論文 既存地下構造の再利用を目的とした R C 補強梁の曲げせん断性状 に関する実験的研究

北條稔郎*1 · 田渕基嗣 *2 · 孫 玉平*2 · 田中 剛*3

要旨:既存地下構造の再利用を目的として,大梁を対象に曲げモーメントおよびせん断力を既存の2倍程度 の耐力に増し打ち補強を行った部材の曲げせん断実験を行った。コンクリートおよび鉄筋が2種類の材料特 性をもつ複合断面の打継ぎ面の目荒しの影響,あと施工アンカーで定着させた補強部あばら筋の有効性が把 握でき,履歴特性は変形能を有し,十分な補強効果があることを確認した。

キーワード: 増し打ち補強, 打継ぎ面目荒し, あと施工アンカー, 曲げ終局強度

1. まえがき

地球環境保全の見地より既存構造体の再利用が急務で ある。建築構造物の地下躯体は、解体が極めて困難であ り、地上躯体に比較して解体に膨大なエネルギーを消費 する。したがって、筆者らはCO₂排出量を抑止するため に、地球温暖化安定期まで地下構造の再利用を原則とし たいと考えている。

既存地下構造の再利用に際しては、構造体の性能劣化や 構造設計体系の変遷により部材耐力が現行基規準を満足せ ず,各種外力による曲げモーメント、せん断力、軸力など すべての応力に対する補強が不可欠となる場合が多い。

一方,耐震診断・補強において,現在実施されている 補強技術は,1)架構や壁の増設による構造物全体の強 度向上,2)せん断補強による部材の靭性改善,につい ての研究に基づいており,ラーメン架構部材そのものの 各種応力に対する性能改善に関しては,筆者らの知る限 り研究が見られない。

本研究は,基礎梁および地下階大梁を対象に,曲げ モーメントおよびせん断力に対して既存の2倍程度の耐 力になるように補強を行った場合を想定し,曲げせん断 実験により補強効果を評価するものである。

2. 既存部材と補強方法の設定

基礎梁および地下階大梁を対象とした補強方法は,図-1に示すように既存梁の側面に主筋を配置し,あばら筋を あと施工アンカーと同様の方法で既存梁に定着させ,コン クリートを打設する形式を考える。補強された部材は,断 面内にコンクリート打継ぎ面を有し,コンクリートおよび 鉄筋それぞれが2種類の材料特性をもつ複合部材となる。 この複合部材に関する研究は乏しく,明確にすべき項目と しては打継ぎの影響,あと施工アンカーの有効性,コンク リートおよび鉄筋それぞれ2種類の強度評価などがあげら れる。





3. 実験

3.1 試験体

基礎梁と地下階大梁を比較した場合,補強増し打ちを 行った複合構造部材において,鉄筋およびコンクリート の材料特性が部材の力学的性状に及ぼす影響は,断面の 小さい地下階大梁の方が断面の大きい基礎梁より顕著で あると考えられるので,地下階大梁を実験対象とする。基 礎梁は,この結果を準用してよいと判断する。

試験体を図-2に示す。試験体は,既存RC梁を想定した既存梁K,増し打ち補強を行った補強梁G1(コンク リート打継ぎ部にびしゃんによる最大深さ3mmの目荒し あり),補強梁G2(目荒しなし),補強梁と同じ断面でコン クリートを一体打とした一体梁Iの計4体である。試験体 は実構造物の1/2.5スケールとし,部材断面および鉄筋径 を設定した。補強梁G1の目荒しは文献1)を参考に,試 験体スケールを考慮して決定した。

既存梁および補強梁の既存部は同一の断面形状で,床ス ラブ(スラブ厚60mm)を持ち b×D=180mm×330mm である。

補強梁は,既存部の周りに t=80mm の増し打ちを行な い,全体として断面形状 b×D=340mm×410mm とする。補 強部あばら筋は,L型鉄筋とU型鉄筋からなり,あと施工 アンカー(有機系無機系の混合タイプ)で既存部にL型 鉄筋を 8d 定着させ,これにU型鉄筋を片面フレア溶接 (溶接長 70 mm)により接合した。

