

論文 端部拘束されたRCディープビームの破壊挙動に関する 実験的研究

元 大淵*¹・日野伸一*²・太田俊昭*³・福永義行*⁴

要旨：端部拘束されたRCディープビームの破壊挙動に関する一連の実験を行い、(1)曲げに対する設計は、最大正負モーメントでの塑性ヒンジの発生による荷重再分配を考慮して設計するのが妥当であること、(2)はりのせん断耐力は、せん断スパンと有効高さの比 a_n/d に大きく影響を受けるとともに、 a_n/d の増加に伴い脆性的な破壊を示すこと、(3)腹部に等間隔で配置された水平鉄筋は、 a_n/d の値が小さい場合にはせん断耐力を増加させ、 a_n/d の値が大きくなり曲げ変形が卓越する場合には、せん断耐力の増加には直接影響せず、曲げ耐力とひび割れの分散性を向上させること、などを明らかにした。

キーワード：端部拘束、RCディープビーム、曲げ挙動、せん断耐力、水平鉄筋

1. まえがき

RCディープビームは、高層ビル、海洋構造物、基礎構造物などの設計に際して必要とされる構造部材であり、近年の経済発展にともなうこの種の構造物の増加によって新たに注目されている課題の一つである。しかし、この分野に関する研究は他の構造部材に比べて遅れているようである。単純支持されたディープビームに関する研究は、これまで比較的多く行われているが、端部拘束されたディープビームに対する研究は少なく、その力学特性についても十分に解明されていないのが実状である。しかし、実構造物では、単純支持よりも端部拘束されたディープビームとなる場合が多い。現行の土木学会コンクリート標準示方書[1]では、多径間連続ばりの場合、スパンとはり高さの比(L/h)が3.0までは、せん断に対してはディープビームとして設計し、曲げに対しては通常のはり理論によって設計するように規定されている。同示方書の設計式は、単純支持されたディープビームに対する二羽らの実験および非線形FEM解析研究[2]などに基づいて、簡略かつ安全側に規定されたものである。したがって、現行示方書の規定が端部拘束されたディープビームに対しても、十分妥当性を有するか否かについて、未だ疑問の残るところである。さらに、ディープビームの腹部に配置される補強鉄筋の効果については全く考慮されていない。

そこで本研究は、端部拘束されたディープビーム供試体に対する一連の破壊実験を行い、その破壊挙動に及ぼすせん断スパンと有効高さの比(a_n/d)や水平補強鉄筋の影響について検討するとともに、現行の土木学会コンクリート標準示方書の適用性について考察したものである。

2. 実験の概要

2.1 供試体の諸元

実験に用いた供試体の形状・寸法および鉄筋の配置を図-1、表-1に示す。供試体は、はり高さ h を60cmで一定としてスパン L を変化させるとともに、上・下部の主鉄筋量や腹部内の水平鉄筋の有無を組合せることによって、計15体を製作した。また、各供試体には端部拘束条件を満足させるため、供試体の区間に比べて剛性が高い高さ90cm、長さ50cm、幅40cmのコンクリートブロックを両端部に一体打ちして配置し、また、支点部と荷重載荷点での局部的な破壊を防止するため、図-1に示すようにD6の異形鉄筋で補強した。

*1 九州大学大学院 工学研究科土木工学専攻、工修（正会員）

*2 九州大学助教授 工学部建設都市工学科、工博（正会員）

*3 九州大学教授 工学部建設都市工学科、工博（正会員）

*4 九州大学大学院 工学研究科土木工学専攻

2. 2 使用材料の特性

供試体の製作には、呼び強度 $210\text{kg/cm}^2 (21\text{N/mm}^2)$ 、スランプ 10cm のレディーミクストコンクリートを利用した。供試体は試験時まで気中養生し、試験当日に円柱供試体 ($\Phi 10 \times 20\text{cm}$) を用いて圧縮強度および引張強度を測定した。また、引張鉄筋は、異形鉄筋SD290のD6とD13の2種類

