

論文 曲げ降伏が先行する縦長開口耐震壁に関する事前変数解析と実験検証

井崎 周*1・劉 虹*2・真田 靖士*3・市之瀬 敏勝*4

要旨: 本研究では壁高さ方向に連続する縦長開口を有する耐震壁を対象に二次元 FEM 解析を行い、破壊モードがせん断破壊先行型となる壁試験体の実験結果を再現した。このモデルを用いて、曲げ破壊が先行する縦長開口耐震壁を実現するため開口高さを変数とした事前解析を行った。また、曲げ終局強度を示した解析モデルに基づく試験体の静的載荷実験を実施し、試験体の破壊モードが曲げ型となることを実証した。さらに実験に則した材料定数を用い事後解析を行い、実験と解析の比較から解析モデルの有効性と課題を確認した。
キーワード: 有開口耐震壁, 模型実験, 曲げ降伏, 事前解析, FEM 解析

1. はじめに

日本建築学会の 2010 年版鉄筋コンクリート構造計算規準¹⁾(以下, RC 規準)では, 有開口耐震壁のせん断強度算定法に縦長開口低減率 r_3 が導入されているものの, 縦長開口を有する耐震壁(以下, 縦長開口耐震壁)に対する検証実験がほとんど行われていないのが現状である。

以上の背景から筆者らは縦長開口耐震壁を対象に, 開口配置を変数とした静的載荷実験を継続的に実施し, 開口低減率 r_3 の評価精度と縦長開口連層耐震壁の構造性能を検討してきた²⁾⁴⁾。また, 縦長開口耐震壁の各構成要素の負担耐力を検討するため, 既往の実験²⁾を対象に FEM 解析を行い, せん断破壊が先行する縦長開口耐震壁実験を再現可能な解析モデルおよび材料構成則を示した⁵⁾。一方, 曲げ降伏が先行する場合における縦長開口連層耐震壁の構造性能について, 現在実験例が非常に少ない。

そこで本研究では, 曲げ降伏が先行する縦長開口連層

耐震壁を実現できる解析モデルを提示し, 既往の縦長開口が 1 列に偏在配置された試験体³⁾を対象に, 側柱主筋および開口高さを変数とした事前解析を実施した。また, この結果を元に曲げ降伏が先行する縦長開口連層耐震壁を模擬する試験体を対象に静的載荷実験を行った。さらに, 実験に則した入力条件および材料定数を設定した事後解析を実施し, 解析結果と実験結果を比較することで解析モデルの有効性と課題について検討した。

2. 解析対象試験体³⁾

2.1 試験体概要

縦長開口耐震壁試験体の静的載荷実験の詳細は文献³⁾を参照されたい。解析対象とした既往の実験で用いられた試験体 WV1 は中層の RC 建物における連層耐震壁を想定した 1/4 スケールのものである。図-1 に試験体 WV1 の形状および配筋詳細を, 表-1 に試験体の構造詳細を,

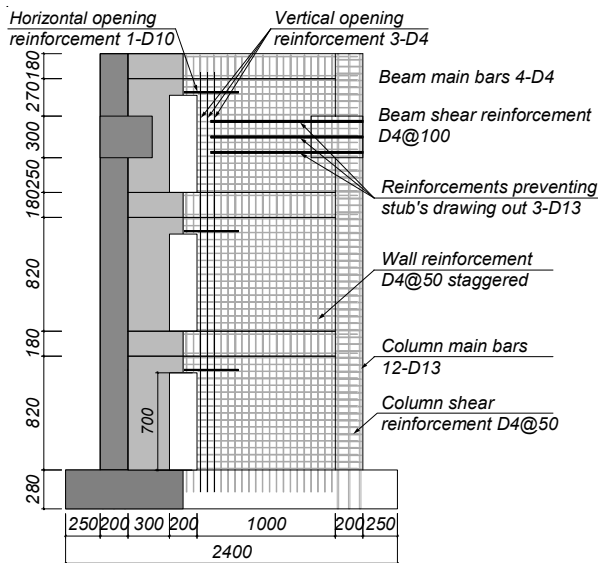


図-1 試験体 WV1 の形状および配筋図

表-1 試験体構造詳細

		WV1
Column	$b \times D$ (mm)	180x200
	Main bars	12-D13 ($p_g=4.23\%$)
	Shear reinforcement	D4@50 ($p_w=0.31\%$)
Beam	$b \times D$ (mm)	60x180
	Main bars	4-D4 ($p_t=0.29\%$)
	Shear reinforcement	D4@100 ($p_w=0.47\%$)
Wall	$t_w \times l_w$ (mm)	60x1700
	Wall reinforcement	D4@50 staggered ($p_s=0.47\%$)
Opening	$l_o \times h_o$ (mm)	200x700
	Vertical reinforcement	3-D4
	Horizontal reinforcement	1-D10

