

5.2 鉄筋コンクリート造建築物

5.2.1 鉄筋コンクリート造建築物の被害分類と分析

1) 東北地方太平洋沖地震による被害の分類

東北地方太平洋沖地震では、東北地方から関東地方にわたる広い範囲で様々な被害が確認されたが、これまでの被害地震に比べると全般的には各地で観測された震度に比して建築物の被害はさほど顕著ではなかった^{5.2.1-1)}。この理由として、観測された地震動の周期特性は、建築物に大きな被害をもたらす周期帯域であまりパワーが大きくなかったことが挙げられている^{5.2.1-2)}。なお、地盤の悪い場所に建てられた建築物に被害が多く発生する傾向は見られたが、地域による被害状況の明確な違いは確認されていない。

しかし、その中でも主として旧耐震基準（1981年5月以前）に基づき設計された建築物に、倒壊などの大きな被害が見られた。そのような地震動被害については、建築研究所および国土技術政策総合研究所の速報^{5.2.1-1)}に取りまとめているが、他機関の調査報告等^{5.2.1-3)}も参照し、RC造建築物（SRC造も含む）に見られた比較的大きな被害の形態を次のように分類した。

A) 構造架構の被害

- A-1) 1階の層崩壊
- A-2) 中間階の層崩壊
- A-3) 建築物の傾斜
- A-4) 塔屋の損傷や破壊、傾斜

B) 構造部材の被害

- B-1) 柱のせん断破壊
- B-2) 柱脚部や連層耐力壁脚部の曲げ破壊
- B-3) SRC造露出柱脚のアンカーボルトの抜け出しや主筋の座屈
- B-4) 境界梁のせん断破壊や付着割裂破壊
- B-5) 耐震補強済み建築物の部材の損傷

C) 非構造部材等の被害

- C-1) 袖壁付き柱の袖壁脚部の曲げ破壊
- C-2) 集合住宅の非構造壁の損傷
- C-3) 外装材の損傷、落下
- C-4) 屋上突出物の傾斜や脱落
- C-5) ブロック塀、石積み塀の倒壊

各被害分類の特徴を、事例とともに以下に示す。

A) 構造架構の被害

A-1) 1階の層崩壊

写真 5.2.1-1 に示すように、ピロティ形式の建築物の1階柱がせん断破壊して、ねじれ変形を伴って落階するという被害が見られた。また、ピロティ形式ではない建築物でも、1階柱のせん断破壊により層崩壊した被害が見られた。

A-2) 中間階の層崩壊

写真 5.2.1-2 は、柱がせん断破壊して軸力保持能力を喪失し、3階建ての2階部分が層崩壊し

た建築物である。この建築物では、3階の一部も大破しており、1階の柱にもせん断破壊が生じていた。他にも、3階建てで2階にのみ短柱を有する建築物の2階が層崩壊した事例もあった。

A-3) 建築物の傾斜

4階建て及び14階建て建築物に傾斜の被害が見られた（写真 5.2.1-3）。原因としては、地盤変状や杭の損傷等が考えられる。なお、この被害は、杭基礎を有する現行耐震基準により設計された建築物においても確認されている^{5.2.1-4}。

A-4) 塔屋の損傷・傾斜

塔屋の損傷・破壊や、それによる傾斜の被害が見られ、写真 5.2.1-4 のように損傷した塔屋の一部が屋上に落下した事例もあった。

B) 構造部材の被害

B-1) 柱のせん断破壊

腰壁や垂れ壁が取り付けくことで短柱化した柱のせん断破壊が、多数確認されている（写真 5.2.1-5(a)）。長柱であっても、せん断補強筋が少ない柱にせん断破壊が発生した事例もあった。また、1階柱において基礎から立ち上がった主筋の段落とし部を起点とするせん断破壊も見られた（写真 5.2.1-5(b)）。

B-2) 柱脚部や連層耐力壁脚部の曲げ破壊

柱の脚部や連層耐力壁脚部の曲げ破壊により、コンクリートの圧壊、主筋の座屈及び破断といった被害が見られた（写真 5.2.1-6）。

B-3) SRC 造露出柱脚のアンカーボルトの抜け出しや主筋の座屈

SRC 造の露出柱脚において、写真 5.2.1-7 に示すようなアンカーボルトの抜け出しや主筋の座屈等の被害が見られた。これは、ベースプレート直下の断面にひずみが集中して、アンカーボルトの抜け出しと鉄筋の引張降伏が発生し、その後の圧縮により座屈したものと推測される。

B-4) 境界梁のせん断破壊や付着割裂破壊

並列する連層耐力壁を連結する境界梁に、写真 5.2.1-8 に示すようなせん断破壊や付着割裂破壊が生じていた。損傷は、中央部に設けられた近接する2つの開口付近に発生していた。

B-5) 耐震補強済み建築物の部材の損傷

調査した範囲では、耐震補強された建築物の構造部材はほとんど被害を受けていないか、ごく軽微な被害に留まっていたと考えられる。しかし、枠付き鉄骨ブレースで補強された建築物の柱にせん断ひび割れが発生した事例（写真 5.2.1-9）や、過去の地震でせん断破壊し、その後、応急補強された極短柱が再び同様の被害を受けた建築物（写真 5.2.1-10）の被害事例が確認された。



写真 5. 2. 1-1 1 階の層崩壊



写真 5. 2. 1-2 中間階の層崩壊



写真 5. 2. 1-3 4 階建て建築物の傾斜



写真 5. 2. 1-4 塔屋の損傷及び落下



(a) 短柱のせん断破壊



(b) 主筋段落とし部を
起点とするせん断破壊

写真 5. 2. 1-5 柱のせん断破壊



写真 5. 2. 1-6 連層耐力壁側柱脚部の圧壊



写真 5. 2. 1-7 SRC 造柱脚ベースプレート付近の
主筋座屈

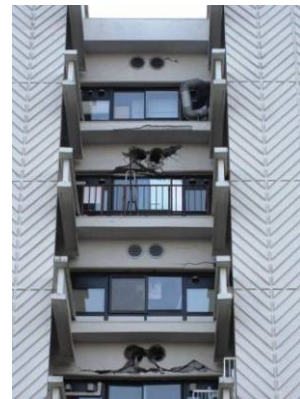


写真 5. 2. 1-8 境界梁（開口付き）の損傷



写真 5. 2. 1-9 鉄骨ブレースが取付いた
柱のせん断ひび割れ



写真 5. 2. 1-10 応急補強した柱の被害

C) 非構造部材等の被害

C-1) 袖壁付き柱の袖壁脚部の曲げ破壊

写真 5. 2. 1-11 に示すような袖壁付き柱の袖壁脚部の端部圧壊が見られた。この袖壁部分は、設計上は非構造部材として構造耐力上は無視していた可能性が高いため、ここでは非構造部材の被害に分類した。柱に取り付く袖壁の扱いについては設計上様々な考え方が存在するが、袖壁付き柱を積極的に構造部材として考慮するような場合には、ここで示したような被害が生じる可能性もあることを念頭に置いて設計する必要がある。

C-2) 集合住宅の非構造壁の損傷

マンション等の都市型集合住宅の玄関回りの非構造壁やベランダ側の方立て壁などに、せん断ひび割れやせん断破壊の被害が見られた（写真 5. 2. 1-12、写真 5. 2. 1-13）。玄関回りの非構造壁が損傷して玄関ドアの開閉ができなくなり、避難上の支障が生じたり、無理矢理こじ開けた後は締まらなくなって防犯上の問題が生じたりすることになる。このような被害は、旧耐震基準による設計や現行耐震基準による設計に係わらず、いずれの年代の建築物にも比較的多く見られており、制震ダンパーで補強された建築物においても確認された（写真 5. 2. 1-14）。

非構造壁の地震時挙動の解明や損傷を防止するための方策に関しては、研究の必要性が云われているが、構造部材である耐力壁のように研究が十分に進んでいないことも事実である。架構の変形と非構造壁の損傷の関係を把握することを目的として、仕様を変えた非構造壁を RC 造架構に設置した試験体に対して地震動を模した水平加力を行った実験研究の一例を本節の付録 A で紹介する。

C-3) 外装材の損傷・落下

構造部材の被害が生じていない建築物においても、仕上げモルタルやタイル等の外装材の損傷や落下の被害が多く見られた。これらの被害も、旧耐震基準による設計や現行耐震基準による設計に係わらず、いずれの年代の建築物にも多く見られた。

C-4) 屋上突出物の傾斜や脱落

看板や屋上水槽などの屋上突出物に、傾斜や脱落などの被害が見られた。

C-5) ブロック塀・石積み塀の倒壊

石積み塀やコンクリートブロック塀の倒壊が、非常に多くの地域で見られた。



写真 5.2.1-11 袖壁脚部の損傷



写真 5.2.1-12 非構造壁（玄関側）のせん断破壊



写真 5.2.1-13 非構造壁（ベランダ側）のせん断破壊



写真 5.2.1-14 制震ダンパーで補強された建築物における非構造壁の被害

2) 2011 年東北地方太平洋沖地震と 1995 年兵庫県南部地震の被害分類の比較と分析

前項に示した 2011 年東北地方太平洋沖地震の被害分類を、文献^{5.2.1-5)}に示されている 1995 年兵庫県南部地震の被害分類と比較して表 5.2.1-1 に示す。また、1995 年兵庫県南部地震で見られた典型的な被害の事例を写真 5.2.1-15 に示す。

これより、今回の東北地方太平洋沖地震では兵庫県南部地震で見られた部材レベルの被害（表 5.2.1-1 の 1)～12) に示す）の、4) と 11) を除いてほぼ全ての被害が見られているが、建築物の架構レベルでの破壊（表 5.2.1-1 の 13)～23) に示す）に関しては多くの種類は見られていないことがわかる。また、架構レベルの被害は現行耐震基準により設計された建築物では見られていない。

今回見られた被害の多くは、現行耐震基準以前の旧耐震基準に基づいて設計された建築物で確認されたものであり、現行耐震基準に基づいて設計された建築物で確認されたものは曲げ破壊が主で、ごく一部の有開口壁等でせん断破壊が見られたという状況であった。このような被害を技術基準の観点から見ると、その大部分に対しては、これまでの地震被害に基づく技術基準の見直し（そのほとんどは、阪神・淡路大震災の被害によるものであるが）により、対処されていると考えられる。また、例えば仙台市等のように過去の地震被害を受けて耐震改修が比較的進んでいたことも、地震動被害の軽減に役立ったものと考えられる。しかしながら、今回の地震は建築物が破壊に至るような周期帯のパワーが大きくはなかったが、将来、建築物の破壊に影響を及ぼすような周期帯の応答が卓越する地震が発生する可能性は十分にあり、今回の地震のみで個々の建築物の構造安全性が検証できたとは必ずしも言えない。また、今回は海溝型地震で広範囲にわた

って強い揺れが観測されたが、地盤が軟弱な地域で局所的に被害が発生したように、地震動被害に関しては地盤性状による影響が大きいことにも留意する必要がある。

すなわち、制定以降 30 年が経過した現行耐震基準は、最初の 15 年については 1995 年兵庫県南部地震の被害調査からその挙動がおおよそ確認され、必要な法令改正などが行われてきたが、それ以降の 15 年については、まだ地震被害によって技術基準や設計慣習等の妥当性が検証されたわけではない。

なお、1990 年代は、個人がパソコンレベルで高度な作業を実行できるようになってきた時代である。構造計算も、この頃から一貫計算プログラムの普及により非線形増分解析に基づく設計が主流となってきた。この方法は、解析モデルや解析上の仮定についての正しい判断を要するが、2005 年の耐震偽装事件の発覚以降に行われた構造計算書の抽出調査でも不適切な判断の事例が報告されており^{5.2.1-6)}、今後さらに検証が必要であることを示している。構造計算プログラムの利用に内在するこのようなさまざまな課題への取り組みは、今後より重要となってくるであろう。



(a) ピロティ階の崩壊
(表 5.2.1-1 の 13))



(b) 柱主筋段落とし部の破壊
(表 5.2.1-1 の 4))



(c) 柱フープ端部の定着破壊
(90° フックの開き)
(表 5.2.1-1 の 5))



(d) 柱はり接合部の破壊
(表 5.2.1-1 の 10))



(e) 軸力の大きな柱の破壊
(表 5.2.1-1 の 3))



(f) 体育館 PCa 屋根の落下
(表 5.2.1-1 の 22))

写真 5.2.1-15 1995 年兵庫県南部地震における地震被害の例

表 5.2.1-1 1995 年兵庫県南部地震と 2011 年東北地方太平洋沖地震で確認された
RC 造建築物の被害分類の比較

	1995 年兵庫県南部地震で見られた RC 造建築物の被害の分類 (文献 5.2.1-5) や 5.2.1-7)に基づき整理)	被害の有無 ^{*1}	
		1995 年 兵庫県南部地震	2011 年東北地方 太平洋沖地震
建 築 物 の 部 材 レ ベ ル の 破 壊	1) 柱のせん断破壊	○	○
	2) 柱の曲げ圧壊	◎	◎
	3) 柱頭・柱脚の曲げ破壊 (含: 引張・圧縮の軸力 による破壊)	◎	◎
	4) 柱段落とし部の軸降伏 ^{*2}	◎	—
	5) 柱帯筋端部 90°フックの定着破壊	○	○
	6) 柱や梁の付着割裂破壊	○	○
	7) 梁のせん断破壊 (含: 有開口)	◎	○
	8) 壁のせん断破壊 (含: 有開口)	◎	◎
	9) 壁の曲げ破壊	◎	◎
	10) 柱はり接合部のせん断破壊	◎	△
	11) 鉄筋のガス圧接部の破壊	○	—
	12) 集合住宅の非構造壁の損傷	◎	◎
建 築 物 の 架 構 レ ベ ル の 破 壊	13) ピロティ階の崩壊または大破	◎	○
	14) 壁の偏在に起因するねじれ応答による隅柱等の 破壊	○	○
	15) 低層建築物での中間の特定階の崩壊または大破	○	—
	16) 中高層建築物での中間の特定階の崩壊または大 破	○	—
	17) セットバックの影響による層崩壊	○	—
	18) 建築物全体の転倒	○	—
	19) パンケーキ状の崩壊	◎	—
	20) 隣接建物との衝突	○	○
	21) 異種構造間での破壊	○	—
	22) ペントハウスの傾斜、転倒、落下		
	23) プレキャストコンクリート屋根の落下		

*1 「被害の有無」の欄には、該当する被害が 1995 年兵庫県南部地震、もしくは、2011 年東北地方太平洋沖地震で見られた場合に○を、見られなかった場合に—を記す。なお、破壊までは至っていないがある程度の損傷が見られたものには△を記し、現行耐震基準により設計された建築物に被害が見られたものには◎を記す。

*2 独立柱やピロティ柱などで大きな引張軸力が作用して軸鉄筋が降伏した被害で、写真 5.2.1-5 のような主筋の段落とし部を起点とするせん断破壊とは異なる被害形態

5.2.2 旧耐震基準で建設された RC 造建築物の被害分析と被災度区分判定

地震動による重大な構造被害は比較的少なかったが、旧耐震基準で建設された RC 造建築物の中には、継続使用できなくなるほどの大きな被害を受けた事例が見られた。このため、調査への協力が得られた建築物 11 棟を対象に、被災度区分判定^{5.2.2-1)}を含む詳細調査を実施した。調査対象及び被災度区分判定結果は表 5.2.2-1 に示す通りで、11 棟の被災度の内訳は大破と中破がそれぞれ 4 棟ずつ、小破が 3 棟である。表 5.2.2-1 に示す全ての建築物は、柱のせん断補強筋に関する規定が強化された 1971 年以前の建設であるが、その大半は耐震診断が未実施であり、また、耐震診断が行われたものでも耐震改修はほとんどで実施されていなかった。ここでは、詳細調査で確認された被害の概要及び傾向について被災度別（大破、中破、小破）に述べる。各建築物の構造概要、被害詳細、被災度区分判定結果（各部材の損傷度等）については、本節の付録 B にまとめて示す。

表 5.2.2-1 詳細調査を実施した RC 造建築物

建築物	都道府県	建設年	耐震診断 実施状況	地震後の 措置	建築物近傍 の震度	被災度 判定結果
A	岩手県	1963	済 ^{*1*2}	立入禁止	5 強	大破
B	栃木県	1961	未	立入禁止	6 弱	小破
B'		1961	未		6 弱	中破
C	福島県	1970	済 ^{*1}	立入禁止	6 強	大破
D		1968	済 ^{*1}	立入禁止	6 強	小破
E		1967	済 ^{*1}	立入禁止	5 強	小破
F		1960	済 ^{*1}	立入禁止	6 弱	大破
G	茨城県	1958	未	立入禁止	6 強	中破
H		1966	未	立入禁止	6 強	中破
I		1964	未	立入禁止	6 強	大破
J		1969	済 ^{*3}	立入禁止	6 強	中破

*1 構造耐震指標 I_s 値が構造耐震判定指標 I_{S0} 以下

*2 2003 年三陸南地震で被災した後に応急補強済、*3 耐震改修済

(1) 「大破」と判定された RC 造建築物の被害概要

大破と判定された 4 棟の建築物で確認された主な構造被害は、腰壁及び垂れ壁が取り付けいた短柱及び極短柱のせん断破壊（写真 5.2.2-1、写真 5.2.2-2）、そで壁付き柱のせん断破壊（写真 5.2.2-3）、耐力壁のせん断破壊（写真 5.2.2-4）である。4 棟とも大破と判定された階では被災度区分判定基準に定める損傷度 IV～V の重大な損傷を受けた部材が多数存在し、その他の部材についても損傷度 II～III に相当するせん断ひび割れを生じた柱及び耐力壁が大半を占めている。写真 5.2.2-2(a) に示す建築物 A のように、過去の地震で被災した後に鉄骨柱で応急補強した極短柱が今回の地震で再び大きな被害を受けた事例も確認された。いずれの建築物も、せん断破壊によって明らかに軸変形している部材が多数存在することから、余震による二次災害を考えると、建築物を継続使用することは明らかに困難であったと考えられる。一方、非構造壁のせん断破壊や天井落下といった非構造部材の損傷（写真 5.2.2-5）も見られた。



(a) 建築物 C (損傷度 V)



(b) 建築物 F (損傷度 IV)



(c) 建築物 I (損傷度 V)

写真 5. 2. 2-1 短柱のせん断破壊



(a) 建築物 A (損傷度 V)



(b) 建築物 I (損傷度 V)

写真 5. 2. 2-2 極短柱のせん断破壊



(a) 建築物 C (損傷度 IV)



(b) 建築物 I (損傷度 V)

写真 5. 2. 2-3 そで壁付き柱のせん断破壊



(a) 建築物 C (損傷度 V)

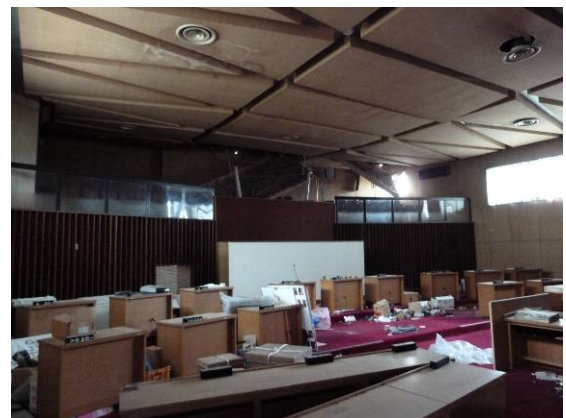


(b) 建築物 I (損傷度 V)

写真 5.2.2-4 耐力壁のせん断破壊



(a) 非構造壁のせん断破壊 (建築物 C)



(b) 天井落下 (建築物 I)

