

## 第 3 章

## 梁部材

### 第3章 梁部材

本研究において梁部材の構造性能実験データベースの収集は、以下の論文から行った。日本建築学会発行の論文報告集，大会学術講演概便集，構造工学論文集，日本コンクリート工学会発行の年次講演会論文集に1976年から2013年までに記載された実験データから有用なデータを抽出し，以下の破壊モードに分類しデータベース化を行った。

- 1) 梁曲げ降伏先行型 (曲げ降伏後のせん断破壊，付着破壊，曲げ圧壊など)
- 2) 梁せん断破壊型 (曲げ降伏前のせん断破壊)
- 3) 梁付着破壊型 (曲げ降伏前後の付着破壊)

各試験体の破壊モードは，著者の記述に従って分類している。特に複数の研究機関の間で梁曲げ降伏後のせん断破壊と，付着破壊の区別などが，物理的に定義することが難しい状況にある。原則としては，破壊の現象と耐力低下が連動していることによって判定されるものと考えられる。

### 3.1 データベースの項目

本節では、本研究で作成したデータベースのうち梁部材のデータベースにおける項目についての説明を掲載する。

#### 1. 基本情報：ID，出典情報等

##### 101-ID 情報

- 1) 通し番号：部材毎に通し番号を付ける。
- 2) 実験主体；実験実施の主体を記載する。
- 3) 文献に記載されている試験体の名称を付ける。
- 4) 架構試験体の一部などで，試験体名称と異なる場合に名称を設ける。

##### 102-文献情報

- 1) 文献番号：主たる論文について文献収集リストで付与した通し番号を記載する。
- 2) 関連文献番号：主たる論文に関連する文献収集リストで付与した通し番号を記載する。複数記載可。
- 3) 情報：主たる文献で必要な情報（タイトルや雑誌名）を表示させる。

#### 2. 試験体情報：材料，部材断面

##### 201-一般情報

- 1) スケール；実断面に対して縮小された場合の規模。例えば 1/2 など
- 2) 配筋の対称性；配筋の配置について対称性を記載する。
- 3) 打設方向；試験体の軸方向と同じ方向からの打設を鉛直，直交方向からの打設を水平とする。
- 4) 打設打継；試験体途中での打継の有無。ある場合，打継面の処理方法。
- 5) 備考；上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

##### 202-材料情報

a. 以下，コンクリートの材料特性について記載する。

- 1) 設計強度；当該文献に記載されている目標強度で，試験体の設計時に用いた強度。
- 2) 圧縮強度；当該文献に記載されている最大圧縮強度を記載する。
- 3) 圧縮強度時歪み；当該文献に記載されている最大圧縮強度時歪みを記載する。
- 4) 引張強度；当該文献に記載されている引張強度を記載する。その値を割裂強度から算定している場合は，「算定値」を選択し，その値を記載する。また，直接引張実験から算定している場合は，「実験値」を選択し，その値を記載する。その他，算定方法が不明な場合は「-」を選択する。
- 5) ヤング係数；当該文献に記載されているヤング係数を記載する。その値の算定方法（AIJRC 規準式（コンクリート強度から算定する式で 2）の圧縮強度を用いた場合），JIS A1149 式（実験結果より算定する），「-」（算定方法が記載されていない）を選択する。値がない場合は「-」を選択する。

b, c. 以下，鉄筋の材料特性について記載する。

- 1) 降伏強度；当該文献に記載されている降伏強度を記載する。その値の算定方法（降伏点，0.2%耐力，「-」（算定方法が記載されていない））を選択する。値がない場合は「-」を選

### 第3章 梁部材

択する。

- 2) 降伏歪み；当該文献に記載されている降伏歪みを記載する。その値が材料実験から得られた値を用いて算定されていれば「実験値」とする。その他、算定方法が不明な場合は「-」を選択する。
- 3) 引張強度；当該文献に記載されている引張強度を記載する。
- 4) 引張強度歪み；当該文献に記載されている引張強度歪み度を記載する。
- 5) ヤング係数；当該文献に記載されているヤング係数を記載する。その値を実験で得られる降伏強度および降伏歪みを用いて算定している場合は「実験値」と記載する。その他、算定方法が不明な場合は「-」を選択する。
- 6) 備考；上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

#### 203-部材形状情報

- 1) 断面形状；矩形または円形などのコンクリート外部の形状。
- 2) 幅；矩形断面において、加力方向に対して直交する辺の長さ。円形断面の場合はその直径。
- 3) せい；矩形断面において、加力方向に対して平行する辺の長さ。円形断面の場合はその直径。
- 4) 有効せい；矩形断面において、圧縮縁から引張鉄筋重心位置までの長さ。円形断面の場合は等価長方形断面に置換した場合の圧縮縁から引張鉄筋重心位置までの長さ。
- 5) コア断面積；外周部せん断補強筋に囲まれた断面積
- 6) 被りコンクリート厚さ；矩形断面の場合、幅とせいのかぶり厚さをそれぞれ記入。
- 7) クリアスパン；対象部材の内法長さ
- 8) 備考；上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

#### 204-主筋情報

- 1) 本数；全主筋本数
- 2) 呼び名；鉄筋の形状と径を表す記号。（例えば D19 や  $\phi 9$ 、#4 など）
- 3) 種類；主筋の種類。例えば SD345 など
- 4) 継手有無；主筋が部材内で継手使用の有無。
- 5) 継手長さ；主筋の継手がある場合はその長さ。
- 6) 備考；継手の位置情報など、その他継手に関して追記すべき情報。
- 7) 主筋位置情報；1-5 は鉄筋の位置，6-10 はそれぞれの位置に配された本数を示す。位置の基点は、正載荷側においてモーメントが大きい側の端部の断面の圧縮力を負担している側とする。ただし、両端部のモーメントが等しければ脚部（左端）の断面位置を採用する。なお、鉄筋の段数がさらにある場合は適宜追加する。

#### 205-せん断補強筋情報

- 1) 形状；部材断面における補強筋形状。2種類ある場合は外周部とその内部の形状を記載する。（例えば、中子筋のある矩形のせん断補強筋の場合、「矩形・中子」）
- 2) 呼び名；鉄筋の形状と径を表す記号。（例えば D19 や  $\phi 9$ 、#4 など）
- 3) 間隔；1，2 は部材長さ方向で間隔が変わる場合、狭い領域（例えばヒンジ領域）と広い領域の間隔。1種類のみの場合、「狭い箇所」欄に記載する。位置；3 は狭い領域の長さ  
と位置が分かる情報を記載。
- 4) 種類；補強筋の種類。例えば SD295 など

- 5) 1-4 有効本数；幅方向とせい方向の補強筋（中子筋を含む）の足の数（図 3.1.1）。3)で記載した狭い箇所と広い箇所がある場合は、それぞれ記載し、部材長において補強筋が等間隔の場合は、「狭い箇所」欄にのみ記載する。
- 6) 1, 2 外周補強筋間距離；外周補強筋の中心間距離（図 3.1.2）。

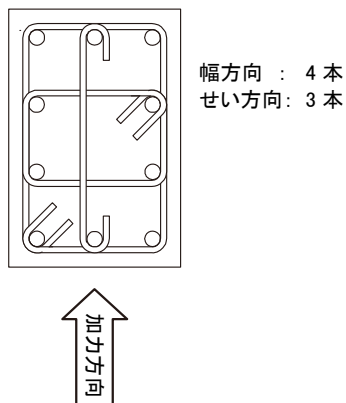


図 3.1.1 補強筋有効本数

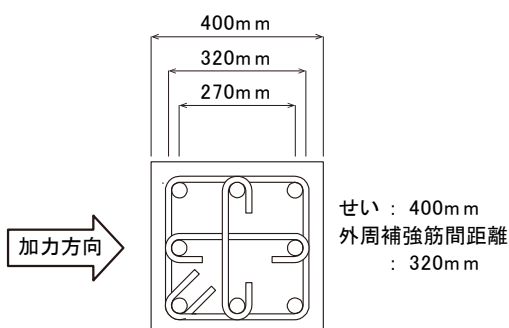


図 3.1.2 補強筋間距離

- 7) 有効横支持長さ；はば方向およびせい方向に対して、各主筋間最短距離の最大値（下図の  $C_i$  参照）。下図で横方向から载荷する場合、図中の  $C_i$  がせい方向の長さとなる。

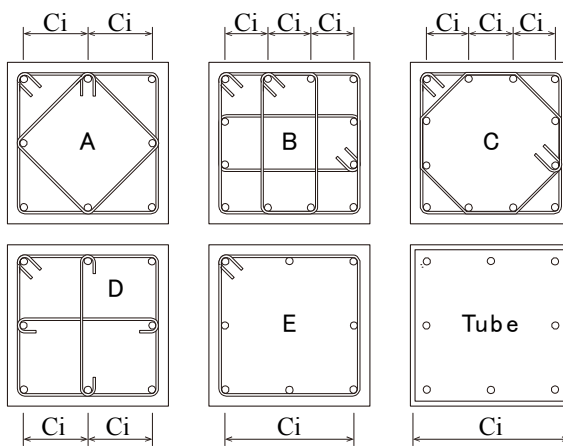


図 3.1.3 有効横支持長さの定義

- 8) 定着性状；1 は定着性状を示す。例えば、フックの有無，重ね継手，溶接，その他（機械式継手など）。フック形状；2 はフックがある場合はフック角度で例えば，90 や 135 度。継手長さ；重ね継手を選択した場合の継手長さ。

### 3. 加力・計測情報：加力概要，計測概要

#### 301-加力情報

- 1) 加力形式；部材の加力形式を示す。例えば，片持ちや両端固定（建研式，大野式），その他（ダブルエンド式など）

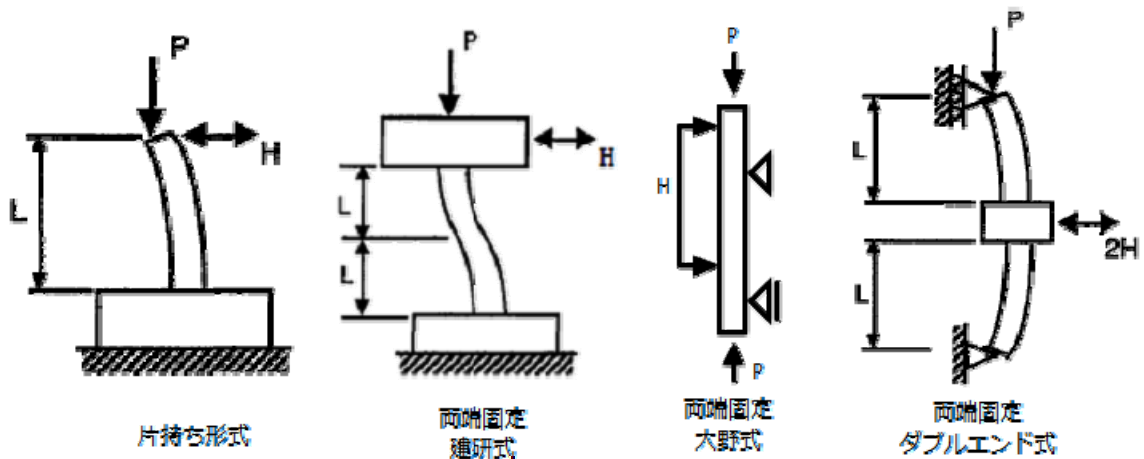
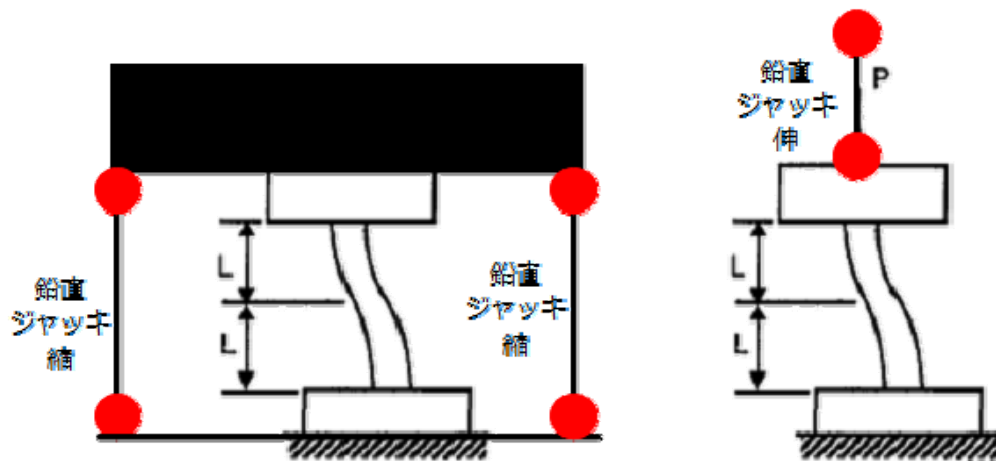