一体梁Iの断面形状は補強梁と同一で,b×D=340mm×410mm である。

試験体長さは1500mmであり, せん断スパン比 M/QDは, 既存梁では2.3, 補強梁および一体梁では1.8 である。

試験体は曲げ降伏先行型として, せん断余裕度は公称 の材料強度を使用して1.3に計画している。

本実験では、補強鉄筋が柱に十分に定着されている場 合の補強梁の挙動を調べることを目的としている。補強 鉄筋の柱への定着方法およびその影響については別途検 討する予定である。

供試部分両端のスタブには、上下端に鋼板(PL-12)を



設け,これにあけた孔に主筋端部を挿入し溶接して端部を 定着する。スタブのコンクリートは補強梁補強部および一 体梁と同時に打設する。

コンクリートは,既存部では低強度のFc15を,補強部は Fc30とする。既存部の鉄筋は1970年頃に建設された建物 を想定し,丸鋼SR235を使用する予定でいたが,SR235が調 達できなかったため,SS400の磨き鋼棒を使用した。補強 部の鉄筋は異形鉄筋 SD345, SD295を使用した。

試験体Kおよび試験体G1,G2の既存部はスタブ部に 30mmのみ込ませ、梁底を上にしてスラブとともにコンク リートを打設した。既存コンクリート端部は、打設時にエ アーキャップを用いて打継ぎ面に凹凸をつけることによ り、スタブ打継ぎ部との一体化を図っている。

試験体G1,G2の補強部は補強厚さが薄いため (80mm),スタブとともに梁底を上にしてコンクリートを打 設した。実構造物の施工では,補強部は補強厚さが約 200mmで充填性は支障が少ないが,スラブを一部貫通して 梁底を下にコンクリートを打設することになるため,打継 ぎ部(既存梁の底面およびスラブ下面)の性状が低下する 可能性がある。そのため,本実験における打継ぎ部の性状 は実構造物の性状を過大評価する要因と考えられる。

表-1 材料試験結果

(a)コンクリート							
試験体	部位	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (×10⁴N/mm²)	割裂強度 (N/mm ²)			
G1 G2	既存部	18.5	2.32	2.1			
G1,G2	補強部	37.1	2.72	3.4			
I	全体	37.1	2.72	3.4			
К	全体	18.5	2.32	2.1			

名称	鉄筋	鋼種	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断伸び (%)
主筋	D19	SD345	370	582	12.5
	16 <i>¢</i>	SS400	551	629	12.7
せん断	D6	SD295	401	556	18.1
補強筋	6φ	SS400	629	701	-



図-4 載荷履歴

3.2 材料の機械的性質

材料試験結果を表-1に示す。

補強部のコンクリート打設は既存部打設の16日後に 行った。実験は補強部打設後31日から45日の間に試験体 I,G2,G1,Kの順に行った。既存部および補強部の 実験開始日のコンクリート圧縮強度は18.5N/mm²および 37.1N/mm²と強度差を再現できた。また,実験終了日の材 令によるコンクリート強度の変動は微少であった。

丸鋼のSS400 は高強度であった。しかし,全ての実験 において測定された丸鋼の軸方向ひずみはSR235の公称降 伏時のひずみより小さかったことより,丸鋼が高強度で あったことによる実験結果への影響はなかったものと考 えられる。

3.3 載荷方法

加力は図-3に示す建研式逆対称載荷装置により正負交 番繰り返し載荷とした。載荷履歴は,図-4に示すように 部材角 R=±2.5/1000(rad) 1サイクル,±5,10,20,40/ 1000(rad)を各3サイクルとした。

3.4 測定方法

変位は図-5に示すように上下スタブを固定点とする水 平変位(H)および鉛直変位(V),梁端部とスタブ間の 鉛直変位(EV),ヒンジ部の斜め変位(HS)および鉛 直変位(HV)を測定する。

