

2002 年度修士論文

**2001 芸予地震で倒壊した鉄筋コンクリ
ート建物の動的応答解析**

2002 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

社会基盤工学コース 1045034

森脇 百合香

要旨

2001 芸予地震で倒壊した鉄筋コンクリート建物の動的応答解析

1045034 森脇 百合香

1. 研究目的

現在、動的解析手法は曲げ降伏型建物においては確立されているが、せん断破壊型建物においては確立されていない。そこで、本研究では、2001 芸予地震で倒壊した鉄筋コンクリート建物の震害解析を通じて、せん断破壊型建物における動的解析の可能性を検討をした



写真 1 倒壊した対象建物

2. 建物概要

対象建物は愛媛県今治市にあった昭和 45 年建設の地上 3 階建片廊下型アパートで、1 階がピロティ様式になっていた。2001 年 3 月の芸予地震により、1 階柱がせん断破壊し、層崩壊して倒壊した。1 階柱のせん断補強筋比は 0.1% で、コア抜き試験によるコンクリート強度の平均は 140kg/cm^2 であった。

3. 使用する動的解析プログラム

当初は、市販のプログラムを用いた動的解析の試みた。市販の解析プログラムは、設計用に作られており、曲げ降伏型のみに対応し、せん断破壊型の解析ができない。そこで、この問題点を克服するために、次の方法を考えた。せん断破壊型の耐力低下型復元力特性を曲げ降伏型に置換する この復元力特性において動的解析を行う その解析結果から、エネルギー一定則を用いて実際の最大応答を推定する。この方法により動的解析を行うことを考えた。しかし、この建物におけるエネルギー一定則成立の可能性を検討したところ、この建物の場合適合性が低いことが分かりこの方法を断念した。

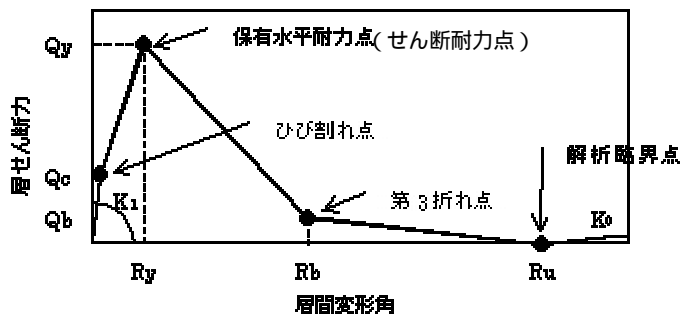


図 1 復元力特性の包絡線 (折れ点の定義)

そこで動的解析は、耐力低下型復元力特性を扱える芳村プログラムにより行った。この芳村プログラムは、東京都立大学芳村先生のご好意によりお貸しいただいた。復元力特性は、図 1 のように 4 つのパラメータにより指定していすることができる。

4. 復元力特性のモデル化

復元力特性は、当初、精度が高い静的荷重増分解析による作成を試みた。しかし、この方法は、部材のせん断破壊を無視した解析を行う。そこで、部材のせん断耐力後のせん断

力の上昇を抑えるため、部材端の曲げ復元力特性を操作することで克服しようとしたが、問題があり断念した。

そこで、手計算によりモデル化した。復元力特性の正の勾配部分は柱上下端を固定と仮定し、曲げ系の計算式に準拠して求めた。負の勾配部分は、同一パラメータにおける資料がないため、比較的類似したパラメータの実験結果をもとに求めた。

5. 復元力特性の変動による最大応答の影響を考慮した解析

上章の方法によりモデル化した復元力特性は、いくつかの理由から、それ一つに断定することは不可能である。そこで、この復元力特性を基本にこれをパラメトリックに変化させた場合の動的解析を行った。

保有水平耐力後の負の勾配の変動による影響

1層のせん断耐力後の負の勾配に関してはまったく資料がなく、基本包絡線では比較的類似したパラメータの実験結果を参考にした。しかし、本研究の建物におけるせん断耐力後の勾配に関する評価の正当性は議論できないため、保有水平耐力後の負の勾配の変動による影響について調べた。具体的には、推算包絡線の R_u の値を下表のように変化させた。なお、 $R_b = R_u/2$ である。他の値は不変である。結果、 $R_u=2.0\%$ では、

解析臨界点 R_u (%)	2.0	4.0	6.0	8.0	10.0
1層最大層間変形角 $R_{max}(\%)$	2.00	1.35	1.13	1.06	1.02

応答が解析臨界点を越えた。 R_u の減少とともに、最大応答はやはり増加した。 R_u がどの場合でも、最大応答が 1.02%以上で、倒壊の危険性は非常に高い。

せん断耐力 Q_y の変動の影響

一般的に使用されているせん断耐力式はど

せん断耐力 $Q_y(\text{tf})$	249.5	332.7	415.9	499.0	582.3
基本包絡線の Q_y に対する倍率	0.6 倍	0.8 倍	1.0 倍	1.2 倍	1.4 倍
1層最大層間変形角 $R_{max}(\%)$	-1.37	1.39	1.04	0.50	0.38

れも設計のためのもので耐力の下限値を示す。そのため、基本包絡線を求める際は、下限値(計算値)を 1.37 倍して平均値に修正した。しかし、実験値の変動は大きく、これに伴いせん断耐力も大きく変動する。そこで基本包絡線のせん断耐力を 0.6 倍、0.8 倍、1.2 倍および 1.4 倍と変動させた場合の 1層最大層間変形への影響を調べた(下表)。なお、 Q_y が低い場合は相対的に Q_c や Q_b も低いと考え、 Q_y と同じ割合で Q_c と Q_b も変化させた。結果、 Q_y が 415.9tf 以下では、最大応答が 1%以上で倒壊の可能性は高いが、 Q_y が 499.0tf 以上では、最大応答が 0.50% (1/200) 以下となり、実験データ等から判断しても倒壊の可能性が低いのではないかと考えられる。

最大応答は $Q_y=332.7\text{tf}$ 時の 1.39t%を最大に、 Q_y が 332.7tf から遠ざかるにつれ、減少していった。これは、一般的に Q_y の低下とともに最大応答は増大するが、332.7tf 以下になると固有周期が影響して、共振現象から遠ざかり最大応答も減少したと考えられるが、今後の詳細な解析が必要である。

せん断耐力時層間変形角 R_y の変動による影響

1 層包絡線は曲げ降伏系の包絡線をもとに求めた。しかし、1 層はせん断破壊系であり、せん断破壊耐力

せん断耐力時層間変形角 R_y (%)	0.436	0.566	0.697
基本包絡線の R_y に対する倍率	1.0 倍	1.3 倍	1.6 倍
1 層最大層間変形角 R_{max} (%)	1.04	1.32	1.67

時の剛性は曲げ降伏系よりせん断ひび割れが増えて剛性低下すると考えられる。そこで、基本包絡線で求めたせん断耐力時変形角 R_y のみを 1.3 倍、1.6 倍した場合の地震応答解析を行った。結果、最大応答はすべて 1.04% (約 1/100) を超え、どの場合も倒壊の危険性は非常に高い。 R_y の増大とともに、最大応答も一様に増加。ひび割れ後の剛性低下が原因だと思われる。

～ に示したように、基本包絡線を考えられる範囲内で変動させて解析を行ったが、 Q_y が 499.0tf 以上の場合以外はすべて最大応答が 1.04%以上となり、この建物は、倒壊の可能性がもともと非常に高かったといえる。

5 . 結論

解析の結果、対象建物は倒壊の危険性が非常に高かったことが分かった。しかし、もし、各解析結果のほとんどが、倒壊の危険性を判断しにくいようなを示していたら、このような検証結果を出すことはできなかった。現在、建物の地震に対する安全性を検討する研究は進んでいるが、建物の倒壊するしないの境目をきちんと見極めるクライテリアの研究開発が遅れているのではないかと考えられた。また、保有水平知力の変動による最大応答への影響は本建物の解析結果を見る限りでもやはり大きく、このような解析を行う上では非常に重要である。また、せん断耐力後の負の勾配を実験データから同定することは現在のところ困難であり、この勾配を断定できることも今後の課題である。

Abstract

Dynamic Response Analysis of Reinforced Concrete Building Collapsed due to 2001 Geiyo Earthquake

Yurika Moriwaki

The elasto-plastic dynamic analysis was done for the reinforced concrete buildings that collapsed due to the 2001 Geiyo-Earthquake. Considering restoring force characteristics as horizontal deformation and the seismic load of the building, the analytical results were discussed in their case studies. In the dynamic elasto-plastic response analysis for reinforced concrete buildings, the definition of its restoring force characteristics is very important for the judgement of building safety against earthquake input.

Nowadays, there are available some conventional evaluation methods of restoring force characteristics for a flexural failure type model. However, mathematical modeling for a shear failure type has not been established as common use yet. Therefore, the determination of the skeleton curve for the shear failure type structure is very difficult to make. Further, fluctuations by the envelope curve of the load-deflection relationship in the case of the shear failure type have not yet been discussed.

In this study, the following were regarded as parameters; the shear strength of columns; the second and the third stiffness of the skeleton curves as the restoring force characteristics; and the level of earthquake motion input. Each parameter was independently varied, and numerical comparisons were discussed based on their dynamic response results. Through the numerical comparisons of maximum responses of each case, the risk of collapse was discussed.

However, existing test data can not cover such precise third stiffness. The effect of such restoring force characteristics should be further examined. Although research on the building safety against earthquake motions seems to have progressed, research on the criteria of judging between remaining severe damage (no human damage) and collapse has not been well developed.

目次

第1章	研究目的	1
第2章	建物概要	
2.1	2001年芸予地震	2
2.2	愛媛県の建物被害	2
2.3	建物概要	
	(1) 建物概要	2
	(2) 構造概要	3
	(3) 地盤概要	8
	(4) 被害概要	8
第3章	使用する動的解析プログラム	
3.1	市販の動的解析プログラム	
	(1) 市販の動的解析プログラムの問題点	10
	(2) 問題点解決のための試み1	10
	(3) 問題点解決のための試み2	12
3.2	芳村プログラム	
	(1) 耐力低下型復元力特性の包絡線	15
	(2) 耐力低下型復元力特性の繰り返し性状	15
	(3) 入力データ一覧	19
	(4) 出力データ一覧	19
第4章	動的解析方針	
	(1) 解析方向	20
	(2) 解析モデル	20
	(3) ロッキング・スウェイ	20
	(4) 減衰	20
	(5) 入力地震動	20
	(6) 解析時間刻み	21
第5章	復元力特性における包絡線のモデル化	
5.1	静的荷重増分解析プログラムによるモデル化	
	(1) 静的荷重増分解析プログラムの問題点	22
	(2) 問題点解決のための試み1	26
	(3) 問題点解決のための試み2	26
5.2	手計算によるモデル化(基本包絡線の作成)	
	(1) 1層包絡線の正の勾配部分のモデル化	31
	(2) 1層包絡線の負の勾配部分のモデル化	35

5.3	2・3層の包絡線のモデル化	36
5.4	パラメトリックに変化させた包絡線	36
第6章 動的解析結果		
6.1	「基本の包絡線」の応答	37
6.2	保有水平耐力の変動の影響	40
6.3	保有水平耐力時変形角の変動の影響	43
6.4	解析臨界点の変動の影響	44
6.5	震害解析結果	45
第7章 結論		46

参考文献

謝辞

1 . 研究目的

1 . 1 研究背景

現在，鉄筋コンクリート建物の動的応答解析において，崩壊メカニズムが曲げ降伏型である建物の動的応答解析は頻繁に行われているが，崩壊メカニズムがせん断破壊型である建物の動的応答解析はほとんど行われていない。これは，設計においては，現行では曲げ降伏型になるように設計され，せん断破壊型になる建物が設計されないからである。しかし，震害解析においても，曲げ降伏型建物においては行われているにも関わらず，せん断破壊型建物の動的解析が行われないのは，曲げ破壊型に比べ，せん断破壊型の復元力特性のモデル化の方法が確立されていないためである。

なお，ここでいう動的応答解析とは，質点系せん断系モデルによる時刻歴弾塑性地震応答解析である。

1 . 2 研究の必要性

崩壊メカニズムがせん断破壊型となる建物は，旧基準により設計されたものに多く，現在でも旧基準により設計された RC 系建物は多数存在する。地震時の建物の挙動はあくまでも動的であり，これらの建物の倒壊危険性などの震害解析は，静的のみならず動的解析からも検討する必要がある。

1 . 3 研究の目的

本研究では，2001 年芸予地震で倒壊した鉄筋コンクリート建物を対象に，動的応答解析（質点系置換モデルによる時刻歴弾塑性地震応答解析）による震害解析を通じて

せん断破壊型建物における動的解析の可能性を
検討する。

せん断破壊型建物の動的応答解析を行う上で
使用する動的解析プログラムをどうするか
復元力特性のモデル化をどうするか
の 2 点の大きな問題があり，これらを中心に，可能性を検討していく。

2. 建物概要

2001年3月24日に芸予地震が発生し、愛媛県内のいくつかの建物に大きな被害を与えたが、対象建物は県内で1棟だけ倒壊にまで至った建物である。

2.1 2001年芸予地震

2001年3月24日(土)午後3時28分頃、広島県西部の安芸灘(瀬戸内海中部)を震源とするマグニチュード6.7の地震が発生し、中国、四国地方の広い範囲に被害を与えた。最大震度は6弱とされ、鳥取県西部地震の最大震度6強より小さいが、震度5強および震度5弱とされた市町村が極めて多かった。最大加速度が200galを超えた地域は、広島県および愛媛県のほぼ全域におよび、鳥取県西部地震と比較して、極めて広範囲に強震域があった。震源深さは51kmであった。

2.2 愛媛県の建物被害

地震の震源は愛媛県の北部、芸予諸島の西部であった。震源に近い大三島、大島では丘陵地の墓石の倒壊および神社の鳥居の倒壊はあったが、建築物の大きな被害は見当たらなかった。被害地域はごく一部に限られており、今治市でRC造3階建てマンション(本研究対象建物)が倒壊し、松山市でRC造3階建て校舎3棟が中破程度の被害を受けた。

2.3 建物概要

(1) 建物概要¹⁾

この建物は、震源地より約40km東に位置し、総社川の西約3km、今治観光港の南東約1kmで総社川の三角州(新生代第四期堆積物)上に建つ鉄筋コンクリート造3階建ての建物である。竣工は1970年であり、1階が駐車場、2・3階が各4戸の社員寮のピロティ形式集合住宅である(写真2.1、2.2)。



写真 2.1 南東面外観



写真 2.2 北西面外観

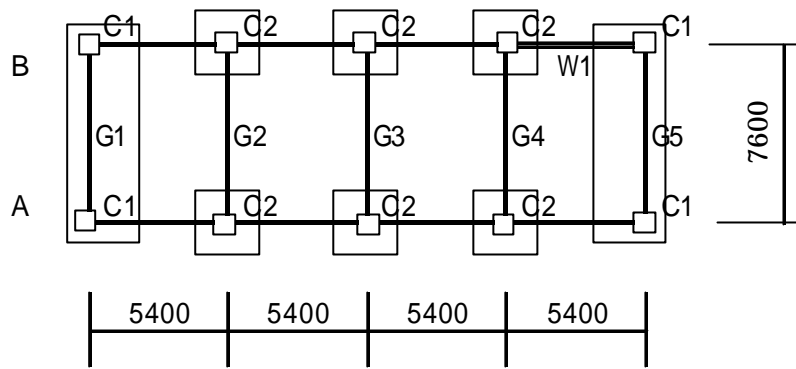
(2) 構造概要¹⁾

建物の主体構造は、鉄筋コンクリート・ラーメン構造である。平面計画は、梁間方向 7.6m × 1 スパン、桁行方向 5.4m × 4 スパン = 21.6m である。各階伏図および軸組図を図 2.1 および図 2.2 に示す。10本の柱は全て50cm角である。南側にバルコニー、北側に廊下の片持ちスラブがあり、更にその北側に、地上からの直通階段が取り付けられている。西の1スパンには2・3階に2.7mの片持ち部分があり、居室となっている。階高は、1階より3.36、2.7、2.9mと全て異なっている。なお、1階北東部には、桁行方向の耐力壁 (t=12cm) がある。基礎は、両妻部が布基礎で内部は6基の独立フーチング基礎である。

