

一般骨組内に含まれる鉄筋コンクリート L 形断面耐震壁の弾塑性部材モデル その2 モデルの検証

INELASTIC MODEL OF REINFORCED CONCRETE L-SHAPED SHEAR WALLS INCLUDED IN FRAMES

Part II "Verification of the model"

溝口光男*, 荒井康幸**

Mitsuo MIZOGUCHI and Yasuyuki ARAI

Authors proposed a numerical model for the inelastic analysis of three-dimensional frames including L-shaped shear walls in part I: Constitutive equations. In the present paper, We made the hysteresis model of the slip spring which was one of the plastic elements considered in this numerical model newly, based on our experimental slip data of wall bottoms. Then, we compared the analytical results applying the numerical model to L-shaped shear walls with boundary beams with our experimental data. According to the comparison result, the analysis of the numerical model expresses the main characteristics of L-shaped shear walls sufficiently.

Keywords : reinforced concrete, earthquake resisting wall, L-shaped shear wall, elastic-plastic model
鉄筋コンクリート, 耐震壁, L形断面壁, 弾塑性モデル

1. はじめに

前報¹⁾では、一般骨組内に含まれる鉄筋コンクリートL形断面耐震壁の弾塑性部材モデルを提案し、剛床仮定の下における構成方程式を導出した。この部材モデルでは、図1(a)に示すL形断面壁を同図(b)に示すように6節点を持つL形壁要素とし、各節点のz方向節点力・節点変位の増分および壁頂壁脚の水平力・水平変位の増分の関係が求められている。節点には節点回転角および節点モーメントが設定されていないが、前報¹⁾に記した各節点間における条件式を代入するか、あるいは節点間(④-⑤間, ④-⑥間など)に剛な仮想梁を設けることによって1節点6自由度の三次元解析が可能である。本論文では、各塑性要素の復元力モデルについて記述したのち、境界梁を有するL形断面壁の実験資料に適用して提案した部材モデルの検証を行う。

2. 部材モデルの概要

部材モデルの解析対象範囲は、曲げ降伏後コンクリートが圧壊して耐力が低下する以前までとしており、弾塑性変形は弾性変形と塑性変形の和で表している。弾性変形は、図2(a)に示すように2枚の壁板を分割し、壁縁に境界応力としての縁伸縮力 Δn を設定することで、それぞれの壁板の断面積Aと断面2次モーメントIから求められる。塑性変形は図2(b)および図2(c)に示す要素を用いて表す。すなわ

ち、曲げひび割れ発生後降伏までの変形は、各側柱位置に仮想した脚部で最大となる軸方向柔性分布の変断面樑要素(塑性柱)で表し、これによって求めた各柱の軸方向歪みから、各柱間での平面保持を仮定することで壁頂の水平および鉛直変位を求める。軸方向柔性分布は脚部での柔性 f_o のみによって一義的に定められる。また、降伏後の変形は各柱脚部にバネ柔性 f_b のバネ要素(塑性バネ)を挿入することで表現している。バネ柔性 f_{sl} を持つスリップバネは、曲げと引張によって壁脚の全幅に亘るひび割れが発生した場合に壁脚に生ずる滑りを考慮するものである。

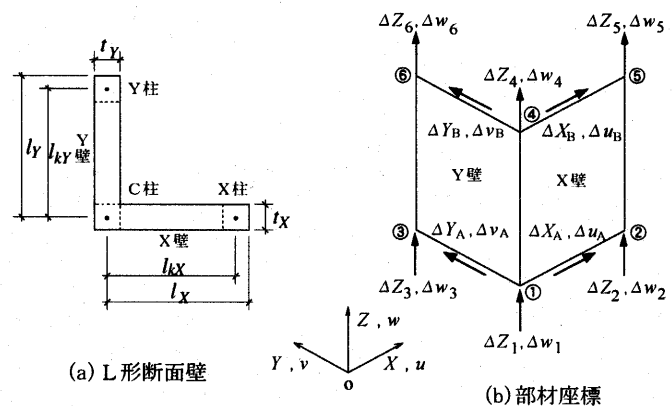


図1 L形断面壁と部材座標

* 室蘭工業大学工学部建設システム工学科
助教授・博士(工学)

** 室蘭工業大学工学部建設システム工学科 教授・工博

Assoc. Prof., Dept. of Civil Engineering and Architecture, Faculty of Engineering,
Muroran Institute of Technology, Dr. Eng.
Prof., Dept. of Civil Engineering and Architecture, Faculty of Engineering, Muroran
Institute of Technology, Dr. Eng.

3. 塑性要素の復元力モデル

塑性柱および塑性バネの復元力特性と繰り返し履歴ルールについては拙論^{2), 3)}で定めており以下に要約して記す。また、スリップバネについては、壁脚部のスリップ性状に関する実験資料^{4), 5)}に基づいて復元力モデルを設定する。

3.1 ひび割れの発生条件

塑性要素はひび割れ発生後に有効になり、以下の条件で発生させる。

- ①柱脚の垂直応力度がコンクリートの引張強度に達した場合。
- ②柱脚の垂直応力度が引張の時に、隣接する柱にひび割れが発生した場合。
- ③繰り返し载荷において、柱脚の垂直応力度が圧縮から引張に転じる時に隣接する柱に既にひび割れが発生している場合。

3.2 塑性柱の復元力モデル

塑性柱脚部の軸力 P と塑性歪み ϵ_p との関係は図3に示すように定めている。ここで、 P_0 は初期軸力（鉛直荷重のみの軸力）であり、 P_{crack} はひび割れ発生時の軸力である。 P_{yield} は降伏軸力で(1)式による値であり、 ϵ_{pyield} は降伏歪みで柱主筋の降伏歪み度としている。

