

2002 年度修士論文

RC 建築物の強度抵抗型の耐震設計による
損傷制御及びコスト比較

2003年1月

指導教員 中田 慎介

高知工科大学大学院基盤工学専攻
社会システム工学コース 1057002
徳広 大悟

修士論文要旨

高知工科大学大学院基盤工学専攻
社会システム工学コース 1057002

徳広 大悟

1. 研究の背景

建築基準法では、極めて稀に発生する大地震に対して人命の保護しか定めておらず、先の兵庫県南部地震では建物の損傷に対し、設計者と消費者の意識のギャップが問題となった。建築基準法が定める最低限の耐震性能の建物は、大地震に対して倒壊や崩壊はしなくても、残留変形が大きいと、ひび割れの補修が必要となったり、ドアの開閉が不可能な状態になったりと建物を使用するうえで支障が大きい(本研究では基準法レベルの建物という)。大地震の後でも補修を必要とせず継続使用できるようなメニューを用意されるべきであるが、現在は、そのようなメニューは存在しない。現在一般に用いられている損傷制御の方法は免震・制振構造であるが、免震構造の評定件数は兵庫県南部地震の直後には増加したものの、その後減少傾向にある〔日本免震構造協会,2000:25〕。要因としては、評定を通さなければいけないなどの手続き上の問題や、建設費が増加するなどが考えられ、免震・制振装置など特別な装置を用いず損傷制御が出来ることが課題の一つとなっている。

2. 研究目的

基準法レベルの建物は極めて稀に発生する大地震に対して大きな損傷を受ける可能性が高い。そこで本研究は極めて稀に発生する大地震に対して構造躯体の強度で抵抗し、補修をあまり必要としない(損傷を受けない)ようにするためには、基準法レベルの建物に比べてどの程度強度が必要なのかをベースシア係数によって比較し、大地震に対して補修を必要としない性能を実現した場合、基準法レベルの建物に比べて部材の断面や鉄筋量が多くなるが建設費はどれほど割高になるのかを算出し、基準法レベルの建物の大地震に対して損傷とその補修に比べ建設費の増加分と補修費用を比較することにより強度抵抗型の耐震設計が経済的に有効であることを検証する。なお、本研究では構造躯体の強度で大地震に対して損傷を受けないようにすることを、強度抵抗型の耐震設計ということにする。

3. 既往研究と本研究の特色

損傷制御については、現在なされている研究のほとんどが免震・制振装置を用いた応答制御である〔近藤一平・杉野栄治,2002:907-908、水津秀夫,2001、など多数〕また、建物のライフサイクルコストなどを考慮した研究も数多くなされている(塩原等,2002:961-962)。しかし、損傷制御とコストの関係性を同時に扱った研究はほとんどない。本研究では強度抵抗型の損傷制御を行うことにより、建設費にどの程度の影響が出て、果たしてそれが経済的であるかどうかを検討するところに特色がある。

4. 研究方法

建物の地震に対する損傷を制御するためには、地震に対する応答変形を抑えなくてははい





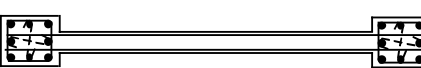
けない。そのため、建物の地震に対する応答値を知る必要がある。本研究では静的弾塑性解析および動的応答解析を行い、応答値を算出する。まず対象とする基準法レベルで設計された建物の地震時最大応答変位を調べる。その建物の部材断面および配筋を変更し、そのケースでの応答変位を調べる。目標とする性能が得られるまで解析を繰り返し行う。そして解析を行った各ケースの耐震性能を、ベースシア係数を基に比較する。

コストは、建設費および地震が起こった時に必要となるであろう補修費をそれぞれ計算し、その合計を比較する。

5. 解析方法

本研究で対象とする建物は過去に実大破壊実験が行われた建物にした [青山博之,1990 : 301 - 311] これを原建物とする。その概要を記す。対象建物は加力方向に 6m,5m,6m,の 3 スパン、直交方向に 6m,6m の 2 スパンを有し、床面積は 17m(加力方向)× 12m(直交方向)、基礎上面からの高さは 21.75m(1 階 3.75m、2~7 階 3.0m)である。加力方向中央構面の中央スパンには、1 階から最上階までの連層耐震壁を有している。表 5.1 に主要部材の断面を示す。

表 5.1 原建物部材リスト

柱		梁		左右端		中央		耐震壁	
									
b × D	500 × 500	b × D		300 × 500		厚さ		200	
主筋	8-D22	上端		3-D19		長さ		5000	
フープ	D10@100	下端		2-D19		配筋		縦横とも 2 - D10@200	
クロスタイ	D10@600	スターラップ		D10@100		境界柱		500 × 500 (配筋も柱と同じ)	
				D10@200					

直交梁	左右端	中央	小梁	外端	中央	内端				
										
b × D	300 × 450		b × D				250 × 450			
上端	3-D19		上端		2-D19		3-D19		2-D19	
下端	2-D19		下端		2-D19		2-D19		2-D19	
スターラップ	D10@100		スターラップ		D10@200					

この建物の地震時の動的応答を知るために地震応答解析を行う。最大応答変位が損傷制御の設計クライテリアを満足しているか確認する。損傷制御の設計クライテリアは補修が不要とされる層間変形角 1 / 200 程度とする [日本建築学会講習会テキスト,2002] これを満たす事ができるまで部材の強度を上げる。建物の静的弾塑性解析によって層せん断力と変位の関係および部材の降伏点がわかる。動的応答解析を行い、最大応答変位を導く。地震波により建物の応答は大きく異なるため、解析には 7 つの地震波を最大速度を 50kine に基準化して用いた。この結果を静的弾塑性解析の結果に照らし合わせることで、降伏した部材を推定し、その部材の強度を上げる。CASE 1、CASE2、CASE3 について解析を行った。

建設費の増分を知るために積算基準に基づき、構造躯体費の積算を行う[赤堀弘,2001]、補修費用については既往の研究をもとに求め、両者を比較し強度抵抗型で大地震に対して機能維持を実現することの妥当性を検討する[諏訪仁,2001:41-46]。建物の損傷を層せん断力 変位関係と実験結果より判断し被災度判定を行った[日本建築防災協会,1991:11-13]。その結果をもとに補修費用の概算を行う。

6. 解析結果

ここに解析を行った3ケースの主要部材の概要を示す。

表 6.1 解析ケース部材一覧

CASE1

柱		梁		左右端		中央		耐震壁	
b×D	500×500	b×D	400×600				厚さ	200	
主筋	8-D22	上端	4-D22		4-D22		長さ	5000	
フープ	D10@100	下端	4-D22		4-D22		配筋	縦横とも2-D10@200	
クロスタイ	D10@600	スターラップ	D13@150		D10@150		境界柱	500×500(配筋も柱と同じ)	

CASE2

柱		梁		左右端		中央		耐震壁	
b×D	500×500	b×D	400×600				厚さ	500	
主筋	12-D22	上端	4-D22		4-D22		長さ	5000	
フープ	D10@100	下端	4-D22		4-D22		配筋	縦横とも2-D16@100	
クロスタイ	D10@600	スターラップ	D13@150		D10@150		境界柱	500×500(配筋も柱と同じ)	

CASE3

柱		梁		左右端		中央		耐震壁	
b×D	700×700	b×D	400×600				厚さ	500	
主筋	16-D29	上端	4-D29		4-D29		長さ	5000	
フープ	D10@100	下端	4-D29		4-D29		配筋	縦横とも2-D16@100	
クロスタイ	D10@600	スターラップ	D13@150		D10@150		境界柱	700×700(配筋も柱と同じ)	

CASE1では梁断面およびスラブ厚を大きくし解析を行った。保有水平耐力は実験建物そのものである原建物に比べ100t余り上昇した。しかし、損傷を抑えるために応答を1/200程度に抑えるには層間変形角1/200以内での耐力上昇が変位制御においては有効である。この場合のベースシア係数は0.24である。梁の強度を上げたため、柱の強度に近づき中間層での柱の降伏が起きた。

CASE2では耐震壁による変位制御の影響を知るために、耐震壁の厚さを20cmから50cmに変更した。保有水平耐力は400t余りに上昇したが、この時の変形は1/200を超えており、変位が小さい範囲で耐震壁のみではそれほど大きな効果は得られなかった。

CASE3では柱断面70×70、梁断面40×60、壁厚50cmにして解析を行った。この時層間変形角はEL-Centro NS波において3層で1/188を記録したのが最大であり、その他の地震波では設計クライテリアを満足できた。図5.1に動的応答解析結果の最大層間変位を示す。CASE3での層間変形角1/200の時のベースシア係数は0.41、保有水平耐力時では0.51であった。基本ケースに比べて2.4倍、保有水平耐力時では2.8倍である。

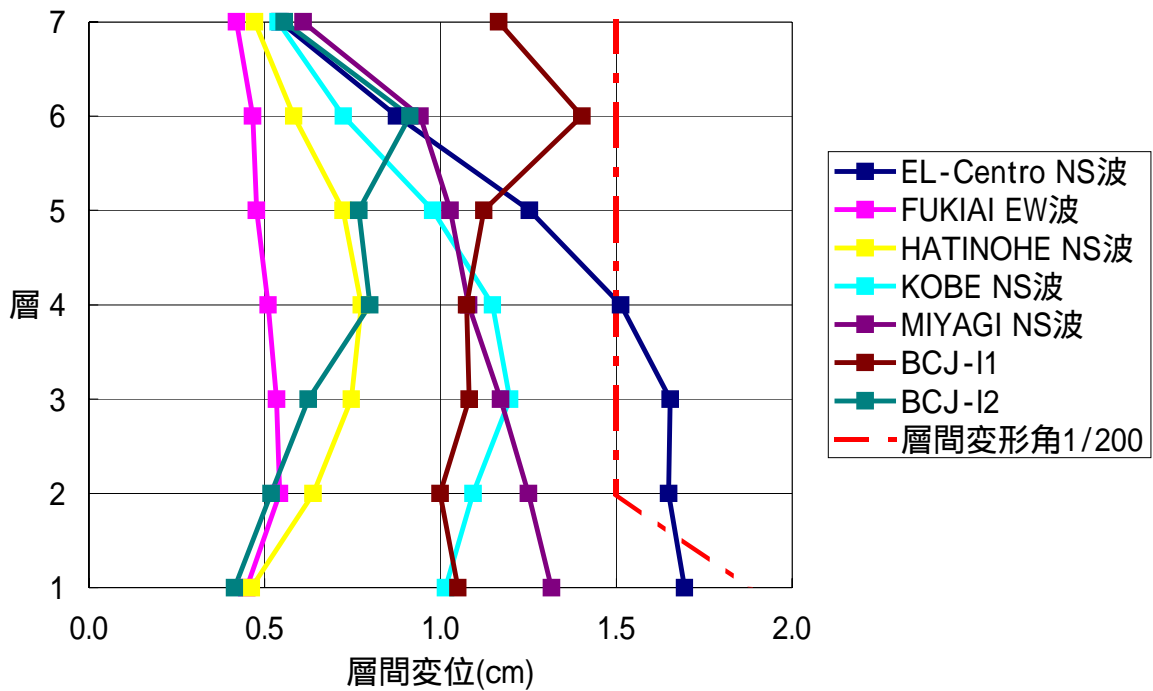


図 6.1 CASE3 最大層間変位

7. 費用の計算

建設物価より構造躯体の合成単価を計算し構造躯体費の積算を行った結果を表 7.1、7.2 に示す [建設物価調査会,2002]

表 7.1 合成単価

合成単価	
コンクリート	生コンクリート単価 + コンクリート打ち手間 + コンクリートポンプ圧送
型枠	型枠(材工とも) + 型枠運搬
鉄筋	鉄筋単価 + 鉄筋加工組立 + 鉄筋運搬

表 7.2 構造躯体費積算結果 単位 ; 万円 ()内は原建物に対する倍率

	原建物	case1	case2	case3
コンクリート	569	725 (1.27)	772 (1.36)	874 (1.54)
型枠	954	943 (0.99)	939 (0.98)	1007 (1.06)
鉄筋	288	330 (1.15)	403 (1.40)	577 (2.01)
合計	1,810	1,998 (1.10)	2,113 (1.17)	2,458 (1.36)

原建物ではコンクリート 569 万円、型枠 954 万円、鉄筋 288 万円の合計 1,810 万円であったのに対し、損傷制御の設計クライテリアを満たした CASE3 ではコンクリート 874 万円、型枠 1,007 万円、鉄筋 577 万円の合計 1,042 万円となった。コンクリートは 1.5 倍、鉄筋は 2.0 倍になったのに対し型枠の費用に大きな変動はみられない。建物の延べ床面積から、建設費全体に占める構造躯体費の割合はもともと 20%程度である [赤堀弘,2001] 建設費は表 7.3 のようになった。

表 7.3 建設費

	原建物	CASE1	CASE2	CASE3
建設費(万円)	9,050	9,990	10,565	12,290

原建物の実験結果と動的応答解析から得られた最大応答変位より、被災度判定を行った。補修費用の設定は諏訪の研究を参考にした [諏訪仁,2001 : 41 - 46] 表 6.4 に補修費用の設定を示す。表 6.5 に被災度判定の結果を示す。

表 7.4 補修費用の設定

被災度	軽微	小破	中破	大破
補修費用(円/m ²)	10,000	29,000	60,000	建て替え

表 7.5 被災度判定結果

	原建物	CASE1	CASE2	CASE3
被災度	大破	中破	中破	軽微

8 . 結論

ベースシア係数による比較

建物の大地震に対する応答を大きな損傷を受けない程度にとどめるためにはベースシア係数が基準法レベルの設計に比べて 2.8 倍必要であった。

表 8.1 各ケースベースシア係数

	ベースシア係数	倍率
原建物	0.17	-
CASE1	0.24	1.4
CASE2	0.26	1.6
CASE3	0.41	2.4

使用する材料の増加率

部材の強度を上げるに伴い、積算に関係した材料の増加分を表 8.2 に示す。CASE 3 では原建物に比べてコンクリートが約 1.5 倍、鉄筋が 2 倍以上必要となる。

表 8.2 各ケース使用材料比 ()内は原建物に対する倍率

	原建物	CASE1	CASE2	CASE3
コンクリート(cm ³)	358	456 (1.27)	485 (1.36)	550 (1.54)
型枠(m ²)	2,864	2,832 (0.99)	2,819 (0.98)	3,023 (1.06)
鉄筋(t)	33	38 (1.15)	47 (1.41)	67 (2.01)

建設費と補修費を合わせたコストの比較

建設費と補修費のコスト比較は表 8.2 のような結果となった。CASE 1 は原建物より被災度は小さいものの、建設費と補修費を合わせたコストは原建物よりも多くなった。損傷制御の設計クライテリアを満足した CASE 3 が最も経済的であるという結果を得た。

表 8.3 コスト比較

	構造躯体費(万円)	建設費(万円)	被災度	補修費用(万円)	合計(万円)
原建物	1,810	9,050	大破	9,050	18,100
CASE 1	1,998(1.10)	9,990(1.10)	中破	8,568(0.95)	18,558(1.03)
CASE 2	2,113(1.17)	10,565(1.17)	中破	8,568(0.95)	19,133(1.06)
CASE 3	2,458(1.36)	12,290(1.36)	軽微	1,428(0.16)	13,718(0.76)

このことより、強度抵抗型の耐震設計による損傷制御は有効であるということが出来る。

引用・参考文献一覧)

青山博之 1999 鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法 技報堂出版

赤堀弘 2001 基準にもとづく建築積算入門新訂第三版 彰国社

建設物価調査会 2002 月刊建設物価 12月号 建設物価調査会

近藤一平・杉野栄治 2002 主架構長周期化による高層 RC 建物の損傷制御設計について
日本建築学会大会学術講演便概集 日本建築学会：907 - 908

塩原等・高橋典之・小谷俊介 2002 鉄筋コンクリート建物のライフサイクル修復程度に
及ぼす地震損傷の累積効果 日本建築学会大会学術講演便概集：961 - 962

諏訪仁・野畑有秀・関松太郎 2001 兵庫県南部地震の被災データベースを用いた既存建
築物の地震リスク評価に関する研究 日本建築学会技術報告集第 12 号 日本建築学会：41
- 46

日本建築学会講習会テキスト 2002 日本建築学会

日本建築防災協会 1991 震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針(鉄筋コン
クリート造編) 日本建築防災協会：11 - 13

日本免震構造協会 2000 はじめての免震建築：25

水津秀夫 2001 高層建築物の地震応答低減を目的とする弾性非線形の変剛性機構に関
する研究 水津秀夫

A Case Study on Damage Control of Reinforced Concrete Buildings Due to Giant Earthquakes

Kochi University of Technology
Graduate School of Engineering Department of Engineering
Infrastructure Systems Engineering Course 1057002
Daigo Tokuhira

In the Japanese buildings code seismic design criteria regulated that buildings never collapse which kill human beings. And so there is no menu to keep in moderate damage level need not to repair the damage parts. As the controlling methods of building damage for giant earthquake are seismic controlling system and base isolation system. This research work contains another seismic damage controlling which enhancing required seismic strength of design building. The objective of research is to develop damage level controlling using existing design system by larger size of building members.

