

論文 中越沖地震で被害を受けたカットオフ主筋を有する RC 造柱の静加力実験

吉沢 克司^{*1}・広瀬 祐三郎^{*2}・長橋 鉄雄^{*3}・加藤 大介^{*4}

要旨：2007年新潟県中越沖地震で被害を受けたRC造の学校建築物において、その柱の崩壊形が耐震診断では曲げ降伏型であるにもかかわらず、実際にはせん断破壊している例があった。この原因を探るため、コンクリート強度・帯筋間隔・作用軸力を変化させた検討を行ったが、実被害を評価するに至らなかった。その原因を当該柱の上下階の柱に必要な主筋の定着長さが当該柱に延長されている部分（定着延長筋）によるものと考え、その定着延長筋を模擬した柱試験体を作製し、静加力実験を行った。その結果、ひび割れ形態は模擬することができたが、変形能についてはあまり低下しなかった。

キーワード：定着延長筋、変形能、降伏、曲げひび割れ

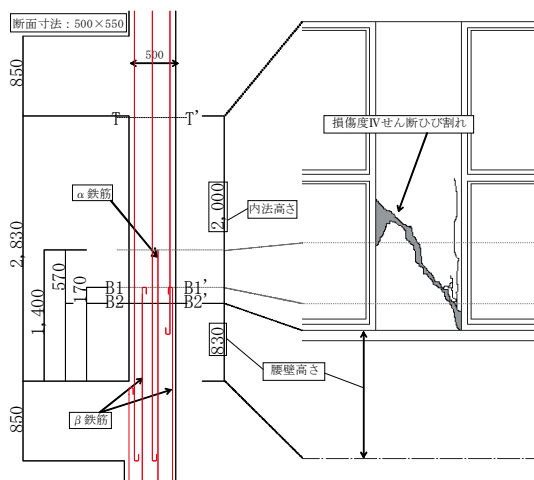
1. はじめに

2007年新潟県中越沖地震（以下、中越沖地震）で被害を受けた鉄筋コンクリート造のS小学校において、その柱の崩壊形が耐震診断では曲げ降伏型であるにもかかわらず、実際にはせん断破壊している事例があった。文献1)では、1階柱においては、強度式の誤差(寸法効果)や諸条件(コンクリート強度・帯筋間隔・鉄筋降伏点強度・作用軸力)の設定の違いでも説明可能だが、2階柱においては、それだけでは説明できないことを報告した。

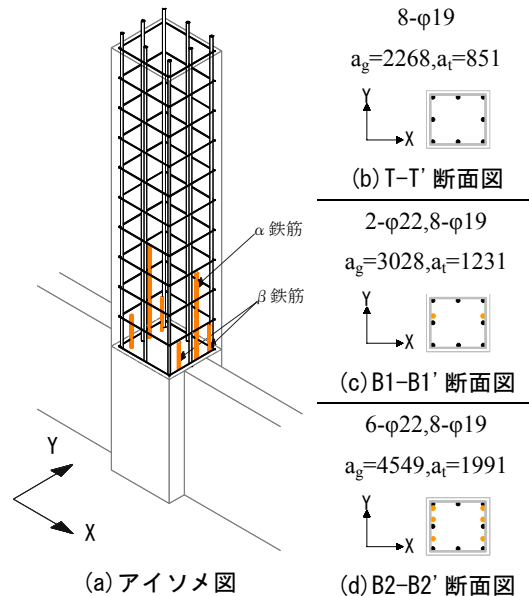
図-1は2階柱の配筋とせん断破壊の様子を、図-2はアイソメ図と各高さ位置での断面図を示したもので、1階から長さの異なるφ22の鉄筋が当該柱に定着部分として伸びており(以降、これを定着延長筋と呼び、長い鉄筋をα鉄筋、短い鉄筋をβ鉄筋とする。)、文献1)ではその端部で発生した曲げひび割れが斜めに進展し、このひ

び割れによりひび割れ面のかみ合い作用が劣化し、せん断伝達力が劣化した可能性があるという結論に達している。この現象は、2階柱の構造が橋脚における主筋の段落とし部と同じため発生したと考えられる。異なる点は、段落とし主筋は橋脚にとって必要であるのに対し、柱にとって定着延長筋は不必要な鉄筋であるという点であるが、後述するように力学的にはその定着部分の長さが異なる。

本研究は、2階柱に着目し、定着延長筋の有無、さらに、その長さを変化させた試験体を作製し、実被害の再現及び破壊形態や変形能等の特性に及ぼす影響を実験的に調べることを目的とし行ったものである。