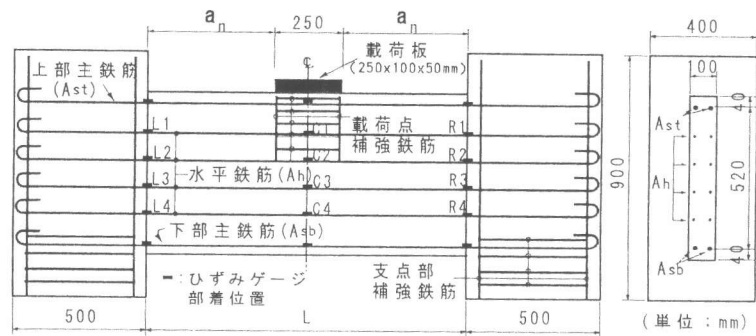


図-1 供試体の形状・寸法

であり、各3本の引張試験を行い、鉄筋の降伏点応力度とヤング係数を測定した。供試体の諸元および材料の試験結果を表-1に示す。

表-1 供試体の諸元および材料特性

| 供試体番号 | L (mm) | a_n (mm) | $\frac{a_n}{d}$ | コンクリートの材料特性 | | | 鉄筋の種類 | | | 鉄筋の材料特性 | | |
|-------|--------|------------|-----------------|-------------|-------|-------|-------|------|------|---|----------|-------|
| | | | | f'_{ck} | f_t | E_c | 上部鉄筋 | 下部鉄筋 | 水平鉄筋 | 種類 | f_{sy} | E_s |
| EN11 | 600 | 175 | 0.31 | 33.2 | 2.31 | 31.7 | 2D6 | 2D13 | - | D6 | 279 | 167 |
| EN12 | | | | 25.7 | 2.09 | 28.2 | 2D13 | 2D6 | - | D13 | 350 | 178 |
| EN13 | | | | 20.5 | 1.96 | 24.4 | 2D13 | 2D13 | - | L: はりの長さ a_n : 純せん断スパン f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2) f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm^2) E_c : コンクリートのヤング係数 (kN/mm^2) f_{sy} : 鉄筋の降伏点応力度 (N/mm^2) E_s : 鉄筋のヤング係数 (kN/mm^2) | | |
| EH14 | | | | 34.7 | 2.98 | 32.7 | 2D6 | 2D13 | 8D6 | | | |
| EH15 | | | | 36.1 | 2.37 | 27.1 | 2D13 | 2D6 | 8D6 | | | |
| EN21 | 1200 | 475 | 0.85 | 30.4 | 2.15 | 31.9 | 2D6 | 2D13 | - | | | |
| EN22 | | | | 25.7 | 2.09 | 28.2 | 2D13 | 2D6 | - | | | |
| EN23 | | | | 20.5 | 1.96 | 24.4 | 2D13 | 2D13 | - | | | |
| EH24 | | | | 38.5 | 2.89 | 31.4 | 2D6 | 2D13 | 8D6 | | | |
| EH25 | | | | 36.7 | 2.82 | 30.1 | 2D13 | 2D6 | 8D6 | | | |
| EN31 | 1800 | 775 | 1.38 | 34.4 | 3.03 | 28.9 | 2D6 | 2D13 | - | | | |
| EN32 | | | | 25.7 | 2.09 | 28.2 | 2D13 | 2D6 | - | | | |
| EN33 | | | | 20.5 | 1.96 | 24.4 | 2D13 | 2D13 | - | | | |
| EH34 | | | | 37.3 | 3.19 | 28.4 | 2D6 | 2D13 | 8D6 | | | |
| EH35 | | | | 38.9 | 3.01 | 32.1 | 2D13 | 2D6 | 8D6 | | | |

2. 3 実験装置および方法

図-2に載荷装置の概要を示す。供試体の端部を拘束するため、まず載荷フレームに取付けたH形鋼を用いて供試体の両端部のコンクリートブロックの上面に初期拘束荷重を与えた。その大きさは、 $L/h=1.0$ のとき588kN、 $L/h=2.0$ のとき392kN、 $L/h=3.0$ のとき294kNである。その後、油圧ジャッキ(980kN)により供試体の中央上面に載荷板250mmx100mmx50mmを介して静的載荷し、破壊に至るまで9.8kNずつのステップで単調増加させた。端部拘束度と荷重の横方向偏載荷によるねじりモーメントの発生可否の確認のため、拘束ブロック上部の内側に

