

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

NUMERICAL MODEL TO PREDICT THE 3-DIMENSIONAL CHARACTERISTICS
OF REINFORCED CONCRETE L-SHAPED SHEAR WALLS

Part II "Verification of the model"

荒井康幸*, 溝口光男**, 小島雅樹***, 伊藤政利****

Yasuyuki ARAI, Mitsuo MIZOGUCHI, Masaki KOJIMA

and Masatoshi ITO

The analytical modeling of L-shaped shear walls has been presented in part I: Theoretical Model¹⁾. The results of an experimental program concerned with the response of reinforced concrete L-shaped shear walls with the analysis obtained from the proposed model are presented in this paper. Also, some considerations and remarks are proposed for the computation procedure of the model. In this paper, simple and effective hysteretic models are proposed to simulate the unloading and reloading behavior of axial force-plastic deformations. It has been confirmed that the model is capable of simulating the most important aspects of the reversal loading behavior.

Keywords: reinforced concrete, earthquake resisting wall, L-shaped shear wall, elastic-plastic model, flexural deformation

鉄筋コンクリート, 耐震壁, L形断面壁, 弾塑性モデル, 曲げ変形

1. はじめに

前報¹⁾では, 二方向水平力と軸圧を受ける鉄筋コンクリートL形断面耐震壁の変形挙動を評価するための弾塑性部材モデルを提案した。また, 塑性変形を評価するために仮想した塑性柱の柔性を定める方法についても述べた。本論文では, 曲げと引張によって生ずる壁板のひび割れ発生条件とそのひび割れによるせん断剛性の低下, さらに, 繰り返し加力時の復元力モデルについて述べた後, 実験資料²⁾を用いてモデルの検証を行う。

2. 弾塑性部材モデルの概要

モデルの対象とするL形断面耐震壁は, 図1に示すように壁高さが h で, 脚部から h_0 の位置に二方向水平力(Q_x , Q_y)が作用し, 軸力 N がL形断面の図心位置に作用している場合である。また, 弾塑性解析の範囲は, 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いる。モデルにおける弾塑性曲げ変形は弾性変形と塑性変形の和で表されており, 構成方程式は弾塑性全域にわたって表示するために増分形式で表されている。

弾性変形については図2(a)のように2枚の壁板を分割し, 壁縁に境界応力として縁伸縮力 Δu を設定することにより求める³⁾。塑

性変形については図2(b)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棒要素(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

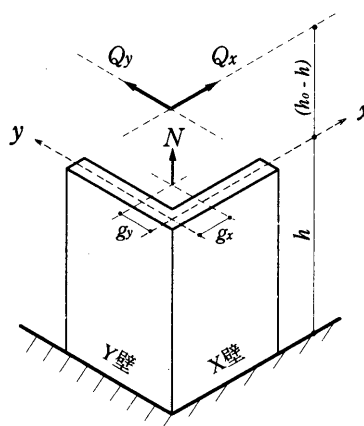


図1 L形断面耐震壁

* 室蘭工業大学工学部建設システム工学科 教授・工博

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

** 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)

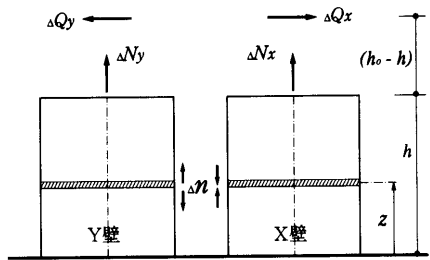
Assoc. Prof., Dept. of Civil Engineering and Architecture, Faculty of Engineering, Muroran Institute of Technology, Dr. Eng.

*** 西松建設(株)技術研究所 課長・工修

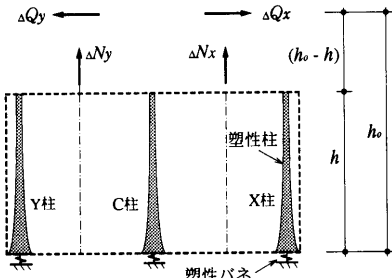
Manager, Technical Research Institute, Nishimatsu Construction, M. Eng.

**** 清水建設(株) 修士(工学)

Shimizu Corp., M. Eng.



