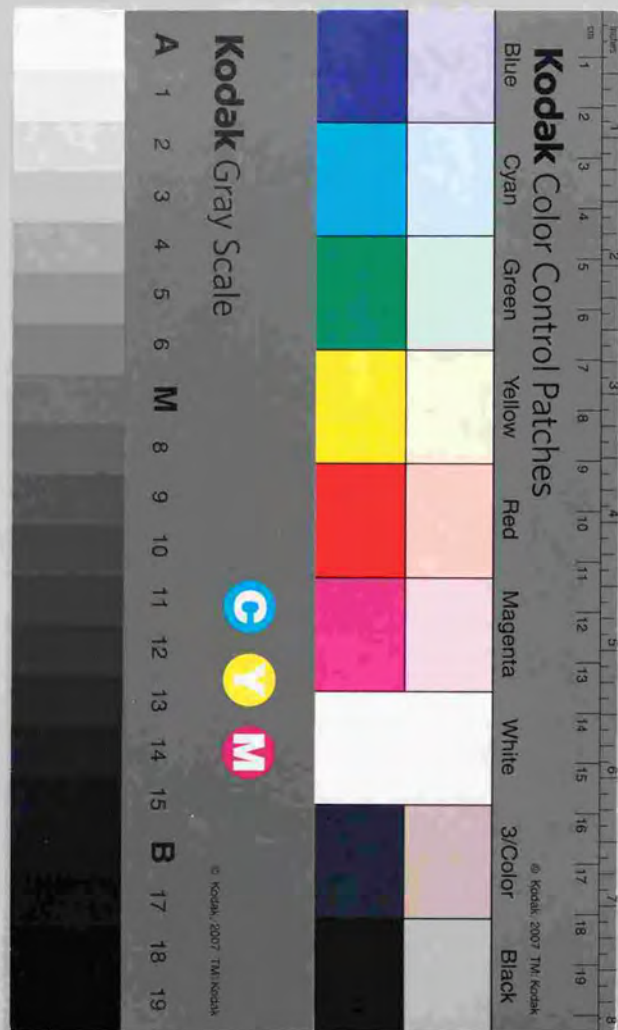


鉄骨構造剛接骨組の耐震性能に及ぼす
柱―梁―パネル耐力比の影響に関する研究

長谷川 隆



鉄骨構造剛接骨組の耐震性能に及ぼす
柱一梁一パネル耐力比の影響に関する研究

長谷川 隆

目 次

第1章 序	
1.1 研究の目的	1
1.2 研究の概要	2
1.3 既往の研究	3
第2章 骨組の地震応答に及ぼす柱・梁・パネル耐力比の影響	
2.1 序論	7
2.2 地震応答解析の方法	7
2.2.1 解析モデル	7
2.2.2 解析骨組の設定	8
2.2.3 部材の損傷指標と入力地震動	10
2.3 骨組への地震入力エネルギー	11
2.4 柱・梁・パネル耐力比が骨組の損傷に及ぼす影響	12
2.4.1 柱・梁・パネル耐力比と塑性化部位の関係	12
2.4.2 骨組耐力と部材の損傷の関係	13
2.4.3 1階柱下端部の損傷	15
2.4.4 累積塑性変形倍率と最大塑性率の関係	16
2.4.5 接合部パネル2次剛性の影響	17
2.5 柱・梁・パネル耐力比が骨組の損傷集中に及ぼす影響	18
2.5.1 骨組の損傷集中特性	18
2.5.2 最大層間変形角への影響	20
2.6 振動台実験の方法	23
2.6.1 試験体及び加振装置	23
2.6.2 計測方法	25
2.6.3 加振方法	26
2.7 振動台実験の結果	27
2.7.1 弾性固有周期及び減衰	27
2.7.2 試験体への総エネルギー入力	27
2.7.3 各試験体の弾塑性応答性状	28
2.7.4 パネル耐力比と部材の損傷の関係	34
2.8 結論	37
第3章 柱・梁・パネル耐力比に基づく鉄骨造建物の損傷予測	
3.1 序論	38
3.2 鉄骨造建物の各部材の損傷予測	38
3.2.1 損傷予測のために必要な計算	38
3.2.2 柱・梁・パネル耐力比と部材の損傷の関係	40
3.2.3 入力エネルギーとベースシヤール係数の関係	42

3.2.4 建物層数と損傷の関係	42
3.3 例題建物の損傷予測と地震応答解析	45
3.3.1 建物の概要	45
3.3.2 例題建物の損傷予測	46
3.3.3 例題建物の地震応答解析	47
3.4 結論	51

第4章 現行耐震規定で試設計された建物の耐震性能

4.1 序論	52
4.2 解析建物の設計条件と入力地震動	52
4.2.1 骨組形状と設計条件	52
4.2.2 解析条件	52
4.2.3 入力地震動	53
4.3 解析骨組の力学特性	54
4.3.1 固有周期	54
4.3.2 骨組の耐力	54
4.3.3 骨組の柱-梁-パネル耐力比	55
4.4 解析骨組の地震応答解析結果	56
4.4.1 骨組への入力エネルギー	56
4.4.2 各層の最大層間変形角	57
4.4.3 各層の損傷分布	58
4.4.4 最大塑性率と累積塑性変形倍率の関係	60
4.4.5 上下動の影響	61
4.5 損傷予測と応答解析結果の比較	62
4.6 結論	65

第5章 1995年兵庫県南部地震で被災した建物の弾塑性応答性状

5.1 序論	66
5.2 建物と被害の概要	66
5.2.1 建物の概要	66
5.2.2 建物の被害状況	68
5.3 解析方法と入力地震動	69
5.3.1 解析方法	69
5.3.2 解析条件	69
5.3.3 入力地震動	70
5.4 解析骨組の力学特性	71
5.4.1 全体骨組の固有周期と耐力	71
5.4.2 全体骨組の柱-梁-パネル耐力比	71
5.5 被災建物の地震応答解析	71
5.5.1 最大層間変形角と損傷分布	71

5.5.2 被災建物への地震入力エネルギーの大きさの推定	72
5.6 パネルに地震エネルギーを吸収させた骨組の地震応答解析	75
5.6.1 解析骨組の設定方法	75
5.6.2 骨組の損傷の比較	75
5.6.3 骨組の最大層間変形角及び残留層間変形角	77
5.7 柱脚耐力が建物の損傷に及ぼす影響	78
5.7.1 解析方法及び入力地震動	78
5.7.2 最大層間変形角と損傷分布	80
5.8 結論	82

第6章 柱-梁-パネル耐力比に基づく鉄骨造建物の耐震設計法

6.1 序論	83
6.2 柱-梁-パネル耐力比に基づく骨組の耐震設計法	83
6.2.1 設計法の特徴	83
6.2.2 設計フローと解説	84
6.2.3 層数及び入力エネルギーの大きさによる修正	95
6.2.4 高さ方向の耐力バランス	96
6.2.5 提案した設計法による設計の結果	98
6.3 設計された骨組の地震応答性状	100
6.3.1 解析方法	100
6.3.2 固有周期と入力エネルギー	100
6.3.3 地震応答解析の結果	101
6.4 結論	104

第7章 結語

付録1 柱-梁-パネル耐力比と部材の損傷の関係一覧	109
付録2 解析骨組の軸組及び部材断面	114
付録3 設計結果一覧	117
参考文献	121
本論文に関する既公表文献	125
謝辞	127

第1章 序

1.1 研究の目的

1995年兵庫県南部地震では多くの建物に様々な被害が生じた。鉄骨造建物においても様々な形態の被害が見られ、それらの被害原因の解明や今後の対策のため、現在も多くの機関で研究が行なわれている。この地震における中低層鉄骨造建物の典型的な被害形態の1つとして、梁端部が脆性的に破断する被害が報告されている。このような被害の建物は、主要な構造部材である梁が破断していることから、建物の被害としては大きな被害に分類されるが、倒壊や転倒を阻止できたという意味では、地震時における建物の最低限の耐震性能を満足した崩壊形式であったといえる。

しかし、現在の建築構造物における耐震設計の規範は、建物を構成する主要な部材を破断させないように設計することであろう。そのためには、地震時において梁端部に必要とされる塑性変形能力を把握しておく必要がある。地震時における梁端部の損傷は、地震動の特性や大きさに影響されるのは当然であるが、そのほか、梁に対する柱や接合部パネル（パネル）との耐力比も影響する。鉄骨造建物として現在最も普及している冷間成形角形鋼管柱とH形鋼梁からなる剛接骨組において、梁降伏型で設計していても、パネルの塑性化の可能性が指摘され、文献1-1)でもパネルによるエネルギー吸収が建物全体の1/3程度と見込んでいる。このようなパネルのエネルギー吸収効果によって梁の損傷も変化するはずであり、梁に限らず、柱やパネルの地震時における必要塑性変形能力は、柱、梁、パネル相互の耐力比（柱-梁-パネル耐力比）及び骨組全体の耐力が密接に関係すると考えられる。

兵庫県南部地震で被害を受けた鉄骨造建物の中にも、梁の破断と同時にパネルが降伏している被害事例が見られた（写真1-1）。このような被害の建物では、梁端部の破断が著しいものもあればそれほど著しくないものもあった。このような梁端部の破断状況の違いにパネルのエネルギー吸収効果が関係しているかどうか明らかにするうえでも、柱-梁-パネル耐力比及び骨組全体の耐力と骨組の応答や各部材の損傷の関係を把握しておく必要がある。

本研究の目的は、地震応答解析と振動台実験によって、鉄骨構造剛接骨組（鉄骨造骨組）の地震応答に及ぼす柱-梁-パネル耐力比と骨組全体の耐力の影響を明らかにし、それらの結果を利用して、骨組の崩壊型と部材の損傷レベルが制御できる耐震設計法を提案することである。



写真1-1 梁端部の破断とパネルの降伏

1.2 研究の概要

本論文は7章で構成されている。以下に各章の概要を述べる。

第2章では、地震応答解析と振動台実験によって、鉄骨造骨組の地震応答性状に及ぼす柱・梁・パネル耐力比の影響を調べる。地震応答解析では、5層の無限均等骨組を解析対象にして、柱・梁・パネル耐力比、骨組全体の耐力と各部材の損傷との定量的関係を明らかにする。また、柱・梁・パネル耐力比が骨組の損傷集中特性に及ぼす影響を検討し、パネルによるエネルギー吸収によって特定層への損傷集中が緩和されることを示す。振動台実験では、柱・梁・パネル耐力比を変化させた4体の骨組試験体を用いて、パネルによるエネルギー吸収の割合が変化することによって、骨組全体のエネルギー吸収能力と各部材の塑性変形状にどのような影響が生じるか検討し、パネルによるエネルギー吸収の割合が多くなることによって、骨組全体のエネルギー吸収能力も大きくなることを示す。

第3章では、第2章の地震応答解析結果を基にして、設計された鉄骨造骨組の地震時における各部材の損傷を予測する方法を提案する。この損傷予測法は、設計された骨組のベースシヤール係数(α_1)、各節点の柱/梁耐力比(R_c)、パネル耐力比(R_p)を算定し、骨組の層数の影響を考慮することによって、各部材の損傷を予測するものである。この損傷予測法によって、架構形状が異なる3つの骨組を対象にして、各部材の損傷予測を行なうとともに、これらの骨組の地震応答解析結果と比較することによって、本章で示す損傷予測法がどのような形状の骨組に対して適用できるか、その条件を検討する。

第4章では、現行耐震規定によって設計された鉄骨造骨組が、どの程度の耐震性能を持っているか把握するために、架構形状や層数が異なる11の鉄骨造骨組の地震応答解析を行ない、その保有水平耐力や各層の最大層間変形及び柱、梁、パネルに生じる損傷について調べる。また、第3章で提案した損傷予測法によってこれらの骨組の損傷予測を行ない、地震応答解析結果と比較することによって、損傷予測による各部材の損傷が、地震応答解析による損傷に対して、2~3倍の精度で安全側に予測されていることを示す。

第5章では、兵庫県南部地震で低層階の梁端部が破断した5階建の鉄骨造建物解析対象にして、入力エネルギーの異なる3つの地震動を用いた地震応答解析を行い、主に以下の3項目の検討を行なう。

①応答解析から得られる被災建物全体の損傷分布や梁端部の履歴性状を、この建物の梁端部の破断分布や、この建物の柱梁接合部を切り出した試験体による破断再現実験の結果と比較することにより、この建物への地震入力レベル及び弾塑性応答の推定を行なう。解析の結果から、この建物へは、損傷に寄与するエネルギーの速度換算値(V_p)で300cm/sec程度が入力があったと推定している。

②梁の破断を防止するため、梁以外の耐震要素としてパネルのエネルギー吸収能力に着目し、パネルで積極的に地震エネルギーを吸収するように改良した骨組の地震応答解析を行ない、被災した骨組と改良した骨組の弾塑性性状の比較を行なう。解析の結果、骨組の柱・梁・パネル耐力比を変化させ、パネルに地震エネルギーを吸収させる骨組では、梁の損傷を小さくすることができることを示す。

③解析対象とした建物は低層階に被害が集中したことから、柱脚の耐力と建物の損傷分布の関係について検討し、柱に対する柱脚の耐力が小さい骨組ほど、低層階の層間変形が大きくなる傾向があることを示す。

第6章では、本研究の最終目的である柱・梁・パネル耐力比と部材の損傷の関係に基づく鉄骨造骨組の耐震設計法の提案を行ない、その設計手順を示す。この設計法は、第2章の地震応答解析の結果から得られた柱・梁・パネル耐力比と構成部材の損傷の大きさの関係(付録1参照)を直接利用して設計を行なうものである。提案した設計法によって数例の骨組を設計し、それらの骨組の地震応答解析を行なうことによって、本章で提案した設計法で、パネルの設計も含めて設計した骨組では、想定した崩壊型と部材の損傷が、安全側に制御できていることを示す。

第7章では、各章で得た結論をまとめている。

1.3 既往の研究

ここでは本論文に関連する既往の研究を概観し、それらの研究と本論文との関係について述べる。

〈部材相互の耐力比が動的外乱下における骨組の応答性状に及ぼす影響に関する研究〉(第2章)

動的な外乱下における骨組の応答性状に、部材相互の耐力比がどのような影響を及ぼすか検討したものとして、骨組の崩壊機構と柱と梁の部材耐力比の関係に着目した研究が、鉄筋コンクリート及び鉄骨構造の両分野で数多く行なわれている。このうち鉄骨構造に関する研究をいくつか紹介する。

秋山¹²⁾は、柱脚が固定及びビンの5層1スパン骨組について地震応答解析を行ない、梁降伏型がほぼ実現するための梁に対する柱の割り増しは、柱の多少の塑性化を許容した場合、1.3以上必要であるとしている。寺本¹³⁾も、10層の無限均等骨組によって、高さ方向の耐力分布が連続的に分布する場合と、実際の建物を想定した階段状の分布の場合について、4波の地震動で地震応答解析を行なっている。その結果、柱/梁耐力比が1.2以上の場合には、一部の柱頭、柱脚に塑性ヒンジが生じるが、ほぼ梁降伏型の性状となると述べている。また、階段上に分布する場合は、連続分布よりもやや応答量が大きくなるが、全体としては特定の層に損傷集中することなく、安定した性状となることを示している。小川¹⁴⁾は、骨組が倒壊するまでのエネルギー吸収能力と柱強度比 β (柱に対する梁の強度比)の関係に関して、層数を変化させた検討を行ない、骨組のエネルギー吸収を高めるための β の適正值は、0.6~0.7程度の範囲であることを理論的考察により示し、地震応答解析によって検証している。桑村¹⁵⁾は、梁降伏型の崩壊機構を阻害する因子として降伏耐力のばらつき、地震力のばらつき及び質量の高さ方向のばらつき等の影響を検討し、部材降伏耐力のばらつきが崩壊メカニズムに与える影響がきわめて大きいことを示し、全体崩壊を実現するための柱梁耐力比を低減するためには降伏耐力のばらつきを小さくする必要があることを示している。同様に中島¹⁶⁾は、部材耐力のばらつきが部材に要求される塑性変形にどのような影響を及ぼすか検討し、部材の M_p がばらつくことによって生じる部材の要求塑性回転角の変動を推定する方法を導き、モンテカルロシミュレーションにより検証している。

一方、柱にH形鋼を用いた場合には、一般に柱や梁部材の耐力よりもパネルの耐力が小さくなるのが指摘され、パネルが先行して塑性化する場合の骨組の耐震性能への影響が検討されている。中尾¹⁷⁾は、パネルに大きな塑性変形能力があることを示し、パネルのもつ塑性変形能力を積極的に活用する設計法が成り立つと述べている。河野¹⁸⁾は、パネル崩壊型骨組の動的な応答性状についての検討を行ない、地震応答解析によってパネル崩壊型の骨組では特定層への損傷集中を緩和する効果があることを示し、パネル崩壊型骨組が有効な1つの耐震的骨組構成であると述べている。その後、パネルの塑性変形を考慮した動的解析は、山成¹⁹⁾によっても行なわれ、柱が角形鋼管の場合でもパネルが先行降伏する場合には、上記と同様の効果があることを示し、パネルの耐力比の下限値は0.6程度と述べている。松尾²⁰⁾

¹⁴¹⁾も動的解析による検討を行ない、特定層への損傷集中が緩和される効果を示している。また、実際に建設されている中低層鉄骨造建物で、柱に冷間成形角形鋼管を使用した場合でも、パネルが柱や梁に比べて相対的に弱い場合が多いことが、田淵ら¹⁴²⁾によって指摘されている。山田ら¹⁴³⁾は、パネルの塑性化を考慮した骨組を使って、パネル形状と部材の構造ランクをパラメーターとした弾塑性応答解析を行ない、多層骨組の終局耐震性能について検討を行なっている。

海外での研究として、H.Krawinklerら¹⁴⁴⁾は、ノースリッジ地震で被災した建物及びSACモデル骨組を使ってパネルの塑性変形を考慮した骨組の静的弾塑性解析及び地震応答解析を行ない、解析でパネルに塑性変形が生じた部位に実際の破断も生じていることを示している。また、柱梁接合部における部材相互の耐力比の重要性を指摘するとともに、柱、梁、パネルに要求される変形角は、要求される層間変形角と同程度であろうと述べている。

このように鉄骨造骨組の部材相互の耐力比と骨組の応答性状に着目した研究においては、梁崩壊型を実現させるための柱と梁の耐力比とともに、パネルが先行して塑性化する場合の応答性状について解析が行なわれ、骨組の応答特性や各部材の塑性変形の大きさが検討されてきた。しかし、これらの研究における解析骨組の設定では、骨組の耐力や柱-梁-パネル耐力比が細かく設定されていないため、骨組全体の耐力や柱-梁-パネル耐力比と柱、梁、パネルの損傷との関係が明らかになっていない。本研究では、この点に着目し、骨組全体の耐力と柱-梁-パネル耐力比をパラメーターとして解析を行ない、柱、梁、パネルの損傷との関係を明らかにしている。また、パネルが塑性化する場合の損傷集中特性に関しては、柱-梁-パネル耐力比を変化させて解析を行ない、損傷集中指数を使って定量的に骨組の損傷集中の傾向を表している。

〈パネルの塑性変形能力に関する実験的研究〉(第2章)

パネルが塑性化する場合の柱梁接合部の力学性能に関する実験研究は、これまでに数多く行なわれてきている。

柱がH形鋼の場合では、中尾¹⁴⁵⁾は、パネルの塑性化が柱及び梁材端部の塑性化を早める現象を示し、X型試験体、十字試験体、ラーメンモデル試験体の実験を行なって、パネルの復元力特性評価法、パネル補強の効果、梁端部接合方法の影響の検討や、骨組の復元力とパネルの復元力の関係の定量的検討を行なっている。椋代、松尾¹⁴⁶⁾は、FBランクに相当する比較的薄肉の断面で構成される骨組について、単調載荷実験とともにFEM解析を行ない、パネルの耐力上昇に及ぼす要因を検討し、パネルの塑性変形能力について考察している。河野¹⁴⁷⁾は、骨組がパネル崩壊型となるためのパネル降伏比を検討し、それが0.42以下であることを示すと同時に、柱フランジの断面幅厚比の影響や直交梁の影響について検討している。D. J. Fieldingら¹⁴⁸⁾は、パネルのサイズや剛性、耐力の影響を考慮した骨組の解析法を示し、パネルの変形を考慮することの必要性を述べている。また、H.Krawinklerら¹⁴⁹⁾は、実験及び解析から得られたパネルの復元力特性に基づいて、パネルの履歴特性をモデル化し、パネルの設計方法について述べている。

柱に角形鋼管を使った場合について、田淵、金谷¹⁵⁰⁾は、角形鋼管の製法及び軸力比の違いによる接合部パネルの挙動を調べ、パネルの降伏耐力及び最大耐力の検討を行なっている。また、桑原、井上¹⁵¹⁾は、接合部パネルの部分実験及び十字形骨組試験体によって、製造方法、アスペクト比、軸力比及び載荷方向(0度、45度)を変化させ、剛性、耐力を含む履歴挙動を把握するための実験を行なっている。また、パネルのエネルギー吸収能力に関する検討¹⁵²⁾を行なっている。

これらの既往の研究は、パネルが早期に降伏する場合のパネルの耐力、剛性や復元力特性の定式化及

び骨組全体の挙動への影響等に関する検討であるが、パネルが早期に降伏する場合のパネル耐力と骨組全体のエネルギー吸収能力の関係や、パネル及び梁自体のエネルギー吸収能力の変化が、定量的に明らかにされているとは言い難い。

本論文では、エネルギー吸収能力に着目し、観測された地震動を使って、角形鋼管柱とH形鋼梁から成る骨組の振動台実験を行ない、パネル耐力比を変化させた場合に、骨組全体のエネルギー吸収能力や梁やパネルのエネルギー吸収能力がどのように変化するか、定量的に検討する。

〈地震時における骨組の損傷予測に関する研究〉(第3章)

地震時における建築構造物の損傷予測に関する研究としては、構造物を質点系に置き換え、各層への損傷分布を予測する研究が行なわれている。秋山¹⁵³⁾は、多層骨組の損傷分布則を損傷集中指数を用いて表し、それらが、柱降伏型骨組と梁降伏型骨組に適用できることを応答解析により示している。小川ら¹⁵⁴⁾、¹⁵⁵⁾は、せん断型多質点系モデルを対象として損傷分布を支配する基本則の提案を行ない、提案した分配則が損傷分布の定性的傾向、損傷分配率の平均的な値を予測できると述べている。また、正負2方向への塑性分布に着目した検討を行ない、全入力エネルギーの1/4がまず構造物の1方向での損傷として吸収されるとし、最大塑性率や塑性変形の1方向への片寄りについて検討している。原田¹⁵⁶⁾は、完全弾塑性型多質点せん断系の調和地動下における共振時の定常応答解を求め、その解から理論損傷分布則を導き、既往の損傷分布則と理論損傷分布則が整合のとれたものであることを示している。

これまでの研究は、主に、建物の高さ方向の損傷分布を予測することを試みたものであり、パネルの損傷を含めた部材の損傷予測に関する研究は行なわれていない。本論文では、地震応答解析で得られた結果を利用して、柱-梁-パネルの耐力比に基づいて、部材(柱、梁、パネル)の損傷を予測しようとするものである。

〈現行耐震規定で設計された鉄骨造建物の耐震性能に関する研究〉(第4章)

現行耐震規定で設計される鉄骨造建物の力学特性や耐震性能を調査した研究として、パネルの耐力比に着目した調査研究がある。田淵ら¹⁵⁷⁾は、大阪及び神戸市より提供された実施建物の設計図書を調査して、主に柱、梁、接合部パネル耐力比について分析を行なった。それによれば、中低層建物の場合は、実際の鋼材の降伏点を考慮した場合、接合部パネル耐力比(パネル耐力を柱または梁の耐力の小さい方で除した値)は、0.45~1.66に分布し、中央値0.88、変動係数が0.239であることを示し、柱に冷間成形角形鋼管を使用した場合でも、パネルが塑性化する可能性が高いことを示している。また、中高層骨組¹⁵⁸⁾も同様の傾向であることを示している。一方、関東地方の92件の中低層建物を対象にした田中ら¹⁵⁹⁾の調査でも、実際の降伏点に基づく場合、接合部パネル耐力比は、ほぼ0.8以上になることを示している。平野¹⁶⁰⁾は、中低層の住宅系建物について調査し、柱が角形鋼管の場合、公称値で計算すると、84%の接合部で接合部パネル耐力比が1以上となっていることを報告している。

これらの報告は、現行耐震基準で設計された建物の柱-梁-パネル耐力比の実態を調査したものであるが、これらの耐力比が、建物の地震時における耐震性能にどのような影響を及ぼすかは検討されていない。本論文では、現行耐震規定によって試設計された鉄骨造建物について、その柱-梁-パネル耐力比や保有水平耐力を調べるとともに、それらの建物の地震応答解析を実施し、最大層間変形角や各部材の損傷を調べ、現行耐震規定で設計された建物の耐震性能について検討する。

〈兵庫県南部地震で被災した鉄骨造建物の応答性状に関する解析的研究〉(第5章)

兵庫県南部地震で被害を受けた建物を解析の対象にして地震応答解析を行ない、その建物の被害状況と応答解析結果を照合することによって被災した建物の地震時応答を再現しようとする試みは、鉄骨造建物以外でも、数多く行なわれている。鉄骨造建物に関するこのような検討は、梁端部に破断した中層建物を解析の対象としたものが多い。寺岡ら¹²⁹⁾は、2~4階の梁端部に破断が集中した9階建て鉄骨造建物を対象にして、再現地震波による地震応答解析を行ない、解析で得られた梁端部の平均歪みと破断箇所を対応させることにより、破断したときの歪みレベルの検討を行なっている。寺田ら¹³⁰⁾は、震度7の地区で被災した3つの鉄骨造建物の応答解析を行ない、各建物への地震入力エネルギーの推定や、解析による履歴や損傷を実際の被害と比較してそれらの対応を検討している。一方、鶴飼ら¹³¹⁾は、超高層建物を解析の対象として地震応答解析を行ない、被害状況と解析結果の比較検討を行なっている。

本論文では異なる入力エネルギーの3つの地震動を使って、低層階の梁端部に破断した5階建て鉄骨造建物の地震応答解析を行ない、応答解析から得られる梁端部の損傷を実被害と比較し、その建物への地震動の入力レベルの推定を行なっている。この建物は、建物解体時に柱梁接合部を切り出して、その梁端部の載荷試験を行なっている。本論文では、その実験値と応答解析の結果を比較することによって、建物への地震動の入力レベルや梁端部の塑性履歴の評価を行なっている。また、パネルのエネルギー吸収効果と梁の損傷の関係や柱脚耐力と建物の応答の関係についても検討している。

〈崩壊型を考慮した鉄骨造骨組の耐震設計法に関する研究〉(第6章)

現行耐震規定の D_5 による保有水平耐力の検定は、骨組を構成する柱、梁部材の塑性変形能力に応じて骨組各層の必要保有水平耐力を定め、それを満たすように骨組の設計を行なうものであり、部材の塑性変形能力を有効に利用することを基本思想とした設計法である。しかし、骨組の崩壊型による損傷集中特性の違いを考慮していないため、柱崩壊型のように特定層に損傷集中が生じやすい場合は、必ずしも安全な設計とならないことも考えられる。

秋山¹³²⁾は、このような骨組の崩壊型の違いによる損傷集中特性を考慮して、骨組の層数と崩壊型(柱崩壊型、梁崩壊型、パネル崩壊型)に応じた部材別の D_5 を示し、設計された骨組がどの崩壊型になっても、耐震安全性が保証できる設計方法を提案している。桑村¹³³⁾は、骨組の地震時における崩壊機構に着目し、部分崩壊機構と全体崩壊機構では、骨組全体の变形性状に差が生じ、現行耐震規定の保有水平耐力の検定では、必ずしも一定の安全性が保証されないことを指摘し、骨組の崩壊機構に基づく設計方法を提案している。

実際の鉄骨造骨組では、地震時に柱崩壊、梁崩壊及びパネル崩壊型のような単独の崩壊型となって挙動する場合は少なく、むしろ柱、梁、パネルのそれぞれが複合して塑性化する場合が多く、このような応答においては、各部材の塑性化の状況は、骨組の柱、梁、パネル相互の耐力比(柱-梁-パネル耐力比)が大きく影響すると考えられる。本論文では、骨組各部材の損傷が骨組の柱-梁-パネル耐力比と密接な関係があることを利用して、骨組全体の耐力と柱-梁-パネル耐力比を指定して設計を進めることによって、設計する骨組の崩壊型と各部材(柱、梁、パネル)の損傷が制御できる設計法を提案している。

第2章 骨組の地震応答に及ぼす柱-梁-パネル耐力比の影響

2.1 序論

強地震に対して建物の柱及び梁部材に生じる塑性変形(損傷)が、その部材の保有する限界の塑性変形能力を超えないようにすることは、建物の耐震設計における規範と考えられる。そのためには、建物設計する段階で、その建物の各部材に生じると考えられる損傷がある程度把握できていなければならない。

一般に強震時における鉄骨構造剛接骨組(鉄骨造骨組)の応答では、梁または柱の塑性化に加えて接合部パネル(パネル)も塑性化する可能性が高く¹³⁴⁾、パネルでも地震エネルギーを吸収していると考えられる¹³⁵⁾。そのため、強震時に建物の梁や柱に生じる損傷の大きさは、パネルが吸収する地震エネルギーの割合によって、大きく変動する可能性があり、パネルが吸収する地震エネルギーの割合は、パネルと梁または柱との相対的な耐力比に影響すると考えられる。したがって、強震時に建物の梁や柱に生じると考えられる損傷を把握するためには、柱、梁、パネル相互の耐力比(柱-梁-パネル耐力比)、骨組全体の耐力と骨組各部材の損傷との定量的関係を調べる必要がある。

パネル及び仕口部の塑性変形を考慮した骨組の地震応答解析は、既にいくつか行われている。これらの研究では、パネルの塑性化による変位応答へ影響、パネル耐力比の下限値の検討¹³⁶⁾や、パネルの塑性変形を含む骨組の耐震性能¹³⁷⁾が検討されている。しかし、骨組全体の耐力及び骨組の柱-梁-パネル耐力比の変化によって、柱、梁、パネル各部材の損傷がどのように変化し、どの程度の大きさとなるか明らかにされていない。そのため現状では、設計された鉄骨造建物の耐力や柱-梁-パネル耐力比が把握できても、各部材にどの程度の損傷が生じるか不明確であり、鉄骨造建物の耐震安全性を部材レベルで検証するのは困難な状況にある。

本章では、鉄骨造骨組の地震応答に及ぼす柱-梁-パネル耐力比の影響を調べるために行った地震応答解析と振動台実験の結果を述べる。地震応答解析では、5層骨組を解析対象にして、骨組全体の耐力及び柱-梁-パネル耐力比が骨組各部材の損傷とどのような関係にあるかを定量的に明らかにする。また、柱-梁-パネル耐力比が骨組の損傷集中特性や最大層間変形角にどのような影響を及ぼすかを調べる。一方、振動台実験では、角形鋼管柱とH形鋼梁からなる鉄骨造骨組の梁とパネルの耐力比を変化させた4体の試験体の実験を行い、パネルでのエネルギー吸収の割合が変化すると、骨組の地震応答にどのような影響が生じるかを検討する。

2.2 地震応答解析の方法

2.2.1 解析モデル

地震応答解析を行なうための骨組解析モデルを図2-1に示す。これは、無限均等骨組を想定したものであり、柱1本と半スパンの片持ち梁から成る解析モデルである。この解析モデルの片持ち梁は、骨組の中柱に接続する左右の梁の強度の和を1本の片持ち梁に置換したものである。解析骨組の層数(N)は5とした。

骨組の解析手法は塑性ヒンジ法であり、解析モデルの柱、梁の材端部及びパネルは弾塑性ヒンジを有している。柱、梁部材は曲げ変形のみ生じるものとし、パネルはせん断変形のみ生じるものとした。柱軸方向力は生じないものとした。それぞれのヒンジの復元力特性は、図2-2で示すように各繰返しサイクルの降伏耐力が前回のサイクルの最大耐力になるbi-linear型を仮定した。その2次勾配は、

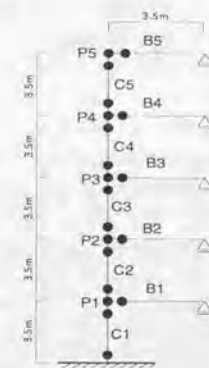


図2-1 解析モデル

柱、梁、パネルともに弾性剛性の2%を仮定した。骨組の減衰はレーリー型で2%とした。応答解析における数値積分は線形加速度法を使った。その時間間隔は、計算効率と剛性変化点での誤差を考慮して0.002秒とした。



図2-2 部材の復元力特性

2.2.2 解析骨組の設定

(1) 基本骨組の設定方法

解析骨組を種々設定するために、以下に述べる「基本骨組」をまず設定する。各層の重量 (M_i) は等しく、骨組の降伏せん断力係数分布は A_i 分布²⁵⁾ に等しいものとする。基本骨組の各部材の強度、剛性の設定方法を以下に示す。

ベースシヤー係数 (α_1) が0.25の時の各層の降伏せん断力分布 Q_{yi} を、 A_i 分布に基づいて定める (表2-1参照)。ベースシヤー係数 (α_1) は、(2-1) 式に示す設計用降伏せん断力係数 α_i の第1層の値である。 A_i 分布は解析骨組の固有周期 (T) を1秒と仮定して計算した。この固有周期 (T) の仮定は、(2-2) 式によった。

$$\alpha_i = \frac{Q_{yi}}{\sum_{k=1}^n m_k g} \quad (2-1)$$

m_i : i 階の質量、 g : 重力加速度

$$T = 0.2 \times N \quad (N \text{ は層数}) \quad (2-2)$$

図2-1の解析モデルの各層に Q_{yi} が外力として作用した時の曲げモーメント図を、柱の反曲点高さを柱材長の半分で等しいとして描く。このモーメント図の柱、梁の材端モーメント、パネルのモーメントを、それぞれの柱、梁部材の全塑性モーメント (それぞれ cM_p , bM_p) 及びパネルの降伏モーメント (pM_p) とした骨組を基本骨組とする。基本骨組の柱、梁部材の断面2次モーメント (I) は、文献2-5) に示される柱 (箱形断面柱) 及び梁 (スラブの剛性を考慮したH形鋼梁) の I と M_p の関係を表わした下記の略算式を用いて決定する。

$$bI = 1.0 \cdot (bM_p)^{\frac{4}{3}} \quad (\text{梁用}) \quad (2-3)$$

$$cI = 0.4 \cdot (cM_p)^{\frac{4}{3}} \quad (\text{柱用}) \quad (2-4)$$

ここで、 bI は梁の断面2次モーメント、 cI は柱の断面2次モーメント。

パネルの体積 (pV) は、 pM_p を算出する (2-5) 式²⁶⁾ の F_y (鋼材の降伏強さ) に、2.4を代入して得られる (2-6) 式に、既に決定している pM_p を代入することによって計算される。

表2-1 基本骨組の各部材の耐力、剛性

層 (<i>i</i>)	重量分布 <i>M_i</i> (ton)	<i>Q_y</i> (tonf)	<i>A_i</i>	柱				梁				パネル			
				部材	<i>cM_p</i> (t-cm)	<i>cI</i> (cm ⁴)	θ_p (rad) × 10 ⁻³	部材	<i>bM_p</i> (t-cm)	<i>bI</i> (cm ⁴)	θ_p (rad) × 10 ⁻³	部材	<i>pM_p</i> (t-cm)	<i>pV</i> (cm ³)	θ_p (rad) × 10 ⁻³
5	24.5	12.36	2.018	C5	2163	11189	5.4	B5	2163	27973	4.3	P5	2163	1169	2.3
4	24.5	19.49	1.591	C4	3411	20538	4.6	B4	5574	98830	3.1	P4	5574	3013	2.3
3	24.5	24.71	1.345	C3	4324	28178	4.3	B3	7735	152972	2.8	P3	7735	4181	2.3
2	24.5	28.40	1.159	C2	4970	33926	4.0	B2	9294	195406	2.6	P2	9294	5024	2.3
1	24.5	30.63	1.0	C1	5360	37521	4.0	B1	10330	224975	2.6	P1	10330	5583	2.3

$$pM_p = \frac{4}{3\sqrt{3}} \rho V \cdot F_y \quad (2-5)$$

$$\rho V = \frac{pM_p}{1.85} \quad (2-6)$$

このようにして柱、梁、パネルの強度と剛性を設定した基本骨組の1次固有周期は1.18秒となった。この固有周期は、実在する5層鉄骨構造剛接骨組のはほぼ平均的な1次固有周期に相当する²⁴⁾。

表2-1にこのようにして設定した基本骨組の各部材の M_p , I , pV , θ_p (弾性限回転角) を示す。柱部材の弾性限回転角 θ_p は、反曲点を柱材中央として、逆対称曲げ M_p が材端に作用した時の回転角である。なお、各部材の θ_p は部材の損傷を算出するときに使う。

(2) 解析骨組の設定方法

上記で設定した基本骨組の全体耐力、柱・梁・パネル耐力比、パネル塑性化後の2次剛性を変化させ、骨組の全体耐力、柱・梁・パネル耐力比が異なる種々の解析骨組を設定する。

骨組全体の耐力はベースシヤー係数 (α_1) で表す。基本骨組は、 α_1 が0.25の耐力を持つ骨組である。本章の解析骨組の α_1 は、0.15 ~ 0.80 で変化させる。

柱・梁・パネル耐力比は、柱/梁耐力比 (R_c) と、パネル耐力比 (R_p) によって設定する。 R_c と、 R_p は次式で定義される。

$$R_c = \frac{\sum cM_p}{bM_p} \quad (2-7)$$

$$R_p = \frac{pM_p}{\min [\sum cM_p, bM_p]} \quad (2-8)$$

柱/梁耐力比 (R_c) は1つの接合部に接続する上下階の柱の全塑性モーメントの和 ($\sum cM_p$) を梁の全塑性モーメント (bM_p) で除した値である。パネル耐力比 (R_p) は、パネルの降伏モーメント (pM_p) を bM_p と $\sum cM_p$ の小さい方で除した値である。ここで $\min [A, B]$ はAとBの小さい方を表す。本章では、 R_c を0.5 ~ 2.0の範囲で変化させ、 R_p は0.4 ~ 2.0の範囲で変化させる。これらを表2-2に示す。

解析骨組の設定方法を以下に示す。例えば、ベースシヤー係数 (α_1) 0.30で、 R_c が1.2、 R_p が0.6の解析骨組では、まず基本骨組のすべての部材の M_p を1.2倍 ($0.30 \times 0.25 = 1.2$) し、さらに第1層柱下端部を除くすべての柱の M_p を1.2倍し、パネルの M_p を0.6倍することによって得られる。ここで、パネルの耐力を低下させることによって、骨組の降伏時のベースシヤー係数は0.30より小さくなるが、本論文で定義するベースシヤー係数 (α_1) は、柱または梁の耐力によって決められるものとしている。 R_c が1以下の場合の設定については、例えば R_c が0.5の骨組は、柱の M_p を0.5倍するのではなく、梁の M_p を2.0倍 (0.5の逆数) することによって設定する。なお、1つの解析骨組において、各層の R_c 、 R_p は同一の値とする。各部材の剛性は、部材の M_p にかかわらず変化させないものとする。したがって、各部材の θ_p は、 M_p と同じ倍率で変化する。

パネルの塑性化後の2次剛性 (K_{p2}) は、パネル耐力比 (R_p) が1より小さい場合に、柱または梁部材の塑性化の発生及びその進展に影響を及ぼすと考えられる。基本骨組のパネルの2次剛性は2%とし、解析骨組では、表2-2に示すように1% ~ 10%の範囲で変化させ、その影響を調べる。

表2-2 解析パラメーター

解析パラメーター	基本骨組	解析骨組
ベースシヤー係数 (α_1)	0.25	0.15 ~ 0.80
柱/梁耐力比 (R_c)	1.0	0.5 ~ 2.0
パネル耐力比 (R_p)	1.0	0.4 ~ 2.0
パネルの2次剛性 (K_{p2})	2%	1% ~ 10%

2.2.3 部材の損傷指標と入力地震動

柱、梁、パネルの損傷を表す指標として、本章の応答解析では、次式により表される平均累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}$ と最大塑性率 μ_{max} を用いる。

$$\bar{\eta} = \frac{1}{2} \frac{W}{M_p \cdot \theta_p} \quad (2.9)$$

$$\mu_{max} = \frac{\theta_{max}}{\theta_p} \quad (2.10)$$

ここで W は 1 塑性ヒンジ当たりの履歴吸収エネルギー、 M_p は部材の全塑性モーメント (パネルは降伏モーメント)、 θ_p は部材 (パネル) の弾性限回転角、 θ_{max} は材端回転角の絶対値の最大値。

応答解析に用いる入力地震動は、Imperial Valley 地震 (1940 年) の El Centro 記録 NS 成分 (最大加速度 34gal)、十勝沖地震 (1968 年) 八戸 (Hachinohe) 記録 EW 成分 (最大加速度 183gal) 及び ww_elsn の 3 つである。ww_elsn は、El Centro NS の位相特性を有し、固有周期 0.6 秒以後で速度応答値がほぼ一定になるように作成された模擬地震動である²⁷⁾。表 2-3 に、本章の解析で用いた 3 つの入力地震動の最大速度等を示す。これらの地震動の最大加速度は、基本骨組の地震応答解析を行って、骨組の損傷に寄与する入力エネルギーの速度換算値¹²⁾ (V_D) が、約 150cm/sec (現行耐震規定 2 種地盤の R_t 曲線を速度応答に変換すると速度一定部分のレベルが 150cm/sec であり、速度応答スペクトルは概ね V_D 値と等しい関係にある¹²⁾) になるよう試行錯誤により設定したものである。 V_D は次式により計算される。

$$V_D = \sqrt{\frac{2E_D}{M}} \quad (2.11)$$

ここで E_D は、骨組の塑性歪エネルギー、 M は骨組の質量。

表 2-3 入力地震動一覧

地震動	最大速度	最大加速度	継続時間
El Centro NS	66cm/sec	679Gal	10sec
Hachinohe EW	52cm/sec	265Gal	16sec
ww_elsn	73cm/sec	402Gal	30sec

El Centro NS、Hachinohe EW は日本建築センター発行の地震動波形を使用

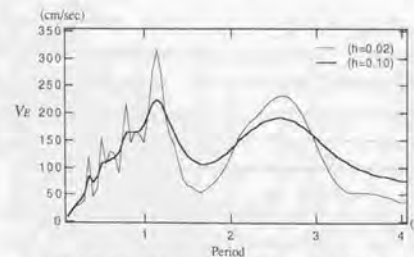


図 2-3 (b) Hachinohe EW の V_E スペクトル

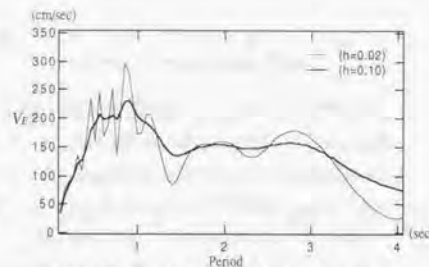


図 2-3 (a) El Centro NS の V_E スペクトル

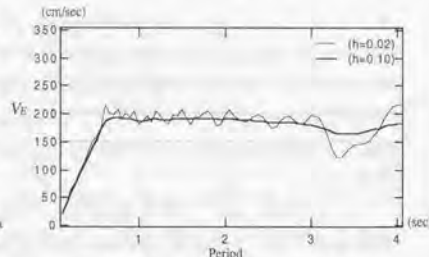


図 2-3 (c) ww_elsn の V_E スペクトル

図 2-3 (a) ~ (c) には、このようにして設定した 3 つの入力地震動の、総エネルギー入力¹²⁾ の速度換算値 V_E スペクトルを示す。ここでは、減衰 (h) 2% と 10% の場合の V_E スペクトルを示す。 V_E は次式により計算される。

$$V_E = \sqrt{\frac{2E}{M}} \quad (2.12)$$

ここで E は地震応答解析の結果得られる骨組への総エネルギー入力。

2.3 骨組への地震入力エネルギー

本章で解析骨組として設定される骨組において、骨組の耐力や柱・梁・パネル耐力比の変化によって、それぞれの骨組への地震入力エネルギーにどのような影響があるか把握しておく。ここでは骨組への地震入力エネルギーを示す指標として、総エネルギー入力¹²⁾ の速度換算値 (V_E) と損傷に寄与するエネルギーの速度換算値 (V_D) に着目する。

比較した骨組は、梁が主に塑性化する骨組 (B-frame)、パネルが主に塑性化する骨組 (P-frame)、柱が主に塑性化する骨組 (C-frame) の 3 つである。B-frame は、柱/梁耐力比 (R_c) を 2.0、パネル耐力比 (R_p) を 2.0 とした骨組、P-frame は、 R_c を 1.0、 R_p を 0.4 とした骨組、C-frame は、 R_c を 0.5、 R_p を 2.0 とした骨組である。それぞれの骨組のベースシヤ係数 (α_1) は、0.20 から 0.65 まで変化させた。

図 2-4 (a)、(b)、(c) に、3 つの地震動に対する、これらの骨組への V_E と V_D を示す。横軸はベースシヤ係数 (α_1)、縦軸がエネルギーの速度換算値である。黒塗りの記号は V_D を、白抜きの記号は V_E を表す。

B-frame と C-frame はほとんど同じ傾向を示しているが、P-frame はそれらとは、やや異なる傾向がある。B-frame と C-frame の V_D は、 α_1 が 0.4 以上になると減少する傾向が見られるが、P-frame はほとんど変わらない。これは、P-frame は、B-frame 及び C-frame に比べて、パネルが早期に降伏しているため、 α_1 が 0.4 以上になっても塑性化が大きいからである。一方、B-frame や C-frame は、 α_1 が 0.4 以上になると、骨組全体の塑

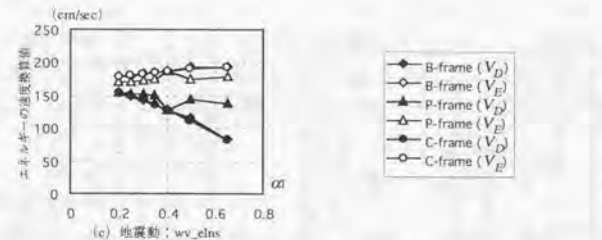
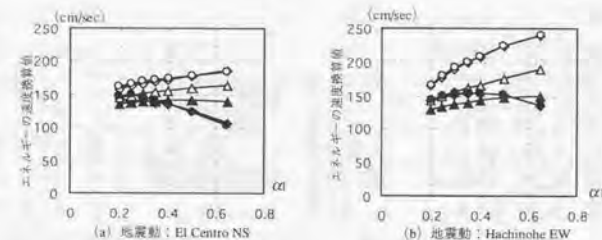


図 2-4 骨組への地震入力エネルギー

性化が小さくなるため損傷に寄与するエネルギーの速度換算値 (V_D) は、減少する結果となっている。P-frame は α_1 が 0.65 でも、パネル耐力比 (R_p) が 0.4 であるため、骨組の降伏時のベースシヤ係数は $0.65 \times 0.4 = 0.26$ 程度であり、そのために V_D が減少しないものと考えられる。

一方、 V_E は骨組のベースシヤ係数の上昇とともにやや増加の傾向が見られる。すなわち、骨組の塑性化の程度が小さいほど、 V_E は大きくなっている。これは、図 2-3 に示す El Centro 及び Hachinohe の地震動のスペクトル形状が、この骨組の 1 次固有周期 (1.18 秒) のあたりで負勾配になっていることから説明ができる。

これらの解析からは、柱または梁のどちらが塑性化しても、骨組への V_D 及び V_E はほとんど変わらないことがわかる。また、パネルが塑性化する骨組については、柱または梁が塑性化する骨組とは骨組の降伏耐力が異なるため直接比較できないが、これらの解析からは、骨組の α_1 が同程度であれば骨組の V_D 及び V_E の値は、塑性化部位にほとんど影響されないものと考えられる。

2.4 柱・梁・パネル耐力比が骨組の損傷に及ぼす影響

骨組の柱・梁・パネル耐力比が異なる骨組では、塑性化する部位も異なると考えられる。ここでは、骨組のベースシヤ係数 (α_1)、柱/梁耐力比 (R_c)、パネル耐力比 (R_p) を変化させることにより、骨組のどの部材がどの程度塑性化するかを調べる。本節では α_1 は 0.20 ~ 0.65、 R_c は 0.91 ~ 1.6、 R_p は 0.4 ~ 1.1 の範囲で変化させる。

2.4.1 柱・梁・パネル耐力比と塑性化部位の関係

図 2-5 は、3 つの地震動それぞれについて、柱/梁耐力比 (R_c)、パネル耐力比 (R_p) の変化によって、各解析骨組の柱 (C)、梁 (B)、パネル (P) の、どの部材が塑性化したか、塑性化した部材の記号を示したものである。図 2-5 (a) は骨組のベースシヤ係数 (α_1) が 0.25、(b) は 0.40 の場合である。ここでは部



図 2-5 (a) 柱・梁・パネル耐力比と塑性化部材の関係 ($\alpha_1=0.25$)



図 2-5 (b) 柱・梁・パネル耐力比と塑性化部材の関係 ($\alpha_1=0.4$)

