

6. 結論

本論文の成果をまとめる。

2 章では、検討のための構造物と模擬地震動を設定した。

構造物は、固有周期、階数、部材の耐力の分布、設計外力分布形、弾性剛性の分布、降伏点剛性低下率の分布、および想定する崩壊機構を変動因子とした。構造物はキの字の平面骨組モデルに置換し、柱、梁は材端剛塑性ばねモデルとする。柱、梁の復元力特性はトリリニア型とし、履歴特性として Takeda モデルを用いた。

模擬地震動は、5 種類の位相特性と 4 種類の目標加速度応答スペクトルを掛け合せた 20 種類とした。既往の 5 種類の強震観測記録をもとに、弾性加速度応答スペクトルが目標スペクトルと一致するようにフーリエ振幅スペクトルを修正して、4 種類ずつの模擬地震動を作成した。

3 章では、模擬地震動を用いた時刻歴地震応答解析により、鉄筋コンクリート構造物における地震最大応答の構造物内での高さ方向の分布特性について検討した。

構造物の応答変形の分布を決定する第一の要因は、モードの固有周期と応答スペクトル特性の関係である。固有周期の短い構造物と長周期が卓越した入力地震動の組み合わせにおいては、下層部増大型の応答変形分布となる。入力地震動の短周期における加速度応答が増大するほど、あるいは、構造物の固有周期が長くなるほど、高次モードの応答が増大し、上層部増大型の変形分布に遷る。

第二の要因は、構造物における部材の耐力の分布である。第一の要因によって変形が偏れば、いずれかの部材の曲げ降伏が先行し、一層、変形の集中を増大させる。そのため、応答変形分布の分布は、部材の耐力の分布の変化、あるいは設計外力分布形に応じて変化する。設計外力分布形をモード比例外力の線形和で表した時、2 次の係数の絶対値を増大させる（負側にシフトさせる）ほど、上層部の強度が相対的に高まり、下層部増大型の変形分布に遷る。弾性剛性や降伏点剛性低下率の分布の変動の影響についても、設計外力分布形の問題に帰着することができる。

以上の応答変形分布の特性は、同一のフーリエ位相を有し、フーリエ振幅スペクトルのみが異なる地震動に関しては明快である。しかし、入力地震動の位相特性の影響は、先に挙げた 2 つの要因以上に大きい。ある構造物に対して、同一の応答スペクトルを有し、位相特性の異なる複数の入力地震動を与えれば、応答変形分布が大きく異なる場合もある。本研究では、応答変形分布に及ぼす地震動の位相特性の影響については解明できなかった。

最大応答層間変位の分布および最大応答層せん断力の分布について弾性 1 次モード比例形からのずれを考えれば、最大応答層間変位は弾性 2 次モードに比例したずれが大きいのに対して、最大応答層せん断力は上層部でのみずれが大きい。

4 章では、静的漸増載荷解析における外力分布形の影響について検討した。

外力分布形としては、弾性固有モード比例形、モードの絶対値和、モードの 2 乗和平方、モードの直和、モードの差分、および層せん断力係数の分布係数 A_i の 6 種類を採りあげた。モードの絶対値和、モードの 2 乗和平方、および、層せん断力係数の分布係数 A_i については、対応する外力分布形への変換は、全層の層せん断力の向きが同じであると仮定した。モードの直和および差分は、他

の外力分布形と比較すると、2次モードの影響を極端に見込んだ分布形である。

漸増載荷解析で得られる1次等価せん断力－1次等価変位関係においては、外力分布形の影響は小さい。部材の降伏点割線剛性低下率の分布の異なる構造物や、部分崩壊型の構造物を含めて、構造物を等価な1自由度系へ縮約する際には、弾性1次モード比例外力分布形で漸増載荷解析を行い、弾性刺激関数を用いて展開すれば良い。

漸増載荷解析で得られる層せん断力－層間変位関係において、梁降伏が先行する場合の降伏層せん断力は外力分布形の影響を受ける。降伏層せん断力は、その層の層せん断力係数が相対的に大きいほど大きくなる。中層部の降伏層せん断力について外力分布形の影響はほとんど無く、下層部でもその影響は小さい。

異なる外力分布形による漸増載荷解析結果について、1次等価変位が等しい時の応力と変形の分布を比較した。層間変位および部材の塑性率については、外力分布形の違いによる差が大きく、全体塑性率が大きくなるほどそれは顕著である。外力分布形の違いにより部材の降伏が生じるか否かという差が生じると、該当部材に隣接する層の層間変位の差が大きくなる。

地震応答における最大応答変形の分布に最も近い変形分布を与え得る外力分布形を等価外力分布形と定義し、さまざまな構造物と入力地震動の組み合わせについて等価外力分布形を算出した。しかし、等価外力分布形は、構造物や入力地震動の応答スペクトル特性に依存するのみならず、入力地震動の位相特性や強さ（倍率）にも依存するので定式化は不可能であった。

5章では、与えられた設計スペクトルに対する鉄筋コンクリート構造物の各部位に生じる地震最大応答を合理的に推定する方法について検討した。

5.1節では、同一の応答スペクトルにおいて、地震動時刻歴の違いによる最大応答値のばらつきについて検討した。

まず、フーリエ位相を既往の強震観測記録から定めた5種類の模擬地震動を用いて、同一応答スペクトルを有する入力地震動における最大応答の変動係数を定量化した。各層の最大応答層間変位に関する変動係数は、小変形においては全層で15%程度であった。隣接する部材の平均塑性率が1.0を超える領域では、中下層部の変動係数は25%程度ではほぼ一定であり、上層部では上層ほど変動係数が大きい。12階建て構造物の12層では47%程度、30階建て構造物の30層では89%程度である。

El Centro NS(1940)と同一のフーリエ位相差分スペクトルを有する100種類の模擬地震動を用いた検討でも、同程度のばらつきが生じた。すなわち、応答スペクトルが同一で、かつ、フーリエ位相差分スペクトルも同一でも、最大応答のばらつきは大きい。本研究では、位相特性と地震最大応答の関係の解明できず、サンプルとすべき地震動時刻歴の選択に関する提言をするには至らなかった。

5.2節では、平面骨組モデルよりも容易な地震応答解析方法として、せん断型多質点系モデルを用いる方法を採用上げ、その問題点と改善方法について検討した。

多質点系モデルの解の精度は、層のせん断バネの復元力特性に大きく関わってくる。梁降伏先行型の構造物においては、漸増載荷解析に用いる外力分布形によって上層部の降伏層せん断力の評価が変わってくる。また、多質点系モデルのそのものの問題点として、特定の層に変形が集中する、応答が正負のいずれかに偏る、という傾向がある。

改善案として、多質点系モデルを用いた地震応答解析による推定方法の改善案として、(1)漸増載荷解析における外力分布形は層せん断力係数 A_i 分布とする、(2)各層の降伏後剛性は、漸増載荷解析結果をモデル化して得られる値に対して4.0倍に増幅する、(3) 漸増載荷解析結果を用いて部材の最大応答値を求める際に、最上層部の解析参照ステップを割り増す、という方法を提案した。

5.3節および5.4節では、縮約1自由度系の最大応答と漸増載荷解析を組み合わせ推定する方法について検討した。まず、1次等価変位の最大応答を算出し、次に、静的非線形解析により1次等価変位がそれと等しくなるまで漸増載荷を行い、得られた解を構造物の各部位の最大応答の推定値とする方法である。ここでは、後半の漸増載荷解析方法に的を絞って検討を行った。

ここでは、推定方法の目標を、2.2節で設定した5種類ずつの模擬地震動による地震応答解析結果の最大値を評価することに設定した。これは、位相特性ごとにばらつきが生じる最大応答の80%上限値程度に相当する値を推定することに相当すると考えた。

5.3節では、高次モードを考慮した最適外力分布形による漸増載荷解析結果に全層に一樣な増幅係数を乗じる方法を検討した。

最適外力分布形を低次3モードのモードに比例した外力分布形の線形和で表すことにし、固有周期を変動因子とする構造物群について、応答スペクトルおよび全体塑性率の組み合わせごとに最適外力分布形を算出した。最適外力分布形における2次および3次の係数は、モードの弾塑性加速度応答値の比率より推定できた。最大応答層間変位の推定のために全層に一樣に乘じる増幅係数は、全体塑性率0.6以下あるいは全体塑性率1.6以上では1.6~2.5程度であったが、全体塑性率0.6以上で1.8未満では、3.0を超える増幅係数を必要とする解析例も多かった。層せん断力分布係数 A_i 分布、1次モード比例外力分布あるいはモードの層せん断力の2乗和平方に比べれば、概ね、小さい増幅係数に納まった。しかし、大きな増幅係数を必要とする解析例も少なくなく、また、本研究では、構造物に関する様々な因子を考慮して、最適外力分布形における2次および3次の係数を決定する方法を示すには至らなかった。

5.4節では、外力分布形をモードの直和および差分とした2種類の漸増載荷解析を行い、そのうちの大きい方を地震最大応答の推定値とする方法について検討した。

さまざまな構造物、応答スペクトルおよび全体塑性率の組み合わせごとに推定方法の適用性を検討した結果、いずれの解析例においても、モードの直和による漸増載荷解析結果により下層部の上限値が与えられ、モードの差分による漸増載荷解析結果により上層部の上限値が与えられた。特に、最適外力分布形では考慮することが難しかった諸因子を変動させた構造物についても、この2種類の漸増載荷解析による推定方法は有効であった。

