

Title	鉄筋コンクリート建築物の二次壁を考慮した住機能維 持限界を含む耐震性能評価法に関する研究
Author(s)	Yoon, Rokhyun
Citation	大阪大学, 2018, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.18910/70769
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

https://ir.library.osaka-u.ac.jp/

The University of Osaka

博士学位論文

鉄筋コンクリート建築物の二次壁を考慮した 住機能維持限界を含む耐震性能評価法に関する研究

YOON ROKHYUN

2018年6月

大阪大学大学院工学研究科

論文要旨

本論文は「鉄筋コンクリート建築物の二次壁を考慮した住機能維持限界を含む耐震性能 評価法に関する研究」と題し,RC 建物の二次壁を考慮した耐震性能評価法,さらには住機 能維持限界の定量化方法を提案することを主たる目的とする実験的,理論的研究である。本 論文は全9章から構成されている。

第1章「序論」では、本研究の背景と目的を示した。また、二次壁を有する RC 架構の耐 震性能および RC 壁の気密性能に関する過去の研究を抜粋してまとめた。

第2章「二次壁を有する RC 柱梁架構の実験」では、二次壁を有する RC 架構の構造性能を 明らかにするために、研究対象建物の桁行方向の単層単スパンを模擬する試験体を 3 体製 作し、二次壁と構造スリットの有無をパラメータとする構造実験を実施した。その結果、柱 梁架構と一体的な二次壁、構造スリットを有する二次壁がいずれも架構の水平剛性や耐力 の増大に寄与することを実験的に明らかにした。

第3章「二次壁を有する RC 柱梁架構のモデル化と検証」では,第2章の実験結果に基づ いて,梁に作用する軸力の影響および構造スリットに配筋された振れ止め筋の影響,二次壁 と柱との衝突を考慮して構造解析するためのモデル化方法を示し,構造解析を行った。提案 した解析モデルによる解析結果は実験結果を良好に再現し,これらのモデルの妥当性を確 認した。

第4章「実験結果に基づく耐損傷限界と安全限界の評価」では,第2章の実験結果に基づき,性能設計の観点から耐震性能評価指針に従いRC梁部材の各限界点の評価を行った。耐損傷限界については二次壁の影響を考慮し,安全限界については実験で梁主筋の座屈が発生したため梁主筋の座屈を考慮し評価する方法を提案した。これらの方法より,実験で観察された耐損傷限界および安全限界を定量的に評価できることを確認した。

第5章「RC 建物の住機能維持限界の考察」では、建築環境工学の観点から RC 建物の住機 能維持限界に着目し、被災した RC 建物を対象に気密性能 C 値を用いて住機能維持限界を評 価する一つの案を示した。さらに、第2章の実験結果に基づくひび割れモデルと気密性能 C 値を用いて住機能維持限界に相当する RC 建物の損傷量を試算し、気密性能と損傷量の関係 を示した。この試算において、RC 壁のひび割れによる開口の流量係数を一般開口と同じく 仮定したため、その実験的な取得が不可欠であることを指摘した。 第6章「RC壁の損傷-気密性関係の評価実験」では,RC建物の住機能維持限界を適切に 評価するため,地震によるRC壁の損傷(ひび割れ幅)を模擬し,RC壁の損傷と気密性能の 関係に関する実験データを取得した。その結果,RC壁の損傷(ひび割れ)による開口の流 量係数は一般開口の0.6より小さいことを明らかにした。

第7章「RC壁の損傷-気密性関係に基づく二次壁を有する柱梁架構の住機能維持限界の 評価」では、第2章の実験結果を対象とし、RC架構内の二次壁で観測されたせん断および 曲げひび割れ幅を算定するための幾何学的モデルを提案し、実験結果との比較を通してひ び割れ幅の算定方法の妥当性を確認した。さらに、ひび割れ幅の算定モデルと第6章の実験 結果を用いて、RC壁の住機能維持限界を明らかにした。その結果、本研究で提案した住機 能維持限界の定義の範囲では RC壁が耐損傷限界を超えても気密性能に基づく住機能を保持 する領域が存在することを明らかにした。

第8章「二次壁を有する RC 建物の耐震性能評価」では、研究対象建物について各限界に 対する RC 建物の耐震性能評価を行うため、プッシュオーバー解析を実施した。解析結果に 基づき、耐震性能評価指針に準じて耐損傷限界、安全限界に対する耐震性能評価を行った。 また、第7章で明らかにした RC 壁の住機能維持限界を同指針に応用して建物の住機能維持 限界を評価できることを示した。

第9章「結論」では本研究全体を総括し、今後の課題を示した。

本研究に関する既発表文献

1. 主論文

- <u>サロク現</u>,真田靖士,赤堀巧,鈴木卓,倉本洋:二次壁が単層単スパン RC 架構の水 平耐力に与える影響,日本建築学会構造系論文集, Vol.79, No.706, pp.1869-1878, 2014.12
- <u>Rokhyun Yoon</u>, Yasushi Sanada and Takumi Akahori : Analytical Simulations on Structural Experiments of One-Story One-Bay R/C Moment-Resisting Frames with Non-Structural Walls, Proceedings of 16WCEE, Paper No. 423, 2017.1
- <u>Rokhyun Yoon</u>, Yasushi Sanada, Takumi Akahori: Seismic Performance Evaluation of RC Moment-Resisting Frames with Typical Non-Structural Walls in Japan, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 15, pp. 544-557, 2017.9, (doi: 10.3151/jact.15.544)
- 4) <u>**サ**ロク現</u>,真田靖士,張政:二次壁を有する単層単スパン RC 架構の損傷挙動:実験 結果と二次壁のひび割れ幅の評価,構造工学論文集,Vol.64B, pp.383-390, 2018.3

2. 関連論文

査読論文

- 赤堀巧, <u>尹ロク現</u>, 鈴木卓, 真田靖士: スリット付き非構造壁の有無を変動因子とする RC 架構の静的載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.637-642, 2014.7
- 赤堀巧,真田靖士,鈴木卓,<u>尹ロク現</u>:三方スリット付き二次壁を有する RC 架構実験の解析的分析,構造工学論文集, Vol.61B, pp.81-87, 2015.3

学術会議・シンポジウム

- 3) <u>Rokhyun Yoon</u>, Yasushi Sanada, Suguru Suzuki, Takumi Akahori and Hiroshi Kuramoto : Structural Experiments of One-Story One-Bay R/C Moment Resisting Frames with Non-Structural Walls, Proceedings of the 16th Japan-Taiwan-Korea Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures, pp. 249-256, 2014.9
- 4) Zheng Zhang, <u>Rokhyun Yoon</u>, Yasushi Sanada: Evaluation of Crack Width in Nonstructural Walls: Experimental Results and Analytical Predictions, Proceedings of the 19th Japan-Taiwan-Korea Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures, pp. 231-242, 2017.9

日本建築学会大会学術講演梗概集・日本建築学会近畿支部研究報告集など

- 5) 赤堀巧, <u>尹ロク現</u>, 鈴木卓, 真田靖士, 倉本洋: スリット付き非構造壁の有無を変動 因子とする RC 架構の耐力評価に関する研究, 日本建築学会近畿支部研究報告集, Vol.54(構造系), pp.317-320, 2014.5
- 6) 赤堀巧, <u>尹ロク現</u>, 鈴木卓, 真田靖士, 倉本洋:二次壁を有する単層単スパン RC架構の構造実験: RC 造建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp719-720, 2014.9
- 7) <u>尹ロク現</u>,赤堀巧,鈴木卓,真田靖士,倉本洋:二次壁を有する単層単スパン RC架構の構造実験: RC 造建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発(その4),日本建築学会大会学術講演梗概集,構造IV,pp721-722, 2014.9
- <u>サロク現</u>,赤堀巧,鈴木卓,真田靖士:二次壁を有する単層単スパン RC 架構の構造 実験の解析的分析: RC 造建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発(その 12),日本 建築学会学術講演梗概集 2015(構造 IV), pp.347-348, 2015.9
- 赤堀巧, <u>尹ロク現</u>, 鈴木卓, 真田靖士:二次壁を有する単層単スパン RC 架構の構造 実験の解析的分析: RC 造建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発(その 13), 日本 建築学会学術講演梗概集 2015(構造 IV), pp.349-350, 2015.9
- 10) <u>サロク現</u>,赤堀巧,真田靖士:RC架構解析に基づく梁主筋座屈の評価法の提案:検証用実験の概要と解析:RC造建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発(その17),日本建築学会学術講演梗概集,構造IV,pp.279-280, 2016.8
- 赤堀巧, <u>尹ロク現</u>, 真田靖士: RC 架構解析に基づく梁主筋座屈の評価法の提案: 評価法の提案と検証結果: RC 造建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発(その18), 日本建築学会学術講演梗概集,構造 IV、pp.281-282、2016.8
- 12) 張政, <u>尹ロク現</u>, 真田靖士:二次壁の損傷評価に関する研究:ひび割れ幅の算定法の検証: RC 造建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発(その23),日本建築学会学術 講演梗概集,構造 IV, pp.625-626, 2017.7
- 13) <u>尹ロク現</u>, 張政, 真田靖士:二次壁の損傷評価に関する研究:ひび割れ幅の算定法の検証: RC 造建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発(その 24),日本建築学会学術 講演梗概集,構造 IV, pp.627-628, 2017.7
- 14) 河村英理子, Sujan Pradhan, <u>尹ロク現</u>, 真田靖士:主筋座屈を伴う鉄筋コンクリート造梁の静的載荷実験, 日本建築学会近畿支部研究報告集, Vol.58 (構造系), pp.521-524, 2018.6
- 水谷駿介, <u>尹ロク現</u>, 真田靖士, 桃井良尚: ひび割れを有する鉄筋コンクリート造の 気密性能の評価実験, 日本建築学会近畿支部研究報告集, Vol.58(構造系), pp.557-560, 2018.6

謝辞

本論文は、私が大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻博士後期課程の三年間の研 究成果をまとめたものとなっています。本論文の作成にあたり、大変多くの方々にご指導、 ご鞭撻を頂戴いたしました。ここに記して感謝の意を表します。

大阪大学大学院工学研究科,真田靖士准教授には,本論文の内容全体にわたって貴重なご 助言を頂くとともに,研究を遂行して行く上で必要な事柄についてご指導,ご鞭撻ください ました。そして,自分自身が将来,教師への姿に対して多大になる影響を与えてくださいま した。また,大阪大学に入学してから今日に至るまで研究環境および様々な経験の機会を与 えて頂きました。心よりお礼申し上げます。

大阪大学大学院工学研究科,宮本裕司教授,多田元英教授には,本論文の副査として,お 忙しい中,番査をお引き受けください,その際,厳しいご批判と適切なご指摘およびご助言 を賜りました。厚くお礼申し上げます。

大阪大学大学院工学研究科,鈴木卓助教には,あらゆることに対してお世話になり,一番 身近な方として多くの御助力を賜りました。心より感謝いたします。

福井大学学術研究院,桃井良尚講師には,本論文の気密性能評価実験にあたって,多方面 のご助言,ご協力を頂きました。ここに謝意を表します。

大阪大学大学院工学研究科,山中俊夫教授には,気密性能実験にあたって,気密性能測定 機および関連機器を提供してくださいました。気密性能評価実験を遂行できましたことに 厚くお礼申し上げます。

本研究は、平成25年度文部科学省委託研究「都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減 化プロジェクト②都市機能の維持・回復のための調査研究」の一部です。本論文の実験計画 ではRC分科会(主査:西山峰広京都大学教授)の委員から貴重なご意見を頂戴しました。 関係各位に謝意を表します。

当講座事務員の坂田奈緒美女史には事務作業のみだけでなく,常日頃からより良い研究 環境を与えてもらうため大変なご助力を頂きました。衷心より感謝致します。 大阪大学の真田研究室の先輩,同輩および後輩の方々,私が研究室に配属してから研究活動のみならず,日々の生活全般にわたって大変お世話になりました。楽しい学生生活を送る ことができたのは皆様のおかげだと思っております。心より感謝いたします。

ここに御名前を記した以外にもたくさんの方々にご指導・ご鞭撻を頂戴致しました。この 場をお借りして厚くお礼申し上げます。

最後に、私事となりますが、大阪大学に入学してから6年間、研究に専念できる環境を与 えていただいた母親に心より感謝致します。

なお、本研究は日本学術振興会特別研究員奨励費 15J00625(研究課題名:「鉄筋コンクリート建築物の機能維持限界の定量化を目的とする次世代の構造設計法の提案」,代表者: アク現)の助成を受けて実施したものです。ここに記して謝意を表します。

鉄筋コンクリート建築物の二次壁を考慮した 住機能維持限界を含む耐震性能評価に関する研究

<目次>

<論文要旨	i >	•••	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	Ι
<本研究に	関-	する	5既	発	表	論	文	>	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	Ш
<謝辞>・	•	•••	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	V
<目次>・	•	•••	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	VII

第1章 序論

1.1	研	究の背景と目的・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・1
1.2	 1	次壁を有する RC 架構の耐震性能評価に関する既往の研究・・・・・・ 5
1.2	.1	腰壁/垂れ壁付き RC 梁部材の耐震性能に関する既往の研究・・・・・5
1.2	.2	構造スリットを有する RC 架構の耐震性能に関する既往の研究・・・・11
1.2	.3	構造スリット内に振れ止め筋が配筋された RC 架構の耐震性能に関する
		既往の研究・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 13
1.3	鉄	筋コンクリート壁の気密性能に関する既往の研究・・・・・・・・・15
1.4	ま	とめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・17

第2章	二次壁を有する RC 架構の実験
0.1)

2.1 は	じめに・・	•••	•••	••	•	••	•••	•	•••	•••	•	•••	•	••	•	•	•	•	•	• 19
2.2 対	象建物・・	••	•••	••	•	••	•••	•	••	•••	•	•••	•	•••	•	•	•	•	•	• 19
2.3 実	験概要・・	••	••	•••	•	••	••	•	•••	••	•	••	•	••	•	•	•	•	•	• 21
2.3.1	試験体·	•••		•	••	••	• •	•	••	•••	•	•••	•	•••	•	•	•	•	•	• 21
2.3.2	材料特性	•••		•	••	••	• •	• •	•••	•••	•	•••	•	•••	•	•	•	•	•	• 26
2.3.3	載荷計画	•••		•	•••	••	• •	• •	•••	•••	•	•••	•	•••	•	•	•	•	•	• 21
2.3.4	測定計画	•••		•	••	••	• •	• •	•••	• •	•	•••	•	•••	•	•	•	•	•	• 30
2.4 破	壊状況およ	び荷	重-	変形	約月	関係	•••	•	•••	•••	•	•••	•	•••	•	•	•	•	•	• 35
2.4.1	試験体 BI	<u>-</u>	• •	•••	•	•••	•••	•	•••	•••	•	•••	•	•••	•	•	•	•	•	• 35
2.4.2	試験体 W	F••	•••	•	•••	• •	• •	•	•••		•	•••	•	•••	•	•	•	•	•	• 37

2.4	2 試験体 WFs・・・・・・・・・	•	•	•	•••	•	•	•••	•	•	•	•	•	•	•	• 40
2.5	梁の軸方向変形と柱による拘束効果	•••	•	•	•••	•	•	• •	•	•	•	•	•	•	•	• 43
2.6	上梁の曲率分布と塑性域長さ・・・	•••	•	•	•••	•	•	• •	•	•	•	•	•	•	•	• 45
2.7	まとめ・・・・・・・・・・・	••	•	•	••	•	•	• •	•	•	•	•	•	•	•	• 47

第3章 二次壁を有する RC 柱梁架構のモデル化と検証

3.1 は	じめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・49
3.2 解	析の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・50
3.2.2	試験体 BF・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・53
3.2.2	試験体 WF・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・53
3.2.3	試験体 WFs・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・55
3.2.4	材料モデル・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・57
3.3 実	験結果と解析結果の比較・・・・・・・・・・・・・・・・・・58
3.3.1	荷重-変形角関係・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 58
3.3.2	梁の軸方向伸びおよび軸力の影響・・・・・・・・・・・・・・・ 60
3.3.3	解析によるモーメント分布・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 62
3.4 ±	とめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・63

第4章 実験結果に基づく耐損傷限界と安全限界の評価

4.1 はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・· 65
4.2 梁部材の耐損傷限界点・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・66
4.2.1 主筋の引張降伏時の耐損傷限界変形角・・・・・・・・・・・・・67
4.2.1.1 梁部材における曲げ降伏時の変形角(試験体 BF)・・・・・・・67
4.2.1.2 二次壁を有する梁部材における曲げ降伏時の変形角 (試験体 WF)・69
4.2.1.3 スリット付き二次壁を有する梁部材における曲げ降伏時の変形角
(試験体 WFs)・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 70
4.2.2 残留ひび割れ幅による耐損傷限界変形角・・・・・・・・・・・・・73
4.2.2.1 梁部材の最大残留ひび割れ幅が 0.2mm となる変形角
(試験体 BF および WF)・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・73
4.2.2.2 スリット付き二次壁を有する梁部材における耐損傷限界点
(試験体 WFs)・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・76

4.2.3	RC 架構試験体の梁部材における耐損傷限界点の評価結果	•	•••	•	•	•	• 78
4.3 深	の安全限界点の評価・・・・・・・・・・・・・・・・	• •	•	•	•	•	• 81
4.3.1	梁主筋座屈発生のメカニズム・・・・・・・・・・・	• •	•••	•	•	•	• 82
4.3.2	繰り返し曲率を与える断面解析による検討・・・・・・	•	•••	•	•	•	• 85
4.3.2	梁主筋の座屈発生変形角の算定・・・・・・・・・・・	• (•••	•	•	•	• 89
4.4 ま	とめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	•••	•	•	•	•	• 92

第5章 RC 建物の住機能維持限界の考察

5.1	はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・93
5.2	住宅性能表示制度・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・94
5.3	相当隙間面積(C値)・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・96
5.4	気密性能(C値)を用いる暫定的な損傷量の試算・・・・・・・・・98
5.4	4.1 二次壁のモデル化・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・98
5.4	4.2 住機能維持限界に対応する損傷量の試算・・・・・・・・・・・・・・・・100
5.5	住機能維持限界を評価するための課題・・・・・・・・・・・・・・・・・102
5.4	まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・103

第6章	RC 壁の損傷ー	気密性関係の評価実験

6.1	は	じめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	• 105
6.2	実調	険概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	• 105
6.2.	1	試験体・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	• 105
6.2.2	2	材料特性・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	• 108
6.2.3	3	載荷計画・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	• 109
6.2.4	4	ひび割れ幅の測定計画・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	• 111
6.2.	5	気密測定計画・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	• 113
6.3	破壞	裏状況および荷重-変形角関係・・・・・・・・・・・・・・・・	• 116
6.3.	1	試験体 W-120・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	• 116
6.2.2	2	試験体 W-180・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	• 118
6.4	ひて	び割れ幅の算定結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	• 120
6.5	気	密測定結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	• 121
6.5.	1	通気特性(通気量 Q と差圧 ΔP の関係)・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	• 121

6.5.2	総相当隙間面積 αA ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
6.5.3	隙間特性値 n・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・12
6.5.4	流量係数 α ····································
6.6 ま	とめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・12'

第7章	RC 壁の損傷-	気密性関係に基	でく二次壁を有っ	トる柱梁架構の	主機能維持限界
の評価					

7.1 はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・129
7.2 二次壁のひび割れ幅の評価法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・130
7.2.1 試験体 WF のひび割れ幅の算定・・・・・・・・・・・・・・・・130
7.2.1.1 方立壁のせん断ひび割れ幅・・・・・・・・・・・・・・・・130
7.2.1.2 二次壁四隅の最大曲げひび割れ幅・・・・・・・・・・・・・・132
7.2.2 試験体 WFs のひび割れ幅の算定・・・・・・・・・・・・・・・・134
7.2.2.1 方立壁のせん断ひび割れ幅・・・・・・・・・・・・・・・・134
7.2.2.2 垂れ壁の最大曲げひび割れ幅・・・・・・・・・・・・・・135
7.3 ひび割れ幅の評価法の検証・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・139
7.3.1 ひび割れ幅の測定結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・141
7.3.2 試験体 WF・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・142
7.3.3 試験体 WFs・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・142
7.4 試験体 WFs の二次壁の塑性ヒンジ回転角 Rwの補正・・・・・・・・143
7.5 損傷量に基づく住機能維持限界の評価・・・・・・・・・・・・・・・144
7.6 まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・146

第8章	二次壁を有する RC 建物の耐震性能評価
8.1	はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・147
8.2	耐震性能評価法の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・148
8.2	.1 RC 建物のモデル化・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・148
8.2	.2 等価一次自由度系への縮約・・・・・・・・・・・・・・・・・・・152
8.2	.3 限界地震動倍率の算出・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・154
8.3	耐震性能評価結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・158
8.3	.1 プッシュオーバー解析結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・158

	8.3	.2	一次	縮約	結	₹・	•	•	•	•	•	•••	•	•	•	•	•	•	• •	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•]	160
	8.3	.3	各限	界点	にま	おけ	ける	限	界均	也氛	震重	釛伶	辛辛	<u>š</u> •	•	•	•	•	• •	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	162
	8.4	ま	とめ・	• •	•	•	• •	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	• •	•	•	•	•	•	•	•	•	•	167
第	9章	結	論																											
	9.1	本祖	研究の	つまと	こめ	•	•	•••	•	•	•	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	169
	9.2	今往	後の諌	題・	•	•	•	••	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	• •	•	•	•	•	•	•	•	•	•	171
<	参考了	文献	$> \cdot$	••	•••	•	•	•	•••	•	• •	•	•	•	•	•	•	•	• •	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	172

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

2011年東北地方太平洋沖地震 ¹⁾や 2016年熊本地震 ²⁾などの近年の国内の地震災害で は、既存不適格な鉄筋コンクリート系建物(以下,RC建物)を除外すると、RC建物の 柱、梁などの構造部材の地震動による被害は総じて小さかった。1981年施行の新耐震 設計法 ³⁾ やこれを満足しない既存不適格建物に対する耐震補強法 ⁴⁾が、RC建物の大地 震に対する終局安全性の確保に有効に機能した結果と判断される。一方、近年の地震に おける RC 建物の典型的な地震動被害として、大地震を想定した特別な配慮がなされて いない非構造壁の損傷が挙げられる(Photol.1.1)。これまでの構造設計の慣行に準じれ ば、構造部材ではない非構造壁に損傷が発生しても建物の安全性にはほとんど影響しな いと判断されるが、住機能性が著しく損なわれ、継続使用が困難となる事例が度々確認 されている ^{5),6)}。被災後における建物の「安全性」だけでなく、「継続使用性」が今後の RC 建物の構造設計における重要な耐震性能の目標になると考えられる。

RC 建物の継続使用性は、従来、構造性能の耐久性(損傷制御性)の観点からコンク リート表面のひび割れ幅に基づいて評価されてきた。中小地震に対する損傷制御性の確 保を目的とする許容応力度設計^つでは、数十年に1回遭遇する地震などを受けても、建 物は補修せずに『継続使用できること』、別の表現を用いれば、コンクリート表面のひ び割れ幅が 0.2~0.25mm(建物外面)に抑制されることが求められる。しかし、この制 限は RC 建物の住機能性と直接的な関係が希薄であるため、本研究では RC 建物の継続 使用性について、住機能性を維持できる限界として再定義することを大きな目的に掲げ、 建築環境工学の視点を考慮して再考する。

