

港湾技術資料

TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 839

June 1996

軸方向引張力により初期ひび割れが生じた鉄筋コンクリート梁の力学特性

山田昌郎
清宮理

運輸省港湾技術研究所



目 次

| | |
|-----------------------------------|----|
| 要 旨 | 3 |
| 1. まえがき | 4 |
| 2. 既往の研究 | |
| 2. 1 軸方向引張力と曲げを受ける梁部材の力学特性 | 4 |
| 2. 2 軸方向引張力とせん断を受ける梁部材の力学特性 | 6 |
| 3. 実験方法 | |
| 3. 1 供試体の構造 | 7 |
| 3. 2 使用材料の性質 | 8 |
| 3. 3 軸方向引張力載荷方法 | 8 |
| 3. 4 曲げせん断載荷方法 | 10 |
| 3. 5 計測項目と方法 | 10 |
| 4. 曲げシリーズ供試体の実験結果 | |
| 4. 1 ひび割れと破壊の状況 | 11 |
| 4. 2 ひび割れ幅 | 12 |
| 4. 3 鉄筋のひずみ | 14 |
| 5. せん断シリーズ供試体の実験結果 | |
| 5. 1 ひび割れと破壊の状況 | 14 |
| 5. 2 ひび割れ幅 | 18 |
| 5. 3 鉄筋のひずみ | 18 |
| 6. 考 察 | |
| 6. 1 曲げ特性に関する考察 | 18 |
| 6. 2 せん断特性に関する考察 | 21 |
| 7. 結 論 | 26 |
| 参考文献 | 30 |

Mechanical Properties of Reinforced Concrete Beams with Initial Cracks due to Axial Tension

Masao Yamada*
Osamu Kiyomiya**

Synopsis

Mechanical properties of reinforced concrete beams with axial tension and initial cracks due to thermal stress, concrete shrinkage, etc. were investigated. Flexural loading tests were carried out using 27 beam specimens, which were reinforced with various amount of steel bars. Axial tension and initial cracks of each specimen were also varied as parameters.

As the results of the tests, initial flexural rigidity decreased, and deflection and crack width increased due to axial tension and initial cracks. The crack width increased in proportion to strain of reinforcement. Flexural yield moment decreased when axial tension was applied, and existing calculation method could predict the decrease of the yield moment. The existence of the initial cracks did not affect the yield moment. Strain of shear reinforcement could be calculated by truss theory. Axial tension and initial cracks did not have much effect on the properties of shear cracks and shear capacity.

Keywords : axial tension, initial crack, flexural capacity, flexural rigidity, shear capacity, reinforced concrete beam, loading test

* Member of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division
** Chief of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

軸方向引張力により初期ひび割れが生じた 鉄筋コンクリート梁の力学特性

山田 昌郎*
清宮 理**

要 旨

軸方向引張力と、これによる初期ひび割れの存在が、鉄筋コンクリート梁部材の力学特性に及ぼす影響について、載荷実験を行って検討した。実験供試体は、主鉄筋比とせん断補強鉄筋比を変化させて27体製作した。供試体ごとに軸方向引張力の大きさと初期ひび割れの有無を変化させて実験を行った。

実験結果から、軸方向引張力と初期ひび割れの存在により、載荷初期の梁の曲げ剛性が低下し、たわみとひび割れ幅が大きくなった。初期ひび割れの幅の、曲げ載荷に伴う増加量は、鉄筋ひずみの増加量に比例した。降伏曲げモーメントの低下度は、既往の算定方法による計算結果とほぼ一致し、初期ひび割れの有無による差は無かった。せん断補強鉄筋のひずみはトラス理論に基づいて計算できた。軸方向引張力と初期ひび割れの存在が、せん断ひび割れの発生状況とせん断耐力に及ぼす影響はほとんど認められなかった。

キーワード：軸方向引張力、初期ひび割れ、曲げ耐力、曲げ剛性、せん断耐力、
鉄筋コンクリート梁、載荷実験

* 構造部 構造強度研究室
** 構造部 構造強度研究室長

1. まえがき

ここ数年来、防波堤ケーソンや沈埋トンネル函体などの大型コンクリート構造物で、温度ひび割れの発生が問題になっている。図-1に、大型ケーソンの上部と長大ケーソンの側壁でのひび割れ状況を示す。いずれも部材の軸に直角な方向に多数のひび割れが発生した。

温度ひび割れは、セメントの水和熱により高温で凝結したコンクリートが冷却する際、体積変化が拘束されることによって生じる。このため、ひび割れは部材の表面だけでなく、部材内部に貫通して生じる。こうしたひび割れは、鉄筋の腐食などコンクリート部材の耐久性低下の原因となる。また、止水性が要求される構造物では、ひび割れからの漏水が問題になる。このため、幅の大きいひび割れには、樹脂注入などの補修が施される¹⁾。

一方、温度ひび割れを構造的な観点から見ると、初期貫通ひび割れの存在と、部材に残留する引張応力の存在が問題になる。ケーソンの側壁やスリット部には、波力による曲げモーメントとせん断力が作用する。初期貫通ひび割れが存在する部材では、曲げとせん断を受けたときのコンクリート中の力の伝達が、ひび割れない場合

と異なる可能性がある。また、部材に残留する引張応力が、曲げとせん断による部材の変形、ひび割れ幅、耐力等の力学特性に影響を及ぼす可能性がある。

鉄筋コンクリートでは、ひび割れ発生後は鉄筋が引張力の大部分を負担する。このため、温度ひび割れの存在が部材の力学特性に及ぼす影響度は、鉄筋比によって大きく異なると考えられる。

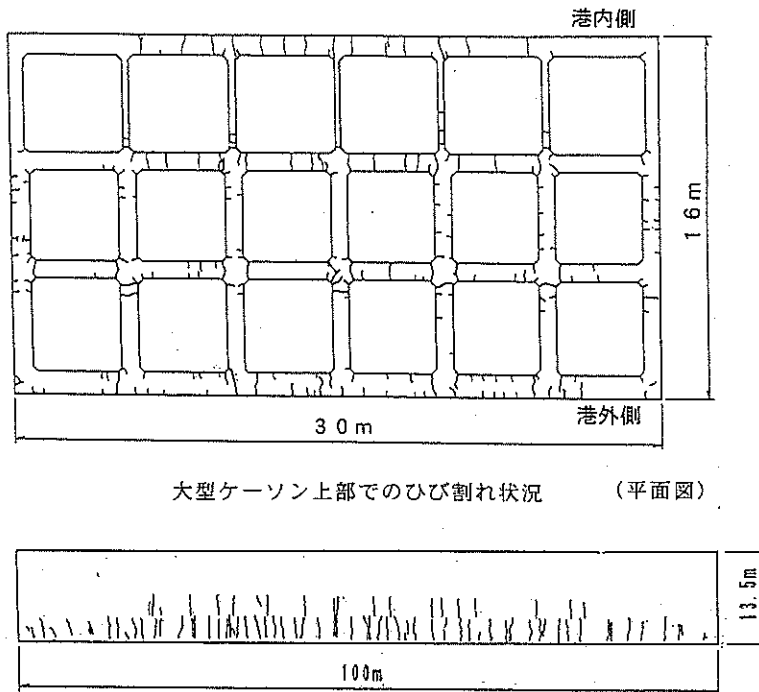
そこで本研究では、軸方向引張力とそれに伴う貫通ひび割れの存在が、曲げとせん断を受ける鉄筋コンクリート梁部材の力学特性に及ぼす影響に関して、軸方向引張力の大きさ、初期貫通ひび割れの有無、および鉄筋比を要因として検討した。

2. 既往の研究

2. 1 軸方向引張力と曲げを受ける梁部材の力学特性

限界状態設計法を採用したコンクリート標準示方書²⁾では、曲げモーメントと軸方向引張力を受ける部材の耐力を、以下の仮定に基づいて算定するものとしている。

- ① 縦ひずみは、断面の中立軸からの距離に比例する。
- ② コンクリートの引張応力は無視する。
- ③ コンクリートの応力ひずみ関係は図-2による。



大型ケーソン上部でのひび割れ状況 (平面図)

長大ケーソン側壁でのひび割れ状況

図-1 防波堤ケーソンでの温度ひび割れ状況

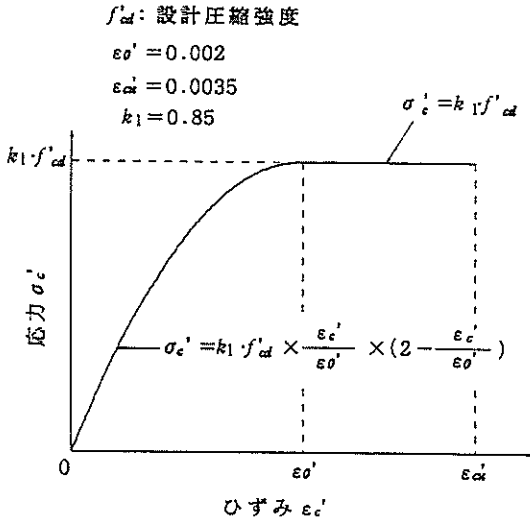


図-2 コンクリートの応力ひずみ関係

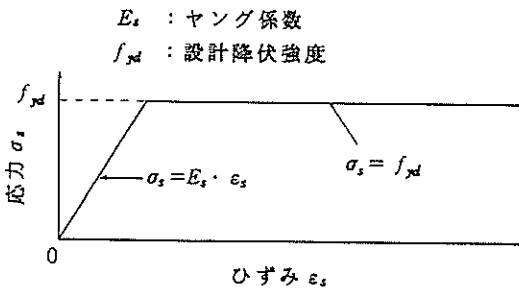


図-3 鉄筋の応力ひずみ関係

④鉄筋の応力ひずみ関係は図-3による。

複鉄筋梁の断面内の維ひずみの分布、鉄筋の引張力と圧縮力、コンクリートの圧縮応力の分布と圧縮合力の作用位置は、図-4のようになる。

コンクリートの圧縮合力の大きさ C_c 、および合力作用位置と中立軸の距離 x_c の値は、図-2の関係を基に計算すると、以下のようになる。

1) $0 \leq \epsilon_{cc'} \leq \epsilon_{o'}$ の場合

$$C_c = b \cdot f'_{cd} \cdot x_o \left\{ 1 - \frac{1}{3} \frac{1}{\epsilon_{o'}^2} (\epsilon_{cc'}^2 - 3\epsilon_{cc'} \epsilon_{o'} + 3\epsilon_{o'}^2) \right\} \quad (1)$$

$$x_c = b \cdot f'_{cd} \cdot x_o^2 \frac{\epsilon_{cc'}}{\epsilon_{o'}^2} \left(\frac{2}{3} \epsilon_{o'} - \frac{1}{4} \epsilon_{cc'} \right) / C_c \quad (2)$$

2) $\epsilon_{o'} \leq \epsilon_{cc'} \leq \epsilon_{cu'}$ の場合

$$C_c = b \cdot f'_{cd} \cdot x_o \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\epsilon_{o'}}{\epsilon_{cc'}} \right) \quad (3)$$

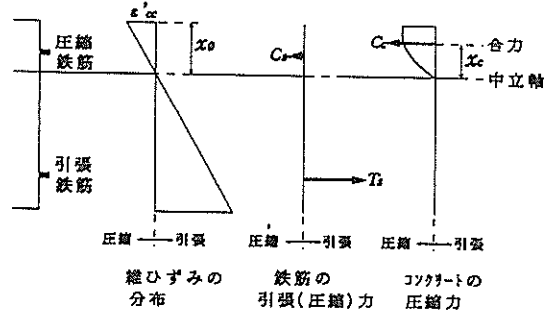


図-4 梁の断面のひずみと力の分布

$$x_c = b \cdot f'_{cd} \cdot x_o^2 \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{12} \frac{\epsilon_{o'}^2}{\epsilon_{cc'}^2} \right) / C_c \quad (4)$$

ここで、 $\epsilon_{cc'}$: 圧縮縁のひずみ (圧縮を正)

$\epsilon_{o'}$: 圧縮強度到達時のひずみ (=0.002)

b : 梁の幅

f'_{cd} : 設計圧縮強度

x_o : 中立軸高さ

$\epsilon_{cu'}$: コンクリートの終局ひずみ (=0.0035)

中立軸高さ x_o は、次式の力の釣り合い条件から決定される。

$$T_s - C_s - C_c = T \quad (5)$$

ここで、 T_s : 鉄筋の引張力 (引張を正)

C_s : 鉄筋の圧縮力 (圧縮を正)

C_c : コンクリートの圧縮力 (圧縮を正)

T : 軸方向引張力 (引張を正)

T_s 、 C_s 、 C_c が図心まわりに形成するモーメントの和が、梁の断面に生じている曲げモーメント M である。

$$M = T_s (d - h/2) + C_s (h/2 - d') + C_c (h/2 - x_o + x_c) \quad (6)$$

ここで、 h : 梁の高さ

d : 引張鉄筋の図心と圧縮縁との距離 (有効高さ)

d' : 圧縮鉄筋の図心と圧縮縁との距離

引張鉄筋位置の維ひずみを鉄筋降伏ひずみとして計算することにより、降伏曲げモーメントの計算値が得られる。

梁の変位量は以下のように計算される。

①曲げひび割れが発生しない部材では、全断面有効として弾性理論を用いる。

②曲げひび割れが発生した部材では、ひび割れによる剛

性低下を次式によって考慮する。

$$I_e = \left[\frac{M_{crd}}{M_d} \right]^3 I_g + \left[1 - \left[\frac{M_{crd}}{M_d} \right]^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad (7)$$

ここで、 I_e : 換算断面二次モーメント

M_{crd} : 設計ひび割れ発生モーメント

M_d : 設計曲げモーメント

I_g : 全断面有効としたときの断面二次モーメント

I_{cr} : 引張応力を受けるコンクリートを除いた断面二次モーメント

ただし、軸方向引張力による初期ひび割れが存在する梁には、式(7)を直接適用できない。

曲げひび割れの幅 w は、次式で計算される。

$$w = k \{ 4c + 0.7(c_s - \phi) \} \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \epsilon_{cs} \right) \quad (8)$$