写真 5.2.2-5 非構造部材の損傷

(2) 「中破」と判定された RC 造建築物の被害概要

中破と判定された建築物 4 棟で見られた主な構造被害としては、耐力壁のせん断ひび割れ（写真 5.2.2-6）、短柱のせん断破壊及びせん断ひび割れ（写真 5.2.2-7）、柱脚部の曲げひび割れ及び圧壊（写真 5.2.2-8）、梁端部及び中央の曲げひび割れ（写真 5.2.2-9）が挙げられる。部分的には損傷度 IV と判定されるような短柱のせん断破壊も見られたが、そのような部材は多くても 1 棟あたり 2～3 箇所、他の大半の鉛直部材の損傷度は 0～II に留まっていた。建築物 J は耐震改修済の建築物であったが、写真 5.2.2-7(b) に示すように今回の地震で被災した。また、建築物 H では非構造部材であるコンクリートブロック壁の破壊（写真 5.2.2-10）も確認された。

建築物 H（写真 5.2.2-7(a)、写真 5.2.2-10）や建築物 J（写真 5.2.2-7(b)、写真 5.2.2-8、写真 5.2.2-9）のように、部分的に柱や梁が大きな損傷を受けていたり、非構造部材の損傷が大きいために、継続使用困難と判断されたとみられる建築物もある一方で、損傷度 IV と判定されるような極端に大きな損傷を受けた部材が無いような場合には、建築物 B'（立入可）や建築物 G（立入禁止）のように、継続使用の可否についての判断が分かれるケースもあった。



(a) 建築物 B' (損傷度 III)



(b) 建築物 G (損傷度 II)

写真 5. 2. 2-6 耐力壁のせん断ひび割れ



(a) 建築物 H (損傷度 IV)



(b) 建築物 J (損傷度 IV)

写真 5. 2. 2-7 短柱のせん断破壊及びせん断ひび割れ



写真 5. 2. 2-8 柱脚部の曲げひび割れ
及び圧壊 (建築物 J)



写真 5. 2. 2-9 梁中央部の曲げひび割れ
(建築物 J)



写真 5.2.2-10 コンクリートブロック造壁の被害（建築物 H）

(3) 「小破」と判定された RC 造建築物の被害概要

小破と判定された建築物で見られた構造被害としては、腰壁付き短柱のせん断ひび割れ（写真 5.2.2-11）、片側袖壁付き柱のせん断ひび割れ（写真 5.2.2-12）、耐力壁のせん断ひび割れ（写真 5.2.2-13）が挙げられる。建築物によっては損傷度 III、IV と判定される部材もあったが、基本的には大半の部材の損傷度は 0～I に留まった。このように、構造被害は軽微であったにも係わらず、建築物が使用禁止となった背景には、建築物 B のように外構面のガラスの大半が落下（写真 5.2.2-14(a)）したり、建築物 E のように大半の方立て壁がせん断破壊（写真 5.2.2-14(b)）するなど、非構造部材に大きな被害が発生したことに加え、それに伴う落下危険物がなお存在することが大きく影響したものと考えられる。



(a) 建築物 B（損傷度 III）



(b) 建築物 E（損傷度 III）

写真 5.2.2-11 短柱のせん断ひび割れ



写真 5.2.2-12 そで壁付き柱のせん断ひび割れ
(建築物 B、損傷度 IV)



写真 5.2.2-13 耐力壁のせん断ひび割れ
(建築物 B、損傷度 II)



(a) ガラスの落下 (建築物 B)



(b) 方立て壁のせん断破壊
(建築物 E：雨漏り防止の暫定補修)

写真 5.2.2-14 非構造部材の被害

(4) まとめ

東日本大震災による RC 造建築物の被害調査では、腰壁・垂れ壁が取り付け短柱化した柱のせん断破壊による軸力支持能力の喪失という重大な被害が比較的多く見られた。このような短柱を有する建築物の耐震改修にあたっては、まず柱と腰壁、垂れ壁の間にスリットを設けて早期のせん断破壊を防ぎ、その上で不足する強度を枠付き鉄骨ブレースなどの新たな補強部材を増設することにより確保する方法が一般的である。なお、建築物自体に一定程度以上の強度とじん性があり「短柱化」を防ぐことが地震時の被害軽減に効果的である場合や、工期や予算の面で抜本的な改修が困難な（実現まで長い年月を要する）場合には、腰壁、垂れ壁と柱の間にスリットを設ける応急的な処置により、少なくとも軸力支持能力を喪失するような重大な被害を防ぐことも選択肢の一つとなりうるであろう。

小破や中破と判定された RC 造建築物において、コンクリートブロック造壁の破壊、外装材や窓ガラスの落下、方立て壁のせん断破壊などの非構造部材の被害により、その使用を見合わせているケースが見られた。このことは、既存建築物の地震時における機能維持のためには、耐震改修による構造安全性の確保のみならず、非構造部材の損傷軽減対策も重要であることを示すものである。

5.2.3 被災 RC 造建築物の解析による検討

5.2.3.1 建築物 A（岩手県）

(a) 検討概要

岩手県内に建つ建築物 A は、1963 年に竣工した鉄筋コンクリート造 3 階建て建築物（一部鉄骨造平屋が増築）であり、東北地方太平洋沖地震によって 1 階の腰壁つき短柱および耐力壁にせん断破壊が見られた。本検討では過去に行われた耐震診断第 2 次診断の結果を示すとともに、構造図面に基づいて本建築物の構造体をモデル化した三次元骨組に対する静的漸増載荷解析を行った。また、本建築物から約 200m 離れた表層地盤（K-NET 観測点 IWT013）^{5.2.3-1)}において本震波形が観測されており、これらの加速度記録を用いて地震応答解析を行い、解析における層間変形角と構造物の被災状況の比較を行った。

(b) 被災度区分判定結果および被災部材の詳細について

本建築物は 2003 年に発生した三陸南地震において被災しており、両構面の腰壁つき短柱はせん断破壊、1 階耐力壁ではせん断ひび割れ（ひび割れ幅 0.2mm）が確認されたと報告されている^{5.2.3-2)}。また、桁行方向の梁にも曲げひび割れが確認されている。本建築物は三陸南地震で被災した後、2003 年に耐震診断およびひび割れ補修を行い、さらにせん断破壊後の軸力保持を目的とした応急補強を行っていた（写真 5.2.3.1-1(a) 参照）。

東北地方太平洋沖地震により、1 階において北側構面の極脆性柱 2 本（写真 5.2.3.1-1(a)）、北側構面せん断柱 4 本、内部耐力壁 1 枚（写真 5.2.3.1-1(b)）がせん断破壊していた。その他に、片側に腰壁を有する短柱、南側構面長柱の一部にせん断ひび割れが見られた。2003 年三陸南地震の後、鉄骨柱による応急補強が行われていた極脆性柱では前回地震と同様の被害を被ったため明確な効果があったとは言えないが、北側構面のせん断柱では鉄骨柱を柱両脇にも付帯させており、周りの短柱に比べて被災度が小さくなった。ただし、柱両脇の鉄骨柱をアンカーしている柱脚部分のコンクリートが破壊していた。被災度区分判定（図 5.2.3.1-1）は、せん断柱が大きく被災している桁行方向について行い、大破と判定された（耐震性能残存率 R は 57.8%）。

北側構面で被災した柱は断面 $500\text{mm} \times 500\text{mm}$ 、主筋 10-19 ϕ であった。一方、南側構面で被災した柱は断面 $500\text{mm} \times 600\text{mm}$ 、主筋 12-19 ϕ であった。これらの柱に付帯する腰壁および垂れ壁高さは非常に大きく、北側構面の柱内法高さは 0.8m（せん断スパン比 0.80）、南側構面の柱内法高さは 1.3m（せん断スパン比 1.30）となっていた。柱のせん断補強筋は 9 ϕ -@250 である。部材の曲げ終局強度を略算式、せん断終局強度を荒川せん断耐力式（minimum 式）^{5.2.3-3)}で算定するに際して、柱断面の軸力比を 0.1 とすると、これらの部材の曲げせん断余裕度は 0.69（柱内法長さ 0.8m）、0.78（内法長さ 1.3m）となる。

桁行方向の連層耐力壁は、1 階部分でせん断破壊していた。本建築物における壁高（3 層）は 10.0m、桁行方向のスパン長さは 6.0m で、壁厚は 180mm、壁筋は 9 ϕ -@200 ダブル配筋である。側柱はいずれも $500\text{mm} \times 500\text{mm}$ であり、柱主筋は 12-19 ϕ である。



(a) 北側構面の極脆性柱（鉄骨柱応急補強）



(b) 1階耐力壁のせん断破壊

写真 5.2.3.1-1 被災した柱および壁部材

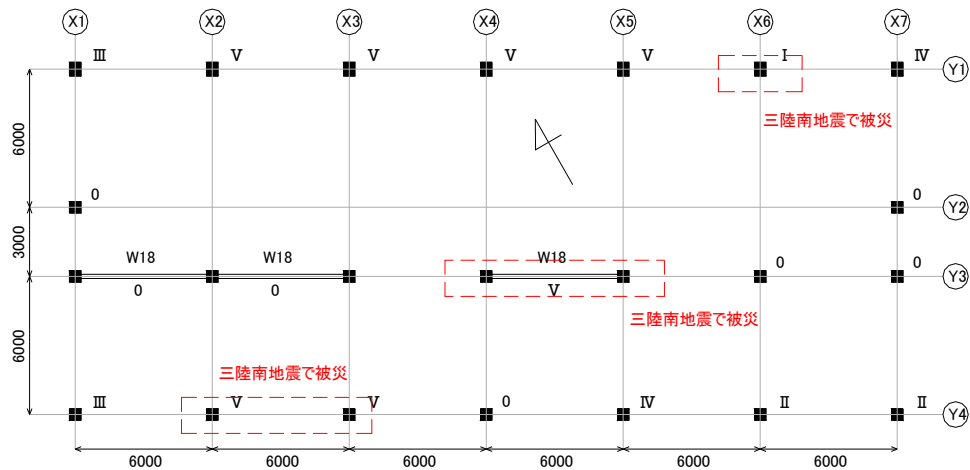


図 5.2.3.1-1 鉛直部材の損傷度（1階桁行方向）

(c) 耐震診断第2次診断結果

本建築物の耐震診断第2次診断結果の1階桁行および梁間方向の C_T - $R(F)$ 関係を、図 5.2.3.1-2 に示す。また、2003 年の耐震診断時にコンクリートコア抜き試験および鉄筋探査を行っており、コンクリート強度は 24.9N/mm^2 （1階）、 14.4N/mm^2 （2階）、 14.0N/mm^2 （3階）であった。

1階桁行方向では極脆性柱せん断破壊時（ $F=0.8$ ）の C_T 値は 0.60 であった。 $F=0.8$ における第2種構造要素は北側構面の腰壁つき短柱（内法長さ 0.8m ）2本である。その他の腰壁つき短柱または耐力壁がせん断破壊する時（ $F=1.0$ ）の C_T 値は 0.78 である。これらの値は、いずれも耐震診断基準^{5.2.3-4}の(5)式に基づき算定されている。形状指標 S_D は 0.90 、経年指標 T は 0.70 （過去の地震で損傷していることを考慮したものと推測される）と評価されており、構造耐震指標 I_S は 0.30 （ $F=0.8$ ）となっていた。

1階梁間方向では極脆性柱は存在せず、 $F=1.6$ における C_T 値は 0.48 である。これらの値はいずれも(5)式に基づき算定されている。桁行方向と同様、形状指標 S_D は 0.90 、経年指標 T は 0.70 として、 I_S は 0.48 （ $F=1.6$ ）となっていた。

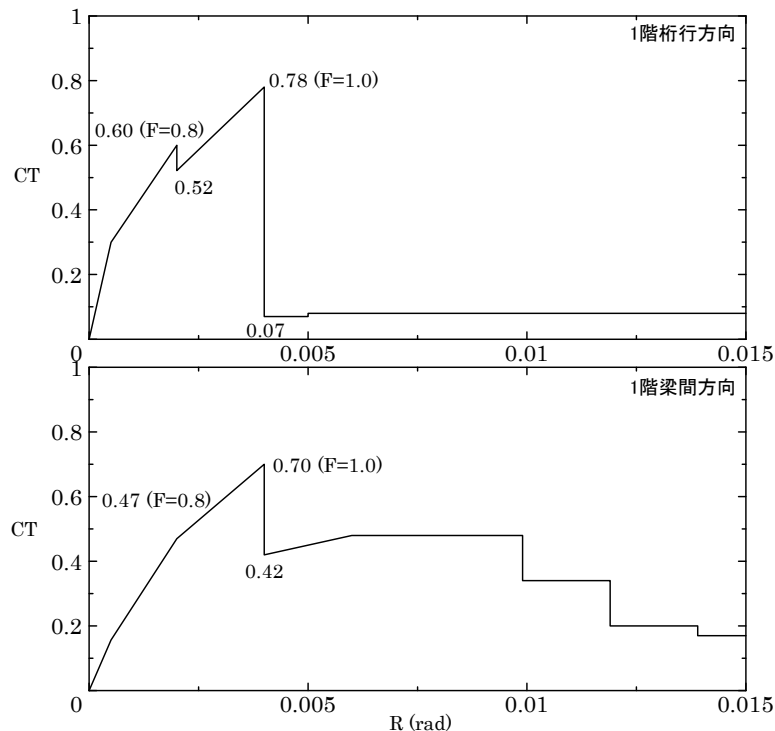


図 5.2.3.1-2 建築物 A における C_T - $R(F)$ 関係

(d) 解析検討

1) 解析仮定

解析的な検討では構造物を三次元骨組でモデル化し、静的漸増載荷解析および地震応答解析を行い、解析結果と被害結果について比較検討を行った。なお、解析は三次元骨組解析ソフト CANNY (Version. C03) ^{5.2.3-5)} を用いて実施した。以下に骨組モデルにおける仮定条件を示す。

構造物

- ・ 本建築物では 3F 上に一部塔屋を有しており、塔屋については重量のみ 3 階柱の節点重量として計算に考慮している。
- ・ 建築物の重量は耐震診断時に使用した各柱軸力に基づき算定している。
- ・ 本建築物については耐震診断資料しか得られておらず、梁のコンクリート断面形状は重量算定資料に基づき定めることができるものの、梁配筋に関する情報は得られなかった。そこで、本検討では梁部材はひび割れのみ考慮し、降伏しないモデルとしている。なお、梁曲げばねの降伏点剛性低下率は 0.3 としている。

部材モデル

- ・ コンクリート強度は 24N/mm^2 、鉄筋（丸鋼）降伏強度は 295N/mm^2 としている。コンクリートおよび鉄筋の剛性は鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ^{5.2.3-6)} に基づいて定めた。
- ・ 各部材における曲げ復元力特性および壁部材のせん断復元力特性はトリリニア型とし、柱梁部材のせん断復元力特性はバイリニア型としている。また、軸方向の復元力特性は Axial-Stiffness モデルを用いている。
- ・ 柱部材は材端ばねモデルに置換し、端部曲げ変形、軸変形およびせん断変形を考慮している。曲げひび割れ強度、曲げ終局強度、せん断終局強度、曲げ剛性低下率は技術基準解説書 ^{5.2.3-3)} に基づいて算定した。せん断ひび割れは考慮せず、せん断および曲げ降伏後の剛性低下率は

初期剛性に対して 0.1%としている。なお、せん断降伏後の耐力低下性状については考慮していない。また、柱引張鉄筋は全断面の半分としている。

- ・ 梁部材は材端ばねモデルに置換し、端部曲げ変形およびせん断変形を考慮している。曲げひび割れ強度、曲げ終局強度、せん断終局強度、曲げ剛性低下率は技術基準解説書^{5.2.3-3)}に基づいて算定した。せん断ひび割れは考慮せず、せん断および曲げ降伏後の剛性低下率は初期剛性に対して 0.1%としている。曲げ終局強度には 1m のスラブ協力幅を考慮している。スラブ下端筋は曲げ終局耐力に考慮していない。
- ・ 壁部材は 3 本柱モデルに置換している。壁板部分の曲げ終局耐力は壁縦筋から断面算定し、曲げ剛性低下率は 0.3 としている。せん断ひび割れ耐力およびせん断終局耐力は技術基準解説書^{5.2.3-3)}に基づいて算定し、せん断剛性低下率はせん断破壊する変形角が 1/250rad となるように設定している。また、有開口耐力壁のせん断終局強度およびせん断剛性低下率は無開口時の値から開口周比に応じて低減させている。
- ・ 腰壁・垂れ壁が付帯する柱部材の剛域はフェイス位置としている。袖壁付き柱部材（腰壁、垂れ壁付き梁部材）の曲げ終局強度は完全塑性理論、せん断終局強度は耐震診断基準式^{5.2.3-4)}に基づいて算定した。なお、腰壁または垂れ壁が付帯する梁部材の剛性低下率は付帯断面を取り除いた梁断面と降伏点剛性が同等となるように設定している。
- ・ 柱梁接合部は剛域としている。また、基礎はピン支持とし、鉛直変位を拘束している。

解析方法

- ・ 静的漸増載荷時の外力分布は弾性 1 次モード外力分布とし、桁行および梁間方向について① 1 層変形角－1 層せん断力係数関係、②代表変位における復元力特性について検討した。
- ・ 地震応答解析では、曲げばねとせん断ばねの不釣合力が干渉するため、多数の部材から構成される骨組の応答を直接算定することは難しい。そこで、等価 1 自由度系の復元力特性をトリリニア形に近似し、強震記録を用いた 1 自由度系の時刻歴応答解析を行った。
- ・ 地震応答解析における入力加速度としては、K-NET（IWT013）で観測された東北地方太平洋沖地震本震波形を使用した。時刻歴応答解析における時間刻みは 0.01s、粘性減衰は瞬間剛性比例型 3%とした。

2) 静的漸増載荷解析

上記の骨組モデルを用いて静的漸増載荷解析を行った。構造物の各階階高は 3.80m(1 階)、3.10m (2 階)、3.10m (3 階)である。各階重量は 5146kN (1 階)、5096kN (2 階)、6596kN (3 階+PH)である。弾性固有周期は桁行方向で 0.100s、梁間方向で 0.115s であった。桁行方向および梁間方向の静的漸増載荷解析結果を図 5.2.3.1-3 に示す。なお、荷重－変形関係としては、(a) 1 階層せん断力係数（ベースシヤ係数）－層間変形角関係、(b) 代表変位（等価高さ 7.71m）における等価 1 自由度系の復元力特性を示す。また、等価 1 自由度系の復元力特性を 3 折線モデルに置換した時の周期、強度および剛性低下率について表 5.2.3.1-1 に示す。等価 1 自由度系では弾性 1 次モード分布に基づいて等価高さを算定し、代表変位を除いた値として変形角、転倒モーメントを除いた値としてせん断力係数を算定している。なお、この時ひび割れ点および降伏点は荷重変形曲線上にあるものとし、3 折線モデルと荷重変形曲線のエネルギー誤差が最も小さくなる値を選択している。

表 5.2.3.1-1 等価 1 自由度系 (3 折線モデル) の復元力特性

	桁行方向	梁間方向
ひび割れ点 (せん断力係数)	0.521	0.425
降伏点 (せん断力係数)	0.816	0.719
降伏点剛性低下率	0.043	0.1175
降伏後剛性低下率	0.0096	0.0182
弾性固有周期 (s)	0.1345	0.2144

