論文 斜めせん断補強筋を有する RC 造梁のせん断耐力に関する 実験的研究

横浜茂之*1

要旨:シアスパン比の短い梁のせん断補強方法として、部材の対角線上にせん断補強筋 を配置した場合のせん断耐力を模型試験体より実験的に求め、下界定理より導かれた、 せん断耐力理論式との適合性を検討した。検討の結果、対角線上に配置されたせん断補 強筋の負担せん断力を付着強度を用いて算定し、せん断耐力理論式に加算すると実験結 果の評価が可能となった。また、部材の対角線上にせん断補強筋を配置した試験体は、 最大耐力と、その後の耐力低下の抑制に効果が認められる。 キーワード:RC梁、斜めせん断補強筋、せん断耐力、付着強度

1. はじめに

鉄筋コンクリート造構造物の設計では、脆性的な破壊であるせん断破壊を回避して、靭性に富 む曲げ破壊を先行させる事は耐震設計上重要である。しかし、極短柱や、耐力壁の間に設けられる 境界梁や、ディープビームと呼ばれる短い梁部材では、慣用の配筋方法では、せん断破壊が避けら れない場合が存在した。この為、さまざまなせん断破壊回避の方法が研究されてきたが、主筋の 折り曲げ加工を前提にするなど施工現場の労力が増大する方法が多いように思われる。一方、熟 練建設労働者の数は減少の一途をたどっており、省力化を最優先に考えた補強方法を検討する時 期に来ている。本論文では、梁部材のせん断耐力を向上させ、かつ、施工現場の労力が増えない せん補強方法として、部材の対角線上にせん断補強筋を配置する方法(以下、斜めせん断補強筋 と称する)を取り上げ、破壊の性状とせん断耐力の推定方法について報告させていただく。

2. 実験の概要

2. 1試験体と試験方法

試験体一覧を表-1に示す。 試験体の配筋図を図-1に示 す。試験体は、せん断耐力を 確認するために、全てせん断 破壊先行型とした。斜めせん 断補強筋の端部にはフックは 設けず、主筋の中心から、斜 めせん断補強筋の公称直径 d の1.5倍の余長を設けて結束 線(直径0.8mm)にて主筋に固 定した。使用材料の性質を、 表-2~表-3に示す。

試験体への加力は連続梁方

表-1 試験体一覧表

| 試験体 | a/D | 主 | 筋 | せん断補強方法 | 角度 |
|--------|-----|-------|-----|-----------------|-----|
| 記号 | | | | | α |
| K-1-1 | | | | | — |
| K-1-2 | | | | 肋筋□2-3φ @30 | — |
| RX-1-1 | | 慣用配 | 筋 | 斜めせん断補強筋2-D13 | |
| RX-1-2 | 1.0 | 4-D13 | | 斜めせん断補強筋2-D8 | |
| RX-1-3 | | | | 斜めせん断補強筋2-6¢ | 21度 |
| RX-1-4 | | | | 斜めせん断補強筋2-D16 | |
| RX-1-5 | | | | 斜めせん断補強筋2-D13 | |
| | | | | 端部に肋筋□2-3¢@30 | |
| X-1-1 | | 慣用配 | 2筋4 | -D13、X形配筋 2-D13 | 17度 |

*1 高度職業能力開発センター助教授 建設系、工修(正会員)

式一方向単調加力とし、載荷は490kN万能試験機で行った。変位計測は精度1/1000mmの電気式変位計を用いて試験区間の相対変位を計測した。

2. 2試験体の破壊性状とQ-δ特性

各試験体のQ-δ特性を図-2~図-4に示す。

代表的な試験体の破壊状況を、図-5に示す。試 験体は、いずれも、せん断ひび割れの発生後、せん 断ひび割れの開口で最大耐力に至っており、せん断 破壊したものと考えられる。

Q-δ特性を比較すると、斜めせん断補強筋を配 置した試験体では、最大耐力の向上と、最大耐力後 の荷重低下の抑制の面

で効果が認められる。 しかし、X形配筋試験 体X-1-1と、同一断面積 の斜めせん断補強筋を 配置した、試験体RX-1 -1を比較すると、X形 配方が支まし、かつ、強度 的にも、約20%程度最 大耐力が大きくなって おり、斜めの主筋を定 着するX形配筋の有効 性が伺われる。