1



(a) 2011 東北太平洋沖地震





(b) 2016 熊本地震Photo1.1.1 近年の地震における非構造壁の損傷

国土交通省は 2000 年施行の住宅の品質確保の促進等に関する法律に基づいて,住宅 性能表示制度⁸⁾を運用している。この中で,快適な住環境には温熱環境,空気環境,光・ 視環境,音環境の4項目との関係が深い。本章の第一段落で記述したように,非構造壁 が地震により損傷すると,ひび割れや欠損部を通じて空気の移動が可能になるため,と くに温熱環境,空気環境,音環境に影響を与え得ると考えられる。壁面を貫通する空気 量を表す物理量として気密性能がある。わが国では地域の気温に基づいて地域区分し, 気密性能を C 値(相当隙間面積)として定めている。たとえば,被災地域である東北地 方では C 値が 2cm²/m²,比較的に温暖な熊本地方では C 値が 5cm²/m²である。この気密 性能を用いて,被災した RC 建物の住機能性を評価できる可能性がある。

以上の背景を踏まえて、本研究では、RC 建物の二次壁を考慮した耐震性能評価法さらには機能維持限界の定量化手法を提案することを目的として、以下に示す7段階の手順により研究を進めた。各段階の研究内容は本論文の2章から8章の研究内容に相当する。

- (1) 二次壁を有する RC 柱梁架構の耐震性能を実験的に評価する。(第2章)
- (2) 構造実験の知見に基づき、二次壁を考慮する解析モデルを提案する。また、実験 結果と比較を通して解析モデルの妥当性について確認する。(第3章)
- (3) 現行の耐震性能評価指針に基づき二次壁を有する RC 柱梁架構の耐損傷限界点, 安全限界点の評価を行い,実験結果における各限界点との比較を通して検証する。 (第4章)
- (4) 住機能性に基づく機能維持限界の定義を提案し、気密性能 C 値を用いて暫定的に 二次壁の損傷量を算定して、住機能維持限界の定義を RC 建物の従来にない限界 点として実用できる可能性を指摘する。(第5章)
- (5) RC 壁の気密測定実験を実施し, RC 壁の損傷-気密性関係を実験的に取得する。 (第6章)
- (6) 二次壁に発生したひび割れの損傷量を算定するための評価方法を提案する。気密 測定実験の結果に基づき,住機能維持限界に相当する損傷量を算定し,提案する

損傷量の評価方法を用いて住機能維持限界の評価を行う。(第7章)

(7) 本研究の対象建物についてプッシュオーバー解析を行う。解析結果を用いて, RC 建物の耐震性能評価指針の耐震性能評価手法に準じて耐損傷限界点,安全限界点 および住機能維持限界点に対する耐震性能評価を行い,各限界点に対する耐震性 能を比較,分析する。(第8章)

1.2 二次壁を有する RC 架構の耐震性能評価に関する既往の研究

日本では、限界耐力計算に代表される性能評価型の耐震設計法により、建物の耐震性 能に地震応答特性を考慮して設計する枠組みが整備されている。この枠組みを効果的に 運用するためには、建物に対する要求(Demand)と性能(Capacity)を適切に評価する 必要がある。しかしながら、RC 建物は主要構造部材が一体的に、場合によっては非構 造部材を含めて一体的に施工されるため、構造部材のみをモデル化して評価される性能 が、建物の真の性能を適切に表現していない場合がある。一方、多くの文献が二次壁が RC 架構の耐震性能に影響を与えることを報告している^{9など}。本項では二次壁を有する RC 架構の耐震性能に関する既往の研究をまとめる。

1.2.1 腰壁/垂れ壁付き RC 梁部材の耐震性能に関する既往の研究

前述したように、二次壁が RC 架構の耐震性能に影響を与えるため、この種の二次壁 を有する構造部材の耐震性能について、多くの研究がなされている。本項でその代表的 な事例を示す。

市之瀬ら⁹は構造スリットによって柱と分離させた腰壁を有する梁部材の構造性能 を明らかにするため, RC 柱梁接合部の静的載荷実験を実施した。試験体は Fig.1.2.1 に 示す4 階建て鉄筋コンクリート造学校建築の外構フレームの一部を模擬した 1/2 スケー ルの柱梁接合部である。試験体は3 体であり、スリットの有無、スリット幅および腰壁 の横筋の定着方法がパラメータである。Fig.1.2.2 に試験体の詳細図を示す。試験体 SW00 は腰壁と柱が一体のものであり、SW01 は 1.3cm 幅のスリットを設け、腰壁の横筋を延 長しスリットを通して柱に定着したものである。SW10 は 10cm 幅のスリットで腰壁と 柱を完全に分離したものである。

Fig.1.2.3 に各試験体における実験の荷重-変形関係を示す。実験結果では腰壁と柱が 一体の試験体 SW00 が初期剛性および最大耐力が最も大きく, 腰壁が剛性および耐力の 増分に寄与することが認められた。1.3cm 幅のスリットを設けた SW01 試験体では壁筋 を構造スリットを通して柱に定着させたため,力が腰壁に伝達し損傷が確認された。ま た,降伏耐力を比較すると,試験体 SW01 は試験体 SW10 の 1.5 倍程度となり腰壁と柱 に定着した壁筋の影響が確認された。一方,10cm 幅のスリットを設けた SW10 試験体 では,ひび割れによる損傷は梁端部に集中していることが確認された。また,繰返しに よる耐力低下は全く見られなかった。



Fig1.2.1 プロトタイプ建物の概要⁹⁾

SW01-





SW10

Fig1.2.2 各試験体の詳細図⁹⁾





SW01



SW10

(a) 荷重-変形関係



(b) R=1/100rad における損傷状況

Fig1.2.3 市之瀬らの構造スリットをパラメータとした RC 柱梁接合部の実験⁹⁾

楠ら^{10),11}は文献 9)の実験のような構造スリットを設けた垂れ壁付き梁の実験などが あるものの実験データが不足していたため,垂れ壁/腰壁が付く梁の構造性能について 明らかにすることを目的として曲げ破壊を想定した構造スリットを有する垂れ壁/腰壁 付き梁の構造実験を実施した。基準試験体 SP-S1 は梁のみ(200mm x 300mm)の試験 体,SP-S1 は構造スリットを有する垂れ壁/腰壁が付く梁の試験体であり,SP-S2 は SP-S1 の壁の長さを 350mm から 650mm に延長した試験体である。また,SP-S3 と 4 は両 側壁から片側壁とし,壁の長さはそれぞれ 350mm と 1400mm の試験体である (Fig.1.2.4(a))。

Fig.1.2.4(b)に各試験体における荷重-変形関係を示す。実験結果では梁のみの試験体 SP-B1 に対し、構造スリットを設けた垂れ壁/腰壁が付帯した試験体 SP-S1~4 の降伏耐 力は変わらないものの、初期剛性および、降伏時剛性が大きくなることが報告された。 さらに、壁が取り付くことにより梁主筋降伏時の変形が小さくなることが確認でき、初 期剛性および降伏時変形では壁の影響は無視できないことが報告された。

以上の研究より,二次壁および構造スリットを有する二次壁付き梁の耐震性能評価に 二次壁の影響を無視できないことが確認され,この種の梁について耐震性能評価を行う 際には二次壁の影響を適切に評価する必要があることがわかる。

8









SP-S3



SP-S2



SP-S4





| |△ 曲げひび割れ点

◇ 梁主筋降伏点

O 最大せん断力点

-1/50 -1/100 -1/200 -120









SP-B1

全体变形 (mm)



SP-B1



Fig1.2.4 楠らの構造スリットを有する二次壁の実験^{10,11)}

1.2.2 構造スリットを有する RC 架構の耐震性能に関する既往の研究

田尻らに¹²⁾より,梁間方向1スパン,桁行方向多スパンのRC造6階建て共同住宅を 想定した。桁行方向の廊下側構面の下2層半,両外柱とそれらをつなぐ梁からなる1ス パンの試験体の実験が報告されている。試験体は構造スリットの有無を変数とした2体 である。Fig.1.2.1(a)に試験体の形状を示す。

Fig.1.2.1(b)に荷重-変形の関係を示す。二次壁を有する試験体では高い強度を確保す ることができるが,最大強度に到達した後の損傷量が増大し,耐力の劣化が大きくなる。 一方,構造スリット付き二次壁を有する試験体では,強度は低くなるが変形性能に優れ, 損傷を抑えることができた。また,スリットのある試験体において,梁端と1階柱脚部 が降伏する崩壊系を想定した場合,試験体の水平耐力は 206kN と算出され,実験値は この値よりも 69%大きくなっている。実験結果によると,二次壁に構造スリット設け柱 梁から分離しても純フレームの挙動とは異なり,壁が架構の挙動に影響を与えることが 報告されている。

以上の研究より, RC 架構の構造性能に二次壁が影響を与えることが確認できた。と くに,二次壁を有することで高い強度を保有することができることと構造スリットを設 けることで変形性能が高くなり,また,二次壁の損傷も制御できることが確認できた。 しかしながら,二次壁に構造スリットを設けても純フレームの挙動とは異なることが確 認され,耐震性能評価には二次壁の影響を考慮する必要があることを示した。



(a) 試験体の形状



Fig1.2.5 田尻らの二時壁を有する RC 架構の実験¹²⁾

1.2.3 構造スリット内に振れ止め筋が配筋された RC 架構の耐震性能に関する既往の 研究

柳沢ら¹³は, 三方スリット付き二次壁を有する RC 架構の耐震性能を評価ことを目的 として静的載荷実験を実施した。試験体は3体とし,試験体のパラメータは二次壁の有 無およびスリットに配筋される振れ止め筋量である (Fig.1.2.6(a))。試験体 FR30 は柱梁 架構の試験体であり,試験体 FR3sw13 は三方スリット付き二次壁を有する試験体であ る。さらに,同試験体の構造スリット内には振れ止め筋(鉛直/水平スリット:D3@180) が配筋されている。試験体 FR3sw52 は試験体 FR3sw13 と同様に三方スリット付き二次 壁の試験体であるものの,振れ止め筋量(鉛直スリット:D3@90,水平スリット:D3@45) は試験体 FRsw13 より多いものである。

Fig.1.2.6(b)に各試験体における荷重-変形角関係を示す。実験結果では構造スリット 付き二次壁を有する他の研究と同様に構造スリットを設けることで梁降伏時の耐力の 変化は見られないものの,梁に二次壁が付帯していることより初期剛性が大きくなるこ とを確認した。一方,構造スリット内に振れ止め筋を配筋した試験体 FR3sw13 および FR3sw52は初期剛性および梁降伏時の耐力が増加することが確認された(Fig.1.2.6(c))。 さらに,振れ止め筋量によってもその増分が変化することが確認された。また,二次壁 が柱に衝突する前までは二次壁の損傷を制御できることが実験的に確認された。二次壁

以上の研究により、構造スリット内に配筋する振れ止め筋が RC 架構の剛性および耐力に寄与することを実験で確認した。構造スリット内に振れ止め筋を配筋する場合は振れ止め筋を考慮して耐震性能を適切に評価する必要があることを確認した。



(a) 試験体の詳細図

Fig1.2.6 柳沢らの三方スリットおよび振れ止め筋をパラメータとした RC 架構実験¹³⁾





FR3SW13





(b) 荷重-変形関係



Fig1.2.6 柳沢らの三方スリットおよび振れ止め筋をパラメータとした RC 架構実験¹³⁾

1.3 鉄筋コンクリート壁の気密性能に関する既往の研究

鈴木ら¹⁴⁻¹⁷は、原子炉建屋の鉄筋コンクリート壁を想定し、壁厚や材料特性などの 構造特性を変動因子とする壁板を対象に、ひび割れを発生させた後に気体の漏洩量を測 定する要素実験を実施した⁹⁻¹²。鉄筋コンクリート壁におけるひび割れを対して気体の 漏洩量を測定した結果、全試験体において圧力差が大きくなると共に通気量が多くなる のを確認した。ひび割れ幅に着目すると、ひび割れ幅が大きくなるほど通気量も多くな った。一方、実験の変数である壁厚に着目すると、壁厚が、ひび割れ面の摩擦抵抗によ る圧力損失が大きくなったことに影響していることが実験的に確認できた(Fig.1.3.1 参 照)。

以上の研究により,鉄筋コンクリート壁の厚さがひび割れに対する気体の漏洩量に影響を与えることを実験で確認された。ひび割れ損傷による壁の気密性を確認するために は壁の厚さによる圧力損失を適切に評価する必要があることを確認した。



1.4 まとめ

本章では、本研究の研究背景と目的を示した。また、二次壁を有する柱梁架構の耐震 性能評価に関する過去の研究を整理した。さらに、原子炉建屋の鉄筋コンクリート壁を 対象とした気密性能の研究を抜粋してまとめた。

既往の研究を分析した結果,二次壁および構造スリット,構造スリット内の振れ止め 筋が RC 架構の構造性能に影響を与えることを確認し, RC 建物の耐震性能評価に無視 できず,適切に評価する必要があることがわかった。また,ひび割れに対する気密性を 評価するためには壁の厚さによる圧力損失を適切に評価する必要があることを確認し た。

第2章 二次壁を有する RC 架構の実験

2.1 はじめに

本章では二次壁を有する RC 架構の構造性能を明らかにするために,二次壁の有無お よび三方スリットの有無をパラメータとする単層単スパン RC 柱梁架構の静的載荷実験 を行う。

2.2 対象建物¹⁸⁾

本研究の対象建物は Fig.2.2.1 に示すように 5 層 RC 耐震壁フレーム建物である。また,当核建物の平面図を Fig.2.2.1 に示す。建物の高さは 20.3m であり,桁行方向は 36m, 梁間方向約 23m である。桁行方向は構造躯体と二次壁を有しており,梁間方向は柱梁 フレーム構造である。二次壁の詳細として,縦,横筋は D13@200 ダブルで配筋されて いた。梁間方向は耐震壁付きフレーム構造である。

設計図書による使用材料について、コンクリートは設計基準強度が 27N/mm², 鉄筋は D19 以上が SD345, D16 以下が SD295A である。



Fig.2.2.1 プロトタイプ建物の寸法



Fig. 2. 2. 2 プロトタイプ建物の平面図

2.3 実験概要

2.3.1 試験体

本研究の試験体は Fig.2.2.1 に示すプロトタイプ建物の梁間方向の端部構面 2 階から 切り出した約 1/3 スケールの部分架構であり,試験体は 3 体を計画した。Table2.3.1 に 実大架構と試験体の構造詳細を比較して示す。なお,試験体は上下階の柱の中央(想定 反曲点高さ)までを含めてモデル化した。本研究の試験体配筋図を Fig.2.3.1 に示す。試 験体の高さは 1,700mm,全長は 2,850mm である。試験体の変動因子は Table2.3.2 に示す 通り二次壁の有無および二次壁周辺のスリットの有無である。試験体 BF は二次壁がな い柱梁架構の試験体であり,試験体 WF および試験体 WFs は柱梁架構内に有開口二次 壁を有する試験体である。また,試験体 WF および試験体 WFs は柱梁架構内に有開口二次 を有する試験体である。また,試験体 WF は二次壁が柱梁架構と一体的に接続されて おり,試験体 WFs は二次壁が柱梁架構と上梁のみと接続され,下梁と左右柱との境界 を三方スリットによって切り離されている。スリットの幅は 12mm とし,日本建築学会 の配筋指針¹⁹に基づいて振れ止め筋(D4) が 160mm 間隔(定着長さ 120mm)で配筋さ れている。
	項目	実大	試験体		
梁	B×D	550×850	180×280		
	十次	12-D25	4-D13		
	土肋	(p _{tb} =0.65)	(p _{tb} =0.50)		
	井ノ斯靖路谷	2-D13@200	2-D5@80		
	しん肉和切り	(pwb=0.23)	(pwb=0.31)		
柱	B×D	750×750	300×320		
	十次	16-D25	16-D10		
	土肋	(ptc=0.45)	(ptc=0.34)		
	计二新编码符	D13@100	D10@40		
	しん町袖知の	(pwc=0.33)	(pwc=0.31)		
壁	厚さ	200	72		
	縦横筋	D13@200double	D4@100double		
	開口周比	0.4	0.4		

Table2.3.1 構造諸元の比較

p_{tb}:梁の引張鉄筋比, **p**_{tc}:柱の引張鉄筋比

pwb:梁のせん断補強筋比, pwc:柱のせん断補強筋比

試験体	二次壁	構造スリット		
BF	無	無		
WF	有	無		
WFs	有	有		

Table2.3.2 試験体の変動因子



Fig.2.3.3(a) 試験体の配筋図



Fig. 2.3.3(b) 試験体の配筋図



Fig.2.3.3(c) 試験体の配筋図

2.3.2 材料特性

試験体製作に用いたコンクリートおよび鉄筋の材料特性を Table2.3.3 および Table2.3.4 にそれぞれ示す。また、コンクリートの調合およびフレッシュコンクリート 各種試験結果を Table2.3.5 に示す。

⇒≠膝//+	圧縮強度	弹性係数		
武领化	N/mm ²	kN/mm²		
BF	33.5	25.7		
WF	35.5	26.5		
WFs	33.4	26.5		

Table2.3.3 コンクリートの材料特性

Table2.3.4 鉄筋の材料特性

瓜友	降伏強度	引張強度	弹性係数	
呼⁄石	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm^2	
D4	320	499	168	
D5	313	501	163	
D10	381	519	179	
D13	391	554	185	

Table2.3.5 コンクリートの調合およびフレッシュコンクリート各種試験結果

呼び強度 (N/mm²)	W/C	細骨	単位量(kg/m³)				フレッシュコンクリート		
	(%)	材率	率) W	С	S	G	混和剤	スランプ	エアー
		(%)						(cm)	(%)
30	49.0	49.0	186	380	837	889	3.800	16.0	4.1

2.3.3 載荷計画

載荷装置概要を Fig.2.3.2 に,試験体設置状況を Photo2.3.1 に示す。試験体は上下階柱 端部に 4 台のピン支承を取り付け,載荷フレームに固定した。ピン支承が上下階の柱高 さ中央となるように計画した。各試験体ともに南北のジャッキによって柱断面に対し軸 力比 0.1(576kN)の初期軸力を加え,一定軸力の下で逆対称変形を維持する静的漸増繰り 返し水平力載荷を行った。また,Fig2.3.3 に載荷履歴を示す。水平力載荷は両側柱の層 間変形角の平均値 R(上下の柱・梁接合部中心間の相対水平変位の平均値 $\delta_{ave.}$ (=($\delta_1+\delta_3-\delta_2-\delta_4$)/2, Fig.2.3.2 参照)を上下梁の中心間距離 h で除した値)に基づく変位制御とし, 1/800rad を 1 サイクル, 1/400, 1/200, 1/133, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33 および 1/25rad を 2 サイクルずつ正負交番で繰り返し与えた。



Fig. 2.3.2 載荷装置概要

鉄筋コンクリート建築物の二次壁を考慮した住機能維持限界を含む耐震性能評価法に関する研究 第2章 二次壁を有する RC 架構の実験



(a) 試験体 BF



(b) 試験体 WFPhoto2.3.1 試験体設置状況

鉄筋コンクリート建築物の二次壁を考慮した住機能維持限界を含む耐震性能評価法に関する研究 第2章 二次壁を有する RC 架構の実験



(c) 試験体 WFsPhoto2.3.1 試験体設置状況



2.3.4 測定計画

ひずみゲージ貼付位置を Fig.2.3.4 に,変位計測位置を Fig.2.3.5 に示す。

鉄筋のひずみ計測位置は梁主筋,あばら筋,柱主筋,帯筋,試験体 WF および WFs においては加えて壁筋,開口補強筋のひずみをひずみゲージにより計測した。また,試験体 WFs の振れ止め筋のひずみをひずみゲージにより計測した。

変位測定位置は試験体 BF においては梁の伸び,試験体 WF および試験体 WFs においては梁の伸び,非構造壁の開口上部における相対変位,上下梁間の相対変位,左右柱の柱脚における相対変位である。また,試験体 WFs においては非構造壁と左右柱および下梁との相対変位も測定した。また,全試験体ともに Fig.2.3.6 に示すように測定フレームを設置し,上下ピン支承の回転中心位置と柱梁接合部の中心位置における絶対水平変位と載荷フレームの鉛直変位を測定した。

ひび割れは試験体の正面および側面の発生時の加力ステップと発生状況を用紙に記録し、繰り返し載荷において第1サイクル目の正負両載荷サイクルにおけるピーク時およびピーク後除苛時のひび割れ幅をクラックスケールにより測定した。各載荷サイクルにおけるピーク時および除荷時に試験体のひび割れおよび破壊状況を撮影した。



(b) 試験体 WF

Fig. 2.3.4 試験体ひずみゲージ貼付図



鉄筋コンクリート建築物の二次壁を考慮した住機能維持限界を含む耐震性能評価法に関する研究 第2章 二次壁を有する RC 架構の実験

Fig. 2.3.4 試験体ひずみゲージ貼付図

鉄筋コンクリート建築物の二次壁を考慮した住機能維持限界を含む耐震性能評価法に関する研究 第2章 二次壁を有する RC 架構の実験



(a) 試験体 BF



Fig. 2.3.5 試験体裏面変位計側位置

鉄筋コンクリート建築物の二次壁を考慮した住機能維持限界を含む耐震性能評価法に関する研究 第2章 二次壁を有する RC 架構の実験



(c) 試験体 WFs





Fig. 2.3.6 変位計フレームおよび変位計側位置

2.4 破壊状況および荷重-変形角関係

各試験体の水平荷重-水平変形角関係を Fig.2.4.1 に,破壊性状を Fig.2.4.2 に示す。 Fig.2.4.1 ではメカニズム点(崩壊メカニズム形成時)▲,最大耐力点●および梁主筋の 座屈点×を併せて示す。

2.4.1 試験体 BF

R=1/800rad のサイクルにおいて上下の梁端部に曲げひび割れが確認された。 R=1/200rad のサイクルに梁端が曲げ降伏し,続く R=1/133rad のサイクルで剛性が大き く低下したため,崩壊メカニズムを形成したと判断した。メカニズム時(R=1/133rad.の サイクルピーク時)の耐力は71kNであった。しかしながら,その後も試験体の耐力は 徐々に上昇する傾向が確認された。R=1/25rad.のサイクルにおいて梁端部の圧壊および カバーコンクリートの剥落と主筋の座屈が確認され,最大耐力が記録された。

▲ Lateral resistance at formation of a yield mechanism (testQmcn) ● Maximen strength (Qmax) X Ultimate state with buckling of beam longitudinal reinforcement





Fig. 2. 4. 2(a) 破壊性状

2.4.2 試験体 WF

R=1/800rad のサイクルにおいて垂れ壁・腰壁付き梁の開口外端部 (Fig.2.4.2(b)の B-B' 断面) において曲げひび割れが発生した。また,同サイクルにおいて開口間の方立壁 (Fig.2.4.2(b)の D-D'断面) にせん断ひび割れの発生および方立壁横筋の降伏が認められ た。R=1/400rad のサイクルにおいて方立壁の縦筋が降伏し,コンクリートが剥落し始め た。R=1/200rad のサイクルでは梁主筋の降伏が認められた.続く,R=1/133rad のサイク ルで剛性が大きく低下したことから崩壊メカニズムを形成したと判断した。また,同サ イクルにおいて開口の外側の隅角部から伸びる曲げひび割れの幅が大きくなった (Fig.2.4.2(b)の C-C'断面)。同サイクルに最大耐力 268kN が記録され,本試験体のメカ ニズム時耐力は試験体 BF の約 3.8 倍であった。R=1/100rad のサイクルに方立壁の縦筋 の座屈が目視で認められた。また,垂れ壁・腰壁付き梁端部の壁側のコンクリートに圧 壊が確認され,それに伴い耐力低下が生じた。R=1/33rad のサイクルにおいて梁端部コ ンクリートの圧壊および梁主筋の座屈が確認された。