推定精度に関しては、外力分布形における2次モードの係数の設定方法に関わってくる。この2次の係数は、モードの加速度応答スペクトル値の比率により与えることにし、弾性応答スペクトルと、固有周期の伸びと減衰の増大を考慮した等価周期および等価減衰により算定する。等価周期としては、全体塑性率1.0未満では最大応答点に対応する周期とし、全体塑性率1.0以上では降伏点に対応する周期とするのが最も適当であった。また、3次モードを考慮することは、面倒さが増す割に効果が小さかった。また、剛性分布が変化する場合、弾性振動モードよりも、剛性低下を考慮し

た等価振動系による振動モードを用いる方が若干であるが推定精度が増した。

最大応答層せん断力の推定に関しては、モードの直和および差分でも割り増し係数を用いざるを得ない。最大応答層せん断力は、4 次までのモードの層せん断力応答の絶対値和で概ね推定できる。

最後に、建築構造物の地震最大応答を簡便に予測する方法として5.4節の方法を提案する。すなわち、縮約1自由度系の最大応答と、外力分布形としてモードの直和および差分の2種類とした2種類の漸増載荷解析を組み合わせ推定する方法である。最大応答層間変位、あるいは部材の最大変形に関しては、2種類の漸増載荷解析結果の大きい方を推定値とすれば良い。ただし、最大応答層せん断力に関しては、4 次までのモードの層せん断力応答の絶対値和とする。

付録A. 地震被害と地震応答解析の比較

1995年兵庫県南部地震において、鉄筋コンクリート（RC）造建築物“ジュネス六甲”は梁曲げ降伏型全体崩壊機構を形成する中破程度の被害を受けた。多くの被災建物の中で、新耐震設計法で設計され、典型的な梁曲げ降伏型全体崩壊機構を形成した極めて少数の被災例として注目を集めた。建築物は、震度Ⅶの強い地震動に対して梁降伏型機構による中破程度の被害に留まったが、補修箇所が多く、また、コンクリート打ち放し仕上げの外観の美しさを保持しながら補修・補強することは難しく、所有者は建築物を取り壊し、新しく建て直す決断をした。建築物に許容できる損傷の度合に関して新しい問題を提起した。

ここでは、この“ジュネス六甲”について、建物の概要と被害の検討結果を報告する。さらに、RC造非構造部材のモデル化方法を様々変えた一連の平面骨組モデルによる弾塑性地震応答解析を行い、建築物の崩壊形式や部材の損傷状況について、実際に観察された被害と解析結果を比較検討するとともに、RC造非構造部材が建物の地震応答に及ぼす影響について検討する。

A.1 対象建築物の概要

A.1.1 建築物の形状

建築物の詳細は文献 A.1.1) に報告されている。

建築物は、神戸市灘区弓木町2丁目に所在した“ジュネス六甲”と称する共同住宅（ワンルーム・マンション）である。建築物は地上9階（地下なし）の鉄筋コンクリート構造である。構造形式は桁行方向（南北方向、Y方向）と梁間方向（東西方向、X方向）とも純ラーメン構造（8階および9階は壁付きラーメン）である。建築設計は1986年に行われ、1987年に竣工している。すなわち、1981年の建築基準法施行令の改正（新耐震設計）以降に設計及び施工が行われているが、（社）日本建築学会「鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針（案）」^{A.1.2)}が刊行された1988年10月以前の設計である。建築物の基準階床伏せ図を図 A.1.1 に、桁行方向軸組図を図 A.1.2 に示す。

桁行方向はスパン長さ5.5mで6スパン、梁間方向はスパン長さ6.0mで1スパンである。桁行方向では7階から北側にセットバックしており、7階で3スパン、8階および9階で2スパンとなっている。また、北西部隅にはエレベーター・コアおよび階段室がある。1階では、北側2スパン（ $Y_1 \sim Y_2$ ）がコイン・ランドリー、中央3スパン（ $Y_3 \sim Y_6$ ）は駐車場および倉庫、南側1スパン（ $Y_6 \sim Y_7$ ）は電気室となっている。2階から7階までは、西側（ X_1 通り）に廊下を配し、桁行方向各スパンおよび中間の梁間方向にALC板で戸境壁（非構造壁）を設け、1階あたり12戸（7階は6戸）のユニットのワンルーム賃貸アパートとなっている。8階および9階は所有者の住宅である。各階の桁行方向スパンの中央には梁間方向に小梁が架けられている。各階東面（ X_2 通り）には柱位置から外部に45度方向に小梁を伸ばし、避難用兼ねたバルコニーと居室の一部となっている。

妻壁は厚さ150mmの場所打ち鉄筋コンクリート造であるが、設計では壁パネルの両側に構造目地を設けて非構造壁としている。南側の妻壁には1階は無開口であるが、2階以上には東側上隅に幅1.1m、高さ1.3mの窓開口、西側上隅に幅1.0m、高さ1.3mの窓開口がある。北側妻壁には、1階が店舗のために大きな開口があり、2階以上には中央に幅1.0m、高さ1.3mの窓開口がある。

外部の仕上げは、妻面がタイル貼り、その他は打ち放しコンクリート仕上げである。室内の仕上げは、ボード貼り、クロス貼りおよび長尺シート貼りである。

軒高は24.0m、最高高さは25.35mである。階高は、1階で3.0m、2階から7階までで2.625m、8階で2.50m、9階で1.50mである。外部の仕上げは、妻面がタイル張り、その他はコンクリート打ち放し仕上げである。

地盤は、表層が砂質土（N値2～19）、GL-2.90mの支持地盤は旧石屋川が運んだ砂礫層（N値26～50）である。基礎は砂質土層を地盤改良した上にべた基礎としている。

A.1.2 構造設計

建築設計は、1981年改正の建築基準法施行令（新耐震設計法）に従い1986年に行われている。

コンクリートの設計基準強度 F_c は、基礎スラブ、基礎梁および1階から5階床までは240kgf/cm²、6階柱から屋上までは210kgf/cm²である。鉄筋の種類は、柱と梁の主筋に用いるD19からD29までがSD345（当時SD35）、せん断補強筋および床スラブに用いるD10からD16までがSD295（当時SD30）である。柱と梁の主筋の継手はガス圧接継手、柱および梁の外周せん断補強筋は溶接閉鎖形および端部135度折り曲げ閉鎖形である。

1次設計用の地震力は、地震地域係数 $Z=1.0$ 、建物固有周期 $T=0.5$ 秒と第2種地盤（地盤周期0.6秒）から振動特性係数 $R_f=1.0$ 、標準せん断力係数 $C_0=0.2$ として、地震層せん断力係数 C_i を計算している。2次設計では、節点振り分け法により各層の崩壊メカニズム時の保有水平耐力を検討し、メカニズム時の部材種別（FA）から、構造特性係数 D_s は桁行方向、梁間方向とも各階0.3としている。1次設計用地震力に対する解析から、層間変形角は1/200以下、剛性率は0.6以上である。偏心率は、桁行方向で0.15以下、梁間方向はセットバックの影響ですべての階で0.15を超えるので、形状係数を1.0～1.5としている。部材の終局強度の算定にはセンター指針^{A.1.2)}の式を用いている。必要保有水平耐力に対する保有水平耐力の比は、桁行方向で1.06（3階）以上、梁間方向で1.04（5階）以上である。

A.1.3 部材断面と配筋

柱断面は、梁間方向に多少長い長方形で、断面寸法は各層毎に共通であり、1層で800×900mm、上層にいくに従い断面寸法を減らし、6層および7層で700×700mmである。柱および柱梁接合部の帯筋はD13@100mmを標準に、1層隅柱ではD16@90mm、1層および2層の内柱でD16@100mm、3階でD13@85mmである。1層および2層では、梁間方向に副筋D16を配筋している。

桁行方向の梁は柱断面の中心に対して外側に偏して接合され、外面が一致している。桁行方向の梁断面は、基礎梁550×1700mm、2階床梁500×850mm、上階で断面寸法を減らし、7階および8階の床梁350×725mmである。梁間方向では、桁行方向より梁断面寸法が大きい。梁の肋筋はD13@100mmを標準に、桁行方向では5階床梁でD13@150mm、6階および7階でD13@200mmである。

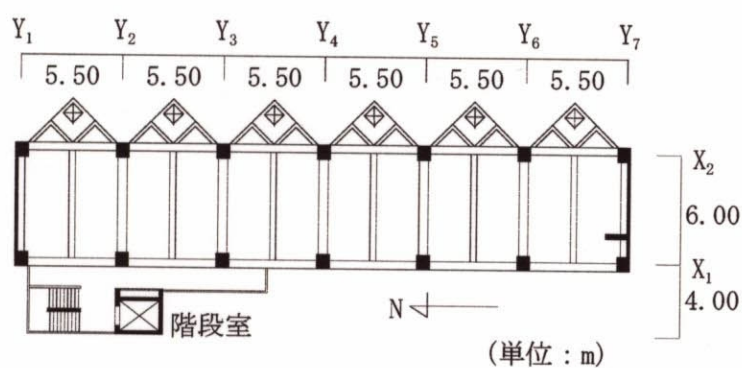
R C造壁（妻壁と1階電気室周囲の壁）は厚さ150mm、補強筋D10@150mmで、左右両端に塩化ビニール製パイプ（VP50）を埋め込んだ非構造壁である。桁行方向には厚さ100mm、高さ650mmの腰壁があるが、水平鉄筋は柱に定着されていない。



