

小規模建築物基礎梁の配筋方法

富山職業能力開発短期大学校

横 浜 茂 之

Reinforced for Foundations of Small Buildings

Shigeshi YOKOHAMA

要約

小規模建築物基礎梁の配筋方法についての提案は、あまり行われておらず検討の余地を残している。一方、建設現場では熟練工が不足しており省力化への関心は高い。

そこで、慣用のあばら筋に代わって、省力化の面で優れている斜めせん断補強筋を用いた試験体にて構造耐力の検討を行った。実験の結果は良好で、斜めせん断補強筋を用いればせん断耐力だけでなく曲げ耐力の向上が認められた。許容曲げモーメントや曲げ耐力は斜めせん断補強筋の有効断面積を考慮することで評価できる。より正確な曲げ耐力の算定には主筋のひずみ硬化を考慮することが必要である。また、予測破壊モードも実験結果と一致した。

1. はじめに

現在、我が国で建設されている、2階建以下の木造・枠組壁構法・軽量鉄骨造等の建築物の基礎梁（以下、小規模建築物基礎梁と称する）は、鉄筋コンクリート構造とする場合には、図1のような構成となる事が多い。しかし、この部分に関する構造設計は、あまり行われておらず経験的な設計・施工が行われていると考えられる。また、一般の鉄筋コンクリート構造の建築物に対しては、慣用の配筋方法のほかに、南らによるX形配筋⁽¹⁾、山本らによる中央集中配筋⁽²⁾、著者らによる両端交差配筋⁽³⁾など種々の配筋方法が提案されているが、小規模建築物基礎梁に関してはあまり提案がされていないようである。一方、建設現場では、大工・鉄筋工・溶接工と言った熟練労働者が不足しており省力化への関心は高く小規模建築物基礎梁においても同様と考えられる。

本報告は、小規模建築物基礎梁の配筋施工の合理化が図れ、かつ、十分な構造耐力を有する配筋方法について実験・検討を行ったので報告する。なお、検討の結果、十分に適用可能と判断されたので小規模建築物基礎梁の配筋方法のひとつとして提案するものである。

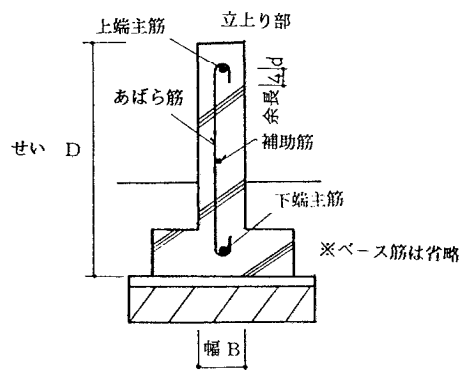


図1 小規模建築物基礎梁の構成例

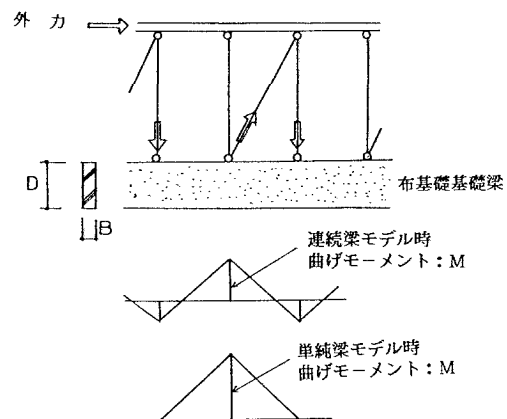


図2 基礎梁の曲げモーメント

2. 実験の概要

2. 1. 試験体の設定と補強の考え方

小規模建築物基礎梁を、図1のせいDと幅Bの矩形部分と定義する。凍結深度、支持地盤ならびに意匠上の配慮等によってDとBの寸法は変動するが、ここでは、Dを500mm~600mm程度、Bを120mm程度と仮定する。小規模建築物の場合、部材を約900mm~1000mmのモジュールで設計し、柱の間隔は900mm~2000mmで展開することが多い様である。この柱間に筋違いやパネルで構成する耐力壁を配置すると仮定し、長期荷重の影響を無視して、水平方向の外力（地震力や風圧力）によって生ずる曲げモーメント図のおおよその形状を描くと図2のようになる。部材の耐震性能を左右する重要な因子のひとつであるシアスパン比M/QDは単純梁モデルで考えた場合、約1.5~4程度となる。実際には連続梁モデルで設計されることが多く、M/QDは先の値より小さくなるのが一般的である。また、M/QDが大きいほど曲げ破壊して安定した挙動をすることからM/QDの小さい側について実験することとしM/QDを1.2に設定した。

主筋量は通常見られる小規模建築物では、上端筋・下端筋とも1-D13程度の場合が多く、これは建築学会RC計算規準⁽⁴⁾の最小引張鉄筋比0.4%に相当する。このため引張鉄筋比約0.4%と、その2倍程度の主筋量を有する試験体を設定した。

近年、鉄筋コンクリート構造のせん断問題に関する理論解析が進みせん断補強筋の無い部材の負担せん断力が定量的に評価可能となり設計方法も提案⁽⁵⁾されて

いる。このため、せん断補強筋の無い試験体も設定した。

建設現場にて慣用のあばら筋を加工・施工することは小規模建築物の基礎配筋工事において多くの労力を必要とする。このため、今回の実験はせん断補強方法の省力化に限定した試験体について行うこととした。