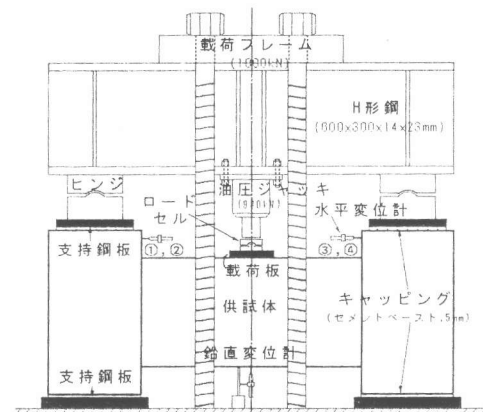


図-2 載荷装置

水平方向4台の変位計を、また、中央部のたわみを測定するために鉛直方向の変位計をそれぞれ設置した。また、各荷重段階において、鉄筋のひずみとひび割れの進展状況の観測を行った。

3. 実験結果

3. 1 端部拘束状態

図-3に荷重の増加にともなう端部拘束ブロック内側の水平変位の変化を示す。図-3より、本載荷装置の端部拘束度は供試体に生じる主要なひび割れの発生に影響を受けていることがわかる。この原因としては、両端拘束ブロックの初期拘束荷重の均衡が、供試体に生じた非対称なひび割

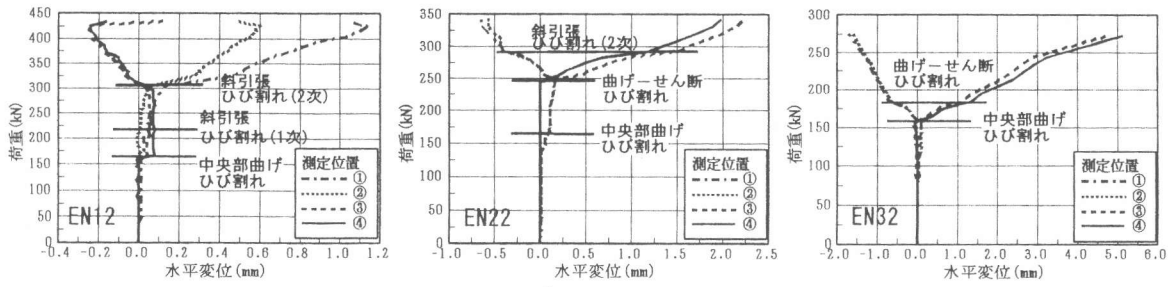


図-3 荷重-水平変位曲線

れによって崩れたことや、これに伴う供試体の剛性が変化され、追加荷重によって片側にSIDE SWAY的な変形が生じたことなどが考えられる。しかし、破壊に直接的な影響を及ぼす主要なひび割れの発生前は、ほぼ完全な拘束度を保持しており、また、主要なひび割れ発生後は、内部応力の再分配がほとんどない点から考慮して本載荷装置の端部ブロックの拘束度は、十分なものであると考えられる。

3. 2 破壊挙動

表-2に実験結果の一覧を、図-4にスパン中央部における荷重-変位曲線を図-5に最終ひび割れの分布を、それぞれ示す。破壊形式は、①最大正・負モーメント断面での曲げ破壊、②載荷板の先端と供試体の下面を結ぶ線に沿ってのすべりせん断破壊、③斜引張ひび割れによるせん断破壊の3つに大別された。以下に、スパンと高さの比(L/h)別に、その結果を記述する。