二次壁の有無に着目して破壊状況を比較すると, Fig.2.4.2 のメカニズム時破壊状況に 示すように, 試験体 BF は梁端のひび割れ幅が大きくなり, 梁端に塑性ヒンジが形成さ れた。一方, 試験体 WF は二次壁が取り付くことで, 梁の塑性ヒンジは二次壁端部の鉛 直断面 (Fig.2.4.2(b)の B-B'断面)ではなく, 斜め断面 (Fig.2.4.2(b)の C-C'断面) におい て形成された。以上のように, 二次壁が取り付くことによって最大耐力に至る荷重上昇 域において剛性および耐力が増大した。



▲ Lateral resistance at formation of a yield mechanism $(_{test}Q_{mcn})$ ● Maximen strength (Q_{max})



(b) 最終破壞状況Fig. 2. 4. 2(b) 破壊性状

2.4.3 試験体 WFs

R=1/800rad のサイクルにおいて上下梁の端部で曲げひび割れが確認された。また、同 サイクルで柱梁と二次壁間の振れ止め筋は降伏が認められた.R=1/200rad のサイクルに おいて梁主筋の降伏が認められ、続く R=1/133rad のサイクルで大きく剛性が低下した ため、同サイクルで崩壊メカニズムを形成したと判断した。また、同サイクルにおいて 開口の外側から伸びるひび割れ (Fig.2.4.2(c)の B-B'断面および C-C'断面)が発生した。 本試験体は三方スリットの存在によって試験体 BF と同様のメカニズムを形成したが、 メカニズム時の耐力は 103kN であり、試験体 BF の約 1.5 倍であった。一方、柱梁と二 次壁間の振れ止め筋は、R=1/800rad のサイクルから降伏が認められ、R=1/100rad のサイ クルに破断が生じた。R=1/67rad のサイクルにおいて二次壁の下隅角部が柱と衝突し、 せん断力の急激な上昇が認められた。また、同サイクルに二次壁の開口間の方立壁

(Fig.2.4.2(c)の D-D'断面)においてせん断ひび割れが発生し、その後拡幅した。 R=1/50rad のサイクルにおいて開口の外側の隅角部から伸びる曲げひび割れの幅が大き くなった(Fig.2.4.2(c)の B-B'断面および C-C'断面)。R=1/33rad.のサイクルに梁主筋の座 屈が目視で確認され、同サイクルのピーク時に最大耐力が記録された。R=1/25rad のサ イクルにおいて、梁の端部と開口隅角部コンクリートの圧壊が顕著となり、それに伴い 耐力が低下した。

三方スリットを有する二次壁の存在に着目して Fig.2.4.2 のメカニズム時破壊性状お よび耐力を比較すると,試験体 WFs では二次壁と接続する上梁に生じた曲げひび割れ は梁の端部(梁せいの約1倍の領域)に集中する傾向がみられた。一方,スリットによ り切り離された下梁の曲げひび割れは試験体 BF と同様に梁せいの約2倍の領域に発生 した。試験体 WFs の柱と二次壁が衝突するまでの耐力は試験体 BF と比較して 50%程 度上昇する傾向がみられ,三方スリットを介して構造躯体と衝突する二次壁および三方 スリットに配筋された振れ止め筋によって比較的小変形域から剛性および耐力が上昇 する傾向が認められた。

二次壁に対して三方スリットの有無に着目して破壊性状を比較すると, Fig.2.4.2 のメ カニズム時破壊状況より試験体 WF の壁にはせん断ひび割れが生じていることが確認 できる。一方, 試験体 WFs の壁には壁が柱と接触するまでせん断ひび割れは生じずに, 水平方向の軽微なひび割れのみが発生した。三方スリットによって,二次壁の損傷が抑 制されていることがわかる。しかし、試験体 WFs の壁が柱と衝突後においては、試験体 WF と同様の損傷状況を示した。

▲ Lateral resistance at formation of a yield mechanism (testQmcn) ● Maximen strength (Qmax) X Ultimate state with buckling of beam longitudinal reinforcement





Fig. 2. 4. 2(c) 破壊性状

2.5 梁の軸方向変形と柱による拘束効果

Fig.2.4.1(a)の荷重-変形角関係では, 試験体 BF の水平耐力を RC 規準¹⁾の略算式による梁の曲げ耐力に基づいて求め, 実験結果と比較している。試験体 BF の実験結果が RC 規準⁷⁾による計算値より上回っている。この原因として, RC 梁の塑性化に伴って生じる梁の軸方向伸びが柱により拘束され, その結果, 梁に圧縮軸力が作用して曲げ耐力が 上昇したためと判断される²⁰⁾。

試験体 BF の上梁の軸方向伸びと水平変形角の関係を Fig.2.4.1(a)に示す。試験体上梁 の軸方向変形は Fig.2.3.4 に示すように両側の接合部の中心間に変位計を取り付けて計 測した。Fig.2.5.1(a)より,繰り返し荷重下で梁の塑性伸びが累積することを確認できる。 また,他の試験体でも試験体 BF と同様に繰り返し荷重下で梁の塑性伸びが累積することを確認できる。

各試験体の梁の伸びに対する柱の拘束により生じる圧縮軸力を推定するため, Fig.2.5.2 に示す力学モデルを仮定した。力学モデルでは試験体の左右対称性から,片側 の柱を単純梁に置換し,上下の梁せい中央に同一の強制変位δを与える。ここで,δは Fig.2.5.1 に示す梁の伸びの1/2 に相当する。また,柱の損傷はメカニズム時まではほぼ 皆無であったため、単純梁を弾性と仮定した。なお、試験体 WF では柱の断面二次モー メントの算定で袖壁を考慮した。ただし、Fig.2.4.2(b)のメカニズム時の破壊状況より, 袖壁は無損傷の部分(Fig.2.5.2 の袖壁の薄灰色網掛け部分)のみを算入した。ピン中心 から接合部の外端までは剛域と仮定した。以上の仮定を用いて、梁の軸方向伸びと梁の 作用圧縮力の関係を算出すると試験体 BF および WFs は式(2.5.1),試験体 WF は式(2.5.2) が求まる。なお、試験体 WFs は上下非対称であるが、上下の梁の伸びに大差が見られ なかったため、同一モデルで軸力を推定した。

$$N = \delta / \left[\frac{X^2 Y}{2E_c I_1} + \frac{18bX^2 + 6abX - b^2 X - 2ab^2}{24E_c I_2} \right]$$
(2.5.1)
$$N = \delta / \left[\frac{X^2 Y}{4E_c I_1} + \frac{18bX^2 + 6abX - b^2 X - 2ab^2}{24E_c I_2} + \frac{X^2 Y}{4E_c I_3} \right]$$
(2.5.2)

ここで、N: 梁の圧縮軸力(柱による拘束力)、 δ : 梁の軸方向伸びの 1/2(梁せい中央 における柱のたわみ)、L: 上下ピンの中心間距離、a: ピン中心から接合部の外端まで の長さ、b:梁せい、X:ピン中心から接合部中心までの長さ(=a + b/2)、Y:柱のクリ アスパン長さ(=L - 2(a + b))、 E_c :コンクリートの弾性係数、 I_1 :柱の断面二次モーメ ント、 I_2 :外側の梁を考慮した接合部の断面二次モーメント、 I_3 :袖壁を考慮した柱の 断面二次モーメントである。

式(2.5.1)および(2.5.2)より,各試験体についてメカニズム時の軸方向伸びの実験値を 用いて梁に作用した圧縮軸力を推定した。その結果,梁に作用した圧縮軸力は,試験体 BFでは111kN(軸力比=0.07),試験体WFでは404kN(軸力比=0.27),試験体WFsで は113kN(軸力比=0.07)と評価された。試験体WFは他の試験体より圧縮軸力が3.6倍 程度高く評価された。この原因は試験体WFの軸方向伸びが他の試験体より約2.6倍大 きい影響(梁に垂れ壁/腰壁が取り付きせいが大きいことに起因する),袖壁により断 面二次モーメントが大きい影響と考えられる。



Fig. 2.5.1 梁の軸方向伸び-変形角関係



Fig.2.5.2 梁の軸方向伸び-変形角関係

2.6 上梁の曲率分布と塑性域長さ

Fig.2.4.2 に示すメカニズム時の破壊性状をみると、梁端部の曲げひび割れは、試験体 BF および WF では梁端部から梁の2倍程度まで発生した。一方、試験体 WFs の上梁で は端部から梁せいの1倍程度の領域に集中したが、下梁は試験体 BF と同様な破壊性状 であった。以上のことより、三方スリット付き二次壁が梁の塑性域長さに影響を及ぼす 可能性がある。

上梁の曲率は Fig.2.6.1 のように梁主筋の歪ゲージより得られた実験値の差を主筋間 距離(212mm)で除した値であり、変形角 1/400rad.からメカニズム形成時の 1/133rad.に おける曲率分布を同図に示す。試験体 BF および WF は梁中央部分の曲率が試験体 WFs と比べ高くなっている。これは試験体 WFs は構造スリットを設けているため、梁端部 において変形が集中したためと考えられる。

危険断面が同様な試験体 BF と WFs に着目すると,曲率が著しく増加した領域がお よそ一致している。ただし、メカニズム時の破壊性状では大きな差異が確認できた。試 験体 WF では試験体 BF および WFs と比べ、曲率が増加した領域が梁の中央に進展し ている。この原因は梁に付いている垂れ/腰壁により塑性域が長くなったと考えられる。

破壊性状では各試験体のひび割れの発生範囲の違いがみられた。しかし、曲率分布を みると塑性化が顕著であるのは危険断面からおよそ梁せいの半分程度である。ただし、 試験体 WF は垂れ壁/腰壁がついていることで塑性化が他の試験体よりはり中央に進 展した。そこで、垂れ壁/腰壁を含めた全せいに対して曲率が顕著している範囲に着目 すると危険断面からおよそ全せいの半分程度である。すなわち、梁の塑性域長さは、架 構のみおよび三方スリット着き二次壁を有する場合は梁せいの 1/2、一体的な二次壁を 有する場合は梁全せいの 1/2 範囲と考えられる。なお、接合部内の梁主筋は降伏ひずみ に達していないことが確認された。

45



Unit: mm

Fig. 2.6.1 上梁の曲率分布

2.7 まとめ

本章では、二次壁と構造スリットの有無をパラメータとする単層単スパン RC 柱梁架 構の構造実験を実施し、二次壁と構造スリットが RC 架構に与える影響を確認した。本 研究により、得られた知見を以下に示す。

- 二次壁に構造スリットを設けることで、二次壁が柱梁架構と接触するまで壁の損傷の制御に有効に機能することを確認した。
- 3) 柱梁架構の耐力に,梁の塑性伸びを柱が拘束して梁に軸力が導入される現象が影響 したことを示した。梁に作用する圧縮軸力を力学モデルより推定した結果,梁に作 用する圧縮軸力比は試験体 BF では 0.07,試験体 WF では 0.27,試験体 WFs では 0.07 と評価された。
- 4) 破壊性状では各試験体の梁におけるひび割れの発生範囲の違いがみられた。しかし、 曲率分布をみると塑性化が顕著であるのは危険断面からおよそ部材せいの半分程度 である。すなわち、架構のみおよび構造スリット付き二次壁を有する場合は梁せい の1/2、一体的な二次壁を有する場合は二次壁を含む梁全せいの1/2の範囲と考えら れる。

第3章 二次壁を有する RC 柱梁架構のモデル化と検証

3.1 はじめに

第2章では、二次壁を有する RC 架構の構造性能を明らかにするために静的載荷実験 を実施し、梁に二次壁と振れ止め筋が付帯することによって架構の初期剛性および耐力 に影響を及ぼすこと、柱の拘束効果から生じる梁軸力の影響が無視できないことを示し た。また、構造スリットの存在により二次壁と柱との衝突後に RC 架構の耐力が急激に 増加することを示した。一方、一般の構造解析における梁のモデルでは、剛床仮定に伴 い梁の曲げおよびせん断変形のみを考慮してモデル化することが多い。また、三方スリ ットを有する二次壁が梁の剛性評価に考慮される事例はあるものの、振れ止め筋および 壁の衝突は解析モデルに考慮されていない。従って、従来のモデル化方法を上記実験の 試験体に適用すると、実験結果を精度よく評価できないことが容易に予想された。

本章では、2章において示した三方スリットの有無および二次壁の有無をパラメー タとする RC 架構の静的載荷実験を対象に、梁に作用する軸力の影響、スリットに配 筋された振れ止め筋の影響および二次壁と柱との衝突を考慮して構造解析するための モデル化方法を示し、実験と解析の比較を通してその妥当性について検証する。

3.2 解析の概要

実験結果より、試験体の挙動や性能を評価するためには、梁に対する軸力と曲げの相 関および試験体 WF では適切な降伏断面,試験体 WFs では構造スリットに設けられた 振れ止め筋と二次壁と柱との衝突を考慮する必要がある。そこで、これらを合理的に考 慮するため, 各試験体を Fig.3.2.1 に示すようにモデル化した。 解析モデルは実験と同様 に階高を 1,200mm, スパンを 2,250mm とし, 上層および下層の柱反曲点 (ピン中心) までを表現した。解析モデルにおいて上下層の柱は剛体と仮定した。試験体 BF および WFs において中間層の柱および梁では危険断面位置を節点から部材せいの 1/2 の距離 とし、剛域は節点から部材せいの1/4までの範囲とした。試験体 WF における中間層の 柱の危険断面位置は節点から垂れ壁/腰壁の端部までの距離と定義した。一方,垂れ壁 /腰壁付き梁の危険断面位置は実験結果に基づいて定義した斜め降伏断面(Fig.2.4.2(a)) と梁せい中央の軸との交点とし、剛域は節点から梁の危険断面までとした。また、方立 壁の危険断面は節点から開口の端部までの高さとし、剛域は節点から危険断面までの範 囲とした。境界条件は、下層脚部ではピン支持とし、上層頂部では x と y 方向が同一変 位となるピン支点とした。解析では実験と同様に上層頂部に強制変位を与え、左右の中 間層柱の層間変形角の平均値によって制御した。また、上層柱頭において一定軸力を与 えた。なお,解析には汎用の非線形フレーム構造解析ソフトウェアを使用した²¹⁾。

解析では、柱および梁部材の軸カー曲げモーメント相関関係を評価するためにマルチ スプリング(MS)モデルを採用し²²⁾、せん断は弾性として定義した。Fig.3.2.2 に各部 材における MS モデルの要素分割を示す。MS モデルの要素分割は、コンクリートの要 素幅を 20mm と定義した。また、同図中の記号は Fig.3.2.2 に示す記号とそれぞれ対応し ている。

50



(b) 試験体 WF

Fig. 3. 2.1 架構試験体の解析モデル







Fig. 3. 2. 2 MS バネの要素分割

3.2.1 試験体 BF

Fig.3.2.2(i), (ii)に柱および梁部材の要素分割を示す。MS モデルの塑性域長さは第2章より柱せいおよび梁せいの1/2とした。なお、MS モデルを除く線材部分の軸剛性,曲げ剛性およびせん断剛性については各部材の断面性能の値を与えた。

3.2.2 試験体 WF

Fig.3.2.2(iii), (v)に袖壁を考慮した柱および垂れ壁/腰壁を考慮した梁の要素分割を示す。試験体 WF における MS モデルの塑性域長さは実験結果に基づいて袖壁および垂れ壁/腰壁を含む部材の 1/2 とし、柱は試験体 BF と同様に柱せいの 1/2 とした。また、開口間の壁(方立壁)は柱および梁と同様に MS モデルにより表現し(Fig.3.2.2(vi)), せん断特性は非線形せん断バネにより表現した。ここで、垂れ壁/腰壁付き梁の MS モデル は 2 章の実験結果を考慮し、Fig.3.2.3 に示す斜め降伏断面を想定してモデル化した。

開口間の方立壁のせん断バネは Fig.3.2.4 に示す耐力低下を考慮した 3 折線モデルを 用いた。せん断バネモデルのせん断ひび割れ強度 Q_{cr} およびせん断終局強度 Q_{su} はそれ ぞれ式 (3.2.1), (3.2.2) から算出した ²³⁾。また, ひび割れ強度時の変形角 R_{cr} は式 (3.2.3) より定め, せん断終局時の変形角 R_u は文献 24)を参考し, 0.004rad と仮定した。ピーク 後の劣化は 2.4.2 節に報告した実験結果に基づいてモデル化した。

$$Q_{cr} = \left[\frac{0.085k_c(F_c + 500)}{M/(QD) + 1.7}\right]b \cdot j$$
(3.2.1)

ここで, *k_c*:0.72, *F_c*:コンクリート強度, *M*/(*QD*):シアスパン比, *b*:部材幅, *j*:応 力中心距離 (= 7*d*/8), *d*:有効せい (= 0.95*D*) である。

$$Q_{su} = \{\frac{0.053p_{te}^{0.23}(18+F_c)}{M/(Q\cdot l)+0.12} + 0.85\sqrt{p_{se}\cdot\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_{0e}\}\cdot b_e\cdot j_e$$
(3.2.2)

ただし, $1 \le M/(Q \cdot l) \le 3$

ここで、 $p_{te} = 100a_t/(b_e \cdot l)$:等価引張鉄筋比、 a_t :引張側柱の主筋断面積、l:壁の全長、 $b_e = \sum A/l$:等価壁厚さ、 $\sum A$:壁の全断面積、 $p_{se} = a_h/(b \cdot s)$:等価横筋比、 a_h , s: 1 組の横筋の断面積および間隔、 σ_{wy} :横筋の降伏強度、 $\sigma_{0e} = N/(b_e \cdot l)$:軸方向応力度 $(\sigma_{0e} \le 8N/mm^2$ とする。)、 j_e :応力中心間距離($j_e = 0.8l$)、M/Q:せん断スパンである。 $R_{cr} = Q_{cr}/GA_w$ (3.2.3)

ここで、G:コンクリートのせん断弾性係数、A_w:せん断断面積である。



Fig. 3. 2.4 せん断バネの復元力特性モデル

3.2.3 試験体 WFs

三方スリット付き二次壁を有する試験体 WFs について,柱および下梁は試験体 BF と 同様にモデル化した。上梁は下部に取りつく鉛直スリットの振れ止め筋および開口上部 の垂れ壁部分を考慮してモデル化した。上梁端部における鉛直スリット上の MS モデル では、鉛直スリットの振れ止め筋を含めて断面をモデル化し(Fig.3.2.2(vii))、上梁中央 部の MS モデルでは開口上部の垂れ壁のコンクリートおよび壁筋を考慮した (Fig.3.2.2(iv))。また、MS モデルの塑性域長さは 2 章に示された実験結果に基づいて 試験体 BF と同様に仮定した。一方、水平スリットの振れ止め筋は、実験において下梁 と二次壁との間に相対的な水平変位が生じ、せん断力を負担すると考えられたことから、 上下梁の中央を結ぶ位置に鉛直線材を設けこの効果を考慮した。この線材は壁板と梁の 範囲を剛と仮定し、可撓領域を水平スリットの幅とした。また、可撓領域端部に Fig.3.2.5 に示すバイリニア型の曲げバネを設けた。曲げバネの復元力特性は初期剛性に振れ止め 筋一本分の弾性曲げ剛性および振れ止め筋の本数を乗じた値とし、折点 Mu に式(3.2.4) による全塑性モーメントを用いた。なお、履歴特性はバウシンガー効果を考慮したモデ ルとした。

$$M_u = \frac{\pi \cdot d^2}{8} \cdot \sigma_y \cdot \frac{4d}{3\pi} \cdot n_s = \frac{d^3}{6} \cdot \sigma_y \cdot n_s \tag{3.2.4}$$

ここで,*d*:鉄筋の直径, *o*_y:鉄筋の降伏強度, *n*_s:水平スリット振れ止め筋の本数 である。

さらに、実験で観察された二次壁と柱との衝突は Fig.3.2.1(c)に示すように対角線の 線材要素に水平方向のせん断バネを設けて表現した。せん断バネモデルは Fig.3.2.6 に 示す非対称モデルを用いた。衝突時の変形角 R_{12} は式(3.2.5)より表現される。せん断終 局強度 $_nQ_{su}$ は式(3.2.1)から算出した。ただし、壁に開口が設けられているため、式 (3.2.6)に示す開口低減率 γ をかけて算出した⁷⁾。また、せん断終局時の変形角 $_nR_u$ は式 (3.2.7)より表現される。

$$R_{12} = \frac{w_s}{h_n}$$
 (3.2.5)
ここで、 w_s ; スリット幅 (=12mm)、 h_n : 壁の高さ
 $\gamma = 1 - \eta$ (3.2.6)
ここで、 n :開口比 (Table 2.3.1 参照)

 $_{n}R_{u} = R_{12} + R_{u} = R_{12} + 0.004rad$

(3.2.7)



(a) 仮想する振れ止め筋の変形性能



(b) 復元力特性モデル

Fig. 3. 2.5 水平スリットにおける振れ止め筋の復元力特性モデル



Fig. 3. 2.6 二次壁の衝突を表すせん断バネの復元力特性モデル

3.2.4 材料モデル

MSモデルにおけるコンクリートの応力度-ひずみ度関係モデルを Fig.3.2.7 に示す。 圧縮側は Hognestad モデル²⁵⁾とし, せん断補強筋によるコンクリートの拘束効果は無 視した。引張側はひび割れ強度までを線形と設定した。また,鉄筋の応力度-ひずみ度 関係は Fig.3.2.8 のバイリニアモデルとした。なお, コンクリートおよび鉄筋の材料特 性は Table2.3.3 および 2.3.4 の値を用いた。



Fig. 3. 2.7 コンクリートの応力度-ひずみ度関係モデル



Fig. 3. 2.8 鉄筋の応力度-ひずみ度関係モデル
3.3 実験結果と解析結果の比較

3.3.1 荷重-変形角関係

Fig.3.3.1 に各試験体の解析結果および実験結果における荷重-変形角関係の比較を示す。Fig.3.3.1 では梁の曲げひび割れ点▲,梁主筋の降伏点●,方立壁の終局点■を併せて示す。

全試験体ともに解析結果は実験結果の初期剛性および耐力を精度よく評価した。しか し、解析では曲げひび割れ後の剛性は実験結果よりわずかに高く、梁主筋の降伏が早期 に発生した。これは解析でコンクリートからの梁主筋の抜け出し挙動が考慮されていな いためと推察される。試験体 WF の解析結果に着目すると、開口間の方立壁は実験で観 察されたように小変形角で終局強度に達した。また、R=1/133rad 以後の変形角におい てせん断力の低下がみられた。これは、垂れ壁および腰壁を含む上下梁の MS モデルに おいて端部コンクリートに圧縮劣化が生じたからである。なお、実験結果においても 1/133rad 程度の変形角から開口隅角部にコンクリートの圧壊が確認されており、実験 結果との整合が認められる。一方、試験体 WFs の解析結果に着目すると、R=1/800rad において構造スリットに配筋された振れ止め筋の降伏が認められた。また、Fig.3.2.6 に 示すせん断バネによって二次壁と柱の衝突後の挙動を良好に再現することができた。

以上のように,解析から得られた性能曲線は,実験の包絡線と概ね一致しており,提案した解析モデルが二次壁を有する RC 建物の耐震設計計算および応答スペクトル推定(例えば,ATC 40²⁶⁾, ASCE / SEI 41-06²⁷⁾)に寄与できることを示す。