図 3.1.4 加力形式

- 2) 加力方向；部材が水平に加力される方向を示す。例えば一方向，二方向，斜め 45 度など
- 3) 载荷履歴；加力载荷の履歴を示す。例えば，単調片押し，繰り返し，ランダムなど
- 4) 軸力の種類；作用させる軸力の種類を示す。一定軸力または変動軸力を選択する。
- 5) 1, 2 軸力；部材に作用させる軸力の値を示す。一定軸力の場合は，変動軸力の欄は「-」と記載する。変動軸力の場合は，下限値と上限値（例えば・300~400 など）を記載する。
- 6) 軸力の作用位置；作用させる軸力の位置を示す。例えば，偏心が無く部材断面に作用している場合は「中心」，偏心して作用している場合は「偏心」を選択する。
- 7) 鉛直ジャッキと取り付け方；鉛直ジャッキが部材にどのように取り付けられているかを示す。例えば，ピン支持，ローラー支持，その他など。また当該鉛直ジャッキの導入軸力の種類（図 3.1.5 参照）を記載する。



(a) ジャッキが縮む場合

(b) ジャッキが伸びる場合

図 3.1.5 鉛直ジャッキの軸力種類（試験体に圧縮軸力を作用させる場合）

- 8) シアスパン；反曲点位置から部材端部までの長さの内，最大の長さ。反曲点高さをジャッキにより制御している場合はその高さ（長い方）を記載する。またジャッキにより制御

していない場合で建研式加力を行っている場合は、クリアスパンの半分の長さを記載する。それ以外は「-」と記載する。

#### 302-計測情報

- 1) 部材応力の計測方法；部材が負担している応力（せん断力，軸力）の計測方法について示す。ジャッキの荷重をロードセルで計測している値が示されている場合は「間接」，部材の応力をロードセルなどで直接計測している場合は「直接」を選択し，不明の場合「-」と記載する。
- 2) 部材変位の計測方法；加力により生じる部材の変位の計測方法について示す。部材角や軸方向変位を算定するためのデータが直接計測されている場合は「直接」，計測データを用いて上記変位の算定する必要がある場合は，「間接」を選択し，不明の場合「-」と記載する。

#### 4. 実験データ情報：

##### 401-データ特性情報

- 1) 水平応力データの有無；水平応力データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。梁の場合は，それらのデータを用いてせん断力を算定する場合に， $P-\Delta$ （ジャッキによる分を含む）の補正の必要があるかどうかを示す。補正が必要であり，文献内の情報から可能である場合，「必要（可）」，補正が必要だが文献内の情報からできない場合，「必要（不可）」を選択する。
- 2) 備考；上記の補足またはその他必要な情報を記載。
- 3) 水平変形データの有無；水平変形データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。部材の水平変形として使用するために，補正の必要性の有無について示す。
- 4) 備考；上記の補足またはその他必要な情報を記載。
- 5) 鉛直変形データの有無；鉛直変形データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。部材の鉛直変形として使用するために，補正の必要性の有無について示す。
- 6) 備考；上記の補足またはその他必要な情報を記載。
- 7) 分離された水平変形データの有無；分離された水平変形データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。部材の分離された水平変形として使用するために，補正の必要性の有無について示す。
- 8) 備考；上記の補足またはその他必要な情報を記載。

##### 402-剛性情報

- 1) 第1折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる弾性剛性の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。
- 2) 第2折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第2折れ点の割線剛性の値を

### 第3章 梁部材

示す。正負交番載荷の場合は、正負の値を示す。

- 3) 第2折れ点後（正勾配）；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第2折れ点以降の正勾配を接線剛性の値で示す。なお、脆性部材の場合は「-」と表記。正負交番載荷の場合は、正負の値を示す。
- 4) 耐力低下（負勾配）；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる耐力低下時の負勾配を接線剛性の値で示す。正負交番載荷の場合は、正負の値を示す。

#### 403-強度情報

- 1) 第1折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第1折れ点の強度の値を示す。正負交番載荷の場合は、正負の値を示す。
- 2) 第2折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第2折れ点の強度の値を示す。正負交番載荷の場合は、正負の値を示す。
- 3) 第3折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第3折れ点の強度の値を示す。正負交番載荷の場合は、正負の値を示す。

#### 404-変形情報

- 1) 第1折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第1折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は、正負の値を示す。
- 2) 第2折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第2折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は、正負の値を示す。
- 3) 第3折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第3折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は、正負の値を示す。
- 4) 第4折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第4折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は、正負の値を示す。

#### 405-減衰情報

- 1) ポテンシャルエネルギー；各変形角におけるポテンシャルエネルギーを示す。
- 2) 履歴吸収エネルギー；各変形角における履歴吸収エネルギー量を示す。
- 3) 等価粘性減衰定数；各変形角における記載されている等価粘性減衰定数を示す。

#### 406-破壊モード

- 1) 実験時破壊モード；実験で得られている破壊モード。正負交番載荷の場合は、正負の値を示す。
- 2) 計算時破壊モード；文献中で計算された最小の終局強度を破壊モードとする。正負非対称の部材の場合は、正負の値を示す。

#### 407-損傷状態情報（ひび割れや鉄筋降伏、圧縮破壊、主筋座屈などの損傷状態を示す情報）

- 1) 曲げひび割れ；実験で得られている曲げひび割れ時の荷重と変形の値。
- 2) せん断ひび割れ；実験で得られているせん断ひび割れ時の荷重と変形の値。
- 3) 主筋降伏；実験で得られている最初に主筋が降伏した時の荷重と変形の値。
- 4) せん断補強筋降伏；実験で得られている最初にせん断補強筋が降伏した時の荷重と変形の値。
- 5) かぶりコンクリート剥落；実験で得られているかぶりコンクリートが剥落した時の荷重と変形の値。
- 6) 最大耐力；実験で得られている最大耐力に達した時の荷重と変形の値。



- 7) 主筋座屈；実験で得られている最初に主筋が座屈した時の荷重と変形の値。
- 8) 軸崩壊；実験で得られている軸崩壊に達したまたはそう見なされる時の荷重と変形の値。
- 9) ひび割れ情報；ひび割れ図の有無，ある場合はそのデータの保存を行い，そのファイル名を記載。またひび割れが計測されている部材角を記載する。
- 10) その他の損傷情報；ひび割れ幅や長さなどさらに詳細な情報を計測の有無について記載。

#### 408-デジタルデータ

- 1) ファイル名；デジタルデータをテキスト形式で保存。そのファイル名称を記載。

#### 5. データの信頼度指標（収集元のデータの信頼性を表す指標を導入）：

上記 4. の各評価項目に対して信頼度を付けることで，不適切データの定義に活用する。必要に応じて追加する。

評価シート：各評価方法に対して剛性，耐力，靱性能についての算定に必要な項目を示し，その算定値と式の算定精度を示す。

#### 1-剛性評価

##### 101-曲げ弾性剛性

- 1) 各計算に必要な項目（複数あり）
  - a) 弾性剛性  $K1f$

##### 102-せん断弾性剛性

- 1) 各計算に必要な項目（複数あり）
  - a) 弾性剛性  $K1s$

##### 103-降伏時剛性 $Ky$

- 1) 各計算に必要な項目（複数あり）
- 2) 降伏時剛性  $Ky$

##### 104-せん断破壊時剛性

- 1) 各計算に必要な項目（複数あり）
- 2) せん断破壊時剛性  $Ksu$

##### 105-3次勾配 $K3$ （正勾配）

- 1) 各計算に必要な項目（複数あり）
- 2) 3次勾配  $K3$

##### 106-精度

- 1) 弾性剛性（算定値）
- 2) 実験値/算定値
- 3) 降伏時剛性（算定値）
- 4) 実験値/算定値
- 5) せん断破壊時剛性（算定値）
- 6) 実験値/算定値
- 7) 3次勾配（算定値）

### 第3章 梁部材

#### 8) 実験値/算定値

#### 2-強度評価

##### 101-曲げひび割れ

1) 各計算に必要な項目（複数あり）

a) 曲げひび割れ強度  $Q_{fc}$

##### 102-せん断ひび割れ

1) 各計算に必要な項目（複数あり）

a) せん断ひび割れ強度  $Q_{sc}$

##### 103-曲げ終局強度

1) 各計算に必要な項目（複数あり）

a) 曲げ終局強度  $Q_{fu}$

##### 104-せん断終局強度

1) 各計算に必要な項目（複数あり）

a) せん断終局強度  $Q_{su}$

##### 105-精度

1) 曲げひび割れ強度（算定値）

2) 実験値/算定値

3) せん断ひび割れ強度（算定値）

4) 実験値/算定値

5) 曲げ終局強度（算定値）

6) 実験値/算定値

7) せん断終局強度（算定値）

8) 実験値/算定値

#### 3-変形評価

##### 101-曲げ降伏後破壊変位

1) 各計算に必要な項目（複数あり）

a) 曲げ降伏後破壊変位  $\delta_d$

4-評価結果集計：平均値（実験値/算定値），標準偏差  $\sigma$ ，変動係数 CV：

### 3.2 収集データの特徴

#### 3.2.1 引用論文

表 3.2.1, 表 3.2.2 に本データベースで引用した論文の数を示す。なお, 引用時に主に使用した論文とは別に, 主たる論文に関連する形で引用した論文の数も含んでいる。

表 3.2.1 引用した論文の数 (論文別)

論文名	論文数
黄表紙	16
JCI大会	67
JCI論文集	3
構造工学	2
AIJ	23
AIJ論文集	2
建研	1
合計	114

表 3.2.2 引用した論文の数 (年代別)

年度	論文数	年度	論文数	年度	論文数	年度	論文数	年度	論文数
1970	0	1980	1	1990	6	2000	6	2010	2
1971	0	1981	0	1991	2	2001	5	2011	1
1972	0	1982	0	1992	10	2002	6	2012	1
1973	0	1983	0	1993	8	2003	3	2013	0
1974	0	1984	0	1994	10	2004	2		
1975	0	1985	0	1995	11	2005	1		
1976	1	1986	1	1996	3	2006	4		
1977	0	1987	4	1997	6	2007	0		
1978	1	1988	2	1998	4	2008	0		
1979	1	1989	3	1999	7	2009	2		
合計	3	合計	11	合計	67	合計	29	合計	4
								合計	114

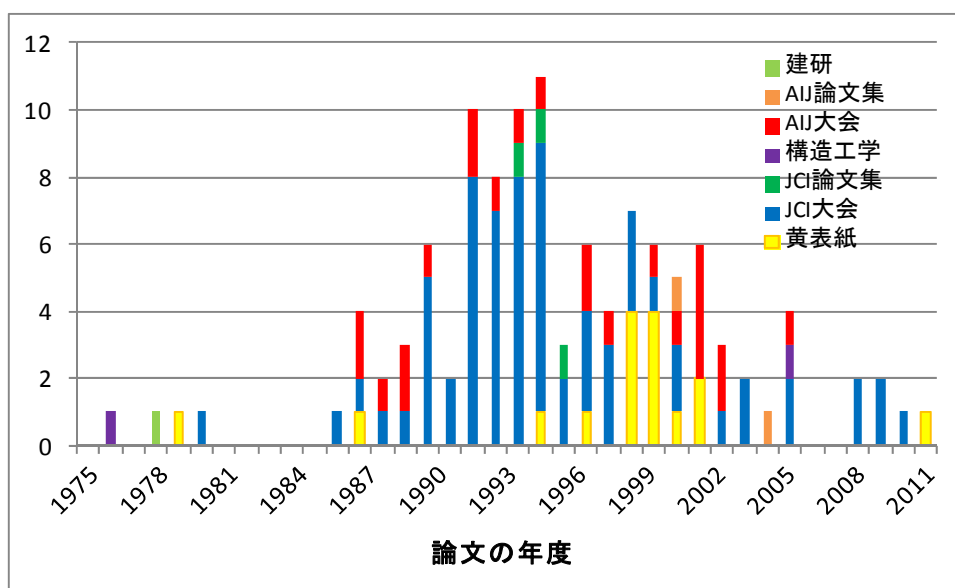


図 3.2.1 引用した論文の数

### 第3章 梁部材

#### 3.2.2 引用試験体数

表 3.2.3, 表 3.2.4 に本データベースで引用した試験体数を示す。

表 3.2.3 引用した試験体の数 (論文別)

論文名	試験体数
黄表紙	89
JCI大会	272
JCI論文集	0
構造工学	9
AIJ	114
AIJ論文集	6
建研	7
合計	497

表 3.2.4 引用した試験体の数 (年代別)

年度	試験体数	年度	試験体数	年度	試験体数	年度	試験体数	年度	試験体数
1970	0	1980	2	1990	36	2000	14	2010	9
1971	0	1981	0	1991	5	2001	15	2011	3
1972	0	1982	0	1992	74	2002	69	2012	3
1973	0	1983	0	1993	25	2003	17		
1974	0	1984	0	1994	18	2004	12		
1975	0	1985	0	1995	36	2005	5		
1976	8	1986	6	1996	8	2006	11		
1977	0	1987	15	1997	29	2007	0		
1978	7	1988	12	1998	14	2008	0		
1979	8	1989	20	1999	14	2009	2		
合計	23	合計	55	合計	259	合計	145	合計	15
								合計	497

