筑波大学大学院博士課程

システム情報工学研究科修士論文

丸鋼が使用された既存 RC 造建物の 残存耐震性能に関する研究

八戸 孝聡

修士 (工学)

(構造エネルギー工学専攻)

指導教員 八十島 章

2019年 3月

丸鋼が使用された既存 RC 造建物の残存耐震性能に関する研究

論文概要

兵庫県南部地震以降,地震被害の軽減を目的として,全国的に既存 RC 造建物の診断・改修 が実施されている。耐震診断の結果,既存 RC 造建物の中にコンクリート圧縮強度が設計基 準強度を下回る 10MPa 程度の低強度である建物が存在することが明らかになった。耐震診断 基準では、コンクリート圧縮強度の適用下限値を13.5MPaとしており、13.5MPa以下の場合 は適用外としている。しかし、適用範囲外の建物であっても、現行の評価式を準用して、耐 震診断・改修を行っているのが現状である。また、これらの低強度コンクリート建物の多く は鉄筋に丸鋼が使用されており、丸鋼が使用された部材の力学性能を解明するとともに、建 物の残存耐震性能を適切に評価することが重要である。これまでに、柱部材、梁部材、柱梁 接合部、耐震壁を対象とする研究が進められ、その成果が蓄積されつつある。しかし、丸鋼 が使用された既存 RC 造建物の真の耐震性能は、柱や梁、接合部などの部材単体に対する構 造性能の評価だけでは精確に判定できない。そのため、柱、梁、接合部が一体となった骨組 架構を対象とする構造性能評価を目的とする実験的検討が必要である。特に主筋が丸鋼の脆 性部材を有する骨組み架構の破壊プロセスや安全限界はほとんど解明されていない。また, 耐力低下を始める RC 造架構の崩壊に至る過程や安全限界状態を適切に評価することは難し く、安全限界の評価を目的とする実験的検討および構造解析はあまり行われていない。既往 研究における RC 造建物の構造解析では、丸鋼の補強筋や低いコンクリート強度を適切に考 慮した性能評価式による検討があまり行われておらず、最大耐力以降の耐力低下については ほとんど考察されていない。

本研究では、丸鋼が使用された既存 RC 造建物の残存耐震性能を把握することを目的とす る。初めに、丸鋼が使用された RC 造架構および柱を対象とする構造実験を行い、破壊過程, 耐力低下域における挙動、復元力特性,柱内法スパンの違いが構造性能に与える影響等を分 析する。次に、実験により得られた耐力や復元力特性を用いて静的非線形解析を行い、解析 結果と実験結果を比較し、解析の整合性を検証する。そして、RC 造建物を対象とした静的非 線形解析により、鉄筋種類やコンクリート強度、耐力低下の考慮・未考慮等の解析因子が残 存耐震性能に与える影響について検討する。併せて、現行の耐震診断基準に基づく耐震診断 結果との比較を行い、丸鋼が使用された既存 RC 造建物に対する耐震診断基準の適合性を明 らかにする。

丸鋼が使用された既存 RC 造建物の残存耐震性能に関する研究

目 次

第1章 序論1
第2章2
2.1 はじめに2
2.2 実験概要
2.2.1 試験体
2.2.2 使用材料
2.2.3 加力方法
2.2.4 計測方法11
2.3 実験結果
2.3.1 破壊過程および荷重変形関係13
2.3.2 靭性能の検討17
2.3.3 柱の耐力評価19
2.4 まとめ
第3章 架構試験体の構造解析
3.1 はじめに
3.2 解析概要
3.2.1 解析モデル
3.2.2 復元力特性
3.3 解析結果
3.4 まとめ
第4章 既存RC造建物の構造解析34
4.1 はじめに
4.2 解析概要
4.2.1 対象建物
4.2.2 解析ケース
4.2.3 解析モデル
4.2.4 復元力特性
4.3 解析結果
4.4 耐震診断と解析結果の比較54
4.5 まとめ
第5章 結論
謝辞
参考文献

丸鋼が使用された既存 RC 造建物の残存耐震性能に関する研究

図表目次

义	2.1	試験体 No.17-1 の配筋	5
义	2.2	試験体 No.18-1 の配筋	6
义	2.3	試験体 No.18-2 の配筋	7
义	2.4	試験体 No.18-3 の配筋	7
义	2.5	加力装置(架構試験体)	9
义	2.6	加力装置(No.18-2)	10
义	2.7	加力装置(No.18-3)	10
义	2.8	変位計設置位置(No.17-1)	11
义	2.9	変位計設置位置(No.18-1)	11
义	2.10	変位計設置位置(No.18-2)	12
义	2.11	変位計設置位置(No.18-3)	12
义	2.12	水平力-層間変形角(No.17-1)	14
义	2.13	水平力-層間変形角(No.18-1)	14
义	2.14	試験体 No.17-1 破壊状況(左:南柱 右:北柱)	14
义	2.15	試験体 No.18-1 破壊状況(左:南柱 右:北柱)	15
义	2.16	水平力一部材角(No.18-2)	16
义	2.17	水平力一部材角(No.18-3)	16
义	2.18	試験体 No.18-2 破壞状況	16
义	2.19	試験体 No.18-3 破壞状況	16
义	2.20	限界変形角	17
义	2.21	等価粘性減衰定数	18
义	2.22	柱試験体耐力の評価	22
义	3.1	骨組モデルと剛域の設定	26
义	3.2	試験体 No.17-1 復元力特性	27
义	3.3	試験体 No.18-1 復元力特性	28
义	3.4	柱試験体実験結果に基づく復元力特性	28
义	3.5	ひび割れ後剛性低下率の設定	28
义	3.6	荷重変形関係(試験体 No.17-1)	29
义	3.7	破壊状況(試験体 No.17-1 累加強度式-せん断ひび割れ強度式)	30
図	3.8	破壊状況(試験体 No.17-1) 圧縮領域仮定式-せん断ひび割れ強度式)	30
図	3.9	荷重変形関係(試験体 No.18-1)	31
义	3.10	破壊状況(試験体 No.18-1 累加強度式-せん断ひび割れ強度式)	31
义	3.11	破壊状況(試験体 No.18-1 圧縮領域仮定式-せん断ひび割れ強度式)	32
义	4.1	1 階平面図	35
図	4.2	軸組凶	36
図	4.3		38
図	4.4	復元力特性(丸鋼)	40
义	4.5	復元力特性(異形鉄筋)	40

义	4.6	芳村らの研究による水平力-水平変形関係4	0
义	4.7	荷重変形関係(丸鋼-Fc10-耐力低下未考慮)	7
义	4.8	最終破壊状況(丸鋼-Fc10-耐力低下未考慮)	7
义	4.9	荷重変形関係(丸鋼-Fc10-耐力低下考慮)	8
义	4.10	最終破壊状況(丸鋼-Fc10-耐力低下考慮)4	8
义	4.11	荷重変形関係(丸鋼-Fc21-耐力低下考慮)	9
义	4.12	最終破壊状況(丸鋼-Fc21-耐力低下考慮)4	9
义	4.13	荷重変形関係(異形鉄筋-Fc10-耐力低下未考慮)5	0
义	4.14	最終破壊状況(異形鉄筋-Fc10-耐力低下未考慮)5	0
义	4.15	荷重変形関係(異形鉄筋-Fc10-耐力低下考慮)5	1
义	4.16	最終破壊状況(異形鉄筋-Fc10-耐力低下考慮)5	1
义	4.17	荷重変形関係(異形鉄筋-Fc21-耐力低下考慮)5	2
义	4.18	最終破壊状況(異形鉄筋-Fc21-耐力低下考慮)5	2
义	4.19	鉄筋種類の違いによる比較5	3
义	4.20	耐力低下考慮・未考慮による比較5	3
义	4.21	累積強度指標-靱性指標関係5	4
义	4.22	耐震診断基準と解析結果の比較5	4
表	2.1	試験体一覧	3
表	2.2	鉄筋の引張試験結果	8
表	2.3	コンクリートの圧縮試験結果	8
表	2.4	計算値および実験値一覧2	3
表	4.1	梁断面リスト	6
表	4.2	柱断面リスト	7
表	4.3	解析ケース	8
表	4.4	柱耐力一覧(丸鋼) 4	1
表	4.5	柱耐力一覧(異形鉄筋)	2
表	4.6	梁耐力一覧(丸鋼)	4
表	4.7	梁耐力一覧(異形鉄筋)4	5
表	4.8	耐震診断結果(B構面)	4