58



Fig. 3.3.1 解析と実験のスケルトンカーブの比較

3.3.2 梁の軸方向伸びおよび軸力の影響

Fig.3.3.2 に解析と実験における上梁の軸方向伸びの比較を示す。解析結果は実験結果 を概ね評価できた。しかしながら,R=1/100rad 以後の解析結果は実験値を過小評価し始 め,最大約 50%の差が生じた。これは,解析において梁主筋の抜け出し挙動を無視した 仮定に起因しており,垂れ壁・腰壁を有する梁のせいがより大きい試験体 WF において より顕著であった。この結果,解析における梁に作用する圧縮力は実験値に比較して小 さくなった。しかし,Fig.3.3.1 に示すように,荷重-変形関係の解析結果は実験を精度 よく評価した。これは,R=1/100rad 以後において梁の伸びに対する両柱からの拘束剛性 が,Fig.2.2.2 に示すように両柱が損傷して低下したため,梁に作用する圧縮力に対する 梁の伸びの影響が低下したことに起因すると考えられる。

以上のように, RC 架構の構造解析において, 梁の復元力特性に MS モデルを採用し, さらに, 鉛直スリットの振れ止め筋は上梁の MS モデルに付加して考慮し, 水平スリッ トの振れ止め筋は試験体中央にスリット幅を可撓長さとする線材を設けてモデル化し た。このように梁軸力および振れ止め筋を考慮することによって実験結果を概ね再現可 能であり, 提案した解析モデルは一体的に二次壁を有する架構および振れ止め筋が配筋 された三方スリット付き二次壁を有する架構の構造解析に有効であると判断できる。



Fig. 3.3.2 解析と実験における梁の軸方向伸びの比較

3.3.3 解析によるモーメント分布

Fig.3.3.3 に解析結果における変形角 1/100rad 時点の各試験体に作用する曲げモーメン ト分布を示す。左右の柱は梁の軸方向の伸びの影響により全ての試験体において逆対象 のモーメント分布とはなっていない。実験結果における各試験体の最終破壊状況におい ても、前述のように左右の柱には曲げひび割れが試験体の側面に生じており、実験にお いても同様のモーメント分布であったと推察される。また、上層および下層の柱に着目 すると、上層の左側柱および下層の右側柱では大きな曲げモーメントが作用しており、 反対側の柱では載荷方向に対して逆方向のせん断力が働いている。これらは、水平荷重 による曲げモーメントと梁の軸方向伸びによる曲げモーメントが合成されたためであ る。特に、Fig.3.3.2 に示した梁の軸方向伸びが大きい試験体 WF ではその影響が大きい ため、解析結果では試験体の上層および下層の柱において降伏が生じた。

試験体 WFs における上梁の危険断面は下梁と比べて大きな曲げモーメントが作用しており, MS モデルに付加した振れ止め筋の効果が認められる。また,同試験体では水 平スリットの振れ止め筋を置換した線材が 9kN(層せん断力の 9%)の水平力を負担している。これは,振れ止め筋が負担する曲げモーメントは小さいものの,置換した線材の可撓長さ(スリット幅)が短いためである。





3.4 まとめ

本章では、二次壁を有する RC 架構の構造性能を合理的に評価するための構造解析モ デル化方法を提案した。また、二次壁の有無をパラメータとした試験体の実験結果を対 象に静的増分解析を行い、モデル化の妥当性について検討を行った。本章で得られた知 見を以下に示す。

- 本論の解析対象である架構試験体では、梁の軸方向伸びと構造スリットの振れ止め 筋の影響が大きいと判断されたことから、梁部材に MS モデルを用いてこれらを合 理的に評価する構造解析のモデル化方法を示した。
- 2) 架構と一体の二次壁を有する RC 柱梁架構の挙動と構造性能を評価するために、実験結果により得られた損傷状況を参考に斜め降伏断面を考慮する MS モデルを提案した。その結果、提案モデルはピーク後の劣化を含めて試験体の挙動と構造性能を良好に評価した。
- 3) 三方スリット付き二次壁を有する試験体の挙動と構造性能を評価するために、構造 スリットに配筋された振れ止め筋のモデル化を提案し、試験体の構造性能(荷重-変形角関係)を精度よく評価できた。さらに、二次壁と柱との衝突を表すモデルを 提案し、衝突後の実験的挙動を再現することができた。

第4章 実験結果に基づく耐損傷限界と安全限界の評価

4.1 はじめに

第2章の実験結果では、三方スリットを有する二次壁が付帯することによって梁部材の損傷が端部に集中し、ひび割れ幅の拡幅が確認された。また、性能設計ではRC部材の損傷状況に対応させて各限界点の評価を行っている。梁端部の損傷を進行させることから各限界点の評価においても三方スリット付き二次壁を考慮するべきであると考えられる。さらに、実験結果では二次壁の有無に拘わらず梁部材において梁主筋の座屈現象が確認された。主筋の座屈は部材の安全限界点に相当すると考えられるが、現在の梁部材の性能評価手法においては考慮がされていない。よって、本章では梁部材の耐損傷限界点について二次壁およびスリット付き二次壁を考慮した評価、安全限界点については梁主筋座屈の評価を行い、実験結果との比較検証を行う。

4.2 梁部材の耐損傷限界点

日本建築学会の耐震性能評価指針²⁸⁾において梁部材の耐損傷限界点は以下に示す4 つの変形角のうち最も小さいものとすることが提案されている。

1. 引張主筋が降伏する変形角

- 2. 除荷時の残留ひび割れ幅の最大値が 0.2mm になる載荷時の変形角
- 3. かぶりコンクリートの圧縮応力度の最大値が圧縮強度の 2/3 になる変形角
- 4. せん断補強筋が降伏する変形角

梁主筋の引張降伏が先行して生じるように設計された梁部材においては上記の変形 角のうち1.もしくは2.の値が最も小さくなることが予想される。よって,ここでは上記 の1.および2.について二次壁による影響を考慮した評価方法の検討を行う。耐損傷限界 点の主要な算定方法は耐震性能評価指針によって提案されるものを使用し,実験結果を より精確に評価するために一部を2章および3章に示した実験結果および解析結果の 値を用いることとする。

4.2.1 主筋の引張降伏時の耐損傷限界変形角

4.2.1.1 梁部材における曲げ降伏時の変形角(試験体 BF)

耐震性能評価指針に示される評価手法より,はじめに2章に示した試験体 BF および WFs の梁部材について評価を行う。曲げ降伏時変形角 R_y は式(4.2.1)により求めた。梁部 材の曲げ降伏時変形角 R_y は曲げ変形による変形角 $R_{y,f}$,梁主筋の柱梁接合部からの抜け 出しによる変形角 $R_{y,pj}$ および付着劣化による変形角 $R_{y,b}$ (ひずみシフト)の3つの変形 成分を足し合わせることにより評価を行った。

 $R_f = R_{y,f} + R_{y,pj} + R_{y,b}$

(4.2.1)

曲げ変形による変形角 R_{yf} は式(4.1.2)により求めた。ここで、 L_a : せん断スパン、 ϕ_y : 曲げ降伏時の断面の曲率である。 φ_y は平面保持を仮定した断面解析により求めた。また、 同式は端部における曲率を φ_y とする三角形の曲率分布を仮定した算定式である。

 $R_{y,f} = \frac{L_a \cdot \varphi_y}{3} \tag{4.2.2}$

梁主筋の柱梁接合部からの抜け出しによる変形角 *R_{y,pj}*は,耐震性能評価指針において は実験的に得られた評価式が提案されているが,より精確に評価を行うために第2章の 実験結果における柱梁接合部内の梁主筋ひずみを参照して評価を行った。Fig.4.2.1 に実 験結果における試験体 BF の柱梁接合部内梁主筋の引張ひずみの推移を示す。同図のひ ずみの値は,全ての接合部において各サイクルの正負ピーク時に引張側となる梁主筋の ひずみの平均値である。また,同図には接合部内梁主筋の引張ひずみの測定位置を示す。 接合部内における梁主筋の引張ひずみは試験体全体の変形角が増大するに伴い大きく なる傾向がみられた。また,降伏変形角の算定には実験において梁主筋が降伏した R=1/200rad 時の引張ひずみの値を用いた。Fig.4.2.2 に示すように接合部内において3 点 を直線で結んだ主筋のひずみ分布を仮定し,同図の斜線部面積より求める抜け出し量を 算定し,中立軸-引張主筋間距離*d_n*で除して変形角*R_{y,pj}を算定した。*

付着劣化による変形角 R_{y,b}(ひずみシフト)は式(4.2.3)および式(4.2.4)により評価を行った。

$$R_{y,b} = \frac{\Delta S_s}{d_n}$$

$$\Delta S_s = \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_y \cdot l_{bs} \cdot \frac{3L_a - l_{bs}}{6L_a - 3l_{bs}}$$

$$(4.2.3)$$

ここで、 ΔS_s : ひずみシフトによる抜け出し量、 d_n : 中立軸-引張主筋間距離であり (ϕ_y と同様に断面解析より算出)、 ϵ_y : 梁主筋の降伏ひずみ、 l_{bs} : 塑性ヒンジ長さであ る。



Fig.4.2.1 実験結果における柱梁接合部内梁主筋ひずみの推移



Fig. 4.2.2 接合部内の曲率分布

4.2.1.2 二次壁を有する梁部材における曲げ降伏時の変形角(試験体 WF)

二次壁を有する梁部材における曲げ降伏時変形角 *R*_yの算定方法を示す。梁部材のみ と同様に曲げ降伏時の変形角 *R*_yは式(4.2.1)より評価した。梁主筋の柱梁接合部からの抜 け出しによる変形角 *R*_{y,pj}は Fig.4.2.2 に示すように実験結果における柱梁接合部内の梁 主筋のひずみより算出した。試験体 WF の柱梁接合部内における主筋ひずみの推移を Fig.4.2.3 に示す。二次壁を有することによって塑性ヒンジが梁端部ではなく,内側

(Fig.4.2.3(a))に形成されたことにより接合部内の梁主筋のひずみは試験体 BF(Fig.4.2.1) と比較して低く推移しているが,試験体全体の変形角が増大するに伴い大きくなる傾向 は一致している。抜け出しによる変形角 *R_{y,pj}*の算定には,実験において梁主筋が降伏し た R=1/400rad の値を使用した。



Fig. 4.2.3 実験結果における柱梁接合部内梁主筋ひずみの推移(試験体 WFs)

4.2.1.3 スリット付き二次壁を有する梁部材における曲げ降伏時の変形角(試験体 WFs)

スリットつき二次壁を有する梁部材における曲げ降伏時変形角 *R*_yの算定方法を示す。 梁部材のみと同様に曲げ降伏時の変形角 *R*_yは式(4.2.1)より評価した。しかしながら,構 造スリットを設けることで曲げ変形による変形角 *R*_{yf}の算定では二次壁が付帯すること による剛性の増大を考慮する必要がある。第3章の解析結果では MS モデルを用いて梁 をモデル化したため, Fig.4.2.4 に示すような曲率分布を仮定し,二次壁による剛性増大 率を精度よく評価できた。この結果から, Fig.4.2.4 に示すように曲率分布を想定すると, スリット付き二次壁を有する梁部材において曲げ変形による変形角 *R*_{yf} は式(4.2.5)によ り算定できる。

$$R_{y,f} = \left(k \cdot \left(1 - \frac{k^2}{2}\right) + \frac{(1-k)^3}{3\alpha}\right) \cdot L_a \cdot \varphi_y \tag{4.2.5}$$

ここで、 α :断面二次モーメント比 (=I'/I)、I:梁断面のみの断面二次モーメント、 $I':二次壁を含む断面二次モーメント, k:せん断スパンに対する塑性域長さの比 (=<math>l_{bs}/L_a$) である。

梁主筋の柱梁接合部からの抜け出しによる変形角 $R_{y,pi}$ は試験体 BF と同様に実験結果 における柱梁接合部内の梁主筋のひずみより算出した。試験体 WFs 上梁の柱梁接合部 内における主筋ひずみの推移を Fig.4.2.5 に示す。スリット付き二次壁によって曲げ変 形が端部に集中したことにより接合部内の梁主筋のひずみは試験体 BF (Fig.4.2.1)と比 較して若干高く推移しているが、概ね推移の傾向は一致している。抜け出しによる変形 角 $R_{y,pi}$ の算定には、実験において上梁主筋が降伏した R=1/400rad の値を使用した。

70



Fig. 4. 2. 4 スリット付き二次壁を有する梁部材の曲率分布



Fig. 4. 2.5 実験結果における柱梁接合部内梁主筋ひずみの推移(試験体 WFs)

以上に示した手法により算定した各試験体における曲げ降伏変形角の算定結果を Table4.2.1 にまとめる。また、同表には曲げ降伏時変形角に対する各変形成分の割合を 併せて示す。

試験体 BF および WF, WFs の梁部材では接合部からの鉄筋の抜け出しによる変形は 全体変形角の 28%, 22%, 42%を占めており,鉄筋の抜け出しによる付加変形が無視で きないことが確認された。

各試験体の曲げ降伏変形角 R_y を比較すると、二次壁を有する試験体 WF はおよそ同 程度であるものの、スリット付き二次壁を有する試験体 WFs の上梁は試験体 BF の梁 部材に対して概ね半分程度の値となった。これは、スリットを有する二次壁を考慮して 曲げ変形による変形角 R_{yf} を低減させたことに起因している。結果として、曲げ降伏変 形角 R_y に対する曲げ変形による変形角 R_{yf} の割合は小さくなり、相対的に抜け出しによ る変形角 $R_{y,pj}$ の割合が大きくなった。また、全ての試験体において付着劣化による変形 角 $R_{y,b}$ は全体の1割程度と小さい結果となった。

試験体	BF	WF	WFs
曲げ降伏変形角 <i>R</i> _y (rad)	5.99×10 ⁻³	5.51×10 ⁻³	3.22×10 ⁻³
曲げ変形による変形角 R _{yf}	65%	65%	45%
抜け出しによる変形角 R _{y,pj}	28%	22%	42%
付着劣化による変形角 R _{y,b}	7%	13%	13%

Table4.2.1 各試験体梁部材の曲げ降伏変形角の算定結果

4.2.2 残留ひび割れ幅による耐損傷限界変形角

除荷時の残留ひび割れ幅の最大値が0.2mmになる載荷時の変形角の算定においても, 前項に示した曲げ降伏時の変形角の算定と同様に耐震性能評価指針に示される手法に 従って評価する。以下に,その手法と評価結果を示す。

4.2.2.1 梁部材の最大残留ひび割れ幅が 0.2mm となる変形角(試験体 BF および WF)

梁部材の曲げ変形に対する復元力特性に武田モデル²⁹⁾ と仮定する。Fig.4.2.6 に示す ように残留ひび割れ幅が 0.2mm となる残留変形角 $_{B}R_{rel}$ から除荷剛性 K_r の直線 a と曲げ ひび割れ点 (R_c , M_c) および曲げ引張降伏点 (R_y , M_y) を結ぶ骨格曲線との交点を求め る。この交点における変形角 $_{B}R_{cl}$ が除荷時の残留ひび割れ幅の最大値が 0.2mm になる 載荷時の変形角となる。

以下には除荷時の残留ひび割れ幅の最大値が 0.2mm になる骨格曲線上の変形角 $_{B}R_{c1}$ の算定に用いる骨格曲線の算定方法を示す。曲げひび割れモーメント M_{c} および曲げひ び割れ変形角 R_{c} は式(4.2.6)および(4.2.7)により評価できる。

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e + \frac{N \cdot D}{6} \tag{4.2.6}$$

$$R_c = \frac{L_a \cdot \varphi_c}{3} \tag{4.2.7}$$

ここで、 σ_B : コンクリートの圧縮強度、 Z_e : 鉄筋を考慮した等価断面係数、N: 作用 軸力、D: 部材せい、 L_a : せん断スパン、 ϕ_c : 曲げひび割れ発生時の断面曲率である。 梁部材の曲げ耐力は軸力が生じないものとして評価を行うのが一般的であるが、2 章に 示した実験結果より梁軸力の影響が大きいことが推察されたため、本検討では梁軸力を 考慮した。また、第3章の骨組解析結果より実験結果において梁部材の曲げひび割れが 生じた 1/800rad のサイクルピーク時の軸力の値(BF: 7.2kN、WF: 80.2kN)を用いた。 なお、 ϕ_c はコンクリートのひび割れ時ひずみ($\varepsilon_c = 0.56\sqrt{\sigma_B} \div E_c$ 、 E_c : コンクリートの ヤング係数)を梁せいの半分で除して算出した。

曲げ降伏時の曲げモーメント *M*_yは解析結果の 1/200rad のサイクルピーク時における 梁軸力(BF: 50.2kN, WF: 176.6kN)を考慮し,梁主筋のひずみを引張降伏ひずみと仮

定した断面内の力の釣り合い式より算出した。また,曲げ降伏時の変形角 R,は前項に 示した手法により算出した。

残留ひび割れ幅の最大値が 0.2mm となる残留変形角 BRrel は式(4.2.8)により評価した。

$${}_{B}R_{rc1} = \frac{n_f \cdot max W_f}{\alpha (D - x_n)} \tag{4.2.8}$$

ここで、 $_{max}W_f$:最大残留曲げひび割れ幅, n_f :曲げひび割れの等価本数(最大残留曲 げひび割れ幅 $_{max}W_f$ に対する残留曲げひび割れ幅の総和 ΣW_f の比であり,2とした²⁸⁾。), a:全変形に対する曲げ変形の割合, x_n :中立軸位置である。なお、同式のaは柱梁架 構試験体の梁部材におけるせん断スパン比が試験体 BF の場合 3.4 (=950÷280),試験 体 WF の場合 1.45 (=897÷618) であり、曲げ変形が大きく卓越すると考えられるため ここでは1と仮定した。除荷時の中立軸位置 x_n は耐震性能評価指針に従い 0.2D とした。 また、RC 架構試験体の梁部材に対して評価を行う場合では、試験体のスケールを考慮 して残留ひび割れ幅の最大値を 0.2mm から低減する必要がある。既往の研究より、試 験体スケールが 1/n 倍であるときひび割れ幅は(1/n)^{0.6}倍に低減して評価することが提案 されている¹⁵⁾。よって、RC 架構試験体の梁部材の評価を行う場合では最大残留曲げひ び割れ幅 $_{max}W_f$ を 0.10mm(=0.2mm÷3^{0.6})として算定した。

Fig.4.2.6 に示した除荷直線 a の式および,ひび割れ点 (R_c , M_c) と曲げ降伏点 (R_y , M_y)を結ぶ直線の式はそれぞれ式(4.2.9),式(4.2.10)となる。 K_2 は骨格曲線における 2 次 勾配であり, K_r は武田モデルにおいて式(4.2.11)により算定される。また,式(4.2.9~11) を整理して除荷時の残留ひび割れ幅の最大値が 0.103mm (試験体スケール) になる骨格 曲線上の変形角 $_{B}R_{c1}$ を式(4.1.12)により求めた。

$M = K_r \cdot \left(R - {}_B R_{rc1} \right)$	(4.2.9)
$M = K_2 \cdot (R - R_c) + M_c$	(4.2.10)
$K_r = \frac{M_{m1} + M_c}{R_{rc1} + R_c}$	(4.2.11)

$${}_{B}R_{c1} = \frac{M_{c} \cdot (R_{c} + 2 {}_{B}R_{rc1}) + K_{2} \cdot R_{c} \cdot (R_{c} + {}_{B}R_{rc1})}{M_{c} - K_{2} \cdot (R_{c} + {}_{B}R_{rc1})}$$
(4.2.12)



Fig. 4. 2. 6 梁の復元カ特性における残留ひび割れ幅による耐損傷限界点

4.2.2.2 スリット付き二次壁を有する梁部材における耐損傷限界点(試験体 WFs)

スリットつき二次壁を有する梁部材における除荷時の残留ひび割れ幅の最大値が 0.2mmになる載荷時の変形角 *BRc1*の算定方法の修正案を示す。

曲げひび割れモーメント M_c および曲げ降伏モーメント M_y では振れ止め筋を含めて 算定をした。また、曲げひび割れ時の変形角 R_c は曲げ降伏時と同様に Fig.4.2.3 に示し た梁部材の曲率分布により算定した。

残留ひび割れ幅が 0.2mm となる残留変形角 *BRrcl* は二次壁のない梁部材においては曲 げひび割れの等価本数を 2 として算定を行ったが, スリット付き二次壁を有する梁部材 においてはスリット部の剛性が局所的に小さくなり曲げひび割れが梁端部に集中した ため,曲げひび割れ等価本数は 2 より小さな値とする必要があると考えられる。

RC 架構の静的載荷実験における損傷結果より梁部材およびスリット付き二次壁を有 する梁部材の残留曲げひび割れ幅の推移を Table.4.2.2 にまとめる。二次壁のない梁部材 では端部のひび割れ幅が拡幅し、端部から 2 本目、3 本目の曲げひび割れにおいても 0.1mm 以上の残留ひび割れ幅が生じている。二次壁を有する梁部材では試験体変形角が 1/100rad までの範囲において端部の曲げひび割れが大きく拡幅した。特に、二次壁が付 帯する下端では端部以外の曲げひび割れでは大きな残留ひび割れは確認されなかった。 また、曲げひび割れの本数も二次壁のない梁部材より少なく、部材に生じた曲げひび割 れ幅の総和のうち端部の曲げひび割れ幅が占める割合は大きいことが確認された。よっ て、二次壁を有する梁部材においては曲げひび割れの等価本数 $n_f \ge 1$ として耐損傷限 界点の評価を行う。



Table4.2.2 実験結果における梁部材の残留曲げひび割れ幅

4.2.3 RC 架構試験体の梁部材における耐損傷限界点の評価結果

以上に示した算定方法による梁部材の耐損傷限界点の評価結果および実験結果における耐損傷限界点をTable4.2.3 および 4.2.4 に示す。なお、Table4.2.2 で示したように二次壁が取り付く梁下端において曲げ変形が端部により集中しているため、同表のスリット付き二次壁を有する梁部材では下端引張の場合について各値を算定した。また、実験結果における梁変形角 *R*_b は試験体全体 *R* の変形角を Fig.4.2.7 に示す崩壊機構を用いて梁変形角 *R*_b に換算した値である。

評価結果は実験結果における曲げ降伏時の変形角を若干高めではあるが概ね評価で きている。また,試験体 WFs に対して,二次壁と振れ止め筋による剛性および耐力の 増大を考慮したことにより,評価結果は実験結果における梁部材の耐損傷限界点の低下 を十分に説明できている。評価結果では全ての試験体において最大の残留ひび割れ幅が 0.10mm に到達する変形角がより小さな値となり,耐損傷限界点に相当している。実験 結果においては残留ひび割れ幅を各サイクルの除荷時に計測しているため最大の残留 ひび割れ幅が 0.10mm に到達する明確な変形角を確認できていない。よって,実験結果 においても最大の残留ひび割れ幅が 0.10mm に到達する変形角が降伏時の変形角を下回 り,耐損傷限界点に相当している可能性が十分に考えられる。

この結果から耐震性能評価指針において提案される耐損傷限界点の評価方法に二次 壁および振れ止め筋による剛性と耐力の増大を考慮することによりスリット付き二次 壁を有する梁部材の損傷限界点の評価が可能である。