p_g : 柱の全鉄筋比, p_{wc} : 柱の帯筋比 p_t : 梁の引張鉄筋比, p_{wb} : 梁の筋筋比, p_s : 壁板の補強筋比

表-2 コンクリートの材料特性

Compressive strength (N/mm^2)	Elastic modulus (kN/mm^2)
27.7	25.9

表-3 鉄筋の材料特性

	Yield stress (N/mm^2)	Elastic modulus (kN/mm^2)	Tensile Strength (N/mm^2)
D4(SD295A)	347	182	491
D13(SD785)	766	187	1017

*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (学生会員)

*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 JSPS 特別研究員 DC (学生会員)

*3 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 教授 博士(工学) (正会員)

*4 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻 教授 工学博士 (正会員)

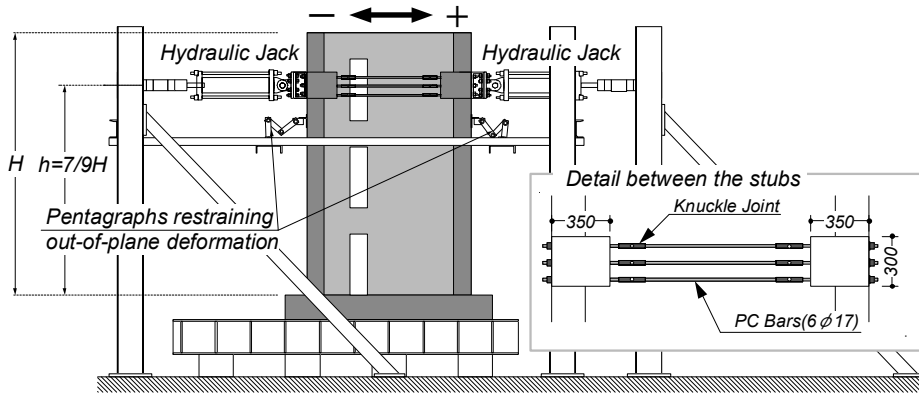


図-2 荷装置

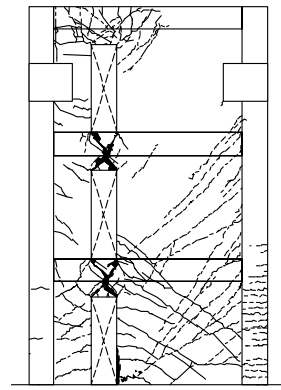


図-3 最終破壊状況

表-2 にコンクリートの材料特性を、表-3 に鉄筋の材料特性を示す。本試験体では、梁幅と壁厚は同一の寸法 (60mm) であり、梁型はない。なお、開口面積は $h_{op} \times l_{op} = 700 \times 200 \text{mm}$ とし、RC 規準において縦長開口における開口低減率 r_3 が最も低くなるよう設計された。

また、図-2 に荷装置を示す。水平力の荷重は荷重フレームと上スタブを接続する左右 2 台の水平オイルジャッキの荷重の絶対値が等しくなるように、両上スタブの水平変位 δ の平均値を計測位置高さ $h=2,400 \text{mm}$ で除した変形角 R で制御された。なお、本実験は軸力を加えない荷重計画とし、側柱の主筋量を割り増すことにより圧縮側柱に作用する力が現実的な数値となるように設計された (表-1 参照)。また、開口の偏在の影響により正荷重および負荷重の最大耐力の差が予測されたため、境界梁の損傷レベルが小さくなると考えられる負荷側の加力から実施された。