ひずみは図-6に示すように既存部および補強部の主筋 およびあばら筋に貼付した。

4. 実験結果

4.1 荷重-変形関係

各試験体の荷重(Q) - 部材角(R)関係を図-7に示 す。部材角(R)は上下スタブ間水平変位(H)を試験体 長さ(1500mm)で除した値とする。図中の太い実線は,文 献2)による曲げひび割れモーメント時せん断力Qmc,降 伏時の剛性低下率αy,曲げ耐力時せん断力Qmuより求め ている。その際,複合断面に対してコンクリートの強度, ヤング係数は既存部,補強部の平均値と仮定し,主筋につ いてはスラブ筋を含め,既存部および補強部それぞれの位 置を考慮した。Qτbuは文献3)による付着割裂強度時せん 断力である。

1,2番目に実験を行った試験体 I,試験体G2では部材 角1/50(rad)載荷中に既存部主筋とスタブ鋼板の溶接部が 破断した。これは丸鋼主筋の付着が劣化し,鋼板溶接部に 直接引張力が働いたためである。試験体G1,Kでは既存 部主筋とスタブとの溶接部を補強したうえで実験を行っ た。各試験体の実験経過を以下に示す。

<u>試験体G1</u>

1/400 (rad) で曲げひび割れ,曲げせん断ひびわれが発 生,1/300 (rad) で補強部下端主筋が降伏,1/200 (rad) で付 着割裂ひび割れが発生した。 1/163 (rad) で剛性が大きく 低下し,1/107 (rad) で補強部あばら筋が降伏した。1/50 (rad) で最大耐力を示した後,急激な荷重低下は見られ ず,安定した変形性能を示し,1/35 (rad) で付着割裂破壊を 生じ荷重が低下した。



<u>試験体G2</u>

1/100(rad)までの実験経過はG1とほぼ同様であった。 その後の経過は既存部主筋とスタブ鋼板の溶接部の破 断のため荷重 - 部材角関係は破線で示し,参考とする。

<u>試験体 I</u>

G1に比べ,曲げひび割れ,曲げせん断ひび割れとも, 発生する荷重が少し小さく,1/200(rad)で発生した付着 割裂ひび割れは明確に進展した。曲げおよび曲げせん断 ひび割れ本数もG1と比べ多く,ひび割れ幅は小さい。

試験体K

1/400 (rad) で曲げひび割れ, 1/200 (rad) で曲げせん断ひ び割れ, 1/100 (rad) で試験体端部下端主筋に沿ったひび割 れが発生し, 1/25 (rad) まで一定の荷重を保持し変形が進展 し,梁端部の被りコンクリートが剥落した。

4.2 ひび割れ性状および破壊性状

図-8に各試験体の部材角1/100(rad)載荷後のひび割れ 観測結果を,写真-1に各試験体の最終状況を示す。

試験体G1とG2のひび割れ性状はほぼ同じで,曲げ および曲げせん断ひび割れが発生している。試験体Iは G1とG2に比べてひび割れ本数は多く,付着割裂ひび割 れも顕著に見られる。

試験体G1,G2,Iの破壊性状は補強部下端主筋周り の付着割裂破壊(コーナースプリット)であり,補強部下端 主筋は部材角1/200(rad)のサイクルにおいて降伏を示して いるものの,最大耐力に至るまで座屈を生じることはな かった。また,既存部は丸鋼で付着抵抗が少なく付着割裂 破壊を生じなかった。

試験体Kは破壊が梁端部にとどまり、中央部はひび割れ もほとんど見られず、剛体として挙動したことを示唆して いる。これは丸鋼主筋の付着劣化のためと考えられる。

4.3 ひずみ性状

<u>試験体G1</u>

図-9は部材角1/400(rad)および1/100(rad)における主 筋のひずみ分布を示す。部材角1/400(rad)において は既 存部,補強部とも曲げモーメント分布に対応したひずみ分 布を示している。1/200(rad)まで,ほぼ平面保持が成立し ていると考えられる。1/200(rad)以降,補強部主筋が降伏 ひずみに達したが,既存部主筋のひずみはわずかに増大 するのみである。部材角1/100(rad)では既存部丸鋼は材軸 方向に一様で,補強部に比較してひずみの値は小さく,平 面保持は成立していない。

