

鉄筋コンクリート部材の最大経験変形量の推定法に関する検討

正会員○鈴木紀雄¹⁾同 中西三和²⁾ 同 田才 晃³⁾同 北山和宏⁴⁾ 同 倉本 洋⁵⁾

1. はじめに

大地震に襲われた直後には、被災建物の安全性を速やかに判定し、建物使用の制限などの応急処置を行うことが重要である。また、補修による継続使用の可否の判断も下さなくてはならない。そのためには、建物を観察して、被災度レベルを判定できる基準が必要である。例えば、1990年のロマプリエータ地震では、ATC-20に従って被災度判定が行われたことはよく知られている。我国でも、建設省総プロとして「鉄筋コンクリート造震災構造物の復旧技術の開発」が行われ、その成果として、「震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針」が出されている。また、自治体による応急危険度の判定基準もいくつか見られる [1]~[3]。

このような基準の作成のためには、被災建物に残されたひびわれ状況や残留変形量などから、地震時に建物や部材が経験した変形量を推定することが必要となる。前述の総プロにおいて行われた実験からは、ひびわれ間隔やひびわれ幅と最大経験変形量との間には、何らかの相関が見られるという報告がいくつかなされている [4] [5]。しかし、これらの関係の定量的な把握は十分には行われていないのが現状である。

このような状況を踏まえて、筆者らがこれまでにを行ったRC柱、耐震壁、柱・梁接合部の実験結果を再度見直し、最大経験変形量の推定の可能性について検討を行った。

2. 柱の最大経験変形量の推定

2.1 曲げ破壊した柱のひびわれ長さとの最大経験変形量の関係

検討に用いた試験体は、共通の形状と配筋を持つ7体で、いずれも曲げ破壊したものである [6]。断面は20cm角で、主筋には6-D10が使用されている。変動因子は、表-1に示すように、水平力の方向と軸力の大きさである。水平二方向加力の場合には、柱頭に四つ葉形の履歴を描く強制変位が与えられた。

ひびわれ図を用い、試験体毎に、繰り返し加力のピーク時のひびわれ総長さ（以下、 ΣL_c ）を、曲線長さ計測器を使用して測定した。 ΣL_c と最大経験変形時部材角（以下、 R_p ）の関係を図-1に示す。軸力変動の違いや水平力の方向によらず、曲げ降伏が生じる部材角 1/100程度るときまでは、 ΣL_c は比例的に増加する傾向がある。曲げ降伏以後は ΣL_c はあまり増加せず、外力の状態によらずほぼ一定値になった。

表-1 柱試験体一覧

試験体名	水平外力	基本軸心力度 kg/cm ²	変動軸心力度 kg/cm ²
U8-0	1方向	20	0
U8-1	1方向	20	1方向 ±20
B8-0	2方向	20	0
B8-1	2方向	20	1方向 ±20
B8-2	2方向	20	2方向 ±20
B40-1	2方向	100	2方向 ±20
B40-2	2方向	100	2方向 ±30

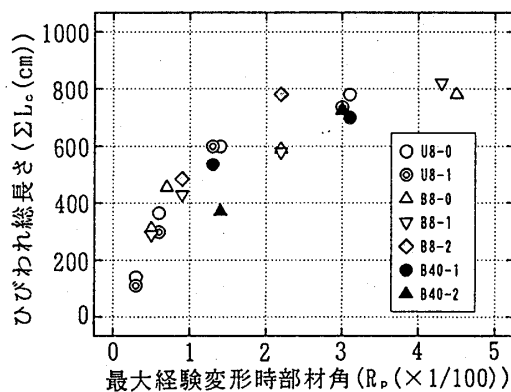


図-1 柱の最大経験変形時部材角とひびわれ総長さの関係

2.2 せん断破壊した柱の残留変形量と最大経験変形量の関係

検討対象とした柱は、文献 [7] に示された7体の試験体であり、いずれもせん断破壊したものである。試験体はすべて断面が40cm角であり、主筋には16-D19が使用されている。実験変数はせん断スパン比と軸力比、およびせん断補強筋比の3つである (表-2)。