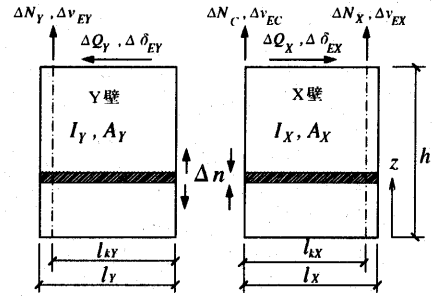
$$P_{yield} = a_{sc} \cdot \sigma_{sc} + a_{sw} \cdot \sigma_{sw} \quad \dots(1)$$

ここに、 a_{sc} : 柱主筋の断面積、 a_{sw} : 壁筋の断面積（各壁筋を二等分して両側柱に配分）、 σ_{sc} 、 σ_{sw} : それぞれ柱主筋と壁筋の降伏強度

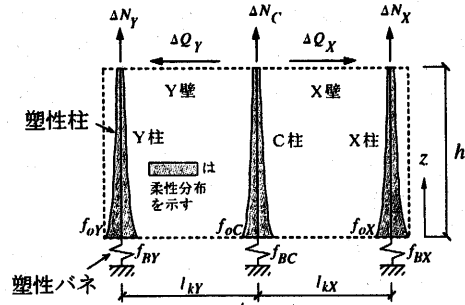
ひび割れ発生前は柔性 $f_o (= \epsilon_p / P) = 0$ であり、ひび割れ発生後は P_{crack} 点から降伏点に向かう柔性となる。除荷および再载荷時にはそれぞれ P_0 点と最大点を指向する。

3.3 塑性バネの復元力モデル

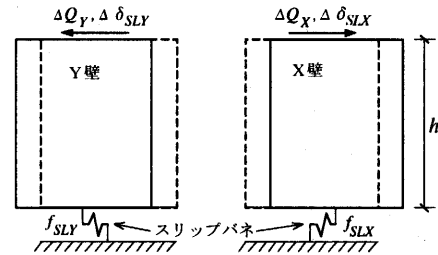
塑性バネに加わる軸力 P とバネの鉛直変位 v_B との関係を図4に示す。降伏軸力 P_{yield} に達する以前の柔性 $f_B (= v_B / P)$ は 0 であり、降伏後は歪み硬化を考慮したごく小さな剛性を持たせている。除荷時の剛性は、軸力 P_0 時の残留変位を最大点からの 70% とする剛性とし、更にこの点での剛性低下率を 1/8 にしている。再载荷時には、軸力 0 までは柔性 $f_B = 0$ とし、以後は最大点を指向する。



(a) 弾性要素



(b) 塑性要素



(c) スリップ要素

図2 部材モデル

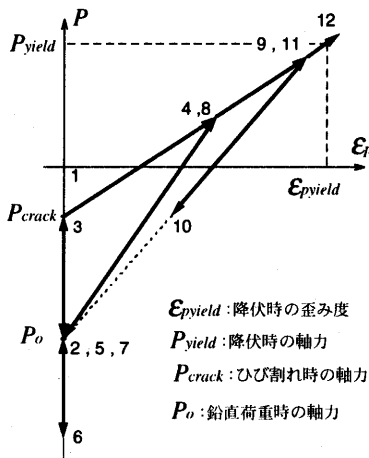


図3 塑性柱の復元力モデル

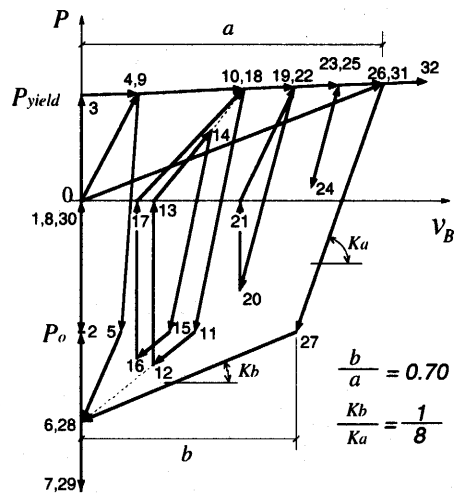


図4 塑性バネの復元力モデル

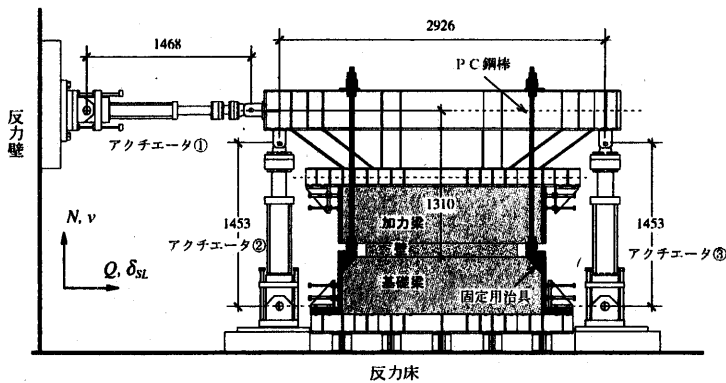


図5 スリップ性状に関する実験

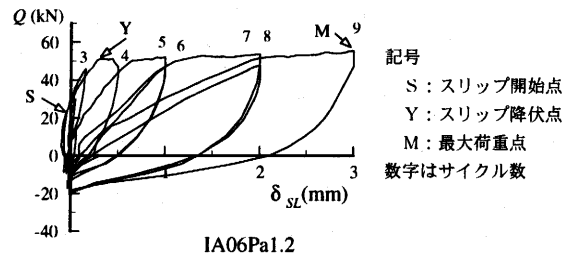


図6 せん断カーリップ曲線

3.4 スリップパネの復元力モデル

(1)スリップ性状に関する実験資料の概要

実験(4, 5)は図5に示すようにL形断面壁の壁脚部を模擬した試験体と加力方法によって行われている。すなわち、壁部分に曲げ引張力を作用させて、壁部分の全幅に亘るひび割れを生じさせながらせん断力 Q を加える片振り漸増繰り返し荷重を行っている。壁断面の種類は、壁全断面積 A_w 、全鉄筋比 P_a (壁全断面積に対する柱主筋と壁筋全断面積の割合)、柱主筋比、壁筋比、柱形の有無およびコンクリートの粗骨材の種類 (豆砂利と碎石、最大寸法はそれぞれ 10mm と 25mm) をパラメータにして設定しており、試験体数は 16 体である。せん断力 Q -スリップ変位 δ_{SL} 曲線の例を図6に示す。実験結果のまとめは以下の通りである。