図3と表1に実験を行った試験体の概要を示す。試験体1.2-Xシリーズ、1.2-2Xシリーズのせん断補強方法は、“逆対称加力を受ける材端部で主筋を交差させれば曲げ耐力は低下するが、せん断耐力が上昇して曲げ破壊が先行し靱性が改善される”と言う両端クロス中央集中配筋や両端交差配筋の研究成果を応用したものである。

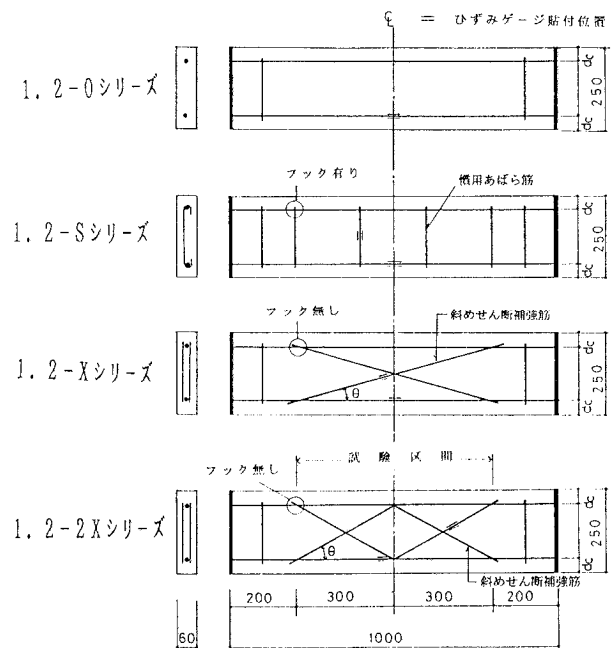


図3 試験体の概要

表1 試験体の概要

試験体記号	主筋 (上端・下端筋同一)	せん断補強筋	d c (mm)	θ (度)
1.2-0-1	1 - D8	—————	30	—
1.2-0-2	2 - D8	—————	35	—
1.2-S-1	1 - D8	慣用あばら筋 1-6φ @200	30	—
1.2-S-2	2 - D8	慣用あばら筋 1-6φ @200	35	—
1.2-X-1	1 - D8	斜めせん断補強筋 1-6φ	30	17.6
1.2-X-2	2 - D8	斜めせん断補強筋 1-6φ	35	17.6
1.2-2X-1	1 - D8	斜めせん断補強筋 1-6φ	30	32.3
1.2-2X-2	2 - D8	斜めせん断補強筋 1-6φ	35	32.3
1.2-2X-3	2 - D8	斜めせん断補強筋 1-D8	35	32.3

2. 2. 使用材料・実験方法

表2～表3は使用材料の性質を、図4は実験方法を示す。

加力は単純梁方式一方向繰り返し加力とした。荷重履歴は、略算で求めた曲げ耐力の1/3倍、2/3倍、3/3倍、4/3倍……（以下同じ）とし各サイクル3回づつの繰り返しを行った。

変位の測定は、電気式変位計（動長50mm、精度1/100mm）にて行い、データロガとパソコンにてデータの集録・処理を行った。また、鉄筋にはひずみゲージを貼りひずみの計測も行った。

表2 使用鋼材の性質

材種	断面積 (cm ²)	降伏点 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	伸び %
D 8	0.5024	3482	5144	32
6 φ	0.2826	2983	4306	25

表3 コンクリートの性質

圧縮強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (kg/cm ²)	材齢 (日)
376	31	2.94*10 ⁵	151 - 161

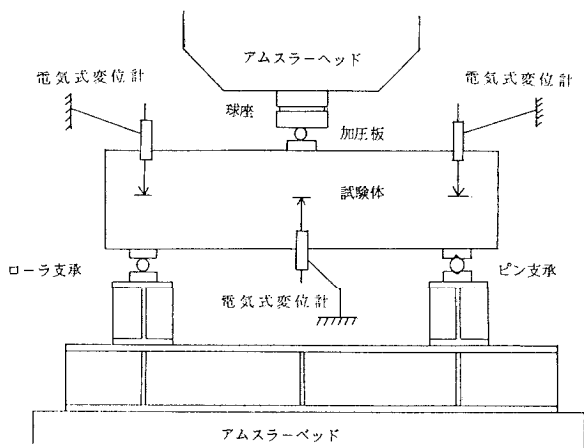


図4 実験方法図

2. 3. 実験結果 I (破壊性状)