For this analytical approach, elasto-plastic frame analysis and dynamic response analysis were carried out using existing computer programs. It is required that the limit of damage level should be defined. In case of reinforced concrete building, cracks will occur due to the displacement by earthquake force. Here the limit response story drift angle was defined as $1/200$, considering remaining crack width and remaining story drift don't give any bad effects for the structural performance of maintenance after the giant earthquake. The full-scale seven stories test building was decided to be the target building of this analytical research.

A series of elasto-plastic dynamic analysis showed following results.

(Case 1) Size of beam section and thickness of floor slabs were increased. The seismic shear capacity enhanced about thirty percent (250ton → 350ton). However such strengthening effect is not so efficient before the story drift angle : $1/200$.

(Case 2) The thickness of shear wall was increased from 20 cm to 50 cm. The shear capacity raised up to 1.6 times. But such shear capacity showed after story drift angle $1/200$. Therefore the dynamic response exceeded such limit story displacement against giant earthquake level.

(Case 3) The scales of columns were also enlarged by forty percent moreover the Case 2. The dynamic response showed the satisfactory story drift within the almost target story drift.

The cost up for such enlargement of structural member size was around ten percent to the total construction cost. It seems to be very agreeable that such slight cost up leads to the strong building which does not need expensive repair works against giant earthquake.

- 目次 -

1 . 序論	1
1 - 1 研究背景	1
1 - 2 損傷制御の現況	2
1 - 3 研究目的	2
2 . 研究方法	4
2 - 1 研究方法	4
2 - 2 解析方法	6
2 - 3 入力地震動	7
2 - 4 建物概要	12
2 - 5 建物の基本性能	15
2 - 6 変位制御に有効な部材の検討	17
3 . 解析結果	18
3 - 1 解析ケース概要	18
3 - 2 Case 1 解析結果	19
3 - 3 Case 2 解析結果	22
3 - 4 Case 3 解析結果	25
5 . 建設費と補修費の積算	28
5 - 1 構造躯体費の積算	28
5 - 2 補修費の計算	29
5 - 3 結果考察及びまとめ	29
6 . 結論	31

謝辞

参考・引用文献

1. 序論

1-1 研究背景

最初に建築基準法における地震の被害に対する概念を下表に示す。

表 1 - 1 - 1 基準法で定める地震に対する要求性能

地震動のレベル	要求される性能
レベル 1	損傷を受けない(機能維持)
レベル 2	倒壊しない(人命保護)

建築基準法では、建物の耐用年数中に 1 度以上遭う可能性のある中小地震(震度 5 以下)に対して構造物は補修を必要とする損傷を受けてはならないとされている。建物の耐用年数中に 1 度遭うか遭わないかという極めて強い地震に際し、人命は守るが建物の損傷・機能喪失はやむを得ないという基本方針である。

そして現在の設計法は大地震に対して梁端、最下層の柱脚および最上層の柱頭のみ降伏ヒンジを形成するよう設計し、軸力保持能力を失わないようにするという概念である。

阪神・淡路大震災の震災調査報告によれば兵庫県南部地震における構造体の被害について、「建築年が新しいほど、被害を受けた建築物の割合が減っているが、一部柱座屈、またはその他(柱、耐力壁のせん断ひび割れ、ブレース破断等)の比較的軽微な被害を受けた建築物の割合は、それぞれ、同程度または増加している」とある。下表に兵庫県南部地震における RC 構造物の被害割合を示す。被災度ランクの判定は(財)日本建築防災協会の被災度判定基準に基づいて行われた。

表 1 - 1 - 2 建設年代と被災度ランク (RC 造) (単位; 棟)

被災度ランク (構造)	建設年代		
	昭和 46 年以前	昭和 47 ~ 56 年	昭和 57 年以降
倒壊又は崩壊	121(50)	55(40)	5(13)
大破	76(31)	43(31)	7(18)
中破	16(7)	20(14)	16(41)
小破以下	22(9)	19(14)	10(26)
不明	8(3)	1(1)	1(3)
総計	243(100)	138(100)	39(100)

()内は総数に対する割合 (%)

昭和 57 年以降の新耐震設計法で設計された建物は倒壊や大破の棟数はそれ以前に比べて減少しているが、中破や小破の割合はあまり変わっていない。総数が大きく異なっているので、言い切ることが出来ないかもしれないが、むしろその年代に建設された総数に対する中破以下の割合は増加している。新耐震設計法で設計された建物は倒壊棟数がかなり少なかったため、そういった点ではかなり評価された。しかし、その一方で新たな課題が出てきた。それは、倒壊は免れたが一定程度の損傷を受けた建物に対する設計者と消費者

の意識のギャップである。建物の所有者や使用者からすれば例え被害が中破や小破でもその修繕に時間と費用がかかり予想外の損失を生むことになる。そういう点からも性能評価型の設計法の必要性が再認識され、先の大改正に至った。このように構造設計者は消費者の望む建物の性能を実現しなければならない責任が大きくなった。しかしながら現在に至るまで大地震に対して機能維持というメニューは公表されていない。

1 - 2 損傷制御の現況

設計法は性能表示型に移行したが、現実には建物の損傷制御が要求される場合、現在用いられている方法のその殆どが免震装置や制振装置である。この方法は免震装置や制振装置のエネルギー吸収によって構造躯体そのものへの被害を無くそうとするもので、柔な耐震設計といわれる。免震装置を導入する場合には日本建築センターの評定を得なければいけない。兵庫県南部地震後一時的にその評定件数が増加したものの、数年経つと減少傾向にあり、一般に普及しているとは言い難い。

兵庫県南部地震後、ブームのように免震件数が増加した。それまで年間 10 件程だったのに対し、地震直後の 1996 年は 200 件以上の評定件数があった。しかし翌年の 1997 年は 150 件を下回り、その後年々減少傾向にある。要因として、設置費用や手続き上の問題やその他様々な事が考えられている。設置費用は一般住宅の場合で建設費全体の 2 割程度といわれている。

1 - 3 研究目的

先に述べたように、損傷制御の方法は制振装置を用いるのが一般的であるが、あまり一般の建築物まで普及していないのが現状である。それでは、その他の方法で損傷制御は実現できないかと考えた。免震構造などの柔な耐震設計に対し、構造躯体の強度で地震に抵抗する剛な耐震設計がある。部材の耐力を上げることで、地震に対する応答を制御しようとするものである。

本研究の目的は、免震・制振構造を用いず、部材の降伏耐力を上げることで剛な耐震設計を試みることで、極めて稀に起こる大地震に対し損傷制御の可能性を検討することである。これまでの設計法は、建物の変形能力に依っている部分が多い。しかし、そういった方法は躯体の損傷をある程度許容していることになる。建物の変形能力を表すものに塑性率 μ というものがある。これは保有水平耐力時の変位を最大応答変位で除したものであり、 $\mu = 4$ 程度が靱性に富んだ建物とされる。

本研究ではそういった考え方ではなく、変形能力に頼らず強度抵抗型の設計を試みると、具体的にどのくらいの耐力を必要とするのか、そして部材の損傷度合いはどの程度であるかを検討する。

消費者の視点から見れば、多少柱や壁などの部材が大きいものであっても、それで建物が大地震によって補修を必要とするような損傷をうけないのであれば大いに受け入れられ

るのではないかと考えた。逆に損傷を抑えようと設計した部材の断面が非常識的な大きさになるのであればその方法は有効でない。また費用がどの程度かかるのかも重要となってくると考える。しかし、これまでそのような研究はされておらず、強度抵抗型で損傷を制御するために実際にどれだけの部材強度を必要とするのかを示すことは重要であると考えられる。また、コストの面で考えても免震構造などを導入する場合、建設費用が 2 割増しになる。強度抵抗型の設計を行った場合のコストはどの程度になるのかを把握することも重要である。

部材強度を上げれば建物が丈夫になることは容易に察しがつく。原子力発電所などはそういう設計がなされている。しかし、一般の建築物において、建築基準法の許容応力度設計法などに沿って設計を行えば、損傷を受けない強度を得る事ができない。建物の応答を躯体の強度のみで機能維持可能な状態に留めるためには変形はどの程度に抑えなければいけないのか、そのためにはどの程度の強度を必要とするのかを知ることが重要である。建物の静的荷重増分解析及び時刻歴動的応答解析を行い、層せん断力と変位の関係およびその動的応答値より、変形を制御するためにどの部材が有効であるかを検討する。そして、その性能を実現するために現行の設計法で設計されたものより費用はどの程度割り増しになるのかを知るために躯体費のみであるが積算を行う。

2. 研究方法

2 - 1 研究方法

建物の損傷を少なくするためには建物の水平応答変形を小さくする必要があるという立場をとり、このために建物の水平耐力を上げるためには、部材強度を上げる必要がある。強度を上げるためにはコンクリート断面寸法、鉄筋断面積、コンクリート圧縮強度、鉄筋引張降伏強度などが関係する。本研究の目的は耐力上昇に有効な部材の定性的な把握にあるため使用材料の強度は一定とし、部材断面、鉄筋量のみを変更する。

鉄筋コンクリート部材の特徴としてその荷重 変形の関係は、初期剛性、引張側のコンクリートにひび割れが発生し剛性が若干低下し、最終的に引張鉄筋の降伏が起こる。この状態を 3 本の線で近似して表す。これをトリリニアというが、そういった特徴を持つ部材の集まりとして層のせん断力 変位関係が成り立っている。

対象建物の静的・動的解析を行い、各入力地震動に対しての最大応答を算出する。動的応答における最大応答変位が層間変形角で $1/200$ 程度になることを損傷制御の設計クライテリアとする。これは残留層間変形角 $1/200$ 程度で設備機器・什器および仕上げは損傷を受けず補修が不要とされているからである。ゆえに設計クライテリアは層間変形角を $1/200$ 程度に抑えることとする。一方で $1/150$ 程度でも良いのではないかと考えることも出来る。残留ひび割れ幅が 0.2mm 以下であれば耐久性も問題なく、残留変形が $1/200$ 以下であればドアの開閉など建物の機能面でも問題がないとされている。これらの条件を満たすことができるように部材強度を上げていく。静的解析の結果から変形を抑えるために強度を上げるべき部材を推定し、鉄筋量、コンクリート断面積を少しずつ大きくし、その都度解析を行い最大応答変位が損傷制御の設計クライテリアを満足しているか確かめることとした。その際応答変形に対する建物の耐力の指標としてベースシアおよびベースシア係数を用いる。ベースシアとは、構造物の地表面位置に作用している地震による層せん断力であり、ベースシア係数とはその層せん断力を構造物の地上部分の全重量で除したものである。ベースシアを決定する際に、荷重増分解析においてどの時点の層せん断力を選択するかが重要となってくる。通常保有水平耐力時の層せん断力を採用することが多い。しかし、それでは損傷制御に対する指標として意味を持たない。層間変形角 $1/200$ 程度という変形は保有水平耐力に至るまえに達する変形だからである。保有水平耐力時の変形は層間変形角にして $1/100$ に達した時点の変形を採用することが多い。本研究の目的は層間変形角を $1/200$ 程度に制御するところにあるので、荷重増分解析においてある層の層間変位が最初に $1/200$ に達した時点での 1 層の層せん断力を採用することとした。そして建物の耐震性能を知る上で保有水平耐力時のベースシアも必要と考えるので、保有水平耐力時のベースシアは層間変形角が $1/100$ に達した時の層せん断力とする。

また、躯体費の積算を行い、断面及び配筋を変更することで費用がどのように変動するのかを検討する。建設費用には、躯体費の他に、運搬費や人権費や仕上げにかかる費用な

ど様々な要因があるが、本研究において正確な積算を行うのは困難であるため、躯体比のみを積算することにした。

構造解析において現在はコンピュータおよび解析プログラムの発達などにより3次元フレーム解析などを行うケースも増えてきている。3次元で解析を行う際には、直交梁による壁の回転拘束の影響も考慮されるため、本研究においても直交梁の影響を考慮した解析も行うこととする。

以下に使用した部材強度算定式を示す。

・梁の曲げ強度算定式

$$M_u = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d \text{ (kg} \cdot \text{cm)}$$

at;引張鉄筋断面積(cm²)

y;鉄筋の引張降伏点強度(kg / cm²)

d;梁の有効せい(cm)

・柱の曲げ強度算定式

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right) \text{ (kg} \cdot \text{cm)} \quad 0 \leq N \leq 0.4bDF_c$$

D;柱断面せい(cm)

b;柱断面幅(cm)

N;軸方向力(kg)

Fc;コンクリート圧縮強度(kg / cm²)

・耐力壁の曲げ強度算定式

$$M_{wu} = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{B \cdot D \cdot F_c}\right) \text{ (kg} \cdot \text{cm)}$$

D;耐力壁の全長

aw;縦筋断面積(境界柱を含む) (cm)

wy;縦筋の引張降伏点強度(kg / cm²)

B: 耐力壁の圧縮側外縁の幅で、圧縮側外縁に柱がある時はその柱幅(cm)

lw: I 形断面耐力壁の場合の両側柱中心間距離。長方形断面の場合は0.9Dとする(cm)

2 - 2 解析方法

(1) 静的荷重増分解析

解析には市販の解析ソフトを用いる。(株)構造計画研究所から発売されている2次元フレームの弾塑性フレーム解析プログラム『RESP-F』を用いる。その概要を簡単に説明する。

フレームを柱、梁、耐震壁の部材に分割して捉え、各構成部材に復元力特性を定義し、荷重増分ステップごとに骨組み全体の瞬間剛性の検討を仮定した部材の復元力特性に立脚して行う。静的荷重増分解析は、各層に水平力分布を与え最上層の変位が100cmに至るまで逐次増大させていく。耐震壁に取り付く境界柱に弾塑性バネを定義し、直交方向のフレームの影響を考慮する。

柱、梁は曲げ、せん断、軸変形を考慮し、両端に剛域を考慮したビーム要素として以下のようにモデル化する。

材端曲げモーメントと回転に関する弾塑性挙動を、弾性線材の曲げ剛性EIと、その両端に設けた剛塑性回転バネによって表す。すなわち、曲げによる材端の回転変形は、弾性線材の変形と、剛塑性回転バネの回転変形の和で表す。

せん断変形については、弾性として取り扱う。

部材端部に剛塑性回転バネを導入した材端曲げモーメント(M)と回転角()に関する剛性マトリクスによって表す。

壁は曲げ剛性、軸剛性は壁板のみ、せん断剛性は付帯柱も含めて柱置換としてモデル化する。この壁柱の曲げ及びせん断剛性について、トリリニアの復元力特性を考慮する。また、軸剛性は常に弾性としている。境界梁は、断面二次モーメントを増大(1000倍)させて、常に弾性として扱う。

