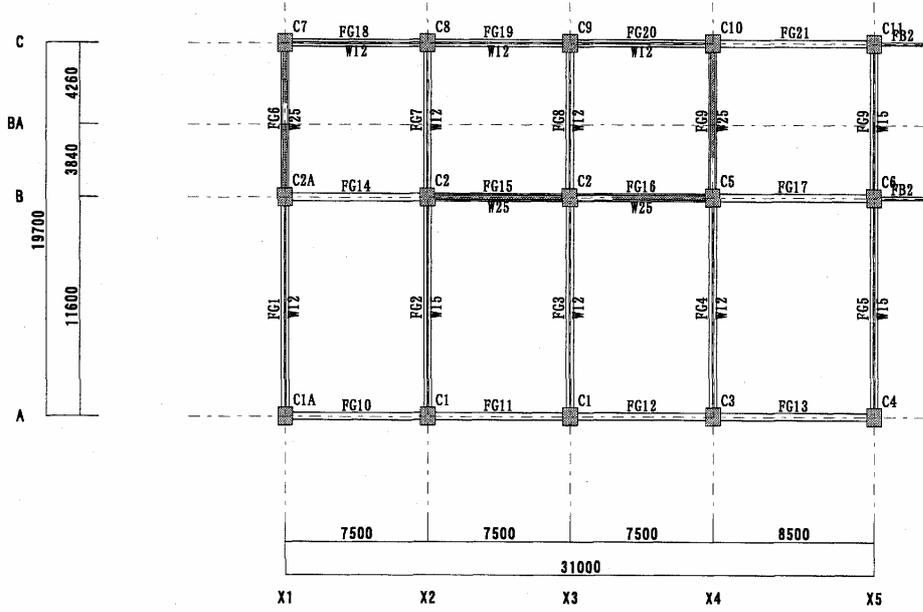
1)解析条件

- ・ 荷重は構造計算書がないため、標準的な設計用荷重を設定する。
- ・ 材料強度は以下の通りとする。

表 6.4.9 材料強度

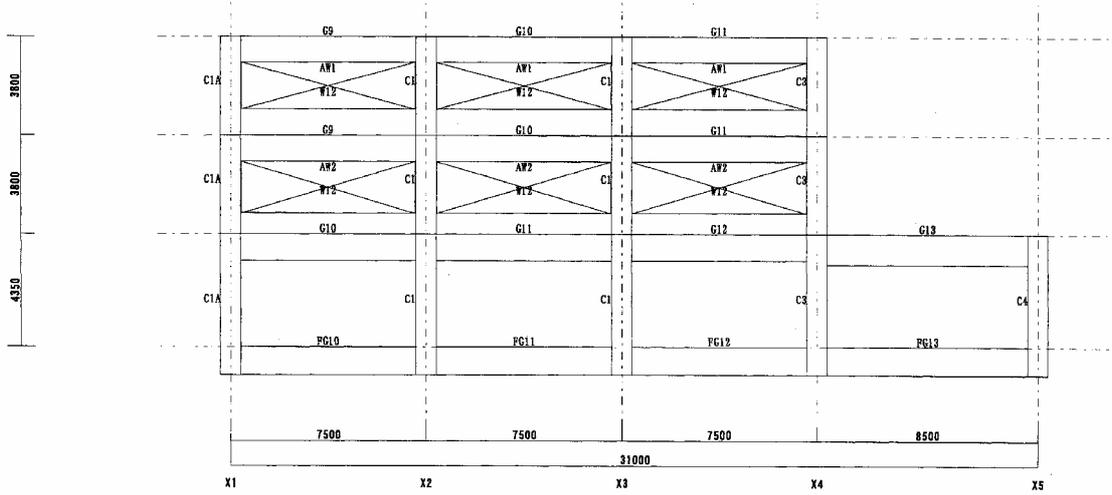
	柱、壁	梁、床
コンクリート	Fc22.5	Fc22.5
主筋	SD345	SD345
せん断補強筋	SD295	SD295