試験体G2および試験体Iも同様の傾向である。

以上より、補強梁および一体梁において曲げモーメント に対しては主として補強部の異形鉄筋によって曲げ抵抗 力が発揮されたものと考えられる。また、既存部丸鋼の付 着が確保された場合においては、試験体耐力はかなり向上 したものと思われる。

図-10に試験体G1において,曲げせん断ひび割れが横

表-2 最大耐力の : 実験値と計算値の比較 スラブ面 スラブ面 スラブ面 側面 底面 側面 底面 スラブ面 底面 側面 底面 側面 終局 曲げ強度時 終局 せん断強度 Qmax/Qm 最大耐た 実験値 試験体 max(kN Qmu(kN) Qsu(kN) G1 1.07 243 228 233 (0.92) G2 (210) 233 228 (1.00)Ι (228) 228 260 Κ 72 124 95 0.58 最大耐力実験値は正載荷時を示す ()内は丸鋼溶接部破断によるため参考値 表-3 試験体 G1, K の耐力差 試験体G2 試験体 | 試験体K 試験体G1 終局 曲げ強度時 図-8 試験体のひび割れ観測結果(部材角1/100載荷後) 最大耐力 実験値 試験体 せん断力 Qmu(kN) Qmax(kN G1 243 228 72 124 耐力差(G1-K) 170 104

試験体G1

試験体 G2 試験体 I 写真-1 試験体の最終状況(側面)

試験体K



切る位置の補強部あばら筋S7の荷重-ひずみ関係を示す。 部材角1/107(rad)において降伏ひずみに達した。ひずみの 進展は,観察されたひび割れ幅の推移に符合し,あと施工 アンカーである補強部あばら筋は,せん断補強筋として有 効であることを示している。一方,既存部では降伏ひずみ 以下であった。

試験体K

図-11は部材角1/400(rad)および1/100(rad)における主 筋のひずみ分布を示す。1/200(rad)以前のサイクルにおい て,曲げモーメント分布に対応した正負の分布を示す。 1/100(rad)以降では、コンクリートとの付着の劣化により 引張側、圧縮側ともに一様な引張ひずみを示し、試験体G 1の既存部と同様に平面保持が成立していない。

5. 考察

at

5.1 最大耐力

最大耐力実験値と計算値との比較を表-2に示す。表中の 終局曲げ強度時せん断力Qmuは次式により算定する。

$Qmu = \Sigma M$	lu/L	(1)
L:	せん断スパン	
Mu=0.9($a_{t1} \cdot \sigma_{y1} \cdot d_1 + a_{t2} \cdot \sigma_{y2} \cdot d_2$	(2)
1, at2:	既存部および補強部の引張主筋脚	面積

σ_{y1}, σ_{y2}: 既存部および補強部の主筋降伏点

d.,d: 既存部および補強部の主筋有効成(図-12) また,終局せん断強度Qsuは文献2)によって算定した。その際,引張鉄筋比は既存部,補強部それぞれの有効成を考慮 し,応力中心間距離は既存部,補強部の平均とした。

前述のように,既存梁および補強梁の既存部の丸鋼主筋 の付着劣化のため鉄筋コンクリートの梁理論による曲げ耐 力が発揮できなかった。このため既存梁試験体Kの実験値



は計算値を下回ったと考えられる。(付.参照)丸鋼を磨 き鋼棒としたため、付着が大きく劣化したと考えられる。 文献4)によると、普通丸鋼を用いた梁の曲げ実験におい て付着が確保された場合、耐力は計算値を上回っている。

補強梁試験体G1は既存部に試験体Kを内蔵した複合 断面であるが,補強部の効果によって実験値が計算値を 上回った。

5.2 補強効果

試験体G1,G2,Kの荷重-部材角関係包絡線を図-13 に示す。試験体G1,Kの実験値(Qmax)と計算値(Qmu)の最 大耐力および差を表-3に示す。試験体G1と試験体Kの 実験値と計算値の比較より,補強効果を評価する。