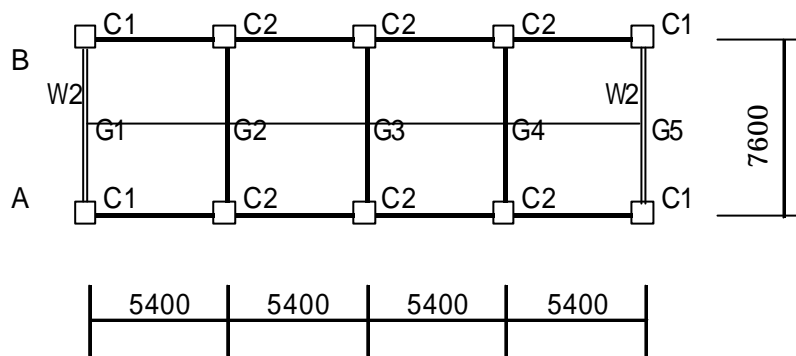
設計図書によれば、設計条件は下記の通りである。

コンクリート	設計基準強度 $F_c = 20.6\text{N/mm}^2$
鉄筋	19 以下 SR235、D22 以上 SD295
設計震度	$K = 0.2 \times 0.9 = 0.18$ (許容応力度設計のみ)
長期地耐力	不明

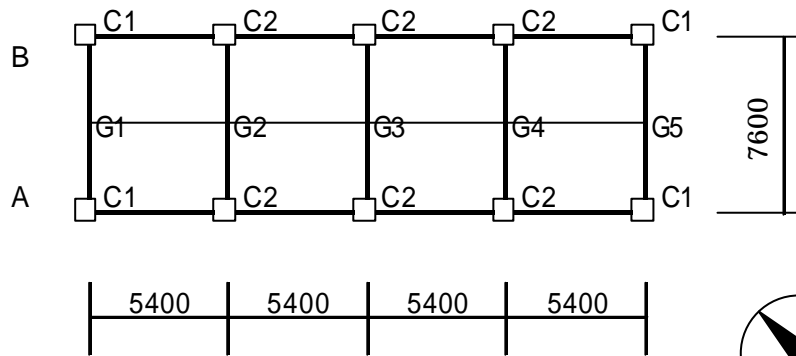
表 2.1 に柱配筋リストを示す。



1階柱 壁、基礎伏図



2・3階柱 壁、2・3階伏図



R階伏図

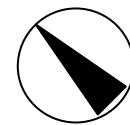


図 2.1 構造概要図(1)

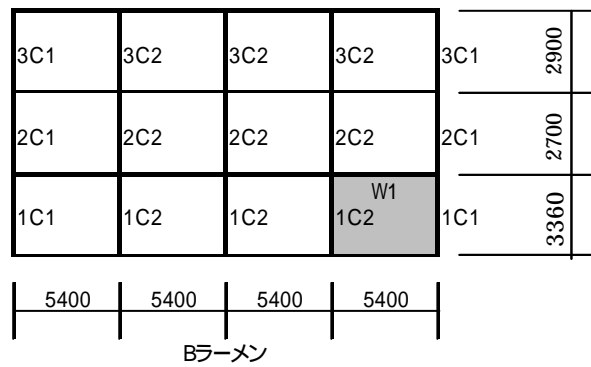
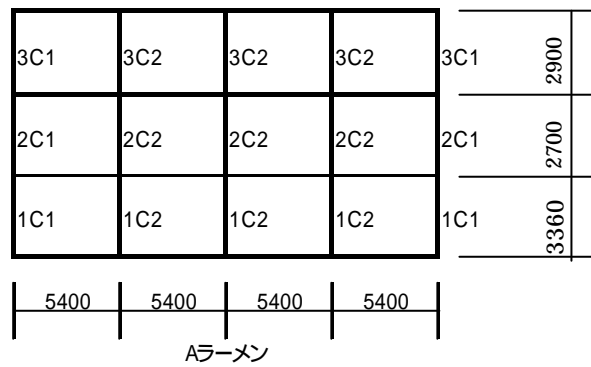
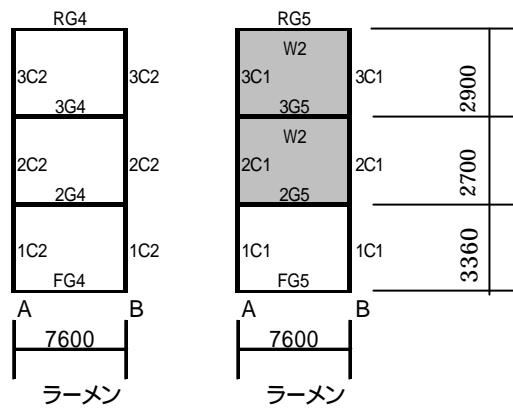
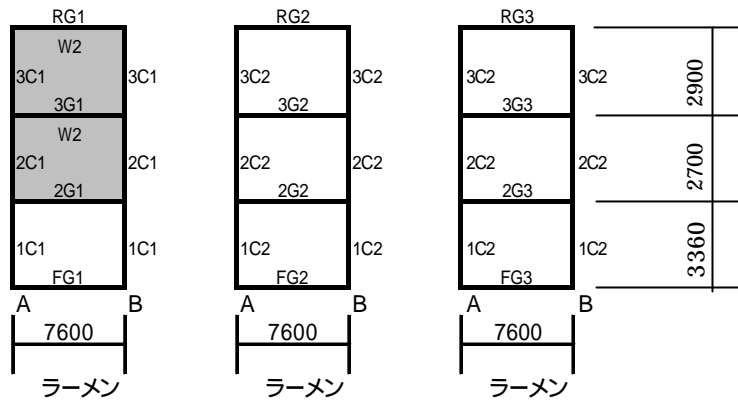


図 2.2 構造概要図(2)

表 2.1 柱配筋リスト

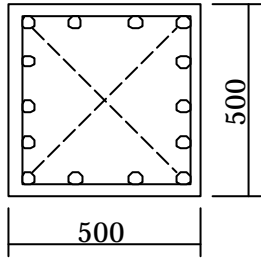
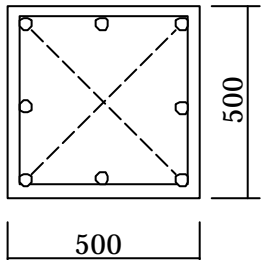
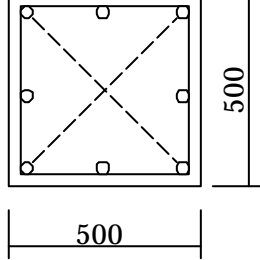
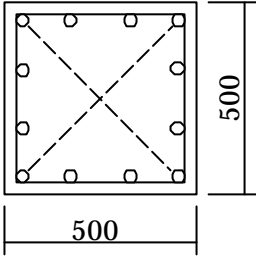
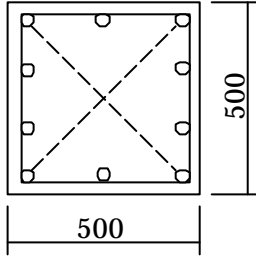
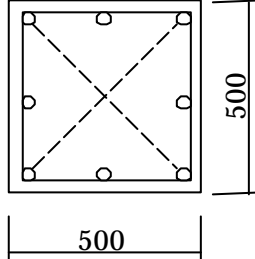
柱	1 階	2 階	3 階
C1	HOOP 9 -@250	HOOP 9 -@250	HOOP 9 -@250
	Dia 9 -@750	Dia 9 -@750	Dia 9 -@750
			
	主筋 14-D25	主筋 8-D19	主筋 8-D19
C2	HOOP 9 -@250	HOOP 9 -@250	HOOP 9 -@250
	Dia 9 -@750	Dia 9 -@750	Dia 9 -@750
			
	主筋 12-D25	主筋 10-D22	主筋 8-D22

表 2.2 梁の配筋リスト

梁	G1			G2			G3, G4, G5			
	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	
R 階	断面寸法	300×700			300×700			300×700		
	スラップ	9 -@250			9 -@250			9 -@250		
	上端	4-D19	2-D19	5-D19	3-D22	3-D22	5-D22	4-D22	2-D22	4-D22
	下端	2-D19	4-D19	3-D19	2-D22	5-D22	3-D22	2-D22	2-D22	2-D22
3 階	断面寸法	300×700			300×700			300×700		
	スラップ	9 -@250			9 -@250			9 -@250		
	上端	5-D22	2-D22	6-D22	5-D25	2-D25	5-D25	5-D25	2-D25	5-D25
	下端	3-D22	3-D22	3-D22	3-D25	4-D25	3-D25	2-D25	2-D25	2-D25
2 階	断面寸法	300×700			300×700			300×700		
	スラップ	9 -@250			9 -@250			9 -@250		
	上端	5-D25	2-D25	6-D25	6-D25	2-D25	7-D25	6-D25	2-D25	6-D25
	下端	5-D25	2-D25	3-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	2-D25	4-D25
F 階	断面寸法	400×1400			400×1400			400×1400		
	スラップ	13 -@300			13 -@300			13 -@300		
	上端	4-D19	3-D19	4-D19	5-D19	3-D19	5-D19	4-D25	3-D25	4-D25
	下端	4-D19	3-D19	43-D19	4-D19	3-D19	4-D19	4-D25	3-D25	4-D25

表 2.3 壁配筋リスト

壁記号	W1	W2
厚さ	150	120
縦筋及び横筋	9 -@250 ダブルチドリ	9 -@250 シングル
開口部補強筋	1-13	1-13

表 2.4 床配筋リスト

寸法		短辺		長辺	
		端部	中央	端部	中央
380×540	上筋	9 -@150	(9 -@300)	9 -@200	(9 -@400)
	下筋	9 -@350	9 -@150	9 -@400	9 -@200

(注)()は最上階スラブのみ

スラブの高低有る場合は補強筋 2-13 とする

(3) 地盤概要¹⁾

この地域の地盤の概略は図 2.3 に示すようなものであり、地盤柱状図等の詳細な資料はないが、それほどやわらかくないと推察される。この建物の周辺の RC 建物は被害がなかった模様である。西隣のマンション建築も無被害であった。

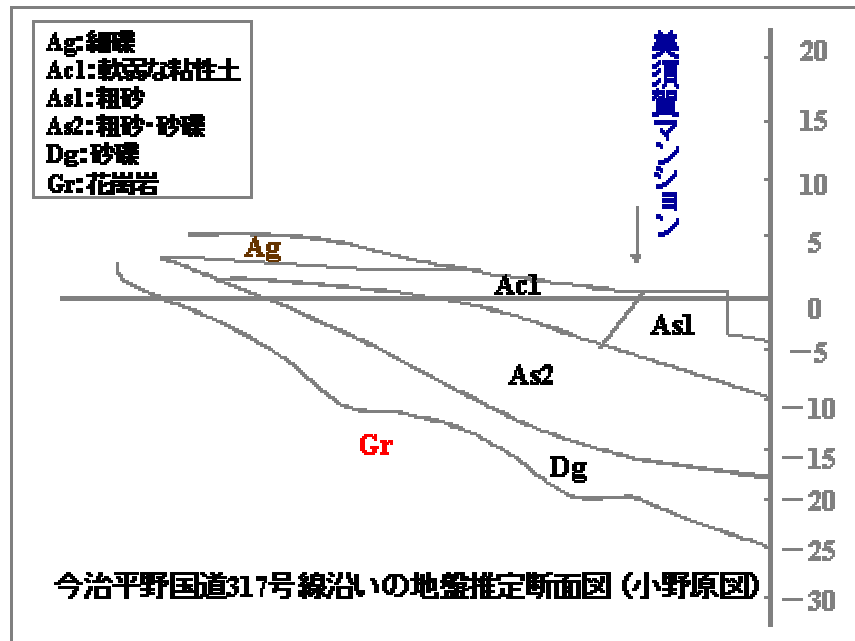


図 2.3 地盤推定断面図

(4) 被害概要¹⁾

落階した 1 階部分では、10 本の柱の内、耐力壁の両側の柱を除いて 8 本がすべて中央部でせん断破壊している。耐力壁の両側の柱の内、壁右側の柱は、柱脚で一部せん断破壊しているものの落階はしていない。壁左側の柱の柱脚は 22cm 沈下している。沈下量は南西端で最大で、2 階梁下と 1 階床面の間はわずか 10cm を残すのみである。柱のコンクリートは放射状に飛散していて柱形の面影を全く留めていない(写真 2.3)。南構面の沈下量は西端の柱で 2.45m、東端の柱で 40cm、中間部は、写真 2.4 のような落階状況となっている。北構面では、西側 2 スパンは南構面と同様にほぼ直線的な落階状況となっているが、柱部分に比べ壁部分の沈下量が少ないため、耐力壁の隣接スパンの梁には曲げ破壊を生じている。耐力壁の横筋は柱主筋の外側にアンカーされていて、柱と一体とはならず分離している。

1 階に比べ、2・3 階では、柱・梁の被害はほとんどないが、北構面の 1 階と同じ位置に曲げ破壊が生じていた。2・3 階の壁は、南構面および両妻壁が RC 壁で、北構面及び界壁はコンクリートブロック壁である。南構面には方立て壁もあり、わずかな亀裂は生じているが、剛性が高かったためかほぼ原型を保つ

ている。妻壁では東面で落階によると思われる亀裂が北面柱近くに生じている。北構面のコンクリートブロック壁には写真 2.5 のような被害が生じている。界壁は、入室出来なかったため確認できなかったが、ほぼ原形を留めているので被害は少ないものと思われる。

建物全体では、北東にある 1 枚の耐力壁により、1 階の全面的な崩壊は免れたものの幾分南側にせり出し、対角である南西柱が最も潰れた落階状況となっている。現行設計法で検討すると 1 階梁間方向の剛性率は 0.176、桁行方向の偏心率は 0.531 となり計算ルートは 3 となる。保有水平耐力は、梁間方向で $Q_u / Q_{un} = 0.690$ 、桁行方向で $Q_u / Q_{un} = 0.663$ であり、耐力が不足している。なお、2・3 階柱・大梁より採取したコンクリートコア強度の平均値は $F_c = 14 \text{ N/mm}^2$ とかなり低い強度であった。

写真 2.6 の如くほとんどの柱で主筋がはらみ出し座屈している。床面に落下した帯筋についてみると、90 度フック部分が全く変形しておらず他の 3 コーナー部で 120 度以上に広がっている。帯筋間隔は、柱頭・柱脚@125、中央@250(せん断補強筋比 0.1%) であり、被害は中央部でせん断破壊に至っている。



写真 2.3 南西端柱の破壊状況



写真 2.4 1階南構面の落階状況



写真 2.5 2階北構面袖壁の被害状況



写真 2.6 放射状に飛び出して座屈した主筋

3. 使用する動的解析プログラム

3.1 市販の動的解析プログラム

(1) 市販の動的解析プログラムの問題点

現在市販されている動的解析プログラムは、復元力特性の包絡線において負の勾配をもつ剛性を扱うことができない。これは、市販されているプログラムがすべて設計用（曲げ降伏型対応）に作られたものであり、曲げ降伏型は、復元力特性に負の勾配を持たないためである。そこで、次のような方法で市販のプログラムによる動的解析を試みた。

(2) 問題点解決のための試み1

対象建物は、約 18 cmの残留変位があり、これをもとに倒壊予想層間変位 R_u を 18 cmとし、図 3.1 (a) のような復元力モデルを仮定する。しかし、これでは負の勾配をもつため市販のプログラムで解析できない。そこで、 \square と \square の面積が等しくなるように図 3.1 (b) のような負の勾配をもたない復元力モデルに置き換える。つまり、倒壊予想層間変位 R_u までの地震のエネルギー吸収が等しくなるようにモデル化する。これは、比較的短周期の範囲では、初期周期の等しい弾性系の最大ポテンシャルエネルギーと、弾塑性ポテンシャルエネルギーは、降伏力に関わらずほぼ等しいというエネルギー一定則をヒントに考えた手法である（図 3.2）。