- 1) スリップの開始は、弾性計算による垂直応力が全断面引張となり、一部でコンクリートの引張強度に達する応力レベルに概ね対応している。
- 2) ひび割れ面を横切る全ての鉄筋が引張降伏すると、スリップ降伏の状態となる。
- 3) スリップ降伏時のせん断応力 $\tau_{s,y} (=Q/A_w)$ とスリップ変位 $\delta_{SL,y}$ は、全鉄筋比 P_a (%) と相関があり近似式はそれぞれ(2)式と(3)式で表される。

$$\tau_{s,y} = 0.45P_a + 0.067 \quad \dots(2)$$

$$\delta_{SL,y} = 0.51P_a - 0.23 \quad \dots(3)$$
 上記2式の P_a の実験範囲は $0.48 \leq P_a \leq 1.46$ (%) である。また、スリップ降伏時のひび割れ幅は平均 1.2mm である。なお、上記の結果は縮小モデルによる結果であるが、 $\tau_{s,y}$ や $\delta_{SL,y}$ には全断面積 (600 ~ 2250cm²) との相関が見られないことや、スリップはひび割れ面で生ずることなどから実大スケールの耐震壁に関しても適用できるものとする。

(2)復元力モデルの設定

前記の実験結果に基づいて定めたスリップパネの復元力特性と繰り返し履歴ルールを図7に示す。

1)包絡線の設定

ひび割れ発生前 (第1折れ線) は柔性 $f_{SL} (= \delta_{SL}/Q) = 0$ であり、壁板の両側柱脚のひび割れ発生をスリップ開始として第1折れ点とする (同図中の番号 1; 以下同様)。この滑り始める反対方向のせん断力にもスリップし易くなるとして、反対方向の第1折れ点は

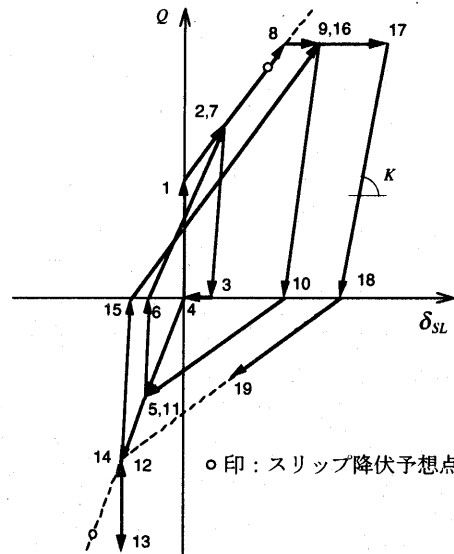


図7 スリップパネの復元力モデル

$\delta_{SL} - Q$ 座標の原点にとる (番号 4)。

第2折れ線の剛性は、第1折れ点と座標 $(\delta_{SL,y}, \tau_{s,y} \cdot A)$ で表される点 (スリップ降伏予想点; 同図中に○印で示す点) を結ぶ傾きとする (番号 1→2, 4→5 など)。ここに、 $\delta_{SL,y}, \tau_{s,y}$ はそれぞれ(3)式と(2)式による値であり、 A は壁板の全断面積である。

第2折れ点 (スリップ降伏点) は、両側塑性パネが降伏 ($P \geq P_{yield}$) または塑性パネの鉛直変位 v_B をひび割れ幅とみなして $v_B \geq 1.2\text{mm}$ に達した時点とする (番号 8)。ここで、実験で得られたスリップ降伏点 (上記のスリップ降伏予想点) を第2折れ点としないのは、曲げ引張力とせん断力を共に漸増させながら行った実験結果であるものの、両者の比率が異なれば結果も異なることが予想され、鉄筋の降伏を優先させた為である。

第3折れ線の剛性は、スリップ降伏後であるのでごく小さな剛性とする (番号 8→9 など)。

2)繰り返し荷重のルール

除荷時 ($\Delta Q \cdot Q < 0$ のとき; ΔQ はせん断力の増分) の剛性 K は実験における繰り返しサイクルの曲線を参考にして(4)式で与える (番号 7→3, 5→6 など)。