(a) 柱配筋図(梁間方向) (b) 被害の様子(桁行方向)
図-1 対象とした柱の配筋図と被害の様子



(a) アイソメ図 (b) T-T' 断面図
(c) B1-B1' 断面図 (d) B2-B2' 断面図
図-2 対象とした柱のアイソメ図と断面図
(図-1同様、定着延長筋端部はフック)

*1 新潟大学大学院自然科学研究科 修士課程 (正会員)
*2 新潟大学大学院自然科学研究科 修士課程 (正会員)
*3 新潟大学大学院自然科学研究科 博士課程 (正会員)
*4 新潟大学工学部建設学科 教授 工博 (正会員)

2. 対象柱と試験体計画

文献 1)では、定着延長筋の変形能に及ぼす影響係数 (α)を式(1)で定義している。図-3 は定着延長筋が完全に有効と考えた場合、定着延長筋の長さ L_{cut} とその柱の曲げ降伏時のせん断力 Q の関係の例を図示したものである。縦軸の Q は柱脚が降伏したときのせん断力(曲げ降伏強度はこれ以上にならないという意味で $Q_{f,max}$ と表記)により基準化されている。図の実線の $x=0$ の点が定着延長筋のない場合を示しており、曲げ降伏強度の最小値 $Q_{f,min}$ を表している。

$$\alpha = \frac{1}{\frac{Q_{f,max}}{Q_{f,min}} - 1} \times \frac{1}{\frac{h_0}{L_{cut}} - 1} \quad (1)$$

$$Q_{f,max} = \begin{cases} (M_e + M_o)/h_0 & \text{(両端曲げ柱)} \\ M_o/h_0 & \text{(片持ち柱)} \end{cases}$$

$$Q_{f,min} = \begin{cases} 2M_c/h_0 & \text{(両端曲げ柱)} \\ M_c/h_0 & \text{(片持ち柱)} \end{cases}$$

ここで、 h_0 は内法長さ、 L_{cut} は定着延長筋の長さ、 M_c は定着延長筋のない断面の降伏モーメント、 M_o は定着延長筋のある断面の降伏モーメント、である。 α は図中の b/a であり、柱の変形能に対して以下のような定性的な意味を持つ。

- $\alpha=0$: 定着延長筋がない場合 (変形能に影響しない)
- α が 0 の近傍: 定着延長筋の影響が無視しうる領域

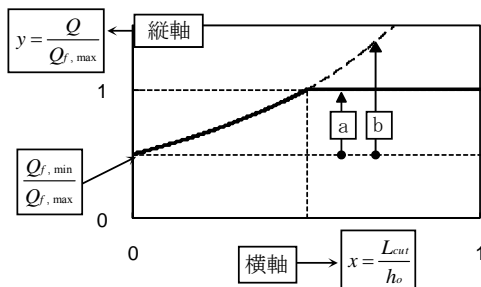


図-3 L_{cut} と柱の曲げ降伏時のせん断力 Q の関係

(変形能にほぼ影響しない)

- α が 0 の近傍から 1: 定着延長筋のカットオフ点で曲げ強度が決まり、曲げ破壊でも変形能が劣化する領域
- $\alpha=1$ 以上: 計算上柱脚で曲げ強度が決まるが、変形能を確保するためには α がある程度大きい必要がある領域

図-4 は横軸に影響係数 α を、縦軸にせん断余裕度 β (柱脚と定着延長筋端部の曲げ強度で決まるせん断力のうち小さい方を Q_m とし、それに対するせん断強度 Q_s の比 $=Q_s/Q_m$)をとったもので、白丸と黒丸は単純梁形式で行われた文献 2)の実験結果を曲げ破壊とせん断破壊に分けて示したものである。また、 β 鉄筋が全く無効だととして無視し、 α 鉄筋は完全に有効だと考えた Case1 と、 α と β の両方の鉄筋が完全に有効だと考えた Case2 の 2 つの場合で表わした S 小学校の柱をプロットすると、Case1 は α が約 3 なので、計算上十分に曲げ降伏する領域となる。また、Case2 は α が 0 の近傍から 1 の間なので、カットオフ点で曲げ強度が決まり、曲げ破壊でも変形能が劣化する領域となる。しかし、正確に挙動を判断できない。そこで、Case1 を模擬したものを SIM-L、Case 1 の定着延長筋を Case2 の長さとしたものを SIM-S、および、定着延長筋を持たないものを SIM-0、