第1章 序論

1995年の兵庫県南部地震以降,耐震改修促進法の施行により,全国的に耐震診断および改 修が行われている。耐震診断結果によると,既存 RC 造建物の中に耐震診断基準¹⁾におけるコ ンクリート圧縮強度の下限値 13.5MPa を下回る 10MPa 程度の低強度コンクリートが存在す ることが確認されている。耐震診断の適用範囲外である低強度コンクリート建物に対し,現 行の評価式を適用できるかは不明確である。しかし,低強度コンクリート建物に対しても現 行の評価式を準用して診断・改修している状況であり,明確な工学的根拠を持たないまま解 体撤去や継続使用のための補強工事が行われているのが現状である。また,低強度コンクリ ート建物の多くは丸鋼が使用されており,丸鋼が使用された部材の力学性能を解明するとと もに,建物の残存耐震性能を適切に評価することが重要である。

既往の研究では、丸鋼が使用された RC 部材の耐力および靱性能の評価を目的に、柱部材 や梁部材、耐震壁、RC 骨組架構を対象とした検討が行われ、その成果が蓄積されつつある。 しかしながら、耐力低下を始める RC 架構の崩壊に至るプロセスおよび安全限界状態を適切 に評価することは難しく、安全限界評価を目的とする実験的検討はあまり行われていないの が現状であり、主筋が丸鋼の脆性部材を有する骨組架構の破壊プロセスおよび安全限界状態 は十分に解明されていない。既往の研究²³³では、柱内法スパンを実験因子とする丸鋼が使用 された RC 造架構の加力実験を行い、構造性能に関する実験的検討がなされた。しかし、架構 において柱がせん断破壊する場合や曲げ柱とせん断柱が混在する場合の挙動については明ら かにされていない。また、低強度コンクリート建物を対象とする解析的検討はほとんど行わ れておらず、建物全体の残存耐震性能評価に関する検討は不十分な状態である。

本研究では、丸鋼が使用された既存 RC 造建物の残存耐震性能を把握することを目的に、 既存 RC 造建物を想定した柱試験体、架構試験体を対象とする実験的検討および RC 造建物 を対象とする解析的検討を行う。実験的検討では、破壊性状、復元力特性、部材性能等につ いて把握する。解析検討では、鉄筋種類やコンクリート強度が RC 造建物の残存耐震性能に 及ぼす影響について検討を行う。また、既存 RC 造建物における現行の耐震診断基準の妥当 性について検討を行う。

第2章

2.1 はじめに

本章では、丸鋼が使用された柱の部材性能および架構の構造性能を評価することを目的と する。1971年以前に設計された既存 RC 造建物を想定した柱試験体および架構試験体を対象 とする構造実験を行い、破壊性状、復元力特性、部材強度、靭性能等について把握する。

2.2 実験概要

2.2.1 試験体

試験体一覧を表 2.1 に,試験体配筋を図 2.1~図 2.4 に示す。試験体の設計は,1971年以前の旧耐震基準に基づき,丸鋼が使用された既存 RC 造建物を模擬した架構試験体 2 体および柱試験体 2 体の計 4 体である。試験体 No.17-1, No.18-1 は実大の 1/2.5 スケールの 1.5 層 1 スパンの架構試験体で,1 階の柱 2 本が梁で接続された部分架構とした。柱断面は南柱,北柱ともに 250mm×250mm,梁断面は 250mm×320mm である。階高は 1160mm,試験体高さは2250mm,全長 3174mm である。No.17-1 の南柱および北柱の内法スパンは 1000mm で,No.18-1 は梁下に垂壁,南柱に腰壁を取り付けることで,南柱の内法スパンは 400mm,北柱の内法スパンは 800mm とした。試験体 No.18-2 および No.18-3 は柱試験体であり,柱断面は250mm×250mm で共通である。No.18-2 は垂壁を取り付けることで内法スパン 800mm とし,No.18-3 は垂壁に加えて腰壁を取り付けることで内法スパン 400mm とした。

試験体名		No.17-1	No.18-1
	断面 b×D (mm)	250×250	
	内法スパン(mm)	1000	南柱:800 北柱:400
1}-	内法スパン比	4.0	南柱:3.2 北柱:1.6
	主筋	8-13	φ
(2)+>)	(p_t)	(0.74	%)
	せん断補強筋	2-6 <i>\phi</i>	200
	(p_w)	(0.11	%)
	断面 b×D (mm)	250×3	320
	内法スパン(mm)	1850	
辺	主筋	8-13 <i>\phi</i>	
*	(p_t)	(0.73%)	
	せん断補強筋	2-6 <i>\phi</i> @200	
	(p_w)	(0.11%)	
	厚さ(mm)		250
	高さ(mm)	_	200
	壁縦筋		6-D10@150
	壁横筋		2-D10@150
	厚さ(mm)		250
11日日本	高さ(mm)		400
版 空	壁縦筋		6-D10@200
	壁横筋		2-D10@145

表 2.1 試験体一覧 (a) 架構試験体

	試驗体名	No.18-2	No.18-3
	断面 b×D (mm)	250×250	
	内法スパン(mm)	800	400
	内法スパン比	3.2	1.6
柱	主筋	8-13	φ
	(p_t)	(0.749	%)
	せん断補強筋	2-6 <i>\phi</i> @200	
	(p_w)	(0.11%)	
	厚さ(mm)	250	250
	高さ(mm)	200	200
——————————————————————————————————————	壁縦筋	6-D10@150	6-D10@150
	壁横筋	2-D10@150	2-D10@150
	厚さ(mm)		250
田田日本	高さ(mm)		400
版 坐	壁縦筋		6-D10@200
	壁横筋		2-D10@145

(b) 柱試験体





図 2.2 試験体 No.18-1の配筋



図 2.3 試験体 No.18-2の配筋



2.2.2 使用材料

(1) 鉄筋

試験体に使用した鉄筋の材料試験結果を表 2.2 に示す。鉄筋の断面積には公称断面積 を用い、降伏歪はそれぞれの鉄筋の降伏強度を弾性係数で除して求めた。

(2) コンクリート

使用したコンクリートの材料試験結果を表 2.3 に示す。材料試験には 100 ϕ × 200mm のテストピースを用い, 養生はすべて現場封緘とした。

封驗休夕	鉄筋種類	降伏強度	弾性係数	引張強度	降伏歪
此歌件石		(MPa)	(GPa)	(MPa)	(%)
No 17 1	主筋 13 φ	315	197	449	0.159
10.1/-1	横補強筋 6 φ	278	187	474	0.148
No 19 1	主筋 13 φ	340	196	483	0.173
NO.18-1	横補強筋 6 φ	555	184	608	0.302
No.18-2	主筋 13 φ	330	198	450	0.167
No.18-3	横補強筋 6 φ	555	184	608	0.302

表 2.2 鉄筋の引張試験結果

封驗休	圧縮強度	割裂強度	弾性係数	強度時歪
中八词火 144	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(%)
No.17-1	13.0	1.51	16.0	0.271
No.18-1 No.18-2 No.18-3	10.4	1.37	14.7	0.298

2.2.3 加力方法

加力装置を図 2.5~図 2.7 に示す。架構試験体 No.17-1, No.18-1 は,鉛直アクチュエータ により軸力比 0.1 の一定軸力を加えた状態で試験体上部に設置された左右のオイルジャッキ で平行を保持しながら,反力壁に固定された水平アクチュエータにより正負交番漸増繰り返 し載荷を行った。加力サイクルは,1.5層の水平変位を柱脚から柱頭のピン支承までの高さで 除した層間変形角で,±1/800,±1/400,±1/200,±1/100,±1/50,±1/33を各2サイクルずつ, ±1/25,±1/20を各1サイクルずつの計15サイクル行い,その後,正方向に押切載荷とした。 柱試験体 No.18-2, No.18-3 は,鉛直アクチュエータにより軸力比 0.1の一定軸力を加えた状 態で,上下スタブの平行を保持しながら反力壁に固定された水平アクチュエータにより逆対 称曲げモーメントの正負交番漸増繰り返し載荷を行った。加力サイクルは,部材角±1/800, ±1/400,±1/200,±1/100,±1/50,±1/33を各2サイクルずつ,±1/25,±1/20を各1サイクルず つの計15サイクル行い,その後,正方向に押切載荷とした。

図 2.5 加力装置(架構試験体)

図 2.7 加力装置(No.18-3)

2.2.4 計測方法

架構試験体 No.17-1, No.18-1 の変位計設置位置を図 2.8, 図 2.9 に, 柱試験体 No.18-2, No.18-3 の変位計設置位置を図 2.10,図 2.11 に示す。No.17-1 および No.18-1 の計測項目は, 鉛直荷重, 水平荷重, 全体変形, 層間変形, 柱および腰壁の局部変形である。No.18-2 および No.18-3 の計測項目は, 鉛直荷重, 水平荷重, 水平変形, 柱および壁の局部変形である。