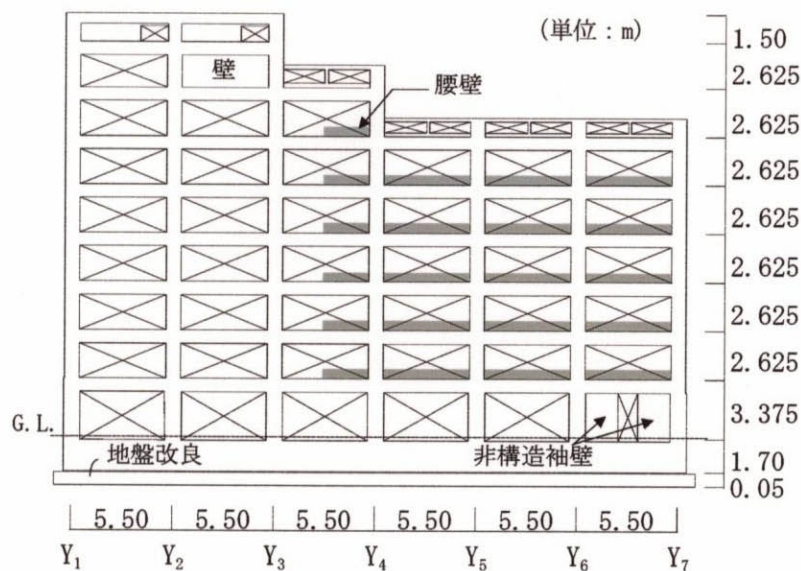
写真A. 1. 1 建築物西面



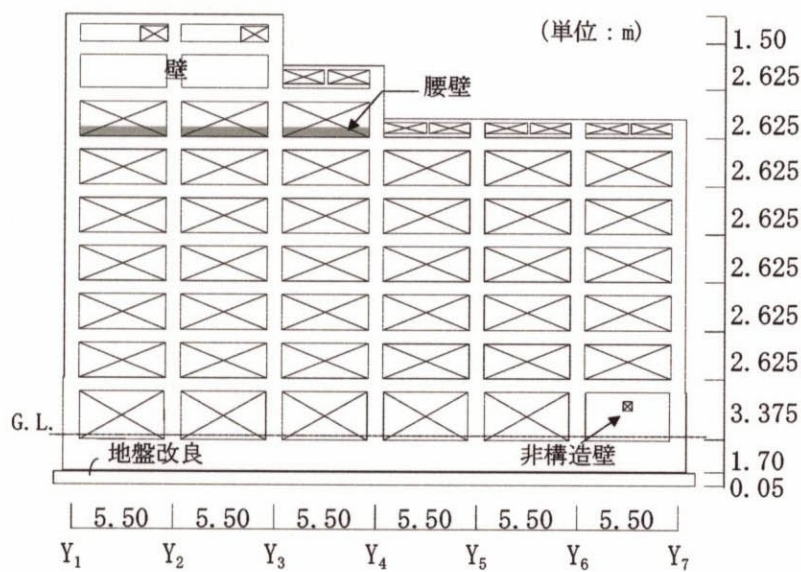
写真A. 1. 2 建築物東面



図A. 1. 1 基準階床伏せ図


















(1) X₁通り




(2) X₂通り

図A.1.2 桁行方向軸組図









記号	$7C_1$	$7C_4$	$6C_1$	$6C_4$	$5C_1$	$5C_4$	$4C_1$	$4C_4$
x×y	700×700	700×700	700×700	700×700	700×750	700×750	700×800	700×800
主筋	10-D25	12-D25	12-D25	14-D25	14-D25	14-D29	14-D25	14-D29
帯筋	D13@100	D13@100	D13@100	D13@100	D13@100	D13@100	D13@100	D13@100
								







記号	$3C_1$	$3C_4$	$2C_1$	$2C_4$	$1C_1$	$1C_4$ 柱頭	$1C_4$ 柱脚
x×y	700×800	700×800	700×800	700×800	800×900	800×900	800×900
主筋	14-D29	16-D29	14-D29	16-D29	16-D29	18-D29	24-D29
帯筋	D13@100	D13@85	D13@100	D16@100	D13@90	D16@100	D16@100
							

単位：mm
 C_1 ：X₁Y₁柱
 C_4 ：X₁Y₄柱



図A.1.3 柱断面リスト

記号	$8G_1$		$7G_1$		$6G_1$		$5G_1$	
位置	端部	中央	端部	中央	端部	中央	端部	中央
B×D	350×725		350×725		400×725		450×725	
上端筋	6-D25	3-D25	5-D25	3-D25	5-D25	3-D25	6-D25	3-D25
下端筋	4-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	4-D25	3-D25
肋筋	D13@200		D13@200		D13@200		D13@150	
								

記号	$4G_1$		$3G_1$		$2G_1$	
位置	端部	中央	端部	中央	端部	中央
B×D	450×725mm		450×725mm		500×850mm	
上端筋	6-D25	3-D25	7-D25	3-D25	7-D25	4-D25
下端筋	5-D25	3-D25	6-D25	3-D25	6-D25	4-D25
肋筋	D13@100		D13@100		D13@100	
						

G_1 ：桁行方向の梁
(各スパン共通)
単位：mm

図A.1.4 梁断面リスト

A.2 建築物の地震被害

A.2.1 被害の概要

建築物の損傷は、桁行方向の梁の端部のコンクリートが曲げ圧壊しており、(社)日本建築学会「終局強度型指針」^{A.2.1)}で望ましい降伏機構として推奨する梁曲げ降伏型全体機構を形成していた。それと同時に、柱のせん断ひび割れおよび柱梁接合部のせん断ひび割れも多く見られた。梁間方向の被害はほとんど見られなかった。被害の概要を写真A.2.1～A.2.5、および図A.2.1に示す。図A.2.1では、柱および柱梁接合部のコンクリート剥落箇所およびひび割れ状況、柱および梁の曲げ圧壊箇所を示す。(社)日本建築学会近畿支部では、本建物の解体工事着工前に、所有者と設計者の了解を得て、被害調査を実施した^{A.2.2)}。以下、部材の損傷度の判定は、(財)日本建築防災協会「震災建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)」^{A.2.3)}に準じている。

(1) 柱の損傷

全ての柱に関する損傷度の分類を表A.2.1に示す。同表では、損傷割合 D ^{A.2.3)}も併せて示す。

表 A.2.1 柱の損傷度

階数	柱 本数	調査 本数	損傷度						D
			0	I	II	III	IV	V	
8	6	3	3	0	0	0	0	0	0
7	8	8	2	0	1	1	4	0	60.8
6	14	14	7	2	2	3	0	0	18.0
5	14	14	4	2	6	2	0	0	21.1
4	14	14	3	3	6	1	1	0	24.7
3	14	14	2	4	7	1	0	0	20.1
2	14	14	1	5	3	4	1	0	33.4
1	14	14	6	4	3	0	1	0	15.6

桁行方向の柱には、X型のせん断ひび割れが多数発生している。損傷度Ⅱ～Ⅲ程度であり、文献A.2.2)によるひび割れの幅の計測では、建物の外面側で0.2～2.0mm、内面側で0.2mm前後である。柱の外面側のせん断ひび割れが広いのは、桁行方向の梁が柱に偏心接合されていることが原因である。

1階では相対的に損傷が小さく、損傷度Ⅰ～Ⅱの柱が多い。1階では、非構造壁が地震力に抵抗したために柱の損傷が比較的小さいものと考えられる。せん断補強筋が破断し損傷度Ⅳと判定される柱が1本存在するが、周囲の同種の柱に被害が見られないことから、材料施工の問題など偶発的な原因によると考えられる。

2～6階の基準階については、2階の損傷度が最も高く、 X_1 構面の Y_4 ～ Y_6 柱で損傷度Ⅲ～Ⅳである。いずれの階でも、同一階内では、腰壁の取り付く X_1 構面 Y_4 ～ Y_6 柱で損傷が比較的大きい。腰壁の存在により梁の剛性および耐力が上昇し、より大きなせん断力が腰壁付き柱に入力されたと考えられる。

7階以上のセットバックした層では、6層以下の梁降伏型の全体降伏機構とは異なり、7階の柱

に被害が集中し、8本の柱のうち損傷度Ⅳの柱が4本ある。8階以上に耐力壁が存在するため7階柱に変形が集中し、さらに、腰壁によって変形が拘束され短柱化し、顕著なせん断ひび割れを生じたと考えられる。

梁間方向では、せん断ひび割れはほとんど見られず、主な応答は桁行方向に生じていると言える。

(2) 梁の損傷

桁行方向の各階梁の端部に曲げ圧壊が見られる。ひびわれ幅は建物外面側で広く、内面側で狭い。文献 A.2.2)によれば、建物外面側では、梁端部の曲げひび割れ幅が0.2～1.4mm、スパン中間部では0.2～2.0mm、建物内面側で0.2mm 前後である。

