

論文

[2052] 鉄筋コンクリート梁部材の最小せん断補強筋量に関する検討

石久保猛\*1・小谷俊介\*2

1. はじめに

日本建築学会から刊行された鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説[1] (以後、指針と略記) では、塑性理論に基づいたせん断耐力評価式が提案されている。石川ら[2] 及び嘉村ら[3]は、梁部材の曲げ降伏後のせん断破壊実験から、アーチ及びトラス機構が形成される前に脆性的なせん断破壊する可能性があることを確認している。指針のせん断設計では、高強度コンクリートを用いた場合、設計上アーチ機構の負担割合が大きくなり、必要なせん断補強筋量が少なく算定されることが指摘されている。一方、せん断補強筋比 ( $p_w$ ) は 0.2%以上にするという規定があるものの、理論的な検討がなされていない現状である。そこで、本研究では、設計上、脆性的なせん断破壊を防ぎ、指針のせん断設計で想定するアーチ及びトラス機構の形成を保証するために、鉄筋コンクリート梁部材の最小せん断補強筋量を提案することを目的とする。

2. 指針のせん断設計の問題点

指針では、想定した全体降伏機構が確実に実現することを保証するために、曲げ設計により曲げ補強筋が決定した柱及び梁部材に対して、せん断耐力が設計せん断力を上回るように、又、降伏ヒンジを想定する部材では十分な靱性を保証するように、指針A法により必要せん断補強筋量を算定し、その後で付着割裂破壊に対する安全性の検討を行う。この一連の設計では、2つのせん断破壊モードについて検討を行っている。まず、せん断補強筋が降伏し、コンクリートが圧壊するというせん断圧縮破壊モードに対して、指針A法による検討を行っている。次に、コンクリートは圧壊せず、引張側主筋沿いに割裂状のひび割れがみられ、それに連なるせん断ひび割れが著しく広がるというせん断引張破壊モードに対して、付着割裂破壊の検討を行っている。しかし、斜張力破壊というコンクリートの圧壊を伴わず部材内部に生じる斜張力によって破壊するモードに対して検討がなされていない。又、せん断引張破壊を付着割裂破壊の検討によって防ぐこととしているが、必ずしもせん断引張破壊が付着割裂破壊に伴って生じるとは限らない。一般的に、斜張力破壊やせん断引張破壊は、指針のせん断設計で想定するせん断圧縮破壊に比べると脆性的な破壊性状を示す。設計上、これらのせん断破壊モードに対する安全性を検討する必要がある。

3. 脆性的なせん断破壊を防ぐための最小せん断補強筋量の検討

本章で使用する検討用実験資料として、①断面が矩形で上下対称配筋で、②逆対称曲げモーメントとせん断力を受け、③曲げ降伏前あるいは曲げ降伏後にせん断破壊し、④外周筋、中子筋、スパイラル筋等でせん断補強された梁部材 214 体[2]~[25]を収集した。表-1 にその使用試験体の各因子の範囲を示す。そのうち、斜張力破壊した試験体は 6 体、曲げ降伏前にせん断引張破壊した試験体は 5 4 体、曲げ降伏後にせん断引張破壊した試験体は 1 7 体である。

表-1 使用試験体の各因子の範囲

断面積 $b \times D$ [cm <sup>2</sup> ]	60~2400
せん断スパン比 $a/D$	0.89~3.00
主筋降伏強度 $\sigma_y$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2665~10490
主筋量 $p_t \cdot \sigma_y$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	39.18~381.81
せん断補強筋降伏強度 $\sigma_{wy}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2208~14830
せん断補強筋量 $p_w \cdot \sigma_{wy}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	0~182.11
コンクリート強度 $\sigma_B$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	196~1423

\*1 大成建設(株) 工修(正会員)  
 \*2 東京大学教授 工学部建築学科、Ph.D.、工博(正会員)