試験体RX-1-5は、RX -1-1と同一の斜めせん 断補強筋に、材端部に のみ、慣用のあばら筋 を配置した試験体であ る。X形配筋試験体X-1-1とQ-δ特性を比較 すると、ほぼ同一の挙 動を示しており、斜め せん断補強筋と慣用の

表-2 鋼材の性質

| 材種 | 断面積 | 降伏点 | 引張強度 | 伸び |
|------------|-------|---------|---------|-----|
| | (mm²) | (N/mm²) | (N/mm²) | (%) |
| 3 Ø | 7 | 244 | 371 | 25 |
| 6 <i>¢</i> | 28 | 275 | 400 | 21 |
| D10 | 71 | 347 | 500 | 20 |
| D13 | 127 | 370 | 527 | 19 |
| D16 | 199 | 342 | 500 | 25 |

表-3 コンクリートの性質

| 圧縮強度 | 引張強度 | 割線弾性係数 | | |
|--------------------------------|--------------------------------|------------------------|--|--|
| $\sigma_{\rm B}({\rm N/mm^2})$ | $\sigma_{\rm T}({\rm N/mm^2})$ | Ec(N/mm ²) | | |
| 30.6 | 2.94 | 26460 | | |



あばら筋を併用する事で、耐震設計上有効と言われるX形配筋と同程度の靱性を有する部材にす る事が可能と推測される。

慣用のあばら筋のみで構成される試験体K-1-2は、最大耐力はX-1-1及びRX-1-1と差が無いものの最大耐力後の耐力低下は大きい。





図-5 破壊状況(RX-1-5)

3. 実験結果の検討

3. 1斜めせん断補強筋の負担せん断力

斜めせん断補強筋の負担せん断力を検討するために、異形鉄筋の斜めせん断補強筋を有するRX -1-1、RX-1-2、RX-1-4の最大耐力から、せん断補強筋の無いK-1-1の最大耐力を差し引いて求めた 見かけの斜めせん断補強筋の負担せん断力ΔQと、式(1)から計算した、引張側斜めせん断補強筋が 降伏する場合の負担せん断力を比較したのが図 – 6 である(式(1)中の a wt とwσ, は引張側斜めせ ん断補強筋の断面積と降伏点)。同図によれば、見かけの斜めせん断補強筋の負担せん断力ΔQは式 (1)の計算値より大幅に小さく、コンクリートとの付着の喪失があったものと考えられる。

斜めせん断補強筋とコンクリートの付着によるせん断力伝達を図-7のモデルで考える。図中の τ_{a} は、斜めせん断補強筋全長に均一分布すると仮定した付着強度で3.13 $\sqrt{\sigma_{B}}$ に実験値との適合 性から求まる傾きKを乗じて決定されるものとする。3.13は、傾きKがKGS単位系からSI単位系に 変換されても同一になるようにするための係数であり著者独自のものではない。また、 ϕ は斜め せん断補強筋の周長、1。は有効長さで、加力点を結ぶ対角線上で試験体が分離していると仮定し引 張側斜めせん断補強筋の1/2の長さを用いている。 $\Delta Q \ge \nabla Q - 7$ より求まる計算値の比較を図-8 に示す。小倉らは、実大の壁や柱に異形鉄筋を定着して引抜試験を行いKGS単位系で付着強度は上 ば筋で(2.3~3.9) $\sqrt{\sigma_{B}}$ 、下ば筋で(7.8~9.4) $\sqrt{\sigma_{B}}$ であると報告している[1]。図-8の傾きK=2.3 は、小倉らの実験結果の上ば筋の下限値と一致する。この為、異形鉄筋の斜めせん断補強筋の負 担せん断力は、式(2)の付着耐力と式(1)の降伏耐力の小さい方で算定した。

$$Q_{x} = a_{wt} \bullet_{w} \sigma_{y} \bullet \sin \alpha$$

$$Q_{a} = \tau_{a} \bullet \phi \bullet l_{e} \bullet \sin \alpha$$

$$(1)$$

$$(2)$$



3.2最大耐力の検討

曲げ耐力QBUは、鉄筋コンクリート造建物の終 局強度型耐震設計指針案(以下、指針案と称する) に従って算定した[2]。X形配筋の試験体は、X形 主筋断面積に、cos a (a はX形主筋の角度)を乗じ た断面積を求め、慣用の主筋と同じ取り扱いをし て算定した[3]。斜めせん断補強筋を有する試験体 では、斜めせん断補強筋が材端部から非試験部に 定着されていない事から斜めせん断補強筋は曲げ 耐力に影響しないと仮定して曲げ耐力を求めた。