図 2.9 変位計設置位置(No.18-1)

図 2.10 変位計設置位置(No.18-2) 図 2.11 変位計設置位置(No.18-3)

2.3 実験結果

2.3.1 破壊過程および荷重変形関係

●架構試験体(No.17-1, No.18-1)

架構試験体 No.17-1 および No.18-1 の水平力-層間変形角関係を図 2.12, 図 2.13 に,破壊状況を図 2.14, 図 2.15 に示す。

試験体 No.17-1 は,層間変形角 *R*=1/800rad までに南北の柱脚および梁端部に曲げひび割れ が発生し,*R*=1/400rad で南北の柱頭部に曲げひび割れが確認された。また,*R*=1/200rad で上 層の南北柱脚部に曲げひび割れが確認された。*R*=1/50rad 付近で最大耐力に達し,それ以降の 変形は,南北の柱脚部および梁端部の圧壊によるひび割れの進展に伴って逆 S 字型の履歴性 状となった。*R*=1/33rad で部材端部のかぶりコンクリートが剥落し始めた。試験体 No.17-1 の 最終破壊は材端部コンクリートの曲げ圧壊と判断した。最終破壊時まで接合部および上層柱 のひび割れはほぼ進展しなかった。

試験体 No.18-1 は,層間変形角 R = 1/800rad までに南柱(内法 400mm)の柱頭部・柱脚部および梁端部に曲げひび割れが発生し,R = 1/400rad で北柱(内法 800mm)の柱頭部・柱脚部に曲げひび割れが生じ,腰壁部分に柱主筋に沿ったひび割れが確認された。R = 1/100rad 時に,南柱では材端コンクリートの圧壊およびはせん断ひび割れが発生した。その後,R = 1/100rad 付近で最大耐力に達し,せん断ひび割れの進展に伴い急激な水平耐力の低下が見られた。R = 1/50rad 時には、南柱のかぶりコンクリートの剥落が発生し、北柱の材端コンクリート圧壊が確認された。それ以降は緩やかに耐力低下が進行し、R = 1/33rad 時には、北柱の材端部かぶりコンクリートの剥落が確認され、R = 1/20rad 時には南柱コアコンクリートの崩壊が確認された。試験体 No.18-1の最終破壊は、南柱ではせん断破壊、北柱では材端部コンクリートの曲げ圧壊と判断した。

● 柱試験体(No.18-2, No.18-3)

柱試験体 No.18-2 および No.18-3 の水平力-部材角関係を図 2.16, 図 2.17 に, 破壊状況 を図 2.18, 図 2.19 に示す。

試験体 No.18-2 は,部材角 1/800rad で柱頭部に,部材角 1/400rad で柱脚部に曲げひび割れ が発生した。部材角 1/100rad から 1/50rad にかけて端部コンクリートの圧壊が発生し,部材角 1/50rad 付近で最大耐力に達した。それ以降は,材端部のコンクリート圧壊によるひび割れお よび部材角 1/33rad 時に発生したかぶりコンクリートの剥落の進展に伴って逆 S 字型の履歴 性状となり,水平耐力は緩やかに低下した。試験体 No.18-2 の最終破壊は材端部コンクリー トの曲げ圧壊と判断した。

柱試験体 No.18-3 は,部材角 1/800rad に柱頭部および柱脚部に曲げひび割れが発生し,部 材角 1/200rad 時にかけて曲げひび割れが進展した。部材角 1/100rad から 1/50rad にかけて柱 頭部でコンクリートの圧壊が確認された。部材角 1/50rad 手前でせん断ひび割れが確認され, 部材角 1/60rad 付近で最大耐力に達した。その後,せん断ひび割れの進展による急激な水平耐 力の低下が生じ,部材角 1/25rad 以降は緩やかに水平耐力の低下が進行した。最終破壊はスパ ン中央部のせん断ひび割れの進行と圧縮ストラットの圧壊に伴うせん断破壊と判断した。

図 2.12 水平力-層間変形角 (No.17-1)

図 2.13 水平カー層間変形角 (No.18-1)

図 2.14 試験体 No.17-1 破壊状況(左:南柱 右:北柱)

[R = 1/100 rad]

図 2.15 試験体 No.18-1 破壊状況(左:南柱 右:北柱)

【部材角 1/50rad】

【部材角 1/20rad】

【載荷終了時】

図 2.19 試験体 No.18-3 破壊状況

2.3.2 靭性能の検討

各試験体の限界変形角を図 2.20 に、等価粘性減衰定数を図 2.21 に示す。限界変形角は、 最大荷重以降の加力 1 サイクル目の包絡線上の荷重が最大耐力の 80%に低下した時点での変 形角と定義した。架構試験体 No.17-1 では R_u =0.0470rad, No.18-1 では R_u =0.0186rad となり、 柱試験体 No.18-2 では部材角で 0.0499rad, No.18-3 では部材角で 0.0241rad であった。試験体 No.17-1 および No.18-2 は十分な変形性能を有していることが確認された。一方で、試験体 No.18-1 および No.18-3 は、せん断ひび割れの進展に伴い耐力が急激に低下したため、変形性 能が乏しいことが確認された。等価粘性減衰定数の図中には等価線形化法に基づく減衰評価 式 (式 (2.1)) による計算値を併記した。すべての試験体において、実験結果は計算値よりも 大きく、安全側の評価であった。

 R_v :降伏変形角 = 1/150rad

2.3.3 柱の耐力評価

柱試験体 No.18-2 および No.18-3 について,実験結果により得られた最大耐力と各耐力算定 式による計算値を比較する。計算値の算出において,曲げ耐力は,耐震診断基準¹⁾による曲げ 略算式,主筋の付着すべりを考慮した一般累加強度理論に基づく累加強度式⁴⁾,八十島らが提 案した付着のない RC 部材に対して材端に圧縮領域を仮定する圧縮領域仮定式⁵⁾をそれぞれ 用いた。せん断耐力は,耐震診断基準による荒川 min 式,荒川 min 式にコンクリート強度に よる低減係数を乗じた山本式⁴⁾,八十島らが提案したせん断圧縮耐力式⁵⁾,日本建築学会の靭 性保証型耐震設計指針に基づくせん断ひび割れ強度式⁶⁾をそれぞれ用いて計算した。

- 曲げ耐力算定式
- (1) 曲げ略算式

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D\left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot \sigma_B}\right)$$
(2.2)

- D: 柱せい $<math>a_t: 引張鉄筋断面積$ $\sigma_y: 引張鉄筋の降伏強度$ $\sigma_B: コンクリートの圧縮強度$ N: 軸力
- (2) 累加強度式

$$N_{3} \leq N \leq N_{4} \quad \mathcal{O} \geq \mathfrak{E}$$

$$M_{u} = \frac{D \cdot \left(N_{u} + 2a_{t} \cdot \sigma_{y} - a_{m} \cdot \sigma_{my}\right)}{2} \left(1 - \frac{N_{u} + 2a_{t} \cdot \sigma_{y} - R + a_{m} \cdot \sigma_{my}}{bD\sigma_{B}}\right) + R \cdot \frac{j_{t}}{2} \tag{2.3}$$

$$N_4 \le N \le N_5 \mathcal{O}$$

$$M_u = \frac{b \cdot D^2 \cdot \sigma_B}{8} + R \cdot \frac{j_t}{2} \tag{2.4}$$

$$N_3 = \frac{b \cdot D \cdot \sigma_B}{2} \left(1 - \frac{j_t}{D} \right) - 2\sigma_t \cdot \sigma_y + R - a_m \cdot \sigma_{my}$$
(2.5)

$$N_4 = \frac{b \cdot D \cdot \sigma_B}{2} - 2\sigma_t \cdot \sigma_y + R - a_m \cdot \sigma_{my}$$
(2.6)

$$N_5 = \frac{b \cdot D \cdot \sigma_B}{2} + 2a_t \cdot \sigma_y - R + a_m \cdot a_t \tag{2.7}$$

b:柱幅

- D:柱せい a_m:中間主筋の断面積
- σ_{mv} :中間主筋の降伏強度
- j_t :主筋中心間距離
- . N.,:軸力
- R: 主筋の付着力

(3) 圧縮領域仮定式

$$Q_f = \frac{k_c \cdot \sigma_B \cdot b \cdot D}{h_0} \cdot \frac{(D - x_n) \cdot (N_0 + A_g \cdot E_s \cdot \varepsilon_p)}{k_c \cdot \sigma_B \cdot b \cdot D + 2A_g \cdot E_s \cdot \varepsilon_p}$$
(2.8)