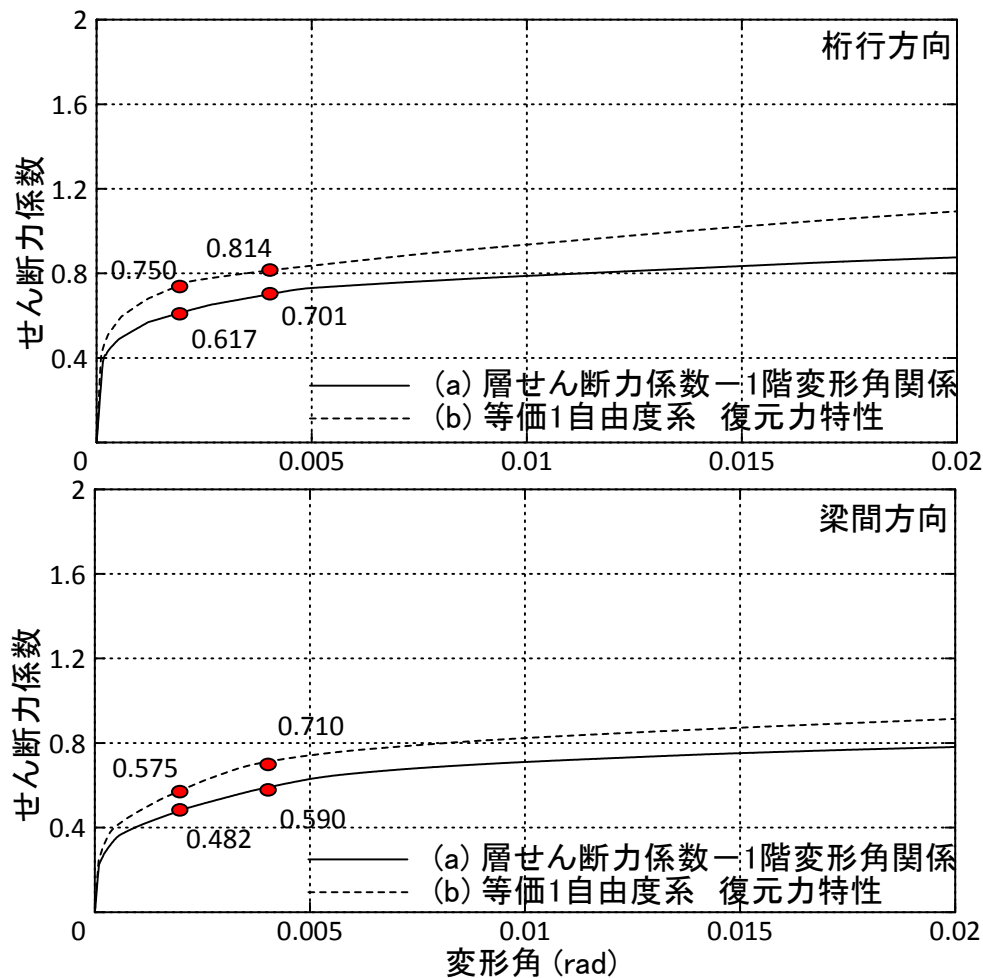


図 5.2.3.1-3 静的漸増载荷解析結果

建築物の層せん断力係数は、変形角 1/500rad で 0.617 (桁行方向)、0.482 (梁間方向) であった。これらの値は、耐震診断第 2 次診断結果とほぼ同程度の値を示している。これは、骨組解析において梁はひび割れのみ考慮したモデルを用いたため、耐震診断第 2 次診断における剛梁仮定に非常に近いためであると考えられる。一方、変形角 1/250rad でのせん断力係数は 0.701 (桁行方向)、0.590 (梁間方向) であった。これは、耐震診断では耐力壁が終局強度に達してせん断破壊する時の層間変形角を 1/250rad としているのに対して、骨組解析では耐力壁は部材角 (せん断変形角) 1/250rad で終局強度に達するとしているため、層間変形角 1/250rad 時には終局強度に達していないためと考えられる。また、等価 1 自由度系の復元力特性は、1 層の復元力特性に対して約 2 割程度大きな耐力を示している。

3) 等価 1 自由度系の地震応答解析

観測地震波形

建築物 A 周辺では、表層地盤上の観測点 K-NET (IWT013) ^{5.2.3-1)} で東北地方太平洋沖地震の本震記録が観測されている。図 5.2.3.1-4 に建築物と観測点の位置関係を示す。K-NET 観測点 (IWT013) は、建築物 A から約 1km 北に離れた場所に位置している。被災建築物の桁行方向は東西に向いている。

K-NET 観測点 (IWT013) における観測波形の加速度応答スペクトルおよび速度応答スペクトルを、2003 年三陸南地震の観測データと共に図 5.2.3.1-5 および図 5.2.3.1-6 に示す。建築物が主に被災した桁行 (EW) 方向では、特に 0.3s を超える周期帯で東北地方太平洋沖地震のスペクトルが卓越しており、応答加速度のピーク値は約 1.5G、応答速度のピーク値は 100kine 程度に達している。これらの周期帯における三陸南地震での応答加速度のピーク値は約 1.0G、応答速度のピーク値は 50kine 程度であった。一方、梁間 (NS) 方向でも二つの本震観測記録において応答加速度のピーク値は約 1.5G、応答速度のピーク値は 100kine 程度と非常に大きな値を示している。

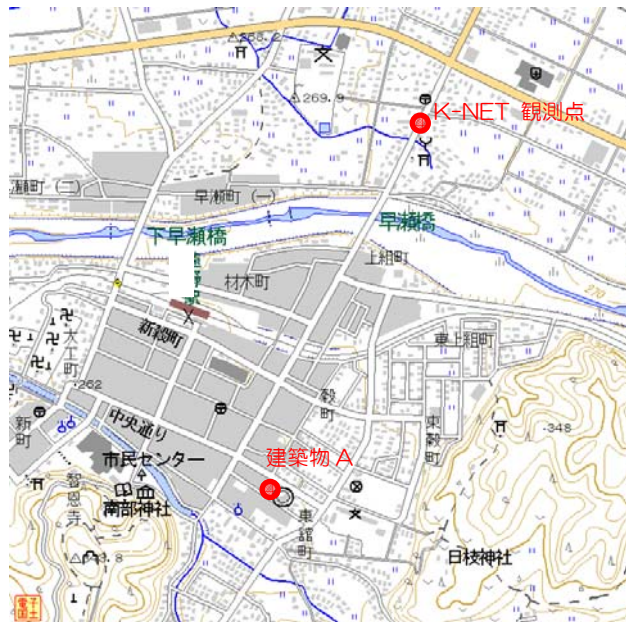


図 5.2.3.1-4 建築物 A および K-NET 観測点 (IWT013) の位置

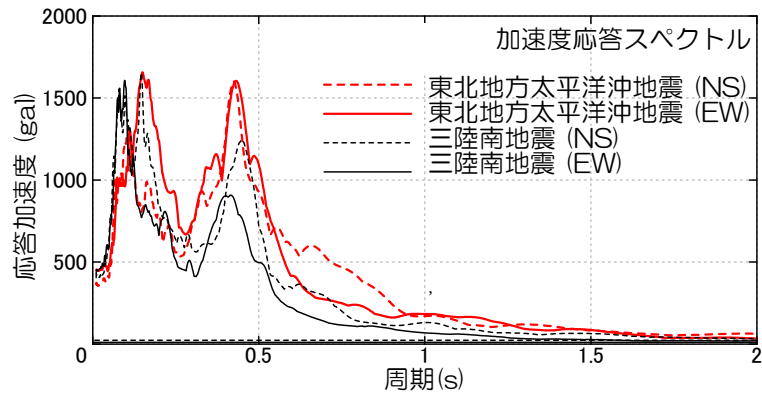


図 5.2.3.1-5 K-NET (IWT013) における加速度応答スペクトル

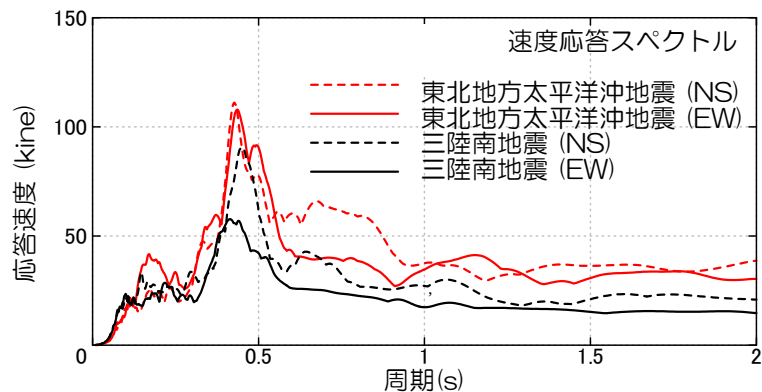


図 5.2.3.1-6 K-NET (IWT013) における速度応答スペクトル

地震応答解析結果

等価 1 自由度モデルに対する観測記録波形を用いた地震応答解析を行い、構造物の応答と被災度の関係を比較した。図 5.2.3.1-7 に東北地方太平洋沖地震の観測記録波形、図 5.2.3.1-8 に三陸南地震の観測記録波形を入力した時の桁行方向と梁間方向の荷重－変形関係を示す。グラフ縦軸および横軸は、等価 1 自由度系のせん断力係数および変形角となっている。三陸南地震では桁行、梁間方向ともに降伏変形レベルの応答に留まっている。これに対して東北地方太平洋沖地震では、桁行、梁間方向ともに塑性変形を示している。

表 5.2.3.1-2 に、等価 1 自由度の最大応答変形に対応する静的漸増载荷ステップの層せん断力係数および 1 階層間変形角を示す。1 階桁行方向の最大応答層間変形角は三陸南地震で $1/700\text{rad}$ 、東北地方太平洋沖地震で $1/250\text{rad}$ であった。階高 3.8m に対して、南側構面の腰壁つき短柱では内法長さ 0.8m、北側構面の腰壁つき短柱では内法長さ 1.3m となっている。したがって、これらの部材角は三陸南地震では $1/150\text{rad}$ 、 $1/250\text{rad}$ 、東北地方太平洋沖地震で $1/50\text{rad}$ 、 $1/90\text{rad}$ となる。耐震 2 次診断では、耐力壁およびせん断柱については層間変形角 $1/250\text{rad}$ で靱性指標 $F=1.0$ としており、これらの部材変形角と地震被害はよく対応していた。

一方、1 階梁間方向の最大応答層間変形角は三陸南地震で $1/550\text{rad}$ 、東北地方太平洋沖地震で $1/375\text{rad}$ であった。これは、耐震診断第 2 次診断における耐力壁の靱性指標 $F=1.0$ より小さく、梁間方向耐力壁に被害が見られなかったことと整合している。

表 5.2.3.1-2 等価 1 自由度系の最大応答変形に対応する 1 層の応答

	1 階変形角 (rad)	層せん断力係数
東北地方太平洋沖地震 桁行方向	0.003908	0.697
東北地方太平洋沖地震 梁間方向	0.002578	0.517
三陸南地震 桁行方向	0.001459	0.585
三陸南地震 梁間方向	0.001838	0.470

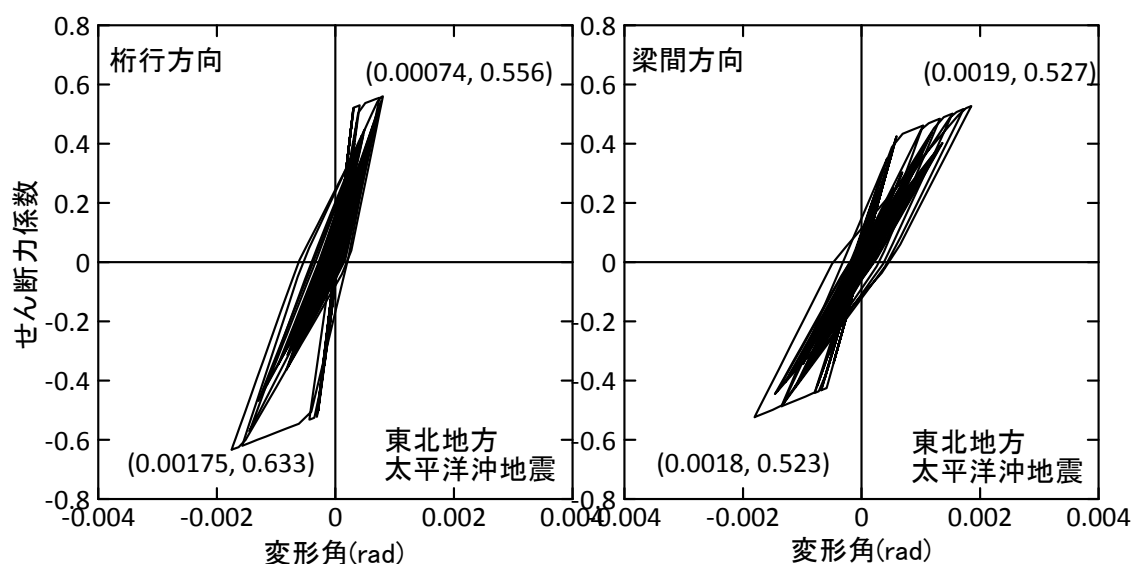


図 5.2.3.1-7 時刻歴応答解析結果（等価 1 自由度系 東北地方太平洋沖地震）

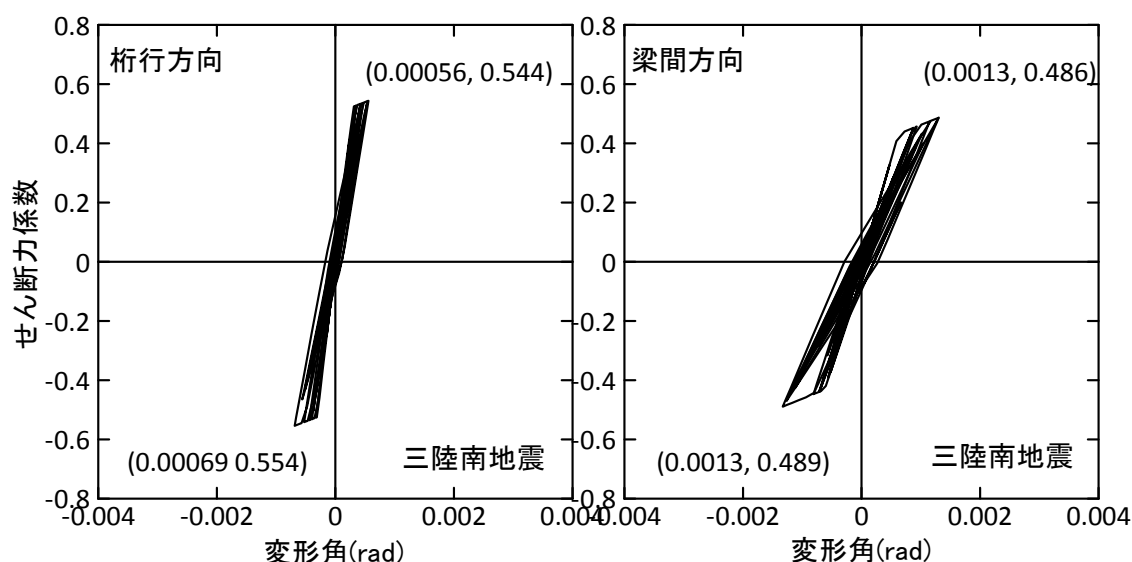


図 5.2.3.1-8 時刻歴応答解析結果（等価 1 自由度系 三陸南地震）

(e) まとめ

三陸南地震によって被害が発生し、その後、応急補強を行っていたものの、再度、東北地方太平洋沖地震で被災した建築物 A について、耐震診断資料に基づき静的漸増载荷解析および地震応答解析を行った。これらの解析結果と構造物の地震被害を比較し、以下の知見を得た。

- ・ 本建築物は、三陸南地震で腰壁付き短柱がせん断破壊した。被災後に耐震診断を実施し、桁行方向の構造耐震指標 I_s は 0.30、梁間方向の I_s は 0.48 であり、両方向ともに耐震性能を満足せず、耐震補強が必要と判定されていた。当該建築物は、応急的にせん断柱の軸力保持を目的とした鉄骨サポートを設置していたものの、東北地方太平洋沖地震で再び被災した。
- ・ 静的漸増載荷解析における桁行方向の層せん断力係数は、耐震診断第 2 次診断による C_T 値とほぼ同程度の値を示した。これは解析モデルにおいて、梁降伏を考慮していないためである。
- ・ 1 階腰壁付き短柱の部材角は三陸南地震、東北地方太平洋沖地震ともに $1/250\text{rad}$ を超えており、解析結果は地震被害と整合している。一方、層間変形角は三陸南地震では $1/700\text{rad}$ 、東北地方太平洋沖地震では $1/250\text{rad}$ であり、今回の地震で 1 階耐力壁が初めてせん断破壊した被害状況とも整合している。

5.2.3.2 建築物 I（茨城県）

(a) 検討概要

茨城県内に建つ建築物 I は、1964 年に竣工した比較的床面積の大きな鉄筋コンクリート造 3 階建て建築物（一部鉄骨造 2 階建てが増築）であり、東北地方太平洋沖地震時において 1 階の腰壁付き短柱および耐力壁にせん断破壊が見られた。

本検討では、耐震診断第 2 次診断^{5.2.3-4)}を行い、さらに骨組モデルによる静的漸増載荷解析を実施して被災した構造物の保有水平耐力について検討を行った。また、建築物から約 200m 離れた敷地内の表層地盤上の K-NET 観測点（IBR005）および建築物 1 階に設置された加速度計で本震波形が観測されており、これらの加速度記録を用いて地震応答解析を行い、解析における層間変形角と構造物の被災状況の比較を行った。

(b) 被災度区分判定結果および被災部材の詳細について

本建築物の被害は各階に生じているが、特に被害が大きいのは 1 階であった。主な被害は腰壁・垂れ壁付き柱（短柱）のせん断破壊（写真 5.2.3.2-1(a)）で、軸方向変形が生じているものも多数見られた。1 階桁行方向の柱及び壁の損傷度を図 5.2.3.2-1 に示す。建物北側の 2 階建て（一部 3 階建て）部分では外構面の大半の柱が損傷度 V であり、また、平屋建て部分の外構面でも多くの柱が損傷度 IV となっている。これらは全て腰壁・垂れ壁が取り付く短柱のせん断破壊であった。また、短柱のせん断破壊以外に袖壁付き柱や開口付き耐力壁（写真 5.2.3.2-1(b)）のせん断破壊が確認された。なお、内柱のほとんどは損傷度が I あるいは II であり、損傷は比較的軽微であった。1 階桁行方向の耐震性能残存率 R は 37.6% となり、被災度は大破であった。

北側および東側構面で被災した柱のほとんどは断面 $550\text{mm} \times 550\text{mm}$ 、主筋 10-22 ϕ であった。一方、南側構面で被災した柱のほとんどは断面 $500\text{mm} \times 500\text{mm}$ 、主筋 4-22 ϕ + 8-19 ϕ であった。これらの柱に付帯する腰壁および垂れ壁高さは非常に大きく、北側および東側構面の柱内法高さは 0.8m（せん断スパン比 0.72）または 1.9m（せん断スパン比 1.72）、南側構面の柱内法高さは 2.0m（せん断スパン比 2.0）となっており、いずれも脆性柱扱いとなる。せん断補強筋は 9 ϕ - @250 である。

柱部材の曲げ終局強度を略算式、せん断終局強度を荒川せん断耐力式（minimum 式）で算定する際に、柱断面の軸力比を 0.1 とすると、これらの部材の曲げせん断余裕度は 0.685（柱内法長

さ 0.8m)、1.105 (柱内法長さ 2.0m)、1.108 (柱内法長さ 1.9m) となる。

また、梁間方向の耐力壁についてもせん断破壊が確認された。本建築物における壁高 (3 層) は 13.75m、桁行方向のスパン長さは 5.4m である。壁厚は 120mm、壁筋は 9φ-@250、等価開口周比は 0.24 (1m×1.25 m) である。側柱はいずれも 550mm×600mm であり、柱主筋は 12-22φ または 10-22φ である。