2) 伏図、軸組図

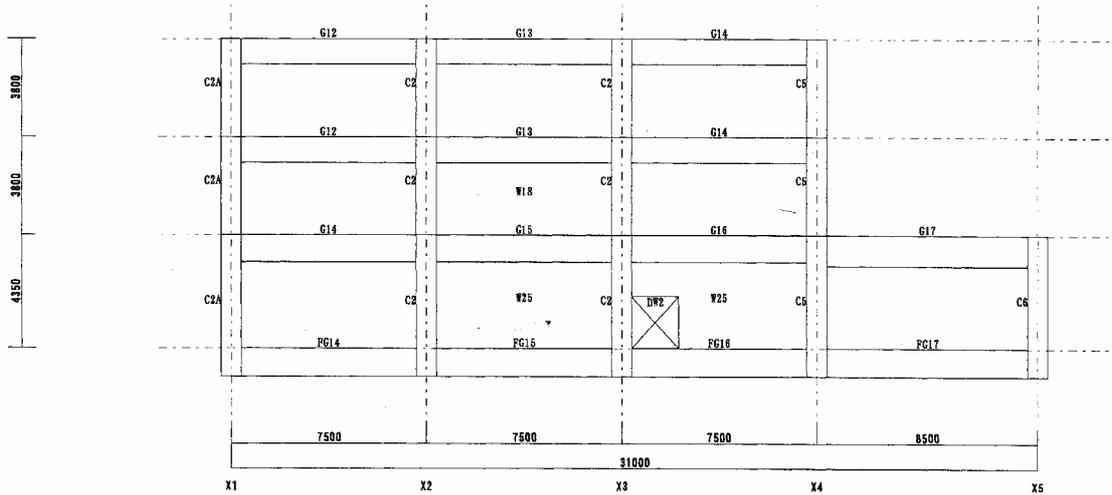


2F 床伏図

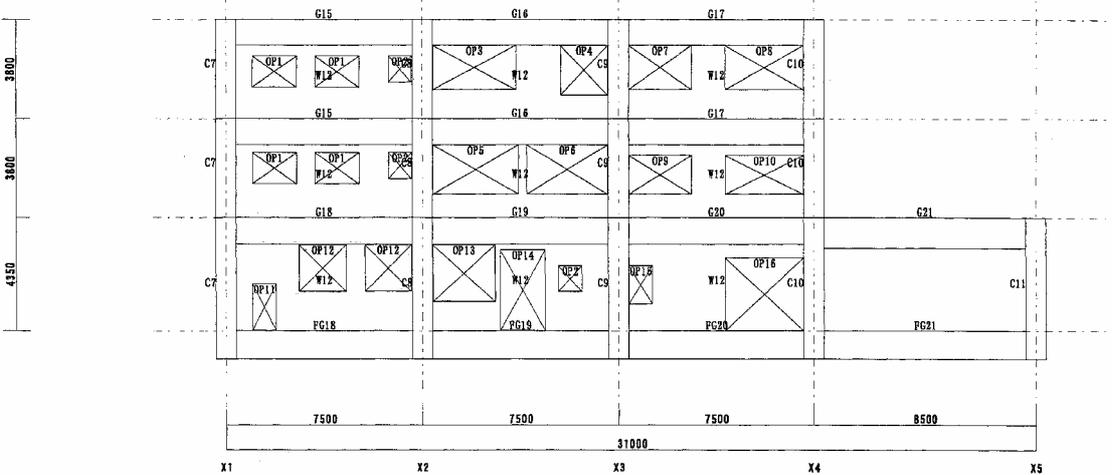
図 6.4.10 1、2 階床伏図



A通り 軸組図



B通り 軸組図



C通り 軸組図

図 6.4.11 X方向軸組図

(2) 解析結果

1) 構造特性

表 6.4.10 層間変形角・剛性率と偏心率

X方向						(cm)
階	重心	剛心	弾力半径	偏心距離	偏心率	Fe
3F	1072.1	1120.6	1563.7	48.6	0.031	1.000
2F	1059.3	1201.7	1378.2	142.4	0.103	1.000
1F	1041.7	1146.3	2062.2	104.6	0.051	1.000

Y方向						(cm)
階	重心	剛心	弾力半径	偏心距離	偏心率	Fe
3F	1023.2	1636.4	1000.5	613.2	0.613	1.500
2F	1052.5	1458.8	966.4	406.4	0.420	1.500
1F	1193.6	1468.2	1302.5	274.6	0.211	1.203

表 6.4.11 各階重量と剛性

階	重量(t)	X方向剛性 (t/cm)	Y方向剛性 (t/cm)
3	746.3	3223.8	33141.4
2	642.4	5641.8	11086.2
1	988.7	8108.3	19467.2

表 6.4.12 固有周期と有効質量

次数	周期 (sec)	モード	有効質量 (t・sec ² /cm)
1	0.149	X方向1次	2.023
2	0.125	Y方向1次	1.671
3	0.084	方向1次	