図-2は、せん断スパン比のみが異なる3体について、最大経験変形時部材角 (R_p) の増大に伴う残留変形時部

材角（以下、 R_r ）の推移状況を比較したものである。 R_p が 1/200まで（図では2サイクル目まで）は R_r はほとんどゼロであるが、 R_p が 1/100以上（3サイクル目以降）では、 R_p の増大にともなって R_r が急速に増加し、せん断スパン比が小さなものほどその割合が大きいという傾向が見られる。

図-3は、各試験体の R_p が 1/200および 1/100の時の R_r を比較したものである。 R_p が 1/200のときには、いずれの試験体も R_r は1/2000程度である。一方、 R_p が 1/100のときの R_r は、せん断スパン比およびせん断補強筋比が小さく、軸力比が大きな柱ほど大きくなる傾向があり、その値は 1/1000~1/333程度である。

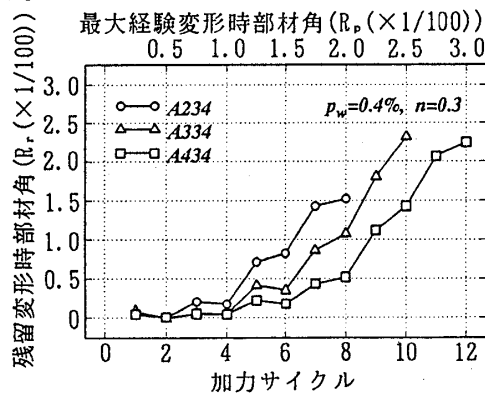


図-2 柱の最大経験変形時部材角と残留変形時部材角の関係

表-2 柱試験体一覧

試験体名	せん断スパン比	軸力比	せん断補強筋		
			p_w %	σ_{wy} kgf/cm ²	配筋
A212	1.0	0.1	0.2	14300	2-6.4φ @75
A234	1.0	0.3	0.4	14300	2-6.4φ @38
A312	1.5	0.1	0.2	14300	2-6.4φ @75
A332	1.5	0.3	0.2	14300	2-6.4φ @75
A334	1.5	0.3	0.4	14300	2-6.4φ @38
A432	2.0	0.3	0.2	14300	2-6.4φ @75
A434	2.0	0.3	0.4	14300	2-6.4φ @38

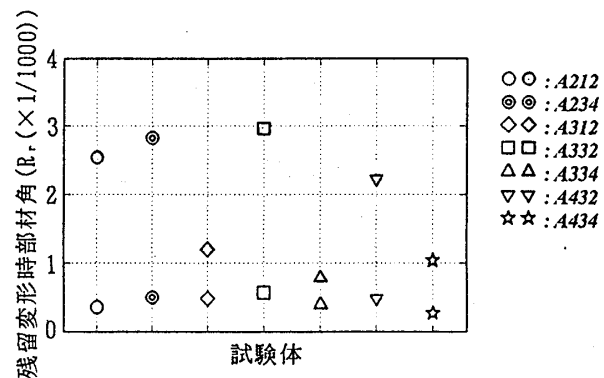


図-3 柱の最大経験変形時部材角が 1/200と 1/100のときの残留変形時部材角

3. 耐震壁の最大経験変形量の推定

残留変形量やせん断ひびわれ幅を基に、最大経験変形量を推定する方法を、既往の提案式も交えて検討した。

3.1 実験資料の概要

検討の対象とした資料は、以下の3つの実験シリーズの結果である。【Aシリーズ[8]】：中低層建物における連層耐震壁の下層部分を想定した実物の約 1/5の大きさの3層1スパンの試験体（壁内法高さh=45cm、内法長さl=105cm）、9体。【Bシリーズ[9]】：原子炉建屋の耐震壁を対象とした実験。試験体は小型（h= 110cm、l= 142cm）1体、中型（h= 330cm、l= 426cm）4体の計5体である。【Cシリーズ[10]】：Bシリーズと同様の試験体10体である。せん断スパン比とせん断補強筋比を変動因子としているが、ここではせん断補強筋比が 1.2%以下のものを検討対象とした。

3.2 残留変形量と最大経験変形量の関係

残留変形時部材角(R_r)と最大経験変形時部材角(R_p)の関係として、以下の実験式が提案されている[11]。

$$R_r = 0.44 \cdot R_p^{1.5} \quad (\text{ただし、} R \text{ の単位は} \%) \quad \dots \dots \dots (1)$$