(a) 南側構面柱のせん断破壊



(b) 有開口耐力壁のせん断破壊

写真 5.2.3.2-1 被災した柱および壁部材

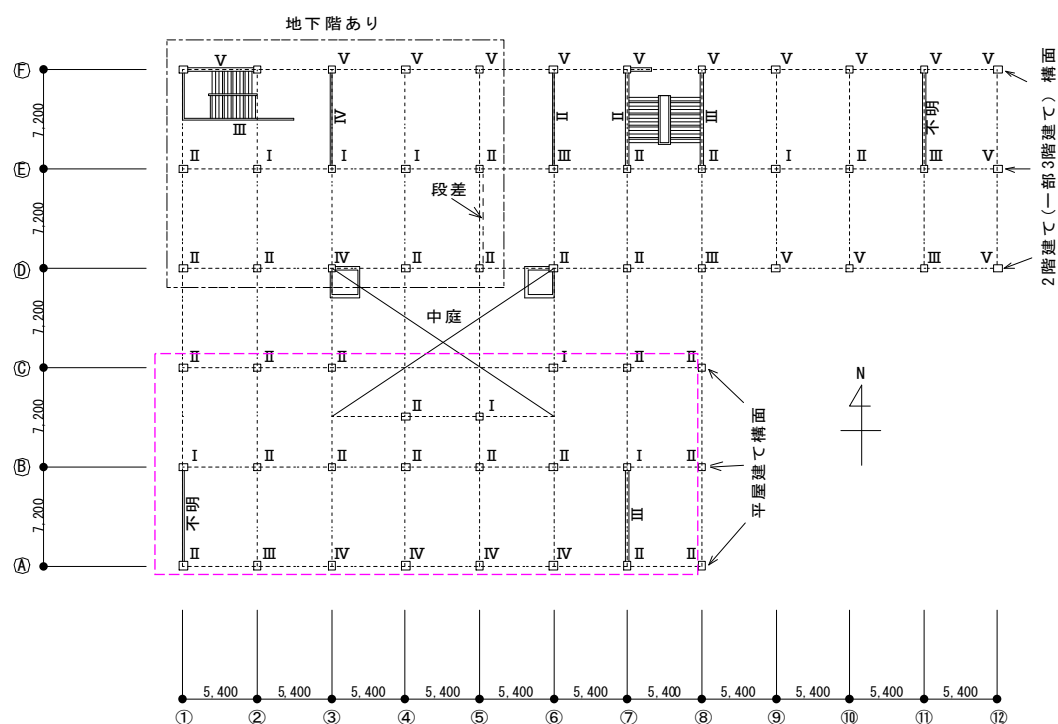


図 5.2.3.2-1 鉛直部材の損傷度 (1 階桁行方向)

(c) 耐震診断第 2 次診断結果

構造図面に基づいて耐震診断第 2 次診断を、診断プログラム Screen-Version2.1^{5.2.3-7)} を使って実施した。建築物の部材配筋および断面は構造図面に基づいて設定し、仕上げ重量および積載荷重については日本建築学会鉄筋コンクリート構造設計資料集^{5.2.3-8)} を参照した。本建築物の構造

部材は、図 5.2.3.2-1 に示すような損傷を受けていたが、耐震診断では損傷による耐力や剛性の低減は行っていない。1 階桁行および梁間方向の C_T - $R(F)$ 関係を、図 5.2.3.2-2 に示す。

1 階桁行方向における極脆性柱せん断破壊時 ($F=0.8$) の C_T 値は 0.48 で、耐震診断基準の(5)式に基づき算定されたものである。北側構面の腰壁つき短柱 (内法長さ 0.8m) が $F=1.0$ において第 2 種構造要素となり、形状指標 S_D 及び経年指標 T を第 1 次診断に倣って略算すると、それぞれ 0.81、0.80 (築 30 年以上) となることから、構造耐震指標 I_S は 0.25 ($F=0.8$) となる。

1 階梁間方向では極脆性柱せん断破壊時 ($F=0.8$) の C_T 値は 0.63 で、耐震診断基準の(5)式に基づき算定されたものである。東側構面の腰壁つき短柱 (内法長さ 0.8m) が $F=1.0$ において第 2 種構造要素となることから、桁行方向と同様に形状指標 S_D を 0.81、経年指標 T を 0.80 とすると、 I_S は 0.33 ($F=0.8$) となる。

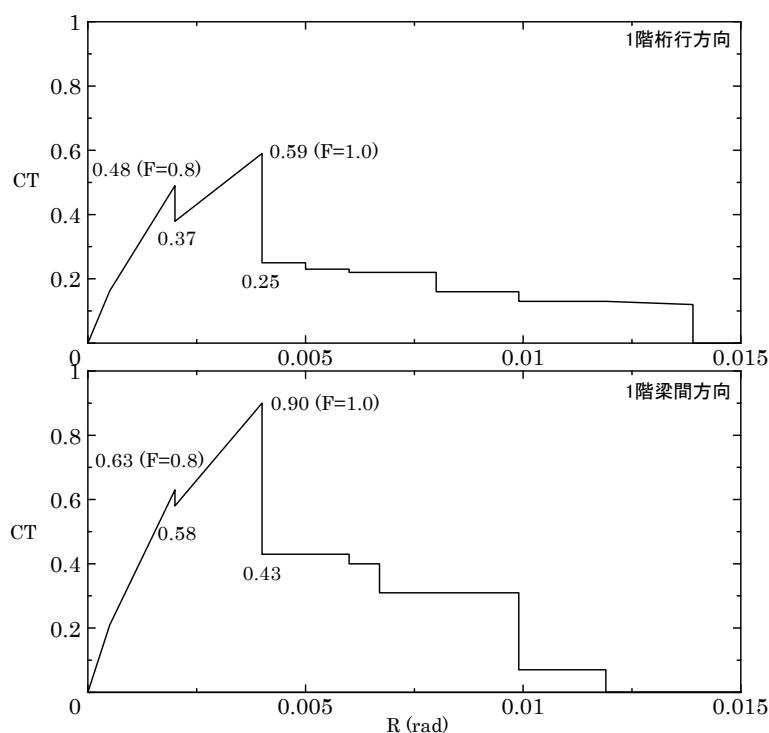


図 5.2.3.2-2 建築物 I における C_T - $R(F)$ 関係

(d) 解析検討

1) 解析仮定

解析的な検討では構造物を三次元骨組でモデル化し、静的漸増載荷解析および地震応答解析を行い、解析結果と被害結果について比較検討を行った。なお、本解析は 5.2.3.1 と同様に三次元骨組解析ソフト CANNY (Version. C03) ^{5.2.3-5)} を用いて実施した。以下に骨組モデルにおける仮定条件を示す。なお、部材モデル及び解析方法については 5.2.3.1 と同様のため割愛する。ただし、地震応答解析における入力加速度には、K-NET (IBR005) ^{5.2.3-1)} に加えて本建築物 1 階で観測された東北地方太平洋沖地震本震波形を使用した。

構造物

- ・ 本建築物では地下階を一部有しており、鉄筋コンクリート部分 (3 階建て) と鉄骨部分 (平屋) が連結しているが、モデル化を簡便にするため地下階および鉄骨造部分を取り除いた部分のみモデル化している。

- ・ 建築物の重量は耐震診断時に使用した各柱軸力に基づき算定している。

2) 静的漸増載荷解析

被災した建築物（実在建築物モデル）の解析

上記の骨組モデルを用いて静的漸増載荷解析を行った。構造物の各階階高は4.05m(1階)、3.60m(2階)、3.10m(3階+R階)である。各階重量は3839kN(3階+R階)、9087kN(2階)、14179kN(1階)である。弾性固有周期は桁行方向で0.166s、梁間方向で0.120sであった。桁行方向および梁間方向に漸増載荷した解析結果を図5.2.3.2-3に示す。なお、荷重－変形関係としては、(a)1階層せん断力係数（ベースシヤ係数）－層間変形角関係、(b)代表変位（等価高さ6.95m）における等価1自由度系の復元力特性を示す。また、等価1自由度系の復元力特性を3折線モデルに置換した時の周期、強度および剛性低下率について表5.2.3.2-1に示す。等価1自由度系では弾性1次モード分布に基づいて等価高さを算定し、代表変位を除いた値として変形角、転倒モーメントを除いた値としてせん断力係数を算定している。なお、この時ひび割れ点および降伏点は荷重変形曲線上にあるものとし、3折線モデルと荷重変形曲線のエネルギー誤差が最も小さくなる値を選択している。

建築物桁行方向の層せん断力係数は、変形角1/500radで0.40、変形角1/250radで0.55であった。これは耐震診断第2次診断結果と比べると、やや小さい値を示している。耐震診断第2次診断は剛梁を仮定しているが、骨組解析は診断結果に比べて梁のひび割れや降伏などによって降伏点剛性が低く評価されるためであると考えられる。また、等価1自由度系の復元力特性は、1層の復元力特性より1～2割程度大きな耐力を示している。

建築物梁間方向の層せん断力係数は、変形角1/500radで0.69、変形角1/250radで0.94であった。これは耐震診断第2次診断結果と比べると、やや大きな値を示している。梁間方向では桁行方向に比べて耐力壁が多く配置されており、耐力に寄与する影響が大きい。耐震診断第2次診断では、耐力壁の終局せん断耐力を広沢式（minimum式）から算定しているが、骨組解析では部材実験などで一般的に用いられている広沢式（mean式）を用いており、耐力壁の終局せん断強度を大きく評価しているためと考えられる。また、等価1自由度系の復元力特性は、1層の復元力特性に対して約2割程度大きな耐力を示している。

表 5.2.3.2-1 等価1自由度系（3折線モデル）の復元力特性（実在建築物モデル）

	桁行方向	梁間方向
ひび割れ点(せん断力係数)	0.426	0.695
降伏点(せん断力係数)	0.714	1.175
降伏点剛性低下率	0.298	0.276
降伏後剛性低下率	0.026	0.016
弾性固有周期 (s)	0.331	0.224

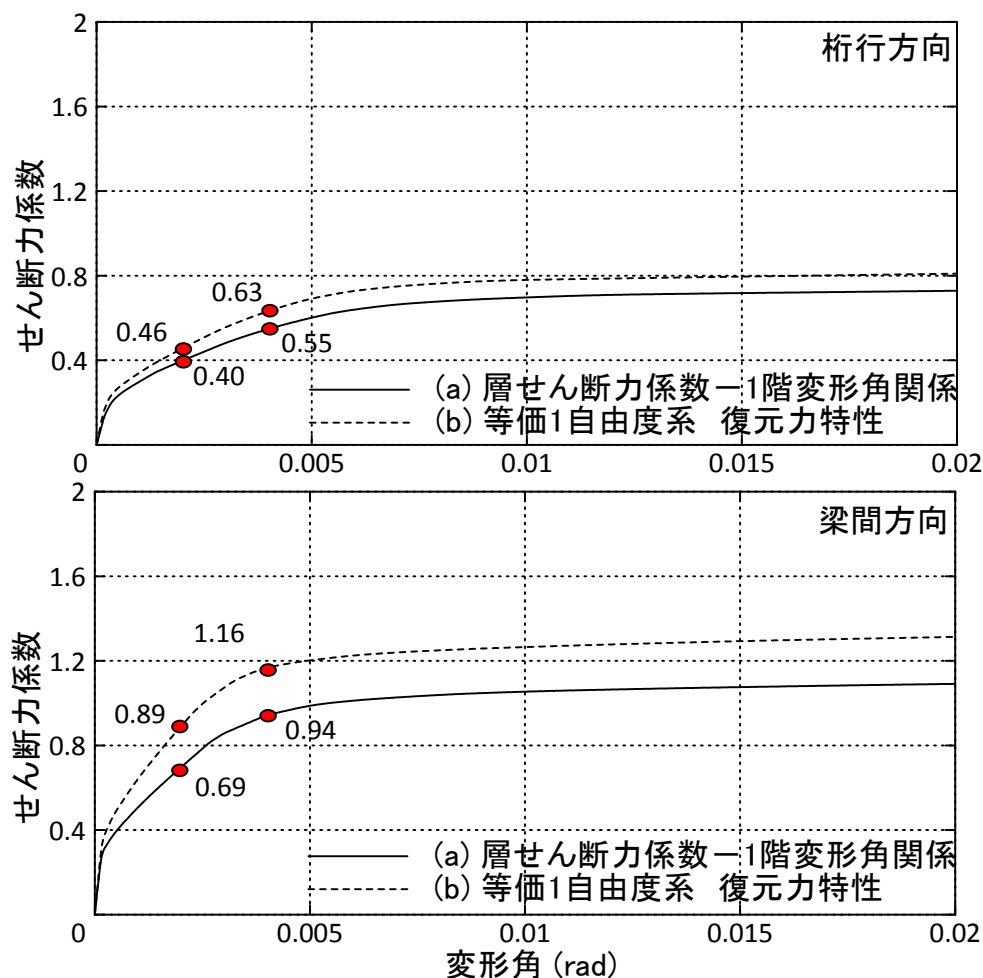


図 5.2.3.2-3 静的漸増載荷解析結果（実在建築物モデル）

1 階腰壁・垂れ壁にスリットを導入した建築物（スリット付加モデル）の解析

前述の骨組モデルについて、1 階腰壁および垂れ壁つき短柱（桁行方向の場合は有開口耐力壁も含む）に構造スリットを設けたモデルについて同様に検討を行った。構造スリットを設けたモデルでの弾性固有周期は桁行方向で 0.2570s、梁間方向で 0.1306s であった。桁行方向および梁間方向に漸増載荷した解析結果を図 5.2.3.2-4 に示す。なお、荷重－変形関係としては、(a) 1 階層せん断力係数（ベースシヤ係数）－層間変形角関係、(b) 代表変位（等価高さ 6.95m）における等価 1 自由度系の復元力特性を示す。また、等価 1 自由度系の復元力特性を 3 折線モデルに置換した時の周期、強度および剛性低下率について表 5.2.3.2-2 に示す。等価 1 自由度系では弾性 1 次モード分布に基づいて等価高さを算定し、代表変位を除した値として変形角、転倒モーメントを除した値としてせん断力係数を算定している。なお、この時ひび割れ点および降伏点は荷重変形曲線上にあるものとし、3 折線モデルと荷重変形曲線のエネルギー誤差が最も小さくなる値を選択している。

建築物の桁行方向の層せん断力係数は、変形角 1/500rad で 0.24、変形角 1/250rad で 0.37 であった。これは構造スリットを設けないモデルの 2/3 程度の耐力となっている。本建築物は桁行方向では 1 階の層崩壊形を形成するため、等価 1 自由度系と 1 層応答は概ね同じ復元力性状を示している。

建築物の梁間方向の層せん断力係数は、変形角 $1/500\text{rad}$ で 0.65、変形角 $1/250\text{rad}$ で 0.88 であった。梁間方向では桁行方向に比べて耐力壁が多く配置されており、構造スリットを設けたことによる耐力の低下は比較的小さな値に留まっている。また、等価 1 自由度系の復元力特性は、1 層の復元力特性に対して約 2 割程度大きな耐力を示している。

表 5.2.3.2-2 等価 1 自由度系（3 折線モデル）の復元力特性（スリット付加モデル）

	桁行方向	梁間方向
ひび割れ点(せん断力係数)	0.277	0.671
降伏点(せん断力係数)	0.478	1.150
降伏点剛性低下率	0.375	0.267
降伏後剛性低下率	0.010	0.017
弾性固有周期 (s)	0.405	0.232

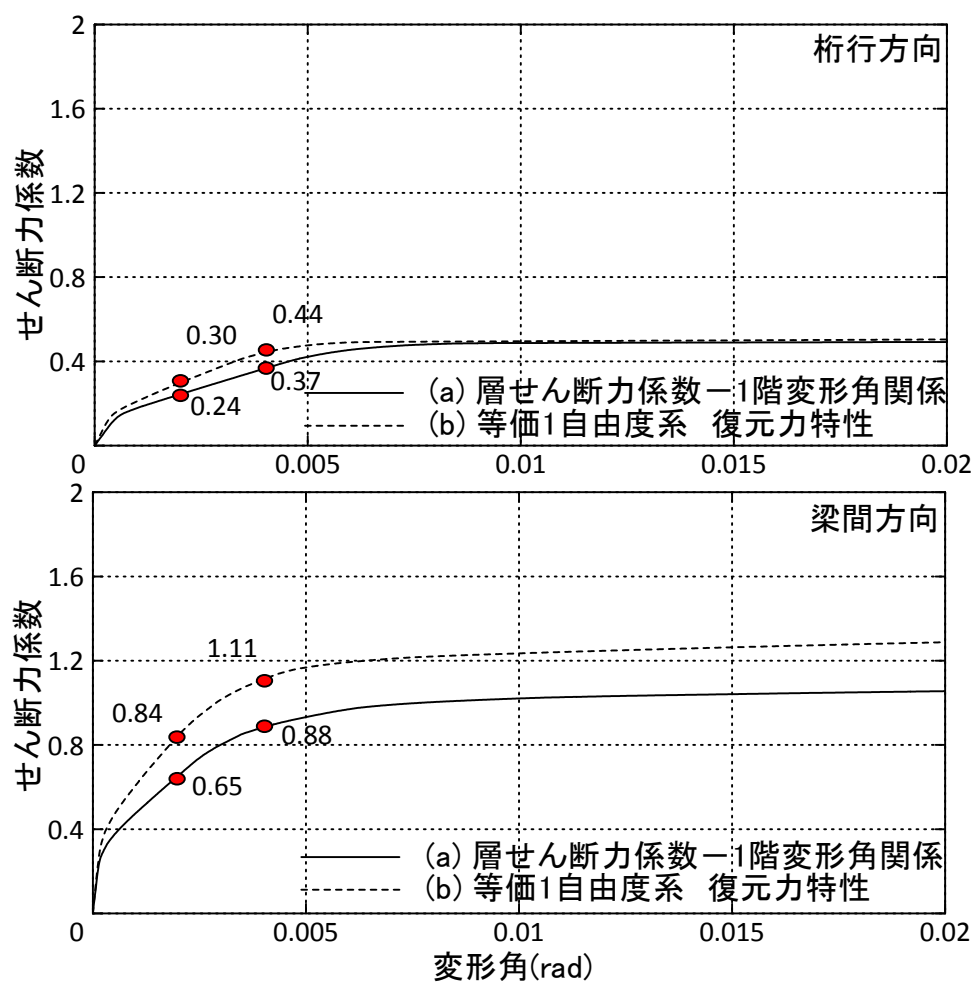


図 5.2.3.2-4 静的漸増載荷解析結果（スリット付加モデル）

3) 等価 1 自由度系の地震応答解析

観測地震波形

被災した本建築物 1 階および K-NET 観測点 (IBR005) で東北地方太平洋沖地震の本震記録が観測されている。図 5.2.3.2-5 に建築物と各観測点の位置関係を示す。被災建築物の桁行方向は東西に向いており、小高い丘の上に立地している。K-NET 観測点 (IBR005) は同敷地内の南端に設置されている。一方、建築物 1 階の観測点は、建築物中央の階段室に設置されている。

K-NET 観測点 (IBR005) および建築物 1 階の本震観測記録の加速度応答スペクトルおよび速度応答スペクトルを、図 5.2.3.2-6 および図 5.2.3.2-7 に示す。K-NET 観測点 (IBR005) の応答加速度は 0.6s 付近で 3G 程度記録している。これに対して、建築物 1 階の応答加速度は 2G 程度であった。また、K-NET 観測点 (IBR005) の応答速度は 0.6s 付近で最大 300kine 程度であるのに対して、建築物 1 階の応答速度は 200kine 程度であった。これらの比較から、やや大きな周期帯 (0.6s) での応答加速度・速度は、K-NET 観測点 (IBR005) に比べて建築物 1 階の方が低くなっていることがわかる。一方、建築物の弾性剛性から降伏点剛性に対応する 0.3s から 0.6s までの周期帯での応答加速度・速度は、梁間 (NS) 方向ではやや入力低減がみられるものの、桁行 (EW) 方向ではほとんど違いがみられなかった。