$$K = (-3.8P_a + 6.3) \cdot K_{max} \geq 1.4K_{max} \quad \dots(4)$$

ここに、 K_{max} : 第2, 第3折れ線上の最大点の割線剛性

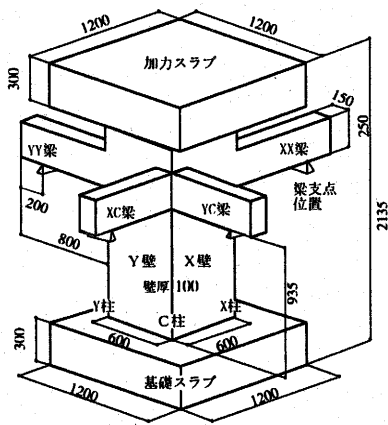


図9 試験体形状

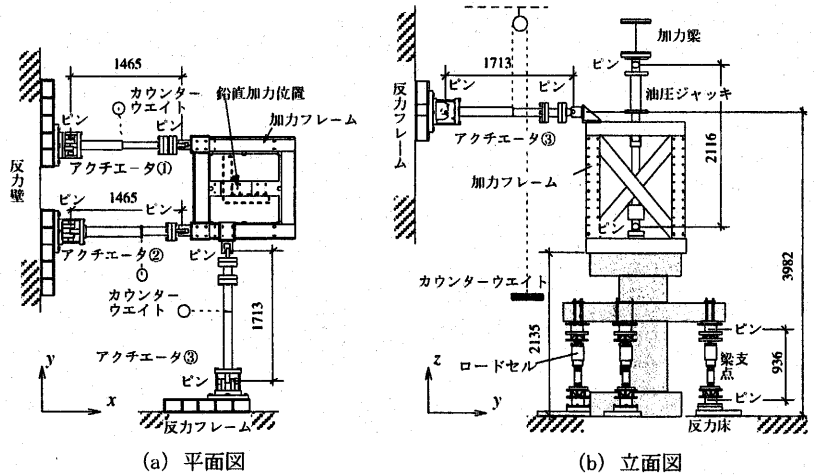


図10 加力装置

再載荷時 ($\Delta Q \cdot Q \geq 0$ のとき) は第2, 第3折れ線上の最大点指向とする (番号3→4, 6→7, 18→19など)。

3)スリップ停止のルール

スリップ開始後であっても軸圧縮力が大きくなるとスリップが生じなくなることが考えられるので、 $Q \cdot \delta_{SL} \geq 0$ において壁板のいずれか一方の塑性バネに加わる軸力が設定した軸力 (スリップ停止軸力) 以下になるとスリップは停止し (スリップ停止点; 番号12) スリップ柔性 $f_{SL} = 0$ とする (番号12→13)。また、スリップの停止はせん断力 Q がスリップ停止点に戻るまでとする (番号13→12)。

スリップ停止軸力は、塑性バネの復元力モデルにおいてバネの鉛直変位 $v_B = 0$ となる軸力とする (図4参照)。

(3)L形断面壁についての適用例

以上によって設定したスリップバネの復元力モデルをL形断面壁に適用した例を図8に示す。試験体 L-XN は拙論³⁾ において壁脚部の滑り現象を考察した試験体であり、境界梁は無いが後述の試験体 LG-XN と同様の加力を行ったものである。なお、実験ではスリップ変位を直接計測していないので、図示の値は壁頂の水平変位から曲げ変形 (計測値) とせん断変形 (弾性剛性を用いた計算値) を差し引いた値である。図を見ると解析結果はスリップ開始直後の剛性が大きいものの、実験の性状をほぼ表現していると言える。

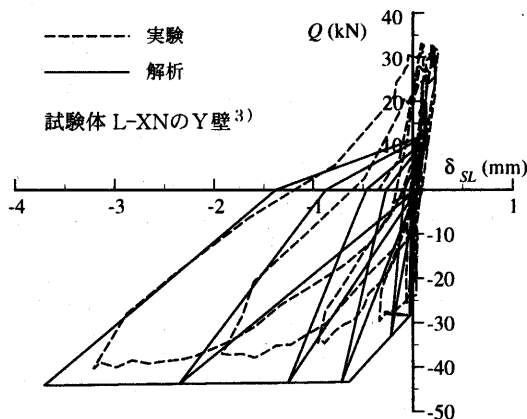


図8 L形断面壁についての適用例

4. 境界梁を有するL形断面壁の実験資料の概要

モデルの検証に用いた実験⁹⁾ は、図9に示すように壁板の両側に境界梁を設けたL形断面壁模型に対して、図10に示すように梁端をピン・ローラーとし、断面の図心位置に一定軸圧縮力 410kN (軸圧比 0.1) を作用させながら、振れが生じないように二方向から曲げせん断力を加えている。壁頂の変位履歴の種類は、図11(a)に示すように一定の方向に漸増繰り返し加力を行った場合と同図(b)のように円状に変形を漸増させた場合の4通りあり、それぞれ図中の□内に

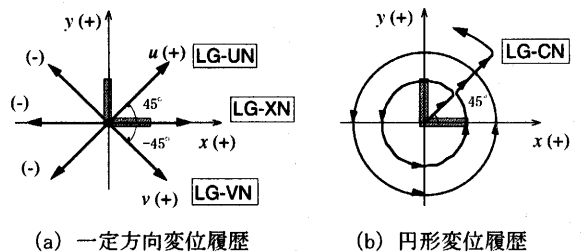


図11 二方向変位履歴

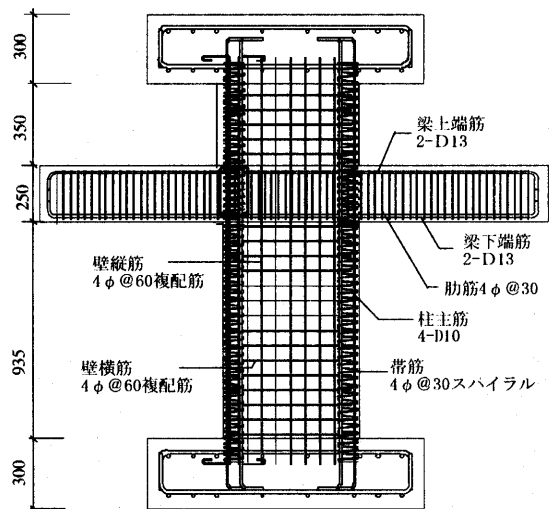


図12 配筋図

試験体名を記してある。試験体は壁断面および梁端が曲げ降伏するように設計しており、配筋図については図 12 に、使用材料の力学的性質については表 1 に示している。

5. モデルの検証

部材モデルおよび塑性要素の復元力モデルを上記の実験資料に適用してモデルの検証を行う。境界梁は剛域（L形壁の節点から柱側面）を有する材端バネモデル⁷⁾とし、材端バネには D-Tri-linear（深田）モデル⁸⁾を採用した。計算では、実験の荷重条件と同じになるように、鉛直軸力は合力の中心がL形断面の図心と一致するように3本の柱位置の節点に配分し、L形壁の上方で加力している水平力は上記3節点の鉛直力と水平力に関する条件式を設けて、壁頂に実験で計測された変形を強制する方法をとった。なお、壁板に加わるせん断応力度はコンクリートの引張強度に比べて小さいので、せん断剛性の低下は考慮していない。