AシリーズとCシリーズの実験結果の R_p の実験値(tR_p)から(1)式によって求めた R_r の計算値(cR_r)と実験値(tR_r)を比較した結果を図-4に示す。実験値と計算値は R_r が 1/250 (R_p で約 1/100に対応)よりも小さい範囲では、若干実験値が小さめであるが比較的よく適合している。ただし、図には示していないが、この部材角以上では逆に実験値はかなり大きめの値となる。

3.3 残留変形時と最大経験変形時のひびわれ幅の関係

文献11では、残留変形時ひびわれ幅（以下、 W_r ）と最大経験変形時ひびわれ幅（以下、 W_p ）には密接な関係があるとして、文献12を参照して(2)式を提案している。

$$W_r = 0.44 \cdot W_p^{1.5} \quad (\text{ただし、} W \text{ の単位は} \text{mm}) \quad \dots \dots \dots (2)$$

B、Cシリーズで測定された W_p の実験値(tW_p)を用いて(2)式により W_r の計算値(cW_r)を求めた。結果を W_r の

実験値(W_r)と比較して図-5に示す。ただし、 W_r 、 W_p は最大のものの値とした。また、せん断補強筋比がゼロの試験体は除いた。 W_r が0.1mm以下の範囲では非常にばらつきは大きいものの、それ以上の範囲では、実験値と計算値は非常に良い適合性を示している。

3.4 ひびわれ幅と最大経験変形量の関係

耐震壁に生じた水平変形と斜め45°方向に発生した複数のせん断ひびわれ幅の水平方向成分の累積値が一致すると仮定すると、最大経験変形時部材角(R_p)とそのときのひびわれ幅(W_p)の関係は次式で表される。

$$R_p = (n \cdot W_p) / (h \cdot \cos \alpha \cdot \cos(45^\circ - \alpha)) \quad n : \text{ひびわれ本数}, \alpha : \text{壁板対角線と水平面のなす角度} \quad (3)$$

W_p の実験値(W_p)から(3)式によって R_p の計算値(cR_p)を求め、実験値(R_p)との比較を行った。結果を図-6に示す。 R_p が1/250まではせん断補強筋量にかかわらず比較的良好な相関性を示しているが、それ以上の部材角を経験すると、せん断補強筋量が少ないものでは計算値が大きくなる傾向が見られる。

以上から、範囲は限定されるが、(2)式と(3)式を組み合わせることにより、残留変形時のひびわれ幅から最大経験変形量のある程度推定可能であると考えられる。

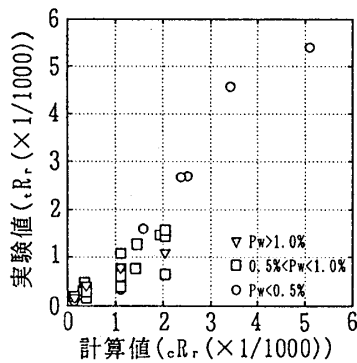


図-4 耐震壁の残留変形時部材角の実験値と計算値の比較

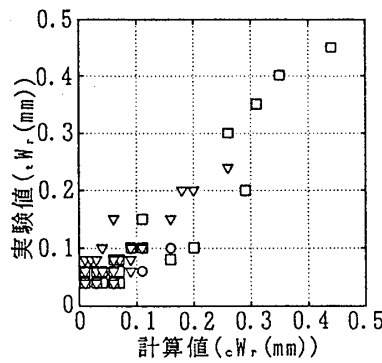


図-5 耐震壁の残留変形時ひびわれ幅の実験値と計算値の比較

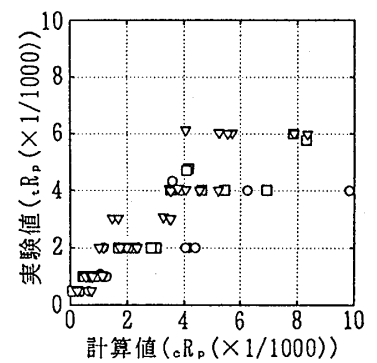


図-6 耐震壁の最大経験変形時部材角の実験値と計算値の比較

4. 柱・梁接合部の最大経験変形量の推定

内柱・梁接合部パネルのせん断変形角とパネル内の斜めひびわれ長さの総和との関係を検討した。試験体は平面十字形接合部5体[13]~[17]とした。これらは実物の約1/2スケールの同一形状の試験体で、接合部パネルの見付けは30cm角の正方形である。試験体諸元を表-3に示す。