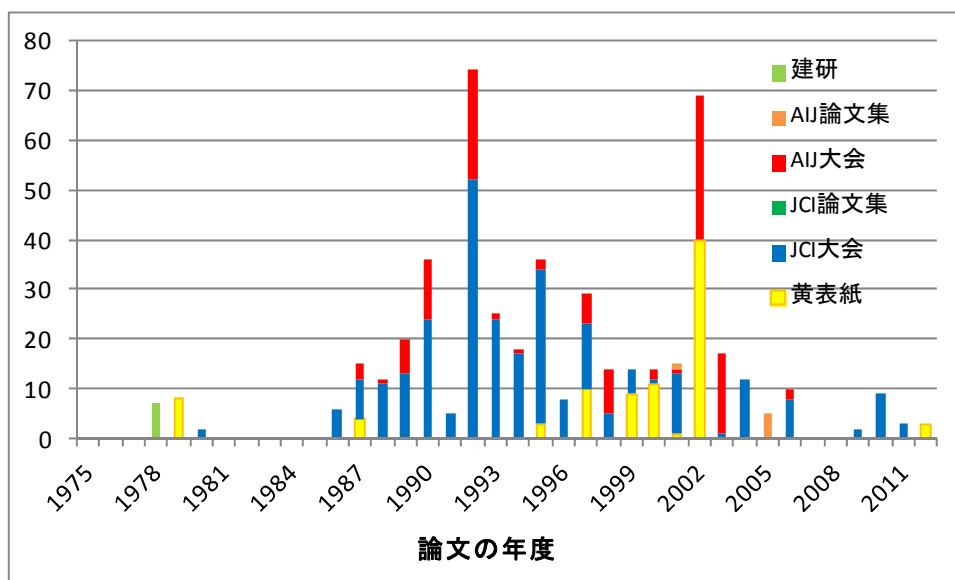


図 3.2.2 引用した試験体の数

### 3.2.3 収集した実験データの特徴

収集した実験データの特徴を示すために、以下の項目についての収集データの頻度分布および統計データを、以下の項目について示す。

(検討項目)

コンクリート強度	図 3.2.3
主筋強度	図 3.2.4
梁主筋比	図 3.2.5
コンクリート強度－主筋強度関係	図 3.2.7
せん断補強筋強度	図 3.2.8
せん断補強筋比	図 3.2.9
コンクリート強度－せん断補強筋強度関係	図 3.2.10
主筋降伏強度－せん断補強筋強度関係	図 3.2.11
試験体スケール	図 3.2.12
せん断スパン比	図 3.2.13

### 第3章 梁部材

#### 1) コンクリート強度 (図 3.2.3 参照)

収集した実験データのコンクリート強度は、 $12.2\text{N/mm}^2$ から $166.8\text{N/mm}^2$ に分布しており、主に $20\sim 60\text{ N/mm}^2$ のコンクリートが多く使用されている。いわゆる普通強度コンクリートに相当する。一部、既存建物を対象とした実験データが含まれている。

$f_c$	曲げ降伏 先行型	せん断 破壊型	付着 破壊型	データ 全体
n	327	115	55	497
最大値	166.8	139.5	114.7	166.8
最小値	18.1	12.2	22.6	12.2
平均値	48.8	39.2	40.8	45.7
変動係数	53.8%	63.4%	56.2%	56.0%

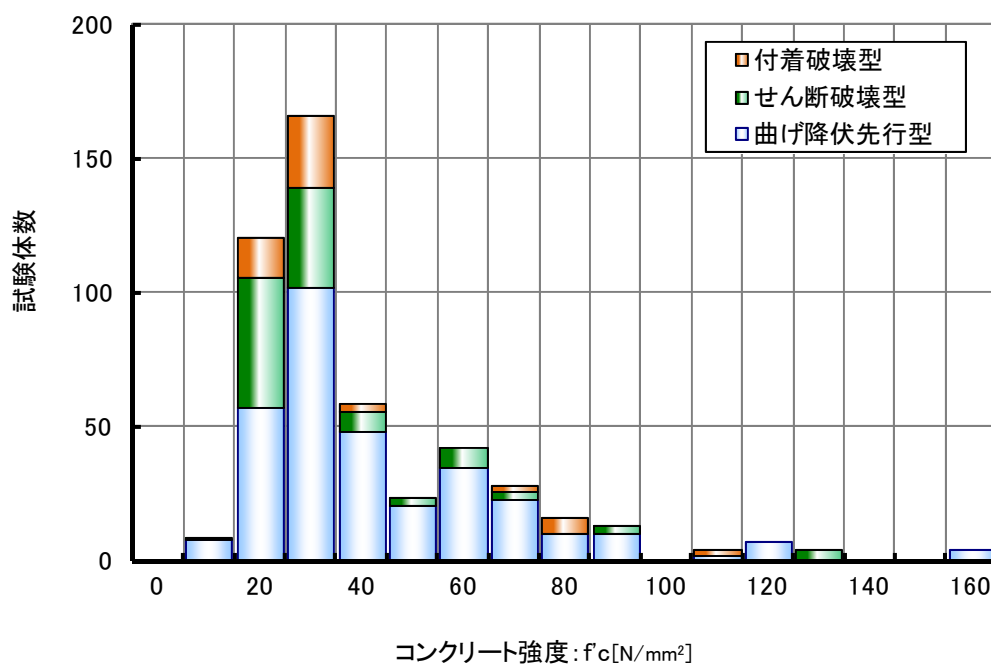


図 3.2.3 収集データの頻度分布 (コンクリート強度)  
(横軸は区間下限値)

2) 主筋強度 (図 3.2.4 参照)

収集した実験データの主筋強度は、245N/mm<sup>2</sup> から 1023N/mm<sup>2</sup> に分布している。これは鉄筋種別で言うと主に SD295 から SD980 に加え、構造実験の目的に合わせて加工された鉄筋が使用されているためと考えられる。これまでの実験では、主筋の降伏強度が 300~500 N/mm<sup>2</sup> のものが多く使用されており、コンクリート強度同様に、一般建築で多く使用される強度レンジの鉄筋を梁主筋に使用された構造実験が多く実施されている。しかしながら、一部の構造実験では 600~800 N/mm<sup>2</sup> の鉄筋も使用されており、高層 RC 造建物などを対象とした構造実験が実施されており、既に実用化されている SD590 や SD685 と同様な鉄筋を使用した実験例も多くみられることも特徴としてあげられる。

fy	曲げ降伏 先行型	せん断 破壊型	付着 破壊型	データ 全体
n	327	107	55	489
最大値	1022	1023	1023	1023
最小値	245	261	373	245
平均値	498	741	756	581
変動係数	31.2%	29.9%	27.3%	30.3%

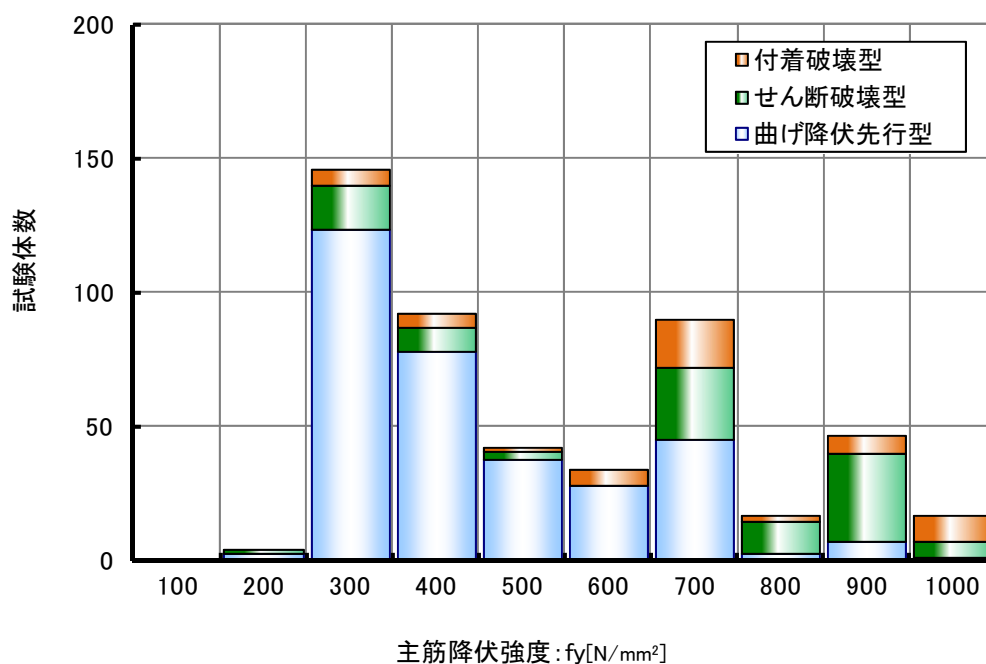


図 3.2.4 収集データの頻度分布 (主筋降伏強度)  
(横軸は区間下限値)

### 第3章 梁部材

#### 3) 梁引張鉄筋比 (図 3.2.5 参照)

収集した実験データにおいて使用された梁主筋比は 0.34%~4.96%まで分布している。曲げ降伏先行型では 1.00%から 2.00%に多くのデータが分布している。一方、せん断破壊型では、主筋量を割り増すことでせん断破壊を誘発させる設計がなされていると考えられる。データ平均値についても、曲げ降伏型は 1.64%、せん断破壊型は 2.25%であり、せん断破壊型の試験体の梁主筋は、平均的に曲げ降伏先行型の約 1.5 倍の引張鉄筋が配筋されていた。

pt	曲げ降伏先行型	せん断破壊型	付着破壊型	データ全体
n	327	115	55	497
最大値	3.67	4.96	4.73	4.96
最小値	0.35	0.34	0.85	0.34
平均値	1.64	2.25	2.20	1.84
変動係数	44.6%	45.1%	42.4%	44.5%

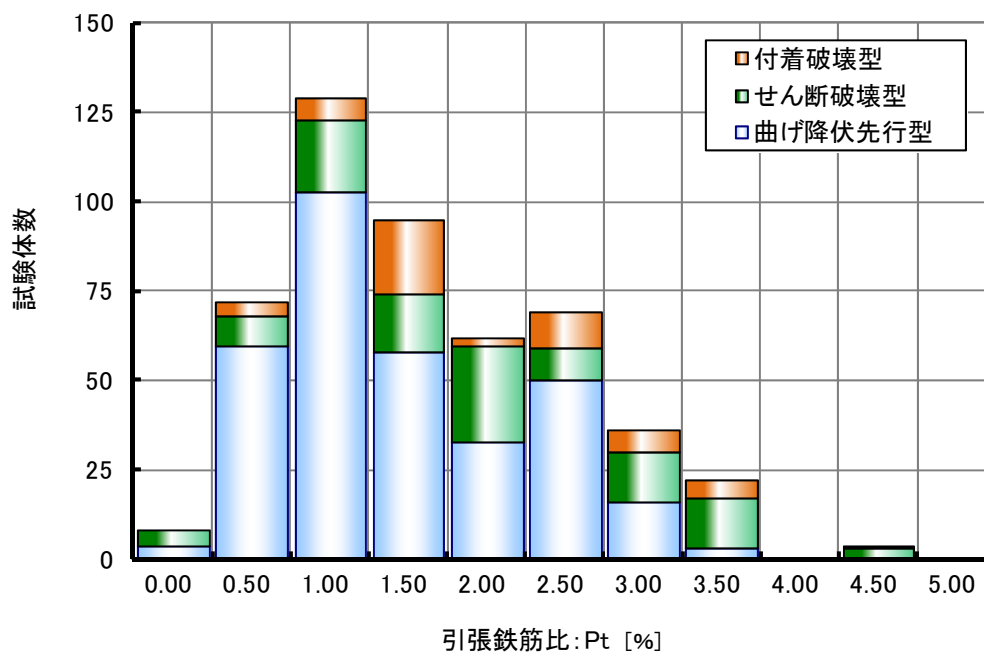


図 3.2.5 収集データの頻度分布 (梁主筋比)  
(横軸は区間下限値)



4) コンクリート強度-主筋強度関係 (図 3.2.6 参照)

収集した実験データのコンクリート強度と主筋強度について検討する前に、図 3.2.6 に、現在の我が国の高強度材料の適用を大いに推進した 1988年-1993年に実施された建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」(略称:NewRC, 主査: 東京大学名誉教授 青山博之) [3-1]において示された実用化を想定したコンクリートおよび鉄筋の高強度材料の範囲を示す。