### 3. 1 斜張力破壊を防ぐための最小せん断補強筋量

図-1は、斜張力破壊した試験体の最大耐力時及びせん断ひび割れ耐力時のせん断応力度 ( $\tau_{max.e}$ ,  $\tau_{sc.e}$ ) - せん断スパン比 ( $a/D$ ) 関係を示したものである。せん断応力度とは、せん断力を梁幅と主筋重心間距離で除した値である。せん断スパン比が小さいほど斜張力破壊耐力が高くなる傾向がみられ、ほとんどせん断ひび割れ発生直後に最大耐力に至っている。

斜張力破壊を防ぐためには、斜張力破壊時にせん断補強筋がコンクリートの引張力を負担することが必要である。但し、コンクリートの引張抵抗は、一度ひび割れが生じてしまうと消失してしまう。そこで、図-2に示すように、せん断ひび割れを材軸方向に対して角度  $\phi_r$  をなす破壊面で理想化し、斜張力破壊時の力の釣合状態を想定する。主筋のダボ作用を無視すると、せん断ひび割れ面での斜張力破壊時のせん断力 ( $Q_{dt}$ ) とせん断補強筋の応力 ( $V_w$ ) との釣合に必要なせん断補強筋量 ( $p_w \cdot \sigma_{wy}$ ) が次式のように求まる。但し、 $p_w$  はせん断補強筋比、 $\sigma_{wy}$  はせん断補強筋降伏強度、 $b$  は梁幅、 $j_t$  は主筋重心間距離、 $\phi_r$  はひび割れ角度。

$$p_w \cdot \sigma_{wy} = Q_{dt} / (b \cdot j_t \cdot \cot \phi_r) \quad (1)$$

この  $p_w \cdot \sigma_{wy}$  を、斜張力破壊を防ぐための最小せん断補強筋量と考える。ここで、 $Q_{dt}$  と  $\cot \phi_r$  は確定できない。そこで、斜張力破壊はせん断ひび割れ発生直後に生じる場合が多いため、 $Q_{dt}$  には既往のせん断ひび割れ耐力評価式による値を用いる。又、斜張力は  $45^\circ$  方向に生じるため、 $\cot \phi_r$  には 1.0 を用いる。

### 3. 2 せん断引張破壊を防ぐための最小せん断補強筋量

せん断引張破壊は、せん断ひび割れ面を横切るせん断補強筋が著しく伸びることによって起きるため、せん断引張破壊耐力は、せん断補強筋量の影響を大きく受けると考えられる。そこで、せん断引張破壊耐力に及ぼすせん断補強筋量の影響について検討してみる。図-3は、せん断引張破壊した試験体の最大耐力時のせん断応力度 ( $\tau_{max.e}$ ) とせん断補強筋量 ( $p_w \cdot \sigma_{wy}$ ) との関係を、曲げ降伏前と曲げ降伏後にせん断引張破壊する場合とに分けて示したものである。どちらの場合でも、せん断補強筋量が多いほど最大耐力が高くなる傾向がみられる。そこで、最大耐力とせん断補強筋量との関係を、次のように表現してみる。

