

論文 新設開口設置に伴い補強を行った RC 造壁梁の構造性能評価のための実験

高橋 良輔*1・向井 智久*2・毎田 悠承*3・衣笠 秀行*4

要旨: 本研究では、既存壁式 RC 造建物において新設開口を設置した際の、開口上部の壁梁の適切な補強方法とその構造性能を実験によって明らかにすることを目的としている。そこで既存の壁梁の両側面に新たにせん断補強筋及び曲げ補強筋を配し、コンクリートを増し打ちして補強を行った壁梁の実験を実施した。これにより補強を行うことによる剛性、強度の増大が確認され、補強を行った壁梁の荷重変形関係の骨格曲線は既往の算定式により算定可能であった。また補強方法の違いによる破壊モードの違いを分析した。

キーワード: 鉄筋コンクリート, 壁式構造, 壁梁, 構造性能, 補強

1. はじめに

昭和 40 年代から昭和 50 年代前半に多く建設された壁式 RC 造による集合住宅建物は住戸専用面積などの問題から現代のニーズにそぐわないものが多く、これを改善する方法として梁せいの低減や既存の戸境耐力壁に新設

開口を設置することが挙げられる。その際、耐震性能が低下することとなるため開口周辺部材の補強を行う必要がある。日比野ら¹⁾は梁せい低減に対する補強方法の提案とその効果について実験的に検討を行った。切断した梁の両側に鉄筋コンクリート梁を施工することや切断した梁の両側、片側を鉄骨の梁で補強することで曲げ耐力およびせん断耐力、剛性の確保が可能であると報告されている。本研究では壁式 RC 造建物において既存の戸境耐力壁に新設開口を設置する際に補強を行った壁梁の実験を実施し、技術的な情報を収集しその補強効果及び構造性能評価方法を明らかにすることを目的としている。

表-1 試験体概要

試験体名		B-1	B-2	B-3
梁情報	梁せい(mm)	600		
	梁幅(mm)	390		
	梁長さ(mm)	600		
	梁既存部主筋	D10(SD295A)		
	梁既存開口補強筋	2-D16(SD295A)	なし	
	梁新設上端曲げ補強筋	—	2-D16(SD345)	
	梁新設下端曲げ補強筋	—	2-D16(SD345)	
	梁既存せん断補強筋	D10(SD295)@200		
スラブ情報	梁新設せん断補強筋	—	D10(SD295)@200 ただしB-2とB-3で配筋方法は異なる	
	スラブ厚	110		
	スラブ片側幅	805		
	スラブ筋(縦横とも)	D10(SD295)		
高力ボルト(孔径18mm)		—	M16	
既存部コンクリート強度(N/mm ²)		18		
新設部コンクリート強度(N/mm ²)		—	27	
補修時コンクリート強度(N/mm ²)		—	40	

表-2 使用コンクリート材料試験結果

部位	設計基準強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
既存部	18	23324	20.9	1.91
補強部	27	29343	37.1	2.86

表-3 使用鉄筋材料試験結果

呼び径	材質	ヤング係数	降伏強度	降伏ひずみ	引張強度
		(N/mm ²)	(N/mm ²)	(μ)	(N/mm ²)
D10	SD295A	186798	356	1995	489
D16	SD345	184523	372	2062	543

2. 実験概要

本実験は 2018 年 2 月と 2018 年 9 月の二度にわたり実施された。(以下それぞれを実験 1, 実験 2 と称する) 実験 1 においては試験対象を既存戸境耐力壁に新設開口を設置した際の開口上部の壁梁・耐力壁接合部としていたが、壁梁部材よりも耐力壁部材の破壊が先行したため壁梁部材の性能を評価することができなかった。そこで実験 2 においては、壁梁・耐力壁接合部の補修を行ったうえで試験対象を壁梁単体に変更し実施した。

3. 実験 1

3.1 実験 1 試験体概要

試験体概要を表-1 に、使用コンクリート材料試験結果を表-2 に、使用鉄筋材料試験結果を表-3 に示す。壁梁・耐力壁接合部の補修前試験体配筋図を図-1 に示す。試験体は計 3 体である。試験対象は前述した通り既存戸境耐力壁に新設開口を設置した際の開口上部の壁梁と耐力壁の接合部としている。ただし試験体 B-1 は既存開口

*1 東京理科大学 理工学部建築学科 (学生会員)