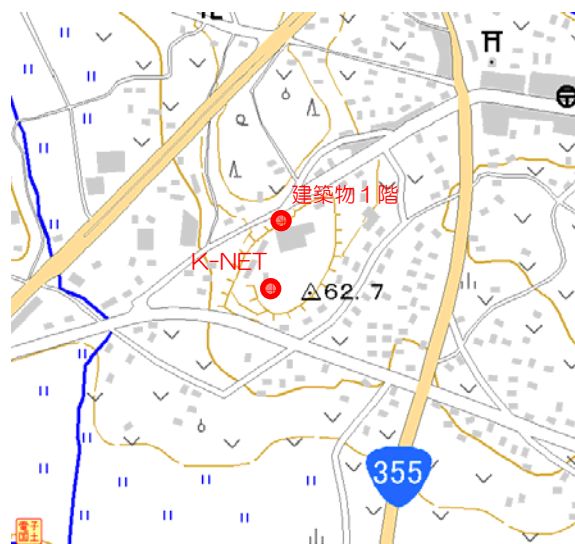


図 5.2.3.2-5 本建築物および K-NET 観測点 (IBR005) の位置

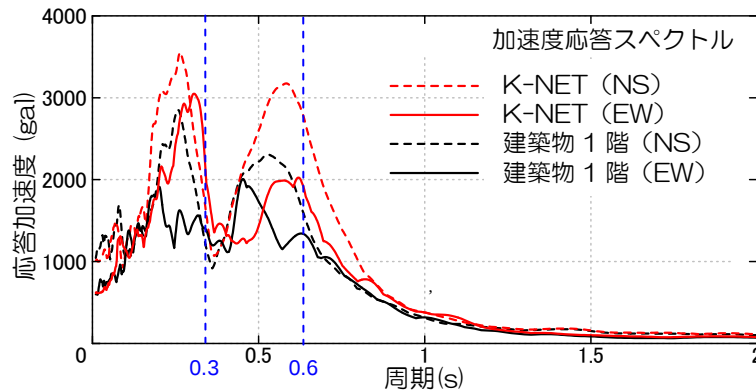


図 5.2.3.2-6 K-NET 観測点 (IBR005) および建築物 1 階における加速度応答スペクトル

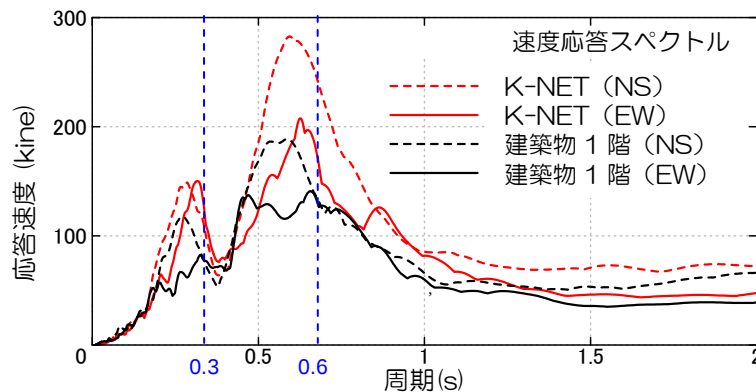


図 5.2.3.2-7 K-NET 観測点 (IBR005) および建築物 1 階における速度応答スペクトル

地震応答解析結果

前述した実在建築物モデルの等価 1 自由度モデルおよび観測記録波形を用いて地震応答解析を行い、構造物の応答と被災度の関係を比較した。図 5.2.3.2-8 に K-NET (IBR005) の観測記録波形を入力した時、図 5.2.3.2-9 に建築物 1 階の観測記録波形を入力した時の桁行方向と梁間方向の荷重－変形関係を示す。グラフ縦軸および横軸は、等価 1 自由度系のせん断力係数および変形角となっている。また図 5.2.3.2-10 および図 5.2.3.2-11 に、構造スリットを設けた場合について同様の荷重－変形関係を示す。

桁行方向では地震動が大きく、降伏せん断力係数が小さいため、塑性率 2 程度の応答を示している。一方、梁間方向では降伏せん断力係数が大きいため、概ね降伏変形レベルの応答を示す結果となった。建物 1 階観測波形に対する応答は、K-NET (IBR005) 観測波形に対する応答に比べてやや小さくなっているものの大きな違いは見られなかった。これは建築物の塑性率が最大 2 程度であり、二つの地震動の応答スペクトルで大きな違いがみられた 0.7s 前後の周期帯が構造物の応答に大きな影響を与えなかったためであると考えられる。ただし、本解析モデルでは腰壁つき短柱などの部材について脆性破壊後もせん断耐力を保持する仮定となっている。これらの部材について耐力低下や負勾配を考慮すると、周期が伸びるため、この場合は二つの地震動による応答に明確な差異が現れる可能性も考えられる。

表 5.2.3.2-3 および 5.2.3.2-4 に、等価 1 自由度の最大応答変形に対応する静的漸増载荷ステップの 1 層の層せん断力係数および 1 階層間変形角を示す。実在建築物モデルの桁行方向および梁間方向 1 階の層間変形角は 1/120～1/70 であり、1 階両方向において腰壁付き短柱および耐力壁がせん断破壊した被害状況と整合している。これに対して、スリット付加モデルにおける 1 階

の層間変形角は $1/120 \sim 1/50$ であり、耐力が低下したことによる変形の増加は等価 1 自由度の応答ではほとんど見られず、1 階の層間変形角も柱梁純フレーム構造物であれば十分靱性が期待できる変形角に収まっていた

スリット付加モデルでは、桁行方向の腰壁および垂れ壁や有開口耐力壁を取り除いており、1 階は解析上、柱梁部材から構成される架構となっている。地震被害状況においても本建物の長柱は軽微な曲げひび割れを除いてほぼ無被害であり、構造スリットを適切に設けることによって被害を軽減できる可能性があることを示した。一方、梁間方向では耐力壁が数枚設けられているため、構造スリットを付加してもこれらの部材のせん断ひび割れ、ないしはせん断破壊を防止することは難しく、鉄骨ブレースや耐力壁の増打ちなどによる強度型の補強が必要になるものと推察される。

表 5.2.3.2-3 1 次変形モードにおいて最大応答変形に対応する 1 層の応答（実在建築物モデル）

	1 階変形角 (rad)	層せん断力係数
桁行方向 (K-NET (IBR005))	0.014417	0.717
梁間方向 (K-NET (IBR005))	0.010180	1.056
桁行方向 (建築物 1 階)	0.011476	0.708
梁間方向 (建築物 1 階)	0.008424	1.044

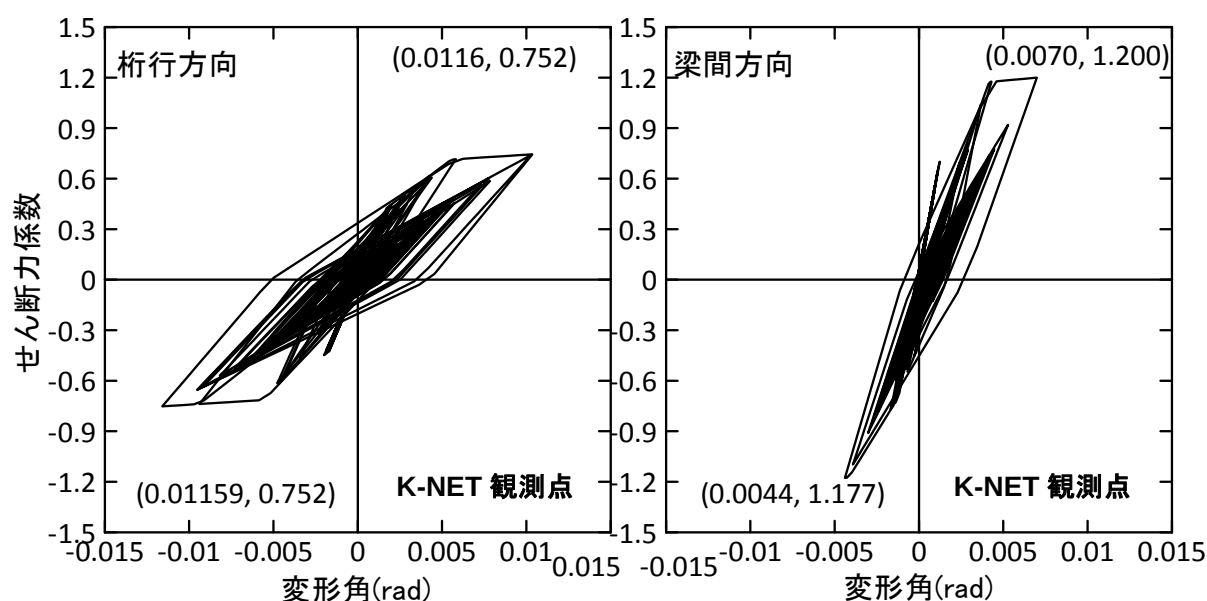


図 5.2.3.2-8 時刻歴応答解析結果（等価 1 自由度系 K-NET 観測点 (IBR005) 実在建築物モデル）

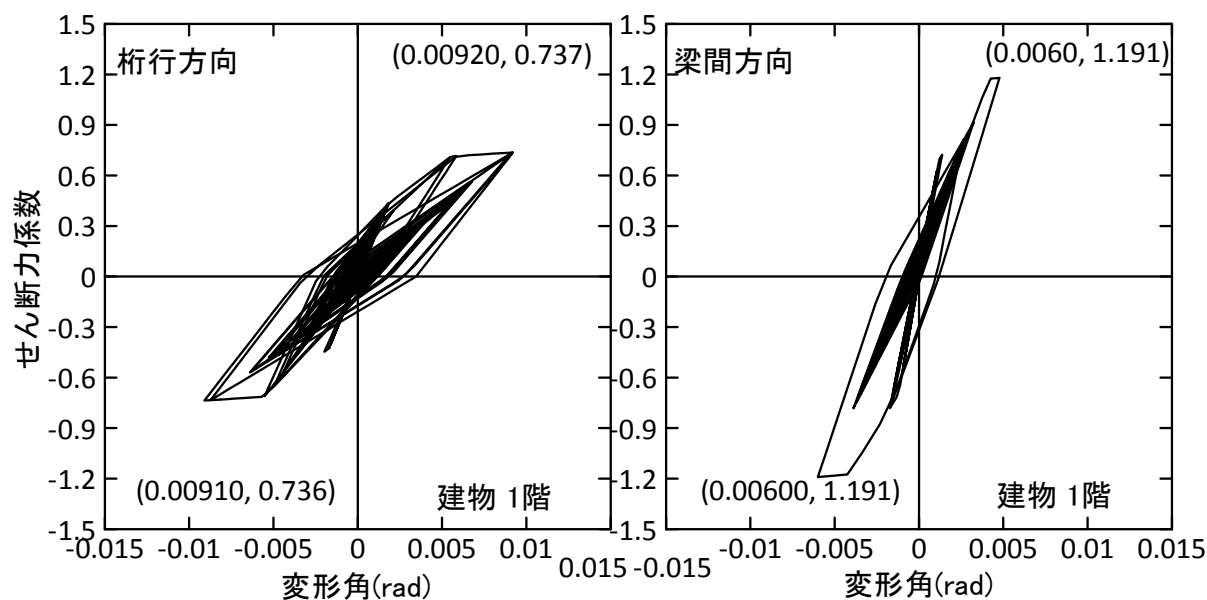


図 5.2.3.2-9 時刻歴応答解析結果（等価 1 自由度系 建築物 1 階 実在建築物モデル）

表 5.2.3.2-4 1 次変形モードにおいて最大応答変形に対応する 1 層の応答（スリット付加モデル）

	1 階変形角 (rad)	層せん断力係数
桁行方向 (K-NET (IBR005))	0.01866	0.492
梁間方向 (K-NET (IBR005))	0.00835	1.008
桁行方向 (建築物 1 階)	0.01839	0.492
梁間方向 (建築物 1 階)	0.00791	1.003

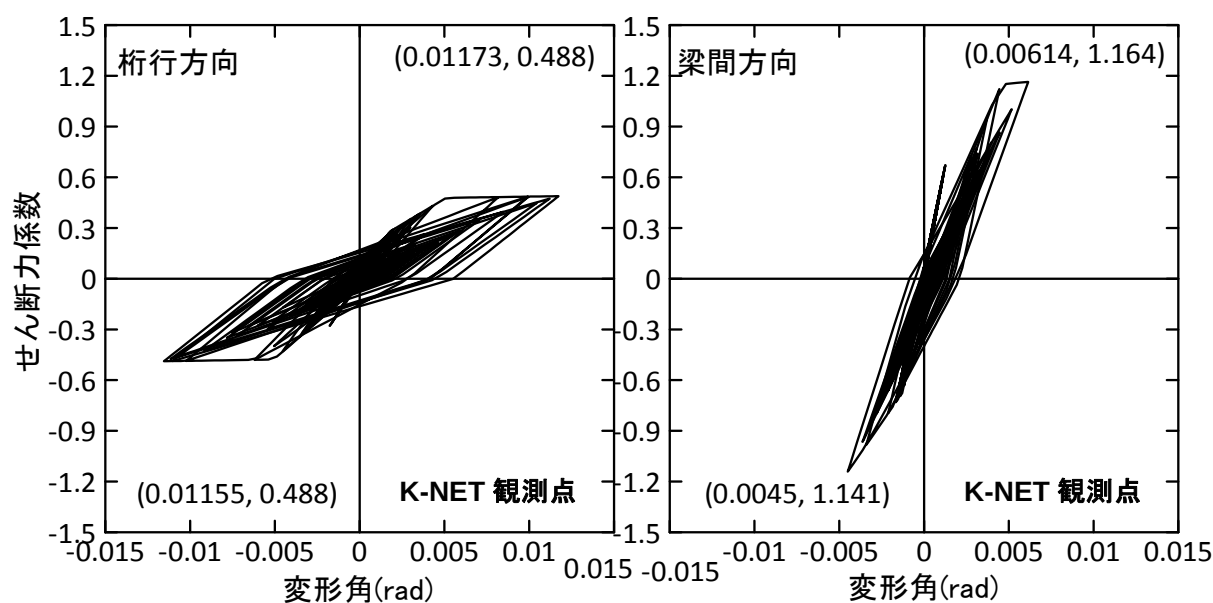


図 5.2.3.2-10 時刻歴応答解析結果（等価 1 自由度系 K-NET 観測点 (IBR005) スリット付加モデル）

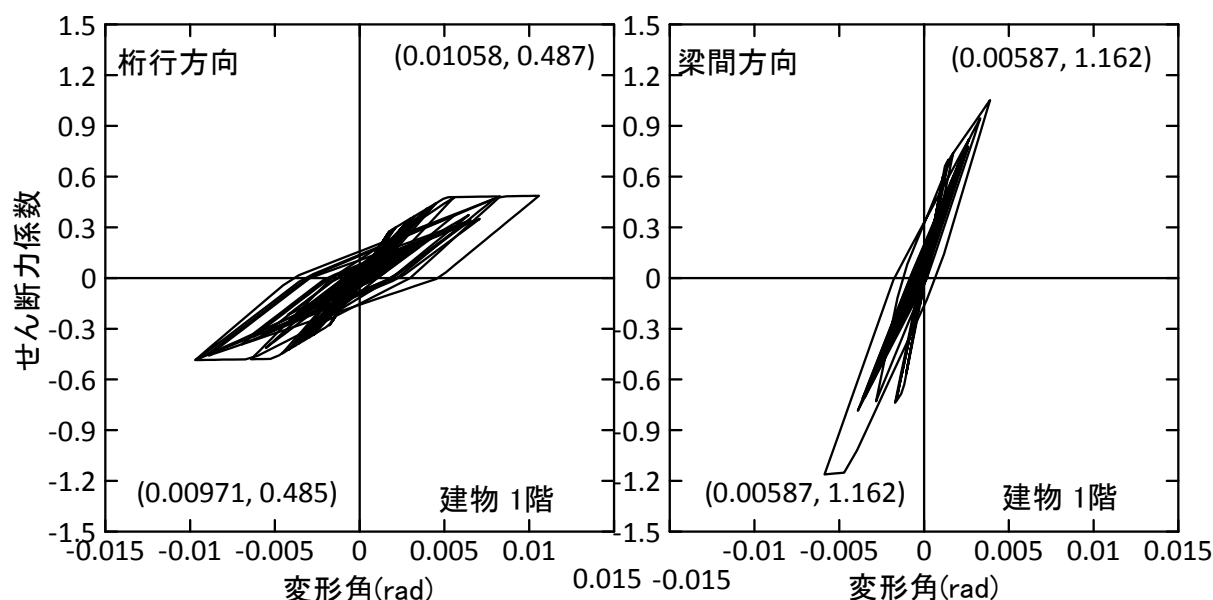


図 5.2.3.2-11 時刻歴応答解析結果（等価 1 自由度系 建築物 1 階 スリット付加モデル）

(e) まとめ

東北地方太平洋沖地震で被災した建築物Ⅰについて、構造図面に基づき耐震診断第2次診断を実施し、さらに静的漸増載荷解析および地震応答解析を行った。これらの解析結果と構造物の地震被害を比較し、以下の知見を得た。

- ・ 建築物Ⅰの構造耐震指標 I_s は桁行方向が 0.25、梁間方向が 0.33 であり、両方向ともに耐震性能が十分でなく、耐震補強が必要であったものと判断される。
- ・ 静的漸増載荷解析における桁行方向の層せん断力係数は、耐震診断第2次診断における C_T 値より小さく、梁間方向の層せん断力係数は耐震診断第2次診断における C_T 値より大きかった。これは、桁行方向は純ラーメン構造であるのに対して、梁間方向は耐力壁付きラーメン構造であることに起因していると考えられる。
- ・ 実在建築物モデルの地震応答解析における1階層間変形角は $1/120 \sim 1/70$ であり、腰壁付き短柱および耐力壁がせん断破壊した被害結果と整合している。スリット付加モデルにおける1階層間変形角は $1/120 \sim 1/50$ であり、変形の増加は等価1自由度の応答ではほとんど見られず、1階の層間変形角も柱梁純フレーム構造物であれば十分靱性が期待できる変形角に収まっていた。
- ・ 本解析により、本構造物は例えば構造スリットを適切に設けるだけでも、桁行方向の被害を軽減できる可能性があることを示した。一方、梁間方向には耐力壁が設けられているため、地震被害を防止するためには、耐震補強ブレースや耐力壁の増打ちなどによる強度型の補強が必要であったものと推察される。

5.2.3.3 建築物Ⅱ（茨城県）

(a) 検討方針

本建築物は、耐震補強済の建築物としては、今回の地震により継続使用できなくなるほどの大きな構造被害を受けた非常に数少ない事例である。そこで、本建築物で確認された被害の要因について考察するための詳細な検討を行う。まず、入手した耐震診断及び耐震補強の資料に基づいて、耐震補強の概要及び補強前後の耐震診断結果の概要を示し、実際の被害状況に関連付けて考察することにより被害の要因を推定する。さらに、骨組解析プログラムを用いた静的漸増載荷解析及び地震応答解析を行い、その結果を耐震診断結果及び実際の被害状況と比較することで、被害要因に関する考察の妥当性について検証する。