2) 荷重増分解析

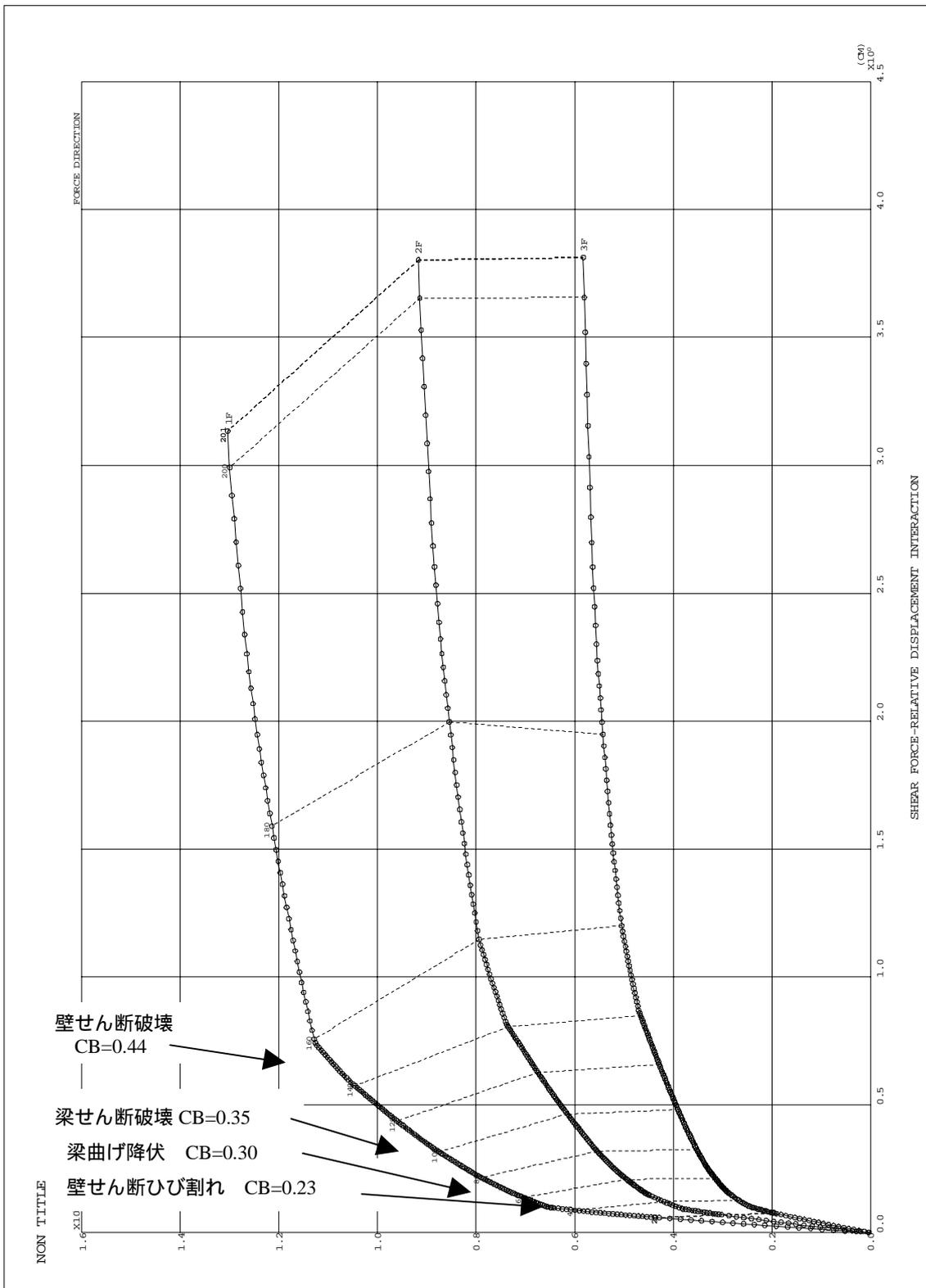
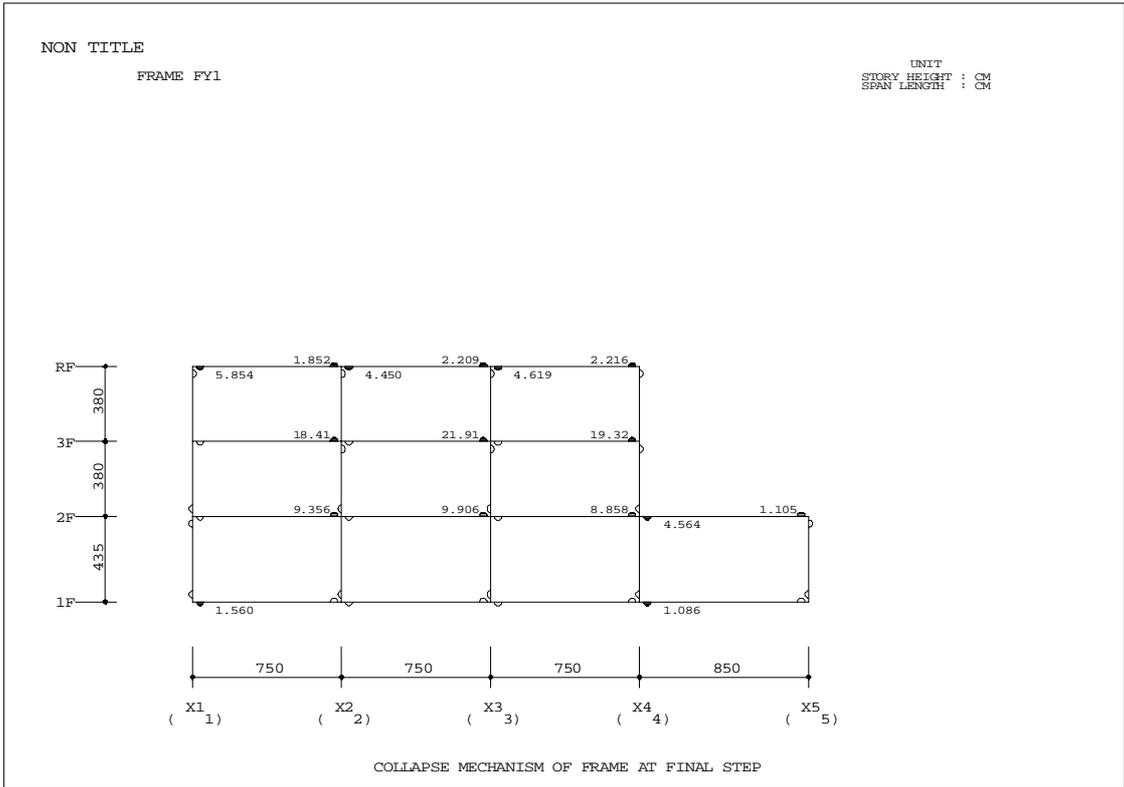
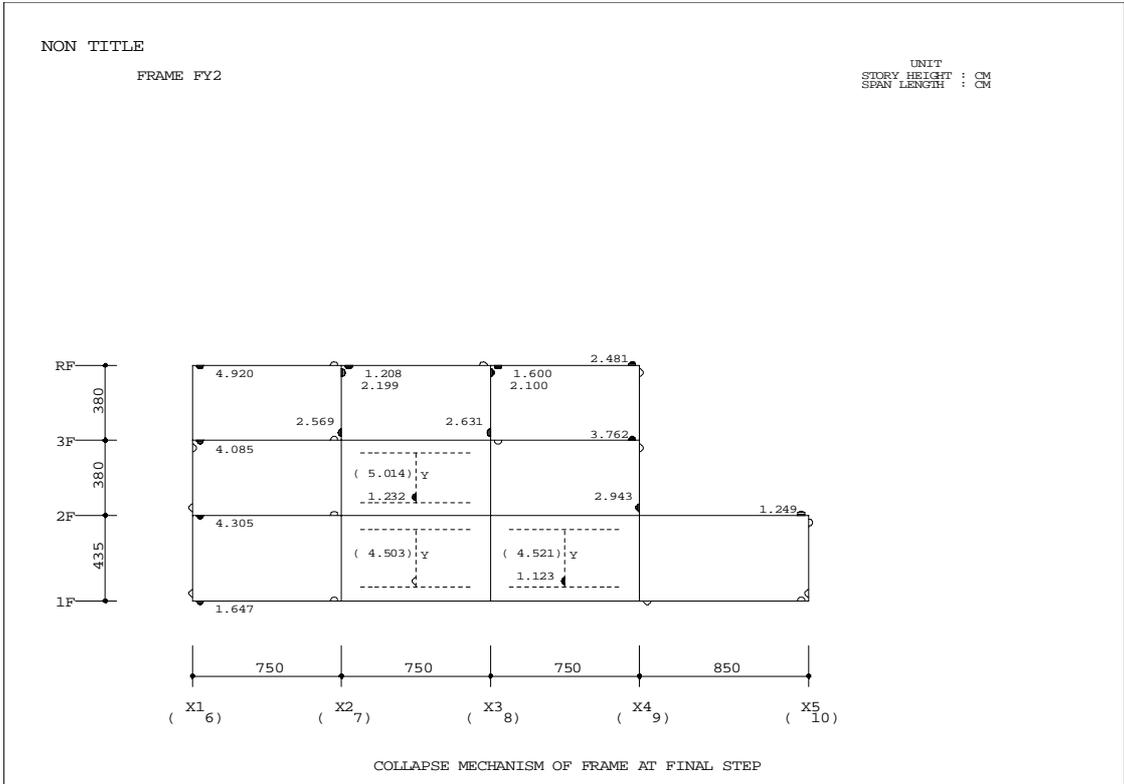