78

	試験体 BF	試験体 WF	試験体 WFs	
	梁部材のみ	二次壁付き梁部材	二次壁付き梁部材	
ひび割れ時	0.00	27 50	19.01	
曲げモーメント Mc	8.93	37.98	13.61	
ひび割れ時変形角 Rc	$2.97 imes 10^{-4}$	$1.22 imes 10^{-4}$	$1.07 imes 10^{-4}$	
曲げ降伏時	20.00	62.00	45.31	
曲げモーメント My	29.00	68.90		
曲げ降伏時変形角 R _y	$5.99 imes 10^{-3}$	$5.51 imes 10^{-3}$	$3.22 imes 10^{-3}$	
最大残留ひび割れ幅 0.10mm				
となる	$9.20 imes 10^{-4}$	$4.16 imes 10^{-4}$	$4.60 imes 10^{-4}$	
残留変形角 BRrc1				
最大残留ひび割れ幅 0.10mm				
となる	$3.86 imes 10^{-3}$	$1.03 imes 10^{-3}$	$1.71 imes 10^{-3}$	
骨格曲線上の変形角 BRc1				

Table4.2.3 RC架構試験体の梁部材における耐損傷限界点の評価結果

Unit:曲げモーメント (kN), 変形角 (rad)

	試験体 BF	試験体 WF	試験体 WFs	
	梁部材のみ	二次壁付き梁部材	二次壁付き梁部材	
曲げ降伏時変形角 Ry	$5.19 imes10^{\cdot3}$	$4.43 imes 10^{-3}$	$2.54\! imes\!10^{\cdot3}$	
見上球のハバまは 岐 0 10	$5.77 imes 10^{-3}$	$1.57 imes 10^{-3}$	$2.88 imes 10^{-3}$	
取入残留いい割れ幅 0.10mm	(試験体変形角	(試験体変形角	(試験体変形角	
となる 	1/400rad サイクル	1/800rad.サイクル	1/400rad.サイクル	
百俗曲禄上切灸形角 BKcl	除荷時)	除荷時)	除荷時)	



Fig.4.2.7 崩壊メカニズムモデル

4.3 梁の安全限界点の評価

耐震性能評価指針²⁸⁾において梁部材の安全限界は以下に示す3つの変形角のうち最 も小さいものとすることが提案されている。

1. 曲げ抵抗機構が劣化して断面の曲げモーメントが最大曲げ強度時の 80%に低下する ときの変形角

2. せん断抵抗機構が劣化して曲げ降伏後のせん断破壊が発生するときの変形角

3. 引張主筋が破断する直前の変形角

2章に示した実験結果において試験体 WF は梁の曲げ降伏後に耐力が 80%以下に低下 したものの,試験体 BF および試験体 WFs の梁部材においては大変形角においても上 記の安全限界状態は確認されなかった。しかしながら,試験体 BF の梁部材では試験体 変形角 R=1/33rad のサイクル中においてカバーコンクリートの浮き上がりが確認され梁 主筋の座屈が生じたと判断された。また,試験体 WFs の梁部材においても同サイクル に梁主筋の座屈が目視で確認された。

鉄筋コンクリート部材において主筋の座屈は脆性的な破壊であり,一般的には大きな 軸力が生じる柱部材の安全限界において主筋の座屈発生点が検討されている。しかしな がら,柱梁架構の静的載荷実験において梁部材の主筋座屈が確認されたことから, RC 梁部材の安全限界においても主筋の座屈発生点の検討が必要であると考えられ,本節で は梁主筋座屈の発生変形角の検討を行う。

81

4.3.1 梁主筋座屈発生のメカニズム

既往の研究において, RC 部材の主筋座屈発生点の算定は鉄筋の剛性に着目して検討 が行われている³⁰。本研究においても同様に梁主筋の剛性に着目した座屈発生点の算 定方法を提案する。

Fig.4.3.1 に示すような両端をせん断補強筋によって固定された梁主筋を想定する。両端固定の場合,オイラーの座屈耐力 σ_E は式(4.3.1)によって求まる。

$$\sigma_E = \frac{4\pi^2 I}{L_B^2 A_r} \cdot E \tag{4.3.1}$$

ここで, *I*: 主筋の断面二次モーメント, *L*_B: せん断補強筋間隔, *A*_r: 主筋の断面積, *E*: 主筋の剛性係数である。

式(4.3.1)の右辺では剛性係数E以外の値は梁断面およびせん断補強筋間隔が決まることにより与えられる。また,梁主筋では引張降伏が先行して生じるため,主筋の剛性係数は引張降伏後の剛性低下を考慮する必要がある。よって,本研究では主筋の引張降伏後の剛性低下をより連続的に評価するために,除荷剛性を曲線で表現することができるMenegotto-Pint モデル³¹⁾を用いて座屈発生点の検討を行う。Menegotto-Pinto モデルにおける骨格曲線および除荷曲線の式を式(4.3.2),(4.3.3)に示し,復元力特性をFig.4.3.2 に示す。

$$\frac{\sigma}{\sigma_{Y}} = H \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{Y}} + \frac{(1-H)\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{Y}}}{\left(1 + \left|\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{Y}}\right|^{R}\right)^{1/R}} \quad (\text{P A m i k})$$

$$(4.2.2)$$

$$\frac{\sigma - \sigma_i}{2\sigma_Y} = H \frac{\varepsilon - \varepsilon_i}{2\varepsilon_Y} + \frac{(1 - H)\frac{\varepsilon - \varepsilon_i}{2\varepsilon_Y}}{\left(1 + \left|\frac{\varepsilon - \varepsilon_i}{2\varepsilon_Y}\right|^R\right)^{1/R}} \quad (\begin{tabular}{ll} (\begin{tabular}{ll} \begin{tabular}{ll} (\begin{tabular}{ll} \begin{tabular}{ll} \begin{tabular}{ll} \begin{tabular}{ll} (\begin{tabular}{ll} \begin{tabular}{ll} \begin{tabula$$

$$R = R_0 - \frac{a_1 \cdot \varepsilon_{max}}{a_2 + \varepsilon_{max}} \tag{4.2.4}$$

ここで, *H*:硬化率 (=0.001), σ_Y , ε_Y :降伏応力および降伏ひずみ, σ_i , ε_i :除荷点応 力および除荷点ひずみ, ε_{max} :最大経験塑性ひずみ, R_0 , a_1 , a_2 :パラメータ (それぞれ, 20.0, 18.5, 1.5×10⁻⁴) である。パラメータは文献³¹⁾において用いられている値を採用し た。 Fig.4.3.3 に梁主筋におけるひずみおよび応力の推移と想定する座屈発生点のメカニ ズムを示す。Menegotto-Pintoモデルでは鉄筋が引張降伏後に除荷され圧縮側に再載荷さ れるとき,圧縮応力の増加に伴い剛性が低下する。よって,除荷曲線上の各点における 剛性係数を式(4.3.1)に代入することにより梁主筋のオイラーの座屈耐力を求めること ができる。そして,梁主筋が実際に負担する圧縮応力がオイラーの座屈耐力を上回る点 が座屈発生点になると考えられる。



Fig.4.3.1 座屈変形をする梁主筋



Fig. 4.3.2 Menegotto-Pinto モデルにおける骨格曲線および除荷曲線



Fig. 4.3.3 梁主筋のひずみおよび応力の推移と想定する座屈発生点の評価概念

4.3.2 繰り返し曲率を与える断面解析による検討

第2章の実験おける試験体 BF の梁部材を対象として繰り返しの曲率を与える断面 解析を行い,梁主筋のひずみの推移を確認することにより提案する座屈発生点の評価を 検討する。断面解析より得られた主筋のひずみ応答から座屈発生点の算定を行い,実験 結果における梁主筋の座屈発生変形角との比較を行う。なお,実験結果では試験体 WFs の梁部材においても梁主筋の座屈が確認されたが,座屈発生時の損傷状況(カバーコン クリートの浮き上がりが見られ,その後,剥落するとともに梁主筋の座屈が目視で確認 された。)は試験体 BF の梁部材と概ね一致しており,また,座屈は二次壁が接続する 部位以外ではじめに観察されたことから,座屈のメカニズムは試験体 WFs も試験体 BF と同様と考え,本節では試験体 BF のみを対象として検討を行う。

対象とする断面は試験体 BF における梁断面である。この繰り返しの断面解析は,第 3章に示した骨組解析の解析結果における梁 MS モデルの曲率-軸力関係に基づいて解 析を行う。

Fig.4.3.4 に対象となる梁断面の詳細図を示す。梁断面内のコンクリートは 10mm 間隔で 28 分割し,鉄筋は上端主筋 (D13-2),下段主筋 (D13-2) および中段筋 (D5-2) をそれぞれ 1 つに集約してモデル化した。コンクリートの材料モデルは 3.2.4 節において用いたコンクリートモデルと同様であるが,解析計算の都合上,コンクリートの引張力は無視した。鉄筋の材料モデルは除荷線を曲線で表現できる Fig.4.3.2 に示したMenegotto-Pinto モデルに変更して解析を行った。

解析の入力条件とする梁 MS モデルの曲率および梁軸力の関係を Fig.4.3.5 に示す。 骨組解析結果における各ピーク時の曲率と軸力を線形補間して設定した。

MS モデルを用いた骨組解析では接合部からの梁主筋の抜け出しによる付加変形を 考慮できていないため,梁部材の変形に対して曲率の値は過剰に大きな値になっている と判断される。よって,梁主筋の座屈発生点を精確に評価するためには抜け出しによる 付加変形の考慮が必要である。

Fig.4.2.1 に示した実験結果における試験体 BF の柱梁接合部内梁主筋の引張ひずみの推移より、断面解析ではこの抜け出し効果による梁の付加変形(実験値)を評価し、断面解析の入力曲率の低減を行う。Fig.4.3.6 に骨組解析結果および低減後の梁部材の曲率分布の概念図を示す。骨組解析の結果における曲率では抜け出し効果による付加変形が考慮されていない(Fig.4.3.6(a))。接合部内の曲率分布を実験結果より得られた値

を用い, Fig.4.3.6(b)に示すように梁部材の変形角が等しくなるように入力曲率の低減 を行った。Table.4.3.1 に想定する梁変形角に対する入力曲率をまとめる。



Fig.4.3.4 繰り返しの断面解析における梁断面の詳細図



Fig. 4.3.5 MS モデルを用いた骨組み解析における曲率と梁軸力の推移



(a) 骨組み解析結果(抜け出し考慮なし) (b) 入力曲率(抜け出し考慮) Fig. 4.3.6 解析と実験のスケルトンカーブの比較

層間変	形角 (rad)	1/800	1/400	1/200	1/133	1/100	1/67	1/50	1/33
曲率	骨組解析 結果	0.006	0.013	0.028	0.042	0.057	0.092	0.124	0.200
(1/m)	低減した 入力曲率	0.003	0.006	0.014	0.023	0.033	0.056	0.077	0.127

Table4.3.1 想定する試験体層間変形角に対する入力曲率





Fig.4.3.7 に繰り返しの断面解析結果における梁主筋の応力-ひずみ関係を示す。また, Table4.3.2 に繰り返しの断面解析結果における各サイクルピーク時の当該梁主筋の引張 ひずみおよび圧縮ひずみ, 圧縮応力, 最大圧縮応力時の接線剛性および等価剛性, 各剛 性係数より求められる座屈耐力を示す。等価剛性とは降伏後の鉄筋に曲げ変形が生じた ときの剛性評価法である³¹⁾。等価剛性は接線剛性より鉄筋の断面剛性を高めに評価す る。等価剛性の評価方法については付録に後述する。

引張主筋の応力--ひずみ関係の推移では、曲率の増大に伴いピーク時における引張ひ ずみの値が大きくなっていることが確認される。また、圧縮側のピーク時では断面に軸 力を考慮したことにより圧縮ひずみは概ねゼロ付近に到達している。圧縮側のピーク時 における各剛性より求まる座屈耐力と最大圧縮応力を比較すると、接線剛性を用いて評 価した場合 1/67~1/50rad において最大圧縮応力が座屈耐力を上回り座屈発生点に到達 したと算定される。等価剛性を用いて評価した場合では変形角で 1/33rad 付近において 座屈発生点に到達する算定結果となった。前述のように実験において変形角 1/33rad の サイクル中に梁主筋の座屈が生じており、接線剛性による評価結果では実験結果を過小 評価し、等価剛性による評価結果は実験における梁部材の損傷結果を精度よく評価でき ていると判断される。

試験体変形角(rad.)	1/800	1/400	1/200	1/133	1/100	1/67	1/50	1/33
曲率(1/m)	0.003	0.006	0.014	0.023	0.033	0.056	0.077	0.127
最大引張ひずみ(μ)	500	1100	2600	4500	6600	11400	15800	26400
最大圧縮ひずみ(μ)	-100	-200	-390	-390	-360	-270	-330	-370
最大圧縮応力(N/mm²)	-17.6	-38.8	-149.6	-246.9	-285.5	-328.3	-347.4	-367.3
最大圧縮応力時	194774	194774	160019	54679	25000	8760	1190	1569
接線剛性(N/mm²)	184774	184774	160912	04070	20990	8760	4458	1909
最大圧縮応力時	194774	194774	179940	09790	50499	94005	14970	E949
等価剛性(N/mm²)	104774	104774	172249	92720	9643 <u>2</u>	24990	14370	0845
座屈耐力(接線剛性)	11440	11440	10004	2200	1010		970	07
(N/mm ²)	-11448	11448	-10004	-3399	-1616	-949	-276	-97
座屈耐力(等価剛性)	11440	11440	10700	FRAF	2500	1	000	0.00
(N/mm ²)	11448	11448	-10709	-9769	-3908	-1554	-893	-363

Table4.3.2 断面解析における梁主筋のひずみおよび剛性係数

88

4.3.3 梁主筋の座屈発生変形角の算定

全項に示したようにある梁断面に対して繰り返しの断面解析を行うことにより,主筋 に生じるひずみの推移から座屈発生点を推定することが可能であると考えられる。しか しながら,この方法では解析条件として想定する変形角に対して座屈の発生の有無を判 定することはできるが,座屈が発生する限界点の値を算定する方法としては適していな いと考えられる。

Fig.4.3.7 および Table4.3.2 に示した繰り返し断面解析の梁主筋のひずみ推移より,梁 主筋の圧縮側のピーク時におけるひずみは概ねゼロ付近に達していることがわかる。こ のことから,圧縮側のピーク時におけるひずみをゼロと仮定して座屈発生の評価を試み る。圧縮ピーク時のひずみを仮定することにより,座屈発生点の有無は最大引張ひずみ に依存する。よって,座屈が発生する前の座屈発生の限界引張ひずみを算定することが 可能となる。



Fig.4.3.8 座屈発生点算定のイメージ図

Fig.4.3.8 に座屈発生点算定の概念図を示す。繰り返しの曲率を与える断面解析の評価 結果より,梁主筋の座屈変形角の算定には等価剛性を用いる。ある除荷点(εί σί)から の除荷曲線においてひずみがゼロとなる点の等価剛性を Enoと定義する。ひずみゼロ点 における応力 σ₀は式(4.3.3)より式(4.3.5)と表現できる。また、同じ点における座屈耐力 は式(4.3.1)に等価剛性 Enoを代入することにより式(4.3.6)より算定できる。そして、式 (4.3.5)および式(4.3.6)よりひずみゼロ点における圧縮応力と座屈耐力が等しくなる除荷 点におけるひずみ ε_iを算定する。 このようにして求められた除荷点におけるひずみ ε_iが 梁主筋における座屈発生の限界引張ひずみである。提案した解析モデルは一体的に二次 壁を有する架構および振れ止め筋が配筋された三方スリット付き二次壁を有する架構 の構造解析に有効であると判断できる。

$$\sigma_{0} = 2\sigma_{Y} \cdot \left(H \frac{-\varepsilon_{i}}{\varepsilon_{Y}} + \frac{(1-H)\frac{-\varepsilon_{i}}{2\varepsilon_{Y}}}{\left(1 + \left|\frac{-\varepsilon_{i}}{2\varepsilon_{Y}}\right|^{R}\right)^{1/R}} \right) + \sigma_{i}$$

$$\sigma_{E} = \frac{4\pi^{2}I}{2\varepsilon_{Y}} \cdot E_{r0}$$

$$(4.3.6)$$

 $\sigma_E = \frac{1}{L_B^2 A_r} \cdot E_{r0}$

上記の手順を用いると、試験体 BF における梁主筋の座屈発生の限界ひずみは 0.0266 と算定される。また,座屈発生点におけるひずみをゼロと仮定した影響を確認するため, 座屈発生点におけるひずみを推移させて感度解析を行う。一般的に梁部材では中立軸が 圧縮鉄筋の付近に位置することから, 圧縮力負担時に大きなひずみは生じないと考えら れる。よって, 座屈発生点におけるひずみを主筋の降伏ひずみである±算定される範囲 で推移させて検討を行った。検討結果を Fig.4.3.9 に示す。同図の横軸は想定する座屈発 生点におけるひずみであり、縦軸は算定される座屈を発生させる限界引張ひずみである。 検討結果では座屈発生点におけるひずみを 0 と仮定したときと比較して最大で±仮定 程度の差に収まった。この結果から、算定される梁主筋の座屈発生の限界引張ひずみに 対して座屈発生点におけるひずみの影響は小さいと考えられ, 想定する座屈発生点にお けるひずみを 0 とする仮定は座屈発生の限界引張ひずみの略算に適用してもよいと判 断される。

上記の手順で得られた梁主筋における座屈発生の限界引張ひずみを用い,梁における 座屈発生の限界変形角の算定を行う。引張主筋のひずみを座屈発生の限界引張ひずみと し、 座屈発生点と同様に圧縮鉄筋のひずみをゼロと仮定すると、 ヒンジ領域における曲 率は座屈発生の限界引張ひずみを上下主筋間距離で除した値となる。また、接合部から の抜け出しによる付加変形は、Fig.4.2.1 および Fig.4.2.2 に示した実験結果における接合 部内の主筋ひずみの推移に基づき,接合部中央においては降伏ひずみと仮定し,梁危険 断面の他端においては降伏ひずみの 1/2 と仮定することにより評価を行う。それぞれの 値をヒンジ領域と同様に上下主筋間距離で除して曲率に換算する。Fig.4.3.10 に以上の 想定する梁の曲率分布を示す。なお,文献 28)において梁部材の安全限界点の算定で は、ヒンジ領域および接合部の抜け出しによる付加変形が支配的であるとして評価を行 っている。本論の梁部材における座屈発生の限界変形角の算定においても同様に梁中央 部における弾性変形の影響は無視することとした。



Fig. 4.3.9 想定する座屈発生時のひずみと座屈を発生させる限界ひずみの関係



Fig. 4.3.10 梁主筋の座屈発生点の算定方法において想定する曲率分布

座屈が発生する	ヒンジ領域による	抜け出しによる	梁主筋座屈発生の
引張ひずみ ε i	部材変形角(rad)	付加変形(rad)	限界変形角(rad)
0.0266	0.0176	0.011	0.0286

Table4.3.3 梁主筋座屈発生の変形角の算定結果

4.4 まとめ

本章では,第2章の実験結果に基づき,耐震性能評価指針に従い各限界点の評価を 行った。耐損傷限界点においては二次壁の影響を考慮して評価を行い,安全限界点に おいては実験で梁主筋の座屈が発生したため梁主筋の座屈発生点を評価する方法を提 案した。本研究により得られた知見を以下に示す。

- 耐震性能評価指針において提案される耐損傷限界点の評価方法に二次壁および振れ止め筋による剛性と耐力の増大を考慮することにより実験結果における損傷限 界点を良好に評価できることを確認した。
- 2) 第2章の実験結果においては大変形角で梁主筋の座屈が発生したため、梁主筋の 座屈を考慮した安全限界点の算定方法を提示した。
- 3) 降伏後の梁主筋の剛性係数に着目した梁主筋座屈のメカニズムを提案し、剛性係数を用いてオイラー座屈耐力を評価することにより、実験結果における梁主筋の座屈発生点を概ね算定できた。

第5章 RC 建物の住機能維持限界の考察

5.1 はじめに

第4章でRC二次壁を有する柱梁架構の耐震性能評価として,梁部材の耐損傷限界点 については二次壁および構造スリットを考慮して評価を行い,安全限界点については梁 主筋座屈の評価を行い,実験結果との比較検証を行った。

前述したように,地震動により非構造壁の損傷が発生し,住機能性能が著しく損なわ れ,継続使用が困難となることが多数確認されている^{5).6)}。耐震性能評価指針²⁸⁾では, RC 建物の継続使用性について構造性能の耐久性の観点からコンクリート表面のひび割 れ幅に基づいて評価している。しかし,この制限は RC 建物の住機能性と直接的な関係 が希薄であるため,本研究では RC 建物の継続使用性について,住機能性を維持できる 限界として再定義することを大きな目的に揚げ,建築環境工学の視点(気密性能)³²⁾を 考慮して再考する。

本章では、気密性能(C値)を用いて RC 建物の住機能性能に対応する損傷量の試算 を行い、RC 建物の住機能維持限界を考察する。
5.2 住宅性能表示制度¹³⁾

国土交通省は2000年施行の住宅の品質確保の促進等に関する法律¹³に基づいて、住 宅性能表示制度を運用している。住宅性能表示制度とは良質な住宅を安心して取得でき ることを目的とする制度であり、以下のような内容となっている。

 住宅の性能に関する表示の適正化を図るための共通ルールを設け、消費者による住宅 の総合比較を可能にする。

 住宅の性能に関する評価を客観的に行う第三者機関を整備し、評価結果の信頼性を確 保する。

 住宅の性能評価書に表示された住宅の性能は、契約内容とされることを原則とするこ とにより、表示された性能を実現する。

上記の1番目に挙げた住宅の性能に関する表示項目は以下の10分野に区分されてい る。(Fig.5.2.1 参照)

- 1. 構造の安定に関すること 3. 劣化の軽減に関すること 5. 温熱環境に関すること 7. 光・視環境に関すること
- **9.** 高齢者等への配慮に関すること **10.** 防犯に関すること
- 2. 火災時の安全に関すること
- 4. 維持管理・更新への配慮に関すること
- 空気環境に関すること
- 8. 音環境に関すること

以上の項目の中で、快適な住環境には 5. 温熱環境、6. 空気環境、7. 光・視環境、 8. 音環境の4項目との関係が深い。本章のはじめにで記述したように、非構造壁が地 震により損傷すると、ひび割れや欠損部を通じて空気の移動が可能になるため、とくに 5. 温熱環境, 6. 空気環境, 8. 音環境に影響を与えると考えられる。壁面を貫通する 空気量を表す物理量として気密性能があり、気密性能については 5.3 節で後述する。



1. 構造の安定



3. 劣化の軽減



5. 温熱環境



7. 光·視環境



9. 高齢者等への配慮



2. 火災時の安全



4. 維持管理・更新への配慮



6. 空気環境



8. 音環境



10. 防犯

Fig. 5.2.1 住宅性能表示制度の住宅性能評価項目¹⁾

5.3 相当隙間面積(C值)³³⁾

わが国では住宅の気密性能を表す指標を C 値(相当隙間面積)として定めている。 C 値は住宅全体にある隙間面積を延床面積で割った値である。この値がゼロに近いほ ど隙間が小さく,気密性が高いことを示す。

次世代省エネルギー基準³³⁾では, Fig.5.3.1 に示すように地域の気温に基づいて地域を 区分し,寒冷地であるI,II地域では C 値を 2.0cm²/m²以下,その他の地域では C 値を 5.0cm²/m²以下となるように規定されている。たとえば,被災地域である東北地方では C 値が 2.0cm²/m²以下,比較的に温暖な熊本地方では C 値が 5.0cm²/m²以下である。この 気密性能を用いて,地震により被災した RC 建物の住機能性を評価することが,RC 建 物の住機能維持限界を評価する一つの案として考えられる。



	*Gall277
I	北海道
Π	青森県 岩手県 秋田県
ш	宮城県 山形県 福島県 栃木県 新潟県 長野県
N	茨城県 群馬県 埼玉県 千葉県 東京都 神奈川県 富山県 石川県 福井県 山梨県 岐阜県 静岡 県 愛知県 三重県 溢賀県 京都府 大阪府 兵庫県 奈良県 和歌山県 鳥取県 島根県 岡山県 広島県 山口県 徳島県 香川県 愛媛県 高知県 福岡県 佐賀県 長崎県 熊本県 大分県
v	宮崎県 鹿児島県
M	沖縄県

Fig. 5. 3.1 次世代省エネルギー基準の地域区分³³⁾

5.4 気密性能(C値)を用いる暫定的な損傷量の試算

本研究では二次壁を有する5層RC耐震壁フレーム建物を対象として,建物の外構面 を模擬する1層1スパンRC架構に架構と一体的な二次壁,三方スリットを有する二次 壁を設けた構造実験を実施し,地震動による壁の被害を再現した。その結果,建物外壁 を模擬する典型的な開口を有する二次壁の損傷に関する実験データを保有する(2章)。 そこで,実験データ(破壊形状)と気密性能(C値)の関係より地震により損傷を受け た RC 建物の住機能性を評価することを目的に損傷量(総ひび割れ面積)を試算する。

5.4.1 二次壁のモデル化

2.4 節の実験の破壊経過より,試験体 WF では開口間の方立壁に発生した対角線上の せん断ひび割れと,開口の外側の隅角部から梁の外側端部へ伸びた曲げひび割れが拡幅 した。そこで,以降ではFig.5.4.1(a)に示すように,前者を一本のせん断ひび割れとして 後者を複数の曲げひび割れをまとめた一本の曲げひび割れとしてモデル化する方針と した。一方,試験体 WFs では二次壁が架構と衝突後に開口間の方立壁に発生した対角 線上のせん断ひび割れと,開口の外側の隅角部から二次壁の四隅へ伸びた曲げひび割れ が拡幅した。試験体 WF と同様に,以降では Fig.5.4.1(b)に示すように,前者を一本のせ ん断ひび割れとして,後者を一本の曲げひび割れに集約してモデル化する方針とした。 なお,本研究で提案する上記のようなモデル化方針は,二次壁上のひび割れによる損傷 量の総面積を簡易に評価することを意図したものである。また,損傷量の算定において は残留変形時を想定しているため,たとえば正側時の損傷量を求めると Fig.5.4.1 示す ように曲げひび割れは正側時に発生したひび割れのみ(赤点線)対象とし,せん断ひび 割れは正負時に発生したひび割れのみ(赤点線)対象とし,せん断ひび



(a) 試験体 WF



(b) 試験体 WFs



5.4.2 住機能維持限界に対応する損傷量の試算

損傷量の試算は第2章の研究対象建物における二次壁を対象に、気密性能C値を用いて行った。5.3節に記述したように次世代省エネルギー基準¹³⁾では、地域の気温に基づき地域区分し、C値で5.0(cm²/m²)以下、2.0(cm²/m²)以下として定めている。C値は延床面積Sに対する総相当隙間面積 aA の割合を示す数値であり、式(5.4.1)のように表現できる。

 $C \overline{m} = \alpha A / S$

(5.4.1)

ここで, α: 流量係数 (無次元), A: 単純開口面積 (cm²), S: 延床面積 (m²) である.