各試験体について層間部材角(R_p)が1/100、1/50および1/25のときの、接合部の最大経験せん断変形角(以下、 γ)とパネル内の斜めひびわれ長さの総和(ΣL_c)の関係を図-7に示す。いずれの試験体についても、 ΣL_c の増大とともに γ も増加した。 ΣL_c が150cm未満のとき、 γ は概ね1/125以下となった。これより ΣL_c がある程度以下であれば、地震時に経験した γ を推定できると思われる。 ΣL_c が150cmを超えると γ のバラツキが大きくなった。この原因として次の要因が考えられる。①繰り返し加力回数。繰り返し回数が多かった試験体B1(記号□)

表-3 柱・梁接合部試験体一覧

試験体名	コンクリート 圧縮強度 kgf/cm ²	接合部横 補強筋比 %	柱中段 筋比 %	柱軸 応力度 kgf/cm ²	破壊 モード	文献 番号
I 1	962	0.41	1.91	36.0	J	13
I 4	405	0.37	1.33	10.8	BJ	14
A 1	312	0.38	1.33	20.0	J	15
B 1	250	0.35	1.33	20.0	BJ	16
J 1	262	0.27	0.85	20.0	BJ	17

J: 接合部せん断破壊、BJ: 梁降伏後の接合部せん断破壊

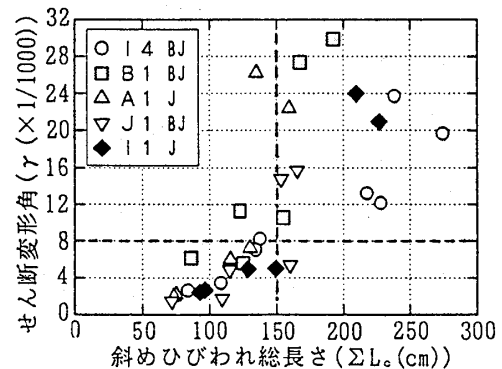


図-7 柱・梁接合部の斜めひびわれ総長さ
とせん断変形角の関係

では、 γ が急増した。②接合部の破壊モード。接合部のせん断破壊が先行した試験体A1(記号△)では、 γ が急増した。③梁主筋の付着性状。全試験体とも接合部内での梁主筋の付着劣化が生じた。このうち履歴ループが顕著なピンチ性状を示した試験体J1(記号▽)では、加力の進行とともに主対角を結ぶ1、2本の斜めせん断ひびわれの幅が増大し、新たな斜めひびわれの発生は少なかった。このため、 ΣL_c は150cm程度で頭打ちとなったが、ひびわれ幅の増大によって γ は増加した。

なお、横補強筋量、柱中段筋量、柱軸力なども ΣL_c に影響を与える因子と考えられるが、この検討の範囲では影響の程度は不明である。

5. おわりに

今回の検討結果をまとめると、以下のようになる。①柱の最大経験変形量とひびわれ総長さ、或いは残留変形量の間には相関がある。②既往の推定式を用いることにより、耐震壁の残留変形量から最大経験変形量を推定できる。③耐震壁の残留変形時と最大経験変形時のひびわれ幅の関係は、既往の関係式で表すことができる。また、最大経験変形量とそのときのひびわれ幅の関係式を導いた。二つの関係式を組み合わせれば、残留ひびわれ幅から最大経験変形量を推定できる。④柱・梁接合部の最大経験せん断変形角とひびわれ総長さの間には相関がある。

検討で用いた情報は、最大変形時のひびわれ幅とひびわれ総長さ、除荷時のひびわれ幅と残留変形量である。この他に、ひびわれの間隔や本数なども情報として考えられる。この内、最大変形時のひびわれ幅は地震後には分からない。また、残留変形量や残留ひびわれ幅は、大変形経験後の小振幅の変形の繰り返しによって小さくなってしまふことが知られている[18]。従って、これらの情報と最大経験変形量の関係が分かったとしても、直接被災度判定には使用できない。しかし、これらの情報と残留ひびわれの長さのような地震後に得られる情報との関係が分かれば、間接的に使用することも可能であろう。