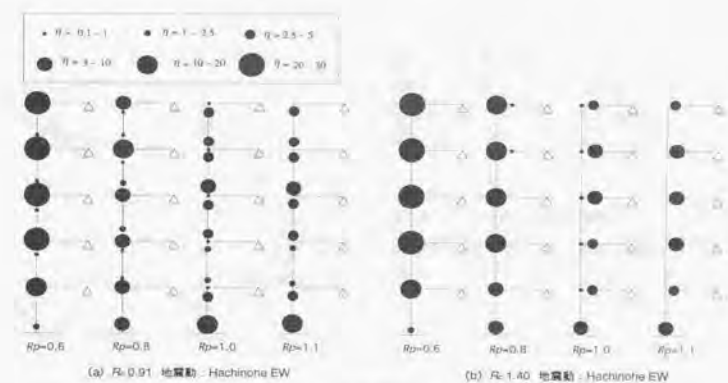


図 2-6 骨組の損傷分布 ($\alpha_1=0.25$)

材の平均累積塑性変形倍率 ($\bar{\eta}$) が 0.1 以上の場合を塑性化した部材としている。また、1 階柱下端部は骨組の R_c 及び R_p の値に関係無く塑性化する可能性があるため、ここではこの部位の塑性化は柱の塑性化 (C) と見なさないものとする。

図 2-5 (a) の α_1 が 0.25 の結果から、 R_c 及び R_p の変化と各部材の塑性化に関して以下のことがいえる。パネルの塑性化に関しては、 R_p が 1.0 以下の場合に塑性化するが、1.1 では塑性化しない。 R_p が 1.1 の場合は、柱または梁の塑性化後の応力上昇がパネルの降伏モーメントに達しないからである (柱及び梁の 2 次剛性は弾性剛性の 2%)。柱の塑性化に関しては、地震動によってやや異なるが、El Centro NS では R_p が 1.0 の場合には R_c の値を 1.6 にしても柱は塑性化する。Hachinohe EW 及び wv_elnS に対しては、 R_c の値を 1.4 にすれば柱は塑性化しないことがわかる。El Centro NS に対して、この骨組の柱は塑性化しやすいことがわかる。一方、 R_p を 1 より小さくしてパネルでエネルギーを吸収させることによって、柱の損傷を小さくすることができる。例えば、El Centro NS に対しては、 R_p を 0.4 にすれば、 R_c が 1.4 で柱は塑性化しなくなる。また、Hachinohe EW に対しては、 R_p を 0.6 以下にすれば、 R_c の値に関係無く柱は塑性化しなくなる。逆に、 R_c が 0.91 で R_p が 1.1 の場合には、柱だけが塑性化する。梁の塑性化については、 R_c が 1 以上で塑性化しているが、0.91 では塑性化しないことがわかる。また、 R_p が 0.6 以下になると梁は、塑性化しなくなる。

図 2-5 (b) の α_1 が 0.4 の結果からは、 R_c 及び R_p と各部材の塑性化の関係に関しては、 α_1 が 0.25 の場合と同様の傾向があるが、 R_p の減少及び R_c の増加によって、パネル (P) 及び梁 (B) が単独で塑性化しやすくなることがわかる。これは、骨組全体の耐力が高いため、各部材が塑性化しにくくなるからである。

図 2-5 (a) の地震動 Hachinohe EW に対する結果のうち、網掛で示す骨組について、骨組全体の損傷分布状況を $\bar{\eta}$ を使って示したものが図 2-6 である。 $\bar{\eta}$ の大きさは図の上部の凡例で示す。(a) は R_c が 0.91 の場合、(b) は 1.4 の場合である。この図から、 R_p の値が小さくなるに伴いパネルの $\bar{\eta}$ は大きくなるが、逆に柱または梁の $\bar{\eta}$ は小さくなり、 R_p の値が 0.6 程度では、骨組の柱または梁にほとんど損傷が生じないことがわかる。このとき 1 階柱下端部の損傷も小さくなっている。

2.4.2 骨組耐力と部材の損傷の関係

応答解析の結果から、骨組のベースシヤ係数 (α_1)、パネル耐力比 (R_p) 及び柱/梁耐力比 (R_c) の変化によって、骨組を構成する部材及びパネルに生じる損傷 ($\bar{\eta}$) がどのように変化するか図 2-7 に示す。図

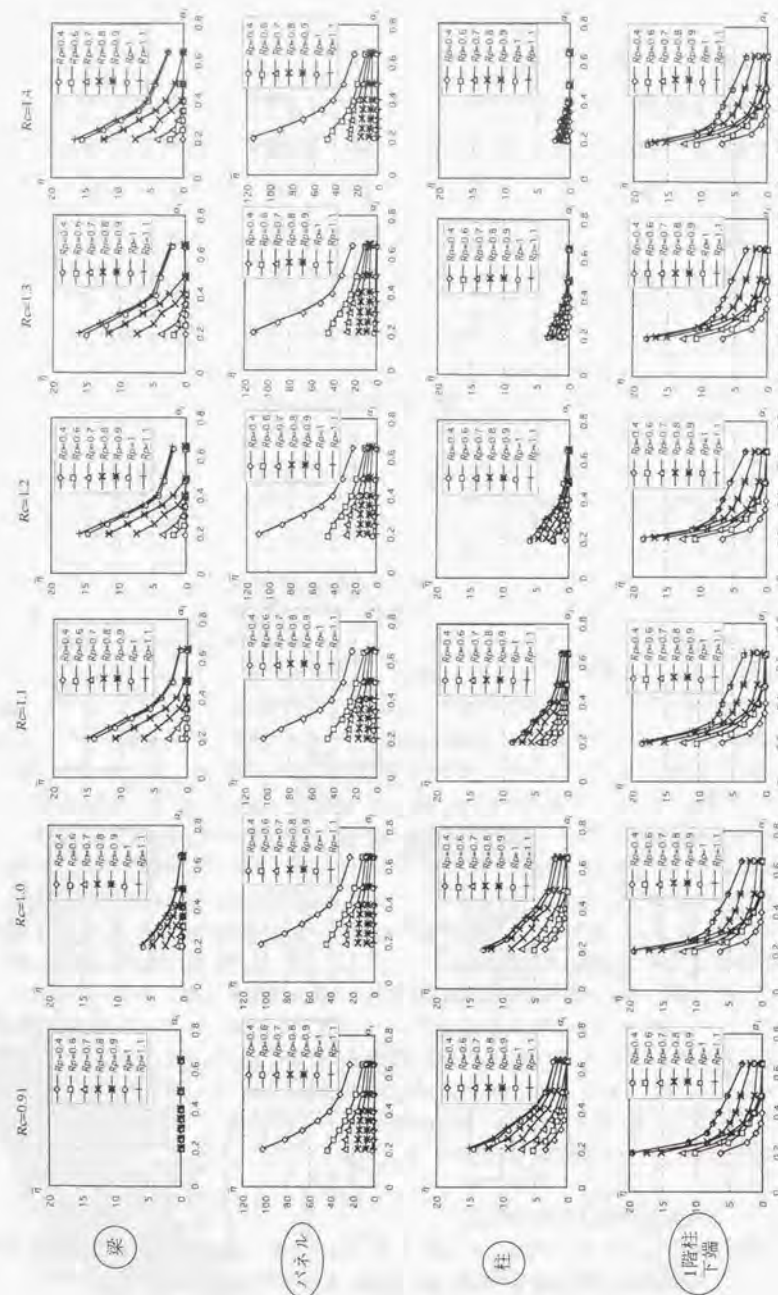


図2-7 骨組の耐力と部材の平均累積塑性変形倍率の関係

2-7は上段から順に梁、パネル、柱（1階柱下端部以外）、1階柱下端部の損傷を示す。左から順に R_c が 0.91、1.0、1.1、1.2、1.3、1.4 の場合の、それぞれの部材の損傷を示している。各図は横軸が α_1 、縦軸は各部材の平均累積塑性変形倍率 ($\bar{\eta}$) であり、骨組の α_1 を 0.2～0.65、 R_p を 0.4～1.1 の範囲で変化させた結果を示している。この $\bar{\eta}$ は、1つの骨組における η の最大値であり、かつ、3つの地震動のうちのもっとも大きな値をプロットしたものである。

1) 梁の損傷と骨組（部材）耐力の関係

R_c が 0.91 の場合は、梁には損傷が生じない。 R_c が 1 以上になると梁の損傷が増加する傾向があるが、1.1 以上では梁の $\bar{\eta}$ はほとんど変わらない。 α_1 が大きくなると梁の $\bar{\eta}$ は小さくなる。 R_p が小さいほど $\bar{\eta}$ は小さくなる。 R_p が 0.4 になると、梁の $\bar{\eta}$ は骨組の α_1 に関係なく 0 になる。

2) パネルの損傷と骨組（部材）耐力の関係

パネルの損傷は、 R_c が変化してもその傾向はほとんど変わらない。 R_p が 1.0 以上では、 α_1 や R_p にかかわらず、パネルには損傷が生じない。 R_p が 1 より小さくなるにしたがってパネルの損傷は大きくなる。パネルの $\bar{\eta}$ が他の部材に比べて大きい（最大は約 110）のは、例えば $\alpha_1 0.2$ で $R_p 0.4$ の骨組は、実際に骨組が降伏するベースシヤー係数が $0.2 \times 0.4 = 0.08$ で、かなり小さいからである。

3) 柱及び1階柱下端部の損傷と骨組（部材）耐力の関係

柱の損傷は、 R_c の増加とともに減少する傾向が見られるが、 R_c が 1.4 でも $\bar{\eta}$ は 2 程度である。柱の損傷を 0 にするためにはもっと大きな R_c が必要である。柱も梁と同様に R_p が 1 以下になると、 R_p の減少と共に損傷が小さくなる。パネルでのエネルギー吸収がない場合 (R_p が 1 以上の場合) には、 α_1 が 0.20 で柱の $\bar{\eta}$ は 15 程度となる。

1階柱下端部の損傷は、 R_c の変化にはほとんど影響を受けないが、 R_p の減少に伴って小さくなるのがわかる。これは、パネルによるエネルギー吸収分が大きくなることによって、1階柱下端部の損傷が減少するためと考えられる。パネルでのエネルギー吸収がない場合 (R_p が 1 以上の場合) には、 α_1 が 0.65 でも 1階柱下端部の $\bar{\eta}$ は 3 程度となる。

2.4.3 1階柱下端部の損傷

本章では、柱/梁耐力比 (R_c) が 1 より大きい骨組では、1階柱下端部を除いた基本骨組のすべての柱の耐力を R_c 倍することにより解析骨組を設定している。したがって、1階の柱については、柱上端部と下端部の耐力が異なる設定となっている。一方、実際の建物では、このようなことは一般にありえないため、 R_c が 1 より大きい解析骨組においては、実際の建物より 1階柱下端部に損傷が集中しやすい設定となっていると考えられる。そこで、ここでは 1階柱下端部の耐力も他の柱耐力と同様に R_c 倍することによって設定した解析骨組の損傷を調べる。

解析結果を図 2-8 に示す。図の縦軸、横軸は前項の図 2-7 と同様である。ここでは R_c が 1.1～1.4 の場合の結果を示している。図 2-8 では、 R_c が大きくなるにしたがって、1階柱下端部の $\bar{\eta}$ は柱の損傷と同様に小さくなっている。一方、1階柱下端部の損傷が小さくなる分だけ、梁やパネルの損傷は、図 2-7 の梁やパネルの損傷よりやや大きくなっている。柱の損傷に関しては、図 2-7 と図 2-8 ではほとんど差がない。

実際の建物の柱では、2～3 層毎に断面を変化させて設計されているとすれば、1階の柱の下端部は 2 階や 3 階の柱よりも相対的に強度が弱く、損傷が集中しやすいこととなる。既往の研究でも、柱脚固定の場合はこの部位に損傷が集中することが指摘されている¹³⁾。ここで行った骨組設定は 1 層毎に柱の耐力を変化させているうえに、1階柱下端部に関しても R_c 倍しているため、建物全体で見ると実際の建物の 1 階の柱の下端部の耐力よりも、大きな耐力を仮定していることになる。したがって、図 2-8 の解析結果

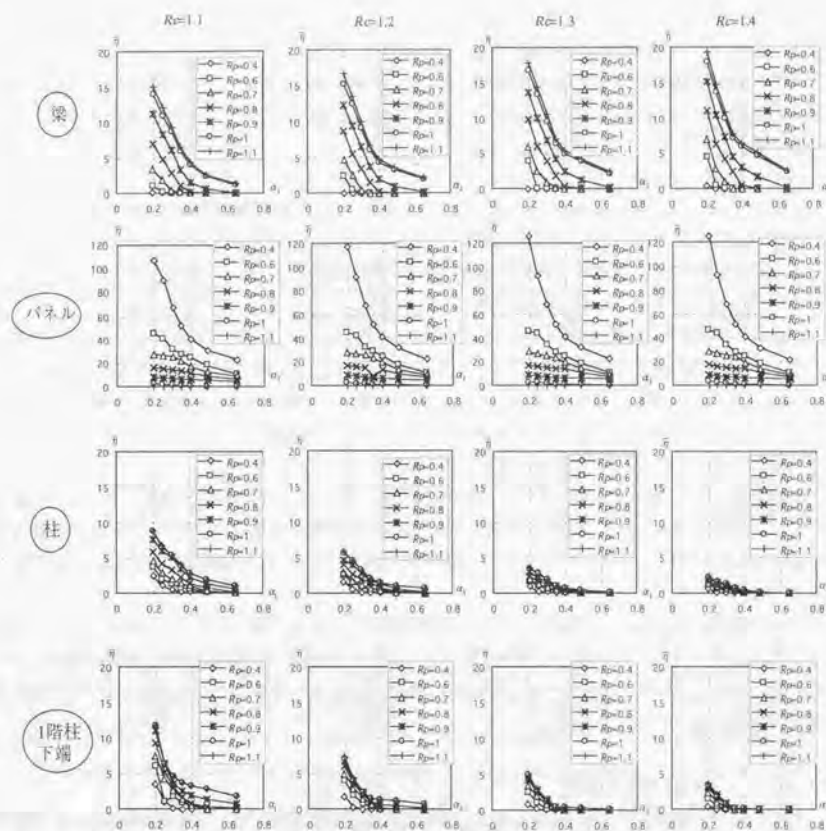


図2-8 1階柱下端部の条件を変えた骨組の各部材の損傷

から得られる1階の柱の下端部の損傷は、実際の建物の1階柱下端に発生する損傷より小さい値となっている可能性がある。実際の建物の1階柱下端部の損傷は、図2-7と図2-8の結果の中間程度と思われる。

2.4.4 累積塑性変形倍率と最大塑性率の関係

部材の損傷を示す指標として最大塑性率に着目し、地震時の部材の最大塑性率 (μ_{max}) と平均累積塑性変形倍率 ($\bar{\eta}$) の関係を調べる。図2-9 (a) ~ (c) は、3つの地震動に対する梁、パネル、柱 (1階柱下端部を含む) の μ_{max} - $\bar{\eta}$ 関係である。プロットの対象とした解析骨組の α_1 , R_c , R_d は各図中に示す。

梁と柱の μ_{max} - $\bar{\eta}$ 関係には類似の傾向が見られる。また、パネルの損傷は柱、梁に比べてかなり大きい、やはり同様の傾向があると思われる。損傷が小さい範囲 ($\bar{\eta} < 4$) における μ_{max} と $\bar{\eta}$ の勾配はおおまかには1程度であるが、損傷が大きい範囲 ($\bar{\eta} \geq 4$) では、その勾配が小さくなる傾向がある。部材の μ_{max} - $\bar{\eta}$ 関係の傾向を表す式として、次式によって表される μ_{max} - $\bar{\eta}$ 関係を各図中に実線で示す。

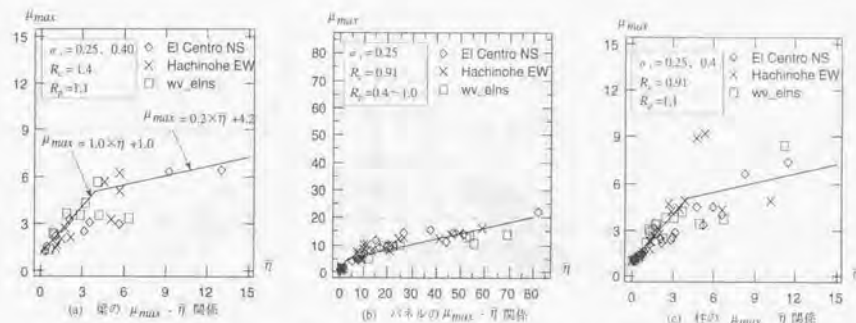


図2-9 部材の最大塑性率-累積塑性変形倍率関係

$$\mu_{max} = 1.0 \times \bar{\eta} + 1.0 \quad (\bar{\eta} < 4) \quad (2-13)$$

$$\mu_{max} = 0.2 \times \bar{\eta} + 4.2 \quad (4 \leq \bar{\eta}) \quad (2-14)$$

$\bar{\eta}$ が4未満の範囲で μ_{max} と $\bar{\eta}$ の勾配が大きいのは、 $\bar{\eta}$ が小さい部材では、塑性化の繰返しが少ないためと考えられる。一方、 $\bar{\eta}$ が比較的大きい部材では、正と負の塑性化の繰返し回数が増加して、 $\bar{\eta}$ だけが增加する傾向が強くなることによって、勾配が小さくなると考えられる。

2.4.5 接合部パネル2次剛性の影響

パネルが柱または梁に先行して塑性化する場合、パネル塑性化後に、柱または梁が塑性化する可能性の有無は、パネルの2次剛性が影響すると考えられる。柱が角形鋼管で梁が日形鋼の骨組の、パネルの塑性化後の2次剛性と初期剛性の比 (K_{p2}) について、文献2-8) では2次剛性と初期剛性の比は、パネル素材の降伏比に依存し、降伏比0.5~0.9では、この比が2.0%~1.0%程度であるとしている。一方、柱が日形鋼の骨組におけるパネルの K_{p2} は、角形鋼管のそれよりも高いことが指摘されている²¹⁾。第2章の解析骨組のパネルの2次剛性と初期剛性の比 (K_{p2}) は、2%を基本として設定している。以下では、パネルの2次剛性と初期剛性の比 (K_{p2}) が柱、梁の損傷にどのような影響を及ぼすか検討する。

解析骨組の柱/梁耐力比 (R_c) を1.4と0.91の2ケースとし、この2つの骨組の K_{p2} を1、2、3、5、10%に変化させたときの、各部材の損傷を調べる。図2-10 (a) は R_c が1.4の骨組の梁の損傷、(b) はパネルの損傷を示している。また、図2-10 (c) は R_c が0.91の骨組の柱の損傷、(d) はパネルの損傷を示している。図の横軸はパネル耐力比 (R_p) で、縦軸は各部材の平均累積塑性変形倍率である。 $\bar{\eta}$ は3つの地震動の応答で最も大きな値とした。

これらの図から、 K_{p2} の値が大きくなると、梁または柱の損傷が大きくなり、逆に、パネルの損傷は小さくなる。これはパネルの2次剛性が大きくなることによって、柱または梁が塑性化しやすくなることと、その時に梁、柱の損傷が大きくなる分だけ、パネルの損傷が小さくなるためである。ただし、 K_{p2} が1~2%の範囲内で変化しても、柱または梁の損傷への影響にほとんど違いがないことがわかる。また、パネルの損傷も大きな変化がないことがわかる。現実のパネルの K_{p2} が1~2%程度であることから、解析骨組の K_{p2} を2%とした設定は、現実のパネルの2次剛性が骨組に及ぼす影響をほぼ考慮できている設定と考えられる。

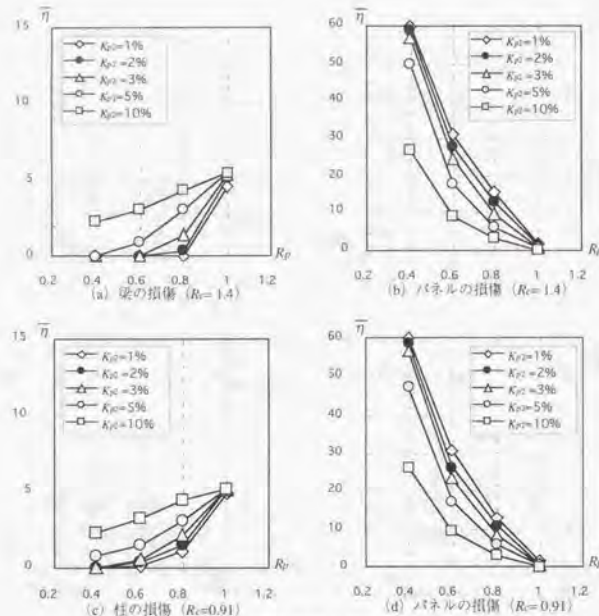


図2-10 パネル2次剛性と部材の損傷の関係

2.5 柱-梁-パネル耐力比が骨組の損傷集中に及ぼす影響

2.5.1 骨組の損傷集中特性

一般に梁崩壊型の骨組は、特定層への損傷集中が生じにくいとされている。ここでは、パネルの塑性化を伴う骨組において、骨組の損傷集中特性に関してどのような特徴があるか明らかにする。

図2-11は地震動El Centro NSに対する各層の損傷の分布 (W_{pi}/W_p) を示したものである。 W_{pi} は1層の履歴吸収エネルギーであり、層の剛比によって各層の履歴吸収エネルギーを定めたものであり、次式で定義する。

$$W_{pi} = {}_iW_{pi} + \frac{K_i}{K_i + K_{i+1}} ({}_pW_{pi} + {}_hW_{pi}) + \frac{K_i}{K_i + K_{i-1}} ({}_pW_{pi-1} + {}_hW_{pi-1}) \quad (2-15)$$

ここで K_i は i 層の剛性、 ${}_iW_{pi}$ は i 層の柱の柱上端部と柱下端部の履歴吸収エネルギーの和、 ${}_hW_{pi}$ は i 層天井の梁の履歴吸収エネルギー、 ${}_pW_{pi}$ は i 層天井のパネルの履歴吸収エネルギーである。また、 W_p は各層の履歴吸収エネルギーの和であり、次式で定義される。

$$W_p = \sum_{i=1}^N W_{pi} \quad (2-16)$$

図2-11 (a) は柱/梁耐力比 (R_c) が0.91でパネル耐力比 (R_p) が1.1の骨組である。図2-11 (b) は、(a)の骨組の第3層の耐力を0.8倍に低下させた骨組の解析結果である。これは基本骨組の第3層の設計用層せん断力を0.8倍として骨組を設定したものである。 R_c と R_p の値は (a) の骨組と同様である。(a) 及び (b) の骨組は、柱だけが塑性化することを意図して R_c と R_p の値を設定したものであり、解析からも柱だけが塑

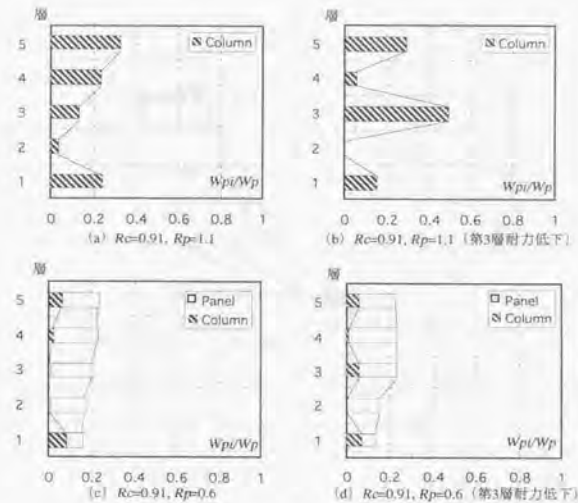


図2-11 各層の損傷分布 (地震動: El Centro NS)

性化する結果となった。図2-11 (a) の各層の W_{pi}/W_p の大きさはややばらついている。また、図2-11 (b) の第3層だけの耐力を低下させた骨組では、第3層の W_{pi}/W_p が他の層に比べて大きくなっていることがわかる。

図2-11 (c) は図2-10 (a) の骨組の R_p を0.6とした骨組の解析結果である。また、図2-11 (d) は、図2-11 (c) の骨組の第3層の耐力を0.8倍に低下させた骨組の解析結果である。(c) 及び (d) は、柱の塑性化の前にパネルが塑性化することを意図した骨組である。図2-11 (c) の各層の W_{pi}/W_p は、図2-11 (a) に比べてばらつきが少なく、パネルでのエネルギー吸収割合が多いのがわかる。また、第3層の耐力を0.8倍に低下させた場合に、第3層の損傷は特に大きくならないで、比較的均等に各層に損傷が分散されていることがわかる。図2-11の結果からは、骨組のパネルを先行降伏させることにより、特定層への損傷集中が緩和されることが予想される。

上記で示した骨組の損傷集中の傾向と、柱-梁-パネル耐力比の定量的な関係を把握するため、 R_c と R_p の値をパラメーターとして応答解析を行う。ここでは骨組の損傷集中の生じやすさを表す指標として損傷集中指数 $n^{(22)}$ を使う。損傷集中指数 n は、着目する k 層以外の降伏層せん断力係数を不変として、 k 層のみに異なる強度を与えた場合の応答から、次式により求めることができる。

$$n = -\ln \left[\frac{b(1-a)}{a(1-b)} \right] / \ln p_d \quad (2-17)$$

ここで a : 任意の降伏層せん断力係数分布下における全体の損傷に対する k 層の損傷の割合 W_{pk}/W_p

b : k 層の降伏層せん断力を p_d 倍した場合の W_{pk}/W_p

地震応答解析により上記 a 及び b を求めて、それぞれの骨組の損傷集中指数 n を導く。 n が小さいほど骨組の損傷集中が生じにくいことを表し、一般に柱崩壊型では12、梁崩壊型では6程度とされている⁽²²⁾。

ここでは、耐力低下させる層を第3層とし、 p_d は0.8とする。骨組のベースシヤール係数 (α_1) は0.25とし、

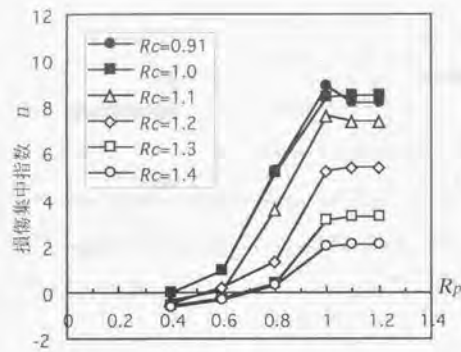


図2-12 骨組の損傷集中指数 (地震動: El Centro NS)

R_c を0.91～1.4、 R_p を0.4～1.2の範囲で変化させて解析骨組を設定し、様々な柱-梁-パネル耐力比を持つ骨組の損傷集中指数 n を算出する。

図2-12は地震動El Centro NSによる応答解析の結果から損傷集中指数 n を計算したものであり、横軸は R_p 、縦軸は損傷集中指数 n である。 R_p が1より小さくなると、 n は急激に低下し、 R_p が0.6程度で、 n はほぼ0となる。すなわち R_p が0.6以下の骨組では、仮に任意の層の耐力が0.8倍程度に低下しても、耐力低下による付加的な損傷集中がほとんど生じないことを意味する。一方、 R_p が1以上の場合には、 R_p を大きくしても n は変わらない。これは、 R_p が1以上の場合、 R_p の増加が骨組の損傷分布にはほとんど影響を及ぼさないからである。

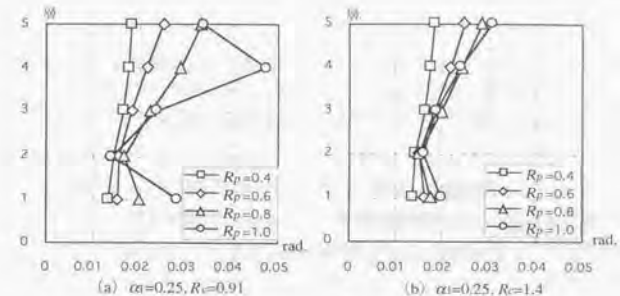
R_c の値も損傷集中に大きな影響を及ぼすことがわかる。 R_c が1以上の場合には、その増加に伴って n が小さくなる。 R_c が1より小さい場合は、 R_c の値を減少させることは骨組の損傷分布に影響を与えないため、 n も変わらない。これらの結果から、骨組の R_p を1より小さくしてパネルを先行降伏させ、 R_c を1より大きくして柱を塑性化させないようにするほど、損傷集中が生じにくくなることがわかる。図2-11で示したようなパネルを先行降伏させることによる損傷分散の効果を、損傷集中指数 n を用いて、定量的に表現することができた。

2.5.2 最大層間変形角への影響

骨組の損傷集中指数 n が大きい場合は、相対的に耐力の小さい層に損傷が集中しやすくなる。この時、損傷の集中する層の最大層間変形も、他の層に比べて大きくなることが予想される。ここでは、骨組のベースシヤー係数や柱-梁-パネル耐力比が骨組各層の最大層間変形の分布にどのような影響を及ぼすかを調べる。

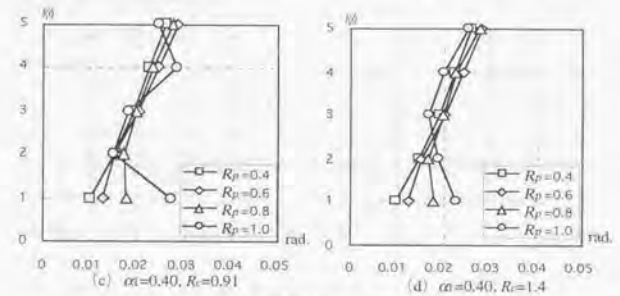
図2-13及び図2-14は、応答解析から得た骨組各層の最大層間変形角の分布を比較したものである。図2-13はHachinohe EWによる応答結果で、図2-14はEl Centro NSによる結果である。(a) はベースシヤー係数 (α_1) が0.25で柱/梁耐力比 (R_c) が0.91の骨組について、パネル耐力比 (R_p) を0.4～1.0に変化させた場合の各層の最大層間変形角の分布を比較したものである。同様に、(b) は R_c が1.4の骨組の R_p を0.4～1.0に変化させた場合の比較である。(c) は (a) の骨組の α_1 を0.4とした場合である。(d) は (b) の骨組の α_1 を0.4とした場合である。

図2-13 (a) において、 R_p が1.0の場合はほぼ柱だけが塑性化し、 R_p が0.8、0.6、0.4の場合にはパネルが先行して降伏し、その後柱が塑性化する骨組である。 R_p が1.0の骨組では各層の最大層間変形角のばらつ



(a) $\alpha_1=0.25, R_c=0.91$

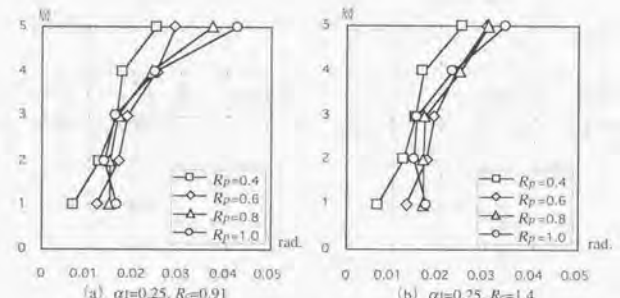
(b) $\alpha_1=0.25, R_c=1.4$



(c) $\alpha_1=0.40, R_c=0.91$

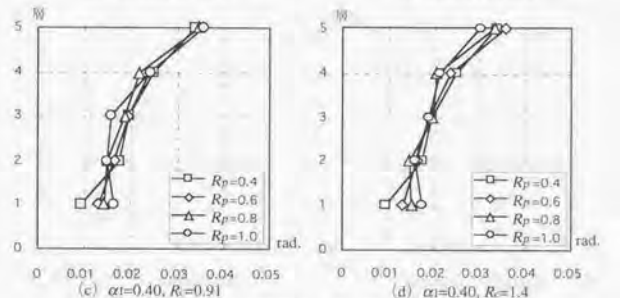
(d) $\alpha_1=0.40, R_c=1.4$

図2-13 各層の最大層間変形角 (地震動: Hachinohe EW)



(a) $\alpha_1=0.25, R_c=0.91$

(b) $\alpha_1=0.25, R_c=1.4$



(c) $\alpha_1=0.40, R_c=0.91$

(d) $\alpha_1=0.40, R_c=1.4$

図2-14 各層の最大層間変形角 (地震動: El Centro NS)

2) 梁が主に塑性化する骨組 ($R=1.4$) は、柱が主に塑性化する骨組 ($R=0.91$) よりも、最大層間変形角のばらつきが小さい。しかし、パネルを先行降伏させることによって、両者の最大層間変形角の傾向はほとんど同じになる。

2.6.1 試験体及び加振装置

表2-4には、4体の試験体の柱、梁の断面、パネル板厚及び柱/梁耐力比 (R_c)、パネル耐力比 (R_p) 等を示す。柱断面は4体の試験体すべてが同一であり、その板厚は9mmで外形寸法は20cmの冷間成形角形鋼管 (STKR400) である。梁は溶接組立材で、No.1、No.2試験体のフランジ幅が10cmであるのに対して、No.3、No.4試験体は13.5cmである。また、パネルも溶接組立材であり、板厚はNo.1、No.3が9mmで、No.2、No.4は5mmである。この実験では梁とパネルの耐力比を、設計で意図したものにするため、試験体の梁フランジとパネルは、同一の鋼材 (9mmの板厚のSS400材) を使って溶接組立で製作している。また、パネルの板厚が5mmの試験体でも、上記と同一の鋼材 (9mm) を削って5mmにして製作している。このようにして、 R_p が0.66、0.83、1.18、1.5となる4体の試験体を設定した。

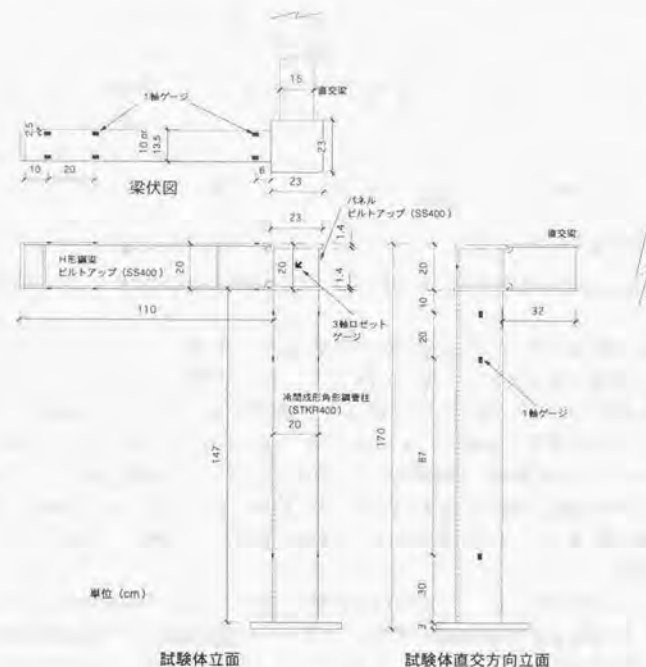


図 2-15 試験体概要

表2-4 試験体断面等一覧

試験体名	柱断面	梁断面	パネル板厚	柱/梁耐力比 (R_c)	パネル耐力比 (R_p)	重り重量 (W_r)	ベースシヤール係数 (α_1)	ベースシヤール係数 (α_{min})
No.1	□ - 200×9	BH-200×100×6×9	9mm	2.80	1.50	12.59ton	0.63	0.63 (梁)
No.2	□ - 200×9	BH-200×100×6×9	5mm	2.80	0.83	12.59ton	0.63	0.52 (パネル)
No.3	□ - 200×9	BH-200×135×6×9	9mm	2.21	1.18	14.85ton	0.68	0.68 (梁)
No.4	□ - 200×9	BH-200×135×6×9	5mm	2.21	0.66	14.85ton	0.68	0.45 (パネル)

α_1 は梁の耐力で計算したベースシヤール係数、 α_{min} は最も耐力の小さい部材で計算したベースシヤール係数であり、()内にその部材を示す

表2-5 材料試験結果

部位	鋼種	降伏応力度 (t/cm^2)	引張強度 (t/cm^2)
梁フランジ (9mm) 及びパネル (9mm, 5mm)	SS400	3.03	4.65
梁ウェブ (6mm)	SS400	3.07	4.60
角形鋼管柱 (9mm)	STKR400	4.04	4.87
ダイヤフラム (14mm)	SS400	2.86	4.46

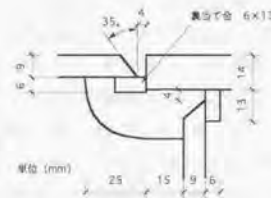


図2-16 スカラップ近傍詳細

表中の R_c 、 R_p の値は、表2-5に示す各部材の材料試験結果に基づいて計算したものである。 R_c 及び R_p の値は、(2-7)、(2-8) 式を使って、柱、梁の全塑性モーメント (cM_p 、 bM_p) とパネルの降伏モーメント (pM_p) から計算した。ただし、(2-5) 式のパネル降伏モーメントは設計用に提案されているものであり、ここではパネルの降伏モーメントをより正確に評価していると考えられる次式⁽¹⁾⁽⁹⁾ によって pM_p を計算した。

$$pM_p = \frac{16}{9} D_B \cdot D_C \cdot t \cdot \frac{\alpha_1}{\sqrt{3}} \quad (2-18)$$

ここで、 α_1 はパネルの降伏応力度、 D_B は梁フランジ中心間距離、 D_C は柱フランジ中心間距離、 t はパネル板厚。

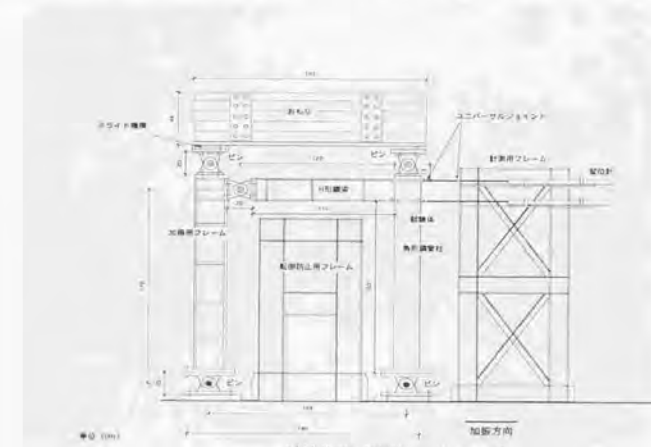
試験体に慣性力を作用させるための重りの重量 (W_r) は、梁の耐力により計算されるベースシヤール係数 α_1 がおよそ0.65前後となるように設定している。この値は、試験体の設計のために行なった地震応答解析の結果に基づいて決定したものである。No.1、No.2 試験体は重りが12.59tonで、 α_1 が0.63であるのに対して、No.3、No.4は重りが14.85tonで、 α_1 が0.68である。No.3、No.4についても、No.1、No.2と同一の α_1 としたかったが、No.3、No.4では試験体を含めた振動台上のすべての重量が20ton以上となり、振動台の載荷重量の制限を越え、振動台の制御ができなくなる可能性が生じたため、No.3、No.4の α_1 は、No.1、No.2よりやや大きい設定となっている。なお、表中には最も耐力の小さい部材で計算したベースシヤール係数 α_{min} も示している。

試験体の柱梁接合部スカラップ近傍の接合詳細図を図2-16に示す。柱梁接合部は通しダイヤフラム形式である。通しダイヤフラムの板厚は14mmで、柱面からの出は15mmである。この試験体のスカラップ形状は、塑性変形能力を向上させるために、特別にスカラップ形状を工夫したもの⁽²⁾⁽⁴⁾ ではなく、一般に用いられている形のものである。

加振用フレーム、計測用フレーム、転倒防止用フレーム及び重り等を含めた振動台実験全体の概要を図2-17に示す。加振用フレームと試験体の柱は、振動台にピン接続し、加振用フレームと試験体梁もピン接続されている。それらの上部には試験体に慣性力を作用させるための重りをピン接続して乗せている。加振中に梁が曲げ変形すると考えられるが、その曲げ変形を拘束しないように、重りと加振用フレームの接続のピンは、スライドするようにしている。なお、試験体直交方向立面図で示す直交梁による結合は、No.1、No.2試験体では、直交梁とブレースの両方で結合させて立体骨組としているが、実験を進めている段階で、直交梁のスチフナー(接合部から45cmの位置)がパネルのせん断変形を拘束する可能性が考えられたため、No.3、No.4試験体は、図の点線部分の梁を削除し、ブレースのみで結合させる形式としている。

2.6.2 計測方法

この実験における主な計測項目は、振動台上の加速度、試験体の応答加速度、試験体の変形、試験体の



試験体及び計測セットアップ

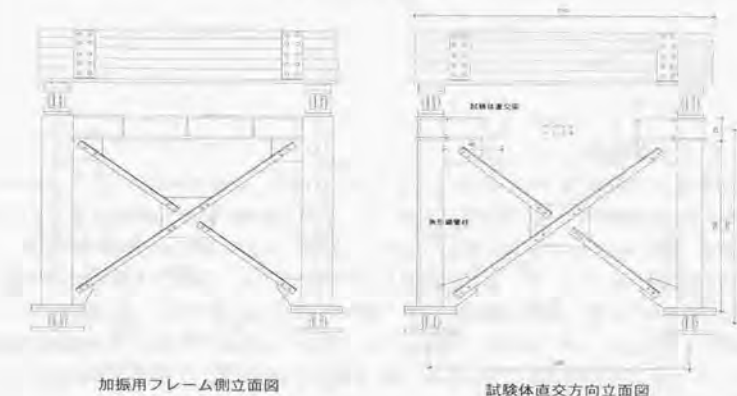


図2-17 試験体及び加振装置の概要

柱、梁のせん断力、パネルの歪み等である。試験体の応答加速度は、試験体の直交梁上の柱梁近傍に加速度計をセットして計測した。変位計による試験体の変形の計測は、図2-17で示すように試験体の柱梁接合部の上下の通しダイヤフラム位置の応答変形を、2つの構面の柱梁接合部について、合計4箇所行なう。図2-15には試験体に添付した歪みゲージの位置を示している。試験体の柱、梁、パネルに添付した歪みゲージからは、それぞれの部材の塑性化の状況や、部材の応答せん断力等を知ることができる。柱、梁部材端部及びパネルの歪みゲージからは部材の塑性化の状況を計測する。また、柱、梁部材において弾性状態を維持すると思われる2断面に添付した歪みゲージからは、2つの断面位置での曲げモーメントを求め、その断面間のモーメント勾配から、部材の応答せん断力を算出する。これらの測定値の収録のサンプリング周波数は200Hzである。試験体、加振装置及び計測等を含めた実験全体の様子を写真2-1に示す。

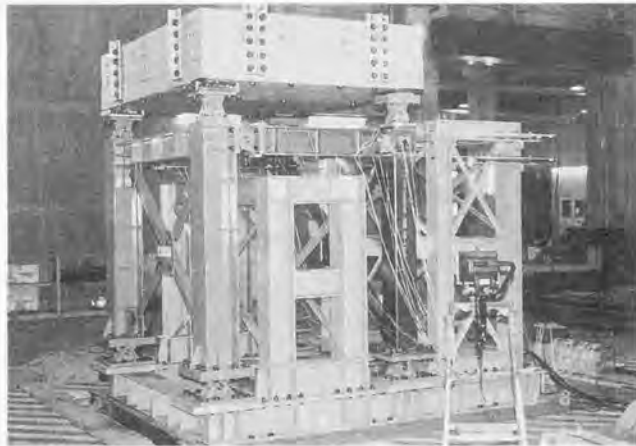


写真2-1 実験風景

2.6.3 加振方法

振動台による加振は水平1方向であり、入力地震動は1995年兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された地震動の南北成分(以下JMA Kobeと呼ぶ)の最大加速度818galを約600gal(最大速度は約65kine)に低減したものを使用した。最大加速度を600galに低減したのは、振動台の加振振幅の限界(±150mm)による制限のためである。この入力地震動による弾塑性加振によって試験体が倒壊しない場合には、この加振を繰り返し行ない、試験体が倒壊するまで実験を行なう。試験体の倒壊とは、試験体が自立できずに、転倒防止用のフレームにもたれかかる状態になることをいう。なお、各試験体ともこの弾塑性加振の前に、ランダム波による共振試験及びJMA Kobeの最大加速度を30gal程度にした弾性加振実験を行ない、各試験体の弾性固有周期や減衰を調べる。

2.7 振動台実験の結果

2.7.1 弾性固有周期及び減衰

表2-6は共振試験の結果から得られた、4体の試験体の弾性固有周期及び減衰を示す。4体の試験体の固有周期は0.345secから0.366secの範囲にある。パネル板厚を9mmから5mmにすることによって、No.1とNo.2試験体は0.015sec周期が伸び、No.3とNo.4では0.004sec伸びているが、その違いは小さく、これらの固有周期の違いが原因となって、それぞれの試験体への地震動の入力エネルギーが大きく変化することはないと考えられる。減衰は共振曲線から算定しているためか、ややばらつきが大きく、0.36%~0.97%の範囲となっている。平均では0.73%である。

表2-6 固有周期と減衰

試験体名	固有周期 (T)	減衰 (h)
No.1	0.345sec	0.86%
No.2	0.360sec	0.72%
No.3	0.362sec	0.36%
No.4	0.366sec	0.97%

2.7.2 試験体への総エネルギー入力

図2-18はNo.1~No.4の各試験体の実験において、振動台上で計測された入力地震動(JMA Kobe)の V_E スペクトルである。●は試験体への総エネルギー入力(E)を(2-12)式によって速度換算した値である。試験体への総エネルギー入力は次式により計算される¹²⁾。

$$E = - \int_0^m \dot{y} M \ddot{z}_0 dt \quad (2-19)$$

\ddot{z}_0 は振動台上で計測される入力地震動の加速度、 y は試験体の相対変位、 m は入力地震動の全継続時間。

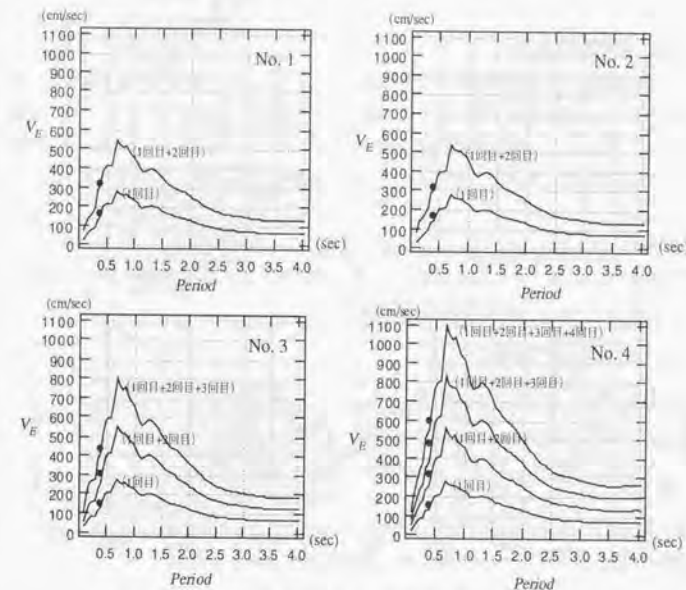


図2-18 地震動の V_E スペクトルと試験体の総エネルギー入力

図中のカッコ内は加振回数を示す。例えば、No.1 試験体は2回目の弾塑性加振により試験体が倒壊したことを表している。(1回目)の表示は、1回目の加振による V_E スペクトルと試験体への総エネルギー入力 E の速度換算値(●の記号)であり、(1回目+2回目)の表示は、1回目と2回目の V_E スペクトルの和及び1回目と2回目の加振による試験体への総エネルギー入力 E の速度換算値の和(●の記号)である。No.1、No.2 試験体では2回目の加振により試験体が倒壊し、No.3は3回目、No.4は4回目の加振により倒壊したことを示している。なお、4体の試験体はすべて最終的には梁端部が破断して倒壊に至っている。これらの破断は、いずれも延性的な破断であった。

これらの図から、 V_E スペクトルと試験体への総エネルギー入力 E の速度換算値は、加振を何回か繰り返しても、比較的良好に対応することがわかる。なお、この図は、加振毎に V_E スペクトル及び試験体への総エネルギー入力 E の速度換算値を計算し、それを加算したものであり、加振毎の総エネルギー入力 E の和を速度換算したものではない。表2-4で示すようにNo.1 試験体のパネルの板厚は9mm、No.2は5mmであり、パネル耐力比(R_p)は、それぞれ1.5、0.83である。No.3及びNo.4試験体の R_p は、それぞれ1.18と0.66である。No.4は4体の試験体の中で、最もパネルの塑性化が大きくなる可能性がある試験体である。この結果から、これらの試験体への総エネルギー入力については、 R_p が0.8程度の場合は、 R_p が1以上の場合とほとんど変わらないが、 R_p が0.65程度になると、パネルの塑性化の影響で骨組が吸収することができる総エネルギー入力が大きくなることが予想される。このようなパネル塑性化の影響をさらに詳しく調べるため、次項では試験体の各部位の応答に着目して比較する。