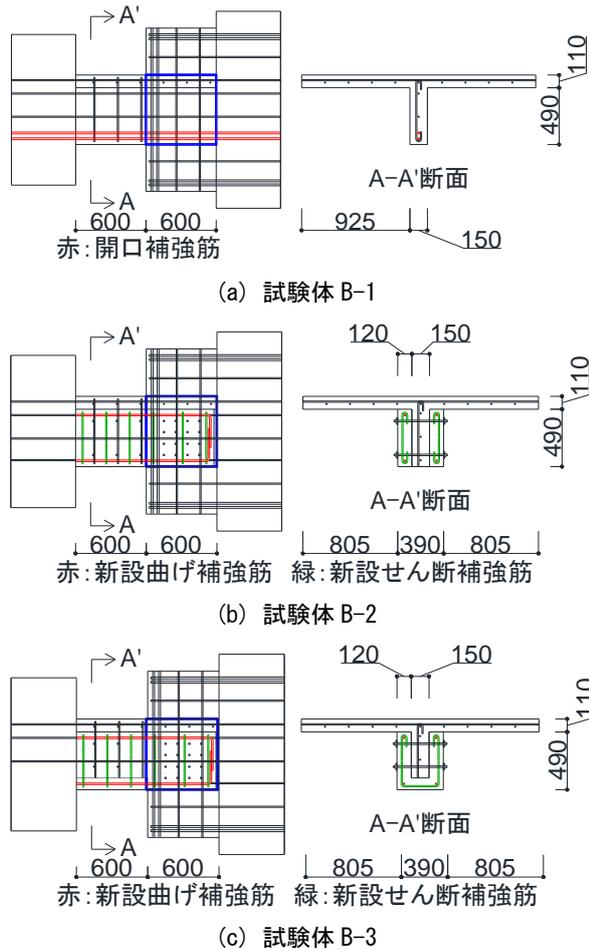
*2 国立研究開発法人建築研究所 主任研究員 博士 (工学) (正会員)

*3 国立研究開発法人建築研究所 研究員 博士 (工学) (正会員)

*4 東京理科大学 理工学部建築学科教授 博士 (工学) (正会員)

周辺の壁梁と耐力壁の接合部試験体として、開口補強筋 (2-D16) が先付け鉄筋として配された基準試験体である。

他試験体 2 体は既存の壁梁の両側面に新たにせん断補強筋 (D10@100) 及び曲げ補強筋 (4-D16) を配し、コンクリートを増し打ちした上で増し打ち部と既存部を高力ボルトにより圧着し補強を行った試験体である。2 体の試験体では新設せん断補強筋の配筋方法が異なる。試験体 B-2 では両側面に別々に 1 本ずつ縦筋を配してせん断補強筋の代わりとした。一方で試験体 B-3 では試験体 B-



青枠内は壁梁・耐力壁接合部を示す

図-1 補修前試験体配筋図

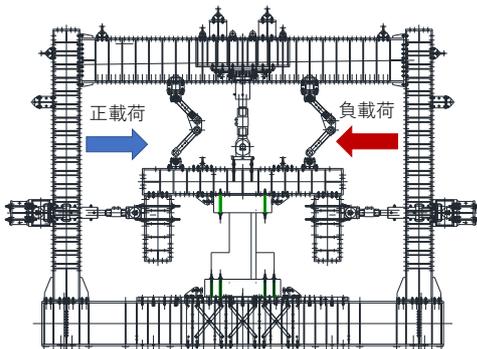


図-2 加力装置セットアップ図

2 よりも余分に壁梁下部のコンクリートをはつり既存の壁梁を囲うように U 字型にせん断補強筋を配した。なお、試験体のスラブ幅は試験装置の納まりを考慮した時、一般的に曲げ耐力に有効とされる 1m に最も近い値とした。