2.2 実験結果の概要

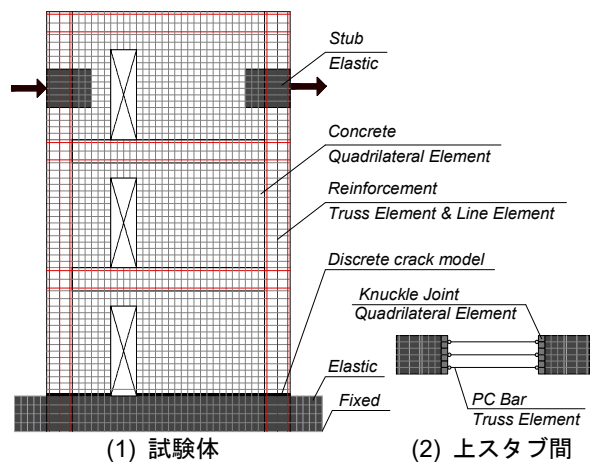
図-3 に試験体 WV1 の最終破壊状況を示す。また、試験体の履歴特性は後述の図-6 に示している。なお、同図では r_3 を用いた計算耐力を点線で併せて示している。

試験体 WV1 では、 $R=+0.25\% \text{rad}$ のサイクルにおいて、二層 (床位置) 境界梁のせん断ひび割れの拡幅および三層境界梁におけるコンクリートの圧壊に伴う耐力の低下が確認され、 $R=+0.375\% \text{rad}$ のサイクルで二層および三層境界梁のせん断ひび割れ上のコンクリートが剥落し始め、せん断による損傷が顕著になった。また、 $R=-0.75\% \text{rad}$ のサイクルにおいて一層開口部付近の壁脚部におけるコンクリートの圧壊に伴う耐力低下が生じた。また、実験の最大耐力は、 r_3 による計算値を大きく下回る結果となり、 r_3 による計算値は大幅に耐力を過大評価することが確認された。

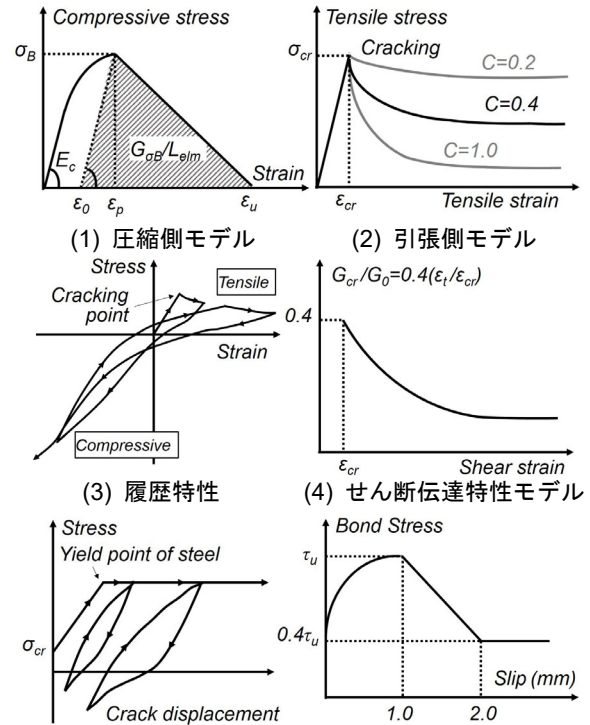
3. FEM 解析

3.1 解析概要

図-4 に試験体の要素分割図を示す。解析は二次元解析とし、平面応力場を仮定した。実験時に左右の上スタ



(1) 試験体 (2) 上スタブ間
図-4 試験体の要素分割図



(5) 鉄筋の抜け出しモデル (6) 付着モデル

ϵ_P : 最大応力点のひずみ, ϵ_{cr} : ひび割れ発生後のひずみ, c : 付着性状を表すパラメータ, G_{OB} : 圧縮破壊エネルギー, L_{eim} : 要素寸法に応じた等価長さ, G_{cr} : ひび割れ後のせん断剛性, G_0 : コンクリートのせん断弾性係数, τ_u : 最大付着応力

図-5 材料構成則

ブで計測された水平変位と等しくなるように変位を制御した。また、上スタブ間の PC 鋼棒とナックルジョイント (図-2) は等価な断面積を有するトラス要素および四辺形要素を用いて表現した (図-4(2)参照)。解析に用いた材料特性は表-2 および表-3 の数値である。

3.2 材料モデル

コンクリートは四辺形要素で定義し、壁筋、帯筋および開口補強筋は埋め込み鉄筋としてコンクリート要素内に層状置換した。柱と梁の主筋はトラス要素で定義し、主筋およびコンクリートの節点の間にライン要素を配置した。