(1) L/h=1.0の供試体

上・下部の引張主鉄筋の組合せに関係なく、全ての供試体がせん断破壊した。初期ひび割れは、EN13を除いて、中央部での曲げひび割れであり、このひび割れによる剛性低下は、図-4の荷重-たわみ曲線からわかるように、ほとんど見られなかった。斜引張ひび割れが生じた後、次第に剛性が低下し、別の位置で生じた2次斜引張ひび割れによって、顕著な剛性低下を示し、破壊は、先に発生している斜引張ひび割れを繋ぎ、載荷板の先端と供試体の下面を直結する線に沿ってすべりせん断破壊した。さらに、腹部内の部分的なコンクリートの圧壊と、ひび割れと交差している上・下部引張主鉄筋のダウエル作用によるせん断抵抗が見られ、最大荷重に達した後も、かなりのせん断抵抗力を保つ挙動を示した。

(2) L/h=2.0の供試体

供試体EN22は、中央部断面で曲げによって先に降伏状態に達した後、斜引張ひび割れによるせん断で破壊し、他の供試体は全て

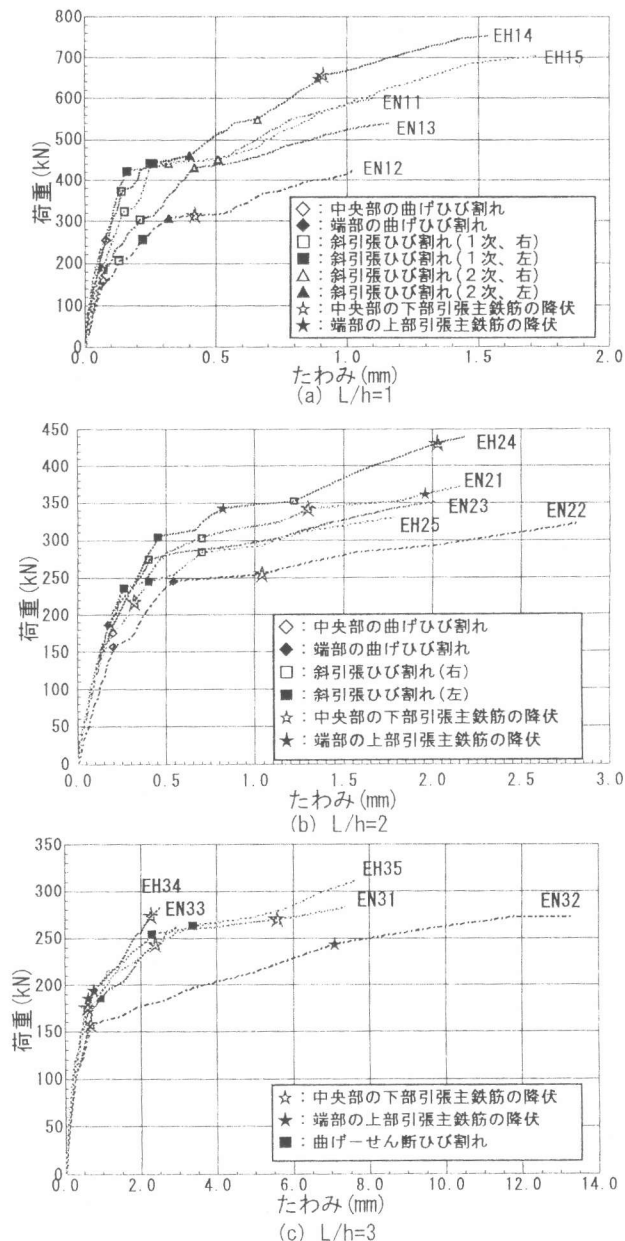


図-4 中央部の荷重-たわみ曲線

表-2 実験結果の一覧とコンクリート標準示方書による算定結果

| 供試体 番号 | 実験値 | | | | コンクリート標準示方書算定値 | | | | $\frac{P_u}{P_{sb}}$ | $\frac{P_u}{P_{ss}}$ |
|-----------|----------|--------|-------|-----------|-----------------|-----------------|--------------|-----------|----------------------|----------------------|
| | ひび割れ発生荷重 | 破壊荷重 | P_u | 破壊 モード | 破壊荷重 (kN) | | | 破壊 モード | | |
| | | | | | 曲げ(-) P_{sbm} | 曲げ(+) P_{sbp} | せん断 P_{ss} | | | |
| EN11 | 431.20 | 606.62 | 1.41 | せん断 | 144.75 | 1043.55 | 408.37 | 曲げ(-) | 4.19 | 1.49 |
| EN12 | 205.80 | 433.16 | 2.10 | せん断 | 703.99 | 212.32 | 226.33 | 曲げ(+) | 2.04 | 1.91 |