5.1 荷重-変形関係

各試験体のX壁（x方向）およびY壁（y方向）に関する荷重-変形関係を実験値と比較して図 13 に示す。変形 R_x 、 R_y は各壁板の壁頂における部材角で示している。LG-UN は x 方向について示しているが、X壁とY壁は変形方向に対して対称であるので、y 方向についても同じである。実験曲線と解析による曲線を比較すると、正負両加力時において耐力、ループ形状とも良く適合していると言える。LG-XN は、y 方向の変形を 0 に拘束しているので、y 方向荷重 Q_y は横軸に x 方向変形 R_x をとって示してある。x 方向荷重-変形曲線を見ると、正加力時の解析値は荷重が若干大きいもののループ形状は良く似ており、負加力時の再荷重の経路は荷重がやや低くなっている。y 方向の変形を 0 に拘束する為の荷重 Q_y は、x 方向変形の繰り返しによって変化するが、解析による結果もこれを良く表現している。したがって、x 方向に繰り返し変形を与えた本試験体の場合にも、荷重-変形関係はほぼ対応していると言える。LG-VN では、x、y 両方向とも正側変形時の初期サイクルピーク荷重解析値が実験値をやや上回っていること、繰り返しによる再荷重時に縦軸を横切る付近の解析による荷重が実験による荷重より小さく、ループ形状に違いが出ている。このループ形状の違いは、塑性バネの履歴ルールにおいて軸力が 0 の位置から直接に最大経路点を指向させている為と考えられる。しかしながら、除荷時の曲線の傾きを含めて、全体的な荷重-変形関係は対応していると言えよう。円状に強制変形を与えた LG-CN では、図示のように極めて複雑な荷重-変形曲線となり、解析曲線は実験曲線に一致しているとは言い難いが、x 方向および y 方向のそれぞれ曲線形状に対して全体的な特徴はとらえている。

5.2 二方向荷重関係

L形断面壁は弾性域から変形方向と荷重方向とは一致しないが、ひび割れの発生や鉄筋の降伏による剛性低下によって、X壁とY壁の合力の方向は常に変化する。そこで、二方向荷重の推移を比較して、本論文の部材モデルと塑性要素の復元力モデルが両壁の剛性低下を適切に評価しているかを確認する。

表 1 使用材料の力学的性質

(a) コンクリートの性状			
試験体名	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数* (kN/mm ²)
LG-UN	36.0	2.45	27.9
LG-XN	40.6	3.18	29.8
LG-VN	35.7	2.44	29.4
LG-CN	43.2	3.53	28.9

*1/3割線弾性係数

(b) 鉄筋の性状				
種別	断面積 cm ²	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
D13	1.267	327	493	29
D10	0.713	357	516	28
4φ	0.125	184*	286	48