梁間方向では、0.1mm 以下の微細なひび割れが見られる。

(3) 柱梁接合部の損傷

柱梁接合部では、桁行方向に X 型のせん断ひび割れが多数発生している。架構の内外面の比較では、いずれの構面とも、建物内面側でひび割れの発生が極端に小さい。これは、柱と梁の面が建物外面で一致するように、梁が柱芯に対して偏心して取り付けられていること、梁間方向の直交梁が存在することが原因である。

3～5階の柱梁接合部の損傷が比較的に大きく、ひび割れ幅が2.0mm を超え、かぶりコンクリートの圧壊・剥落も見られる。ただし、交差するせん断ひび割れの斜めのずれが生じておらず、既往の実験結果を参考に考えれば、接合部のせん断耐力が低下するまでには至っていないと判断できる。

X₂構面の柱梁接合部では X₁構面に比べて若干損傷が大きい。これは、X₂構面の外にはベランダがあり、斜めに接続する小梁などにより大梁の変形が拘束されているため、柱梁接合部に変形が集中したと考えられる。同一階内の内柱梁接合部に関する比較では、X₂構面では Y₂～Y₆で同程度の損傷である。X₁構面では Y₃～Y₆で同程度であり、Y₂で若干損傷が小さい。市之瀬らの腰壁付き柱梁接合部の実験^{A.2.4)}では、腰壁を切断した場合、切断された腰壁により梁の曲げせん断ひび割れによる変形が抑えられ、変形が梁のヒンジ領域に集中することが示されている。X₁構面の Y₃～Y₇間は腰壁付き梁であり、腰壁が柱との取り付け部で圧壊し、切り離された腰壁による同様の効果で、梁端と柱梁接合部に塑性変形が集中したと考えられる。

(4) 床の損傷

床スラブでは、ひびわれが上面と下面とも東西方向にはほぼ並行に生じており、建物の主要な変形が南北方向に生じたことを裏付けている。文献 A.2.2)によれば、ひび割れ幅は0.2～1.0mm が多いが、梁際では5.0mm のひび割れも認められる。階ごとの比較では、4，5階でひび割れが顕著であり、梁間方向スパンのほぼ全幅にわたり発生している。

エレベータ・コア横の床スラブには斜め方向のせん断ひび割れが認められ、エレベータ・コアが大きな水平力を負担したことを示している。

(5) 非構造部材の損傷

1 層の X_2Y_6 - Y_7 間の非構造壁では、多数のせん断ひび割れが見られ、壁際に塩化ビニル製パイプを埋めこんでいたにも拘わらず、この非構造壁に大きな水平力が作用したことを示している。特に、設備開口（換気扇）の両側では、部分的に鉄筋が露出し、水平のせん断すべり破壊（損傷度Ⅳ）を生じている。文献 A.2.2)によれば、柱際に塩化ビニル製パイプが埋めこまれていることが確認されている。

Y_1 通りの 2 階以上の妻壁では、斜めせん断ひび割れが生じ、一部コンクリートの剥落も見られた。せん断ひび割れは 3, 4 階で最も多く、上階では少なくなる。構造図 A.2.2)によれば、構造目地が非構造壁端部に配されているが、4 階と 5 階の柱際に縦ひび割れが生じている程度であり、構造目地の効果はあまり無かったと言える。

X_2 構面に斜めに接続する小梁上の腰壁および X_1 構面に設けられた高さ 650mm の腰壁は、柱との取り付け部ではほぼすべてが衝突・破壊しており、鉄筋が露出・座屈している。

間仕切り ALC 板は柱および梁との間でひび割れが大きく開き隣室まで貫通し、多くの部屋では廊下側の鋼製扉あるいは枠が変形して、開閉が困難なものがある。

階段およびエレベーター周囲の壁では、1 階にひび割れが集中している。

A.2.2 材料試験結果

(株)新井組では、コンクリート・コア供試体と鉄筋試験片の力学特性試験結果を行い、文献 A.2.2)にて報告している。

不適当な供試体を除外した総数 93 体のコンクリート・コアの圧縮強度は、1～5 階で平均値 301kgf/cm²、6 階以上で平均値 291kgf/cm²であり、ほぼすべての供試体で設計基準強度を上回っている。

材種 SD295 の鉄筋では、それぞれ 9 本の D13 と D16 供試体の降伏点の最小値は 343MPa と 322MPa であり、平均値は 361MPa と 330MPa である。材種 SD345 の鉄筋では、6 本の D25 供試体と 5 本の D29 供試体の降伏点の最小値は 352MPa と 363MPa であり、平均値は 358MPa と 368MPa である。

溶接閉鎖形せん断補強筋から採取した溶接部を含む供試体の引張試験では、D13 供試体では突き合わせ溶接部で、D16 供試体では母材部分で破断したが、ともに降伏点および引張強度は基準値を上回っている。

ガス圧接した主筋（材種 SD345）について、柱から D29 鉄筋を 16 本、D29 と D25 の接合部を 5 本、D25 鉄筋を 1 本、梁から D25 鉄筋を 6 本、合計 28 本の供試体を採取した。圧接部長さが径の 1.2 倍以下とする基準値 A.2.5)に対して、D29 鉄筋で 8 本、D25 鉄筋で 9 本と、半数以上が基準値を満足していない。引張試験では、2 本の供試体が圧接部で破断したが、圧接部の径が鉄筋径の 1.4 倍とする基準値 A.2.5)を満たさない 1 本を除き、すべて規格引張強度を上回っている。

以上から、使用材料は、ほぼ規格強度を上回っている。

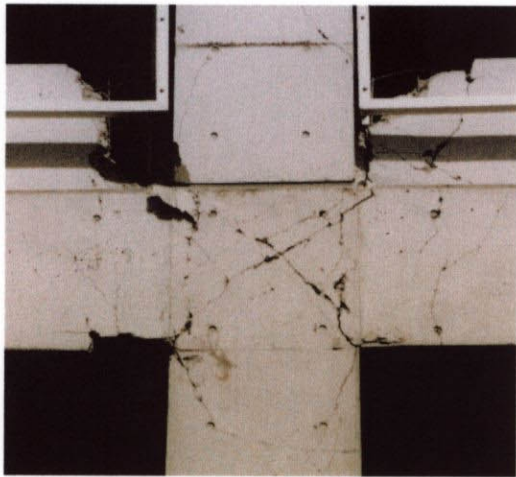
A.2.3 被災度判定結果

本建物では、目視により建物の全体沈下および全体傾斜はないものと推定し、被災度は構造躯体の損傷状況で判断する。最も被害の激しい階の損傷度から構造体の損傷割合を判定すると、7階で損傷度は大破となる。しかし、7階が面積的に小さく、また、その上の階数が少なく、その損傷が構造物全体に及ぼす影響が小さいことから、7階で被災度を判定することは不適當と判断する。7階を除き最も被害の激しい2階の損傷度から構造体の損傷割合を判定すると、建物の被災度は中破となる。震度Ⅵ以上の地震動強さを考慮し、補修・補強・解体などの要否に関する判定は、「補修により復旧」となる。

層崩壊機構のように損傷がある階に集中する建物に比べ、梁降伏型全体降伏機構の建物では、損傷が全層に均一に分散する。従って、損傷の大きい一つの階のみに着目した被災度が同じでも、二つの破壊モードでは補修費が異なる。この点は被災度区分判定を再検討する必要がある。

参考文献

- A.2.1) (社)日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、(社)日本建築学会、1990年11月。
- A.2.2) 新井組技術研究部、京都大学森田研究室、大阪大学鈴木研究室、近畿大学窪田研究室、東京大学小谷研究室：特集 平成7年(1995年)兵庫県南部地震被災調査報告、一ジュネス六甲一、新井組技術研究報告集、第8号、1995年10月。
- A.2.3) 建設省住宅局建築指導課監修：震災建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、1993年2月。
- A.2.4) 市之瀬敏勝、青山博之：腰壁を切断した梁柱接合部の地震時挙動に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1981年9月。
- A.2.5) 日本圧接協会：鉄筋のガス圧接工事標準仕様書、1994年。



柱梁接合部のせん断ひび割れ
梁端の曲げ圧壊
写真A. 2.1 X_2 通り柱梁接合部



柱梁接合部コンクリートの圧壊・剥落
斜めの小梁と腰壁が取り付けられている
写真A. 2.2 X_1 通り柱梁接合部



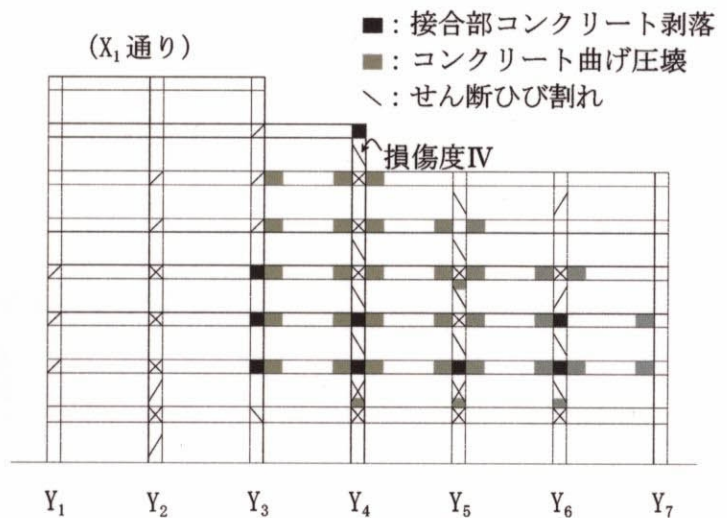
せん断ひび割れとコンクリートの剥落
写真A. 2.3 7階 X_1Y_4 柱



せん断すべり破壊
写真A. 2.4 1階非構造壁



腰壁端の圧壊
写真A. 2.5 腰壁



図A. 2.1 被害の概要 (X_1 通り)