$$\xi_{max.e} = p_w \cdot \sigma_{wy} / \tau_{max.e} \quad (2)$$

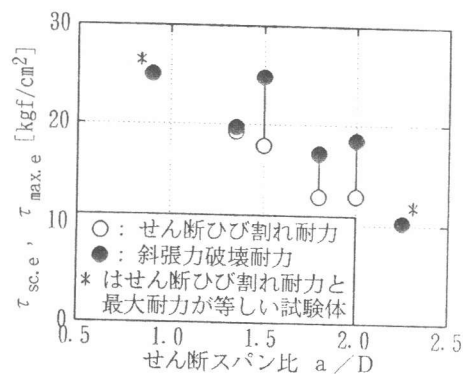


図-1 斜張力破壊した試験体の各耐力-せん断スパン比関係

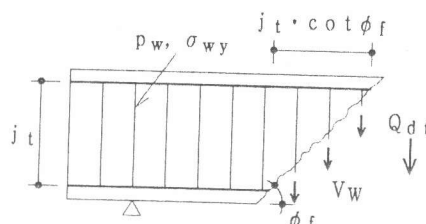


図-2 斜張力破壊時の釣合

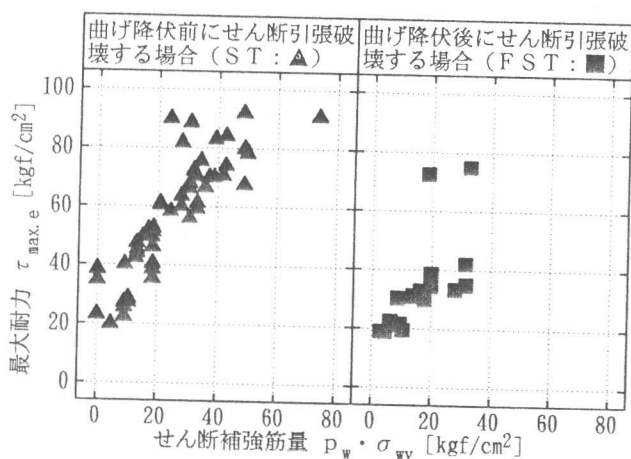


図-3 せん断引張破壊した試験体の最大耐力-せん断補強筋量関係

この $\xi_{max, e}$ は、最大耐力に対するせん断補強筋量の比であり、せん断補強筋の余裕度と呼ぶことにする。この値が大きいほどせん断引張破壊は生じにくくなる。図-4は、せん断引張破壊した試験体のせん断補強筋の余裕度( $\xi_{max, e}$ )の分布状況をヒストグラムで示したものである。せん断補強筋の余裕度が正規分布 $N(m, s^2)$ に従うと仮定し、不合格率10%の基準で、せん断引張破壊にならないせん断補強筋の余裕度の値は、①曲げ降伏前にせん断引張破壊する場合で0.61、②曲げ降伏後にせん断引張破壊する場合で0.75となる。

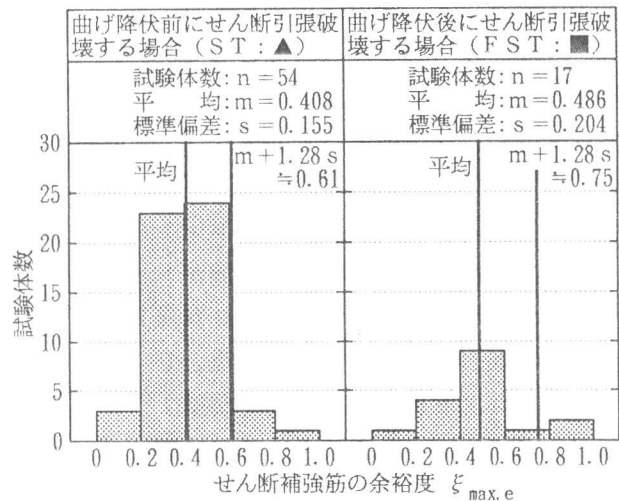


図-4 せん断引張破壊した試験体のせん断補強筋の余裕度の分布状況

#### 4. 非線形有限要素解析による斜張力破壊の検討

斜張力破壊は主として部材の形状寸法及びコンクリートの材料特性に依存する部材固有の現象であると考えられるため、せん断スパン比をパラメータとしたせん断補強されていない単純梁の非線形有限要素解析を行う。