ここで、 k : 鉄筋の付着性状を表す定数で、異形鉄筋の場合1.0とする。

c : かぶり

c_s : 鉄筋の中心間隔

ϕ : 鉄筋径

σ_{se} : 鉄筋応力度の増加量

E_s : 鉄筋のヤング係数

ϵ_{cs} : コンクリートの乾燥収縮およびクリープによるひび割れ幅の増加を考慮するための数値

初期ひび割れが存在する部材に上記の設計規準が適用可能かどうか確認するため、本研究では以下の点に着目して検討した。

- ①軸方向引張力と初期ひび割れの有無が、部材の降伏曲げモーメントに及ぼす影響
- ②軸方向引張力作用下で曲げモーメントの値が増加する際の中立軸の移動が、梁の曲げ剛性に及ぼす影響
- ③曲げモーメントの増加に伴う初期ひび割れの幅の変化

2. 2 軸方向引張力とせん断を受ける梁部材の力学特性

コンクリート標準示方書²⁾では、鉄筋コンクリート梁の設計せん断耐力 V_{sd} は、次式のようにコンクリートの負担分 V_{cd} とせん断補強鉄筋の負担分 V_{sd} の和として算定される。

$$V_{sd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (9)$$

コンクリートの負担分 V_{cd} は、次式で算定される。

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (10)$$

$$\text{ここで、} \beta_d = \sqrt[4]{100/d} \quad (d:\text{cm}) \quad (11)$$

ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は1.5とする。

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_w} \quad (12)$$

ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は1.5とする。

$$p_w = \text{主鉄筋比} (= A_s / (b_w \cdot d)) \quad (13)$$

A_s : 引張側主鉄筋の断面積

b_w : 腹部の幅

d : 有効高さ

$$\beta_n = 1 + M_o / M_d \quad (N_d' \geq 0 \text{ の場合}) \quad (14)$$

ただし、 $\beta_n > 2$ となる場合は2とする。

$$= 1 + 2M_o / M_d \quad (N_d' \leq 0 \text{ の場合}) \quad (15)$$

ただし、 $\beta_n < 0$ となる場合は0とする。

N_d' : 設計軸方向圧縮力 (圧縮を正)

M_d : 設計曲げモーメント

M_o : 設計曲げモーメント M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント

$$f_{vcd} = 0.9 \sqrt{f_{cd}} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (16)$$

γ_b : 部材係数 (耐力計算の不確実性等を考慮するための安全係数) で、一般に1.3としてよい。

せん断補強鉄筋の負担分 V_{sd} は、次式で算定される。

$$V_{sd} = (A_{sr} f_{sryd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / S_s) z / \gamma_b \quad (17)$$

ここで、 A_{sr} : 区間 S_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{sryd} : せん断補強鉄筋の設計降伏強度で、4000 kgf/cm² 以下とする。

α_s : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

S_s : せん断補強鉄筋の配置間隔

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張側主鉄筋筋心までの距離で、一般に $d / 1.15$ としてよい。

γ_b : 部材係数で、一般に1.15としてよい。

なお式(17)は、梁をトラスに置き換えて、せん断補強鉄筋を引張腹材、腹部コンクリートを圧縮斜材とみなすトラス理論¹⁾に基づいている。この理論では、せん断力 V とせん断補強鉄筋の引張応力 σ_{sr} との関係が式(18)で表される。

$$V = (A_{sr} \sigma_{sr} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / S_s) z \quad (18)$$

式(10)中の β_d は寸法効果の影響を評価する係数、 β_p は主鉄筋比の影響を評価する係数、 β_n は軸方向力の影響を評価する係数である。式(10)は、二羽ら⁴⁾による次式を基にしている。

$$f_u = \beta_d \cdot \beta_p \cdot 0.94 \sqrt{f_c} \left(0.75 + \frac{1.4}{a/d} \right) \quad (19)$$

ここで、 f_u : 終局せん断強度 (kgf/cm²)
 f_c : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm²)
 a : せん断スパン

式(19)はせん断補強鉄筋を用いない鉄筋コンクリート梁のせん断強度式である。式(10)は、式(19)を基にして、設計上定義が難しい a/d の影響を $a/d=5.6$ とすることで除去し、係数0.94を0.9と丸め、軸方向力に関する係数 β_n と部材の有効断面積を掛け、さらに部材係数で割る設計式である。

式(14)、(15)中の M_o は、デコンプレッションモーメントと呼ばれる。軸方向引張力を受ける場合、 M_o/M_d は負の値となり、 $\beta_n < 1$ となる。デコンプレッションモーメント M_o の考え方を図-5に示す。式(14)と式(15)で、 M_o/M_d の係数が異なっているのは、軸方向引張力の影響に関する研究が十分ではないことを考慮して、引張力を受けるときの安全率を大きくしているためである⁵⁾。なお、式(14)、(15)は、次式を基にしている。

$$\beta_n = 1 + 2M_o/M_u \quad (N_d' \geq 0 \text{ の場合}) \quad (20)$$

$$= 1 + 4M_o/M_u \quad (N_d' \leq 0 \text{ の場合}) \quad (21)$$

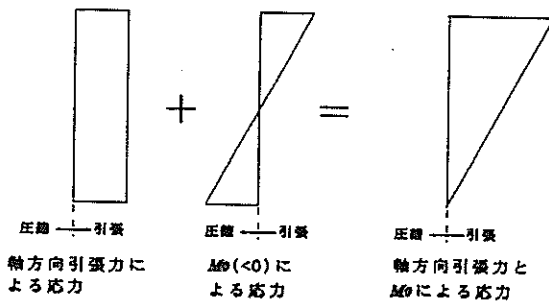
ここで、 M_u : 終局曲げモーメント
 式(14)、(15)は、設計の便宜上、 $M_u = 2M_d$ として近似した式である⁵⁾。

コンクリート標準示方書改定資料⁵⁾には、「軸方向力を受ける鉄筋コンクリート部材のせん断耐力に関する研究は十分とはいえず、特に軸方向引張力を受ける場合についての研究はきわめて不足している状態である。」と記されている。田村ら⁶⁾は軸方向引張力を受ける梁の載荷実験を行い、式(21)に代わる式として次式を提案している。

$$\beta_n = 1 + 2(M_o/M_u) (2.5 - 100p_w) \quad (22)$$

$$= 1 + 2(M_o/M_u) \quad (p_w \geq 0.015 \text{ の場合}) \quad (23)$$

式(22)、(23)には、主鉄筋比 p_w の影響が考慮されている。



すなわち、主鉄筋比 $p_w > 0.005$ の場合には、式(22)、(23)による β_n は式(21)による β_n よりも大きく、 $p_w = 0.005$ のとき両者の β_n が一致する。

軸方向引張力を受ける梁の曲げせん断載荷実験は、田村らの他、Mattockら⁷⁾、Haddadin⁸⁾ら、およびSørensenら⁹⁾が行っている。表-1にこれらの既往の実験と本研究の実験における変動要因と固定要因を示す。

本研究の実験の特色は、①既往の研究では軸方向引張力による初期ひび割れの有無について明確に言及されていないが、本研究では初期ひび割れの有無を変動要因の一つとしたこと、②初期ひび割れを発生させたあと、所定の引張力まで除荷した状態で曲げせん断載荷するケースを実施したこと、③既往の研究では、軸方向鉄筋の降伏の有無が明確に言及されていない場合があるが、本研究では、軸方向鉄筋にPC鋼棒を用いることにより、軸方向鉄筋が降伏しない条件を満たしたこと、④初期ひび割れの幅の変化およびせん断補強鉄筋のひずみを計測したことである。

3. 実験方法

3.1 供試体の構造

梁供試体27体を製作した。このうち7体は、曲げ破壊させることを意図して設計した供試体であり、以下これらを曲げシリーズ供試体と呼ぶ。曲げシリーズの供試体名称は、B-1~B-7とした。残りの20体は、せん断破壊させることを意図して設計した供試体であり、以下これらをせん断シリーズ供試体と呼ぶ。せん断シリーズの供試体名称は、S-1~S-20とした。

図-6に曲げシリーズ供試体、図-7にせん断シリーズ供試体の配筋を示す。軸方向引張力の大きさを変化させて実験を行うために、曲げシリーズでは同一配筋の供試体を7体製作し、せん断シリーズでは4種類の配筋の供試体を各5体製作した。供試体の基本寸法は、幅300mm、高さ400mm、および長さ3000mmとした。

主鉄筋として、曲げシリーズでは公称直径19mmの鉄筋を使用した。せん断シリーズでは、せん断破壊以前に主鉄筋が降伏しないように、降伏強度の大きいPC鋼棒を使用した。その公称直径は23mmとした。引張力の載荷に用いるため、主鉄筋には表面形状がねじ状のものを使用した。主鉄筋は図-8に示すように上下各3本配置した。主鉄筋の側面までの純かぶり(純かぶり)は50mm、上面あるいは下面までの純かぶりは70mmとした。主鉄筋の有効高さは、曲げシリーズでは320.5mm、せん断シリーズでは318.5mmとした。主鉄筋比(引張側主鉄筋の断面積 A_s /(腹部の幅 $b_w \times$ 有効高さ d)は、曲げシリーズで

表-1 既往の研究と本研究の実験要因

| 研究者 | 変動要因 | 固定要因 |
|----------|---|--|
| Mattock | $\sigma_t = 0 \sim 18 \text{ kgf/cm}^2$ $a/d = 2.74 \sim 5.14$ $p_w = 0.01 \sim 0.03$ $f_c' = 175 \sim 492 \text{ kgf/cm}^2$ | $p_{sr} = 0$ $f_y = 5445 \text{ kgf/cm}^2$ |
| Haddadin | $\sigma_t = 0 \sim 21 \text{ kgf/cm}^2$ $a/d = 2.5 \sim 6.0$ $p_{sr} \cdot f_{sry} = 0 \sim 44 \text{ kgf/cm}^2$ | $p_w = 0.038$ |
| Sørensen | $\sigma_t = 0 \sim 75 \text{ kgf/cm}^2$ | $a/d = 2.5$ $p_{sr} = 0$ $p_w = 0.018$ |
| 田村 | $\sigma_t = 0 \sim 40 \text{ kgf/cm}^2$ $a/d = 1.75 \sim 4.0$ $p_w = 0.005 \sim 0.025$ $p_{sr} = 0 \sim 0.00565$ | $f_y = 3900 \text{ kgf/cm}^2$ |
| 本研究 | $\sigma_t = 0 \sim 27.5 \text{ kgf/cm}^2$ $p_{sr} = 0 \sim 0.00476$ 初期ひび割れの有無 | $a/d = 3.1$ $p_w = 0.013$ $f_y = 10500 \text{ kgf/cm}^2$ |

σ_t : 軸方向引張力を梁の断面積で割って求めた平均引張応力
 a/d : せん断スパンと有効高さの比
 p_w : 主鉄筋比
 p_{sr} : せん断補強鉄筋比
 f_y : 主鉄筋の降伏強度
 f_{sry} : せん断補強鉄筋の降伏強度
 f_c' : コンクリート圧縮強度

供試体 B-1~B-7

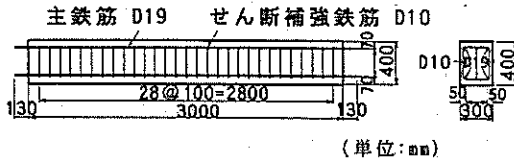


図-6 曲げシリーズ供試体の諸元と配筋

は0.89%, せん断シリーズでは1.30%とした。主鉄筋を梁の両端から各130mm突出するよう配置した。この突出部は、軸方向引張力を載荷する際に、治具の定着に用いた。

せん断補強鉄筋として、曲げシリーズでは異形鉄筋D10を10cm間隔に配置した。せん断シリーズでは、せん断補強鉄筋量が異なる4種類の供試体を製作した。すなわちせん断補強鉄筋を用いない供試体、D6を10cm間隔に配置した供試体、D10を15cm間隔に配置した供試体、およびD10を10cm間隔に配置した供試体の4種類を製作した。これらの4種類の供試体のせん断補強鉄筋比(一組のせん断補強鉄筋の断面積 A_{sr} /(せん断補強鉄筋間隔 $S_s \times$ 腹部の幅 b_w))はそれぞれ0%, 0.211%,

0.317%, 0.476%である。

3. 2 使用材料の性質

供試体を使用した鋼材について、JISに基づく引張試験を行った結果を表-2に示す。

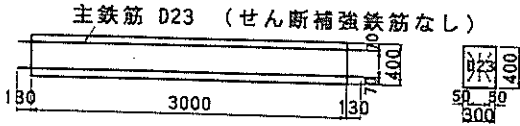
表-3にコンクリートの配合を示す。セメントとしては、早強ポルトランドセメントを使用した。細骨材としては、比重2.59, 粗粒率2.47の砂を使用した。粗骨材としては、比重2.70, 実積率62.2の碎石を使用した。

供試体はコンクリート打設後3日間湿潤養生し、材齢3日で脱型したあと気中養生した。載荷実験は材齢45日から83日の間に行った。供試体と同一条件で養生した直径10cm高さ20cmの円柱管理供試体の強度試験結果を表-4に示す。表中の各数値は、3体の管理供試体の結果の平均値である。B-1~B-7およびS-1~S-5用の管理供試体は材齢62日で試験し、S-6~S-20用の管理供試体は材齢83日で試験した。

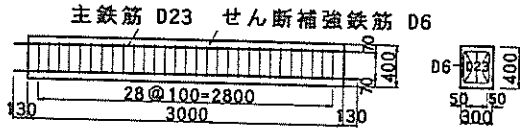
3. 3 軸方向引張力載荷方法

図-9に載荷状況の概要を示す。軸方向引張力の載荷には、定格出力 $\pm 75 \text{ tf}$, 定格ストローク $\pm 150 \text{ mm}$ の油

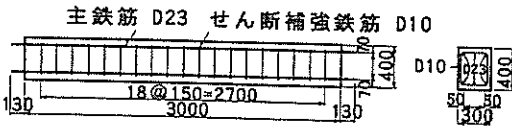
供試体 S-1～S-5



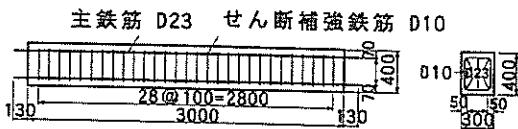
供試体 S-6～S-10



供試体 S-11～S-15



供試体 S-16～S-20



(単位: mm)

図-7 せん断シリーズ供試体の諸元と配筋

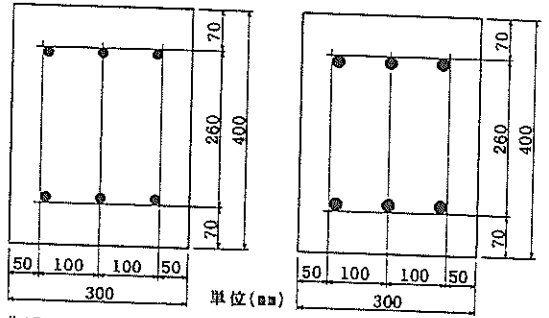


図-8 断面内の主鉄筋の配置

圧式アクチュエータを使用した。アクチュエータの反力壁への定着には、直径32mmのPC鋼棒を6本使用した。アクチュエータと反力ブロックにそれぞれ治具を取り付け、これらの治具に供試体の両端から突出している主鉄筋を通してナットで定着した。