2.7.3 各試験体の弾塑性応答性状

実験を終了した段階で、すべての実験において、各試験体にはほとんどねじれ振動を生じていないことが確認されたため、以下の応答値の表示では、片側構面のみのものである。

(1) 骨組全体の弾塑性応答

図2-19は、弾塑性加振の結果得られた各試験体(No.1～No.4)の倒壊するまでの層せん断力係数(Q/W)と層間変形角(R)の関係を示す。ここで、層せん断力係数は、骨組の層せん断力(Q)を構面の負担重量(W)で除した値とする。構面の負担重量(W)は重り重量(W_r)の半分とする。骨組の層せん断力(Q)は、次式で示すように、柱のせん断力(cQ)からP Δ 効果による骨組の耐力低下分(aQ)を減じた値である。

$$Q = cQ - aQ \quad (2-20)$$

柱のせん断力(cQ)は、図2-20に示すように柱の弾性域に添付した4枚の歪みゲージ($\varepsilon_1 \sim \varepsilon_4$)によって、次式によりモーメント勾配を算定して計算する。

$$cQ = \frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2 - \varepsilon_3 + \varepsilon_4)}{2L_1} E \cdot Z \quad (2-21)$$

ここで L_1 は図2-20に示す歪みゲージの間隔、 Z は柱の断面係数、 E はヤング係数。

P Δ 効果による骨組の耐力低下分(aQ)は次式で表される。

$$aQ = \frac{W \cdot \delta}{h} \quad (2-22)$$

ここで、 h は図2-20の図中に示す階高であり、 δ は図中の2つの変位計(D1、D2)による変位の平均値。層間変形角(R)は、上記の δ を階高(h)で除した次式による値とする。

$$R = \frac{\delta}{h} \quad (2-23)$$

図2-19のNo.1とNo.2を比較すると、パネルの板厚を薄くしているNo.2の方が、最大耐力がわずかに小さいが、塑性変形能力に関してはほとんど差がないことがわかる。No.1、No.2試験体は、両方とも2回目の加振中に梁端部が破断して倒壊に至っている。これらの梁端部の破断状況を写真2-2(a)、(b)に示す。目視による柱梁接合部の最終的な破断状況からは、No.2試験体ではパネルにせん断変形がわずかに生じているのが確認できたが、梁端部の破断状況はほとんど変わらない。

図2-19のNo.3試験体とNo.4試験体の結果を比較すると、パネル板厚を薄くしたNo.4の方が、降伏耐力及び最大耐力ともにNo.3より小さいことがわかる。降伏耐力が小さいのは、パネルの早期降伏のためである。No.3とNo.4試験体の梁は同一断面であり、これらの試験体は最終的には、この梁端部が破断して倒壊

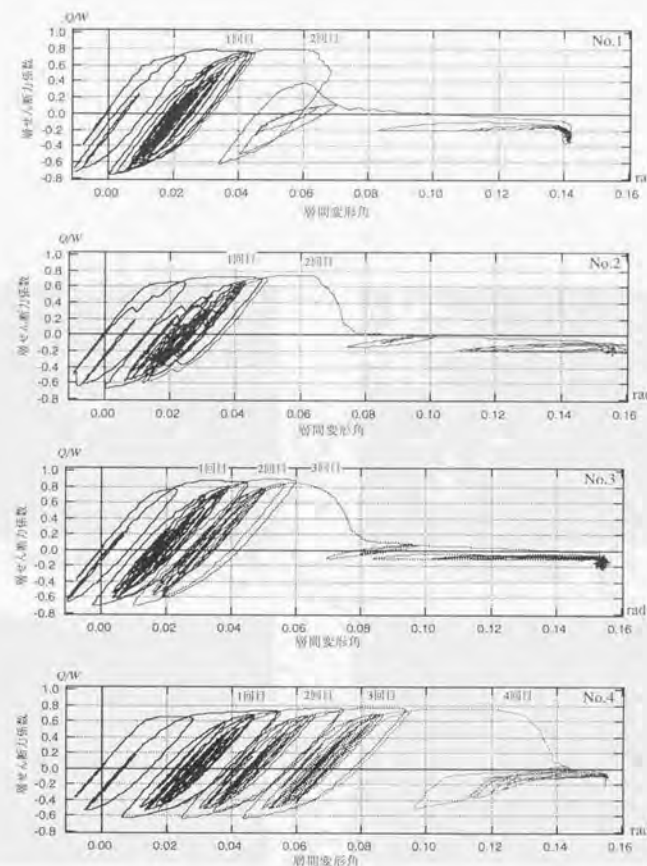


図2-19 層せん断力係数と層間変形角の関係

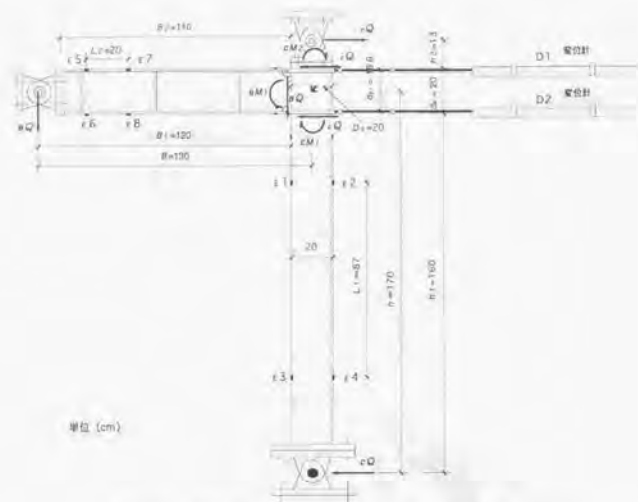


図2-20 垂みゲージと変位計による応答値の算定



写真2-2 (a) 梁端部の破断状況 (No.1)



写真2-2 (b) 接合部の破壊状況 (No.2)



写真2-2 (c) 梁端部の破断状況 (No.3)



写真2-2 (d) 接合部の破壊状況 (No.4)

している。このように、同一断面の梁による破断であっても、パネルの耐力が小さい試験体 (No.4) の方が、骨組の耐力が小さくなる (この場合10%程度低下している)。

一方、骨組のエネルギー吸収能力や変形能力については、逆にパネルの耐力が小さい方が、大きくなるのがわかる。すなわち、No.3試験体では3回目の加振で倒壊したのに対して、No.4は3回目では倒壊せず、4回目の加振で倒壊している。また、骨組の耐力が低下するまでの最大層間変形角は、No.3では0.06rad程度であるが、No.4はその2倍の0.12radまで変形が延びている。ただし、1回ごとの復元力特性を比較すると、パネルの板厚が薄く、降伏耐力が小さいNo.4試験体の方が変形がやや大きくなっている。これらの試験体の柱梁接合部の最終状況を写真2-2 (c)、(d) に示す。No.4試験体は、明らかにパネルが大きくせん断変形 (座屈) しているのが目視で確認できる。

(2) 梁端部の弾塑性応答

図2-21にはNo.3とNo.4の梁端フェイスモーメントと梁端回転角の関係を示す。梁端モーメントは、図2-20で示す梁の弾性域に添付したゲージにより、2断面のモーメント勾配から梁のせん断力を算定して、梁端モーメントとする予定であったが、そのようにして算定した梁端モーメントが、(2-28)式で示す柱のせん断力から変換した値と比較して、応力上昇がかなり大きくなる傾向が見られた。梁端部に添付したゲージの2断面の間隔 (L_2) がやや狭すぎて、正確にモーメント勾配を算定できていなかった可能性も考えられるため、ここでは梁端部フェイスモーメント (aM_l) は、柱に作用するせん断力から変換した (2-28) 式による値とした^{2.10)}。梁端フェイスモーメント (aM_l) 及び梁端回転角 ($a\theta$) の算定法を以下に示す。節点モーメントの釣り合い条件より、

$$cM^* = aM^* \quad (2-24)$$

ここで、 cM^* は柱の節点モーメント、 aM^* は梁の節点モーメント。

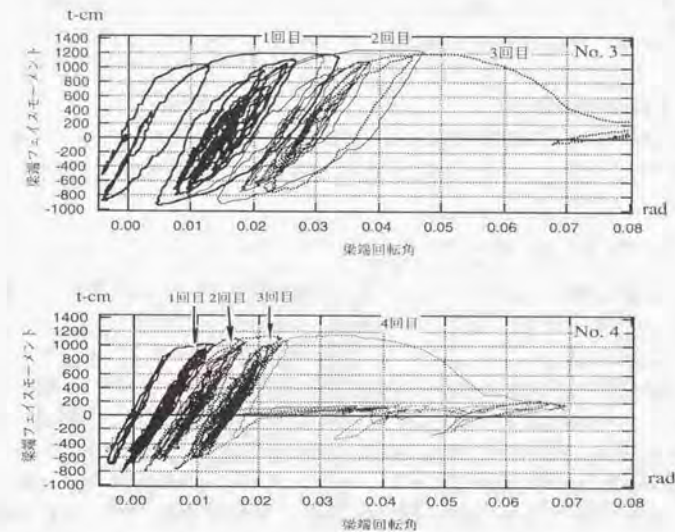


図2-21 梁端フェイスモーメントと梁端回転角関係

図2-20より cM^* は次式で表される。

$$cM^* = cM_1 + cM_2 + \frac{d_B}{2} (cQ + cQ) \quad (2-25)$$

$$= cQ(h_1 + h_2 + d_B) \quad (2-26)$$

d_B は通しダイヤフラム外面距離。

梁端部のフェイスモーメントと節点モーメントは次式の関係がある。

$${}_nM_1 = {}_nM^* \cdot \frac{B_1}{B} \quad (2-27)$$

(2-24) ~ (2-27) 式より梁端部フェイスモーメント (${}_nM_1$) は次式で表される。

$${}_nM_1 = cQ(h_1 + h_2 + d_B) \cdot \frac{B_1}{B} \quad (2-28)$$

梁端回転角 (${}_n\theta$) は次式で表される。

$${}_n\theta = \frac{D_1 - D_2}{d_{B1}} \quad (2-29)$$

d_{B1} は通しダイヤフラム中心間距離。

図2-21からは、パネルを薄くして意図的にパネルを弱くした場合に、その影響で梁端部の復元力特性がどのように変化するか知ることができる。材料試験結果から得られる梁の全塑性モーメントの計算値は863t-cmである。降伏モーメントに関してはNo.3試験体とNo.4試験体に、大きな差は見られないが、最大モーメントに関しては、パネルが弱いNo.4はNo.3より7%程度小さい値である。また、塑性変形能力に関しても、No.3試験体が0.06rad程度で耐力低下しているのに対して、No.4試験体は0.04radで耐力低下している。すなわち、パネルを弱くした骨組では、パネルが強い骨組に比べて、梁端部の耐力と変形能力が低下することがわかる。これについては、既往の静的な柱梁接合部の実験でも述べられている²¹⁾。

一方、1回の加振による梁の変形量は、パネルの耐力が小さいNo.4試験体の変形は、明らかにNo.3試験体より小さい。これは、No.4試験体は、パネルによる地震エネルギー吸収が支配的だからである。ただし、No.4試験体でも、1回目の加振から梁端部には0.01rad程度の塑性変形は生じている。

(3) パネルの弾塑性応答

図2-22はNo.1~No.4各試験体のパネルモーメント (${}_pM$) とパネルせん断歪み (γ) の関係を示す。 ${}_pM$ は、梁端部フェイスモーメントから柱のせん断力により生じるモーメントを差し引いた次式で表される(図2-20参照)。

$${}_pM = {}_nM_1 - \frac{d_B}{2} (cQ + cQ) \quad (2-30)$$

一方、パネルの工学的せん断歪み (γ) は、パネルに付した0°方向 (ϵ_a)、45°方向 (ϵ_b)、90°方向 (ϵ_c) の3軸ロゼットゲージの値から次式²²⁾により計算する。

$$\gamma = 2\epsilon_b - \epsilon_a - \epsilon_c \quad (2-31)$$

図2-22からは、パネル耐力比 (R_p) が1以上であるNo.1とNo.3はパネルがせん断降伏していないことがわかる。一方、 R_p が1以下であるNo.2とNo.4は1回目の加振でせん断降伏し、その歪みの値も2%程度かそれ以上であることがわかる。 R_p が0.83であるNo.2試験体は、パネルは塑性化しているが、図2-19の結果によれば、試験体の復元力特性は、パネルが塑性化しなかったNo.1試験体とほとんど変わらなかった。一方、 R_p の値が0.66であるNo.4試験体の場合は、パネルの塑性化の影響によって、試験体全体の復元力特性が、No.3試験体と異なるのが図2-19の結果からわかる。なお、No.2のパネルの歪み計測では、アンプの

レンジ設定に不備があり、1.9%までの計測となっている。

図2-23は、パネルのせん断変形が最も大きいNo.4試験体のパネルモーメント (${}_pM$) とパネルせん断変形角 (${}_p\theta$) の関係を示す。パネルせん断変形角は、パネルのせん断変形を直接計測していないので、層間変形角 (R) から、梁端の回転角 (${}_n\theta$) による層間変形角成分 (${}_nR$) と柱の回転角 (${}_c\theta$) による層間変形角成分 (${}_cR$) を差し引くことにより、パネルのせん断変形角 (${}_p\theta$) を算出している。 ${}_p\theta$ の算定法を以下に示す。

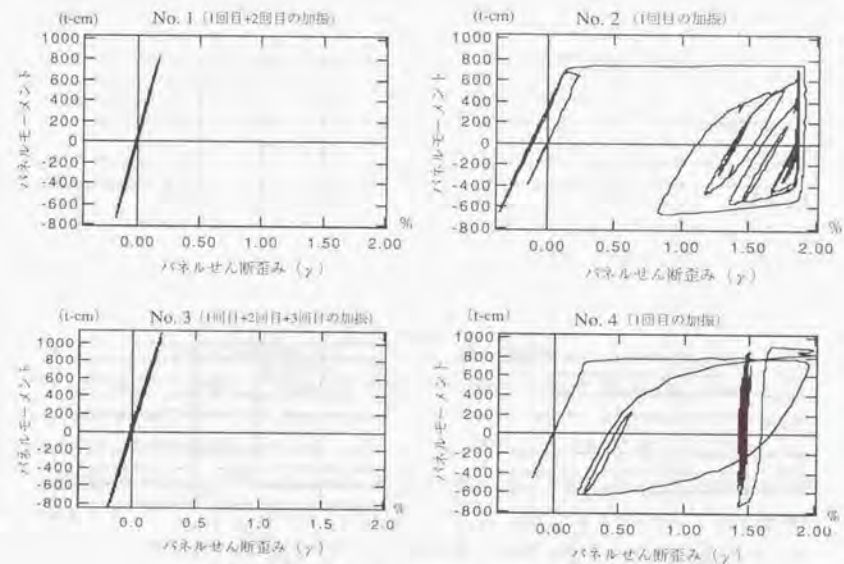


図2-22 パネルモーメントとせん断歪み関係

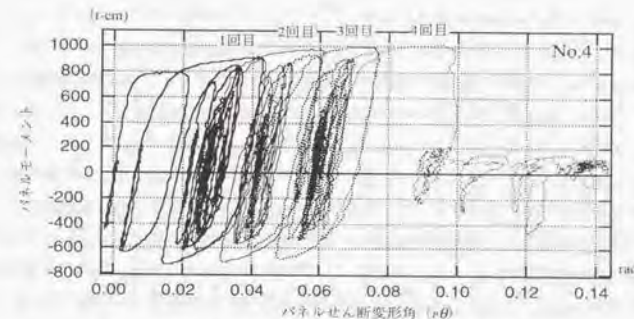


図2-23 パネルモーメント-せん断変形角関係

柱、梁、パネルの変形 ($c\theta, a\theta, p\theta$) による層間変形角成分 (cR, aR, pR) は次式で表される。

$$cR = \frac{c\theta \cdot \left(h - \frac{dh}{2}\right)}{h} \quad (2-32)$$

$$aR = \frac{a\theta \cdot \left(B - \frac{D_0}{2}\right)}{B} \quad (2-33)$$

$$pR = \left(1 - \frac{dh}{2h} - \frac{D_0}{2B}\right) p\theta \quad (2-34)$$

D_0 はパネルフランジ外面距離、骨組の層間変形角 (R) と cR, aR, pR の関係は下式で表される。

$$R = cR + aR + pR \quad (2-35)$$

(2-34)、(2-35) 式からパネルのせん断変形角は次式で表される。

$$p\theta = \frac{R - (cR + aR)}{\left(1 - \frac{dh}{2h} - \frac{D_0}{2B}\right)} \quad (2-36)$$

梁の変形 ($p\theta$) は (2-29) 式で示している。一方、柱の変形については、この実験では柱が塑性化しないことが明らかなので、柱に添付した4枚の歪みゲージ ($\epsilon_1 \sim \epsilon_4$) から柱の弾性変形を算定して、それを柱の変形 $c\theta$ とする。算定式を以下に示す。

$$c\theta = \frac{cQ \cdot h_1^2}{3EI} \quad (2-37)$$

cQ は (2-21) 式で示す値、 I は柱の断面2次モーメント、 h_1 は図2-20に示す柱の長さ。

図2-23から、No.4試験体では1回の加振でパネルが約0.04rad変形し、最終的には4回の加振で0.1radまで変形しているのがわかる。この試験体では3回目の加振によって、パネルのせん断座屈が観察され、4回目の加振によって、その座屈波形がさらに大きくなっている。最終的に、梁端部が破断して倒壊したため、耐力低下することなくパネルがどこまで変形できるかわからないが、0.1rad程度までは耐力低下なく変形可能であることが確認できた。なお、(2-18) 式によるパネルの降伏モーメント (pM_p) の計算値は567.3t-cmである。図からは、正側では700t-cm程度で降伏し、負側では450t-cm程度で降伏している。正側と負側で降伏耐力の違う理由等、耐力面での検討が今後必要である。

2.7.4 パネル耐力比と部材の損傷の関係

表2-7は、No.3とNo.4試験体の総エネルギー入力と図2-21及び図2-23で示したモーメント-回転角関係から得られる、梁及びパネルの履歴吸収エネルギーと平均累積塑性変形倍率 ($\bar{\eta}$) を、加振毎に示したものである。No.3とNo.4試験体の加振毎の総エネルギー入力を比較すると、No.4試験体の方が、No.3よりやや大きい。これは、No.4がパネルの早期の塑性化により固有周期が延びたことによって、No.3よりも入力エネルギーが増大したものと考えられる (図2-18参照)。No.4試験体では、梁とパネルの履歴吸収エネルギーの和が、総エネルギー入力よりやや大きくなり、エネルギーの収支バランスが明らかにつり合っていない。特に4回目の加振においては、その差が大きくなっている。一方、No.3試験体では、パネルの履歴吸収エネルギーは0であり、梁の履歴吸収エネルギーは常に総エネルギー入力より小さくなっている。このことから、No.4試験体でエネルギーの収支バランスがつか合わないのは、パネルの履歴吸収エネルギーの計算に原因があるものと考えられる。パネルの履歴吸収エネルギーの計算で用いているパネルの変形は、パネルのせん断変形が直接計測できなかったため、骨組全体の変形から梁と柱の変形を差し引いたもので

ある。このような変換によるパネルのせん断変形の値が、実際のパネルのせん断変形と等しくなかった可能性が考えられる。

パネル耐力比 (R_p) が1.18であるNo.3試験体は、梁のみが塑性化し梁の履歴吸収エネルギーの値は228t-cmである。一方、 R_p が0.66のNo.4試験体は梁及びパネルが塑性化し、それぞれの履歴吸収エネルギーの値は、76t-cmと326t-cmであり、合計402t-cmである。前述で示したように、パネルの履歴吸収エネルギーの値はやや過大に計算されていると考えられるが、No.4試験体はNo.3試験体の1.7倍以上の履歴吸収エネルギーとなっている。

No.3試験体の梁が破断するまでの梁の $\bar{\eta}$ は20.4であるが、パネル耐力を小さくしたNo.4試験体では同一の梁が破断するまでの $\bar{\eta}$ は、その1/3の6.7となった。No.4試験体の1回目の加振による梁の $\bar{\eta}$ は0.3であるが、2回目、3回目は1.0以上となっている。4回目では $\bar{\eta}$ が3.9となり、梁端部が破断した。2回目以後に梁の $\bar{\eta}$ が徐々に大きくなっているのは、パネルの塑性化によってパネルの降伏耐力が上昇し、2回目以後の試験体の R_p の値が1.0に近くなっているからと考えられる。なお、No.4試験体の最終的なパネルの $\bar{\eta}$ は135.9であるが、パネル自体が耐力低下する程の塑性変形ではなかった。

図2-24は、パネル耐力比 (R_p) と梁及びパネルの履歴吸収エネルギーの関係を示している。横軸がパネ

表2-7 総エネルギー入力と梁及びパネルの損傷

加振回数		1回目	2回目	3回目	4回目	合計
No.3	総エネルギー入力 (t-cm)	94.79	87.69	71.52	—	254.00
	梁					
	履歴吸収エネルギー (t-cm)	78.75	80.48	69.03	—	228.26
	平均累積塑性変形倍率	7.0	7.2	6.2	—	20.4
	パネル					
No.4	履歴吸収エネルギー (t-cm)	0	0	0	—	0
	平均累積塑性変形倍率	0	0	0	—	0
	総エネルギー入力 (t-cm)	99.63	93.35	105.67	54.51	353.16
	梁					
	履歴吸収エネルギー (t-cm)	3.88	13.20	14.88	43.62	75.58
No.4	平均累積塑性変形倍率	0.3	1.2	1.3	3.9	6.7
	パネル					
	履歴吸収エネルギー (t-cm)	99.50	87.41	96.22	43.02	326.15
No.4	平均累積塑性変形倍率	41.5	36.4	40.4	17.9	135.9

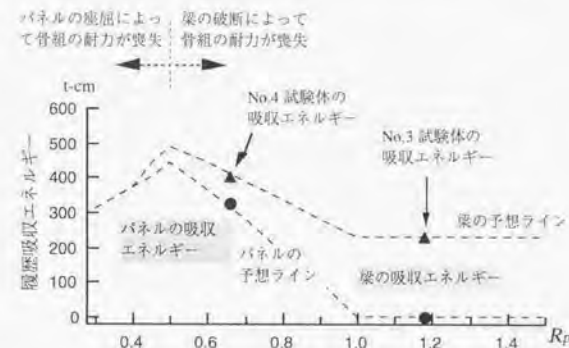


図2-24 パネル耐力比と部材の履歴吸収エネルギーの関係

ル耐力比で、縦軸が履歴吸収エネルギーである。●がパネルの履歴吸収エネルギーであり、●から▲までの範囲が、梁の履歴吸収エネルギー分を表わしている。これらは表2-7に示すNo.3とNo.4試験体の梁とパネルの値をプロットしたものである。

図中の破線は、この試験体のパネルの耐力を変化させた時に、 R_p の変化に伴って、梁とパネルの履歴吸収エネルギーがどのように変化するか予想したラインである。 R_p が1以上の場合には、ほぼ梁のみのエネルギー吸収になると考えられる。一方、 R_p が1以下では、パネルでもエネルギーを吸収し、 R_p が小さくなるに伴って、パネルの吸収エネルギーは大きくなると考えられる。表2-7の結果からは、梁が吸収できるエネルギーは、 R_p が小さくなると徐々に低下すると予想される。また、骨組全体の履歴吸収エネルギーとしては、 R_p を低下させることにより、パネルのエネルギー吸収効果によって、むしろ大きくなると予想される。

R_p を低下させていくと、骨組の倒塌が、梁の破断によって決まる場合から、パネルの座屈によって決まる場合に変化すると考えられる。この図では、その境界の R_p を0.5程度として図を描いている。文献1-16)ではこの境界の R_p は0.42であるとしている。この境界となる R_p の値は、それぞれの骨組の条件によって異なると考えられるが、およそ0.4～0.5の範囲と考えられる。

地震時に骨組の梁だけで地震エネルギーを確実に吸収することができるならば、 R_p は1以上でよいであろう。一方、骨組全体のエネルギー吸収能力を向上させるために、 R_p を意図的に1以下にして骨組を設計し、パネルのエネルギー吸収能力を積極的に利用する設計方法も、耐震性能を向上させるための設計法の1つであると思われる。

本章で示した4体の試験体の振動台実験では、パネル耐力比(R_p)が0.8程度の場合には、骨組のエネルギー吸収能力や変位応答は、 R_p が1以上の場合に比べてほとんど変わらなかった。一方、 R_p が0.65程度の場合には、梁の塑性変形能力は低下するが、パネルの吸収エネルギーがそれ以上に大きくなるため、骨組全体のエネルギー吸収能力としては、 R_p が1以上の場合より、大きくなることが確認できた。パネルのエネルギー吸収能力を見込んだ設計を行なうには、 R_p が1以下となった場合に、 R_p の低下に伴って梁の塑性変形能力がどの程度低下するかの検討も含め、今後、図2-24で示す予想ラインを実験で検証する必要がある。特に、パネルの座屈と梁の破断の境界となるあたり(R_p が0.4～0.6)の骨組の応答は、重要であると考えられる。

2.8 結論

本章では、鉄骨構造剛接骨組の地震応答に及ぼす柱・梁・パネル耐力比の影響を調べるために地震応答解析と振動台実験を行なった。地震応答解析では、5層骨組を解析対象にして、柱・梁・パネル耐力比が骨組の応答や部材の損傷とどのような関係になるか調べた。振動台実験では、パネルによるエネルギー吸収によって、骨組のエネルギー吸収能力や応答にどのような影響を及ぼすか検討した。地震応答解析から得られた結論を1)～3)に、振動台実験から得られた結論を4)、5)に要約して示す。

- 1) 骨組への地震入力エネルギーの大きさは、骨組の耐力と固有周期が同程度であれば、塑性化する部位(柱、梁、パネル)にはほとんど影響されない。
- 2) 骨組のベースシヤー係数(α_1)、パネル耐力比(R_p)及び柱・梁耐力比(R_c)の変化によって、骨組を構成する部材の平均累積塑性変形倍率($\bar{\eta}$)がどのように変化するか、その定量的関係を明らかにした。また、柱、梁、パネルそれぞれについて、平均累積塑性変形倍率($\bar{\eta}$)と最大塑性率(μ_{max})の関係を示した。
- 3) パネル耐力比(R_p)と柱・梁耐力比(R_c)をパラメーターにして、骨組の損傷集中特性を調べた。その結果、 R_p を小さくし、 R_c を大きくするほど、特定層への損傷集中が生じにくくなることがわかった。また、 R_p を小さくすることにより、層間変形角が大きい層の変形が小さくなる効果がみられた。
- 4) 振動台実験の結果からは、パネル耐力比(R_p)が0.8以上の場合には、パネル耐力比が変化しても骨組全体のエネルギー吸収能力や変位応答は、ほとんど変わらないことがわかった。
- 5) パネル耐力比(R_p)が0.65程度の場合には、パネルによるエネルギー吸収が支配的になり、その効果で骨組全体のエネルギー吸収能力が大きくなることが確認できた。 R_p が0.65程度でも最終的には梁の破断によって骨組が倒壊した。また、 R_p が1以上の場合と0.65の場合の梁だけの塑性変形能力を比較すると、 R_p が0.65の場合の梁の塑性変形能力が小さくなることがわかった。

第3章 柱-梁-パネル耐力比に基づく鉄骨造建物の損傷予測

3.1 序論

現行の耐震規定では、部材の許容応力度や骨組の必要保有水平耐力の検定により、建物の耐震安全性を確認して、設計を行なっている。これらは中小地震や大地震に対する建物の安全性を部材に作用する応力や建物全体の耐力によってチェックするものであり、直接、塑性変形の大きさで建物の安全性を検証するものではない。強地震に対する安全性を、変形によって検定するためには、設計された建物の各部材に生じる考えられる塑性変形を予測する必要がある。このような塑性変形の予測が可能であれば、建物各部材が保有する塑性変形能力と予測される塑性変形を比較することにより、建物の耐震安全性が確認でき、強地震に対する各部材の変形に関する余裕も把握できるであろう。また、建物のどの部位に損傷が集中する可能性があるか把握することができる。

強震時における鉄骨造建物の損傷分布に関しては、せん断型多質点系の損傷分布則に関する研究^{1,2)}や、骨組の崩壊形と柱や梁の損傷の大きさの関係に関する検討^{1,2,3,4)}が行なわれている。一方、実際の建物では、パネルによっても骨組の地震入力エネルギーは吸収されていると考えられるが、これまでの研究では、パネルに生じる損傷も含めた部材の損傷予測法は示されていない。

第2章では、鉄骨造骨組の各部材の損傷が、建物全体の耐力及び柱-梁-パネル耐力比と密接な関係があることを示すと同時に、それらの定量的な関係を明らかにした。本章では、その結果を用いて、強地震時に鉄骨造骨組各部材（柱、梁、パネル）に生じると考えられる損傷を予測する方法を提案する。また、ここで示す損傷予測法によって、現行耐震規定によって試設計された架構形状が異なる3つの鉄骨造骨組の損傷を予測し、それらの骨組の地震応答解析結果と比較することによって、この損傷予測法によって損傷予測が可能と考えられる骨組形状等の条件を検討する。

3.2 鉄骨造建物の各部材の損傷予測

本章で提案する部材の損傷予測では、設計された骨組のベースシヤ係数 (α_1) と、その骨組のすべての柱梁接合部位置での柱/梁耐力比 (R_c) とパネル耐力比 (R_p) を計算し、第2章の応答解析から得られた柱-梁-パネル耐力比と部材の損傷の関係を利用することによって、骨組を構成するすべての部材（柱、梁、パネル）の損傷を予測しようとするものである。以下に、損傷予測のために必要となる骨組の α_1 、 R_c 、 R_p の計算方法を示す。

3.2.1 損傷予測のために必要な計算

損傷予測のために必要な骨組の情報は以下の2項目である。

(1) ベースシヤ係数 (α_1)

骨組のベースシヤ係数 (α_1) は、1階の降伏せん断力を骨組全重量で除すことによって得られる(2-1)式参照)。以下に、 α_1 を部材耐力から逆算して推定する方法を示す。

図3-1(a)は第2章で解析した基本骨組の設計用の各層の降伏せん断力とそれに対する骨組の第1層の各部材端の全塑性モーメントの関係を示している。この

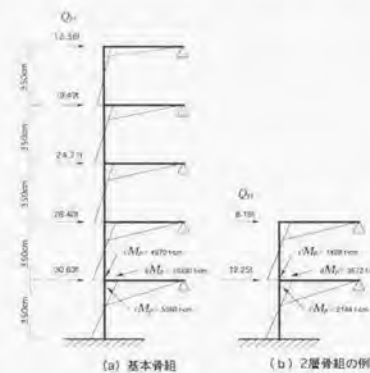


図3-1 解析骨組の耐力設定法

基本骨組では、2階床梁の全塑性モーメント ΣM_p を約1.04倍に割り増すことによって、第1層の層モーメントが計算される。この割り増しは、1層と2層の設計用せん断力の相違によるものであり、それらは主に建物の層数に関係し、建物の層数が多くなるほど一般に、1層と2層の設計用せん断力の違いは小さくなる。図3-1(b)は、(a)と同様の方法で骨組設定を行なった2層骨組の例である。この場合は、2階床梁の全塑性モーメント ΣM_p を約1.2倍にすることによって、第1層の層モーメントが計算される。

表3-1は層数の違いにより、これらの割り増しがどのように変化するか、計算した結果である。本章の損傷予測では、骨組の2階床梁の全塑性モーメント ΣM_p に、表3-1の値を乗じることにより、第1層の層モーメントを計算し、それを階高と全重量で除すことによって、損傷予測に必要な骨組のベースシヤ係数 (α_1) を得る。ただし、これは、2階床梁の全塑性モーメントがそれに取り付く柱の全塑性モーメントの和より小さい場合（梁崩壊型）である。逆に、柱の全塑性モーメントが梁の全塑性モーメントより小さい場合（柱崩壊型）は、軸力を考慮した1階の柱の全塑性モーメント ΣcM_{pc} から直接第1層の層モーメントを計算する。柱崩壊型の場合は梁崩壊型のような割り増しは不要である。

図3-2に、梁崩壊型、柱崩壊型及びそれらの複合型の場合の骨組のベースシヤ係数 (α_1) の計算方法を示す。例えば3層骨組であるならば、図で示すように、(a)の梁崩壊型では2階床梁耐力の和 ΣM_p を1.09倍（表3-1より）して第1層の層モーメントを算出し、この値を1階階高 (h) と全重量 (W) で除して α_1 を計算する。(b)の柱崩壊型では第1層の柱耐力の和 ΣcM_{pc} から第1層の層モーメントを計算する。(c)の複合崩壊型では、梁崩壊となる部分の梁耐力の和 ΣM_p を1.09倍し、それに柱崩壊部分の柱耐力の和 ΣcM_{pc} を加えて、第1層の層モーメントとする。

一方、パネルの耐力の方が、柱や梁より小さい場合には、パネルの耐力によって第1層の層モーメントを計算しない。ここで計算する骨組の α_1 は、あくまでも梁または柱の耐力によって計算される値とする。これは、第2章の解析骨組設定で、解析骨組の α_1 を、柱または梁の耐力によって設定しているからである。

(2) 柱/梁耐力比 (R_c) とパネル耐力比 (R_p)

骨組のすべての柱梁接合部について、柱/梁耐力比 (R_c) とパネル耐力比 (R_p) を計算する。次式では軸力を考慮して計算される R_c 、 R_p の式を示しているが、基本的には第2章の(2-7)、(2-8)式と同様の式であり、柱/梁耐力比 (R_c) は1つの接合部に接続する梁の耐力の和に対する、上下階柱の耐力の和の比であり、パネル耐力比 (R_p) は、接合部周りの梁の耐力の和と柱の耐力の和の小さい方に対するパネルの降伏モーメントの比である。

表3-1 骨組層数と割り増しの関係

層数	1層	2層	3層	4層	5層	7層	10層	15層
割り増し	1.0	1.20	1.09	1.06	1.04	1.03	1.015	1.007

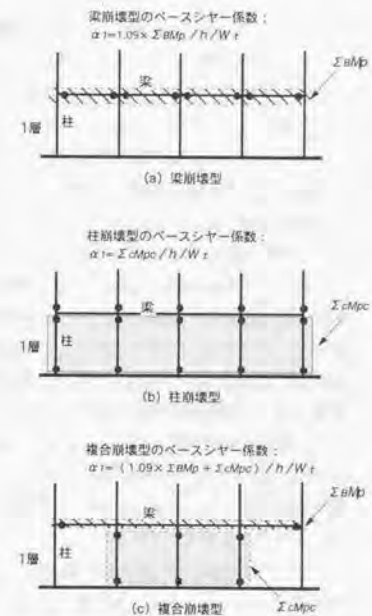


図3-2 ベースシヤ係数 (α_1) の算出方法

$$R_c = \frac{u_c M_{pc} + l_c M_{pc}}{l_b M_p + n n M_p} \quad (3-1)$$

$$R_p = \frac{p M_{pc}}{\min [u_c M_{pc} + l_c M_{pc}, n n M_p + l_b M_p]} \quad (3-2)$$

ここで $l_b M_p + n n M_p$ は1つの接合部に接続する左右の梁の全塑性モーメントの和、 $u_c M_{pc} + l_c M_{pc}$ は軸力を考慮した上下階柱の全塑性モーメントの和、 $p M_{pc}$ は軸力を考慮したパネルの降伏モーメントである $\phi_{\min} [A, B]$ はAとBの小さい方である。 $b M_p$ 、 $c M_{pc}$ 、 $p M_{pc}$ は下式により計算する。

$$\text{梁: } n M_p = \sigma_y \cdot n Z_p \quad (3-3)$$

$$\text{柱}^{32)}: n \leq 0.5 \quad c M_{pc} = \left(1 - \frac{4}{3} n^2\right) c M_p \quad (3-4)$$

$$\text{柱}^{32)}: n > 0.5 \quad c M_{pc} = \frac{4}{3} (1 - n) c M_p \quad (3-5)$$

$$\text{パネル}^{1-19)}: p M_{pc} = \frac{16}{9} D_B \cdot D_C \cdot t \cdot \frac{\sigma_y \sqrt{1 - n^2}}{\sqrt{3}} \quad (3-6)$$

ここで、 σ_y は部材の降伏応力度、 $n Z_p$ は梁部材の塑性断面係数、 n は軸力比、 D_B は梁フランジ中心間距離、 D_C は柱フランジ中心間距離、 t はパネル板厚。

パネルは大きさがあることから、柱、梁、パネルの耐力の比較では、柱や梁の材長とパネルの大きさに応じて修正³³⁾するのが正確な比較であるが、ここでは、簡便な方法として、それぞれの部材耐力を直接比較することにより、 R_c 及び R_p を計算する。

3.2.2 柱・梁・パネル耐力比と部材の損傷の関係

ここでは、2.4節の応答解析で得られた柱・梁・パネル耐力比と部材の損傷の関係を、本章で示す損傷予測で利用できるように整理し直す。2.4節では1階柱下端の耐力を柱/梁耐力比 (R_c) と同じ割合で増加させた解析も行なっている (図2-8)。その解析結果では、1階柱下端部の損傷が他の柱部位の損傷と同程度となった。しかし、実際の建物の1階柱下端部は、他の柱部位より大きな損傷となる可能性がある³⁴⁾ ため、この損傷予測法では、1階柱下端部の耐力を R_c の変化にかかわらず、一定として骨組の解析を行なった図2-7の結果を使う。

図3-3は、図2-7の結果を、骨組のベースシヤール係数 (α_1) が0.3の場合について整理し直したものであり、骨組の各部材 (梁、パネル、柱、1階柱下端部) に生じる最大の損傷 ($\bar{\eta}$; (2-9) 式参照) が、パネル耐力比 (R_p) と柱/梁耐力比 (R_c) によって、どのように変化するか示している。図の横軸は R_p であり、それぞれの図は R_c が0.91～2.0の範囲で変化した場合を示す。表3-2は、それを表にしたものであり、縦軸が R_c 、横軸は R_p である。B、P、C、CBはそれぞれ、梁、パネル、柱、1階柱下端部を意味し、表の数字はこれらの部材の $\bar{\eta}$ の値である。図3-3からは、 R_p と R_c の変化に伴う各部材の損傷の傾向は把握できるが、細かい数字が読み取りにくいので、損傷予測を行なう場合には表を利用する。表の中で R_c の範囲が～0.91、2.0～となっているのは、0.91以下または2.0以上では各部材の損傷が0.91の場合または2.0の場合と同様であることを意味している。 R_p に関しても同様で、1.1～は、1.1以上の場合には1.1と同様の損傷であることを意味している。

ここでは α_1 が0.3の場合の図と表を例示したが、これと同様の表が、 α_1 が0.15～0.80の範囲で0.05刻みで作成されている。それらを付録1に示す。損傷予測を行なう骨組の α_1 と各節点での R_p と R_c が計算できれば、付録1に示す表を使うことによって、各節点毎にすべての部材の損傷を予測することができる。

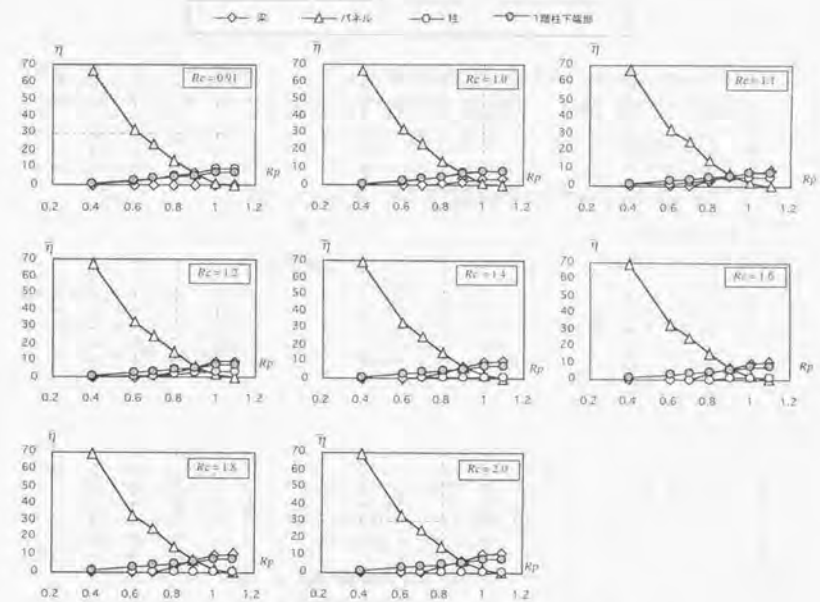


図3-3 R_c 及び R_p と各部材の損傷 ($\bar{\eta}$) の関係 ($\alpha_1 = 0.3$ の場合)

表3-2 R_c 及び R_p の値に基づく各部材の損傷 ($\bar{\eta}$) ($\alpha_1 = 0.3$ の場合)

$\alpha_1 =$	0.30	R_p											
		0.4			0.6			0.7			0.8		
		B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB
R_c	～0.91	0	66	1	1	0	32	2	3	0	24	4	4
	1.0	0	66	1	1	0	32	2	3	0	24	4	4
	1.1	0	67	1	1	0	32	1	3	0	25	2	4
	1.2	0	67	0	1	0	33	1	3	1	25	1	4
	1.4	0	69	0	1	0	33	0	3	1	25	1	4
	1.6	0	69	0	1	0	33	0	3	0	25	0	4
	1.8	0	69	0	1	0	33	0	3	0	25	0	4
	2.0～	0	69	0	1	0	33	0	3	0	25	0	4

3.2.3 入力エネルギーとベースシヤー係数の関係

このようにして予測される骨組各部材の損傷は、骨組への損傷に寄与するエネルギー入力（速度換算値 V_D ）が150cm/secの場合である。それは、付録1の表は、 V_D が150cm/secの場合の応答解析結果だからである。骨組への V_D が150cm/secではない場合の損傷予測は、ベースシヤー係数を修正する必要がある。エネルギーの大きさで修正されるベースシヤー係数を α_1 で表し、その算定式を以下に示す。

$$\alpha_1 = \alpha_0 \times \frac{150}{V_D} \quad (3-7)$$

この式は入力エネルギーの速度換算値と骨組の必要耐力が比例する関係にある⁽⁴⁾ことに基づいている。例えば、骨組の V_D が200cm/secの場合の予測では、 $150/200=0.75$ を骨組のベースシヤー係数 (α_1) に乗じて得られる α_1 を使うことによって、 V_D が200cm/secの場合の損傷が予測できる。

3.2.4 建物層数と損傷の関係

付録1で示している柱・梁・パネル耐力比と部材の損傷の関係は、5層骨組の応答解析の結果から得られたものである。ここでは骨組の層数が5層以外の場合に、これらの柱・梁・パネル耐力比と部材の損傷の関係に、どのような影響があるか検討を行う。

地震時における骨組への V_D が、骨組の層数 (N) にかわりなく一定である場合に、骨組の層数と部材の損傷 (η) の関係に関して、以下の2点を考慮する必要がある。

- 1) 骨組の層数と損傷集中の関係：層数が多くなると特定の層へ損傷が集中しやすくなり、部材の損傷 (η) は大きくなる。
- 2) 骨組の層数と部材の $M_p \cdot \theta_p$ の大きさの関係：骨組の層数が多いほど部材の M_p (全塑性モーメント) が大きくなり、その結果、部材の履歴吸収エネルギーを $M_p \cdot \theta_p$ で除すことによって計算される損傷 (η) は小さくなる (2.9式参照)。

これらの2項目の影響を検討し、骨組の層数が5層以外の場合に、本章で示す骨組の損傷予測法をどのように修正して適用するかその方法を以下に示す。

(1) 骨組の層数と損傷集中の関係

骨組は層数が2以上になると、骨組の各層に損傷が分布するため、特定の層に損傷が集中する可能性が生じてくる。骨組の層数と損傷集中の関係に関しては、既にいくつか検討が行われており、骨組の層数の増加にともない、特定層への損傷集中の傾向が大きくなることが指摘されている⁽¹⁾⁽¹²⁾。文献1-1) では骨組の層数と塑性化する部材 (降伏型) を考慮し、層数及び塑性化する部材別に D_s 値の提案を行い、塑性化する部材別及び部材ランク別に骨組層数と D_s 値の関係を提示している。ここでは、その結果を利用し、その傾向を大まかに捉えた以下の式によって、層数に応じてベースシヤー係数を修正する。層数 (N) により修正されるベースシヤー係数は α_1 と呼ぶことにする。

$$\alpha_1 = \alpha_0 + \beta \times (5 - N) \quad (3-8)$$

ここで、 α_1 は3.2.1項で示した骨組のベースシヤー係数。

β は表3-3に示す値。

式 (3-8) は、 N が6以上の場合は骨組のベースシヤー係数を小さく見積もり、逆に、4以下の場合には大きく見積もることにより、層数の変化に応じた骨組の損傷集中の影響を考慮したものである。ここで、 β は崩壊型により異なる値としているため、骨組の各節点における

表3-3 β の値

骨組の崩壊型	層数	
	$N \leq 10$	$N > 10$
柱崩壊型	$\beta = 0.02$	$\beta = 0.003$
梁またはパネル崩壊型	$\beta = 0.008$	$\beta = 0.008$ (ただし N は常に10として計算する)

R_c 、 R_p の値から、どの崩壊型がその骨組で支配的となるか判断する必要がある。

(2) 骨組の層数と部材の M_p 、 θ_p の大きさの関係

骨組のベースシヤー係数が同一の場合には、一般に層数が多い骨組ほど、各部材の M_p と θ_p の積は大きくなる傾向がある。したがって、骨組の V_D が同一で、各層に比較的均等に損傷が配分される場合には、部材の損傷の指標である平均累積塑性変形倍率 (η : (2.9) 式参照) は、層数が多い骨組ほど小さくなると考えられる。

この傾向を検証するため、ベースシヤー係数が同一 ($\alpha_1=0.25$) の3、5、10層のそれぞれの骨組に対して、層数に比例した履歴吸収エネルギーが入力したときに、各骨組の部材の累積塑性変形倍率 (η) の比較を行い、骨組の層数と部材の損傷の関係について調べる。

図3-4 (a) ~ (c) は、ここで比較する3、5、10層の基本骨組 (基本骨組の部材耐力及び剛性の設定方

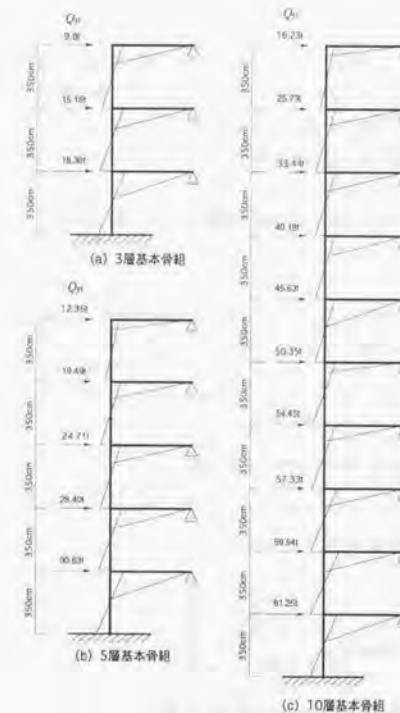


図3-4 基本骨組

表3-4 (a) 3層骨組の累積塑性変形倍率

層	部材の $M_p \cdot \theta_p$			各層のエネルギー	柱の累積塑性変形倍率 (η)
	柱	梁	パネル		
3	9.9	7.9	3.9	0.68E	$6.9E \times 10^{-2}$
2	13.3	14.9	10.1	1.05E	$7.9E \times 10^{-2}$
1	15.1	18.2	13.5	1.27E	$8.4E \times 10^{-2}$
合計 3E				$\eta = 7.7E \times 10^{-2}$	

表3-4 (b) 5層骨組の累積塑性変形倍率

層	部材の $M_p \cdot \theta_p$			各層のエネルギー	柱の累積塑性変形倍率 (η)
	柱	梁	パネル		
5	11.7	9.3	5.0	0.53E	$4.5E \times 10^{-2}$
4	15.7	17.3	12.8	0.84E	$5.3E \times 10^{-2}$
3	18.6	21.7	17.8	1.07E	$5.8E \times 10^{-2}$
2	19.9	24.2	21.4	1.23E	$6.2E \times 10^{-2}$
1	21.4	26.9	23.8	1.32E	$6.2E \times 10^{-2}$
合計 5E				$\eta = 5.6E \times 10^{-2}$	

表3-4 (c) 10層骨組の累積塑性変形倍率

層	部材の $M_p \cdot \theta_p$			各層のエネルギー	柱の累積塑性変形倍率 (η)
	柱	梁	パネル		
10	13.9	11.1	6.5	0.37E	$2.7E \times 10^{-2}$
9	18.9	21.3	17.0	0.58E	$3.1E \times 10^{-2}$
8	22.8	25.9	23.8	0.75E	$3.3E \times 10^{-2}$
7	25.3	30.9	29.6	0.90E	$3.6E \times 10^{-2}$
6	27.9	34.5	34.5	1.03E	$3.7E \times 10^{-2}$
5	30.0	37.0	38.6	1.13E	$3.8E \times 10^{-2}$
4	31.4	38.3	42.2	1.23E	$3.9E \times 10^{-2}$
3	32.1	41.1	45.0	1.29E	$4.0E \times 10^{-2}$
2	33.3	40.9	47.0	1.34E	$4.0E \times 10^{-2}$
1	33.2	42.3	48.6	1.38E	$4.2E \times 10^{-2}$
合計 10E				$\eta = 3.6E \times 10^{-2}$	

法の詳細は第2章参照)と、その骨組の各層の設計せん断力である。表3-4(a)～(c)は、これらの基本骨組の柱、梁、パネルの $M_p \cdot \theta_p$ の値、各層の履歴吸収エネルギー及び各層のエネルギーを柱の $M_p \cdot \theta_p$ で除して計算した柱の累積塑性変形倍率(η)である。各骨組の履歴吸収エネルギーは層数に比例するものとし、3、5、10層骨組にそれぞれ、3E、5E、10Eの入力エネルギーを仮定し、各層へのこれらのエネルギーの配分は、損傷集中が無いものとして各層の耐力比に比例させて配分している。表の下段の $av\eta$ は各骨組の各層の η の平均値を意味する。