試験体は以上の 3 体であるが実験 1 では試験体 B-1 と B-2 の 2 体のみを対象とする。

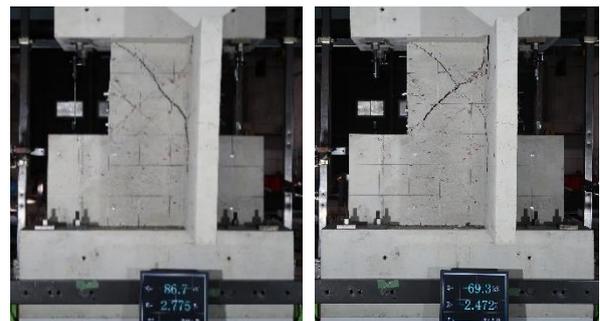
3.2 実験 1 加力計測計画

加力装置セットアップ図を図-2 に示す。加力方式は片持ち梁形式での正負交番繰返載荷とし、反曲点高さは壁梁の危険断面位置から 600mm の高さとした。正載荷はスラブが圧縮となる方向で加力サイクルは層間変形角制御とし、変形角 $R=0.06, 0.13, 0.25, 0.50, 0.75, 1.00, 1.49, 2.00, 3.03\%$ の各サイクルを最大 2 回繰り返した。なお軸力は 0 とした。

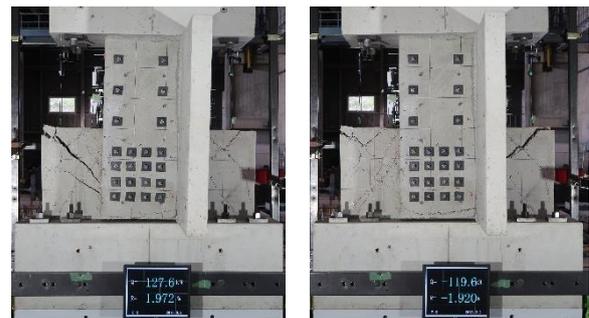
計測は変位計による変位の計測、ひずみゲージによる鉄筋のひずみの計測、写真と目視によるひび割れ幅、進展の計測、OHP シートによる剥落、浮き等の損傷計測を行った。また試験体の外側に取り付けた計測用フレームを用いて、加力位置と危険断面位置の相対変形角を計測し、これにより加力の制御を行った。

3.3 実験 1 結果

最終サイクルピーク時の破壊状況を図-3 に、荷重-変形角関係を図-4 に示す。図-4 には各鉄筋が降伏した位置をプロットした。試験体 B-1 は正載荷側では $R=0.262\%$ で梁既存曲げ補強筋が最初に引張降伏ひずみに達し、負載荷側では $R=-0.346\%$ でスラブ筋が最初に引張降伏ひずみに達した。また最大耐力は正載荷側では



(a) 試験体 B-1 (左 $R=2.775\%$, 右 $R=-2.472\%$)



(b) 試験体 B-2 (左 $R=1.972\%$, 右 $R=-1.920\%$)

図-3 最終サイクルピーク時の破壊状況

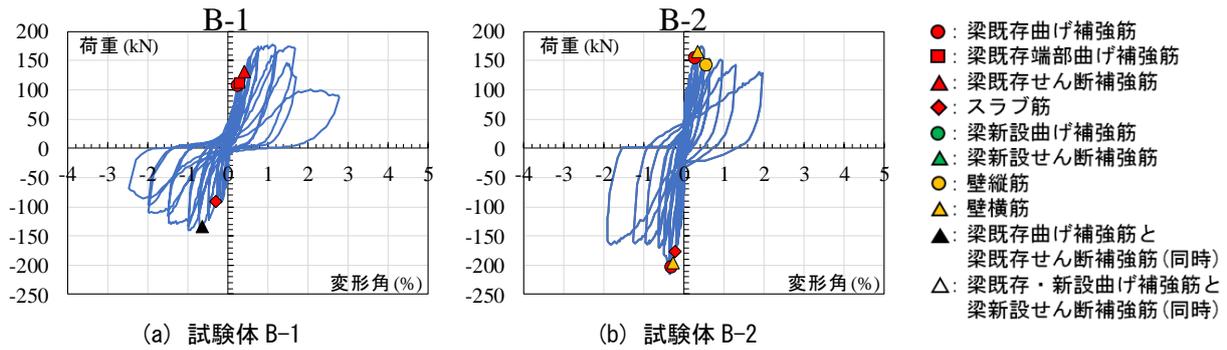


図-4 荷重-変形角関係

R=1.11%で177.0kN, 負荷荷側ではR=-0.934%で-139.6kNを記録した。試験体 B-2 は正載荷側では R=0.288%で既存梁端部曲げ補強筋が最初に引張降伏ひずみに達し, 負荷荷側では R=-0.223%で既存スラブ筋が最初に引張降伏ひずみに達した。また最大耐力は正載荷側では R=0.416%で174.5kN, 負荷荷側では R=-0.362%で-214.9kNを記録した。破壊状況として耐力壁部分はせん断ひび割れが入り壁梁部分には殆ど大きなひび割れは確認されなかった。