コンクリートの二軸応力下の破壊条件は Kupfer らの提案⁶⁾に従った。応力-ひずみ関係については、圧縮側の応力上昇域は修正 Ahmad モデル⁷⁾とし、軟化域は要素寸法とコンクリート強度によって勾配が変化する Nakamura モデル⁸⁾とした (図-5(1)参照)。また、ひび割れ発生後における圧縮特性の劣化は長沼モデル⁹⁾によって考慮した。引張特性の劣化についてはひび割れ発生まで線形を仮定し、ひび割れ発生後の軟化域は出雲らのモデル¹⁰⁾ ($c=0.4$) を用いた (図-5(2)参照)。

コンクリートの繰り返し応力下における履歴モデルは、除荷と再載荷過程における軟化挙動を考慮した曲線モデル¹¹⁾を使用した (図-5(3)参照)。ひび割れ後のせん断伝達モデルは Al-Mahaidi モデル¹²⁾を仮定した (図-5(4)参照)。一方、鉄筋の応力-ひずみ関係はバイリニアモデルを、履歴特性は Ciampi らの修正 Menegotto-Pinto モデル¹³⁾を仮定した。

壁脚部に生じた曲げひび割れの影響を考慮するため、壁脚部の節点と下スタブの節点を別々に定義し、離散ひび割れ要素を設けた。離散ひび割れ要素は圧縮側を剛とし、引張側をコンクリートのひび割れ強度に達した後に鉄筋の抜け出しを考慮するモデル¹⁴⁾とした (図-5(5)参照)。また、柱脚部では柱主筋はトラス要素で定義したため、柱脚部における離散ひび割れ要素はひび割れ後の引張応力が零と定義した。離散ひび割れ要素のせん断伝達特性は山田・青柳の提案モデル¹⁵⁾を仮定した。また、主筋とコンクリートの間の付着応力-すべり関係は、Naganuma らのモデル¹⁶⁾とし、最大付着応力 τ_u は文献 17) に示される付着割裂強度とし、最大付着応力時のすべりは 1.0mm と仮定した (図-5(6)参照)。

3.3 解析結果と実験結果の比較

図-6 に解析結果と実験結果の履歴特性の比較を示す。また、図-7 に $R=+0.375\%rad$ と $R=-0.75\%rad$ における解析結果の破壊性状を示す。

荷重-変形関係を見ると、負荷荷における解析の初期剛性は実験結果を僅かに過大評価するものの、解析結果は実験結果を概ね捉えることができた。

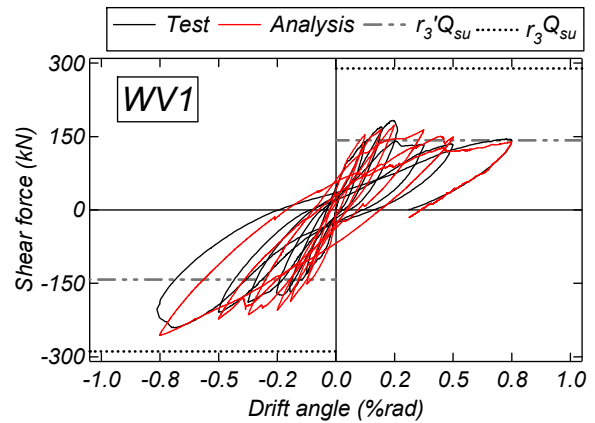


図-6 履歴特性

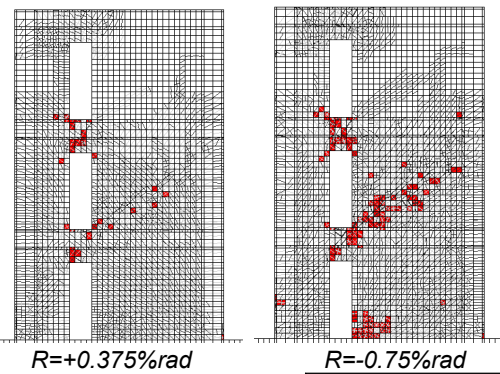


図-7 解析における破壊性状 (■ 圧縮軟化要素)

表-4 終局強度の計算結果

	WV1	H700	H467
Column main bars	12-D13(SD785)	8-D10(SD295)	
Opening height (mm)	700	700	467
r_3Q_{su} (kN)	292	248	300
$r_3'Q_{su}$ (kN)	143	121	216
Q_{mu} (kN)	880		
r_3Q_{su}/Q_{mu}	0.33	1.19	1.44
$r_3'Q_{su}/Q_{mu}$	0.16	0.58	1.03