*0.2%耐力

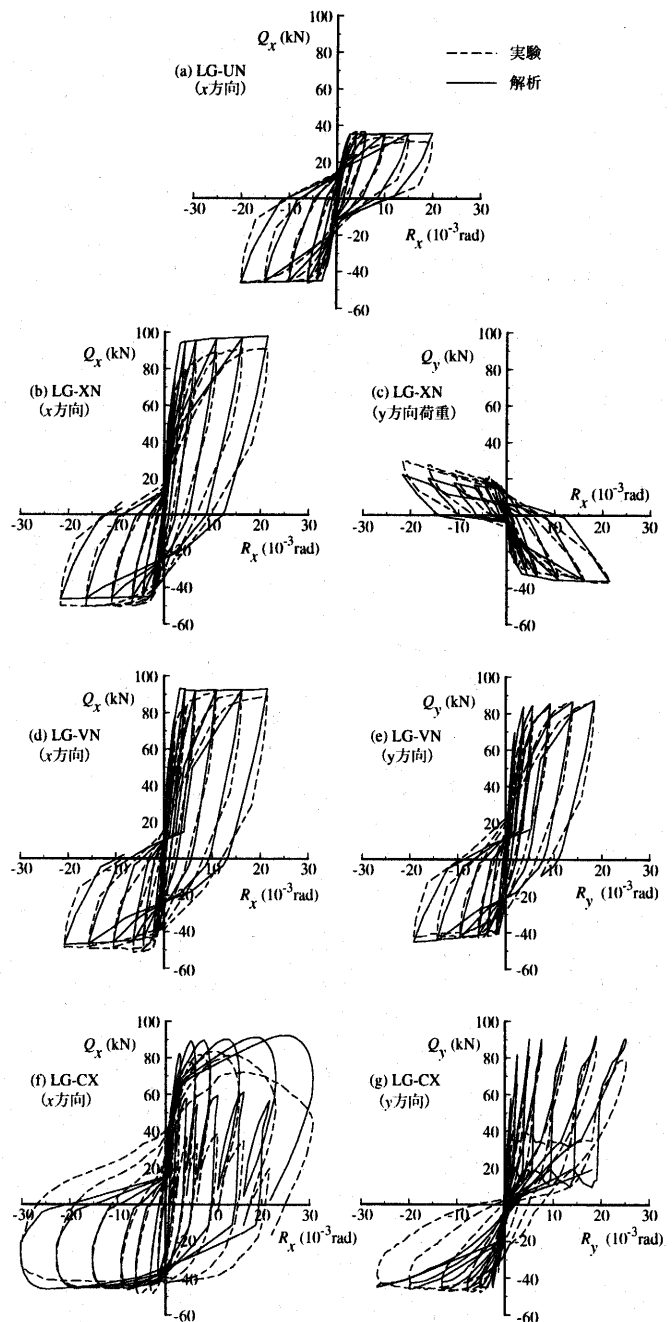


図 13 荷重-変形曲線

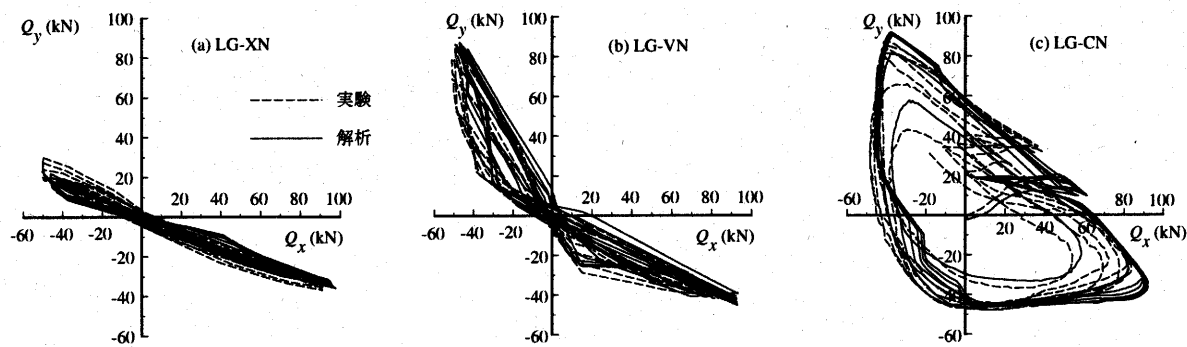


図14 二方向荷重履歴曲線

LG-UN は両壁のせん断力は同じであるので LG-XN, LG-VN および LG-CN についてX壁のせん断力 Q_x とY壁のせん断力 Q_y の関係をそれぞれ図14に示す。LG-XN は、 Q_x と Q_y の関係は全サイクルを通じてほぼ一定であり、解析によっても良くこれを表現している。LG-VN では、負加力時の再載荷の経路に若干差があるものの、繰り返しピーク時の二方向荷重は正負両加力時とも解析値と実験値はほぼ一致している。LG-CN では、1~2サイクルで荷重の大きさにやや差が見られる部分もあるが、それ以降のサイクルでは、各サイクルの移行時に違いがあるものの Q_x - Q_y 曲線の形状、大きさとも両者は良く対応している。

5.3 壁頂の回転角

壁頂部の回転は、その上層の耐震壁や接続する骨組の変形挙動に大きく影響するので、耐震壁の部材モデルは水平変形ばかりでなく回転変形も適切に評価できることが重要である。

図15に横軸に x 方向変形 R_x をとって、X壁の壁頂回転角 θ_x およびY壁の壁頂回転角 θ_y を示す。LG-UN では、解析値は実験値よりやや小さくなっているが、実験および解析ともに繰り返し加力によるループをほとんど描かず R_x にほぼ比例している。LG-XN は、X壁、

Y壁とも解析値は実験値に良く対応している。LG-VN では、X壁、Y壁の回転角ともに正負両加力時で解析値と実験値に大小の違いが生じているが、その差は小さい。LG-CN では、Y壁の回転角の複雑な変化に拘わらず、解析値は実験の変化にほぼ対応している。

5.4 境界梁のせん断力

L形断面壁が二方向水平力を受けて壁頂が回転するために境界梁から曲げ戻しモーメントを受ける。この時の梁のせん断力 Q_b を、横軸に x 方向変形 R_x をとって、図16(1)~(2)に実験値と比較して示す。 Q_b は境界梁の各支点での反力であり、梁下端が引張となる向きを正としている。LG-UN はXC梁とXX梁について示してあるが、図中の凡例から解るように、それぞれYC梁、YY梁と同じである。解析曲線と実験曲線を比較すると、XC梁、XX梁とも梁下端が引張となる場合の終局強度は実験値が解析値を上回っているが、両曲線の形状は概ね同じになっており、解析はL形断面壁が変形した時の境界梁せん断力を良く評価している。LG-XN でも、変形方向に平行なXC梁、XX梁の終局強度は実験値が解析値を上回っているが、両者の曲線の形状はほぼ対応していると言える。変形方向に直交するYC梁とYY梁では、正加力時 (R_x が正) に解析値が早期の繰り返しサイクルで、