$$k_{c} = 1.35 exp \left[-0.7 \left(\frac{2N_{0} - N_{c} - N_{r}}{N_{c} - N_{r}} \right) \right]$$
(2.9)

$$x_n = \frac{N_0 \cdot h_0 + A_g \cdot E_s \cdot D \cdot R_f}{k_c \cdot \sigma_B \cdot b \cdot h_0 + 2A_g \cdot E_s \cdot R_f}$$
(2.10)

$$R_f = 1150 \times 10^{-6} \cdot (3k_c - 2) \cdot \left(\frac{h_0}{D}\right) \cdot \sigma_B^{0.25}$$
(2.11)

$$\varepsilon_p = 1150 \times 10^{-6} \cdot \sigma_B^{0.25} \tag{2.12}$$

 h_0 : 柱内法長さ A_g : 主筋総断面積 E_s : 主筋弾性係数 ε_p : 曲げ耐力時のコンクリートの歪 N_0 : 軸力 N_C : 軸圧縮耐力(= $b \cdot D \cdot \sigma_B + A_g \cdot \sigma_y$) N_T : 軸引張り耐力(= $-A_g \cdot \sigma_y$) R_f : 曲げ耐力時部材角

- せん断耐力算定式
- (1) 荒川 min 式

$$Q_{su} = \left[\frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} \cdot (18 + \sigma_B)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0\right]b \cdot j$$
(2.13)

- $\frac{M}{Qd}$: せん断スパン比
- σ_{wy} ; せん断補強筋降伏強度 σ_B : コンクリート圧縮強度 p_t : 引張鉄筋比 p_w : せん断補強筋比 σ_0 : 圧縮軸応力度 b: 部材幅 j: 部材の応力中心間距離

(2) 山本式

$$Q_{su} = k_r \cdot \left[\frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} \cdot (18 + \sigma_B)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right] b \cdot j$$
(2.14)

kr:低強度コンクリートの圧縮強度に応じて決定される低減係数

$$k_r = 0.244 + 0.056 \cdot \sigma_B \ \left[\sigma_B < 13.5, \ k_r \le 1.0\right]$$

(3) せん断圧縮耐力式

$$Q_{su} = \frac{2}{3} \cdot b \cdot D \cdot \tau_s \tag{2.15}$$

$$\tau_s = (\sigma_B - 3\sigma_t) \cdot \frac{tan\theta}{1 + tan^2\theta}$$
(2.16)

$$tan\theta = \frac{D}{h_0} \tag{2.17}$$

 σ_t :コンクリート引張強度 τ_s :部材断面中央におけるせん断応力

(4) せん断ひび割れ強度式

$$V_c = \left(\sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_t \cdot \sigma_0}\right) b \cdot D \tag{2.18}$$

図 2.22 に各試験体の水平荷重一部材角関係の包絡線と,各算定式を用いて算出した曲げ 耐力計算値(試験体 No.18-2),せん断耐力計算値(試験体 No.18-3)を併せて示す。また,表 2.4 に各試験体の実験における最大耐力と計算値の一覧を示す。試験体 No.18-2 では,曲げ略 算式による計算値が実験値を大幅に上回り,過大評価になった。累加強度式および圧縮領域 仮定式を用いた場合は安全側の評価であり,比較的精度良く評価された。試験体 No.18-3 で は,荒川 min 式および山本式による計算値が実験値を大幅に下回り,過小評価であった。一 方で,せん断圧縮耐力式では実験結果と比べほぼ誤差なく精度良く評価でき,せん断ひび割 れ強度式に関しても精度良くかつ安全側に評価される結果になった。

表 2.4 計算値および実験値一覧 (a) 試験体 No.18-2

	計算値(kN)	実験値(kN)	計算値/実験値
曲げ略算式	81.38		1.33
累加強度式	50.78	61.05	0.83
圧縮領域仮定式	56.70		0.93

(b) 試験体 No.18-3

	計算值(kN)	実験値(kN)	計算値/実験値
荒川 min 式	81.33		0.68
山本式	67.21		0.56
せん断圧縮耐力式	117.8	118.3	1.00
せん断ひび割れ 強度式	113.6		0.96

2.4 まとめ

丸鋼が使用された柱の部材性能および架構の構造性能を検討するために,柱試験体および 架構試験体の構造実験を行った。以下に得られた知見を示す。

- (1) 破壊形式は,架構試験体 No.17-1 は柱・梁端部の曲げ圧壊であり,架構試験体 No.18-1 は, 南柱(内法スパン比 3.2)の曲げ圧壊および北柱(内法スパン比 1.6)のせん断破壊であっ た。柱試験体 No.18-2 は端部コンクリートの曲げ圧壊,試験体 No.18-3 はせん断破壊であ った。
- (2) 試験体 No.17-1 および No.18-2 は最大耐力以降の耐力低下は緩やかで靭性能は十分であったが、せん断ひび割れによる破壊が進展した試験体 No.18-1 および No.18-3 は急激な耐力低下が見られ、靭性能は乏しかった。
- (3) 柱試験体 No.18-2 の最大耐力評価では、曲げ耐力は累加強度式または圧縮領域仮定式で 比較的精度良く評価できた。柱試験体 No.18-3 では、せん断耐力はせん断ひび割れ強度式 で精度良く安全側に評価できた。

第3章 架構試験体の構造解析

3.1 はじめに

本章では,第2章で示した架構試験体の静的加力試験で得られた荷重変形関係および崩壊 メカニズムを,既往の研究で提案されている算定式により評価可能か検討するために,架構 試験体 No.17-1 および No.18-1 の一方向静的非線形解析を行う。

3.2 解析概要

3.2.1 解析モデル

解析対象とする架構試験体 No.17-1, No.18-1 の概要は第2章の表 2.1, 図 2.1 および図 2.2 に示すとおりであり,解析モデルは,図 3.1(a)のように試験体を線材で置換した骨組モデルとした。柱,梁ともに材端に曲げばねおよびせん断ばね,材中央に軸ばねを有するモデルとした。モデルは図 3.1(b)に示すように,腰壁・垂壁がある場合は壁端部から,腰壁・垂壁がない場合は柱・梁のフェース位置から D/4 (D は部材せい)入った点から内側を剛域とした。危険断面は,壁を有する場合は壁のフェース位置,壁がない場合は柱梁の各フェース位置とした。軸力は実験と同様に軸力比 0.1 の軸力を柱頂部に導入した。

3.2.2 復元力特性

柱部材の耐力は第2章3節の考察より、曲げ耐力の算定には累加強度式および圧縮領域仮 定式をそれぞれ用い、せん断耐力の算定にはせん断ひび割れ強度式およびせん断圧縮耐力式 の小さい方を用いた。累加強度式--せん断耐力式、圧縮領域仮定式--せん断耐力式の2つの 組み合わせで耐力を算定し、各組み合わせでそれぞれ静的非線形解析を行った。なお、梁部 材の強度は累加強度式((2.4)式)により算定した。

試験体 No.17-1 の各部材の復元力特性を図 3.2 に,試験体 No.18-1 の各部材の復元力特性 を図 3.3 に示す。柱部材の曲げばねおよびせん断ばねは,最大荷重以降の耐力低下を考慮す る復元力特性とした。耐力低下する復元力特性を模擬するために,図 3.4 に示すように柱試 験体の実験結果に基づいて第 1~3 折れ点および崩壊点を設定し,各柱部材の復元力特性を定 めた。試験体 No.17-1 は,南北柱の曲げばねに曲げ降伏後の耐力低下を考慮した復元力特性 を設定した。試験体 No.18-1 は,南柱(柱内法 400mm)のせん断ばねにせん断破壊後の耐力 低下を考慮した復元力特性を設定し,北柱(柱内法 800mm)の曲げばねに曲げ降伏後の耐力 低下を考慮した復元力特性を設定した。ひび割れ後の剛性低下率は,菅野式((3.1)式,(3.2) 式)⁷による計算値を柱試験体の実験結果に基づき,図 3.5 に示すように菅野式の計算値に低 減係数 0.53 を乗じた値を用いた。なお,梁部材の復元力特性は,最大荷重以降の剛性は一定 とし,各柱部材の軸ばねは弾性とした。

図 3.2 試験体 No.17-1 復元力特性

3.3 解析結果

試験体 No.17-1 の解析結果を図 3.6, 図 3.7, 図 3.8 に, 試験体 No.18-1 の解析結果を図 3.9, 図 3.10, 図 3.11 に示す。