補強による耐力上昇

G1;Qmax(=242.8kN) / K;Qmax(= 72.4kN) = 3.35 上昇分比率

△ Qmax(=170.4kN) / △ Qmu(=103.7kN) = 1.64 補強梁は既存梁の3倍以上の耐力が得られ,この上昇 分は計算値の1.6倍であり,十分な補強効果と考える。

5.3 複合断面の評価

試験体G1,G2,Iの荷重-部材角関係包絡線を図-

14に示す。試験体 I,G2の既存部丸鋼主筋溶接部が破 断前の1/100 (rad) までは,試験体G1,G2は試験体 Iの 各荷重段階を平均して93% (最低91%)の荷重を示してい る。図-15に試験体G1および試験体 Iの荷重-部材角関 係の実験値および計算値を示す。部材角1/200 (rad) にお ける割線剛性Kの比率は以下の値である。

実験値 G1/I=31.7×10⁻³kN / 33.7××10⁻³kN =0.94 計算値 G1/I=44.3×10⁻³kN / 46.4××10⁻³kN =0.96 部材角1/100(rad)までにおける試験体G1の試験体 I に対する各荷重段階の平均の荷重低下(93%)は剛性の低 下比率(94%,96%)にほぼ一致している。

以上より,補強梁試験体G1は断面内上端側に低コン クリート強度部分を持つことにより、梁全体の剛性が一 体梁試験体Iに比べて低い。同一部材角の負担荷重はこ れに比例しており,打継ぎ部の有無によって耐力に与え る影響は少ないものと考えられる。

5.4 目荒し効果

図-14によれば、部材角1/100(rad)までは試験体G1, G2の挙動はほぼ等しく、1/100(rad)における荷重はG2 がG1より3%高い。このことから、この範囲においては 目荒しの効果は特に認められない。

6. まとめ

既存梁に増し打ち補強を行った補強梁の曲げせん断実験 を行い、補強効果について以下の知見を得た。

- 1)補強梁の履歴特性は一体梁と比較して差は小さく、十分 な変形能を有する。破壊性状は補強部下端主筋に沿っ た付着割裂破壊である。
- 2)補強梁と既存梁の実験値の耐力差は,通常の設計に用い られる計算値による耐力差の1.6倍であり,補強効果が 確認された。

- 3) 部材角1/100 (rad) までの範囲において, 打継ぎ面の目荒 しの有無による剛性および曲げせん断耐力に及ぼす影響 は見られなかった。
- 4)補強梁において、末端が既存部へのあと施工アンカーで ある補強部あばら筋はせん断補強筋として有効である。

謝辞

本研究は(株) 淺沼組技術研究所福本昇氏, 井上重信氏, 森 浩二氏ならびに神戸大学大学院工学研究科谷口貴大氏のご 協力を得ました。ここに感謝の意を表させて頂きます。

参考文献

1) 石原誠一郎:コンクリート打継ぎ部の破壊メカニズム 解明とその応用, 淺沼組技術研究所報・平成16年3月

- 2)日本建築学会;鉄筋コンクリート構造計算基準・同解
 説 -許容応力度設計法 ・1999年11月
- 3)藤井栄,森田司郎:異形鉄筋の付着割裂強度に関する 研究,日本建築学会論文報告集第324号・昭和57年9月
- 4)大野和男,柴田拓二,荒川卓:鉄筋コンクリート実大 梁の曲げ試験・日本建築学会論文報告集第103号・昭和 39年10月

付. 試験体Kの耐荷機構の推定

付図-1は実験にて観察された試験体K変形性状の模 式図で,梁中間部はひび割れがほとんど見られず,端部 は圧縮側の圧壊を伴いながら,抜け出しが生じた。

付図-2は軸変位-部材角関係を示す。各部材角におい て最大3mmの軸変位を示している。これによって生じる主 筋の伸びより,梁に加わる軸力を算定し,傾斜復元力を求 める。この値に梁端部主筋の抵抗モーメント略算値を加 え,付図-3に示す。計算値は実験値とよく対応している。