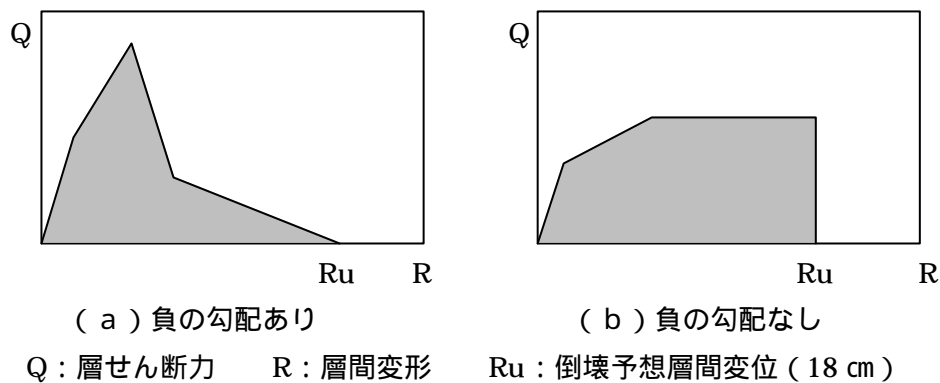


図 3.1 復元力特性のモデル化

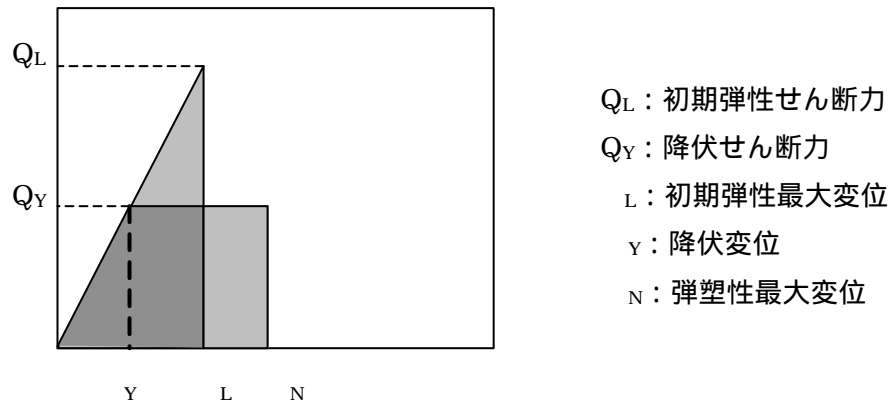


図 3.2 エネルギー一定則

しかし、この方法では、応答が倒壊予想層間変位 R_u まで達した場合しか正しい結果を得られない。また、実被害から残留変形は 18 cm であったが、これが最大応答変形だとは断定できない。なぜなら、これより小さな最大応答変形で軸力保持能力を喪失し、崩れる落ちる際に、さらに水平方向にずれ、18 cm もの残留変形が残ったとも考えられるからである。

よって、この方法を断念した。

(3) 問題点解決のための試み2

そこで次に、市販のプログラムで図 3.1 (b) のモデルで解析を行い、最大応答 R_b を求め、再度、エネルギー一定則を用いて、図 3.1 (a) での最大応答 R_s を求めるという方法を考えた(図 3.3)。そこで、本当に、この場合もエネルギー一定則が成り立つのかどうか次の手順で確かめた。

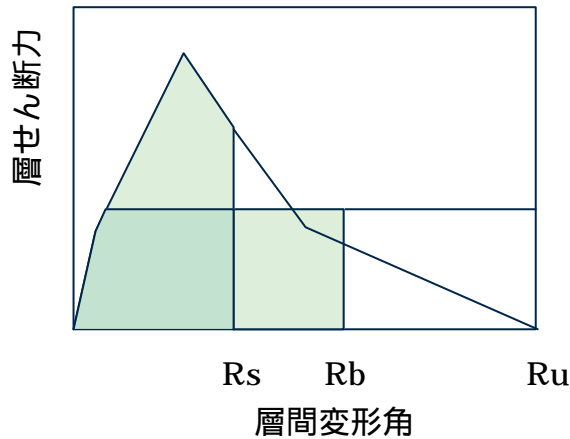


図 3.3 最大応答の推定

図 3.4 において、「せん断破壊型の包絡線 a と横軸が囲む面積」が「曲げ降伏型の包絡線 b と横軸がかこむ面積」が等しくなるように、包絡線 b を作成する。

表 3.1 それぞれの包絡線のパラメーターの値

包絡線	a		b	
	R	Q	R	Q
始点	0	0	0	0
第 1 折れ点	0.03288	138.6	0.03288	42.75875
第 2 折れ点	0.436	415.9	0.436	128.2762
第 3 折れ点	5	41.59	10	128.2762
終点	10	0	10	0
面積	1262.011		1262.011	

(注) Q : 層せん断力 (tf) R : 層間変形角 (%)

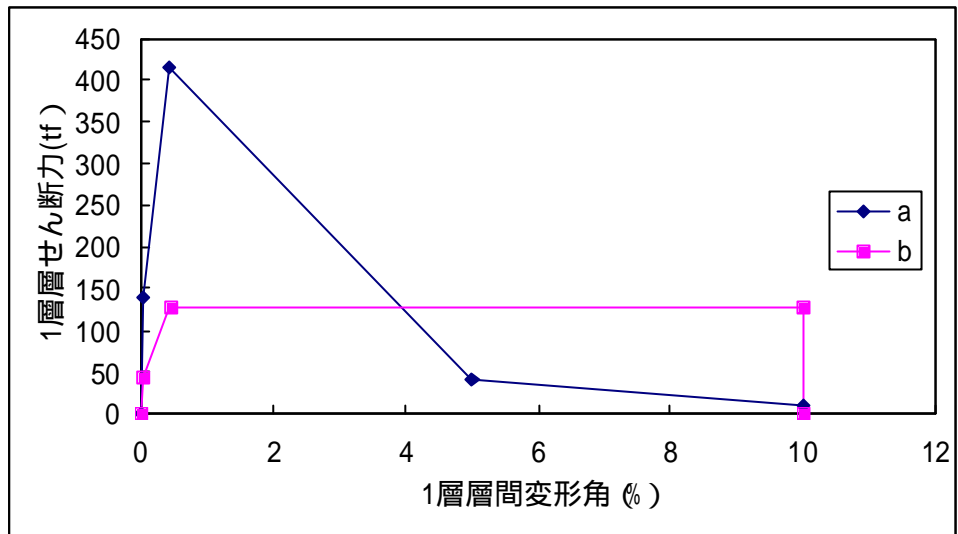


図 3.4 最大応答推定のための包絡線

図 3.4 の b の包絡線を用いて，市販のプログラムで動的解析をする。その結果，最大層間変形角は，1.22%であった。

エネルギー一定則を用いて，図 3.5 の a の包絡線における最大層間変形角を求める。その結果，0.4885%となった。

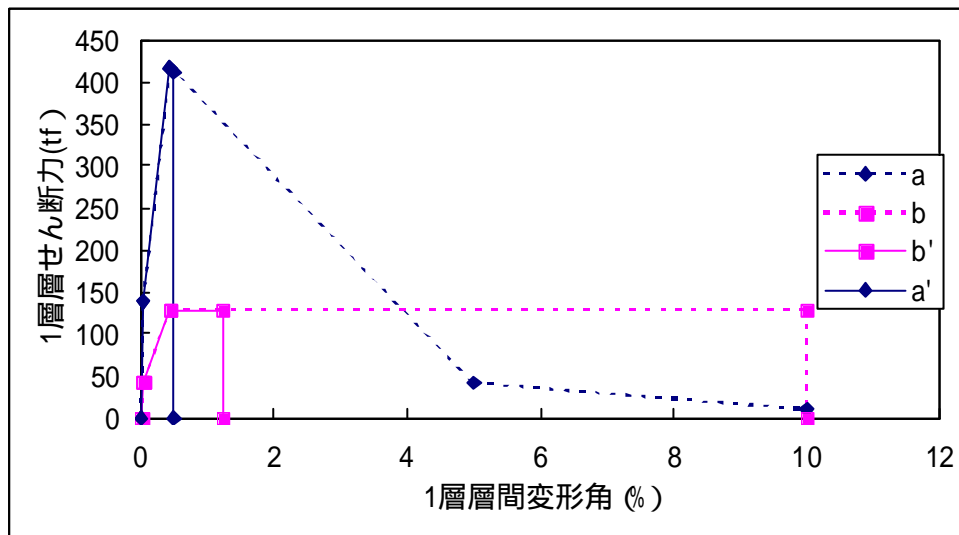


図 3.5 最大応答の推定

文献 2 の動的解析プログラムを用いて，図 3.4 の包絡線 a における最大層間変形角を求める。その結果，1.02%であった。

と では、値が大きく異なることから、単純にエネルギー一定則が成り立たないことがわかった。むしろ、この結果からは、 と の方が値が近いことから、変位一定則のほうが成り立つように思われる。

どちらにしても、エネルギー一定則や変位一定則を用いて市販のプログラムで動的応答解析を行うには、法則の成立に関する厳密な検証が必要であり、本研究においてこれらの法則を容易に用いるのは適切でないと判断し、市販のプログラムによる動的解析を断念した。

3.2 芳村プログラム

市販のプログラムによる動的解析が困難なことから、本研究では、文献 2 で使用されている芳村プログラムを使用する。このプログラムは、せん断破壊型 RC 柱の崩壊現象を表現できるように作成されたものであり、包絡線における負剛性およびせん断破壊型の繰り返し復元力性状を表現できる。

(1) 復元力特性の包絡線

復元力モデルの層せん断力 - 層間変形関係の包絡線は、図 3.6 のようになっており、それぞれの記号は以下のようにになっている。

- K_1 : 初期剛性 (t/cm)
- K_0 : 崩壊後剛性
- Q_c : ひび割れ耐力
- Q_y : せん断耐力 (tf)
- Q_b : 第 3 折れ点耐力 (tf)
- R_y : せん断耐力時層間変形角
- R_b : 第 3 折れ点時層間変形角
- R_u : 解析臨界層間変形角

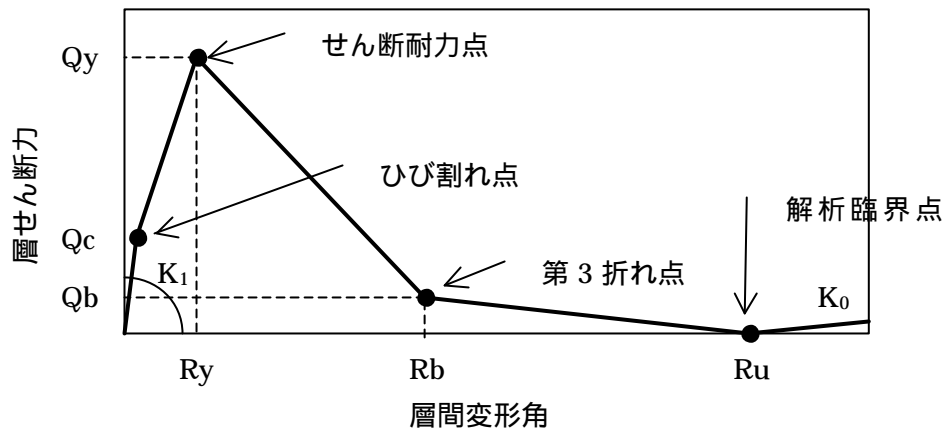


図 3.6 復元力特性の包絡線 (折れ点の定義)

K_1 , Q_c , Q_y , Q_b , R_y , R_b , R_u の値は、4 章に示す。
 K_0 は、ほぼゼロの剛性を仮定して $K_0=K_1/10000$ である。
 Q_c の値はプログラムのなかで、自動的に $Q_y / 3$ となる。

(2) 復元力特性の繰り返し性状

本研究建物の 1 層柱のように、曲げ降伏以前にせん断破壊する長柱の、繰り返し力に対する弾塑性復元力特性の実験例は見つからなかった。

しかし、長柱のせん断破壊柱も、RC 耐震壁や短柱などせん断破壊を伴う部材同様、

せん断剛性低下
最大耐力後の耐力低下
すべりを伴うループ形状

を考慮した復元力モデルで、履歴吸収エネルギーが小さくなるようなモデルであればよいと考える。図 3.7 に、曲げ降伏後にせん断破壊した短柱の実験例を示す。この場合も、せん断耐力後は、剛性および耐力が急激に低下し、すべりを伴うループ形状を示している。

解析プログラムには、図 3.8 のような履歴ルールが設定されている。図 3.8 中の K_d 、 K_s 、 K_p はそれぞれ、せん断耐力後に除荷される際の剛性 K_d 、その後層せん断力の方向が変化したあとのスリップ剛性 K_s 、およびスリップ剛性で変形が進んだあとの高い剛性 K_p である。 K_d 、 K_s 、 K_p は、それぞれ図 3.9 に示す武田スリップモデルの ak_4 、 ak_u 、 ak_s に対応する。なお、 $\alpha=0.5$ 、 $\lambda=0.5$ である。また、 i は、 $Q \geq 0$ のとき $i=2$ 、 $Q < 0$ のとき $i=1$ である。

図 3.8 の繰り返し性状は、せん断剛性低下、最大耐力後の耐力低下およびすべりを伴うループ形状、の 3 つの条件を満たしており、履歴吸収エネルギーも小さい。よって、プログラムに組み込まれている図 3.8 のような繰り返し性状をせん断破壊型骨組みの復元力モデルとして使用しても差し支えないと判断し、このモデルをそのまま用いることにした。