また、破壊性状では二層および三層境界梁、一層開口部付近の壁脚部におけるコンクリートの損傷状況について、解析は実験結果を概ね再現できた。

4. パラメトリック解析

4.1 解析モデルの概要

本章では曲げ破壊が先行する縦長開口連層耐震壁の実験計画を立案するため、前章までに示した試験体 WV1 を対象に開口高さを変数とした解析を実施し、最大耐力および破壊モードを分析する。既往の試験体 WV1 はせん断破壊型を想定していたため、せん断終局強度が曲げ終局強度を大きく下回るように設計した (表-4 参照)。一方、本稿の解析モデルでは、曲げ破壊を実現するため、側柱主筋を 8-D10 (SD295) に変更した。その他の諸条件は試験体 WV1 と同じ値を使用した。

解析変数は縦長開口の高さである。解析モデル H700 の開口高さは試験体 WV1 と同じ 700mm とした。また、解析モデル H467 は開口高さを 700mm の 2/3 倍 (467mm) としたものである。両解析モデルともに RC 規準において縦長開口における開口低減率 r_3 が最も低くように設計した。

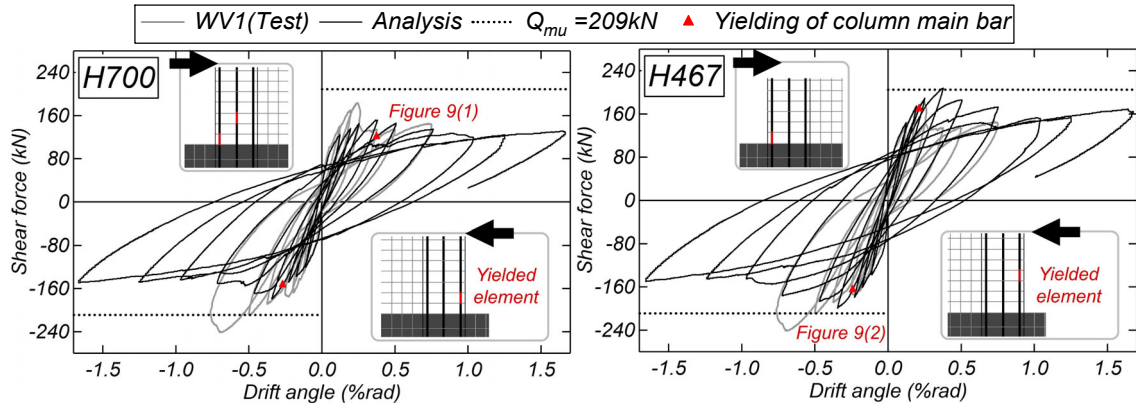


図-8 荷重—変形角関係の比較

表-4 に各解析モデルの曲げ終局強度 (式(1) ¹⁸⁾ と文献 1) に示される縦長開口耐震壁の開口低減率 (式(3)と式(4)) を用いた耐力計算の結果およびせん断余裕度をそれぞれ示した。以下に各計算式をそれぞれ示す。

$$Q_{mu} = \{a_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5 \sum (a_w \cdot \sigma_{wy}) \cdot l_w + 0.5 N \cdot l_w\} / H \quad (1)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{re}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/QI + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{se} \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_{oe} \right\} b_e j_e \quad (2)$$

$$r_3 = 1 - \lambda \frac{\sum h_0}{\sum h} \quad \lambda = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{l_0}{l} \right) \quad (3)$$

$$r_3' = 1 - \frac{\sum h_0}{\sum h} \quad (4)$$

ここで、 N ：当該壁に取りつく柱の全軸力、 a_t ：側柱主筋の全断面積、 $\sum a_w$ ：壁縦筋の全断面積、 σ_y ：側柱主筋の降伏強度、 σ_{wy} ：壁縦筋の降伏強度、 l_w ：両側柱の中心間距離、 H ：加力高さ、 $\sum h_0$ ：開口上下の破壊の原因となる開口高さの和 (\sum は当該階から最上階まで)、 $\sum h$ ：当該階床から最上階の梁上端までの高さである。その他の記号は参考文献を参照されたい。

また、 r_3 (式(3)) は基礎梁あるいは下階が十分に剛強であると想定された場合の低減率であり、開口低減率 r_3' (式(4)) は下階の影響を考慮した係数 λ が 1 になる場合の低減率である。せん断余裕度 $r_3 Q_{su} / Q_{mu}$ を参考値とした場合は両解析モデルの破壊形式が曲げ降伏先行型であることが予測され、 $r_3' Q_{su} / Q_{mu}$ を参考値とした場合は解析モデル H467 が曲げ降伏先行型と予測された。