##### 4.1 非線形有限要素解析モデルの概要

鉄筋、コンクリート、付着の材料非線形性を考慮した有限要素法による平面応力解析プログラム[26]を使用する。①コンクリートは4つの内部積分点を有する8節点四角形要素で表現する。圧縮応力度-歪関係の最大圧縮応力時までの上昇域では、普通強度コンクリートでSaenz式[27]を高強度コンクリートでShah式[28]を用い、最大圧縮応力時から圧壊領域までの歪軟化域では、直線状の下り勾配である。引張応力度-歪関係の引張強度時までの上昇域では線形弾性とし、引張強度時以降ではテンション・スティフニング効果を考慮した白井式[29]を用いる。②主筋は2節点線材要素で表現し、応力度-歪関係にはバイリニアモデルを用いる。③せん断補強筋はRC積層要素で表現し、主筋と同様にバイリニアモデルを用いる。④付着は鉄筋軸に平行方向と垂直方向の2本のバネからなるボンドリンク要素で表現する。⑤ひび割れはコンクリート要素内にひび割れが一様に発生するものと仮定する分布ひび割れモデルを用いて表現する。尚、使用したプログラムでは、変位増分と荷重増分解析が可能であるが、荷重増分解析の場合、最大耐力付近で小さな荷重増分を与えてたとしても斜張力破壊のような脆性的なせん断破壊を再現することは難しく、変位増分による単調荷重で解析を行うことにした。

##### 4.2 解析結果と実験結果の比較

パラメータ解析の前に、解析モデルが妥当であるか、又、試験体のモデル化が適切であるかについて、解析結果と実験結果との比較を行った。比較対象の試験体は、石川ら[2]による梁部材の曲げ降伏後のせん断破壊実験での試験体6体を選んだ。表-2に試験

表-2 比較対象試験体の諸元

試験体名	BL-22	BL-13	BH-22	BH-13	BH-22R	BH-13R
主筋	3-D22	3-D13	3-D22	3-D13	3-D22	3-D13
pt・ $\sigma_y$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	39.18	43.49	39.18	43.49	39.18	43.49
pt[%]	1.47	0.48	1.47	0.48	1.47	0.48
$\sigma_y$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	2665	9060	2665	9060	2665	9060
Es[kgf/cm <sup>2</sup> ]	1852000	1744000	1852000	1744000	1852000	1744000
せん断補強筋	3-D3@40	3-D3@30	2-D3@65	2-D3@40	2-D3@40	2-D3@30
pw・ $\sigma_{wy}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	7.00	9.34	2.85	4.67	4.67	6.21
pw[%]	0.231	0.308	0.094	0.154	0.154	0.205
$\sigma_{wy}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	3031					
Ew[kgf/cm <sup>2</sup> ]	1761000					
$\sigma_B$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	266.5	274.4	464.7	467.1	470.7	481.4
$\epsilon_B$	0.00231	0.00241	0.00283	0.00287	0.00293	0.00312
E <sub>c</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	205000	206000	259000	258000	256000	250000
$\sigma_t$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	20.01	20.16	27.02	26.59	25.95	24.03
共通要因	断面寸法: $b \times D = 25.0 \times 35.0$ [cm] 有効筋: $d = 31.5$ [cm] 内法スパン長: $L = 140.0$ [cm] せん断スパン比: $a/D = 2.0$					

体の諸元を示す。図-5に要素分割図を示す。左半分を試験区間として実際のせん断補強筋を配筋し、右半分はその1.5倍の量とし、スタブに相当する部分には多量のせん断補強を施し剛性を保った。鉄筋とコンクリートの材料特性は、材料試験から得られたものを用いた(表-2参照)。主筋では、数値計算上の問題点としてバイリニアモデルの第2勾配が第1勾配の1/100であること、要素分割上危険断面よりも部材中央側の線材要素での主筋降伏で部材降伏が決まること等を考慮すると、実際よりも耐力が高くなる可能性があるため、主筋の降伏強度は0.9倍に低減して解析を行った。