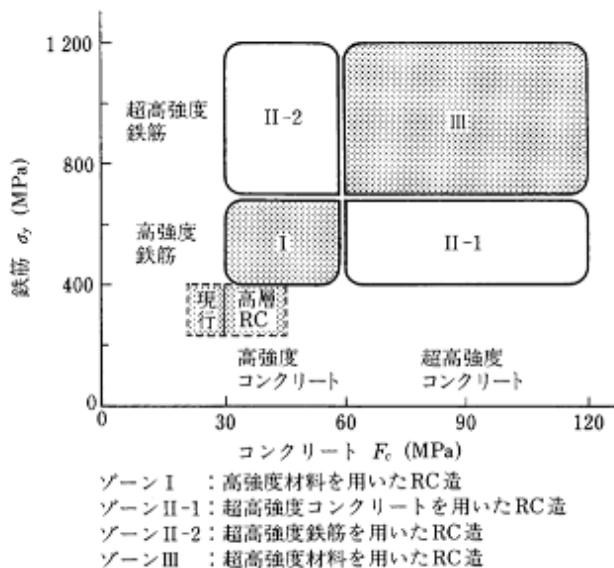


図 3.2.6 NewRC 総プロで示された研究開発のゾーニングと材料強度との関係 [3-2]

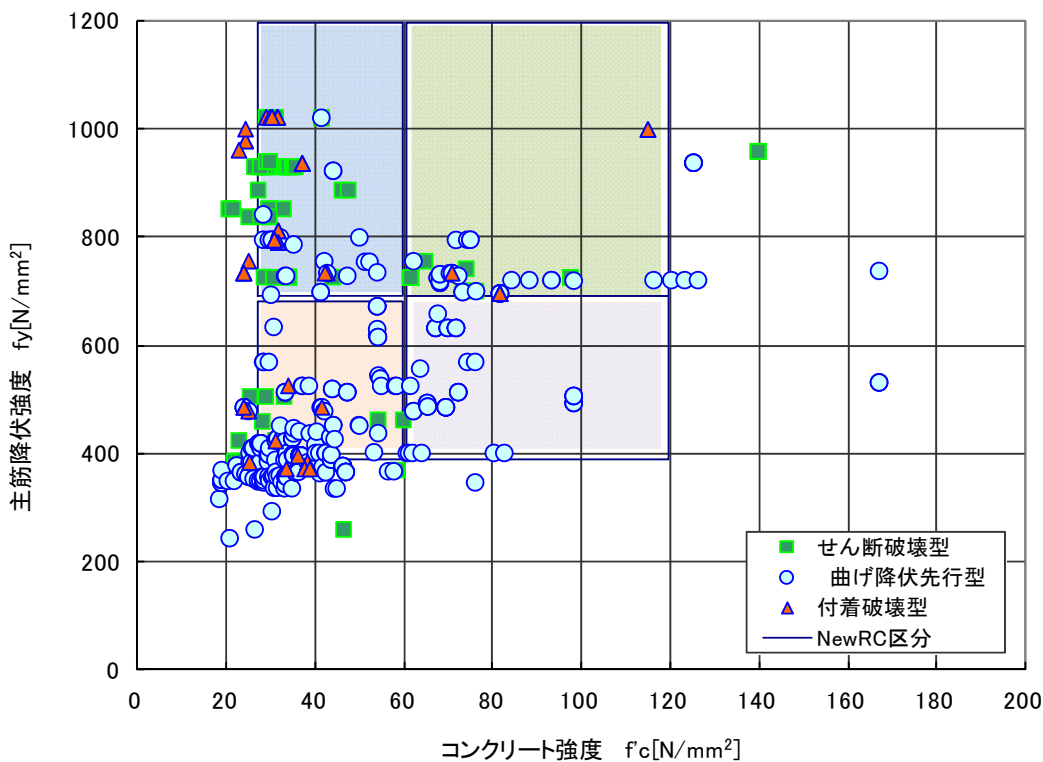


図 3.2.7 収集データの頻度分布 (コンクリート強度と主筋強度関係)

### 第3章 梁部材

図 3.2.7 に収集データのコンクリート強度と主筋強度関係を示す。図 3.2.6 と図 3.2.7 を比較すると、収集データのコンクリート強度  $20\text{N/mm}^2$  前後および主筋強度  $295\text{N/mm}^2$  前後に分布するデータが、いわゆる NewRC 総プロで示したような現行の材料強度の範囲であり、我が国の一般的な鉄筋コンクリート造建物で使用されている強度領域であることが再認識できる。また、この領域の実験データが多く存在する理由の一つとして、1968 年十勝沖地震後を経験し、それまでのせん断補強筋の規定では十分な耐震性能が確報できないことが分かったため、短梁崩壊に関する総プロ<sup>13-3)</sup>が実施され、官学民が協力して多くの構造実験が実施された影響が挙げられる。

現在は、コンクリート強度  $200\text{N/mm}^2$  前後まで、主筋強度は  $980\text{N/mm}^2$  前後までの超高強度材料を用いた研究開発が実施されていること分かる。

また、せん断破壊型のデータは、被試験者が意図的にせん断破壊を誘発するために主筋に高強度鉄筋を使用する傾向が確認された。付着破壊型については、主筋量の調整やコンクリート強度を調整することによって付着破壊を誘発することが可能であるため、主筋降伏強度が  $400\text{N/mm}^2$  前後のデータも多くみられる。

なお、鉄筋の高強度化は、ヤング係数は鉄筋を高強度化しても変化しないため、高強度化した強度を発揮させるためには、それだけの変形（ひずみ）を生じる必要があること、コンクリートを高強度化したといっても、あくまでも圧縮強度のみであり、引張強度の高強度化が望めない場合には、従来のコンクリートと異なる挙動（圧縮破壊時に爆裂することやコンクリート硬化時の自己収縮など）を十分に理解した研究を行う必要がある。

## 5) せん断補強筋強度

収集した実験データのせん断補強筋強度は、 $188\text{N/mm}^2$  から  $1767\text{N/mm}^2$  に分布している。これは鉄筋種別で言うと SD295 から SBPD1275/1420 までの範囲に相当する。頻度分布には主に3つの山が表れている。これは、SD345, S685-SD785 および SBPD1275/1420 の鉄筋種別の位置に相当する。

これまでの実験では、せん断補強筋の降伏強度が  $400\text{N/mm}^2$  前後のものが多く使用されている。降伏強度が  $900\text{N/mm}^2$  前後のデータは、鉄筋種別で言うと SD785 に相当し、降伏強度が  $1400\text{N/mm}^2$  前後のデータは、鉄筋種別で言うと SBPD1275/1420 に相当する。

fwy	曲げ降伏 先行型	せん断 破壊型	付着 破壊型	データ 全体
n	325	107	55	487
最大値	1767	1454	1404	1767
最小値	188	266	272	188
平均値	723	631	782	709
変動係数	46.6%	62.9%	37.2%	48.6%

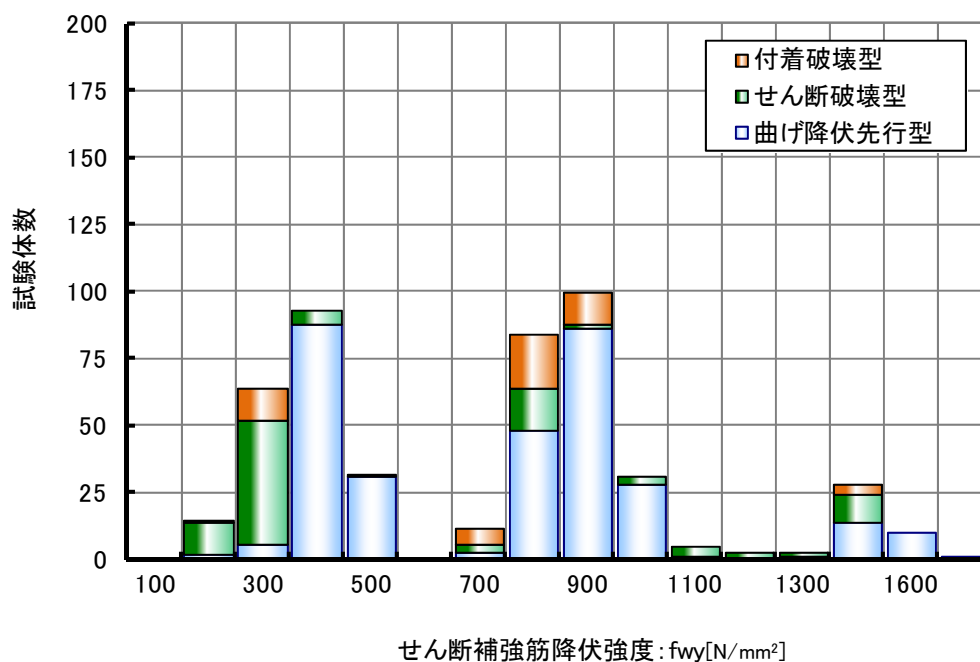


図 3.2.8 収集データの頻度分布 (せん断補強筋強度)  
(横軸は区間下限値)

### 第3章 梁部材

#### 6) せん断補強筋比 (図 3.2.9 参照)

収集した実験データにおいて使用されたせん断補強筋比は 0%~2.12%までに分布している。曲げ降伏先行型では、せん断補強筋比が 0.20%から 2.12%まで広く分布している。一方、せん断破壊型では、せん断補強筋比が 0.10%から 0.80%前後に分布している。曲げ降伏型は、総じてせん断補強筋を十分に配筋して実験を行う場合が多いと考えられる。それは、実験データの実績平均値が 0.63%と非常に高い値であるためである (通常の建物では主に  $p_w=0.3\%$  前後の配筋を行う。 $p_w \geq 0.6\%$  は高層 RC 造建物の配筋にみられるような高密度配筋の領域であるため)。

pw	曲げ降伏 先行型	せん断 破壊型	付着 破壊型	データ 全体
n	327	115	55	497
最大値	2.12	1.27	0.95	2.12
最小値	0.00	0.00	0.20	0.00
平均値	0.63	0.48	0.48	0.58
変動係数	50.5%	60.6%	34.2%	50.9%

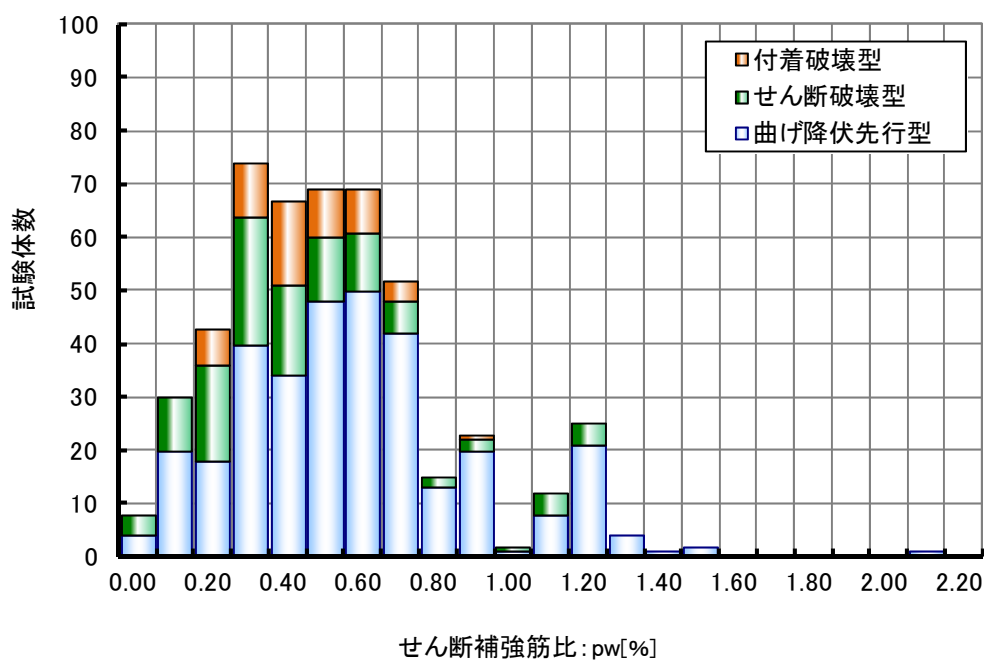


図 3.2.9 収集データの頻度分布 (せん断補強筋比)  
(横軸は区間下限値)

7) せん断補強筋降伏強度—コンクリート強度関係 (図 3.2.10 参照)