表-5に、各供試体に与えた軸方向引張力を示す。B-1, S-1, S-6, S-11, S-16には引張力を与えなかった。B-2, S-2, S-7, S-12, S-17には11tfまで、B-3には22tfまで引張力を単調載荷した。これらの供試体には初期ひび割れは生じていない。

他の供試体では軸方向引張力による初期ひび割れを発生させたあと、引張力を所定の値とした。B-5, S-3, S-

表-2 鋼材の引張試験結果

| 用途 | 種類 | 規格 | 公称断面積 (mm ²) | 降伏強度 (kgf/mm ²) | 引張強度 (kgf/mm ²) | 弾性係数 (kgf/mm ²) |
|---------|------------|--------------|--------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 主鉄筋 | 異形鉄筋 D19 | SD295A | 286.5 | 38 | 60 | 1.88×10 ⁴ |
| | 異形PC鋼棒 D23 | SBPD930/1080 | 415.5 | 105 | 118 | 2.18×10 ⁴ |
| せん断補強鉄筋 | 異形鉄筋 D6 | SD295A | 31.67 | 41 | 53 | 1.85×10 ⁴ |
| | 異形鉄筋 D10 | SD295A | 71.33 | 34 | 48 | 1.85×10 ⁴ |

注) PC鋼棒の降伏強度は、0.2%耐力

表-3 コンクリートの配合

| 設計基準強度 (kgf/cm ²) | 粗骨材の最大寸法 (mm) | スランプ (cm) | 水セメント比 (%) | 細骨材率 (%) | 単位量 (kg/m ³) | | | | |
|-------------------------------|---------------|-----------|------------|----------|--------------------------|------|-----|------|-------|
| | | | | | 水 | セメント | 細骨材 | 粗骨材 | 混和剤 |
| 240 | 20 | 8 | 55 | 41.8 | 153 | 279 | 772 | 1121 | 0.558 |

表-4 コンクリート強度試験結果

| 供試体 | 圧縮強度 (kgf/cm ²) | 引張強度 (kgf/cm ²) | 静弾性係数 (kgf/cm ²) | ポアソン比 |
|--------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|-------|
| B-1~B-7 S-1~S-5 | 321 | 28.6 | 2.51×10^5 | 0.198 |
| S-6~S-20 | 418 | 27.0 | 2.69×10^5 | 0.209 |

注) B-1~B-7, S-1~S-5とS-6~S-20は、同一配合で、打設日が異なる。

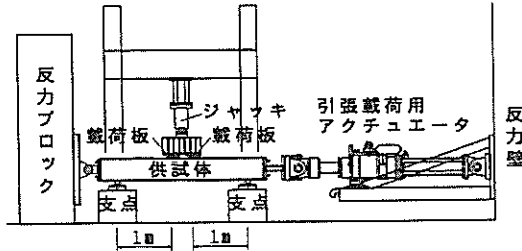


図-9 載荷状況の概要

13, S-18では33tfまで引張載荷したあと11tfまで除荷した。B-6, S-4, S-14, S-19では33tfまで引張載荷したあと22tfまで除荷した。B-7, S-5, S-15, S-20では33tfまで引張載荷した。33tfの引張力は、供試体断面(30cm×40cm)での平均引張応力では27.5kgf/cm²であり、この応力はコンクリートの引張強度とほぼ等しい。温度ひび割れのように収縮が拘束されることによってひび割れが生じる場合、ひび割れが生じることによって引張応力の一部は解放される。すなわち温度ひび割れが存在する梁部材には、コンクリートの引張強度を上限値とするいくらかの引張応力が残留している。この状況を模して、上述のようにひび割れ発生後、引張強度の約1/3, 2/3, 1の引張応力が残留するように引張力を与えた。

なお、S-8では33tfの引張力により、ひび割れが1本しか発生しなかったため、さらに40tfまで載荷して7本の初期ひび割れを発生させたあと11tfまで除荷した。S-9とS-10では、S-8と条件を同一にするため40tfまで載荷したあと、それぞれ22tfおよび33tfまで除荷した。また、B-4では、特異なケースとして50tfまで引張載荷して13本の初期ひび割れを発生させたあと0tfまで除荷した。

3.4 曲げせん断載荷方法

図-9に示すように、載荷フレームに取り付けた油圧ジャッキにより、供試体に鉛直荷重を静的単調載荷した。この間、アクチュエータによる引張力が一定となるように、アクチュエータの伸縮量を微調整した。

油圧ジャッキと供試体の間には、荷重計、載荷用具、

表-5 各供試体に与えた軸方向引張力

| 供試体 | 引張力 (tf) |
|------|----------|
| B-1 | 0 |
| B-2 | 0→11 |
| B-3 | 0→22 |
| B-4 | 0→50→0 |
| B-5 | 0→33→11 |
| B-6 | 0→33→22 |
| B-7 | 0→33 |
| S-1 | 0 |
| S-2 | 0→11 |
| S-3 | 0→33→11 |
| S-4 | 0→33→22 |
| S-5 | 0→33 |
| S-6 | 0 |
| S-7 | 0→11 |
| S-8 | 0→40→11 |
| S-9 | 0→40→22 |
| S-10 | 0→40→33 |
| S-11 | 0 |
| S-12 | 0→11 |
| S-13 | 0→33→11 |
| S-14 | 0→33→22 |
| S-15 | 0→33 |
| S-16 | 0 |
| S-17 | 0→11 |
| S-18 | 0→33→11 |
| S-19 | 0→33→22 |
| S-20 | 0→33 |

および載荷板を設置した。載荷板は、回転中心が供試体高さの中心に一致するような球座を有している。載荷板の供試体軸方向の長さは20cmである。載荷板の中心間隔は40cmとした。支点部分にも載荷板と同一構造・寸法の球座付きの支承を用いた。支承中心間の距離は240cmとした。支承は供試体軸方向に可動な構造とした。せん断スパンは100cmとした。したがってせん断スパンと有効高さの比(a/d)は3.1である。

3.5 計測項目と方法

軸方向引張力は、アクチュエータに内蔵された荷重計

で計測した。油圧ジャッキによる鉛直荷重は、油圧ジャッキと載荷治具の間に設置した荷重計で計測した。

鉄筋のひずみは、コンクリート打設前にあらかじめ図-10の位置に設置したひずみゲージで計測した。鉄筋の両面にひずみゲージを貼り付けて、両面の計測値の平均値をその箇所でのひずみの値とした。ひび割れ幅と供試体の変位は、 π ゲージと変位計を図-11に示す位置に設置して計測した。標点距離100mmの π ゲージを、上下各15個設置した。

計測データは、アクチュエータによる引張力が1tf増減するごとに、または油圧ジャッキによる荷重が0.25tf増すごとに取得した。また油圧ジャッキによる荷重が2tf増すごとに、供試体側面のひび割れ状況を観察して記録した。

4. 曲げシリーズ供試体の実験結果

4.1 ひび割れと破壊の状況

図-12に曲げシリーズの各供試体の側面のひび割れ発生位置を示す。B-1~B-3が初期ひび割れを与えなかった供試体、B-4~B-7が初期ひび割れを与えた供試体である。図では、引張力によって生じた初期ひび割れを点線で示した。最大50tfの引張力を与えたB-4では13本、最大33tfの引張力を与えたB-5、B-6、B-7では6~7本の初期ひび割れが生じた。供試体の両端に示した数値が、曲げ載荷中に持続的に載荷した引張力の値である。各供試体には、初期ひび割れと曲げひび割れのほかに、主鉄

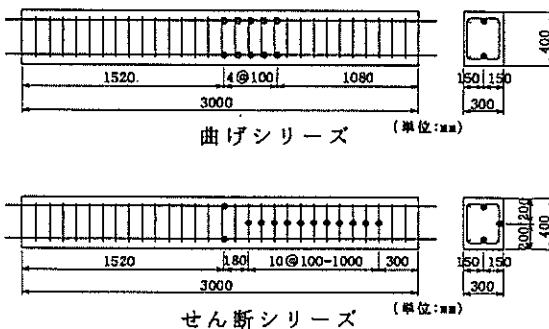


図-10 鉄筋ひずみゲージ取付位置

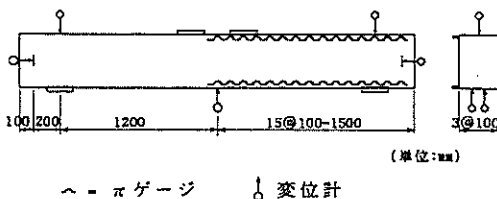


図-11 π ゲージ・変位計取付位置

筋位置に水平方向のひび割れが生じた。ただしこの水平方向のひび割れの幅は、終局時においても比較的小さかった。

油圧ジャッキによる鉛直載荷荷重 P が、2箇所の載荷板に均等に伝わったとすると、せん断スパン $a = 1.0\text{m}$ であるから、載荷板の間の曲げモーメント一定区間での曲げモーメント $M = (P/2)a = P/2$ (tfm)となる。

各供試体の曲げひび割れ発生時の曲げモーメント M_{cr} 、鉄筋に降伏が認められた時の曲げモーメント M_y 、供試体に載荷した最大曲げモーメント M_{max} を表-6に示す。引張力0tfの供試体B-1、B-4では、梁スパン中央部の上縁のコンクリートに圧壊が生じて荷重が上がらなくなるまで載荷した。このとき計測されたひび割れ幅の最大値は約3mmであった。このほかの供試体ではコンクリートは圧壊していなかったが、計測されたひび割れ幅の最大値が3mmに達した時点で載荷を終了した。これは、さらに載荷した場合に鉄筋が破断して危険であると判断したためである。

図-13に曲げシリーズ各供試体のたわみと曲げモー

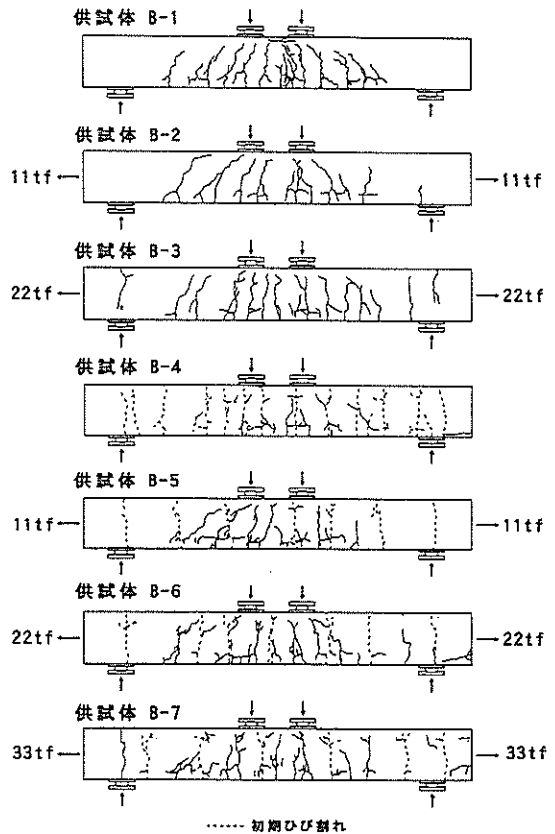


図-12 曲げシリーズのひび割れ状況

ントの関係を示す。図に示したたわみは、スパン中央の鉛直変位から支点位置での鉛直変位の平均値を差し引いた値である。

いずれの供試体でも、たわみが約5mmのとき鉄筋が降伏して、曲線の傾きが変化した。降伏前の曲線を比較すると、初期ひび割れなし、引張力0tfのB-1のたわみが最も小さく、初期ひび割れあり、引張力33tfのB-7のたわみが最も大きかった。初期ひび割れあり、引張力0

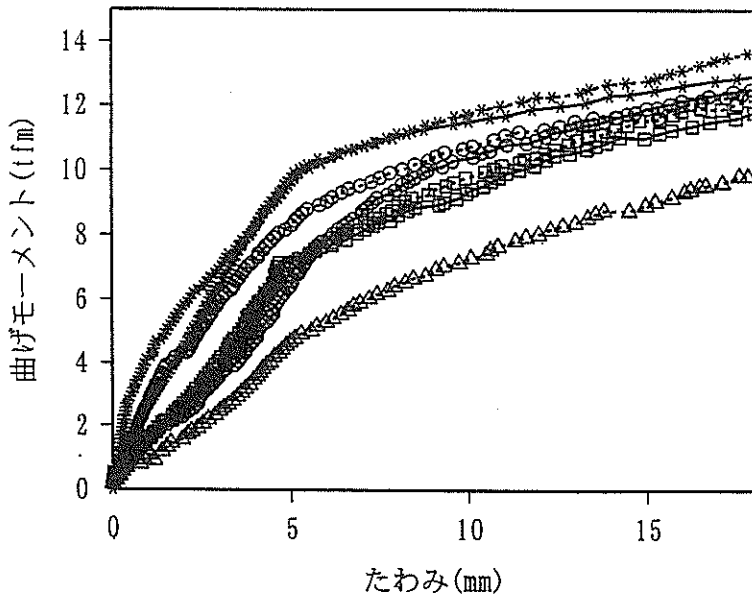
tfのB-4のたわみは、鉄筋降伏前は、B-1のたわみよりも大きい、鉄筋降伏時にはほぼ一致した。鉄筋降伏後は、B-1の曲線の傾きが最も大きかった。