試験体の最終破壊状況を図5に示す。試験結果の一覧を表4に示す。表4中のひび割れ荷重は最大耐力に達する以前のもののみを記した。

試験体1.2-0-1, 1.2-S-1, 1.2-X-1は曲げひび割れが

発生進展し下端筋降伏後に大きく開口し、最終的には曲げ圧縮域のコンクリートが圧壊して最大耐力に達した。試験体1.2-0-2, 1.2-S-2, 1.2-2X-1, 1.2-2X-2, 1.2-2X-3は曲げひび割れ発生後、曲げせん断ひび割れも発生した。その後の加力でそれらのひび割れが徐々に進展し下端筋降伏後に開口、最終的には曲げ圧縮域のコンクリートが圧壊して最大耐力に達した。最大耐力後の加力で試験体1.2-0-2, 1.2-2X-3では、せん断ひび割れも発生した。試験体1.2-2X-3は曲げひび割れよりも曲げせん断ひび割れの方が大きく開口し、最終破壊状況はせん断破壊に近い様相となったが、斜めせん断補強筋が存在するため、耐力の低下は小さく支承に近い下端主筋部かぶりコンクリートが脱落してせん断面が滑るまで最大耐力の約80%の荷重を保持していた。試験体1.2-X-2は、曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れ発生後、せん断ひび割れも発生し曲げ圧縮域のコンクリートが圧壊して最大耐力に達した。最大耐力後の加力でせん断ひび割れも徐々に開口したが、開口幅は他のひび割れより小さいものであった。

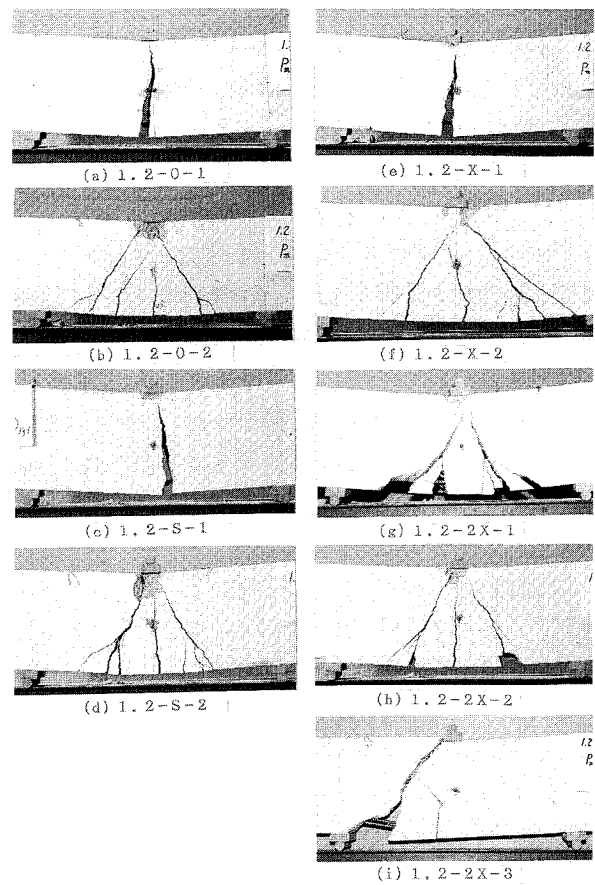


図5 試験体の最終破壊状況

表4 実験結果一覧表

試験体記号	曲げひび割れ時		曲げせん断ひび割れ時		せん断ひび割れ時		最大耐力時	
	Q _{BC} (TON)	δ _{BC} (mm)	Q _{BSC} (TON)	δ _{BSC} (mm)	Q _{SC} (TON)	δ _{SC} (mm)	Q _{MAX} (TON)	δ _{MAX} (mm)
1.2-0-1	1.03	0.13	—	—	—	—	1.53	13.44
1.2-0-2	1.00	0.11	2.00	0.39	—	—	2.81	4.36
1.2-S-1	1.05	0.35	—	—	—	—	1.64	10.56
1.2-S-2	1.30	0.20	1.90	0.26	—	—	3.00	13.80
1.2-X-1	1.30	0.20	—	—	—	—	2.58	12.66
1.2-X-2	1.20	0.38	1.70	0.45	3.50	5.88	3.50	10.08
1.2-2X-1	1.30	0.36	1.60	0.29	—	—	2.93	18.87
1.2-2X-2	1.20	0.12	2.30	0.39	—	—	3.38	11.10
1.2-2X-3	1.40	0.09	2.65	0.27	—	—	3.71	2.71

2. 4. 実験結果II (Q-δ特性)

各試験体のせん断力Qと中央部の変位δの関係を図6に示す。

試験体1.2-0-1と1.2-S-1のQ-δ特性を比較すると最大耐力Q_{MAX}、最大耐力時変位δ_{MAX}は1.2-S-1の方が若干大きいとその差は小さい。また、この2体の試験体は曲げひび割れ進展時に一時的に耐力低下を生じた。

試験体1.2-0-2と1.2-S-2を比較すると最大耐力・最大耐力時変位とも慣用あばら筋を有する1.2-S-2のほうが明らかに大きい。曲げせん断ひび割れの開口を慣用あばら筋が抑制しているためと考えられる。従って、試験体1.2-S-1のように主筋量が少なく曲げせん断ひび割れを生じない場合、拘束効果も全く期待出来ない慣用あばら筋を配筋することはあまり意味が無いようである。