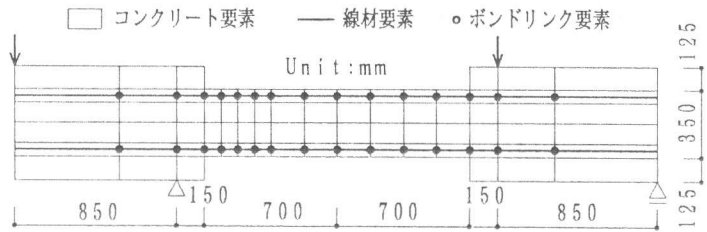


図-5 比較対象試験体の要素分割図

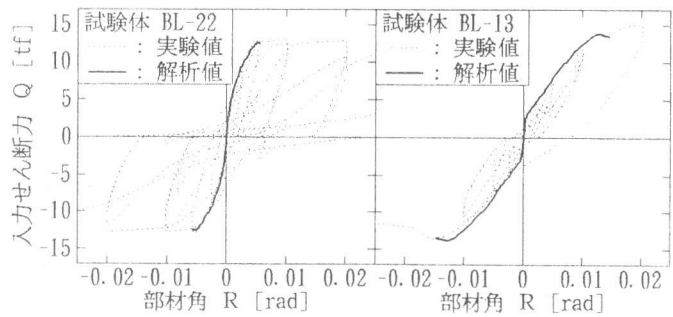


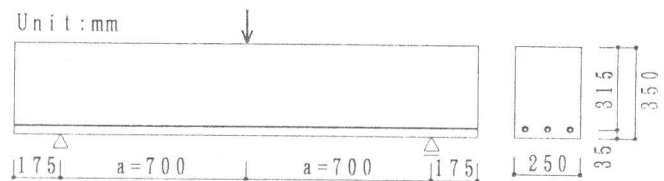
図-6 解析結果と実験結果との比較

付着特性は、必要な実験結果がなかったため、藤井・後藤・森田[30]による $\tau$ - $S$ 包絡線を参考にして決定した。図-6に試験体 BL-22 と BL-13 の実験結果と解析結果との比較を示す。各試験体とも、最大耐力時までの対応関係は良好であるが、最大耐力後の挙動を追跡することはできなかったものの、曲げ降伏前において解析結果が妥当であることが確認できた。

#### 4.3 せん断補強されていない単純梁の解析

石川ら[2]の試験体 BL-13 の断面を標準断面として、せん断スパン比 ( $a/D$ ) のみを 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0 と変えて、5体の

せん断補強されていない単純梁の解析を行った。但し、曲げ降伏前に斜張力破壊させるために、主筋をD13の代わりにD16に変更した。図-7は試験体の形状寸法である。図-8は各試験体の要素分割図である。左半分を試験区間とするために右半分にはせん断補強を施した。加力点及び支点付近での支圧破壊を防ぐために、それぞれの点に接しているコンクリート要素のコンクリート強度を2倍にし、加力点を3つ設定した。鉄筋とコンクリートの材料特性及び付着特性については、4.2節での解析と同様である。尚、変位増分による解析にあたって、最大耐力付近での安定した解を得るために、変位増分には特に注意を払って解析を行った。



試験体名	AD10	AD15	AD20	AD30	AD40
$a/D$	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0
$a$ [cm]	35.0	52.5	70.0	105.0	140.0

主筋: 3-D16 ( $\rho_t=0.76\%$ ) コンクリート  
 $\sigma_y=9060$  [kgf/cm<sup>2</sup>]     $\sigma_B=274.4$  [kgf/cm<sup>2</sup>]     $\sigma_t=20.16$  [kgf/cm<sup>2</sup>]  
 $E_s=1744000$  [kgf/cm<sup>2</sup>]     $E_c=206000$  [kgf/cm<sup>2</sup>]     $\epsilon_B=0.00241$