せん断補強筋降伏強度とコンクリート強度の明確な相関は見られないが、せん断補強筋降伏強度が高い場合には、比較的高強度のコンクリートを選択する傾向が見られた。

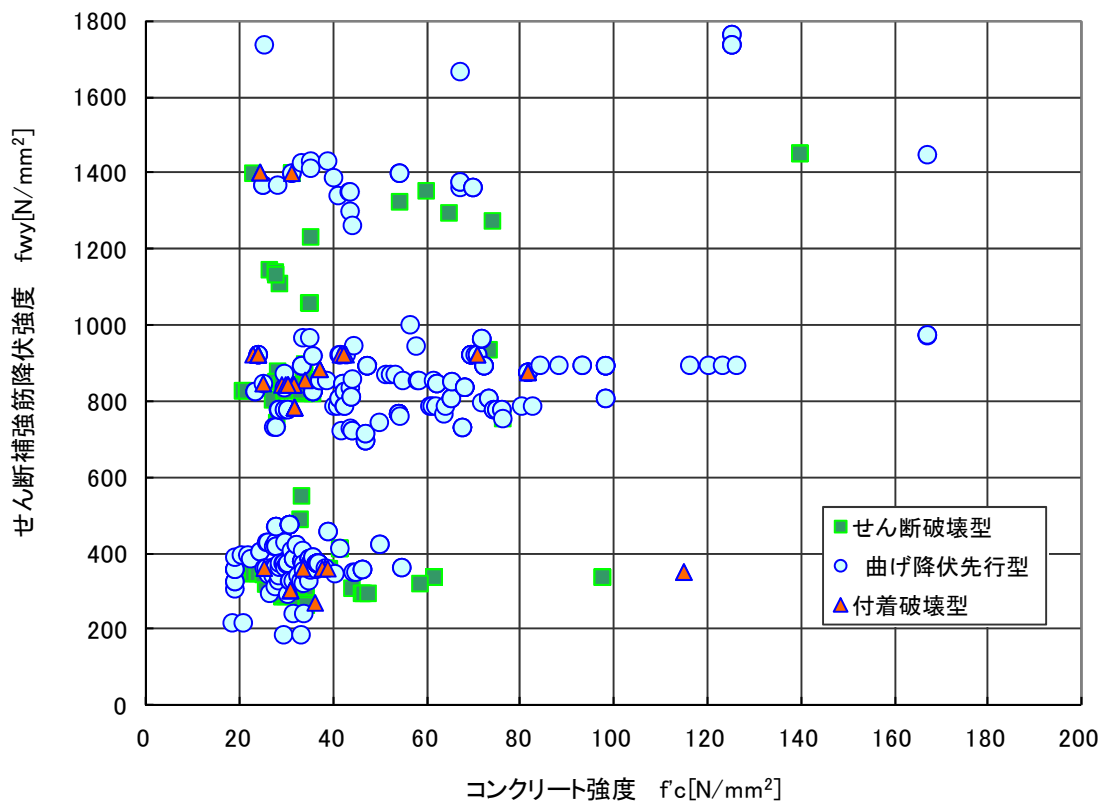


図 3.2.10 収集データの頻度分布 (コンクリート強度-せん断補強筋降伏強度の関係)

第3章 梁部材

8) せん断補強筋降伏強度—主筋降伏強度関係 (図 3.2.11 参照)

主筋降伏強度とせん断補強筋降伏強度との明確な相関は見られない。

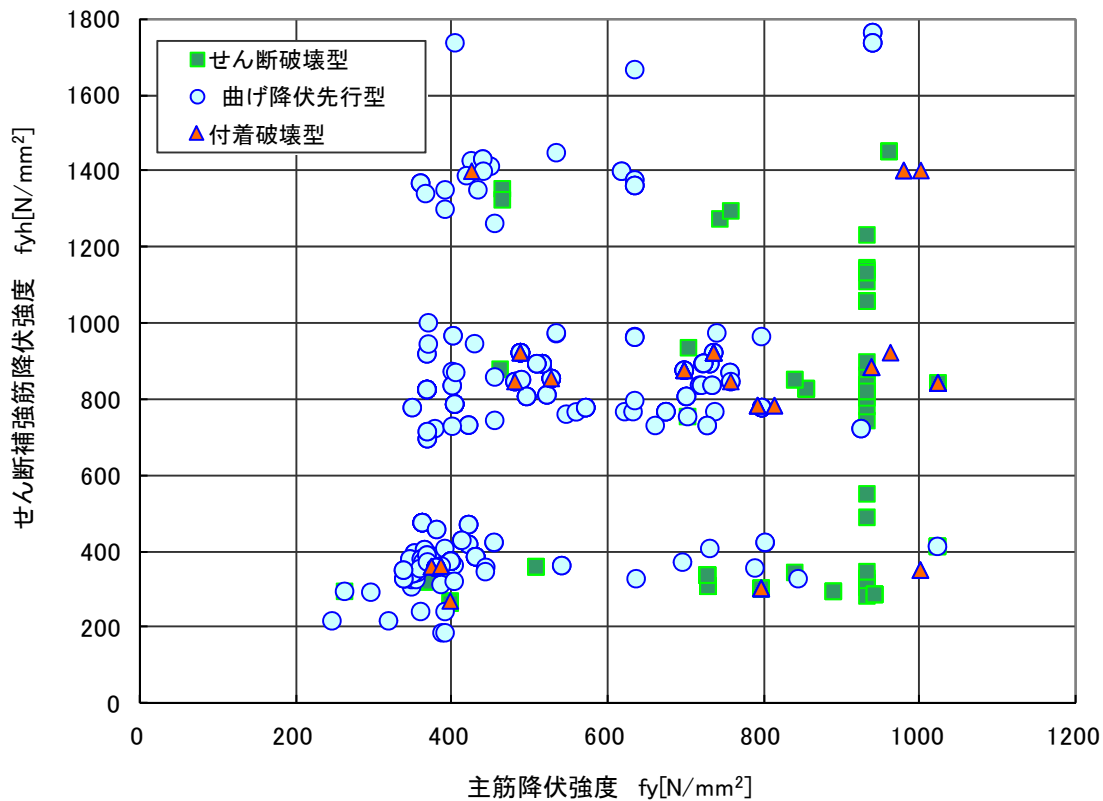


図 3.2.11 収集データの頻度分布 (主筋降伏強度-せん断補強筋降伏強度の関係)

## 9) 試験体スケール (図 3.2.12 参照)

収集した実験データの内、論文に記載のあった約 1/2 のデータに相当する 245 体について、各論文に試験体スケールが示唆されたものを収集したデータである。集計結果を図 3.2.12 に示す。データは 0.25 から 1.00 に分布している。最も多いのが試験体スケール 0.39 (≒1/3) 前後を想定した試験体である。

スケール	曲げ降伏 先行型	せん断 破壊型	付着 破壊型	データ 全体
n	177	49	19	245
最大値	1.00	0.71	0.50	1.00
最小値	0.25	0.25	0.33	0.25
平均値	0.39	0.43	0.37	0.40
変動係数	31.4%	27.8%	18.9%	29.7%

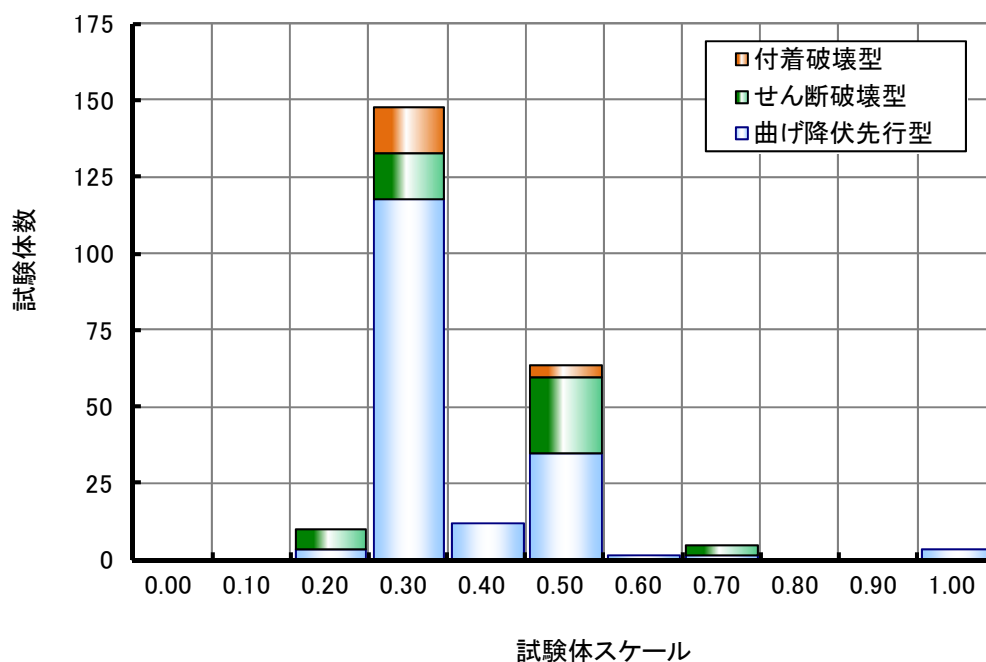


図 3.2.12 収集データの頻度分布 (試験体スケール) (横軸は区間下限値)

### 第3章 梁部材

#### 10) せん断スパン比 (図 3.2.13 参照)

収集した実験データのせん断スパン比は、0.67 から 5.00 に分布している。せん断破壊型ではせん断スパン比が 1.00 から 1.50 のデータが多く、意図的にせん断破壊を誘発する試験体が設計されている。せん断スパン比が 1.50 以下の場合には、主としてせん断破壊を想定した試験体である。一方、曲げ降伏先行型では最も多いのは、せん断スパン比 1.50 の場合であり、曲げ降伏とせん断強度が近い関係にある領域であり、曲げ降伏後のせん断破壊など、実施設計で想定する曲げ降伏を前提とした構造実験が多く実施されていると考えられる。

M/QD	曲げ降伏 先行型	せん断 破壊型	付着 破壊型	データ 全体
n	327	115	55	497
最大値	5.00	2.17	3.00	5.00
最小値	0.67	0.75	1.00	0.67
平均値	2.13	1.66	1.91	1.99
変動係数	31.8%	27.8%	14.7%	29.2%

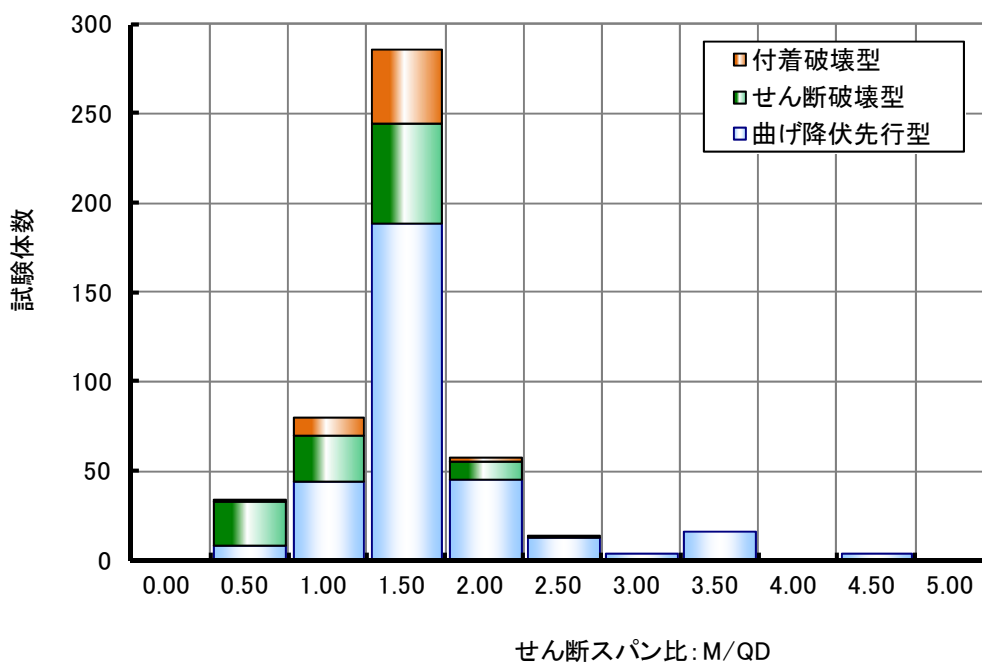


図 3.2.13 収集データの頻度分布 (せん断スパン比) (横軸は区間下限値)



### 3.3 収集データの信頼度分析

収集したデータベースに関する信頼度について、採用した114編の論文に記載された実験データおよび採用に至らなかった実験データに関して、各項目についての収集データの信頼度の分析を以下に示す。

この分析結果は、データ収集者としての主観的な意見が含まれている部分もあるが、600体を超える実験データを収集した担当者から全データを俯瞰し、今後の実験的研究において各研究機関および研究者に対しての要望を含めて記述する。現状として考えると、被試験者として学術論文を作成し発表するに当たっては、各発表機関および発表者によって独自の表現がなされており、実験手法から実験データの表示および分析を、統一することは不可能である。しかしながら、日本における研究の底上げを行い、相互の情報交換を迅速に行うことで技術および研究を発展させるためには、実験的研究の骨格となる主幹データの位置づけを明確にすることが重要であると考えられる。ここで示す内容は、その主幹データの位置づけを検討するための参考データという位置づけとなる。