4. 2 ひび割れ幅

表-7に、曲げシリーズ供試体の曲げ載荷開始時点のひび割れ幅と鉄筋ひずみの計測値を示す。この表で、平均ひび割れ幅とは、図-11に示したように供試体片側の

表-6 曲げシリーズの実験結果

| 供試体 | 軸方向引張力 (tf) | 初期ひび割れ | 曲げひび割れ発生モーメント M_{cr} (tfm) | 鉄筋降伏モーメント M_y (tfm) | 最大曲げモーメント M_{max} (tfm) |
|-----|-------------|--------|------------------------------|-----------------------|---------------------------|
| B-1 | 0 | なし | 2.8 | 10.2 | 13.4 |
| B-2 | 11 | なし | 0.9 | 7.8 | 12.7 |
| B-3 | 22 | なし | 0.5 | 7.2 | 10.4 |
| B-4 | 0 | あり | 7.0 | 9.9 | 15.0 |
| B-5 | 11 | あり | 4.2 | 8.8 | 14.1 |
| B-6 | 22 | あり | 2.2 | 7.1 | 13.7 |
| B-7 | 33 | あり | 0.8 | 4.9 | 10.2 |



| 引張力 | 初期ひび割れなし | | | 初期ひび割れあり | | | |
|------|----------|------|------|----------|------|------|------|
| | 0tf | 11tf | 22tf | 0tf | 11tf | 22tf | 33tf |
| 供試体名 | B-1 | B-2 | B-3 | B-4 | B-5 | B-6 | B-7 |
| | —* | —○ | —□ | —*— | —○— | —□— | —△— |

図-13 たわみと曲げモーメントの関係

上下縁に設置したπゲージで計測したひび割れ幅の平均値である。また、最大ひび割れ幅とは、これらの計測値の中の最大値である。平均ひび割れ間隔は、供試体長さ300mmを(ひび割れ本数+1)で割った値である。主鉄筋初期ひずみは、図-10に示した10箇所での計測値の中の最大値である。

図-14に、曲げシリーズ各供試体のひび割れ幅と曲げモーメントの関係を示す。図に示したひび割れ幅は、曲げモーメント一定区間に生じたひび割れの幅である。

初期ひび割れなし、引張力0tfのB-1では、 $M=2.8$ tfmでひび割れが生じたあと、ひび割れ幅は直線的に増

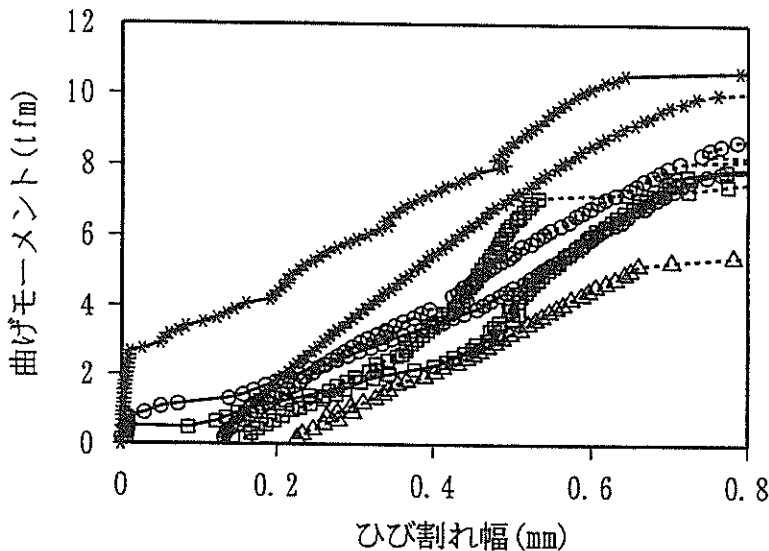
加した。鉄筋が降伏した $M=10.2$ tfmでのひび割れ幅は約0.65mmであり、このあとひび割れ幅が急増した。

初期ひび割れなし、引張力11tfのB-2と22tfのB-3では、それぞれ $M=0.9$ tfm、 $M=0.5$ tfmでひび割れが生じたあと、ひび割れ幅が急増した。ひび割れ幅は約0.2mmに達したあと、直線的に増加した。

初期ひび割れあり、引張力0tfのB-4では、曲げ載荷開始後、ひび割れ幅はわずかに上に凸の曲線状に増加した。曲げモーメントの増加とともに、B-4の曲線は、B-1の曲線に徐々に近づいたが、一致はしなかった。 $M=6$ tfm~10tfmでは、B-4の方がひび割れ幅が0.1mm程度

表-7 曲げシリーズの初期ひび割れ幅と主鉄筋の初期ひずみ

| 供試体 | 軸方向引張力 (tf) | 平均ひび割れ幅 (mm) | 最大ひび割れ幅 (mm) | 初期ひび割れ本数 | 平均ひび割れ間隔 (mm) | 主鉄筋初期ひずみ |
|-----|-------------|--------------|--------------|----------|---------------|----------|
| B-1 | 0 | 0 | 0 | 0 | — | 0 |
| B-2 | 11 | 0 | 0 | 0 | — | 0.000031 |
| B-3 | 22 | 0 | 0 | 0 | — | 0.000064 |
| B-4 | 0 | 0.079 | 0.175 | 13 | 214 | 0.000358 |
| B-5 | 11 | 0.114 | 0.215 | 7 | 375 | 0.000491 |
| B-6 | 22 | 0.121 | 0.180 | 7 | 375 | 0.000658 |
| B-7 | 33 | 0.221 | 0.343 | 6 | 429 | 0.000918 |



| 引張力 | 初期ひび割れなし | | | 初期ひび割れあり | | | |
|------|----------|------|------|----------|------|------|------|
| | 0tf | 11tf | 22tf | 0tf | 11tf | 22tf | 33tf |
| 供試体名 | B-1 | B-2 | B-3 | B-4 | B-5 | B-6 | B-7 |
| | — | — | — | — | — | — | — |

図-14 ひび割れ幅と曲げモーメントの関係

大きかった。

初期ひび割れあり、引張力11tfのB-5と22tfのB-6の曲線は、B-4とB-7の中間にあり、B-2とB-3のひび割れ発生以後の曲線とほぼ同じであった。

初期ひび割れあり、引張力33tfのB-7のひび割れ幅は、曲げ載荷開始後、直線的に増加した。この直線の傾きはB-1とほぼ同じであった。

4. 3 鉄筋のひずみ

図-15に、曲げシリーズ各供試体の引張側主鉄筋のひずみと曲げモーメントの関係を示す。図に示した主鉄筋のひずみは、曲げモーメント一定区間での計測値の中の最大値である。

ひずみと曲げモーメントの関係の供試体ごとの相違は、図-14のひび割れ幅と曲げモーメントの関係とほぼ同様である。すなわち、引張力が大きくなるにつれて、曲線が下にほぼ平行に移動し、同一曲げモーメントに対する主鉄筋のひずみの値は、引張力に伴って増加した。

5. せん断シリーズ供試体の実験結果

5. 1 ひび割れと破壊の状況

せん断シリーズの各供試体の、終局時の供試体側面のひび割れ状況を図-16に示す。供試体の両端に示した数

値は、鉛直載荷中に持続的に載荷した引張力の値である。図では、引張力による初期ひび割れを点線で示し、終局時に幅が顕著に拡大したひび割れを太線で示した。初期ひび割れを与えた供試体では、33tf~40tfの引張力によって、6~9本の初期ひび割れが生じた。

曲げ載荷用油圧ジャッキによる鉛直載荷荷重 P が、2箇所の載荷板に均等に伝わったとすると、せん断スパンでのせん断力 $V=P/2$ (tf) となる。

せん断スパン内に生じた曲げひび割れは、 $V=10$ tf前後から斜め方向に進展した。このときのせん断力の値と軸方向引張力の相関は見られなかった。

斜めひび割れは、引張力による初期ひび割れを横切って進展した。初期ひび割れ面でのすべり破壊は生じなかった。斜めひび割れは上方に進展して終局時には上縁に達した。載荷板近傍の上縁コンクリートに圧壊が生じた。終局せん断ひび割れの形状を見ると、S-11やS-19のように湾曲しているものと、S-6やS-15のように直線的なものがあるが、これらの形状と軸方向引張力の相関は見られなかった。

図-17~図-20にたわみとせん断力の関係を示す。図に示したたわみは、スパン中央の鉛直変位から支点位置での鉛直変位の平均値を差し引いた値である。せん断補強鉄筋を用いないS-1~S-5では、せん断力10tf~12tfで

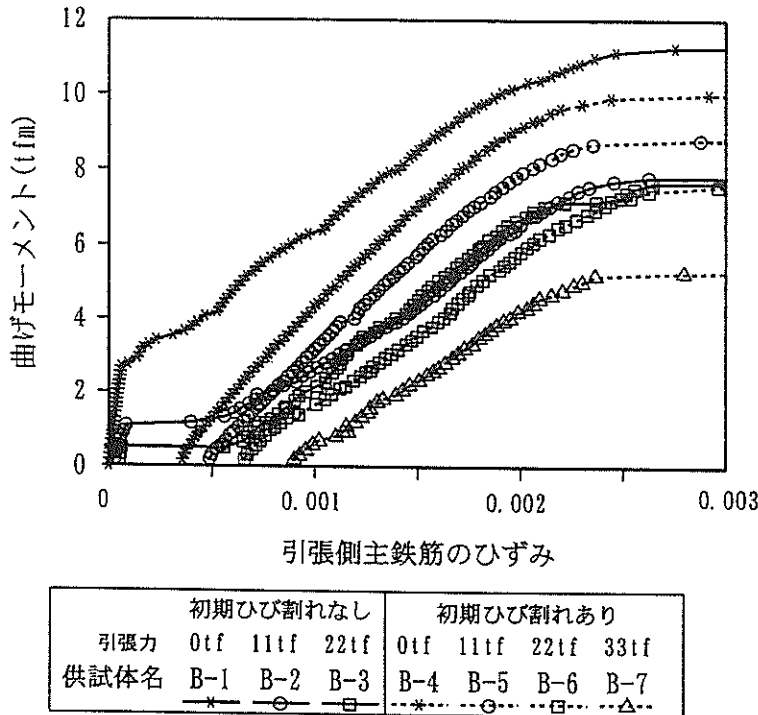


図-15 引張側主鉄筋のひずみと曲げモーメントの関係

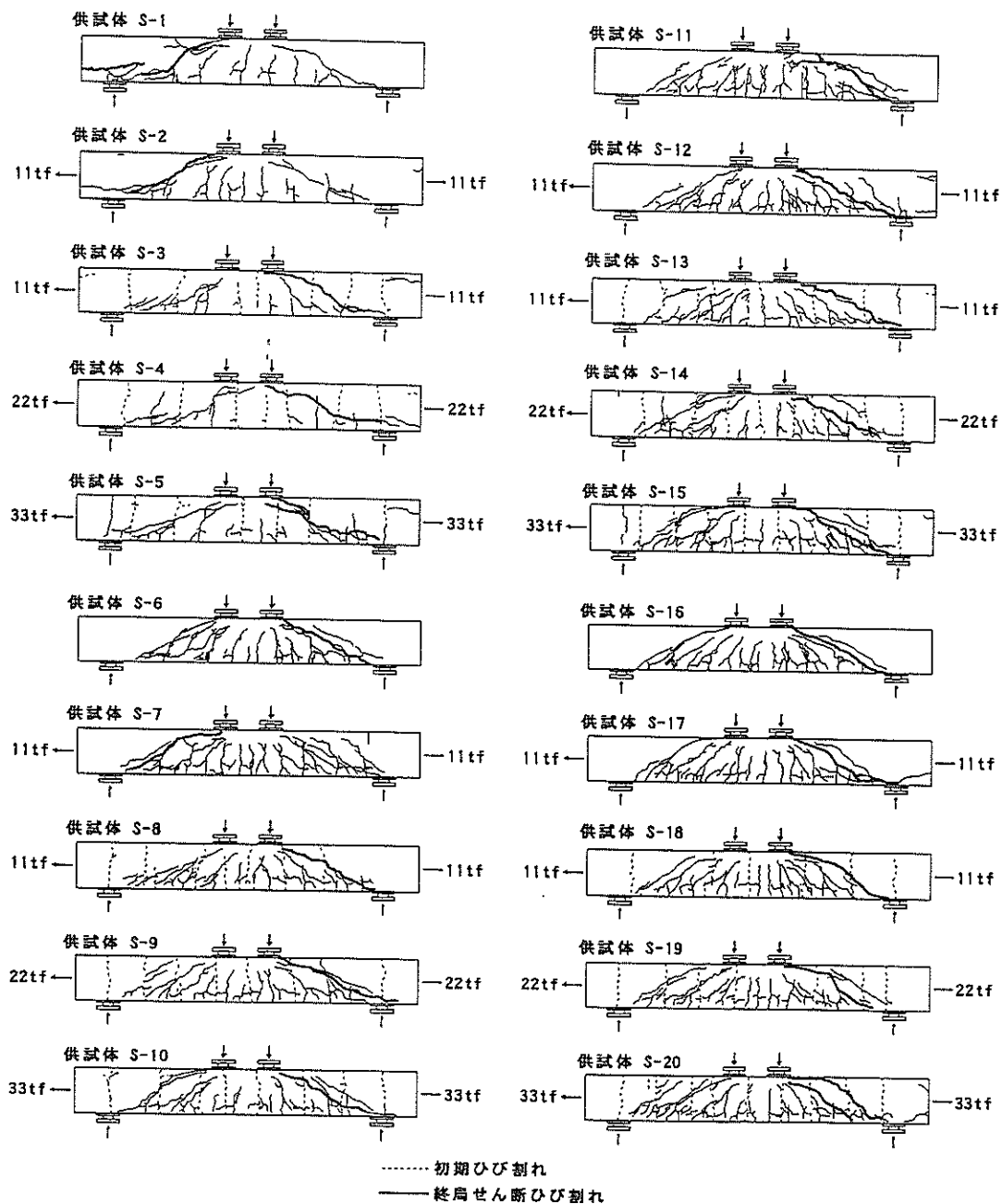
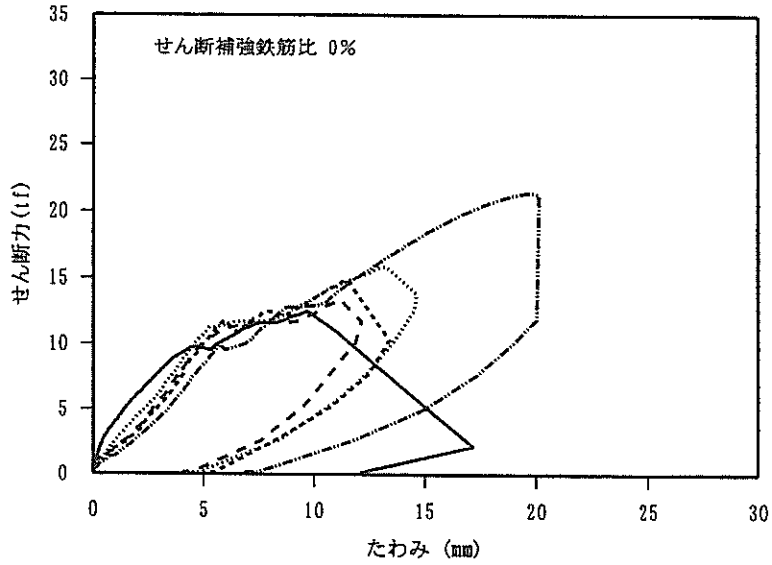
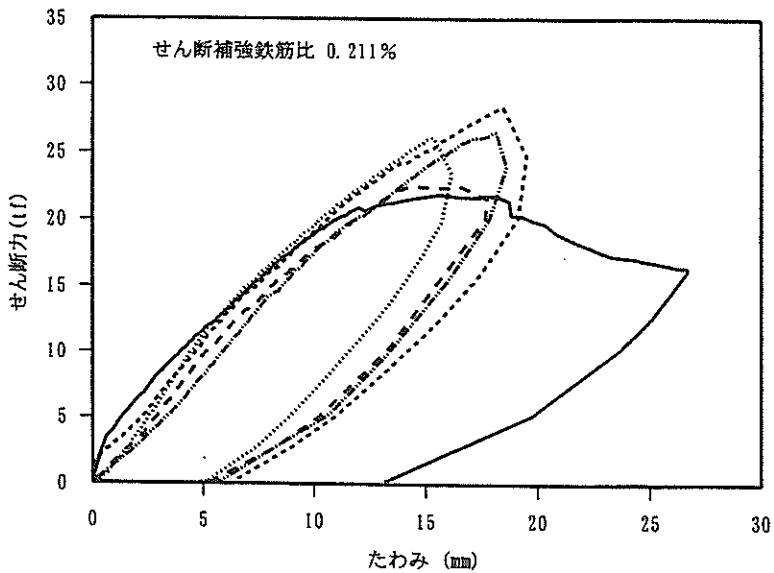