せん断耐力は以下の方法によって算定した。慣 用配筋試験体のせん断耐力は指針案のA法に従っ て求めることとした。ただし、コンクリートの有効 係数 νは、指針案A法で用いているNielsenの下限



図-7 付着によるせん断力の伝達



式[4]と、Nielsenの平均式と同程度の値を与える式(3)の両方を用いて検討を行っている。式(3)は 起こりうる現象の一つである、曲げ破壊とせん断破壊が同時に発生する場合に、せん断耐力と曲 げ耐力を与える中立軸深さが同じと仮定して誘導されており、式(3)中のk1とk3は曲げ解析で用い られている値を、そのまま使用している[5]。X形配筋の試験体は、圧縮側及び引張側のX型主筋 が、直接負担するせん断力を慣用の配筋部分のせん断耐力に加算して求めた[2]。斜めせん断補強 を有する試験体では、斜めせん断補強筋の負担せん断力は、前節の方法によった。

試験体RX-1-5では、斜めせん断補強筋と併用して、材端部にのみ慣用のあばら筋を配置している。この為、通常のトラス機構の耐力式をそのまま使用することはできない。そこで、図−9に 示す様に、トラス機構の角度が材端部では指針案と同じ角度φで、中央部では、φ1に変化してせ ん断力を伝達するトラス機構を考え、トラス機構のせん断耐力は、角度 ϕ_1 を有するコンクリート圧縮束と材端部の角度 ϕ を有するコンクリート圧縮束の小さい方の耐力で計算した。中央部のコンクリート圧縮束の角度とせん断耐力算定式を式(4)~式(5)に示した。式中の、Lは試験区間長さ、Xはあばら筋間隔、p*はあばら筋比、 σ_{**} はあばら筋の降伏点、Bは梁幅である(Lwは図-9参照)。

曲げ耐力とせん断耐力の小さい方で破壊する として理論値を決め、実験値と比較したのが表-



図-9 材端部あばら筋補強時のトラス機構

4 である。指針案A法のコンクリートの有効係数vを用いて算定した場合、(実験値)/(理論値)の 比は、慣用配筋試験体、斜めせん断補強試験体に対しては1.40~1.57でかなり安全側の値を与え るのに対して、X型配筋の試験体では殆ど余裕がない。平均的なせん断耐力を与えると思われる式 (3)の有効係数を用いた場合、当然の事ながら(実験値)/(理論値)は、全試験体の平均で1.17とな り、実験値に一致する傾向を持つようになる。ところで、杉浦・市ノ瀬によれば、X形配筋を用い た場合、引張側のX形主筋のみを考慮してせん断耐力を算定する必要があるとしている[6]。試験 体X-1-1のX形主筋の引張側のみを有効として、指針案A法のコンクリート有効係数vを用いて理 論値を求めると37.04kNで(実験値)/(理論値)は1.39、vを式(3)に従うと理論値は43.81kNで(実験 値)/(理論値)は1.17となり、ほかの試験体と同程度の評価となる。しかし、本実験でも、vを指 針案A法で評価した場合、圧縮側X形主筋を考慮しても理論値は実験値を上回っていない。この 為、詳細な検討は今後の課題とし、以下の議論では圧縮側も有効としている。

| $\nu = \mathbf{k}_1 \cdot \mathbf{k}_3$ | (3) |
|---|-----|
| $\tan\phi_{1} = j_{t}/(L-2L_{w}-X+j_{t} \cdot \cot\phi)$ | (4) |
| $Q_T = B \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi_1$ | (5) |