A.3 地震応答解析

被害が大きかった桁行方向(南北方向)について観測地震波を用いた弾塑性地震応答解析を行う。

A.3.1 解析方法

(1) 構造物と部材のモデル化

構造物は、各階床位置の水平変位を X_1 通りと X_2 通りの骨組で同変位とし、二つの平面骨組を剛床で連成した構造物とする。骨組のモデル化について図A.3.1に示す。柱、梁は断面の図心を通る線材で表わし、端部に剛塑性回転ばねを設け、中央部分は線形弾性とする。柱梁接合部は剛とし、その大きさは柱と梁の直交部材フェース位置とする（図A.3.2）。8、9層の壁は部材中央の柱に置換し、壁の上下の梁は剛とする。1層柱脚は基礎梁上端で固定支持と仮定する。各階の質量は、当該階の中心位置に集中するものと仮定し、建物の捩じれ振動や直交方向骨組の影響は考慮しない。解析は、非構造部材のモデル化について5通りとする（表A.3.1）。階段室まわりの壁は、3本の柱に置換し、各階剛床とピン接合する。1層の X_2Y_6 - Y_7 非構造壁は部材中央の柱に置換し、壁の上下の梁は剛とする（図A.3.3）。1層 X_1Y_6 - Y_7 間の袖壁では、上下梁の袖壁に接続する部分を剛域とする。

表A.3.1 解析諸元

非構造部材	解析ケース				
	A	B	C	D	E
1層非構造壁	無視	無視	考慮	考慮	考慮
階段室壁	無視	考慮	無視	考慮	考慮
腰壁	無視	無視	無視	無視	考慮

(2) 部材の耐力と剛性の評価

各部材の断面寸法は被害調査時の実測に基づき、主筋およびせん断補強筋の配筋は構造設計図書に従う。コンクリートと鉄筋の材料特性は、採取したコンクリートコアおよび鉄筋の試験結果¹⁾を用いる。コンクリートの圧縮強度 σ_B および弾性係数 E_c は設計基準強度ごとのコア試験結果の平均値とし、鉄筋の降伏点応力度 σ_y は径ごとの試験結果の平均値とする（表A.3.2）。

表A.3.2 材料特性

(1) コンクリート		(2) 鉄筋		
部位	σ_B : 上段、 E_c : 下段	材種	径	σ_y
1～5階	29.5 MPa	SD295	D13	361MPa
	21.9 GPa		D16	330MPa
6階～	28.5 MPa	SD345	D25	358MPa
	21.9 GPa		D29	368MPa

部材の曲げに対する復元力特性は、危険断面におけるコンクリートのひび割れ、引張鉄筋の降伏により剛性が変化するトリリニア型を仮定する。弾性剛性は、鉄筋を無視したコンクリート断面で評価する。梁では、床スラブの片側協力幅をスパン長さの1/10として550mmとする。

部材の曲げモーメントー曲率関係における曲げひび割れ点および曲げ降伏点は、断面の平面保持を仮定し、材料の応力度ー歪度関係と力の釣合い条件を考慮した断面解析により精算する。鉄筋の応力度ー歪度関係は完全弾塑性とし、コンクリートの応力度ー歪度については、応力度上昇域はパラボラ形とし、下降域は直線形とする。コンクリート圧縮強度時の歪度は0.002とし、歪度0.006時の応力度を圧縮強度の20%とする。曲げ降伏点は、梁では引張側最内側鉄筋の引張降伏時とし、柱では最外鉄筋の引張降伏時とする。梁では、床スラブの有効幅内のスラブ筋を考慮する。腰壁付き梁の腰壁圧縮側の曲げでは、梁主筋の引張降伏が先行するが、その直後に最大耐力に達し、さらに腰壁の圧壊によって耐力低下を生じる。本解析ではこの耐力低下を考慮しない。最大耐力時の曲率は、曲げ降伏時の曲率の1.23～1.33倍である。

柱、梁の曲げ変形の算定では、逆対称曲げを仮想し、反曲点が部材中央に位置し、部材端から反曲点まで曲率が線形に分布すると仮定する。1層非構造壁、階段室壁の曲げ変形の算定では、純曲げを仮想し、部材中で曲率が一定に分布すると仮定する。曲げ降伏後の剛性は鉄筋の歪硬化を考慮し、いずれも弾性剛性の1.0%とする。

曲げに対する履歴特性は、Takeda-Slipモデル^{A.3.1)}を用いる。Takeda-Slipモデルを図A.3.4に示す。除荷時剛性低下係数 α は0.4とし、スリップ剛性低下指数 γ は、梁のスラブ引張側で1.0、その他では0.0とする。

柱、梁のせん断変形は曲げ変形に比例するものと仮定する。細長く高い階段室壁ではせん断変形は無視する。1層非構造壁のせん断変形は曲げ変形と独立に評価する。すなわち、壁のせん断に対する復元力特性は、壁のせん断ひび割れとせん断降伏により剛性が変化するトリリニア型とする。せん断弾性剛性 K_s は、式A.3.1による。

$$K_s = \frac{GA}{\kappa h} \quad (\text{A.3.1})$$

ここに、 G はコンクリートのせん断弾性係数、 A はパネル部と側柱の断面積の和、 h は内法高さ、 κ は形状係数で1層非構造壁については2.32である。壁のせん断ひび割れ強度は、壁パネル部の平均せん断応力度が $1.4\sqrt{\sigma_B}$ (σ_B [kgf/cm²])となる時^{A.3.1)}とし、せん断降伏強度として広沢式^{A.3.2)}によるせん断終局強度 Q_{su} を用いる。広沢式によるせん断終局強度 Q_{su} [kgf]は、式A.3.2である。

$$Q_{su} = \left[\frac{0.0679p_t 0.23(\sigma_B + 180)}{\sqrt{M/QL} + 0.12} + 2.7\sqrt{\sigma_{wh}p_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right] b_e j \quad (\text{A.3.2})$$

ここに、 p_t :有効引張鉄筋比[%] = $100a_t/b_e(L-D/2)$ 、 a_t :引張側柱の主筋の断面積、 M/QL :せん断スパン比、 σ_{wh} :水平せん断補強筋の降伏点応力度[kgf/cm²]、 p_{wh} :有効水平せん断補強筋比 = $a_{wh}/b_e x$ 、 x :水平せん断補強筋の間隔、 σ_0 :全断面積に対する平均軸方向応力度[kgf/cm²]、 b_e :全断面と等価な長方形の幅[cm]、 $j = 7/8(L-D/2)$ 、 L :壁の全長さ[cm]、 D :圧縮側柱のせい[cm]である。

開口に対する耐力低下率 r は式A.3.3とする。

$$r = 1 - \ell_0 / \ell \quad (\text{A.3.3})$$

ここに、 ℓ_0 :開口部の長さ、 ℓ :側柱中心間距離である。

せん断降伏後の剛性は、弾性剛性の0.1%とする。せん断に対する履歴特性には、原点指向型モデルを用いる。原点指向型モデルを図A.3.5に示す。

(3) 入力地震動

本構造物の近辺では強震記録がないので、震度Ⅶ地域付近にあり本構造物から西へ約3km離れた大阪ガス葺合営業所記録N30W成分（5～15秒、最大加速度 8.02m/s^2 ）を入力地震動として使用する。使用する地震動の加速度時刻歴を図A.3.6に示す。

(4) 応答計算

減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数は弾性1次モードに対して5.0%とする。

A.3.2 解析結果

(1) 層せん断力と変位

解析ケースAおよびDの1層せん断力応答－全体変形角応答関係を図A.3.7に、各解析ケースの応答層間変形角分布を図A.3.8に示す。層せん断力の正方向は、上層を北向き（ $Y_7 \rightarrow Y_1$ ）に、下層を南向き（ $Y_7 \rightarrow Y_1$ ）にせん断する向きとし、変位の正方向は北向きとする。層せん断力は構造物の総重量25.1MNで除している。

解析ケースAは保有水平耐力が最も小さく、最も大きな応答変位を生じる。最上階最大応答変位は $1/50\text{rad}$ 、最大応答層間変形角は1～4層で $1/30\text{rad}$ 程度に達する。解析ケースBで1層非構造壁を考慮することにより、特に1,2層の応答層間変形角が減少し、それぞれ解析ケースAの38%,62%である。解析ケースCで階段室壁を考慮することにより、特に1～4層の応答層間変形角が減少し、解析ケースAの60～66%である。1層非構造壁と階段室壁の両者を考慮する解析ケースDでは、最大応答層間変位は1層で26%に、2～4層で約40%に激減する。1層非構造壁あるいは階段室壁が建物の応答変位に及ぼす影響は非常に大きい。

(2) 降伏ヒンジ発生状況

各解析ケースについて各階梁の部材端回転角に関する塑性率を図A.3.9に、解析ケースAおよびDについて、降伏ヒンジの発生状況を図A.3.10に示す。ただし、図A.3.9において解析ケースEについては、腰壁付き梁の腰壁圧縮側の塑性率を示している。