図-16 せん断シリーズのひび割れ状況



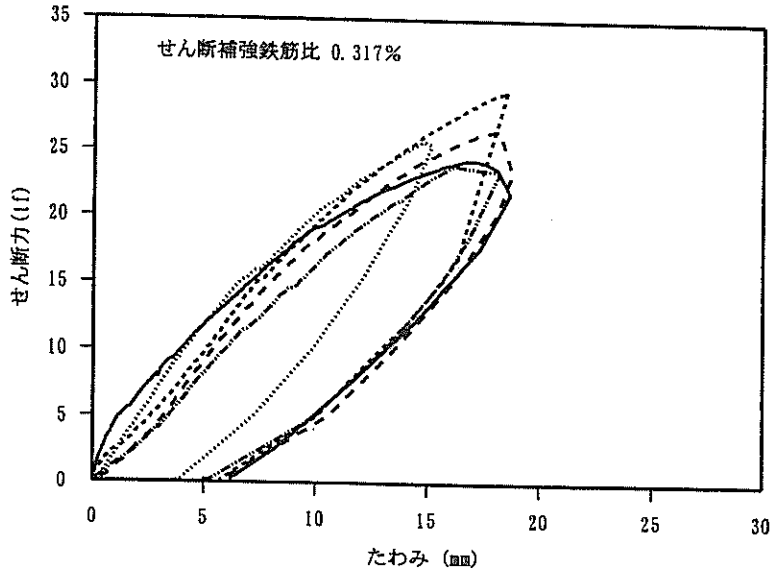
| | 初期ひび割れなし | | 初期ひび割れあり | | |
|------|----------|------|----------|------|------|
| 引張力 | 0tf | 11tf | 11tf | 22tf | 33tf |
| 供試体名 | S-1 | S-2 | S-3 | S-4 | S-5 |

図-17 たわみとせん断力の関係 (S-1~S-5)



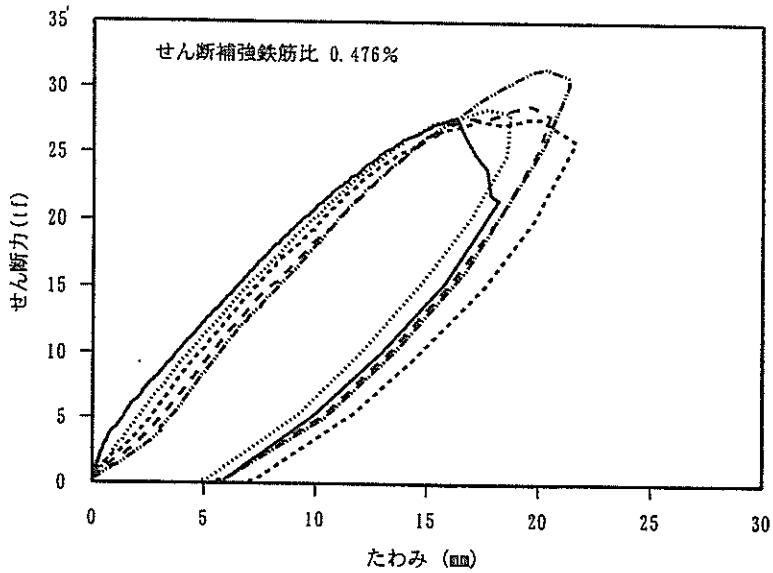
| | 初期ひび割れなし | | 初期ひび割れあり | | |
|------|----------|------|----------|------|------|
| 引張力 | 0tf | 11tf | 11tf | 22tf | 33tf |
| 供試体名 | S-6 | S-7 | S-8 | S-9 | S-10 |

図-18 たわみとせん断力の関係 (S-6~S-10)



| 初期ひび割れなし | | 初期ひび割れあり | | | |
|----------|------|----------|------|------|------|
| 引張力 | 0tf | 11tf | 11tf | 22tf | 33tf |
| 供試体名 | S-11 | S-12 | S-13 | S-14 | S-15 |

図-19 たわみとせん断力の関係 (S-11~S-15)



| 初期ひび割れなし | | 初期ひび割れあり | | | |
|----------|------|----------|------|------|------|
| 引張力 | 0tf | 11tf | 11tf | 22tf | 33tf |
| 供試体名 | S-16 | S-17 | S-18 | S-19 | S-20 |

図-20 たわみとせん断力の関係 (S-16~S-20)

斜めひび割れが発生すると同時にたわみが急増した。斜めひび割れ発生後の荷重変位関係は、各供試体とも類似している。破壊時のせん断力については供試体ごとの差が大きく、S-5, S-3, S-2, S-4, S-1の順に終局せん断力が大きかった。せん断補強鉄筋を用いた供試体では、斜めひび割れが発生したせん断力10tf前後で、荷重変位曲線の傾きは変化していない。S-6の終局時の変形がやや大きい、その他の供試体では、せん断破壊の特徴である脆性的な荷重変位関係を示した。

5. 2 ひび割れ幅

表-8にせん断荷重開始時点におけるひび割れ幅の計測結果を示す。ここで平均ひび割れ幅とは、図-11に示したように供試体片側の上下縁に設置した π ゲージで計測したひび割れ幅の平均値である。また、最大のひび割れ幅とは、これらの計測値の中の最大値である。

図-21に、供試体S-20での初期ひび割れの幅の、せん断荷重による変化の状況を示す。S-20では載荷点から20cmの位置に生じた幅約0.2mmの初期ひび割れが、圧縮側(①)では、せん断力7tfの時点で閉じた。すなわち斜めひび割れ発生時には、載荷点に近い初期ひび割れは、上部が閉じて通常の曲げひび割れと同様の状態となっていた。引張側(②)では荷重の増加にほぼ比例してひび割れ幅が増加した。

S-20の載荷点から70cmの位置に生じた初期ひび割れは、圧縮側(③)でも終局時まで0.18mmの幅を有していた。このように支点付近の断面では初期ひび割れが閉じなかった。しかしこの初期ひび割れ面での破壊は生じなかった。

5. 3 鉄筋のひずみ

図-22にせん断補強鉄筋のひずみとせん断力の関係の一例を示す。横軸に示したひずみの値は、図-10に示したように11本のせん断補強鉄筋に設置したひずみゲージによる計測値の平均値である。初期ひび割れなし、引張力0tfの供試体S-16では、せん断力7tfの時点からせん断補強鉄筋にひずみが生じた。各曲線の傾きはほぼ同じであった。せん断力が20tfに達した付近からひずみが急増し、せん断補強鉄筋が降伏したことが認められた。

図-23に引張側主鉄筋のひずみとせん断力の関係の一例を示す。各曲線は、終局まで直線性を保っており、破壊時に主鉄筋は降伏していなかったことを示している。

表-8 せん断シリーズの初期ひび割れ幅

| 供試体 | 軸方向引張力 (tf) | 平均ひび割れ幅 (mm) | 最大ひび割れ幅 (mm) |
|------|-------------|--------------|--------------|
| S-1 | 0 | 0 | 0 |
| S-2 | 11 | 0 | 0 |
| S-3 | 11 | 0.058 | 0.081 |
| S-4 | 22 | 0.310 | 0.509 |
| S-5 | 33 | 0.140 | 0.431 |
| S-6 | 0 | 0 | 0 |
| S-7 | 11 | 0 | 0 |
| S-8 | 11 | 0.048 | 0.064 |
| S-9 | 22 | 0.077 | 0.105 |
| S-10 | 33 | 0.123 | 0.206 |
| S-11 | 0 | 0 | 0 |
| S-12 | 11 | 0 | 0 |
| S-13 | 11 | 0.089 | 0.153 |
| S-14 | 22 | 0.104 | 0.158 |
| S-15 | 33 | 0.128 | 0.212 |
| S-16 | 0 | 0 | 0 |
| S-17 | 11 | 0 | 0 |
| S-18 | 11 | 0.089 | 0.346 |
| S-19 | 22 | 0.130 | 0.213 |
| S-20 | 33 | 0.168 | 0.230 |

6. 考察

6. 1 曲げ特性に関する考察

(1) ひび割れ幅

図-24に、引張側主鉄筋のひずみとひび割れ幅の関係を示す。ここでのひずみとひび割れ幅の定義は、それぞれ4.2と4.3に前述したとおりである。図には曲げ荷重開始時からのデータをプロットしている。したがって初期ひび割れのある供試体では、データの起点が原点と一致していない。

図には式(8)に基づく計算値をあわせて示した。式(8)の中の $k\{4c + 0.7(c_s - \phi)\}$ の項の値は、供試体のかぶり、鉄筋間隔、および鉄筋径の値を用いて330mmとした。また、式(8)の σ_{se}/E_s は鉄筋のひずみとし、 ϵ'_{cs} は0とした。図から、各供試体の実験結果は計算値と比較的よく一致している。すなわち、梁に生じた初期ひび割れの幅の、曲げ荷重に伴う増加量は、鉄筋ひずみの増加量に比例することがわかる。またその比例定数は、初期ひび割れない梁とほぼ同じであり、式(8)でひび割れ幅の増加量を算定できることがわかる。

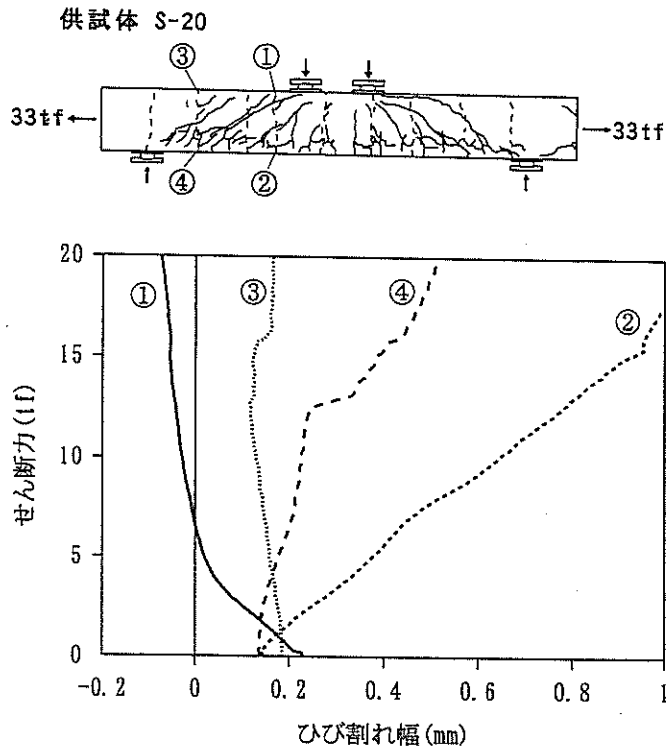
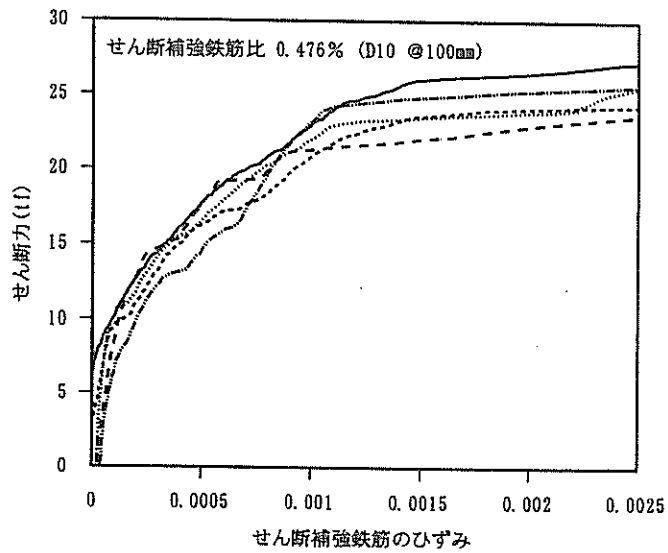
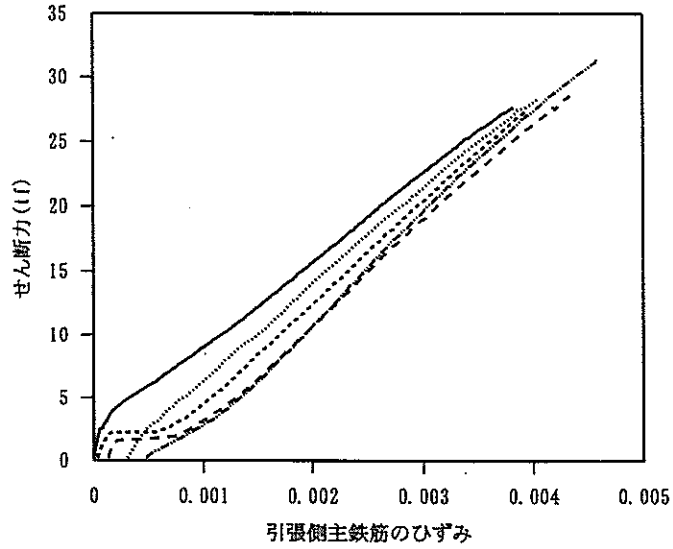