3. 3 X 形主筋と梁の破壊モード

X形主筋が、破壊モードに、どの程度影響するかを検討してみる。今、X形主筋が最大耐力時 に圧縮側及び引張

側とも降伏するま
 で有効に機能して
 おり、X形主筋以
 外の慣用配筋部分
 の、断耐力とせ
 人断耐力が等しい
 場配筋配筋部合
 第二、
 第二、

| 表 - | - 4 | 理論値 | とす | ミ験値 | [の比較 | Ż |
|-----|-----|-----|----|-----|------|---|
|-----|-----|-----|----|-----|------|---|

| | | 曲げ耐力 | せん断耐力 v=A法 | | せん断耐力 ν=k1k3 | |
|----------|-----------|----------|------------|-------|--------------|-------|
| 試験体 | 実験値 | 理論値 | 理論値 | 実験値 | 理論値 | 実験値 |
| 記号 | $Q_m(KN)$ | Q bu(KN) | Qsu(KN) | 理論値 | Qsu(KN) | 理論値 |
| K-1-1 | 35.77 | 63.11 | 23. 23 | 1.54 | 30.09 | 1.19 |
| K-1-2 | 49.29 | 63.11 | 31.26 | 1.57 | 38. 22 | 1.29 |
| RX-1-1 | 40.77 | 63.11 | 29.01 | 1.41 | 35.89 | 1.14 |
| RX-1-2 | 40.18 | 63.11 | 27.64 | 1.45 | 35.00 | 1.15 |
| RX-1-3 | 38.91 | 63.11 | 24.89 | 1.56 | 31.75 | 1.23 |
| RX-1-4 | 42.63 | 63.11 | 30.48 | 1.40 | 37.34 | 1. 22 |
| RX-1-5 | 49.98 | 63.11 | 33.91 | 1. 47 | 40.67 | 1.23 |
| X-1-1 | 51.45 | 90.55 | 50.76 | 1.01 | 57.53 | 0.89 |
| <u> </u> | | | 平均 | 1.43 | 平均 | 1.17 |

で、せん断耐力が式(7)で算定可能で、コンクリート表面から主筋の中心までの距離が0.1Dの断面 を仮定すると、ΔQ×B/ΔQ×Sとシアスパン比a/dの関係は図-10となる。図-10より、X形配筋部のせん 断耐力と曲げ耐力は、ほぼ同じであり、X形配筋と慣用配筋が混在する梁では、慣用配筋部で破壊 モードが決定される事になる。一方、斜めせん断補強筋の場合、曲げ耐力は変化せず、せん断耐 力のみが上昇するが、せん断耐力の増加量は、付着の劣化によりX形配筋ほど大きくならない。

 $\Delta Q_{xB} = 2(0.9a_{xt} \bullet_x \sigma_y \bullet d \bullet \cos \alpha)/L$ $\Delta Q_{xS} = 2a_{xt} \bullet_x \sigma_y \bullet \sin \alpha$ (6) ただし、a_{xt}: 引張側X形主筋の断面積、 x \sigma_y: X形主筋降伏点、d:有効成

4. 結 論

主筋に結束線で固定しただけの斜 めせん断補強筋は、せん断耐力の向 上と、耐力低下の抑制に効果が認め られるが、X形配筋部材のように安 定した履歴特性を得るためには、あ ばら筋の併用が不可欠である。また 、斜めせん断補強筋を有する梁部材 のせん断耐力は、式(3)のコンクリー ト有効係数と指針案A法のアーチ機 構、図-9のトラス機構に引張側の 斜めせん断補強筋が直接負担するせ ん断力を加算すれば推定可能である。

【参考文献】

[1]小倉弘一郎、武藤清、黒正清治:
 実大の柱および壁に定着された
 異形鉄筋の定着強度試験、日本
 建築学会論文報告集、1955.5



- [2]日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説、日本建築学 会、pp86-pp149、1988.10
- [3]日本建築士事務所協会連合会:X形配筋部材の設計と施工、日本建築士事務所協会連合会、 pp32-pp61、1990.8
- [4]Nielsen, M. P. et al.: Rational Analysis of Shear in Reinforced Concrete Beams, Int. Assoc. Bridge Struct Eng, pp15-78, May. 1978
- [5] 横濱茂之:中央集中配筋梁のせん断耐力に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概 集C-2、pp507-pp508、1995.8
- [6]杉浦光彦、市ノ瀬敏勝:曲げせん断破壊するRC部材の変形能力、日本建築学会大会学術講演 梗概集C-2、pp281-pp282、1991.5

--- 860 ----