試験体1.2-X-1は上端筋・下端筋は1.2-0-1,1.2-S-1と同一条件であるが、斜めせん断補強筋がせん断耐力の他に曲げ耐力を上昇させるため最大耐力が大きく、かつ、曲げひび割れ進展に伴う一時的な耐力低下も認められず安定した挙動を示した。試験体1.2-X-2も斜めせん断補強筋によって曲げ耐力が上昇し、上端筋・下端筋が同一の1.2-0-2,1.2-S-2より最大耐力が大きい。

試験体1.2-2X-1は下端筋降伏後にひび割れが開口しても荷重は上昇を続け最大耐力時の変形も一番大きかった試験体である。ひび割れが開口していくのが肉

眼で見える頃になっても荷重が徐々に上昇しており鉄筋のひずみ硬化の影響をかなり受けたと思われる。この為、斜めせん断補強筋の傾斜角度が試験体1.2-X-1より大きいにもかかわらず最大耐力は大きくなった。

試験体1.2-2X-2と同一の主筋配置の1.2-X-2を比較すると、最大耐力時変形量はほぼ同一であるが、最大耐力は斜めせん断補強筋の傾斜角度が大きい1.2-X-2の方が低くなっている。斜めせん断補強筋の傾斜角度が大きくなったため、材軸方向に対する有効断面積が少なくなったためと考えられる。

試験体1.2-2X-3は斜めせん断補強筋量を1.2-2X-2より増やした試験体である。斜めせん断補強筋を増やしたにもかかわらず最大耐力が若干高いものの、最大耐力時の変形量は極端に小さくなった。斜めせん断補強筋はせん断耐力と曲げ耐力を同時に上昇させるため、慣用あばら筋のように基本的には多いほど望ましいと言えない事がある事例と考えられる。