なお、本来、武田スリップモデルは、付着性状の劣化を考慮した曲げ破壊型 RC 部材の復元力特性を表すモデルである。

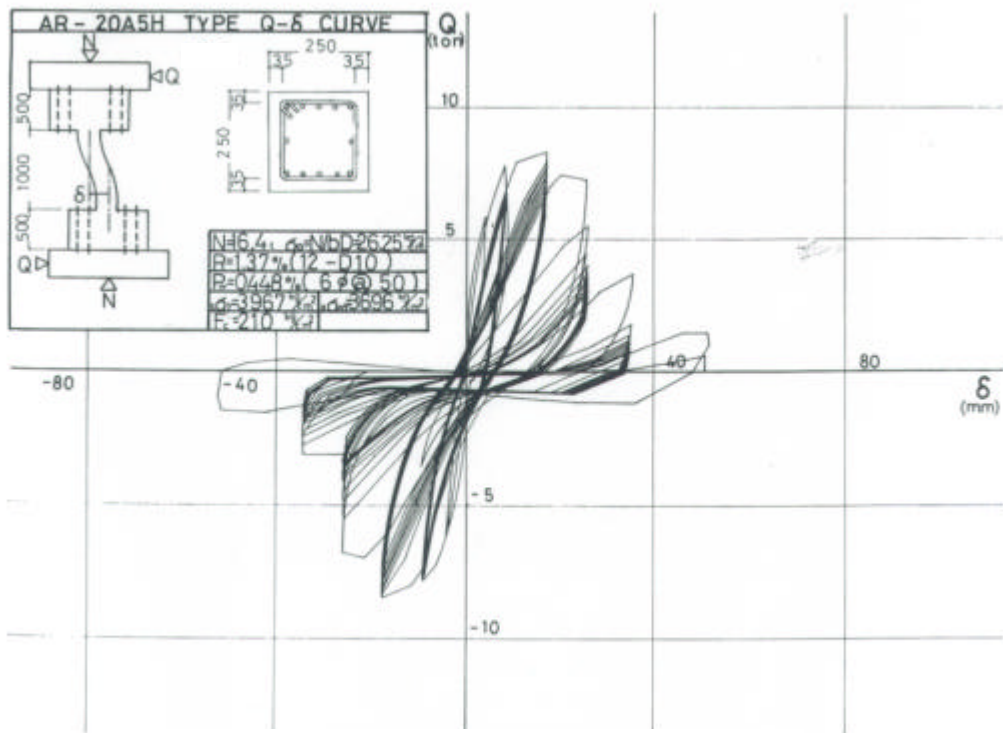


図 3.7 復元力特性実験データ

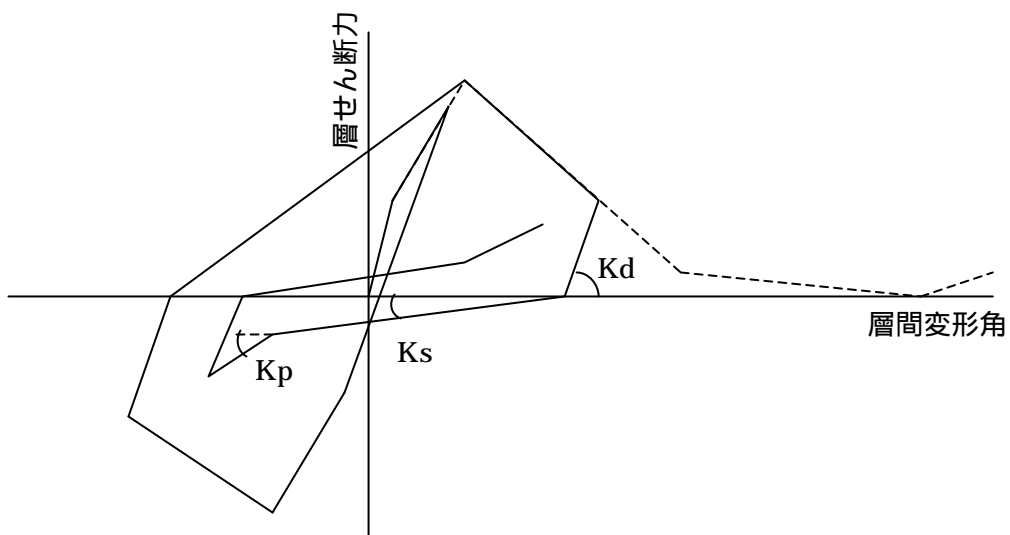


図 3.8 復元力特性の繰り返し性状

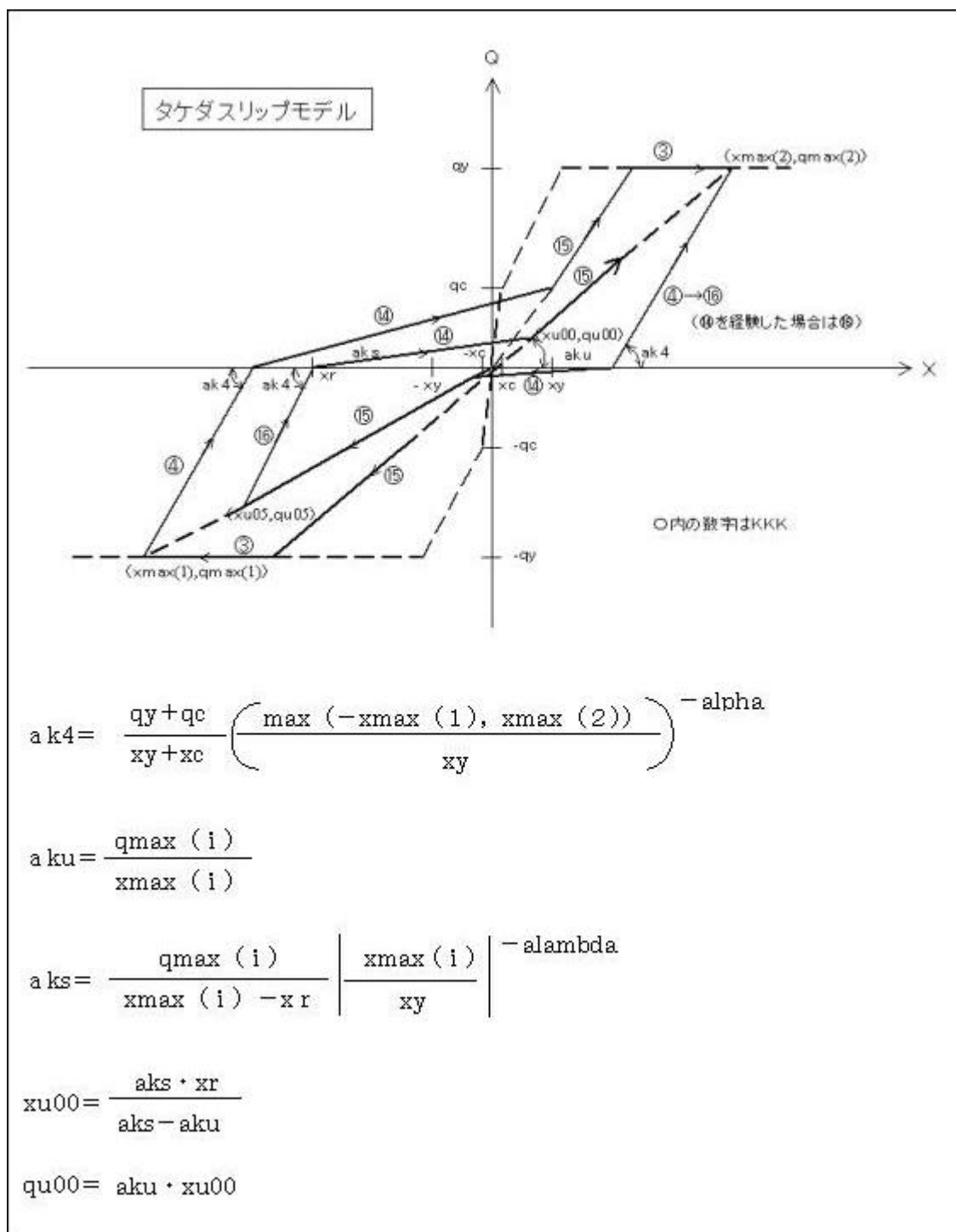


図 3.9 武田スリップモデル

(3) 入力データ一覧

層数

減衰の種類、減衰定数

各層の階高、重量、 K_1 、 Q_y 、 R_y 、 R_b 、 R_u 、 Q_b/Q_y

解析に使用する地震動データ数

地震動データ時間刻み

地震動データ時間刻みの分割数^{*1}

地震動の倍率^{*2}

降伏耐力の倍率^{*3}

地震動データ（加速度データ）

*1 解析時間刻みは地震動データ時間刻み / 地震動データ時間刻みの分割数としてプログラム内で計算される。

*2 1.0 で地震動原記録の大きさとなる。

*3 1.0 で、設定した降伏耐力のままの大きさとなる。この値に応じて各層の降伏耐力が一律に係数倍される。

(4) 出力データ一覧

各層の最大層間変形

周期等

各層の時刻歴絶対加速度

各層の時刻歴層間変形角と時刻歴復元力

「各層の最大層間変形」の出力においては、最大変位と同時に、最大応答変位の位置により図 3.6 に示した 1~4 の値が出力される。また、層が崩壊した（応答が崩壊時変形に達した）場合は、その崩壊時刻も出力される。

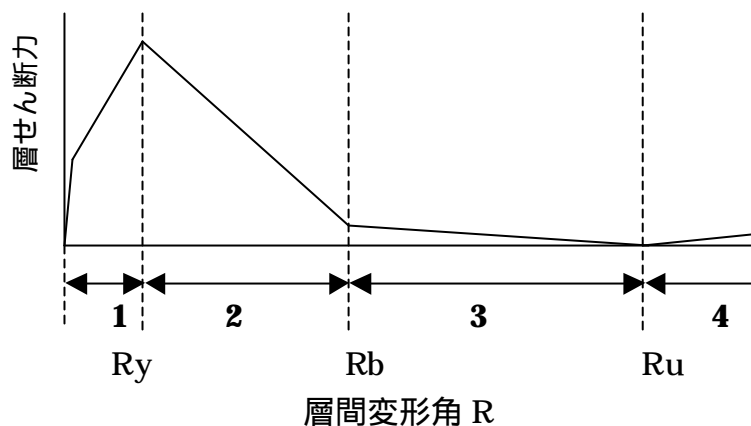


図 3.10 最大応答変位による層間変形角の分類

4. 動的解析方針

(1) 解析方向

解析方向は、梁間方向とする。幾分南にせり出した形で倒壊残留変形が残っているためである。

(2) 解析モデル

多質点せん断モデルによる解析を行う。

(3) ロッキング・スウェイ

ロッキング・スウェイは考慮しない。被害状況を見る限り、ロッキング・スウェイによる影響は支配的でないと判断した。

(4) 減衰

減衰は、初期剛性比例型とし、減衰定数は0.03とした。瞬間剛性比例型を仮定すると、負剛性時に減衰力が励起力として働いてしまうからである。

(5) 入力地震動

建物の建っていた今治での観測地震波がないため、隣接する東予市での観測地震波を用いた。震央距離、今治からの距離、地盤の3点から、他の観測地点より最適であったためである。表 3.1 に、2 地点の比較を示す。表 4.1 中の地表の最大加速度・速度分布、震度分布の値は、防災科学技術研究所の作成した分布図によるものである。

表 4.1 地震動観測地点の比較

	今治	東予
震央からの距離 (km)	30	41
今治からの距離 (km)	0	20 強
地盤	砂, 泥及び礫	砂, 泥及び礫
地表における最大加速度 (Gal) 分布	300~400	300~400
地表における最大速度 (Kine) 分布	20~30	20~30
震度分布	5~5.5	5~5.5

対象建物は東西南北に対してほぼ 45° 傾いて建っている。したがって、解析に使用する地震波は、表 4.2 より、大きいほうの東予 EW 成分とする。図 4.1 に東予の地震波形を示す。

表 4.2 東予市の観測地震波 NS 成分と EW 成分の比較

	東予 NS 成分	東予 EW 成分
地動最大加速度 (Gal)	325.4	-458.8
地動最大速度 (Kine)	-21.5	30.6
地動最大変位 (mm)	28	-51

観測地震動データは 120 秒間，0.01 秒刻みで，データ数 12000 個である。

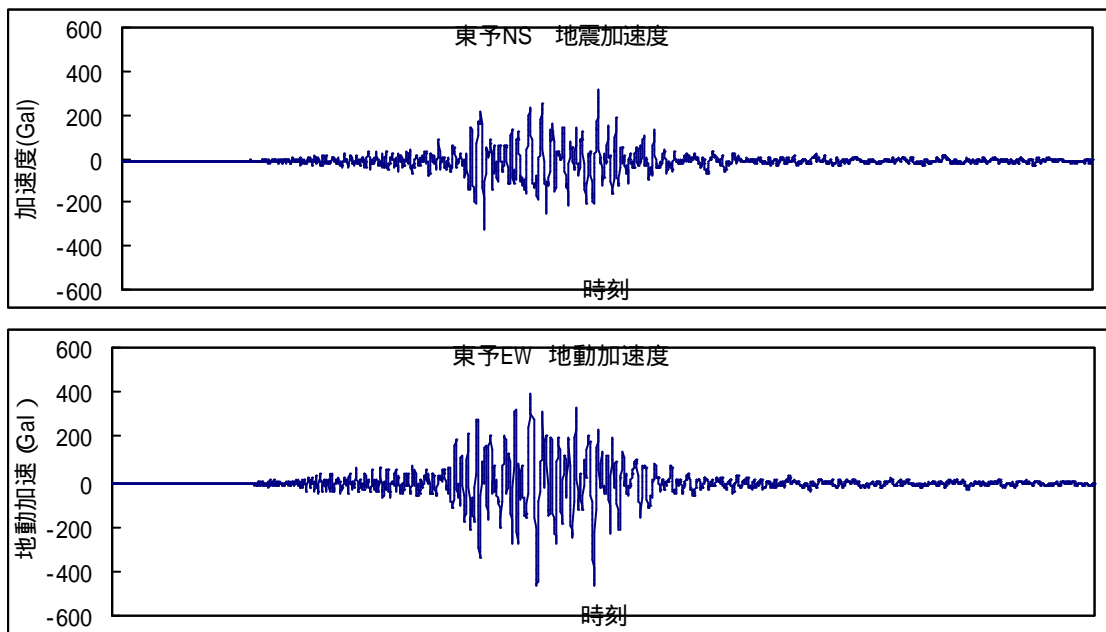


図 4.1 東予市での観測地震波形

(6) 解析時間刻み

解析時間刻みは，0.001 秒とした。文献 2 では，解析時間刻みを 0.001 秒以下としても結果が変わらないことを確認している。

5 . 復元力特性における包絡線のモデル化

5 . 1 静的荷重増分解析プログラムによるモデル化

(1) 静的荷重増分解析プログラムの問題点

復元力特性の包絡線のモデル化には，静的荷重増分解析プログラムを用いた精算法によるモデル化がある。そこで，本研究でも，当初は，静的荷重増分解析プログラムを用いた作成を試みた。

以下の条件により，静的荷重増分解析を行った。

1) 解析モデル

解析は，図 5.1 のように，梁間方向の各ラーメンを横一列に並べて行った。図 5.1 のように軸番号を X1, X2, … とする。

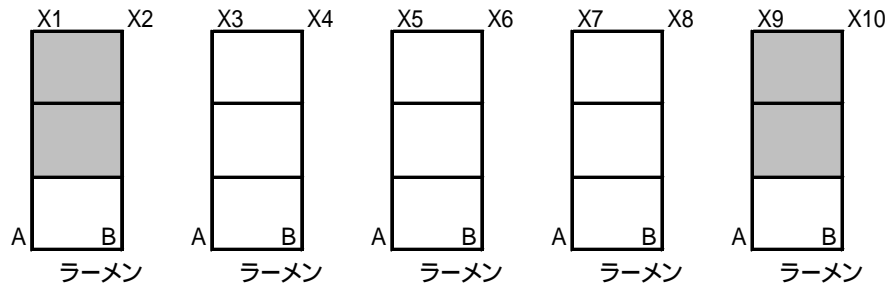


図 5.1 解析モデル

2) 外力分布

建築基準法施行令第 88 条および建設省告示第 1793 号によって保有水平耐力検討用の「地震層せん断力」より算定し，そのときの地震力 P_i を外力として用いた。

$$P_i = Q_{i+1} - Q_i$$

$$Q_i = C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

表 5.1 外力分布

階	W_i (kN)	W_i (kN)	Z	R_t	A_i	C_0	C_i	Q_i (kN)	P_i (kN)
3	1973.6	1973.6	1	1	1.346	1.0	1.346	2657.2	2657.2
2	2282.5	4256.1	1	1	1.129	1.0	1.129	4806.1	2148.9
1	2109.9	6366.0	1	1	1.00	1.0	1.00	6366.0	1559.9

(注) 各記号は建築基準法施行令第 88 条第 1 項に準ずる。

ただし， P_i は i 階の地震力である。

3) 荷重増分倍率

荷重増分倍率は表 5.2 のように設定した。たとえば，ステップ 1 (NO=1)では，1)の外力の - 0.02 倍を作用させる。ステップ 2(NO=2)では，1)の外力の - 0.04 倍を作用させる。

外力は，図 5.1 において，左 右加力がプラス (+) である。対象建物は地震により南西方向，図 5.1 では左方向にずれていた。よって，本研究では，右 左加力で解析するため，荷重倍率 M.F.にマイナス (-) が付いている。

表 5.2 荷重増分倍率

NO	M.F.	NO	M.F.	NO	M.F.	NO	M.F.	NO	M.F.	NO	M.F.	NO	M.F.	NO	M.F.	NO	M.F.	NO	M.F.
1	-0.02	2	-0.04	3	-0.06	4	-0.08	5	-0.1	6	-0.12	7	-0.14	8	-0.16	9	-0.18	10	-0.2
11	-0.22	12	-0.24	13	-0.26	14	-0.28	15	-0.3	16	-0.32	17	-0.34	18	-0.36	19	-0.38	20	-0.4
21	-0.42	22	-0.44	23	-0.46	24	-0.48	25	-0.5	26	-0.52	27	-0.54	28	-0.56	29	-0.58	30	-0.6
31	-0.62	32	-0.64	33	-0.66	34	-0.68	35	-0.7	36	-0.72	37	-0.74	38	-0.76	39	-0.78	40	-0.8

(注) NO：ステップ番号 M.F.：荷重倍率

4) せん断耐力計算式

各部材のせん断耐力計算式には，以下に示す式を用いた。これらの式は，実験値に対する平均的な値を示す。

梁：

$$Q_u = \left\{ \frac{0.0679 P_{te}^{0.23} (F_c + 180)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_{wy}} \right\} b_j$$