図 6.4.12 荷重変形曲線 (X 方向)



A 通りヒンジ



B 通りヒンジ図

図 6.4.13 ヒンジ図 (X 方向)

6.4.5 建築物Q

(1) 解析モデル

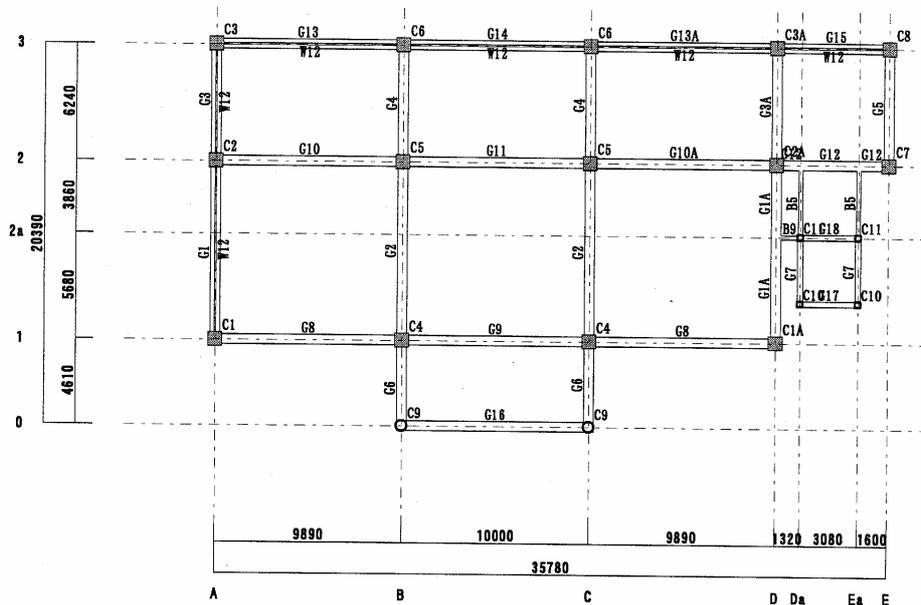
1) 解析条件

- ・荷重は構造計算書がないため、標準的な設計用荷重を設定する。
- ・材料強度は以下の通りとする。

表 6.4.13 材料強度

	柱	梁
鉄骨	SM490	SM490 (端部)

2) 伏図



1F 床伏図

図 6.4.14 1階伏図

(2) 解析結果

1) 構造特性

表 6.4.14 層間変形角・剛性率と偏心率

X方向 (cm)

階	重心	剛心	弾力半径	偏心距離	偏心率	Fe
3F	1293.0	1464.7	1260.1	171.7	0.136	1.000
2F	1292.0	1407.6	1256.5	115.6	0.092	1.000
1F	1265.9	1483.1	1338.4	217.2	0.162	1.041

Y方向 (cm)

階	重心	剛心	弾力半径	偏心距離	偏心率	Fe
3F	1750.1	1548.2	1454.3	201.9	0.139	1.000
2F	1724.6	1612.6	1399.8	112.0	0.080	1.000
1F	1707.6	1530.1	1463.5	177.5	0.121	1.000

表 6.4.15 固有周期と有効質量

次数	周期 (sec)	モード	有効質量 (t・sec ² /cm)
1	0.618	Y方向1次	1.712
2	0.561	X方向1次	1.769
3	0.498	方向1次	