部材耐力は全て建築学会の保有耐力計算式に基づいて行う。部材の復元力特性はDegrading Tri-Linear型を使用した。また、柱は全て柱のモーメント(M)による軸力の変動(N)を考慮したM-Nインタラクション柱として取り扱うこととした。

(2) 質点系動的応答解析

(株)構造計画研究所から発売されている建築構造物の振動解析プログラムRESP-M / を使用する。これはRESP-Fで得られた各層の層せん断力 - 変位関係を質点間のバネ定数とし、時刻歴動的応答解析を行うものである。

建物を静的解析で得た剛性マトリクスで表せるフレームモデルと、柱置換された壁とそれに取り付く境界梁から成る複数の壁モデルの集合とし、それらに層毎の剛床仮定を適用する。また、ここでは基礎条件はロッキング・スウェイを考慮せず固定とした。

直接積分法により弾塑性応答解析を行う。積分方法はニューマーク法を用いる。入力地震動の加速度に対し、時間刻みで瞬間剛性、瞬間減衰を評価し、振動方程式を解く。また減衰の評価方法は、比例減衰の剛性比例とし、減衰定数は3%とした。

2 - 3 入力地震動

入力地震動は EL-Centro NS、HACHINOHE EW、KOBE NS、MIYAGI NS、FUKIAI EW、BCJ - L1、BCJ - L2 の7波を最大速度 50kine に基準化し用いた。地震波はそれぞれ異なる性質をもち、それを直接入力地震動として解析を行ってもその応答値を比較することは困難である。よって最大速度で基準化し、全ての地震波を同規模とすることで、建物の地震応答を比較する事ができる。加速度ではなく速度で基準化したのは、過去の地震被害においても最大加速度よりも最大速度の方が地震被害との相関性が高い事が言われているからである。表 2 - 3 - 1 に各観測波源波の概要を示す。尚、bcj-11、bcj-12 は日本建築センターが作成、配布している基盤面入力模擬地震動である。

表 2 - 3 - 1 入力地震波概要

地震波名	継続時間(秒)	時間刻み	最大加速度(gal)	最大速度(kine)
EL-CENTRO(1940) NS	53.78	0.02	341.7	38.1
HATINOHE(1968) EW	36.00	0.01	182.9	42.9
KOBE(1995) NS	50.00	0.02	817.8	92.0
MIYAGI(1962) NS	40.90	0.02	258.2	37.8
FUKIAI(1995) EW	81.68	0.01	802.0	123.3
BCJ - L1	60.00	0.01	197.8	33.7
BCJ - L2	60.00	0.01	344.3	38.0

図 2 - 3 - 1 に絶対加速度応答スペクトルを示す。絶対加速度応答スペクトルとは最大絶対加速度応答に対し、建物の減衰定数をパラメータとした非減衰固有周期に対する関数を図で示し多ももの。スペクトルによれば地震波の色々な特質、特に構造物への影響が明瞭に読み取れる。例えば図 2 - 3 - 1 の絶対加速度応答スペクトルによれば EL-Centro NS 波は固有周期が 0.2 ~ 0.6 秒あたりの建物に対し大きい影響を与えることが分かる。一方 MIYAGI NS 波では固有周期が 0.9 秒 ~ 1.1 秒あたりの建物に対し大きい影響を与える。

下表に基準化後の入力最大加速度を示す。

表 2 - 3 - 2 入力最大加速度 (基準化後)

	EL-Centro NS	HATINOHE EW	KOBE NS	MIYAGI NS	FUKIAI EW	bcj-11	bcj-12
最大加速度(cm/s ²)	448.4487375	213.2099226	314.4183	341.48019	309.6911	293.483	214.098

先にも述べたように、入力地震動は最大速度で基準化して用いるので、最大加速度は地震波によって異なる。

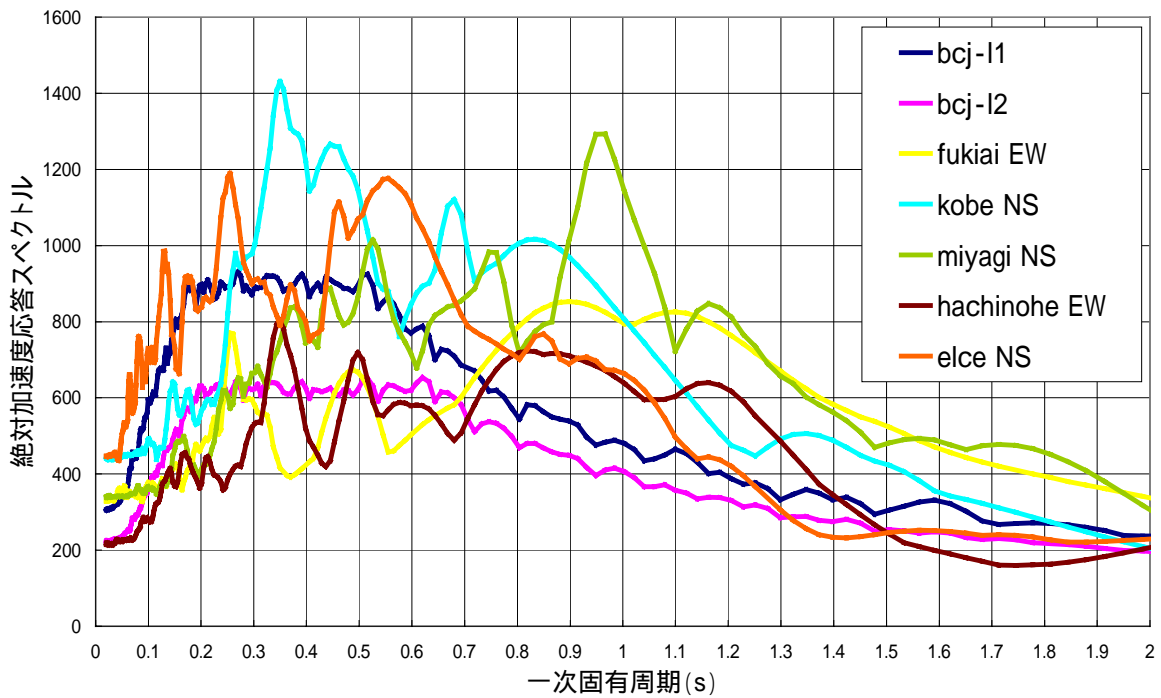
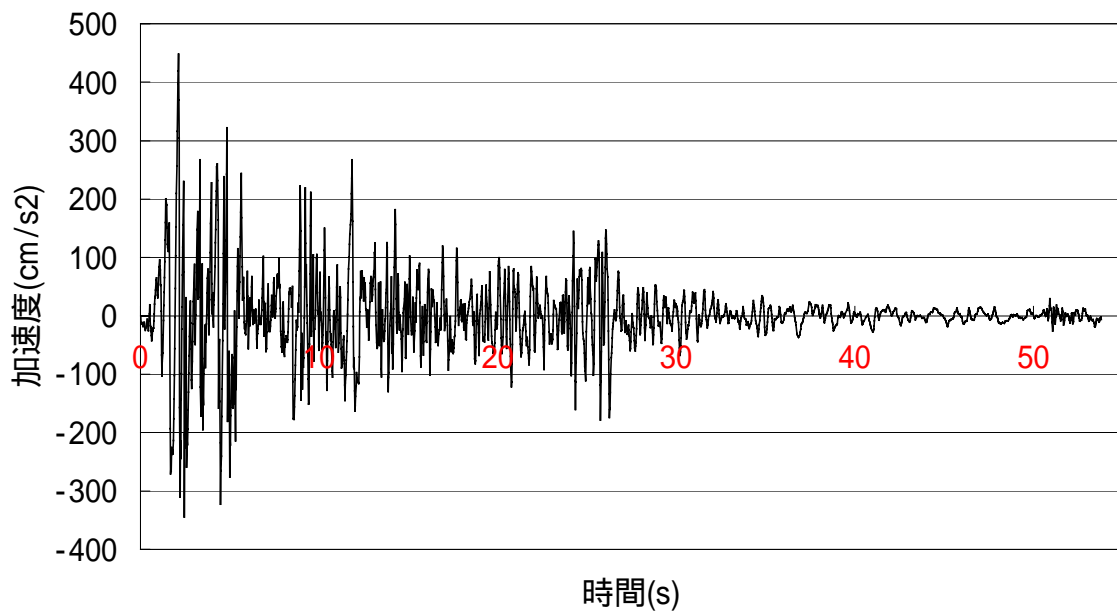


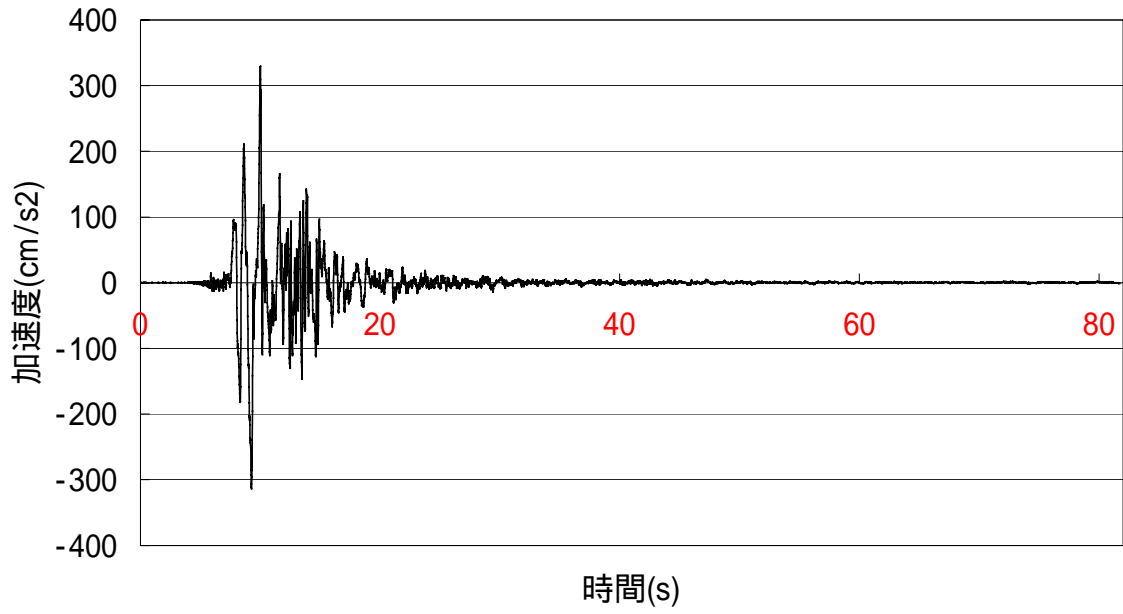
図 2 - 3 - 1 絶対加速度応答スペクトル図 (減衰定数 3%)

後で詳しく述べるが、本研究の対象建物は7層、建物高さが約 23m であることからその 1 次固有周期は略算で 0.45 秒程度である。以下にこれらの地震波の加速度波形を示す。