各解析ケースとも、1層の柱脚、2～7階の梁端、8層壁に接続する7層 $Y_1 \sim Y_4$ 柱の柱頭、セットバックにより最上層となる6層 $Y_4 \sim Y_7$ 柱の柱頭に曲げ降伏が生じる1～7層崩壊型である。1層非構造壁を考慮した解析ケースBおよびDでは、2層 Y_6, Y_7 柱の柱脚、1層袖壁付き $X_1 Y_6, Y_7$ 柱の柱頭、柱脚で曲げ降伏が生じ、1層 $X_2 Y_6 \sim Y_7$ 非構造壁でせん断降伏が生じる。解析ケースCおよびDで考慮した階段室壁では、1層壁脚から2層壁脚までと、6層壁頭から8層壁脚までで曲げ降伏が生じる。

解析ケースAでは地震動の早期に降伏機構を形成し、2～4階の梁端および1層の柱脚で応答塑性率は10.0に達し、最大は2階梁で11.9である。解析ケースDでは、2～6階梁の応答塑性率は約4.0であり、最大は5階梁で4.6である。解析ケースEの腰壁付き梁の腰壁圧縮側について、2～6階梁の応答塑性率は1.6～3.5であり、7階梁の最大応答曲げモーメントは降伏強度未満である。

各解析ケースによる梁の降伏ヒンジの発生位置は、各階梁端で顕著な曲げひび割れが観測されたことと対応するが、解析ケースAによる応答塑性率は、実際の被害程度と比較して過度に大きい。一方、特に4, 5階の梁端の損傷が顕著だったこと、2層の柱脚で曲げ圧壊が見られたこと、1層非構造壁でせん断すべり破壊が生じたこと、あるいは階段室壁では1層に集中して曲げひび割れが見られたことについて、1層非構造壁および階段室壁をともに考慮した解析ケースDの結果が被害状況と最も適合する。解析ケースEの7階を除く腰壁付き梁の応答塑性率が十分大きいことから、梁が最大耐力に達し、腰壁の圧壊が生じていることが説明できる。以降、解析ケースDおよびEによる解析結果と実際の被害との比較検討を行う。

(3) 柱のせん断ひび割れ

解析ケースDおよびEの各柱について、応答せん断力のせん断ひび割れ強度に対する比の最大値を算出し、 X_2Y_2 柱および X_1Y_5 柱について表A.3.3に示す。せん断ひび割れ強度 Q_c の算定には荒川mean式^{A.3.3)}を用いる。荒川mean式によるせん断ひび割れ強度 Q_c [kgf]は式A.3.4である。

$$Q_c = \frac{0.0612(\sigma_B + 500)}{M/Qd + 1.7}bj \tag{A.3.4}$$

ここに、 b : 断面幅、 j : 主筋中心間距離である。

表A.3.3 柱の応答せん断力／せん断ひび割れ強度

解析 ケース	位置	層						
		1	2	3	4	5	6	7
D	X_2Y_2 柱	1.39	1.55	1.14	1.01	1.18	0.83	0.95
	X_1Y_5 柱	1.30	1.49	1.19	1.05	0.98	1.07	
E	X_2Y_2 柱	1.54	1.20	1.10	0.95	1.02	0.80	1.00
	X_1Y_5 柱	1.30	1.63	1.29	1.23	1.20	1.16	

網掛けは腰壁付き柱を示す。

解析ケースDにおいて、柱の応答せん断力は1, 2層の柱でせん断ひび割れ強度を超え、3～7層の内柱でせん断ひび割れ強度と同程度、2層を除く外柱でせん断ひび割れ強度未満である。この解析結果は、実際の被害において2～6層の内柱でせん断ひび割れが発生したこと、その内、2層で最も損傷が著しく、3～5層で同程度であったことと良く対応する。しかし、1層の柱の損傷が相対的に小さく、7層の柱の損傷が激しかった実際の被害を説明できない。

解析ケースEで腰壁を考慮することにより、2～6層の腰壁付き柱のせん断力のせん断ひび割れ強度に対する比が大きくなり、実際の被害においてこれらの柱では同一層の他の柱よりも若干損傷が著しかったことと対応する。しかし、解析によれば、1層袖壁上の2層 X_1Y_6 , X_1Y_7 柱では終局強度型耐震設計指針^{A.3.4)}A法によるせん断終局強度を超えるせん断力が生じ、実際の被害と対応しない。

2階 X_1Y_6 - Y_7 梁の1層袖壁と接続する部分を剛とする仮定と、腰壁による短柱化の効果により、2階 X_1Y_6 - Y_7 梁の曲げ降伏に先行して、2層 X_1Y_6 , X_1Y_7 柱の柱脚で腰壁上端をフェース位置とする曲げ降伏が生じ、2層 X_1Y_6 , X_1Y_7 柱では著しく大きなせん断力が生じる。袖壁のモデル化と、腰壁圧壊後の接合部剛域の減少に関するモデル化は今後の検討課題である。

(4) 柱梁接合部のせん断ひび割れ

解析ケースDおよびEの各柱梁接合部について、応答せん断力のせん断ひび割れ強度に対する比の最大値を算出し、 X_1Y_2 柱および X_1Y_5 柱について表A.3.4に示す。内柱梁接合部における入力せん断力 V_j は式A.3.5とする。

$$V_j = T_1 + T_2 - \frac{1}{2}(V_{c上} + V_{c下}) \quad (A.3.5)$$

ここに、 T_1, T_2 は、接合面における梁の上端引張力と反対面における下端引張力で、断面解析における主筋の引張力ー曲げモーメント関係から逆に評価する。また、 $V_{c上}$, $V_{c下}$ は上層および下層の柱のせん断力である。せん断ひび割れ強度 V_{jc} の算定は式A.3.6を用いる。

$$V_{jc} = \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_0 \cdot \sigma_t \cdot t_p \cdot j_c} \quad (A.3.6)$$

ここに、 $\sigma_t = 1.6\sqrt{\sigma_B}$ (σ_B [kgf/cm²])、 σ_0 ：軸方向応力度、 t_p ：接合部有効幅、 j_c ：柱の曲げ応力中心間距離である。

表A.3.4 柱梁接合部応答せん断力／せん断ひび割れ強度

解析 ケース	位置	階					
		2	3	4	5	6	7
D	X_1Y_2 柱	0.99	1.24	1.14	1.07	0.99	1.17
	X_1Y_5 柱	1.10	1.36	1.22	1.22	1.12	0.37
E	X_1Y_2 柱	0.98	1.24	1.09	1.04	0.96	0.90
	X_1Y_5 柱	1.02	1.14	1.00	0.96	0.82	0.28

網掛けは、腰壁付き柱梁接合部を示す。

解析ケースDでは、すべての内柱梁接合部で応答せん断力はせん断ひび割れ強度程度であり、実際の被害と良く対応する。2階梁は3階梁と比較して、断面が大きく、主筋量が同一であるため、せん断ひび割れに対する余裕が多少大きい。同一階内の比較では、セットバックによる長期柱軸力の違いにより、 $Y_4 \sim Y_6$ 柱の方がせん断ひび割れ強度が大きい。

解析ケースEで腰壁を考慮することにより、腰壁付きが接続する柱梁接合部における比が小さくなる。腰壁付き梁では曲げ降伏時の梁主筋の引張力は同一であるが、腰壁付き柱のせん断力が大きくなるため、柱梁接合部せん断力は小さくなる。腰壁の圧壊に伴って柱せん断力が減少していく過程で、より大きなせん断力が入力される。

(5) 非構造部材の影響

解析ケースDについて、1層 X_2Y_6 - Y_7 非構造壁および階段室壁の負担せん断力の1層せん断力に占める割合を表A.3.5に、階段室壁の曲げモーメント分布を図A.3.11に示す。

表A.3.5 非構造壁せん断力／1層せん断力（解析ケースD）

時刻	X_2Y_6 - Y_7 壁	階段室壁
弾性時	0.41	0.20
1層せん断力最大時	0.38	0.028

1) 1層の非構造壁

1層 X_2Y_6 - Y_7 壁のせん断力が1層せん断力に占める割合は、弾性時に41%と非常に大きい。この割合は、壁のせん断ひび割れ発生後一旦低下するが、壁のせん断降伏に先行して柱脚の曲げ降伏が生じ再び上昇し、1層せん断力応答最大時に38%である。この壁の特性が建物1層の復元力特性に及ぼす影響は非常に大きい。

2) 階段室壁

1層で階段室壁のせん断力が1層せん断力に占める割合は弾性時に20%と大きいですが、1層壁脚から1層壁頭へ曲げ降伏が進展することによってその割合は低下し、1層せん断力最大時に2.8%である。

階段室壁の曲げモーメントは4層壁脚付近に反曲点をもつ分布となる。3, 4層の層間変形が大きいラーメンと階段室のような曲げ壁が接続する解析ケースDでは、階段室壁は3, 4層でのみ大きなせん断力を負担する。階段室壁のせん断力が層せん断力に占める割合は、最上階変位応答最大時に3層で25%、4層で16%である。