2) 荷重増分解析

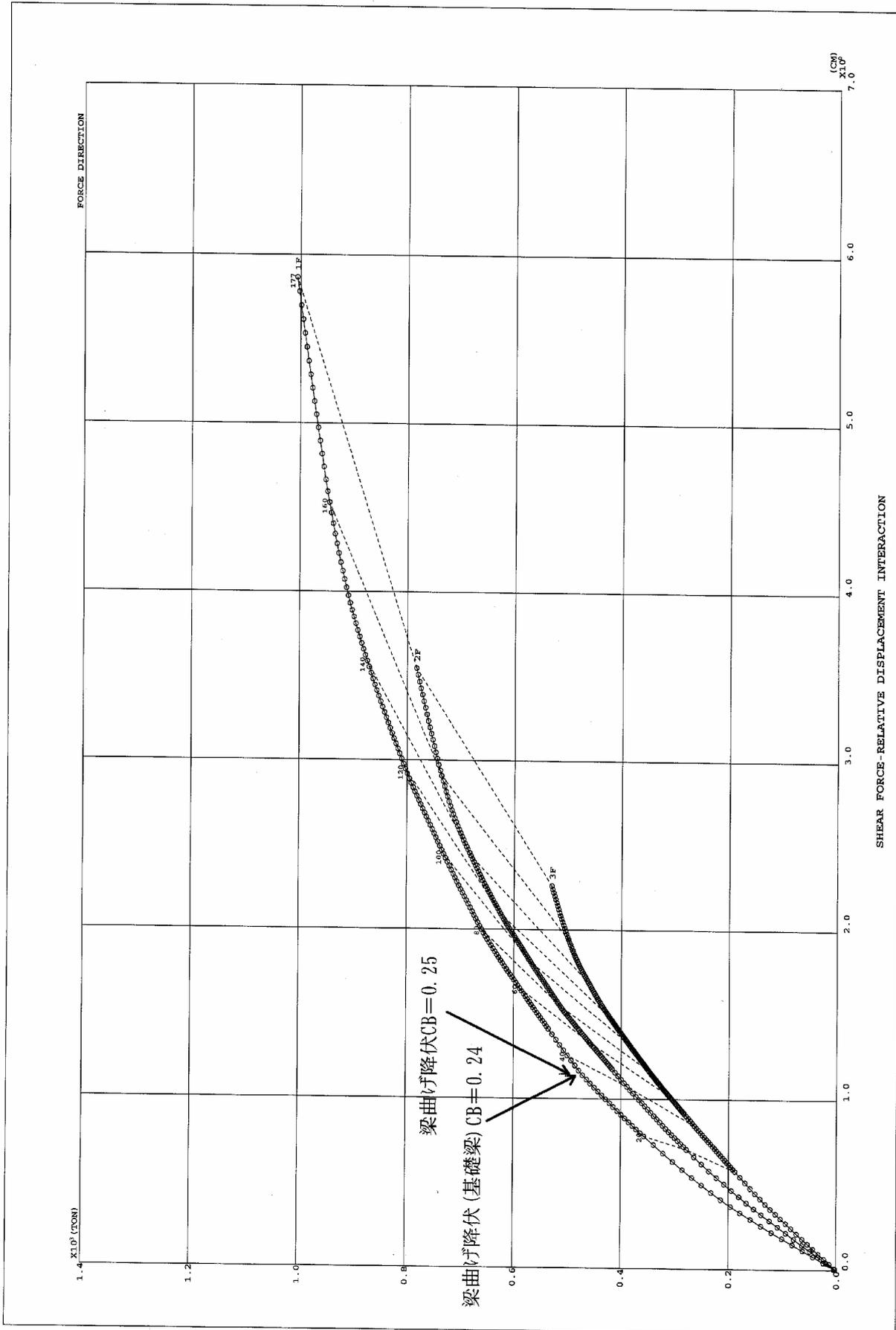


図 6.4.15 荷重変形曲線 (X 方向)

6.4.6 限界耐力計算による検討

(1) 設定条件

限界耐力計算による Sa-Sd 図の作成方法は以下の通りとする。

- 1) 6.4.2 から 6.4.5 の荷重増分解析結果より荷重変形曲線を耐力スペクトルに置換する。
- 2) 観測記録波は加速度、変位応答スペクトル(5%減衰)より要求スペクトルに置換する。
- 3) 実被害に適合する要求スペクトルを低減する。ただし、その低減方法は建築物 A の場合、耐力スペクトル上で被害状況が同程度のステップと要求スペクトルが交差するような係数とする。被害が小さかったその他の建築物は耐力スペクトル上の梁降伏時のステップに耐力スペクトルと要求スペクトルが交差するような係数とする。
- 4) 比較する地震波は以下の通りとする。

表 6.4.16 地震動の最大加速度・速度

		最大加速度(cm/sec ²)	最大速度(cm/sec)
K-NET 小千谷	NS	1147.4	98.5
	EW	1307.9	127.8
JMA 小千谷	NS	779.2	66.8
	EW	897.6	83.7
自治体 NET 川口(17:56)	EW	1675.8	-
自治体 NET 川口(18:34)	EW	2035.6	-

建築物 A

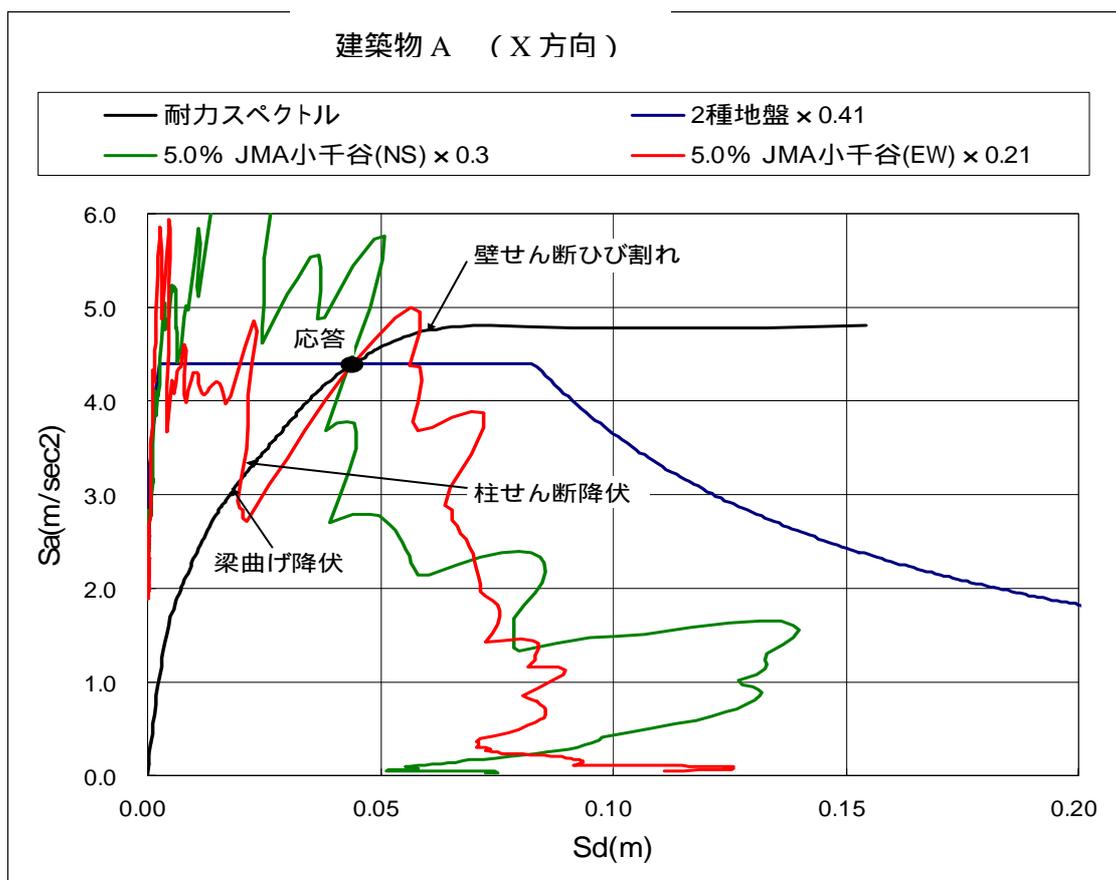


図 6.4.16 Sa-Sd 図 (X方向 : JMA 小千谷)