単純開口面積 A を二次壁上のひび割れによる損傷量の総面積と仮定すると損傷量 A_D は式(5.4.2)のように表現できる。

$A_D = A = C \,\underline{i} \cdot S / \alpha$

(5.4.2)

(5.4.5)

ここで,流量係数αは通常の窓のように単純開口(0.6)と仮定し¹⁷⁾,延床面積は51m² (Fig.5.4.2 参照)とした。

さらに、耐震性能評価指針における耐損傷限界のひび割れ幅と比較するため、5.4.1節のひび割れモデルと損傷量 Ao を用いて平均ひび割れ幅を算出した。ひび割れモデル

(Fig.5.4.1)を用いて二次壁上のひび割れの総面積 A_Dを評価すると平均ひび割れ W_{ave}は式(5.4.3)および(5.4.4)により,平均ひび割れ幅W_{ave}は式(5.4.5)および(5.4.6)のように表現できる。

A_D	(試験体WF)	$= 2 \cdot (L_f \cdot W_{ave.})$	$/2) + 2 \cdot L_s \cdot W_{ave.}$	(5.4.3)
-------	---------	----------------------------------	------------------------------------	---------

 $A_D \quad (itop WFs) = L_f \cdot W_{ave.}/2 + L_{f1} \cdot W_{ave.}/2 + 2 \cdot L_s \cdot W_{ave.} \tag{5.4.4}$

 $W_{ave.}$ (試験体WF) = $A_D/(L_f + 2 \cdot L_s)$

 $W_{ave.} \ (itom{km} kWFs) = A_D / (L_f / 2 + L_{f1} / 2 + 2 \cdot L_s)$ (5.4.6)

ここで、 L_f 、 L_{f1} :曲げひび割れの長さ(Fig.5.4.1 参照)、 L_s : せん断ひび割れの長さである。

以上より,気密性能 C 値を用いて試算した損傷量の総面積および平均ひび割れ幅を Table5.4.1 および 5.4.2 にそれぞれ示す。C 値が 2 の場合に損傷量は 170 cm² であり,5 の 場合は 425 cm² であった。損傷量から求めた平均ひび割れ幅は試験体 WF の場合,C 値 が 2 の場合に 2.9 mm であり,5 の場合は 7.25 mm であった。また,試験体 WFs の場合 は C 値が 2 の場合に 2.8 mm であり,5 の場合は 6.99 mm であった。



Unit: mm

Fig. 5.4.2 検討対象モデル

Table5, 4, 1	損傷量の総面積の評価結果
--------------	--------------

	Case1 (C 值=2)	Case2 (C 值=5)
WF	170	425
WFs	170	425

Unit: cm²

	Case1 (C值=2)	Case2 (C 值=5)
WF	3.45	8.62
WFs	3.37	8.44

Table5.4.2 平均ひび割れ幅の評価結果

Unit: mm

5.5 住機能維持限界を評価するための課題

5.4.2 節では二次壁のひび割れモデルと C 値を用いて住機能性に対応する損傷量およ びひび割れ幅を算出した。耐震性能評価指針の耐損傷限界と試算結果を比較してみると, 試算結果が 17~43 倍であった。これは, 耐損傷限界を超えても試算による損傷量まで は住機能性が維持できる可能性を示唆している。しかし, 流量係数はひび割れ面内の摩 擦抵抗および開口の形状による圧力損失の影響が大きいため, 実際の流量係数は一般開 口を仮定した 0.6 より小さい可能性がある。本研究において住機能維持限界を適切に評 価するためには鉄筋コンクリート壁の気密性能(流量係数)を把握する必要がある。

5.6 まとめ

本章では,第2章の実験結果に基づくひび割れモデルと気密性能(C値)を用いて損 傷量の試算を行い,RC建物の住機能維持限界についての考察を行った。本研究により, 得られた知見を以下に示す。

- 1) 第2章の実験結果に基づいてひび割れの発生状況をモデル化した。試験体WFの曲 げひび割れは開口の外側の隅角部から梁の外側端部へ伸びる一本のひび割れとし、 試験体WFsの曲げひび割れは開口の外側の隅角部から二次壁の四隅へ伸びる一本 のひび割れとしてモデル化した。また、せん断ひび割れは全試験体を同様に開口間 の方立壁に発生する対角線上の一本のひび割れとしてモデル化した。
- 2) 本研究の対象建物における二次壁を対象に、ひび割れモデルと気密性能(C値)を 用いて住機能性能を評価するための損傷量(総ひび割れ面積)を試算した。
- (
 後能性能を評価するための損傷量(総ひび割れ面積)を試算すると、C値が2の 場合に損傷量の総断面積は170cm²、C値が5の場合には425cm²と算定された。損 傷量から求めた平均ひび割れ幅は試験体WFの場合、C値が2の場合に3.45mm、5 の場合は8.62mmと算定された。また、試験体WFsの場合はC値が2の場合に 3.37mm、5の場合は8.44mmと算定された。
- 4) 試算による平均ひび割れ幅は耐損傷限界の 0.2mm より約 17~43 倍に相当する値で あり、C 値を用いて算出した損傷量までは住機能を維持できるなどの判断基準とな り得ることを示した。
- 5) 流量係数はひび割れ面内の摩擦抵抗および開口の形状による圧力損失の影響が大きいため、RC壁のひび割れによる開口の流量係数は一般開口と仮定した 0.6 より小さいと考えられ、実験的な評価が不可欠であることを指摘した。

第6章 RC壁の損傷-気密性関係の評価実験

6.1 はじめに

第5章では,RC建物の継続使用性を建築環境工学の観点から,住機能性を維持できる限界として再定義することを目的として,気密性能(C値)用いてRC建物の住機能性能に相当する損傷量の試算を行った。試算によると住機能性が維持できる限界に相当する残留ひび割れ幅は耐震性能評価指針の耐損傷限界の残留ひび割れ幅より大きく,住機能性を維持できる限界を定量的に示した。しかし,流量係数を一般開口として仮定しており,実際のRC壁の損傷に対する流量係数を把握する必要がある。

本章では,住機能維持限界を適切に評価するため,RC壁の損傷と気密性関係の評価 実験を行う。

6.2 実験概要

6.2.1 試験体

本研究では、実験データと C 値の関係より被災 RC 建物の住機能性を評価するため に、Fig.2.2.1 に示す対象建物の外構面における開口間の壁を本研究の試験体として模擬 した。試験体は2体を計画し、本研究の試験体配筋図をFig.6.2.1 に、構造諸元を Table6.2.1 に示す。試験体の高さおよび全長は 1,100mm である。試験体の変動因子は壁厚さであ る。W-120 試験体の壁厚さは 120mm とし、W-180 試験体の壁厚さは 180mm とした。た だし、縦筋比をおよそ等しく 1.19%、1.1%とし、W-120 と W-180 試験体のせん断余裕度 がおよそ等しくなるように横筋比を 0.3%、0.4%とした。





		L/U
	壁厚× 壁せい	120×1100
	<u> </u>	D19@200single
W-120	和C月刀	$(\rho_{sv} = 1.19\%)$
	構在	D10@200single
		$(\rho_{sh} = 0.30\%)$
	壁厚 × 壁せい	180 imes 1100
	<i>统计 告</i> 个	D16@200double
W-180	和定月刀	$(\rho_{sv} = 1.10\%)$
	構故	D10@200double
	1英月刀	$(\rho_{sh} = 0.40\%)$

Table6.2.1 構造諸元

ρ_{sv}: 壁の縦筋比

ρ_{sh}: 壁の横筋比

Unit: mm

6.2.2 材料特性

試験体製作に用いたコンクリートおよび鉄筋の材料特性を Table.6.2.2 および Table6.2.3 にそれぞれ示す。

計驗休	圧縮強度	弾性係数
武硕天14	N/mm ²	kN/mm ²
W-120	36.5	26.1
W-180	35.5	25.8

Table6.2.2 コンクリートの材料特性

瓜友	降伏強度	引張強度	弹性係数
叶石	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²
D10	368	498	245
D16	380	504	212
D19	378	566	199

Table6.2.3 鉄筋の材料特性

6.2.3 載荷計画

載荷装置概要を Fig.6.2.2 に,試験体設置状況を Photo6.2.1 に示す.各試験体ともに南 北の鉛直ジャッキによって壁断面に対し軸力比 0.12 の初期軸力を加え,一定軸力下で 上下変形が逆対称になる状態を維持する一方向繰り返し載荷を行った。ただし,最大耐 力に到達した以後は軸力を 0 とした。水平力は壁の層間変形角 R (壁の水平変位δを壁 の高さ h で除した値)に基づく変位制御により載荷し,載荷履歴は Fig.6.2.3 に示す通 り,正載荷方向のみ繰り返す載荷方法とした。



Fig. 6. 2. 2 載荷装置概要



Fig. 6.2.3 載荷履歴

鉄筋コンクリート建築物の二次壁を考慮した住機能維持限界を含む耐震性能評価法に関する研究 第6章 RC壁の損傷-気密性関係の評価実験



(a) 試験体 W-120



(b) 試験体 W-180Photo6.2.1 試験体設置状況

6.2.4 ひび割れ幅の測定計画

本実験の主目的は壁の損傷と気密性の関係に関する実験データを取得することである。そのため、壁面に生じるひび割れを定量的に把握する必要がある。ひび割れ幅を測定する範囲は、Fig.6.2.2 に示すよう壁両面の 800mm×800mmの領域とした。また、ひび割れ幅の計測対象は載荷時に発生した全ひび割れとし、ひび割れ幅の計測は各サイクルの除荷時(残留変形角 R_r)に行い、クラック幅測定器とクラックスケールを併用して計測した(Photo6.2.2).クラック幅測定器は日本建築仕上学会(JSFT)の認定品である。 クラック幅測定器の測定範囲は 0.05~2mm であり、測定範囲を超えるひび割れにおいてはクラックスケールのみで計測した。さらに、ひび割れ幅を精密に測定するために、各ひび割れにおいて最大ひび割れ幅ではなく、ひび割れ幅の平均値を求めた。Fig.6.2.4 にひび割れ幅の平均値を求める方法を示す。i 番ひび割れのひび割れ幅平均値をひび割れ幅。 W_{ave} と定義した。また、i 番ひび割れが存在するグリット内におけるひび割れ幅の平均値を N_i とする。ひび割れ幅。 W_{ave} とグリット内におけるひび割れ幅の平均値。 W_i は式(6.2.1)および式(6.2.2)のように表現できる。

$$_{i}W_{ave.} = \sum _{g}W_{i} / N_{i}$$

(6.2.1)

 $_{g}W_{i} = \left(_{g}W_{imax.} + _{g}W_{imin.} \right)/2$

(6.2.2)

ここで, gWimax.: i 番グリット内の最大ひび割れ幅, gWimin.: i 番グリット内の最小ひび割れ幅である。









Fig. 6.2.4 ひび割れ幅の算定方法

6.2.5 気密測定計画

気密測定は日本工業規格 (JIS) A2201:2003「送風機による住宅等の気密性能試験方法」 (以下,JISA2201)を用いた³⁴⁾。JISA2201の測定法では Fig.6.2.5 に示すように送風機 で内外の差圧を発生させ、送風機の通気量 *Q* と内外差圧 *ΔP* の関係より、通気率 *a*、相 当隙間面積 *a A*、隙間特性値 *n* が求められる。また、気密測定には室内を加圧する加圧 法と減圧する減圧法の 2 種類がある。既往の研究において加圧法の方が減圧法より相当 隙間面積が 2 割程度大きな値となることが報告されている³⁵⁾。本研究では減圧法を用 いた。また、各サイクルの除荷時において試験体の正面に対して測定した。

気密測定システムを Fig.6.2.6 に,測定状況を Photo6.2.3 に示す。気密性能測定にはコ ーナー札幌の気密測定器 (KNS-5000C)を用いたが,整流筒であるピトー管は流速が小 さい場合測定が難しくなるため,ピトー管で測定できない場合はオリフィスを用いて風 量を測定した (Fig.6.2.6(a))。また,同図に示すように気密測定を行う際には,測定範囲 以外の部分からは空気が漏洩しないようにブチルテープを用いて測定範囲以外の部分 をシーリングした。



Fig. 6.2.5 気密測定の概念図(減圧法)



Fig.6.2.6 気密測定システム



(a) Orifice



(b) Pitot tube (KNS-5000C)Photo6. 2.3 気密測定システム

6.3 破壊状況および荷重-変形角関係

各試験体の水平荷重-水平変形角関係を Fig.6.3.1 に,損傷経過を Fig.6.3.2 に示す。 Fig.6.3.1 では壁のせん断ひび割れ発生点▲および横筋(せん断補強筋)の降伏点□,最 大耐力点●,せん断破壊点×を併せて示す。Fig.6.3.2 では,試験体正面に描画したグリ ッド(Fig.6.3.2)を灰色の点線で,コンクリートの剥離・剥落を黒色でそれぞれ示す。

6.3.1 試験体 W-120

載荷①のサイクルで壁の隅角部にせん断ひび割れが確認された。また,壁の中央部に もせん断ひび割れが発生し,また,壁の横筋の降伏が認められた。同サイクルに最大耐 力 499kN が記録され,壁のせん断破壊による耐力低下を確認した。以後のサイクルか ら壁のコンクリートの剥落が顕著となり,一定の水平荷重を保持したまま変形が進んだ。



Fig. 6.3.1(a) せん断カー変形角関係



Fig.6.3.2(a) 破壊経過

6.3.2 試験体 W-180

載荷①のサイクルで壁の隅角部にせん断ひび割れが発生した。載荷②のサイクルで壁 の中央部にせん断ひび割れが確認され,壁の横筋の降伏が認められた。同サイクルに最 大耐力 872kN が記録され,W-120 試験体と同様に壁のせん断破壊による耐力低下がみ られた。載荷⑤のサイクルから壁のコンクリートの剥落が顕著となった。これはW-180 試験体の壁筋がダブル配筋されているため,コア部(壁筋と壁筋に挟まれた領域)のコ ンクリートが剥落しにくかったためと考えられる。



Fig. 6.3.1(b) せん断カー変形角関係



Fig.6.3.2(b) 破壊経過

6.4 ひび割れ幅の算定結果

Fig.6.2.4 に残留ひび割れ幅の合計の算定方法を,Fig.6.4.1 に各サイクルの除荷時にお ける残留ひび割れ幅の合計値と残留変形角の関係を示す。同図では正面の残留ひび割れ 合計値 ΣW_{front} と背面の残留ひび割れ幅の合計値 ΣW_{back}を併せて示す。全ての試験体は 残留変形が進行するとともにひび割れ幅が拡幅した。しかし,W-120 試験体は表面にお いて残留変形載荷④のサイクルからひび割れ幅が減幅した。これはコンクリートが剥落 し始めたことが原因である。また,載荷⑥のサイクルにおいてコンクリートの剥落が顕 著となったため,ひび割れ幅の測定を不能と判断した。一方,W-180 試験体は残留変形 載荷⑦のサイクルにおいてコンクリートの剥落が顕著となったため,ひび割れ幅の測定 を不能と判断した。W-180 試験体は鉄筋がダブル配筋であるため,シングル配筋の W-120 試験体より比較的にコンクリートの剥落がしにくくなったため載荷⑥まで測定がで きた。



Fig. 6.4.1 残留ひび割れ幅-残留変形角関係

6.5 気密測定結果

6.5.1 通気特性(通気量Qと差圧ΔPの関係)

Fig.6.5.1 に減圧法により測定した差圧と通気量の関係を,Table6.5.1 に気密測定結果の一覧をそれぞれ示す。また,計測した差圧と換気量の回帰式から求めた差圧が9.8 時の通気量と残留変形の関係をFig.6.5.1(c)に示す。残留変形の増大に伴い,同差圧において通気量が増加した.これは残留変形の進行とともに,ひび割れ幅が広くなるためである.また,同残留変形角時の測定結果を比較すると,同差圧においてW-180 試験体がW-120 試験体より通気量が小さい(Fig.6.5.1(c))。これはW-180 試験体の壁厚が厚いため,摩擦損失がW-120 試験体より大きいためと考えられる。



Fig. 6.5.1 通気量-圧力差関係

	$\mathrm{R_r}$	Т				ΔP							q				$Q_{9.8}$		αA	Α	ΣW_{front}	ΣW_{back}
	[%rad]	[°C]				[Pa]							$m^{3/h}$				[m ³ /h]	ч	$[cm^2]$	$[cm^2]$	[mm]	[mm]
	0.44	18.7	10.8	14.9	20.7	25.2	30.2	33.9	41.1	4.7	5.5	6.8	7.4	8.5	8.7	9.7	4.4	1.81	3.06	16.01	2.4	2.4
	0.77	18.1	11.3	15.4	22	25.1	30.3	41.8	52.3	18.8	21.1	26.2	27.9	31.2	37.3	42	17.0	1.86	11.74	37.21	6.5	5.4
1001-111	1.23	18.2	10.4	20.3	30.4	41.8	50	60.8		29	46	61	70	78	88		28.7	1.61	19.83	85.12	11.1	10.3
071-M	1.73	19.7	9.8	20.3	29.2	40.5	50.5	59.7		60	85	106	124	143	155		59.2	1.89	40.77	122.6	14.2	12
	2.7	20	10.2	19.9	31.3	42.3	50.1	60.6	•	148	212	271	319	345	382		145.3	1.88	100.1		11.9	18.7
	3.7	20	10.1	12.5	14.6	16.3	17.9	19.9	22.5	526	573	620	658	696	734	787	510.9	1.96	351.8		-	
	0.19																			3.34	0.47	0.75
	1	25.5	10.4	20.4	32.4	35.5	39.6	48.6		17.4	25.5	32.3	35	37.1	41.6		16.8	1.77	11.47	57.3	6.78	6.07
	1.16	27	21.5	30.1	40.6	51.2	62.1	69.7	81.5	33	37	46	56	63	67	71	19.5	1.61	13.25	77.76	8.85	5.46
W-180	1.63	25.9	21.2	30	39.2	49.8	59.3	70.4	79.6	57	72	84	96	107	118	125	36.7	1.69	25	132.1	11.79	12.27
	2.62	27.3	20	31.7	44.4	51	60.5	72.2	81.5	116	148	182	192	211	234	248	78.7	1.84	53.56	171.5	20.51	18.47
	3.7	26	21.2	29.1	40.8	51.6	60.7	70.5	79.7	237	281	335	379	415	448	478	157.6	1.89	107.5		35.8	32.00
	4.38	24.9	9.9	20.9	30.2	39.7	50.7	54.2		317	464	563	668	729	760		315.4	1.93	215.4			
R _r :Redis n: Coeffi A: Total	sual drift icient of l crack are	angle, leakag ea, ∑W	T: Air e chars V _{front} :To	tempo teris tal cra	eratur tics, e: ack wi	e, ΔP: xponer idth in	Induce at in the front	ed pre: he pow	ssure d er law	lifferer , αA: S	nce, Q: specific	Air flc : effect	w rate ive lea	e, Q _{9.8} : kage ε	Air fle area at	ow rat 9.8Pa	e at 9.8 L	$_{ m SPa}$				
														;								

 髨
6
気密測定結果
_
വ
l e6.
Tab

-

6.5.2 総相当隙間面積 α A

総相当隙間面積は建築内外の圧力差 9.8Pa 時の通気量 $Q_{9.8}$ より,隙間と等価の単純開 口の有効開口面積を算出したものである。一般に、単純開口面積 A に流量係数 α (0 $\leq \alpha \leq 1$)を乗じた数値として表す。Fig.6.5.2 に総相当隙間面積と残留変形角の関係を示す。 同図に示すように全ての試験体において総相当隙間面積は残留変形の進行とともに比 例的に増加した。しかし、W-120 試験体においては載荷⑤のサイクル以後に総相当隙間 面積が急激に増加した。一方、W-180 試験体においては載荷⑥のサイクル以後に総相当 隙間面積が急激に増加した。総相当隙間面積が急激に増加した原因はコンクリートの剥 落により急激に開口の断面が増加したためである。(Fig.6.3.2 参照)



6.5.3 隙間特性值 n

隙間特性は隙間の状態を表す指標である。一般に、1~2の範囲の値を取る。隙間が小 さい場合は1に近づき、単純開口の場合は2に近づく³⁵⁾。Fig.6.5.3に示す両試験体の隙 間特性値は1.61~1.96の範囲であり、比較的に微小なひび割れである残留変形角 0.44%rad (載荷①のサイクル時)においても隙間特性値は1.81となった。また、両試験 体の隙間特性値はほぼ同様であり、残留変形の進行に伴い2に近づく傾向がみられた。