これらの結果からは、ベースシヤール係数が同一である場合、層数が多い骨組ほど、部材の $M_p \cdot \theta_p$ の値が大きくなるため、 $M_p \cdot \theta_p$ の値を使って計算される累積塑性変形倍率(η)は、小さくなる事がわかる。したがって、付録1で示す5層骨組の解析結果から得られた、柱・梁・パネル耐力比と部材の損傷(η)の関係を、5層以外の骨組の損傷予測で使用する場合には、層数の変化に応じて η の値に修正が必要となる。

図3-5は5層基本骨組の η の平均値($av\eta_5$)に対するN層骨組の η の平均値($av\eta_N$)の比($av\eta_N/av\eta_5$)を層数(N)との関係で表した図である。丸印は表3-4の柱の η から $av\eta_N/av\eta_5$ を計算してプロットしたものである(1層骨組についても追加計算した)。また、これらのプロットの傾向を表すものとして下式で表される線を図中に示している。

$$\frac{av\eta_N}{av\eta_5} = \left(\frac{N}{5}\right)^{-\frac{2}{3}} \quad (3-9)$$

この図は、層数が異なる骨組に、同一の V_D がそれぞれの骨組に入力した場合には、低層骨組の方が各部材に大きな塑性変形能力が必要であることを示すものである。すなわち、5層骨組に比べて、1層骨組では約2.5倍の塑性変形能力が必要であり、逆に、15層骨組では約0.5倍の変形能力でよいことになる。このように、層数が変化することにより、骨組各部材の $M_p \cdot \theta_p$ が変化するため、それらを使って計算される部材の η も変化する、それらにはおよそ図3-5のような傾向があると考えられる。

本項では、建物の層数の変化と部材の損傷にどのような関係があるか、①層数と損傷集中の関係、②層数と $M_p \cdot \theta_p$ の大きさの関係について検討した。5層建物の損傷予測については、本項で示すような修正は必要ないが、5層以外の建物の損傷予測では、(3-8)式によって骨組のベースシヤール係数を修正し、さらに付録1から読み取った各部材の η に、(3-9)式で計算される係数を乗じた修正が必要となる。このような修正によって、5層以外の建物の各部材の損傷予測が可能となる。

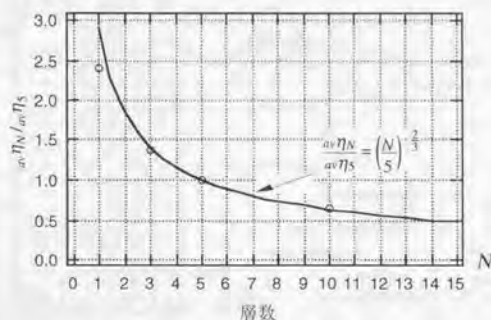


図3-5 $av\eta_N/av\eta_5$ と層数(N)の関係

3.3 例題建物の損傷予測と地震応答解析

ここでは現行耐震規定で試設計された架構形状が異なる3つの鉄骨造建築物を例題として損傷予測を行う。さらに、これらの建物の地震応答解析を行ない、損傷予測と応答解析から得られる損傷を比較することにより、本章で示す損傷予測法が適用できる骨組形状についての条件を検討する。

3.3.1 建物の概要

図3-6(a)～(c)に、損傷予測及び地震応答解析の対象とした3つの骨組の軸組図及び骨組の各部材の断面寸法を示す。図3-7には骨組の各部材の呼称を示す。図3-7に示すようにi階(i層)の梁またはパネルとは、i階(i層)の床位置の梁またはパネルをさし、i階(i層)の天井の梁、パネルではない。また、外柱に接続する梁を外梁と呼ぶこととする。

解析対象にした建物は、柱が角形鋼管、梁はH形鋼で構成される剛接骨組である。3つとも4層骨組であり、階高は1階が4mで2階から4階までが3.75mである。AR-04骨組は均等な4スパンの骨組、BR-04骨



図3-6(a) AR-04骨組の軸組と部材の断面寸法



図3-6(b) BR-04骨組の軸組と部材の断面寸法



図3-6(c) CR-04骨組の軸組と部材の断面寸法

組は左右に長いスパン(12m)を持つ3スパンの骨組、CR-04骨組は1スパンの骨組である。これらはすべて、現行耐震規定に従って設計されているものであり、部材の幅厚比はBランク以上の部材を使用し、原則として梁降伏先行型となるように部材断面を選定している。また、1次設計用地震荷重に対して1/200rad以下の層間変形角を満足し、保有水平耐力の検定も行なっている。これらの骨組の設計条件の詳細は第4章で示される。



図3-7 部材の呼称

3.3.2 例題建物の損傷予測

図3-8は(3-3)～(3-6)式を使って計算したそれぞれの骨組の各部材の BMP_c 、 PMP_c 、 $CMPC$ である。これらの結果から計算した骨組のベースシヤール係数(α_1)と(3-8)式により層数で修正したベースシヤール係数(α_1)を表3-5に示す。ここで(3-8)式で用いる β の値は、図3-8で示されるように、これらの骨組の崩壊型が梁またはパネル崩壊型となることが予想されることから、0.008とした。

表3-6は、各骨組の外柱接合部、内柱接合部における節点周りの各部材の全塑性モーメントとそれらの値から計算した柱/梁耐力比(R_c)及びパネル耐力比(R_p)を示す。表3-5の α_1 と表3-6の R_c 、 R_p に基づいて、付録1の表を使うことによって、各節点周りの部材の損傷が予測できる。ここで例題とした建物は4層



図3-8 骨組の部材端全塑性モーメント

表3-5 ベースシヤール係数

骨組	ベースシヤール係数(α_1)	層数による修正ベースシヤール係数(α_1)
AR-04	0.31	0.32
BR-04	0.48	0.49
CR-04	0.30	0.31

表3-6 (a) AR-04骨組の R_c と R_p

階	外柱接合部					内柱接合部				
	$UCMP_c+LCMP_c$ (t-cm)	BMP_c (t-cm)	PMP_c (t-cm)	R_c	R_p	$UCMP_c+LCMP_c$ (t-cm)	BMP_c+LBM_p (t-cm)	PMP_c (t-cm)	R_c	R_p
RF	8160	2664	5820	3.06	2.18	8141	5328	5814	1.53	1.09
4F	21145	5640	13069	3.75	2.32	21103	11280	13056	1.87	1.16
3F	25823	7440	14221	3.47	1.91	25791	14880	14221	1.73	0.96
2F	25449	8424	14061	3.02	1.67	25473	16848	14075	1.51	0.84

表3-6 (b) BR-04骨組の R_c と R_p

階	外柱接合部					内柱接合部				
	$UCMP_c+LCMP_c$ (t-cm)	BMP_c (t-cm)	PMP_c (t-cm)	R_c	R_p	$UCMP_c+LCMP_c$ (t-cm)	BMP_c+LBM_p (t-cm)	PMP_c (t-cm)	R_c	R_p
RF	8150	9984	9535	0.82	1.17	8143	13728	9532	0.59	1.17
4F	19281	13728	13078	1.40	0.95	19269	19368	13075	0.99	0.68
3F	23935	16863	16498	1.42	0.98	23943	25287	16504	0.95	0.69
2F	25374	16863	16385	1.50	0.97	25427	25287	16404	1.01	0.65

表3-6 (c) CR-04骨組の R_c と R_p

階	外柱接合部				
	$UCMP_c+LCMP_c$ (t-cm)	BMP_c (t-cm)	PMP_c (t-cm)	R_c	R_p
RF	4715	2074	3383	2.27	1.63
4F	9366	3744	3815	2.50	1.02
3F	9174	4344	4262	2.11	0.98
2F	8843	5112	4676	1.73	0.91

の建物である。したがって、付録1の表から読み取られる各部材の損傷に、(3-9)式の N に4を代入することにより得られる値、1.16を乗じることによって、これら3つの建物の各部材の損傷予測値となる。その結果は、後述する地震応答解析の結果とともに示す。

3.3.3 例題建物の地震応答解析

(1) 解析方法と入力地震動

ここで行なう地震応答解析では、パネルの塑性化も考慮できる応答解析プログラムを使って解析する必要がある。ここでは、club.F⁽⁴⁾を使用した。このプログラムは、パネルの弾塑性挙動をできるだけ精度よく追跡するため、パネルに作用する軸力とせん断力の複合応力について、移動硬化と等方硬化の組み合わせ硬化モデルを適用している^{3,7)}。柱、梁部材には、軸力と曲げの相関を考慮している。また、P- Δ 効果が考慮されている。

応答解析における解析条件を以下に示す。1) 各部材の降伏点は公称値の値とする。2) パネルの材料強度は柱と同一とする。3) 最下層柱脚は固定とする。4) 減衰は剛性比例型で1次の減衰定数を2%とする。

表3-7 入力地震動

骨組名	地震動	最大加速度 (gal)	V_p (cm/sec)
AR-04	El Centro NS	530	150
	Hachinohe EW	320	150
	JMA Kobe NS	818	252
BR-04	El Centro NS	497	150
	Hachinohe EW	283	150
	JMA Kobe NS	818	263
CR-04	El Centro NS	518	150
	Hachinohe EW	285	150
	JMA Kobe NS	818	245

表3-8 修正ベースシヤール係数(α_1)

骨組	JMA Kobeに対する修正ベースシヤール係数(α_1)
AR-04	0.19
BR-04	0.28
CR-04	0.19

表3-7は、この応答解析に使った3種類の入力地震動の最大加速度等を示す。El Centro NS、Hachinohe EWは第2章の応答解析で利用したものと同じものである。JMA Kobe NSは1995年兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された地震動である。これらの入力地震動の最大加速度については、El Centro NSとHachinohe EWは、それぞれの骨組への損傷に寄与するエネルギー入力速度換算値(V_0)が150cm/secとなるように、骨組毎に地震動の最大加速度を決めている。

一方、JMA Kobe NSは原波(最大加速度818gal)の地震動をそのまま入力する。3つの骨組へのJMA Kobe NSの V_0 は245~263cm/secとなった(表3-7参照)。この場合、 V_0 が150cm/secでないで、この入力に対する損傷予測では、 α_1 を V_0 の大きさで修正する必要がある。(3-7)式によって修正したベースシヤ係数($\alpha_1 \alpha_2$)を表3-8に示す。この $\alpha_1 \alpha_2$ は、表3-5の層数により修正されたベースシヤ係数(α_1)をさらに入力エネルギーの大きさで修正したベースシヤ係数である。損傷予測のためのベースシヤ係数として、El Centro NS、Hachinohe EW(ともに150cm/sec)については、表3-5の $\alpha_1 \alpha_2$ を使い、JMA Kobe NSについては、表3-8の $\alpha_1 \alpha_2$ を使う。これらのベースシヤ係数と表3-6の R_0 、 R_p の値を使って、付録1の表より各部材の損傷($\bar{\eta}$)を読み取る。さらにそれらの損傷($\bar{\eta}$)を(3-9)式によって1.16倍することで、それぞれの入力地震動に対する骨組各部材の損傷予測値が得られる。

(2) 応答解析結果と損傷予測の比較

地震応答解析と前述の損傷予測から得られる各骨組の各部材毎の損傷を図3-9(a)~(c)に示す。ここでの部材の分類は、図3-7に示した6種類(外梁、外パネル、外柱、内梁、内パネル、内柱)であるが、図3-9で示している外梁は、外梁の両端部の塑性ヒンジの内、外柱に接続している方の部材端部だけを外梁とし、内柱に接続する方の端部は内梁としている。これは、本章で示す損傷予測法では、パネルに接続する左右の梁の M_p を1つにまとめることによって損傷予測を行なっているからである。

図3-9は部材毎に、各層における最大の損傷をプロットしている。応答解析から得られる部材の損傷指標には、正と負の塑性変形のうちの大きいほうの累積塑性変形率(η_2)を使っている。その定義を下式に示す。

$$\eta_2 = \frac{W_2}{M_p - \theta_p} \quad (3-10)$$

ここで W_2 は曲げ(パネルはせん断)による1塑性ヒンジ当たりの塑性履歴ループの面積で、正(+)または負(-)の荷重の履歴ループの面積のうち大きい方、 M_p は全塑性モーメント、 θ_p は部材両端に逆対称曲げモーメント(M_p)を受ける場合の部材端弾性限回転角(パネルは弾性限せん断変形角)。

地震動の特性によっては、塑性変形が正または負のどちらかに片寄る場合がある。そのような損傷を評価するため、応答解析結果の部材損傷としては η_2 を使った。一方、付録1を利用した損傷予測の損傷指標は、正と負の塑性変形の平均である平均累積塑性変形率($\bar{\eta}$)である。このように異なる指標による比較であるが、ここでは、付録1の損傷($\bar{\eta}$)によって、3つの例題建物の応答解析による部材損傷(η_2)をどの程度予測できるか比較している。

図中の▲はEl Centro NS及びHachinohe EW(V_0 150cm/secの入力)に対する損傷予測値である。△はEl Centro NS及びHachinohe EWの V_0 150cm/secの入力時の応答解析による損傷である。■はJMA Kobe NSに対する損傷予測値であり、□はJMA Kobe NSの応答解析による損傷である。それぞれの骨組の比較結果を以下に記す。

1) AR-04骨組: 均等な4スパンの骨組である。梁の損傷に関しては、上層階の梁の損傷を大きく予測している。外梁では、応答解析による損傷が最大となる低層階の梁の損傷と予測値がほぼ一致している。内

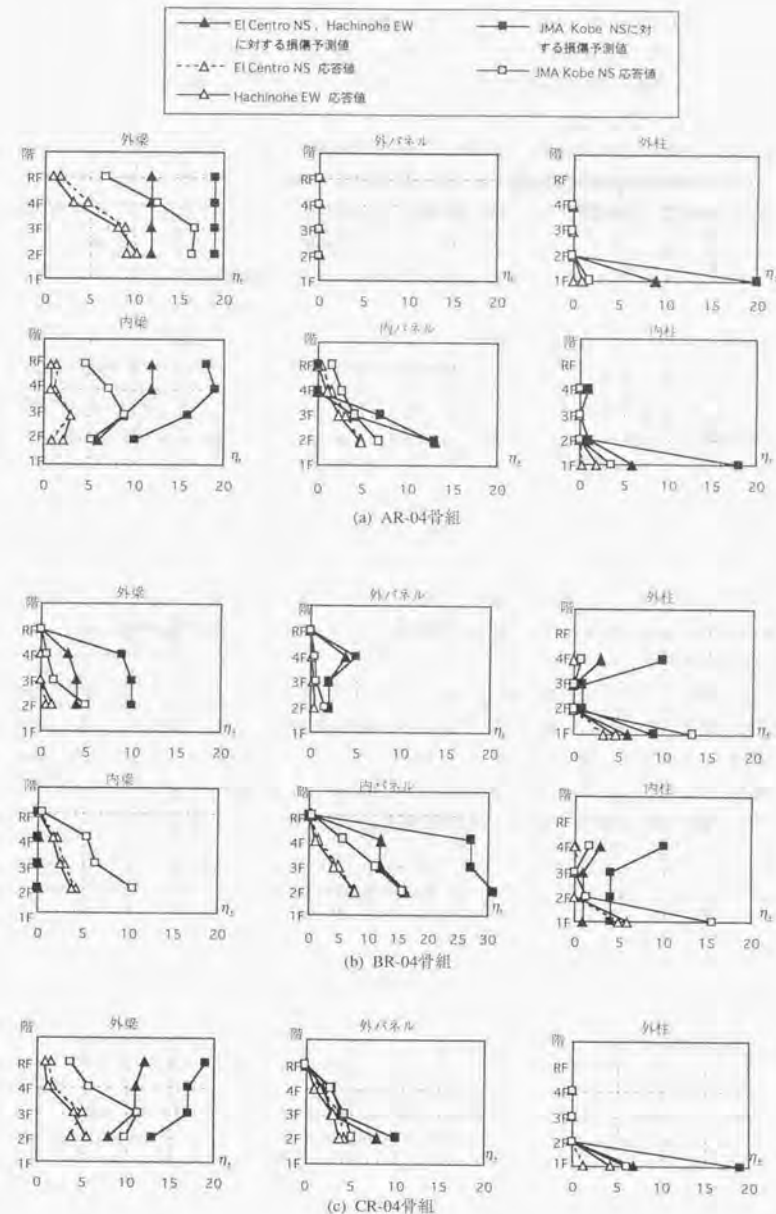


図3-9 地震応答解析と損傷予測による各部材の損傷の比較

梁では、損傷が最大となる層の梁の損傷に対して予測はそれをやや上回って予測している。これらの傾向は、150cm/secの入力と JMA Kobe の入力に関して同様である。

パネルに関しては、応答解析で外パネルが塑性化しないことが、予測と一致している。内パネルについては高さ方向の損傷分布の傾向を予測できている。ただし、応答解析では RF、4F のパネルは、損傷が生じているが、予測では損傷が生じていない。これは次のようなことが原因と考えられる。この部位の R_p は 1.1 前後である。損傷予測では R_p が 1.1 の場合、パネルの損傷は 0 となる。一方、この応答解析プログラムのパネルの復元力特性は、降伏点の 0.75 倍でパネルが塑性化を開始する設定となっている^{2,7)}。そのため R_p の値が 1.1 前後でも、応答解析ではパネルは塑性化し、予測と合わない結果となっていると考えられる。

柱の損傷に関しては、応答解析の結果では、1 階柱下端部以外は塑性化しなかった。予測でもそのような傾向となるが、予測では 1 階柱下端部の損傷をやや過大に評価する結果となっている。

AR-04 骨組に対する損傷予測値は、一部のパネル以外は応答解析結果を安全側で予測している。

2) BR-04 骨組: 3 スパンの骨組で、両側のスパン長が 12m、真ん中のスパン長が 6m の骨組である。外梁の損傷については、応答値に対して損傷予測値がやや大きい。一方、内梁に関しては、予測では損傷が生じないが、応答解析結果はすべての階の内梁が塑性化している。このように、応答解析による損傷を予測できない理由として次のことが考えられる。図 3-8 に示すように、スパン長が異なる梁の全塑性モーメント (M_p) の値は、2 倍程度違う。この例のようにスパン長が異なる梁の接合部においては、左右の梁の全塑性モーメントの違いや、剛性の違いによって、この場合は、短スパンの梁が先行して塑性化し、その後はそこに損傷が集中したと考えられる。このようにスパン長が異なる骨組では、部材相互の耐力比だけでは予測できないような損傷が生じる可能性がある。

パネルの損傷に関しては各層の応答値を予測値が上回り、安全側で予測している。一方、柱に関しては、1 階柱下端部の損傷を予測できていない。この原因として、短スパンの梁が早期に塑性化したことによる影響が考えられる。

3) CR-04 骨組: 1 スパンの骨組。AR-04 骨組と同様の傾向がある。梁に関しては、高さ方向の損傷分布の傾向は予測できていないが、梁の損傷が最大となる層の梁の損傷は、ほぼ予測できている。パネルに関しては、高さ方向の分布に関しても、ほぼその傾向を捉えることができています。柱に関しては、1 階柱下端部の損傷を予測することができていますが、JMA Kobe NS に対する予測はやや過大になっている。

CR-04 骨組に対する損傷予測値は、応答解析結果を安全側で予測している。

3.4 結論

本章では、第 2 章の応答解析結果を利用して、設計された鉄骨造骨組の地震時に想定される各部材の損傷を予測する方法を示した。3 つの骨組を対象にして、この損傷予測法による各部材の損傷とこれらの骨組の地震応答解析結果の比較を行い、本章で示す損傷予測法が適用できる建物の条件を検討した。以下に得られた結論を要約して示す。

1) 本章で示す損傷予測法は、第 2 章の応答解析の結果得られた柱・梁・パネル耐力比と部材の損傷の関係 (付録 1) に基づくものである。この損傷予測法では、設計された骨組のベースシヤール係数 (α_1)、各節点の柱/梁耐力比 (R_c)、パネル耐力比 (R_p) を算定し、骨組の層数の影響を考慮することによって、各部材の損傷を予測する。

2) 地震応答解析の結果、骨組各部材の損傷が、ほぼ安全側で予測できることを確認した。しかし、スパン長が異なる多スパン骨組では、相互の梁の剛性や耐力の違いの影響により、剛性の影響を考慮しないで損傷予測を行なう本章の損傷予測法では、部材の損傷が安全側で予測できない場合があることがわかった。本章で提案した損傷予測法は、1 スパンの建物または比較的均等なスパン長の多スパンの建物に対しては適用できると考えられる。

第4章 現行耐震規定で試設計された建物の耐震性能

4.1 序論

現在、中低層の鉄骨造建物では柱に冷間成形角形鋼管を用いた構造が主流となっている。通常の設計業務ではこれらの建物の地震応答解析は行わないため、強地震に対するこれらの建物の最大変形や各部材の損傷の大きさ等の耐震性能は、必ずしも明らかではない。そこで本章では、現行耐震規定に基づいて設計された架構形状、層数の異なる11種類の鉄骨造骨組を解析対象にして地震応答解析を行う。これらの骨組は、現行耐震規定の許容応力度、変形制限及び保有水平耐力の規定を満足するものである。この解析によって、現行耐震規定で設計されている鉄骨造建物の保有水平耐力や、地震時における最大層間変形、各部材の損傷等の耐震性能を把握する。また、第3章で示した損傷予測法によってこれらの建物の損傷予測を行ない、地震応答解析の結果と比較することによって提案した損傷予測法の精度を調べる。

現在一般に設計されている角形鋼管柱とH形鋼梁より成る剛接骨組においては、梁降伏型で設計していても、梁に比べてパネルの方が相対的に弱くなる場合があり⁴¹⁾、冷間成形角形鋼管を使用した場合でもその可能性があることが指摘されている⁴²⁾。したがって、ここでの解析では、パネルの塑性化を考慮した解析を行なう。

4.2 解析建物の設計条件と入力地震動

4.2.1 骨組形状と設計条件

ここで解析の対象にした骨組は、角形鋼管柱とH形鋼梁から成る鉄骨構造剛接骨組であり、図4-1に示す3種類の平面骨組（AR骨組、BR骨組、CR骨組）である。各骨組は、図4-2に示す床伏の内側の構面を構成するものであり、各骨組の階高は1階だけが4mで、2階以上はすべて3.75mである。解析骨組の層数及び名称を表4-1に記す。層数は2、4、8、12層とするが、12層のCR骨組はアスペクト比が6を超えるので対象としない。これらの骨組の各部材には実断面を割り付けている。

これらの骨組の設計条件を以下に示す。

- 1) 単位床面積当たりの重量を800kg/m²として各層の重量を決め、2次設計用地震力は図4-2の各平面構面が均等に負担するものとして設計を行なう。
- 2) 柱脚は固定とする。
- 3) 1次設計用地震荷重に対して骨組の層間変形角が1/200以下の条件を満足させる。
- 4) 幅厚比がBランク以上の部材を使用し、これらの建物の D_5 は0.25または0.3で設計する。
- 5) 柱に比べて梁の降伏が先行するように断面を選定する。
- 6) パネル断面はその下の柱と同一断面とする。
- 7) 梁の曲げ剛性に寄与する床スラブの合成効果を考慮して、梁の曲げ剛性は両側スラブ付きの場合1.4倍とする。

これらの条件に基づいて層数、架構形状の異なる11の骨組を設計した⁴²⁾。表4-2にはAR、BR、CR骨組のそれぞれの各層の重量と、設計で仮定された振動特性係数²³⁾ (R_v) の値を示す。このような条件で設計された骨組の軸組図及び構成部材の断面寸法を付録2に示す。

4.2.2 解析条件

以下に本章の地震応答解析における解析条件を示す。

- 1) 柱、梁、パネルの復元力特性はバイリニア型とし、柱、梁の歪硬化係数は2%、パネルは1%²⁴⁾ とす

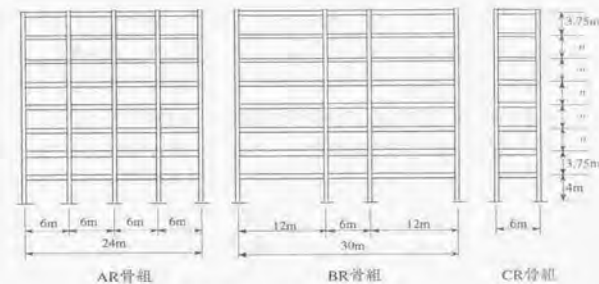


図4-1 解析骨組の形状（8層骨組の例）

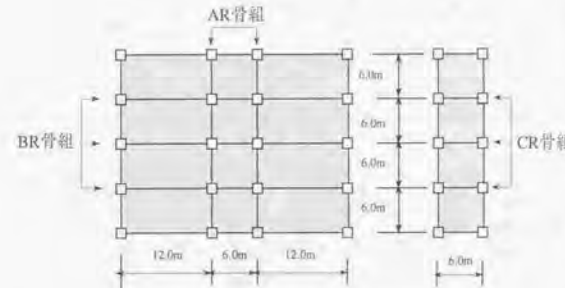


図4-2 解析骨組の床伏と解析対象構面

表4-1 解析骨組の層数と名称

層数	建物高さ (m)	AR骨組	BR骨組	CR骨組
2	7.75	AR-02	BR-02	CR-02
4	15.25	AR-04	BR-04	CR-04
8	30.25	AR-08	BR-08	CR-08
12	45.25	AR-12	BR-12	—

表4-2 各層の重量と振動特性係数

骨組種別	AR骨組	BR骨組	CR骨組
各層の重量 W_i (t)	144.0	115.2	23.04
R_v			
2層骨組	1.000		
4層骨組	1.000		
8層骨組	0.947		
12層骨組	0.707		

る。

- 2) 鋼材の降伏点は公称値の1.1倍とする。
- 3) 各層の重量は梁上に等分布するものとし、梁中央に節点を設けて、ここに梁上全重量の1/2を集中させ、残りは両端の柱梁節点に分配する。
- 4) 減衰は剛性比例型で1次の減衰定数を2%とする。
- 5) 数値積分（Newmark β 法）の時間刻みは、固有周期の1/200以下程度とする。

応答解析に使用した解析プログラムは、第3章の地震応答解析でも使用したclub¹⁶⁾である。このプログラムはパネルの弾塑性挙動をできるだけ精度よく追跡することを意図して開発されたものである⁴⁷⁾。

4.2.3 入力地震動

表4-3は本章の応答解析で用いた7種類の入力地震動の最大速度、最大加速度、継続時間である。また、これらの地震動のエネルギースペクトル (V_E)¹⁴⁾ を図4-3に示す。これらの入力地震動のうち、El Centro NS、Taft EW、Hachinohe EWは、入力地震動の最大速度が50cm/secになるように調整したものである。wv_{elns}²⁷⁾、Yokohama⁴³⁾は模擬地震動であり、エネルギースペクトルからわかるように、それぞれ、周期

0.6秒及び1.0秒以降の入力エネルギーがおよそ一定になるような地震動である。なお、Yokohamaは主要動の継続時間が長く、海洋型の性質を持つ地震波である⁴⁴⁾。これらの模擬地震動の最大速度もおよそ50cm/secである。JMA Kobe NSは兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された地震動である。JMA Kobe NSについては、観測記録の最大加速度の大きさは調整せず、原波を入力地震動として使う。JMA Kobe NS+UDは、神戸海洋気象台で観測された地震動の水平動と上下動を同時に入力する解析を意味している。

表4-3 入力地震動一覧

地震動	最大速度	最大加速度	継続時間
EL Centro NS	50cm/sec	511gal	20sec
Taft EW	50cm/sec	497gal	20sec
Hachinohe EW	50cm/sec	255gal	20sec
wv_eins	54cm/sec	297gal	30sec
Yokohama	52cm/sec	312gal	40sec
JMA Kobe NS	90cm/sec	818gal	30sec
JMA Kobe NS+UD	90cm/sec	818gal (NS) 332gal (UD)	30sec

EL Centro NS, Taft EW, Hachinohe EWは日本建築センター発行の地震波

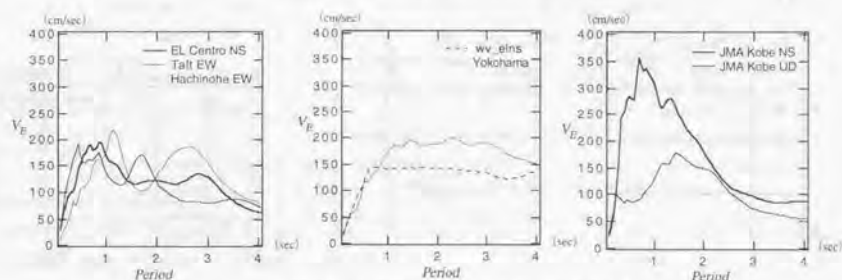


図4-3 入力地震動のエネルギースペクトル

4.3 解析骨組の力学特性

4.3.1 固有周期

11種類の解析骨組の固有周期を図4-4に示す。横軸が層数、縦軸が固有周期である。図中には $0.03h^{2/3}$ (h は建物高さ)で計算される骨組層数と固有周期の関係を付記している。解析骨組の固有周期は、層数に対してはほぼ比例関係にあり、 $0.03h$ で計算した固有周期より、これらの骨組の周期は長いことがわかる。

4.3.2 骨組の耐力

図4-5はこれらの骨組のベースシヤー係数(α_1)である。この α_1 は、3.2節で定義した方法で計算したものであり、骨組の第1層の保有水平耐力を建物全重量で除して計算したものではない。長いスパンを持つBR骨組の α_1 は、1スパンのCR骨組及び均等スパンのAR骨組に比べて大きいのがわかる。特に、低層の骨組ではその傾向が強く、BR-02骨組の α_1 は0.7以上となっている。一方、CR骨組及びAR骨組の α_1 は0.4

以下である。これは梁のスパンが長いBR骨組では、鉛直荷重の影響によって、梁の断面が大きくなっているからである。

α_1 は、階数の増加とともに小さくなっている。AR, CR骨組の α_1 は、ほぼ同程度である。8層、12層骨組は、表4-2で示すように振動特性係数(R_f)が1.0以下であるため、2,4層骨組より α_1 が小さくなっているものと考えられる。

4.3.3 骨組の柱・梁・パネル耐力比

図4-6(a)～(c)にAR, BR, CR骨組それぞれについて、2, 4, 8, 12層骨組の柱・梁耐力比(R_c)とパネル耐力比(R_p)を示す(3-1), (3-2)式参照)。図の横軸が耐力比で、縦軸は階を表す。それぞれの骨組において、上段の図は骨組の外柱接合部での耐力比で、下段は内柱接合部での耐力比である。図中、白丸が R_c の値で、黒丸が R_p の値を表す。

全体の傾向として、同一種類の骨組では建物層数が変化しても、ほぼ同様の傾向を持っていることがわかる。AR骨組は、 R_c の値は外柱位置では2.5～4.5程度であり、BR, CR骨組のそれと比べて高い値である。一方、内柱位置での R_c の値は、ほぼ1～2の範囲内であり、平均としては1.5程度である。 R_p の値については、外柱位置では1

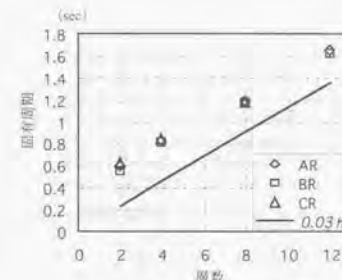


図4-4 解析骨組の固有周期

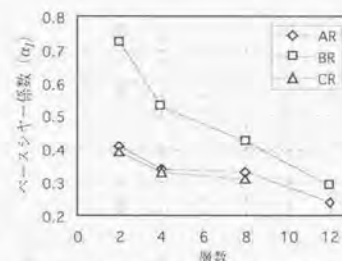


図4-5 解析骨組のベースシヤー係数(α_1)

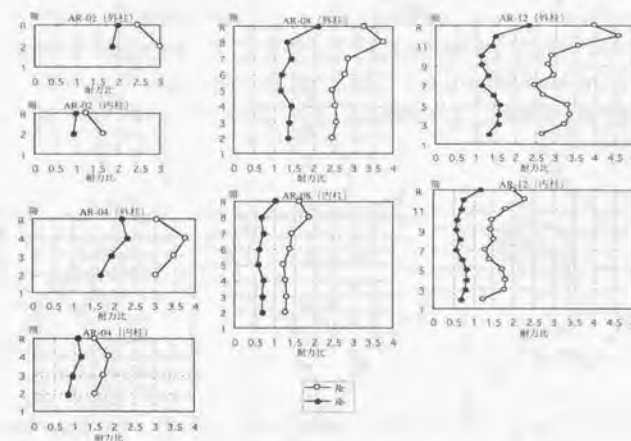


図4-6(a) AR骨組の柱・梁・パネル耐力比

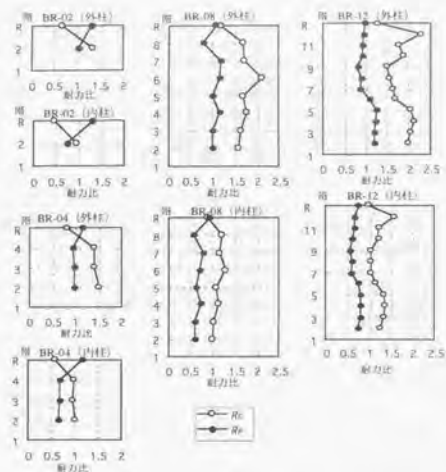


図4-6 (b) BR骨組の柱-梁-パネル耐力比

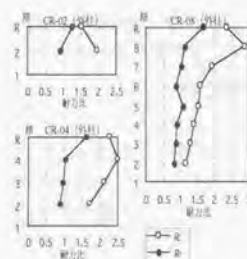


図4-6 (c) CR骨組の柱-梁-パネル耐力比

以上であるが、逆に内柱位置では、0.5～1程度となっている。BR骨組では、 R_c の値はBR-02のR階を除いて、外柱位置ではほぼ1～2程度であり、内柱位置では1～1.5程度である。 R_p の値は外柱位置では1前後であるが、内柱ではAR骨組と同様に0.5～1程度である。CR骨組では、 R_c の値は1～3の範囲である。 R_p の値は1前後である。

4.4 解析骨組の地震応答解析結果

4.4.1 骨組への入力エネルギー

図4-7はEl Centro NS, Yokohama, JMA Kobe NSの、それぞれの地震動のエネルギースペクトル（減衰10%の V_E スペクトル）と、それぞれの地震動によって各骨組の応答解析を行なった結果得られた骨組の総エネルギー入力（速度換算値（ V_E : (2-12) 式参照）を示したものである。これらの図から、骨組への総エネルギー入力（速度換算値）が、その地震動のエネルギースペクトルとおよそ一致することがわかる。

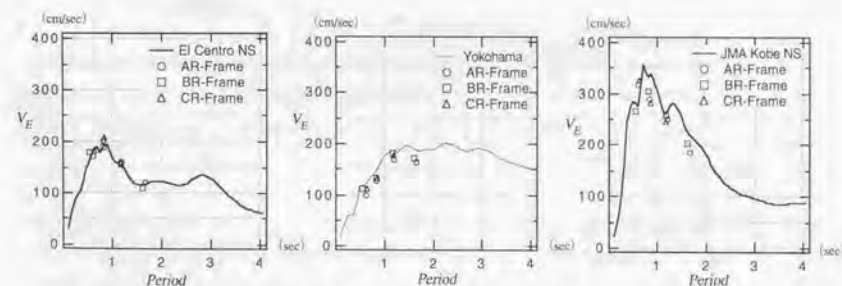


図4-7 解析骨組への総エネルギー入力

4.4.2 各層の最大層間変形角

図4-8は表4-3で示した地震動に対する、11種類の解析骨組の各階の最大層間変形角を示したものである。これらの図から、骨組の最大層間変形角の分布について、最大速度が約50cm/secの地震動（JMA Kobe以外の地震動のことであり、以下50kineの地震動と呼ぶ）による応答と、JMA Kobe NS（90cm/sec）による応答を比較すると、明らかにJMA Kobe NSによる応答が大きいことがわかる。

50kineの地震動による応答について比較してみると、地震動の違いが最大層間変形角の分布に与える影響はそれほど大きくないと思われる。特に、低層の骨組では地震動の特性が表れにくいようである。また、骨組の層数が変わっても最大層間変形角の大きさはあまり変化せず、その値は0.01～0.015rad程度で、最大でも0.02rad以下である。

JMA Kobe NSによる応答については、骨組の層数が小さいものほど最大層間変形角が大きくなる傾向が見られる。AR-02とCR-02骨組の最大層間変形角は、0.05rad程度となっている。これらの骨組の変形が特に大きいのは、JMA Kobeによる骨組へ入力エネルギーの速度換算値がAR-02とCR-02が最も大きい（図4-7参照）ことが原因の一つとして考えられる。JMA Kobeの入力地震動に対して、このような大変形を避けるためには、AR-02及びCR-02骨組についても、BR-02骨組が有する程度の耐力（ α_1 が0.7以上）が必要

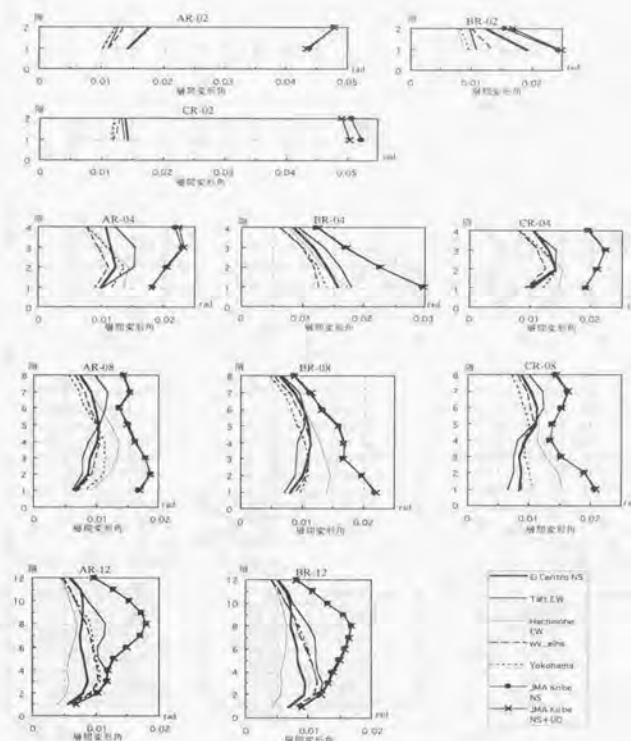


図4-8 骨組の最大層間変形角

となる可能性がある。

水平動と上下動を同時に入力した JMA Kobe NS+UD と JMA Kobe NS の応答を比較すると、最大層間変形角に関してはほとんど差がないことがわかる。

4.4.3 各層の損傷分布

図4-9～図4-11は、解析骨組の各階における外梁（外柱に接続する梁端部）、内梁（内柱に接続する梁端部）、外パネル、内パネル、外柱、内柱の累積塑性変形倍率（ η_p ）(3-10)式参照)の最大値の分布を示したものである。図4-9～図4-11はそれぞれAR骨組、BR骨組、CR骨組であり、それぞれの図中の(a)～(d)は2層～12層骨組の結果を示している。すべての骨組において、JMA Kobeによる損傷は、50kineの地震動による損傷を上回っている。また、JMA Kobe NS と JMA Kobe NS+UD の損傷は、ほとんど変わらないことがわかる。

図4-9のAR骨組の損傷分布の特徴を以下に示す。内梁に比べて外梁の方が損傷が大きい。外パネルにはほとんど損傷がないが、内パネルには損傷が生じている。柱は外柱、内柱ともに1階にのみ損傷が生じている。また、柱の損傷は低層骨組の方が大きくなる傾向がある。50kineの地震動に対するAR骨組の各部材の損傷（ η_p ）の最大値として、梁は16、パネルは11、柱（1階下端）は1程度である。一方、JMA Kobeに対する各部材の損傷（ η_p ）の最大値は、梁は46、パネルは16、柱（1階下端のみ）は6程度である。AR-02骨組の外梁は、 η_p が46であり、大きな損傷となっている。このような損傷集中が生じる原因としては、同

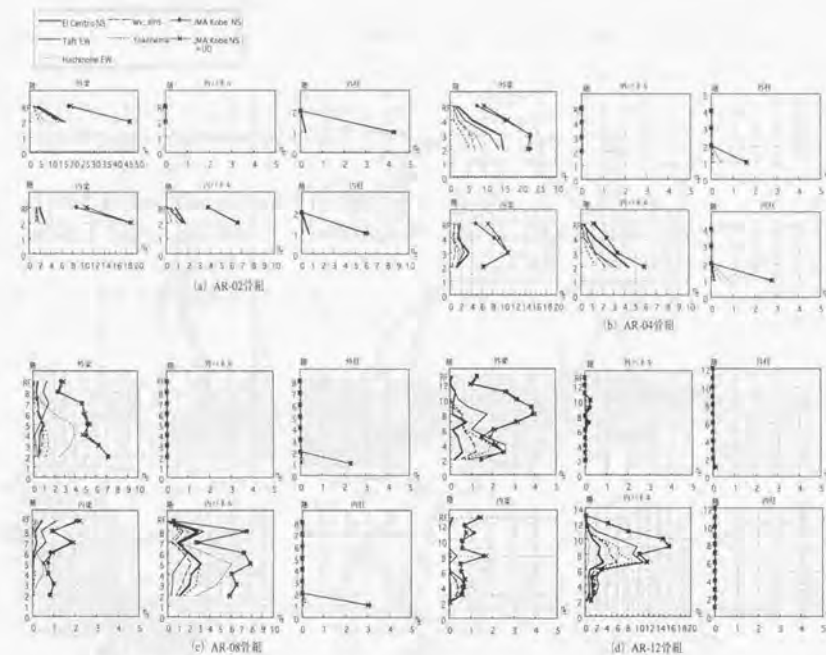


図4-9 AR骨組の損傷分布

一層の中で、この外梁端部が相対的に耐力が小さいことにより、早期に降伏することが原因として考えられる。外梁端部のこのような損傷集中を避ける対策が設計において必要と思われる。

図4-10のBR骨組の損傷分布の特徴として、AR骨組とは逆に内梁の損傷の方が外梁の損傷よりやや大きいことが挙げられる。パネルの損傷はAR骨組と同様の傾向であり、外パネルにはほとんど損傷がなく、内パネルには損傷が生じている。柱の損傷もAR骨組と同様の傾向で、ほぼ1階（柱下端部）に集中し、低層

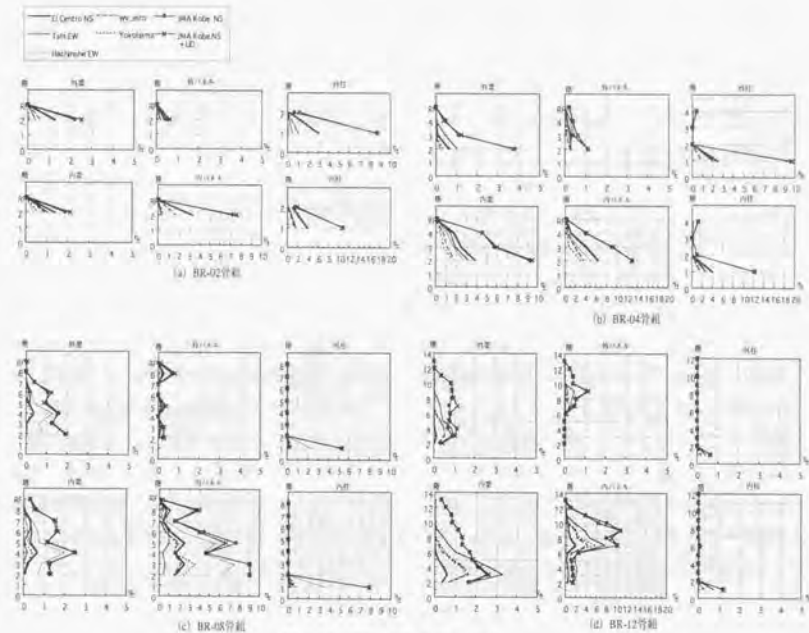


図4-10 BR骨組の損傷分布

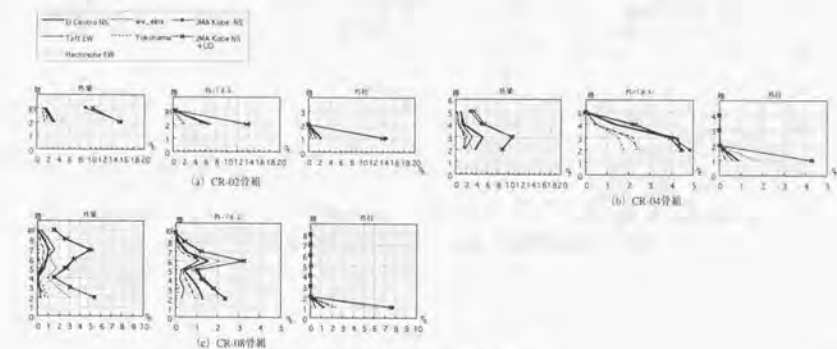


図4-11 CR骨組の損傷分布

骨組の損傷の方が高層骨組のそれより大きくなる傾向がある。50kineの地震動に対するBR骨組の部材の損傷(η_z)の最大値は、梁は4、パネルは8、柱(1階下端のみ)は4程度である。一方、JMA Kobeに対する各部材の損傷の最大値は、梁は10、パネル13、柱(1階下端のみ)は10程度である。

図4-11のCR骨組の損傷分布の特徴は、外梁と外パネルに同程度の損傷が生じていることである。AR骨組は外梁に大きな損傷が生じたのに対して、CR骨組には大きな損傷が生じなかった。これは、CR骨組は外パネルでのエネルギー吸収が大きいと考えられる。柱の損傷は、他の骨組と同様の傾向であり、損傷は1階(柱下端部)に集中している。50kineの地震動に対するCR骨組の部材の損傷(η_z)の最大値として、梁は5、パネルも5、柱(1階下端)は7程度である。一方、JMA Kobeに対する各部材の損傷の最大値は、梁は16、パネルは14、柱(1階下端)は15程度である。

部材の損傷に関するこれらの解析結果をまとめると、現行耐震規定で設計された骨組に対して、50kineの入力地震動に対して、部材の損傷(η_z)の最大値として、梁は16、パネルは11、柱(1階下端)には7程度が生じる可能性がある。一方、JMA Kobeの地震動に対しては、梁は46、パネルは16、柱(1階下端)は15程度の損傷(η_z)が生じる可能性があることがわかった。

4.4.4 最大塑性率と累積塑性変形倍率の関係

図4-12は、梁、パネル、柱について、部材の最大塑性率(μ_{max})と累積塑性変形倍率(η_z)の関係をプロットしたものである。これらのプロットの対象とした骨組は、梁、パネル、柱のそれぞれの損傷が比較的大きかった以下の骨組である。梁は、AR-02及びAR-04骨組の内梁及び外梁をプロットの対象とした。パネルは、BR-02、BR-04、BR-08、BR-12の骨組の内パネルを対象とした。柱は、BR-02、BR-04、BR-08骨組の内柱と外柱を対象とした。これらのプロットは、El Centro NS、Yokohama、JMA Kobe NSの3つの地震動に対するものである。図中の実線は、第2章の(2-13)、(2-14)式で表される $\mu_{max} - \eta_z$ 関係である。JMA Kobeによる梁及びパネルの応答では(2-13)、(2-14)式で表される線より上にあるものも見られる。JMA Kobeによる応答は、部材の η_z に対して μ_{max} が大きくなりやすいことがわかる。部材の最大塑性率(μ_{max})と累積塑性変形倍率(η_z)の関係は、(2-13)、(2-14)式でおよそ表すことができると考えられるが、JMA Kobeのような直下型の地震に対しては μ_{max} がやや大きくなる可能性があると思われる。

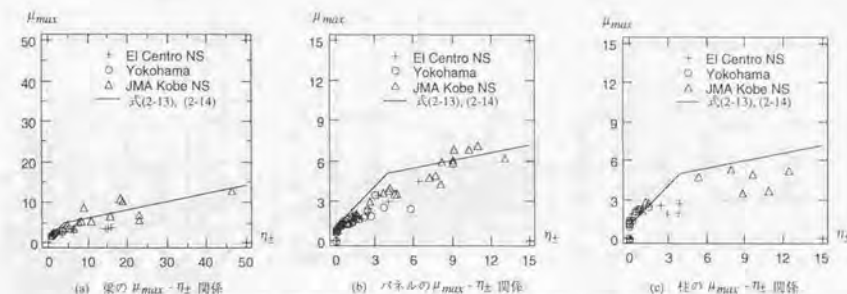


図4-12 最大塑性率(μ_{max})と累積塑性変形倍率(η_z)の関係

4.4.5 上下動の影響

本章で解析した11の骨組に関して、水平動だけの入力であるJMA Kobe NSと、水平動と上下動を同時に入力したJMA Kobe NS+UDの解析結果からは、骨組の最大層間変形角と損傷分布に関しては、上下動を同時に入力した影響がほとんど見られなかった。一般に、上下動を同時入力した場合の骨組の応答への影響は、柱の軸力変動に現れ、特に、軸力変動の小さい内柱で表れやすいことが報告されている⁹⁾。上下動の入力により骨組の応答で影響すると思われるのは、梁の上下方向の応答である。ここでは上下動の同時入力、梁中央部の上下方向の応答や文献4-5)で述べられるような柱の軸力変動にどの程度影響を及ぼすか、梁の上下方向の応答が最も生じやすいと考えられる長いスパンの梁を持つBR-04骨組について、水平動のみの入力の場合(Kobe NS)と上下動同時入力した場合(Kobe NS+UD)の応答を比較して示す。図