(a) 弾性変形のモデル



(b) 塑性変形のモデル

図2 弾塑性解析モデル

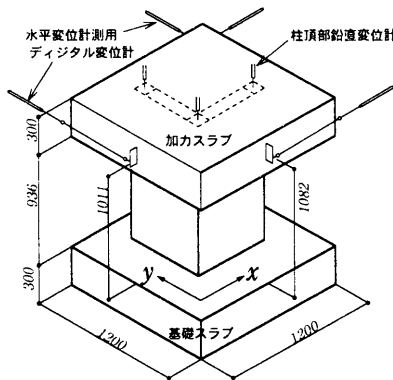


図4 試験体形状

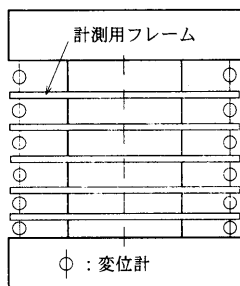


図8 曲げ変形の計測

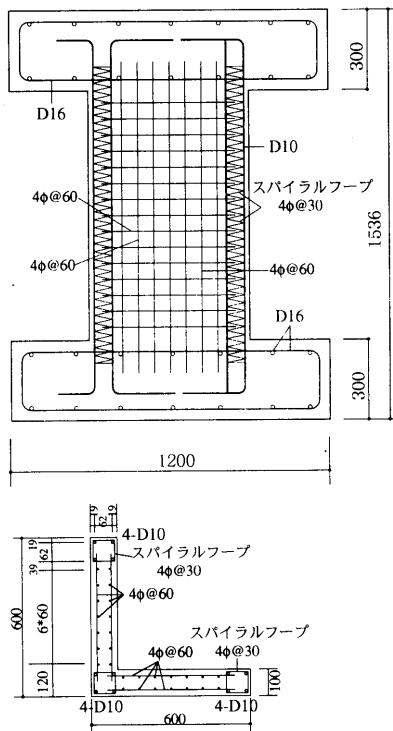
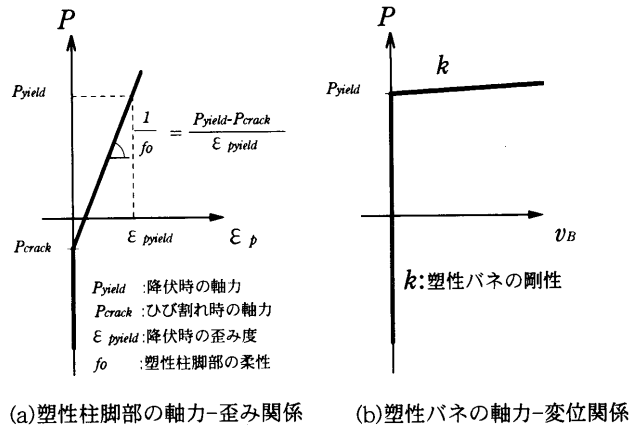


図6 配筋図



(a) 塑性柱脚部の軸力-歪み関係 (b) 塑性バネの軸力-変位関係

図3 塑性要素の応力-歪み関係

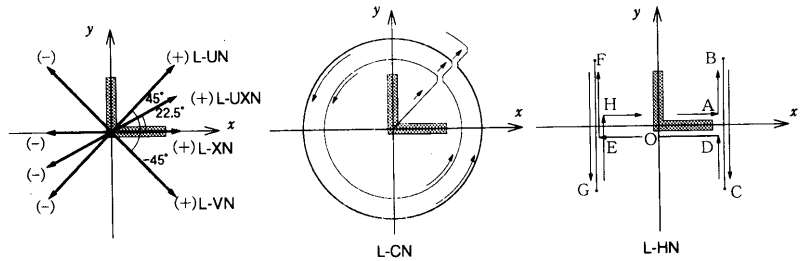
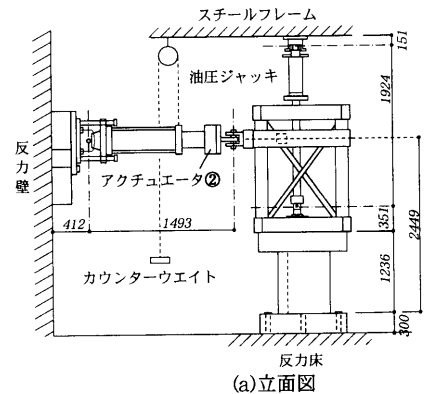
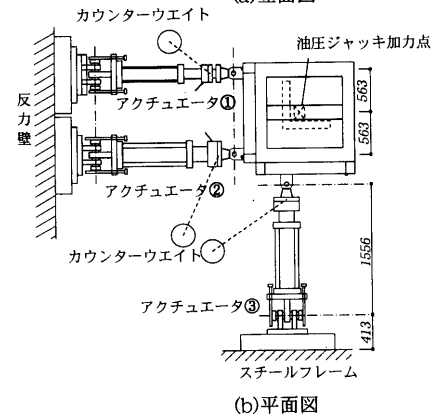


図5 加力方法と試験体名



(a) 立面図



(b) 平面図

図7 加力装置

脚部での柔性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要素（塑性バネ）を挿入することで表現している。

ひび割れ発生による塑性柱脚部の柔性変化および降伏による塑性バネの剛性変化については、前報¹⁾において、それぞれ図3(a),(b)に示すように定義されている。塑性バネの降伏後の剛性は、歪み硬化を考慮したごく小さな剛性を持たせる。

各荷重段階におけるせん断剛性低下については、せん断剛性低下率 β で考慮する。

以上のモデルによって求められた変形の総和により、各段階における増分が決まり、それらの積み重ねによって弾塑性全域にわたるL形断面耐震壁の壁頂の水平および鉛直変位が求まる。

3. 実験資料の概要

モデルの検証に用いた実験²⁾は図4に示すようにL形壁の上下にスラブを設けた同形同寸法のもの6体であり、それぞれ図5に示すような強制変形を与えるように変位漸増の繰り返し加力をしている。試験体は鉄筋が降伏して曲げ破壊するように設計しており、その配筋については図6に、使用材料の力学的性質については表1に示している。

加力は、図7に示すように二方向水平力を与えるための3台のアクチュエータと、一定軸圧を与えるためのリリーフ弁付き油圧ジャッキによって行っている。

変位の計測については、図4に示すように柱頂部の鉛直変位および壁頂部の水平変位を計測するとともに、図8に示すように壁高を6分割し、各層の両端の鉛直変位を計測することで、曲げ変形を求めている。

4. 曲げひび割れの発生条件

図9に試験体 L-XN の正加力時におけるひび割れ状況と、弾性解析によるC柱脚部の垂直応力度がコンクリートの引張強度に達するときの壁脚の垂直応力度分布を示す。図示のように、この時のY柱位置での垂直応力度は引張強度に達していないが、実験でのひび割れはY壁全幅にわたって一気に発生している。これは応力再配分によってC柱付近で発生したひび割れが伸展したものと考えられるが、本論文では、部材全体としての変形を弾性変形と塑性変形に分けて解析しており、断面としての弾塑性解析は行っていないので、このような応力再配分によるひび割れの伸展を表現することができない。そこで、本モデルのひび割れの発生条件を便宜的に次のように定義する。

- 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繰り返し載荷において、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。

5. 塑性柱の復元力モデル

図10(a)に試験体 L-XN の実験でのY柱脚部の軸力 P と塑性歪み ϵ_p の関係を、降伏付近までの範囲について示した。ここで、塑性歪みは実験における脚部の歪みから、計算により求めた弾性変形に

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 | σ_B | $C \sigma_t$ | $E_{1/3}$ |
|-------|------------|--------------|-----------|
| L-UN | 314 | 25.0 | 2.66 |
| L-XN | 311 | 29.0 | 2.47 |
| L-VN | 319 | 25.0 | 2.66 |
| L-UXN | 319 | 30.8 | 2.65 |
| L-CN | 340 | 29.5 | 2.73 |
| L-HN | 308 | 26.0 | 2.65 |