図-7 解析対象試験体の形状寸法

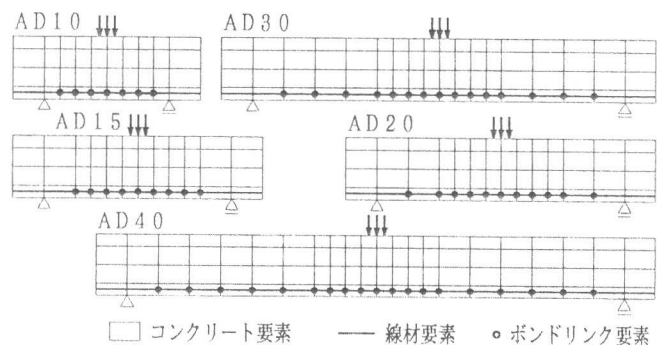


図-8 解析対象試験体の要素分割図

図-9は入力せん断力-変形関係の解析値である。同図中のせん断ひび割れ発生時とは、ウェブのコンクリート要素に

において引張主応力度が引張強度時以降で減少し0になる時点のことである。図-10にせん断ひび割れ耐力-せん断スパン比関係及び最大耐力-せん断スパン比関係の解析値と各種耐力評価式[1][31][32][33]による計算値

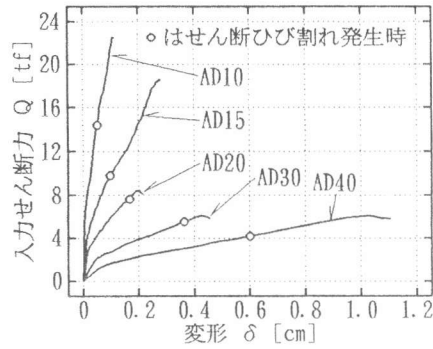


図-9 入力せん断力-変形関係

とを併せて示す。せん断ひび割れ耐力はせん断スパン比が大きいくほど低くなり、荒川式[32]に近い結果となった。最大耐力はせん断スパン比が大きいくほど低くなるが、せん断スパン比が3.0以上の範囲では一定となった。図-11は、ウェブにおける最大耐力時のコンクリート引張主歪分布図である。いずれの試験体でも、引張主歪が引張強度時の歪(98μ)以上

になっている部分が斜め方向に上から下まで分布している。一方、圧縮主応力度を調べてみたところ、せん断スパン比が小さい試験体で圧縮主応力度が高いものの、コンクリート圧縮強度に比べれば低く圧縮に対しては健全である。加力点及び支点付近での支圧破壊はみられていない。従って、各試験体ともせん断ひび割れ面で引張応力に抵抗する要素がほとんどなくなり最大耐力に至ってしまったことから、破壊モードは斜張力破壊であると判断した。図-11のコンクリート引張主歪分布図は、ひび割れ状況とみなすことができると考えられる。

いずれの試験体でも、せん断ひび割れはほぼ45°方向に分布しているが、せん断スパン比が2.0, 3.0, 4.0の試験体では、部材中央から0.75~1.5D(D:部材成)付近の下端主筋に沿ってせん断ひび割れが進展している。

### 5. まとめ及び最小せん断補強筋量の提案

3. 1節の検討結果から、斜張力破壊を防ぐための最小せん断補強筋量( $p_w \cdot \sigma_{wy}$ )を次式で提案する。但し、斜張力破壊耐力はせん断スパン比の影響を受けるという4章での非線形有限要素解析の結果に基づいて、 $Q_{dt}$ にはせん断スパン比の影響が考慮されている荒川式[32]によるせん断ひび割れ耐力を用いる。又、斜張力は45°方向に生じるため、 $\cot \phi_r$ には1.0を用いる。