表 6.4.17 被害想定時代表変位と代表高さ

代表変位	代表高さ	変形角
0.045m	8.09m	1/179

表 6.4.18 実効入力係数

地震波	観測記録または告示スペクトルと予想実効入力との比率
告示スペクトル (2種地盤)	0.41
JMA 小千谷 NS	0.30*
JMA 小千谷 EW	0.21*

* 本建築物は JMA 小千谷観測点のそばではないため参考値である。

建築物 L

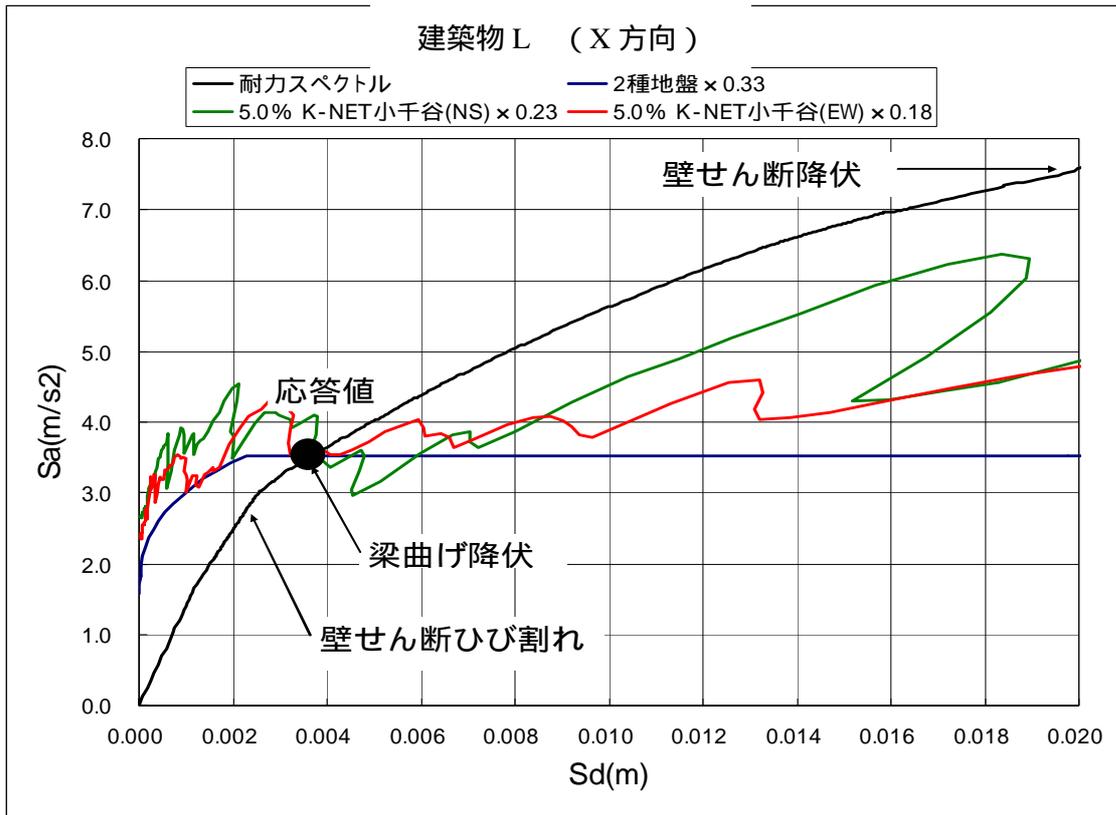


図 6.4.17 Sa-Sd 図 (X 方向 : K - NET 小千谷)

表 6.4.19 被害想定時代表変位と代表高さ (X 方向)

代表変位	代表高さ	変形角
0.0037m	8.69m	1/2348

表 6.4.20 実効入力係数 (X 方向)

地震波	観測記録または告示スペクトルと予想実効入力との比率
告示スペクトル (2種地盤)	0.33
K-NET 小千谷 NS	0.23
K-NET 小千谷 EW	0.18