σ_B : 圧縮強度
 $C \sigma_t$: 引張強度 (kgf/cm²)
 $E_{1/3}$: ヤング係数 (10⁵kgf/cm²)

(b) 鉄筋の性状

| 鉄筋の種類 | 断面積 (cm ²) | 降伏点強度 (kgf/cm ²) | 引張強度 (kgf/cm ²) | 破断伸び (%) |
|-------|------------------------|------------------------------|-----------------------------|----------|
| D10 | (0.713)* | 3820 | 5300 | 21.6 |
| 4φ | 0.122 | 2000 | 3140 | 38.6 |

(*)*: 公称断面積

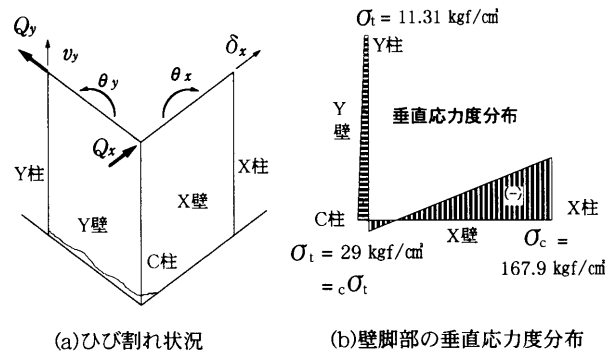
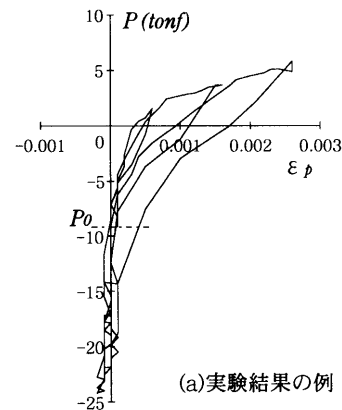
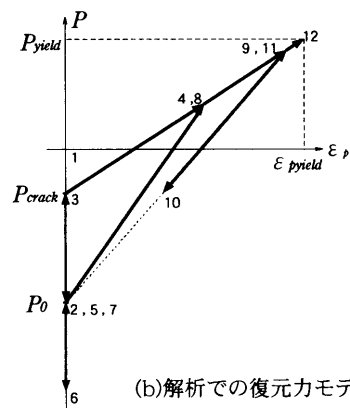


図9 ひび割れ発生時 (L-XN の例)



(a) 実験結果の例 (L-XNのY柱)



(b) 解析での復元力モデル

図10 塑性柱の復元力モデル

よる歪みを差し引いたものである。図中 P_0 は一定軸圧のみによる柱脚軸力の値を示している。

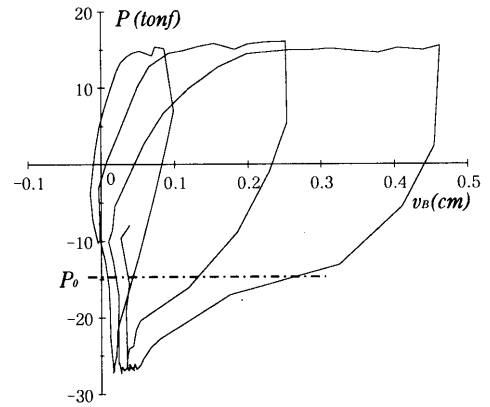
これによると、各サイクルの除荷の経路は軸力 0 の時には大きく変形を残しており、 P_0 付近で変形が概ね 0 に近づいていることがわかる。また、変形が 0 に戻ったところで柔性は 0 に近づいている。再載荷の経路については、概ね P_0 付近で剛性低下を始めて履歴の最大点を指向し、最大点付近で再び剛性低下していることがわかる。最大点以降は、前述のひび割れ発生後の剛性（図 3(a)）とし、これに上記のような除荷、再載荷の特性を併せて、塑性柱の復元力モデルのルールを図 10(b)に示すように定めた。なお、同図でひび割れ時の軸力 P_{crack} は圧縮側となっているが、柱位置での応力度が引張強度に達していても、応力度の分布形状によって塑性柱の軸力は圧縮となるためである¹⁾。

6. 塑性バネの復元力モデル

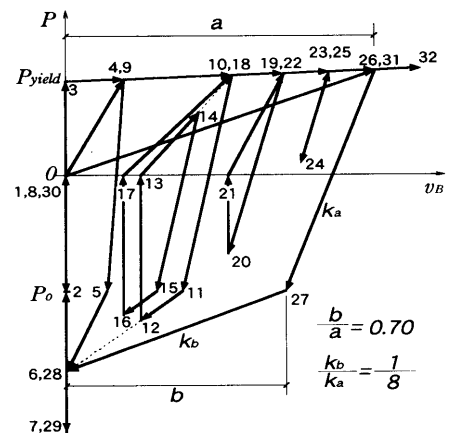
図 11(a)に試験体 L-XN の実験での C 柱脚部の軸力 P と塑性バネの鉛直変位 v_B の関係を示す。塑性バネの鉛直変位は、実験での頂部鉛直変位から弾性変形および前述の塑性柱による頂部鉛直変位の計算値を差し引いたものである。これによると、各サイクルの除荷時に P_0 付近で大きく変形を残しているが、この付近で剛性低下が始まり、変形は急激に 0 に近づいていることがわかる。また、変形が 0 に戻ったところで剛性は無限大に近づいている。全試験体 6 体の実験結果から残留変形の大きさと剛性低下の割合について検討したところ、各サイクルピーク時の変形に対する $P=P_0$ での変形の割合はおおよそ 70% であり、ここでの剛性低下率はおおよそ 1/8 であった。また、再載荷の経路については、概ね軸力 0 付近で剛性低下し、最大点を指向していることがわかる。最大点以降は、前述の降伏後の剛性（図 3(b)）とし、これに上記のような除荷、再載荷の特性を併せて、塑性バネの復元力モデルのルールを図 11(b)に示すように定めた。