| EN13 | 235.80 | 547.82 | 2.32 | せん断 | 670.70 | 985.46 | 320.89 | せん断 | — | 1.71 |
| EH14 | 392.00 | 760.48 | 1.94 | せん断 | 139.08 | 1004.66 | 417.49 | 曲げ(-) | 5.47 | 1.82 |
| EH15 | 333.20 | 705.60 | 2.12 | せん断 | 684.49 | 204.38 | 268.24 | 曲げ(+) | 3.45 | 2.63 |
| EN21 | 225.20 | 372.40 | 1.65 | せん断 | 69.15 | 413.87 | 234.13 | 曲げ(-) | 5.39 | 1.59 |
| EN22 | 323.40 | 343.00 | 1.06 | 曲げ-せん断 | 336.49 | 84.44 | 135.61 | 曲げ(+) | 4.06 | 2.53 |
| EN23 | 274.40 | 354.76 | 1.29 | せん断 | 320.58 | 391.92 | 192.27 | せん断 | — | 1.85 |
| EH24 | 294.00 | 445.90 | 1.52 | せん断 | 66.51 | 400.64 | 263.49 | 曲げ(-) | 6.70 | 1.69 |
| EH25 | 254.80 | 335.16 | 1.32 | せん断 | 327.30 | 81.29 | 161.87 | 曲げ(+) | 4.12 | 2.07 |
| EN31 | — | 284.20 | — | 曲げ | 45.76 | 257.37 | 149.31 | 曲げ(-) | 6.21 | — |
| EN32 | — | 279.30 | — | 曲げ | 222.51 | 52.31 | 81.30 | 曲げ(+) | 5.34 | — |
| EN33 | 264.60 | 266.56 | 1.01 | せん断 | 221.99 | 242.79 | 115.26 | せん断 | — | 2.31 |
| EH34 | 284.20 | 285.18 | 1.00 | せん断 | 43.97 | 247.99 | 155.48 | 曲げ(-) | 6.49 | 1.83 |
| EH35 | 323.40 | 323.40 | 1.00 | せん断 | 225.30 | 52.44 | 100.02 | 曲げ(+) | 6.17 | 3.23 |