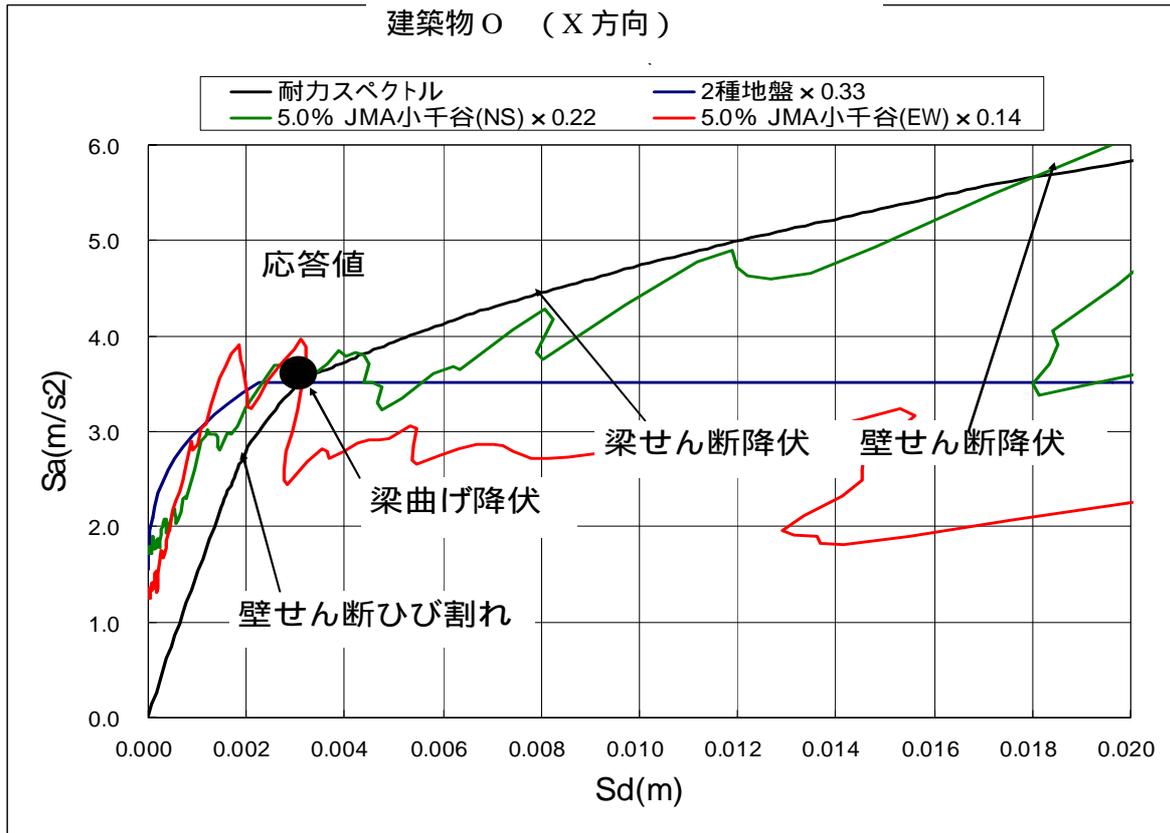


図 6.4.18 Sa-Sd 図 (X方向 : JMA 小千谷)

表 6.4.21 被害想定時代表変位と代表高さ (X方向)

代表変位	代表高さ	変形角
0.0032m	9.59m	1/2996

表 6.4.22 実効入力係数 (X方向)

地震波	観測記録または告示スペクトルと予想実効入力との比率
告示スペクトル (2種地盤)	0.33
JMA 小千谷 NS	0.22
JMA 小千谷 EW	0.14

建築物 Q

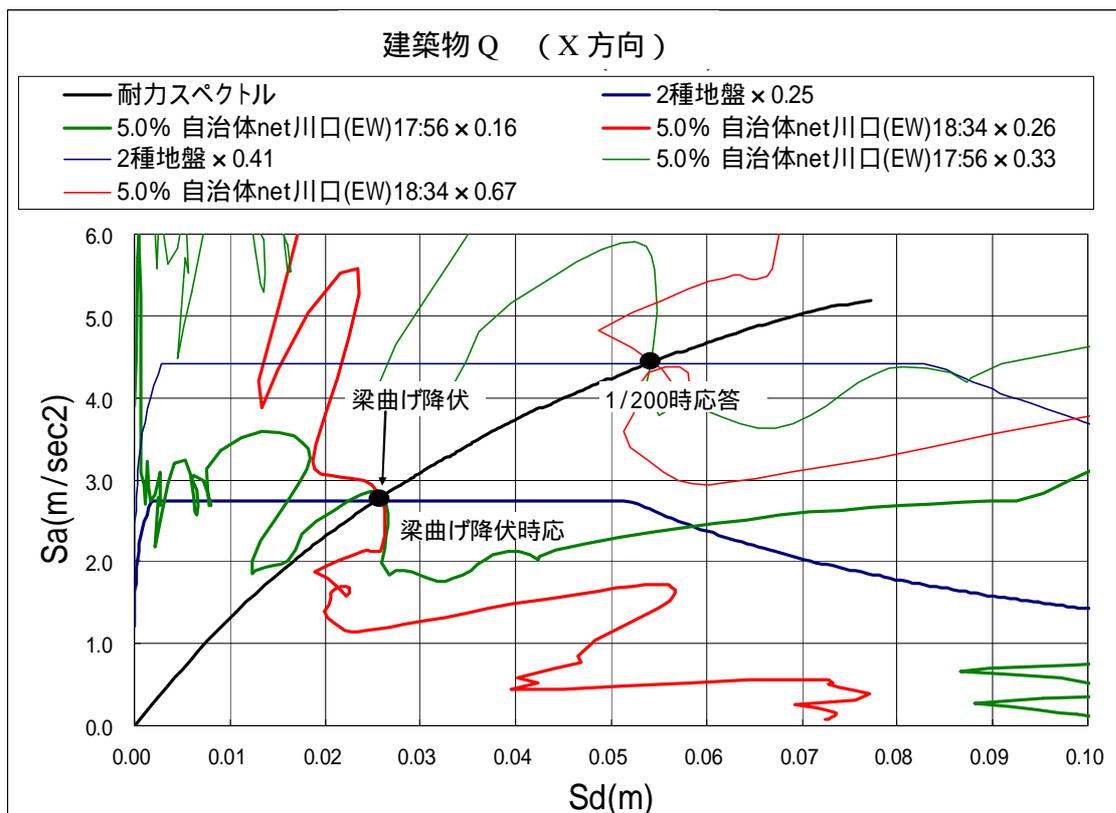


図 6.4.19 Sa-Sd 図 (X方向 : 自治体 NET 川口)

表 6.4.23 被害想定時代代表変位と代表高さ (X方向)

	代表変位	代表高さ	変形角
梁曲げ降伏時	0.025m	11.07m	1/ 442
1/200 時	0.054m	10.78m	1/ 200

表 6.4.24 実効入力係数(X方向)

地震波	観測記録または告示スペクトルと予想実効入力との比率 (梁曲げ降伏時)	観測記録または告示スペクトルと予想実効入力との比率 (1/200 時)
告示スペクトル (2種地盤)	0.25	0.41
自治体 NET 川口(17:56) EW	0.16	0.33
自治体 NET 川口(18:34) EW	0.26	0.67

6.4.7 上部構造物への実効入力に関する考察

ここでは、解析結果から得られる荷重変形関係及びヒンジ図と地震被害調査の結果取りまとめた部材の損傷度とを比較し、その後に限界耐力計算の手法によりおおよその実効入力の大きさの推定を行う。

(1) 建築物 A

長辺方向の荷重変形関係より柱がせん断破壊する際のベースシア係数が 0.32 であり、ヒンジ図からは 1 階の柱がせん断破壊していることが分かる。一方、地震被害による部材の損傷度を確認すると 1 階の Y1 及び Y5 通りの柱の多くがせん断破壊し大破と判定されるが、上階ではその損傷が小さくなることから、解析結果は実際の被害を概ねとらえていることが確認できる。