7. せん断剛性低下の復元力モデル

検証用の試験体は曲げ破壊型に設計しており、実験結果からも壁板に生ずる平均せん断応力度はコンクリートの引張強度に比して十分に小さいので、せん断剛性の低下は考慮する必要は無いと考えられる。しかしながら、図 12 に実線で示した試験体 L-XN の Y 壁におけるせん断力 Q (y 方向荷重) とせん断変形 δ_{sh} の関係を見ると、 Q - δ_{sh} 曲線の包絡線はせん断降伏の様相を呈している。ここに、せん断変形は Y 壁頂部の y 方向水平変位から曲げ変形計測値を差し引いた値である。同図の最大せん断力を Y 壁断面積で除したせん断応力度は 6.87kgf/cm^2 であり、また、剛性が急激に低下する時点でのひび割れ状況から見ても、せん断応力に伴う現象とは考えられない。本論文では、この現象を曲げや引張によって発生する壁板の全幅にわたるひび割れが、小さなせん断力でも壁板に滑りを生じさせた為と考え、この滑りを壁板のせん断変形に含めて考慮することとした。すなわち、図 12 に点線で示すように、(イ)ひび割れ発生以前か片側柱にのみひび割れの弾性剛性から、(ロ)両側柱にひび割れが発生した時点で滑り始めるとして最初に剛性を低下させ、(ハ)柱が降伏し始めるとひび割れ幅が拡大し、しかも、大きな引張力を受けてひび割れ幅が拡がりつつある状態なので、更に滑りやすくなるとして

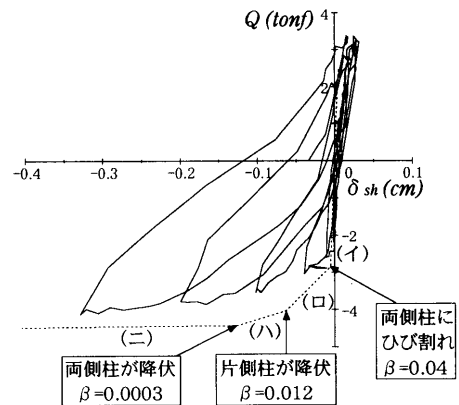


(a) 実験結果の例 (L-XN の C 柱)



(b) 解析での復元力モデル

図 11 塑性バネの復元力モデル



(イ) ~ (ニ) は本文の記号に対応

図 12 せん断力-せん断変形関係 (L-XN の Y 壁)

第 2 の剛性変化点とし、(ニ)両側の柱が降伏するとせん断剛性は極めて小さくなることとした。これら(ロ)~(ニ)の状態の剛性低下について今後検討しなければならないが、本解析では、実験結果を参照して図中に示したせん断剛性低下率 β のように低下させた。

同試験体 L-XN の単調載荷した場合の計算結果を図 13 に示す。同図(a)は Y 壁頂部回転角 θ_y を、同図(b)は Y 柱頂部鉛直変位 v_y をそれぞれ横軸に x 方向変位 δx をとって実験値と比較したものであ

る（記号は図9(a)参照）。図をみると、上記のせん断剛性の低下を考慮した場合の計算結果はいずれも実験結果とほぼ対応しているのに対し、考慮しない場合には両側柱の降伏後に θ_y は一定値となつて実験結果と大きくかけ離れており、 v_y も実験結果とは合わなくなっている。これらは直交壁の壁頂についての变形であり、壁板全幅にわたるひび割れや鉄筋の引張降伏によるせん断剛性低下率を適切に定めることができれば、本論文の方法は立体壁の立体的な变形を巧く表現できると言える。

次に、滑りが生ずる場合の繰り返し载荷におけるせん断剛性を、塑性柱と塑性パネの状況に応じて定めることを考える。増分計算中の全ての段階で、各塑性柱の状況は図14(a)に示す①、②、③の何れかの状態にある。①の状態はひび割れ発生以前か圧縮力を受けている状態である。②はひび割れ発生後の状態であり、鉄筋が降伏すると塑性パネに変形が生じ、同図(b)に②*で示す降伏状態となる。②および②*は、それぞれ塑性歪み ϵ_p と塑性パネの鉛直変位 v_B を初めて経験している（その時点で常に最大値をとる）状態であり、いわゆる処女载荷の状態である。③は除荷あるいは再载荷の状態であり、ひび割れが開いている状態である。降伏後の再载荷時に v_B がある値 v_{By} 以上になると (v_B とひび割れ幅は対応している) ひび割れ幅が十分に大きく②*の降伏状態と同様に滑りやすい状態になると考えて、これを図14(b)に示す③*の状態とする。ひび割れ幅が数mm程度に広がると滑り抵抗が非常に小さくなると思われるが、今後検討する必要がある。本解析では実験と解析の履歴性状を参照しながら $v_{By}=2.5\text{mm}$ とした。以上の5通りの状態を、①はひび割れ無し、②と③はひび割れ有り、②*と③*は降伏と見なして、両側柱のこれらの組み合わせから前述の(イ)~(ニ)のせん断剛性を与える。

せん断変形が進む場合 ($\delta_{sh} \cdot \Delta\delta_{sh} \geq 0$ の場合、ここに δ_{sh} および $\Delta\delta_{sh}$ はそれぞれ各荷重段階でのせん断変形とせん断変形の増分) は、両側柱の内どちらか一方が、①であれば滑りは生ぜず(イ)の剛性であり、②もしくは②*であれば処女载荷の状態であって、(ロ)~(ニ)の剛性になる組み合わせは表2に示す通りである。両側柱が③と③*のみからなる組み合わせの場合には再载荷の状態であり、経験した最大せん断変形に依存し、後述する除荷時の剛性(ホ)とする。