3. 実験結果の検討

3. 1. 許容応力度設計時許容曲げモーメントの検討

小規模建築物基礎梁の許容応力度設計時許容曲げモーメントM_bは、式(1)で算定される事が多い⁽⁴⁾。

$$M_b = 7/8 \cdot a_t \cdot f_t \cdot d \quad (1)$$

ここで a_t: 引張鉄筋の断面積

f_t: 鉄筋の許容引張応力度

d: 有効成

実験値との適合性を調べるためf_tに代わって主筋の

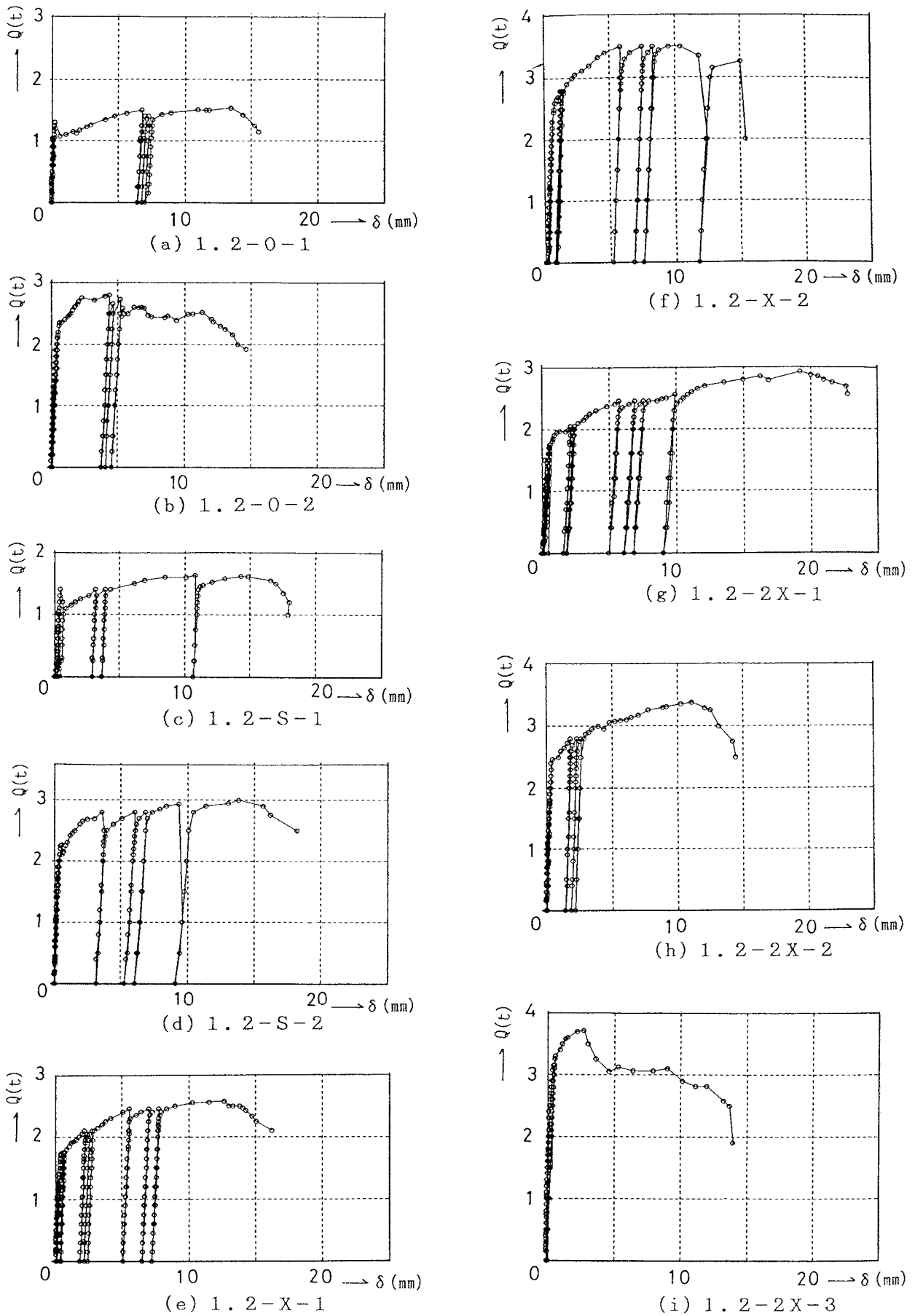


図6 Q- δ 特性

実際の降伏点 f_y 用いると式(2)となる。

$$M_D = 7/8 \cdot a_t \cdot f_y \cdot d \quad (2)$$

一般に行われている設計ではほとんどの場合下端筋の断面積を a_t としていることが多いのでここでも同様とする。

斜めせん断補強筋を有する試験体の断面中央から下部に配筋されたせん断補強筋の断面積 a_w に $\cos\theta$ を乗じた断面をせん断補強筋の有効断面積として下端筋の断面積 a_t に加算できると仮定すると斜めせん断補強筋を有する試験体の M_D は下式となる。

1.2-X シリーズ

$$M_D = 7/8 \cdot (a_t \cdot f_y \cdot d + 0.5 \cdot a_w \cdot \cos\theta \cdot w \cdot f_y \cdot D) \quad (3)$$

1.2-2X シリーズ

$$M_D = 7/8 \cdot (a_t \cdot f_y + a_w \cdot \cos\theta \cdot w \cdot f_y) d \quad (4)$$

ここで $w \cdot f_y$: せん断補強筋の降伏点

実験値との比較を行う為、以下の検討では曲げモーメントをせん断力に直して議論を進める。今回の実験の加力方式では、曲げモーメントを4倍して試験区間長(試験体のスパン)で割ればせん断力となる。以上のようにして求めた理論値と、 $Q-\delta$ 特性の比例限度荷重として求めた実験値の適合性を表5に示す。実験値の決定方法が安全側の為、理論値を3~5%下回る試験体もあるが概ね許容応力度設計時許容曲げモーメン

トは一連の式で評価できると考えられる。

3.2. 略算式による曲げ耐力理論値と実験値の適合性

一般の鉄筋コンクリート構造建築物の設計で、部材の曲げ耐力は式(5)で算定されることが多い。

$$M_{BU} = 0.9 \cdot a_t \cdot f_y \cdot d \quad (5)$$

斜めせん断補強筋を有する試験体では、前節と同様の有効断面積を持つ斜めせん断補強筋と下端筋が降伏しているものとして式(5)を拡張すると M_{BU} は下式となる。

1.2-X シリーズ

$$M_{BU} = 0.9(a_t \cdot f_y \cdot d + 0.5 \cdot a_w \cdot \cos\theta \cdot w \cdot f_y \cdot D) \quad (6)$$

1.2-2X シリーズ

$$M_{BU} = 0.9(a_t \cdot f_y + a_w \cdot \cos\theta \cdot w \cdot f_y) d \quad (7)$$

式(6)~式(7)で求めた曲げモーメントをせん断力に直して曲げ耐力理論値とし、実験値との適合性を検討したのが表6である。全ての試験体で理論値は実験値より大幅に小さな値となっている。小規模建築物基礎梁の曲げ耐力の推定に曲げ耐力略算式を使用すれば慣用あばら筋・斜めせん断補強筋と言ったせん断補強方法によらずかなり安全側の値を与えるようである。

表5 許容応力度設計時許容せん断力理論値と実験値の比較一覧表

試験体記号	実験値 Q_{DEXP} (TON)	理論値 Q_{DCAL} (TON)	実験値 理論値
1.2-0-1	1.30	1.12	1.16
1.2-0-2	2.40	2.19	1.10
1.2-S-1	1.20	1.12	1.07
1.2-S-2	2.10	2.19	0.96
1.2-X-1	1.75	1.71	1.03
1.2-X-2	2.70	2.78	0.97
1.2-2X-1	1.80	1.58	1.14
1.2-2X-2	2.50	2.64	0.95
1.2-2X-3	3.30	2.99	1.10

表6 略算式による曲げ耐力理論値と実験値の比較一覧表

試験体記号	実験値 Q_{BUEXP} (TON)	略算式 理論値 Q_{BUCAL} (TON)	実験値 理論値
1.2-0-1	1.53	1.16	1.32
1.2-0-2	2.81	2.26	1.24
1.2-S-1	1.64	1.16	1.41
1.2-S-2	3.00	2.26	1.33
1.2-X-1	2.58	1.76	1.47
1.2-X-2	3.50	2.86	1.22
1.2-2X-1	2.93	1.63	1.80
1.2-2X-2	3.38	2.73	1.24
1.2-2X-3	3.71	3.23	1.15