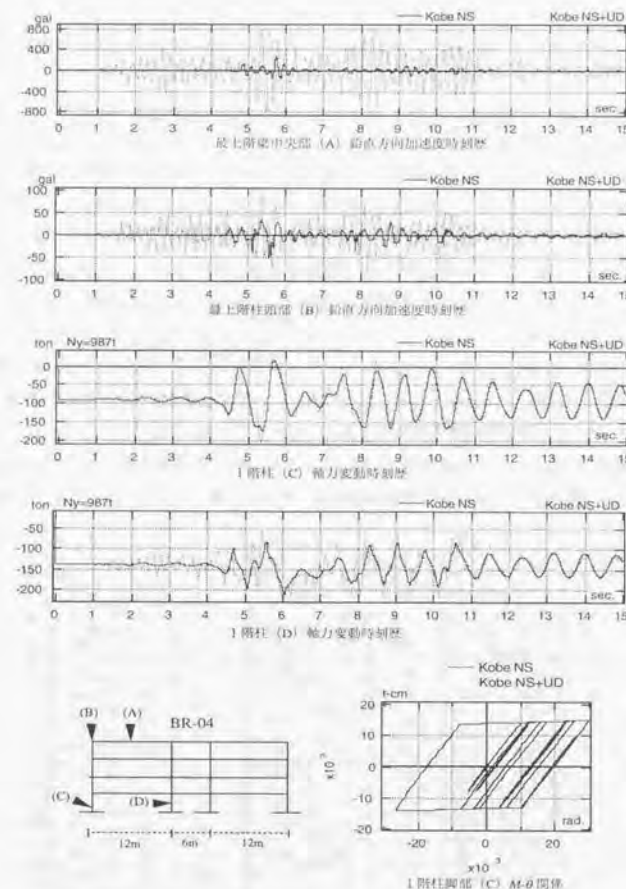


図4-13 上下動同時入力の影響

4-13の時刻歴は、図中に示すBR-04骨組の最上階梁中央部(A)の鉛直方向加速度時刻歴、最上階柱頭部(B)鉛直方向加速度時刻歴、1階外柱(C)軸力変動時刻歴、1階内柱(D)軸力変動時刻歴及び1階外柱(C)の柱下端部のM- θ 関係である。

上下動の入力により梁中央部(A)の鉛直方向の応答加速度は、最大800gal程度になる。しかし、最上階柱頭部(B)の鉛直方向の応答加速度は100gal以下である。1階柱脚(C)の柱軸力変動は水平動による軸力変動が支配的であり、上下動の影響による軸力変動は水平動の影響が小さい最初の4秒と、水平動による軸力変動が反転する部分に生じている。一方、軸力変動の小さい内柱(D)では、上下動の影響が表れやすいことがわかる。

第1階柱脚部のM- θ 関係からは、上記で述べたような上下動による柱への付加軸力が、柱のM- θ 関係に影響を及ぼしていないことがわかる。JMA Kobeの上下動の同時入力、各層の最大層間変形角や部材の損傷分布にもほとんど影響を及ぼさないのは、梁中央部の加速度応答は大きくなるが、梁端部の損傷や、柱(1階下端部)の損傷にほとんど影響を及ぼしていないからである。これらのことから、JMA Kobeの上下動は、本章で設計した解析骨組の変位応答および部材の塑性変形にほとんど影響を与えていないといえる。

4.5 損傷予測と応答解析結果の比較

本章で応答解析を行なった11の解析骨組の各部材の損傷を、第3章で示した損傷予測法によってどの程度安全に予測できるか調べる。ここではEl Centro NSとJMA Kobe NSに対する応答値と予測値の比較を行なう。すでに第3章で示したように損傷予測のためには、骨組のベースシヤー係数(α_1)と全ての節点における柱/梁耐力比(R_c)、パネル耐力比(R_p)が必要となる。すでに本章の図4-5及び図4-6でこれらの値は示されている。表4-4には図4-5の α_1 の値を、(3-7)式によって、El Centro NSとJMA Kobe NSの2つの地震動に対する損傷に寄与するエネルギー入力(V_D)によって修正した α_1 と、それをさらに(3-8)式によって層数で修正した結果($\alpha_1 \alpha_n$)を示している。骨組各部材の損傷予測値は、この $\alpha_1 \alpha_n$ の値と図4-6に示す各節点における柱・梁・パネル耐力比の値に基づいて、付録1を利用して、各部材の損傷(η)を読み取り、その値に(3-9)式で計算される値を乗じることによって得られる。

図4-14、図4-15、図4-16は、応答解析から得られたAR、BR、CR骨組の各部材における各層の累積塑性変形倍率(η_p)の最大値と上記により計算した損傷予測値を比較して示したものである。図の(a)は2層

表4-4 損傷予測のための骨組のベースシヤー係数

骨組	ベースシヤー係数 (α_1)	El Centro NS			JMA Kobe NS		
		V_D (cm/sec)	α_1	$\alpha_1 \alpha_n$	V_D (cm/sec)	α_1	$\alpha_1 \alpha_n$
AR-02	0.41	136	0.45	0.47	278	0.22	0.24
BR-02	0.72	146	0.74	0.76	231	0.47	0.49
CR-02	0.39	148	0.40	0.42	287	0.20	0.22
AR-04	0.34	165	0.31	0.32	252	0.20	0.21
BR-04	0.53	146	0.54	0.55	263	0.30	0.31
CR-04	0.33	165	0.30	0.31	245	0.20	0.21
AR-08	0.33	105	0.47	0.45	206	0.24	0.22
BR-08	0.42	83	0.76	0.74	205	0.31	0.29
CR-08	0.31	92	0.51	0.49	200	0.23	0.21
AR-12	0.24	73	0.49	0.45	152	0.24	0.20
BR-12	0.29	53	0.82	0.78	153	0.28	0.24

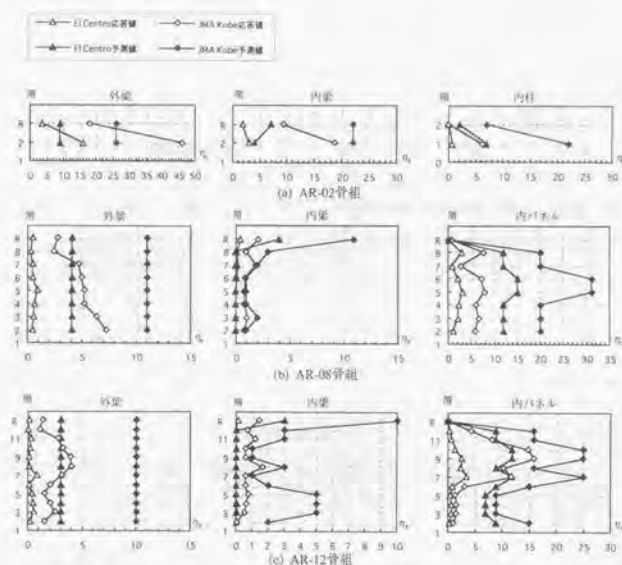


図4-14 AR骨組の応答と予測の比較

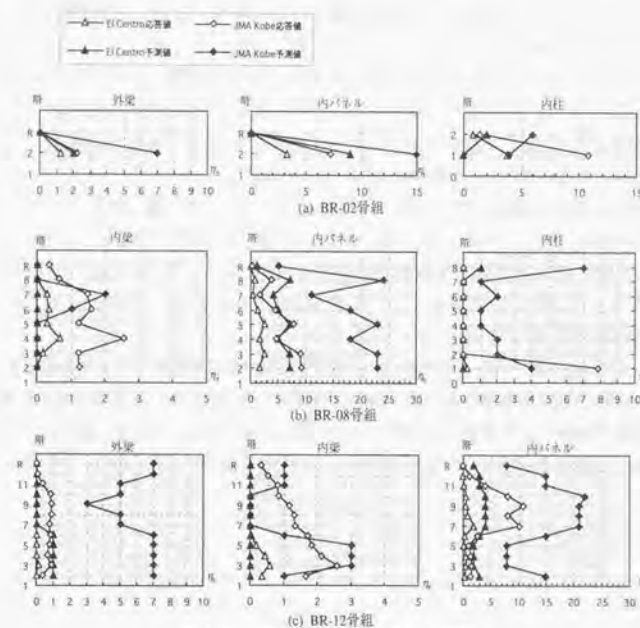


図4-15 BR骨組の応答と予測の比較

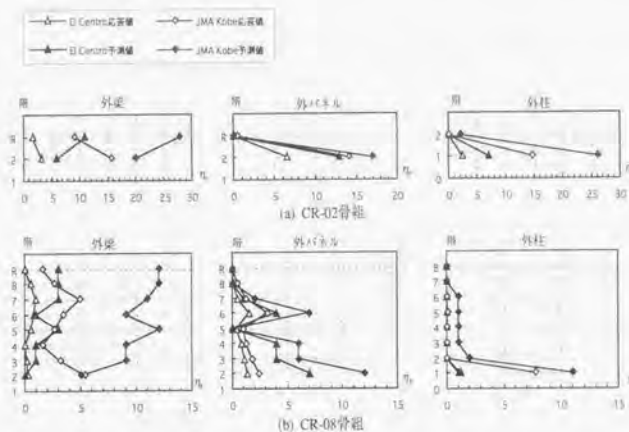


図4-16 CR骨組の応答と予測の比較

骨組、(b)は8層骨組、(c)は12層骨組である。4層骨組の結果は、すでに第3章で示している、ここでは示していない。ここでは、図4-9～図4-11で示した各骨組の損傷分布の結果から、それぞれの骨組で損傷が大きかった3つの部材を選んで比較を行なっている。図中△はEl Centro NSの応答解析による損傷で、▲がEl Centro NSの損傷予測値である。同様に、◇はJMA Kobe NSの応答解析による損傷で、◆がJMA Kobe NSの損傷予測値である。

図4-14のAR骨組では、AR-02骨組の2階床外梁の予測値が、応答解析による損傷より小さくなり、危険側の予測となっている。AR骨組については、これ以外の部位では安全側で予測されており、応答値に対する予測値の倍率は4倍程度の範囲内であり、平均的には2～3倍程度の精度で予測されている。均等多スパン骨組の外梁への損傷集中を安全側で予測することが課題である。

図4-15のBR骨組では、BR-02の1階内柱の損傷、BR-08骨組の内梁の損傷及び1階内柱の損傷で、予測値が応答値より小さくなっている。また、BR-12骨組の内梁でも中間階で予測値が小さくなっている。第3章で行なったBR-04骨組の応答と予測値の比較結果でも述べているが、BR骨組はスパン長が異なる3スパンの骨組であり、内梁はスパンが短いため、外梁との剛性の違いによって耐力比だけでは予測できない損傷集中が内梁に生じていると考えられる。

図4-16のCR骨組に関しては、CR-02骨組では全ての部位で応答解析による損傷を安全側で予測し、応答解析による損傷に対する予測値は2～3倍程度である。CR-08骨組では、2階床外梁及び5階外パネルで、予測値が応答解析による損傷よりわずかに小さくなっている部分があるが、全般的に安全側で損傷が予測されている。CR骨組は単スパンの骨組であり、この損傷予測法が適合しやすい骨組であると考えられる。

4.6 結論

第4章では、現行耐震規定で設計された鉄骨構造剛接骨組の地震応答解析を行ない、それらの骨組の保有水平耐力や、地震時における最大層間変形及び部材の損傷等の耐震性能を調べた。また、第3章で示した損傷予測法による損傷と応答解析結果を比較して、第3章で提案した損傷予測法による損傷予測の精度を検証した。以下に得られた結論を要約して示す。

- 1) 長いスパン(12m)を持つBR骨組のベースシヤー係数(α_1)は、1スパンのCR骨組及び均等スパンのAR骨組の α_1 に比べて、その値が大きくなる。特に、低層骨組にその傾向が強く、2層骨組では0.7以上であった。これは鉛直荷重の影響により、長いスパンの梁の断面が大きくなるためである。1スパン及び均等スパンの骨組の α_1 は0.4以下である。 α_1 は層数の増加とともに小さくなっている。
- 2) 多スパン骨組(AR、BR骨組)の内柱位置のパネル耐力比(R_p)は1以下となる。内柱位置では、柱や梁よりもパネルが先に塑性化する可能性が高い。
- 3) 50kineの入力地震動による応答解析の結果、骨組の最大層間変形角は0.01～0.015rad程度であり、最大でも0.02rad以下である。一方、JMA Kobe原波による最大層間変形角は、全ての骨組について、50kineの入力地震動による結果より大きくなった。特に2層骨組では、0.05rad程度の最大層間変形角となった。
- 4) 部材の累積塑性変形倍率(η_p)の最大値として、50kineの入力地震動に対して、梁は16、パネルは11、柱は7程度となった。一方、JMA Kobeに対しては、梁は46、パネルは16、柱は15程度となった。
- 5) 上下動を入力すると、梁中央部の上下方向の加速度は大きくなり、長いスパンを持つBR骨組では、その応答値は800gal程度となった。しかし、上下動の同時入力によって骨組の層間変形角や部材の損傷は、ほとんど影響をうけない。
- 6) 第3章で提案した損傷予測法による部材の損傷は、1スパン及び均等多スパンの骨組では、応答解析による損傷を2～3倍の精度では安全に予測できることを確認した。一方、スパン長が異なる多スパン骨組では、応答値を安全側で予測できない場合があることがわかった。これは、スパン長の違いによる相互の梁の剛性の違いが影響するためと考えられる。

-67-

5.2.2 建物の被害状況

この建物は主に南北方向の構面に被害を生じている。外装材としてPCコンクリートパネルが使用されており、パネルの目地ずれや不陸が数多く見られたが脱落はなかった。構造体の被害について、図5-5に南北方向A、B、C通りの構面の被害状況を示す。被害の特徴は、2、3階床梁における、梁ブラケット端部の塑性化と破断である。それらは梁端部がある程度塑性変形した後に、下フランジと上フランジがスカラップ底から破断したり、または、上下のフランジ両方が破断する被害である。ウェブにまで破断が進展しているものもあった。図中の×印は梁端部が破断した部位を示す。TBは上下のフランジの破断、Tは上フランジの破断、Bは下フランジの破断を示す。▲印は破断していないが梁端部フランジに顕著な降伏（降伏領域が溶接部から60cm程度まで広がっている）が観察された部位、△印は降伏領域が20cm以下の軽微な降伏の部位を示す。なお、顕著な降伏が観察された部位の亀裂の有無は確認できていない。OK印の梁端部はフランジの破断及び降伏が観察されなかった部位である。記載のない梁端部は内装材によって梁端部の被害が観察できなかった部位である。梁端の破断の例を写真5-1に示す。

梁端部の被害のほか、パネルのせん断降伏も確認されている。図中にパネルのせん断降伏が確認された部位（■）と、パネルが無被害（降伏していない）であった部位（□）を示している。パネルの被害に

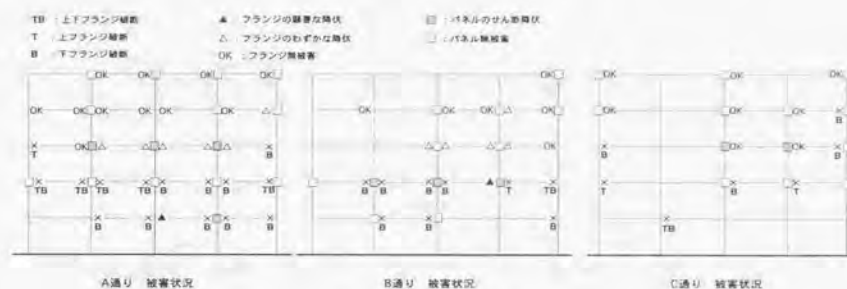


図5-5 建物の被害状況



写真5-1 梁端部の破断



写真5-2 パネルの降伏



写真5-3 露出柱脚の被害

関しては、せん断降伏は観察されたが、明らかなせん断変形が確認された部位はなかった。記載のないパネルは被害が観察できなかった部位である。パネルのせん断降伏の状況を写真5-2に示す。また、この建物に関する別の被害調査²⁷⁾では、3階の柱頭部で局部座屈が観察されたという報告がある。

露出柱脚の被害については、土間コンクリートをはつることにより、アンカーボルトの伸びが観察されている（写真5-3）。建物のほとんど全ての柱脚アンカーボルトが、約2cm程度伸びているのが観察された。

A、B、C通りとも、2、3階の床梁端部では、観察することができた梁のほとんどに破断が生じていた。一方、4階床梁より上の階の梁については、外柱に接続している梁ブラケット以外は、ほぼ無被害であった。なお、本建物は既に解体されている。

5.3 解析方法と入力地震動

5.3.1 解析方法

ここでは、被害が大きかった南北方向のA、B、C通りの骨組を解析の対象として骨組の地震応答解析を行う。応答解析では、第3章及び第4章で使用したものと同一平面骨組解析プログラムを使用する。

建物のモデル化については、解析の目的に応じて、以下に示す全体骨組の解析のためのモデル化とA通り骨組の解析のためのモデル化を行う。全体骨組の解析とは、建物全体としての挙動及び損傷分布を被害状況と比較して、建物への入力レベルの推定を行なうための解析であり、この解析のために、A、B、C通りそれぞれの骨組の各階の床位置を剛な梁でピン接合し、3つの骨組を直列に連結することによって建物を一体としたモデル化（以下、これを全体骨組と呼ぶ）である。

A通り骨組の解析とは、パネルによるエネルギー吸収効果や柱脚部の耐力の影響を調べるための解析であり、A通り骨組だけを解析の対象にしたモデル化である。A通り骨組を選んだのは、この骨組が最も多くの梁端部破断が観察できていたからである。

5.3.2 解析条件

解析骨組の柱、梁等の部材強度の設定及び応答解析の解析条件を以下に示す。

1) 図5-2で示したように、この建物の梁では、ブラケット梁の断面が、大梁の断面と異なる部分がある。その部分の梁部材のモデル化では、解析プログラムの制約から、ブラケット部分の断面と大梁の断面は異なる断面形状で設定できないため、大梁の断面を入力してモデル化している。そのため、解析骨組の

各梁端部の全塑性モーメントの値が、実際の梁ブレース断面とその材料強度から得られる全塑性モーメントの値と一致するように、解析骨組の梁端部の材料強度を増減させている。

- 2) 柱からは引張試験片を採取していないので、柱の材料強度は不明である。柱が冷間ロール成形角形鋼管であることから、降伏点はその平均的な値として $3.7t/cm^2$ とした。
- 3) パネルの材料強度は柱と同一とした。
- 4) 柱脚部アンカーボルトの降伏点は $3.0t/cm^2$ とした。
- 5) 各層の重量は $0.8t/m^2$ とした。A、B、C通りそれぞれの骨組の床の支配面積は、A、B通りの中間、B、C通りの中間を支配面積の境界とした。
- 6) 柱、梁の歪硬化係数は、ヤング係数に対して2%、パネルは1%^{2.6)}とした。
- 7) 柱脚は露出柱脚であることから、スリップ形の復元力特性を仮定した。
- 8) 減衰は剛性比例形で1次の減衰定数を2%とした。

5.3.3 入力地震動

応答解析に使用した地震動は、大阪瓦斯(株)葎合供給所N030W成分(Fukiai)、神戸海洋気象台NS成分(JMA kobe)、wv_eins^{2.7)}の3つである。FukiaiとJMA kobeは観測された地震動の原波を使用した。wv_einsは固有周期0.6秒以後で入力エネルギーが、ほぼ一定になるように作成された模擬地震動である。なお、解析対象とした被災建物は、大阪瓦斯(株)葎合供給所から700m程度東に位置している。これらの入力地震動の最大速度等を表5-3に示す。図5-6は3つの地震動の、損傷に寄与するエネルギー入力の変換値(V_D)スペクトルを示す。ここで示す V_D スペクトルは、減衰(h)2%のエネルギースペクトル(V_E)を次式^{1.2)}によって V_D に変換したものである。

$$V_D = \frac{V_E}{1+3h+1.2Vh} \quad (5.1)$$

文献5-8)では、兵庫県南部地震における震源域の地震入力、現行耐震規定の1.5倍程度の入力レベルに達していたと推定している。ここで採用したwv_einsは、この入力レベルを想定するために、 V_D の最大値が225cm/sec程度になるように加速度を増幅したものである。すなわち、 V_D 225cm/secは、現行耐震規定の2種地盤上で想定している速度応答値150cm/secの1.5倍の入力である。

図5-6中に示した■、◆、▲は、これら3つの地震動による、全体骨組への損傷に寄与するエネルギー入力の変換値(V_D)を示したものである。この図からFukiaiは他の2つの地震動と比較して、全体骨組に対して最も大きな損傷を及ぼす可能性があることがわかる。

表5-3 入力地震動一覧

地震動	最大速度	最大加速度	継続時間
Fukiai (N030W)	121cm/sec	802Gal	20sec
JMA kobe (NS)	90cm/sec	818Gal	15sec
wv_eins	105cm/sec	579Gal	30sec

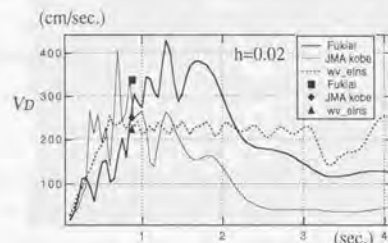


図5-6 損傷に寄与するエネルギー入力の速度換算値

5.4 解析骨組の力学特性

5.4.1 全体骨組の固有周期と耐力

全体骨組の固有周期は、1次0.871秒、2次0.305秒である。図5-7は静的漸増載荷(A分布の分布荷重により骨組頂部の変形が0.05radに達するまで載荷)によって得られた、全体骨組の各層の層せん断力係数-層間変形角関係である。低層階ほど変形が大きいのがわかる。また、この図から全体骨組のベースシヤー係数は、0.6に達していることがわかる。

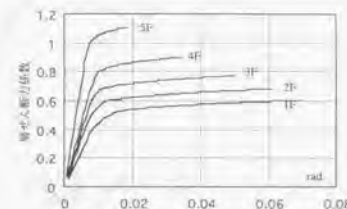


図5-7 静的漸増載荷

5.4.2 全体骨組の柱-梁-パネル耐力比

図5-8は、(3-1)、(3-2)式で計算される全体骨組のA、C通り(上段)及びB通り(下段)の各階の柱/梁耐力比(R_c)を実線で、パネル耐力比(R_p)を点線で示したものである。1階のプロットは、柱に対する柱脚の耐力比(R_{cb})を示している。 R_{cb} は柱脚の降伏モーメントを1階柱の全塑性モーメントで除した値である(詳細は5.7節)。左の図は外柱位置における耐力比で、右の図は内柱における耐力比を示す。

外柱位置では、最上階以外は R_c は1.5以上であり、梁の耐力が柱の耐力よりかなり小さいことがわかる。また、 R_p が1.0以上であり、パネルの耐力は梁よりも大きいことがわかる。すなわち、外柱位置ではA、B、C通りに共通して、梁に損傷集中が生じることが予想される。特に低層階では R_c 、 R_p が大きくなっていることから、その傾向が顕著になると考えられる。

内柱位置では、 R_c はおおよそ1.0~2.0の範囲(最上階を除く)であり、外柱での R_c の値よりやや小さい。 R_p の値は、A、C通りは1以下であるが、B通りでは1.0前後である。このことから、A、C通りでは、パネルの耐力が梁より小さいため、梁よりもパネルの損傷が大きくなることが予想される。

R_{cb} の値は0.2~0.3程度であり、柱脚の耐力は柱の耐力に比べてかなり小さいことから、1階の柱では柱脚が塑性化し、柱の下端部は弾性状態を維持すると考えられる。

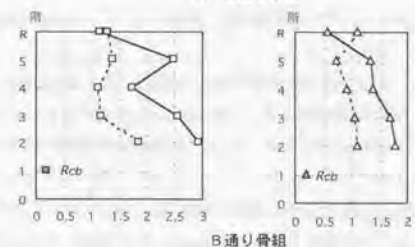
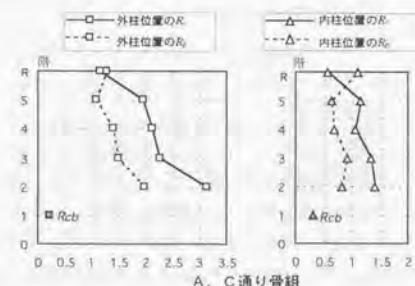


図5-8 解析骨組の柱-梁-パネル耐力比

5.5 被災建物の地震応答解析

5.5.1 最大層間変形角と損傷分布

図5-9は、3つの地震動による全体骨組の各層の最大層間変形角を示す。Fukiaiによる最大層間変形角が最も大きく、第1層では0.05rad程度となっている。低層階ほど最大層間変形角が大きい。図5-7の静的漸増載荷でもこの傾向は見られ

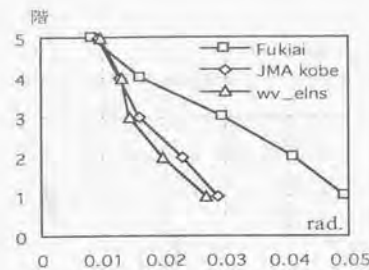


図5-9 各層の最大層間変形角

たが、これは柱脚が露出柱脚で、この部分の固定度及び柱と比較した耐力 (R_{ef}) が小さく、露出柱脚が早期に塑性化するためと考えられる。

図5-10は3つの地震動 (Fukiai, JMA Kobe, ww_eln) に対する全体骨組の損傷分布である。ここでは損傷指標として、(3-10) 式で定義される累積塑性変形倍率 (η_s) を使っている。図の上段に、柱、梁、パネル各部材の η_s の大きさを表すための凡例を示している。梁については η_s の値を図中に記載した。

この図から、骨組各部の損傷の大きさはFukiaiによる損傷が最も大きく、JMA Kobeとww_elnでは、JMA Kobeによる損傷の方がやや大きいことがわかる。損傷分布は3つの地震動とも同様の傾向を示し、2階、3階床梁端部に損傷が集中している。特にA、C通りの2階床外梁端部の損傷が大きい。これは表5-2で示したように、この部位の梁ブラケットの材料強度が他の部位の材料強度より相対的に小さかったことが原因の1つであろう。

パネルの損傷については、A、C通りの損傷が、B通りの損傷よりやや大きい傾向がある。柱の損傷については、Fukiaiによる応答では、1階～3階の柱頭部がわずかに塑性化している。JMA Kobeとww_elnでは柱の塑性化は生じていない。

柱脚の損傷に関しては、柱脚は塑性化しているが、1階柱の下端部は塑性化していないのがわかる。柱脚の累積塑性変形倍率 (η_s) が7.5以下で、比較的小さいのは、スリップ形の復元力特性のためエネルギー吸収量が小さいことが理由である。しかし、柱脚自体の塑性回転変形は大きく、Fukiaiによる応答では外側の柱脚で、弾性限界回転角0.0061rad.に対して、最大回転角は0.0498rad.に達しており、最大塑性率 μ_{max} は8.2である。Fukiaiによる柱脚の最大回転角と回転半径の積 (0.0498rad. \times 515mm) から、アンカーボルトの伸び量を計算すると、26mmとなる。一方、JMA Kobeによるアンカーボルトの伸び量は15mmとなる。

これらの応答解析による損傷分布を図5-5で示した被害状況と比較すると、2、3階床梁に破断が多かった被害状況をおよそ表しているのがわかる。また、図5-8で示した柱-梁-パネル耐力比から予測される損傷部位は、解析から得られる損傷分布の傾向をとらえている。

5.5.2 被災建物への地震入力エネルギーの大きさの推定

図5-6で示したように、3つの地震動による全体骨組への損傷に寄与するエネルギー入力 (V_D) の大きさは異なる。その値はFukiaiが最も大きく338cm/sec, JMA Kobeは250cm/sec, ww_elnは223cm/secである。3つの地震動の中で、どれが建物への実際の入力地震動に近いと推定するために、この建物の梁端部

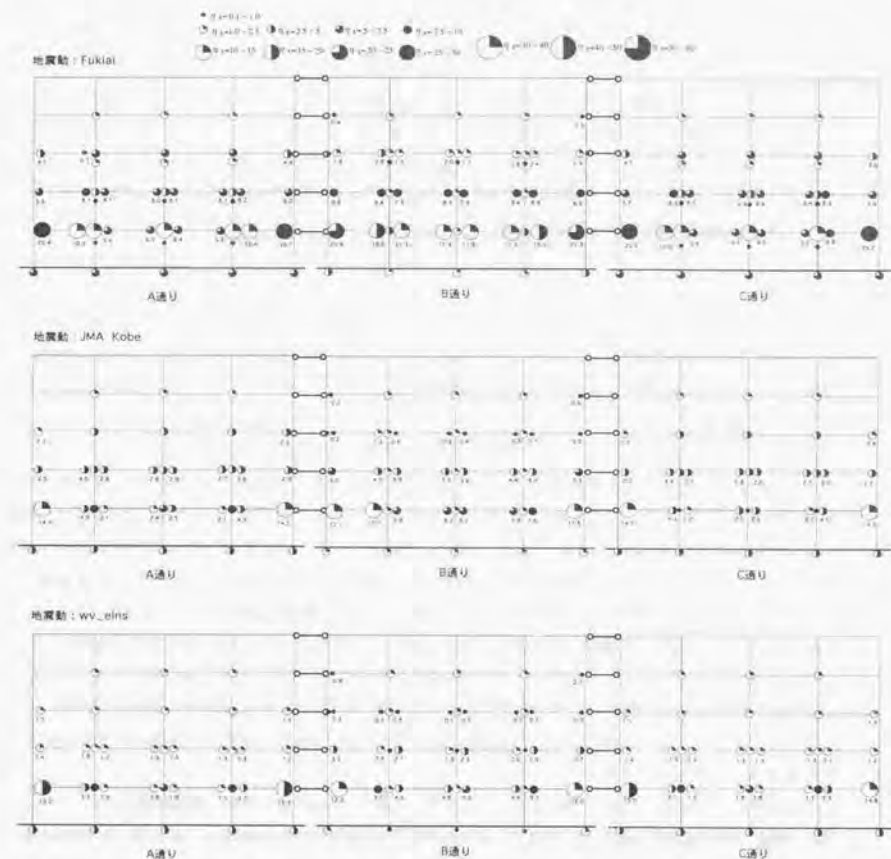


図5-10 全体骨組の損傷分布

が破断するまでの塑性変形能力と、3つの地震動による応答解析から得られる梁端部の損傷の大きさ及び履歴性状を比較する。

図5-11は、3つの地震動に対するA通りの3階床外梁端部のモーメント-回転角関係を示す。図中の番号と矢印は、塑性履歴が生じた順番とその塑性回転角の大きさを示す。3つの地震動によるこれらの履歴性状からは、梁端部の塑性化回数は、正、負でそれぞれ1回か2回であることがわかる。すなわち、破断した梁端部には、その梁端部が破断する限界の変形となる力が、一撃で作用した可能性がある。Fukiaiによる応答では1回の塑性回転角が0.03rad.以上になっている。一方、JMA Kobe及びww_elnによる最大回転角は0.02rad.より小さいことがわかる。この建物の柱梁接合部を採取した試験体 (地震による損傷部をほとんど含まない) を使った高速載荷 (歪速度は約15%/sec.) による梁の破断の再現実験³⁴⁾ によれば、0.02rad.での繰返し載荷で、梁端部は3サイクル目に破断したことから、この建物には少なくともJMA

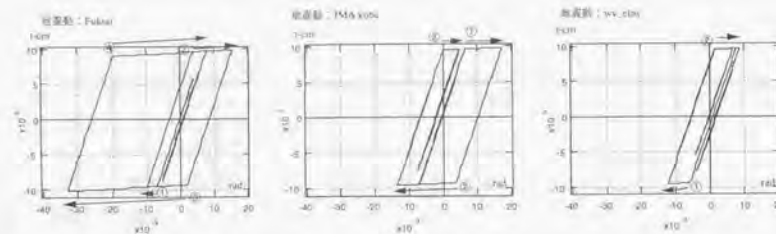


図5-11 梁端のモーメント・回転角関係 (3階床外梁端部)

kobeやwv_elsよりも大きな入力地震動が作用したものと推定される。破断した梁端部には0.02radより大きな変形が1回の塑性変形によって生じたと推定される。梁の荷重実験では、このような大きな振幅が最初に生じることを考慮した加力サイクル (単調荷重) によって、部材のエネルギー吸収能力を評価することも必要と考えられる。

破断再現実験^{3,4)}からは、破断した加力サイクル側での累積塑性変形倍率 (η_p) は11.9であることがわかっていて、図5-10における梁端部の損傷分布において、Fukiaiによる解析結果では、2、3階床梁端部の η_p の平均値は10.3であり、JMA kobeでは5.0、wv_elsは4.0である。実際にはこの建物の梁端部は、実験による荷重振幅よりも大きな振幅を受けたことにより破断した可能性があるため、 η_p の値を単純比較することはできないが、この建物の梁端部の η_p が12程度であるとすれば、梁端部の損傷でこれに最も近いのはFukiaiによる応答結果の値 (10.3) である。このように、 η_p の値を比較した結果からは、Fukiaiと同程度のエネルギー入力地震動 ($V_D=338\text{cm/sec}$) が、この建物に入力した可能性が考えられる。

一方、柱脚アンカーボルトの伸びから、入力地震動の大きさを予測してみる。Fukiaiによるアンカーボルトの伸びは26mmで、JMA Kobeは15mmであった。実際の被害では約20mmの伸びが観察されていることから、アンカーボルトの伸びから入力地震動の大きさを判断すると、建物へはFukiaiとJMA Kobeの中間程度の入力があったと予想できる。

この建物は、1階の層せん断力係数 (ベースシヤール係数) が0.6程度であり、建物の耐力は十分であった。また、梁の塑性変形能力も η_p の値で11.9であり、この仕口形状の梁端部としては決して小さな値ではないと思われる^{3,4)}。それにもかかわらず低層階において多くの梁端部が破断した。 η_p の値の比較や、アンカーボルトの伸びの検討から、この建物には、現行耐震規定の2種地盤上で想定している入力レベルの2倍 ($V_D=300\text{cm/sec}$) 程度の地震動が入力したものと推定される。このような想定以上の入力があったために、この建物の梁端部は破断したものと考えられる。

一方、現行耐震規定の1.5倍程度の入力を持つ模擬地震動 (wv_els) に対しては、この建物は2階床外梁端部を除いて、梁端部の破断はほとんど生じないことが予想される。ただし、この解析モデルでは部材が破断することは考慮していない。柱または梁が塑性変形後に破断する場合には、ある特定の階に連鎖的な破断が生じることが報告されている^{3,4)}。破断を考慮したモデルでは、JMA kobeやwv_elsでも、2階床梁の破断が引き金となって、実際の建物と同様の破断分布が再現できる可能性もある。

5.6 パネルに地震エネルギーを吸収させた骨組の地震応答解析

被災建物のA通りの骨組を解析対象にして、骨組の梁端部の損傷をできるだけ小さくするために、パネルに積極的に地震エネルギーを吸収させることを意図して改良した骨組 (Mod1、Mod2、Mod3骨組) を設定し、それぞれの骨組の各部材の損傷や最大層間変形角を比較する。

5.6.1 解析骨組の設定方法

A通り骨組のベースシヤール係数が、全体骨組のベースシヤール係数 (0.6) と等しくなるように、A通り骨組の支配面積を設定する。図5-12は、そのように支配面積を設定したA通り骨組のFukiai、JMA Kobe、wv_elsそれぞれに対する損傷分布を示す。損傷は累積塑性変形倍率 (η_p) で表している。図5-12の損傷分布と図5-10のA通りの損傷分布を比較すると、それらの損傷がほぼ同じであることがわかる。各層の最大層間変形角についても、後述する図5-15のA通り骨組の各層の最大層間変形角は、図5-9の全体骨組の最大層間変形角と、ほぼ等しいことがわかる。また、A通り骨組の固有周期は、1次0.876sec、2次0.307secである。全体骨組の固有周期は、1次0.871sec、2次0.305secで、両者はほぼ等しいことがわかる。このように、建物全体のベースシヤール係数とほぼ同じ値のベースシヤール係数となるように設定したA通り骨組の弾塑性応答は、全体骨組の弾塑性応答とほぼ同じ結果となる。

図5-12の網掛部分は、梁の損傷が大きかった部位を示している。網掛部分の梁端部の損傷をできるだけ小さくするために、パネルに地震エネルギーを吸収させることを意図して3つの改良骨組 (Mod1、Mod2、Mod3骨組) を設定した。これらの骨組は、次のような方針で部材設定を行った。

Mod1骨組：網掛部分の梁端部の耐力を増加させた骨組 (降伏点を大きくする)。梁の降伏点を、2階床外梁端部は2.0倍、3階床外梁端部は1.4倍、その他の網掛部分の梁端部は1.2倍にする。

Mod2骨組：網掛部分のパネルの耐力を小さくした骨組。パネル部分の降伏点を3.7t/cm²から2.64t/cm²にする。

Mod3骨組：Mod1+Mod2の骨組。梁端部の耐力をMod1骨組と同様に割増し、さらにパネルの耐力をMod2骨組と同様に小さくした骨組。

5.6.2 骨組の損傷の比較

図5-13は、Fukiai、JMA Kobe、wv_elsに対するMod1、2、3骨組それぞれの損傷分布である。図5-12と図5-13を比較すると、Mod1、2、3骨組は、梁の累積塑性変形倍率 (η_p) が小さくなり、逆に、パネルの累積塑性変形倍率 (η_p) は大きくなっている。

Mod1骨組は、梁耐力を増加させた骨組である。梁耐力を増加させることによって、梁の損傷はかなり小さくできるが、相対的にパネルと柱の耐力が小さくなるため、パネルと柱の損傷が逆に大きくなるのがわかる。被災建物の補修、補強等のためにハンチ等により梁の耐力を増加させる場合がある。このような場合も、柱が相対的に弱くなる可能性があるため、柱と梁の相対的な耐力比に注意する必要がある。

Mod2骨組は、パネルの耐力を低下させてパネルを早期に塑性化させ、パネルで積極的に地震エネルギーを吸収することを意図した骨組である。パネルの損傷は、Mod1骨組より大きくなっている。梁の損傷の大きさは、2、3階床外梁端部以外はMod1骨組の損傷とほとんど変わらない。

Mod3骨組では、Mod1、Mod2骨組に比べ、梁端部の損傷が最も小さくなっている。一方、パネルの η_p は、Mod1、Mod2骨組よりさらに大きくなり、最大で60程度にまで達している。第2章の振動台実験では、パネルの塑性変形能力に関しては、平均累積塑性変形倍率 ($\bar{\eta}$) が140となっても、パネルは耐力低下しなかった。また、文献1-21)の角形鋼管柱の接合部パネルの実験報告によれば、冷間ロール成形角

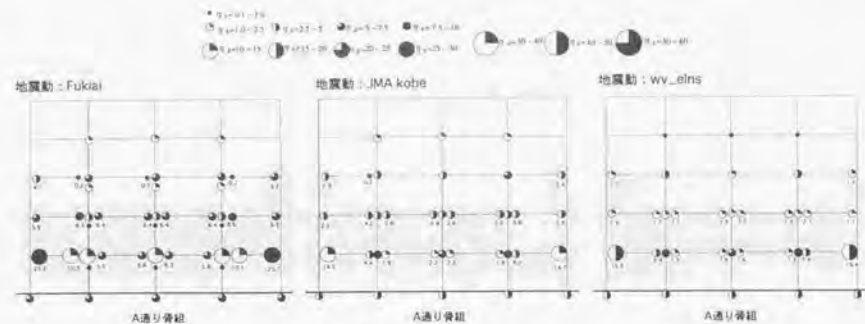


図5-12 A通り骨組の損傷分布

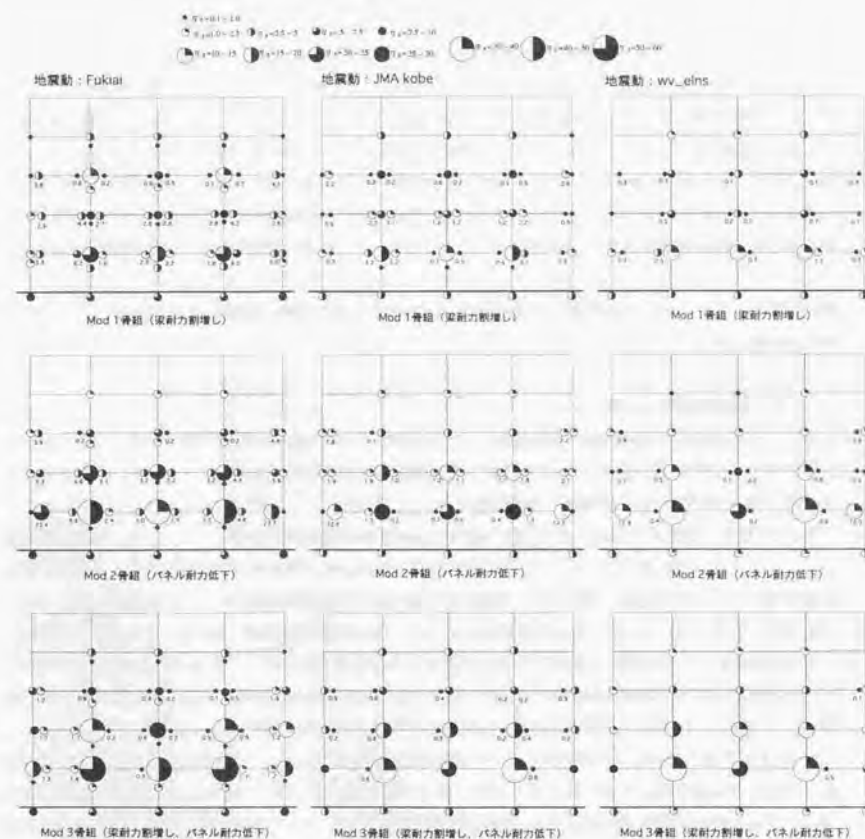


図5-13 改良骨組の損傷分布

形鋼管のパネルの塑性変形能力は、軸力比0.3、幅厚比22~25の範囲、アスペクト比1.5のパネルで、耐力低下が生じるまでの累積塑性変形倍率 (η_p) は70程度であることが報告されている。これらのことから、FukiaiによるMod3骨組のパネルの損傷は、パネルが耐力低下するやや手前の損傷であると考えられる。

図5-14は、Fukiaiによる解析から得られる梁の損傷 (η_b) の平均値と骨組のベースシヤ係数との関係を示す。このベースシヤ係数は、静的漸増荷重により骨組の第1層の保有水平耐力を求めて全重量で除した値である。ここでの梁の損傷の平均値とは、図5-12で示した網掛部分の梁の η_b の平均値である。○印は、A通り骨組を構成する全ての部材(柱、梁、パネル)の材料強度を一律に増加または減少させた骨組の解析結果である。すなわち、A通り骨組の柱・梁・パネル耐力比を変化させないで、骨組全体の耐力を変化させた場合の、骨組のベースシヤ係数と梁の損傷の関係を示したものである。また、△、□、×印は、それぞれMod1骨組、Mod2骨組、Mod3骨組のベースシヤ係数と梁の損傷の関係を示している。この図から、骨組のベースシヤ係数が同じであっても、Mod1、2、3骨組のようにパネルによるエネルギー吸収を積極的に利用することで、梁の損傷を減少させることができるのがわかる。

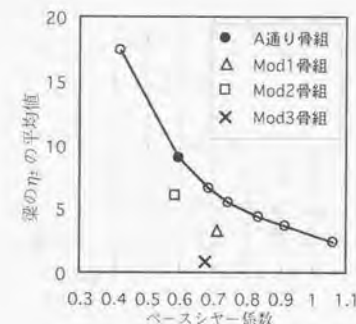


図5-14 骨組のベースシヤ係数と梁の損傷の関係

5.6.3 骨組の最大層間変形角及び残留層間変形角

図5-15には、3つの地震動に対するA通り骨組、Mod1、2、3骨組の最大層間変形角の分布を実線で、A通り骨組とMod3骨組の残留層間変形角の分布を点線で示す。この図から、骨組の梁端部耐力やパネルの耐力を、ここで改良した程度に変化させても、最大層間変形角及び残留層間変形角の分布はほとんど変わらないことがわかる。最大層間変形角が0.05rad程度にまで達したFukiaiによる応答でも、各層の残留層間変形角は1/300rad以下である。残留層間変形角がこれほど小さいのは、地震動の特性か、骨組の特性によるものか、さらに検討が必要である。

実際、パネルに積極的にエネルギー吸収させる鉄骨造建物を設計する場合には、パネルに地震エネルギーを集中させるための方法が問題となる。現実にはパネル部の降伏点を指定するのは困難と考えられるため、パネル部の板厚を柱より1~2サイズ薄いものにする方法が考えられる。その場合の地震応答についても比較検討する必要がある。また、薄くすることによる軸力の影響は注意する必要がある。

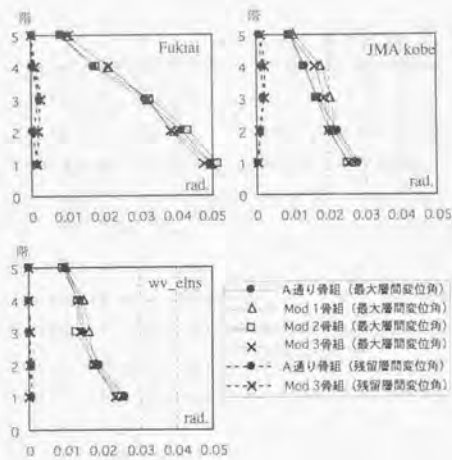


図5-15 解析骨組の最大層間変形角及び残留層間変形角

5.7 柱脚耐力が建物の損傷に及ぼす影響

本章で解析対象とした5階建て建物では、低層階（2～3階床）の梁端部に損傷が集中した。ここでは建物の低層階への損傷集中に建物の柱脚の耐力がどのような影響を及ぼすか、A通り骨組を解析対象にして地震応答解析により検討する。

5.7.1 解析方法及び入力地震動

この建物の柱脚は露出柱脚（図5-4）であり、地震によってこの建物のほとんどの柱脚アンカーボルトで、2cm程度の伸びが観察された（写真5-3）。柱脚が塑性化するかどうかは、1階柱部材の耐力と柱脚の耐力の大小関係が影響し、柱脚が塑性化することによって、建物の高さ方向の損傷分布や最大層間変形角分布が影響を受けると考えられる。

ここでは、図5-16に示す露出柱脚の降伏曲げ耐力（ M_y ）と柱の全塑性モーメント（ M_p ）の比である柱脚耐力比（ R_{ch} ）を解析パラメータとし、表5-4の上段に示すように、この R_{ch} の値が0.4～1.5の範囲で0.2毎に柱脚の降伏曲げ耐力（ M_y ）を変化させた9つの骨組（ピンと固定を含む）を設定して地震応答解析を行う。このとき、柱脚の降伏曲げ耐力（ M_y ）は、A通り骨組の実際の柱脚アンカーボルトの断面積（ A_b ）を増加させることによって設定する。なお、実際の建物のA通り骨組の R_{ch} の値は、外柱位置で0.22、内柱位置では0.32である（アンカーボルトの降伏点は 3.0t/cm^2 として計算している）。露出柱脚の降伏曲げ耐力（ M_y ）⁽⁵⁻¹⁾及び回転剛性（ K_{BS} ）⁽⁵⁻²⁾は次式により計算した。

$$M_y = n_f \cdot A_b \cdot \sigma_y (d_f + d_c) + N \cdot d_c \quad (5-2)$$

ここで、 n_f は引張側アンカーボルトの本数、 A_b はアンカーボルトの軸部断面積、 σ_y はアンカーボルト素材の降

表5-4 解析骨組の柱脚の耐力、剛性と固有周期

柱脚の条件		ピン	A通り骨組	$R_{ch} 0.4$	$R_{ch} 0.6$	$R_{ch} 0.8$	$R_{ch} 1.0$	$R_{ch} 1.2$	$R_{ch} 1.5$	固定
①⑤通りの柱脚（外柱）	柱脚の降伏曲げ耐力 M_y (t-m)	—	41.1	74.3	111.4	148.6	185.7	222.9	278.6	∞
	柱脚の回転剛性 K_{BS} (t-m/rad)	—	6670	13730	21590	29450	37350	45210	57040	∞
②③④通りの柱脚（内柱）	柱脚の降伏曲げ耐力 M_y (t-m)	—	50.7	84.1	96.1	128.2	160.2	192.2	240.3	∞
	柱脚の回転剛性 K_{BS} (t-m/rad)	—	6670	9500	16280	23100	29880	36660	46880	∞
骨組の固有周期 (sec)		0.991	0.876	0.853	0.835	0.825	0.819	0.815	0.811	0.794