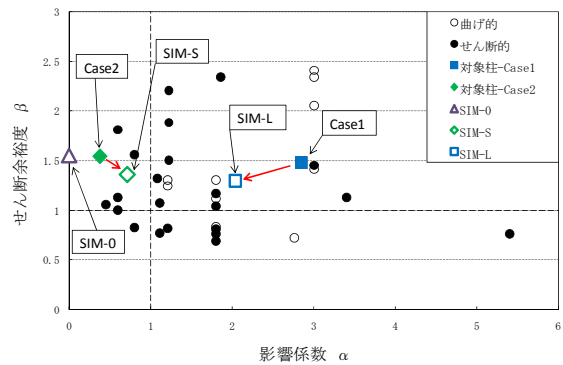


図-4 文献 2)による対象柱と試験体の位置付け

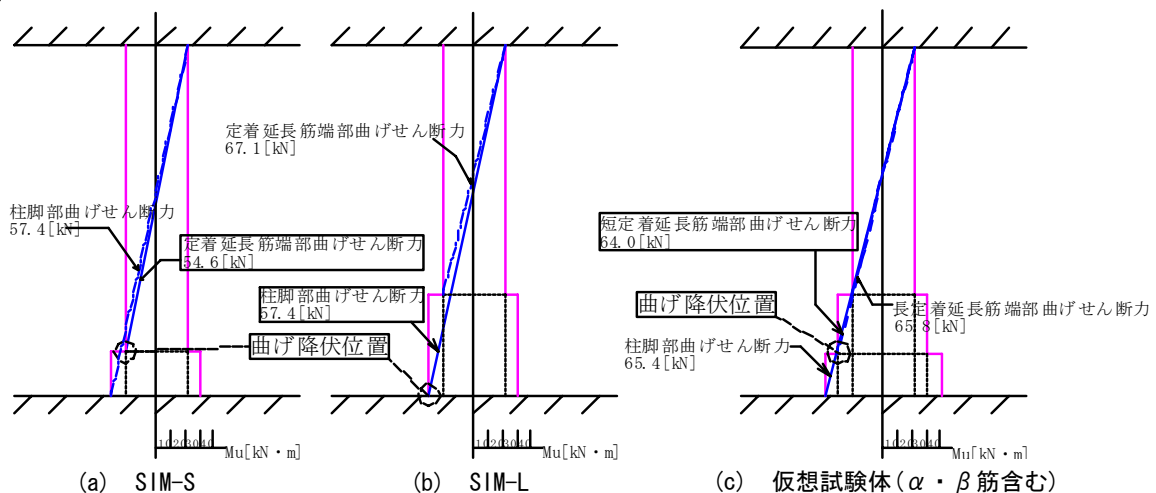


図-5 モーメント耐力分布図

と呼称し、3体の試験体を計画した。これらの試験体も図-4にプロットしてある。なお、SIM-LはCase1を模擬したが、材料強度や縮尺率を厳密には再現できていないので、位置がずれている。

次に、試験体において定着延長筋が曲げに有効だと考えた時の曲げ強度がどのように変化するかを検討した。図-5に試験体SIM-LとSIM-Sのモーメント耐力分布図を示す。比較のために α 鉄筋と β 鉄筋を忠実に模擬した仮想試験体（実験は行っていない）についても示す。曲げ降伏位置はSIM-Sの場合、定着延長筋端部で決まり、SIM-Lの場合では柱脚で決まることが分かる。この結果と文献1)2)を踏まえると、SIM-Lでは定着延長筋端部で降伏しないが、ひび割れが斜めに進展し、変形能が悪化する。一方、SIM-Sでは定着延長筋端部が降伏し、ひび割れが斜めに進展し、SIM-Lに比べさらに変形能が悪化すると予想される。なお、対象柱を忠実に模擬した図-5(c)を見ると、短い定着延長筋の端部で曲げ降伏することがわかる。すなわち、SIM-Sに近い破壊形態となるが、それに加えて、SIM-Lのような斜めひび割れが発生すると考えられる。

3. 実験概要

3.1 試験体

本研究で作製した試験体諸元を表-1に、使用した鉄筋

表-1 試験体諸元

試験体名	断面[mm ²]	試験区間長[mm]	帯筋					定着延長筋		コンクリート強度[N/mm ²]	加力方法	
			配筋	配筋	形状	間隔[mm]	帯筋比[%]	配筋	長さ[mm]		前載荷(作用軸力)	後載荷
SIM-0	270×245	980	6-φ9	φ4	90°フック	98	0.10	—	0	18.0	曲げせん断(80[kN])	中心軸圧縮
SIM-S								2-φ12	120			
SIM-L								2-φ12	280			

表-2 鉄筋材料特性

鉄筋	降伏強度[N/mm ²]	最大強度[N/mm ²]	ヤング係数[N/mm ²]	降伏歪度[μ]
φ4	487	524	2.06	4347
φ9	325	461	2.02	1750
φ12	320	458	2.03	1549