4.2 荷重—変形角関係

図-8 に各解析モデルの荷重—変形角関係を示す。なお、同図では曲げ終局強度の計算耐力を点線で併せて示した。また、解析において柱主筋が降伏した時点を赤色の▲で示し、降伏したトラス要素の位置を併せて示した。図-9 に各解析モデルの両側柱主筋が降伏した時点 (図-8) の損傷状況を示している。

解析モデル H467 は解析モデル H700 と比べて、開口高さの減少によって耐力が増大する傾向が認められた。ま

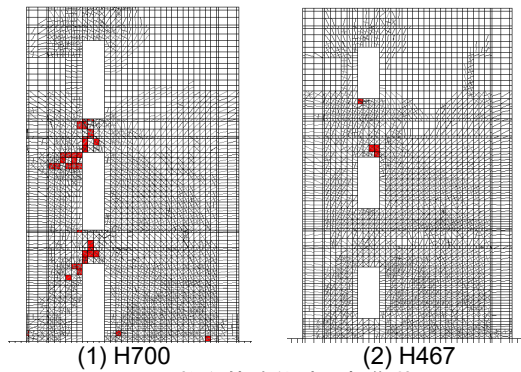


図-9 柱主筋降伏時の損傷状況

表-5 試験体構造詳細

		WV6
Column	$b \times D$ (mm)	180x200
	Main bars	8-D10 ($p_g=1.58\%$)
Beam	Shear reinforcement	D4@50 ($p_w=0.31\%$)
	$b \times D$ (mm)	60x180
Wall	Main bars	4-D4 ($p_t=0.29\%$)
	Shear reinforcement	D4@100 ($p_w=0.47\%$)
Opening	$t_w \times l_w$ (mm)	60x1700
	Wall reinforcement	D4@50 staggered ($p_s=0.47\%$)
Opening	$l_o \times h_o$ (mm)	200x467
	Vertical reinforcement	2-D4
		Horizontal reinforcement
		2-D4

表-6 コンクリートの材料特性

Compressive strength (N/mm ²)	Elastic modulus (kN/mm ²)
38.2	28.8

表-7 鉄筋の材料特性

	Yield stress (N/mm ²)	Elastic modulus (kN/mm ²)	Tensile Strength (N/mm ²)
D4	385	192	523
D10(SD295)	342	190	499

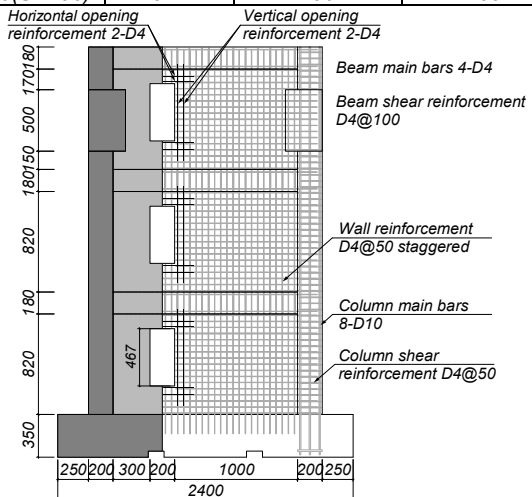


図-10 試験体形状および配筋図

た、両解析モデルともに両側における柱主筋の降伏が確認された。解析モデル H467 の最大耐力は曲げ終局耐力に正側で達し負側でやや下回ったが、解析モデル H700 は大幅に下回った。

また、図-9 に示した境界梁損傷状況を比較すると、解析モデル H700 は二層および三層の境界梁におけるコンクリートの損傷が大きく、柱主筋降伏時において試験体が一枚壁としての挙動を示しておらず、曲げ降伏先行型と判断できない。一方解析モデル H467 では、境界梁には顕著な損傷は確認されず、曲げ降伏先行型と判断した。

一方、既往の実験^{2,3)}で開口低減率 r_3 による耐力計算値は縦長開口耐震壁試験体の実験結果を大幅に過大評価する場合があることが確認されている。これらの結果を総合すると、 r_3 を用いた計算結果は実際のせん断余裕度を過大評価する可能性がある。また、図-6 より開口低減率 r_3' を用いた計算耐力は試験体 WV1 の実験結果を安全側に評価した。