柱：

$$Q_{su} = B Q_{su} + 0.1 \quad o b_j$$

ただし， $B Q_{su}$ ：はりのせん断耐力式による計算値

壁：

$$Q_u = \left\{ \frac{0.0679 P_{te}^{0.23} (F_c + 180)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_{wh}} + 0.1 \quad o \right\} b_e j$$

5) 柱は，曲げの復元力特性に軸力の変動を考慮した，M-N インタラクション柱とした。こうすることにより，前もって，メカニズム時の軸力を予想しなくとも，プログラム内で自動的に，軸力変動により曲げ耐力を変動させた解析を行うことができる。

6) 主筋に用いられている鉄筋の降伏点強度を規格降伏点の 1.30 倍とする。曲げ降伏強度算定時に鉄筋の規格降伏点をそのまま用いると，強度

が低く見積もられてしまうが，こうすることによって，曲げ降伏強度に，実験値にたいする平均値を取ることができる。

解析の結果を表 5.1，図 5.1 および図 5.2 に示す。図 5.1 は，ラーメン図で，ヒンジの発生箇所と発生順序をステップ番号で表している。カッコ内はせん断耐力を超えたステップ番号である。図 5.2 は，1 層の層せん断力 層間変位関係（復元力特性の包絡線）である。

表 5.3 静的荷重増分解析の解析結果

崩壊メカニズム形成時ステップ番号	24	21
荷重増分倍率	- 0.48	- 0.42
せん断耐力に達した 1 階柱の本数	10	5
1 層せん断力 (tf)	311.8	272.8
1 層最大層間変位 (cm)	1.83	1.47
1 層最大層間変形角	1/183	1/228

*** HINGE LIST ***

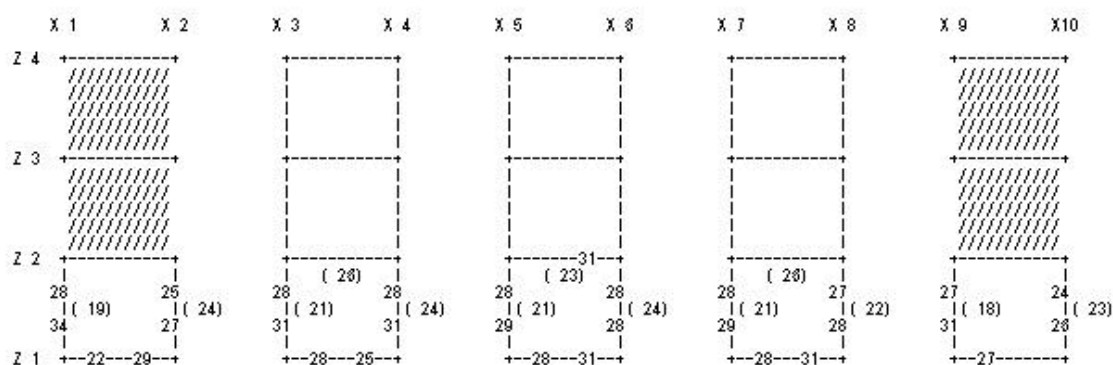


図 5.2 静的荷重増分解析の解析結果（ヒンジリスト）

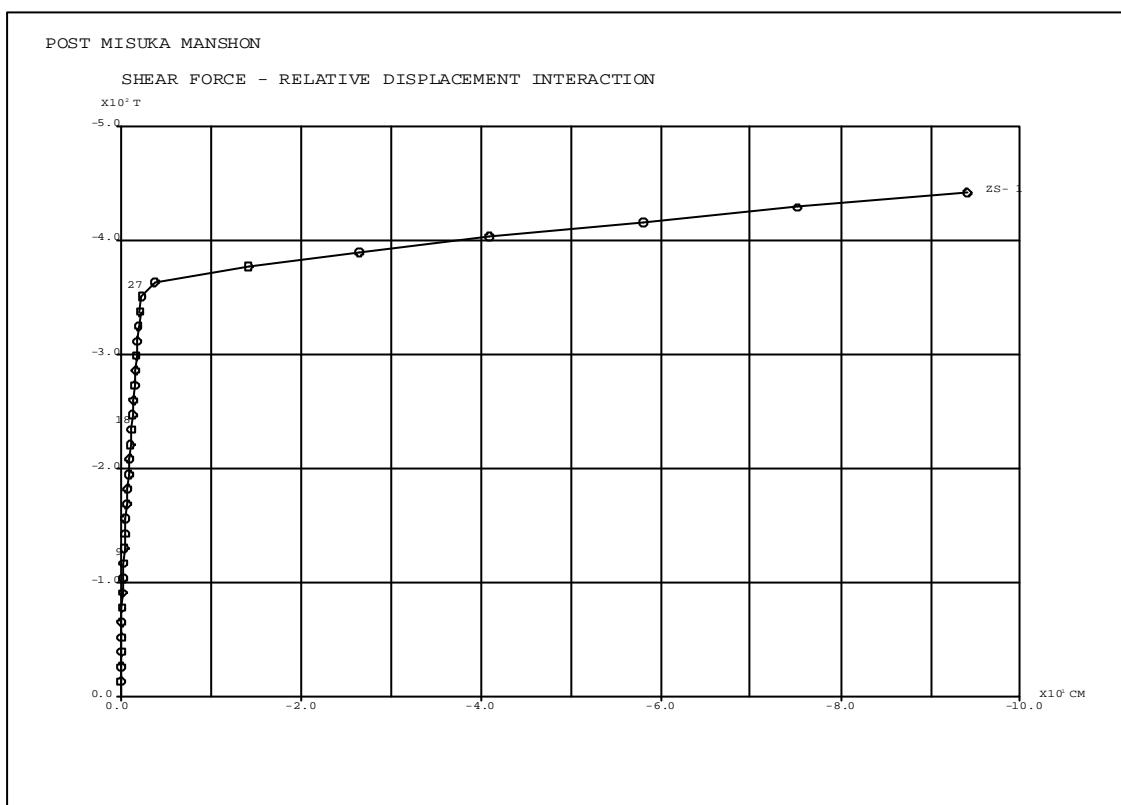


図 5.3 静的荷重増分解析結果（層せん断力 層間変位関係）

図 5.1 をみると，部材がせん断耐力に達したあと，曲げ降伏しているのがわかる。例えば，1 階最左端の柱は，19 ステップ目でせん断耐力に達し，28 ステップ目で柱頭が曲げ降伏し，34 ステップ目で柱脚が曲げ降伏している。

つまり，せん断耐力に達した後も，せん断力が上昇しており，解析が正しく行われていないことが分かった。そのため，図 5.2 の層せん断力 層間変形関係も曲げ降伏型の形になっている。

開発元に問い合わせたところ，市販のプログラムでは，せん断破壊を考慮した解析ができないことが分かった。これは，市販のプログラムが設計用に作られており，現行の設計法では部材がせん断破壊をしないので，せん断破壊を考慮する必要がないためである。

(2) 問題点解決のための試み 1

上章より、市販のプログラムでは、せん断破壊型の包絡線を描くことができないことが分かった。そこで、次のような工夫を行い、市販のプログラムによる包絡線作成を試みることにした。

解析プログラムで、対象建物の正しい包絡線を得るためには、部材のせん断力がせん断耐力後低下しなければならない。しかし、プログラムには、せん断の復元力特性に関する入力項目がない。そこで、部材の上下端の曲げ復元力特性を操作することによって、せん断力を操作することを考えた。つまり、部材のせん断力と部材上下端の曲げモーメントとは相互依存の関係にあり、曲げモーメントが低下するとせん断力も低下する。

部材のせん断耐力後のせん断力を低下させるには、もともとプログラムの自動計算により図 5.4 の細線のようにになっている曲げ復元力特性を、入力データにより直接入力するという手段で太線のように変更すればよい。つまり、部材がせん断力に達したときの部材上下端の曲げモーメント M_{QU} 以降は、曲げモーメントを低下させれば、せん断力も低下する。

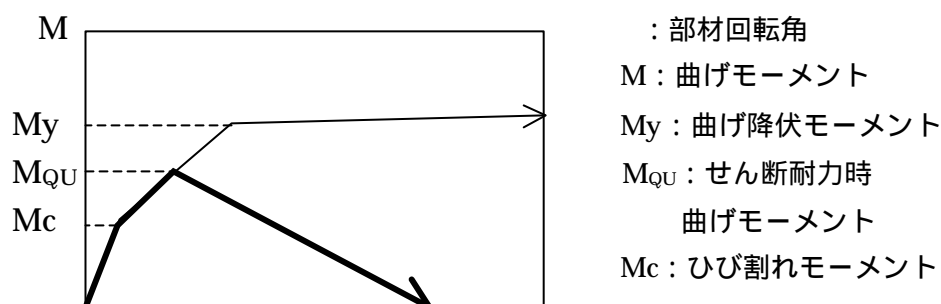


図 5.4 静的荷重増分解析のための試み 1

しかし、市販のプログラムは、部材の曲げ復元力特性 (M - 関係) に負の勾配を扱えないことが分かり、この方法を断念した。

(3) 問題点解決のための試み 2

部材のせん断耐力後、せん断力を低下させるために、部材端の曲げ復元力特性に負の勾配をもたせることを試みたが、失敗に終わった。そこで、部材のせん断耐力後のせん断耐力を低下させるのは諦め、せめて、せん断耐力後、せん断力が上昇するのを抑えることにした。つまり、図 5.5 の太線のように、部材の柱頭・柱脚の曲げ耐力 M_y をせん断耐力時の曲げモーメント M_{QU} まで下げることによって、せん断力の上昇を抑える。こうすることによって、曲げモーメントが M_{QU} 以上上昇しなくなり、せん断力の上昇も抑えることができる。

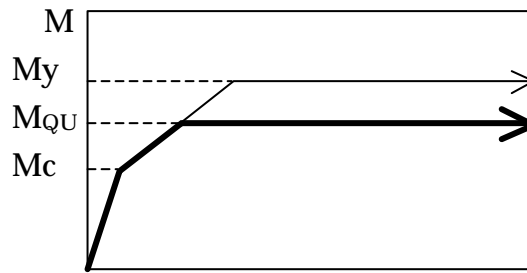


図 5.5 静的荷重増分解析のための試み 2

この方法により, 1 層の復元力特性の包絡線を図 5.6 の A~E まですべて求めることはできないが, A~C まではある程度の精度で求めることができると考え, この方法を実行することにした。

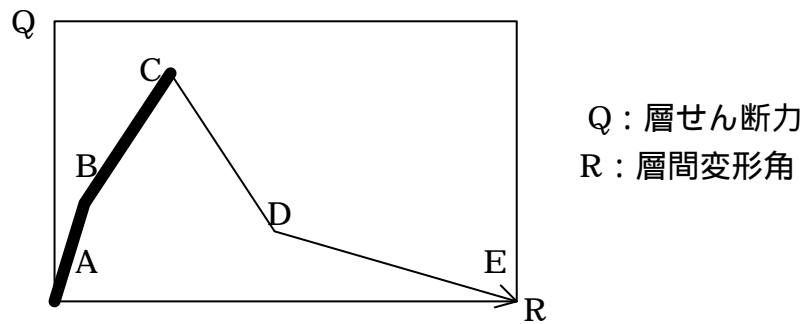


図 5.6 せん断破壊型の包絡線

市販のプログラムによる包絡線作成手順

1 階柱の M-N インタラクション柱の解除

1 階柱上下端の曲げ復元力特性 (M- 関係) を直接入力しようとする、M-N インタラクション柱を指定できないことが分かった。つまり、メカニズム時の軸力を予想しなければならない分、包絡線作成の精度が落ちる。本文のように長期軸力で曲げ降伏モーメント M_y 、せん断耐力 Q_u を求める。

曲げ復元力特性 (変更前) の算定

1 階各柱の上下端において、図 5.5 の細線に相当する曲げ復元力特性を求める。結果を表 5.4 に示す。

表 5.4 1 階柱部材の柱頭柱脚の曲げ復元力特性

柱	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10
曲げひび割れモーメント M_c	8.8	12.4	11.5	14.4	11.7	12.9	11.6	13.5	9.4	11.3
曲げ降伏モーメント M_y	48.4	56.1	50.9	55.4	51.3	53.3	51.1	54.3	49.9	54.1
曲げ降伏時剛性低下率 γ	0.29	0.322	0.315	0.34	0.317	0.327	0.316	0.333	0.296	0.313

せん断耐力の算定

本文と同じ理由から、せん断耐力式には以下に示すような文献 3 の式を用いた。計算結果を表 5.5 に示す。

$$\text{せん断耐力 (平均値)} Q_u = 1.37 \times V_{cal}$$

$$\text{せん断耐力計算値 } V_{cal} = \max(V_c, V_u)$$

$$\text{せん断ひび割れ強度 } V_c = 2/3 \quad bD \sqrt{\sigma_T (\sigma_T + \sigma_0)}$$

ただし、 $\alpha = 0.85$

$$\sigma_0 = N / bD \quad (\text{圧縮 : 正})$$

$$T = \sqrt{\sigma_B}$$

$$\text{せん断強度 } V_u = \mu p_{we} \quad w_y b_e j_e + \left(\sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{bD}{2} \tan$$

表 5.5 1 階柱のせん断耐力の計算

柱	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10
幅 b (cm)	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
せい D (cm)	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
コンクリート圧縮強度 f_c (kgf/cm ²)	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140
コンクリート引張強度 f_t	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8
N (tf)	31.3	75.5	65.8	100	68.6	82.6	66.8	90	38.9	62.4
作用軸応力度 σ_0 (kgf/cm ²)	12.52	30.2	26.32	40	27.44	33.04	26.72	36	15.56	24.96
せん断ひび割れ強度 V_c (tf)	24.00	31.54	30.05	35.03	30.48	32.59	30.20	33.65	25.46	29.51
トラス機構の角度 μ	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
有効補強筋比 ρ_{we}	0.00124	0.00124	0.00124	0.00124	0.00124	0.00124	0.00124	0.00124	0.00124	0.00124
横補強筋の信頼強度 f_{wy} (kgf/cm ²)	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400
トラス機構用有効せい b_e (cm)	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41
トラス機構用有効幅 j_e (cm)	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41
コンクリート圧縮強度の有効係数	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63
トラス機構の有効係数	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$\tan \alpha$ (: アーチ機構の圧縮束の角度)	0.0846	0.0846	0.0846	0.0846	0.0846	0.0846	0.0846	0.0846	0.0846	0.0846
トラス機構寄与分 (第 1 項) (tf)	10.01	10.01	10.01	10.01	10.01	10.01	10.01	10.01	10.01	10.01
アーチ機構寄与分 (第 2 項) (tf)	5.79	5.79	5.79	5.79	5.79	5.79	5.79	5.79	5.79	5.79
せん断強度 V_u (tf)	15.8	15.8	15.8	15.8	15.8	15.8	15.8	15.8	15.8	15.8
せん断耐力計算値 V_{cal}	24.0	31.5	30.0	35.0	30.5	32.6	30.2	33.6	25.5	29.5
せん断強度 (平均値) Q_u	32.9	43.2	41.2	48.0	41.8	44.6	41.4	46.1	34.9	40.4

すべての柱においてせん断ひび割れ強度 V_c がせん断強度 V_u を上回り，せん断耐力 Q_u はせん断ひび割れ強度 V_c で決まった。

せん断耐力 Q_u の式による違いを表 5.6 に示す。かなりの差があることが分かる。

表 5.6 式によるせん断耐力の差

1 階柱	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10
1 章の式による Q_u (tf)	24.2	27.6	26.8	29.5	27.1	28.1	26.9	28.7	24.8	26.6
文献 3 の式による Q_u (tf)	32.9	43.2	41.2	48.0	41.8	44.6	41.4	46.1	34.9	40.4
差 (下値 - 上値)	8.5	15.6	14.4	18.5	14.7	16.5	14.5	17.4	10.1	13.8