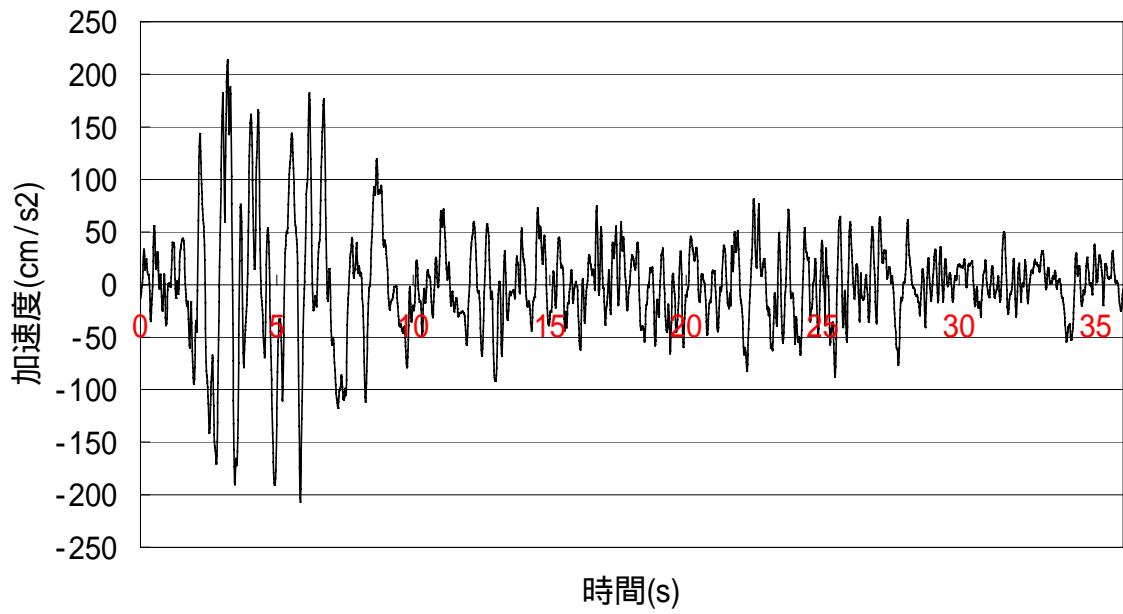
EL-Centro NS波



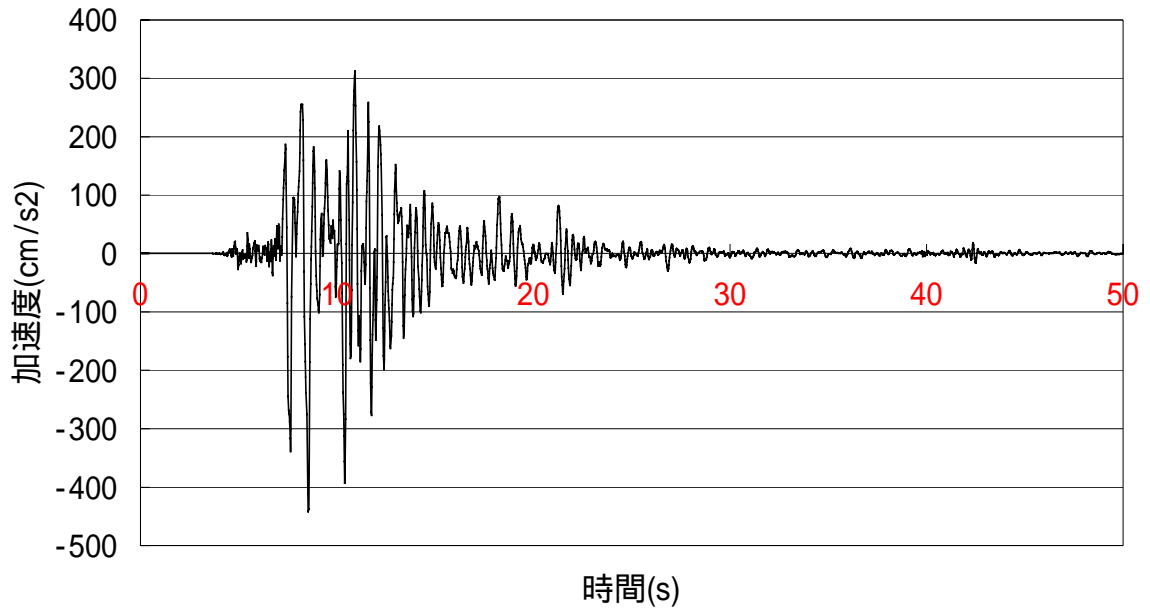
葦合 NS波



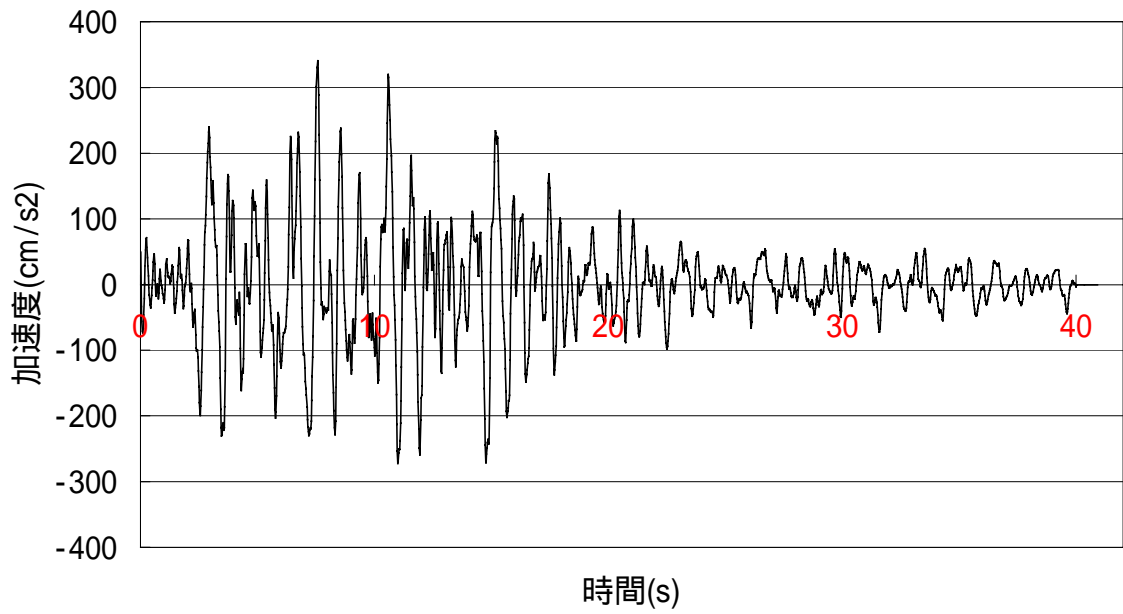
八戸 EW波



KOBE NS波



MIYAGI NS波



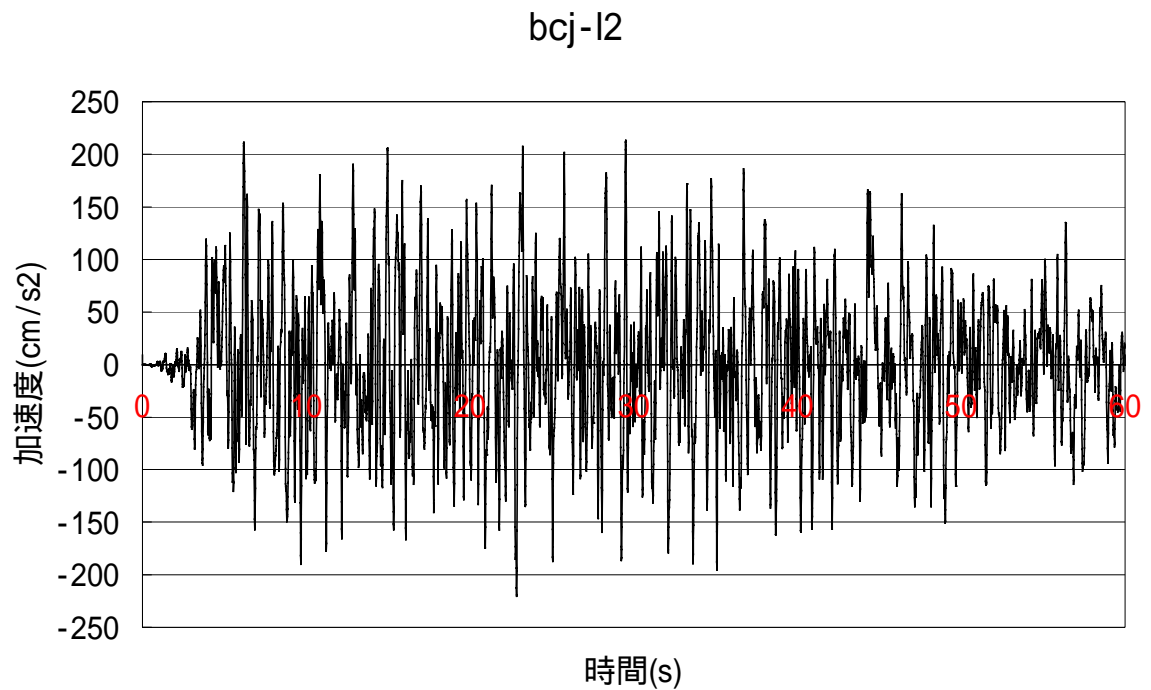
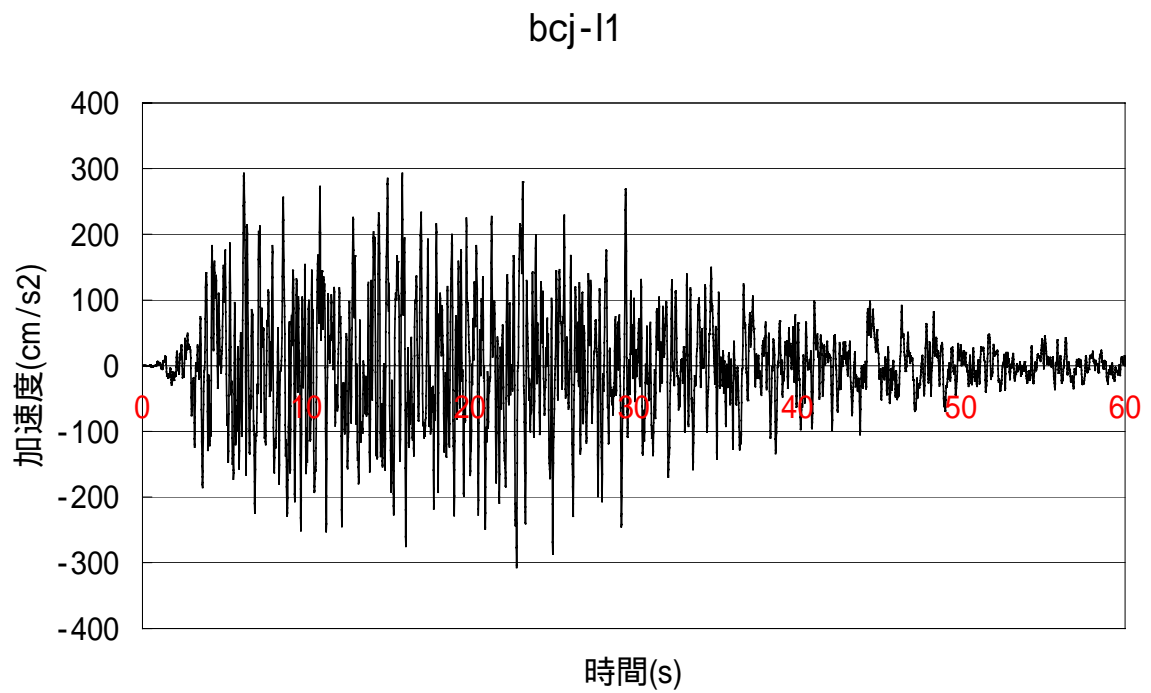


図 2 - 3 - 2 入力地震動加速度波

これらの地震動は BCJ - L1、BCJ - L2 を除いて実地震の地表面観測波である。よって観測点の表層地盤の影響を強く受けている。本研究において地盤条件による地震波増幅の影響は考慮しない。

2 - 4 建物概要

対象建物は実大7層の地震力破壊実験に使用されたものとする。

対象建物の平面と立面を図2 - 4 - 1と図2 - 4 - 2に示す。

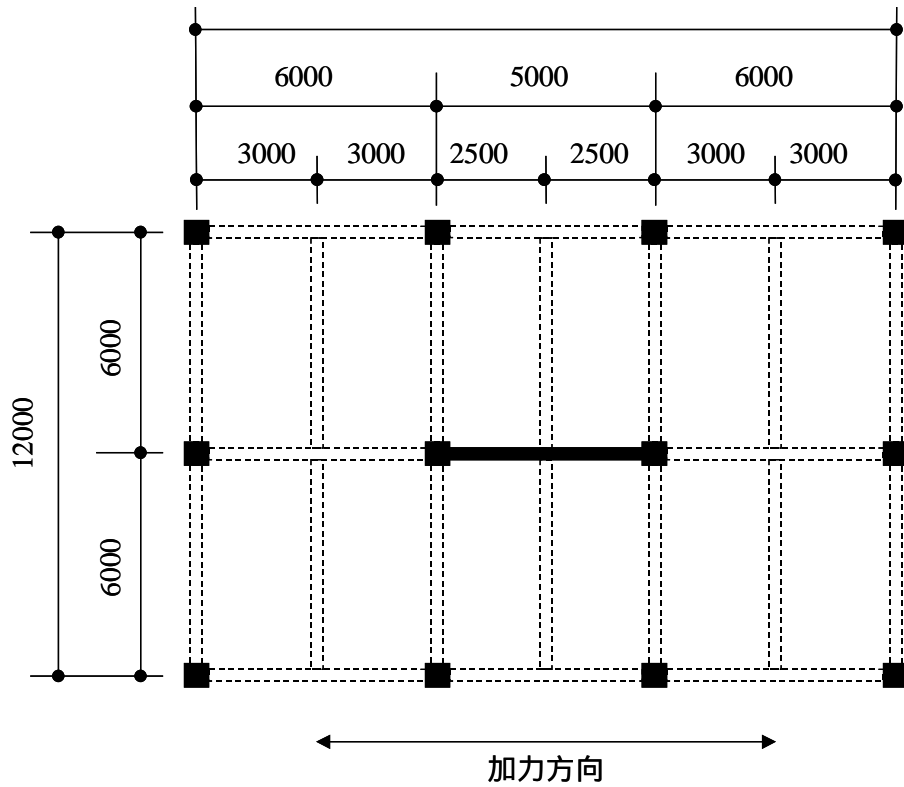


図2 - 4 - 1 対象建物の平面 (単位 ; mm)

加力方向に6m,5m,6m,の3スパン、直交方向に6m,6mの2スパンを有し、床面積は17m(加力方向)×16m(直交方向)、基礎上面からの高さは21.75m(1階3.75m、2~7階3.0m)となっている。加力方向中央構面の中央スパンには、1階から最上階までの連層耐震壁を有している。

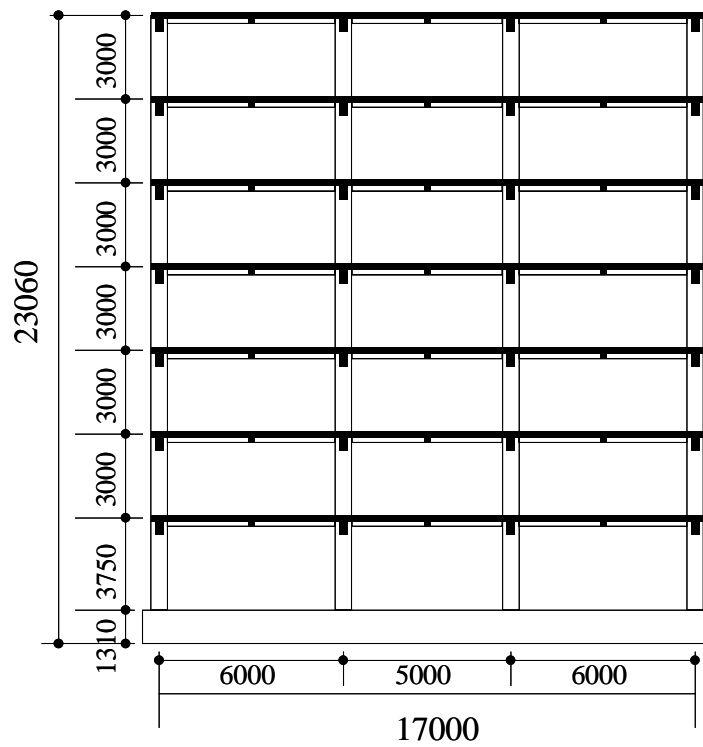


図 2 - 4 - 2 a 対象建物の立面 外側構面 (単位 ; mm)

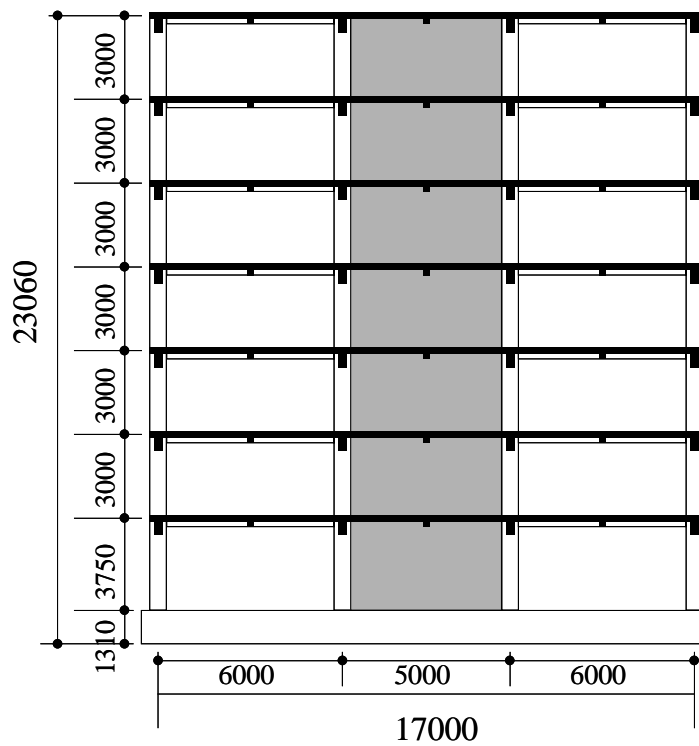


図 2 - 4 - 2 b 対象建物の立面 中央構面 (単位 ; mm)

対象建物は耐震壁を有するスパンに梁を設けていないが、解析においても境界梁は剛性

を無限大として評価するので、解析において影響はないと考える。梁せい1310mmの基礎梁を設けている。

主要部材の断面リストと中央構面の配筋詳細を図2-4-3に示す。柱、梁、耐震壁の断面と配筋は全階で同一としている。

柱		梁		端部	中央
b x D	500 x 500	b x D		300 x 500	
主筋	8-D22	上端	3-D19	2-D19	
フープ	D10@100	下端	2-D19	3-D19	
クロスタイ	D10@600	スターラップ	D10@100	D10@200	

耐震壁		直交梁	端部	中央
厚さ	200	b x D	300 x 450	
長さ	5000	上端	3-D19	2-D19
配筋	縦横とも2 - D10@200	下端	2-D19	3-D19
境界柱	500 x 500 (配筋も柱と同じ)	スターラップ	D10@100	D10@200

小梁	外端	中央	内端
b x D	250 x 450		
上端	2-D19	2-D19	3-D19
下端	2-D19	2-D19	2-D19
スターラップ	D10@200		

床スラブ	
厚さ	120
配筋	上図参照

図2-4-3 中央構面の主要部材断面リスト (単位; mm)

この実験ではスラブ筋のほとんどが梁の曲げ耐力に有効であったことと、直交梁が耐震壁の回転を抑える働きをしたことが報告されている。現在、フレーム解析において直交梁による耐震壁の回転拘束効果は考慮される事が多い。よって本研究においても直交梁の影響を考慮した場合の解析も合わせて行うこととした。