図-21 供試体S-20の初期ひび割れの幅の変化



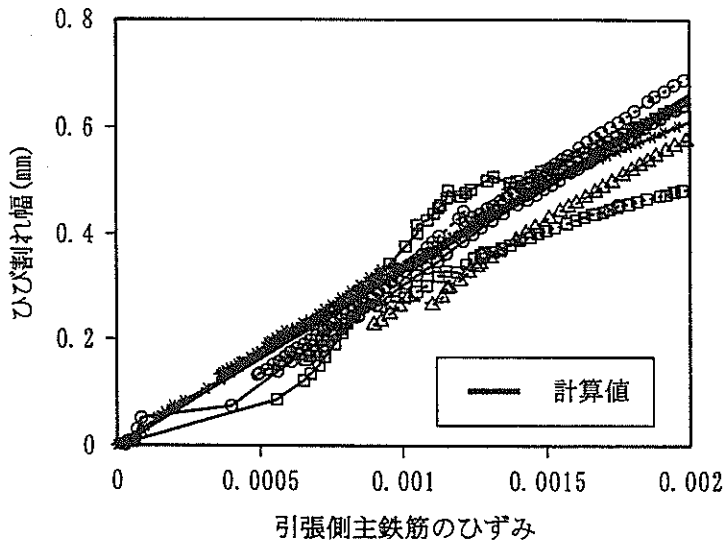
| | 初期ひび割れなし | | 初期ひび割れあり | | |
|------|----------|------|----------|------|------|
| 引張力 | 0tf | 11tf | 11tf | 22tf | 33tf |
| 供試体名 | S-16 | S-17 | S-18 | S-19 | S-20 |

図-22 せん断補強鉄筋のひずみとせん断力の関係 (S-16~S-20)



| | 初期ひび割れなし | | 初期ひび割れあり | | |
|------|----------|------|----------|------|------|
| 引張力 | 0tf | 11tf | 11tf | 22tf | 33tf |
| 供試体名 | S-16 | S-17 | S-18 | S-19 | S-20 |

図-23 引張側主鉄筋のひずみとせん断力の関係 (S-16~S-20)



| | 初期ひび割れなし | | | 初期ひび割れあり | | | |
|------|----------|------|------|----------|------|------|------|
| 引張力 | 0tf | 11tf | 22tf | 0tf | 11tf | 22tf | 33tf |
| 供試体名 | B-1 | B-2 | B-3 | B-4 | B-5 | B-6 | B-7 |
| | x | o | □ | *.. | o.. | △.. | △.. |

図-24 引張側主鉄筋のひずみとひび割れ幅の関係

(2) 曲げ剛性

図-25に、B-1とB-7の上下の主鉄筋のひずみの計測結果を示す。引張力と初期ひび割れを与えないB-1では、曲げモーメントの増加に伴って中立軸（ひずみが0の位置）は中心から上方に移動している。一方、33tfの引張力を与えたB-7では、曲げ載荷初期では全断面に引張ひずみが生じている。そして曲げモーメントの増加に伴って圧縮域が現れ、中立軸が下方に移動している。

一般に曲げ剛性は、（曲げモーメント／曲率）に等しい。曲率は、梁の維ひずみが梁の高さ方向に変化する時の変化率に等しい。すなわち図-25に示した上下2点の計測値の差を、2点の高さの差で除すことにより曲率が求められる。こうして求めた各供試体の曲げ剛性を図-26～32に示す。図には計算値もあわせて示す。この計算値は、2.1で述べた仮定に基づき、式(1)～(6)を用いて求めたものである。

以下に計算値の要点をまとめる。初期ひび割れのないB-1、B-2、B-3の初期曲げ剛性は、全断面有効と仮定して 4423tfm^2 である。曲げひび割れ発生後、これらの供試体の曲げ剛性はそれぞれ 1159tfm^2 、 654tfm^2 、 469tfm^2 まで減少する。その後B-1では中立軸の上昇に伴って曲げ剛性は徐々に減少し、B-2、B-3では逆に中立軸の下降に伴って曲げ剛性は徐々に増加する。初期ひび割れがあり、引張力を与えないB-4の曲げ剛性は、B-1のひび割れ発生後の曲げ剛性と同様の値となる。初期ひび割れと引張力を与えるB-5、B-6、B-7では、曲げ載荷初期では全断面に引張ひずみが生じるため、コンクリートは計算上無視され、上下の主鉄筋だけが有効となる。このときの曲げ剛性は 469tfm^2 である。曲率が増加し上縁のひずみが圧縮に転じると、曲げ剛性が増加を開始する。このときの曲げモーメントは与える引張力に比例し、B-5では 0.8tfm 、B-6では 1.6tfm 、B-7では 2.4tfm である。これらの計算値は実験値の傾向とほぼ対応している。

図-13に示したたわみと曲げモーメントの関係の中で、曲げモーメント 2tfm 以下の載荷初期における関係を図-33に再度示す。図には全断面有効としたときの曲げ剛性と、全断面引張としたときの曲げ剛性を用いた計算値をあわせて示す。B-1の実験値は全断面有効の計算値に近く、B-7の実験値は全断面引張の計算値に近い。B-7の曲げ剛性はB-1の約1/10であり、たわみは約10倍であった。他の供試体の実験値は、2つの計算値の中間にある。

このように、軸方向引張力と初期ひび割れが存在する梁では、特に載荷初期における曲げ剛性が、通常の梁よりもかなり小さい。そして引張力が大きいほど曲げ剛性は低下する。防波堤ケーソンでは初期剛性の低下は特に

問題にならないが、たわみや振動が問題になる構造物では補修の必要が生じる場合もあると考えられる。

(3) 降伏曲げモーメント

図-34では、各供試体に与えた引張力の値と、降伏曲げモーメントの値の関係を示した。実験結果では引張力の増加に伴い降伏曲げモーメントが低下した。引張力33tfのときの降伏曲げモーメントは、引張力0tfのときの約50%であった。引張力が同じであれば、初期ひび割れの有無による差はほとんど無かった。

図中の計算値は、2.1で述べた仮定に基づき、式(1)～(6)を用いて求めたものである。実験結果の方が降伏曲げモーメントがやや大きい、引張力による低下度はほぼ一致している。

同じ計算方法により、主鉄筋比を変化させて軸方向引張力と降伏曲げモーメントの関係を計算した結果を図-35に示す。断面内の鉄筋の位置は供試体と同一として、鉄筋をD16とD22に変えた場合について計算した。引張力の増加に伴って減少する降伏曲げモーメントの値は、主鉄筋比によらずほぼ同じである。このため、引張力0tfのときの降伏曲げモーメントに対する、引張力33tf（ひび割れ発生荷重に相当）のときの降伏曲げモーメントの比は、主鉄筋比が小さいほど小さくなる。主鉄筋比0.89%ではこの比が約50%であったが、主鉄筋比0.62%では約20%、主鉄筋比1.21%では約60%であった。

6. 2 せん断特性に関する考察

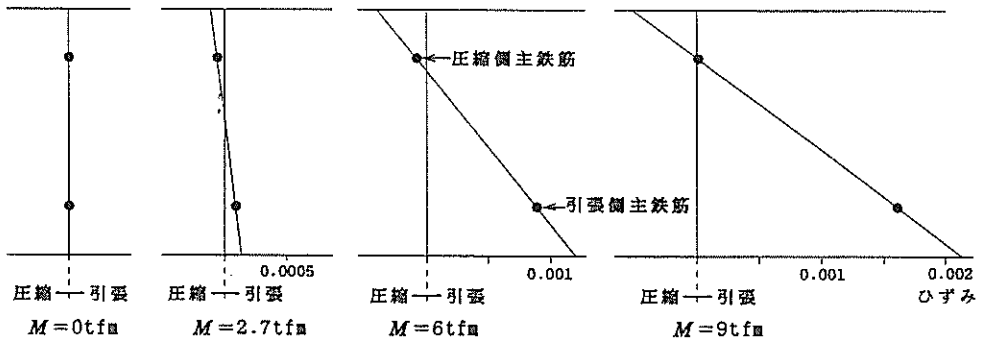
(1) せん断補強鉄筋のひずみ

図-36～38にせん断補強鉄筋のひずみとせん断力の関係を示す。ひずみの実験値は、5.3で述べたとおり計測値の平均値である。計算値は、式(19)を用いて求めたコンクリートの負担するせん断力の値を縦軸の切片とし、直線の傾きは式(18)を用いて求めた。せん断補強鉄筋の降伏ひずみの値を、表-2の試験結果からD6で0.002216、D10で0.001838として、この値に達したあとはせん断力を一定とした。

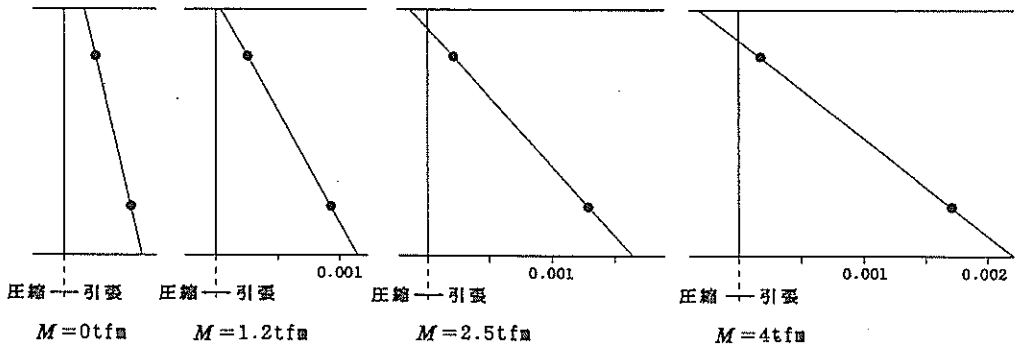
計算値ではひずみの値が実験値よりもやや大きい、ほぼ妥当な値となっている。この結果から、軸方向引張力と初期ひび割れが存在しても、せん断補強鉄筋のひずみはトラス理論に基づく式(18)によって計算できることがわかる。

(2) せん断耐力

せん断補強鉄筋を用いない供試体S-1～S-5のせん断耐力の実験値と計算値を、表-9と図-39に示す。計算には式(19)を用い、軸方向引張力の影響係数として式(21)または式(22)を用いた。材料特性値として強度試験結果を用い、



B-1 (初期ひび割れなし、引張力0tf)



B-7 (初期ひび割れあり、引張力33tf)

図-25 主鉄筋のひずみ

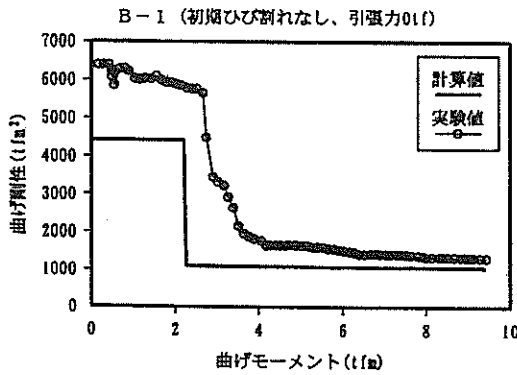


図-26 供試体B-1の曲げ剛性の実験値と計算値
B-2 (初期ひび割れなし、引張力11tf)

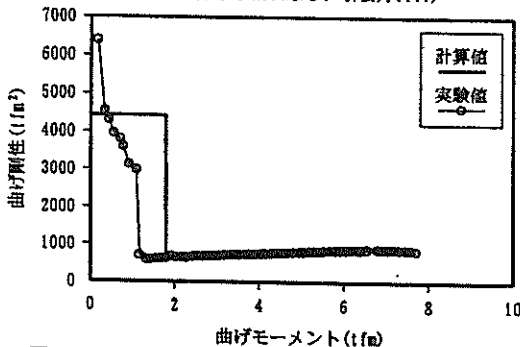


図-27 供試体B-2の曲げ剛性の実験値と計算値

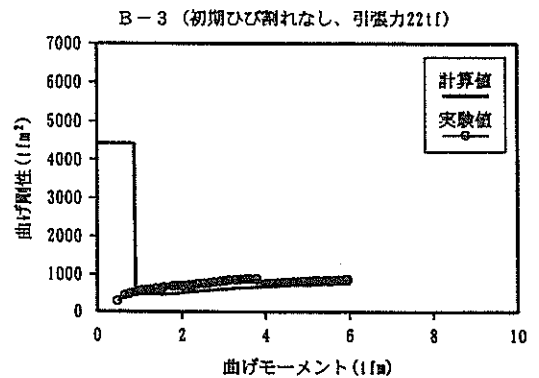


図-28 供試体B-3の曲げ剛性の実験値と計算値
B-4 (初期ひび割れあり、引張力0tf)