解析

で求めた曲げ復元力特性と で求めたせん断耐力 Q_u を直接入力して解析を行った結果を、図 5.7 に示す。

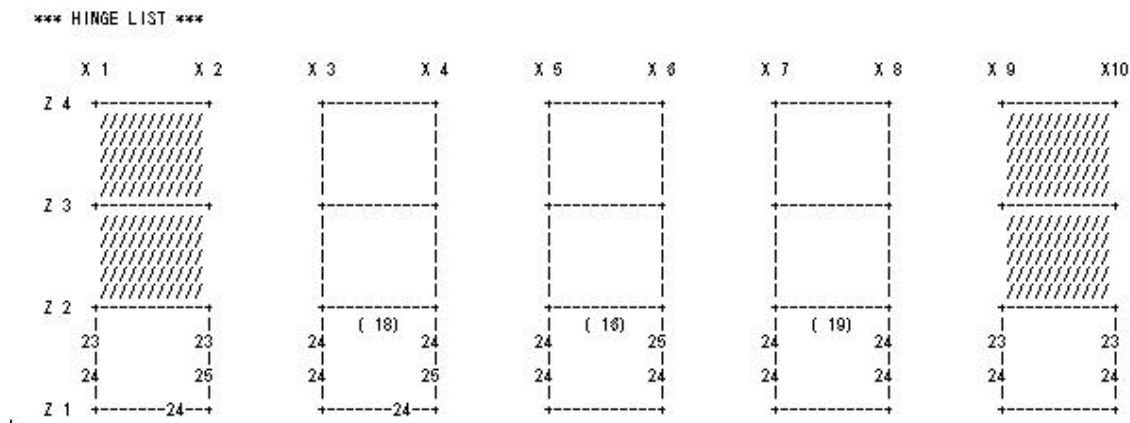


図 5.7 静的荷重増分解析結果 2

せん断破壊以前に曲げ降伏した。実被害と合わないのは、耐力式の精度の問題だと思われる。

曲げ降伏強度 M_y をせん断耐力時曲げモーメントに近づける

実被害にあわせるために、曲げ降伏時剛性低下率は一定のまま、曲げ降伏強度 M_y をせん断破壊先行になるまで上昇させることにした(図 5.8)。しかし、ある程度の精度の包絡線を得るためには、同一部材の曲げ降伏時ステップ番号とせん断破壊時ステップ番号ができる限り近いものでなければならない。

1 階柱の各曲げ降伏モーメント M_y を変動させて、部材の曲げ降伏ステップとせん断耐力ステップが近づくよう試みた。しかし、全体のステップ番号の変動は大変不規則で、1 つの柱が近づいたかと思う、他の柱が遠ざかりとすべての柱においてこの条件を満たすのは不可能と判断し、市販のプログラムによる包絡線の作成を断念した。

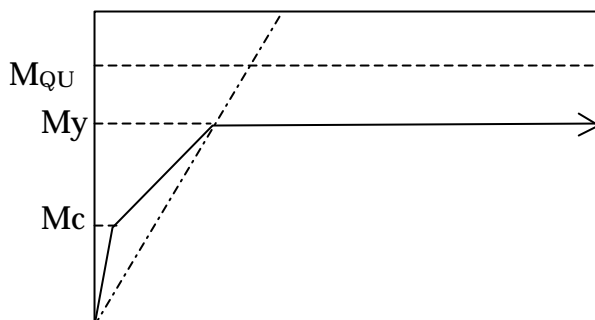


図 5.8 1 階柱の柱頭柱脚の曲げ復元力特性

5.2 手計算によるモデル化（基本包絡線の作成）

建物は1層崩壊による倒壊であり、剛強な妻壁を有する2・3層に比べ、1層の包絡線が非常に重要となる。そこで、1層の包絡線と2・3層の包絡線は異なる方法で求める。

（1）1層包絡線の正の勾配部分のモデル化

先に、正の勾配部分つまり保有水平耐力点までの包絡線を決定する。

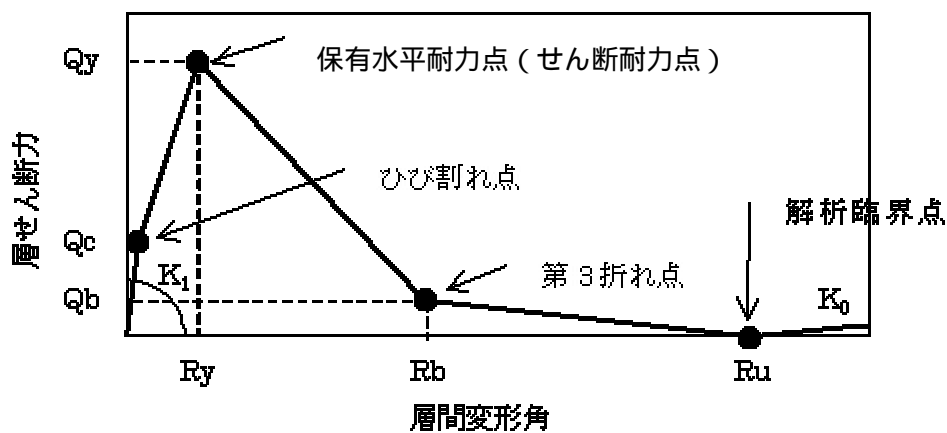


図 5.9 復元力特性の包絡線（折れ点の定義）

精算法である静的荷重増分解析により、 K_1 、 R_y 、 Q_y の決定を試みた。しかし、本研究の建物はせん断破壊型建物であり、現在の市販の精算法解析プログラムでは正しい結果を得るのは困難であることが分かった。よって、以下の方法（～）で決定していく。包絡線は曲げ降伏系の部材のスケルトンカーブ計算式に準拠して決定した。

柱のグループ分け

1階柱10本を断面と長期軸力をもとに図5.10のようにC1、C2の2グループに分ける。本来なら、地震による変動軸力も考慮してグループ分けすべきであるが、で述べる理由から変動軸力を無視してグループ分けを行う。

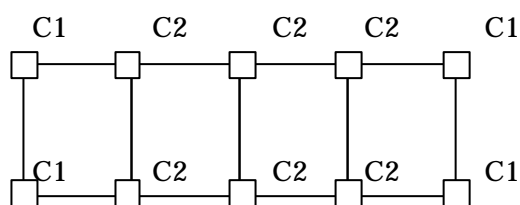


図 5.10 1 階柱の分類

表 5.8 1 階柱性状

柱記号	C1	C2
可撓部材長 l (cm) ^{*1}	256	256
ヤング係数 E (tf/cm ²)	175.7	175.7
断面二次モーメント I (cm ⁴) ^{*2}	721170	707820
長期軸力 (tf) ^{*3}	50	80
軸力比	0.143	0.229

*1 仕口部の剛域長を、はりフェイス面より $D/4$ 入ったところまでとして計算。
(D : はりせい)

*2 鉄筋も考慮

*3 設計用長期軸力をもとに決定

それぞれの柱の曲げ復元力特性 (層せん断力 - 層間変形関係) を求める

部材耐力の算定には、長期軸力を用いる。本来なら、メカニズム時軸力を用いるべきであるが、せん断破壊型建物のメカニズム時軸力は知り難い。また、対象建物はピロティ - 形式のうえ、柱のせん断補強筋比は 0.1% と低く、保有水平耐力は大変低いと思われる。よって、この建物の場合、メカニズム時の軸力変動は小さく、また、地震時の柱の軸力変動は北西側と南東側の柱でそれぞれ相殺されるので、長期軸力を用いても大差ないと判断する。

計算結果を表 5.9 に示す。

表 5.9 柱の曲げ復元力特性の包絡線

柱記号		C1	C2
ひび割れモーメント M_c (tf・m)	「RC 規準」8 条の式	10.3	12.7
降伏モーメント M_y (tf・m)	「学会保有耐力」の略算式	42.5	44.3
初期剛性 K_e (tf・m/rad)	$6EI/l$	29697.7	29147.8
降伏時剛性低下率 γ	「RC 規準」の式	0.277	0.298
$\gamma \cdot K_e$ (tf・m/rad)		8226.2	8715.2
ひび割れ時変形 R_c		0.000347	0.000436
降伏時変形 R_y		0.00517	0.00508
ひび割れ時せん断力 Q_{mc} (tf)		8.05	9.92
降伏時せん断力 Q_{my} (tf)		33.2	34.6

それぞれの柱のせん断耐力を求める

と同様に耐力の算定には長期軸力を用いる。計算式には、「靱性保証型設計法」³⁾で使用されている式を用いる。慣用式である荒川 mean 式では、今回のような $F_c=140\text{kgf/cm}^2$ という低強度のコンクリートの場合、適用範囲外となり、精度が悪いと思われるためである。表 5.10 に両者の計算結果を示す。

表 5.10 式によるせん断耐力の違い

柱記号	C1	C2
「靱性設計」式によるせん断耐力 (tf) * 1	27.5	32.3
荒川式によるせん断耐力 (tf)	23.1	25.4

* 1 せん断ひび割れ強度 $Q_c >$ せん断強度 Q_u より、 Q_c の値を使用

1 層全体の層せん断力 層間変形関係

、より、C1、C2 それぞれのグループの層せん断力 層間変形関係は図 5.10 のようになり、どちらも曲げ耐力に達する前にせん断破壊する。また、どちらのグループもほぼ同じ層間変形で曲げひび割れ耐力、せん断耐力に達する。よって、

・層全体のひび割れ耐力 Q_c は、2 グループの曲げひび割れ耐力の和、その層間変形角は 2 グループの平均

・層全体の保有水平耐力 Q_y は、2 グループのせん断耐力の和、その層間変形角は 2 グループの平均

とした (表 5.11)。

表 5.11 1層全体の復元力特性（包絡線）

	C1 グループ (4本分)	C2 グループ (6本分)		1層全体 (10本分)	1層全体 (10本分) 1.37倍
曲げひび割れ時せん断力 (tf)	8.05	9.92	ひび割れ耐力 (tf)	91.72	125.7
曲げひび割れ時層間変形角 (%)	0.0347	0.0436	ひび割れ耐力時層間変形角 (%)	0.0391	0.0391
せん断耐力 (tf)	27.5	32.3	保有水平耐力 (tf)	303.55	415.9
せん断耐力時層間変形角 (%)	0.407	0.464	保有水平耐力時層間変形角 (%)	0.436	0.436

さらに、上記より求めたひび割れ耐力、保有水平耐力を 1.37 倍する。これは、
 、 で使用した部材耐力式がすべて、設計上でのものであり、耐力の下限值
 （安全側の値）を示しており、これを平均値に補正するためである。 で使用
 したせん断耐力式の精度は、せん断補強筋がない試験体において、実験値 / 算
 定値の平均は 1.37（変動係数 19.9%）である。これをもとに、ひび割れ耐力、
 保有水平耐力を一律に 1.37 倍する。

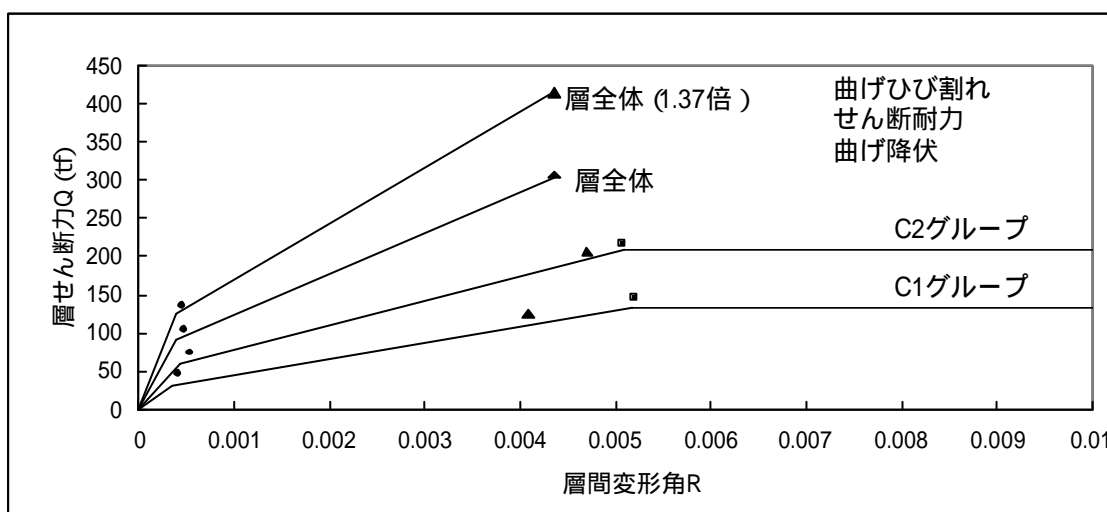


図 5.11 1層の層せん断力 層間変形角関係

K_i、R_y、Q_y の決定

をもとに、以下のようにそれぞれの値を決定する

初期剛性 K₁ : Q_{mc} / R_{mc} より 1254.5 (tf/cm)

保有水平耐力 Q_y : 415.9 (tf)

保有水平耐力時変形角 R_y : 0.436 (%)

なお、ひび割れ耐力 Q_c は、ほぼ Q_y / 3 なので、プログラムの規定値どおり
 でよいと思われる。

(3) 1層包絡線の負の勾配部分のモデル化

せん断耐力後の耐力低下に関しては、同一パラメータの参考実験資料はなかった。

文献2によると、図5.12のような断面をもつ試験体の単調載荷実験の結果は、図5.13のようになった。なお、軸力比は0.18である。

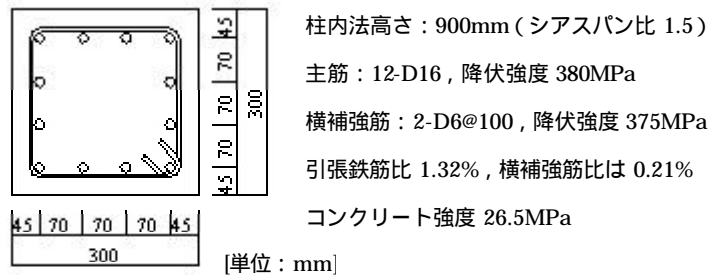


図 5.12 試験体柱

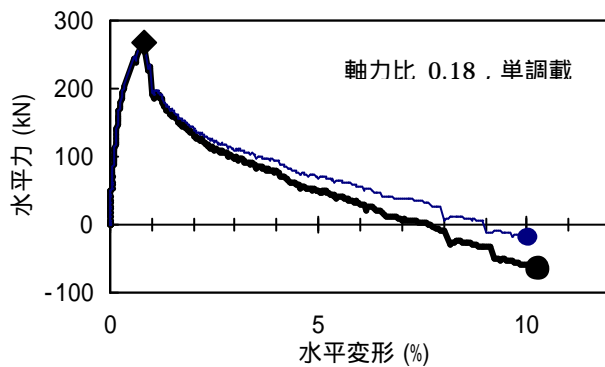


図 5.13 試験体柱の実験結果

よって、包絡線の負の勾配部分の値は、図 5.13 と図 3.2 を参考に、下記のように定める。

第3折れ点耐力 Q_b : $Q_b = Q_y / 10$

第3折れ点時層間変形角 R_b : $R_u / 2$

解析臨界時層間変形角 R_u : 10%

5.3 2・3層の包絡線の決定

対象建物は、ピロティ形式で、応答は1階に集中する。現に2・3階の被害はほとんどなく、また、文献1より、1階梁間方向の剛性率は0.176である。よって、2・3階の包絡線は、線形（初期剛性）とする。ただし、プログラムの都合上、適当なある変位で、耐力を適当に低下させた。