2 - 5 原建物の性能

a) 静的弾塑性荷重増分解析

まず、実験建物そのものの耐震性能を知るために解析を行った。静的荷重増分解析により得られた対象建物の層せん断力 - 変位関係を下図に示す。

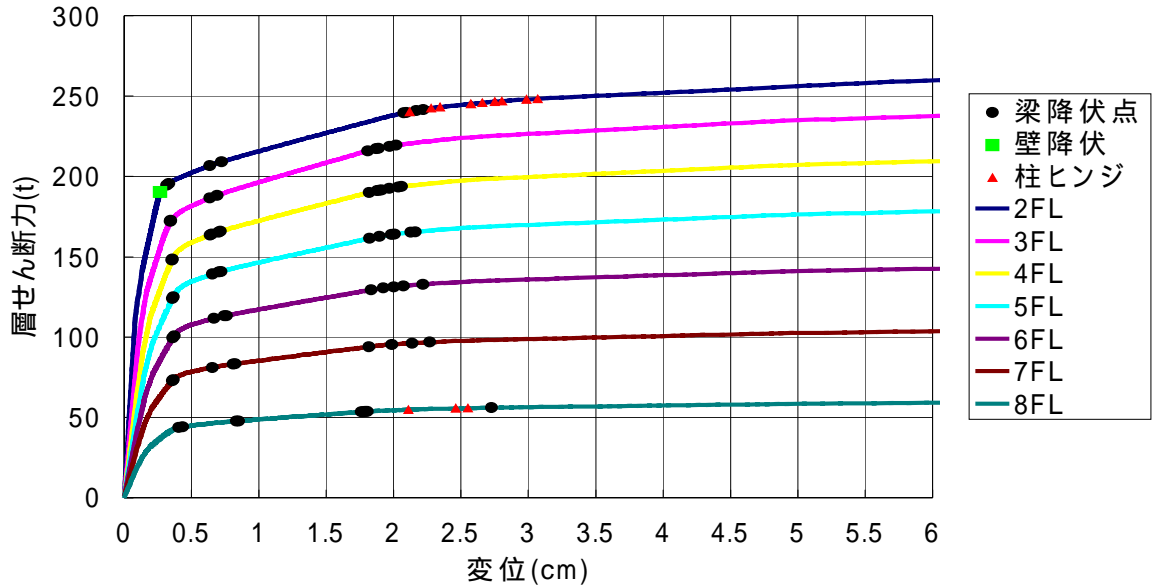


図 2 - 5 - 1 a 層せん断力 変位関係図

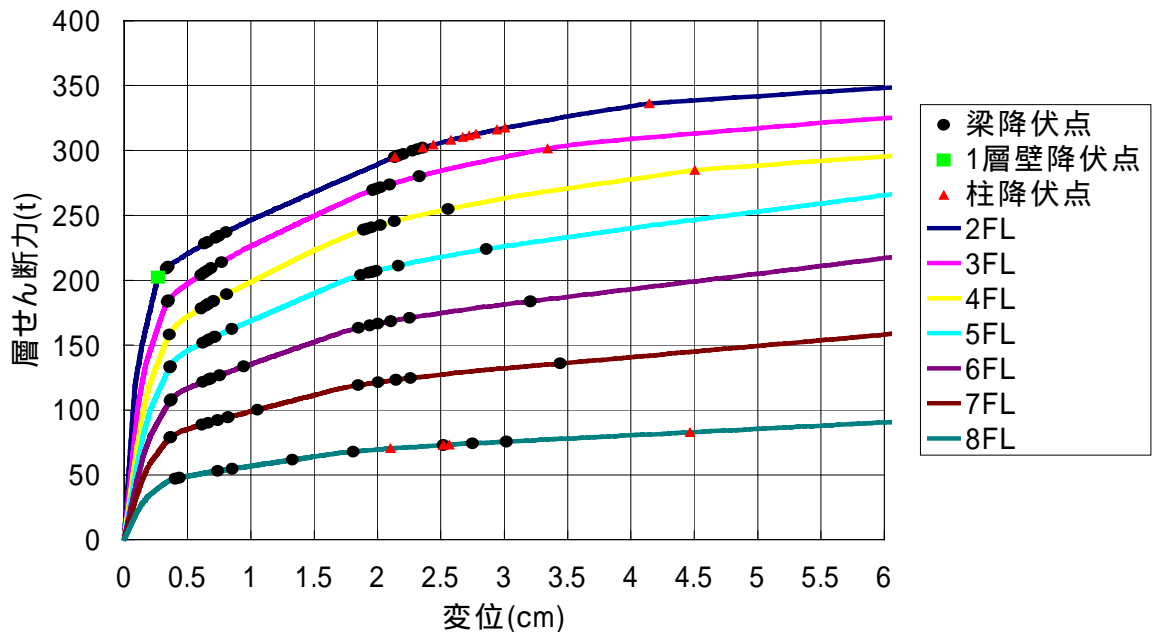


図 2 - 5 - 1 b 層せん断力 変位関係図(直交梁の影響を考慮)

崩壊メカニズムは最下層の柱脚及び梁端にヒンジが発生する全体降伏形である。ベースシア係数は 0.17 である。また保有水平耐力時のベースシア係数は 0.18 となった。直交梁の

影響を考慮した時のベースシア係数は 0.2、保有水平耐力時では 0.24 となった。

b) 時刻歴動的応答解析結果

この時刻歴動的応答解析結果の最大応答層間変位を下図に示す。

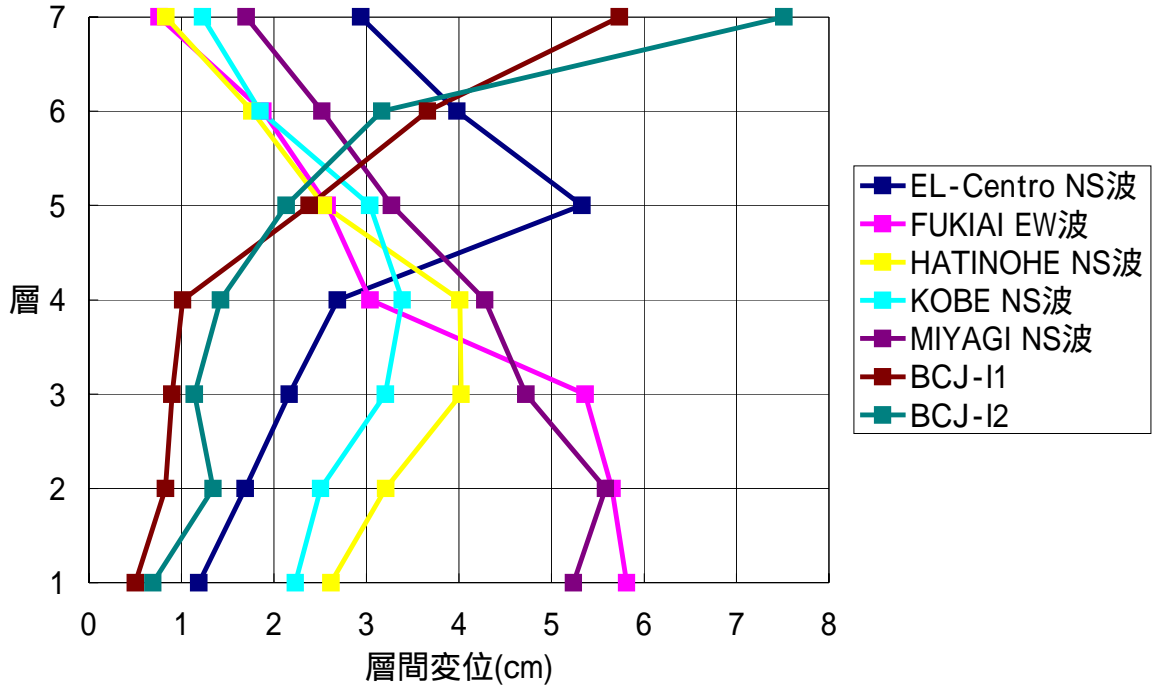


図 2 - 5 - 2 a 基本ケース最大応答層間変位

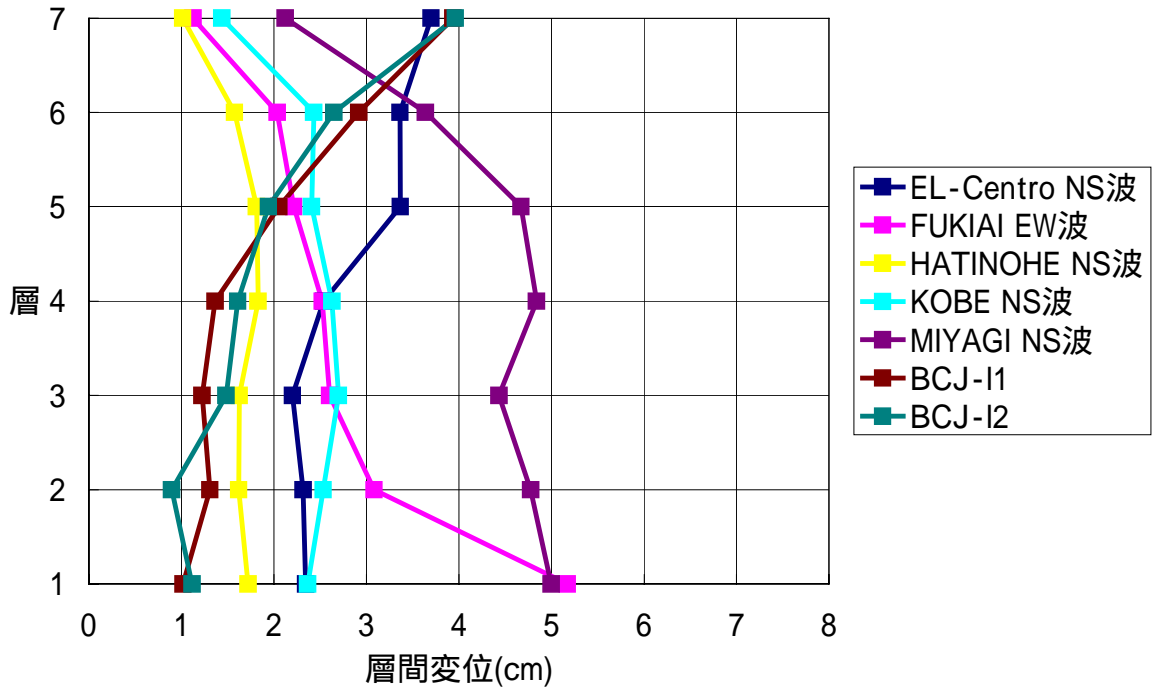


図 2 - 5 - 2 b 基本 最大応答層間変位(直交梁の影響を考慮)

入力波 BCJ - 12 で 7 層の層間変位が 7.5cm となり最大であった。層間変位 6cm で層間変形角が $1/50$ となることから、層間変位 7.5cm というのは層崩壊の危険性が高い。EL-Centro NS 波で中層の応答が大きいのは高次モードが卓越したためと考えられる。また、層せん断力 変位関係より、殆どの梁が降伏し崩壊メカニズムに至っている。このケースの一次固有周期は 0.475 秒である。応答スペクトルからは KOBE NS 波の応答は大きくなるであろうと予想されたが、実際にはそれほど大きな応答は示さなかった。むしろ MIYAGI NS 波に対する応答が大きい。建物の塑性化に応じてその時の固有周期の変動が影響していると考えられる。

直交梁の影響を考慮した場合、荷重増分解析において、梁降伏ステップのバラツキ多くなった。動的応答は、考慮していないケースに比べ全体的に変位は小さくなり、層毎のばらつきが少なくなっている。逆に MIYAGI NS 波では下層から中層の応答が大きくなった。直交梁の影響を考慮した際の 1 次固有周期は 0.466 秒と 0.01 秒ほど短くなっている。

本研究では地表面観測波そのものを原波として 50kine に基準化しており、建物の地盤条件は考慮していない。入力地震動そのものに各観測地点での地盤条件の影響が反映されており、その結果が上図のような応答として表れている。

2 - 6 変位制御に有効な部材の検討

原建物の荷重 変形関係より、1 層の壁、および全層の梁の降伏により層の剛性低下が起こり始めたことが分かる。従って梁、および梁の曲げ耐力に影響を及ぼすスラブが変形に大きく影響すると考える。鉛直部材が先に降伏しては変形がすすんでしまうので、全体降伏形は維持しなければならない。そこで、全体降伏形が維持できる限り、梁の耐力を上げ、中間層の柱にヒンジが発生するようになれば、柱・壁の耐力を上げることとする。損傷制御における設計クライテリアを満足する事ができるまで繰り返し解析を行う。

また、同一層の部材であってもその降伏点にバラツキがあることが分かる。しかし本研究では全層で部材断面は同一とするので、特定の箇所の部材のみの断面変更は行わない。

3. 解析結果

3-1 解析ケース概要

ここでは本研究で解析を行った3ケースについての概要を示す。

(1) CASE 1

表3-1-1にCASE1における断面リストを示す。

表3-1-1 CASE1 主要部材断面リスト

柱		梁		耐震壁			
b×D	500×500	b×D			400×600		
主筋	8-D22	上端	4-D22	中央	4-D22	厚さ	200
フープ	D10@100	下端	4-D22	4-D22	長さ	5000	配筋 縦横とも2-D10@200
クロスタイ	D10@600	スターラップ	D13@150	D10@150	境界柱	500×500(配筋も柱と同じ)	

直交梁	左右端	中央	小梁	外端	中央	内端	床スラブ	
							D10@400 (上下と) D10@300 (上下と) D10@200 (上下と)	
b×D		300×450		b×D			250×450	
上端	3-D19	2-D19	上端	2-D19	2-D19	3-D19	厚さ	
下端	2-D19	3-D19	下端	2-D19	2-D19	2-D19	180	
スターラップ	D10@100	D10@200	スターラップ	D10@200			配筋 上図参照	

(2) CASE 2

CASE2の断面リストを示す。

表3-1-2 CASE2 主要部材断面リスト

柱		梁		耐震壁			
b×D	500×500	b×D			400×600		
主筋	12-D22	上端	4-D22	中央	4-D22	厚さ	500
フープ	D10@100	下端	4-D22	4-D22	長さ	5000	配筋 縦横とも2-D16@100
クロスタイ	D10@600	スターラップ	D13@150	D10@150	境界柱	500×500(配筋も柱と同じ)	

直交梁	端部	中央	小梁	外端	中央	内端	床スラブ	
							D10@400 (上下と) (上下と) (上下と)	
b×D		300×450		b×D			250×450	
上端	3-D19	2-D19	上端	2-D19	2-D19	3-D19	厚さ	
下端	2-D19	3-D19	下端	2-D19	2-D19	2-D19	180	
スターラップ	D10@100	D10@200	スターラップ	D10@200			配筋 上図参照	

(3) CASE3

最後に CASE 3 の主要部材の断面リストを示す。

表 3 - 1 - 3 CASE 3 主要部材断面リスト

柱		梁		左右端		中央		耐震壁	
b×D	700×700	b×D		400×600				厚さ	500
主筋	16-D29	上端	4-D29	4-D29	4-D29	4-D29	長さ	5000	
フープ	D10@100	下端	4-D29	4-D29	4-D29	4-D29	配筋	縦横とも2-D16@100	
クロスタイ	D10@600	スターラップ	D13@150	D10@150	D10@150	D10@150	境界柱	700×700(配筋も柱と同じ)	

直交梁		左右端		中央		小梁			外端			中央			内端			床スラブ					
b×D		300×450				b×D			250×450									D10@400 (上下と)		D10@300 (上下と)		D10@200 (上下と)	
上端	3-D19	2-D19	2-D19	2-D19	2-D19	上端	2-D19	2-D19	3-D19	上端	2-D19	2-D19	3-D19	上端	2-D19	2-D19	2-D19	厚さ	180				
下端	2-D19	3-D19	3-D19	3-D19	3-D19	下端	2-D19	2-D19	2-D19	下端	2-D19	2-D19	2-D19	下端	2-D19	2-D19	2-D19	配筋	上図参照				
スターラップ	D10@100	D10@200	D10@200	D10@200	D10@200	スターラップ	D10@200																

3 - 2 Case 1 解析結果

原建物データでは、梁が降伏耐力に達し変形がすすんでいることが分かる。そこで梁材の耐力のみを上昇させた。

Case1 では梁の断面を 40cm×60cm と幅・せい共に 10cm 大きくした。配筋は上下共 4-D22 とし、スラブ厚を 18cm とした。尚、柱、壁は変更していない。