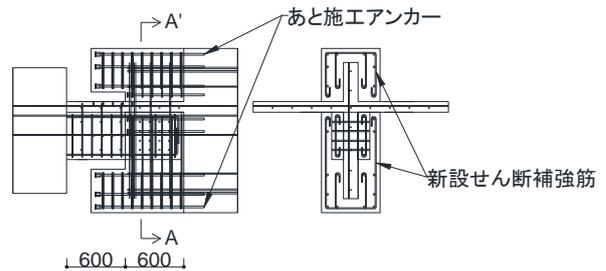


図-5 補修概要図

4. 実験 2

4.1 壁梁・耐力壁接合部補修方法

補修概要図を図-5 に示す。既存のスタブを穿孔し接着系あと施工アンカーを挿入することで, 新設曲げ補強筋および新設せん断補強筋を配し, 既存のスタブ上部にコンクリートを増し打ちし, 壁梁・耐力壁接合部を覆い新設スタブとした。この時, B-2 のみはひび割れが入っている耐力壁部分を研った上で増し打ちした。以上の方法で壁梁単体として試験体の補修を行った。改修を行った対象は試験体 B-2 と B-3 の 2 体である。なお改修後の試験体名はそれぞれ B-2', B-3' と改める。

4.2 実験 2 試験体概要

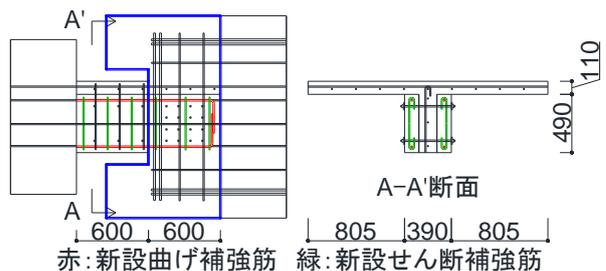
壁梁・耐力壁接合部補修後試験体配筋図を図-6 に示す。試験対象は壁梁・耐力壁接合部の補修を行った試験体 B-2' と B-3' の 2 体である。補修後の試験体は前述した補修方法によって壁梁・耐力壁接合部の試験体であったものを壁梁単体の試験体としたものである。新設開口設置に伴う補強方法, 使用コンクリート, 使用鉄筋等の試験体概要は壁梁・耐力壁接合部の補修前と同一である。

4.3 実験 2 加力計測計画

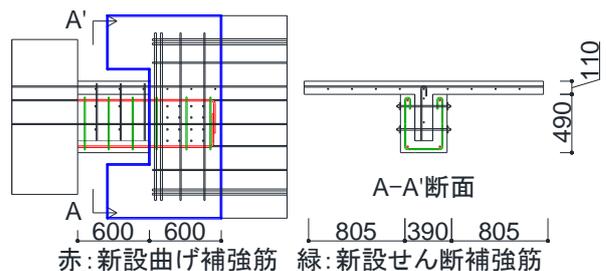
5.1.および 5.3.の検討で使用使用するひずみゲージの位置を図-7 に示す。実験 2 の加力計測計画は実験 1 と同様とした。

4.4 実験 2 結果

荷重-変形角関係を図-8 に, 最終サイクルピーク時の破壊状況を図-9 に示す。図-8 には各鉄筋が降伏した位置をプロットした。試験体 B-2' は正載荷側では



(a) 試験体 B-2'



(b) 試験体 B-3'

青枠内は新設したスタブを示す

図-6 スタブ補修後試験体配筋図

R=0.293%で梁既存曲げ補強筋が最初に引張降伏ひずみに達し, 負荷荷側では R=-0.247%でスラブ筋が最初に引張降伏ひずみに達した。また R=2.017%で補強部と既存部の境界に縦ひび割れを確認し, 耐力低下が確認された。最大耐力に関しては正載荷側では R=0.483%で233.3kN, 負荷荷側では R=-2.17%で-353.9kNを記録した。

試験体 B-3' は正載荷側では R=0.117%で梁新設曲げ補強筋が最初に引張降伏ひずみに達し, 負荷荷側では R=-

0.157%でスラブ筋が最初に引張降伏ひずみに達した。また $R=-1.527\%$ で梁端部が大きく剥落して耐力低下が確認された。最大耐力に関しては正載荷側では $R=2.783\%$ で227.8kN, 負載荷側では $R=-0.58\%$ で-256.7kNを記録した。