2・3階の初期剛性は、荷重増分法より求めた。また、荷重増分法を行うときに使用した部材耐力式も下限値与える式なので、1層とつりあわせるため、初期剛性を1.37倍した。

$$2 \text{ 階初期剛性} : 2049.3 \text{ tf/cm} \times 1.37 = 2807.54$$

$$3 \text{ 階初期剛性} : 1424.5 = 1951.57$$

図 5.13 に基本の各層の包絡線を示す。5章以降ではこの包絡線を基準に検証を行っていく。

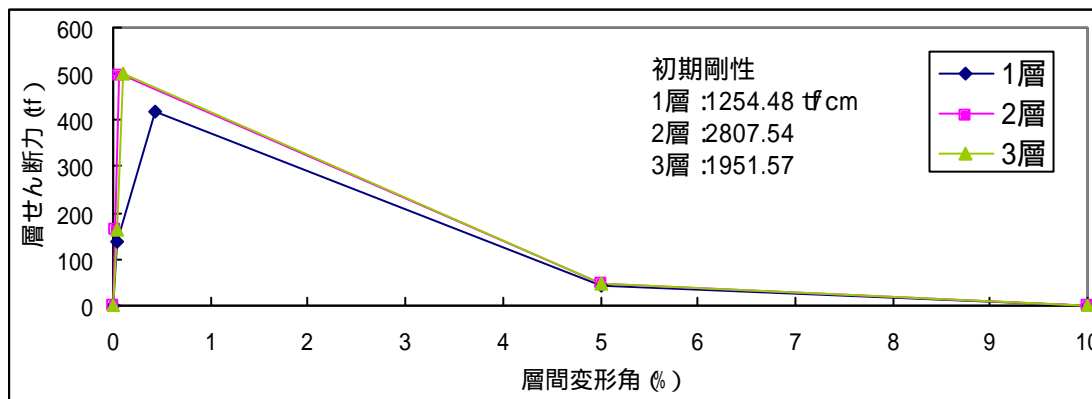


図 5.14 各層の包絡線

5.4 パラメトリックに変化させた包絡線

以上により、各層の包絡線を決定したが、1層の包絡線においては、まだまだ不確定な要素が多く、この包絡線1つに断定して動的解析を行うのは危険である。そこで、この包絡線を基本包絡線とし、これを基準に、パラメトリックに変化させた包絡線においても動的解析を行う。変化させるパラメーターは

解析臨界点 R_u （ただし、 $R_b = R_u/2$ ）

保有水平耐力点 Q_y （ただし、 $Q_c = Q_y/3$ 、 $Q_b = Q_y/10$ ）

保有水平耐力時層間変形角 R_y

の3つである。これらのパラメーターを独立に変化させ、それぞれのパラメーターの変動幅は実状としてありえる範囲内である。

6 . 弾塑性地震応答解析結果

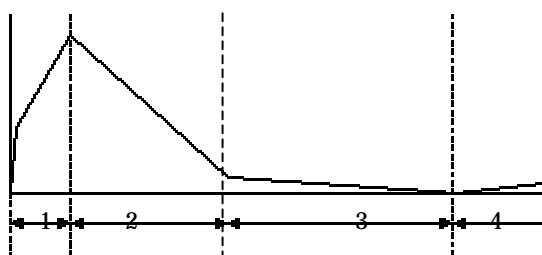
6 . 1 「基本の包絡線」の応答

5章で作成した「基本の包絡線」において動的解析による震害解析を行った。図 6.1 に各層の解析結果の詳細を示す。

表 6.1 基本の包絡線における最大層間変形

	1 層	2 層	3 層
最大層間変形(cm)	3.44	0.13	0.09
最大層間変形角(%)	1.02	0.05	0.03
包絡線上の最大応答位置* 1	2	1	1

* 1 最大応答変形に応じて、包絡線上の最大応答の位置を以下のように定義する。6.2 以降も同様である。



各層の最大層間変形は表 6.1 のようになった。2・3 層においては初期剛性で応答するように包絡線を作成したが、解析結果の応答量は微小であった。よって、もし、2・3 層において、ひび割れ後の剛性低下を考慮した包絡線を作成して解析したとしても、ひび割れ後の剛性低下を無視した今回の解析と同じ結果が得られると思われる。

応答変形は 1 層に集中し、実被害と一致した。

1 層の最大層間変形は 3.44cm (1.02%) で、せん断耐力時層間変形角 R_y を超えた。最大層間変形角が 1.00% を超えると過去の研究成果から、地震時の上下震動も加わって、建物はほぼ倒壊すると考えられている。よって、この建物はもともと倒壊の危険性が高かったことが分かった。

また、入力地震波の観測地点（東予市）と建物の立地場所（今治市）が異なっていることから、入力地震動の大きさの変動による影響を調べた。入力レベルとして最大加速度を東予市の観測波を 1.0 として、0.6 から 1.4 倍で変動させた。結果は、表 6.2 のように、入力地震動の大きさに応じて最大応答値も大きくなった。0.8 倍入力でも層間変形は約 1% あり、やはりこの建物の倒壊の危険性はもともと高かったといえる。

表 6.2 入力地震動の大きさを变化させたときの解析結果

観測地震波に対する倍率	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4
最大加速度 (gal)	275.3	367.0	458.8	550.6	642.3
1層最大層間変形角 (%)	0.27	0.51	1.02	1.68	2.00
1層最大層間変位 (cm)	0.92	1.71	3.44	5.64	6.72
包絡線上の位置	1	2	2	2	2

「基本の包絡線」は、決定時にできる限り実状に近いものを作成し、解析結果からも実状を表現できていることが分かった。しかし、せん断破壊形式には未知のものが多く、当然、ある程度の包絡線の変動が考えられる。そこで、6.2以降では、「基本包絡線」をパラメトリックに変化させた場合の動的解析を行い、最大応答変位への影響を検証しながら震害解析を行った。

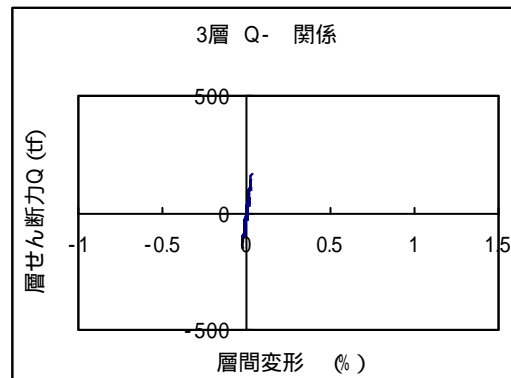
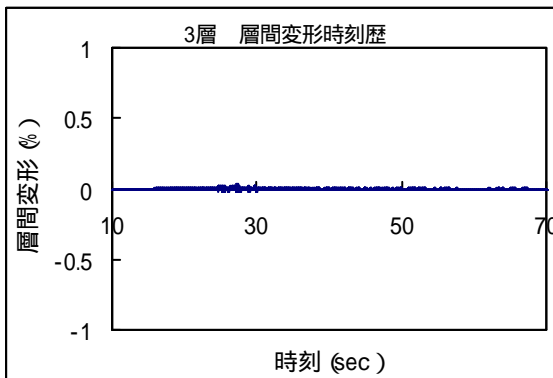
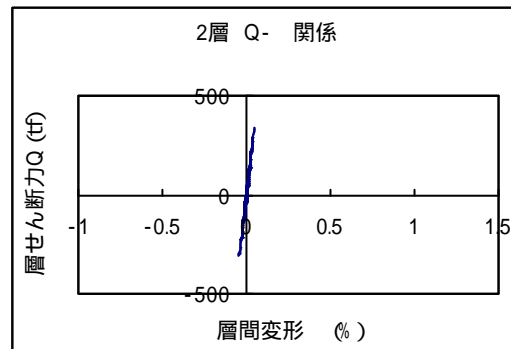
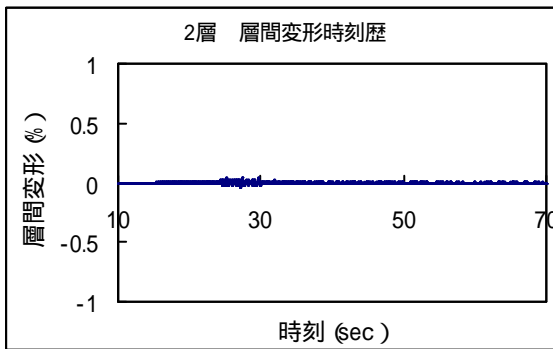
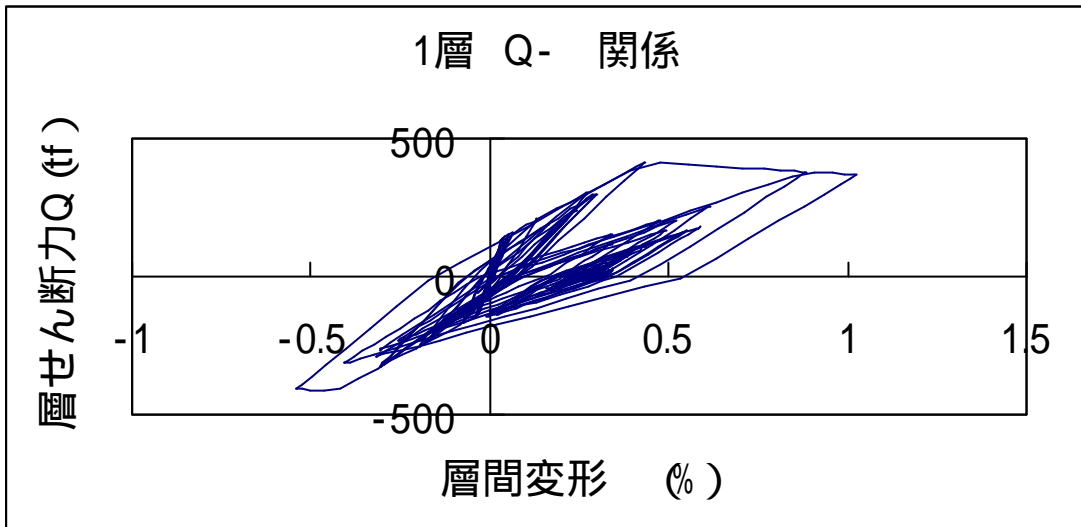
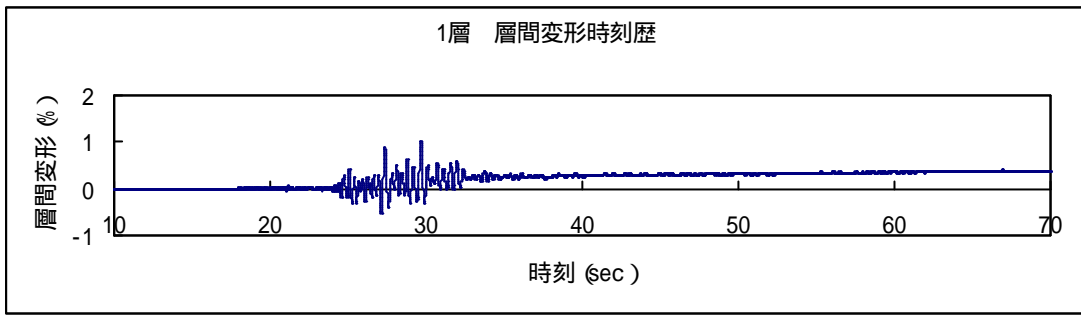


図 6.1 基本の包絡線の解析結果

6.2 保有水平耐力 Q_y の変動の影響

一般的に使用されているせん断耐力式はどれも設計のためのもので耐力の下限值を示す。そのため、4章では、下限値（計算値）を1.37倍して平均値に修正した。しかし、実験値の変動は大きく、これに伴い保有水平耐力も大きく変動する。そこで、4章で求めた保有水平耐力を図6.2のように0.6倍、0.8倍、1.2倍および1.4倍と変動させた場合の1層最大層間変形への影響を調べた。ただし、 Q_y と同時にひび割れ耐力 Q_c や第3折れ点耐力 Q_b も Q_y と同じ割合で変化させた。図6.2中の1.4倍などの表示は、基本包絡線の保有水平耐力 Q_y を1.4倍した場合の包絡線を示す。

解析結果を表6.3に示す。また、図6.3に基本包絡線のときの解析結果の詳細と基本包絡線の Q_y を1.2倍したときの解析結果の詳細を示す。

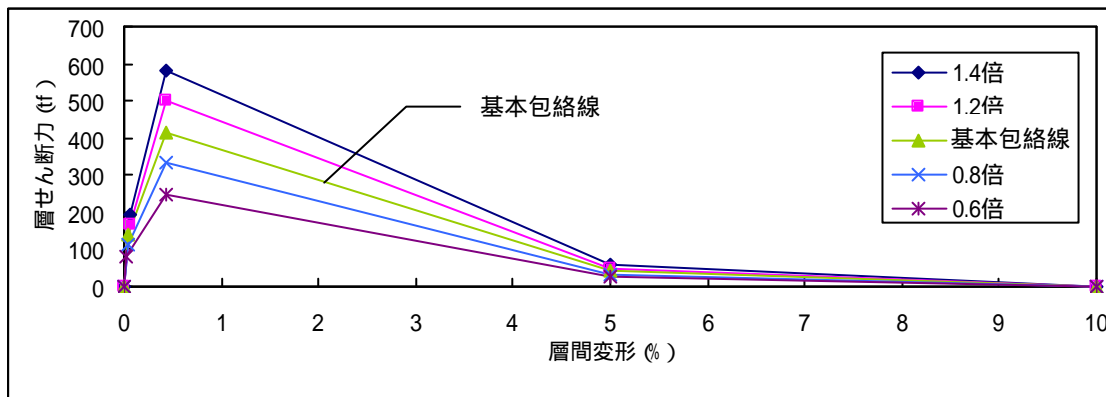


図 6.2 保有水平耐力の変動

表 6.3 保有水平耐力と最大層間変形

保有水平耐力 Q_y (tf)	249.5	332.7	415.9	499.0	582.3
基本包絡線の Q_y に対する倍率	0.6 倍	0.8 倍	1.0 倍	1.2 倍	1.4 倍
1層最大層間変形角 R_{max} (%)	-1.37	1.39	1.04	0.50	0.38
1層最大層間変位(cm)	-4.61	4.68	3.49	1.69	1.29
包絡線上の最大応答位置	2	2	2	2	1

保有水平耐力 Q_y が基本包絡線の Q_y の値（415.9tf）以下の場合、1層最大層間変形角 R_{max} はすべて1/100（1%）を上回り、ほぼ倒壊と思われる応答量をしめした。しかし、 Q_y が基本包絡線の値より大きい場合は、最大層間変形角 R_{max} は1/200（0.5%）以下で倒壊の可能性が低い応答量を示した。

Q_y の減少と共に、応答量は増大すると思われたが332.7tf以下ではせん断耐

力の低下とともに、最大変形は低下した。耐力を低下させても応答が大きくなるのは、全体剛性が低下して建物の固有周期が長くなり、共振現象から遠ざかったことが考えられるが、推測の領域である。

また、 Q_y が 415.9tf と 499.0tf の間で応答量の差が大きいのは、図 6.3 を見る限り、 Q_y が 415.9tf で、応答が塑性変形に入ったためである。