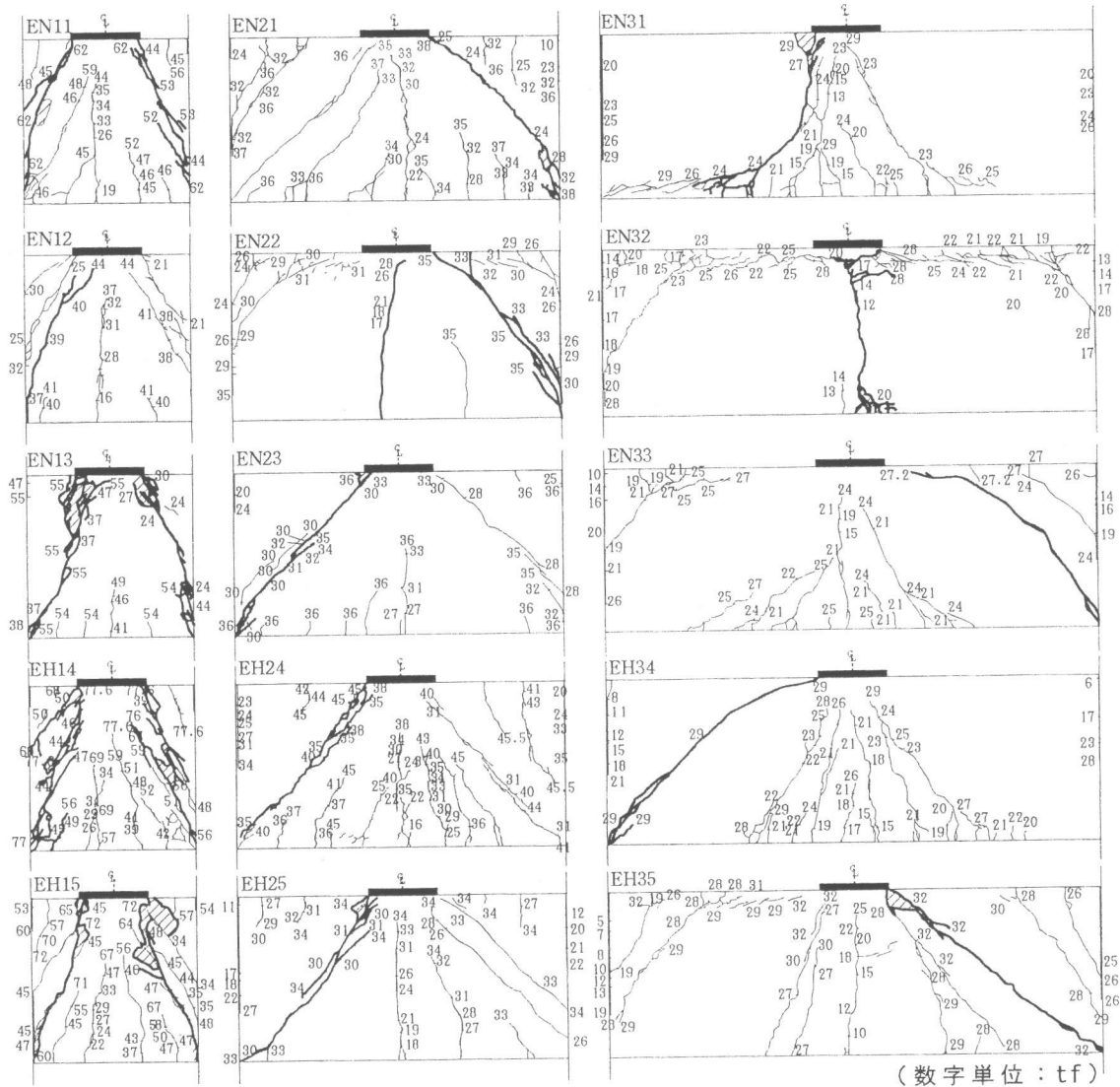


図-5 各供試体のひび割れ分布図

先行した斜引張ひび割れによってせん断破壊した。初期ひび割れは、端部あるいは中央部での曲げひび割れであった。下部の引張主鉄筋比が小さいEN22とEH25($\rho_w=0.11\%$)の場合には、中央部での曲げひび割れの発生によってかなりの剛性低下が見られたが、下部の引張主鉄筋比が大きいEN21、EN23、EH24($\rho_w=0.45\%$)の場合には、端部および中央部での曲げひび割れ発生による剛性低下は見られなかった。また、斜引張ひび割れが発生した後は、急激に剛性低下を示した。破壊は、せん断スパン内の腹部に生じたひび割れが載荷板の先端と端部の下面に到達した時点であり、ひび割れと交差している上・下部引張主鉄筋のダウエル作用によるせん断抵抗が見られた。

(3) $L/h=3.0$ の供試体

上・下部引張主鉄筋の組合せによって、曲げあるいはせん断破壊した。最初のひび割れは、全ての供試体において、端部での曲げひび割れであった。これらのひび割れが生じた後、ゆっくりとした剛性低下を示し、引張主鉄筋が降伏した後、剛性低下が顕著になった。曲げ破壊した供試体EN31とEN32の場合、相対的に曲げ耐力が小さい断面で先に塑性ヒンジの状態に達し、その後の破壊までの荷重は、まだ塑性ヒンジが形成されていない他の断面で抵抗する挙動を示した。また、破壊時は、端部の上部と中央部の下部引張鉄筋はすでに降伏した状態であった。せん断破壊した供試体EN33、EH34、EH35の場合、斜引張ひび割れ発生前に正・負モーメント領域で曲げ-せん断ひび割れが観測され、これらのひび割れが発生した後、急激に剛性低下を示した。破壊は、載荷板の先端と端部下面を瞬時に直結する斜引張ひび割れによるものであった。