#### (1) 基本情報

実験の目的に加えて、対象とする構造物の明記や対象とする外力条件の明示が不足している場合が散見された。また、実構造物を限定せずに一般化した試験体や強度や変形評価式の構築のために必要な特殊な変数設定を行う実験的研究については、実構造物と研究的な立場の相違を明確に示す必要があると考えられる。特に、特殊な形状や配筋による実験結果が、設計評価式で使用される係数を推定する場合などについて、十分な検討が必要である。常識的な実施設計では行わない配筋による構造実験データの取り扱いには十分な注意喚起が必要であると考えられる。これは、日本における耐震設計の重要性はゆるぎないものがある反面、経済的な活動に立脚し、構造設計者が個々の建物の設計条件に合わせた適切な設計が行えるような設計自由度を維持した研究が大切であると考えられるためである。現在は、学協会から様々な設計指針が刊行されると共に、整備された構造設計ソフトが存在するため、構造設計者が保有する情報量と研究者が保有する情報量がほぼ同様なレベルにあることから、構造設計者が取り扱う実構造物と研究者が対象とする研究対象との位置関係を学術論文に明記されていることが望ましいと考えられる。

#### (2) 試験体情報

##### a) 試験体スケール

論文に記載があるデータのみを有効とした。全体の約1/2の論文には記述が成されていた。被試験者として考えると、断面寸法から鉄筋径、鉄筋間隔などを、一定のスケールによって、厳密に試験体を設計することは非常に難しい場合が多い。但し、目安値として位置付けを推定するためには試験体スケールを記述されることが望ましいと考えられる。しかしながら、鉄筋コンクリート構造物の構造実験では、コンクリートの骨材と鉄筋の付着との関係に立脚したスケールの設定を行うことが望ましい。あくまでも、試験機能力などは副次的な決定要因として、上述の前提条件を維持してほしい。また、研究の目的によっては厳格なスケール設定も重要であると考えられる。既往の研究では付着性状を検討するために粗骨材の粗粒率までをスケール調整された研究も存在する。

##### b) コンクリートの打設方向

### 第3章 梁部材

試験体の製造に関わる情報までを記述した研究は少ない。コンクリート打設方向は、コンクリートの沈み込みの影響による付着強度への影響があるため、できる限り記述されることが望ましい。但し、既往の研究および設計指針<sup>例えば[3-4]</sup>によってコンクリートの打設方向への影響は、コンクリートの打ち込み高さが300mm以上の場合として定義されているため、多くの試験体寸法が300mm以下であるため、付着強度に関する構造実験でない場合には記述されないことが多いと考えられる。また、被試験者ないし論文発表者がコンクリート打設に立会う機会が減少していることも懸念される。

#### c) コンクリート材料

ほとんどの論文で、圧縮強度について明記されている。日本では、コンクリートのヤング係数の算定を、JIS A1149. (2001)コンクリートの静弾性係数試験方法と定義している。コンクリートの圧縮強度は、すべての特性値を決定する際に使用されるデータである。今後は、統計学的な処理によって導かれたヤング係数の推定式が設計指針<sup>例えば[3-5]</sup>に整備されているため、実験データの信頼性を評価する手法として、ヤング係数の実験値と計算値の比較を論文に明記することも有効であると考えられる。

#### d) 鉄筋材料

一部の論文では、主筋やせん断補強筋の降伏強度について明示していない場合も散見された。また、使用鉄筋で、一般的に流通していない鉄筋を使用されている場合があるが、その場合の鉄筋断面積までを明記した論文も多くはなかった。今後は、特殊な鉄筋を使用する場合には、降伏強度および断面積およびヤング係数の明記は必要であると考えられる。実験の目的に応じて、引張強度や伸びの情報を記述されていることが望ましい。また、近年は多く使用されている溶接接合されたせん断補強筋については、実験時に溶接部近傍で歪みが大きくなる可能性や破断する可能性が予見される場合には、材料試験の時点で、溶接部近傍の試験を実施する必要があると考えられる。近年は、溶接接合の品質も安定しているが、高せん断応力が作用する梁部材実験などでは、せん断補強筋（横補強筋）破断により変形性能が決定する場合もあるため、被試験者は十分な配慮を行った実験を実施すべきである。

#### e) 断面情報

主筋位置までの寸法情報が明記されていない論文が散見された。部材の有効せいを論文から算出できるだけの情報は明記してほしい。また、実験の目的が付着強度の検討であれば、主筋間隔までの詳しい情報が必要となると考えられる。また、今後の研究が進んでいくと、コア断面積の算定も必要となるため、かぶり厚などの情報も重要であると考えられる。

### (3) 加力計測情報について

#### a) 加力形式

多くの論文において、加力形式は明記されている。近年は、ジャッキ制御によって加力梁を水平移動させ逆対称曲げモーメント载荷を実施する実験も多くみられるが、ジャッキの水平移動の精度については、被試験者の調整にゆだねられているため、被試験者は実験精度を意識した実験の遂行が必要となる。また、加力方法で懸念される点として、ピン接合を用い

た加力形式が挙げられる。これは、ピン接合が完全にピンの特性であるモーメント負担0、摩擦係数0という前提条件のもと実施されている。しかしながら、試験体スケールが小さい試験体のように耐力の小さい実験では、支承部の取り扱いには十分な注意が必要である。

載荷履歴については、海外では標準形が示されている国もあるが、載荷履歴が部材の変形性能に影響することも懸念されるため、載荷履歴の基準案の提示の必要性も議論する必要があると考えられる。特に最大耐力以後に相当する変形領域について、細かくサイクルを漸増させる場合と、一気に大変形のサイクルとした場合では、限界部材角などの変形性能に影響すると考えられる。一方、近年は構造設計精度（一貫計算ソフト）が向上しており、構造設計者がこれまで以上に変形を意識した設計が可能となっている。そのため、構造実験データについても、実施設計で重要な微小変形レベルのデータを明確にする必要があり、載荷履歴においても微小変形レベルのサイクルを重要視する必要があると考えられる。

#### b) 荷重変形関係

基本的には、せん断力と部材角によって梁部材の荷重—変形関係を表現されている。一部の論文で、曲げモーメントの表示がなされている場合が見られた。荷重変形関係では、上述と同じ観点から、実施設計で重要な微小変形レベルのデータを明確に表示することがなされていない場合が多く、微小変形レベルの荷重変形関係がグラフから読み取れないことが多くみられた。現在は、保有水平耐力計算においても、静的増分解析が一般的に実施されている時代であり、時刻歴応答解析を経験している構造設計者も多くなっている。そのため、1980年代に比べて構造設計者は、陽に変形を意識した構造設計を行っているため、実施設計に連動した構造実験結果の提示について議論する必要がある。

#### c) 剛性情報、強度情報、変位情報

被実験者として、剛性、強度、変形に関して判断が難しく、複数の論文でその判定に相違がみられたのは以下の項目である。

- ・弾性剛性を、初期ひび割れ発生点によって評価するか？グラフ上の値とするか？この定義自体が論文に記載されていない場合も多くみられた。また、ひび割れ発生点に関する情報が記載されていない場合も多くみられた。

- ・曲げ降伏点を、1段筋降伏として評価するか？2段目の鉄筋降伏時とするか？主筋が降伏した時のひずみを、鉄筋の降伏強度をヤング係数で除した値とするか？鉄筋の降伏強度時にみられる比例限界を評価した歪み値を用いて主筋の降伏判定を行うか？

- ・限界変形角の定義が、現時点で統一されていないため、多くの論文で、荷重変形関係のグラフから直接、実験値を採取する必要があった。また、載荷履歴が必ずしも一致しないため、包絡線の形状も異なっていることから、限界変形角を最大耐力の80%耐力という定義を適用した場合には、各サイクルピーク時およびサイクル中に耐力低下した点を起点とした直線補間が必要となる。

- ・降伏点の判定において、一部の構造実験において片面にしかひずみゲージを貼付していない場合も散見された。ひずみゲージの値が弱電流の数値から判定された値であり、微小な値であることを考えると、鉄筋の表裏に貼付したひずみゲージの値による判定を行う必要があると考えられる。また、試験体製作時から、ひずみゲージの貼付については十分な配慮が必

### 第3章 梁部材

要であると考えられる。大変形時にもひずみデータの側測値を用いた検討を行っている論文もあるため、被試験者はひずみゲージを貼付する人に、十分な知識と経験が必要であると認識する必要がある。

#### d) 実験時の破壊モード

各試験体の破壊モードは、原則として論文に従ってデータを採取した。曲げ降伏先行型、せん断破壊型、付着破壊型は比較的明確に表現できる破壊モードであると考えられる。破壊モードの判定が難しいのは、付着破壊とせん断破壊が混在した破壊に至った場合である。また、曲げ降伏後の破壊は、研究者がある変形レベルで実験を終了した場合と、設計で想定する変形レベルの数倍の変形まで実験を行った場合では、必然的に破壊モードが異なる可能性が生まれる。実験を大変形レベルまで実施し破壊モードを明確にするという意図は、目視で破壊メカニズムを検討したい場合などに、敢えて大変形レベルの変形状態まで進めることで力の流れなどを目視で確認しようとする場合が含まれている。これは、解析における変形状態をアニメーションで見るときにわかりやすいように変形を数10倍したりして表現することに対応している。また、論文によっては紙面の関係で破壊の様相を明記していない場合もあり、破壊時の様相と破壊モードを判定した基準を明記することが、今後の実験的研究に望まれる。その場合に、容易に引用できる破壊モードの定義を明文化する作業も今後必要になると考えられる。

#### e) 損傷情報

上述のように、多くの論文が、大変形レベルの破壊時に着目しすぎる傾向が見られた。本来、実験的研究を引用すべきは、発表者と同様な研究者であると共に実施設計を行っている構造設計者であることを再認識する必要があると考えられる。加えて、縮小スケールで実施している構造実験結果を、いかに実大スケールの構造物の損傷状態として表現するかは、今後議論が必要になると考えられる。例えば、かぶりコンクリートの剥落は、実大スケールでは人命安全にかかわる現象である。単に建物の保有する強度だけで構造設計を行ってきた時代から、静的増分解析や時刻歴応答解析が相対的に容易に実施できる時代となっているだけに、構造設計者と研究者が対話できる試験体の損傷状態に関する記述も適宜必要となると考えられる。

各論文は、さまざまな目的で実施されているため、論文内の表現や提示する情報も研究者間および発表機関間でも異なっている。研究予算を各省庁が管理する研究事業などのように、研究基盤を確定できる場合には、研究データの蓄積を考慮した実験計画の立案、実施、データ整理を行うことも検討すべきであると考えられる。但し、研究資本が民間や各研究機関独自の場合には、相互関係から、主導的に実験データのデータベース化を前提とすることは難しいと考えられる。現在は、学術論文の閲覧も管理され始めていることから、十分な議論が必要である。今後、将来の研究者のために理想とする研究の実施をまとめた資産を構築することも有効であると考えられる。

### 3.4 実験値の定義

今回収集対象から除外した試験体は以下の通りである。

- ・コンクリートに繊維を混入した試験体
- ・軽量コンクリート試験体
- ・単純梁形式の試験体（地震時荷重と異なる荷重条件による実験）
- ・丸鋼を用いた試験体

#### 3.4.1 実験データの採取方法

##### (a) 材料強度について

- ・強度についての記載がない場合  
→ 可能な限りデータは収集するが、剛性や強度の算定からは除外した。
- ・同一の試験体だが、掲載されている論文によって、材料強度が異なる場合  
→ より信頼度の高い文献の値を参照する。判別がつかない場合には、データは収集するが、検討対象からは除外した。
- ・掲載されている強度や剛性の数値、単位が明らかにおかしい場合  
→ 桁数の間違いなど間違いが明らかな場合には、修正した値を採用した。その他の場合には、筆者に修正の確認が取れたもののみ掲載することとした。

##### (b) 試験体形状、配筋について

- ・配筋図に寸法が記載されていない場合  
→ 寸法が明示されていない場合には、試験体図より寸法を類推した。
- ・配筋が不明瞭である場合  
→ より信頼度の高い文献を参照する。判別がつかない場合には、データは収集するが、検討対象からは除外した。
- ・異種鉄筋を使用している場合  
→ 断面積の調整を行ったデータを表現した。

##### (c) 実験結果について

- ・弾性剛性は、弾性剛性または弾性剛性として数値データが示されているデータに加えて、曲げひび割れ強度の数値データが示され、復元力特性のグラフが示されている場合  
→ 曲げひび割れ強度時の変形を読み取り、弾性剛性の実験値を採取した。
- ・曲げ降伏強度の採取  
→ 原則として1段筋が降伏強度に達した時の強度を基準とした。
- ・最大耐力、最大耐力時の変形の記述が無い場合。  
→ 最大耐力が記述されていない場合には、明瞭な実験の荷重変形関係図が示されている場合には、グラフから読み取りを行った。
- ・限界変形角の数値が示されていない場合  
→ 最大耐力の値が確認できる場合に限り、荷重変形関係のグラフから読み取りを行った。

#### 3.4.2 検討する特性値

ここでは、鉄筋コンクリート造梁部材の構造性能を表現する特性値として以下に示す項目について、既往の研究からデータを採取し、データベースの構築を行った。

### 第3章 梁部材

図 3.4.1 および図 3.4.2 に代用的な実験例として、文献[3-14]で行った梁部材実験例を示す。図中には、梁部材の重要な構造性能を示す4つの特性値の定義について併記した。