6.5.4 流量係数α

Fig.6.5.4 に流量係数と残留変形角の関係を示す。流量係数は総相当隙間面積を単純開 口面積(=残留ひび割れの総面積)で除して算出した。ここで,残留ひび割れの総面積 は各ひび割れ幅×ひび割れ長さの総和である。ただし,ひび割れによる流量係数を検討 するため、コンクリートの剥落がし始めたサイクル以後の値は除外した。Fig.6.5.4 に示 すように両試験体の流量係数は約 0.2~0.3 の範囲であった。両試験体の流量係数を比較 すると W-180 試験体が W-120 試験体よりやや小さい値を示した。これは W-180 試験体 の壁厚が厚いため、W-120 試験体よりひび割れ面に発生する摩擦損失が大きくなったた めと考えられる。



6.6 まとめ

本章では、地震による RC 壁の損傷を模擬し、損傷を受けた壁に対して気密測定を 行い、一般に RC 壁の損傷度の指標として用いられるひび割れ幅が気密性能に与える 影響について検討を行った。本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) 地震被害を模擬した RC 壁の気密測定実験より, RC 壁の損傷と気密性の関係を実験的に取得した。
- 2) 比較的に微小なひび割れである残留ひび割れ角(載荷①のサイクル時)から隙間特 性は高い値(1.81)を示し,残留変形の進行に伴い2に近づく傾向がみられた。
- 3) 試験体の隙間特性値が2に近いものの,流量係数は一般開口の0.6より小さい約0.2
 ~0.3の範囲であった。これは,開口の形状およびひび割れ面の形状による圧力損失が原因と考えられる。

第7章 RC壁の損傷-気密性関係に基づく二次壁を有する

柱梁架構の住機能維持限界の評価

7.1 はじめに

第6章では,RC壁の住機能維持限界を適切に評価することを目的として,RC壁の 損傷と気密性関係の評価実験を実施した。実験結果によるとRC壁のひび割れによる流 量係数は一般開口の流量係数0.6より小さい約0.26程度であった。この実験結果に基づ いて,RC建物の住機能維持限界点を適切に評価するためには変形の進行に伴う二次壁 の損傷量を算定する必要がある。

本章では、二次壁に発生した代表的なひび割れの損傷量を算定するための評価方法を 提案し、実験結果との比較を通してその妥当性について検証する。また、6章の実験結 果から得られた流量係数を用いて、住機能維持限界に相当する損傷量を算定し、提案し た損傷量の評価モデルを用いてRC壁の損傷-気密性関係に基づく二次壁を有する柱梁 架構の住機能維持限界の評価を行う。
7.2 二次壁のひび割れ幅の評価法

7.2.1 試験体 WF のひび割れ幅の算定

7.2.1.1 方立壁のせん断ひび割れ幅

Fig.7.2.1 に本研究のせん断ひび割れ幅の定義とモデル化方法を示す。本研究では実験結果に基づいて、方立壁のせん断ひび割れは対角線に沿う1本のひび割れとしてモデル化し、せん断ひび割れに直交する幅をせん断ひび割れ幅 W_s と定義した。また、せん断ひび割れの拡幅に伴う対角線の伸びを δ_a とする。せん断ひび割れの開き W_s と対角線の伸びを δ_a は式(7.2.1)および式(7.2.2)のように表現できる。

 $W_{\rm s} = \delta_a \cdot \cos\theta' \tag{7.2.1}$

 $\delta_a = \delta_w \cdot \cos\theta$

ここで、 $\theta = h/b$ 、 $\theta' = 90^{\circ} - (\theta_1 + \theta_2)$ 、 δ_w :方立壁のせん断変形である。

試験体 WF の崩壊メカニズムモデルを Fig.7.2.2 に示す。ただし、同図に示す梁の塑性 ヒンジは Fig.2.4.2(b)の C-C'断面で形成されると仮定した。これは C-C'断面に沿うひび 割れが大きく開閉した実験結果に基づく。試験体の水平変形角を R と仮定すると、梁の 塑性ヒンジ回転角 R_bは式(7.2.3)により表現できる。

(7.2.2)

$$R_b = R + \sin^{-1}\left(\frac{2l_r \sin R}{l_b}\right) \tag{7.2.3}$$

ここで, *R*: 試験体の水平変形角, *l*_r: 剛域長さ, *l*_b: 梁のクリアスパンの長さである. 開口間の方立壁の δ_wは Fig.7.2.2 に示す崩壊メカニズムモデルより,式(7.2.4)により評価 できる。

 $\delta_w = \delta_c = l_c \cdot sinR_b \tag{7.2.4}$

ここで、 δ_c :上下の梁間の相対水平変位、 l_c :上下の梁の中心間距離である。



Fig. 7.2.1 せん断ひび割れ幅の定義とモデル化方法



Fig.7.2.2 崩壊メカニズムモデル

7.2.1.2 二次壁四隅の最大曲げひび割れ幅

曲げひび割れの開閉を生じる変形機構を 2.4.2 節の実験結果より, Fig.7.2.3(a)に示す ように仮定する。この変形機構より,降伏断面の中立軸深さを x_n ,降伏断面の全せいを Dとすると、ひび割れ引張縁における最大曲げひび割れ幅 W_f と部材角 R_b の関係は式 (7.2.5)のように表現できる。

 $W_f = (D - x_n) \cdot R_b$

(7.2.5)

ここで,試験体 WF の降伏断面(C-C'断面)の応力状態を Fig.7.2.3(b)(同図の各記 号は7.2節の末尾を参照されたい)の通り仮定すると,中立軸 xn は断面の平面保持仮定 および力の釣り合いから算定できる。先述したように, Wf は Fig.2.4.2(b)に黒点線で示す 二次壁の四隅の各領域に発生するすべての曲げひび割れを一本の曲げひび割れに集約 して評価している。





7.2.2 試験体 WFs のひび割れ幅の算定

7.2.2.1 方立壁のせん断ひび割れ幅

試験体 WFs の開口間の方立壁におけるせん断ひび割れ幅は, 試験体 WF のせん断ひ び割れ幅モデルと同様の仮定に基づいて式(7.2.1)と(7.2.2)に基づいて算定する。ただし, 2.4.3 節で示したように, 試験体 WFs は三方スリットを有するため二次壁の主要な損傷 は二次壁が周辺 RC 架構に衝突した後に観察された。そこで, 三方スリット付き二次壁 の衝突後における水平変位量 δ_w 'は式(7.2.6)により衝突前の二次壁と RC 架構間のクリ アランスを考慮して評価する。

 $\delta_w' = \delta_c - l_g \cdot l_c / l$

(7.2.6)

ここで、 l_g :構造スリット幅 (=12mm)、l:壁の高さ (=908mm) である。上下の梁間の相対水平変位 δ_c は Fig.7.2.4 に示す崩壊メカニズムモデルより、上記の式(7.2.4)により評価できる。また、梁の塑性ヒンジ回転角 R_b は、実験結果より塑性ヒンジは梁端部に形成されるとの仮定の下、式(7.2.3)より得られる。



Fig.7.2.4 崩壊メカニズムモデル

7.2.2.2 垂れ壁の最大曲げひび割れ幅

【B-B'断面 (Fig. 7.4.2(c)】

二次壁の開口下部隅角部において曲げひび割れの開閉を生じる変形機構を 2.4.3 節の 実験結果より、Fig.7.2.5(a)に示すように仮定する。この変形機構より、降伏断面の全せ いを D_B (B-B'断面)とする、曲げひび割れ幅 W_f と当該塑性ヒンジの回転角 R_w の関係 は式(7.2.7)のように表現できる。

 $W_f = (D_B - x_n) \cdot R_w$

(7.2.7)

ここで, 試験体 WF の降伏断面 (B-B'断面) の応力状態を Fig.7.2.5(b)の通り仮定する。 終局状態として引張側端部壁筋の降伏とコンクリートの圧縮強度到達 (ストレスブロッ ク³⁶⁾)を仮定すると,中立軸 x_n は断面の平面保持仮定および力の釣り合いから算定で きる。

また, R_w は Fig.7.2.4 の崩壊メカニズムモデルに基づき式(7.2.8)により表現できる。 $R_w = \delta_w' / l_h$ (7.2.8)

ここで, *l_h*: B-B'断面と C-C'断面の塑性ヒンジ間の距離である。



【C-C'断面(Fig. 2.4.2(c)】

B-B'断面と同様に、開口上部隅角部の曲げひび割れの開閉を生じる変形機構を 2.4.3 節の実験結果より、Fig.7.2.6(a)に示すように仮定する。この変形機構より、降伏断面の 全せいを D_c とすると、曲げひび割れ幅 W_f と当該組積ヒンジの回転角 R_w の関係は式 (7.2.9)のように表現できる。

 $W_f = (D_c - x_n) \cdot R_w$

(7.2.9)

試験体 WFs の降伏断面(C-C'断面)の応力状態を Fig.7.2.6(b)の通り仮定し, B-B'断 面と同様に xn を算定する。





記号

Fig.7.2.4(b), 7.2.5(b)および 7.2.6(b)に表記された記号の定義を,以下にまとめて示す.

- *a*_s : 上端/下端主筋の断面積
- *as*': 腹筋の断面積
- *ast* : せん断補強筋の断面積
- *a_{wi}*: i列目壁筋の断面積
- *b* :梁幅
- *b'* : 壁厚
- Cc :梁/壁コンクリートの圧縮力
- *C*_s:梁主筋の圧縮力
- *C*_{st}: せん断補強筋の圧縮力
- *Cwi* : i 列目壁筋の圧縮力
- *d* : 梁/壁の有効せい
- *d*': 梁端と梁主筋の距離
- dsti : 圧縮縁とi列目壁筋の距離
- *d*w: : 壁の全せい
- *d_{wi}*: 圧縮縁とi列目壁筋の距離
- g : 梁せいの 1/2
- *N* : 軸力
- *T* : 梁主筋の引張力
- *T'*:腹筋の引張力
- *Tst* : せん断補強筋の引張力
- *T_{wi}*: i列目壁筋の引張力
- *x_n*: 圧縮縁と中立軸の距離

7.3 ひび割れ幅の評価法の検証

7.2 節に提案したひび割れ幅の評価手法の妥当性を検証するため,提案手法による計算値を実験値と比較する。各サイクルのピーク時および除荷時におけるひび割れ幅の計算値を Fig.7.3.1 および 7.3.2 に併せて示す。



Fig. 7.3.1 試験体 WF におけるひび割れ幅の実験値と計算値の比較



Fig.7.3.2 試験体 WFs におけるひび割れ幅の実験値と計算値の比較

7.3.1 ひび割れ幅の測定結果

Fig.7.3.3 に実験におけるひび割れ幅の評価方法を示す。同図の試験体 WF の二次壁の 損傷状況はメカニズム形成時であり,試験体 WFs は二次壁が架構と衝突後の R=1/67rad である。両試験体ともに 5 つの領域で顕著なひび割れが観察された。各領域内において, 測定対象としたひび割れを対象にその最大幅の合計値を算定した。ただし,開口間の方 立壁のひび割れは正負方向それぞれで発生したひび割れについて個別に算定した。



Fig.7.3.3 実験におけるひび割れ幅の評価方法

7.3.2 試験体 WF

提案手法により, 試験体 WF の二次壁上で計測されたせん断ひび割れ幅および曲げひ び割れ幅を総じて良好に評価できた。ただし, 領域3 (Σ W₃) においては計算値がピー ク時の実験値を過大評価した。これは, 実験で領域3内におけるひび割れ幅の測定が最 大ひび割れ幅を示した1本に対してのみ実施されたが, 実験後の写真観察より, R=1/200rad のサイクル以後に同領域内において他にも比較的大きなひび割れ幅を示し た曲げひび割れが見られ (Fig.7.3.3(a)), その幅を計測しなかったことが原因と考えられ る。

7.3.2 試験体 WFs

試験体 WFs では各サイクルのピーク時におけるせん断ひび割れ幅は計算値が実験値をや や過大評価し、曲げひび割れ幅については大幅に過大評価した。これは、2.5節で記述した ように、繰り返し載荷下において梁の塑性伸びが累積すること(Fig.2.5.1)をモデルで表現 しなかったことが一因と考えられたため、次節において補正を試みる。また、除荷時の残留 ひび割れ幅はピーク時ひび割れ幅と比較すると、計算値と実験値はより整合しているが、以 下の補正後に改めて考察する。

7.4 試験体 WFs の二次壁の塑性ヒンジ回転角 R_wの補正

7.3.2 節に記述したように、とくにピーク時においてせん断ひび割れ幅および曲げひ び割れ幅の計算値が実験値を過大評価した。Fig.2.5.1 に示したように、本試験体では繰 り返し載荷下で梁の塑性伸びが確認された。そこで、衝突後における二次壁の水平変位 量 δ_w , (二次壁の塑性ヒンジ回転角 R_w)を式(7.4.1)により梁の塑性伸びによる二次壁と RC 架構間の間隔の拡幅を考慮して再評価した。

 $\delta_w' = \delta_c - l_g \cdot l_c / l - l_e / 2$

(7.4.1)

ここで、le:梁の塑性伸び量(実験値)である。

再評価した結果を Fig.7.3.1 および 7.3.2 に併せて示す。ピーク時におけるせん断ひび 割れ幅については補正値が実験値を概ね良好に評価した。一方,曲げひび割れ幅につい ては、本補正を施すことで計算値が改善されたが、依然として実験値を過大評価した。 これは、試験体 WF の領域 3 と同様に、実験では各領域内においてひび割れ幅の測定が 最大ひび割れ幅を示した 1 本について実施されたが、実験後の写真観察より、R=1/50rad のサイクル以後に各領域内で他にも拡幅し始めた曲げひび割れが見られ(Fig.7.3.3(b))、 その幅を測定しなかったことが原因と考えられる。

一方,除荷時については残留せん断ひび割れ幅においては計算値が実験値を大幅に過 少評価する結果となった。WFs ではWFと異なり,二次壁の周辺にスリットを有し周辺 架構からの拘束が小さいため,せん断ひび割れ幅が残留する傾向が見られたと解釈した。 残留曲げひび割れ幅については補正により評価精度が改善された。

7.5 損傷量に基づく住機能維持限界の評価

7.2~7.4節までは住機能維持限界の評価を行うために必要であるひび割れ幅の評価モデルの提案およびその妥当性について検討を行った。提案したひび割れ幅の評価モデルは実験結果を良好に評価したため、住機能維持限界点の評価に上記のモデルを用いることが可能と考えられる。

5.4 節に提案したひび割れモデルによる損傷量算定手法および 7.2 節に提案したひび 割れ幅の評価モデルを用いて,住機能維持限界点の算定を行う。気密性能 C 値に基づい て住機能維持限界に相当する損傷量 A_Dを式(5.4.2)より算出した。ここで,流量係数 α は 第6章の実験結果より 0.26 とし,延床面積は試験体のスケールに合わせ 5.67m² とした。 以上より,気密性能 C 値を用いて算出した損傷量を Table 7.5.1 に示す。また,損傷量の 総面積の式(5.4.3)および(5.4.4)に平均ひび割れ W_{ave}の代わりに 7.2 節の曲げひび割れ幅 およびせん断ひび割れ幅の算定式による評価結果を代入することで住機能維持限界に 相当する残留変形角を算定することが可能である。算定した結果を Table.7.5.2(a)に示す。 しかしながら,後述する鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針¹³⁾の手法に準じ て建物の住機能維持限界点を評価するためには残留変形角ではなく,ピーク時の変形角

(最大変形角)との関係を表現する必要がある。実験結果より,Fig.7.5.1 に示す最大変 形角と残留変形角の関係をみると残留変形角は最大変形角の約70%である。以上のよう に、気密性能C値を用いて算定した住機能維持限界点をTable.7.5.2(b)に改めて示す。試 験体WFの住機能維持限界点は0.0046rad (C値=2のとき)および0.0116rad (C値=5 のとき)となり、試験体WFsは構造スリットを設けたことで二次壁が柱に接触した後、 二次壁に損傷が発生したため住機能維持限界点は接触後の0.0216rad (C値=2のとき) および0.0294rad (C値=5のとき)となった。以上より、気密性能C値とひび割れモデ ルおよびひび割れ幅モデルに基づいて、RC二次壁すなわち RC 建物の住機能維持限界 点を評価した。

	Case1 (C 值=2)	Case2 (C值=5)	
A _D	43.6	109	

Table7.5.1 損傷量の総面積

Unit: cm²





Table7.5.2 住機能維持限界点の算定結果

(a)住検	的能維持	那限界に	おけ	る残留	冒変形	角
----	-----	------	------	----	-----	------------	---

	Case1 (C 值=2)	Case2 (C值=5)	
WF	0.0033rad	0.0081rad	
WFs	0.0151rad	0.0206rad	
(b) 住機能維持限界における最大変形角			
	Case1 (C 值=2)	Case2 (C 值=5)	
WF	0.0046rad	0.0116rad	
WFs	0.0216rad	0.0294rad	

7.6 まとめ

本章では,第2章の実験結果を対象とし,RC架構内の二次壁で観察されたせん断お よび曲げひび割れ幅を評価するための幾何学的モデルを提案し,実験結果との比較を通 してひび割れ幅の評価方法の妥当性について検討した。また,ひび割れ幅の評価モデル を用いて,住機能維持限界の評価を行った。本研究により得られた知見を以下に示す。

- 本試験体の二次壁に発生したせん断および曲げひび割れ幅を評価するための幾何 学的モデルを提示した。
- 2) 上記の提案モデルより,試験体のWFの二次壁に発生したせん断ひび割れ幅および 曲げひび割れ幅を評価した結果,良好に実験結果を評価できることを確認した。
- 3) 試験体 WFs において二次壁の衝突後,二次壁に発生したせん断ひび割れ幅および 曲げひび割れ幅を提案モデルより概ね評価できた。
- 4) 第6章の実験結果より得られた流量係数を用いて住機能維持限界に相当する損傷量 を算定し、第5章のひび割れモデルとひび割れ幅の評価モデルを用いて損傷量を評 価することにより、C値が2の場合において試験体WFおよびWFsは0.46%radと 2.16%rad, C値が5の場合においては1.16%radと2.94%radと住機能維持限界点を 評価した。

第8章 二次壁を有する RC 建物の耐震性能評価

8.1 はじめに

第4章では耐震性能評価指針に基づいて耐損傷限界を評価し,安全限界においては実験で確認された梁主筋の座屈現象に着目し,梁主筋の座屈発生点を評価することにより 安全限界を評価した。また,第7章では,気密性能C値および損傷量の評価モデルを用 いて住機能維持限界を評価した。

本章では,耐震性能評価指針²⁸⁾に提案されている耐震性能評価手法を用いて,RC建 物の設計用の加速度応答スペクトルを基準とする耐震性能評価を行う。第2章で示した 研究対象建物を骨組モデルに置換してプッシュオーバー解析を行う。解析結果より,等 価1自由度系による最大地震応答値の算定手順に従って当該建物の代表点変位が建物 全体の耐損傷限界点および安全限界点,住機能維持限界点に到達する地震動の強さを算 定し,基準地震動の強さとの比較をして当該建物の耐震性能を評価する。

8.2 耐震性能評価法の概要

8.2.1 RC 建物のモデル化

Fig.2.2.2 に示す本研究の対象建物は X 方向の最外縁の構面に二次壁が配置されている。また、対称な平面計画となっているため、最外縁の Y1 構面のみをモデル化しプッシュオーバー解析を行う。

Fig.8.2.1 に各ケースの骨組解析モデルを示す。Case0 は柱梁架構のモデルであり, Case1 は一体的な二次壁を有するモデル, Case2 は三方スリット付き二次壁を有するモ デルである。また, 3.2 節に示した RC 架構試験体の骨組解析モデルでは梁軸力の影響 を評価するために梁部材に MS モデルを採用した。しかしながら, MS モデルでは抜け 出しによる変形を合理的に評価できないため,建物の解析モデルでは梁部材を単軸バネ モデルとし,曲げ変形に対する復元力特性はトリリニアモデルとした。柱部材では変動 軸力を考慮するために MS モデルを採用した。また,せん断変形に対しては梁部材およ び柱部材ともに弾性とした。また,剛域および危険断面位置は第3章と同様に定義した。

Case1 において開口間の方立壁は3章に示した RC 架構試験体の骨組解析と同様にモ デル化し,曲げ特性を MS モデルにより表現し,せん断特性は非線形せん断バネにより 表現した。垂れ壁/腰壁付き梁の曲げひび割れモーメントは Fig.3.2.3 に示す斜め降伏 断面を想定した断面係数を用いて評価し,曲げ降伏モーメントは梁主筋の降伏を仮定し た断面の力の釣り合いに基づいて求めた。

Case2 において水平スリット部に配筋される振れ止め筋は3章に示した RC 架構試験 体の骨組解析と同様にモデル化し,鉛直スリットの振れ止め筋は架構上梁の曲げバネの 復元力特性の算定において考慮した。具体的には,曲げひび割れモーメントは振れ止め 筋を考慮した断面係数を用いて評価し,曲げ降伏モーメントは振れ止め筋を考慮した断 面の力の釣り合いに基づいてより求めた。

Fig.8.2.2 に梁部材における曲げ変形に対する復元力特性を示す。曲げ変形に対する復元力特性の各値は 4.2.1 節に示した梁部材の耐損傷限界点と同様の算定方法を用いた。 また,耐損傷限界点は 4.2 節,安全限界点 4.3 節に示した算出方法を用いた。なお,梁 軸力の影響は無視し,曲げ降伏時の主筋の抜け出しによる変形角は耐震性能評価指針に 提案される実験式を用いた。

梁主筋の柱梁接合部からの抜け出しによる部材角 R_{ypi}は式(8.2.1)により求めた。

$$R_{y,pj} = \frac{\Delta S_y}{d_n} \tag{8.2.1}$$

$$\Delta S_{y,t} = \left(0.798 \frac{u_b}{\sigma_B^{2/3}} + 0.733\right) \cdot \frac{\varepsilon_y \cdot D_c}{2} \quad (\perp \mbox{iff})$$
(8.2.2)

$$\Delta S_{y,t} = \left(0.696 \frac{u_b}{\sigma_B^{2/3}} + 0.463\right) \cdot \frac{\varepsilon_y \cdot D_c}{2} \quad (\begin{tabular}{l} \begin{tabular}{l} \varepsilon_y \cdot D_c \\ \varepsilon_y \cdot D_c \end{array} \right) \tag{8.2.3}$$

 $u_b = \frac{1+\gamma}{4} \cdot \frac{\sigma_y \cdot d_b}{D_c} \tag{8.2.4}$

ここで、 d_n : 引張主筋位置から中立軸位置までの距離、 ΔS_y : 梁主筋降伏時の柱梁接合 部からの梁主筋の抜け出し量であり、上端筋および下端筋をそれぞれ式(8.2.2)および式 (8.2.3)より求めた。また、同式の u_b は柱梁接合部内の梁主筋に沿って存在し得る最大付 着応力度であり式(8.2.4)により算定した。ここで、 ε_y : 梁主筋の降伏ひずみ、 σ_y : 梁主筋 の降伏応力、 D_c : 柱全せい、 γ : 梁主筋の複筋比($\gamma \leq 1$)、 d_b : 梁主筋径である。また、 初期剛性に対する曲げ降伏後の剛性比 β は 1.0×10⁴ とした。







Fig. 8.2.2 梁部材の曲げ変形に対する復元力特性(トリリニアモデル)