4. 実験結果の考察

4.1 曲げ挙動

本実験目的の一つは端部拘束されたディープビームの曲げ挙動を把握することであり、実験に用いた供試体のうちEN13、EN23、EN33を除く12供試体は、表-2に示すように現行の示方書に基づき曲げ先行型の破壊になるように設計した。しかし、実験で曲げ破壊したのはEN31とEN32の2供試体であり、他の供試体はすべてせん断破壊した。このことは供試体の寸法(表-1)からもわかるように、 L/h の値が2.0以下の場合、端部拘束されたディープビームの曲げ破壊挙動は単純支持に基づく現行の示方書の推定結果と大きく異なることを示し、載荷板から端部拘束面に直接に伝達される荷重経路が卓越することを意味する。一方、曲げ破壊した供試体においても構造全体の挙動を考慮せず最大正・負モーメントに対してそれぞれ設計する場合、過大な設計となることが実験結果からわかる。供試体EN31の場合、端部拘束面において上部に配置した引張鉄筋は2D6で、示方書によるこの断面の曲げ耐力は $P_u=46\text{kN}$ であるが、実験では約6倍となる $P_u=284\text{kN}$ 、EN32では予想破壊荷重の約5倍となる結果を得た。また、実破壊荷重が最大正・負曲げモーメント断面でのそれぞれの予想破壊荷重を加えた値とほぼ一致していることがわかる。したがって、 L/h が3.0以下の端部拘束されたディープビームの曲げ設計に対するは、最大正・負モーメント断面での塑性ヒンジの発生による荷重再分配を考慮して設計するのが妥当であると考えられる。

4.2 a_n/d によるせん断耐力の変化

図-6にせん断破壊した供試体を対象として、 a_n/d によるせん断耐力の変化を示す。図中縦軸は、各供試体の圧縮強度が異なることから、せん断耐力 $V_u(=P_u/2)$ を $\sqrt{f'_{ck}}$ で除した値を使用した。図から、供試体のせん断耐力は a_n/d の増加に伴い低下していることがわかる。また、破壊荷重 P_u と斜めひび割れ発生荷重 P_d との比を表-2に示したが、 P_u/P_d の値は $a_n/d=0.31$ で約2.0、 $a_n/d=0.85$ で約1.43、 $a_n/d=1.35$ で約1.0となった。これらの結果より、端部拘束されたディープビームのせん断耐力は