- 1) 弾性限界点 (曲げひび割れ点)
- 2) 曲げ降伏点 (主筋降伏点)
- 3) 最大耐力点
- 4) 限界変形点

図 3.4.1 に実験で得られた荷重変形関係を、図 3.4.2 に最終破壊状況を示す。ここで示す試験体 BL-22 は、部材角  $R=1/400(\text{rad})$  時に、梁端部に曲げひび割れが発生し、剛性がやや低下した。その後、部材角  $R=1/200(\text{rad})$  時に、梁端部の梁危険断面位置において、梁主筋が降伏ひずみに達すると共に、耐力が頭打ちとなり、復元力特性の剛性も急激に低下した。その後、サイクルの増加と共に変形が増加し、部材角  $R=1/50(\text{rad})$  時に耐力が微増し最大耐力に達した。さらに変形が進むと、梁端部コンクリートの損傷が拡大し、曲げひび割れおよび、曲げせん断ひび割れ幅が拡大し、耐力が徐々に低下した。いわゆる、曲げ降伏後のせん断破壊に至ったと判断した。最終的に最大耐力の 80%以下に低下したのは、各サイクルピーク及びサイクル中に耐力低下した点を結んで線形補間して最大耐力の 80%耐力点を求めると、部材角 $=1/23(\text{rad})=4.43\%$ が限界変形角の実験値として算出している。

梁部材には、曲げ降伏後のせん断破壊に加え、曲げ降伏前のせん断破壊、付着破壊および曲げ降伏後の付着破壊および曲げ破壊の破壊モードに分類される。ここでは、主に以下の3つの破壊モードに分類を行ったうえで、実験データの分析を行った。

- 1) 曲げ降伏先行型 (曲げ降伏後のせん断破壊, 付着破壊, 曲げ圧壊など)
- 2) せん断破壊型 (曲げ降伏前のせん断破壊)
- 3) 付着破壊型 (曲げ降伏前後の付着破壊)

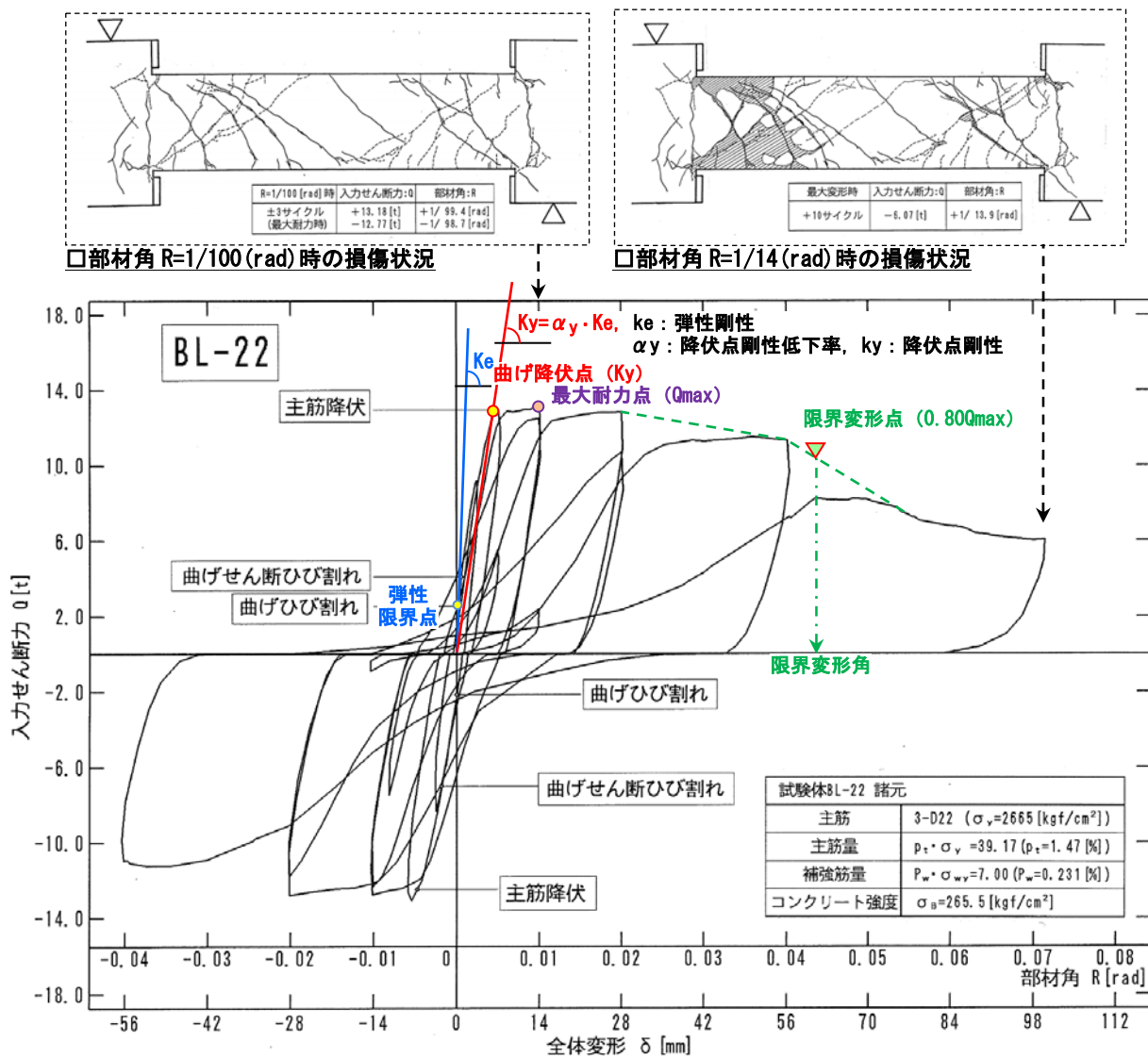


図 3.4.1 曲げ降伏先行型（曲げ降伏後のせん断破壊）の RC 梁部材の荷重—変形関係<sup>[3-13]</sup>



図 3.4.2 曲げ降伏後のせん断破壊に至った梁部材（BL-22）の最終破壊状況

## 第3章 梁部材

### 1) 弾性限界点

曲げひび割れが発生した特性点であり、この時点の割線剛性を弾性剛性とする。あくまでも目視によって曲げひび割れが発生した点として定義する。また、せん断破壊型の場合に曲げひび割れの発生前にせん断ひび割れが発生した場合には、せん断ひび割れ発生点を弾性限界点とした。

(課題)

RC 部材の復元力特性は、微小変形においても非線形の性状を示すため、通常は実験観察者が曲げひび割れを目視によって発見した時点による。したがって、被実験者による誤差、実験場内の照明や試験体の塗装の有無などの誤差が内在している。構造実験の実情を示すと、場合によって試験体製作時または試験体設置時の乾燥収縮や引張軸力や曲げモーメントが作用することで、実験前に損傷している場合も想定される。このような場合については、被実験者の適正な判断が必要となる。

(データ採取に当たっての対応)

実験データに弾性剛性の記載がある場合および曲げひび割れ発生時の強度が示されているデータについては、グラフ上から縦軸の数値を用いて変形(部材角)の推定を行った。

### 2) 曲げ降伏点

主筋が降伏に至った(降伏歪み： $f_y/E_s$ (通常は実験時における材料試験結果)に達した点)特性点とした。原則として1段筋降伏、2段筋降伏が明示されている場合には、1段筋降伏を、降伏点として定義した。

### 3) 最大耐力点

最大耐力を記録した時の特性点。現状では、最大耐力を明確に推定する評価式は提案されていないが、今後より精緻な骨格曲線によるモデル化を図る場合には、3折れ線を4折れ線にすることも考えられるため、実験データの抽出のみ行った。

(課題)

最大耐力点は、複数の実験データを比較すると、ミクロ的には載荷履歴に依存する可能性があると考えられる。これは、最大耐力点近傍では、鉄筋およびコンクリートの塑性化が進んでいるため正負繰り返し載荷を行うため、1回目に比べ2回目のサイクルでは同一変位の耐力が減少する傾向がみられるためである。現時点では、さまざまな研究機関で実施する構造実験の載荷履歴を統一することは困難であると考えられる。

(現時点での対応)

載荷履歴による最大耐力点(変形)への影響を補正することは非常に困難である。したがって、得られた実験データ自体がある程度のばらつきを有するデータであることを認識してデータ分析を行う必要がある。

### 4) 限界変形点

部材としての耐力を発揮し、試験体が保有する変形性能を定義するための特性点。既往の研究<sup>例</sup>えは[3-8]に準じて、ここでは最大耐力の80%まで耐力が低下した時の点として定義した。

(課題)

現状では人命安全と限界変形点の関係は明確に定義されていない。ここでは、最大耐力の80%



耐力点を限界変形点として定義している。しかしながら、物理的な定義を定めることは難しく、これまでの研究に準じているとしかいうことができない。しかしながら、現在、日本で使用している曲げ終局強度の実験値と計算値の比が1.15~1.20の範囲（材料強度を用いた計算値と実験値の比）であることを考えると、設計者が定める部材モデルで保証する曲げ降伏強度を維持できる変形能力を示す変形として1.15~1.20の逆数として、最大耐力80%耐力点を定義したとも説明することは可能である。

（現時点での対応）

限界部材角については、いくつかの数値的な定義が提案されている。接合部では最大耐力の5%減、梁部材では最大耐力の20%減などである。今後は、かぶりコンクリートの剥落などによる人命安全性を損なう諸現象が発生するまでという考え方も考えられる。しかしながら、日本では様々な強度をもつ材料が用いられ、鉄筋の種類や製造メーカーも多数あるため、現時点のような数値的な定義が必要になると考えられる。今後、骨組みの解析において、負勾配を考慮した解析が実行可能となるとすると、一旦耐力低下したのちのモデル化も必要であると考えられることも可能性としてはあると思われる。

### 3.5 曲げ降伏先行型の評価式とその精度

ここでは、曲げ降伏が破壊前に確認された実験データを、曲げ降伏先行型として分類し検討を行った。また、設計基準強度  $F_c60$  以上と以下に分類するために、材料強度（実験時の強度）を  $60\text{N/mm}^2$  未満,  $60\text{N/mm}^2$  以上にデータを層別にして表示する。これは実建物での使用実績から、 $F_c60$  のコンクリートの56日材齢の平均値が  $60\text{N/mm}^2$  の約1.25倍前後, 変動係数が10%前後を考慮した場合の平均値+ $1.73\sigma$  に相当する値と考えると、 $90\text{N/mm}^2$  前後で分類することも考えたが、シンプルな区分として  $60\text{N/mm}^2$  を用いた。

#### 3.5.1 曲げひび割れ強度（弾性限界点）

曲げひび割れは、主として危険断面（曲げモーメントが最も大きくなる断面位置）において発生すると考えられる。実験データについては、実験上の事由（非試験区間スタブによる変形拘束や試験体製作から実験準備に至る諸条件）から、必ずしも危険断面位置で発生するものではないが、ここでは「建築物の構造関係技術基準解説書」<sup>[3-9]</sup>において示されている次式によって算定する。なお、曲げひび割れ強度式はRC規準<sup>[3-10]</sup>に準じている。

##### a. 曲げひび割れ強度

曲げひび割れ強度  $M_{cr}$  は、(3.5.1)式によることができる。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{F_c} Z_e \quad (\text{N}\cdot\text{mm}) \quad (3.5.1)$$

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 ( $\text{N/mm}^2$ ) ここでは材料試験データを用いる

$Z_e$  : 鉄筋を考慮した断面係数 ( $\text{mm}^3$ )

$N$  : 軸方向力 (N) ,  $D$  : 部材せい (mm)

なお、RC規準(2010)<sup>[3-10]</sup>によると、この式における適用範囲は  $\sigma_B=18\sim60\text{N/mm}^2$ ,  $N/(bD)=0\sim10\text{N/mm}^2$  ( $b$  は部材幅(mm)) としている。

##### b. 実験値と計算値の比較

コンクリート強度  $f_c60$  以上と  $f_c60$  未満に層別し、曲げひび割れ強度の実験値と計算値(3.5.1)式との比較を、図 3.5.1 および表 3.5.1 に示す。図中に、実験値と計算値の比較に関する実験値/計算値の有効なデータ数、平均値、変動係数、最大値、最小値および $\pm 30\%$ 以内のデータ割合を示す。

実験値/計算値の平均値は1.20であり、(3.5.1)式は十分な推定精度が確保されていると考えられる。しかしながら、実験値/計算値の基準値(1.00)に対して $\pm 30\%$ 以内に含まれるデータは、全体の64.4%に留まった。変動係数も31.9%であり、さまざまな変動要因が含まれていると考えられる。対象データが曲げ降伏先行型であり、比較的安定した実験を実施できると考えられるが、相対的に大きなばらつきが内在することが確認された。これは、曲げひび割れ強度の確認が目視であること、試験体の初期ひび割れ（乾燥収縮や実験準備中の荷重）の影響や実験中のひび割れ確認方法（試験体への塗装の有無、照度、観察者の経験および基礎知識）などが影響していると考えられる。