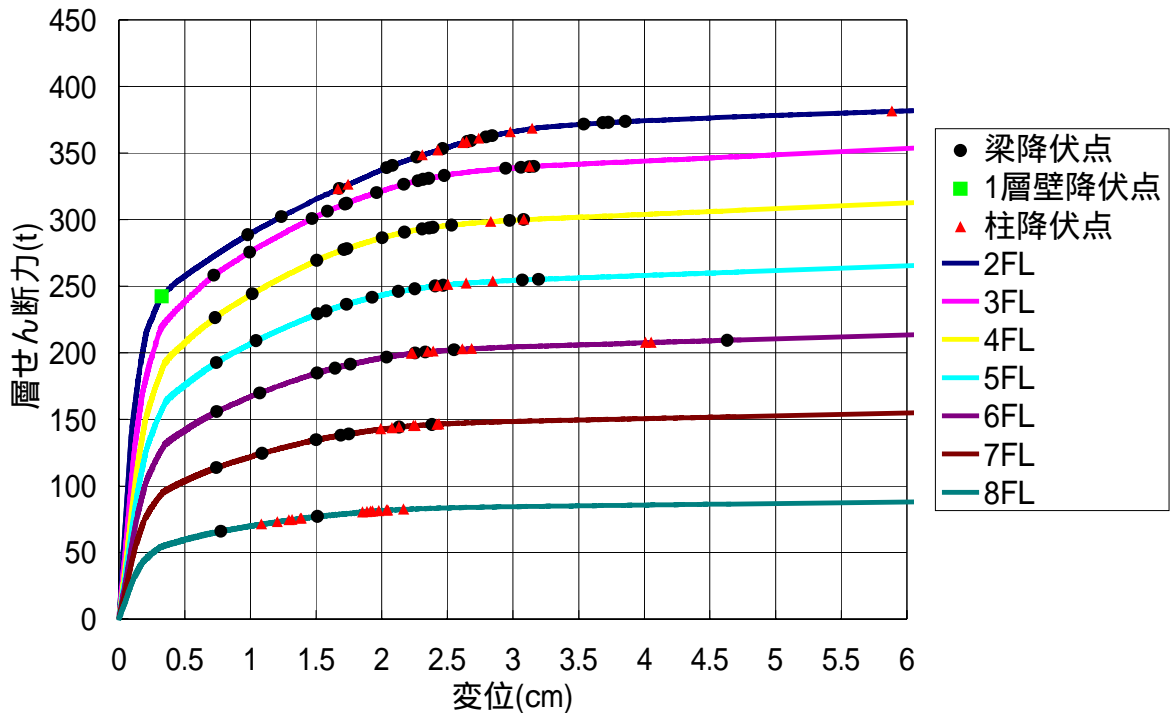


図 3 - 2 - 1a 層せん断力 変位関係の図

この図は各階毎に荷重増分解析で得られた層せん断力 変位関係と、各部材が曲げ耐力

Mu に達した点をその線上にプロットしたものである。

基本のケースに比べ中層での柱の降伏が起こるようになった。層間変位が 2cm を超えたあたりから柱の崩壊が始まっているので、全体降伏形を形成できていない。また、1 層の壁降伏が最初に関り変位が進んでいると考えられる。この時のベースシア係数は 0.24、保有水平耐力時では 0.27 と基本ケースに比べて 0.7 大きくなっている。

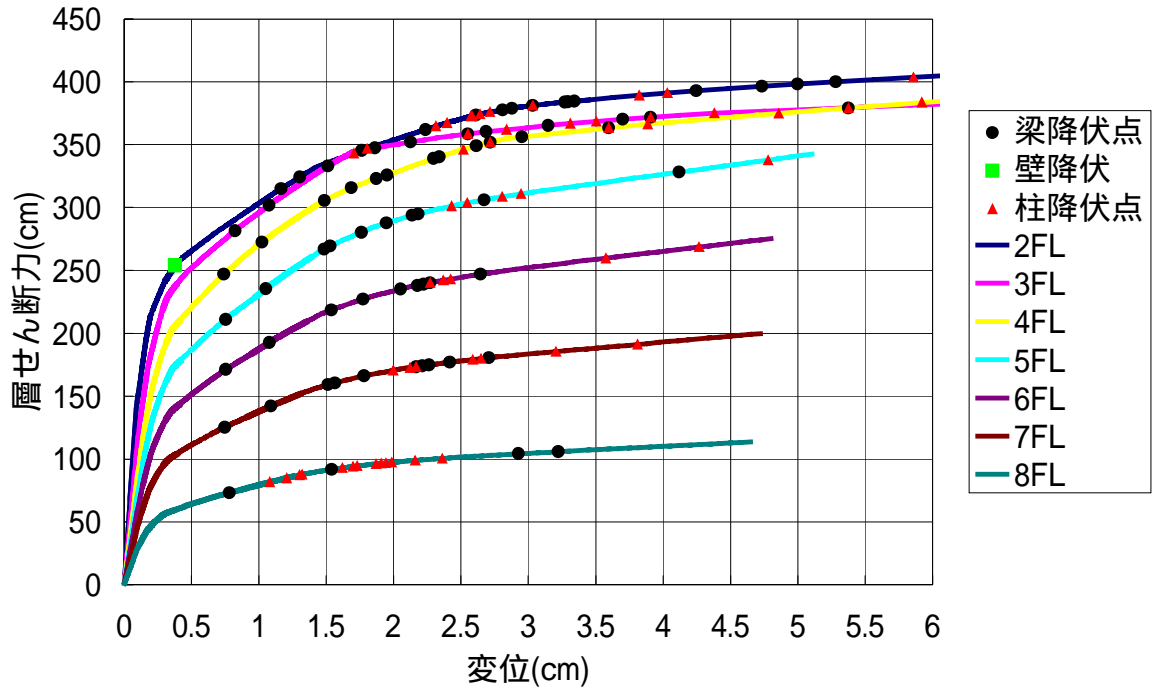


図 3 - 2 - 1 b 層せん断力 変位関係の図 (直交梁の影響を考慮)

直交梁の影響を考慮すると、若干耐力が上昇している。直交梁の影響を考慮していない時よりも柱、梁の降伏が遅くなり、また降伏ステップにバラツキが大きくなったため考慮していないケースに比べ変形が進んでも耐力は上昇している。また、中間層の柱降伏が多くみられる。耐震壁の回転が抑えられるため梁の変形も抑えられるが、その分柱の方に力が多く伝わり降伏に至っている。直交梁の影響を考慮した時のベースシア係数は 0.25 であり、保有水平耐力時では 0.28 であった。

次に Case1 の動的応答値の各層最大層間変位を示す。

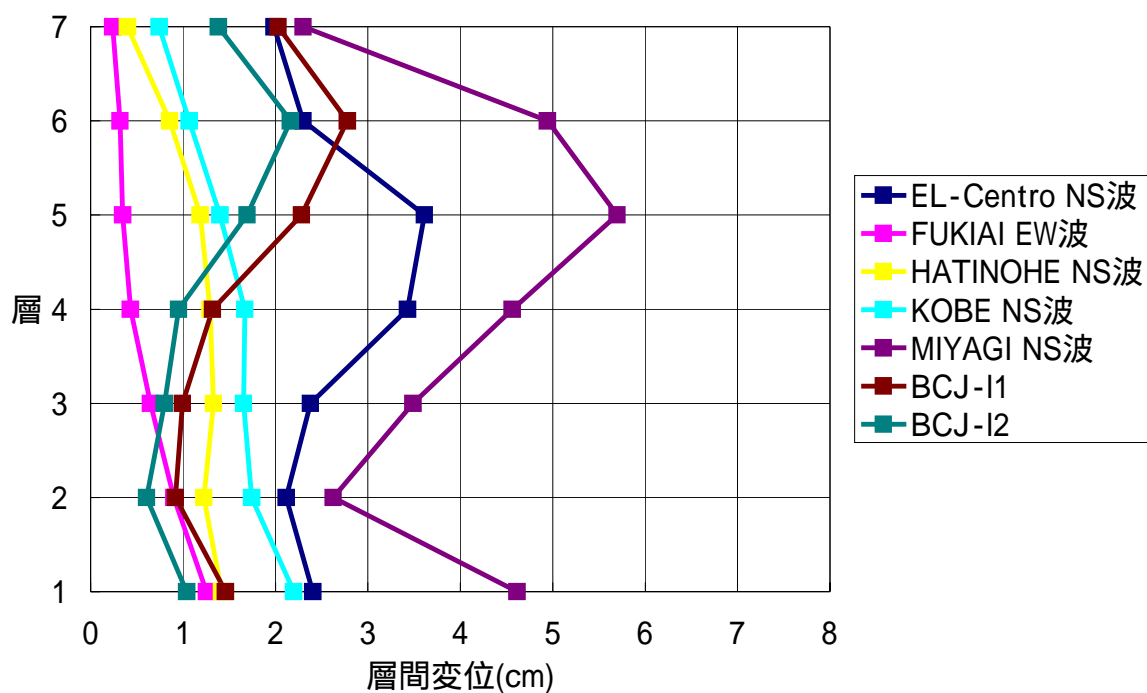


図3 - 2 - 2a 動的最大応答変位

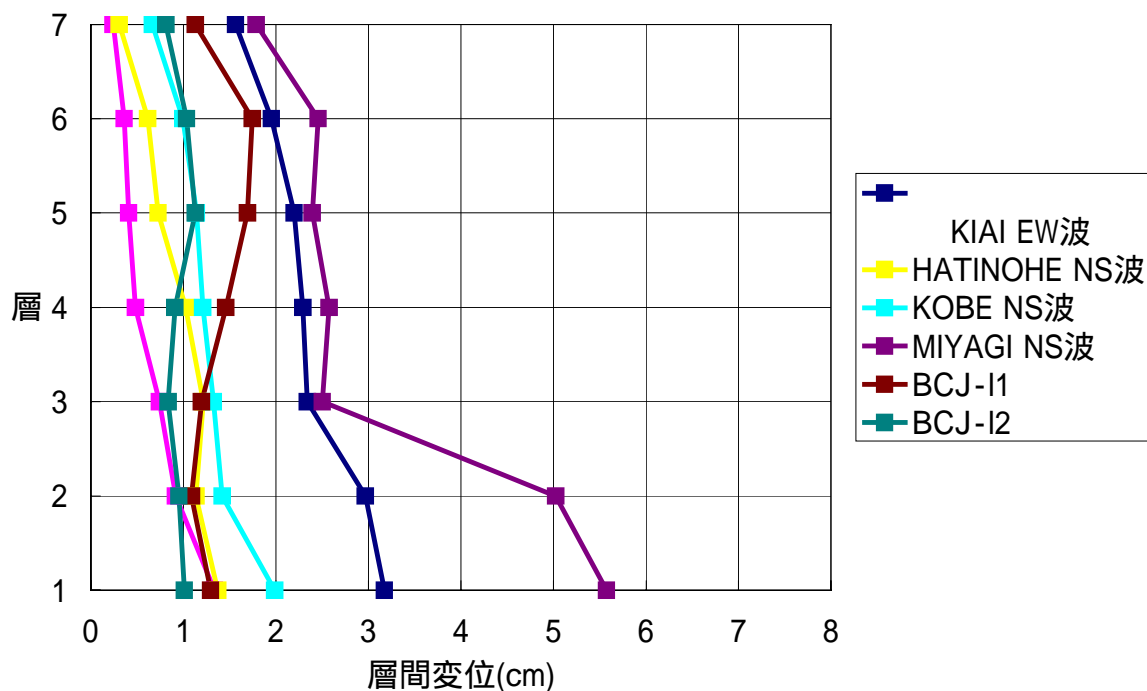


図3 - 2 - 2b 動的最大応答変位 (直交梁の影響を考慮)

これは各層の最大値を示したものであり、最大応答変位を記録した時刻はそれぞれ異なる

る。地震波によって最大応答を記録する層が異なるが、中層に集中する傾向が見られる。これは中層の応答が大きいモードの影響であると考えられる。地震波別に見ると、MIYAGI NS 波、EL - Centro NS 波に対して大きな応答を示した。一方 FUKIAI EW 波に対しては設計クライテリアを満たしている。これは、1周期のみ大きな加速度である地震波の特徴がでていると考えられる。基本ケースでは FUKIAI EW 波に対して下層で大きな応答を示していたことを考えると、その大きな加速度の時刻に損傷を受けなければ、最終的に大きな損傷には至らないと考える。HATINOHE NS 波、FUKIAI EW 波以外では設計クライテリアは満足できておらず、中間層の柱が降伏するまで応答が進んでいる。

3 - 3 Case 2 解析結果

Case1 において、中間層の柱が降伏しているのに、これ以上水平部材の耐力を上げることはできない。1層の壁が最初に降伏し変形がすすんでいることから、壁の耐力を上げ、その効果を調べる。建物の中央にある耐震壁の耐力を上げることで建物全体の応答を制御する効果を検討する。壁厚を柱と同じ 50cm にし、配筋は縦横とも 2 - D16 @ 100 として間隔を 20cm から 10cm にした。

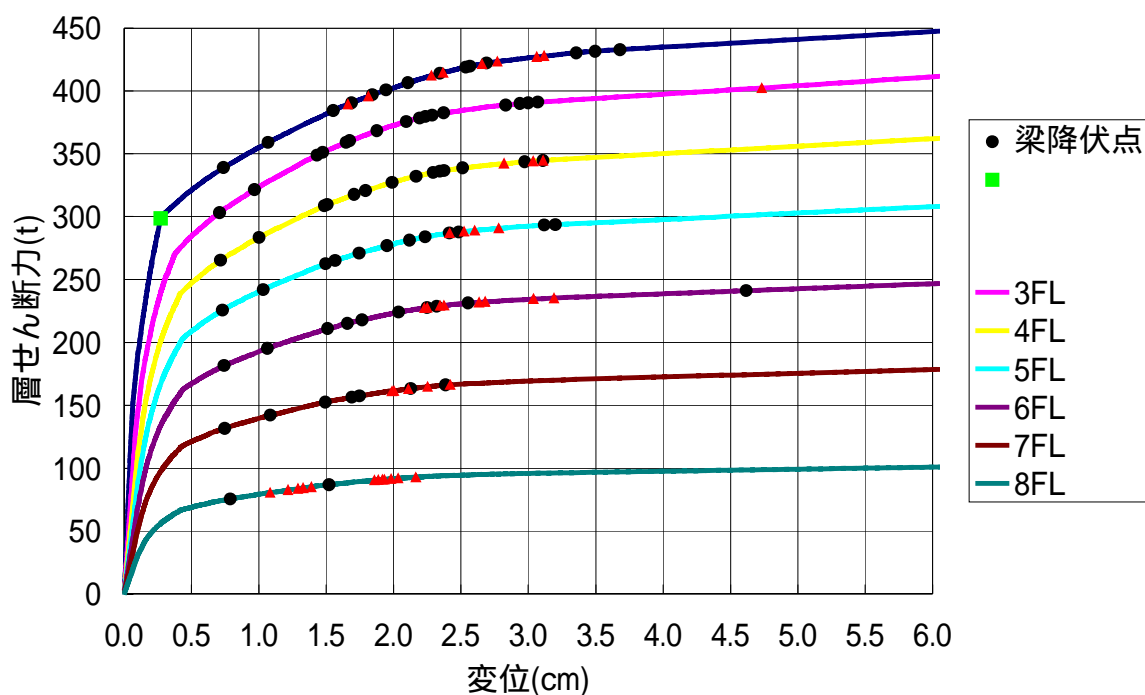


図 3 - 3 - 1a 層せん断力 変位関係

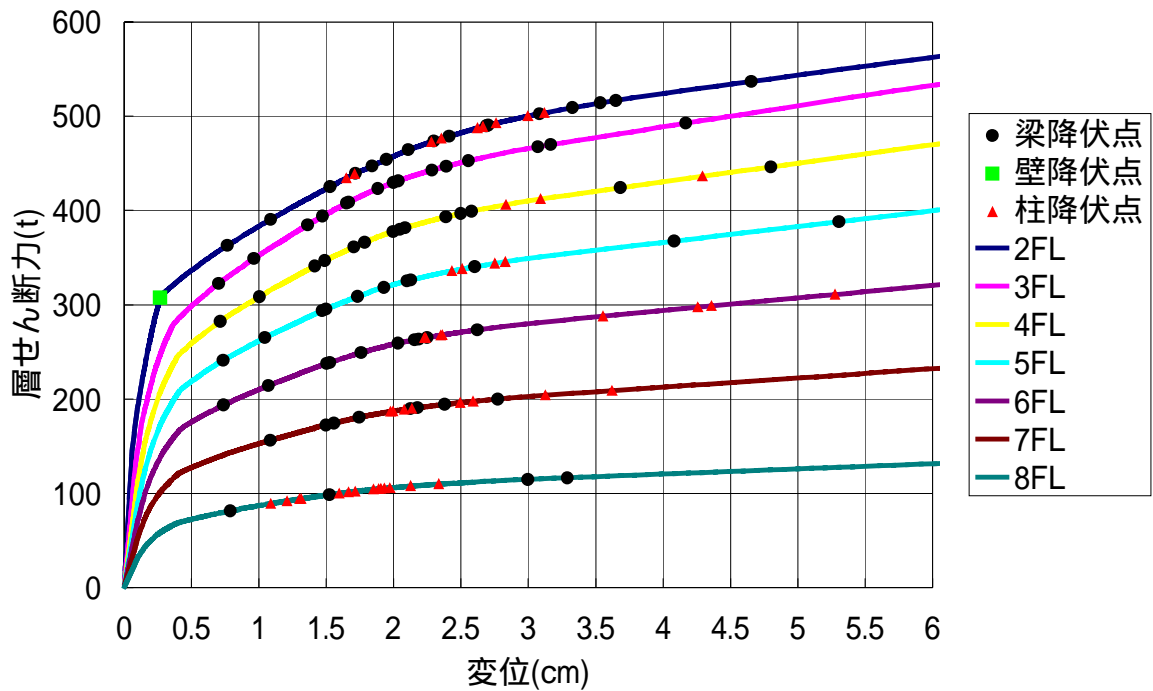


図 3 - 3 - 1b 層せん断力 変位関係(直交梁の影響を考慮)