5. 考察

5.1 各試験体の破壊モードに関する考察

(1) B-1

正載荷側では梁既存曲げ補強筋が降伏した後、梁既存せん断補強筋が降伏したが直ちに耐力が低下することなく耐力を保持し続け、変形角 $R=1.7\%$ 付近で急激に耐力低下した。この時、せん断ひび割れの拡幅やせん断補強筋の降伏は確認されなかった。また後に5.2で式(1)を用いて算定する曲げ終局強度に達していることから最終的な破壊モードは曲げ破壊であると考えられる。負載荷側ではスラブ筋が降伏した後、梁既存せん断補強筋が降

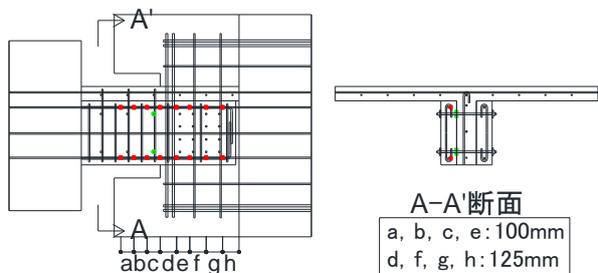
伏し、耐力は徐々に低下した。このことから最終的な破壊モードはせん断破壊であると考えられる。

(2) B-2'

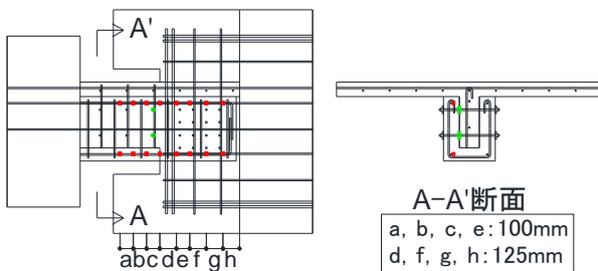
正載荷側では梁既存、新設曲げ補強筋が降伏した後、梁新設せん断補強筋が降伏したが直ちに耐力が低下することなく、変形角 $R=3\%$ 付近でせん断ひび割れが拡幅するとともに急激に耐力低下した。最終的にはせん断破壊したが、新設曲げ補強筋の降伏後であることから最終的な破壊モードは曲げ降伏後のせん断破壊であると考えられる。負載荷側ではスラブ筋及び梁既存、新設曲げ補強筋が降伏した後梁既存せん断補強筋が降伏したが直ちに耐力が低下することなく、その後もせん断ひび割れの拡幅やせん断補強筋の降伏を伴う耐力低下はなかったため最終的な破壊モードは曲げ破壊であると考えられる。

(3) B-3'

正載荷側では B-2'と同様に梁既存、新設曲げ補強筋が



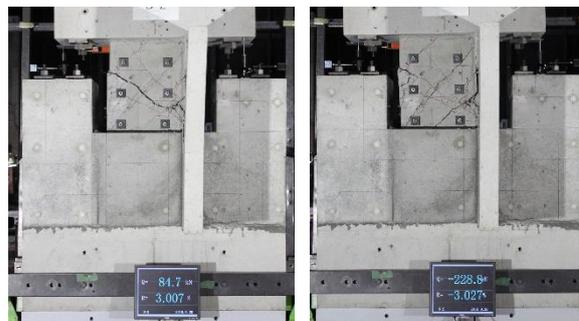
(a) 試験体 B-2'



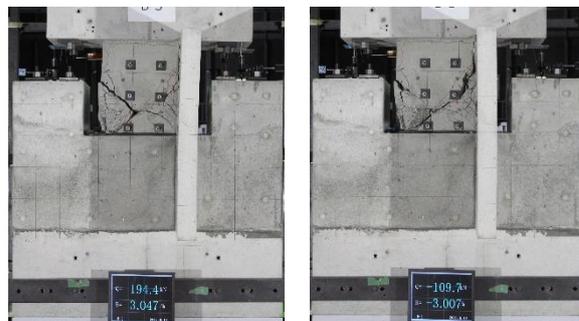
(b) 試験体 B-3'