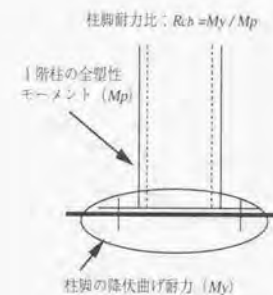


図5-16 柱脚耐力比（ R_{ch} ）

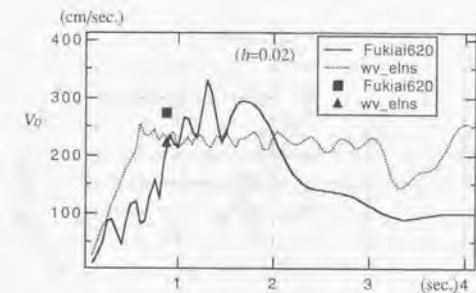


図5-17 入力地震動の V_D スペクトル

伏点、 d_f は柱断面図心から引張側アンカーボルト断面図心までの距離、 d_c は柱断面図心から圧縮側の柱フランジ外縁までの距離、 N は作用軸力。

$$K_{BS} = \frac{E \cdot n_f \cdot A_b (d_f + d_c)^2}{2 l_b} \quad (5-3)$$

ここで E はアンカーボルトのヤング係数、 l_b はアンカーボルトの長さ。

表5-4には、このようにして設定した各骨組の M_y 、 K_{BS} 及び固有周期を示す。柱脚の復元力特性は、露出柱脚であることを考慮してスリップ型とした。

応答解析に使用した地震動は、図5-6で示したFukiaiの最大加速度を620galに低下させた地震動（Fukiai620）とwv_elnである。Fukiai620は、この地震動を使った応答解析によってA通り骨組の柱脚のアンカーボルトの伸びが、実際の被害と同程度（2cmの伸び）になる強さの地震動である。wv_elnは図5-6で示したものと同一のものである。これら2つの地震動の V_D スペクトルを図5-17に示す。■、▲は、それぞれの地震動に対するA通り骨組の損傷に寄与するエネルギー入力の変換値（ V_D ）である。

5.7.2 最大層間変形角と損傷分布

2つの地震動に対する9つの解析骨組の各層の最大層間変形角分布を比較したのが図5-18である。\$R_{cb}\$が小さい骨組ほど低層階の変形が大きくなり、\$R_{cb}\$が大きくなると低層階の変形は小さくなり、逆に中間層の変形が大きくなることがわかる。

現行耐震規定の1.5倍の入力レベルを想定した\$wv_elns\$に対して、A通り骨組の柱脚には0.025rad程度の回転変形が生じる（この場合1階の層間変形角と柱脚の回転角はほぼ等しい）。これはこの柱脚のアンカーボルトが約13mm伸びる（0.025rad×回転半径）ことに相当し、柱脚アンカーボルトには1.5%（13mm÷850mm）程度の伸び能力が必要となる。

図5-19にFukiai620による骨組の損傷分布をA通り骨組と、\$R_{cb}1.2\$の骨組について示す。A通り骨組の損傷（\$\eta_{\pm}\$）が低層階に集中しているのに対して、\$R_{cb}1.2\$は中間層で損傷が大きくなっている。これは、図5-18で示した最大層間変形角の各層分布の結果と対応している。

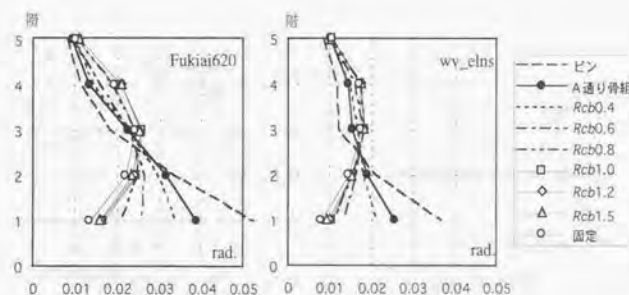


図5-18 各層の最大層間変形角

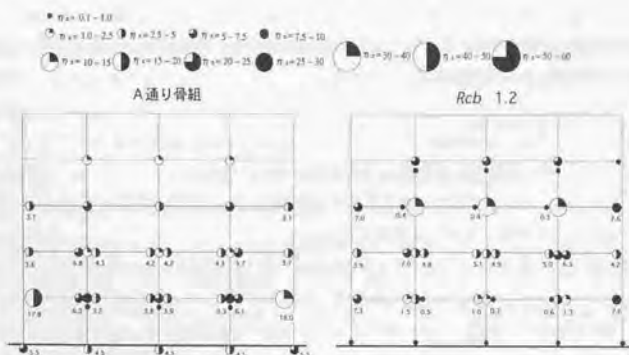


図5-19 解析骨組の損傷分布

図5-20は、骨組の各部の\$\eta_{\pm}\$が\$R_{cb}\$の設定によってどのように変化するかを示したものである。横軸に柱脚の条件、縦軸には各部位の\$\eta_{\pm}\$の値を示す。\$R_{cb}\$が大きくなるに従って、2階床梁、2階床パネルの損傷及び柱脚の損傷が小さくなり、逆に4階床位置の損傷が大きくなっている。この骨組に関しては、柱脚が固定になっても1階柱下端部は、ほとんど塑性化しないことがわかる。これは柱が冷間成形材であり、柱の降伏点を3.7N/cm²に仮定していることが理由の1つと考えられる。現行耐震規定の1.5倍の入力を想定した地震動（\$wv_elns\$）に対しては、この骨組では\$R_{cb}\$を0.8程度で設計しておけば、柱脚は塑性化しないことがわかる。

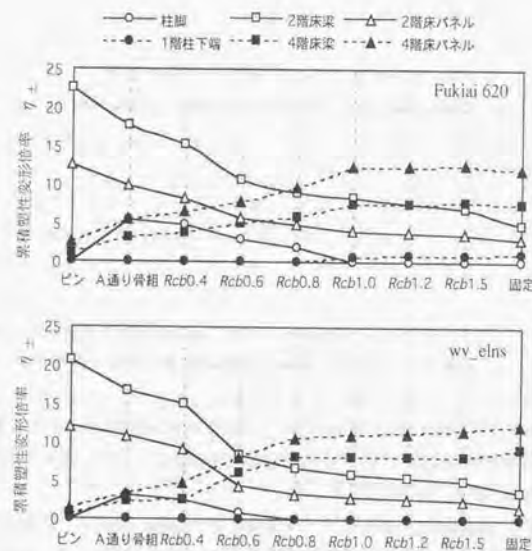


図5-20 各部の損傷と柱脚耐力の関係

5.8 結論

本章では、兵庫県南部地震で梁端部が破断した5階建の鉄骨造建物の地震応答解析を行い、主に以下の3項目に関して検討を行った。

- ・この建物への地震入力レベルの推定。
- ・パネルで地震エネルギーを吸収するように改良した骨組と被災した骨組の弾塑性挙動の比較。
- ・露出柱脚の耐力が骨組の損傷分布に及ぼす影響。

得られた結論を要約して以下に示す。

- 1) 被災した建物のペーシヤ係数は0.6程度である。建物の耐力は十分であるにもかかわらず、低層階において多くの梁端部が破断した。これは現行耐震規定の2種地盤上で想定している入力レベルの2倍 ($V_D=300\text{cm/sec}$) 程度の強さの地震動が入力したためと推定される。一方、現行耐震規定の1.5倍程度の入力レベルを想定した模擬地震動 (wv_elms) では、この建物の梁端部の破断は、2階床外梁端部を除いて、ほとんど生じないことが予想される。
- 2) 応答解析から得られる梁端部の履歴性状によれば、塑性化の繰返し回数は1、2回程度である。破断した梁端部には、その梁端部の破断限界回転角に達するような変形が一撃で作用した可能性がある。梁の載荷実験では、大きな振幅が最初に生じることを考慮した加力サイクル (単調載荷) によって、部材のエネルギー吸収能力を評価することも必要であろう。
- 3) 柱/梁耐力比やパネル耐力比を変化させ、パネルに地震エネルギーを吸収させることを意図した骨組では、梁の損傷を小さくすることができた。ただし、Fukiaiと同程度の入力地震動を想定するならば、ここの解析ではパネルには最大で60程度の損傷 (η_2) が生じる。これは、パネルの耐力低下が生じる手前の損傷であると考えられる。
- 4) 梁やパネルの耐力を一部変化させても、骨組の各層の最大層間変形角分布や残留層間変形角は、ほとんど変わらない。また、この解析から得られた骨組の残留層間変形角は、 $1/300\text{rad}$ 以下で非常に小さかった。
- 5) 柱に対する露出柱脚の耐力比 R_{cb} が小さい骨組ほど、低層階の層間変形が大きくなる傾向がある。一方、 R_{cb} が大きくなると低層階の層間変形は小さくなり、中間層の変形が大きくなる。建物の高さ方向の損傷分布についても、これと同様の傾向となる。
- 6) この骨組では、現行耐震規定の1.5倍の入力レベルを想定した地震動に対して、柱脚を固定にしても、1階柱下端部は塑性化しない。また、 R_{cb} を0.8程度で設計すれば、柱脚も塑性化しなくなる。

第6章 柱-梁-パネル耐力比に基づく鉄骨造建物の耐震設計法

6.1 序論

本論文のこれまでの検討では、地震時における鉄骨造骨組の各部材の損傷や骨組全体の応答性状が、柱-梁-パネル耐力比及び骨組全体の耐力と密接な関係があることを示すと同時に、応答解析結果から得られた柱-梁-パネル耐力比及び骨組全体の耐力と構成部材の損傷の大きさの関係を利用することによって、設計された建物の地震時における柱、梁、パネルの損傷予測が可能であることを示した。また、被災した建物の解析から、梁端部の破断を避けるための1つの方法として、パネルに地震エネルギーを吸収させることの有効性を示した。

これらの解析結果は、設計段階で、骨組の柱-梁-パネル耐力比及び骨組の耐力を指定して設計を行えば、骨組の柱、梁、パネルの損傷を制御した設計が、十分可能であることを示唆するとともに、パネルも柱、梁部材と同様に骨組の耐震要素として設計を行なうことが必要であることを示すものであろう。

本章では、第2章の地震応答解析の結果から得られた柱-梁-パネル耐力比と構成部材の損傷の大きさの関係 (付録1参照) を直接利用して、骨組の崩壊型と各部材の損傷を指定して鉄骨造骨組の耐震設計を行なう方法を提案し、その設計手順を示す。また、この設計法によって数例の骨組設計を行ない、パネルを骨組の耐震要素として設計し、パネルにエネルギーを吸収させる場合には、パネルの設計を行わない場合に比べて、柱、梁の部材断面を小さくできることを示す。さらに、この設計法で設計された骨組の地震応答解析を行ない、設計段階で指定した骨組の崩壊型と各部材の損傷が、安全側で実現することを確認することによって、本設計法の有用性を示す。

6.2 柱-梁-パネル耐力比に基づく骨組の耐震設計法

6.2.1 設計法の特徴

現行耐震規定の D_s による保有水平耐力の検定は、骨組を構成する柱、梁部材の塑性変形能力に応じて骨組各層の必要保有水平耐力を定め、それを満たすように骨組の設計を行なうものであり、部材の塑性変形能力を有効に利用することを基本思想とした設計法である。しかし、骨組の崩壊型による損傷集中特性の違いを考慮していないため、柱崩壊型のように特定層に損傷集中が生じやすい場合は、必ずしも安全な設計とならないことも考えられる。秋山は、このような崩壊型の違いによる骨組の損傷集中特性を考慮して、骨組の層数と崩壊型 (柱崩壊型、梁崩壊型、パネル崩壊型) に応じて、部材別 D_s を提案している^[11]。一方、実際の鉄骨造骨組では、地震時には柱崩壊や梁崩壊等の単独の崩壊型とはならず、パネルの塑性化を伴う複合した崩壊型となる場合が多く、それには、柱-梁-パネル耐力比が影響するため、骨組の崩壊型や骨組各部材に生じる損傷をより正確に評価した設計を行なうためには、設計段階で柱-梁-パネル耐力比を考慮した設計を行なう必要がある。

本章で提案する設計法は、地震応答解析で得られた部材の損傷と柱-梁-パネル耐力比の関係 (付録1) を利用することによって設計を行なうものであり、設計で骨組の崩壊型と各部材 (柱、梁、パネル) の損傷を想定し、その崩壊型と損傷に対応する骨組耐力と柱-梁-パネル耐力比を設計条件として設定し、それを満足するように設計を進めるものである。このとき、各部材では、想定された損傷を満足する塑性変形能力を持つ部材が選択される。このようにして設計された骨組では、骨組を構成する全ての部材に必要とされる塑性変形能力が満足されて設計が行なわれることから、安全に対する信頼性が高く、経済的な骨組になると考えられる。

ここで提案する設計法は、第2章で行なった地震応答解析で得られた結果を利用して設計を行なう。付録1に、第2章の応答解析から得られた骨組の柱・梁・パネル耐力比と部材の損傷の関係の表が示されている。設計者はこの表を利用して、設計する骨組の崩壊型と損傷の大きさを決め、その損傷に対応する骨組耐力（ベースシヤー係数）と柱・梁・パネル耐力比を設計条件として設定し、それを実現させるように骨組の設計を行なう。以下に、ここで提案する設計法の設計手順とその解説等を示す。

```

graph TD
    Start([スタート]) --> Step1[手順① 目標とする断脸型と損傷を想定し、荷重を使って応用範囲を定める]
    Step1 --> Step2[手順② 設計条件 (m, R1, R2) 等を設定し、各部材に必要な構造ラックを指定する]
    Step2 --> Step3{手順③ 隅材の除役点のばらつきを考慮して手順②の設計条件 (R1, R2) を修正する}
    Step3 -- No --> Step1
    Step3 -- Yes --> Step4[手順④ 設定されたm, R2に基づいて骨組の設計用全塑性モーメント分布を定める]
    Step4 --> Step5[手順⑤ 梁及び柱部材の全塑性モーメントを材料R2値で除して、部材の設計用塑性断面係数を計算する]
    Step5 --> Step6[手順⑥ 設計用Zplを満足する柱、梁部材の選択]
    Step6 --> Step7{手順⑦ 選択された各部材が必要な耐力ラックであることを確認}
    Step7 -- No --> Step6
    Step7 -- Yes --> Step8{断面変更を行ってもR2を満足する適切な断面がなければ設計方針を変更}
    Step8 --> Step1
    Step8 --> Step9{手順⑧ 計算されるR2の値が指定された範囲であることを確認}
    Step9 -- No --> Step6
    Step9 -- Yes --> Step10{パネルの設計を行わない骨組は手順⑨へ}
    Step10 --> Step11{手順⑨ 指定された範囲のR2値を満足するパネル部材の選択。選択が可能であることの確認}
    Step11 -- No --> Step6
    Step11 -- Yes --> Step12[手順⑩ 設計された骨組の損傷確認]
    Step12 --> End([手順⑪ 設計終了])

```

- 84 -

本設計法では、最初に目標とする骨組の崩壊型と塑性化する部材の損傷の大きさを想定し、付録1に示される柱・梁・パネル耐力比と各部材の損傷 (η) の関係の一覧表を利用して、目標とする崩壊型と損傷に対応するベースシヤー係数 (α_1)、柱/梁耐力比 (R_c)、パネル耐力比 (R_p) 等の設計範囲を定める。

次に塑性化が想定される部材の損傷の大きさを想定する。設計者が設計する骨組の部材に生じる損傷の大きさを想定するためには、部材自体の最大塑性変形能力を把握しておく必要があり、部材に想定する損傷は、当然、部材の最大塑性変形能力より小さく設定する必要がある。表6-2は、文獻1-1) で示されている柱、梁部材の個材としての平均累積塑性変形倍率 ($\bar{\mu}$: (2-9) 式参照) の構造ランク別の値である。表中のパネルの塑性変形能力の値については、第2章で示した振動台実験の結果や、文獻1-21) の実験結果を

パネルの設計方針	崩壊型	塑性化させる部材(1階柱下端部除く)
パネルの設計をする	パネル崩壊型 (Pp骨組)	パネルだけを塑性化させる
	パネル-梁崩壊型 (PBp骨組)	パネルだけが、またはパネルと梁の両方を塑性化させる
	パネル-柱崩壊型 (PCp骨組)	パネルだけが、またはパネルと柱の両方を塑性化させる
	梁崩壊型 (Bp骨組)	梁だけを塑性化させる
	柱崩壊型 (Cp骨組)	柱だけを塑性化させる
パネルの設計をしない	梁崩壊型 (B骨組)	梁を塑性化させる (パネルが塑性化してもよい)
	柱崩壊型 (C骨組)	柱を塑性化させる (パネルが塑性化してもよい)

塑性化する部材	構造ランク		
	I	II	III
柱	6	1.5	0
梁	3	0.75	0
パネル	70		

参考にして、 η で70の値が保証されるものとしている。本章では、柱、梁、パネルの塑性変形能力は、表6-2で示す値を有するものとして設計を進める。

目標とする崩壊型と部材の損傷の大きさを想定したら、付録1の柱・梁・パネル耐力比と各部材の損傷の関係の一覧表を利用して、目標とした崩壊型と目標とした部材の損傷が実現される骨組のベースシヤ係数 (α_1) や柱/梁耐力比 (R_c)、パネル耐力比 (R_p) についての設計範囲を定める。

表6-3に手順①の例題として、表6-1に示す崩壊型の骨組について、付録1の表を使って設計範囲を定めた例を示す。表6-3 (a) は、パネル崩壊型 (Pp 骨組)、(b) と (c) はパネル・梁崩壊型 (PBp 骨組)、(d) は梁崩壊型 (B 骨組)、(e) は柱崩壊型 (C 骨組) の設計範囲の例である。

表6-3 (a) の黒く網掛けした範囲は、ベースシヤ係数 (α_1) が0.30の場合にパネル崩壊型 (Pp 骨組) となるための、 R_c と R_p の設計範囲である。網掛けした設計範囲では、パネル (P) と1階柱下端部 (CB) が塑性化することが想定される。この範囲内で設計する場合、1階柱にはランク1の部材 (表6-2参照) が必要となる。パネルの損傷は70以下となっている。1階柱以外の柱と全ての梁部材は、塑性化させないことを想定しているため、部材ランクの制約はない。この骨組では α_1 を0.30で設計しているが、 α_1 を0.25以下にすると、パネル (P) の損傷及び1階柱下端部 (CB) の損傷が、それぞれの部材の限界の塑性変形能力を超える可能性がある (付録1参照)。このことから、パネル崩壊型 (Pp 骨組) の設計用ベースシヤ係数 (α_1) の下限値は、およそ0.30程度と考えられる。

表6-3 (b) の黒く網掛けした範囲は、 α_1 が0.40の場合に、パネル・梁崩壊型 (PBp 骨組) となるための、 R_c と R_p の設計範囲である。網掛けした設計範囲では、パネル (P)、梁 (B)、1階柱下端部 (CB) が塑性化することが想定される。この範囲内で設計する場合、全ての梁にランク1の部材、1階柱にはランク1の部材 (表6-2参照) が必要となる。一方、1階の柱以外の柱には、部材ランクの制約がない。

表6-3 (c) もパネル・梁崩壊型 (PBp 骨組) の設計範囲であるが、これは α_1 が0.50の場合である。骨組全体の損傷が、表6-2 (b) のパネル・梁崩壊型の損傷に比べて小さくなるため、梁はランクIIの部材でよいことになる。このように設計用ベースシヤ係数を大きくすることによって、塑性変形能力の小さな部材で設計可能となることを、直接的に数値で把握できるのが、この設計法の特徴である。

表6-3 (d) の黒く網掛けした範囲は、 α_1 が0.55の場合の梁崩壊型 (B 骨組) の設計範囲である。パネルの設計を行わない場合には、設計段階ではパネルによるエネルギー吸収効果を期待しないで設計するため、 R_p が1より大きい範囲で設計を行なう必要がある。この表からわかるように、 α_1 が0.55でも、梁 (B) 及び1階柱 (CB) にはランク1の部材が必要である。もし、 α_1 を0.50とすると、梁 (B) の損傷が4以上になり (付録1参照)、ランク1の梁部材でも設計できないことになる。パネルにエネルギー吸収を期待しないで梁崩壊型の骨組を設計する場合は、 α_1 を0.55以上としなければならないことがわかる。

表6-3 (e) の黒く網掛けした範囲は、 α_1 が0.45の場合の柱崩壊型 (C 骨組) の設計範囲である。この範囲では全ての柱には、ランク1の部材が必要である。もし、 α_1 が0.40になると、ランク1の柱部材でも設計できなくなる (付録1参照)。パネルにエネルギー吸収を期待しない柱崩壊型骨組では、 α_1 を0.45以上で設計しなければならないことがわかる。

ここで示した事例は、表6-2で示した部材の塑性変形能力に基づいて設定したものである。もし、柱及び梁部材の塑性変形能力の限界が、表6-2に示す値よりも、もっと大きな値が設定できるならば、それに応じて設計用の α_1 を低下させることができ、設計範囲も拡大させることができる。この設計法では、付録1の一覧表を用いることによって、設計者は、部材の保有する塑性変形能力に応じた設計を行なうことができる。

表6-3 崩壊型と部材の損傷に応じた設計範囲の設定の例

(a) パネル崩壊型 (Pp 骨組)

① 梁の損傷、P: パネルの損傷、C: 柱の損傷、CB: 1階柱下端部の損傷

α_1	R_p						
	0.4	0.5	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1
0.30	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.35	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.40	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.45	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.50	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.55	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.60	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.65	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.70	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.75	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.80	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.85	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.90	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.95	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
1.00	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
1.05	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
1.10	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB

1階柱のランク1部材が必要

(b) パネル・梁崩壊型 (PBp 骨組)

① 梁の損傷、P: パネルの損傷、C: 柱の損傷、CB: 1階柱下端部の損傷

α_1	R_p						
	0.4	0.5	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1
0.40	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.45	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.50	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.55	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.60	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.65	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.70	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.75	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.80	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.85	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.90	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.95	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
1.00	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
1.05	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
1.10	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB

梁にランク1部材、1階柱にもランク1部材が必要

(c) パネル・梁崩壊型 (PBp 骨組)

① 梁の損傷、P: パネルの損傷、C: 柱の損傷、CB: 1階柱下端部の損傷

α_1	R_p						
	0.4	0.5	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1
0.50	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.55	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.60	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.65	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.70	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.75	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.80	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.85	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.90	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.95	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
1.00	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
1.05	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
1.10	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB

梁にランク1部材、1階柱はランク1部材が必要

(d) 梁崩壊型 (B 骨組)

① 梁の損傷、P: パネルの損傷、C: 柱の損傷、CB: 1階柱下端部の損傷

α_1	R_p						
	0.4	0.5	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1
0.55	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.60	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.65	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.70	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.75	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.80	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.85	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.90	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.95	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
1.00	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
1.05	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
1.10	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB

梁にランク1部材、1階柱にもランク1部材が必要

(e) 柱崩壊型 (C 骨組)

① 梁の損傷、P: パネルの損傷、C: 柱の損傷、CB: 1階柱下端部の損傷

α_1	R_p						
	0.4	0.5	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1
0.45	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.50	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.55	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.60	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.65	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.70	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.75	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.80	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.85	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.90	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
0.95	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
1.00	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
1.05	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB
1.10	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB	B, P, C, CB

全ての階の柱にランク1部材が必要

手順② 設計条件 (α_1 , R_c , R_p) 等を設定し、各部材に必要な構造ランクを指定する。

手順②では、手順①によって定められた設計範囲に基づいて、設計する骨組の設計条件 α_1 , R_c , R_p を設定する。また、各部に使用する鋼材を決めるとともに、表6-2を参考にして、各部材に必要な構造ランクを指定する。

表6-4 (a) ~ (e) は、表6-3で示した5つの骨組の設計範囲に基づいて、それぞれの骨組について、使用する部材、設計条件、各部材に必要な構造ランクを例示したものである。このうち、設計条件の設定において、 R_c の設計範囲の設定で注意が必要である。表6-3の設計範囲で示すように、 R_c と R_p には階段上の相関関係があり、 R_p が小さくなると R_c も小さくすることができる。しかし、設計条件の設定では、 R_c の範囲を最も安全な側で設定する必要がある。例えば、(a) のパネル崩壊型 (Pp 骨組) では、 R_c の

表6-4 設計条件等一覧

(a) パネル崩壊型 (Pp 骨組)	
崩壊型	パネル崩壊型 (Pp 骨組)
使用する鋼材	柱、パネルはSTKR400、梁はSS400を使用
設計条件	$\alpha_1 \geq 0.3$, $R_c \geq 1.6$, $0.4 < R_p \leq 0.7$
必要構造ランク	1階柱はランクⅠ、それ以外の部材は制限なし

(b) パネル-梁崩壊型 (PBp 骨組)	
崩壊型	パネル-梁崩壊型 (PBp 骨組)
使用する鋼材	柱、パネルはSTKR400、梁はSS400を使用
設計条件	$\alpha_1 \geq 0.40$, $R_c \geq 1.4$, $0.3 < R_p \leq 0.9$
必要構造ランク	全ての梁はランクⅠ、1階柱はランクⅠ、それ以外の柱は制限なし

(c) パネル-梁崩壊型 (PBp 骨組)	
崩壊型	パネル-梁崩壊型 (PBp 骨組)
使用する鋼材	柱、パネルはSTKR400、梁はSS400を使用
設計条件	$\alpha_1 \geq 0.50$, $R_c \geq 1.2$, $0.4 < R_p \leq 0.9$
必要構造ランク	全ての梁はランクⅡ、1階柱はランクⅠ、それ以外の柱は制限なし

(d) 梁崩壊型 (B 骨組)	
崩壊型	梁崩壊型 (B 骨組)
使用する鋼材	柱、パネルはSTKR400、梁はSS400を使用
設計条件	$\alpha_1 \geq 0.55$, $R_c \geq 1.4$, (パネルの設計は行わないので R_p は規定不要)
必要構造ランク	全ての梁はランクⅠ、1階柱はランクⅠ、それ以外の柱は制限なし

(e) 柱崩壊型 (C 骨組)	
崩壊型	柱崩壊型 (C 骨組)
使用する鋼材	柱、パネルはSTKR400、梁はSS400を使用
設計条件	$\alpha_1 \geq 0.45$, $R_c \leq 0.91$, (パネルの設計は行わないので R_p は規定不要)
必要構造ランク	全ての柱はランクⅠ、梁は制限なし

範囲は $R_c \geq 1.6$ としている。(b) ~ (e) の骨組についても、同様の方針で R_c の範囲を設定している。

手順③ 鋼材の降伏点のばらつきを考慮して手順②の設計条件 (R_c , R_p) を修正する。

実際の鋼材では降伏点にばらつきがあるため、設計で意図した崩壊型が実現できない可能性が考えられる。そこで手順③では、手順②で設定した設計条件を、鋼材のばらつきを考慮して修正する。ここでは、鋼材の降伏点のばらつきを考慮して設計する方法を示すとともに、それによって表6-4で設定した設計条件を修正した結果を示す。

設計段階では、 F 値を用いた耐力の計算により梁崩壊型が確保されていても、柱、梁に実際に使用される鋼材の降伏点によっては、梁崩壊型が実現できない可能性がある。文献3-2) では、そのような弊害を減少させるために、鋼材の降伏点のばらつきの影響を考慮した柱の強度割り増し率の考え方及び計算方法を示している。例えば、柱にBCR295、梁にSS400を使った場合には、95%の信頼度で柱の耐力を梁の耐力より大きくする ($\sum M_{pc} > \sum M_p$) ためには、梁に対する柱の強度割り増し率が1.17倍必要であるとしている。以下に、文献3-2) で示されている上記計算例の計算過程を示し、これと同様の方法によって、柱 (パネル) 及び梁に使用されると考えられるいくつかの鋼材について、降伏点のばらつきを考慮することによって必要となる、柱、パネル、梁相互の関係における強度割り増し率 (低減率) の計算結果を示す。

【計算例】³⁻²⁾

・柱にBCR295、梁にSS400を使用した場合に実際に使用する部材において、95%の信頼度で柱の耐力を梁の耐力より大きくする ($\sum M_{pc} > \sum M_p$) ための設計段階 (F 値を用いた計算) での柱の割り増し率の計算 (BCR295、SS400の鋼材の統計データは表6-5の値を使用)

$$\text{設計条件 } \sum M_{pc} > \sum M_p \quad (6-1)$$

これは以下のように書きかえられる。

$$(c\sigma_y/30) > (k\sigma_y/24) \cdot a \quad (6-2)$$

ここで、 $c\sigma_y$: 柱の降伏応力度、 $k\sigma_y$: 梁の降伏応力度、 $a := M_p' / M_{pc}'$ 、

M_p' : 規格最小降伏応力度 (F 値) を用いた梁の全塑性曲げモーメント

M_{pc}' : 規格最小降伏応力度を用い、かつ軸力を考慮した柱の全塑性曲げモーメント

次の関数 f を考える。

$$f = (c\sigma_y/30) - (k\sigma_y/24) \cdot a \quad (6-3)$$

f の平均値 f_{mean} と標準偏差 $\sigma(f)$ は、

$$\begin{aligned} f_{mean} &= (38.8/30) - (27.9/24) \cdot a \\ &= 1.293 - 1.163a \end{aligned} \quad (6-4)$$

$$\begin{aligned} \sigma(f) &= \sqrt{((3.90/30)^2 + (3.63/24)^2 a^2)} \\ &= \sqrt{((0.130)^2 + (0.151a)^2)} \end{aligned} \quad (6-5)$$

95%の信頼度で $f > 0$ を満足させるためには、

$$f_{mean} - 1.645\sigma(f) > 0 \quad (6-6)$$

これを解いて、

$$a = M_p' / M_{pc}' < 0.853 \quad (6-7)$$

すなわち、

$$M_{pc}' > 1.17 M_p' \quad (6-8)$$

表6-5は、一般に梁として使われることが多いSS400材、柱に使われるSTKR400材、BCP235材、BCR295材のF値、降伏点の平均値、標準偏差である²⁴⁾。これらの値を用いて、前記の計算例と同様の方法で、柱、梁、パネルの割り増し率（低減率）の計算を行なう。ただし、BCP235とBCR295については、現状ではデータが十分収集されていないため、表6-5の下欄の値については、それぞれSS400、STKR400と同一の値を用いることにした。

表6-6は、これらの部材を柱（パネル）と梁に使った場合の柱、梁、パネルの相互の耐力の割り増し率（低減率）の計算結果である。ここでは、柱（パネル）の鋼種を変えた3つのCASEについて計算を行なった。柱とパネルにBCP235を使う場合をCASE1、柱とパネルにBCR295を使う場合をCASE2、柱とパネルにSTKR400を使う場合をCASE3とする。梁は3つのCASEともSS400を使うものとする。表中には、降伏点にはばらつきがある実際の部材で、柱耐力と梁耐力の大小関係、パネル耐力と柱耐力または梁耐力の大小関係を、95%の信頼度で実現させるための、F値による設計段階での各部材（柱、梁、パネル）の耐力割り増し率（低減率）を示している。例えば、CASE1の場合に、実際の部材において柱の耐力を梁の耐力より大きく（柱＞梁）したい場合は、F値を用いた設計時において、梁の耐力に対する柱の耐力を1.40倍以上に割り増しておく必要があることを示している。手順②で設定された R_c 、 R_p の範囲に対して、この表で示した割り増し率（低減率）を R_c または R_p の値に乘じることによって、鋼材の降伏点のばらつきを考慮した設計条件となる。

表6-7は、手順②で設定された5つの骨組の設計条件（表6-4）を、上記の割り増し率に基づいて修正したものである。ここでは修正した部分を網掛けで示している。これらの骨組ではまず、柱とパネルに使用する鋼材をBCR295（C骨組はBCP235）に変更している。

(a) のパネル崩壊型（Pp骨組）では、網掛けで示すように R_c 、 R_p の範囲が表6-6の結果に基づいて修正

表6-5 鋼材の統計データ

部材	鋼種	基準強度F値 (kg/mm ²)	降伏点 (σ _y) の 平均値 (kg/mm ²)	標準偏差 (kg/mm ²)
梁	SS400	24.00	27.9	3.63
	STKR400	24.00	38.8	3.90
柱	BCP235	24.00	27.9	3.63
	BCR295	30.00	38.8	3.90

表6-6 鋼材の降伏点のばらつきによって必要となる部材の耐力割り増し（低減）率

設計条件		柱＞梁	梁＞柱	パネル＞梁	パネル＞柱	パネル＜梁	パネル＜柱
耐力を割り増しする（低減する）部材		柱	梁	パネル	パネル	パネル	パネル
部材の鋼種と組み合わせ	CASE1 柱、パネル：BCP235 梁：SS400	1.40以上	1.40以上	1.40以上	1.40以上	0.71以下	0.71以下
	CASE2 柱、パネル：BCR295 梁：SS400	1.17以上	1.47以上	1.17以上	1.27以上	0.68以下	0.79以下
	CASE3 柱、パネル：STKR400 梁：SS400	0.93以上	1.85以上	0.93以上	1.27以上	0.54以下	0.79以下

されている。この骨組の場合、修正した R_p の範囲が $0.47 < R_p \leq 0.48$ となり、実質的には設計不可能な設定範囲であるため、最初の設計方針を変更する必要がある。手順②で設定された R_p の設定範囲が、 $0.4 < R_p \leq 0.7$ 程度の場合、設定範囲が狭すぎるため、鋼材の降伏点のばらつきを考慮した設計が、実質的には不可能であることがわかる。

(b) 及び (c) は、パネル-梁崩壊型（PBp骨組）の設計条件である。これらの場合は、目標とするパネルの設計範囲が $0.4 < R_p \leq 0.9$ であるため、ばらつきを考慮して修正した結果が、 $0.47 < R_p \leq 0.61$ となり、設計が可能であると思われる。このように、降伏点のばらつきによる修正を考えると、手順②で設定する R_p の範囲は、最低でも0.5程度以上の幅を持って設定する必要があることがわかる。

(d)、(e) はそれぞれ、梁崩壊型（B骨組）、柱崩壊型（C骨組）の修正した設計条件である。これらの骨組は、もともとパネルの設計を行なわない方針の骨組であるため、 R_c の設定範囲を修正するだけでよい。

表6-7 鋼材の降伏点のばらつきを考慮して修正された設計条件等一覧

(a) パネル崩壊型（Pp骨組）	
崩壊型	パネル崩壊型（Pp骨組）
使用する鋼材	柱、パネルはBCR295、梁はSS400を使用
ばらつきを考慮して修正した設計条件	$\alpha_1 \geq 0.30$ 、 $R_c \geq 1.87$ ($=1.6 \times 1.17$)、 0.47 ($=0.4 \times 1.17$) $< R_p \leq 0.48$ ($=0.7 \times 0.68$) → R_p の範囲が狭すぎるため設計不可能、設計方針変更
必要構造ランク	

(b) パネル-梁崩壊型（PBp骨組）	
崩壊型	パネル-梁崩壊型（PBp骨組）
使用する鋼材	柱、パネルはBCR295、梁はSS400を使用
ばらつきを考慮して修正した設計条件	$\alpha_1 \geq 0.40$ 、 $R_c \geq 1.64$ ($=1.4 \times 1.17$)、 0.47 ($=0.4 \times 1.17$) $< R_p \leq 0.61$ ($=0.9 \times 0.68$)
必要構造ランク	全ての梁はランクI、1階柱はランクI、それ以外の柱は制限なし

(c) パネル-梁崩壊型（PBp骨組）	
崩壊型	パネル-梁崩壊型（PBp骨組）
使用する鋼材	柱、パネルはBCR295、梁はSS400を使用
ばらつきを考慮して修正した設計条件	$\alpha_1 \geq 0.50$ 、 $R_c \geq 1.40$ ($=1.2 \times 1.17$)、 0.47 ($=0.4 \times 1.17$) $< R_p \leq 0.61$ ($=0.9 \times 0.68$)
必要構造ランク	全ての梁はランクII、1階柱はランクI、それ以外の柱は制限なし

(d) 梁崩壊型（B骨組）	
崩壊型	梁崩壊型（B骨組）
使用する鋼材	柱、パネルはBCR295、梁はSS400を使用
ばらつきを考慮して修正した設計条件	$\alpha_1 \geq 0.55$ 、 $R_c \geq 1.64$ ($=1.4 \times 1.17$)
必要構造ランク	全ての梁はランクI、1階柱はランクI、それ以外の柱は制限なし

(e) 柱崩壊型（C骨組）	
崩壊型	柱崩壊型（C骨組）
使用する鋼材	柱、パネルはBCP235、梁はSS400を使用
ばらつきを考慮して修正した設計条件	$\alpha_1 \geq 0.45$ 、 $R_c \leq 0.65$ ($=0.91 \times 0.71$)
必要構造ランク	全ての柱はランクI、梁は制限なし

手順④ 設定された α_i と R_e に基づいて骨組の設計用全塑性モーメント分布を定める。

この設計用全塑性モーメントの算出方法及びこれ以後の設計手順は、図6-2 (a) に示す形状の4層骨組を対象にして、表6-7 (b) で示したパネル-梁崩壊型骨組 (PBp 骨組) を設計する場合を例として示して解説する。この骨組は、第4章で示したCR-04 骨組である。

設計する骨組の柱と梁部材の設計用全塑性モーメントは以下の方法で算出する。まず、骨組の各層の設計用層せん断力 (Q_{di}) を、設定されたベースシヤール係数 (α_i) によって、 A_i 分布に基づいて計算する。設計骨組の各層に、この Q_{di} が作用したときの骨組の曲げモーメント図を、柱の半曲点を柱材長の半分として描き (図6-2 (b) 参照)、さらに、全ての柱のモーメントを R_e 倍にする。これが、柱と梁各部材の設計用の全塑性モーメントの値となる。

表6-8は、この手順で計算された表6-7 (b) のパネル-梁崩壊型 (PBp 骨組) の、各層の設計用層せん断力、柱、梁の設計用全塑性モーメントの値及び次の手順⑤で計算される部材の設計用塑性断面係数 (Z_p) 等である。

手順⑤ 柱及び梁部材の設計用全塑性モーメントを各部材の材料 F 値で除して、部材の設計用塑性断面係数 Z_p を計算する (表6-8 参照)。

手順⑥ 設計用 Z_p を満足する柱、梁部材の選択。

手順⑦ 選択された各部材が、必要な構造ランクであることを確認。

表6-7 (b) のパネル-梁崩壊型 (PBp 骨組) では、全ての階の梁はランク1の部材、1階の柱材はランク1の部材が必要である。選択した部材が指定されたランクでない場合は、手順⑥に戻って、指定されたランクの部材選択を行なう。

手順⑧ 選択された部材によって計算される R_e の値が、設計条件で指定された範囲であることを確認。

R_e の値が設計条件で指定された範囲でない場合は、手順⑥に戻って、部材選択をやり直す。ただし、部材断面の変更を行なっても、手順⑦及び手順⑧を満足する適切な部材がない場合には、手順①に戻って、崩



図6-2 (a) 設計骨組の形状

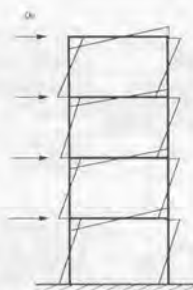


図6-2 (b) 曲げモーメント図

表6-8 パネル-梁崩壊型 (PBp 骨組) の設計用部材モーメント等一覧

階	重量 (ton)	A_i 分布	設計用層 せん断力 (ton)	柱 (全層BCR295)		梁 (全層SS400)	
				設計用モー メント (t-cm)	設計用 Z_p (cm ³)	設計用モー メント (t-cm)	設計用 Z_p (cm ³)
4	23.04	1.82	16.8	2583	861	1575	656
3	23.04	1.43	26.4	4059	1353	4050	1688
2	23.04	1.19	33.0	5075	1692	5569	2320
1	23.04	1.0	36.8	6035	2012	6774	2810

壊型等の設計方針を変更する。

パネルの設計を行わない設計方針であれば、手順⑩の損傷確認を行なう。パネルの設計を行なう場合は、手順⑨へ進む。

手順⑨ 設計条件で指定された範囲の R_p 値を満足するパネル部材の選択。

パネルの耐力は (3-6) 式で計算する。ここで注意すべきことは、手順③の設計条件で指定される R_p の設計範囲が狭すぎたり、 R_p の設計値が小さい場合には、その値を満たすパネル材がないことが考えられる。パネルの設計においては、パネルを含む接合部の詳細設計をなるべく複雑でないものにする事や、パネルでの応力伝達をスムーズに行なうために、柱とパネルの外形寸法を、なるべく同一のものにすることが望ましい。このような点も考慮して、設計条件で指定された範囲の R_p 値を満足する板厚のパネル部材を選択する。

指定された範囲でパネル材の選択ができない場合は、手順⑥に戻って柱及び梁部材の選択を変更することを試みる。柱及び梁部材の選択を変更することによって、指定された範囲でパネル材の選択ができるようになる場合には、設計は終了となる。一方、このような変更を行なっても、適切な部材の選択ができないときには、手順①に戻って、崩壊型等の設計方針を変更する必要がある。現在の鉄骨ラーメン構造では

表6-9 パネル-梁崩壊型 (PBp 骨組) の設計断面等一覧

階	設計された骨組の部材断面、 Z_p 、 M_p			設計された骨組の 部材耐力比	
	柱 (全層BCR295)	梁 (全層SS400)	パネル (全層BCR295)	R_e (判定)	R_p (判定)
4	□-300×12 (FAランク) $Z_p=1440, M_p=4320$	H-250×250×9×14 (FAランク) $Z_p=953, M_p=2287$	□-300×6 $M_p=1256$	1.89 (OK)	0.55 (OK)
3	□-300×12 (FAランク) $Z_p=1440, M_p=4320$	H-400×200×9×19 (FAランク) $Z_p=1770, M_p=4248$	□-300×6 $M_p=2027$	2.03 (OK)	0.48 (OK)
2	□-300×16 (FAランク) $Z_p=1840, M_p=5528$	H-450×200×12×22 (FAランク) $Z_p=2410, M_p=5784$	□-300×9 $M_p=3368$	1.70 (OK)	0.58 (OK)
1	□-300×19 (FAランク) $Z_p=2120, M_p=6360$	H-450×250×12×22 (FAランク) $Z_p=2880, M_p=6912$	□-300×9 $M_p=3333$	1.72 (OK)	0.48 (OK)

通しダイヤフラム形式で接合部を製作する場合が多い。この形式では、柱とパネルは完全に独立であり、柱とパネルに異なる板厚の鋼管を使用することは可能である。

表6-9は、ここまで示した手順によって部材の選択を行なった表6-7 (b) のパネル-梁崩壊型 (PBp 骨組) の柱、梁、パネルの部材断面と、それらの部材によって計算される各層の R_c 及び R_p の値を示している。設計された骨組の R_c 及び R_p の値は、表6-7 (b) の降伏点のばらつきを考慮した設計条件で指定された範囲内 ($R_c \geq 1.64$, $0.47 \leq R_p < 0.61$) であることがわかる。部材の構造ランクについても、梁は全層がFAランク²⁰⁾の部材であり、1階の柱もFAランクの部材が選択されている。ここではFAランクの部材をランク1の構造部材としている。

手順⑩ 設計された骨組の損傷確認。

部材の選択が完了した骨組の α_1 、 R_c 及び R_p の値が、設計条件で指定した範囲であれば、設計で想定した崩壊型と部材の損傷が実現されたと考えられる。むしろ、実際の設計では、実質的な鋼材の降伏点の影響により、設計された骨組の損傷は、想定したものより小さくなることが予想される。手順⑩では、部材選択が完了した骨組について、各部位の鋼材の降伏点が F 値ではなく、実質的な鋼材の降伏点である場合に、柱、梁、パネルの損傷がどの程度になるか確認しておく。例えば、設計された骨組の各部位の降伏点のばらつきを考慮して、降伏点を変化させて、数ケースの計算を行なうことによって、設計が完了した骨組の各部位に、およそどの程度の損傷が生じる可能性があるかを知ることができる。この損傷確認は第3章で示した方法で行なう。以下に表6-9で示すPBp骨組について、各部位の降伏点が、表6-5で示す材料降伏点の平均値である場合の各部位の損傷予測の計算過程とその結果を示す。

表6-10は、第3章で示した (3-3) ~ (3-6) 式を使って計算したPBp骨組の全塑性モーメントの値とその値によって計算した R_c 、 R_p の値である (軸力比の影響は小さいので無視した)。この R_c 、 R_p の値は、ばらつきを考慮しないで設定した表6-4 (b) の範囲となればよい。表6-10の値から以下の計算によって各部位の損傷を予測する。

この骨組のベースシャー係数 (α_1) は、第3章の2節より、以下の式で計算される。

$$\alpha_1 = \frac{\sum nM_p \times 1.06}{h \times W_f} = \frac{8035 \times 2 \times 1.06}{400 \times 92.16} = 0.462 \quad (6-9)$$

$\sum nM_p$ は2階床梁の全塑性モーメントの和、1.06は表3-1の係数、 h は1階階高、 W_f は建物の総重量である。さらに、第3章の (3-8) 式によって α_1 は以下のように層数により修正計算される $n\alpha_1$ となる。

$$n\alpha_1 = \alpha_1 + \beta \times (5 - N) = 0.462 + 0.008 \times (5 - 4) = 0.47 \quad (6-10)$$

$n\alpha_1$ は0.47であるから、付録1の α_1 が0.45と0.50の表を使って、表6-10の R_c 、 R_p の値から、各部位の損傷 ($\bar{\eta}$) を線形補間によって読み取る。それらの値に、(3-9) 式で計算される値 (1.16) を乗じた値が部材の損傷予測値である。その予測値を表6-11に示す。梁と1階柱下端部以外の柱の損傷は、すべて損傷0となっている。一方、パネルは全層が脆性化すると予測され、その値は21~29の範囲となっている。

表6-12は、各部位に予測された損傷 ($\bar{\eta}$) をその各部位が保有する塑性変形能力 (表6-2参照) で除した値である。ここでは、この値を予測損傷率と呼ぶこととする。予測損傷率が1以上になる場合は、予測される損傷が、その部材の保有する塑性変形能力を上回ることを意味する。部材選択が完了した骨組の各部位の予測損傷率が1未満となっていることを確認して、設計は全て終了 (手順⑪) となる。

表6-10 全塑性モーメント及び R_c 、 R_p

階	柱 (t-cm)	梁 (t-cm)	パネル (t-cm)	R_c	R_p
4	5587	2659	1624	2.10	0.61
3	5587	4938	2622	2.26	0.53
2	7139	6724	4356	1.89	0.65
1	8226	8035	4311	1.91	0.54

表6-11 PBp骨組の損傷予測結果

階	柱 ($\bar{\eta}$)	梁 ($\bar{\eta}$)	パネル ($\bar{\eta}$)
4	0	0	23
3	0	0	29
2	0	0	21
1	上端 0 下端 1	0	28

表6-12 PBp骨組の各部位の予測損傷率

階	柱	梁	パネル
4	0/6=0	0/3=0	23/70=0.33
3	0/6=0	0/3=0	29/70=0.41
2	0/6=0	0/3=0	21/70=0.30
1	上端 0/6=0 下端 1/6=0.17	0/3=0	28/70=0.40

6.2.3 層数及び入力エネルギーの大きさによる修正

本章で示す設計法によって設計を行なう場合に、付録1で示す柱-梁-パネル耐力比と部材損傷の関係の一覧表が、5層骨組に対して、損傷に寄与するエネルギー (V_D) が約150cm/secになる条件下での解析結果であることに注意しなければならない。すでに第3章でも述べたが、付録1の表を使って骨組の損傷予測をする場合には、5層以外の骨組では、層数に応じて (3-8) 式によるベースシャー係数の修正や、(3-9) 式による付録1の $\bar{\eta}$ の修正が必要であり、また、 V_D の値によっても修正が必要であった。したがって、本設計法によって5層以外の骨組について設計する場合や、150cm/sec以外の入力を想定する場合にも同様の修正が必要となる。以下に、5層以外の骨組を本設計法で設計する場合及び入力の変更にたい場合の修正方法を示す。

(1) 5層以外の骨組を設計する場合の修正

- 1) 最初 (手順①の前) に付録1で示す柱-梁-パネル耐力比と各部位の損傷の関係の一覧表の全ての損傷 ($\bar{\eta}$) の値に、(3-9) 式によって計算される $n\eta_N / \eta_N$ の値を乗じて修正する。
- 2) 手順②で設定した α_1 について、(6-11) 式で修正を行なう。この式は、層数が多くなるほど損傷集中が大きくなることを考慮して、 α_1 を大きく設定する式であり、3.2.4項で示した考え方に基いている。

$$n\alpha_1 = \alpha_1 - \beta \times (5 - N) \quad (6-11)$$

ここで β は表3-3の値とする。

これらの2項目の修正を行なうことによって、5層以外の骨組についても、設計手順にしたがった設計が可能となる。ただし、本章で設計例として示した4層骨組では、上記2項目の影響はそれほど大きくないと考え、これらの修正を行わずに設計を進めたことを付記しておく。

(2) 入力エネルギーの想定を 150cm/sec 以外にしたい場合の修正方法

付録1で示す柱・梁・パネル耐力比と各部材の損傷 (7) の関係の表は、骨組への損傷に寄与するエネルギー (V_D) が約 150cm/sec となる条件下で行なわれた解析結果である。150cm/sec 以外の任意の入力を想定して骨組の設計を行ないたい場合には、次式によって手順②で設定したベースシヤール係数 (α_1) を修正する。

$$\alpha_1 = \alpha_1 \times \frac{V_D}{150} \quad (6-12)$$

この式では、例えば、200cm/sec の入力を想定する場合には、 α_1 を $200/150=1.33$ 倍すればよいことを意味している。これは、骨組への入力エネルギーの速度換算値と骨組の必要強度が比例の関係にある⁽⁸⁾ ことに基づいている。