3) 腰壁

解析ケースEにおいてさらに腰壁を考慮することにより、腰壁が接続する部材について、前述のように、梁の端部回転角は減少し、柱の応答せん断力は上昇し、逆に、柱梁接合部の応答せん断力は減少する。この傾向は上層ほど顕著である。腰壁断面は2～7階で共通であるため、梁断面の小さい上階の梁に対してほど剛性および曲げ降伏強度に及ぼす影響が大きい。腰壁圧壊後の梁の耐力低下や柱梁接合部の剛域の減少に関するモデル化は、今後の検討課題である。

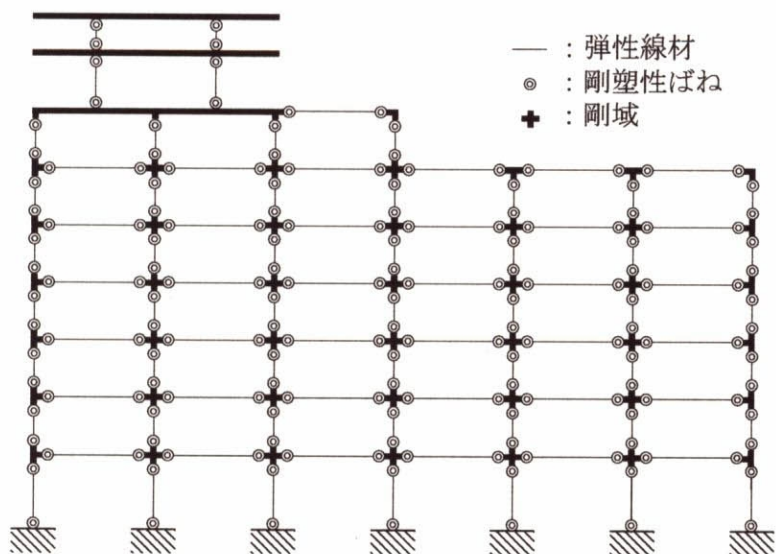
参考文献

A.3.1) 壁谷澤寿海ほか:一日米共同研究—鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する研究、第6回日本地震工学シンポジウム講演集、pp.1161-1168、1982年。

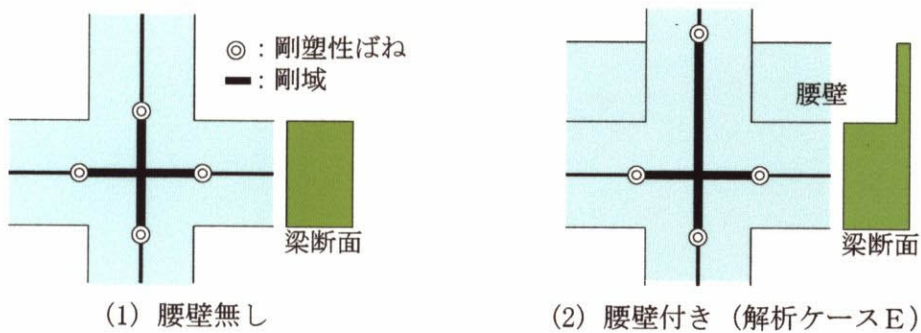
A.3.2) 広沢雅也:既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析、建築研究資料、No. 6、1975年3月。

A.3.3) 荒川卓:鉄筋コンクリートばりの許容せん断応力度とせん断補強について、コンクリートジャーナル、Vol. 8、No. 7、pp.11-20、1970年。

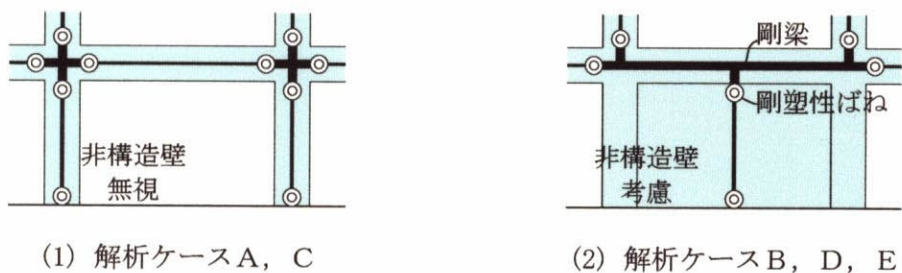
A.3.4) (社)日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、(社)日本建築学会、337pp.、1990年。