(b) 耐震補強及び耐震診断結果の概要

1) 耐震補強の概要

本建築物の外観及び耐震補強の概要を写真 5.2.3.3-1 に示す。本建築物は 1969 年に RC 造 2 階建て（一部平屋、以下、既存 RC 造とする）として建設され、その後、1979 年に RC 造平屋（以下、増設 RC 造）と S 造（以下、増設 S 造）が増築された。2002 年に耐震診断（第 3 次診断）が実施され、既存 RC 造及び増設 S 造の耐震性に疑問があると判定されたため、以下に示す①～⑤の耐震補強が 2003 年に実施された。

① 既存 RC 造の桁行（東西）方向に K 型鉄骨ブレースを設置した

耐震診断の結果、既存 RC 造の 1 階桁行方向の構造耐震指標 I_s が 0.50 となり、構造耐震判定指標 $I_{so}=0.6$ を下回ったため、桁行方向の耐力確保を目的として、写真 5.2.3.3-1 に示すように 1 階 4 か所、2 階 2 か所の合計 6 か所に K 型鉄骨ブレースを設置した。

② 増設 S 造と既存 RC 造の間のエキスパンションジョイントを撤去し、一体の構造にした

③ 増設 S 造屋根の水平ブレースを補強した

耐震診断の結果、増設 S 造の I_s は桁行、梁間（南北）方向ともに 0.20 となり、 $I_{so}=0.6$ を下回った。そこで、増設 S 造に作用する地震荷重を既存 RC 造に負担させることを目的として、増設 S 造の屋根水平ブレースを補強した上で、増設 S 造と既存 RC 造を一体化させた。

④ 増設 RC 造と既存 RC 造を一体化した

両者は元々エキスパンションジョイントで接合されていたが、間隔が狭く、耐震診断では大地震時に衝突するおそれがあると指摘された。そこで、桁行方向に対してのみ力が伝達されるように両者を鉄骨部材で接合した。

⑤ 既存 RC 造の梁間方向の 1 階及び 2 階大梁の両端を鉄板で補強した

2002 年 2 月に発生した地震（震度 5 弱）により、2 階梁の主筋ベンド位置（柱面より約 2～3m の位置）の梁下端に曲げひび割れが発生した。当該梁は、主筋の配筋量が端部と中央で極端に異なり、地震時に曲げ耐力不足となることが判明したため、写真 5.2.3.3-2 に示すように梁端に鋼板接着による補強を実施した。補強範囲は柱フェイス位置から 3500mm である。



写真 5.2.3.3-1 本建築物外観及び耐震補強概要



写真 5.2.3.3-2 梁端の鋼板補強

2) 耐震補強前後における耐震診断結果の概要

設計図書に記載されている既存 RC 造の耐震補強前後の各指標及び C-F 関係を、表 5.2.3.3-1 及び図 5.2.3.3-1 にそれぞれ示す。診断には、ラーメン架構に対しては節点振り分け法、壁架構に対しては仮想仕事法が用いられている。ここでは、桁行、梁間方向のいずれも I_s が最小となる加力方向についてのみ記載する。

桁行方向

耐震補強前の既存 RC 造の I_s は 0.50 (1 階) 及び 0.80 (2 階) であったが、補強により ${}_R I_s$ はそれぞれ 0.89 (1 階) 及び 0.87 (2 階) に増加した。また、補強時に連結した増設 RC 造も含めた場合の ${}_R I_s$ も 0.89 (1 階) 及び 0.87 (2 階) となり、いずれの場合でも耐震判定指標 $I_{s0}=0.7$ を上回った。

梁間方向

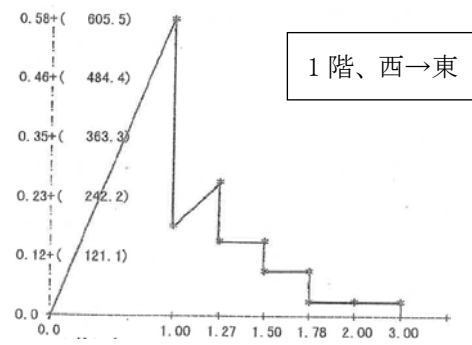
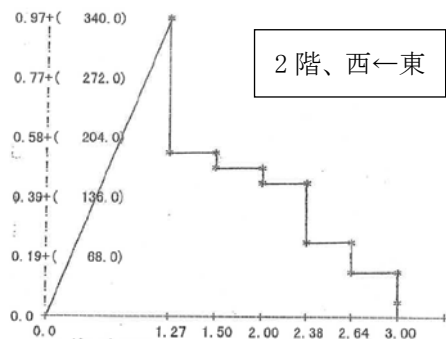
耐震補強前の既存 RC 造の I_s は 0.80 (1 階)、1.07 (2 階) で $I_{s0}=0.6$ を上回っており、耐震性能には問題ないという判定であった。そのため、梁間方向の耐力上昇に寄与する補強は行われておらず、水平耐力は補強前と変わらない。補強後の既存 RC 造の ${}_R I_s$ は 0.83 (1 階)、1.07 (2 階) となった。なお、耐震診断では、1 スパン 12m の長スパン梁を有する 6～9 構面の梁間方向に対しても I_s を計算しており、0.42 (1 階)、0.46 (2 階) であった。

各補強項目の影響

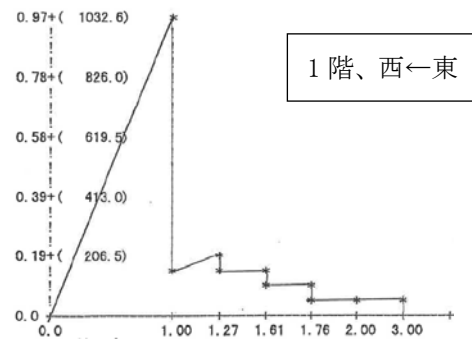
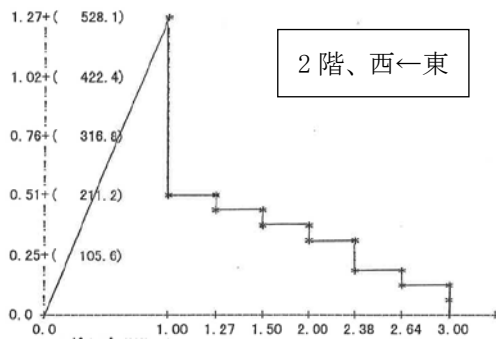
- ・ 鉄骨ブレースの増設 (①) により、1 階及び 2 階桁行方向の C 値が大幅に増加した。
- ・ 増設 S 造の地震荷重を既存 RC 造に負担させた (②、③) ことにより、2 階の桁行及び梁間方向の C 値が減少した (増設 S 造の耐力は無視)。併せて、2 階の桁行方向の重心位置 (地震荷重用作用位置) が西へ (図 5.2.3.3-2 を参照) 移動したことで、2 階梁間方向の偏心率が減少 (0.196→0.130) し、 S_D が改善された。
- ・ 大地震時に衝突の危険があった増設 RC 造とのエキスパンションジョイントを接続した (④) ことにより、建物全体としての形状指標 S_D が改善された。

表 5.2.3.3-1 耐震診断の各指標値（既存 RC 造）

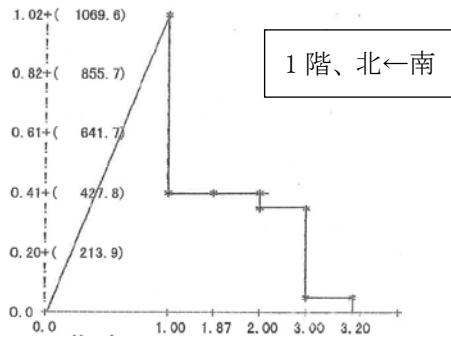
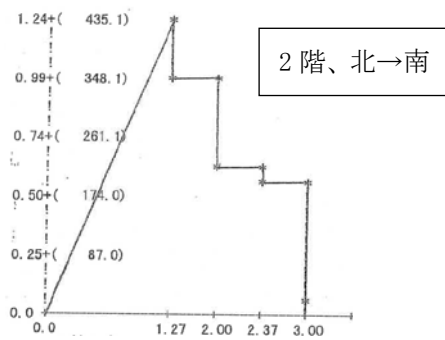
(桁行方向、補強前)						
階	方向	E_0	S_D	T	I_s	$C_T S_D$
2	西←東	0.92	0.95	0.914	0.80	0.69
1	西→東	0.58	0.95	0.914	0.50	0.55
(桁行方向、補強後)						
階	方向	E_0	S_D	T	I_s	$C_T S_D$
2	西←東	0.95	1.00	0.914	0.87	0.95
1	西←東	0.97	1.00	0.914	0.89	0.97
(梁間方向、補強前)						
階	方向	E_0	S_D	T	I_s	$C_T S_D$
2	北→南	1.54	0.76	0.914	1.07	0.58
1	北←南	1.02	0.85	0.914	0.80	0.88
(梁間方向、補強後)						
階	方向	E_0	S_D	T	I_s	$C_T S_D$
2	北→南	1.30	0.90	0.914	1.07	0.58
1	北←南	1.01	0.90	0.914	0.83	0.91



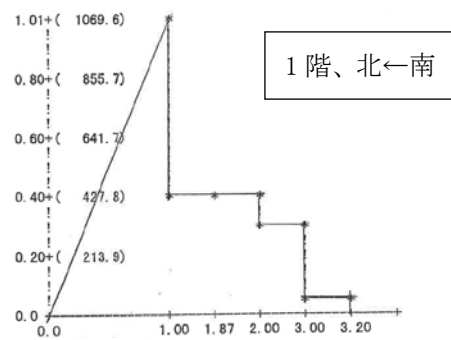
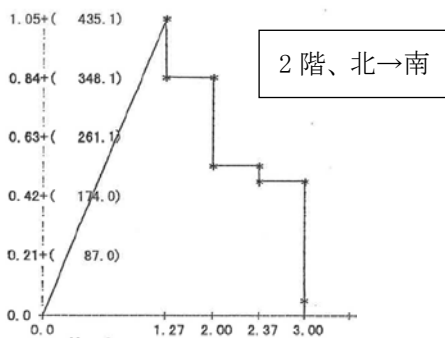
(a) 桁行方向、補強前



(b) 桁行方向、補強後



(c) 梁間方向、補強前



(d) 梁間方向、補強後

図 5.2.3.3-1 既存 RC 部の C-F 関係

(c) 被害状況と耐震診断及び補強に関する考察

本建築物で確認された主な被害は、柱のせん断破壊（写真 5.2.3.3-3）、曲げひび割れ（写真 5.2.3.3-4）及びコンクリート圧壊、梁の端部及び中央部の曲げひび割れ（写真 5.2.3.3-5、写真 5.2.3.3-6）で、図 5.2.3.3-2 に示すように損傷度 III～IV の比較的大きな損傷が 7～9 通り構面に集中して発生した（詳細は付録 B 参照）。本建築物は、西側の 1～5 構面には耐力壁が多く配置されているのに対して、東側の 6～9 構面は梁間 12m を 1 スパンで飛ばした形式で、梁間方向の偏心が大きい平面配置であることから、東側構面の梁間方向に過大な応答が生じたものと推測される。耐震診断基準^{5.2.3-4)}では、ある程度の強度を確保することで形状の悪さを補うという考え方に基づき、偏心のある建築物に対して形状指標 S_0 で保有耐力を減じることでねじれ挙動の影響を考慮しているとされている。今回の地震被害状況を見る限り、本建築物においては結果として偏心が被害発生に影響を及ぼしたものと考えられる。

そこで、本建築物を一つの例題として、耐力割増による応答低減の効果を、骨組解析プログラムを用いた静的漸増載荷解析及び地震応答解析により検証する。また、偏心を改善した場合の事例として、既存 RC 造と増設 RC 造を梁間方向の力も伝達できるように接合し、11 通りに妻壁を設置した場合の挙動についても併せて検証を行う。

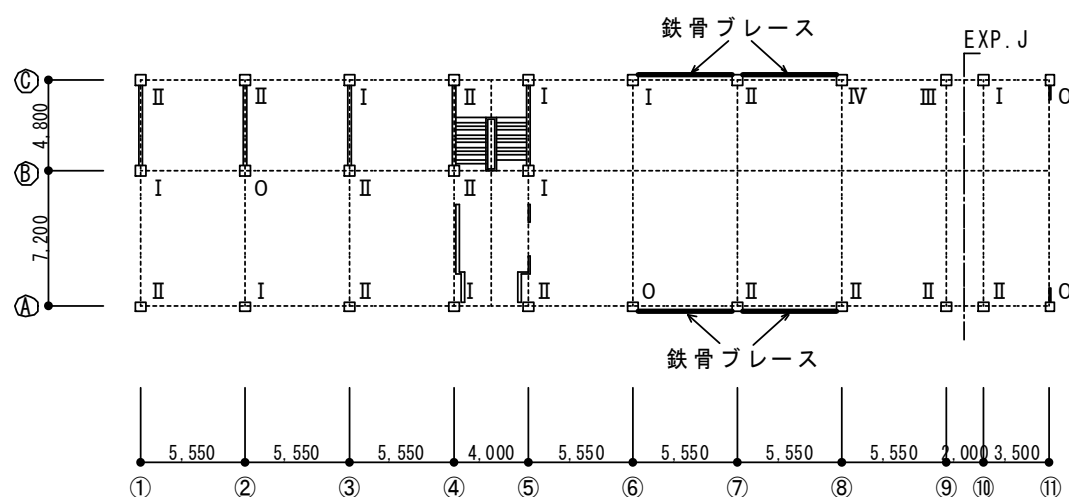


図 5.2.3.3-2 鉛直部材の損傷度調査結果（1 階桁行方向）



写真 5.2.3.3-3 ブレースが取り付け柱の構面内及び構面外に生じたせん断破壊（C-8）



写真 5.2.3.3-4 建物梁間方向の柱頭曲げひび割れ（A-9）

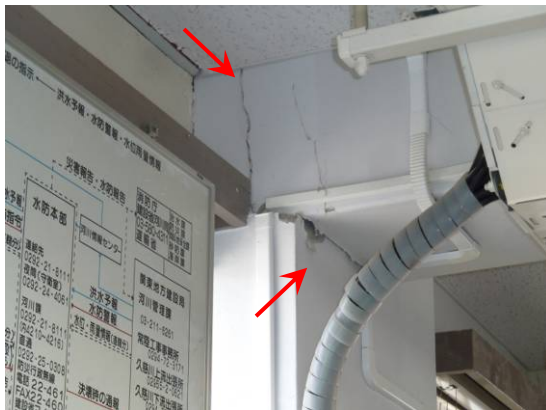


写真 5.2.3.3-5 建物梁間方向の梁端部に生じた曲げひび割れ



写真 5.2.3.3-6 建物梁間方向の梁中間部に生じたひび割れ（㊟通り：ひび割れ幅 5mm）

なお、写真 5.2.3.3-5 及び写真 5.2.3.3-6 に示した大梁の両端部及び中央部下端に発生した曲げひび割れに関しては、耐震補強で実施した鋼板補強の影響もあったと見られる。鋼板の存在により柱フェイス面に曲げひび割れが集中し、梁端部の主筋降伏や抜け出しによって梁端部の固定度が低下し、そこで負担していたモーメントが梁中央部に再分配されて、梁中央部にも大きな曲げひび割れが発生したと推定される。元々、梁端部の曲げ降伏耐力は $C_0=0.2$ から求まる設計応力をわずかに上回る程度しかなく、前述の偏心による過大な応答や地震の上下動の影響により、梁端が降伏する可能性は十分にあったと考えられる。

(d) 骨組解析による検討

1) 解析仮定

検討には骨組解析プログラム「STERA 3D Ver5.7」^{5.2.3-9)}を使用した。解析で使用する部材モデルの概要を以下に示す。

- ・ 梁部材には、両材端に弾塑性曲げバネを、部材中央に弾塑性せん断バネを有する部材モデルを用いた。曲げひび割れ強度、曲げ終局強度、せん断終局強度及び曲げ降伏点剛性低下率は技術基準解説書^{5.2.3-3)}に基づいて算定した（せん断終局強度は荒川 min 式）。曲げ剛性及び曲げ耐力には、梁幅と等しいスラブ協力幅を考慮した。曲げ降伏後の曲げ剛性は、曲げ降伏点の割線剛性の 1/100 とした。せん断ひび割れ強度はせん断終局強度の 1/3 倍、せん断破壊時のせん断変形角は 1/250 とし、せん断破壊後はせん断終局点（せん断変形角が 1/100、せん断力がせん断終局強度の 1/3 倍となる点）を指向し、せん断終局点以降の剛性は初期剛性の 1/1000 とした。
- ・ 柱部材には、両材端に 5 つの非線形軸バネを配置し、部材中央に水平 2 方向の弾塑性せん断バネを有する MS モデルを用いた。せん断終局強度は技術基準解説書^{5.2.3-3)}に基づいて算定した（荒川 min 式）。せん断ひび割れ強度、せん断破壊時のせん断変形角及びせん断破壊後の挙動に関する計算方法は梁と同様とした。
- ・ 壁部材には、両材端に非線形軸バネ（壁板内に 5 つ、各側柱内に 5 つずつ）を配置し、壁板及び側柱のそれぞれに弾塑性せん断バネを有する MS モデルを用いた。せん断終局強度は技術基準解説書^{5.2.3-3)}に基づいて算定した（荒川 min 式）。せん断ひび割れ強度、せん断破壊時の

せん断変形角及びせん断破壊後の挙動に関する計算方法は梁と同様とした。

- ・ 鉄骨ブレース部材はせん断バネ要素に置換し、履歴はバイリニア型とした。せん断降伏強度は圧縮材の場合は座屈耐力、引張材の場合は引張降伏耐力として計算し、枠の剛性、耐力は考慮しない。なお、ブレース部材は腰壁、垂れ壁に取り付いており、柱への付加軸力は考慮されない。

建築物のモデル化は以下の通りとする。

- ・ モデル化した範囲を図 5.2.3.3-3 に示す。実際の建築物では、1 階の東側 1 スパン（増設 RC 造）は既存 RC 造と桁行方向にしか力を伝達しないように接合されており、剛床仮定が成立しないため、モデルに含めない。また、2 階の西側 1.5 スパン（増設 S 造）についてもモデル化せず、その重量は 1 階に作用するものとした。したがって、耐震補強前後の違いは鉄骨ブレースの有無のみとなる。
- ・ 各階の重量については耐震診断で用いられた値（1 階：6784kN、2 階：3445kN）を使用し、支配面積に応じて各節点に配分した。外力分布は A_1 分布に基づいて定めた。
- ・ 各階の高さは 1 階が 3.8m、2 階が 3.5m である。腰壁及び垂れ壁を考慮するため、1 階、2 階とも 3 層に分割してモデル化した。そのため、腰壁、垂れ壁の高さが実際の状況と若干異なる場所がある。
- ・ 柱梁接合部は剛とし、基礎は固定、床には剛床仮定を用いた。
- ・ 材料強度は耐震診断時の調査結果に基づいて定め、既存 RC 造のコンクリート強度及び鉄筋降伏強度はそれぞれ 24N/mm^2 及び 294N/mm^2 とした。

2) 静的漸増載荷解析

耐震補強前後の挙動比較

静的漸増載荷解析により得られた耐震補強前後の層せん断力係数－層間変形角関係を図 5.2.3.3-4 に示す。載荷方向は桁行方向が西←東、梁間方向が北←南とし、層間変形角は各層の重心位置における変位から求めたものである。なお、弾性固有周期は、耐震補強前（ブレース無し）のモデルでは桁行方向 0.1082 秒、梁間方向 0.0735 秒で、耐震補強後（ブレース有り）のモデルでは桁行方向 0.1011 秒、梁間方向 0.0735 秒であった。