新設曲げ補強筋に取り付けたひずみゲージを赤、高力ボルトに取り付けたものを緑で示す。

図-7 ひずみゲージ位置図

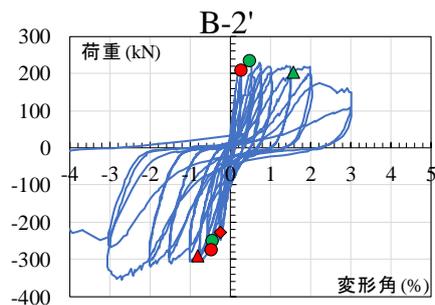


(a) 試験体 B-2' (左 $R=3.007\%$, 右 $R=-3.027\%$)

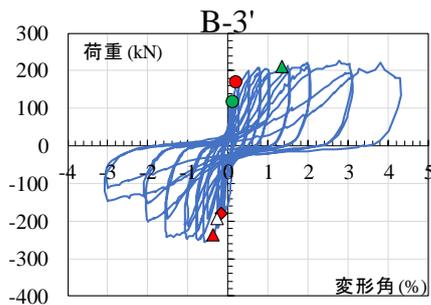


(b) 試験体 B-3' (左 $R=3.047\%$, 右 $R=-3.007\%$)

図-9 最終サイクルピーク時の破壊状況



(a) 試験体 B-2'



(b) 試験体 B-3'

図-8 荷重-変形角関係

- : 梁既存曲げ補強筋
- : 梁既存端部曲げ補強筋
- ▲ : 梁既存せん断補強筋
- ◆ : スラブ筋
- : 梁新設曲げ補強筋
- ▲ : 梁新設せん断補強筋
- : 壁縦筋
- △ : 壁横筋
- ▲ : 梁既存曲げ補強筋と梁既存せん断補強筋(同時)
- △ : 梁既存・新設曲げ補強筋と梁新設せん断補強筋(同時)

降伏した後、梁新設せん断補強筋が降伏したが直ちに耐力が低下することはなく、変形角 R=3%付近でせん断ひび割れが拡幅するとともに急激に耐力低下した。最終的にはせん断破壊したが、新設曲げ補強筋の降伏後であることから最終的な破壊モードは曲げ降伏後のせん断破壊であると考えられる。負荷荷側ではスラブ筋及び梁既存、新設曲げ補強筋が降伏した後、梁既存、新設せん断補強筋が降伏したが直ちに耐力が低下することはなく、変形角 R=-1.527%で梁端部のコンクリートが剥落するとともに急激に耐力低下した。このことから最終的な破壊モードは曲げ降伏後の曲げ圧縮破壊であると考えられる。

(4) B-2' と B-3' の破壊モードの違いについて

図-10 に変形角 R=-0.06%における曲率分布を示す。なお、曲率を算定する際はひずみゲージによる計測結果を使用した。B-2'と B-3'の負荷荷側において破壊モード及び耐力が大きく異なるが、これは図-10 に示すように B-3'の曲率がスタブの内側の位置で卓越していることから危険断面位置がスタブの内側に入り込んでいることが原因であると考えられる。

B-2'は壁梁・耐力壁接合部補修時に耐力壁部分を研り、梁よりも高い強度のコンクリートを増し打ちし新設スタブとしたが B-3'は耐力壁部分を研らずにコンクリートを増し打ちしたこと新設スタブ内に耐力壁部分が残存することとなり、B-3'の補修方法が不適切であったため危険断面位置が内側に入り込んだと推察できる。なお補修前の B-2 においては図-10 に示すように危険断面位置が壁梁・耐力壁接合部の内側に入り込んでいることが確認されたが補修後の B-2'では危険断面位置がスタブの内

側に入り込んでいることは確認されなかったため B-2'の補修方法は適切であったと思われる。

5.2 荷重変形関係の骨格曲線評価

開口補強を行った壁梁の耐力を評価するうえで文献2)及び文献3)、文献4)に示される評価式の精度について検討を行う。骨格曲線と実験値の比較を図-11 に、算定値の精度を表-4 に示す。なお試験体 B-1、B-2'、B-3'を対象として検討を行う。骨格曲線において曲げ終局強度は文献3)に示される精算法すなわち式(1)を用いて算定した。せん断終局強度は文献4)に示される式(2)を用いて算定した。曲げひび割れ強度、せん断ひび割れ強度、降伏点剛性低下率はそれぞれ文献2)に示される式(4)、式(5)、式(6)を用いて算定した。なお、5.1 で前述したように B-3'の負荷荷側の危険断面位置は 125mm スタブの内側に入り込んでいるものとして算定した。

$$M_u = A_{st}\sigma_{st}d - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \frac{\sigma_{av}b\beta_1x_n}{2} \quad (1)$$