表-3 強度計算値一覧表

試験体名	曲げひび割れ強度[kN]		せん断ひび割れ強度[kN]		曲げ強度[kN]		せん断強度[kN]
	基部	定着延長筋端部	主応力式	指針式	基部	定着延長筋端部	
SIM-0	20.7	—	15.0	41.6	47.9	—	65.2
SIM-S	21.3	23.6	15.0	41.6	57.4	54.6	65.2
SIM-L	21.3	29.0	15.0	41.6	57.4	67.1	65.2

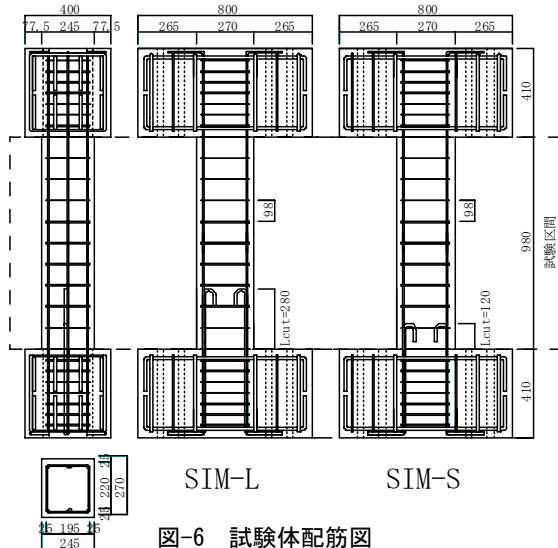


図-6 試験体配筋図

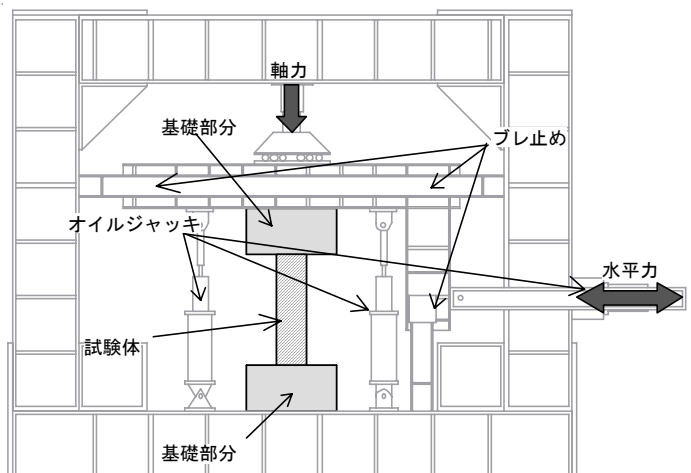


図-7 加力装置

の材料特性を表-2に、表-3に強度計算値を示す。ここで、表-2のφ4の降伏強度は0.2%オフセットによりグラフから読み取り、降伏歪度は線形補間により算出した。せん断強度は文献3)、曲げ強度は文献4)によった。SIM-SとSIM-Lの試験体配筋図を図-6に示す。なお、SIM-0は図-6の試験体に定着延長筋が存在しない点のみの違いのため省略する。試験体は対象柱の約1/2縮小モデルである。3体の試験体は断面寸法、高さ、主筋、帯筋共に同一であるが、定着延長筋の有無、または、長さが異なり、定着延長筋の長さはSIM-0が0mm、SIM-Sが120mm、SIM-Lが280mmとなる。

3.2 加力方法

図-7に加力装置を示す。載荷は、図-7上部のL型フレームの上に設置されているオイルジャッキ、または、左右のオイルジャッキにより軸方向載荷を行い、側部のオイルジャッキにより水平方向載荷を行った。また、左右のオイルジャッキによりL型フレームの平行を保持し、曲げせん断試験では、試験体の上下で逆対称になるようにした。

載荷方法は、前載荷の曲げせん断試験では、左右のオイルジャッキにより軸力を一定に保ち、繰り返し水平載荷を行った。水平載荷は、部材角が4/200radまでは1/200radずつ増加させる。そして、8/200radまでは2/200rad

ずつ増加させ、それ以降は4/200radずつ増加させていき、16/200radまで行う。16/200radを除き、各部材角につき正負それぞれ2サイクルずつ行った。