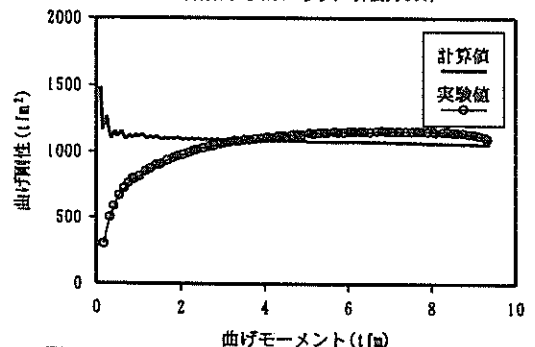


図-29 供試体B-4の曲げ剛性の実験値と計算値

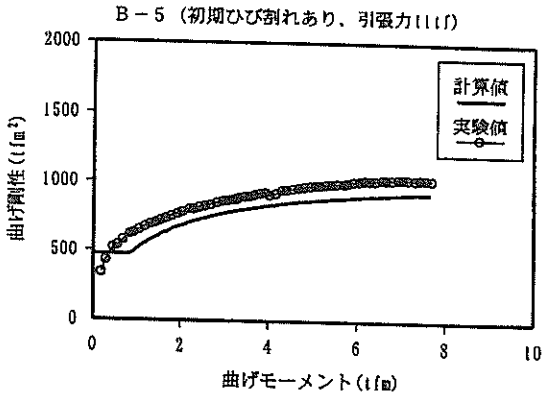


図-30 供試体B-5の曲げ剛性の実験値と計算値

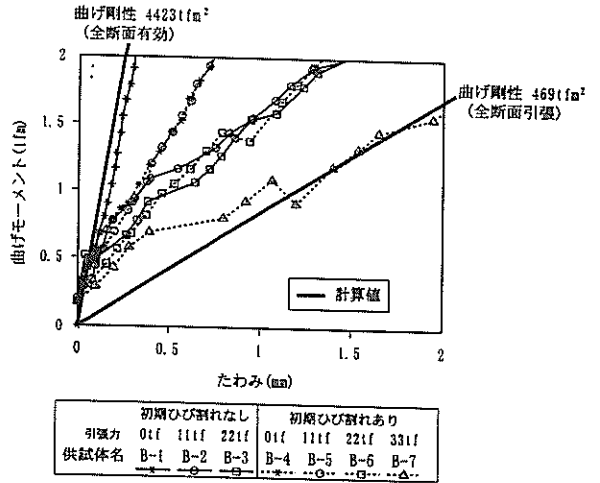


図-33 曲げ載荷初期のたわみの実験値と計算値

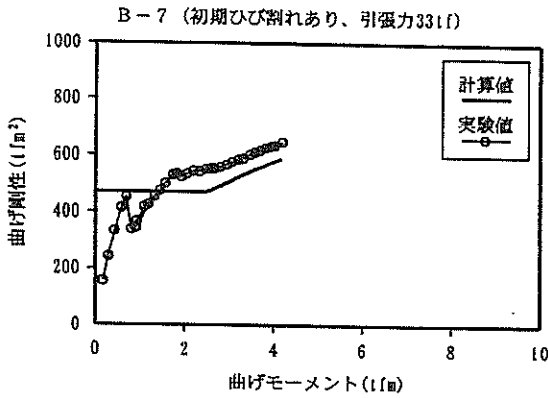


図-31 供試体B-6の曲げ剛性の実験値と計算値

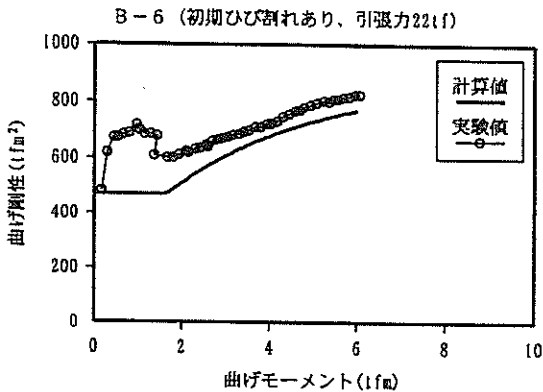


図-32 供試体B-7の曲げ剛性の実験値と計算値

安全係数は1.0とした。供試体の終局曲げモーメント M_u の計算値が34.3tfm、33tfの軸方向引張力に対するデコンプレッションモーメント M_c の値が-2.2tfmであるため、軸方向引張力の影響係数 β_s の値は、式(2)では0.743、式(2')では0.846となる。実験値のせん断ひび割れ発生せん断力は、図-17の荷重変位曲線の勾配がたわみ約5mmで急変したときのせん断力の値である。

計算値はせん断ひび割れ発生時の実験値と近い値となっている。これは式(9)がせん断ひび割れ発生後ただちに破壊に至る梁を対象としているためである。せん断ひび割れ発生せん断力に関しては、軸方向引張力0tfでは実験値の方が小さいが、他のケースでは実験値の方がやや大きい。引張力11tfから33tfまでの引張力の増加に伴い、せん断ひび割れ発生せん断力は低下しており、計算値と対応している。

最大せん断力に関しては、現在算定式はない。今回の実験結果は将来算定式が提案されるための資料と成り得るが、この実験結果だけでは定式化はできない。引張力33tfのときの最大せん断力が特に大きいのが、この理由は確認できなかった。

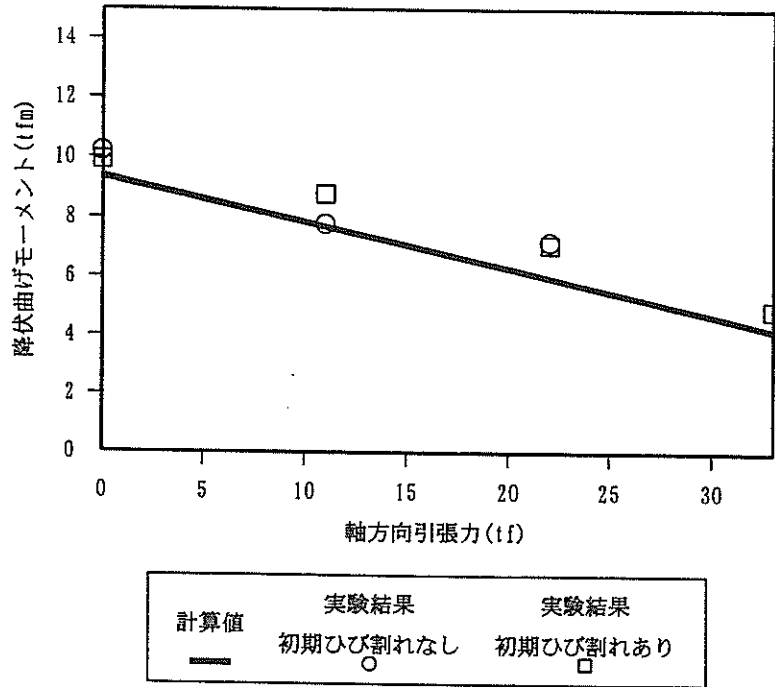


図-34 軸方向引張力と降伏曲げモーメントの関係

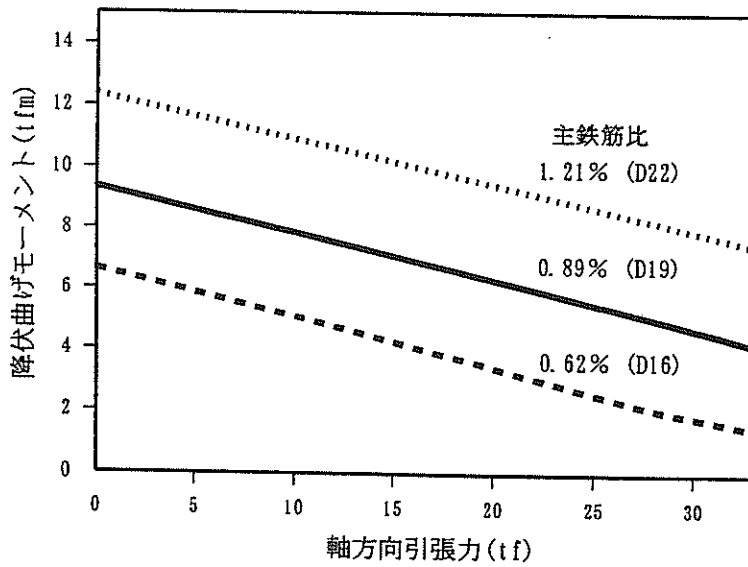
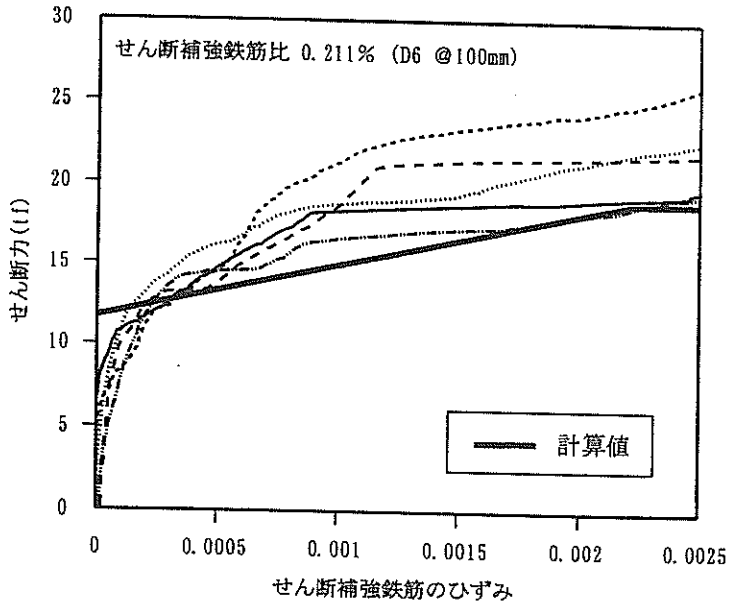
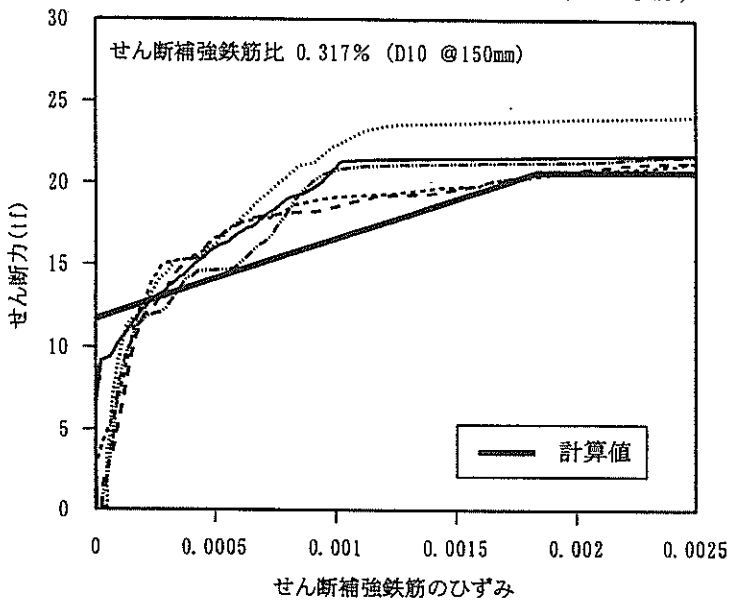


図-35 主鉄筋比を変化させた計算値



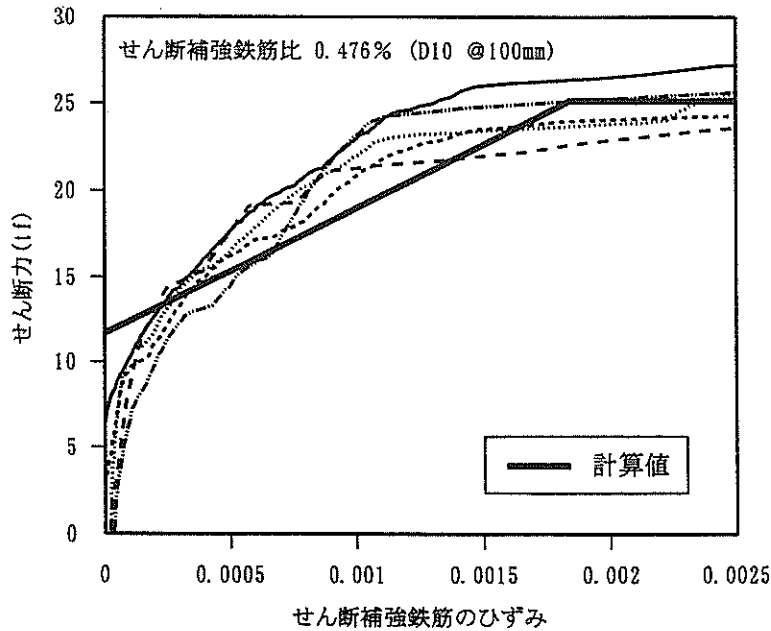
| 初期ひび割れなし | | 初期ひび割れあり | | | |
|----------|-----|----------|------|------|------|
| 引張力 | 0tf | 11tf | 11tf | 22tf | 33tf |
| 供試体名 | S-6 | S-7 | S-8 | S-9 | S-10 |

図-36 せん断補強鉄筋のひずみの実験値と計算値 (S-6~S-10)



| 初期ひび割れなし | | 初期ひび割れあり | | | |
|----------|------|----------|------|------|------|
| 引張力 | 0tf | 11tf | 11tf | 22tf | 33tf |
| 供試体名 | S-11 | S-12 | S-13 | S-14 | S-15 |

図-37 せん断補強鉄筋のひずみの実験値と計算値 (S-11~S-15)



| 初期ひび割れなし | | 初期ひび割れあり | | | |
|----------|------|----------|------|------|------|
| 引張力 | 0tf | 11tf | 11tf | 22tf | 33tf |
| 供試体名 | S-16 | S-17 | S-18 | S-19 | S-20 |

図-38 せん断補強鉄筋のひずみの実験値と計算値 (S-16~S-20)

せん断補強鉄筋を用いた供試体S-6~S-20のせん断耐力の実験値と計算値を、表-10と図-40~42に示す。計算では、せん断補強鉄筋の負担分をトラス理論に基づく式(17)で求め、コンクリート負担分を式(19)と式(20)または式(22)で求め、両者を足し合わせた。実験値のせん断補強鉄筋降伏せん断力は、図-36~38に示したせん断補強鉄筋のひずみが、各鉄筋の降伏ひずみに達したときのせん断力である。

計算値はせん断補強鉄筋の降伏時を対象としているため、せん断補強鉄筋降伏時の実験値とは比較的一致している。特にS-16~S-20ではよく合っているが、S-7, 8, 9ではかなり相違している。最大せん断力については、せん断補強鉄筋を用いない供試体と同様の状況である。

今回の実験供試体では、終局曲げモーメント M_u がデコンプレッションモーメント M_c に比べてかなり高い。このため軸方向引張力によるせん断耐力の低下は、計算結果、実験結果ともに小さい。また、実験結果から軸方向引張力が存在しても最大せん断力はほとんど低下していない。 M_u が低くなると曲げ破壊が先行することと、温度ひび割れが生じた梁ではコンクリートの引張強度以上の引張応力は生じていないことを考えると、 M_o/M_u

の絶対値が今回の供試体よりも大きくかつせん断破壊する状況は、温度ひび割れを想定した場合には考えられない。したがって温度ひび割れが生じた梁に関しては、せん断耐力の低下は考慮しなくてもよいと考えられる。

7. 結論

軸方向引張力、初期ひび割れの有無、および鉄筋比を要因として、鉄筋コンクリート梁供試体27体の载荷実験を行い、以下のような結論を得た。

曲げに関して

①主鉄筋として異形鉄筋D19を鉄筋比0.89%で配置した梁供試体の载荷実験を行った結果、軸方向引張力が大きいほど降伏曲げモーメントは低下し、その低下度は既往の計算方法によって計算可能であった。軸方向引張力が同じであれば、初期ひび割れの有無による降伏曲げモーメントの差は無かった。