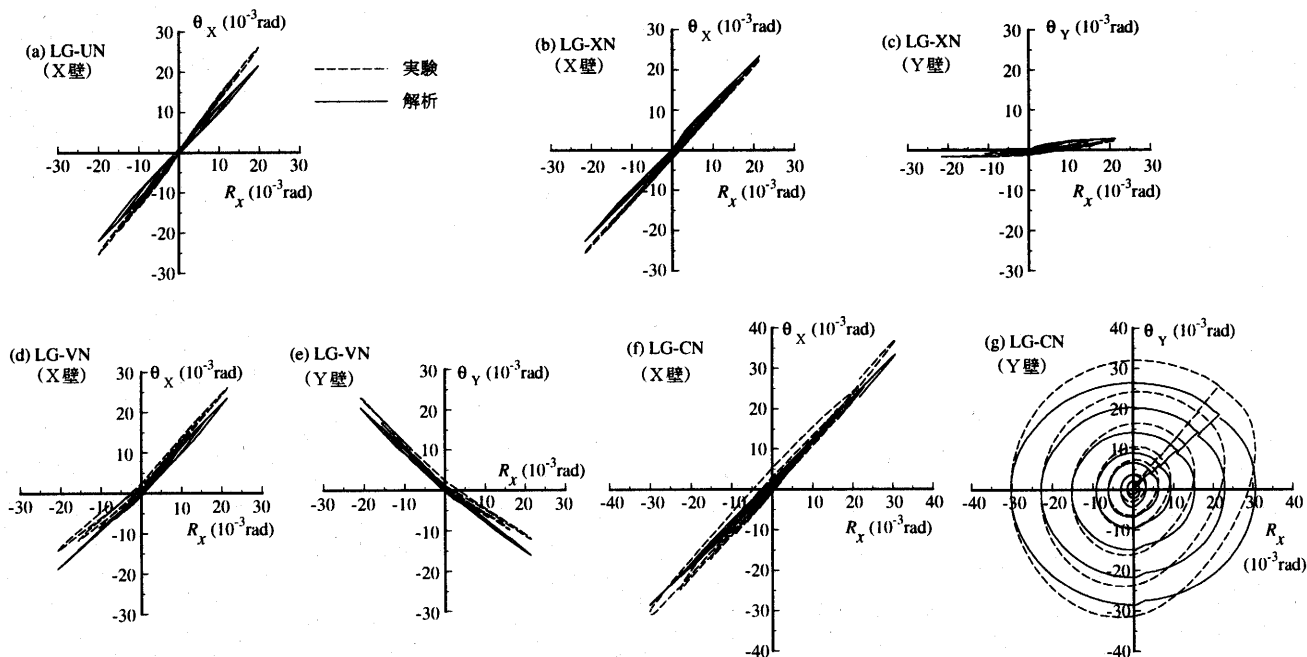


図15 壁頂の回転角

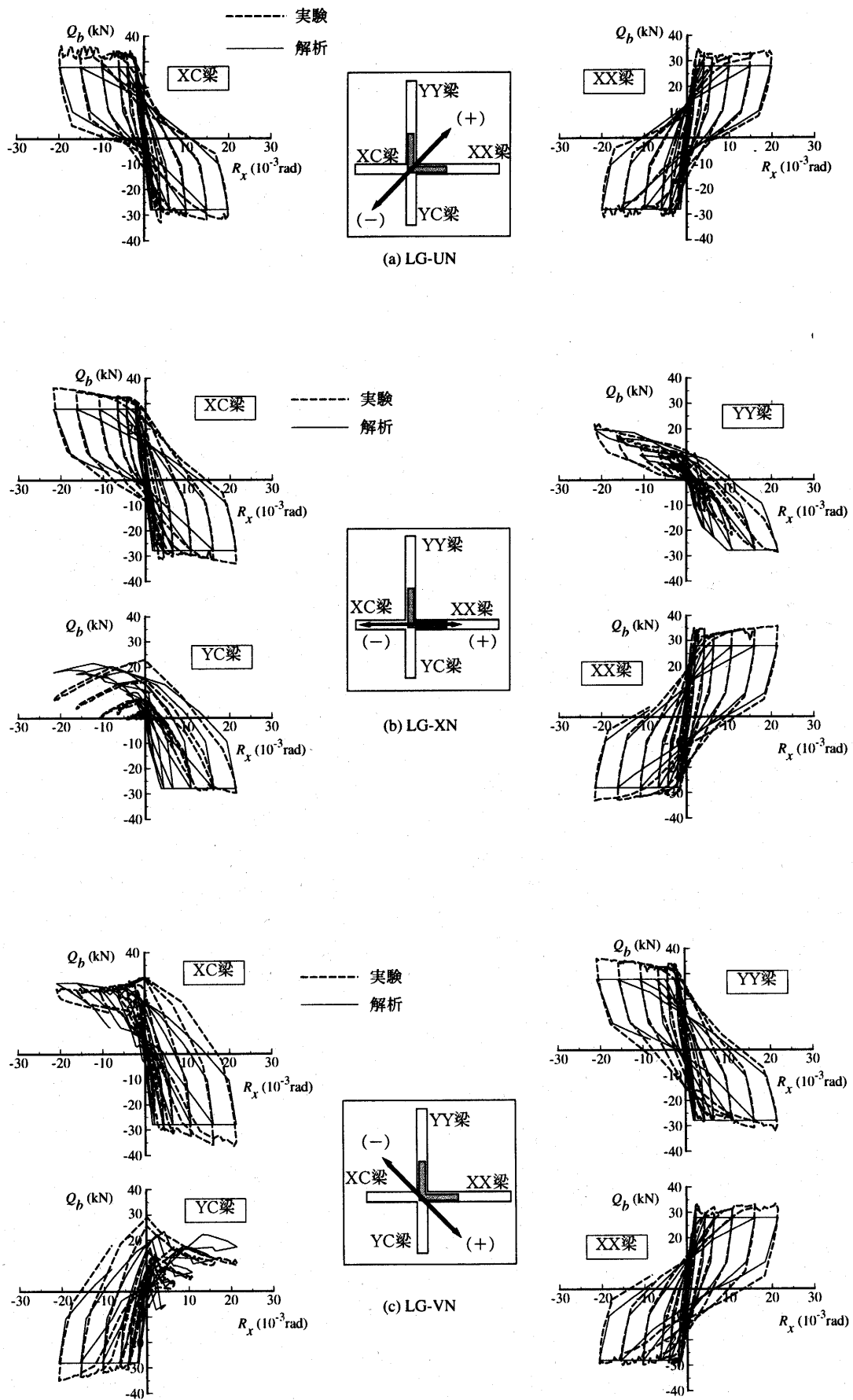


図 16(1) 境界梁のせん断力

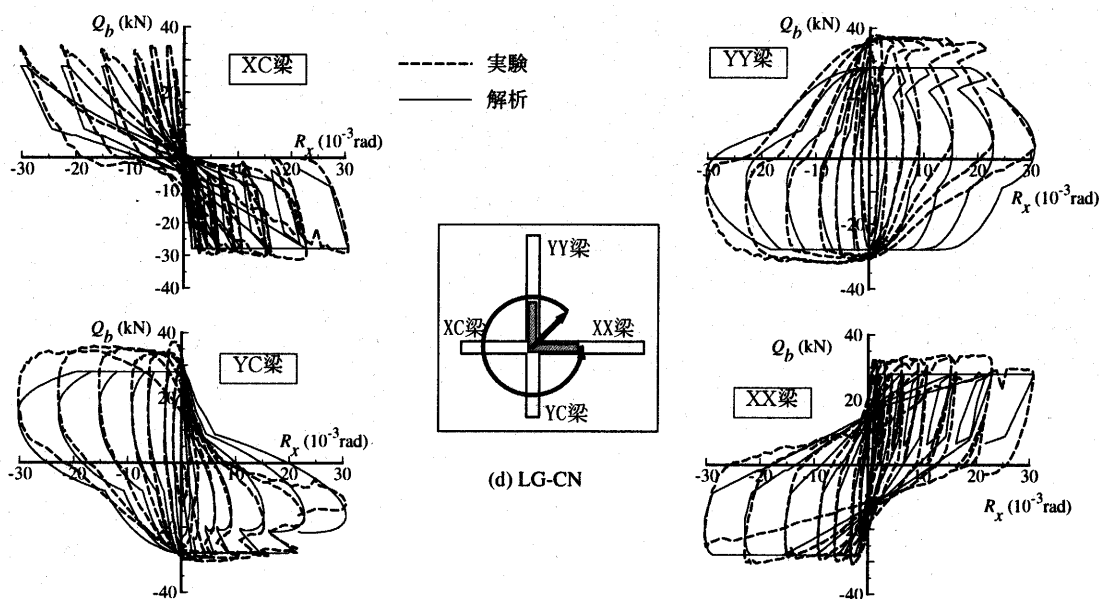


図 16(2) 境界梁のせん断力

梁の降伏せん断力に達しているのに対して、実験値は梁が降伏するまでに数サイクルを要している点に差異が生じている。負加力時 (R_x が負) では、YC 梁の曲線に違いが見られるが、各サイクルでピークに近づくに従って Q_b が減少する傾向は解析によっても示されている。LG-VN では、XX 梁と YY 梁は、LG-UN の場合と同様であり、解析曲線と実験曲線の関係も同様である。XC 梁と YC 梁では、曲線の形状は前者とは異なっており、XC 梁は負加力時 (R_x が負) に、YC 梁は正加力時 (R_x が正) に繰り返し加力によって変形が大きくなると境界梁せん断力 Q_b が減少している。解析においても、このような繰り返し加力に伴う現象をほぼ表現している。LG-CN では、円状に変形を与えている為に実験、解析とも複雑な曲線となっている。梁の最大せん断力に違いが生じている点もあるが、曲線形状の概略を見ると解析曲線は実験曲線にほぼ近似している。

6. むすび

本論文では、前報¹⁾で提案した立体骨組内に含まれる L 形断面耐震壁の弾塑性部材モデルについて、その塑性要素の一つである壁頂のスリップバネの復元力モデルを実験資料に基づいて新たに作成すると共に、本部材モデルを境界梁を有する L 形断面壁の実験資料に適用してモデルの検証を行った。その結果、二方向についての荷重-変形関係、二方向荷重の相関関係、壁頂の回転角、境界梁のせん断力に関して、本論文の解析結果は実験結果と比べて多少の違いが生じている部分もあるが、終局強度も含めて L 形断面壁の主要な特性を良く評価していることが確かめられた。

検証に用いた L 形断面壁に作用するせん断応力は小さいが、せん断応力が大きくなって曲げせん断ひび割れが生ずるようになると、塑性曲げ変形を求める際の平面保持の仮定が成立しなくなることが考えられる。しかし、この場合にも塑性柱による曲げ変形の考慮は鉄筋降伏時までであり、降伏後は塑性バネによって考慮しているので曲げ変形モードはトラスモデルと同等になり、平面保持の不成立

による影響は小さいものとする。せん断応力が更に大きくなってせん断ひび割れが顕著に発生する場合には、せん断剛性に関する復元力モデルを設定してせん断剛性低下率によって考慮すればよい¹⁾。