試験体 No.17-1 は、図 3.6 に示すように、累加強度式-せん断ひび割れ強度式、圧縮領域 仮定式-せん断ひび割れ強度式の各算定式の違いによる差異はなかった。解析では、南柱と 北柱がほぼ同時に曲げ降伏し、最大耐力に達する挙動を示した。実験結果と比較すると、最 大耐力は精度良く評価できる結果であった。また、最大耐力に至る過程および最大耐力以降 についても、実験結果に基づいて剛性低下率を設定したことで、概ね良好に実験結果を追跡 できた。破壊状況についても用いる算定式の違いによる大きな差異はなかった。破壊プロセ スは、実験ではほぼ同時に柱脚部および梁端部で曲げ圧壊が発生したのに対し、解析では柱 脚部で曲げ破壊が発生した後に梁端部で曲げ破壊が生じる結果であった。ただ、最終破壊状 況は、柱脚部および梁端部の曲げ降伏であり、実験と同様の結果であった。

試験体 No.18-1 は、図 3.9 に示すように、用いる算定式による荷重変形関係の大きな差は なかった。解析では、南柱のせん断破壊により最大耐力に達すると同時に耐力が急激に低下 し、その後北柱が曲げ降伏し、以降は緩やかに耐力が低下していく挙動を示した。実験結果 と比較すると、解析での最大耐力が実験値に対してやや大きく、過大に評価される結果とな った。最大耐力に至る過程および最大荷重以降については、柱・梁の軸耐力の低下や軸方向 変形を未検討としたため若干の差異は生じたが、概ね良好に実験結果を追跡できた。破壊状 況は、試験体 No.17-1 の場合と同様に、用いる算定式の違いによる大きな差異はなかった。破 壊プロセスは、実験では南柱でせん断ひび割れおよび端部曲げ圧壊した後に、北柱で端部曲 げ圧壊発生したのに対し、解析でも同様の破壊プロセスを示す結果となった。

以上から,本検討の耐力低下を考慮した静的非線形解析におけるモデル化の妥当性と解析 結果の一定の整合性を確認した。

3.4 まとめ

架構試験体 No.17-1, No.18-1 を対象とする一方向静的非線形解析を行い,架構試験体の静 的加力試験で得られた架構の荷重変形関係・崩壊メカニズムを追跡可能か検討した。以下に 得られた知見を示す。

- (1) 耐力算定式として,累加強度式-せん断ひび割れ強度式,圧縮領域仮定式-せん断ひび 割れ強度式の2通りを用いたが,大きな差異は見られなかった。
- (2) 試験体 No.17-1 を対象とする解析では,実験結果と比較して荷重変形関係および最終破 壊形式を比較的精度良く評価できた。
- (3) 試験体 No.18-1 を対象とする解析では,最大耐力が実験値に対してやや危険側に評価される結果となった。一方で,最大耐力に至る過程と最大耐力以降および最終破壊形式は実験結果を概ね良好に評価でき,一定の整合性を確認した。

第4章 既存 RC 造建物の構造解析

4.1 はじめに

第3章での検討結果を踏まえて,本章では既存 RC 造建物の一方向静的非線形解析を行い, 鉄筋種類やコンクリート圧縮強度の違いが建物の残存耐震性能に及ぼす影響について検討す る。また,現行の耐震診断基準による計算結果と解析結果の比較検討を行い,丸鋼が使用さ れた低強度コンクリート既存 RC 造建物に対する耐震診断基準の妥当性についても検討を行 う。

4.2 解析概要

4.2.1 対象建物

解析対象の建物モデルは、地上3階建てのRC造建物で、片廊下型の平面タイプの建物である。1階平面図を図4.1に、軸組図を図4.2に示す。長辺方向はラーメン構造、短辺方向は耐震壁を含むラーメン構造で、長辺方向12スパン、短辺方向2スパンである。柱断面はすべて550mm×550mmで、梁および柱の断面リストを表4.1および表4.2に示す。鉄筋の規格強度は主筋315N/mm²、横補強筋278N/mm²とし、鉄筋種類(丸鋼、異形鉄筋)およびコンクリート強度(Fc10、Fc21)を主な解析因子とした。

(b) B 構面

符号 2G1, 3G1, RG1 2G2, 3G2, RG2 2G3, 3G3, RG3 400 300 300 0 Ö 0 0 0 0 0 断面 650 600 600 C 0 0 0 主筋 直径:19mm-6本 直径:22mm-6本 直径:25mm-8本 横補強筋 直径:9mm@350mm ピッチ 直径:9mm@350mm ピッチ

```
表 4.1 梁断面リスト
```

_		× ··		1
	符号	A-1~A-5, B-1~B-5	A-6~A-10, B-6~B10	A-11~A13, B-11~B13
	11.0	C-1~C-5	C-6~C-10	C-11~C13
3 F	断面	550	550 550 0 0 0 0 0 0	
	主筋	直径:19mm-4本 直径:16mm-8本	直径:22mm-4本 直径:19mm-4本	直径:19mm-8本
	横補強筋		直径:9mm@200 ピッチ	
	符号	A-1~A-5, B-1~B-5 C-1~C-5	A-6~A-12, B-6~B12 C-6~C-12	A13, B-13, C13
2 F	断面	550 550 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	550 550 0 0 0 0	
	主筋	直径:19mm-4本 直径:16mm-8本	直径:22mm-4本 直径:19mm-4本	直径:19mm-8本
	横補強筋		直径:9mm@200 ピッチ	
		A-1~A-5, B-1~B-5	A-6~A-10, B-6~B10	A-11~A13, B-11~B13
	付方	C-1~C-5	C-6~C-10	C-11~C13
1 F	断面			
	主筋	直径:19mm-8本 直径:16mm-4本	直径:22mm-4本 直径:19mm-4本	直径:22mm-8本
	横補強筋		直径:9mm@200 ピッチ	

表 4.2 柱断面リスト

4.2.2 解析ケース

本検討における解析ケースを表 4.3 に示す。解析ケースは、鉄筋種類、コンクリート強度、 柱部材の最大耐力以降における耐力低下の有無を解析因子として、それぞれの組み合わせで 全6通りである。鉄筋種類は丸鋼または異形鉄筋とし、使用する耐力算定式を区別すること で鉄筋種類の違いを考慮し、鉄筋断面積は同じとした。コンクリート強度は、低強度または 普通強度とし、低強度の場合は圧縮強度 10MPa, 普通強度の場合は圧縮強度 21MPa とした。 解析は各ケースをA, B, C 通りの各構面ごとに行った。載荷方法は変位制御とし、いずれか の層の最大層間変形角が2%に達した時点で載荷を終了した。

解析	始欲 新 新	コンクリート強度	最大耐力以降の		
ケース	<u></u>	(MPa)	耐力低下		
No.1	丸鋼	10	未考慮		
No.2	丸鋼	10	考慮		
No.3	丸鋼	21	考慮		
No.4	異形鉄筋	10	未考慮		
No.5	異形鉄筋	10	考慮		
No.6	異形鉄筋	21	考慮		

表 4.3 解析ケース

4.2.3 解析モデル

解析モデルは、図 4.3 に示すように試験体を線材で置換した骨組モデルとした。柱、梁と もに材端に曲げばねおよびせん断ばね、材中央に軸ばねを有するモデルとした。剛域は、腰 壁・垂壁がある場合は壁端部からとし、腰壁・垂壁がない場合は柱・梁のフェース位置から D/4 (D は部材せい)入った位置から内側に設定した。危険断面は壁を有する場合は壁のフェ ース位置,壁がない場合は柱梁の各フェース位置とした。なお,建物の単位面積当たりの重 量は 12kN/m²と仮定した。

4.2.4 復元力特性

柱の部材強度は、補強筋が丸鋼の場合は曲げ耐力算定に累加強度式を用い、せん断耐力算 定にせん断ひび割れ強度式およびせん断圧縮耐力式の小さい方を用いた。異形鉄筋の場合は 曲げ耐力算定に曲げ略算式を用い、せん断耐力算定に荒川 min 式を用いた。梁の部材強度は、 丸鋼の場合は曲げ耐力算定に累加強度式を、異形鉄筋の場合は曲げおよびせん断耐力算定に 腰壁・垂壁を考慮した式(4.1)および式(4.4)を用いた。柱および梁の耐力一覧を表 4.4~ 表 4.7 に示す。