せん断変形が戻る場合 ($\delta_{sh} \cdot \Delta\delta_{sh} < 0$ の場合)には前掲の図12の $Q-\delta_{sh}$ 曲線からわかるように、各サイクルの除荷時剛性はピーク時変形が増大するのに伴って低下している。そこで、 $Q-\delta_{sh}$ 曲線の1

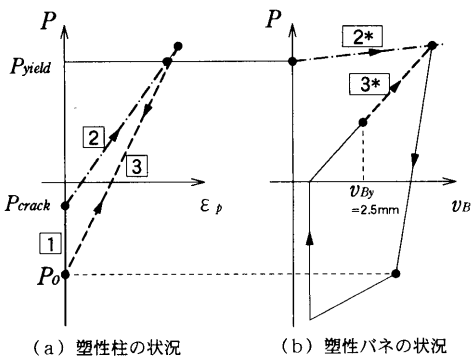


図14 塑性要素の状況の区分

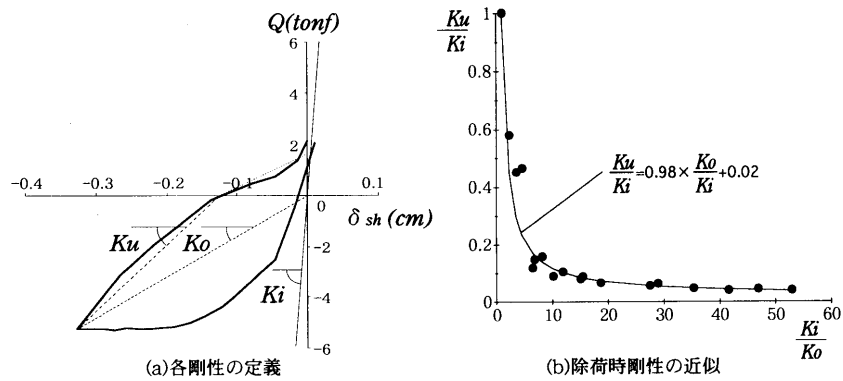


図15 除荷時剛性の設定

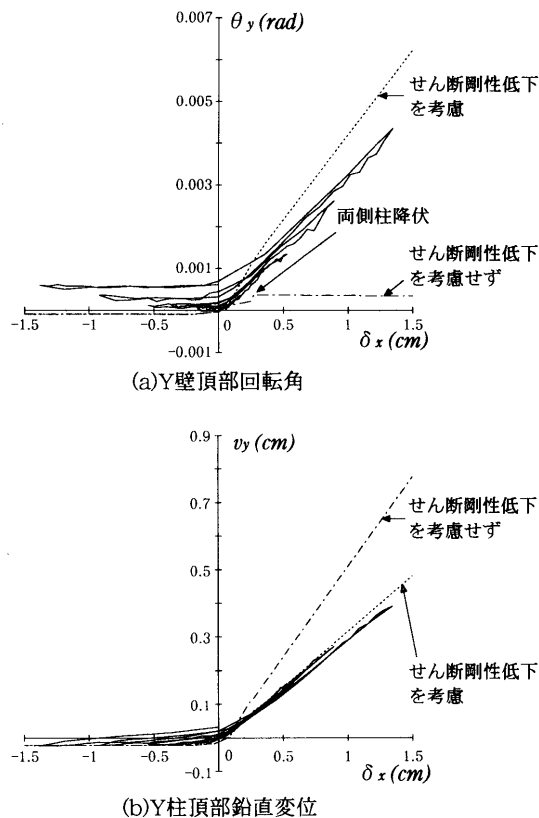


図13 せん断剛性低下考慮の有無による違い (L-XNの例)

サイクルを図15(a)に示すように、初期せん断剛性を K_i 、ピーク時の割線剛性を K_o 、除荷時剛性を K_u と定義し、図12に示した試験体 L-XN の Y 壁およびこれと同様に壁板全幅にわたってひび割れが発生する試験体 L-VN の X 壁、Y 壁の $Q-\delta_{sh}$ 曲線の各サイクルの K_u/K_i と K_i/K_o の関係を見ると、図15(b)のようになり、 $K_u/K_i=0.98(K_o/K_i)+0.02$ と表される。したがって、除荷時せん断剛性低下率 βu は次式とする(ホ)。

$$\beta u = 0.98(K_{o\max}/K_i) + 0.02 \quad \dots (1)$$

ここに、 $K_{o\max}$ は経験した最大せん断変形時の割線剛性
また、図15(a)では $Q=0$ 付近で剛性は除荷時剛性 K_u から更に低下している。 $Q=0$ のときには、直交するもう一方の壁にせん断力が生じていても、両側柱の軸力の少なくとも一方は初期軸力 P_o となり、塑性柱の状態は①となるので、このときには $\beta=0.5\beta u$ (へ)

表2 セン断剛性低下率 β

| せん断変形の向き | 両側柱の状況 | β | 本文および図16の記号 |
|--|--------------------------|-----------------------------------|-------------|
| 進 ($\delta sh \cdot \Delta \delta sh \geq 0$) | どちらか一方が 1 | 1.0 | (イ) |
| | 2 と 2, 2 と 3 | 0.04 | (ロ) |
| | 2* と 2, 2* と 3, 2 と 3* | 0.012 | (ハ) |
| | 2* と 2*, 2* と 3* | 0.0003 | (ニ) |
| | 3 と 3, 3 と 3*, 3* と 3* | $K_{omax}/K_i \times 0.98 + 0.02$ | (ホ) |
| 戻 ($\delta sh \cdot \Delta \delta sh < 0$) | 直前の(進)で $\beta \neq 1.0$ | $K_{omax}/K_i \times 0.98 + 0.02$ | 両側とも 1 以外 |
| | どちらか一方が 1 | | (ヘ) |
| | 直前の(進)で $\beta = 1.0$ | 1.0 | (ト) |