壁の耐力を上げてても1層の壁が最初に降伏することに変化はなかった。しかし 50t 以上ベースシアが上昇していることが分かる。また、この Case においても中間層の柱の降伏が起きている。耐震壁の部材断面積を 2.5 倍に、鉄筋量を 2 倍にしたことを考えるとあまり効果的ではなかったと言える。これまでのケースに比べて層間変位が 3cm を超えた後も耐力が若干上昇していることから、変位がかなり進んでから耐震壁の強度を上げたことによる影響が現れているからだと考えられる。

直交梁の影響を考慮していないケースでは梁の降伏点がある程度近い間隔にあるが、この場合降伏点のバラツキがかなり大きくなっている。近い間隔で降伏すると、その後の層の剛性低下が著しいが、バラツキが大きい、すなわち部材一つ一つが徐々に降伏に至っているため、層の剛性低下が緩やかになっている。

下図にこのケースにおいての動的最大応答変位を示す。

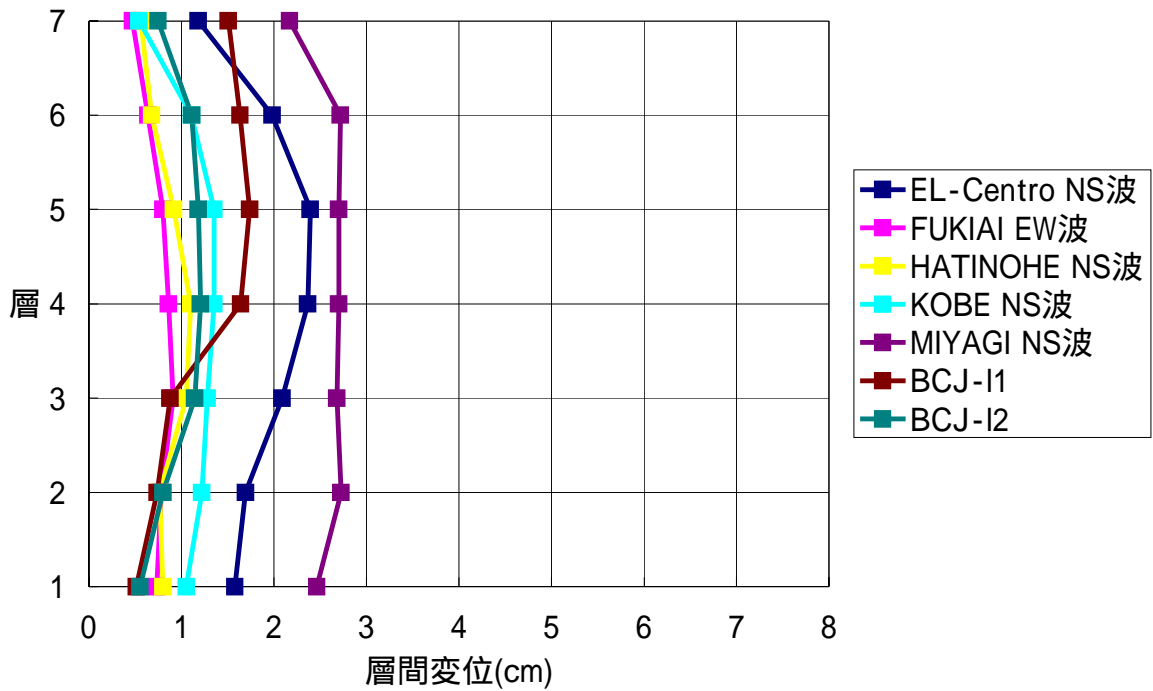


図3 - 3 - 2 a 動的最大応答変位

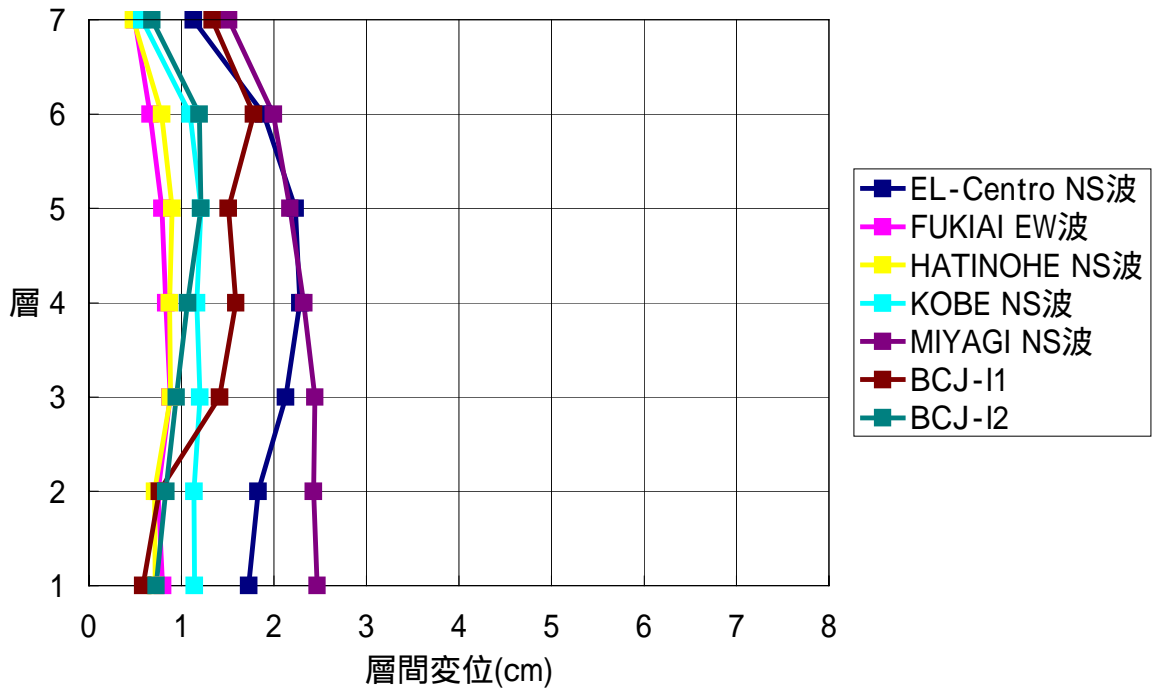


図3 - 3 - 2 b 動的最大応答変位(直交梁の影響を考慮)

全入力地震波に対して応答変位が3 cm 以下、層間変形角で1 / 100 以下になりこれまでのケースに比べ全体的に応答がおさえられるようになった。

直交梁を考慮した場合もこれまでのような違いはみられなくなった。

3 - 4 Case 3 解析結果

Case2 においてかなり応答を抑えることができるようになったが、中間層の柱の降伏が見られるので、柱の耐力を上げる。柱の断面を 70cm×70cm と 1 辺あたり 20cm 大きくし、配筋を 16 - D29 とした。

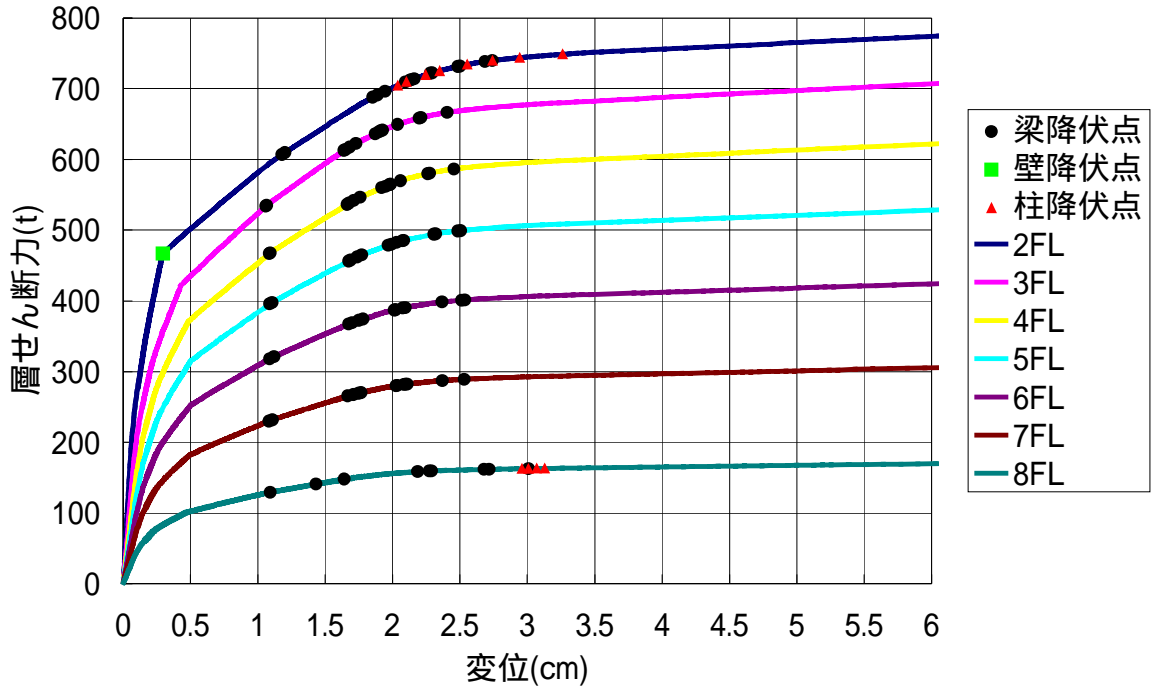


図 3 - 4 - 1a 層せん断力 変位関係

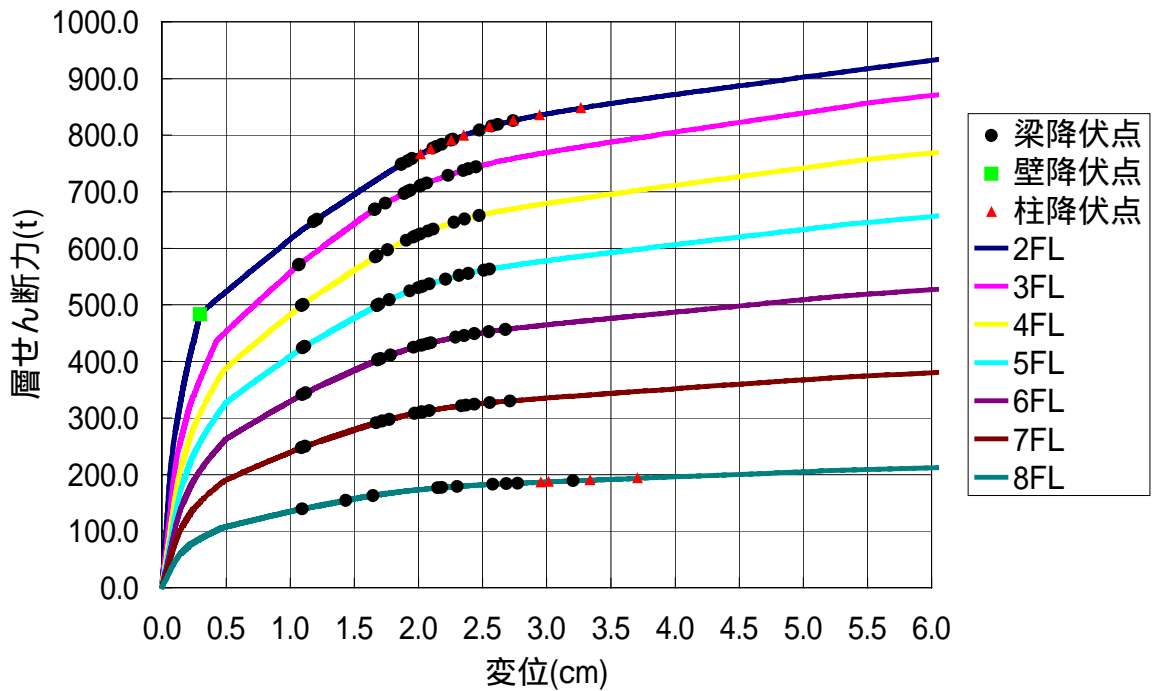


図 3 - 4 - 1b 層せん断力 変位関係(直交梁の影響を考慮)

図3 - 4 - 1に層せん断力 変位関係を示している。柱の強度を上げたことにより中間層においての柱降伏が無くなり、梁が降伏する全体降伏形が形成できた。またこれまでのケースに比べ、梁降伏点のバラツキが少なくなった。各層で変位が1cmを超えた時に同じように梁降伏が起こっているが、これは中央構面の耐震壁に連結している境界梁である。他の梁に比べて耐震壁の回転の影響が大きいからである。

最初に壁が降伏するときの層せん断力が約460tとなり、Case2に比べ150t余り上昇している。一層の壁が曲げ降伏した後の耐力の剛性がこれまでのケースに比べて高い。それは梁の降伏が全体的に遅くなり、崩壊メカニズムに至る過程が安定したためである。