ここで A_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積で有効な範囲内 (1m 幅) のスラブ筋の断面積を含む、 σ_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の材料強度、 d : 圧縮縁から各引張側鉄筋までの距離、 A_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積、 σ_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の材料強度、 d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離、 β_1 : 係数で 0.85 とする、 x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離、 σ_{av} : コンクリートの平均応力度

$$Q_u = \frac{0.068p_{te}^{0.23}(F_c+18)}{M/Qd+0.12} + 0.85\sqrt{p_{we}\sigma_{wy}}b_ej \quad (2)$$

ここで p_{te} : 引張鉄筋比で引張側にスラブが接続する

表-4 算定値の精度

試験体	載荷方向	破壊モード	最大耐力 (kN)	算定値		精度 (実験値/算定値)	せん断余裕度
				曲げ終局強度 (kN)	せん断終局強度 (kN)		
B-1	正	曲げ	177.00	142.40	166.96	1.24	1.17
	負	せん断	-139.60	-201.73	-256.16(スラブ考慮) -133.81(スラブ無考慮)	0.54 1.04	1.27 0.66
B-2'	正	曲げ降伏後せん断	233.30	207.45	416.69	1.12	2.01
	負	曲げ	-353.90	-311.40	-571.02	1.14	1.83
B-3'	正	曲げ降伏後せん断	227.80	185.34	404.02	1.23	2.18
	負	曲げ降伏後曲げ圧壊	-256.70	-255.34	-506.52	1.01	1.98

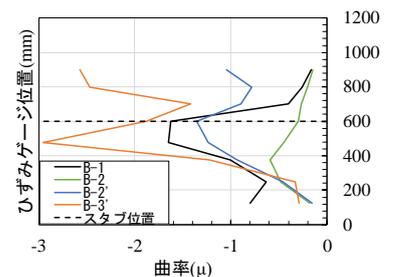


図-10 曲率分布

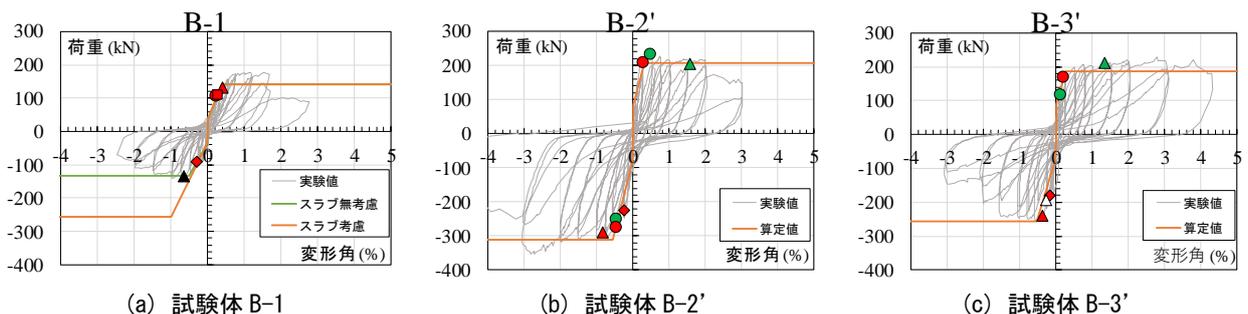
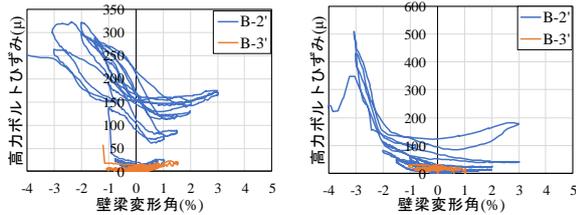