$$p_w \cdot \sigma_{wy} = Q_{dt} / (b \cdot j_t \cdot \cot \phi_r) \quad (3)$$

3. 2節の検討結果から、せん断破壊が先行する場合には最大耐力時のせん断応力度の61%、

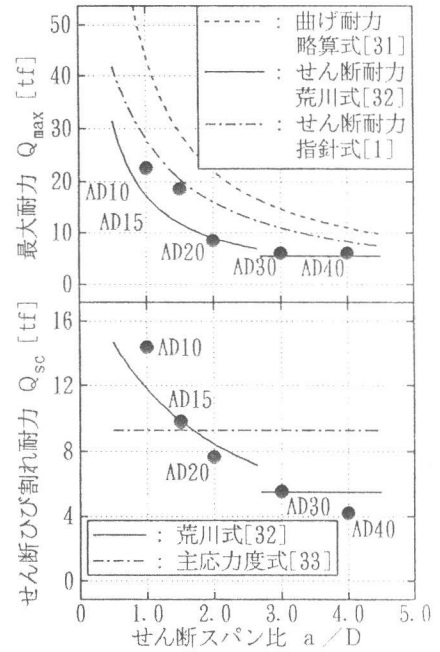


図-10  $Q_{max} - a/D$ 及び  $Q_{sc} - a/D$ 関係

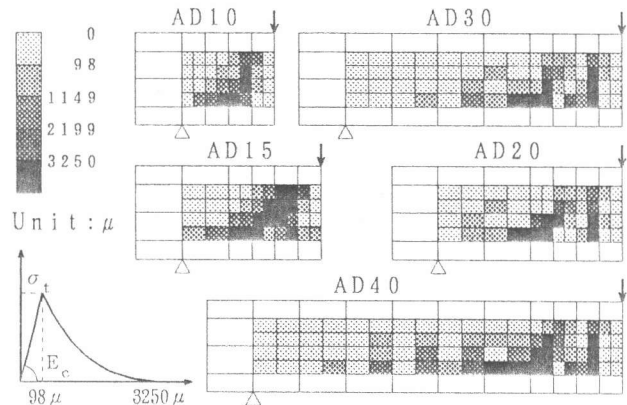


図-11 ウェブにおける最大耐力時のコンクリート引張主歪分布図



曲げ降伏が先行する場合には最大耐力時のせん断応力度の75%に相当するせん断補強筋量以上が配筋されていれば、せん断引張破壊を防げると考えられる。ところで、指針では、明快な全体降伏機構を構造計画の原則としているため、梁部材には降伏ヒンジを想定し十分な靱性を期待する。そこで、せん断引張破壊を防ぐための条件として、曲げ降伏が先行する場合での条件、つまり、最大耐力時のせん断応力度の75%相当のせん断補強筋量を用いることにする。又、降伏ヒンジによって、梁部材の耐力は曲げ耐力で決まるので、最大耐力を曲げ耐力( $Q_{ru}$ )で表わす。そこで、せん断引張破壊を防ぐための最小せん断補強筋量( $\rho_w \cdot \sigma_{wy}$ )を次式で提案する。

$$\rho_w \cdot \sigma_{wy} = 0.75 \cdot Q_{ru} / (b \cdot j \cdot l) \quad (4)$$

従って、指針のせん断設計において、安全性の検討が不十分である脆性的なせん断破壊(斜張力破壊とせん断引張破壊)を防ぎ、アーチ及びトラス機構の形成を保証するために必要な最小せん断補強筋量は、式(3)と式(4)による値の大きい方とする。