本実験では、前载荷の終了後に後载荷として残存軸耐力を確認する中心軸圧縮試験を行っている。その際、水平変位を0に戻して、変位を拘束した状態で、軸加力を行った。

4. 実験結果

表-4 に SIM-0, SIM-S, SIM-L の実験結果一覧表を示

表-4 実験結果一覧表

発生事象	SIM-0	SIM-S	SIM-L
曲げひび割れ発生 部材角 [(x 10 ⁻³)rad]	3.58	4.07	2.05
ななめひび割れ発生 部材角 [(x 10 ⁻³)rad]	-	8.22	5.21(区間6) 5.00(区間7)
主筋降伏部材角 [(x 10 ⁻³)rad] (断面位置[mm])	5.03 (902.5)	6.20 (0)	9.61 (0)
帯筋降伏部材角 [(x 10 ⁻³)rad]	-	-	-
正最大耐力[kN]	40.2	48.0	48.0
負最大耐力[kN]	-43.6	-43.4	-51.7
正最大耐力80%低下時 部材角 [(x 10 ⁻³)rad]	59.2	60.0	58.2
負最大耐力80%低下時 部材角 [(x 10 ⁻³)rad]	-60.0	-40.0	-60.0
残存軸耐力[kN](軸力比)	883 (0.741)	238 (0.199)	320 (0.268)

す。ここで、曲げひび割れ、斜めひび割れは目視観察によって最初にひび割れが発生した点を、主筋、及び帯筋の降伏は鉄筋に取り付けられた歪ゲージにより測定された値が、表-2 の各鉄筋の降伏歪度を最初に超えた点を、発生しなかった事象はハイフンで示す。なお、主筋降伏断面の位置は後述する図-12 による。また、全ての試験体は主筋の降伏が先行した。図-8 に最大耐力時、曲げせん断加力終了時、残存軸加力終了時のひび割れ図を示す。図中に描かれている線はひび割れを、黒く塗りつぶされている部分は剥落を表している。定着延長筋を有する2体の試験体はいずれも定着端部での曲げひび割れが斜めに進展していることが分かる。図-9 に曲げせん断加力試験の荷重一部材角関係を示す。縦軸は水平荷重、横軸は水平変位を試験区間高さで除した部材角である。図-10 は80%に低下した変形能が小さい方の負方向の包絡線を3体で比較したものである。縦軸は水平荷重を最大耐力で除して基準化した値、横軸は(2)式によりS小学校の層間変形角に換算してある。

$$R_{\text{story}} = (h_0 / H) \cdot R_{\text{mem}} = (2/3.7) \cdot R_{\text{mem}} \quad (2)$$