3.3. 精算による最大耐力理論値と実験値の適合性

略算式による曲げ耐力理論値が実験値に比べてかなり安全側の値を与えたので精算によって曲げ耐力理論値を算定し実験値と比較すると共に、せん断耐力理論値も算定して予測破壊モードについても検討を行ってみる。

精算による曲げ耐力理論値は図7の応力ブロックを仮定して算定した。 k_1, k_2, k_3 はACI規準⁽⁶⁾に従った。

せん断耐力理論値は、慣用の配筋方法である試験体1.2-0シリーズ、1.2-Sシリーズは文献(7)の方法に従って求めた。その方法によれば、慣用配筋部材のせん断圧壊時の耐力 Q_{SCU} と、せん断圧壊以前にせん断面の主筋の引張降伏によってせん断面がすべることで生じるせん断すべり破壊時の耐力 Q_{STU} が与えられる。一方、斜めせん断補強筋を有する試験体のせん断耐力理論値は、南らが逆対称加力を受ける柱部材の対角線に配置したX形配筋のせん断耐力を評価して得た提案⁽⁸⁾に従い、慣用配筋部分のせん断耐力に引張側の斜めせん断

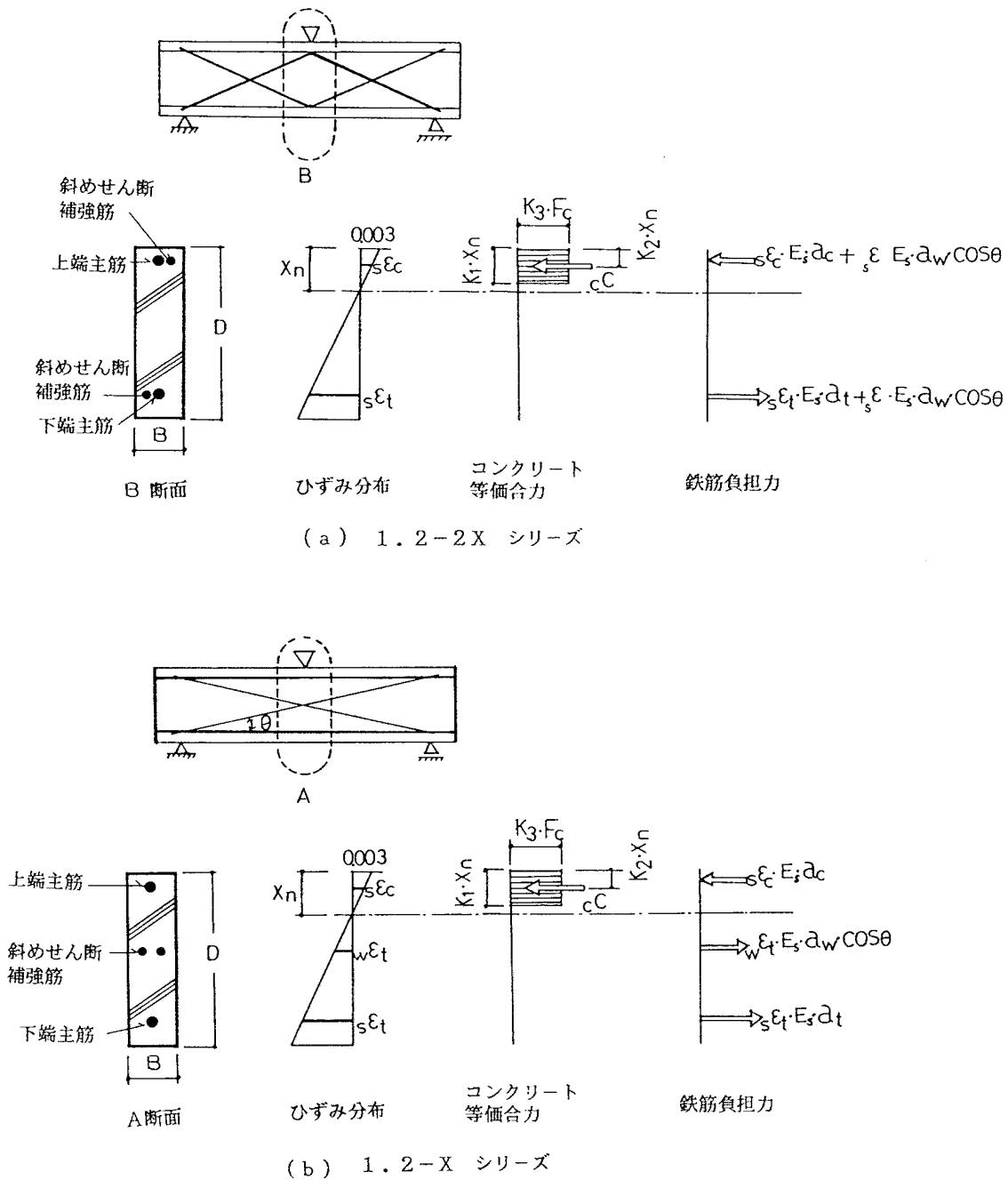


図7 精算による曲げ耐力算定に用いた応力ブロック

表7 精算による理論値と実験値の比較一覧表

試験体記号	実験値 Q _{EXP} (TON)	曲げ耐力 精算値 Q _{BU} (TON)	せん断耐力		予 破 壊 モ ー ド	実験値 理論値
			Q _{SCU} (TON)	Q _{STU} (TON)		
1.2-0-1	1.53	1.34	5.64	3.05	曲げ破壊	1.14
1.2-0-2	2.81	2.45	5.64	3.78	曲げ破壊	1.15
1.2-S-1	1.64	1.34	5.90	3.38	曲げ破壊	1.22
1.2-S-2	3.00	2.45	5.90	4.09	曲げ破壊	1.22
1.2-X-1	2.58	1.87	5.90	3.31	曲げ破壊	1.38
1.2-X-2	3.50	3.01	5.90	4.02	曲げ破壊	1.16
1.2-2X-1	2.93	1.81	6.09	3.50	曲げ破壊	1.62
1.2-2X-2	3.38	2.89	6.09	4.23	曲げ破壊	1.17
1.2-2X-3	3.71	3.36	6.58	4.71	曲げ破壊	1.10

補強筋が直接負担するせん断力を累加できると仮定して下式で算定した。

$$Q_{XSCU} = Q_{SCU} + a_w \cdot w \cdot f_y \cdot \sin \theta \quad (8)$$

$$Q_{XSTU} = Q_{STU} + a_w \cdot w \cdot f_y \cdot \sin \theta \quad (9)$$

ここで Q_{XSCU}：斜めせん断補強筋を有する試験体のせん断圧壊時の耐力
 Q_{XSTU}：斜めせん断補強筋を有する試験体のすべり破壊時の耐力