桁行方向の 1 階層せん断力係数は、耐震補強で設置したブレースの効果により、変形角 $1/250\text{rad}$ で 0.56 から 1.06 に大幅に増加した。これに対して、耐震診断の $F=1.0$ 時（変形角 $1/250\text{rad}$ 時に相当）の C 値は 0.59（耐震補強前）及び 0.97（耐震補強後）であり、解析結果と耐震診断結果の値はほぼ同等の値となった。耐震診断、骨組解析のいずれも、主に柱の曲げ降伏及びせん断降伏、鉄骨ブレースの降伏により耐力が決定された。

一方、梁間方向に関しては、前述の通り耐力上昇に寄与する補強は行われていないため、1 階層せん断力係数は変形角 $1/250\text{rad}$ で 1.18 から 1.21 に、2 階層せん断力係数は変形角 $1/250\text{rad}$ で 1.62 から 1.65 にそれぞれわずかに増加したもののほとんど変化しなかった。なお、耐震診断における 1 階の C 値（ $F=1.0$ 時）は 1.02（耐震補強前）及び 1.01（耐震補強後）であり、骨組解析結果の方がやや高い値となった。これらの差に関しては、骨組解析では基礎固定としたのに対して、耐震診断では杭の引き抜き抵抗力を無視したことにより、梁間方向の水平力の大半を負担する耐力壁の一部が F 値の大きな回転壁と判定され、 $F=1.0$ 時には大きな耐力を発揮しなかった

影響と考えられる。

なお、骨組解析では、せん断破壊後の挙動について、柱は耐力を保持し、壁も少なくともせん断終局強度の 1/3 を保持すると仮定しているため、桁行、梁間方向ともに、 $F=1.0$ 及び 1.27 以降の層せん断力係数－層間変形角関係は、図 5.2.3.3-1 で示した耐震診断の C-F 関係とは大きく異なっている。

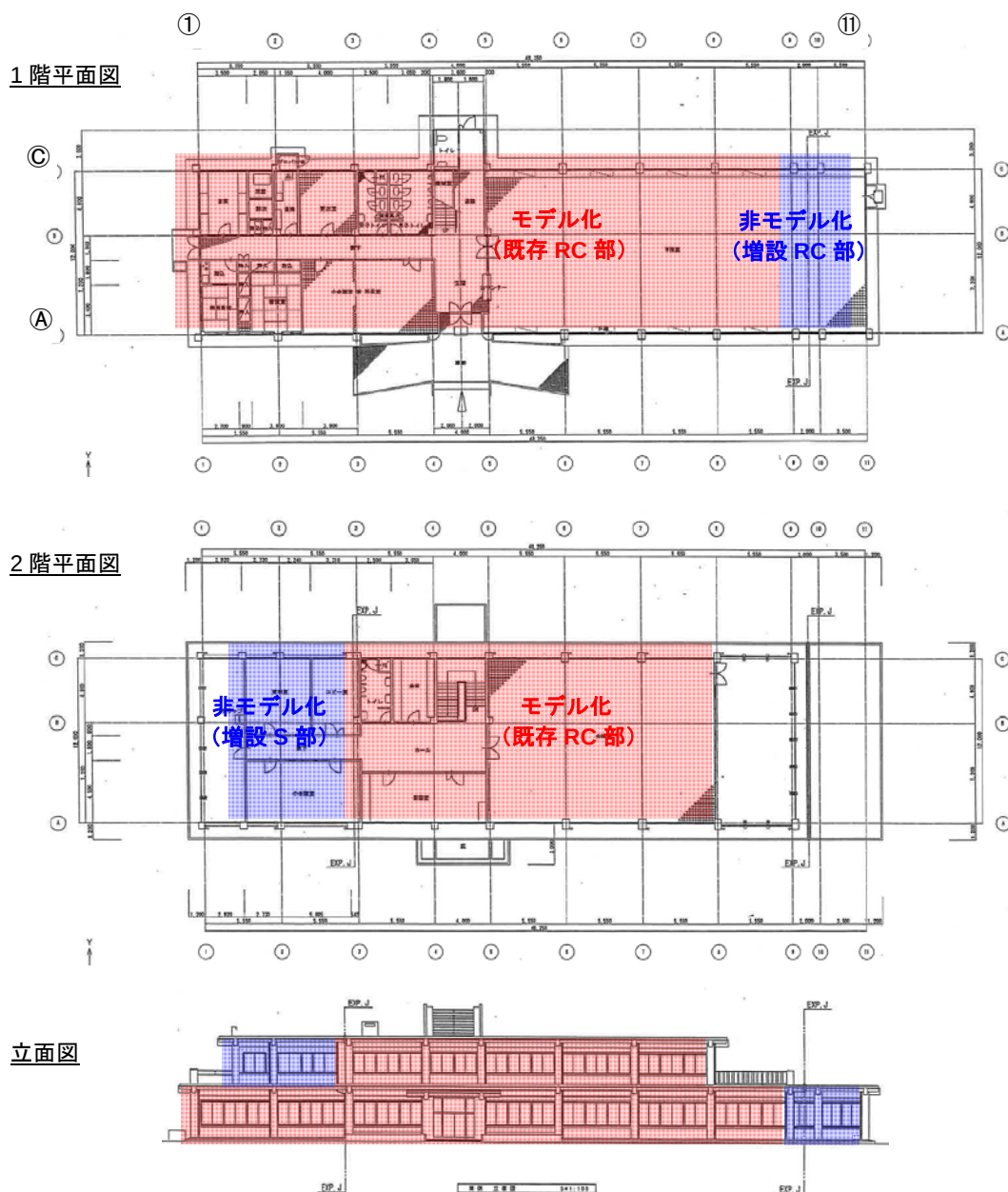


図 5.2.3.3-3 解析対象範囲

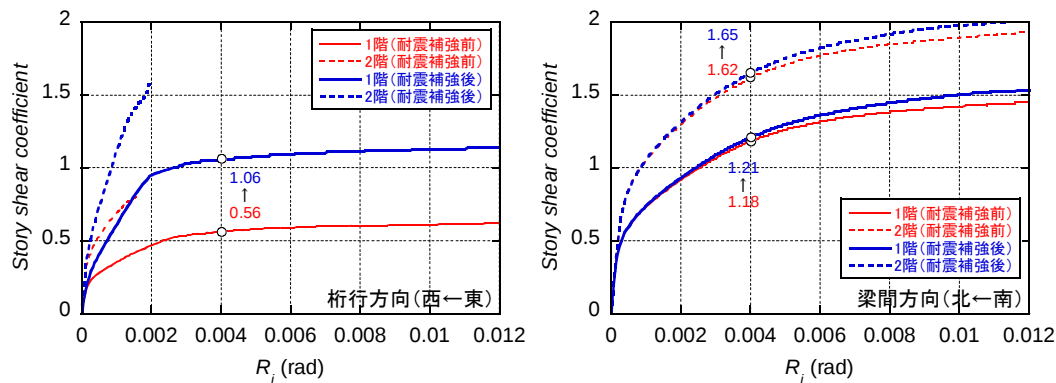


図 5.2.3.3-4 層せん断力係数－層間変形角

耐力割増及び偏心改善による応答低減効果

ねじれ挙動を低減するには、建築物全体の耐力を割り増す方法と偏心を改善する方法が考えられる。前述の耐震補強後のモデルを基準モデル（「立体解析モデル」とする）とし、材料強度（鉄筋降伏強度及びコンクリート圧縮強度）を一律 1.5 倍したモデルを「耐力割増モデル」、増設 RC 造を新たにモデル化して既存 RC 造に接合し（桁行、梁間方向ともに力を伝達できる）、東端の 11 通り構面の A-B 間に妻壁（壁厚 120mm、壁筋 D10@200）を設けたモデルを「偏心改善モデル」とし、梁間方向以外の変位を拘束した「並進モデル」と比較することにより、両者の応答低減効果を検証する。耐力割増モデル及び偏心改善モデルともに、 $R_i=1/250\text{rad}$ 時の 1 階層せん断力係数（ベースシヤ係数）は並進モデルと同程度とした。偏心改善モデルの増設 RC 造（既存 RC 造とは建設年が異なる）のコンクリート強度及び鉄筋降伏強度は、耐震診断時の数値に基づいてそれぞれ 29N/mm^2 及び 343N/mm^2 とし、増設 RC 造の重量として 707kN を 1 階の重量に加えた。検討は梁間方向（北←南）について行った。

それぞれのモデルに対して静的漸増載荷解析を行って得られたベースシヤ係数－1 階層間変形角関係を図 5.2.3.3-5 に、ベースシヤ係数－1 階④－⑨節点（剛心から最も遠い点）の梁間方向層間変形角関係を図 5.2.3.3-6 に、ベースシヤ係数及び 1 階④－⑨節点梁間方向層間変形角の値を比較したものを表 5.2.3.3-2 にそれぞれ示す。

立体解析モデルと並進モデルの解析結果を比較すると、1 階層間変形角 $1/250$ 時 ($F=1.0$) 及び $1/150$ 時 ($F=1.27$) では、立体解析モデルの方がそれぞれ約 20%及び約 15%低いベースシヤ係数を示した。耐震診断の設計図書によれば、本建築物の 1 階梁間方向の耐震診断基準偏心率は 0.127 で、これに対応する形状指標は 0.9 であることから、骨組解析による立体解析モデルと並進モデルの耐力差は、偏心率に関する形状指標による低減率より若干大きい値となった。また、1 階④－⑨節点の梁間方向層間変形角は、表 5.2.3.3-2 に示す通り、立体解析モデルが並進モデルに比べて $C_B=1.0$ 時で約 2.9 倍、 $C_B=1.5$ 時で約 4.4 倍の過大な応答を示した。

耐力割増モデルと並進モデルの解析結果を比較すると、図 5.2.3.3-5 から分かるように、ベースシヤ係数 1.5 付近まで耐力割増モデルと並進モデルはほぼ同等の挙動を示した。しかし、図 5.2.3.3-6 の 1 階④－⑨節点の梁間方向層間変形角で比較すると、立体解析モデルに比べれば応答は大幅に低減されたものの、耐力割増モデルは並進モデルに比べて $C_B=1.0$ 時で約 1.7 倍、 $C_B=1.5$ 時で約 1.8 倍となった。

偏心改善モデルと並進モデルの解析結果を比較すると、耐力割増モデルと同様、ベースシヤ係

数 1.5 付近までは並進モデルとほぼ同じ挙動を示した。また、1 階④-⑨節点の梁間方向層間変形角で比較しても、並進モデルとほぼ同程度の値に抑えられることが分かった。

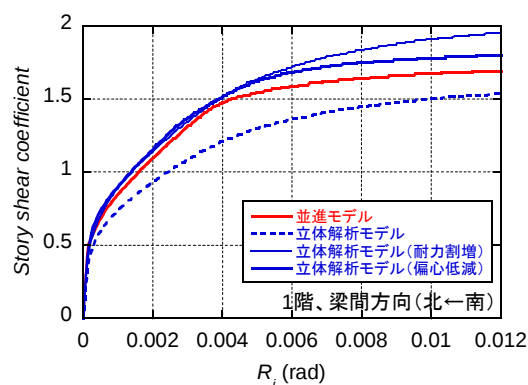


図 5.2.3.3-5 ベースシヤ係数-1 階層間変形角関係の比較

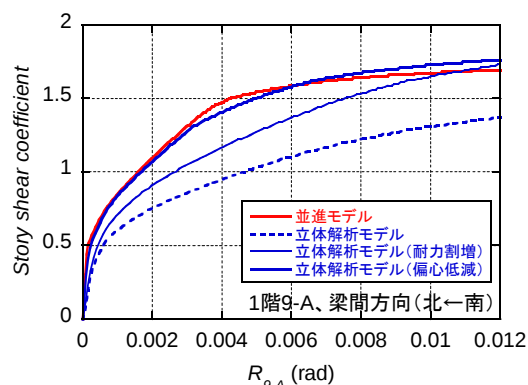


図 5.2.3.3-6 1 階④-⑨節点の梁間方向層間変形角の比較

表 5.2.3.3-2 ベースシヤ係数及び 1 階④-⑨節点梁間方向層間変形角の比較

	ベースシヤ係数		1 階④-⑨層間変形角 ($\times 10^{-2}\text{rad}$)	
	$R_i=1/500\text{rad}$ 時	$R_i=1/250\text{rad}$ 時	$C_B=1.0$ 時	$C_B=1.5$ 時
並進モデル	1.11	1.48	0.162	0.419
立体解析モデル	0.94	1.21	0.463	1.850
耐力割増モデル	1.14	1.51	0.268	0.753
偏心改善モデル	1.16	1.52	0.170	0.491

3) 弾塑性地震応答解析

検討に使用する地震波

本建築物の近隣では、K-NET 観測点 (IBR004) ^{5.2.3-1)} と JMA 観測点 ^{5.2.3-10)} の 2 か所で観測された東北地方太平洋沖地震の本波形が公開されている。本建築物との両者の位置関係を図 5.2.3.3-7 に示す。本建築物から観測点までの直線距離は、K-NET (IBR004) が約 0.9km、JMA が約 1.6km である。加速度波形及び加速度応答スペクトルを図 5.2.3.3-8 及び図 5.2.3.3-9 に示す。図 5.2.3.3-8 に示す両者の最大加速度を比較すると、各成分とも K-NET (IBR004) 観測波が JMA 観測波の約 3 倍となった。また、加速度応答値に関しては、図 5.2.3.3-9 より、周期が 0.5 秒より長い領域においては K-NET (IBR004) 観測波と JMA 観測波にそれほど大きな差は見られないが、0.5 秒より短い周期では K-NET (IBR004) 観測波の方が大きな値を示しており、ピークが見られる周期は、K-NET (IBR004) 観測波で 0.1~0.2 秒、JMA 観測波で 0.3~0.5 秒と両者で大きく異なる。本検討では、東北地方太平洋沖地震の本波形のうち 14 時 48 分 26 秒からの 40 秒間 (K-NET (IBR004) 観測波の 90~130 秒、JMA 観測波の 86~126 秒) を使用する。積分時間刻みは 0.01 秒、粘性減衰は初期剛性比例型で減衰定数 3%とした。

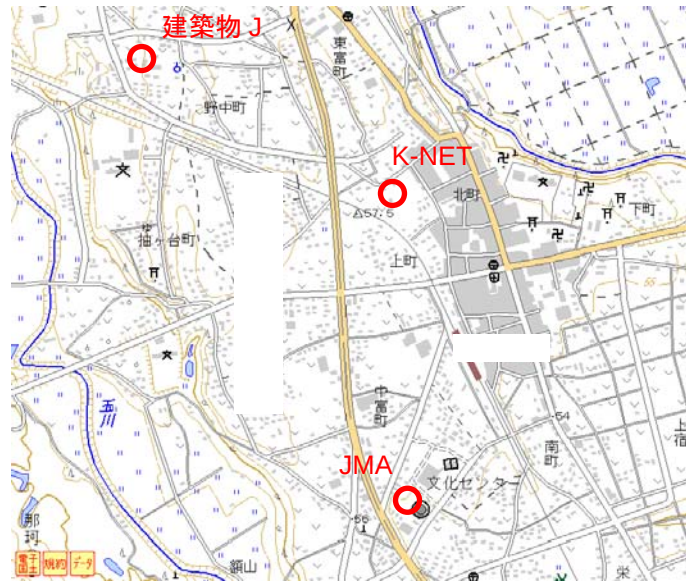
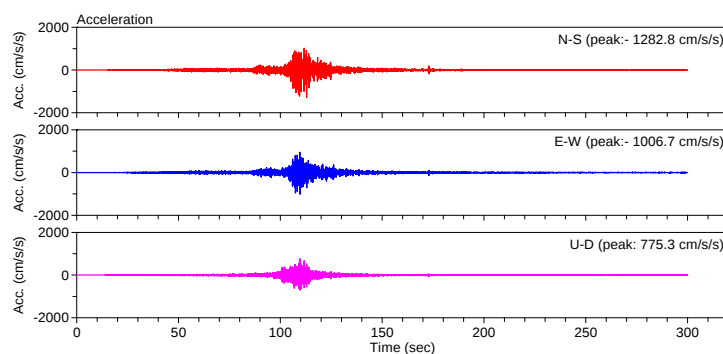
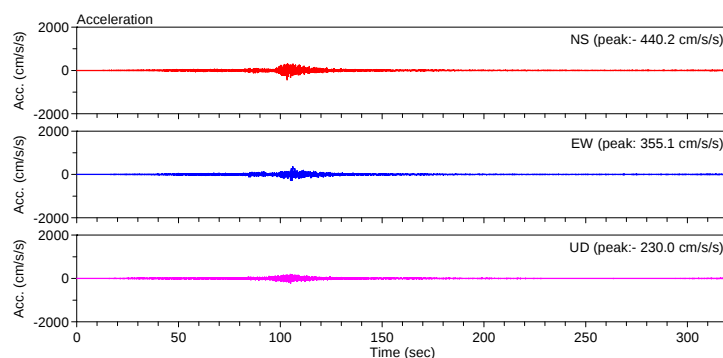


図 5.2.3.3-7 本建築物と各観測点の位置関係

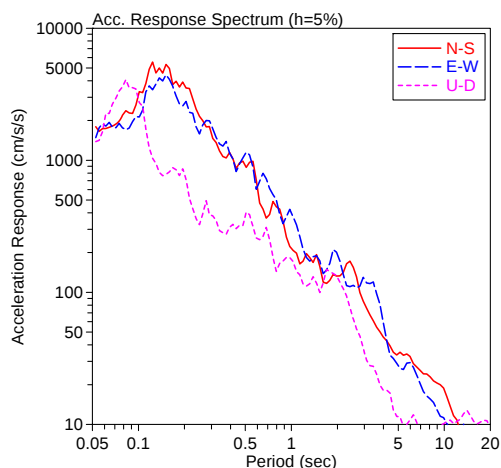


(a) K-NET (IBR004) 観測波

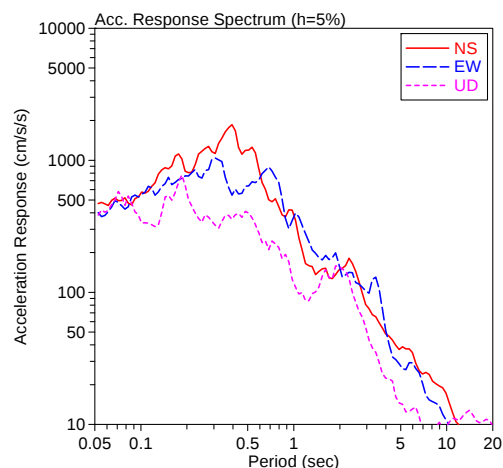


(b) JMA 観測波

図 5.2.3.3-8 加速度波形



(a) K-NET (IBR004) 観測波



(b) JMA 観測波

図 5.2.3.3-9 加速度応答スペクトル

JMA 観測波を入力した場合

立体解析モデルに対して、JMA 観測波を用いて弾塑性地震応答解析を行い、得られたベースシヤ係数-1 階層間変形角関係を図 5.2.3.3-10 に、1 階①-⑨節点の層間変形角オービットを図 5.2.3.3-11 にそれぞれ示す。

JMA 観測波ではほぼ全ての部材が降伏以前の範囲に収まり、1 階重心位置での最大応答は桁行、梁間方向ともに $1/1000\text{rad}$ 前後と非常に小さい値となった。また、実際に圧壊や主筋が降伏したと推定される残留曲げひび割れが確認された 1 階①-⑨通り（柱の損傷度 IV）における梁間方向