ここで、 h_0 は内法高さ、 H は層の高さ、 R_{mem} は部材角、 R_{story} は層間変形角、である。

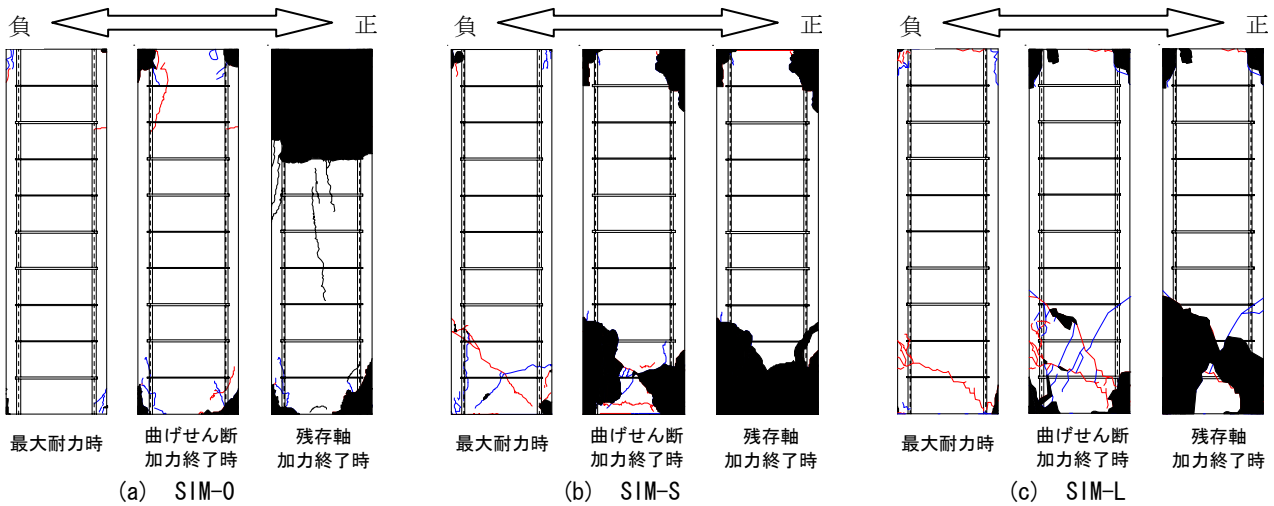


図-8 ひび割れ図

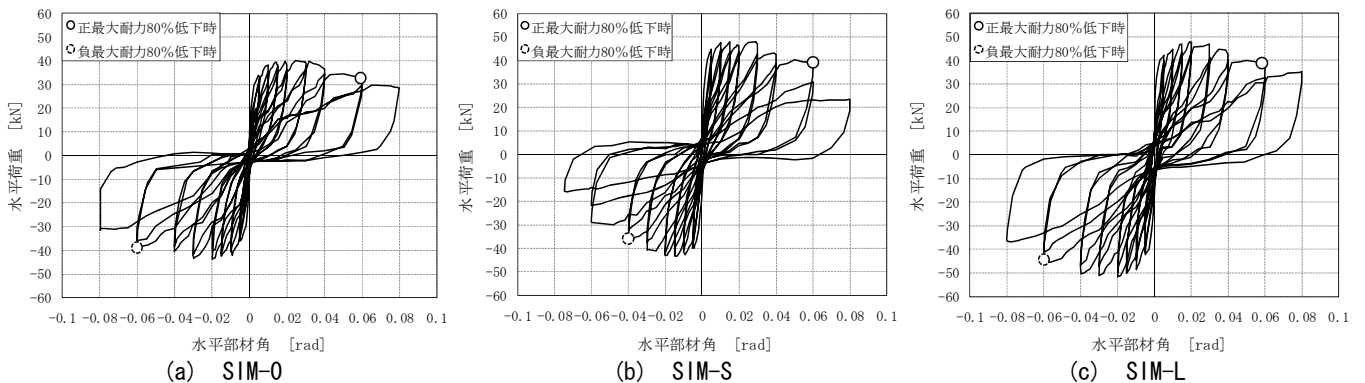


図-9 荷重-部材角関係

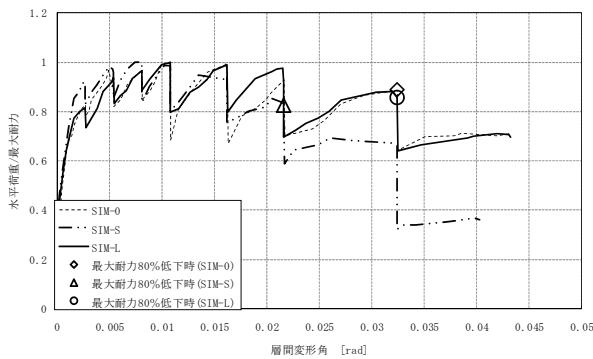


図-10 変形能比

結果をみると、定着延長筋の有無、さらに、その長さによる曲げひび割れ発生時、及び、最大耐力の80%低下時の部材角の差はあまり見られていない。一方、最大強度(正負の大きい方)を見ると、SIM-0、SIM-S、SIM-Lの順に大きくなっていることが分かる。また、定着延長筋を有することでSIM-S、SIM-Lには、SIM-0では見られなかった斜めひび割れが発生している。さらに、ひび割れの発生量、剥落の面積が多いことも見てとれる。

図-11は残存軸耐力を確認するために行った中心軸圧縮試験の荷重-軸変形関係である。縦軸は鉛直荷重、横軸は軸変形である。なお、前載荷開始時における軸変形を0とし、圧縮側を正としている、すなわち、後載荷時に試験体が伸びていることが分かる。斜めひび割れが発生し、ひび割れの発生量や剥落面積の多いSIM-S、SIM-LはSIM-0に比べ、残存軸耐力が著しく低い値となっていることがわかる。

5. 結果の考察

前章の結果より、各試験体の変形能は、SIM-LはSIM-0と比べるとあまり悪化せず、SIM-SはSIM-Lと比べると多少悪化したものの、それほど違いはないという結果となった。そこで、この結果について考察する。