以上のことを踏まえ、第5章に示す静的荷重実験では確実に曲げ降伏先行型の壁試験体を実現することを意図し、開口高さを467mmと設定した。

5. 曲げ破壊が先行する壁試験体の実験検証

本章では前述の曲げ降伏が先行する縦長開口耐震壁の解析モデルの有効性を検証するため、第4章に示した解析モデル H467 を元に試験体を計画し、構造実験を実施した。

5.1 実験の概要

図-10 に試験体形状および配筋詳細を、表-5 に試験体の構造詳細を示す。表-6 にコンクリートの材料特性を、表-7 に鉄筋の材料特性をそれぞれ示す。また、既往の実験において試験体 WV1 で用いたナックルジョイントに遊びがあり、左右スタブ間における引張力の作用が少ないことが判明している。そこで、今回の試験体では上スタブ間をPC鋼棒により緊結する計画とした。

5.2 実験結果と事後解析結果の比較

本試験体は柱主筋の降伏 ($R=0.25\%$ rad) および柱壁脚部の曲げ圧縮破壊 ($R=2.0\%$ rad) により曲げ型の挙動を示した。本節では解析モデルの有効性を検証することを念頭とし、 $R=1.67\%$ rad までの結果を検討する。

図-11 に実験結果と事後解析の包絡線を示し、同図に4章で示した解析モデル H467 (事前解析) の包絡線も併せて示す。なお、図中には柱主筋降伏時を▲、壁圧壊時を●によりそれぞれ示す。また、同図に実験で柱主筋の降伏が確認されたひずみゲージの位置および解析における降伏したトラス要素の位置を併せて示す。図-12 に $R=\pm 0.75\%$ rad と $R=\pm 1.25\%$ rad のサイクル終了時における実験と事後解析の破壊性状をそれぞれ示す。また、事

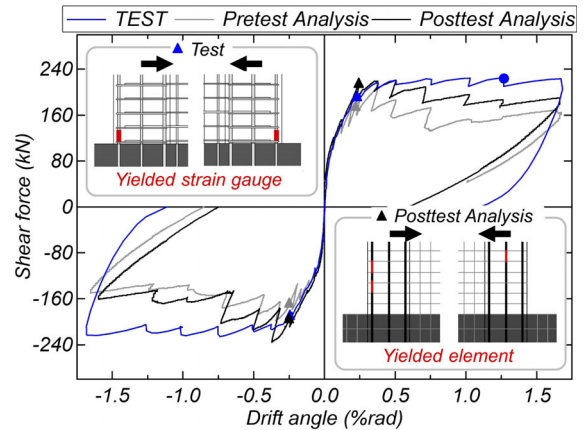


図-11 履歴特性の比較 (解析と実験)

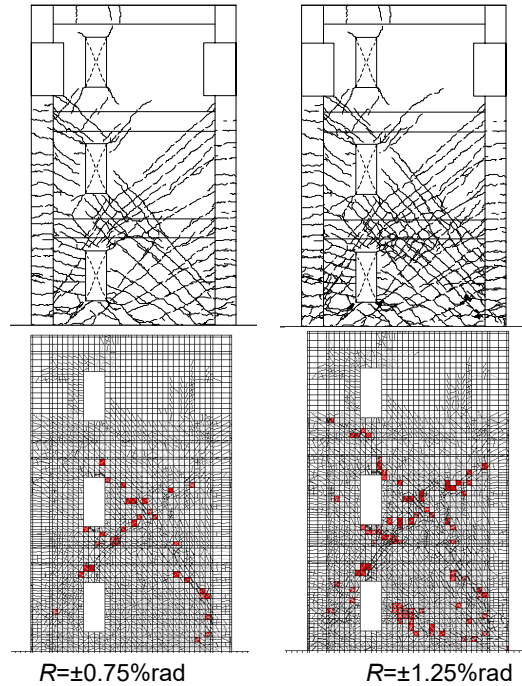


図-12 破壊状況の比較 (■ 圧縮軟化要素)
(上段：実験結果 下段：事後解析結果)

後解析はコンクリートと鉄筋の材料定数に実験時の材料試験値を反映し (表-6・7 参照)、荷重サイクルを実験と同様に設定したものである。

図-11 に示した各包絡線を比較すると、事前/事後解析結果 (材料特性：表-2・3/表-6・7) における耐力の差が確認された。解析は実験の初期剛性および最大耐力をおおよそ評価可能であった。また、両解析結果ともに実験において柱主筋が降伏した変形を概ね予測・再現できた (図-11)。