補強筋を丸鋼とした場合の復元力特性を図 4.4 に,異形鉄筋とした場合の復元力特性を図 4.5 に示す。最大荷重以降の耐力低下を考慮する場合,丸鋼とした場合の復元力特性は,3章 と同様に,柱試験体の実験結果に基づいた第1~3 折れ点および崩壊点を設定し,各柱部材の 復元力特性を定めた。ひび割れ後の剛性低下についても3章と同様に,菅野式の計算値に低減係数 0.53 を乗じた値を用いた。異形鉄筋とした場合は,芳村らの研究⁸により定式化され た曲げ型部材およびせん断型部材の水平力-水平変形関係(図 4.6)に基づき,復元力特性を 定めた。ひび割れ後の剛性低下は菅野式による値を用いた。最大耐力以降の耐力低下を未考慮とする場合は,曲げばねおよびせん断ばねにおける最大荷重以降の剛性は一定として解析 を行った。なお,梁部材の最大荷重以降の剛性は一定とし,柱部材の軸ばねは弾性とした。

● 腰壁/垂壁付き梁の曲げ終局強度

$$M_u = a_{te} \cdot \sigma_y (d_e - 0.5x_n) \tag{4.1}$$

$$a_{te} = a_t + \sum a_t' \left(\frac{\sigma_{y'}}{\sigma_{y}}\right)$$
(4.2)

$$x_n = a_{te} \cdot \frac{\sigma_y}{0.85\sigma_B \cdot t} \tag{4.3}$$

a,':引張側壁主筋断面積

σ_ν':引張側壁主筋の降伏点強度

t: 圧縮側壁の壁厚

d_e:引張側鉄筋群の重心から圧縮縁までの距離

● 腰壁/垂壁付き梁のせん断終局強度

$$Q_{su} = \left[\frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} \cdot (18 + \sigma_B)}{\frac{M}{Qd_e} + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}\right] b_e \cdot j_e$$
(4.4)

$$p_{we} = p_w \left(\frac{b}{b_e}\right) + p_S \left(\frac{t}{b_e}\right) \tag{4.5}$$

- *b*_e:置換長方形断面の梁幅
- je: 応力中心間距離
- *ps*:壁の横補強筋比

図 4.6 芳村らの研究による水平カー水平変形関係

		丸鋼-Fc10		丸鋼-Fc21			
構	REE		曲げ強度	せん断強度	曲げ強度	せん断強度	
面	陷	付万	(kN·m)	(kN)	(kN·m)	(kN)	
		A-1	189.6		243.5	502.5	
		A-2~A-4	196.5		260.4		
	3F	A-5~A-10	186.4	285.2	236.5	543.8	
		A-11~A-12	174.4		213.4		
		A-13	163.1		194.4	502.5	
		A-1	196.5		260.4	543.8	
А	2F	A-2~A-12	205.5	285.2	291.9	618.2	
構		A-13	174.4		213.4	543.8	
面		A-1	201.8		276.5	582.2	
		A-2~A-5	208.0		320.3		
		A-6~A-9	206.9		300.7		
	1F	A-10	206.9	285.2	300.7	684.6	
		A-11	207.8		309.8		
		A-12	207.8		207.8		
		A-13	198.0		264.3	582.2	
	3F	B-1	183.2	285.2	229.9	516.6	
		B-2, B-4	193.7	475.1	253.0		
		B-3, B-5	193.7	285.2	253.0		
		B-6, B-8, B-10	191.6	475.1	248.1	569.7	
		B-7, B-9	191.6		248.1		
		B-11	181.0	285.2	225.6		
		B-13	167.1		200.8	516.6	
		B-1	193.7	285.2	253.1	569.7	
		B-2, B-4	206.1	475.1	295.2		
В		B-3, B-5	206.1	285.2	295.2		
構	2F	B-6, B-8, B-10	205.3	475.1	290.9	663.2	
面		B-7, B-9	205.3	285.2	290.9		
		B-11	200.2	204.2	271.0		
		B-13	181.0	204.3	253.1	569.7	
		B-1	205.8	285.2	293.5	618.2	
		B-2, B-4	203.9	475.3	345.6		
		B-3, B-5	203.9	285.2	345.6		
	1F	B-6, B-8, B-9	207.4	475.1	328.2	745.1	
		B-7, B-10	207.4	285.2	328.2		
		B-11	206.2	204.2	336.3		
		B-13	202.9	204.3	280.3	618.2	

表 4.4 柱耐力一覧(丸鋼)

		丸鋼-Fc10		丸鋼-Fc21			
構	RHL	佐旦	曲げ強度	せん断強度	曲げ強度	せん断強度	
面	り白	行力	(kN·m)	(kN)	(kN·m)	(kN)	
		C-1	176.2	441.8	216.6	484.9	
		C-2~C-5	182.0		227.5	510.8	
	3F	C6~C-10	179.2	467.5	222.2		
		C-11~C-12	165.5		198.2		
		C-13	158.2	441.8	186.6	484.9	
С	2F	C-1	164.5	467.5	227.5	510.8	
構		C-2~C-12	189.6	475.1	243.5	559.2	
面		C-13	165.5	467.5	198.2	510.8	
		C-1	195.3		257.1	535.5	
		C-2~C-5	204.2		285.8		
	1F	C6~C-10	201.1	475.1	274.0	603.6	
		C-11~C-12	201.0		273.8		
		C-13	189.9		244.2	535.5	

表 4.5 柱耐力一覧(異形鉄筋)

		異形-Fc10		異形-Fc21		
構	REL	你 曱.	曲げ強度	せん断強度	曲げ強度	せん断強度
面	咱	付万	(kN · m)	(kN)	(kN·m)	(kN)
		A-1	182.6	253.2	183.1	305.2
		A-2~A-4	206.2	260.7	207.9	312.7
	3F	A-5~A-10	193.4	262.9	195.1	316.0
		A-11~A-12	166.8	256.8	168.5	307.3
		A-13	143.3	249.3	143.7	299.8
	2F	A-1	206.2	260.7	207.9	312.7
А		A-2~A-12	248.4	278.0	255.2	330.9
構		A-13	166.8	256.8	168.6	307.3
面		A-1	228.1	273.1	231.9	327.1
		A-2~A-5	284.1	295.7	299.5	349.7
		A-6~A-9	271.4	293.0	286.7	346.0
	1F	A-10	271.4	413.4	286.7	513.6
		A-11	284.7	418.6	300.0	520.9
		A-12	284.7	295.8	300.0	349.8
		A-13	228.7	273.2	232.5	327.3

		異形-Fc10		異形-Fc21		
構	17EK	府日	曲げ強度	せん断強度	曲げ強度	せん断強度
面	陷	付方	(kN · m)	(kN)	(kN·m)	(kN)
		B-1	167.7	255.7	168.4	307.7
		B-2, B-4	198.0	384.0	201.0	482.6
		B-3, B-5	198.0	265.7	201.0	317.8
	3F	B-6, B-8, B-10	208.2	388.3	211.2	488.6
		B-7, B-9	208.2	268.0	211.2	320.9
		B-11	181.6	261.8	184.6	312.3
		B-13	151.3	251.8	152.1	302.3
		B-1	198.0	265.7	201.0	317.8
		B-2, B-4	250.0	404.1	262.0	502.6
В		B-3, B-5	250.0	285.7	262.0	337.8
構	2F	B-6, B-8, B-10	260.2	408.4	272.3	508.6
面		B-7, B-9	260.2	288.0	272.3	341.0
		B-11	233.6	281.8	245.7	332.4
		B-13	181.6	226.6	184.6	263.2
	1F	B-1	248.4	280.6	255.2	334.6
		B-2, B-4	313.4	433.4	340.6	535.6
		B-3, B-5	313.4	308.0	340.6	361.0
		B-6, B-8, B-9	300.6	428.4	327.9	528.6
		B-7, B-10	300.6	310.8	327.9	364.8
		B-11	314.0	273.1	341.2	312.3
		B-13	249.0	243.0	255.8	282.3
		C-1	149.7	368.5	149.9	467.0
		C-2~C-5	164.5	373.0	165.1	471.5
	3F	C6~C-10	174.7	377.3	175.3	477.5
		C-11~C-12	148.1	365.6	148.7	461.3
		C-13	133.4	361.1	133.5	456.8
С		C-1	169.5	373.0	165.1	471.5
構	2F	C-2~C-12	202.4	386.2	204.8	486.5
面		C-13	148.1	365.6	148.7	461.3
		C-1	201.6	386.8	202.0	489.0
		C-2~C-5	240.5	400.2	246.0	502.4
	1F	C6~C-10	241.0	400.4	246.6	502.7
		C-11~C-12	227.5	395.2	232.9	495.5
		C-13	202.2	387.0	203.5	489.3