以上のようにして算定した理論値と実験値の比較を表7に示す。曲げ耐力理論値とせん断耐力理論値の最小値で試験体が破壊すると考えれば、今回の試験体の予想破壊モードは全て曲げ破壊となり実験結果と一致した。従って破壊モードの予想は可能と考えられる。

曲げ耐力理論値と実験値を比較すると、略算式の場合よりは改善されているものの、全ての試験体で実験値が理論値を上回った。今回のようにして算定した曲げ耐力が慣用配筋の梁や軸力の小さい柱部材に対しては安全側の値を与えることが知られているが、同じ事が斜めせん断補強筋を有する場合でも言えるようである。

なお、精算による曲げ耐力算定時に中立軸位置を求めるが中立軸が上端筋に到達しているものはなく、上端筋も引張力を負担している。この事が略算式の曲げ耐力の過小評価の一因と考えられる。

実験時の観察とひずみゲージの計測では、主筋が降伏ひずみに達した後は、荷重は上がりにくくなるもの

表8 ひずみ硬化を考慮した理論値と実験値の比較一覧表

試験体記号	実験値 Q _{EXP} (TON)	曲げ耐力 精算値 Q _{BMU} (TON)	実験値 理論値
1.2-0-1	1.53	1.57	0.97
1.2-0-2	2.81	2.94	0.96
1.2-S-1	1.64	1.57	1.04
1.2-S-2	3.00	2.94	1.02
1.2-X-1	2.58	2.19	1.18
1.2-X-2	3.50	3.39	1.03
1.2-2X-1	2.93	2.12	1.38
1.2-2X-2	3.38	3.40	0.99
1.2-2X-3	3.71	3.91	0.95

の、なお上昇を続けた。せん断補強筋の拘束効果が考えにくい試験体であることから、荷重上昇の大きな原因は鉄筋のひずみ硬化であると推測される。この為、主筋の負担力を降伏点を越えて引張強度の80%まで許容して算定した曲げ耐力理論値と実験値の適合性を表8に示す。主筋量が少なく斜めせん断補強筋を有する1.2-X-1,1.2-2X-1を除けば実験値と理論値の適合性は良好である。適合性の良くない2体でも理論値は安全側の値を与えた。

4. 小規模建築物基礎梁への斜めせん断補強筋適用の可能性

これまでの検討で、斜めせん断補強筋を有する1.2-Xシリーズ、1.2-2Xシリーズの補強方法は慣用の配筋方法に比べて最大耐力が増加するなど性能的に優れており、労力を要するフックすら必要ない事が解った。一方、1.2-2Xシリーズの補強方法は斜めせん断補強筋の正確な曲げ加工を必要とする。この為、省力化の面で1.2-Xシリーズの配筋方法が都合が良い。従って、今回行った実験では1.2-Xシリーズの配筋方法が小規模建築物基礎梁の配筋方法として有望と判断できる。図8に斜めせん断補強筋の小規模建築物基礎梁への適用例を示す。現段階では、斜めせん断補強筋を主筋の一部として設計することは、実験データの蓄積がなく難しいが、現行の設計式や評価方法を応用することで、実施設計に必要な各耐力が説明でき破壊モードも予測可能なことから、当面は斜めせん断補強筋はせん断耐力評価時と破壊モード検討時等では考慮