しかしながら、実験結果では柱主筋降伏後安定した履歴特性を示しているが、解析結果は耐力が低下する傾向がある。この傾向は事前解析の方が顕著であるが、事後解析でも見られた。これは二層開口付近における壁板の損傷状況を過大評価したこと (図-12) が一因と考えられ、二次元解析で帯筋などによるコンクリートに対する拘束効果が考慮されていないことも耐力低下に起因して

いると思われる。一方、実験で示した柱壁脚部におけるコンクリートの圧壊が再現できていないことも影響があると考え、柱をかぶりコンクリート領域と鉄筋で拘束されたコアコンクリート領域を明確に区別できるようにモデル化する必要がある。以上のことより、曲げ降伏後の挙動の再現においては引き続き検討が必要であり、今後の課題として残っている。

6. まとめ

本稿では曲げ降伏が先行する縦長開口を有する連層耐震壁を評価可能な解析モデルを確立するため、FEM解析および静的載荷実験を実施した。本研究より得られた知見を以下に示す。

- 1) 既往の縦長開口壁試験体の実験結果を本研究の解析モデルにより精度よく再現した。
- 2) 本解析モデルを用いて、縦長開口耐震壁を対象に開口高さを変数としたパラメトリック解析を行った。その結果、開口高さを467mmとした場合に柱主筋が降伏し、最大耐力が曲げ終局強度に達した。
- 3) 事前解析に基づき開口高さを467mmとした壁試験体を計画し静的載荷実験を行った結果、試験体の破壊形式は曲げ降伏先行型となることを実証した。
- 4) 事前・事後解析の結果により壁試験体の最大耐力および曲げ降伏に至るまでの挙動を予測および再現することができ、本研究で提示した解析モデルの信頼性を検証した。ただし、曲げ降伏後の挙動の再現には引き続きの検討を要する。

謝辞

本研究はJSPS 科研費 18J10383 および 17H03341 の助成を受けたものです。実験では楠原文雄准教授・高橋広人さん・加藤鴻一さん(名古屋工業大学)、尹ロク現助教・長谷川蒼太さん(大阪大学)、鈴木卓講師(高知工科大学)、高橋之准教授(大同大学)のご協力を得ました。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010.2
- 2) 真田靖士ほか：RC耐震壁の開口高さによる耐力低減率の検証，日本建築学会構造系論文集，Vol.80，No.709，pp.481-490，2015.3
- 3) 廣澤光法ほか：複数の縦長開口を有するRC連層耐震壁の構造性能：縦開口が1列に偏在配置される場合と斜めに配置される場合の実験，日本建築学会構造系論文集，Vol.82，pp.579-588，No.734，2017.4
- 4) 高橋広人ほか：一階の縦長開口をずらして配置したRC連層耐震壁の静的載荷実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，2018.7
- 5) 劉虹ほか：縦長開口を有するRC耐震壁の最大耐力

に及ぼす梁型と柱型の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.367-372，2015.7

- 6) Kupfer, H.B, Gerstle, K.H. : Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 99, No. EM4, pp.853-866, 1973.8
- 7) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，No.474，pp.163-170，1995.8
- 8) H. Nakamura and T. Higai : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected of Seismic Load, JCI-C51E, Vol. 2, pp.259-272, 1999.10
- 9) 長沼一洋：平面応力場における鉄筋コンクリート板の解析モデル 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究(その1)，日本建築学会構造系論文報告集，No.421，pp.39-48，1991.3
- 10) 出雲淳一ほか：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，No.87.9-1，pp.107-120，1987.9
- 11) 長沼一洋ほか：繰り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
- 12) Al-Mahaidi, R.S.H. : Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, 1979.1
- 13) Ciampi, V et al : Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars under Generalized Excitations, Report No. EERC-82/23, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, 1982.11
- 14) 三島徹也ほか：正負交番載荷下における鉄筋コンクリートひび割れ面の局所的挙動，土木学会論文集，No.442，Vol.16，pp.161-170，1992.2
- 15) 山田一字ほか：ひび割れ面におけるせん断伝達，第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，日本コンクリート工学協会，JCI-C5，pp.19-26，1983.1
- 16) K. Naganuma et al : Simulation of nonlinear dynamic response of reinforced concrete scaled model using three-dimensional finite element method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, No.586, 2004.8
- 17) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999.8
- 18) 国土交通省住宅局建築指導課：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針・同解説，2017.7