図-12に試験体に取り付けた歪ゲージの位置とその番号を、図-13に+5サイクル(3/200rad)ピーク時の主筋と定

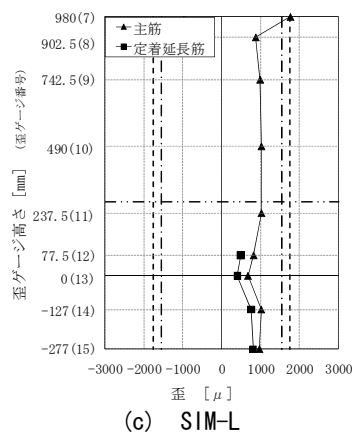
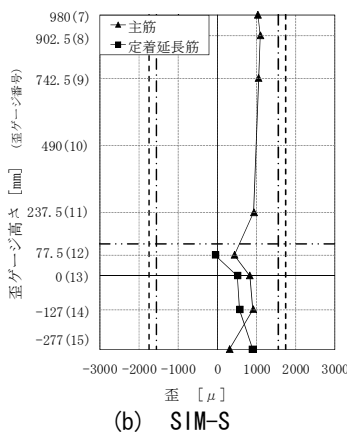
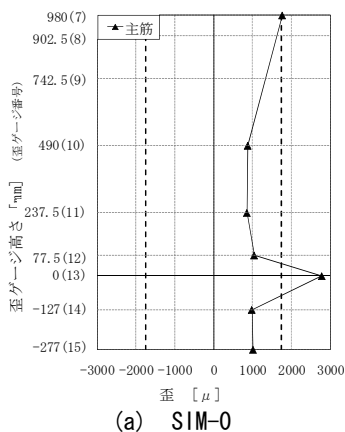
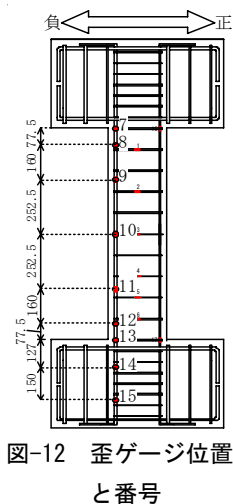


図-13 主筋歪分布図

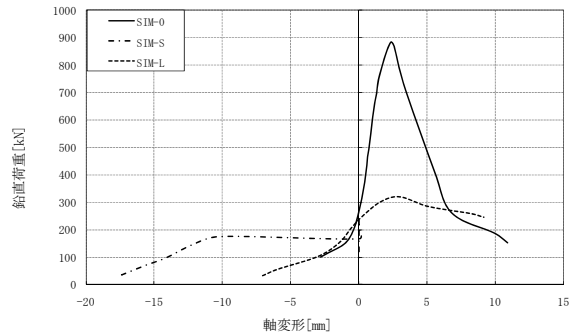


図-11 荷重-軸変形関係

着延長筋のひずみ分布を示す。縦軸は柱脚を基準とした高さと歪ゲージ番号、横軸は歪、点線は主筋の降伏歪度、一点破線は定着延長筋の降伏歪度、二点破線は定着延長筋高さを表している。なお、各試験体において、歪ゲージが剥離したと思われる測定値は除外している。図-13を見ると、SIM-0では柱脚に歪が集中していることがわかるが、柱脚が降伏しないSIM-Sの柱脚部ではSIM-0よりも歪が小さくなっていることがわかる。これは定着延長筋が応力を負担しているためである。一方、柱脚部が降伏するSIM-LでもSIM-Sに近い挙動を示している。また、いずれの試験体も丸鋼で付着が有効でないために柱頭部は引張状態となっていることが分かる。

次に、図-14に曲げ変形成分を測定するために試験体の軸方向で8区間に分割した測定区間を、図-15に各区間の曲げ変形の全体曲げ変形に対する比率を示す。縦軸は各区間の曲げ変形を全体の曲げ変形を除して百分率で表したものであり、横軸は正の奇数サイクルピークを表したものである。図-15を見ると、SIM-Sの下部は区間7,8が同等の割合で曲げ変形していることがわかる。SIM-Lの下部は初期に区間7で、最終サイクルに区間6で多少の曲げ変形をしているが、全体を通して区間8での曲げ変形の割合が全体曲げ変形の半分近くを占めていることが見てとれる。