		丸鋼-Fc10		丸鋼-Fc21		
構	限比	放旦	曲げ強度	せん断強度	曲げ強度	せん断強度
面	咱	付万	$(kN \cdot m)$	(kN)	$(kN \cdot m)$	(kN)
A	3F	RG1	125.0	126.7	202.5	149.8
		RG2	155.0	130.1	285.5	155.7
	25	3G1	799 /	589.8	1655 7	753.7
冊	ZΓ	3G2	/88.4	619.8	1033.7	795.5
Ш	11	2G1	700 /	589.8	1655 7	753.7
	ПГ	2G2	/00.4	619.8	1055.7	795.5
	3F	RG1	700 4	589.8	1655 7	753.7
		RG2	/88.4	619.8	1633.7	795.5
		RG3	1125.0	987.8	2362.5	1282.1
В	2F	3G1	788.4	589.8	1655 7	753.7
構		3G2		619.8	1033.7	795.5
面		3G3	211.3	217.6	443.6	264.3
		2G1	700 /	589.8	1655 7	753.7
	1F	2G2	/00.4	619.8	1033.7	795.5
		2G3	211.3	217.6	443.6	264.3
	215	RG1	799.4	589.8	1655 7	753.7
C	эг	RG2	/00.4	619.8	1033.7	795.5
し +進	25	3G1	2242.0	1011.1	4021.0	1292.0
1円	ZΓ	3G2	2343.0	1062.6	4921.9	1363.7
ш	11	2G1	7210 0	1011.1	4021.0	1292.0
	IF	2G2	2348.8	1062.6	4921.9	1363.7

表 4.6 梁耐力一覧(丸鋼)

		異形-Fc10		異形-Fc21		
構	化比	<i>防</i> 旦.	曲げ強度	せん断強度	曲げ強度	せん断強度
面	咱	付万	(kN · m)	(kN)	(kN · m)	(kN)
	215	RG1	132.8	126.7	132.8	149.8
	31	RG2	177.8	130.1	177.8	155.7
A 提	25	3G1	338.2	589.8	338.2	753.7
冊	ZΓ	3G2	452.5	619.8	452.5	795.5
Щ	11	2G1	338.2	589.8	338.2	753.7
	ΙГ	2G2	452.5	619.8	452.5	795.5
	3F	RG1	338.2	589.8	338.2	753.7
		RG2	452.5	619.8	452.5	795.5
		RG3	779.5	987.8	779.5	1282.1
В	2F	3G1	338.2	589.8	338.2	753.7
構		3G2	452.5	619.8	452.5	795.5
面		3G3	334.1	217.6	334.1	264.3
		2G1	338.2	589.8	338.2	753.7
	1F	2G2	452.5	619.8	452.5	795.5
		2G3	334.1	217.6	334.1	264.3
	2E	RG1	338.2	589.8	338.2	753.7
C	31	RG2	452.5	619.8	452.5	795.5
し 1世	25	3G1	579.7	1011.1	579.7	1292.0
旧田田田	ZΓ	3G2	775.7	1062.6	775.7	1363.7
Ш	11	2G1	579.7	1011.1	579.7	1292.0
	IF	2G2	775.7	1062.6	775.7	1363.7

表 4.7 梁耐力一覧(異形鉄筋)

4.3 解析結果

解析結果として,各解析ケースでの荷重変形関係および破壊状況を図 4.7~図 4.18 に示 す。また,荷重変形関係の比較図を図 4.19 および図 4.20 に示す。

解析ケース No.1, No.2, No.3 は,破壊状況に大きな差異は見られず,各構面とも最終破壊 状況は1階柱の曲げ降伏であった。最大層せん断力は、コンクリート強度が大きい No.3 が, No.1, No.2 に比べて大きい結果となった。No.1 では耐力低下未考慮のため最大耐力以降は最 大耐力を維持したまま変形が進展する挙動を示したが, No.2, No.3 では耐力低下を考慮して いることから,1層柱の曲げ降伏に伴い荷重が緩やかに低下していく挙動が見られ,終局状態 に至る部材も確認された。

解析ケース No.4, No.5 の最終破壊状況は,A構面では曲げ降伏,B構面では曲げ降伏とせん断破壊の混在,C構面ではせん断破壊となった。解析ケース No.6 の場合は,A構面では曲 げ降伏,B構面では曲げ降伏とせん断破壊の混在,C構面では曲げ降伏となった。各ケースと もに1階の柱に破壊が集中する結果となった。最大層せん断力は,コンクリート強度が大き い No.6 が,No.4,No.5 に比べて若干大きい結果となった。No.4 では耐力低下未考慮のため 最大耐力以降は最大荷重を維持したまま変形が進展する挙動を示したが,No.5,No.6 では耐 力低下を考慮しているため,曲げ降伏後の緩やかな耐力低下やせん断破壊後の急激な耐力低 下が見られた。1階のほぼすべての柱がせん断破壊となった No.5 のC構面では,急激な耐力 低下により1層の耐力が大幅に減少する結果となった。

解析因子による差異を比較すると、図 4.19 に示すように丸鋼と異形鉄筋では大きな違い が確認された。A 構面では Fc10 の場合,最大耐力で約 1000kN の差があり,最大耐力以降の 層せん断力に関しても,丸鋼では約 2000kN,異形鉄筋では約 3000kN と大きな差が生じた。 B 構面では,丸鋼の場合は曲げ降伏,異形鉄筋の場合は曲げ降伏とせん断破壊の混在と,最 終破壊状況が異なる結果となり,Fc21 の場合では最大耐力と最大耐力以降の層せん断力に 大きな差異が生じた。C 構面の Fc10 の場合も,B 構面の場合と同様に破壊形式が異なる結 果となり,最大耐力以降の挙動に差異が見られた。

次に、最大荷重以降の耐力低下を考慮した場合と未考慮の場合を比較する。図 4.20 より、鉄筋種類に関係なく、耐力低下を考慮した場合の最大耐力以降の層せん断力は、未考慮の場合に比べ小さくなること確認された。B 構面において、丸鋼では約 1000kN、異形鉄筋では約 2000kN ほど小さくなっていることがわかる。

以上から,鉄筋種類,コンクリート強度,耐力低下の考慮・未考慮の違いにより,各部材 の破壊状況,最大層せん断力および最大耐力以降の残存耐震性能が異なる結果になることを 示した。鉄筋種類やコンクリート強度に応じて,適切な耐力算定式を用いることが重要であ り,最大層せん断力以降の耐力低下についても各部材のポストピーク挙動を適切に考慮する 必要があることが確認された。 ● 解析ケース No.1 (丸鋼-Fc10-耐力低下未考慮)

● 解析ケース No.2 (丸鋼-Fc10-耐力低下考慮)

● 解析ケース No.3 (丸鋼-Fc21-耐力低下考慮)

● 解析ケース No.4 (異形鉄筋-Fc10-耐力低下未考慮)

● 解析ケース No.5 (異形鉄筋-Fc10-耐力低下考慮)

図 4.20 耐力低下考慮・未考慮による比較

4.4 耐震診断と解析結果の比較

解析対象建物の B 構面を対象に耐震診断を行い,解析結果との比較を行った。耐震診断基準に従い B 構面の 2 次診断を行った。本検討ではコンクリート強度は普通強度とし,21 MPa として計算を行った。建物重量は 12kN/m²とし,形状指標 S_D は耐震診断基準に従い算定し,経年指標 T は 1.0 として計算した。表 4.8 および図 4.21 に耐震診断結果を示す。耐震診断では,内法スパンが 1100mm の柱は極脆性柱,その他の柱は全て曲げ柱と判定された。1 階および 2 階で構造耐震指標 I_sが 0.6 を下回り,耐震性に「疑問あり」の結果であった。

図 4.22 に B 構面 1 階における耐震診断結果と,解析ケース No.3 (丸鋼, Fc21,耐力低下 考慮)の解析結果の比較を示す。解析結果における 1 階柱の破壊形式は曲げ柱のみだったが, 耐震診断では曲げ柱とせん断柱の混在になり,異なる破壊形式の結果になった。これにより, 耐震診断基準では最大層せん断力および最大耐力以降の残存耐力を過小評価する結果になっ た。耐震診断基準に基づく耐力算定式では,鉄筋が丸鋼であることが適切に考慮されていな いために,破壊形式および残存耐力に差異が生じたと考えられる。これまでの耐震診断では, 鉄筋種類の区別をせず,補強筋が丸鋼・異形鉄筋のどちらに対しても耐震診断基準を適用し て既存 RC 造建物を診断・改修している。しかし,本検討で示したように,現行の耐震診断基 準では丸鋼が使用された既存 RC 造建物の耐震性能を適切に評価できておらず,的確な耐震 安全性能およびその残存性能の評価精度は十分ではないことが示唆された。