図-11 実験値と骨格曲線



(a) スラブ側高力ボルト (b) 梁端部側高力ボルト
 図-12 高力ボルトのひずみ-変形角関係

場合、有効な範囲内（1m幅）のスラブ筋を含み、引張縁から鉄筋重心位置までを引張鉄筋とした、 b_e ：等価幅で $1.2b$ を上限とする、 d ：有効せい、 F_c ：コンクリート強度、 M/Qd ：せん断スパン比で $1 \leq M/Qd \leq 3$ とする、 p_{we} ：等価縦補強筋比で1%以下とする、 σ_{wy} ：せん断補強筋規格降伏点、 j ：応力中心間距離

$$K = \frac{1}{\frac{L}{3E_c I_e} + \frac{\kappa L}{GA}} \quad (3)$$

ここで、 L ：部材長さ、 E_c ：コンクリートヤング係数、 I_e ：等価断面二次モーメント、 G ：せん断弾性係数、 A ：部材断面積、 κ ：せん断形状係数で1.2とする

$$M = (0.56\sqrt{\sigma_B})Z_e \quad (4)$$

ここで、 Z_e ：等価断面係数、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度で設計基準強度とする

$$Q = \tau_{scr} \cdot b \cdot D / \kappa \quad (5)$$

ここで、 τ_{scr} ：コンクリートせん断ひび割れ強度、 b ：梁幅、 D ：梁せい、 κ ：せん断形状係数で1.2とする

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043 \cdot \frac{M}{Qd}) \cdot (\frac{d}{D})^2 \quad (6)$$

ここで、 n ：コンクリートおよび鉄筋のヤング係数比、 p_t ：引張鉄筋比で引張側にスラブが接続する場合、有効範囲内（1m幅）のスラブ筋を含む。なお引張縁から鉄筋重心位置までを引張鉄筋とした、 M/Qd ：せん断スパン比、 D ：梁せい、 d ：梁の有効せい

実験値における最大耐力と算定強度を比較したとき、B-1の負荷荷時以外に関しては安全側に評価できた。B-1の負荷荷側のみ危険側に評価したことの原因として、危険断面位置が壁梁・耐力壁接合部内に入り込むことによりシアスパンが増大していることやスラブの効果が減少していることが推測されるが、図-10より危険断面位置が壁梁・耐力壁接合部内に入り込んでいることは確認されていないためスラブの効果が減少していることが原因である可能性が高いと考えられる。さらにはスラブ効果を考慮しない場合、表-4に示すように安全側に精度良く評価できることが確認された。この現象が生じた原因に関して今後さらに検討を行う必要がある。

また補強後の試験体は補強前のものと比較して、算定値、実験値ともに剛性及び耐力の増大が確認されており

十分な補強効果が得られることが確認された。

5.3 B-2' と B-3' の正載荷時の靱性能に関する考察

危険断面位置から50mmの高力ボルトのひずみ-変形角関係を図-12に示す。正載荷時においてB-3'はB-2'と比較して靱性能がより高いことがわかる。この原因は4.4に示すようにB-2'において変形角 $R=2.017\%$ で補強部と既存部にひび割れが生じるとともに耐力低下が確認されたため、既存部と補強部のずれによるものと考えた。さらには補強部と新設部を圧着している高力ボルトのひずみはB-2'の方が大きな値を示しており、B-3'と比較して補強部と新設部が別々の挙動を示していると考えられる。

6. まとめ

本研究では、新設開口設置に伴い補強を行った壁梁実験を実施し、補強効果の確認及び構造的な性能評価方法の検討を行った。以下に得られた知見を示す。

- ・補強を行うことで剛性及び耐力の増大が確認され十分な補強効果が得られた。
- ・壁梁の荷重変形関係の骨格曲線は文献2)及び文献3)、文献4)により概ね算定可能であった。
- ・実験2に関して、壁梁の両側面と下面にコンクリートを増し打ちしたB-3'の方が既存部と補強部のずれが少なく靱性能がより高くなることが確認された。
- ・B-2'とB-3'の負荷荷時の破壊モード及び耐力の違いはB-3'の危険断面位置がスタブ内に入り込むことで危険断面位置に作用するモーメントに大きな差が生じたことによるものであると推察した。

7. 謝辞

本研究は、国立研究開発法人建築研究所の研究課題「既存中低層鉄筋コンクリート造建物の空間拡大技術の開発」の一環として実施され、実験は建築研究所強度実験棟の実験施設において実施されました。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 日比野陽ほか：既存壁式鉄筋コンクリート造建物の梁せい低減に対する補強方法、コンクリート工学年次論文集、Vol.31、No2、2009
- 2) 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算基準・同解説、2015
- 3) 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(案)・同解説、1997
- 4) 国土政策技術総合研究所、国立研究開発法人建築研究所監修：2015年版構造物の構造関係技術基準解説書、2015