②軸方向引張力と初期ひび割れが存在する梁では、特に载荷初期における曲げ剛性が、通常の梁よりもかなり小さかった。そして軸方向引張力が大きいほど曲げ剛性は低下した。このため、たわみや振動が問題になる構造物

表-9 セン断耐力の実験値と計算値 (S-1~S-5)

| 供試体 | せん断補強鉄筋比 (%) | 軸方向引張力 (tf) | 計算値 (tf) | | 実験値 (tf) | |
|-----|--------------|-------------|----------|-------|---------------|--------|
| | | | 式(21) | 式(22) | せん断ひび割れ発生せん断力 | 最大せん断力 |
| S-1 | 0 | 0 | 10.70 | 10.70 | 9.8 | 12.6 |
| S-2 | 0 | 0→11 | 9.79 | 10.16 | 11.8 | 15.0 |
| S-3 | 0 | 0→33→11 | 9.79 | 10.16 | 11.3 | 16.1 |
| S-4 | 0 | 0→33→22 | 8.95 | 9.66 | 10.4 | 13.5 |
| S-5 | 0 | 0→33 | 7.95 | 9.06 | 10.0 | 21.5 |

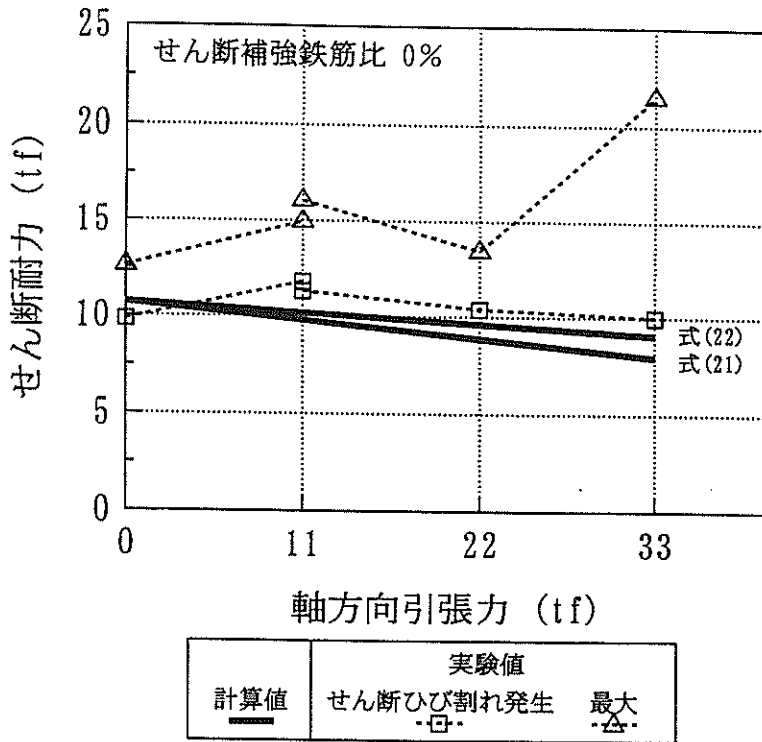


図-39 セン断耐力の実験値と計算値 (S-1~S-5)

では注意が必要である。

③軸方向引張力による初期ひび割れの幅の、曲げ載荷に伴う増加量は、鉄筋ひずみの増加量に比例した。その比例定数は、初期ひび割れのない梁とほぼ同じであり、コンクリート標準示方書⁹⁾の算定式が適用可能である。

せん断に関して

①主鉄筋として異形PC鋼棒D23を鉄筋比1.30%で配置した梁供試体の載荷実験を行った結果、斜めひび割れは初期ひび割れを横切って生じ、その形状は軸方向引張力に無関係であった。斜めひび割れ発生時には、載荷点に近い初期ひび割れは、上部が閉じて通常の曲げひび割れ

と同様の状態となっていた。支点付近の断面では初期ひび割れが閉じなかったが、この初期ひび割れ面での破壊は生じなかった。

②軸方向引張力と初期ひび割れが存在しても、せん断補強鉄筋のひずみはトラス理論に基づいて計算できた。

③せん断補強鉄筋を用いない供試体のせん断ひび割れ発生せん断力の実験値と、せん断補強鉄筋を用いた供試体のせん断補強鉄筋降伏時のせん断力の実験値は、既往の算定式による計算値と概ね一致した。

(1996年3月29日受付)

表-10 セン断耐力の実験値と計算値 (S-6~S-20)

| 供試体 | せん断補強鉄筋比 (%) | 軸方向引張力 (tf) | 計算値 (tf) | | | | 実験値 (tf) | | |
|------|--------------|-------------|-------------------|-----------------|-------|-------------|----------|-----------|--------|
| | | | 鉄筋負担分 V_s 式(17) | コンクリート負担分 V_c | | $V_s + V_c$ | | せん断補強鉄筋降伏 | 最大せん断力 |
| | | | | 式(21) | 式(22) | 式(21) | 式(22) | | |
| S-6 | 0.211 | 0 | 7.19 | 11.68 | 11.68 | 18.87 | 18.87 | 19.2 | 22.0 |
| S-7 | 0.211 | 0→11 | 7.19 | 10.69 | 11.10 | 17.88 | 18.29 | 24.8 | 28.6 |
| S-8 | 0.211 | 0→40→11 | 7.19 | 10.69 | 11.10 | 17.88 | 18.29 | 21.9 | 26.2 |
| S-9 | 0.211 | 0→40→22 | 7.19 | 9.78 | 10.55 | 16.97 | 17.74 | 21.7 | 22.5 |
| S-10 | 0.211 | 0→40→33 | 7.19 | 8.68 | 9.89 | 15.87 | 17.08 | 18.6 | 26.7 |
| S-11 | 0.317 | 0 | 8.96 | 11.68 | 11.68 | 20.64 | 20.64 | 21.6 | 24.5 |
| S-12 | 0.317 | 0→11 | 8.96 | 10.69 | 11.10 | 19.65 | 20.06 | 20.4 | 29.8 |
| S-13 | 0.317 | 0→33→11 | 8.96 | 10.69 | 11.10 | 19.65 | 20.06 | 23.8 | 25.8 |
| S-14 | 0.317 | 0→33→22 | 8.96 | 9.78 | 10.55 | 18.74 | 19.51 | 20.5 | 26.7 |
| S-15 | 0.317 | 0→33 | 8.96 | 8.68 | 9.89 | 17.64 | 18.85 | 21.2 | 23.8 |
| S-16 | 0.476 | 0 | 13.44 | 11.68 | 11.68 | 25.12 | 25.12 | 26.3 | 27.7 |
| S-17 | 0.476 | 0→11 | 13.44 | 10.69 | 11.10 | 24.13 | 24.54 | 24.0 | 27.5 |
| S-18 | 0.476 | 0→33→11 | 13.44 | 10.69 | 11.10 | 24.13 | 24.54 | 23.7 | 28.4 |
| S-19 | 0.476 | 0→33→22 | 13.44 | 9.78 | 10.55 | 23.22 | 23.99 | 22.6 | 28.7 |
| S-20 | 0.476 | 0→33 | 13.44 | 8.68 | 9.89 | 22.12 | 23.33 | 25.1 | 31.4 |

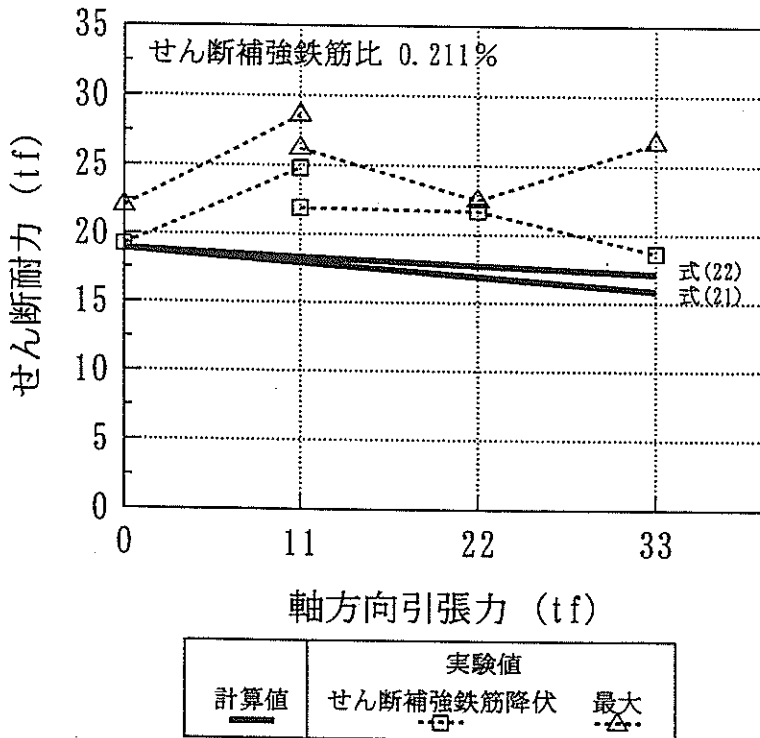
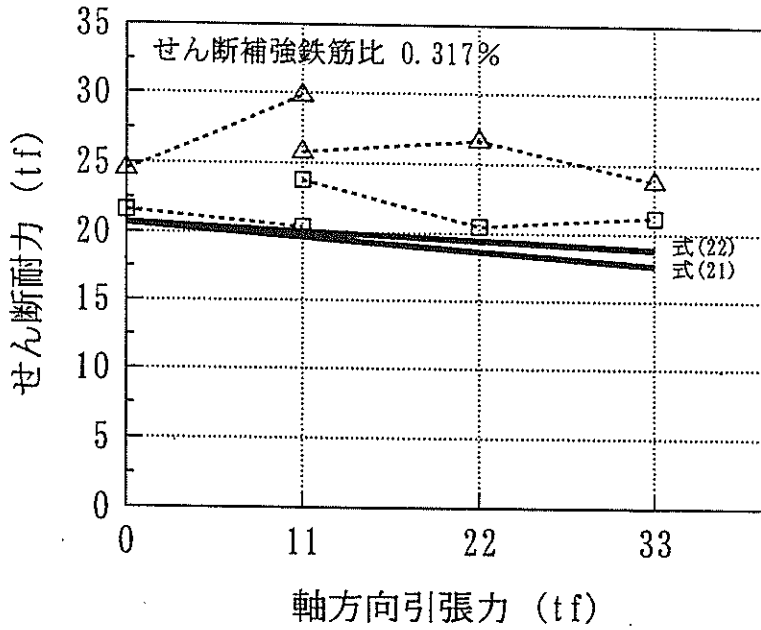
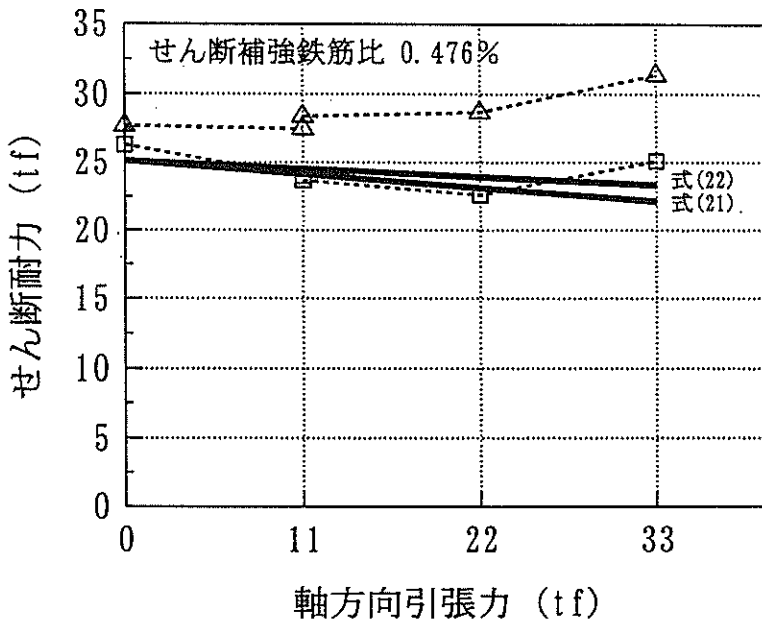


図-40 セン断耐力の実験値と計算値 (S-6~S-10)



| | | |
|-----|-----------|----|
| 計算値 | 実験値 | |
| | せん断補強鉄筋降伏 | 最大 |
| — | □ | △ |

図-41 せん断耐力の実験値と計算値 (S-11~S-15)



| | | |
|-----|-----------|----|
| 計算値 | 実験値 | |
| | せん断補強鉄筋降伏 | 最大 |
| — | □ | △ |

図-42 せん断耐力の実験値と計算値 (S-16~S-20)

参考文献

- 1) 長尾毅, 寺内潔, 清宮理: コンクリート港湾構造物の温度ひびわれ予測手法の比較と対策事例, 港湾技研資料, No.800, 1995. 3
- 2) 土木学会: 平成3年版コンクリート標準示方書〔設計編〕, p.52, pp.58-61, p.85, p92, 1991.9
- 3) Mörsch, E., "Der Eisenbetonbau" 3rd ed., 1908
- 4) 二羽淳一郎, 山田一宇, 横沢和夫, 岡村甫: セン断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp.167-176, 1986.8
- 5) 土木学会: コンクリートライブラリー第61号, コンクリート標準示方書(昭和61年制定)改訂資料, pp.163-166, 1986.10
- 6) 田村隆弘, 重松恒美, 原隆, 丸山久一: 軸方向引張力を受けるRC梁のせん断耐力算定式に関する一考察, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.225-234, 1995.8
- 7) Mattock, A.H.: "Diagonal Tension Cracking in Concrete Beams with Axial Forces," Proceedings of the ASCE, Vol.95, No.ST9, Sept. 1969, pp.1887-1900
- 8) Haddadin, M.J., Hong, S.T. and Mattock, A.H.: "Stirrup Effectiveness in Reinforced Concrete Beams with Axial Force," Proceedings of the ASCE, Vol.97, No.ST9, Sept. 1971, pp.2277-2297
- 9) Sørensen, K.; Løset, Ø.; and Olsen, T.O., "Investigation of the Influence of Axial Tensile Forces on the Transverse Shear Strength," Report No.PP1-1-5, Det Norske Veritas, Oslo, June 1981
- 10) 山田昌郎, 清宮理: 初期貫通ひびわれを有する鉄筋コンクリートはり部材のせん断耐力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.791-796, 1995.6

港湾技研資料 No.839

1996・6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 東京プリント

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.

Copyright © (1996) by P.H.R.I

Allright reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.H.R.I

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。