8.2.2 等価一次自由度系への縮約

建物全体の耐震性能評価を行うため,弾性1次モードに比例する外力分布を仮定した プッシュオーバー解析を行い,解析結果より文献 37)に示される等価一自由度系縮約 手法を用いて建物の代表点高さにおける耐力曲線(Capacity spectrum)を作成する。建 物の耐力曲線は設計用応答スペクトルと同様に加速度 ₁S_a 一変位関係 ₁S_a の値で表現し, それぞれはプッシュオーバー解析より得られた解析結果を用いて式(8.2.5)および式 (8.2.6)より求める。

$${}_{1}S_{a} = \left(\sum_{i=1}^{N} m_{i} \cdot {}_{1}\delta_{1}^{2}\right) \cdot {}_{1}Q_{B} / \left(\sum_{i=1}^{N} m_{i} \cdot {}_{1}\delta_{i}\right)^{2}$$
(8.2.5)

$${}_{1}S_{d} = \left(\sum_{i=1}^{N} m_{i} \cdot {}_{1}\delta_{1}^{2}\right) \cdot {}_{1}S_{a} / \sum_{i=1}^{N} {}_{1}P_{i} \cdot {}_{1}\delta_{i}$$

ここで、 $N: 建物の階数, m_i: i 層の質量, l\delta_i: i 層の1 層床位置に対する相対変位, lP_i: i 層の作用水平力, lQ_i: ベースシアである。$

また,上記の手法により作成される建物の耐力曲線において,建物の各限界点は建物 全層において梁部材が初めて限界点に到達した時点と定義する。

弾性1次モードに比例する各層の外力分布は式(8.2.7)により求める。

 $C_i = m_i \cdot {}_1\beta_i \cdot {}_1u_i / \sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1\beta_i \cdot {}_1u_i$

(8.2.7)

(8.2.6)

ここで、₁β₁u_iは1次モード刺激関数であり、固有値解析より算出した。

Fig.8.2.3 に固有値解析による各解析ケースの $_{l}\beta_{l}u_{i}$ 分布を示す。Case2 の $_{l}\beta_{l}u_{i}$ の値は少しい大きいものの,総じて全てのケースにおいて $_{l}\beta_{l}u_{i}$ の分布には大きな変化は見られなかった。



Fig. 8.2.3 各解析ケースの ι β ιui 分布

8.2.3 限界地震動倍率の算出

本研究では、標準加速度応答スペクトル S_oに地域係数 Z および表層地盤における加速度の増幅率 G_sを掛け合わせた建物に作用する加速度応答スペクトル S_aに対して、建物の耐力曲線上の耐損傷限界点および安全限界点,住機能維持限界点に到達する限界地 震動倍率を求め、対象建物の耐震性能評価を行う。

標準加速度応答スペクトル Soは工学的基盤における減衰定数 5%の場合の加速度応答 スペクトルとして、平 12 建告第 1461 号に基づき、Table8.2.1 に示す建物の固有周期に より算出した。建物の耐損傷限界点に対しては稀に発生する地震動の加速度応答スペクトル Sad と比較し、安全限界点に対しては極めて稀に発生する地震動の加速度応答スペ クトル Sad と比較する。また、住機能維持限界点に対しては耐損傷限界点との比較を行うため、稀に発生する地震動の加速度応答スペクトル Sad と比較する。

表層地盤における加速度の増幅率は Table8.2.2 に示す式を用いて略算的に算出する。 研究対象建物においては第2種地盤を想定し,建物の固有周期によって算定できる。地 域係数 Z は 1 と仮定した場合に建物に作用する加速度応答スペクトル S_a と建物周期 T の関係を Fig.8.2.4 に示す。さらに,式(8.2.8)に示す変位応答スペクトル S_d および加速度 応答スペクトル S_a の関係式より求められる $S_a - S_d$ 関係を Fig.8.2.5 に示す。

 $S_a = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \cdot S_d \tag{8.2.8}$

一般に, 建物の耐損傷限界点に対して限界地震動倍率を算定する際, 建物は弾性範囲 にあると仮定されるが, 安全限界点に対して検討を行う場合では建物は塑性化し, それ に伴う履歴減衰の増加を適切に評価しなければならない。本研究においては Fig.8.2.6 に 示した手法により求められる建物の耐力曲線をバイリニアに近似することにより, 等価 剛性および安全限界点における塑性率 μ を求める。また, 得られた塑性率 μ より等価粘 性減衰 h_{eq} および減衰による応答低減係数 F_h を算出する。

Fig.8.2.6 に示す建物の耐力曲線において,耐力曲線によって囲まれる面積(OLBA) とバイリニアによって囲まれる面積(OABC)が等しくなるように等価剛性を設定する。 この際に点 B は建物の安全限界点とし,建物の耐力曲線において安全限界点に到達す る前に耐力低下が生じる場合においては点 B を最大耐力点と仮定する。また,柱梁架構 に二次壁が衝突して耐力が上昇する場合においては点 B を衝突時点と仮定する。バイ リニアの二次勾配はゼロと仮定し、安全限界点の塑性率 μ は安全限界点(点 B)における変位 Δs をバイリニア曲線の折れ点(点 C)における変位 Δy で除した値をとする。

以上のように Fig.8.2.6 の点 B までをバイリニアに置換することで求められる塑性率 μ に基づき,等価粘性減衰を式(8.2.9)より算出する。同式は初期の減衰値 h=0.05 からの 塑性化に伴う減衰の増分を表し,減衰に伴う応答の低減係数 F_h は式(8.2.10)より算定す る。

$$h_{eq} = 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.05 \tag{8.2.9}$$

$$F_h = \frac{1.5}{1+10h_{eq}} \tag{8.2.10}$$

建物の耐力曲線において、Fig.8.2.7 に示すように耐損傷限界点に対しては加速度応答 スペクトル Sad の限界地震動倍率 ad を算定し、安全限界点に対しては減衰による低減を 考慮した加速度応答スペクトル Sas の限界地震動倍率 as を算定する。住機能維持限界点 に対しては塑性化の前後と区分し、塑性化の前においては加速度応答スペクトル Sad の 限界地震動倍率 ad を算定し、塑性化後においては減衰による低減を考慮した加速度応 答スペクトル Sas の限界地震動倍率 as を算定して各ケースの耐震性能評価を行う。

Table7.2.2 標準加速度応答スペクトルの算定式

建物の固有周期 T(秒)	加速度応答スペクトル(m/s ²)	
	稀に発生する地震動	極めて稀に発生する地震動
T < 0.16	0.64+6T	3.2+30T
$0.16 \leq T < 0.64$	1.6	8.0
$0.64 \leq T$	1.024/T	5.12/T

建物の固有周期 T(秒)	加速度応答スペクトル(m/s ²)
T < 0.64	G _s =1.5
$0.64 \leq T < T_u$	Gs=1.5(T/0.64)
$T_u \leq T$	$G_s=g_v$

ただし, Tu=0.64(gv/1.5)

g_v=2.025



Fig. 8.2.4 建物に作用する加速度応答スペクトルと周期の関係



Fig. 8.2.5 建物に作用する加速度応答スペクトルと変位応答スペクトルの関係



Fig. 8.2.7 限界地震動倍率の算定

8.3 耐震性能評価結果

8.3.1 プッシュオーバー解析結果

Fig.8.3.1 に各ケースにおけるプッシュオーバー解析の層せん断力と層間変形角の関係を示す。

各ケースの初期剛性に着目すると、Case1 では垂れ壁/腰壁を考慮したことと、さらに 開口間の方立壁を考慮したことにより、Case0 および2と比べ初期剛性が大きく増大し た。構造スリットに振れ止め筋を配筋した Case2 では Case0 と比較して初期剛性が増加 した。このことから、二次壁および振れ止め筋が剛性に大きな影響を与えることが確認 された。

各ケースの層せん断力に着目すると、Case1 は一体型の二次壁を考慮したことで他の ケースより大きく最大層せん断力が増加した。しかし、開口間の方立壁の耐力劣化が生 じたため、層せん断力の低下が見られた。Case2 においては振れ止め筋を考慮すること で各層において 40%程度最大層せん断力が増大した。

以上の結果より, RC 建物の設計において二次壁および構造スリットに配筋される振 れ止め筋の影響を無視することはできず,梁部材の耐力が大きく増大することに留意す る必要がある。



8.3.2 一次縮約結果

8.2.2 節に述べた等価一次自由度系への縮約手法を用いて作成した各解析ケースの耐力曲線(Capacity spectrum)を Fig.8.3.2 に示す。また、同図に建物全体の等価粘性減衰定数 *h*_{eq}の評価に用いるために近似したバイリニア曲線および耐損傷限界点、安全限界点、住機能維持限界点を併せて示す。

各ケースの耐損傷限界点における建物の代表点変位を比較すると、Case1 および2 は Case0 と比べ小さい変位となった。これは二次壁およびスリットを有する二次壁が 梁に付帯することにより剛性が高くなり、耐損傷限界点の変形角が小さく評価された ことが原因である。

各ケースの安全限界点における建物の代表点を比較すると、Case0 と2は同程度で あった。これは安全限界点を梁の主筋座屈として評価したことに起因する。Case1 に おいて安全限界点における建物の代表点変位が他のケースと比較して小さい。これ は、開口の二次壁が劣化することにより早期に安全限界点到達するためである。

Case2 において住機能維持限界点における建物の代表点変位が Case1 と比較して大幅 に大きくなった。これは Case2 において二次壁に構造スリットを設けたことから、衝 突前までは二次壁の損傷が抑制されたためである。



耐損傷限界点 ▲ 安全限界点 ● 住機能維持限界点 ◆

8.3.3 各限界点における限界地震動倍率

Fig.8.3.3 に各ケースについて耐損傷限界点における稀に発生する地震動に対する限 界地震動倍率の算定結果を示す。

Case0 では耐損傷限界点における建物の代表点変位が各ケースの中で最も大きかった が,限界地震動倍率は 0.88 倍であり他の解析ケースと比較すると最小値として評価さ れた。Case1 では二次壁を設けたことにより,建物の耐力増加があったため限界地震動 倍率は大幅に増大した。Case2 では三方スリット付き二次壁が梁部材の剛性を大きくし, 端部の損傷状況を進行させることから,建物の耐損傷限界点に対して危険側の影響を与 えることが確認された。

Case2 ではスリット付き二次壁を考慮したことにより梁部材の耐損傷限界変形角は小さ くなり、振れ止め筋を梁の曲げ耐力に考慮したため、建物の耐力増加が増加して限界地 震動倍率は Case1 よりわずかに大きくなった。

Fig.8.3.4 に各ケースについて安全限界点における極めて稀に発生する地震動に対する限界地震動倍率の算定結果を示す。

近似したバイリニアの等価剛性の大きさによって塑性化後の減衰による応答低下の 影響が変化し、3つのケースの中で降伏点変形が最も小さい Case1 の限界地震動倍率が 最大の2.38 となった。Case2 の限界地震動倍率は1.63 であり、Case0 と比べ代表点変位 は同程度であるものの、限界地震動倍率は約1.5 倍であった。これは、構造スリット内 に配筋された振れ止め筋が耐力増分に寄与したことが起因である。

Fig.8.3.5 に各ケースについて住機能維持限界における稀に発生する地震動に対する 限界地震動倍率の算定結果を示す。両ケースともに耐損傷限界点の変形より大きい変形 で住機能維持限界が評価されている。また,限界地震動倍率をみると耐損傷限界時より 大きく,本研究における住機能維持限界の定義の範囲において,対象建物は住機能維持 限界点まで建築機能を保持している判断することができる。

Table8.3.1 に稀に発生する地震動に対する限界地震動倍率と建物の代表点変位をまと める。耐損傷限界点において剛性が大きい Case1 および Case2 において十分な耐震性能 を保有していることが確認された。また、このように剛性が大きい建物では塑性後の減 衰効果にも期待ができる。結果的に、Case1 および Case2 では安全限界点に対する限界 地震動倍率は Case0 と比較して大きい値となった。機能限界点においては構造スリット 付き二次壁を有する Case2 が一体的な二次壁を有する Case1 より約 1.5 倍程度大きい値 となった。これは、構造スリットを有することで壁が柱梁架構に衝突する前まで損傷を 制御できたことが起因し、構造スリットによる住機能維持限界点に対する耐震性能の向 上効果が期待できる。



Fig.8.3.3 耐損傷限界点における稀に発生する地震動に対する限界地震動倍率



Fig.8.3.4 安全限界点における極めて稀に発生する地震動に対する限界地震動倍率



Fig.8.3.5 住機能維持限界点における稀に発生する地震動に対する限界地震動倍率
		Case0	Case1	Case2
耐損傷限界点	限界地震動倍率	0.88	4.4	1.13
	代表点変位(cm)	3.40	1.3	1.8
安全限界点	限界地震動倍率	4.35	11.9	8.15
	代表点変位(cm)	18.97	13.4	24.65
住機能維持限界	限界地震動倍率	-	4.82	7
点	代表点変位(cm)	-	2.27	20

Table8.3.1 稀に発生する地震動に対する限界地震動倍率と建物の代表点変位

8.4 まとめ

本章では、本研究の対象建物についてプッシュオーバー解析を行った。また、解析結 果に基づき、耐震性能評価指針に提案されている耐震性能評価手法に準じて耐損傷限界 点、安全限界点、住機能維持限界点限界点に対する耐震性能評価を行った。本研究によ り得られた知見を以下に示す。

- 2) 住機能維持限界において本研究で提案した RC 建物の住機能維持限界点の定義の範囲内では、建物は耐損傷限界を超えても建築機能を保持する領域があることを確認した。
- 3) 住機能維持限界においては構造スリットを有する二次壁が二次壁を有する RC 建物のより大きい限界地震倍率7(約1.5倍)を示した。これは、構造スリットを有することにより壁が柱梁架構に衝突する前まで壁の損傷を制御できためであり、構造スリットによる RC 建物の耐震性能の向上効果が期待できる。

第9章 結論

本研究は、二次壁を有する RC 建物の真の構造性能を把握し、二次壁を考慮した耐震 性能評価を目的とした研究である。さらに、RC 建物の継続使用性について、RC 建物 の住機能性を維持できる限界点として定義することを目的とした。本章では本論文の各 章において示した検討項目および研究成果を総括して示す。

9.1 本研究のまとめ

第1章では、本研究の背景と目的を示すとともに、本研究に関連する既往の研究をま とめ、本研究の動機を示した。

第2章では、二次壁の有無をパラメータとして本研究で設定する研究対象建物の単層 単スパンの RC 柱梁架構の構造実験を行い、柱梁架構と一体的な二次壁、三方スリット を有する二次壁が架構の剛性および耐力上昇に寄与することを実験的に示した。

第3章では,第2章の実験結果に基づいて,二次壁を有するRC架構の構造性能を合理的に評価するための構造解析モデルを提案した。提案した構造解析モデルより,試験体の構造性能および挙動を精度よく評価できた。

第4章では,RC 建物の耐震性能評価指針に従いRC 梁部材の性能評価を行った。ただし、本実験において大変形域で梁主筋の座屈現象が確認されたため、梁主筋の座屈を考慮した安全限界点の算定方法を提示した。以上の算定方法より、耐損傷限界点および安全限界点は実験における各限界点を適切に評価できることを確認した。

第5章では,建築環境工学の観点から RC 建物の住機能維持限界を考察し,被災した 建物を想定して気密性能 C 値を用いて住機能性能を評価する一つの案を示した。さら に,第2章の実験結果に基づくひび割れモデルと気密性能 C 値を用いて住機能維持限 界時に相当する RC 建物の暫定的な損傷量を試算し,気密性能と損傷量の関係を示し, 本提案の実現可能性を示した。

第6では、地震による RC 壁の損傷を模擬し、損傷を受けた壁に対して気密測定を行い、RC 壁の損傷と気密性の関係を実験的に取得した。

第7では,第6章の気密測定実験より得られた流量係数を用いて住機能維持限界に相当する損傷量を算定し,第2章の実験結果に基づくひび割れモデルとひび割れ幅の評価 モデルを用いて損傷量を評価することにより,本試験体の住機能維持限界点を評価した。

第8章では、本研究の対象建物を用いてプッシュオーバー解析を行い、RC 建物の耐 震性能評価指針の耐震性能評価手法に準じて各限界点に対する耐震性能評価を行った。 また、本研究で提案した RC 建物の機能維持限界点の定義の範囲内では、RC 建物は耐 損傷限界を超えても建築機能を保持する領域があることを確認した。

9.2 今後の課題

本研究の一連の検討を行った結果,二次壁を有することにより RC 建物の構造性能が 実験的に示した。また,建築環境工学の観点からを用い,RC 建物は耐損傷限界(使用 限界)を超えても RC 建物の住機能を保持する領域が存在する可能性を示した。この成 果は地震被災時において構造の安全性とともに,RC 建物の継続使用について住機能性 を考慮した評価が期待できる。しかしながら,その評価法を実用化するためには引き続 き検討すべき課題が残る。本評価法の将来的な実用化に必要な項目を以下にまとめる。

(1) **RC** 壁の気密性能の解明

RC 壁の気密性能実験では住機能維持限界を評価するときに必要である流量係数を実験 的に評価した。また、本研究では壁厚が流量係数に与える検討を行った。しかし、流量係数 を適切に評価するためにはさらなる検討が必要である。今後は、ひび割れを有する RC 壁の 流量係数を適切に評価する目的とし、開口の形状による損失係数およびひび割れ面の形状 による摩擦係数を評価するため、3D スキャナーを用いる模型実験および流体解析を用いて 検討する予定である。

(2) RC 壁の気密性能と居住環境の相関関係

本論文では次世代省エネルギー基準の C 値(制限値)を用いて住機能維持限界を評価した。しかしながら,制限値である C 値と居住環境の相関関係は未だに不明確である。被災時の RC 建物において健全な生活ができる観点から,住機能維持限界を評価するためには C 値と居住環境の関係を把握する必要がある。今後,住機能維持限界を指標として使用するためには居住環境の変化を物理的な値(室内の温度変化,音レベルの変化など)と定量化する必要がある。

(3) 住機能維持限界を耐震性能評価への適用

本研究では対象建物において住機能維持限界の評価を行い、本論文で定義している範囲 では耐損傷限界を超えても住機能を保持する領域が存在することを示した。ただし、2ケー スの建物において検討した結果であり、住機能維持限界を実用化するためには、その他の建 物、とくに様々な二次壁に対して多様な建物に適用し、評価法への妥当性を検証することが 不可欠である。

参考文献

- 1) 日本建築学会:東日本大震災合同調査報告 建築編 2, 2015.1
- 建築技術:建築技術-特集:熊本地震における地震特性と建築物の被害-, No.803, 2016.12
- 日本建築センター:建築物の構造規定-建築基準法施行令第3章の解説と運用-, 1995.5
- 4) 日本建築防災協会:2017 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・ 耐震改修設計指針同解説,2017.7
- 5) 日本建築学会: 阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計-特徴的被害の原因と設計へ の提案-, 1998.10
- 小塩友斗,真田靖士,金裕錫:主体架構と一体のRC造方立壁の構造性能評価,日本 建築学会構造系論文集,Vol.80,No.713,pp.1145-1153,2015.7
- 7) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 2010.2
- 8) 住宅性能評価・表示協会:新築住宅の住宅性能表示制度ガイド,2016.4
- 9) 市之瀬敏勝,青山博之:腰壁を切断した鉄筋コンクリート造はり柱接合部の実験的研究,コンクリート工学, Vol.20, No.7, pp.97-110, 1982.7
- 10) 田才晃, 渡邊秀和, 楠浩一, 福山洋, 田尻清太郎: 腰壁・垂れ壁付き RC 梁部材の構 造性能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-2, pp.93-96,2009.8
- 鈴木 淳史,渡邊秀和,楠浩一,福山洋:構造スリットを有する垂れ壁・腰壁付き RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究,コンクリート年次論文集,Vol.32, No.2, pp.205-210, 2010
- 12) 田尻清太郎,加藤博人,壁谷澤寿一,諏訪田晴彦,谷昌典: RC 造雑壁付き部分架構

の水平加力実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV, pp.29-30, 2013.8

- 13) 柳沢学:3辺を完全スリットで切り離した無開ロ壁板付き RC 架構の構造性能に関 する実験的研究,日本建築学会近畿支部研究報告集,pp.261-264,2010
- 14) 鈴木敏郎,滝口克己,井出豊,内山政彦:ひびわれの生じたコンクリート壁からの 気体漏洩に関する基礎的実験,日本建築学会構造系論文報告書, No.33, pp.27-33, 1987.3
- 15) 鈴木敏郎, 滝口克己, 堀田久人, 井出豊: ひびわれの生じたコンクリート壁からの 気体漏洩に関する実験研究-気体の圧縮性を考慮した実験式の検討-, 日本建築学 会構造系論文報告書, No.384, pp.15-25, 1988.2
- 16) 鈴木敏郎,滝口克己,井出豊,堀田久人:ひびわれの生じたコンクリート壁からの 各種気体の漏洩に関する研究,日本建築学会構造系論文報告書, No.391, pp.10-18, 1988.9
- 17) 鈴木敏郎, 滝口克己, 堀田久人, 小島直樹: ひびわれの生じたコンクリート壁から の気体漏洩, 日本建築学会構造系論文報告書, No.416, pp.17-25, 1990.10
- 18) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算基準(案)・同解説,2016.6
- 19) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説,2010.11
- 20) 坂田弘安,林静雄,和田章,黒正清治:軸方向変形の拘束効果を考慮した鉄筋コン クリートはりの弾塑性性状に関する実験研究,日本建築学会構造系論文報告集, No.380, pp.45-55, 1987.10
- 21) Kozo system : SNAP Ver.7 technical manual, 2015
- 22) Kang-Ning. Li, H. Aoyama and S. Otani : Reinforced Concrete Columns under Varying Axial Load and Bi-Direction Lateral Load Reversal, Procs. of 9th WCEE, Tokyo-Kyoto, pp.537-544, 1988
- 23) 国土交通省等:2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書,2008.5

- 24) 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
- 25) Hognestad, E., Hanson, N.W., McHenry, D.: Concrete stress distribution in ultimate strength design, ACI Journal, 52 (12), 455-480, 1955
- 26) Applied Technology Council: ATC-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Volume 1., Report No. SSC, 96–01, 1996
- 27) American Society of Civil Engineers: ASCE/SEI 41-06, Seismic rehabilitation of existing buildings, 2007
- 28) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004.1
- Takeda, T., M.A.Sozen, and N.N. Nielsen. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 96.
 No. ST12, December1970, pp. 2557-73
- 30) 秋山充良,内藤英樹,鈴木基行:軸方向鉄筋の座屈発生点に対応した終局曲率の簡 易算定法および RC 柱と SRC 柱の靭性能評価への適用,土木学会論文集,No-725/V-58, 113-129, 2003.2
- 31) 長沼一洋,大久保雅章:繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, No.536, pp.135-142, 2000.10
- 32) 日本建築学会: 阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計-特徴的被害の原因と設計
 への提案-, 1998.10
- 33) 一般財団法人建築環境・省エネルギー機構:住宅の平成11年省エネルギー基準の 解説,
- 34) 日本規格協会:送風機による住宅等の気密性能試験方法(JISA 2201:2003), 2003.1
- 35) 気密測定技術普及委員会:住宅の気密性能試験方法,建築環境・省エネルギー機構, 2004

- 36) American Concrete Institute (ACI), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-11) and Commentary, 2011.8
- 37) 倉本洋:多層建築物における等価1自由度系の地震応答特性と高次モード応答の
 予測,日本建築学会構造系論文集,Vol.580,pp61-68, 2004.6