以上を踏まえ、SIM-Lの変形能がSIM-0に比べあまり

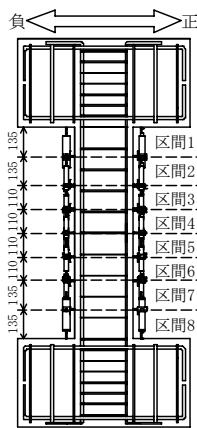


図-14 測定区間

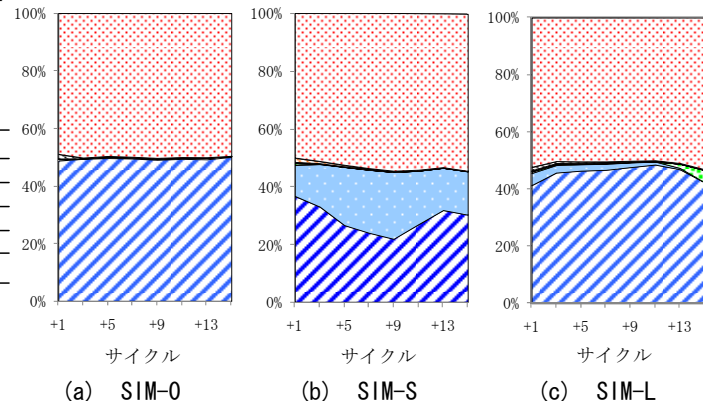


図-15 各区間の曲げ変形比率

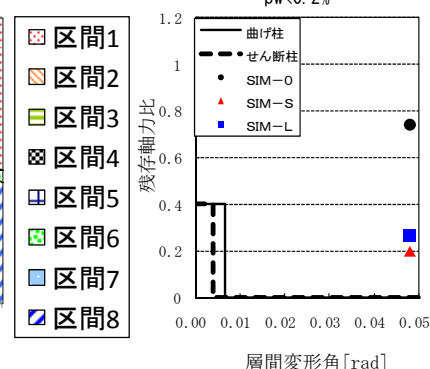


図-16 耐震診断基準と実験結果の比較

悪化しなかったのは、柱脚部の主筋が降伏し、柱脚部に発生していた曲げひび割れが広がったためと考えられる。また、定着延長筋端部からの斜めひび割れは発生したがひび割れ幅が広がらず、せん断抵抗機構を低下させることはなかった。すなわち、定着延長筋端部からの斜めひび割れはさほど変形能の低下に寄与しておらず、S小学校の柱がせん断破壊した理由として長い定着延長筋（ α 鉄筋）だけでは説明できなかった。一方、SIM-Sは、降伏位置が柱脚から離れたことにより、変形能が多少悪化した。しかしながら、いわゆる脆性的なせん断破壊のような変形能の大幅な低下とはならなかった。

これらの結果を用いて α 鉄筋と β 鉄筋の両方を含んだ場合の挙動の推定を行う。今回、SIM-0と比べるとSIM-Lの変形能はあまり悪化せず、その理由として柱脚部の鉄筋が降伏したことにより柱脚部の曲げひび割れが広がったためとした。しかし、ここに β 鉄筋が存在すると仮定すると、図-5(c)で示したが柱脚部では降伏せず、短い定着延長筋端部で降伏するため、柱脚部での曲げひび割れ幅が低減し、変形能は実験の結果よりも悪化すると考えられる。

さらに、今回の実験は危険断面位置に加力用に剛強な基礎梁を設けている。実際には柱脚位置では腰壁のみで反力をとっているため、この位置に発生した斜めひび割れは本試験体のように拘束されない可能性がある。斜めひび割れのかみ合わせ抵抗が劣化しなかったのは剛強な基礎が原因とも考えられ、これらを踏まえた再検討が必要である。

定着延長筋の変形能に及ぼす影響係数 α については指標として明確に曲げとせん断が分かれていないため、今後検討が必要である。

最後に、耐震診断基準における残存軸耐力の評価法を検討する。図-16に耐震診断基準と実験結果の比較を示す。縦軸は残存軸力比、横軸は層間変形角であり、診断基準で期待して良い残存軸力比を曲げ破壊とせん断破壊別($pw<0.2\%$)に示してある。図を見ると、残存軸耐

力がSIM-0よりも著しく低い結果となったSIM-S、SIM-Lにおいても安全側となっていることが分かる。

6. まとめ

- (1)定着延長筋を有する試験体はいずれも定着延長筋端部からの斜めひび割れが発生し、ひび割れ形態は実被害を再現した。
- (2)柱脚が降伏するよう設計されたSIM-LはSIM-0とほぼ同じ荷重一部材角関係となった。定着延長筋端部が曲げ降伏するよう設計されたSIM-Sはそれより変形能が多少悪化した。しかしながら、いわゆる脆性的なせん断破壊のような変形能の大幅な低下とはならなかった。
- (3)S小学校の対象柱は長・短両定着延長筋を有しており、柱脚部での曲げひび割れ幅が低減するため、変形能は2体の実験の結果よりも悪化すると考えられる。
- (4)影響係数 α は指標として明確に曲げとせん断が分かれていないため、検討を行う必要がある。
- (5)SIM-SとSIM-Lの残存軸耐力は定着延長筋による影響のために大幅に低下したが、残存軸耐力が耐震診断基準を上回り安全側と評価できる。

参考文献

- 1)長橋鉄雄, 佐藤祐次, 加藤大介, 中村友紀子: 中越沖地震で被害を受けたRC造学校建物の柱の崩壊形に及ぼすカットオフされた主筋の影響, コンクリート工学年次論文集 Vol.32, No.2, pp.1105-1110, 2010
- 2)尾坂芳夫, 鈴木基行, 寺澤正人, 小林繁敏: RCはりのせん断耐力に及ぼす引張主鉄筋途中定着の影響に関する研究, 土木学会論文集 第366号/V-4, pp.133-142, 1986.2
- 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・同解説,
- 4)日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説