直交梁の影響を考慮したケースでもこれまでのように部材の降伏ステップにおおきなバラツキがみられない。

次にこのケースの動的応答解析結果を示す。

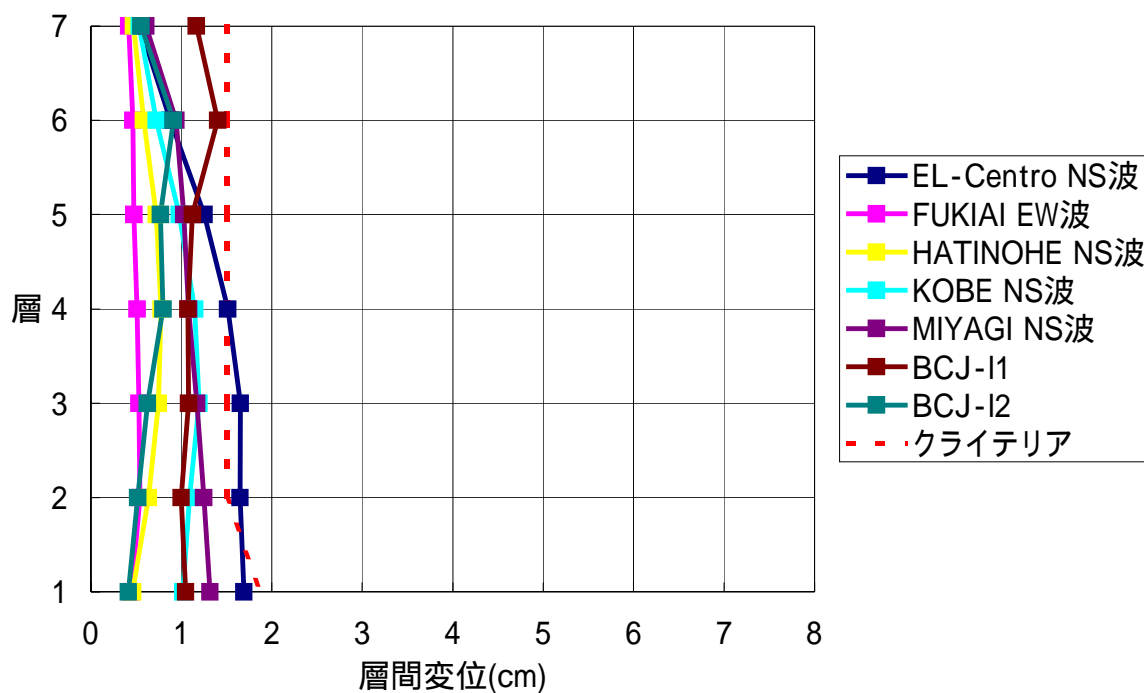


図3 - 4 - 2a 動的最大応答変位

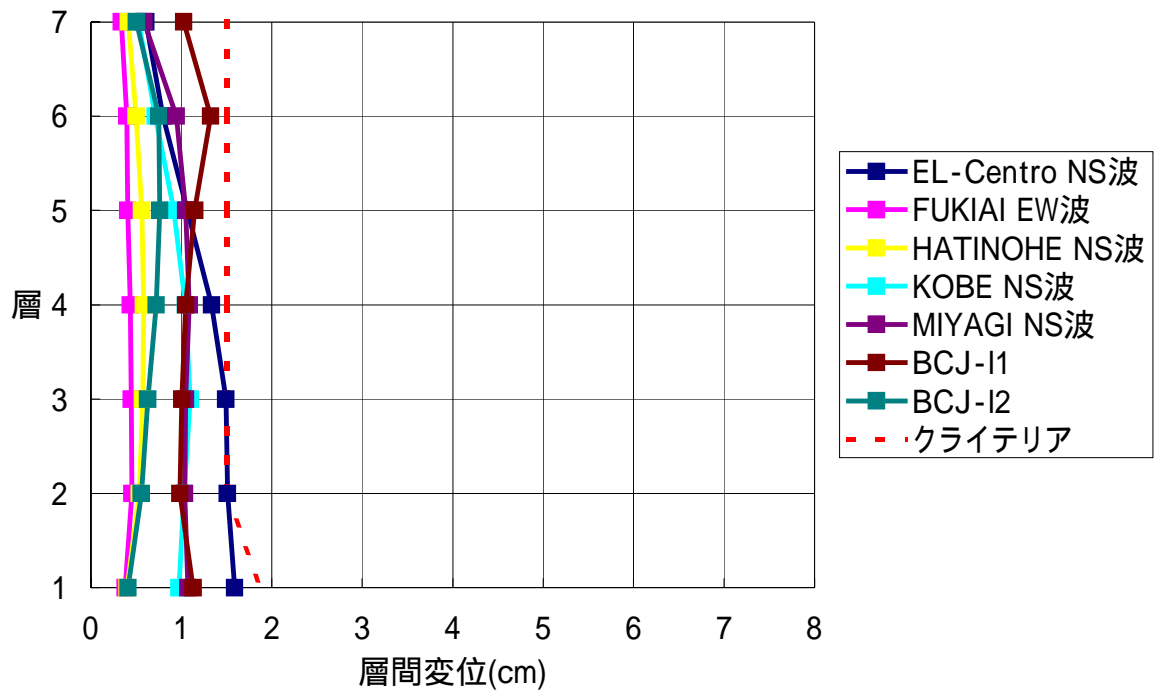


図 3 - 4 - 2b 動的最大応答変位(直交梁の影響を考慮)

EL-Centro NS 波以外で設計クライテリアを満たす事ができている。絶対化速度応答スペクトルより、建物が塑性域に入り若干固有周期が長くなり EL-Centro NS 波の応答が最も大きくなる 0.5 ~ 0.6 秒の周期になったためと推察できる。EL-Centro NS 波においても 3 層で層間変形角が $1 / 188$ と、設計クライテリアをほぼ満たしていると言ってよい。

直交梁の影響を考慮するとさらに地震応答は小さくなり、EL-Centro NS 波の時 3 層で $1 / 198$ となる。

よって Case 3 において損傷制御の設計クライテリアを満足できたものとする。

5. 建設費と補修費用の積算

5-1 構造躯体費の積算結果

建築数量積算基準に従いコンクリートおよび鉄筋の数量を算出し、2002年12月の建設物価に従い計算をした。下表に基本ケースについてのコンクリートおよび鉄筋の数量を示す。

表5-1-1a コンクリート、鉄筋の数量 (基本ケース)

符号	コンクリート(m ³)				
	寸法(m)			箇所	体積(m ³)
G1	0.30	0.50	5.50	42	34.65
G2	0.30	0.50	4.50	21	14.18
G3(直交)	0.30	0.45	5.50	56	41.58
B	0.25	0.45	5.70	42	26.93
1W	0.20	3.75	4.50	1	3.38
2~7W	0.20	3.00	4.50	6	16.20
1C	0.50	0.50	3.75	12	11.25
2~7C	0.50	0.50	3.00	84	63.00
S1	2.73	5.70	0.12	56	104.38
S2	2.23	5.70	0.12	28	42.61
小計					358.15

表5-1-1b 鉄筋の数量 (基本ケース)

符号	鉄筋(主筋)								補強筋
	径	長さ(m)	真数	箇所	D10	D13	D19	D22	
G1(6m)	19	5.50	5	42	-	-	1155.00	-	2695
G2(5m)	19	4.50	5	21	-	-	472.50	-	1102.5
G3(直交梁)	19	5.50	5	56	-	-	1540.00	-	3388
B(小梁)	19	5.80	5	42	-	-	1218.00	-	-
1W(縦)	16	3.75	48	1	180.00	-	-	-	-
(横)	16	4.50	32	1	144.00	-	-	-	-
2~7W(縦)	16	3.00	48	6	864.00	-	-	-	-
(横)	16	4.50	30	6	810.00	-	-	-	-
1C	22	3.75	8	12	-	-	-	360.00	1137.00
2~7C	22	3.00	8	84	-	-	-	2016.00	5275.20
S1(水平)	10	2.73	9	56	1373.4	-	-	-	-
(鉛直)	13	5.70	14	56	-	4468.8	-	-	-
S2(水平)	10	2.23	7	28	436.1	-	-	-	-
(鉛直)	13	5.70	14	28	-	2234.4	-	-	-
小計(m)					3807.50	6703.2	4385.50	2376.00	13597.70
単質(kg/m)					0.56	0.995	2.25	3.04	0.56
重量(t)					2.1322	6.669684	9.867375	7.22304	7.614712

コンクリートの単価は、Fc270を使用しているため、高知県中部の価格で14,300円/m³である。よってコンクリートの価格は約512万円となる。表5-1-2に鉄筋の単価を示す。

表 5 - 1 - 2 異型鉄筋鉄筋径別単価（高知県）

鉄筋種類	D10	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32
単位重量(kg/m)	0.56	0.995	1.56	2.25	3.04	3.98	5.04	6.23
単価(円/t)	40000	38000	37000	37000	37000	37000	38000	38000

この単価に基づき計算すると鉄筋の価格は 128 万円となる。このように各ケースについて価格を計算した結果を下に示す。

表 5 - 1 - 3 ケース別構造躯体費

	基本	case1	case2	case3
鉄筋(万円)	128	146	177	255
コンクリート(万円)	512	653	695	787
合計(万円)	640	799	872	1042

基本ケースに比べて case 3 は躯体費のみで約 6 割増しになる。

対象建物は延べ床面積が 1428m² であるので建設費全体に占める鉄筋とコンクリートの割合は合わせて 20%程度と考えてよい。そのように仮定をすると基本ケースにおいて建設費は約 3,200 万円である。そこで Case3 における躯体費の増分を足すと約 3,600 万円になる。躯体費の増分をプラスすると、建設費全体ではおおよそ 1.1 倍となることが分かる。

5 - 2 補修費の計算

原建物の実験結果と動的応答解析から得られた最大応答変位より、被災度判定を行った。補修費用の設定は諏訪らの研究を参考にした [諏訪仁,2001 : 41 - 46] 表 6.4 に補修費用の設定を示す。表 5 - 2 - 1 に被災度判定の結果を示す。

表 5 - 2 - 1 補修費用の設定

被災度	軽微	小破	中破	大破
補修費用(円/m ²)	10,000	29,000	60,000	建て替え

表 5 - 2 - 2 被災度判定結果

	原建物	CASE1	CASE2	CASE3
被災度	大破	中破	中破	軽微

5 - 3 結果考察及びまとめ

変位制御を強度抵抗型で行うと、振動解析の結果からその最大地震応答値は保有水平耐力よりかなり低いところで収まるようになることが分かる。そしてコンクリートの引張側にひび割れが入り、剛性低下が始まってからの第 2 勾配の傾きが応答変位に対しては重要となる。即ち第 2 勾配の剛性低下が緩やかなほど変形は進まない。

各ケースのベースシア係数をまとめると表 5 - 3 - 1 のようになる。

表 5 - 3 - 1 各ケースベースシア係数

層間変形角1 / 200			保有水平耐力時		
	a	b(直交梁)		a	b(直交梁)
基本ケース	0.17	0.20	基本ケース	0.18	0.24
case1	0.24	0.25	case1	0.27	0.28
case2	0.26	0.30	case2	0.29	0.35
case3	0.41	0.44	case3	0.51	0.58

研究を開始した当初は、変位制御に対しては鉛直部材すなわち柱と耐震壁の強度が有効であろうと考えていた。しかし、荷重増分解析の結果から変位制御に対しては水平部材の強度が重要である事が分かった。水平部材の強度を上げても全体降伏形を形成できるだけの柱の強度が必要である。

損傷制御を実現するために建設費は躯体費のみで 6 割程の増分が必要であることが分かった。極めて略算的に建設費を考えて 1 割強の増分が生じる事が分かり、高価な免震・制振装置を使用しなくても損傷制御を実現できることが分かった。

6 . 結論

ベースシア係数による比較

建物の大地震に対する応答を大きな損傷を受けない程度にとどめるためにはベースシア係数が基準法レベルの設計に比べて 2.8 倍必要であった。

表 6.1 各ケースベースシア係数

	ベースシア係数	倍率
原建物	0.17	-
CASE1	0.24	1.4
CASE2	0.26	1.6
CASE3	0.41	2.4

使用する材料の増加率

部材の強度を上げるに伴い、積算に関係した材料の増加分を表 8.2 に示す。CASE 3 では原建物に比べてコンクリートが約 1.5 倍、鉄筋が 2 倍以上必要となる。

表 6.2 各ケース使用材料比 ()内は原建物に対する倍率

	原建物	CASE1	CASE2	CASE3
コンクリート(cm3)	358	456 (1.27)	485 (1.36)	550 (1.54)
型枠(m2)	2,864	2,832 (0.99)	2,819 (0.98)	3,023 (1.06)
鉄筋(t)	33	38 (1.15)	47 (1.41)	67 (2.01)

建設費と補修費を合わせたコストの比較

建設費と補修費のコスト比較は表 8.2 のような結果となった。CASE 1 は原建物より被災度は小さいものの、建設費と補修費を合わせたコストは原建物よりも多くなった。損傷制御の設計クライテリアを満足した CASE 3 が最も経済的であるという結果を得た。

表 6.3 コスト比較

	構造躯体費(万円)	建設費(万円)	被災度	補修費用(万円)	合計(万円)
原建物	1,810	9,050	大破	9,050	18,100
CASE 1	1,998(1.10)	9,990(1.10)	中破	8,568(0.95)	18,558(1.03)
CASE 2	2,113(1.17)	10,565(1.17)	中破	8,568(0.95)	19,133(1.06)
CASE 3	2,458(1.36)	12,290(1.36)	軽微	1,428(0.16)	13,718(0.76)

このことより、強度抵抗型の耐震設計による損傷制御は有効であるといえる。

謝辞

本研究を行うにあたり、私の浅学さゆえ、多くの方からご指導して頂いたことに、この場を借りて感謝の意を表します。

私の指導を引き受けてくださった中田慎介教授には、修士課程に進学してから建築の構造を学びはじめた私に一から熱心に指導して頂きました。副査を引き受けて下さった大谷英人教授、大内雅博助教授は限られた時間の中で厳しくも暖かい指導をしていただきました。吉田晋助教授には、積算を行う際に何も分からなかった私に快く指導をして頂きました。熊沢設計事務所の中山氏にも積算を行うにあたり助言して頂きました。また、研究を進める過程でセミナーなどを通じ、諸先生方に多くの助言を頂きました。

本研究では解析に市販されているプログラムを用いたので、その販売元である(株)構造計画研究所の金沢氏、稲川氏にはプログラムの操作方法を教えて頂き、時にはご足労をおかけしました。解析を行うにあたって地震波データを提供して頂いた東京都立大学の芳村学教授、中村孝也氏にも大変お世話になりました。

皆様方、本当にありがとうございました。

引用・参考文献一覧)

- 青山博之 1999 鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法 技報堂出版
- 赤堀弘 2001 基準にもとづく建築積算入門新訂第三版 彰国社
- 大崎順彦 1994 新・地震動のスペクトル解析入門 鹿島出版会
- 建設物価調査会 2002 月刊建設物価 12月号 建設物価調査会
- (株)構造計画研究所 2000 建築構造物の2次元フレーム弾塑性解析プログラム RESP-F
利用者マニュアル (株)構造計画研究所
- (株)構造計画研究所 2000 復元力特性モデル化プログラム RESP-QDM 利用者マニ
ュアル (株)構造計画研究所
- (株)構造計画研究所 2000 建築構造物の振動解析プログラム RESP-M / 利用者マ
ニュアル (株)構造計画研究所
- 近藤一平・杉野栄治 2002 主架構長周期化による高層 RC 建物の損傷制御設計について
日本建築学会大会学術講演便概集 日本建築学会 : 907 - 908
- 塩原等・高橋典之・小谷俊介 2002 鉄筋コンクリート建物のライフサイクル修復程度に
及ぼす地震損傷の累積効果 日本建築学会大会学術講演便概集 : 961 - 962
- 諏訪仁・野畑有秀・関松太郎 2001 兵庫県南部地震の被災データベースを用いた既存建
築物の地震リスク評価に関する研究 日本建築学会技術報告集第 12 号 日本建築学会 : 41
- 46
- 日本建築学会講習会テキスト 2002 日本建築学会
- 日本建築学会 1999 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 - 許容応力度設計法 - 1999
日本建築学会
- (財)日本建築防災協会 1991 震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針(鉄筋コ
ンクリート造編) (財)日本建築防災協会
- 日本免震構造協会 2000 はじめての免震建築 : 25
- 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会 2000 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 日本建築学会 : P12 ~ 21
- 水津秀夫 2001 高層建築物の地震応答低減を目的とする弾性非線形の可変剛性機構に関
する研究 水津秀夫
- 日本建築学会 1999 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説 日本
建築学会