		靭性	強度	保有性能	形状	経年	構造耐震	保有水平	
方向	階	指標	指標	基本指標	指標	指標	指標	耐力指標	
		F	С	E_0	S_D	Т	I_s	$C_{TU} \cdot S_D$	
x	3	0.8	1.28	0.87	1.0	1.0	0.87	0.88	
	2	0.8	0.72	0.47	1.0	1.0	0.47	0.46	
	1	0.8	0.54	0.35	1.0	1.0	0.35	0.32	

表 4.8 耐震診断結果(B構面)

54

4.5 まとめ

本章では、RC 造建物を対象とする一方向静的非線形解析を行い、鉄筋種類やコンクリート 圧縮強度の違いが RC 造建物の残存耐震性能に及ぼす影響や差異について検討を行った。ま た、現行の耐震診断基準との比較検討を行った。以下に得られた知見を示す。

- (1) 鉄筋が丸鋼の場合の破壊形式は1階柱の曲げ降伏になったが,異形鉄筋の場合はせん断破 壊が生じる構面もあり,鉄筋種類が異なることで破壊形式が異なる結果になることが確認 された。また,鉄筋種類によって,最大層せん断力および最大耐力以降の挙動についても 差異が生じることが確認された。
- (2) 耐力低下を考慮した場合と未考慮の場合では、鉄筋種類にかかわらず、最大耐力以降の挙動に大きな差異が生じることが確認された。
- (3) 耐震診断基準に基づく耐震診断結果は,丸鋼が使用された普通強度コンクリートの既存建物の残存耐震性能を適切に評価できないことが示唆された。

第5章 結論

丸鋼が使用された既存 RC 造建物の残存耐震性能を検討するために,1971 年以前の旧基準 で設計された既存 RC 造建物を想定して,架構試験体および柱試験体の構造実験を行った。 また,架構試験体および RC 造建物を対象とする静的非線形解析を行い,既存算定式の適合 性,崩壊に至るまでの挙動,鉄筋種類やコンクリート強度の違いが残存耐震性能に及ぼす影響を検討した。本研究で得られた知見を以下に示す。

丸鋼が使用された柱試験体および架構試験体の構造実験では,架構試験体 No.17-1 の破壊 形式は柱・梁端部の曲げ圧壊であり,架構試験体 No.18-1 の破壊形式は,内法スパン比 3.2 の 南柱が曲げ圧壊,内法スパン比 1.6 の北柱がせん断破壊であった。柱試験体 No.18-2 の破壊形 式は端部コンクリートの曲げ圧壊,試験体 No.18-3 の破壊形式はせん断破壊であった。曲げ 圧壊に至った試験体は,最大耐力以降の耐力低下が緩やかで靱性能は十分であったが,せん 断破壊に至った試験体は急激な耐力低下が見られ,靱性能は乏しかった。柱試験体の実験結 果より,丸鋼が使用された柱の最大耐力の評価については,曲げ耐力は累加強度式または圧 縮領域仮定式で,せん断耐力はせん断圧縮耐力式またはせん断ひび割れ強度式によって精度 良く安全側に評価可能であることを示した。

架構試験体の構造解析では,耐力算定式に累加強度式-せん断ひび割れ強度式,圧縮領域 仮定式-せん断ひび割れ強度式を用い,復元力特性を実験結果に基づいて設定することで, 実験結果を概ね良好に評価でき,解析結果に一定の整合性があることを確認した。

架構試験体の構造解析結果を踏まえて,既存 RC 造建物の構造解析を行い,鉄筋種類やコ ンクリート圧縮強度の違いが建物の残存耐震性能に及ぼす影響について検討を行った。解析 結果より,鉄筋種類が丸鋼か異形鉄筋かの違いにより,破壊形式が異なる結果となることが 確認され,最大層せん断力および最大耐力以降の挙動についても差異が確認された。また, 耐力低下を考慮する場合と未考慮の場合では,最大耐力以降の挙動に差異が生じるため,残 存性能を評価する場合は各部材の耐力低下挙動を適切に考慮する必要があることを示した。 耐震診断基準に基づく耐震診断結果と解析結果の比較によって,現行の耐震診断基準では丸 鋼が使用された既存 RC 造建物の耐震性能を過小評価することが確認され,残存耐震性能を 的確に評価できないことが示唆された。

謝辞

本論文は,筆者が筑波大学大学院博士課程システム情報工学研究科の大学院生として,在 学中の2年間に行った研究の成果をまとめたものです。

本論文を執筆するにあたり,多くの方々のご指導,ご協力を頂きました。指導教員であり ます筑波大学准教授 八十島章先生には,研究に着手する際の実験準備および論文推敲に至る まで,終始丁寧かつ熱心にご指導,ご鞭撻を賜りました。ここに心より深く感謝の意を表し ます。副指導教員であります筑波大学教授 金久保利之先生,筑波大学教授 境有紀先生には, 工学者としての考え方と研究に対する助言をご教授頂きました。特に,副指導教員でありま す金久保利之先生には,研究や就職活動に対して有益な助言を多数頂きました。筑波大学技 術職員 小島篤志氏には,実験時に多くのご協力を頂きましたことを感謝致します。

本研究を行うにあたり、金久保・八十島研究室の多くの方々に実験のご協力を頂きました。 特に、大塚雅高氏、安田卓氏には実験手伝いなど様々な面で支えとなって頂きました。同期 にあたる髙橋拓也氏には研究の相談から手伝いまで多くの支援を頂きました。研究室の皆様 から多数のご協力を頂きました。ここに感謝の意を表するとともに、今後のご活躍を期待し ております。

最後に、私事で誠に恐縮ですが、大学生活を支えてくださった家族と大学生活で多くの時 間を共有した友に感謝いたします。

> 2019年1月吉日 八戸 孝聡

参考文献

- 1) 日本建築防災協会:2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解 説,2001
- 2) 安田卓,八戸孝聡,八十島章:丸鋼が使用された RC 造架構の残存耐震性能に関する研究 その1実験概要,日本建築学会大会学術講演梗概集(東北),2018.9
- 3) 八戸孝聡, 安田卓, 八十島章: 丸鋼が使用された RC 造架構の残存耐震性能に関する研究 その2既存算定式の適合性検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), 2018.9
- 4) 日本コンクリート工学会中国支部:低強度コンクリートの既存建築物の耐震診断と耐震 補強 シンポジウム, 2013.7
- 5) 八十島章,荒木秀夫:低強度コンクリート柱の崩壊に至るまでの復元力特性-低強度コンクリート部材の残存耐震性能に関する研究 その1-,日本建築学会構造系論文集,第78巻693号,pp1923-1930,2013
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針(案)・同解説, 1997
- 7) 菅野俊介:鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究-曲げ降伏するはり、柱および無開口耐震壁の強度と剛性に関する実験的研究-、日本コンクリート工学会コンクリートジャーナル、11巻2号、pp1-9、1973
- 8) 芳村学,高稻宜和:崩壊変形を含む鉄筋コンクリート柱の荷重低下域における挙動の定 式化,日本建築学会構造系論文集,第587号,pp163-171,2005
- 9) 荒木秀夫,根口百世,南宏一:低強度コンクリート建物の耐震補強の可能性,日本コンク リート工学会コンクリートジャーナル,48巻7号,pp7 3-7 8,2010
- 10) 荒木秀夫, 伊木勇人: 主筋に丸鋼を用いた低強度コンクリート部材の耐震性能評価, 日本 建築学会技術報告集, 17 巻 35 号, pp167-170, 2011.2
- 11) 松川和人, 三浦耕太, 高橋香菜子, 前田匡樹, 高橋典之, 中埜良昭, 衣笠秀行, 向井智久, 壁谷澤寿一, 福山洋: 脆性部材を有する RC 造架構の構造性能評価に関する実験 その 2 耐力低下部材を含む架構の解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 2011.8
- 12) 高橋香菜子,三浦耕太,松川和人,前田匡樹,高橋典之,中埜良昭,衣笠秀行,向井智久, 壁谷澤寿一,福山洋: 脆性部材を有する RC 造架構の構造性能評価に関する実験 その3 現行の耐震診断法の検証,日本建築学会大会学術講演梗概集(関東),2011.8
- 13) 松川和人,前田匡樹,三浦耕太,高橋香菜子:曲げ柱とせん断柱が混在する鉄筋コンクリート造架構の崩壊変形角推定に関する研究,日本建築学会構造工学論文集, Vol.58B, 2012.3