δsh : 各段階におけるせん断変形、 $\Delta \delta sh$: 各段階におけるせん断変形の増分

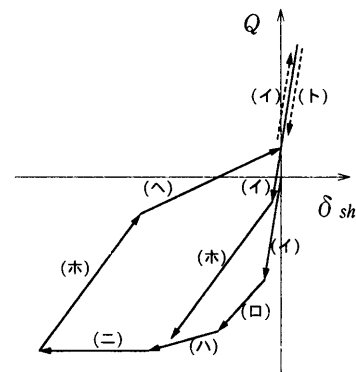


図16 セン断剛性低下の適用例

とする。ところで、経験した最大変形時の割線剛性 K_0 が初期剛性 K_i よりも小さくなくても、後の繰り返し載荷時に塑性柱の状態が 1 となって初期剛性 K_i に等しいせん断剛性 ($\beta=1.0$) で変形が進む場合もあり得る。この場合の戻りの剛性は上記に拘わらず $\beta=1.0$ (ト) を与える。

これらのせん断剛性低下のルールをまとめて表2に示し、その適用例を図16に示す。また、このルールによって計算した結果(後述のモデルの検証で行った計算)のせん断力-せん断変形関係の例を実験結果と比較して図17に表す。せん断力に全く依存しないでせん断剛性を定めているにも拘わらず、実験の性状をほぼ表現していると言えよう。

8. 実験資料によるモデルの検証

本論文の解析法を第3章で述べた実験資料に適用してモデルの検証を行う。計算は一定軸圧を加えて、壁頂に実験で計測した二方向水平変位 ($\delta x, \delta y$) を強制する方法とした。なお、先に述べたように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、せん断応力に関してのせん断剛性低下は考慮していない。

図18に荷重-変形 ($Q_x-\delta x$ および $Q_y-\delta y$) 曲線を示す。同図(a)の試験体 L-UN は図5の加力方法で示したように、加力方向に対してX壁とY壁は対称になるので x 方向と y 方向の値を平均し、 x 方向についての $Q_x-\delta x$ 曲線として示してある。この試験体の応力状態は比較的単純であり、平面壁とほぼ同様であるので実験曲線と解析の曲線はよく対応している。同図(b),(c)の L-XN は y 方向変位 δy が0であるので、 $Q_x-\delta x$ 曲線と横軸に δx をとって $Q_y-\delta x$ 曲線を示してある。 $Q_x-\delta x$ 曲線の負加力時の最大荷重やループ形状にやや違いが見られるが、 $Q_y-\delta x$ 曲線を見ると δy を0に拘束するための荷重 Q_y を巧く評価していると言えよう。同図(d),(e)の L-VN の加力は、正負両加力で x 方向と y 方向が逆対称になるので(図5参照) $Q_x-\delta x$ 曲線と $Q_y-\delta y$ 曲線はほぼ同じになるが、解析の曲線の形状は正ピーク時に違いが見られる。これはC柱脚部の塑性バネが正負両加力時共に引張になるため、正加力時には処女変位になるが負加力時には経験変位になり、塑性バネのループ形状が異なってくるためである。このような相違があるが、全体的にはよく対応していると言えよう。同図(f),(g)の L-UXN では、 y 方向正加力時に y 方向荷重は負となるような $Q_y-\delta y$ 曲線となるが、解析による曲線もこのよう

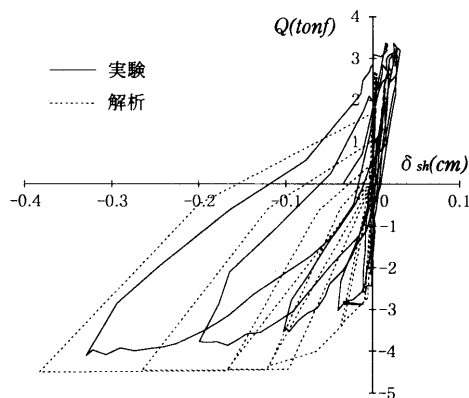


図17 解析と実験との比較 (L-XNのY壁)

な性状をよく表現している。同図(h),(i)の L-CN は円形状に強制変形を与えているので、複雑な荷重-変形曲線となっているが、実験曲線と解析の曲線は細かな点で相違は多く見られるものの、この場合にも全体的にはほぼ対応している。

図19に横軸に Q_x をとり縦軸に Q_y をとった二方向荷重履歴曲線を示す。一定の方向に繰り返し強制変形を与えた同図(a)~(c)の L-XN, L-VN, L-UXN については荷重の方向は実験と解析でよく対応しており、同図(d),(e)の L-CN, L-HN のように複雑な加力についても全体の経路はよく近似している。なお、図中に破線で示す三角形は著者らが提案しているL形断面壁の二方向曲げ耐力図である^{4) 2)}。すなわち、3本の柱(X, C, Y柱)の1本が圧縮端となる3通りの曲げ破壊パターンに対して、柱中心を圧縮合力中心とする直交二軸をとり、引張降伏している鉄筋と軸力についての軸回りモーメントから (Q_x, Q_y) を求め、それぞれを結んだものである。本論文の解析法による最大荷重はこの耐力図に一致する(厳密には、本論文では歪み硬化を考慮しているとその分異なる)ものであり、終局曲げ耐力に関してはこれと同等の精度を有している。

図20に横軸に δx をとって壁頂の回転角 θ_x と θ_y (記号は図9(a)参照)を示す。同図(d),(e)の L-VN で実験値と解析値の差がやや大きい、他の試験体ではよく対応していると言えよう。ちなみに、同図(c)L-XN の θ_y の解析値については、図13で変形を単調に増大させた場合について示したが、繰り返し加力の解析を行った図20(c)の方が実験値によく対応している。