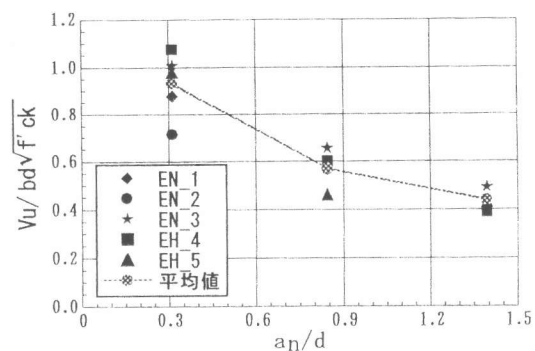


図-6 a_n/d によるせん断強度の変化

a_n/d の影響が顕著であること、および a_n/d の増加に伴い、より脆性的な破壊を示すことが明らかになった。

4. 3 水平鉄筋の補強効果

せん断耐力に及ぼす腹部の水平鉄筋の補強効果は、はりの幾何学的条件、すなわち a_n/d によって大きく変わる様相を示す。すなわち、 a_n/d が0.31(L/h=1.0)の場合には、水平鉄筋によるせん断耐力の増加は顕著に認められ、0.85(L/h=2.0)の場合にはほとんどみられない。しかし、破壊時のひび割れ性状から見ると、水平鉄筋の補強により、ひび割れの分散効果が大きく向上するとともに、中央部でのたわみも減少する傾向を示した。また、 $a_n/d=1.35$ (L/h=3.0)の場合、水平鉄筋が配置されていないEN31とEN32が曲げ破壊したのに対して、水平鉄筋が配置されたEH34とEH35はせん断破壊した。さらに、これによって、上・下部引張主鉄筋に沿って発生する付着ひび割れも大きく減少された。また、図-7に示す最大正負モーメント発生断面での水平鉄筋の荷重-ひずみ曲線から、ほとんどの水平鉄筋のひずみが破壊時にすでに降伏ひずみを越えた状態になっていることがわかる。このことは、等間隔に配置された水平鉄筋が、はりの曲げ耐力の増加に寄与することを示すものである。

以上の結果から、等間隔に配置された水平鉄筋は、 a_n/d の値が小さい場合には、はりのせん断耐力を増加させる効果があり、また、 a_n/d の値が大きくなり曲げ変形が顕著になるにしたがい、せん断耐力の増加には直接影響せず、曲げ耐力とひび割れの分散性を大きく向上させることが明らかにされた。

5. まとめ

本研究から得られた結果を要約すると、次のとおりである。

- (1) 端部拘束されたRCディープビームの曲げに対する設計は、最大正・負曲げモーメント位置での塑性ヒンジの発生による荷重再分配を考慮して行うのが妥当であると考えられる。
- (2) 端部拘束されたRCディープビームのせん断耐力は、 a_n/d に大きく影響を受けるとともに、 a_n/d の増加に伴い、より脆性的な破壊挙動を示すことがわかった。
- (3) 等間隔に配置された水平鉄筋は、 a_n/d の値が小さい場合には、せん断耐力を増加させる効果があるが、 a_n/d の値が大きくなり曲げ変形が顕著になるにしたがい、はりのせん断耐力の増加には直接影響せず、曲げ耐力とひび割れの分散性を大きく向上させることがわかった。
- (4) 現行の土木学会標準示方書の規定を適用して端部拘束されたRCディープビームを設計すれば、曲げに対しては4~6倍の過大な設計となること、また、せん断に対しては1.5~2.6倍の安全側の設計となることが、本実験結果によって明らかにされた。

参考文献

- [1] 土木学会：コンクリート標準示方書【平成3年版】設計編、pp.160-162、1991.7
- [2] 二羽淳一郎：FEM解析に基づくディープビームのせん断耐荷力算定式、第2回RC構造のせん断問題に関する解析的研究に関するコロキウム論文集、pp.119-126、1983.10

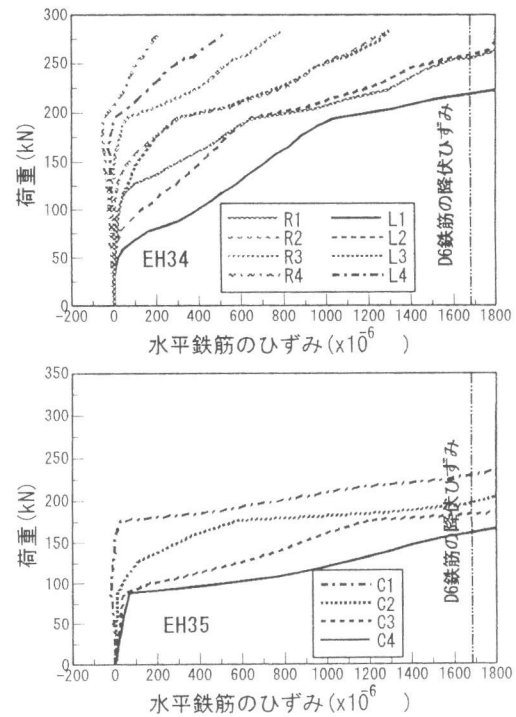


図-7 荷重-水平鉄筋のひずみ曲線