今回行った検討は試行的なものであり、得られた結果はごく限られた実験結果に基づくものに過ぎない。しかし、ひびわれなどの情報から、最大経験変形量を推定できる可能性が示されたと思われる。被害状況から最大経験変形量を推定する方法の確立は重要であるにも関わらず、実験データの不足から研究を進めることが困難な状況にある。今までRC部材の実験は数多く行われてきたが、荷重-変形関係や最終的な破壊状況に着眼点がおかれていたため、繰り返し加力を行った場合でも、荷重がゼロになったときの状況の観察はほとんど行われていない。また、ひびわれの幅や間隔などに関する観測データも数少ない。今後、実験が行われるときには、主目的のデータ以外に、加力時、或いは除荷時のひびわれの幅、長さ、本数などのデータも得られることが望まれる。

【参考文献】

- [1] 静岡県都市住宅部建築課：地震被災建築物の応急危険度判定マニュアル、平成3年8月
- [2] 静岡県都市住宅部建築課：大規模鉄骨造地震被災建築物の応急危険度判定マニュアル、平成5年3月
- [3] 神奈川県建築物震後対策推進協議会：神奈川県建築物震後対策検討調査報告書、平成3年3月
- [4] 杉田他：総合プロジェクト・鉄筋コンクリート造震災構造物の復旧技術の開発(その4)、建築学会大会梗概集、昭和58年9月、pp. 2179-2180
- [5] 大久保他：同上(その19)、建築学会大会梗概集、昭和58年9月、pp. 2193-2194
- [6] 李 康寧他：変動軸力と水平2方向地震力を受ける鉄筋コンクリート柱の挙動、第8回コンクリート工学年次講演論文集、1986年、pp. 489-492
- [7] 塚本尚由他：13000kg級のせん断補強筋を用いた40cm角断面のRC柱のせん断破壊性状(その1~5)、建築学会大会梗概集、1989年10月、pp. 693-702
- [8] 安達 洋：鉄筋コンクリート造無開口連層耐震壁のひび割れ強度および変形の推定方法に関する実験的研究、昭和57年、日本大学学位論文
- [9] 稲田泰夫他：鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断ひび割れ性状に関する検討、JCI年次論文報告集、Vol. 10-3、1988年、pp. 385-390
- [10] 柳下和男他：建屋の復元力特性に関する研究(その61)、建築学会大会梗概集、昭和61年8月、pp. 1121-1122
- [11] 小野 新他：震害を受けた鉄筋コンクリート造耐震壁の被災度判定及び補修・補強効果に関する実験研究(その2)、建築学会大会梗概集、昭和60年10月、pp. 97-98
- [12] 志賀敏男他：曲げ破壊型RC造耐震壁の被災度及び補修効果に関する研究Ⅲ。せん断ひび割れ量、建築学会大会梗概集、昭和58年9月、pp. 2179-2180
- [13] 北山和宏他：高強度材料を用いた内柱・梁接合部の履歴挙動、建築学会大会梗概集、1990年10月、pp. 361-362
- [14] 李 祥浩他：高強度材料を用いたRC造内柱・梁接合部の実験的研究、建築学会関東支部研究報告集、1992年1月、pp. 65-68
- [15] 北山和宏他：高せん断力を受ける鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の挙動、JCI年次論文報告集、Vol. 11-2、1989年7月、pp. 531-536
- [16] 北山和宏他：地震力を受ける鉄筋コンクリート内柱・梁接合部の履歴挙動に関する実験的研究、第8回日本地震工学シンポジウム論文集、1990年12月、pp. 1407-1412
- [17] 小林 裕他：鉄筋コンクリート造柱-梁接合部の実験的研究、第6回JCI年次講演論文集、1984年、pp. 653-656
- [18] 松崎育弘他：鉄筋コンクリート部材におけるひびわれ発生域の抵抗機構に関する実験研究、建築学会論文報告集、No. 388、1988年6月、pp. 35-44

【謝辞】本検討は、建築学会関東支部構造部会のRCWGで行ったものです。資料やご意見を下さった委員諸氏に感謝いたします。

- 1) 鹿島小堀研究室・工博 2) 日本大学理工学部・講師・工博 3) 東京大学工学部・助手・工博
- 4) 東京都立大学工学部・助教授・工博 5) 建設省建築研究所第四研究部・工博