ここで示した修正を行なうことによって、本章で提案する設計法は、5層以外の骨組や入力エネルギーの想定を変更したい場合にも対応することが可能となる。

6.2.4 高さ方向の耐力バランス

設計された骨組の高さ方向の耐力分布が、設計用の層せん断力分布に近い場合は、特定の層に損傷が集中することは少ないと思われるが、ある層が相対的に小さな耐力で設計された場合には、その層に損傷が集中する可能性がある。このような損傷集中の特性については、すでに第2章において閉性化する部材 (崩壊型) に応じて、損傷集中の度合いが異なることを示している。本章で示す設計法では、特定層に意図的に損傷を集中させることを考慮する設計法ではないので、基本的には各層の損傷がばらつかないように、各層の耐力分布をバランスよく設計する必要がある。しかし、実際に設計を行なう場合は、実断面を割り付けることや、各部材の材料降伏点のばらつきの影響で相対的に耐力の小さい層が存在する。ここでは第2章で行なった損傷集中特性に関する解析結果を利用して、特定層に極端な損傷集中を生じさせないための高さ方向の耐力バランスについてチェック方法を示す。

(1) 崩壊型毎の損傷集中特性

相対的に耐力が小さい層への損傷集中の生じやすさは、次式で示す損傷集中指数 $n^{(1)}$ によって評価することができる。

$$n = - \ln \left(\frac{b(1-a)}{a(1-b)} \right) / \ln p_d \quad (6-13)$$

ここで a : 任意の降伏層せん断力係数分布下における全体の損傷に対する k 層の損傷の割合 W_{pk} / W_p

b : k 層の降伏層せん断力を p_d 倍した場合の W_{pk} / W_p

p_d : 降伏耐力の低下率

ここでは、この式を利用して、最弱層においてどの程度の相対的な耐力低下 (p_d) が許容されるか、崩壊型毎に検討をする。すでに第2章では、柱・梁・パネルの耐力比を変化させ、閉性化する部材によって、この n 値がどのように変化するか計算している (図2-12)。その結果に基づいて、ここでは柱崩壊型、梁崩壊型、パネル崩壊型の n 値を、それぞれ、8、4、2 と設定する。

次に、最弱層への損傷集中の大きさをどの程度まで許容するか決める必要がある。第4章では、第3章で提案した損傷予測法で予測される部材の損傷は、応答解析結果を2~3倍の精度で予測していることが示されている。したがって、本章で示す設計法によって設計された骨組の最弱層への損傷集中として、損傷集中しない場合の3倍程度のエネルギー集中を許容することにする。すなわち、ここでは (6-13) 式の b の値が a の値の3倍以下となるような p_d 値 (耐力低下率) を各崩壊型毎に計算する。ここで、 a の値として、5層骨組のエネルギー配分を計算している第3章の表3-4 (b) を使う。ここでは第3層を最弱層として計算を行なう。表3-4 (b) によれば、第3層の a の値は、 $1.07/5=0.214$ である。したがって b の値はその3倍で 0.642 となる。以下には、柱崩壊型 ($n=8$) について (6-13) 式に、これらの数値を代入した式を示す。

$$8 = - \ln \left(\frac{0.642(1-0.214)}{0.214(1-0.642)} \right) / \ln p_d \quad (6-14)$$

これを解くと、 $p_d=0.79$ を得ることができる。同様に n が4の場合 (梁崩壊型)、 n が2の場合 (パネル崩壊型) の計算を行ない、得られた p_d を表6-13の上段に示す。柱崩壊型の場合は、最も損傷集中しやすいため、0.79倍の耐力低下によって、3倍の損傷集中となるが、パネル崩壊型では、0.39倍まで耐力低下させる場合に、それと同一の損傷集中となる。これらの結果に基づいて、特定層に過大な損傷集中を生じさせないための、高さ方向の耐力バランスの確認方法を次に示す。

(2) 耐力バランスの確認方法

例えば、設計された骨組が柱崩壊型の場合は、骨組各層の柱の全塑性モーメントを各層の柱の設計用の全塑性モーメントで除し、各層のこれらの比率のうち、最も大きい値に対する最も小さい値の比 (β) を計算する。使用する部材の降伏点のばらつきも考慮した上で、この β の値が表6-13下段に示す β の範囲となるように部材選択を行なう。表中の β の値は上記で計算した p_d をさらに約1割低下させた値である。これは、(6-14) 式で計算した p_d が、特定の1つの層だけが耐力低下する場合の計算であり、実際には設計された骨組において、1つの層だけが弱く設計されることはなく、ある程度他の層にも損傷が分散される効果があると考え、その効果を約1割見込んでいる。この損傷分散効果をどの程度見込むことができるかについては、設計される個々の骨組で異なるため、一律の値を定めるのは困難であり、その意味で表6-13で示す β の許容範囲は、設計におけるおおまかな目安である。

設計者は、使用する部材の降伏点のばらつきも考慮した上で、上記の β の値がおおよそ表中に示す範囲となるように部材選択を行なう。当然、降伏点のばらつきが少ない材料を使用すれば、部材の選択の範囲が広がることはいうまでもない。これらの範囲の部材が選択できれば、設計で考慮していない極端な損傷集中は防止できると考えられる。

表6-13 各崩壊型毎の p_d 及び β

崩壊型	柱崩壊型 ($n=8$)	梁崩壊型 ($n=4$)	パネル崩壊型 ($n=2$)
p_d	0.79	0.62	0.39
β の許容 範囲	0.70以上	0.55以上	0.35以上

6.2.5 提案した設計法による設計の結果

表6-4 (a)、(b)、(d)、(e) 及び表6-7 (a)、(b)、(d)、(e) で示した4つの崩壊型の骨組について、本章で示した設計法によって設計した結果得られた骨組の部材断面を表6-14に示す。表の左側に鋼材の降伏点のばらつきを考慮しない設計条件 (表6-4) による結果、右側にはばらつきを考慮した設計条件 (表6-7) による結果を示す。ばらつきを考慮することで変更した部分を網掛けで示している。また、これらの骨組の設計条件、設計用モーメント等の詳細は付録3に示す。

設計の結果、(a) のパネル崩壊型 (Pp骨組) は、ばらつきを考慮するとパネル耐力 (R_p) の設計範囲が、 $0.47 < R_p \leq 0.48$ で、きわめて狭い設計範囲の設定となり、実部材を割り付けることを考えれば、実質的には設計不可能となり、設計方針を変更することが必要となった。パネル崩壊型 (Pp骨組) を設計するためには、手順①でベシシヤ係数 (α_1) を0.55以上に設定し、 R_p の設計範囲を0.4～0.9程度に設定すれば、ばらつきを考慮しても、 R_p の設計範囲が極端に狭くならず、設計が可能になると考えられる。

一方、それ以外の骨組については、実部材で十分設計が可能である。(b) のパネル-梁崩壊型 (PBp骨組) では、ばらつきを考慮するときに、柱とパネルの鋼材をBCR295に変更しているため、柱とパネルの断面が小さくなっている。(d) の梁崩壊型 (B骨組) でも、ばらつきを考慮するときに、柱とパネルの鋼材をBCR295に変更している。そのため、この骨組では部材の断面を変更しないでもよい結果となっている。パネルの塑性化を設計の段階で考慮しているPBp骨組とパネルのエネルギー吸収を設計の段階で見込んでいないB骨組の部材断面を比較すると、柱及び梁の断面は、明らかにPBp骨組の方が小さい断面で設計できているのがわかる。このように、ここでも提案した設計法によって、パネルによるエネルギー吸収効果を見込んで設計を行なうことによって、パネルによるエネルギー吸収を設計段階で見込んでいない骨組よりも、柱、梁の部材断面を小さく設計できることがわかる。(e) の柱崩壊型 (C骨組) でも、ばらつきを考慮するときに、柱とパネルの鋼材をBCP235に変更している。ばらつきを考慮することによって、全層の梁の断面が大きくなっている。付録3の付表3-5～3-8の結果からは、パネルを直下の柱と同一の部材で設計した骨組では、設計された骨組のパネル耐力比 R_p が1以下になる場合がある。パネルを直下の柱と同一断面とした骨組では、パネルの塑性化を伴った崩壊型になる可能性があると考えられる。

ここで提案した設計法により設計したこれらの骨組が、地震時において、設計の最初に想定した崩壊型と損傷が実現されるかどうか調べるために、次節ではこれらの骨組の地震応答解析を行ない、骨組各部材に生じる損傷を調べる。

表6-14 4種類の崩壊型骨組の部材断面一覧

(a) パネル崩壊型 (Pp骨組) の設計断面						
ばらつきを考慮しない場合				ばらつきを考慮した場合		
階	柱 (STKR400)	梁 (SS400)	パネル (STKR400)	柱	梁	パネル
4		H-400×150 ×6×16				
3	□-300×16	H-400×200 ×9×12	□-300×6			
2		H-400×200 ×9×19				
1	□-300×19	H-450×200 ×12×19	□-300×9			

(b) パネル-梁崩壊型 (PBp骨組) の設計断面						
ばらつきを考慮しない場合				ばらつきを考慮した場合		
階	柱 (STKR400)	梁 (SS400)	パネル (STKR400)	柱 (BCR295)	梁 (SS400)	パネル (BCR295)
4	□-300×16	H-250×250 ×9×14		□-300×12	H-250×250 ×9×14	
3		H-400×200 ×9×19	□-300×12		H-400×200 ×9×19	□-300×6
2	□-350×16	H-450×200 ×12×22	□-350×12	□-300×16	H-450×200 ×12×22	
1	□-350×19	H-450×250 ×12×22	□-350×16	□-300×19	H-450×250 ×12×22	□-300×9

(d) 梁崩壊型 (B骨組) の設計断面						
ばらつきを考慮しない場合				ばらつきを考慮した場合		
階	柱 (STKR400)	梁 (SS400)	パネル* (STKR400)	柱 (BCR295)	梁 (SS400)	パネル* (BCR295)
4		H-250×250 ×9×14		□-350×12	H-250×250 ×9×14	
3	□-350×12	H-450×200 ×12×22	□-350×12		H-450×200 ×12×22	□-350×12
2	□-350×19	H-500×250 ×12×22	□-350×19	□-350×19	H-500×250 ×12×22	
1		H-500×250 ×12×28			H-500×250 ×12×28	□-350×19

*パネルは直下の柱と同一部材

(e) 柱崩壊型 (C骨組) の設計断面						
ばらつきを考慮しない場合				ばらつきを考慮した場合		
階	柱 (STKR400)	梁 (SS400)	パネル* (STKR400)	柱 (BCP235)	梁 (SS400)	パネル* (BCP235)
4	□-250×9	H-400×150 ×6×12	□-250×9	□-250×9	H-400×200 ×6×12	□-250×9
3	□-300×12	H-450×200 ×12×22	□-300×12	□-300×12	H-450×200 ×12×28	□-300×12
2	□-300×16	H-500×250 ×12×25	□-300×16	□-300×16	H-600×300 ×12×25	
1		H-550×250 ×12×25			H-600×300 ×14×28	□-300×16

*パネルは直下の柱と同一部材

6.3 設計された骨組の地震応答性状

本章で提案した設計法で設計された骨組が、設計で想定した崩壊型と塑性化する部位の損傷が、安全側で制御されて設計されているか調べるため、前節の表6-14で示される4つの崩壊型の骨組、Pp骨組、PBp骨組、B骨組、C骨組の地震応答解析を行ない、それぞれの骨組の各部材の損傷や、骨組全体の応答性状を調べる。ここでは、表6-14のうち、ばらつきを考慮しない場合の骨組について応答解析を行なう。それは、鋼材の降伏点のばらつきによる不確定な影響のない設計条件下で設計された骨組について、この設計法による設計の精度を検証したいからである。また、これらの骨組の他に、第4章で解析した現行耐震規定により設計されたCR-04骨組を同様の条件で地震応答解析し、上記4つの骨組との損傷分布等の応答比較を行なう。

6.3.1 解析方法

表6-14で示される4つの崩壊型の骨組は、骨組の損傷に寄与するエネルギー入力速度換算値 (V_D) を150cm/secで想定して設計したものである。したがって、ここで行なう地震応答解析でも、5つの骨組への V_D がおよそ150cm/secになるようにする必要がある。解析を行なう5つの骨組 (Pp骨組、PBp骨組、B骨組、C骨組、CR-04骨組) は、部材断面がかなり異なるため、それぞれの骨組では固有周期が異なることが予想される。観測された地震動を使って応答解析を行なうと、骨組の固有周期が異なることによって、それぞれの骨組への地震入力エネルギーが大きく変化する可能性が考えられる。そのため、ここでは、骨組の固有周期が変化しても入力エネルギーがあまり変化しない地震動 $wv_elns^{20)}$ を使用し、それぞれの骨組への V_D が約150cm/secとなるようにして応答解析を行なう。

本節の5つの骨組の応答解析を行なうにあたって、解析骨組の設定方法や解析条件は、第4章の応答解析と同一の条件で行なう。また、応答解析に使ったプログラムも第4章と同じものを使う。ただし、第4章の応答解析では、部材の降伏点を公称値の1.1倍として解析したが、ここでは、上記5つの骨組全てについて、部材の降伏点は公称値の値を使用する。

6.3.2 固有周期と入力エネルギー

図6-3は、本節の地震応答解析に用いた地震動 wv_elns のエネルギースペクトル (V_E) である。これは第2章の解析で用いたものであり、入力地震動の最大加速度は402gal、最大速度73cm/sec、継続時間30secで

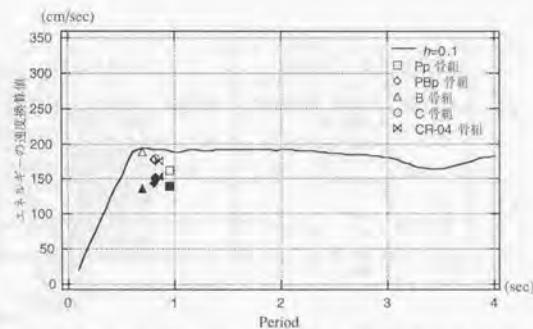


図6-3 地震動 wv_elns のエネルギースペクトル (V_E) と解析骨組の V_E , V_D 値

ある。この地震動の最大加速度は、5つの骨組の損傷に寄与するエネルギー入力速度換算値 (V_D) がおよそ150cm/secになるように設定したものである。図6-3の各プロットは、この地震動を使って応答解析を行なった結果得られた各骨組への総エネルギー入力速度換算値 (V_E) を白抜き記号で、損傷に寄与するエネルギー入力速度換算値 (V_D) を黒塗り記号で示したものである。また、表6-15はそれぞれの骨組の固有周期と V_E 及び V_D の値を一覧表にしたものである。

5つの骨組の固有周期は0.701～0.956秒の範囲である。ベースシヤール係数が最も小さいPp骨組 ($\alpha_1=0.30$) の周期が、もっとも長く0.956秒である。ベースシヤール係数が最も大きいB骨組 ($\alpha_1=0.55$) の固有周期がもっとも短く、0.701秒である。PBp骨組、C骨組、CR-04骨組の固有周期は0.81～0.85秒であり、上記2つの中間程度の固有周期である。

5つの骨組の V_D の値は、136～153cm/secの範囲であり、それぞれの骨組にはほぼ150cm/secの損傷に寄与するエネルギー入力が生じたものと見なすこととする。B骨組の V_D 値がやや小さいのは、骨組の耐力が他より大きいことによって、骨組全体の塑性化の程度が他の骨組より小さくなるためと考えられる。

表6-15 各骨組の固有周期と入力エネルギー一覧

骨組名	固有周期 (sec)	骨組への入力エネルギー V_D (cm/sec)	V_E (cm/sec)
Pp骨組	0.956	139	162
PBp骨組	0.810	144	176
B骨組	0.701	136	188
C骨組	0.815	150	179
CR-04骨組	0.850	153	175

6.3.3 地震応答解析の結果

図6-4は地震応答解析の結果得られた5つの骨組の各層の最大層間変形角分布である。最大層間変形角の分布の形状はそれぞれの骨組で異なっている。Pp骨組の第2層の最大層間変形角は0.016radで、これらの骨組の中では最も大きな値となっている。全体の傾向として、耐力、剛性が小さい骨組ほど、最大層間変形角が大きくなる傾向があるようにみえる。しかし、これらの骨組の最大層間変形角は、0.012～0.016rad。

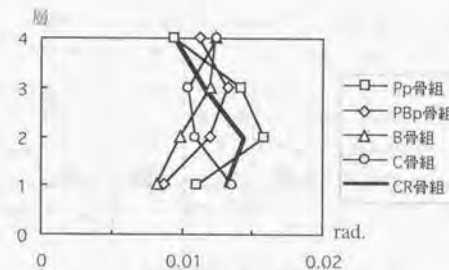


図6-4 各骨組の最大層間変形角分布

の範囲であり、それほど大きな差ではない。

図6-5は5つの骨組の各部位（柱、梁、パネル）の損傷の程度を表示したものである。各部位の損傷の程度は、円内の黒く塗りつぶされる割合によって表われ、その部位が保有する塑性変形能力のうちどの程度まで塑性変形が生じているか示している。すなわち、地震応答解析で得られる各部位の累積塑性変形倍率（ η_2 ：3-10 式参照）を、表6-2で示した柱、梁、パネルのランク別の塑性変形能力（ $\bar{\eta}$ ）で除すことによって得られる割合を示すものである。例えば、円の半分が塗りつぶされている場合は、部材が保有する塑性変形能力のうち半分の塑性変形が生じたことを示すものであり、円が完全に黒で塗りつぶされている場合は、その部材の保有する塑性変形能力を超える塑性変形が生じていることを示すものである。この表示を見れば、塑性変形に関して、骨組各部材にどの程度の余裕があるか判断できる。また、図中には、各部位の累積塑性変形倍率（ η_2 ）の値を表示している。

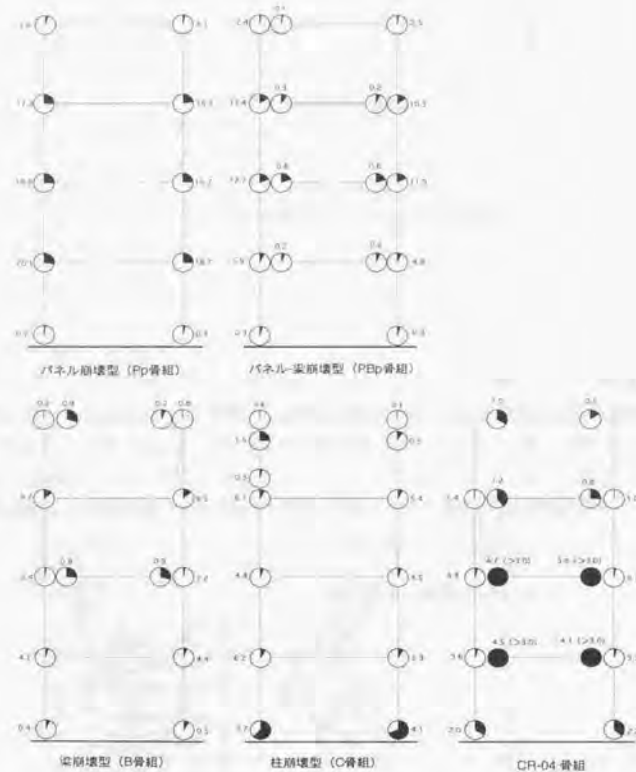


図6-5 各骨組の部材の損傷状況

パネル崩壊型で設計されたPp骨組は、パネルと1階柱下端部だけに損傷が生じ、設計で意図した崩壊型が実現されているのがわかる。パネルの損傷は、パネルが保有する変形能力の4分の1程度であり、1階柱下端部の損傷は5%程度である。この骨組では設計で意図した崩壊型が実現され、損傷を想定した部位でも、部材の塑性変形能力を超えるような損傷は生じず、安全側で設計が行なわれていることがわかる。

パネル-梁崩壊型で設計されたPBp骨組についても、パネル、梁及び1階柱下端部に損傷が生じ、設計で想定した崩壊型となっている。パネル、梁及び1階の柱ともに塑性変形能力の余裕は大きく、パネルと梁は保有する塑性変形能力の2割程度の損傷であり、柱は5%程度の損傷である。この骨組についても、設計で想定した部位に損傷が生じ、部材の塑性変形能力を超えるような損傷は生じず、安全側で設計が行なわれていることがわかる。

梁崩壊型で設計されたB骨組は、梁とパネル及び1階柱下端に損傷が生じているが、パネルの損傷が支配的である。この骨組では、梁が塑性化することを意図して設計しているが、パネルは直下の柱と同一部材を使用しており、パネルの設計を行っていないものである。付表3-5で示すように、設計された骨組の R_p の値は0.74~1.03となり、設計段階でパネルに損傷が生じることが予想できる。パネルの設計を行わないで、パネルを直下の柱と同一の部材にすると、パネルもかなり塑性化する可能性があることがわかる。梁の損傷については、梁が保有する塑性変形能力の3割以下の損傷であり、パネルの損傷も大きくないため、骨組としては安全に設計されているのがわかる。

柱崩壊型で設計されたC骨組でも、柱とパネルに損傷が生じているが、パネルの損傷が支配的である。この骨組は、柱が塑性化することを意図して設計しているが、上記B骨組と同様にパネルは直下の柱と同一部材を使用しており、パネルの設計を行っていないものである。付表3-7によれば、設計された骨組の R_p の値は0.67~1.14であり、パネルに損傷が集中することが予想できる。柱の損傷は、1階柱下端部 $\eta_2=4.1$ となり、柱の保有する塑性変形能力の7割程度にまで達しているが、パネル、柱ともに部材の保有する塑性変形能力を超える損傷となっていないことから、安全に設計がされているといえる。

CR-04骨組は、現行耐震規定の許容応力度設計、1/200radの変形制限、保有水平耐力の規定を満足させた上で、梁崩壊型となるように意図して設計したものである（第4章参照）。地震応答解析の結果、塑性化した部位は、梁、パネル、1階柱下端部であった。低層階の梁の損傷（ η_2 ）は4.7に達し、4箇所の梁端部で表6-2で示した梁の塑性変形能力（ $\bar{\eta}=3.0$ ）を超えていることがわかる。この骨組でもパネルが塑性化しているのは、パネルを直下の柱と同一断面としているためと考えられる。

本章で提案した設計法によって設計した4つの骨組については、損傷部位の表示が完全に黒く塗りつぶされているものではなく、各部材は、部材の保有する塑性変形能力の範囲内の損傷が生じ、安全側で設計が行なわれていることがわかった。特に、パネルの設計を行なったPp骨組及びPBp骨組については、想定した部位に損傷が生じ、かつ、安全に設計されていることがわかった。しかし、パネルの設計を行わないB骨組及びC骨組については、パネルも塑性化し、梁崩壊型、柱崩壊型ともにパネルの損傷がむしろ支配的になった。設計で想定した崩壊型を実現させるためには、パネルの設計も含めた設計を行なう必要があることがわかる。

一方、現行耐震規定にしたがって設計されたCR-04骨組は、 $V_D150\text{cm/sec}$ の地震動に対して、2階、3階の床梁において、梁部材の保有する塑性変形能力（ $\bar{\eta}=3$ ）を超える変形が生じていることがわかった。梁の保有する塑性変形能力が表6-2で示される数字であるなら、この骨組の梁端部は、 $V_D150\text{cm/sec}$ のレベルの地震動に対して、破断等が生じる可能性がある。

6.4 結論

本章では、地震応答解析から得られた柱-梁-パネル耐力比と部材の損傷の関係をj用いて設計を行なうことによって、設計する骨組の崩壊型や各部材(柱、梁、パネル)の損傷を制御することができる耐震設計法の提案を行なった。

提案した設計法によって教例の骨組を設計し、それらの地震応答解析を行なうことによって、設計で想定した崩壊型と損傷が安全に実現できているかどうか検証した。得られた結論の概要を以下に示す。

- 1) 付録1で示す柱-梁-パネル耐力比と部材の損傷の関係をj用いて設計を行なうことによって、設計する骨組の崩壊型や各部材(柱、梁、パネル)の損傷を制御することができる耐震設計法の手順を、図6-1のフローに示した。
- 2) パネルの設計を行ない、パネルによるエネルギー吸収を期待した骨組では、パネルの設計を行わない骨組に比べて、設計用のベースシヤ-係数を小さく設定できるため、設計された柱、梁の断面も小さくすることができる。
- 3) 地震応答解析の結果、パネルの設計を行なう骨組では、設計で想定した崩壊型が実現するが、パネルの設計を行わないで、パネルを直下の柱と同一断面にすると、パネルの塑性化をともなう崩壊型になり、パネルへの損傷集中がかなり大きくなる可能性があることがわかった。
- 4) 地震応答解析の結果、本章で提案した設計法を使って、パネルの設計まで含めた設計を行なうことによって、設計で想定した崩壊型が実現され、各部材の損傷もそれぞれの部材が保有する塑性変形能力を超えることなく、安全側で設計できていることが確認できた。

第7章 結論

本論文では、鉄骨造骨組の柱-梁-パネル耐力比が、骨組の耐震性能に及ぼす影響を明らかにするとともに、それらの結果を利用して、骨組の崩壊型と部材の損傷レベルが制御できる耐震設計法の提案を行なった。まず、第2章では、地震応答解析と振動台実験によって鉄骨造骨組の地震応答に及ぼす柱-梁-パネル耐力比と骨組全体の耐力の影響を検討した。第3章では、第2章で得られた解析結果を基にして、設計された鉄骨造骨組の地震時における各部材の損傷を予測する方法を示した。第4章では、現行耐震規定で設計された骨組の地震応答解析を行ない、これらの骨組の耐震性能を把握するとともに、第3章で提案した損傷予測法によって損傷予測を行ない、その精度を検証した。第5章では1995年兵庫県南部地震で被害を受けた建物の地震応答解析を行ない、被災した建物への地震動の入力レベルの推定や柱-梁-パネル耐力比の影響について検討した。第6章では、第2章で得られた解析結果を利用して、骨組の崩壊型と部材の損傷レベルが制御できる耐震設計法の提案を行なった。

以下に本論文の各章で得られた結論をまとめて示す。また、本論文で提案した第3章の損傷予測法及び第6章の耐震設計法を、実務に適用するにあたって必要と考えられる課題や適用範囲を明らかにしておくとともに、本論文全般に関連して、今後検討すべきと考えられる課題について述べる。

第2章では、地震応答解析と振動台実験によって、鉄骨造骨組の地震応答に及ぼす柱-梁-パネル耐力比の影響を調べた。地震応答解析では、5層の無隅均等骨組を解析対象にして、柱-梁-パネル耐力比と骨組全体の耐力が骨組の応答や部材の損傷とどのような関係になるか調べた。また、振動台実験では、パネルによるエネルギー吸収によって、骨組のエネルギー吸収能力や応答にどのような影響を及ぼすか検討した。以下に得られた結論を要約して示す。

- 1) 骨組への地震入力エネルギーの大きさは、骨組の耐力と固有周期が同程度であれば、塑性化する部位(柱、梁、パネル)にはほとんど影響されない。
- 2) 骨組のベースシヤ-係数(α_1)、パネル耐力比(R_p)及び柱/梁耐力比(R_c)の変化によって、骨組を構成する部材の平均累積塑性変形倍率($\bar{\eta}$)がどのように変化するか、その定量的関係を明らかにした。また、柱、梁、パネルそれぞれについて、平均累積塑性変形倍率($\bar{\eta}$)と最大塑性率(μ_{max})の関係を示した。
- 3) パネル耐力比(R_p)と柱/梁耐力比(R_c)をパラメーターにして、骨組の損傷集中特性を調べた。その結果、 R_p を小さくし、 R_c を大きくするほど、特定層への損傷集中が生じにくくなることがわかった。また、 R_p を小さくすることにより、層間変形角が大きい層の変形が小さくなる効果がみられた。
- 4) 振動台実験の結果からは、パネル耐力比(R_p)が0.8以上の場合には、パネル耐力比が変化しても骨組全体のエネルギー吸収能力や変位応答は、ほとんど変わらないことがわかった。
- 5) 一方、パネル耐力比(R_p)が0.65程度の場合には、パネルによるエネルギー吸収が支配的になり、その効果で骨組全体のエネルギー吸収能力が大きくなることが確認できた。 R_p が0.65程度でも最終的には梁の破断によって骨組が倒壊した。また、 R_p が1以上の場合と0.65の場合の梁だけの塑性変形能力を比較すると、 R_p が0.65の場合の梁の方が塑性変形能力が小さくなることがわかった。

第3章では、第2章の応答解析結果に基づいて、設計された骨組の地震時における各部材の損傷を予測する方法を示した。また、3つの建物を対象にして、この損傷予測法による各部材の損傷とこれらの骨組の地震応答解析結果の比較を行ない、本章で示す損傷予測法の適用条件を検討した。以下に得られた結論を要約して示す。

1) 第3章で示す損傷予測法は、第2章の応答解析の結果得られた柱・梁・パネル耐力比と部材の損傷の関係(付録1)に基づくものである。この損傷予測法では、設計された骨組のベースシヤー係数(α_1)、各節点の柱/梁耐力比(R_c)、パネル耐力比(R_p)を算定し、骨組の層数の影響を考慮することによって、各部材の損傷を予測するものである。

2) 地震応答解析の結果、骨組各部材の損傷が、ほぼ安全側で予測できることを確認した。しかし、スパン長の異なる多スパン骨組では、梁の剛性の影響が表れ、剛性の影響を考慮しないで損傷予測を行なう本章の損傷予測法では、部材の損傷が安全側で予測できない場合があることがわかった。この損傷予測法は、1スパンの建物またはスパン長が比較的均等多スパンの建物に対しては適用できる。

第4章では、現行耐震規定で設計された鉄骨造骨組の地震応答解析を行ない、それらの骨組の保有水平耐力や、地震時における最大層間変形及び部材の損傷等の耐震性能を調べた。また、第3章で示した損傷予測法による損傷と応答解析結果を比較して、第3章で提案した損傷予測法による損傷予測の精度を検証した。以下に得られた結論を要約して示す。

- 1) 長いスパン(12m)を持つBR骨組のベースシヤー係数(α_1)は、1スパンのCR骨組及び均等スパンのAR骨組の α_1 に比べて、その値が大きくなる。特に、低層骨組にその傾向が強く、2層骨組では0.7以上であった。これは鉛直荷重の影響により、長いスパンの梁は断面が大きくなるためである。1スパン及び均等スパンの骨組の α_1 は0.4以下である。 α_1 は層数の増加とともに小さくなっている。
- 2) 多スパン骨組(AR、BR骨組)の内柱位置のパネル耐力比(R_p)は1以下となる。内柱位置では、柱や梁よりもパネルが先に塑性化する可能性が高い。
- 3) 50kineの入力地震動による応答解析の結果、骨組の最大層間変形角は0.01~0.015rad程度であり、最大でも0.02rad以下である。一方、JMA Kobe原波による最大層間変形角は、全ての骨組について、50kineの入力地震動による結果より大きくなった。特に2層骨組では、0.05rad程度の最大層間変形角となった。
- 4) 部材の累積塑性変形倍率(η_p)の最大値として、50kineの入力に対して、梁は16、パネルは11、柱は7程度となった。一方、JMA Kobeに対しては、梁は46、パネルは16、柱は15程度となった。
- 5) 上下動を入力すると、梁中央部の上下方向の加速度は大きくなり、長いスパンを持つBR骨組では、その応答値は800gal程度となった。しかし、上下動の同時入力によって骨組の層間変形角や部材の損傷は、ほとんど影響しない。
- 6) 第3章で提案した損傷予測法による部材の損傷は、1スパン及び均等多スパンの骨組では、応答解析による損傷を2~3倍の精度では予測できることを確認した。一方、スパン長が異なる多スパン骨組では、応答値を安全側で予測できない場合があることがわかった。これは、スパン長の違いによる相互の梁の剛性の違いが影響するためと考えられる。

第5章では、兵庫県南部地震で低層階の梁端部が破断した5階建の鉄骨造建物を解析対象にして、入力エネルギーの異なる3つの地震動を用いた地震応答解析を行い、主に以下の3項目に関する検討を行なった。

①応答解析から得られる被災建物全体の損傷分布や梁端部の履歴性状を、この建物の梁端部の破断分布や、この建物の柱梁接合部を切り出した試験体による破断再現実験の結果と比較することにより、この建物への地震入力レベル及び弾塑性応答の推定を行なう。

②梁以外の耐震要素として、ここではパネルのエネルギー吸収能力に着目し、パネルで積極的に地震エネルギーを吸収するように改良した骨組の地震応答解析を行ない、被災した建物と改良した建物の弾塑

性性状を比較する。

③ここで解析対象とした建物は低層階に被害が集中したことから、建物柱脚の力学特性が低層階への損傷集中にどのような影響を及ぼしているか、柱脚の耐力と建物の損傷分布の関係について調べる。

以下に得られた結論を要約して示す。

- 1) 被災した建物のベースシヤー係数は0.6程度である。建物の耐力は十分であるにもかかわらず、低層階において多くの梁端部が破断した。これは現行耐震規定の2種地盤上で想定している入力レベルの2倍($V_p=300\text{cm/sec}$)程度の強さの地震動が入力したためと推定される。一方、現行耐震規定の1.5倍程度の入力レベルを想定した模擬地震動(wv_eln)では、この建物の梁端部の破断は、2階床外梁端部を除いて、ほとんど生じないことが予想される。
- 2) 応答解析から得られる梁端部の履歴性状によれば、塑性化の繰返し回数は1、2回程度である。破断した梁端部には、その梁端部の破断限界回転角に達するような変形が一撃で作用した可能性がある。梁の載荷実験では、大きな振幅が最初に生じることを考慮した加力サイクル(単調載荷)によって、部材のエネルギー吸収能力を評価することも必要であろう。
- 3) 柱/梁耐力比やパネル耐力比を変化させ、パネルに地震エネルギーを吸収させることを意図した骨組では、梁の損傷を小さくすることができた。ただし、Fukiaiと同程度の入力地震動を想定するならば、ここでの解析ではパネルには最大で60程度の損傷(η_p)が生じる。これは、パネルの耐力低下が生じる手前の損傷であると考えられる。
- 4) 梁やパネルの耐力を一部変化させても、骨組の各層の最大層間変形角分布や残留層間変形角は、ほとんど変わらない。また、この解析から得られた骨組の残留層間変形角は、1/300rad以下で非常に小さかった。
- 5) 柱に対する露出柱脚の耐力比 R_{cb} が小さい骨組ほど、低層階の層間変形が大きくなる傾向がある。一方、 R_{cb} が大きくなると低層階の層間変形は小さくなり、中間層の変形が大きくなる。建物の高さ方向の損傷分布についても、これと同様の傾向となる。
- 6) この骨組では、現行耐震規定の1.5倍の入力レベルを想定した地震動に対して、柱脚を固定にしても、1階柱下端部は塑性化しない。また、 R_{cb} を0.8程度で設計すれば、柱脚も塑性化しなくなる。

第6章では、第2章の地震応答解析から得られた柱・梁・パネル耐力比と部材の損傷の関係(付録1)を用いて設計を行なうことによって、設計する骨組の崩壊型や各部材(柱、梁、パネル)の損傷レベルを制御することができる耐震設計法の提案を行なった。

提案した設計法によって数例の骨組を設計し、それらの地震応答解析を行なうことによって、設計で想定した崩壊型と損傷が安全に実現できているかどうかを検証した。得られた結論の概要を以下に示す。

1) 付録1で示す柱・梁・パネル耐力比と部材の損傷の関係を用いて設計を行なうことによって、設計する骨組の崩壊型や各部材(柱、梁、パネル)の損傷を制御することができる耐震設計法の手順を、図6-1のフローに示した。

2) パネルの設計を行ない、パネルによるエネルギー吸収を期待した骨組では、パネルの設計を行なわない骨組に比べて、設計用のベースシヤー係数(α_1)を小さく設定できるため、設計された柱、梁の断面も小さくすることができる。

3) 地震応答解析の結果、パネルの設計を行なう骨組では、設計で想定した崩壊型が実現するが、パネルの設計を行なわないで、パネルを直下の柱と同一断面にすると、パネルの塑性化をともなう崩壊型になり、パネルへの損傷集中がかなり大きくなる可能性があることがわかった。

4) 地震応答解析の結果、本章で提案した設計法を使って、パネルの設計まで含めた設計を行なうことによって、設計で想定した崩壊型が実現され、各部材の損傷レベルもそれぞれの部材が保有する塑性変形能力を超えることなく、安全側で設計できていることが確認できた。

ここで、本論文で提案した第3章の損傷予測法及び第6章の耐震設計法を、実務に適用するにあたって必要と考えられる課題や適用範囲について明らかにしておく。

第3章で提案している損傷予測法及び第6章の耐震設計法は、第2章の地震応答解析結果から得られた柱-梁-パネル耐力比と部材の損傷の関係(付録1)を利用している。第2章の解析骨組はAi分布に等しく設計された5層骨組であり、各層の柱-梁-パネル耐力比がすべて同一に設定された骨組である。その解析骨組に対して、3つの地震動(EI Centro, Hachinohe, ww_eln)を使った応答解析から得られる部材の最大の損傷を抽出した結果が付録1の表である。実際の骨組では、Ai分布に等しく設計されることはなく、また、各層の柱-梁-パネル耐力比がすべて同一であることはない。そのために、第4章では実際に設計された骨組を使って、提案した損傷予測法によって損傷予測を行い、損傷予測と応答解析の結果を比較することによって、およそ安全側で予測できていることを確かめている。しかし、本論文の検討範囲では、第2章で選択した3つの地震動以外の地震動で解析を行った場合や、各層の柱-梁-パネル耐力比が異なる場合、Ai分布からはずれない場合など、柱-梁-パネル耐力比と部材の損傷の関係に及ぼすこれらの影響を、必ずしも定量的に明らかにしてはいない。付録1で示した柱-梁-パネル耐力比と部材の損傷の関係の精度や信頼性を高めるためにも、これらの項目についての検討は、今後行う必要がある。また、本論文で提案した損傷予測法及び耐震設計法は、基本的には高さ方向の耐力分布がAi分布から大きくはずれて特定の層に損傷が集中するような骨組は、適用範囲にしないものと考えている。そのために、第6章では、極端な損傷集中が生じないようにするための高さ方向の耐力分布のチェック方法が示されているので、実務へ適用するにあたっては、これらに注意する必要がある。

最後に、この論文全般に関して、今後検討すべきと考えられる課題を以下に挙げて、本論文の結びとする。

- 1) 第2章の振動台実験では、最も小さいパネル耐力比を0.66に設定して実験を行ったが、最終的には梁の破断によって倒壊した。パネル耐力比をもっと小さくして、パネルの座屈によって耐力低下するような骨組の地震応答を明らかにするための振動台実験を行う必要がある。
- 2) 第2章の解析では、柱脚固定の条件で解析を行っているが、実際の中低層鉄骨造建物では露出柱脚を使用していることが多い。露出柱脚が早期に塑性化する場合の影響や、提案した損傷予測や耐震設計法を露出柱脚の骨組に対して適用する方法も検討する必要がある。
- 3) 骨組が均等スパンでない場合など、同一層内で損傷集中が生じる場合に、ここで示した損傷予測法や設計法をどのように改良して適用すればよいか検討する必要がある。
- 4) 骨組の損傷予測法に関しては、既往の研究で各層の損傷分布を予測する研究が行われている¹²⁾。それらの予測法を利用して各層の損傷を予測し、得られた各層の損傷とその層の柱-梁-パネル耐力比によって、各部材の損傷を予測する方法も考えられる。このような方法が可能であるか今後検討したい。

付録1 柱-梁-パネル耐力比と部材の損傷の関係一覧

(B:梁の損傷、P:パネルの損傷、C:柱の損傷、CB:1階柱下部の損傷)

(a) $\alpha_1=0.15$

付表1-1 R_c 及び R_p と各部材の損傷($\bar{\eta}$)の関係($\alpha_1=0.15$ の場合)

α_1	R_c	R_p						
		0.4	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1~
		B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB
0.15	~0.91	0:133:7:21	0:46:10:26	0:28:12:28	0:16:14:31	0:8:18:32	0:3:20:33	0:0:21:34
	1.0	1:132:7:21	2:45:10:26	3:27:12:28	5:16:14:30	7:7:16:32	8:2:18:33	9:0:18:33
	1.1	3:134:5:22	5:47:6:27	8:29:8:29	12:17:10:30	15:9:11:32	18:3:13:33	20:0:9:33
	1.2	4:136:4:23	6:48:4:28	8:29:5:29	12:17:6:30	15:9:7:31	19:3:8:32	20:0:8:32
	1.4	5:136:0:23	8:48:2:27	10:30:2:28	13:18:2:29	16:9:3:30	19:3:4:31	20:0:4:31
	1.6	5:137:0:23	8:48:1:27	11:30:1:28	14:18:1:29	17:10:1:29	20:4:2:30	22:0:2:30
	1.8	5:137:0:23	9:49:0:27	11:30:0:28	14:18:0:29	18:10:1:29	20:4:1:30	22:0:1:31
	2.0~	5:137:0:23	9:49:0:27	12:30:0:28	15:18:0:29	18:10:0:29	21:4:0:30	23:0:0:30

(b) $\alpha_1=0.20$

付表1-2 R_c 及び R_p と各部材の損傷($\bar{\eta}$)の関係($\alpha_1=0.20$ の場合)

α_1	R_c	R_p						
		0.4	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1~
		B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB
0.20	~0.91	0:103:3:6	0:42:5:10	0:26:7:12	0:15:9:15	0:8:12:17	0:2:14:19	0:0:15:19
	1.0	0:103:3:6	0:42:5:10	1:26:7:12	3:15:9:15	4:7:12:17	6:1:13:19	6:0:13:19
	1.1	0:103:2:6	1:45:3:10	3:27:4:12	6:16:6:15	11:8:7:17	14:2:8:19	15:0:8:18
	1.2	0:109:1:7	2:44:2:10	3:27:3:13	7:16:3:15	11:8:5:17	14:3:6:18	15:0:6:18
	1.4	0:114:0:7	2:45:1:10	4:27:1:13	7:16:1:15	12:8:2:17	15:3:2:18	16:0:2:18
	1.6	0:116:0:7	2:46:0:11	5:28:1:13	8:16:1:15	12:9:1:17	15:3:1:18	16:0:1:18
	1.8	0:116:0:7	2:45:0:11	5:28:0:13	8:16:0:15	12:9:0:17	15:3:0:18	16:0:0:18
	2.0~	0:116:0:7	3:45:0:11	5:28:0:13	8:16:0:15	13:9:0:17	15:3:0:17	17:0:0:18

(c) $\alpha_1=0.25$

付表1-3 R_c 及び R_p と各部材の損傷($\bar{\eta}$)の関係($\alpha_1=0.25$ の場合)

α_1	R_c	R_p						
		0.4	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1~
		B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB
0.25	~0.91	0:82:2:2	0:37:3:5	0:26:5:6	0:15:7:8	0:7:9:10	0:1:11:11	0:0:11:11
	1.0	0:82:2:2	0:37:3:5	0:26:5:6	2:15:7:8	3:7:9:10	5:1:9:11	5:0:9:11
	1.1	0:86:1:2	0:38:2:5	2:26:3:7	4:15:4:9	8:8:6:10	11:2:7:11	12:0:7:11
	1.2	0:87:1:2	0:40:1:5	1:26:2:7	5:15:3:9	9:8:4:10	12:2:4:11	13:0:4:11
	1.4	0:90:0:2	0:41:1:5	2:26:1:7	5:15:1:9	9:8:1:10	12:2:2:11	13:0:2:11
	1.6	0:90:0:2	0:42:0:5	2:26:0:7	5:15:1:9	9:8:1:10	12:2:1:10	13:0:1:10
	1.8	0:90:0:2	0:41:0:5	2:27:0:7	5:15:0:9	9:8:0:10	12:2:0:10	13:0:0:10
	2.0~	0:90:0:2	0:42:0:5	2:27:0:7	5:15:0:9	9:8:0:10	12:2:0:10	13:0:0:10

(B:梁の損傷、P:パネルの損傷、C:柱の損傷、CB:1階柱下部の損傷)

(d) $\alpha_1 = 0.30$

付表1-4 R_c 及び R_p と各部材の損傷($\bar{\eta}$)の関係($\alpha_1 = 0.30$ の場合)

$\alpha_1 =$ 0.30	R_p																												
	0.4		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0		1.1~																
	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB									
R_c	~0.91	0	66	1	1	0	32	2	3	0	24	4	4	0	14	6	5	0	7	7	6	0	1	9	8	0	0	9	8
	1.0	0	66	1	1	0	32	2	3	0	24	4	4	1	14	5	5	2	6	7	6	4	1	8	8	4	0	8	8
	1.1	0	67	1	1	0	32	1	3	0	25	2	4	3	18	4	5	6	7	5	6	8	2	5	8	9	0	5	8
	1.2	0	67	0	1	0	33	1	3	1	25	1	4	3	18	2	5	6	7	3	6	9	2	4	8	9	0	4	8
	1.4	0	69	0	1	0	33	0	3	1	25	1	4	4	18	1	5	7	7	1	6	9	2	1	8	10	0	1	8
	1.6	0	69	0	1	0	33	0	3	0	25	0	4	4	18	0	5	7	7	1	6	10	2	1	8	11	0	1	8
	1.8	0	69	0	1	0	33	0	3	0	25	0	4	3	15	0	5	7	7	0	6	10	2	0	8	11	0	0	8
	2.0~	0	69	0	1	0	33	0	3	0	25	0	4	4	15	0	5	7	7	0	6	10	2	0	8	11	0	0	8

(e) $\alpha_1 = 0.35$

付表1-5 R_c 及び R_p と各部材の損傷($\bar{\eta}$)の関係($\alpha_1 = 0.35$ の場合)

$\alpha_1 = 0.35$	R_p																													
	0.4		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0		1.1~																	
	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB						
R_c	~0.91	0	51	1	0	0	26	1	2	0	21	3	2	0	14	4	3	0	6	6	5	0	1	7	7	0	0	7	7	
	1.0	0	51	1	0	0	26	1	2	0	21	3	2	0	13	5	3	1	6	6	5	3	1	6	7	3	0	6	6	7
	1.1	0	51	0	0	0	27	1	2	0	21	1	2	1	14	2	3	3	7	3	5	6	1	4	7	6	0	4	7	
	1.2	0	51	0	0	0	28	1	2	0	22	1	2	1	14	1	3	4	7	2	5	6	1	2	7	6	0	2	7	
	1.4	0	51	0	0	0	27	0	2	0	23	0	2	2	14	1	3	4	7	1	5	7	1	1	7	7	0	1	7	
	1.6	0	51	0	0	0	27	0	2	0	22	0	2	2	14	0	3	5	7	0	5	8	1	0	7	8	0	0	7	
	1.8~	0	51	0	0	0	27	0	2	0	22	0	2	2	14	0	3	5	7	0	5	8	1	0	7	9	0	0	7	

(f) $\alpha_1 = 0.40$

付表1-6 R_c 及び R_p と各部材の損傷($\bar{\eta}$)の関係($\alpha_1 = 0.40$ の場合)

$\alpha_1 =$ 0.40	R_0																												
	0.4		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0		1.1~																
	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB									
R_c	~0.91	0	4	0	0	0	23	1	1	0	16	2	1	0	12	3	2	0	6	4	4	0	1	5	7	0	0	5	7
	1.0	0	4	0	0	0	23	1	1	0	16	2	1	0	12	3	2	1	6	4	4	2	0	5	7	2	0	5	7
	1.1	0	4	0	0	0	24	1	1	0	17	1	1	0	12	1	2	2	6	2	4	4	1	3	6	4	0	3	6
	1.2	0	4	0	0	0	23	0	1	0	18	1	1	0	13	1	2	2	6	1	4	4	1	1	6	4	0	1	6
	1.4	0	4	0	0	0	23	0	1	0	18	0	1	0	14	0	2	3	6	0	4	5	1	0	6	6	0	0	6
	1.6~	0	4	0	0	0	24	0	1	0	19	0	1	0	14	0	2	3	7	0	4	6	1	0	6	6	0	0	6

(B:梁の損傷、P:パネルの損傷、C:柱の損傷、CB:1階柱下部の損傷)

(g) $\alpha_1 = 0.45$

付表1-7 R_c 及び R_p と各部材の損傷($\bar{\eta}$)の関係($\alpha_1 = 0.45$ の場合)

$\alpha_l = 0.45$		R_p																											
		0.4		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0		1.1~															
		B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB				
R_c	~0.91	0	36	0	0	0	20	1	1	0	14	1	1	0	10	2	2	0	6	3	4	0	0	4	6	0	0	4	6
	1.0	0	36	0	0	0	20	1	1	0	14	1	1	0	10	2	1	1	6	3	3	2	0	4	5	2	0	4	5
	1.1	0	36	0	0	0	21	0	1	0	15	1	1	0	10	1	2	1	6	2	4	3	1	2	6	3	0	2	6
	1.2	0	36	0	0	0	21	0	1	0	16	0	1	0	11	0	2	1	6	1	4	4	1	1	6	4	0	1	6
	1.4~	0	36	0	0	0	21	0	1	0	16	0	1	0	12	0	2	2	6	0	4	5	1	0	6	6	0	0	6

(h) $\alpha_1 = 0.50$

付表1-8 R_c 及び R_p と各部材の損傷($\bar{\eta}$)の関係($\alpha_1 = 0.50$ の場合)