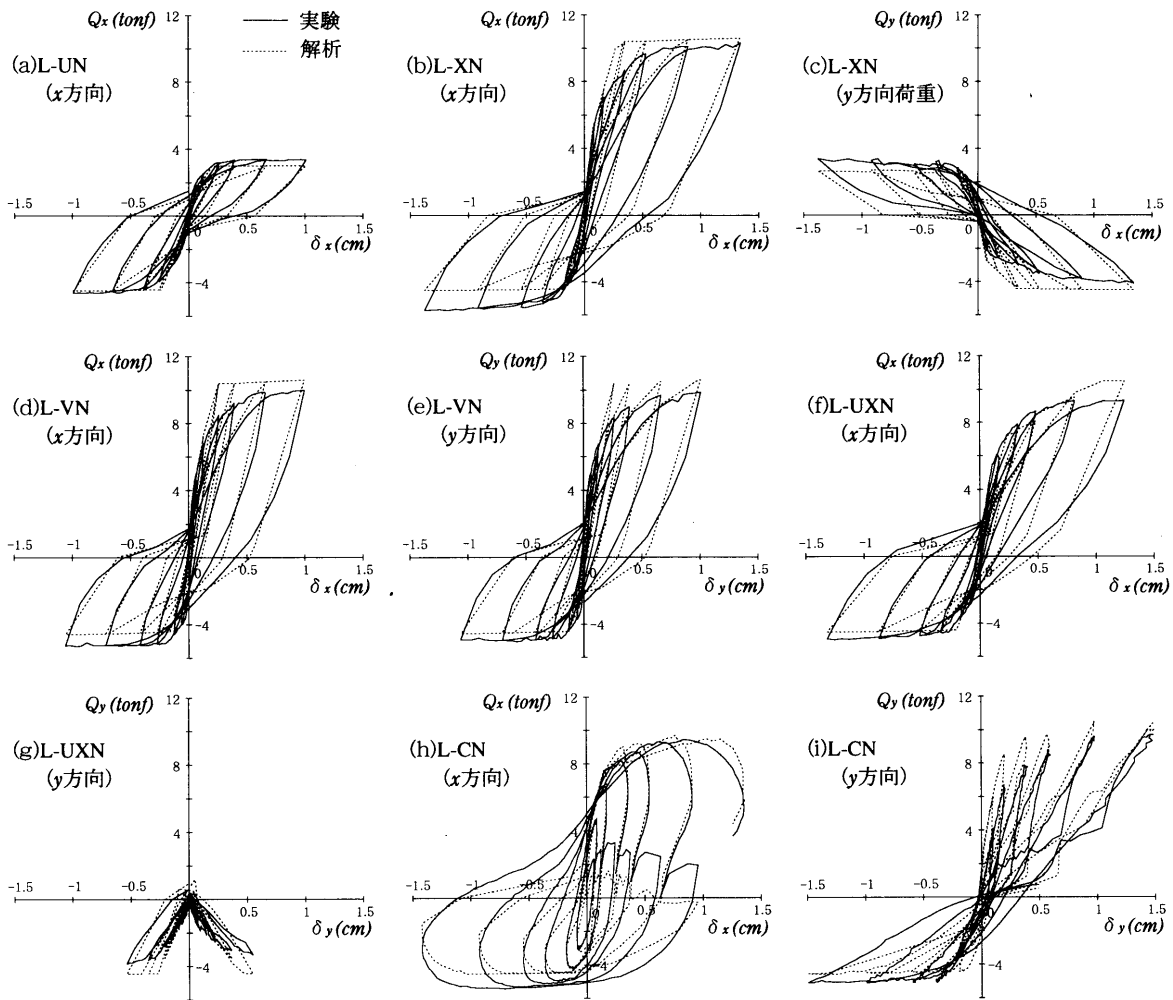


図18 荷重-変形曲線

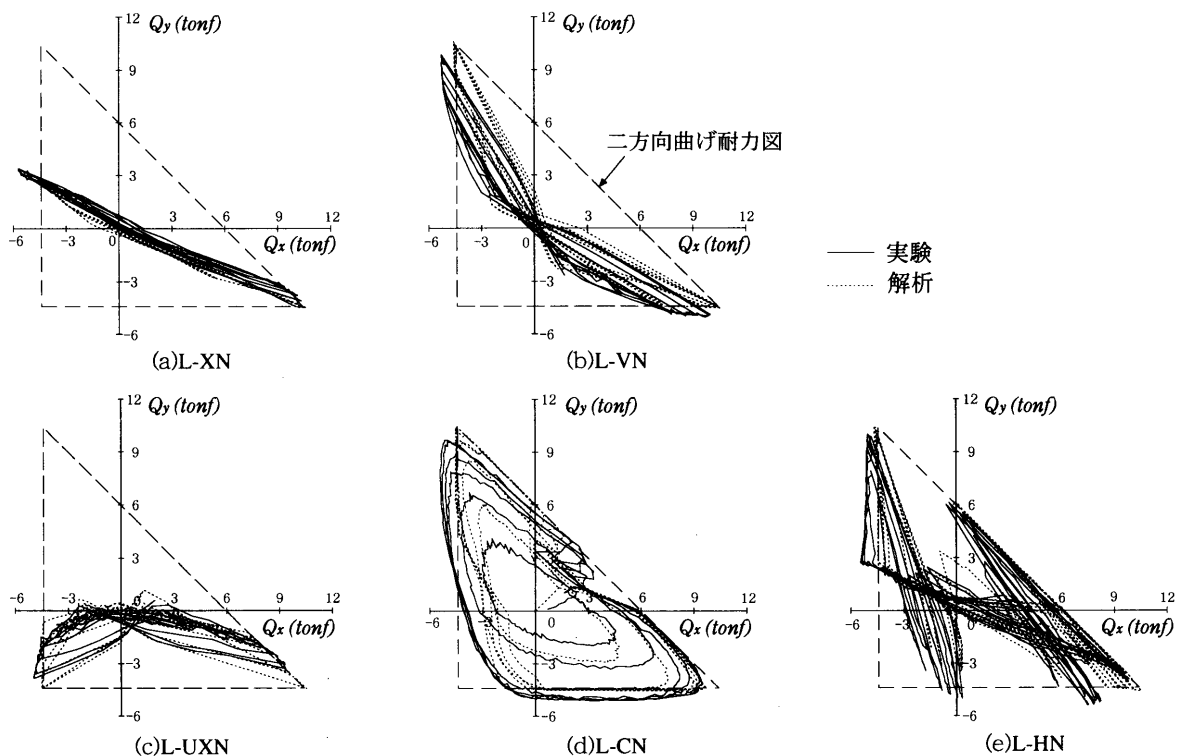


図19 二方向荷重履歴曲線

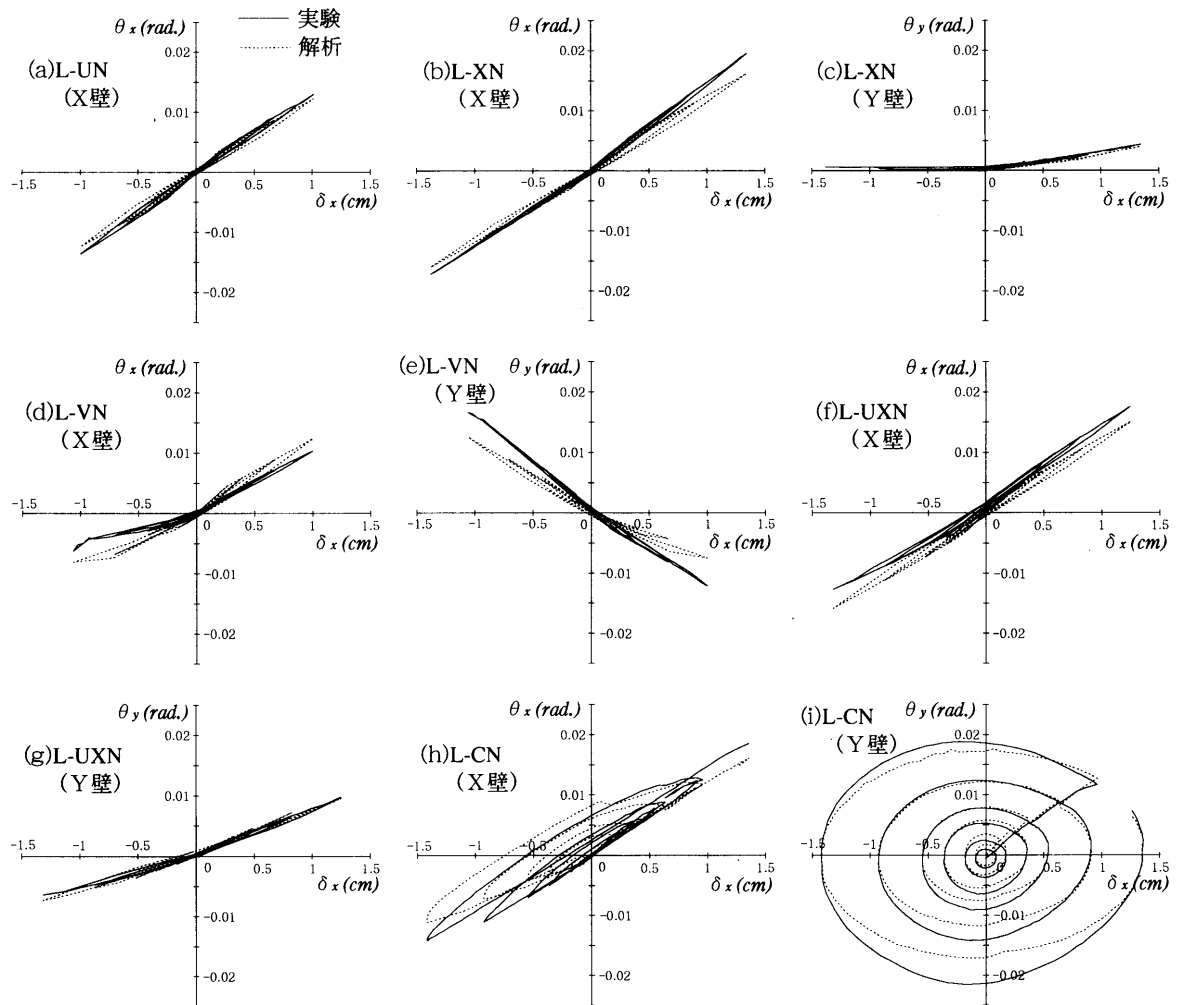


図 20 壁頂の回転角

9. むすび

本論文では、前報¹⁾で報告したL形断面壁の弾塑性部材モデルに関して、曲げと引張によって生ずる壁板のひび割れ発生条件とそのひび割れによるせん断剛性の低下、および繰り返し加力時における塑性要素の復元力モデルについて述べた後、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-水平変位関係、二方向荷重の相関関係、壁頂の回転角等に関して本論文の解析結果は実験結果に良い適合性を示した。本解析に用いた塑性要素の復元力特性およびひび割れや鉄筋の降伏に伴うせん断剛性低下率は、著者らの限られた資料のみによって作成されたものであり、さらなる検討を要するが、これらを適切に定めることができれば、本論文の弾塑性部材モデルによってL形断面壁の主要な特性を評価できるものと考えられる。ここで対象としたのは独立したL形断面壁であるが、本モデルを立体骨組内に含まれる部材モデルに再構築し、実験により検証して改めて報告する予定である。

謝辞

本論文の作成に際し、多大な協力を戴いた室蘭工業大学大学院生鈴木友訓君に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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
- 2) K. Fouad, 荒井康幸, 溝口光男, 武田 力: Flexural Behavior of RC L-Shaped Shear Walls under A Normal Force and Bi-Directional Reversal Forces, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.553-558, 1995
- 3) 荒井康幸, 柴田拓二: 一般骨組内の開断面立体耐震壁の解析について, 日本建築学会論文報告集, 第313号, pp.48-57, 昭和57年3月
- 4) 溝口光男, 荒井康幸: 二方向水平力を受ける鉄筋コンクリートL型開断面耐震壁の弾塑性性状に関する実験的研究(その2) 二方向曲げ終局強度について, 日本建築学会構造系論文集, 第464号, pp.101-108, 1994.4

(2000年9月6日原稿受理, 2000年12月21日採用決定)