するが設計曲げ耐力の上昇は見込まず余力として扱うのが適当と考えられる。

5. 結論

小規模建築物基礎梁の構造耐力を向上させ、かつ、省力化を計り得る配筋方法の検討を行い次の結論を得た。

- 1) 慣用のあばら筋に代わって斜めせん断補強筋を用いれば最大耐力が向上し省力化がはかれる。
- 2) 斜めせん断補強筋を有する基礎梁の許容曲げモーメントは学会RC計算規準を用い、斜めせん断補強筋の有効断面を考慮することで推定可能である。
- 3) 斜めせん断補強筋を有する基礎梁の曲げ耐力は等価応力ブロックを仮定し有効断面積を考慮することで推定可能である。せん断耐力は慣用配筋部の耐力に斜めせん断補強筋が直接負担する耐力の累加で推定可能と考えられ、破壊モードも推定可能である。

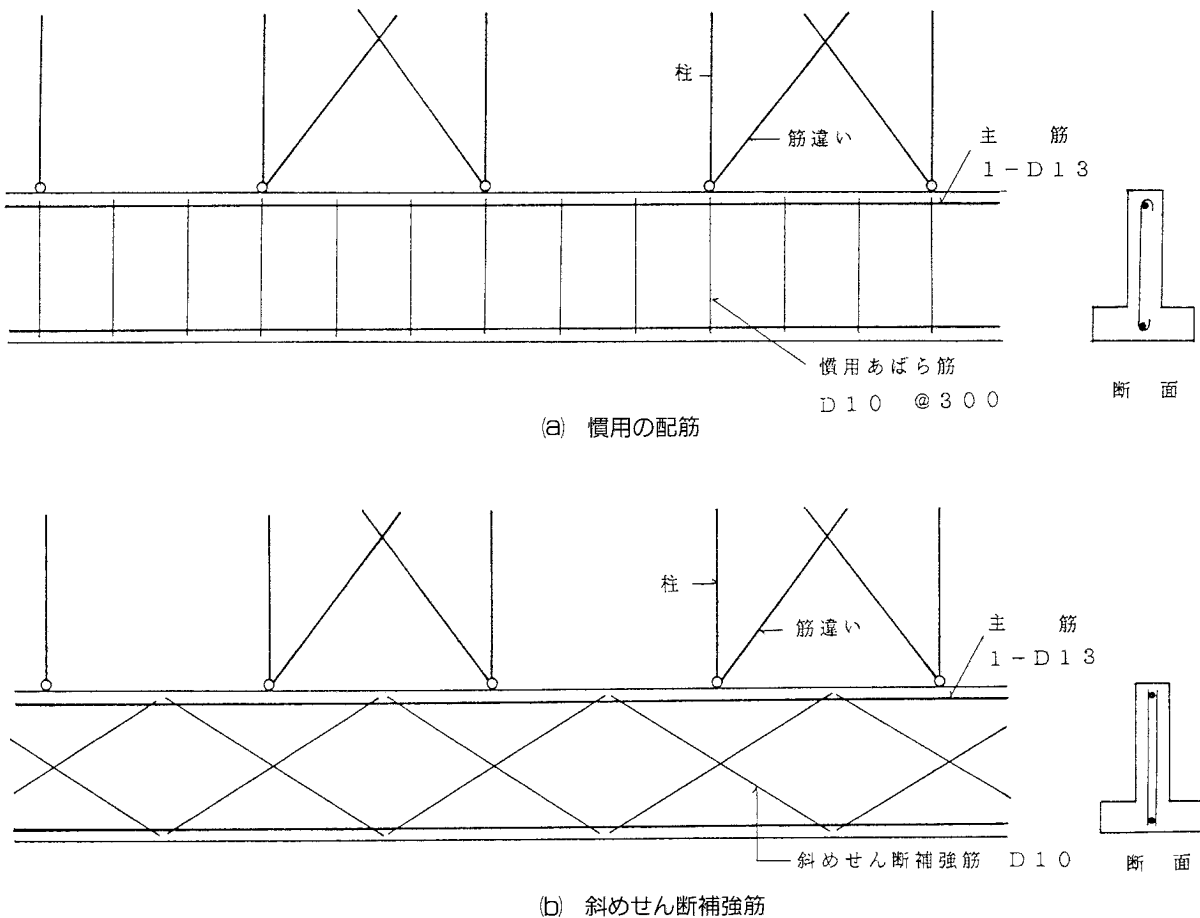


図8 慣用の配筋方法と斜めせん断補強筋の比較

参考文献

- (1) 南・若林：X形配筋を用いた鉄筋コンクリート柱の耐震性能について、第2回コンクリート工学年次講演会論文集、1980年
- (2) 山本・横浜：主筋を中央集中配筋したRC短柱のせん断破壊防止に関する実験的研究、第3回コンクリート工学年次講演会論文集、1981年
- (3) 小林・横浜：鉄筋コンクリート梁のじん性に関する実験、日本建築学会学術講演梗概集、昭和59年
- (4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1988年
- (5) 市ノ瀬ほか：鉄筋コンクリート梁柱部材のせん断設計法、日本建築学会東海支部研究報告集、1988年
- (6) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-77), Dec. 1977
- (7) 横浜・竹添：シアスパン比の短いRC造柱・梁部材のせん断耐力に関する一考察、日本建築学会学術講演梗概集、1992年
- (8) 南・倉本：鉄筋コンクリート部材のせん断設計式、コンクリート工学年次講演論文報告集9-2、1987年