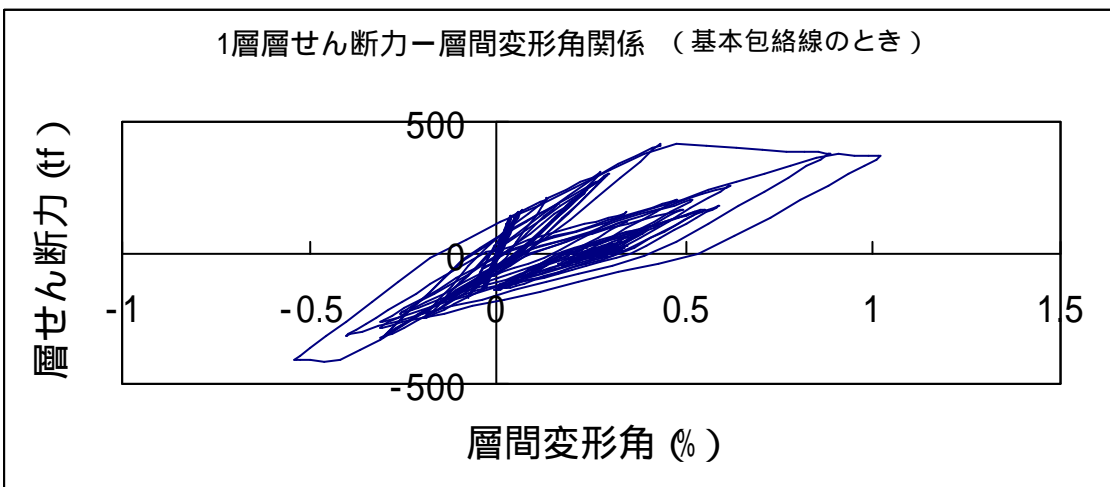
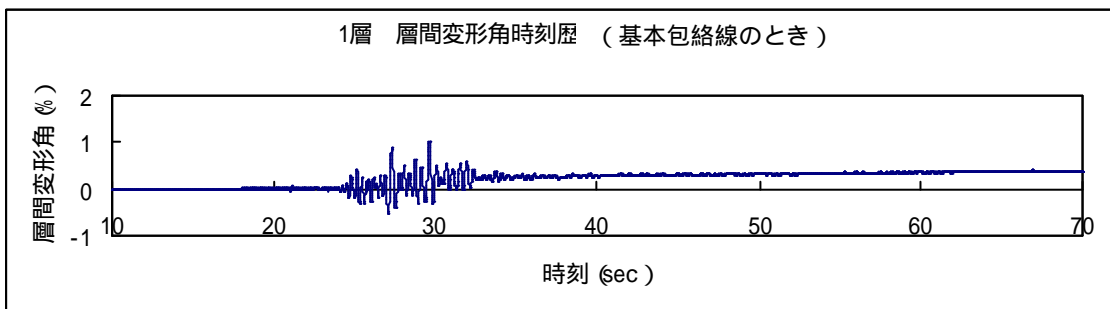
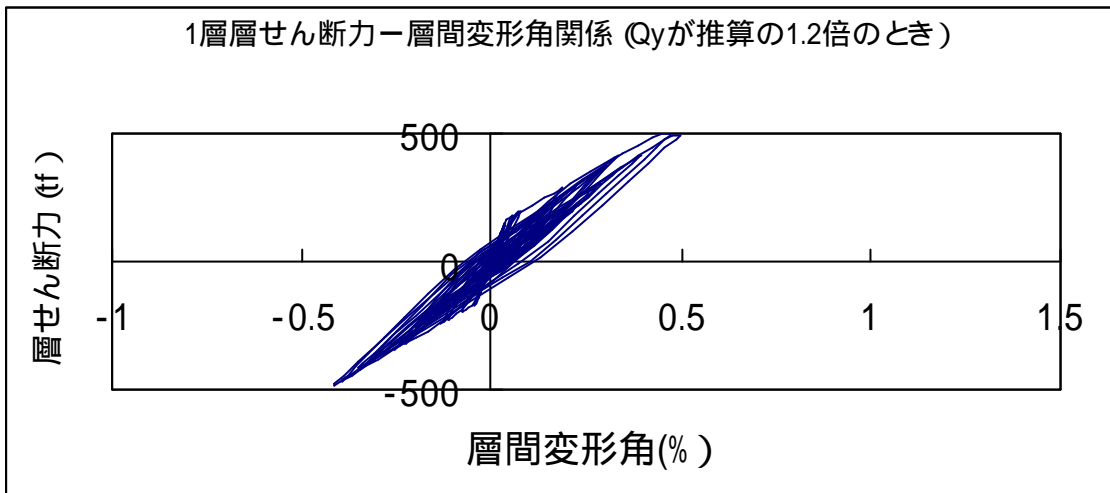
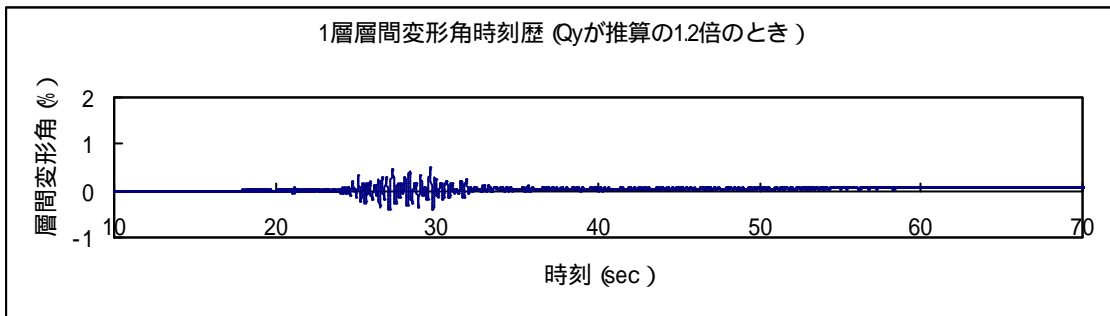


図 6.3 耐力を変化させたときの解析結果

6.3 保有水平耐力時層間変形角 R_y の変動の影響

4章では，1層包絡線を曲げ降伏系の包絡線をもとに求めた。しかし，1層はせん断破壊系であり，せん断破壊耐力時の剛性は曲げ降伏系より剛性低下すると考えられる。そこで，4章で求めたせん断耐力時変形角 R_y を図 6.4 のように 1.3 倍，1.6 倍した場合の地震応答解析を行った。

解析結果を表 6.4 に示す。

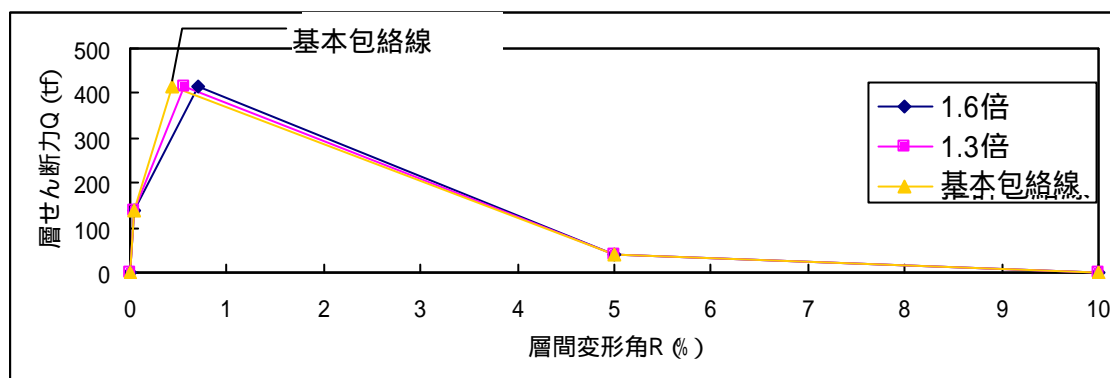


図 6.4 保有水平耐力時層間変形角 R_y の変動

表 6.4 保有水平耐力時層間変形角 R_y と最大層間変形

	1.0R_y	1.3 R_y	1.6 R_y
せん断耐力時層間変形角 R_y (%)	0.436	0.566	0.697
1層最大層間変形角(%)	1.04	1.32	1.67
1層最大層間変形(cm)	3.49	4.43	5.62
包絡線上の最大応答位置	2	2	2

最大応答はすべての場合で 1.00% (約 1/100) を超え，倒壊の危険性が高い解析結果がでた。

応答は，1.04%～1.67%の範囲で変動し，変動幅は，約 0.4%である。大破と倒壊の境目の層間変形角が明白でない現状ではこの変動幅は大きいといえる。

保有水平耐力時層間変形角 R_y の増大とともに，応答は一様に増加した。これは，ひび割れ後の剛性低下が原因だと思われる。

6.4 解析臨界点の変動による影響

包絡線における，1層の保有水平耐力後の勾配（せん断耐力後の勾配）に関してはまったく資料がなくもっとも不確定な要素である。そこで，ここでは，保有水平耐力後の勾配の変動による影響について調べた。

具体的には，「基本包絡線」から解析臨界点 R_u の値を図 6.5 のように変化させた。ただし， $R_b=R_u/2$ である。

解析結果を表 6.5 に示す。

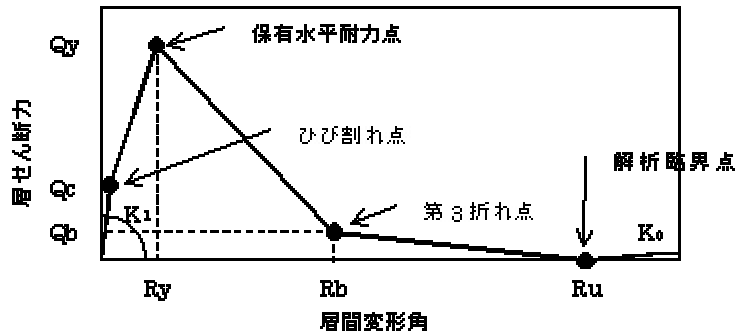


図 6.5 復元力特性の包絡線（折れ点の定義）

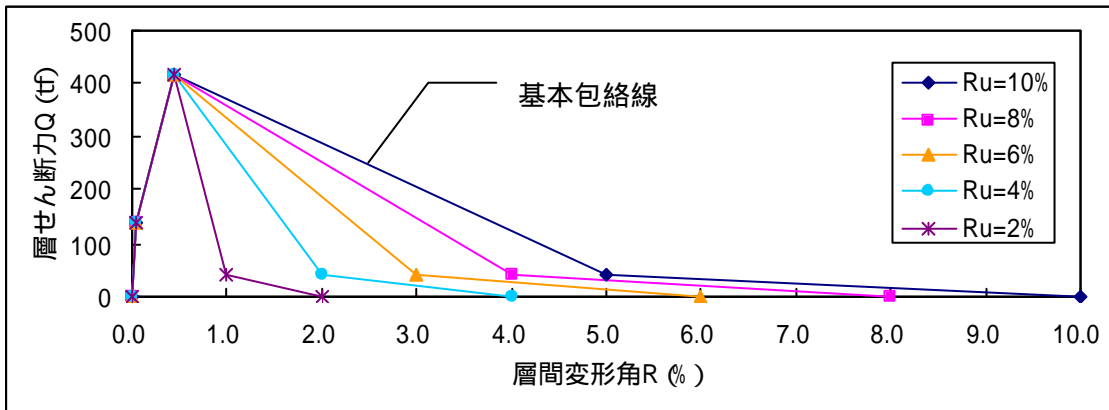


図 6.6 解析臨界点の変動

表 6.5 保有水平耐力後の勾配と最大層間変形

解析臨界変形角 R_u (%)	2	4	6	8	10
1層最大層間変形角(%)	8.11	1.35	1.13	1.06	1.02
1層最大層間変形(cm)		4.52	3.78	3.57	3.44
包絡線上の最大応答位置	4	2	2	2	2

どの場合も最大応答は 1.00% を超え、倒壊の可能性が高い解析結果がでた。

解析臨界点 R_u を小さくするにつれて、最大変形は増えた。なお、 $R_u=2\%$ では解析臨界変形角を超えた。

かなり大きく変動させたが、応答は 3.44% ~ 4.52% の間で変動し、変動幅は約 1% であった。この建物の場合、どの応答値でも倒壊の可能性は高く、1% の変動は震害解析には影響なかった。しかし、実際には 1% の幅で変動されると倒壊可能性の判断を左右することになり、耐力後の勾配の影響は大きいといえる。

6.5 震害解析結果

もし、保有水平耐力 Q_y が基本包絡線の値より低かった場合は、最大応答が 0.5% で倒壊可能性は低かったが、それ以外のほとんどの場合で最大応答は 1.0% を上回り、倒壊の可能性が高いという結果が出た。よって、この建物は、動的に見ても、もともと倒壊の可能性が高かったことが分かった。

7 . 結論

本研究では、2001 芸予地震で倒壊した鉄筋コンクリート建物の動的応答解析による震害解析を通して、せん断破壊型建物の動的解析の可能性を検討した。

まず、市販の動的解析プログラムはせん断破壊型の復元力特性を扱えないので、エネルギー一定則を用いて、市販の動的解析プログラムによる動的解析を試みたが、対象建物におけるエネルギー一定則の適合性が悪かったため断念した。そこで、動的解析には、耐力低下型復元力特性を扱える東京都立大学芳村先生作成のプログラムをご好意により使わせていただいた。

せん断破壊型復元力特性のモデル化においては、まず、静的荷重増分解析により試みた。静的荷重増分解析プログラムは、せん断破壊もせん断力が上昇するので、それを部材端の曲げ復元力特性により操作しようとしたが失敗した。そこで、復元力特性のモデル化は手計算により行うことにした。

しかし、現状では包絡線を一つには断定できず、手計算によって求めた包絡線を基本包絡線とし、それをパラメトリックに変化させた包絡線においても解析を行った。その結果、以下ようになった。

1) 保有水平耐力後の耐力低下の変動による影響

最大応答はどの場合も 1.0% 以上で倒壊の可能性は高い。最大応答は 3.44% ~ 4.52% の間で変動し、変動幅は約 1% と大きい。

2) 保有水平耐力の変動の影響

保有水平耐力が基本包絡線の値以下の場合、1 層最大層間変形角はすべて 1/100 (1%) を上回り、ほぼ倒壊すると思われる応答量をしめした。しかし、基本包絡線の値より大きい場合は、最大層間変形角は 1/200 (0.5%) 以下で倒壊の可能性が低い応答量を示した。

3) 保有水平耐力時層間変形角の変動による影響

最大応答はすべて 1.04% (約 1/100) を超え、どの場合も倒壊の危険性は非常に高い。応答は、1.04% ~ 1.67% の範囲で変動し、変動幅は、約 0.4% と比較的大きい。

もし、保有水平耐力が基本包絡線の値より低かった場合は、最大応答が 0.5% で倒壊可能性は低かったが、それ以外のほとんどの場合で最大応答は 1.0% を上回り、倒壊の可能性が高いという結果が出た。よって、この建物は、動的に見ても、もともと倒壊の可能性が高かったことが分かった。

以上のように対象建物は、動的解析の結果、もともと倒壊の可能性の高い建物であったことが分かった。しかし、以上の作業を通じて、せん断破壊型建物の動的解析を行う上での次に示すような現状の問題点が見えてきた。

保有水平耐力算定の精度。対象建物の場合、保有水平耐力の値によっ

ては、倒壊の可能性が低くなり、保有水平耐力決定の厳密さが要求される。

せん断破壊型復元力特性のモデル化手法の遅れ。例えば、現状では保有水平耐力後の耐力低下の決定が難しく解析の際には大きく変動させたが、この変動の幅をもう少し狭めることができれば、動的解析の精度を上げることができる。

建物の大破と倒壊の境目をきちんと見極めるクライテリアの研究の遅れ。対象建物では、倒壊の可能性の検討が比較的容易な応答値であった。しかし、現状では倒壊を判断しにくい応答値であったなら、このように建物の倒壊の可能性を容易に検討することはできなかった。

復元力特性の違いによる最大応答への影響が大きいにも関わらず、復元力特性を断定できないのは致命的であり、現状ではせん断破壊型建物の動的解析には限界があることが分かった

謝辞

指導教員である中田慎介教授をはじめ、動的解析プログラムを提供して下さった芳村学教授（東京都立大学）、その使用法を教えてください中村孝也氏（東京都立大学）、静的解析プログラム「RESP」の使用にあたり協力して下さった金沢氏（構造計画研究所）に心から感謝いたします。

参考文献

- 1) 日本建築学会：2000 年鳥取県西部地震災害調査報告 2001 年芸予地震災害調査報告
- 2) 中村孝也、芳村学：兵庫県南部地震において中間層崩壊した鉄筋コンクリート系建物の地震応答
- 3) 日本建築学会：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
- 4) 建設省建築研究所：「大変形下における鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する資料集（その3）」建築研究資料 No.21 February 1978
- 5) 江戸宏彰，武田寿一：鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1877-1878，1977.10
- 6) 小出敏弘，小谷俊介，永井潔：鉄筋コンクリート構造の設計用地震力，構造工学論文集，Vol.31B，pp.225 - 236，1985.3
- 7) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版
- 8) 市之瀬敏勝：鉄筋コンクリート構造，共立出版
- 9) 武藤清，梅村魁，辻井静二，青山博之：大学課程 建築構造力学，オーム社
- 10) 多治見宏：建築振動学，コロナ社
- 11) 日本建築センター：構造計算指針・同解説 1991 年版
- 12) 日本建築防災協会：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
- 13) 日本建築防災協会：改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準改修設計指針適用の手引
- 14) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- 15) 大澤胖，南忠夫，松島豊，長田正至：新建築学体系 38 構造の動的解析