$\alpha_1 = 0.50$	R_p							
	0.4	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1~	
	B : P : C : CB	B : P : C : CB	B : P : C : CB	B : P : C : CB	B : P : C : CB	B : P : C : CB	B : P : C : CB	
R_c	~0.91	0 : 31 : 0 : 0	0 : 17 : 1 : 0	0 : 11 : 1 : 0	0 : 8 : 2 : 1	0 : 5 : 3 : 3	0 : 0 : 3 : 5	0 : 0 : 3 : 5
	1.0	0 : 31 : 0 : 0	0 : 17 : 0 : 0	0 : 11 : 1 : 0	0 : 8 : 2 : 1	0 : 5 : 3 : 3	1 : 0 : 3 : 5	1 : 0 : 3 : 5
	1.1	0 : 31 : 0 : 0	0 : 18 : 0 : 0	0 : 13 : 0 : 0	0 : 9 : 1 : 1	0 : 5 : 1 : 3	2 : 0 : 2 : 5	2 : 0 : 2 : 5
	1.2	0 : 31 : 0 : 0	0 : 18 : 0 : 0	0 : 13 : 0 : 0	0 : 10 : 0 : 1	0 : 6 : 0 : 3	3 : 1 : 1 : 5	3 : 0 : 1 : 5
	1.4~	0 : 31 : 0 : 0	0 : 18 : 0 : 0	0 : 14 : 0 : 0	0 : 10 : 0 : 1	1 : 6 : 0 : 3	4 : 1 : 0 : 5	4 : 0 : 0 : 5

(i) $\alpha_1 = 0.55$

付表1-9 R_c 及び R_p と各部材の損傷($\bar{\eta}$)の関係($\alpha_1 = 0.55$ の場合)

$\alpha_1 =$ 0.55	R_p																												
	0.4			0.6			0.7			0.8			0.9			1.0			1.1~										
	B	P	C:CB	B	P	C:CB	B	P	C:CB	B	P	C:CB	B	P	C:CB	B	P	C:CB	B	P	C:CB								
R_c	~0.91	0	27	0	0	0	14	0	0	0	10	1	0	0	7	1	1	0	4	2	3	0	0	3	4	0	0	3	4
	1.0	0	27	0	0	0	14	0	0	0	10	1	0	0	7	1	1	0	4	2	3	1	0	2	4	1	0	2	4
	1.1	0	27	0	0	0	15	0	0	0	11	0	0	0	8	0	1	0	5	0	3	2	0	1	4	2	0	1	4
	1.2	0	28	0	0	0	15	0	0	0	11	0	0	0	9	0	1	0	5	0	3	3	0	0	4	3	0	1	4
	1.4~	0	28	0	0	0	15	0	0	0	11	0	0	0	9	0	1	0	6	0	3	3	1	0	4	4	0	0	4

(B:梁の損傷、P:パネルの損傷、C:柱の損傷、CB:1階柱下部の損傷)

(j) $\alpha_1 = 0.60$

付表 1-10 R_c 及び R_p と各部材の損傷 ($\bar{\eta}$) の関係 ($\alpha_1 = 0.60$ の場合)

$\alpha_1 = 0.60$	R_p						
	0.4	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1~
	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB
R_c	~0.91	0:25:0:0	0:12:0:0	0:9:0:0	0:6:1:1	0:4:2:2	0:0:2:3
	1.0	0:25:0:0	0:12:0:0	0:9:0:0	0:6:1:1	0:4:2:2	0:0:2:3
	1.1	0:25:0:0	0:12:0:0	0:10:0:0	0:7:0:1	0:4:0:2	1:0:1:4
	1.2	0:25:0:0	0:12:0:0	0:10:0:0	0:8:0:1	0:5:0:2	2:0:0:4
	1.4~	0:25:0:0	0:12:0:0	0:10:0:0	0:8:0:1	0:6:0:2	3:1:0:4

(k) $\alpha_1 = 0.65$

付表 1-11 R_c 及び R_p と各部材の損傷 ($\bar{\eta}$) の関係 ($\alpha_1 = 0.65$ の場合)

$\alpha_1 = 0.65$	R_p						
	0.4	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1~
	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB
R_c	~0.91	0:22:0:0	0:11:0:0	0:8:0:0	0:5:1:1	0:3:1:2	0:0:2:3
	1.0	0:22:0:0	0:11:0:0	0:8:0:0	0:5:1:1	0:3:1:2	0:0:2:3
	1.1	0:22:0:0	0:11:0:0	0:9:0:0	0:7:0:1	0:4:1:2	1:0:1:3
	1.2~	0:22:0:0	0:11:0:0	0:9:0:0	0:7:0:1	0:5:0:2	2:0:0:3

(l) $\alpha_1 = 0.70$

付表 1-12 R_c 及び R_p と各部材の損傷 ($\bar{\eta}$) の関係 ($\alpha_1 = 0.70$ の場合)

$\alpha_1 = 0.70$	R_p						
	0.4	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1~
	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB
R_c	~0.91	0:20:0:0	0:10:0:0	0:7:0:0	0:5:1:1	0:2:1:2	0:0:2:3
	1.0	0:20:0:0	0:10:0:0	0:7:0:0	0:5:1:1	0:2:1:2	0:0:2:3
	1.1	0:20:0:0	0:10:0:0	0:8:0:0	0:6:0:1	0:4:0:2	1:0:1:3
	1.2~	0:20:0:0	0:10:0:0	0:8:0:0	0:6:0:1	0:4:0:2	2:0:0:3

(B:梁の損傷、P:パネルの損傷、C:柱の損傷、CB:1階柱下部の損傷)

(m) $\alpha_1 = 0.75$

付表 1-13 R_c 及び R_p と各部材の損傷 ($\bar{\eta}$) の関係 ($\alpha_1 = 0.75$ の場合)

$\alpha_1 = 0.75$	R_p						
	0.4	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1~
	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB
R_c	~0.91	0:18:0:0	0:9:0:0	0:7:0:0	0:4:0:0	0:2:1:2	0:0:1:2
	1.0	0:18:0:0	0:9:0:0	0:7:0:0	0:4:0:0	0:2:1:2	0:0:1:2
	1.1	0:18:0:0	0:9:0:0	0:7:0:0	0:5:0:0	0:3:0:2	1:0:1:2
	1.2~	0:18:0:0	0:9:0:0	0:7:0:0	0:5:0:0	0:3:0:2	1:0:0:2

(n) $\alpha_1 = 0.80$

付表 1-14 R_c 及び R_p と各部材の損傷 ($\bar{\eta}$) の関係 ($\alpha_1 = 0.80$ の場合)

$\alpha_1 = 0.80$	R_p						
	0.4	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1~
	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB	B:P:C:CB
R_c	~0.91	0:16:0:0	0:8:0:0	0:6:0:0	0:4:0:0	0:2:1:1	0:0:1:2
	1.0	0:16:0:0	0:8:0:0	0:6:0:0	0:4:0:0	0:2:1:1	0:0:1:2
	1.1	0:16:0:0	0:8:0:0	0:6:0:0	0:4:0:0	0:2:0:1	0:0:0:2
	1.2~	0:16:0:0	0:8:0:0	0:6:0:0	0:4:0:0	0:2:0:1	0:0:0:2

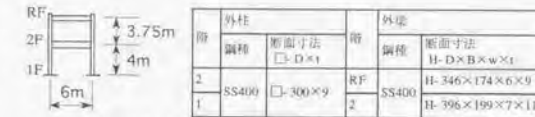
付録2 解析骨組の軸組及び部材断面



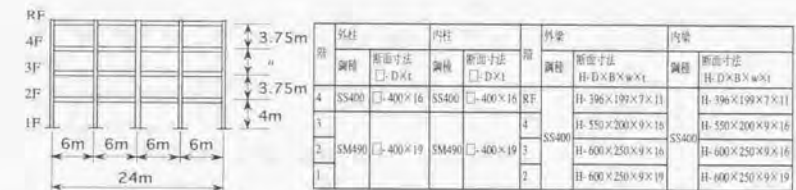
付図2-1 (a) AR-02骨組の軸組と部材の断面寸法



付図2-1 (b) BR-02骨組の軸組と部材の断面寸法



付図2-1 (c) CR-02骨組の軸組と部材の断面寸法



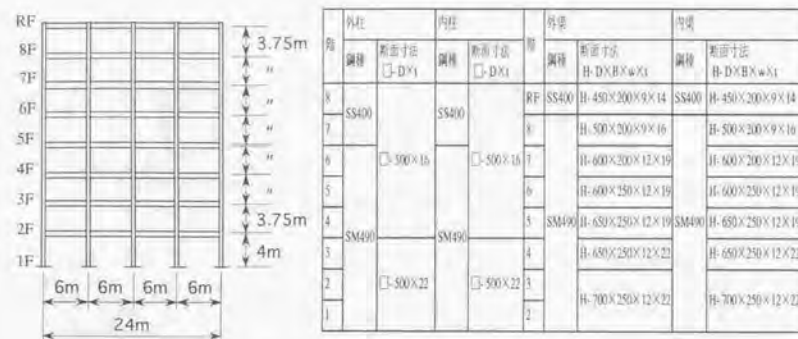
付図2-2 (a) AR-04骨組の軸組と部材の断面寸法



付図2-2 (b) BR-04骨組の軸組と部材の断面寸法



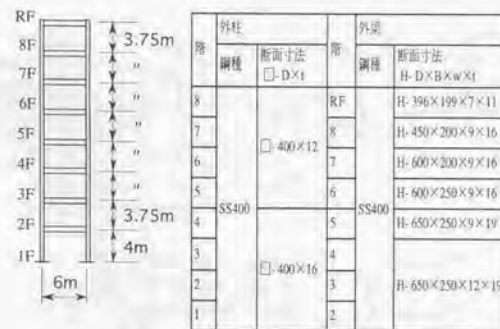
付図2-2 (c) CR-04骨組の軸組と部材の断面寸法



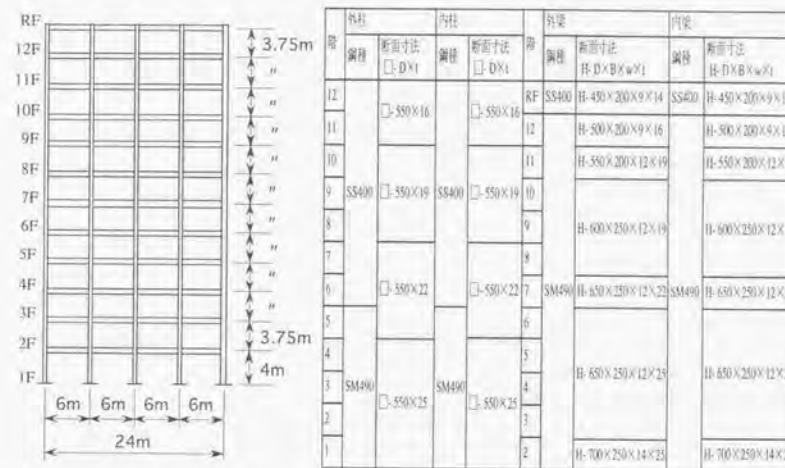
付図2-3 (a) AR-08骨組の軸組と部材の断面寸法



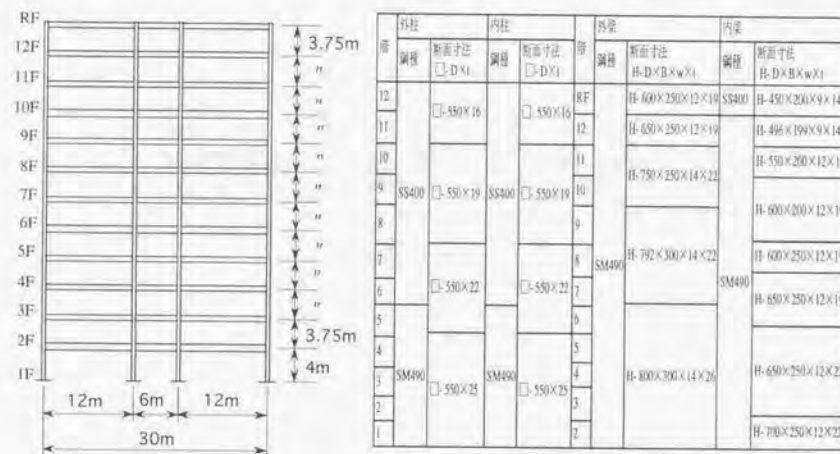
付図2-3 (b) BR-08骨組の軸組と部材の断面寸法



付図2-3 (c) CR-08骨組の軸組と部材の断面寸法



付図2-4 (a) AR-12骨組の軸組と部材の断面寸法



付図2-4 (b) BR-12骨組の軸組と部材の断面寸法

付録3 設計結果一覧

(a) パネル崩壊型 (Pp 骨組) の設計結果

付表 3-1 パネル崩壊型 (Pp 骨組) の設計条件、部材等一覧 (ばらつきを考慮しない場合)

崩壊型	パネル崩壊型 (Pp 骨組)					
使用する鋼材	柱、パネルはSTKR400、梁はSS400を使用					
設計条件	$\alpha_1 \geq 0.3$ 、 $R_c \geq 1.6$ 、 $0.4 < R_p \leq 0.7$					
必要部材ランク	1階柱はランク1、それ以外の部材は制限なし					

階	重量 (ton)	A/分布	設計用層 せん断力 (ton)	柱 (全層STKR400)		梁 (全層SS400)	
				設計用モーメント (t-cm)	設計用 Z_p (cm ³)	設計用モーメント (t-cm)	設計用 Z_p (cm ³)
4	23.04	1.82	12.58	1886	785	1179	491
3	23.04	1.43	19.77	2965	1235	3032	1263
2	23.04	1.19	24.68	3702	1543	4167	1736
1	23.04	1.0	27.65	4424	1843	5079	2116

階	設計された骨組の部材断面、 Z_p 、 M_p			設計された骨組の部材耐力比	
	柱 (全層STKR400)	梁 (全層SS400)	パネル (全層STKR400)	R_c (判定)	R_p (判定)
4	□-300×16 (FAランク) $Z_p=1840, M_p=4416$	H-400×150×6×16 (FBランク) $Z_p=1150, M_p=2760$	□-300×6 $M_p=1612$	1.60 (OK)	0.58 (OK)
3	□-300×16 (FAランク) $Z_p=1840, M_p=4416$	H-400×200×9×12 (FAランク) $Z_p=1280, M_p=3072$	□-300×6 $M_p=1628$	2.88 (OK)	0.53 (OK)
2	□-300×16 (FAランク) $Z_p=1840, M_p=4416$	H-400×200×9×19 (FAランク) $Z_p=1770, M_p=4248$	□-300×9 $M_p=2399$	2.08 (OK)	0.56 (OK)
1	□-300×19 (FAランク) $Z_p=2120, M_p=5088$	H-450×200×12×19 (FAランク) $Z_p=2180, M_p=5232$	□-300×9 $M_p=2685$	1.82 (OK)	0.51 (OK)

付表 3-2 パネル崩壊型 (Pp 骨組) の設計条件、部材等一覧 (ばらつきを考慮した場合)

崩壊型	パネル崩壊型 (Pp 骨組)	
使用する鋼材	柱、パネルはBCR295、梁はSS400を使用	
ばらつきを考慮して修正した設計条件	$\alpha_1 \geq 0.30$ 、 $R_c \geq 1.87$ ($=1.6 \times 1.17$)、 0.47 ($=0.4 \times 1.17$) $< R_p \leq 0.48$ ($=0.7 \times 0.68$) → R_p の範囲が狭すぎるため設計不可能、設計方針変更	
必要部材ランク		

設計不可能

(b) パネル-梁崩壊型 (PBp 骨組) の設計結果

付表 3-3 パネル-梁崩壊型 (PBp 骨組) の設計条件、部材等一覧 (ばらつきを考慮しない場合)

崩壊型		パネル-梁崩壊型 (PBp 骨組)					
使用する鋼材		柱、パネルは STKR400、梁は SS400 を使用					
設計条件		$\alpha_1 \geq 0.40$, $R_c \geq 1.4$, $0.4 < R_p \leq 0.9$					
必要部材ランク		全ての梁はランク 1、1階柱はランク 1、それ以外の柱は制限なし					
階	重量 (ton)	A/分布	設計用層せん断力 (ton)	柱 (全層 STKR400)		梁 (全層 SS400)	
				設計用モーメント (t-cm)	設計用 Z_p (cm ³)	設計用モーメント (t-cm)	設計用 Z_p (cm ³)
4	23.04	1.82	16.8	2205	919	1575	656
3	23.04	1.43	26.4	3465	1444	4050	1688
2	23.04	1.19	33.0	4352	1805	5569	2320
1	23.04	1.0	36.8	5152	2147	6774	2810

階	設計された骨組の部材断面、 Z_p , M_p				設計された骨組の部材耐力比	
	柱 (全層 STKR400)	梁 (全層 SS400)	パネル (全層 STKR400)		R_c (判定)	R_p (判定)
4	$\square 300 \times 16$ (FA ランク) $Z_p=1840, M_p=4416$	H-250 \times 250 \times 9 \times 14 (FA ランク) $Z_p=953, M_p=2287$	$\square 300 \times 12$ $M_p=1980$		1.93 (OK)	0.87 (OK)
3	$\square 300 \times 16$ (FA ランク) $Z_p=1840, M_p=4416$	H-400 \times 300 \times 9 \times 19 (FA ランク) $Z_p=1770, M_p=4248$	$\square 300 \times 12$ $M_p=1980$		2.08 (OK)	0.75 (OK)
2	$\square 350 \times 16$ (FA ランク) $Z_p=2570, M_p=6168$	H-450 \times 200 \times 12 \times 22 (FA ランク) $Z_p=2410, M_p=5784$	$\square 350 \times 12$ $M_p=4225$		1.83 (OK)	0.73 (OK)
1	$\square 350 \times 16$ (FA ランク) $Z_p=2570, M_p=6168$	H-450 \times 250 \times 12 \times 22 (FA ランク) $Z_p=2880, M_p=6912$	$\square 350 \times 16$ $M_p=5633$		1.78 (OK)	0.81 (OK)

付表 3-4 パネル-梁崩壊型 (PBp 骨組) の設計条件、部材等一覧 (ばらつきを考慮した場合)

崩壊型		パネル-梁崩壊型 (PBp 骨組)					
使用する鋼材		柱、パネルは BCR295、梁は SS400 を使用					
ばらつきを考慮して修正した設計条件		$\alpha_1 \geq 0.40$, $R_c \geq 1.64$ ($=1.4 \times 1.17$), 0.47 ($=0.4 \times 1.17$) $< R_p \leq 0.61$ ($=0.9 \times 0.68$)					
必要部材ランク		全ての梁はランク 1、1階柱はランク 1、それ以外の柱は制限なし					
階	重量 (ton)	A/分布	設計用層せん断力 (ton)	柱 (全層 BCR295)		梁 (全層 SS400)	
				設計用モーメント (t-cm)	設計用 Z_p (cm ³)	設計用モーメント (t-cm)	設計用 Z_p (cm ³)
4	23.04	1.82	16.8	2583	861	1575	656
3	23.04	1.43	26.4	4059	1353	4050	1688
2	23.04	1.19	33.0	5075	1692	5569	2320
1	23.04	1.0	36.8	6035	2012	6774	2810

階	設計された骨組の部材断面、 Z_p , M_p				設計された骨組の部材耐力比	
	柱 (全層 BCR295)	梁 (全層 SS400)	パネル (全層 BCR295)		R_c (判定)	R_p (判定)
4	$\square 300 \times 12$ (FA ランク) $Z_p=1440, M_p=4320$	H-250 \times 250 \times 9 \times 14 (FA ランク) $Z_p=953, M_p=2287$	$\square 300 \times 6$ $M_p=1256$		1.89 (OK)	0.55 (OK)
3	$\square 300 \times 12$ (FA ランク) $Z_p=1440, M_p=4320$	H-400 \times 200 \times 9 \times 19 (FA ランク) $Z_p=1770, M_p=4248$	$\square 300 \times 6$ $M_p=2027$		2.03 (OK)	0.48 (OK)
2	$\square 300 \times 16$ (FA ランク) $Z_p=1840, M_p=5528$	H-450 \times 200 \times 12 \times 22 (FA ランク) $Z_p=2410, M_p=5784$	$\square 300 \times 9$ $M_p=3368$		1.70 (OK)	0.58 (OK)
1	$\square 300 \times 19$ (FA ランク) $Z_p=2120, M_p=6360$	H-450 \times 250 \times 12 \times 22 (FA ランク) $Z_p=2880, M_p=6912$	$\square 300 \times 9$ $M_p=3333$		1.72 (OK)	0.48 (OK)

(d) 梁崩壊型 (B 骨組) の設計結果

付表 3-5 梁崩壊型 (B 骨組) の設計条件、部材等一覧 (ばらつきを考慮しない場合)

崩壊型		梁崩壊型 (B 骨組)					
使用する鋼材		柱、パネルは STKR400、梁は SS400 を使用					
設計条件		$\alpha_1 \geq 0.55$, $R_c \geq 1.4$, (パネルの設計は行わないので R_p は確認不要)					
必要部材ランク		全ての梁はランク 1、1階柱はランク 1、それ以外の柱は制限なし					
階	重量 (ton)	A/分布	設計用層せん断力 (ton)	柱 (全層 STKR400)		梁 (全層 SS400)	
				設計用モーメント (t-cm)	設計用 Z_p (cm ³)	設計用モーメント (t-cm)	設計用 Z_p (cm ³)
4	23.04	1.82	23.1	3032	1263	2166	903
3	23.04	1.43	36.2	4752	1980	5560	2317
2	23.04	1.19	45.2	5933	2472	7632	3180
1	23.04	1.0	50.7	7098	2958	9308	3878

階	設計された骨組の部材断面、 Z_p , M_p				設計された骨組の部材耐力比	
	柱 (全層 STKR400)	梁 (全層 SS400)	パネル (全層 STKR400)		R_c (判定)	R_p (判定)
4	$\square 350 \times 12$ (FA ランク) $Z_p=1990, M_p=4776$	H-250 \times 250 \times 9 \times 14 (FA ランク) $Z_p=953, M_p=2287$	$\square 350 \times 12$ $M_p=2358$		2.09 (OK)	1.03 (不要)
3	$\square 350 \times 12$ (FA ランク) $Z_p=1990, M_p=4776$	H-450 \times 200 \times 12 \times 22 (FA ランク) $Z_p=2410, M_p=5784$	$\square 350 \times 12$ $M_p=4236$		1.65 (OK)	0.74 (不要)
2	$\square 350 \times 19$ (FA ランク) $Z_p=2970, M_p=7128$	H-500 \times 250 \times 12 \times 22 (FA ランク) $Z_p=3290, M_p=7896$	$\square 350 \times 19$ $M_p=9704$		1.51 (OK)	0.91 (不要)
1	$\square 350 \times 19$ (FA ランク) $Z_p=2970, M_p=7128$	H-500 \times 250 \times 12 \times 28 (FA ランク) $Z_p=3930, M_p=9432$	$\square 350 \times 19$ $M_p=9331$		1.31 (OK)	0.78 (不要)

付表 3-6 梁崩壊型 (B 骨組) の設計条件、部材等一覧 (ばらつきを考慮した場合)

崩壊型		梁崩壊型 (B 骨組)					
使用する鋼材		柱、パネルは BCR295、梁は SS400 を使用					
ばらつきを考慮して修正した設計条件		$\alpha_1 \geq 0.55$, $R_c \geq 1.64$ ($=1.4 \times 1.17$)					
必要部材ランク		全ての梁はランク 1、1階柱はランク 1、それ以外の柱は制限なし					
階	重量 (ton)	A/分布	設計用層せん断力 (ton)	柱 (全層 BCR295)		梁 (全層 SS400)	
				設計用モーメント (t-cm)	設計用 Z_p (cm ³)	設計用モーメント (t-cm)	設計用 Z_p (cm ³)
4	23.04	1.82	23.1	3552	1184	2166	903
3	23.04	1.43	36.2	5567	1856	5560	2317
2	23.04	1.19	45.2	6950	2317	7632	3180
1	23.04	1.0	50.7	8315	2772	9308	3878

階	設計された骨組の部材断面、 Z_p , M_p				設計された骨組の部材耐力比	
	柱 (全層 BCR295)	梁 (全層 SS400)	パネル (全層 BCR295)		R_c (判定)	R_p (判定)
4	$\square 350 \times 12$ (FA ランク) $Z_p=1990, M_p=5970$	H-250 \times 250 \times 9 \times 14 (FA ランク) $Z_p=953, M_p=2287$	$\square 350 \times 12$ $M_p=2947$		2.61 (OK)	1.29 (不要)
3	$\square 350 \times 12$ (FA ランク) $Z_p=1990, M_p=5970$	H-450 \times 200 \times 12 \times 22 (FA ランク) $Z_p=2410, M_p=5784$	$\square 350 \times 12$ $M_p=5345$		2.06 (OK)	0.92 (不要)
2	$\square 350 \times 19$ (FA ランク) $Z_p=2970, M_p=8910$	H-500 \times 250 \times 12 \times 22 (FA ランク) $Z_p=3290, M_p=7896$	$\square 350 \times 19$ $M_p=9256$		1.88 (OK)	1.17 (不要)
1	$\square 350 \times 19$ (FA ランク) $Z_p=2970, M_p=8910$	H-500 \times 250 \times 12 \times 28 (FA ランク) $Z_p=3930, M_p=9432$	$\square 350 \times 19$ $M_p=9138$		1.89 (OK)	0.97 (不要)

(e) 柱崩壊型 (C 骨組) の設計結果

付表 3-7 柱崩壊型 (C 骨組) の設計条件、部材等一覧 (ばらつきを考慮しない場合)

崩壊型		柱崩壊型 (C 骨組)					
使用する鋼材		柱、パネルは STKR400、梁は SS400 を使用					
設計条件		$\alpha \geq 0.45$ 、 $R_c \leq 0.9$ 、(パネルの設計は行わないので R_p は確定不要)					
必要部材ランク		全ての柱はランク 1、梁は制限なし					
層	重量 (ton)	A 分布	設計用せん断力 (ton)	柱 (全層 STKR400) 設計用モーメント (t-cm)	梁 (全層 SS400) 設計用モーメント (t-cm)	設計用 Z_p (cm ³)	設計用 Z_p (cm ³)
4	23.04	1.82	18.8	1763	735	1939	808
3	23.04	1.43	29.6	2775	1156	4992	2080
2	23.04	1.19	37.0	3469	1445	6868	2862
1	23.04	1.0	41.5	4140	1725	8370	3488

階	設計された骨組の部材断面、 Z_p 、 M_p			設計された骨組の部材耐力比	
	柱 (全層 STKR400)	梁 (全層 SS400)	パネル (全層 STKR400) *1	R_c (判定)	R_p (判定)
4	□ 250×9 (FA ランク) $Z_p=759, M_p=1822$	H-400×150×6×12 (FB ランク) $Z_p=957, M_p=2249$	□ 250×9 $M_p=2073$	0.81 (OK)	1.14 (不要)
3	□ 300×12 (FA ランク) $Z_p=1440, M_p=3456$	H-450×200×12×22 (FA ランク) $Z_p=2410, M_p=5784$	□ 300×12 $M_p=3643$	0.91 (OK)	0.69 (不要)
2	□ 300×16 (FA ランク) $Z_p=1840, M_p=4416$	H-500×250×12×25 (FA ランク) $Z_p=3610, M_p=8664$	□ 300×16 $M_p=5316$	0.91 (OK)	0.68 (不要)
1	□ 300×16 (FA ランク) $Z_p=1840, M_p=4416$	H-550×250×12×25 (FA ランク) $Z_p=4070, M_p=9768$	□ 300×16 $M_p=5876$	0.90 (OK)	0.67 (不要)

*1: パネルは柱と同一の断面を使う

付表 3-8 柱崩壊型 (C 骨組) の設計条件、部材等一覧 (ばらつきを考慮した場合)

崩壊型		柱崩壊型 (C 骨組)					
使用する鋼材		柱、パネルは BCP235、梁は SS400 を使用					
ばらつきを考慮して修正した設計条件		$\alpha \geq 0.45$ 、 $R_c \leq 0.65$ ($\approx 0.91 \times 0.71$)					
必要部材ランク		全ての柱はランク 1、梁は制限なし					
層	重量 (ton)	A 分布	設計用せん断力 (ton)	柱 (全層 BCP235) 設計用モーメント (t-cm)	梁 (全層 SS400) 設計用モーメント (t-cm)	設計用 Z_p (cm ³)	設計用 Z_p (cm ³)
4	23.04	1.82	18.8	1763	735	2715	1131
3	23.04	1.43	29.6	2775	1156	6982	2909
2	23.04	1.19	37.0	3469	1445	9606	2003
1	23.04	1.0	41.5	4140	1725	11706	4878

階	設計された骨組の部材断面、 Z_p 、 M_p			設計された骨組の部材耐力比	
	柱 (全層 BCP235)	梁 (全層 SS400)	パネル (全層 BCP235) *1	R_c (判定)	R_p (判定)
4	□ 250×9 (FA ランク) $Z_p=759, M_p=1822$	H-400×200×6×12 (FB ランク) $Z_p=1170, M_p=2808$	□ 250×9 $M_p=2073$	0.65 (OK)	1.14 (不要)
3	□ 300×12 (FA ランク) $Z_p=1440, M_p=3456$	H-450×200×12×28 (FA ランク) $Z_p=2450, M_p=6280$	□ 300×12 $M_p=3590$	0.64 (OK)	0.68 (不要)
2	□ 300×16 (FA ランク) $Z_p=1840, M_p=4416$	H-600×300×12×25 (FA ランク) $Z_p=5260, M_p=12624$	□ 300×16 $M_p=6435$	0.62 (OK)	0.82 (不要)
1	□ 300×16 (FA ランク) $Z_p=1840, M_p=4416$	H-600×300×14×28 (FA ランク) $Z_p=5880, M_p=14112$	□ 300×16 $M_p=6802$	0.63 (OK)	0.72 (不要)

参考文献

第1章

- 1-1) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990), 日本建築学会, pp261-295, 1990.10
- 1-2) 秋山宏: 地震時における鋼構造ラーメン骨組の損傷分布則, 日本建築学会論文報告集, 第309号, pp53-59, 昭和56年11月
- 1-3) 寺本隆幸, 北村春幸: 鋼構造ラーメン架構の強震時弾塑性応答性状 - 柱はり耐力比と高さ方向耐力分布が応答に与える影響 -, 日本建築学会論文報告集, 第363号, pp57-66, 昭和61.5
- 1-4) 小川厚治: 鋼構造骨組構成部材の適正強度分布に関する研究 その1 動的崩壊機構特性とエネルギー吸収能力, 日本建築学会論文報告集, 第323号, pp13-22, 昭和58.1
- 1-5) 小川厚治: 鋼構造骨組構成部材の適正強度分布に関する研究 その2 動的応答解析例による検討, 日本建築学会論文報告集, 第328号, pp18-25, 昭和58.6
- 1-6) 桑村仁, 佐々木道夫, 加藤勉: 降伏耐力のばらつきを考慮した全体崩壊メカニズム骨組の設計, 日本建築学会構造系論文報告集, 第401号, pp151-162, 1989年7月
- 1-7) 中島正愛, 吉良圭史, 辻文三: 構造物に要求される消費エネルギーに対して構造各部材に要求される塑性変形量とそのばらつきの評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第494号, pp99-105, 1997年4月
- 1-8) 田中淳夫, 中尾雅男: 柱梁接合部, カラム No.79, pp22-41, 1981年
- 1-9) 河野昭雄, 牧野稔: 中低層鋼骨組の耐震性に与える柱-はり接合部のせん断補強の効果について その2 パネルゾーンせん断強度が異なる骨組の動的弾塑性応答性状, 日本建築学会論文報告集, 第334号, pp18-27, 昭和58.12
- 1-10) 山成實: 柱梁接合部の弾塑性性状が鋼骨組の応答に及ぼす効果に関する研究, 神戸大学学位論文, 1994年1月
- 1-11) 秋山将光, 松尾彰, 中村雄治, 椋代仁朗, 高松隆夫: 弱パネル型中低層鋼構造骨組の地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, pp1565-1566, 1993年9月
- 1-12) 田淵基嗣, 金谷弘, 金田典熙: 中低層鉄骨造骨組における設計の実状 - 柱梁接合部パネルの耐力比 -, 平成5年度日本建築学会近畿支部研究報告集, pp221-224, 1993年6月
- 1-13) 山田哲, 秋山宏, 水谷浩之: パネルの塑性変形を伴う鋼構造多層骨組の終局耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第481号, pp137-144, 1996年3月
- 1-14) H. Krawinkler and A. Gupta: DEFORMATION AND DUCTILITY DEMANDS IN STEEL MOMENT FRAME STRUCTURES, SDSS97, NAGOYA, JAPAN, Volume1, pp57-68, 1997.7
- 1-15) 椋代仁朗, 松尾彰: 比較的薄肉の断面を有する日形鋼柱はり接合部の耐力と塑性変形能力に関する研究, その1 単調載荷時における柱はり接合部の耐力と塑性変形能力について, 日本建築学会構造系論文報告集, 第375号, pp43-52, 昭和62年5月
- 1-16) 河野昭雄: 接合部パネルの力学的構成が鋼骨組の耐震性能に与える影響について - パネル崩壊型日形鋼ラーメン骨組の耐力・変形状に関する実験的研究 -, 日本建築学会構造系論文報告集, 第435号, pp151-163, 1992年5月
- 1-17) D. J. Fielding and W. F. Chen: Steel Frame Analysis and Connection Shear Deformation, Proceedings of the ASCE, Vol.99, No.ST1, January, pp1-18, 1973
- 1-18) H. Krawinkler, V. V. Bertero and E. P. Popov: Shear Behavior of Steel Frame Joints, Proceedings of the ASCE, Vol.101, No.ST11, November, pp2317-2336, 1975

- 1-19) 田淵基嗣,金谷弘:製法の異なる角形鋼管・H形はり接合部の耐力に関する研究,日本建築学会構造系論文報告集,第361号,pp104-112,1986年3月
- 1-20) 桑原進,井上一朗:鋼管柱・梁接合部パネルのせん断加力実験,日本建築学会構造系論文集,第502号,pp149-156,1997年12月
- 1-21) 井上一朗,桑原進:角形鋼管柱・H形鋼梁接合部パネルゾーンの荷重—変形挙動に関する実験報告書,数値解析研究会研究報告書 別冊E, (社) 鋼材倶楽部,平成7年7月
- 1-22) 秋山宏:建築物の耐震極限設計法 第2版,東京大学出版会,1987
- 1-23) 小川厚治,黒羽啓明,上遠野明夫:強震をうける重層骨組の損傷分布に関する基礎的考察,日本建築学会構造系論文集,第479号,pp83-92,1996年1月
- 1-24) 小川厚治,黒羽啓明,待鳥賢治:強震をうける1自由度系の正負2方向の損傷分布に関する研究,日本建築学会構造系論文集,第481号,pp117-126,1996年3月
- 1-25) 原田幸博:強震下における多質点せん断系の損傷分布則に関する解析的考察,日本建築学会構造系論文集, No.496, pp.99-103, 1997年6月
- 1-26) 金谷弘,田中淳夫,田淵基嗣:柱・梁接合部パネルの挙動を考慮した鋼構造骨組の設計法に関する研究報告書, (財) 日本建築センター1992年度建築に関する研究および調査助成,1993,3
- 1-27) 青木詩,田中淳夫,秋田智,増田浩志:中低層鉄骨造建築物の構造体に関する調査研究,日本建築学会大会学術講演梗概集C-1, pp163-164, 1995年8月
- 1-28) 平野道勝:鋼構造中低層住宅系建築物の梁の横補剛および接合部パネル設計の調査-「新耐震」施行前後の実施設計の比較,日本建築学会大会学術講演梗概集C, pp1507-1508, 1993年9月
- 1-29) 寺岡勝,鷹野和彦,森田耕次:1995年兵庫県南部地震の激震地域で被害を受けた2つの鉄骨造建物の耐震性能の比較,過大入力を受ける建築構造物の動的崩壊過程の解明シンポジウム資料,日本建築学会構造委員会応用力学運営委員会, pp75-82, 1996年12月
- 1-30) 寺田彦彦,矢部喜堂,真瀬伸治,坂本真一:1995年兵庫県南部地震における被災鉄骨造建物の地震時挙動と梁端の損傷,日本建築学会構造系論文集,第492号, pp139-147, 1997年2月
- 1-31) 鶴飼邦夫,緑川功,津田勢太:神戸市に建つ超高層建物の地震応答シミュレーション解析と調査結果について,過大入力を受ける建築構造物の動的崩壊過程の解明シンポジウム資料,日本建築学会構造委員会応用力学運営委員会, pp25-32, 1996年12月
- 1-32) 桑村仁:崩壊機構に基づいた鋼構造建築物の耐震設計,シンポジウム 鉄骨造における崩壊モードと耐震安全性,日本建築学会関東支部構造部会, pp15-23, 1992年2月

第2章

- 2-1) 田中淳夫:柱・はり接合部の挙動と設計方針 シンポジウム 鋼構造の柱はり接合部の挙動と設計上の問題点,日本建築学会 関東支部 構造部会, 1990,9
- 2-2) 藤田芳治,山成寛,小川厚治,黒羽啓明:半剛接合鋼骨組の地震応答に関する研究,その1,その2,日本建築学会大会学術講演梗概集 C, pp1387-1390, 1992,8
- 2-3) 建築物の構造規定,日本建築センター,平成6年9月
- 2-4) 中低層鉄骨建物の耐震設計法,社団法人鋼材倶楽部, pp477, 1978,3
- 2-5) 桑村仁,佐々木道夫:比例載荷時の崩壊機構の違いが地震入力のエネルギーと部材の応答塑性率に及ぼす影響,日本建築学会関東支部研究報告集, pp173 ~ 176, 1990,1

- 2-6) 鋼構造限界状態設計規準(案) 同解説,日本建築学会, 1992,2
- 2-7) Yihua Huang, Akira Wada, Hiroki Kawai and Mamoru Iwata: Study of Damage Tolerant Structure (Part4) Response Analysis of Building Shear Pole Model, 日本建築学会大会学術講演梗概集C, pp1513-1514, 1993,9
- 2-8) 平湯兵馬,金谷弘,田淵基嗣:角形鋼管柱・梁接合部パネルの復元力特性に関する研究-その1 溶接組立箱形断面柱の場合-, 日本建築学会大会学術講演梗概集C, pp1411-1412, 1994,9
- 2-9) 鋼構造接合部の力学性能と設計法,日本建築学会 構造委員会 鋼構造運営委員会 接合小委員会, pp99-109, 1996,10
- 2-10) 鋼構造接合部の力学性能と設計法,日本建築学会 構造委員会 鋼構造運営委員会 接合小委員会, pp167-172, 1996,10
- 2-11) 志村昭仁,西山功,中尾雅男:幅厚比の大きい柱・柱はり接合部に関する実験的研究,日本建築学会大会学術講演梗概集C-1, pp521-522, 1995,8
- 2-12) 新形式 材料力学の学び方・解き方,材料力学教育研究会編,共立出版株式会社

第3章

- 3-1) 竹内一郎,井上一朗,多田元英,桑村仁:梁構の必要耐力と必要塑性変形性能に関する一考察,日本建築学会大会学術講演梗概集C, pp1507-1508, 1991,9
- 3-2) 冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル,日本建築センター,平成8年9月
- 3-3) 鋼構造接合部の力学性能と設計法,日本建築学会 構造委員会 鋼構造運営委員会 接合小委員会, pp133-172, 1996,10
- 3-4) 山田哲,秋山宏:柱脚の固定度が鋼構造多層骨組の終局耐震性能に与える影響,日本建築学会構造系論文集, No.496, pp113-118, 1997,6
- 3-5) 鋼構造接合部の力学性能と設計法,日本建築学会 構造委員会 鋼構造運営委員会 接合小委員会, pp162, 1996,10
- 3-6) 小川厚治,多田元英:柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発,第17回情報システム利用技術シンポジウム, pp79-84, 1994,12
- 3-7) 桑原進,多田元英,井上一朗:角形断面柱・梁接合部パネルの力学モデル,日本建築学会大会学術講演梗概集C-1, pp523-524, 1995,8

第4章

- 4-1) 井上一朗,小川厚治,多田元英,柳原秀和:角形鋼管柱ラーメン構造部材の塑性変形応答(その1 解析骨組と解析パラメータ),日本建築学会大会学術講演梗概集C構造II, pp1301-1302, 1994,9
- 4-2) 数値解析研究会研究報告書, (社) 鋼材倶楽部,平成7年7月
- 4-3) 横浜市高層建築物耐震指導基準策定委員会:振動応答解析マニュアル,付-2 横浜標準波の作成
- 4-4) 小川厚治,井上一朗,小野聡子:柱・梁を弾性域に留める履歴ダンパー付架構の設計耐力(一質点系による考察),JSSC 鋼構造論文集, Vol.4 No.16, 1997,12
- 4-5) 秋山宏,山田哲:水平地震と上下地震を同時に受ける多層骨組の弾塑性応答解析,日本建築学会構造系論文報告集, No.437, pp.51-57, 1992,7

第5章

- 5-1) 1995年兵庫県南部地震 鉄骨造建物被害調査報告書, 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会, 1995年5月
- 5-2) 兵庫県南部地震における鋼構造物の被害と教訓, 日本建築学会, 1996年7月
- 5-3) 鋼構造柱梁接合部の設計・施工-兵庫県南部地震の被害を踏まえて-, JSSCテクニカルレポート No.36, 社団法人 日本鋼構造協会, 平成8年12月
- 5-4) 通しダイヤフラム形式で角形鋼管柱に接合されるH形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験, 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会, 1997年7月
- 5-5) 鋼構造柱梁接合部の耐震要求性能と実挙動, 日本建築学会構造委員会鋼構造運営委員会, 1997年日本建築学会大会構造部門パネルディスカッション資料, 1997年9月
- 5-6) 平成7年兵庫県南部地震被害調査最終報告書, pp97-105, 建設省建築研究所, 平成8年3月
- 5-7) 吉田貴子ら, 兵庫県南部地震の被災鉄骨建築物における柱梁部材の材質変化に関する実験的研究 その1-その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1, pp853-856, 1996.9
- 5-8) 秋山宏, 山田哲, 兵庫県南部地震における鋼構造剛接骨組の耐震性評価, 日本建築学会構造系論文集, No.501, pp151-158, 1997.11
- 5-9) 杉本浩一, 高橋泰彦, 被災鉄骨柱梁接合部の被害調査と高速載荷による再現実験, 1995年度日本建築学会関東支部研究報告集, pp89-92, 1996.3
- 5-10) スカラップ研究小委員会研究成果報告書, (社) 鋼材倶楽部
- 5-11) 桑村仁, エネルギー入力率と脆性連鎖崩壊から説明できる構造物の衝撃的破壊, 兵庫県南部地震における構造物の衝撃的破壊に関するシンポジウム, 日本建築学会, pp51-56, 1997.3
- 5-12) 秋山宏, 鉄骨柱脚の耐震設計, 技報堂出版, 1985年3月
- 5-13) 鋼管構造設計施工指針同解説, 日本建築学会, 1990年1月

本論文に関する既公表文献

【日本建築学会構造系論文集】

- (1) 長谷川隆, 山内泰之, 強震時における中低層鋼構造骨組の損傷分布に基づく部材の必要塑性変形能力, 日本建築学会構造系論文集 第460号, pp167-175, 1994年6月
- (2) 長谷川隆, 1995年兵庫県南部地震で梁端部が破断した鉄骨造建物の弾塑性応答性状, 日本建築学会構造系論文集 第498号, pp129-136, 1997年8月

【日本建築学会技術報告集】

- (3) 長谷川隆, 上達野明夫, 加村久哉, 福田浩司, 染谷友英, 濱崎義弘, 接合部パネルの変形を考慮した角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の地震応答解析, 日本建築学会技術報告集 第2号, pp43-48, 1996年3月

【英文論文】

- (4) Takashi Hasegawa, Hiroyuki Yamanouchi and Hiroshi Akiyama: Seismic damage concentration in steel building structures with weak beam-to-column joint panels, 6th Canadian Conference on Earthquake Engineering, pp117-124, June 1991
- (5) T. Hasegawa and H. Yamanouchi: The effect of weak beam-to-column joint panels on seismic performance of steel building structures, Tenth World Conference on Earthquake Engineering, pp4509-4514, July 1992
- (6) T. Hasegawa and H. Yamanouchi: Inelastic damage distribution in steel frames under strong earthquake ground motions, 10th European Conference on Earthquake Engineering, pp1561-1566, 1994

【日本建築学会シンポジウム】

- (7) 長谷川隆, 被災した5階建てS造建物, シンポジウム 兵庫県南部地震における地震動と建築物の応答, 日本建築学会関東支部構造部会, pp33-39, 1995年12月
- (8) 長谷川隆, 鉄骨造骨組の崩壊挙動に及ぼす部材強度の影響, 過大入力を受ける建築構造物の動的崩壊過程の解明シンポジウム資料, 日本建築学会構造委員会応用力学運営委員会, pp83-90, 1996年12月

【日本建築学会大会学術講演梗概集】

- (9) 長谷川隆, 秋山宏, 柱はり接合部がせん断変形する構造骨組の地震応答エネルギー, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp923-924, 1989年10月
- (10) 長谷川隆, 秋山宏, 柱梁接合部の強度が地震時の架構の損傷集中度に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp603-604, 1990年10月
- (11) 長谷川隆, 山内泰之, 地震時に柱梁接合部パネルが他に先行して降伏する骨組の耐震性能に関する解析的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp1145-1146, 1991年9月
- (12) 井上一郎, 東清仁, 小川厚治, 多田元英, 長谷川隆, 角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の地震応答(その1. 解析骨組の設計), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp269-270, 1995年8月
- (13) 東清仁, 井上一郎, 小川厚治, 多田元英, 長谷川隆, 角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の地震応答(その2. 解析骨組・解析条件と入力地震動), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp271-272, 1995年8月
- (14) 加村久哉, 長谷川隆, 上達野明夫, 福田浩司, 染谷友英, 濱崎義弘, 角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の地震応答(その3. 解析建物の基本応答特性), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp273-274, 1995年8月

- (15) 染谷友英,長谷川隆,上遠野明夫,加村久哉,福田浩司,濱崎義弘:角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の地震応答(その4. 最大層間変位角および残留層間変位角),日本建築学会大会学術講演梗概集,pp275-276,1995年8月
- (16) 福田浩司,長谷川隆,上遠野明夫,加村久哉,染谷友英,濱崎義弘:角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の地震応答(その5. 各部材の塑性変形応答1),日本建築学会大会学術講演梗概集,pp277-278,1995年8月
- (17) 上遠野明夫,長谷川隆,加村久哉,福田浩司,染谷友英,濱崎義弘:角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の地震応答(その6. 各部材の塑性変形応答2),日本建築学会大会学術講演梗概集,pp279-280,1995年8月
- (18) 長谷川隆,上遠野明夫,加村久哉,福田浩司,染谷友英,濱崎義弘:角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の地震応答(その7. 兵庫県南部地震神戸海洋気象台地震動による応答),日本建築学会大会学術講演梗概集,pp281-282,1995年8月
- (19) 長谷川隆:地震時における鉄骨造建物の損傷に及ぼす柱脚耐力の影響,日本建築学会大会学術講演梗概集,pp489-490,1997年9月

謝 辞

本論文は、科学技術庁の国内留学制度によって、筆者が1988年10月から半年間、東京大学工学部建築学科秋山研究室で研究員として行なった研究を基にして、その後行なってきた研究成果をまとめたものです。

東京大学工学部建築学科教授秋山宏先生には、本研究を始めるきっかけとなった1988年10月からの半年間において、研究の進め方について暖かいご指導を賜りました。また、最終的に本論文をとりまとめる段階においても、終始変わらぬ懇切なご指導、ご鞭撻を賜りました。ここに記して、深甚なる謝意を表します。

東京大学助手高橋誠博士には、研究初めの段階に応答解析プログラムの作成において貴重なご指導を賜りました。謹んで感謝の意を表します。

第2章の振動台実験は、建設省総合技術開発プロジェクト「次世代鋼材による構造物安全性向上技術の開発」における研究開発調査費にて実施したものです。関係各位に謹んで感謝の意を表します。また、この総プロの「崩壊形と破壊分科会」(主査:井上一朗,大阪大学助教授)の委員の方々には、振動台実験結果について貴重なご意見を賜りました。ここに謹んで感謝の意を表します。

第4章の地震応答解析では、建築研究所一鋼材倶楽部耐震性能共同研究数値解析研究会(主査:井上一朗,大阪大学助教授)で設計された骨組を用いています。井上一朗先生はじめ、委員の方々には多大なるご協力と貴重なご意見を賜りました。ここに謹んで感謝の意を表します。

本研究を進めるにあたって、東京工業大学建築物理研究センター教授和田章先生の研究室で作成された地震動を使わせていただきました。平面骨組の地震応答解析では、熊本大学教授小川厚治先生、大阪大学講師多田元英先生が作成された解析プログラムを使用させていただきました。大林組技術研究所杉本浩一氏には被災建物の資料をご提供いただきました。ここに深く御礼申し上げます。

建設省建築研究所では、これまでに多くの方に貴重なご指導とご助力を戴きました。基準認証研究センター長山内泰之博士には、筆者が建設省建築研究所第三研究部に配属されて以来今日に至るまで、貴重なご意見、ご指導を賜りました。深甚なる謝意を表します。第三研究部長平石久廣博士、振動研究室長大橋雄三博士には、本論文をまとめる段階において研究に専念する環境を与えていただきました。謹んで感謝の意を表します。鉄骨構造の研究に関しては、緑川光正博士、福田徳文博士、西山功博士、向井昭義氏に貴重なご指導、ご助言を戴きました。心より感謝いたします。

最後に私事で恐縮ですが、筆者を常に暖かく励ましてくれた妻京子に感謝します。

平成10年5月
長谷川 隆