なお、本部材モデルは 1 層分の節点についての構成方程式で示されているので、L 形断面耐震壁を含む立体骨組を、弾性域からひび割れの発生、鉄筋の降伏に至るまでの複雑な三次元的挙動を解析することができるものである。

参考文献

- 1) 小島雅樹, 荒井康幸, 溝口光男, 鈴木友訓: 一般骨組内に含まれる鉄筋コンクリート L 形断面耐震壁の弾塑性部材モデル (その 1 構成方程式), 日本建築学会構造系論文集, 第 552 号, pp.125-131, 2002.2
- 2) カイラツラ・フォアド, 荒井康幸: Numerical model to predict the 3-dimensional characteristics of reinforced concrete L-shaped shear walls Part I "Theoretical model", 日本建築学会構造系論文集, 第 493 号, pp.73-81, 1997.3
- 3) 荒井康幸, 溝口光男, 小島雅樹, 伊藤政利: 鉄筋コンクリート L 形断面耐震壁の弾塑性部材モデル (その 2 モデルの検証), 日本建築学会構造系論文集, 第 543 号, pp.129-136, 2001.5
- 4) 荒井康幸, 溝口光男, 奥田大史, 木寅昌和: 曲げ引張ひび割れを有する RC 耐震壁脚部のスリップ性状に関する実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.637-642, 2003
- 5) 荒井康幸, 溝口光男, 奥田大史: 曲げ引張ひび割れを有する RC 耐震壁脚部のスリップ性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.535-540, 2004
- 6) 小島雅樹, 荒井康幸, 溝口光男, 赤石達彦: 境界はり有する鉄筋コンクリート L 形断面耐震壁に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.21, No.3, pp.727-732, 1999
- 7) M.F.Giberson: The Non-linear Beams with Definitions of Ductility, Proc. ASCE, Vol.95, ST2, 1969
- 8) 深田泰夫: 鉄筋コンクリート造建物の復元力特性に関する研究 (その 1) (Degrading Stiffness Tri-Linear Model の設定と応答計算), 日本建築学会関東支部学術研究発表会梗概集, 第 40 回, pp.121-124, 1969.11

(2005年9月1日原稿受理, 2006年1月10日採用決定)