以上のことから限界耐力計算に基づいて、構造物への実効入力について検討する。限界耐力計算により算出された応答点はここでは実際にせん断破壊した 1 階の柱のほとんどがせん断破壊した点である（要確認）。入力波は JMA 小千谷で行っている。図より、JMA 小千谷の NS 成分では 3 割、EW 成分では約 2 割程度が、実際の破壊に至らしめるに必要な実効入力といえる。ただし、小千谷市よりも計測震度が小さな旧越路町に建っているため、実際には地表での観測波に対して実効入力がかれ以下になったとは考えられない。一方、告示スペクトルに対しては約 4 割程度であった。

(2) 建築物 L

長辺方向の荷重変形関係より梁が曲げ降伏するときのベースシアが 0.32、最終的に壁がせん断破壊する時のベースシア係数は 0.69 ときわめて大きく、耐震性能の高い建築物といえる。それに対し実際の被害は今回解析対象とした構面の柱部材はほとんど無被害であった。

以上のことから限界耐力計算に基づいて、構造物への実効入力について検討する。限界耐力計算により算出された応答点はここでは梁部材が曲げ降伏した点とする。このことは本建築物の最大の被害を想定していることとなる。以下の検討でも、建築物の被害がほとんどない場合は生じうる最大の被害を想定して行っている。建築物 L はすぐ近傍において強震記録 K-net 小千谷が観測された地域であるため、入力波としてそれを用いる。図より、NS、EW 成分で約 2 割程度の実効入力が予想できる。ただし前述したように応答点は最大点で評価していることを考慮すると、ここで得られた実効入力よりさらに小さいことも予想される。一方、告示スペクトルに対しては約 3 割程度であった。

(3) 建築物 O

長辺方向の荷重変形関係より梁が曲げ降伏するときのベースシアが 0.3、最終的に壁がせん断破壊する時のベースシア係数は 0.44 である。それに対し実際の被害は今回解析対象とした構面の柱部材はほとんど無被害であった。

以上のことから限界耐力計算に基づいて、構造物への実効入力について検討する。限界耐力計算により算出された応答点はここでは梁部材が曲げ降伏した点とする。建築物 O はすぐ近傍において強震記録 JMA 小千谷が観測された地域であるため、入力波としてそれを用いる。図より、NS、EW 成分でそれぞれ約 2 割、1.5 割程度の実効入力が予想できる。一方、告示スペクトルに対しては約 3 割程度であった。

(4) 建築物 Q

本建築物は柱が SRC 造，梁が S 造で構成されている。荷重変形関係ではその梁が曲げ降伏する際のベースシア係数が 0.25 であり，その後も梁が曲げ降伏することでベースシア係数は約 0.5 程度まで増加する。

以上のことから限界耐力計算に基づいて，構造物への実効入力について検討する。限界耐力計算により算出された応答点はここでは梁部材が曲げ降伏した点（以下，応答値 1）と代表高さにおける変形角が $1/200\text{rad.}$ に達した点（以下，応答値 2）とする。建築物 Q はすぐ近傍において強震記録自治体 net 川口が観測された地域であるため，入力波としてそれを用いる。まず応答値 1 まで変形させるのに必要な実効入力の本震で約 1.5 割程度である。応答値 2 では，約 3 割程度である。一方，告示スペクトルに対しては応答値 1 で約 2.5 割，応答値 2 では約 4 割程度であった。

(5) まとめ

以上の検討を総合すると，建築物への実効入力はいずれも地表面での観測波よりも低減されている可能性が高い。また告示スペクトルと比較しても，その $1/3$ 程度の入力と予想されるが，この低減のメカニズムについては今度の検討が必要である。

またここでの検討では，被害レベルから最大応答変形を推定するという誤差の大きい方法を用いているため，低減の割合を定量的に示すまでには至っていない。今後，地表面のみならず建築物内における強震観測も充実していく必要がある。

6.5 まとめ

新潟県中越地震によって、鉄筋コンクリート造建築物には柱（特に短柱）や壁のせん断破壊や、中低層建物の柱脚部ヒンジゾーンの主筋座屈を伴う損傷や短スパン梁のせん断破壊、偏心による被害、非構造部材の損傷などが比較的古い（新耐震以前の）建築物に見られた。これらは1968年の十勝沖地震以降、度々観察され報告されてきた被害項目であり、耐震補強の重要性を改めて示すものである。特に、腰壁やたれ壁などが取り付け短柱化した柱のせん断破壊で損傷度のものも多く見られ、このような脆弱な軸力支持部材の性能改善が特に重要であるといえる。なお、阪神淡路大震災でクローズアップされた中高層RC造建築物の中間階の崩壊やピロティ階の崩壊といった大きな被害は今回の地震では見られなかった。

一方、今回の地震では、激震地に耐震補強された建築物が少なからず存在したことが特徴であるが、それらの建築物の損傷は小さく概ね良好な挙動を示した。なお、耐震補強設計においては主として倒壊防止を目的としているため、ある程度の損傷の発生も予測される。今後、どの程度の損傷が要求性能レベルとして社会的なコンセンサスを得られるものであるかどうかについて、検討が必要であろう。

地震動と建築物の被害の関係について検討するために、被害調査でまとめた4棟の各建築物の被災状況から応答変位を推定し、限界耐力計算の手法を用いて実効入力レベルを逆算した。その結果、調査した範囲では実効入力は地表による観測値よりも小さい結果となった。ただし、地表面の観測点が限られることから今回の解析検討の数も限られていること、実効入力は場所による影響もあると考えられること、今回用いた解析検討の手法では被害程度から経験した変位を想定する際にばらつきが大きいと思われること、等から、今後地表面と建物の基礎底位置における地震動の観測を強化すべきと思われる。

謝辞

本章の調査は、震源周辺地域内にある建物について、建物の所有者、管理者等多くの方々のご協力をいただきながら、建物内部調査、図面収集等を行えたことに基づいている。また、加速度波形は、気象庁²⁾及び防災科学技術研究所³⁾のウェブサイトからダウンロードしたものである。ここに、関係した皆様への深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1.「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」、(財)日本建築防災協会、2001年
- 2.気象庁：平成16年(2004年)新潟県中越地震に関する各種資料、<http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/seismo.html>
- 3.防災科学技術研究所：K-NET、<http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>