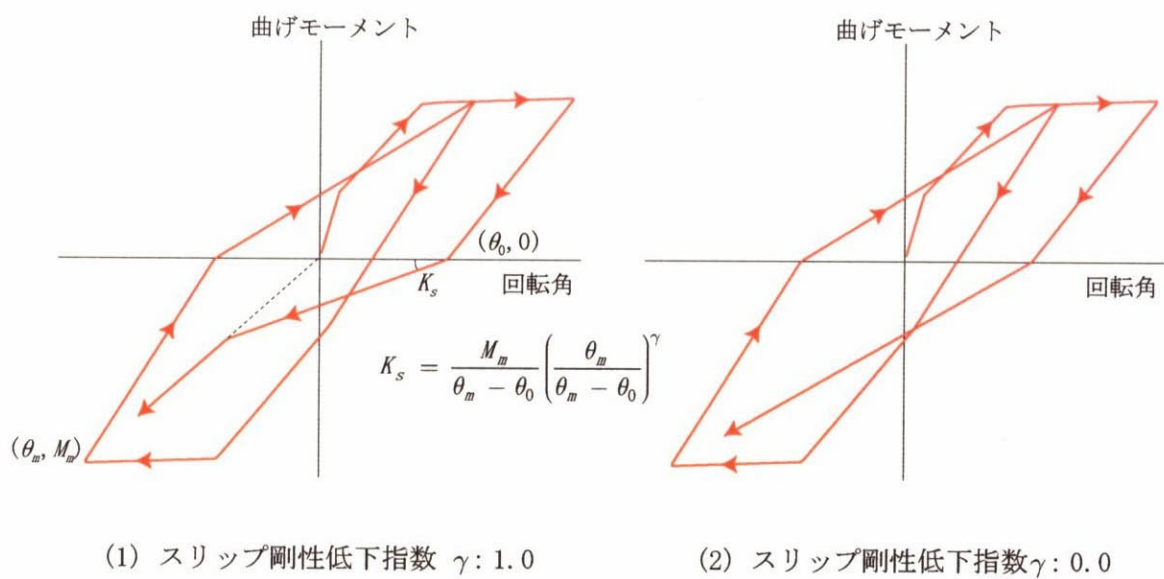
図A. 3.1 骨組のモデル化（解析ケースA）



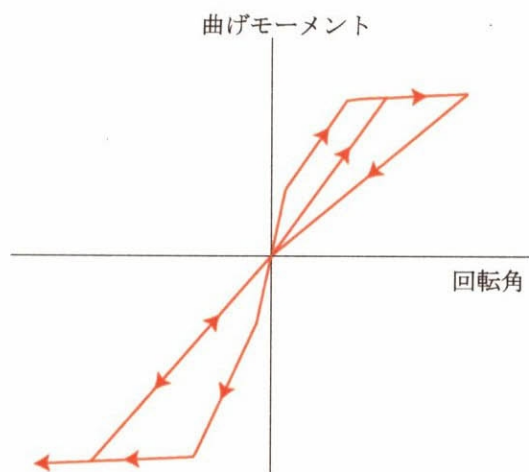
図A. 3.2 柱梁接合部のモデル化



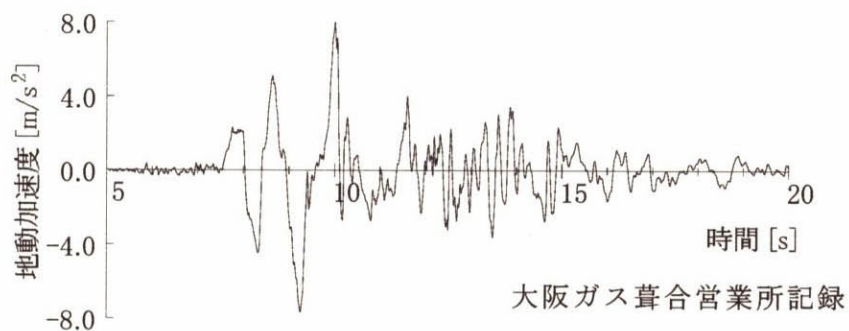
図A. 3.3 1層非構造壁のモデル化



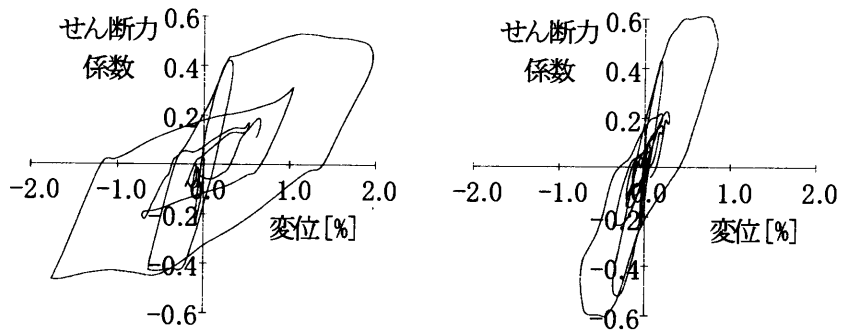
図A. 3. 4 Takeda-slipモデル



図A. 3. 5 原点指向型モデル



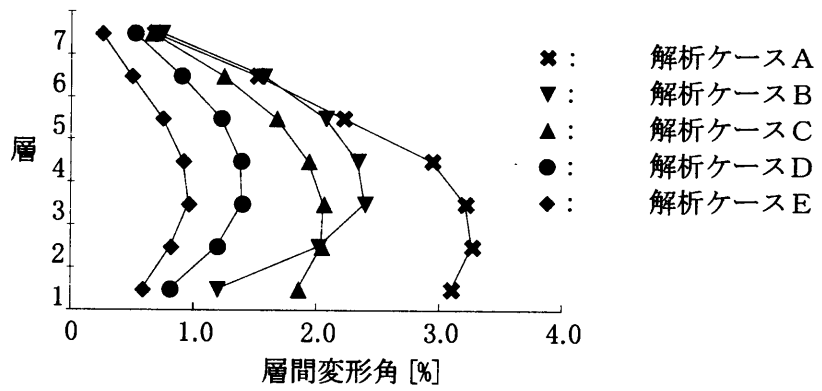
図A. 3. 6 入力地震動



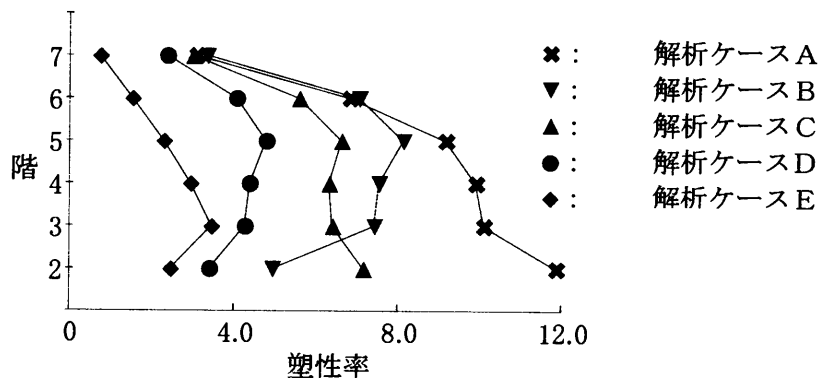
(1) 解析ケースA

(2) 解析ケースD

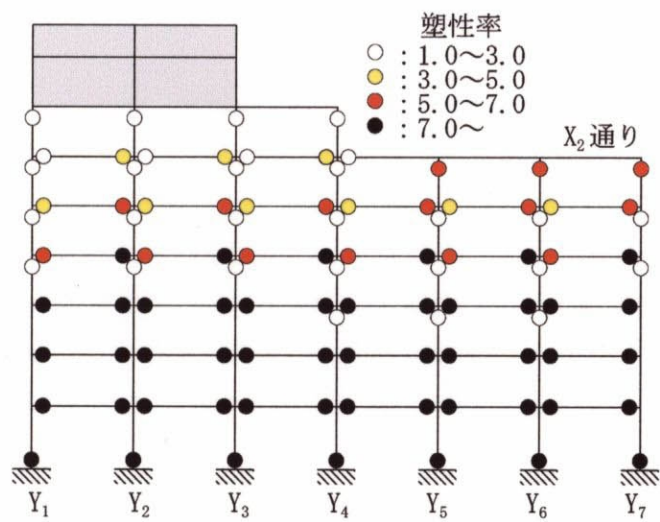
図A. 3. 7 1層せん断力応答一最上階変位応答関係



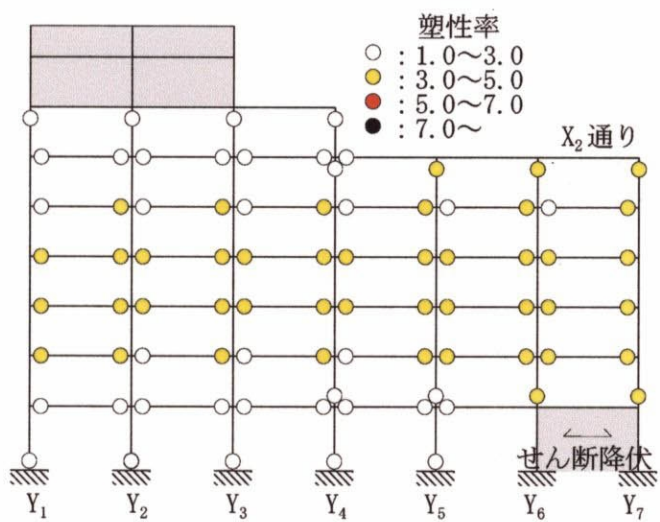
図A. 3. 8 最大応答層間変形角



図A. 3. 9 梁の塑性率の分布

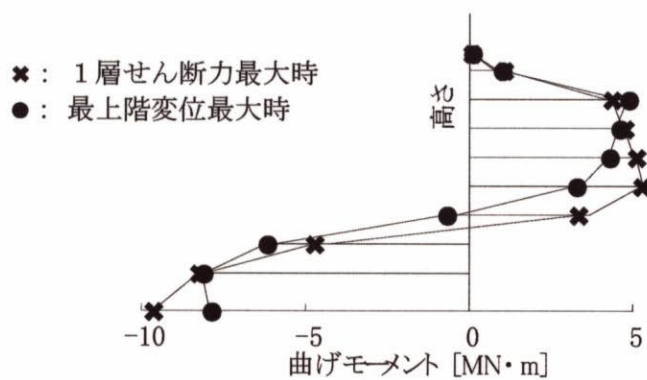


(1) 解析ケース A



(2) 解析ケース D

図A. 3. 10 降伏ヒンジ発生状況



図A. 3. 11 階段室壁の曲げモーメント分布 (解析ケース D)

A.4 まとめ

1995年兵庫県南部地震において、鉄筋コンクリート造建物“ジュネス六甲”は、梁曲げ降伏型全体機構を形成し、それと同時に、柱のせん断ひび割れおよび柱梁接合部のせん断ひび割れも多く見られた。柱のせん断ひび割れの多くは、損傷度Ⅱ～Ⅲ程度の軽微なものである。腰壁や斜めに取り付く小梁によって大梁の変形が拘束され柱梁接合部に変形が集中すること、また、柱に対して梁が建物外面側に偏心して接合することにより、柱梁接合部の建物外面側に顕著な被害が見られたが、その被害程度から柱梁接合部のせん断耐力が低下するまでには至っていないものと判断される。構造部材の破壊に影響しないよう設計された非構造壁の処理の効果が見られなかった面はあるが、総じて、強い地震動に対して崩壊しないという当初の設計目標は達成されたと考えられる。

構造部材の損傷が建物全体に分散したことや、非構造部材にも顕著な損傷が見られたことが、補修費を嵩ませ、外観の美しさを保ちながら補修することを困難にしている。被災度区分判定においては、これらも考慮し得る方法の確立が必要である。

この鉄筋コンクリート造建物“ジュネス六甲”について、非構造部材のモデル化をパラメータとする弾塑性地震応答解析を行い、実際の被害と比較検討した。

- (1) R C造非構造部材を無視した解析では、実際の被害程度と比較して過大な応答が算出された。R C造非構造部材が建物の応答に及ぼす影響は大きく、これらを適切に考慮しなければならない。
- (2) R C造非構造壁を考慮した解析により、梁端の降伏ヒンジの発生状況、柱および柱梁接合部のせん断ひび割れ発生状況について、実際の被害を良く模擬できた。しかし、7層の柱のせん断ひび割れが顕著だったこと、1層の柱の損傷が小さかったことについて、解析では再現されなかった。
- (3) さらに腰壁を考慮することにより、腰壁が接続する柱のせん断力は増大し、逆に腰壁が接続する柱梁接合部のせん断力は減少した。腰壁圧壊後の梁の耐力低下や柱梁接合部の剛域の減少に関するモデル化について、今後の検討課題が残った。

謝辞

本論文は、私が東京大学大学院工学系研究科に助手として在職していた間に行った研究をまとめたものである。本論文の作成にあたり、数多くの方々からのご支援を賜り、ここに厚く御礼申し上げます。

東京大学教授 小谷俊介先生には、研究の当初から論文校正に至るまでご指導いただきました。私が東京大学在学中より 11 年間という長きにわたり一貫してご指導いただき、つねに研究に専念できる環境を与えて下さいました。ここに深く御礼申し上げます。

東京大学教授 藤野陽三先生、東京大学教授 壁谷澤寿海先生、東京大学助教授 大井謙一先生、東京大学助教授 塩原等先生には、本論文の副査をお引き受けいただき、深く感謝申し上げます。特に、塩原等先生には、毎日の研究室生活において、直接ご指導いただいたのみならず、研究に対する真剣な態度を教えていただきました。壁谷澤寿海先生には、(社)日本建築学会における委員会活動でお世話になり、数多くの有益なご助言、ご指導を賜りました。ここに記して厚く御礼申し上げます。

最後に、助手として未熟な私を支え、惜しみないご助力をいただいた、東京大学大学院工学系研究科建築学専攻小谷・塩原研究室の先輩諸氏、後輩諸子ならびに秘書の方々に感謝申し上げます。

なお、本研究の一部は、文部省科学研究費補助金、基盤研究(A1) (代表者: 東京大学小谷俊介教授、課題番号 08305022)、および、奨励研究(A) (課題番号 10750423) の一部として実施した。ここに記して感謝申し上げます。

平成 14 年 11 月 15 日

松 森 泰 造