【謝辞】本研究にあたって、千葉大学工学部建築学科の野口博教授らが開発した解析プログラムを使用させて頂きました。ここに記して、深く謝意を表します。

#### 【参考文献】

- [1] 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・同解説、1990. 11
- [2] 石川裕次ほか：鉄筋コンクリート梁部材の変形能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 14, No. 2, pp. 255~260, 1992
- [3] 嘉村武浩ほか：鉄筋コンクリート梁部材の変形能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 15, No. 2, pp. 335~340, 1993
- [4] 大久保全隆ほか：逆対称モーメントをうける鉄筋コンクリートT形ばりのせん断強度に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 2, pp. 445~448, 1980
- [5] 黒正清治ほか：高強度せん断補強筋を用いたRC梁に関する実験研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 455~458, 1986. 8
- [6] 松崎育弘ほか：RC造小型模型の実験研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 51~52, 1987. 10
- [7] 黒正清治ほか：高強度せん断補強筋を用いたRC梁のせん断性状に関する実験研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 71~72, 1987. 10
- [8] 六車熙ほか：鉄筋コンクリート梁のせん断補強と靱性に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 183~186, 305~306, 1988. 10
- [9] 菅野俊介ほか：高強度横補強筋を用いた高強度コンクリート柱および梁の実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 10, No. 3, pp. 227~232, 1988
- [10] 松谷輝雄ほか：超高層鉄筋コンクリート構造に関する開発実験、鴻池組技術研究報告、pp. 71~84, 1988
- [11] 本田義博ほか：高強度せん断補強筋を用いたRC梁、柱に関する実験研究、東急建設技術研究所報、No. 14, pp. 103~110, 1988
- [12] 松崎育弘ほか：高強度せん断補強筋を用いたRC梁のせん断性状に関する実験研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 709~710, 1989. 10
- [13] 岩倉知行ほか：高主筋量梁の靱性に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 385~386, 1989. 10
- [14] 高木仁之ほか：せん断補強筋の強度による梁のせん断耐力、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 11, No. 2, pp. 75~80, 1989
- [15] 藤沢正視ほか：はりの曲げ降伏後の付着割裂に関する研究、構造性能分科会報告書、pp. 4-4-1~4-4-15, 1989
- [16] 藤沢正視ほか：はりの曲げ変形能力向上に関する研究、構造性能分科会報告書、pp. 4-3-1~4-3-14, 1989
- [17] 松崎育弘ほか：高強度せん断補強筋を用いたRC梁のせん断性状に関する実験研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 12, No. 2, pp. 325~328, 1990
- [18] 慶祐一ほか：高強度コンクリートを用いた梁のせん断補強に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 269~270, 1991. 9
- [19] 兩宮篤ほか：超高強度RC梁のせん断挙動に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 273~274, 1991. 9
- [20] 鏡由香ほか：二段配筋されたRC梁の付着割裂破壊、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 353~354, 1991. 9
- [21] 小曾根茂雄ほか：高強度電炉鉄筋の開発に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 499~500, 1992. 8
- [22] 大屋戸理明ほか：高強度電炉鉄筋の開発に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 505~506, 1992. 8
- [23] 小森淳ほか： $c \cdot \sigma_B = 1200$  (kgf/cm<sup>2</sup>)級の超高強度コンクリートを用いたRC梁部材のせん断性状に関する実験研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 407~408, 1993. 9
- [24] 西浦範昭ほか：高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリートはりのせん断性状に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 15, No. 2, pp. 461~466, 1993
- [25] 揚辞冬ほか：超高強度材料を用いた梁のせん断破壊実験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 15, No. 2, pp. 27~32, 1993
- [26] 張愛暉：鉄筋コンクリート部材のせん断挙動に関する非線形解析、千葉大学学位論文、1991. 1
- [27] Saenz, L. P.: Disc. of "Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete" by Desay and Krishnan, ACI Jour., Vol. 61, No. 9, pp. 1229-1235, 1964. 9
- [28] Fafitis, A. and S. P. Shah: Lateral Reinforcement for High Strength Concrete Columns, Journal, ACI, pp. 213~232, 1985
- [29] 白井伸明：有限要素法による鉄筋コンクリート壁板等の弾塑性数値解析法に関する研究、日本大学学位論文、1986
- [30] 藤井栄ほか：割り割き付着強度算定式の評価、日本建築学会近畿支部研究報告集、pp. 201~204, 1981. 6
- [31] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1988
- [32] 荒川卓：鉄筋コンクリートはりの許容せん断応力度とせん断補強について、コンクリート・ジャーナル、Vol. 8, No. 7, pp. 11~20, 1970. 7
- [33] 横尾慎一ほか：RC部材のせん断設計法への一提案、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 283~284, 1991. 9