の最大応答は約 1/500rad に留まっており、JMA 観測波を用いた場合、本建築物で確認された実際の損傷状況よりも被害が小さく評価される結果となった。

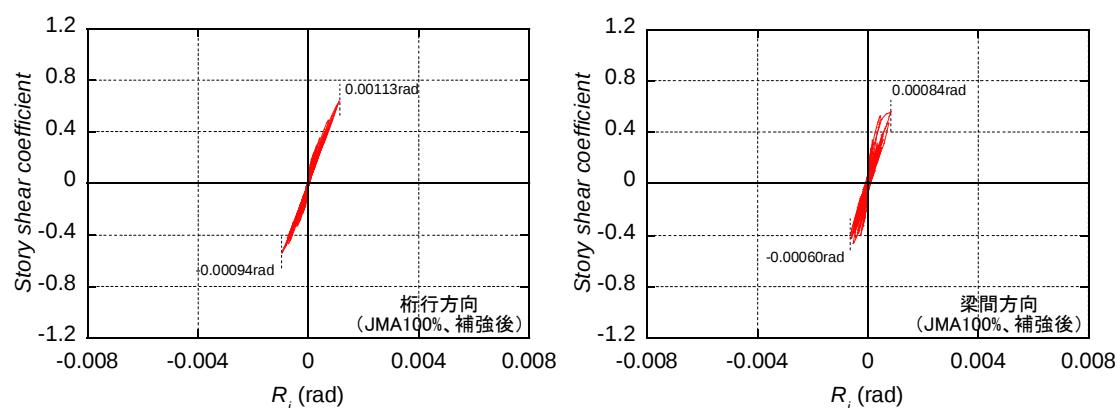


図 5.2.3.3-10 立体解析モデルのベースシヤ係数-1 階層間変形角関係 (JMA 観測波)

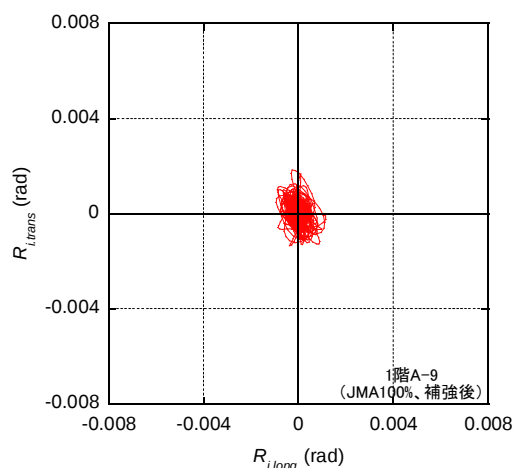


図 5.2.3.3-11 1 階A-9 節点の層間変形角オービット (JMA 観測波)

K-NET 観測波を入力した場合

立体解析モデルに対して、K-NET (IBR004) 観測波を用いて弾塑性地震応答解析を行い、得られたベースシヤ係数-1 階層間変形角関係を図 5.2.3.3-12 に、1 階A-9 節点の層間変形角オービットを図 5.2.3.3-13 にそれぞれ示す。1 階A-9 節点における梁間方向の最大応答は約 1/150rad となり、柱が大きな損傷を受けた実際の被害と整合する。一方で、1 階重心位置での最大応答は桁行方向が約 1/200rad、梁間方向が約 1/400rad となり、桁行方向はほぼ層降伏の状態に至ったが、実際には、部材が降伏したと推定されるような被害を受けたのは東側構面の一部の部材で、西側構面の損傷は軽微であったことから、層降伏には至っていないと考えられる。したがって、K-NET (IBR004) 観測波では本建築物で確認された実際の損傷状況よりも被害が過大に評価される結果となった。また、K-NET (IBR004) 観測波では、本建築物の弾性固有周期に近い周期帯において JMA 観測波の数倍の加速度応答値を示しており、このことが 2 つの観測波を入力して得られた解析結果に大きな違いを生み出したものと考えられる。

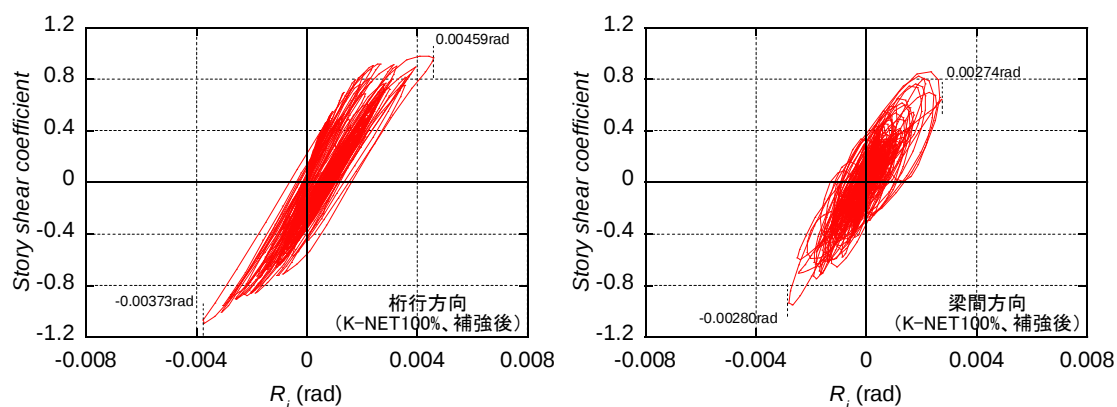


図 5.2.3.3-12 立体解析モデルのベースシヤ係数－1 階層間変形角関係 (K-NET (IBR004) 観測波)

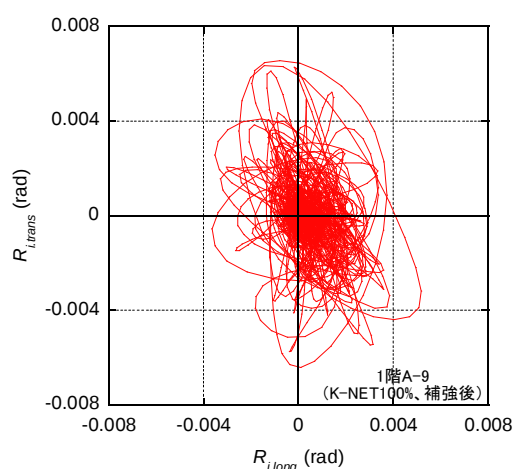
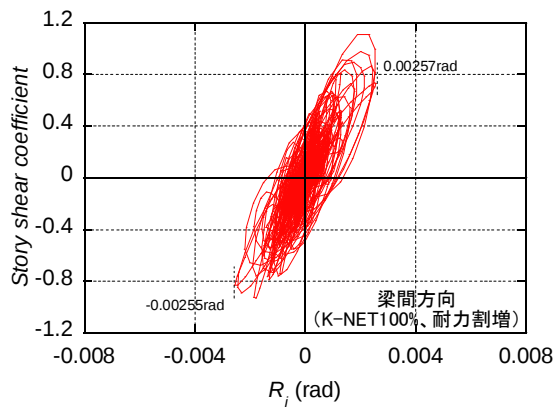


図 5.2.3.3-13 1 階①-⑨節点の層間変形角オービット (K-NET (IBR004) 観測波)

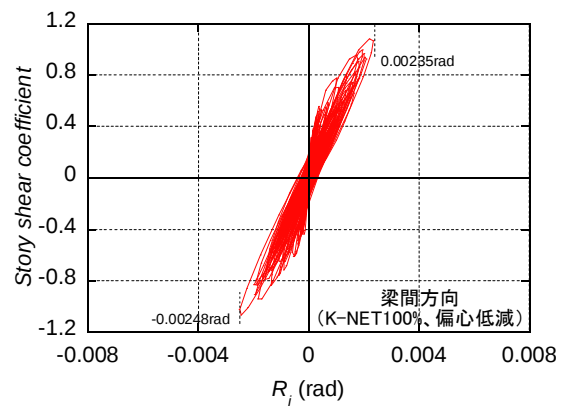
耐力割増及び偏心改善による応答低減効果

耐力割増モデル（材料強度を一律 1.5 倍）及び偏心改善モデル（増設 RC 造と一体化し、妻壁増設）に対して、K-NET (IBR004) 観測波を用いた地震応答解析を行い、それぞれの応答低減効果を検証する。得られた梁間方向のベースシヤ係数－1 階層間変形角関係を図 5.2.3.3-14 に、1 階①-⑨節点の層間変形角オービットを図 5.2.3.3-15 にそれぞれ示す。図 5.2.3.3-12 と図 5.2.3.3-14 を比較すると、1 階の梁間方向最大応答は両者とも立体解析モデルに比べて若干の低減は見られたが、それほど大きな差とはならなかった。一方で、1 階①-⑨節点については、耐力割増モデルでは立体解析モデルからほとんど最大応答が低減されなかったのに対して、偏心改善モデルでは立体解析モデルの約半分までに低減された。

剛床仮定を用いた本解析は一つの検討例であり、偏心によるねじれが大きい場合には面内で応力を伝達できなくなって、剛性の低い構面の変形がさらに助長される可能性もある。一般論としては、偏心が大きな建築物に対しては単に耐力を割り増すのではなく、偏心を改善する方策についても併せて検討することが重要であると考えられる。

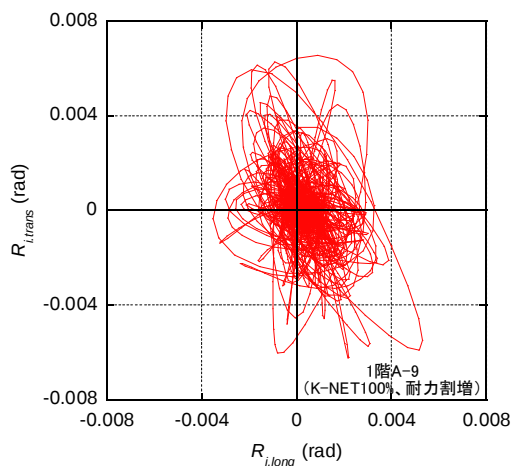


(a) 耐力割増モデル

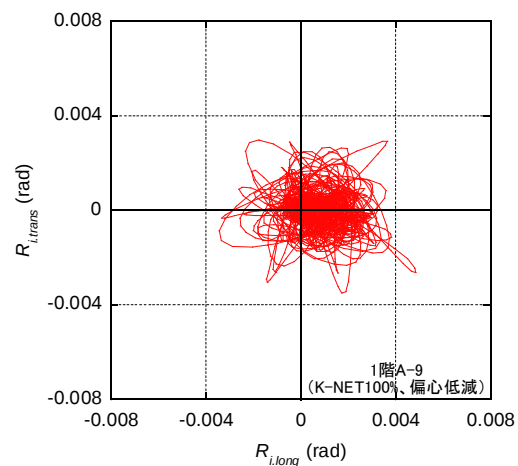


(b) 偏心改善モデル

図 5.2.3.3-14 梁間方向のベースシヤ係数－1 階層間変形角関係 (K-NET (IBR004) 観測波)



(a) 耐力割増モデル



(b) 偏心改善モデル

図 5.2.3.3-15 1 階A-9 節点の層間変形角オービット (K-NET (IBR004) 観測波)

(e) まとめ

ここでは、東北地方太平洋沖地震で被災した茨城県内の建築物 J について、耐震補強の概要及び補強前後の耐震診断結果の概要を説明するとともに、静的漸増載荷解析および地震応答解析を行い、これらの解析結果と実際の被災状況を比較した。得られた知見を以下に示す。

- ・ 本建築物は耐震補強済であったが、7～9 通り構面の梁間方向に集中して大きな損傷（柱のせん断破壊、曲げひび割れ及びコンクリート圧壊、梁端部及び中央部の曲げひび割れ）が発生した。5 通りより西側の構面には耐力壁が多く配置されているのに対して、6 通りより東側の構面は梁間 12m を 1 スパンで飛ばした形式で、梁間方向の偏心が大きい平面配置であったことが原因と考えられる。
- ・ 静的漸増載荷解析では、桁行方向の層せん断力係数が耐震診断（第 3 次診断）の C 値とほぼ同等の値を示した。一方で、梁間方向の層せん断力係数は耐震診断の C 値をやや上回る結果となった。骨組解析では基礎固定としたのに対して、耐震診断では杭の引き抜き抵抗力を無視したためであると考えられる。

- ・耐震補強後のモデル（「立体解析モデル」）を基準モデルとして、梁間方向以外の変位を拘束した「並進モデル」、材料強度を一律 1.5 倍した「耐力割増モデル」、増設 RC 造との接合及び妻壁増設を行った「偏心改善モデル」に対して静的漸増載荷解析を行い、それぞれのモデルが示す挙動について比較・検討を行った。耐力割増モデルと偏心改善モデルは、ベースシヤ係数 1.5 付近まで並進モデルと同等のベースシヤ係数－1 階層間変形角関係を示したものの、ねじれ挙動の影響を最も受ける東端構面の節点の層間変形角については、偏心改善モデルでは並進モデルと同程度に抑えられたが、耐力割増モデルでは並進モデルを大きく上回る結果となった。
- ・地震応答解析では、本建築物の近隣 2 箇所で見測された加速度記録（K-NET（IBR004）、JMA）を用いて検討を行った。実際の損傷状況と比較すると、JMA 観測波を入力した場合の応答は過小であり、K-NET（IBR004）観測波を入力した場合の応答は過大であると考えられる。
- ・立体解析モデル、耐力割増モデル及び偏心改善モデルに対して地震応答解析を行い、それぞれのモデルが示す挙動について比較・検討を行った。1 階の梁間方向最大応答については、耐力割増及び偏心改善により若干の低減が見られた。東端構面の節点の層間変形角については、耐力割増では最大応答がほとんど低減されなかったのに対し、偏心改善では約半分にまで低減された。本検討結果はあくまで一例に過ぎないが、一般に偏心が大きな建築物に対しては、単に耐力を割り増すのではなく、まず偏心を改善する可能性について検討することが推奨される。

5.2.4 まとめ

- 1) 2011 年東北地方太平洋沖地震による RC 造建築物の被害を分類し、1995 年兵庫県南部地震による RC 造建築物の被害分類と比較した。その結果、部材レベルの被害としては兵庫県南部地震で報告されたものとはほぼ同じ被害が今回の東北地方太平洋沖地震でも発生したが、建築物の層レベルでの破壊に関しては、僅かに発生しただけで非常に少なかった。特に現行耐震基準により設計された建築物では、そのような層レベルでの被害は見られていない。これは、今回の地震動の特徴として、建築物が破壊に至るような周期帯のパワーが大きくはなかったことが要因の一つであると考えられる。
- 2) 今回見られた被害を技術基準の観点から見ると、その大部分に対しては、これまでの地震被害に基づく技術基準の見直し等により、対処されていると考えられる。
- 3) 地震動による重大な構造被害は比較的少なかったにも関わらず、旧耐震基準で建設された RC 造建築物で、継続使用できなくなるほどの大きな被害を受けた事例が見られた。明らかに軸変形が分かるような短柱のせん断破壊や耐力壁のせん断破壊のような重大な構造被害を受けた建築物もあれば、構造部材の損傷は比較的軽微であっても、非構造壁の破壊、内外装材の落下、方立て壁のせん断破壊などの非構造部材の被害、並びに、それに伴う落下危険物の存在により、継続使用を見合わせたケースも確認された。既存建築物の地震時における機能維持のためには、耐震改修を行って構造安全性を確保するのみならず、非構造部材の損傷軽減も重要であることを改めて示したものと見える。
- 4) 被災した RC 造建築物 3 棟に対して、静的漸増載荷解析および地震応答解析を実施した。
短柱のせん断破壊により大きな被害を受けた建築物について、静的漸増載荷解析に基づい

て等価 1 自由度系に近似した建築物モデルを用いた地震応答解析を行ったところ、実際の被害状況と整合する結果が得られた。併せて、腰壁・垂れ壁に構造スリットを設けた場合についても解析を実施し、等価 1 自由度の応答では実在建築物のモデルに比べて変形の増加はほとんど見られず、1 階の層間変形角も柱梁純フレーム構造物であれば十分靱性が期待できる変形角に収まることを確認した。

兵庫県南部地震以降、今回の東北地方太平洋沖地震までに発生した被害地震では、旧耐震基準で設計された鉄筋コンクリート造建築物に最も多く見られた構造被害の一つとして、腰壁付き短柱のせん断破壊が挙げられ、これを防止する手段として腰壁に構造スリットを設けることが有効である。原則として、耐震性が十分でない建築物に高い優先度を与えて耐震改修に取り組んでいくべきではあるが、建築物全体の補強を含めた耐震改修工事は工期、予算、耐用年数等の観点から困難となっている場合が少なくない。したがって、一定以上の強度と靱性能が確認された純ラーメン建築物では、あくまで応急的な処置ではあるが、腰壁および垂れ壁に対する構造スリットを設ける工事を先行させ、短柱のせん断破壊を防止できれば地震被害の軽減に効果的であると考えられる。

一方、偏心の大きな建築物について、耐力割増または偏心改善を行った建築物モデルを作成して地震応答解析を実施した結果、偏心改善モデルではねじれ挙動の改善が見られたものの、耐力割増モデルではそのような効果はほとんど確認できなかった。限られた検討の範囲であるが、一般に偏心が大きな建築物に対しては、単に耐力を割り増すのではなく、まず偏心の改善について検討することが推奨される。

謝辞：

5.2.3 項では、独立行政法人防災科学技術研究所の K-NET の観測記録等を使用させていただきました。関係各位に謝意を表します。

参考文献：

(5.2.1 項の参考文献)

- 5.2.1-1) 国土技術政策総合研究所，建築研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震調査研究（速報）（東日本大震災），2011 年 5 月
- 5.2.1-2) 日本建築学会：2011 年東北地方太平洋沖地震災害調査速報，pp.23-24，2011 年 7 月
- 5.2.1-3) 例えば，日本建築学会：2011 年東北地方太平洋沖地震災害調査速報，pp.402-438，2011 年 7 月
- 5.2.1-4) 例えば，日本建築学会：2011 年東北地方太平洋沖地震災害調査速報，p.98，2011 年 7 月
- 5.2.1-5) 平成 7 年阪神・淡路大震災 建築震災調査委員会報告書―集大成版―，平成 8 年 3 月
- 5.2.1-6) 国土交通省住宅局平成 18 年 5 月 12 日記者発表資料，
(http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha07/07/070627_2/03.pdf)
- 5.2.1-7) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計―特徴的被害の原因と設計への提案―，1998 年 10 月

(5.2.2 項の参考文献)

- 5.2.2-1) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2001 年 9 月

(5.2.3 項の参考文献)

- 5.2.3-1) 防災科学技術研究所 強震観測ネットワーク K-NET
(<http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>)
- 5.2.3-2) 上之菌隆志，飯場正紀，斉藤大樹，五十田博：三陸沖地震被害調査報告（案），2003 年 6 月
([http://www.disaster.archi.tohoku.ac.jp/Saigai/tohoku/SWG2-2\(saito\).pdf](http://www.disaster.archi.tohoku.ac.jp/Saigai/tohoku/SWG2-2(saito).pdf))
- 5.2.3-3) 国土交通省住宅局建築指導課，国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人建築研究所日本建築行政会議監修：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2007 年 8 月
- 5.2.3-4) 日本建築防災協会：2001 年改訂版 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 10 月
- 5.2.3-5) KANGNING LI：CANNY (Version.C03)，2003 年
- 5.2.3-6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010 年
- 5.2.3-7) ST ニューテック研究会：Screen-Version2.1, 2002 年
- 5.2.3-8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算用資料集, 2001 年
- 5.2.3-9) Taiki Saito：STERA_3D Technical Manual Version 3.2
(http://iisee.kenken.go.jp/net/saito/stera3d_j/index.html)
- 5.2.3-10) 気象庁強震波形（平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震）
(http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/kyoshin/jishin/110311_tohokuchiho-taiheiyououki/index.html)
- 5.2.3-11) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2001 年 9 月