表 3.5.1 曲げひび割れ強度（実験値／計算値）に関する統計データ（曲げ降伏先行型）

曲げひび割れ(実験値／計算値) データ: 曲げ降伏先行型梁部材						
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内
全体	73	1.20	31.9%	2.63	0.63	64.4%
( $f'_c < 60$ )	41	1.21	34.8%	2.63	0.66	58.5%
( $f'_c \geq 60$ )	32	1.19	28.6%	2.43	0.63	71.9%

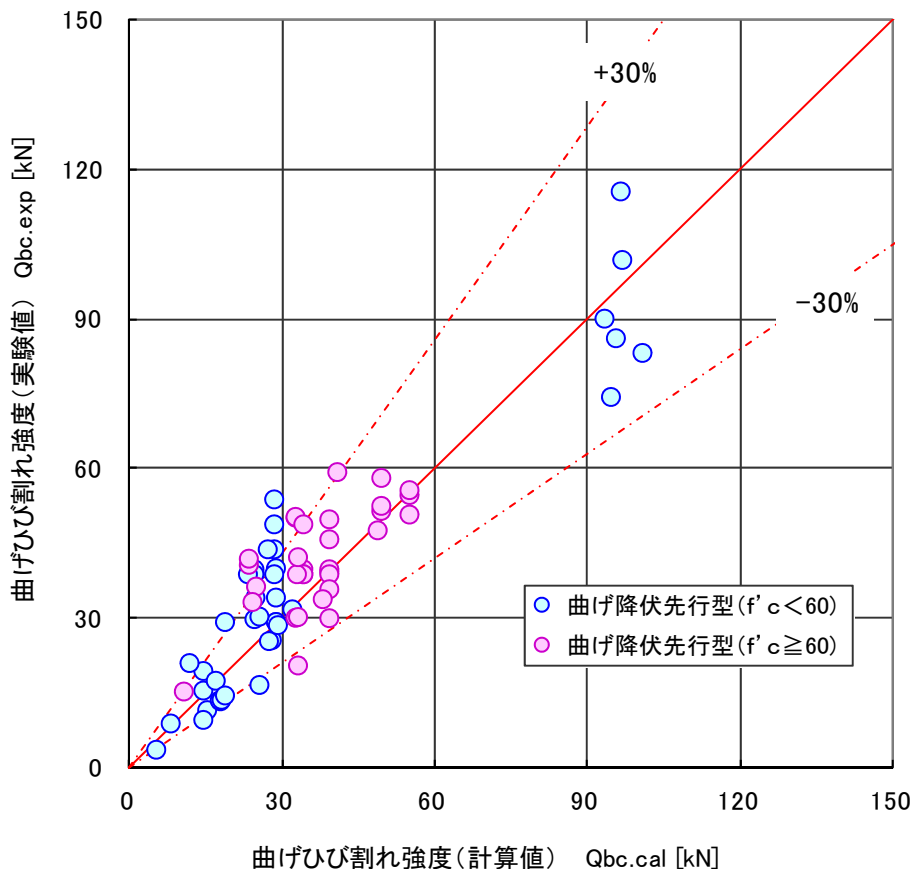


図 3.5.1 曲げひび割れ強度の実験値と計算値の比較（曲げ降伏先行型）

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 3.5.2 から図 3.5.5 に、曲げひび割れ強度（実験値／計算値）とコンクリート強度，せん断スパン比，引張鉄筋比関係およびせん断補強筋比関係を示す。

各影響因子と，曲げひび割れ強度（実験値／計算値）との相関は見られなかった。

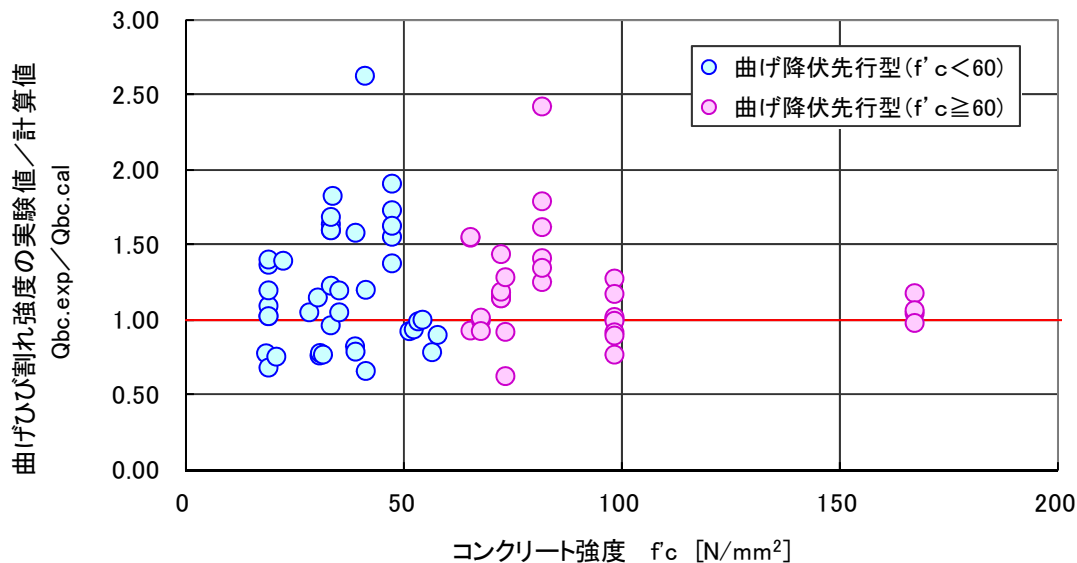


図 3.5.2 曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（曲げ降伏先行型）

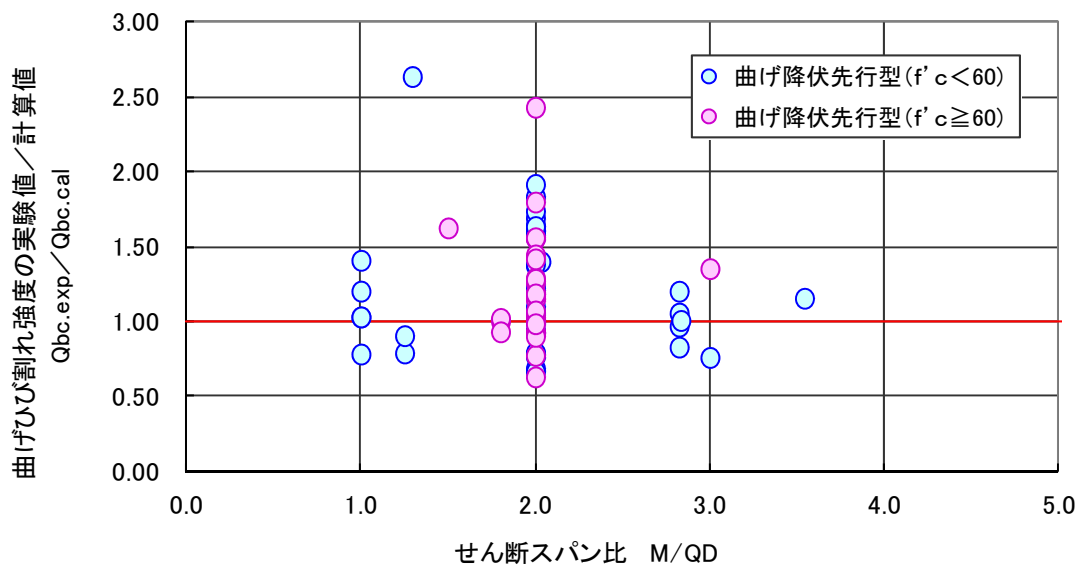


図 3.5.3 曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（曲げ降伏先行型）

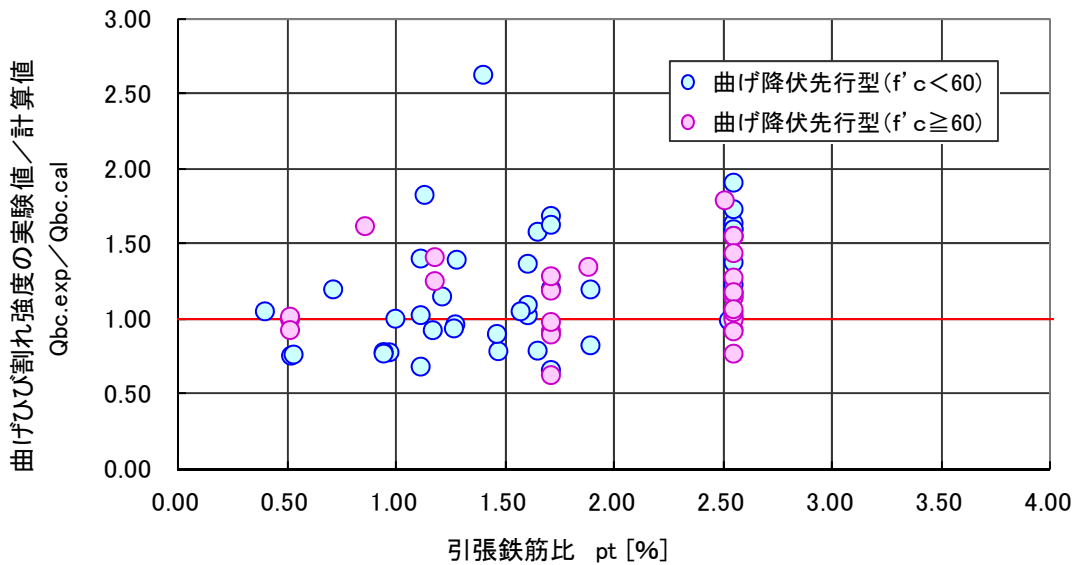


図 3.5.4 曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－引張鉄筋比関係（曲げ降伏先行型）

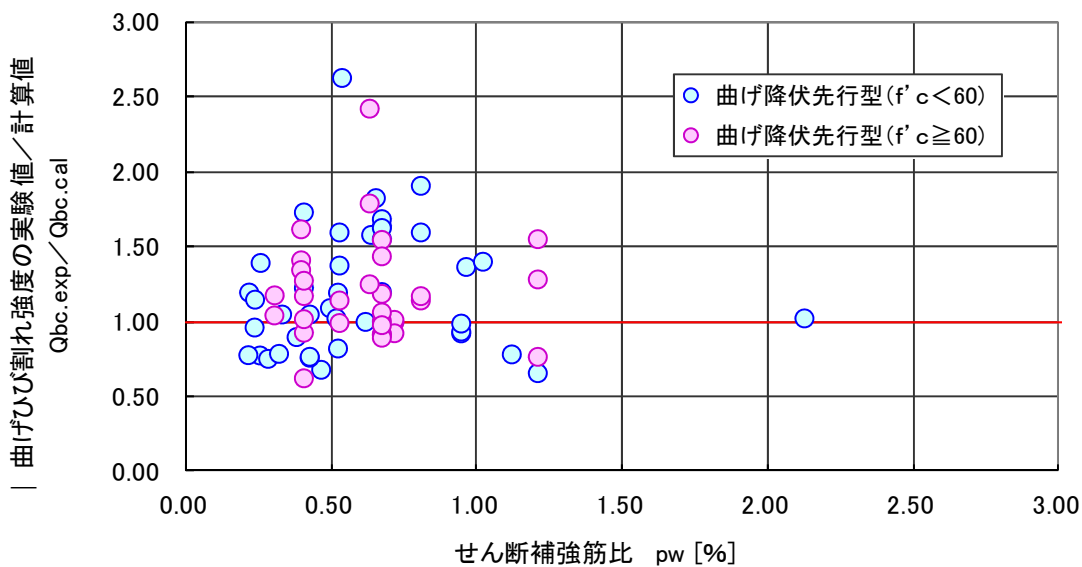


図 3.5.5 曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－せん断補強筋比関係（曲げ降伏先行型）

### 第3章 梁部材

#### 3.5.2 弾性剛性（弾性限界点）

弾性剛性：RC 規準(2010) [3-10]8 条「構造解析の基本事項」2 項「梁・梁の剛性評価」

鉄筋コンクリート部材に逆対称曲げモーメントが作用する時の材端曲げモーメント  $M$  と材端回転角  $R$  との関係より、弾性剛性  $S$  は以下で表される。

$$S = \frac{M}{R} = \frac{6EI}{L}$$

$E$ ：ヤング係数， $I$ ：断面 2 次モーメント， $L$ ：部材長さ

弾性剛性を求めるための梁部材の断面積および断面 2 次モーメント  $I$  は、ひび割れを考慮しない全断面から求める。

梁部材の実験では、図 3.5.6 に示すように建研式加力方法、大野式加力方法および単純梁形式の加力方法が用いられる。ここでは、図に示すように、建研式加力または大野式加力を用いている場合には反曲点位置が試験体高さの中央となり、単純梁形式の場合には支点位置として曲げモーメント分布を仮定して試験体長さを定めた。梁部材長さは試験体の内法長さとして算定を行なった。

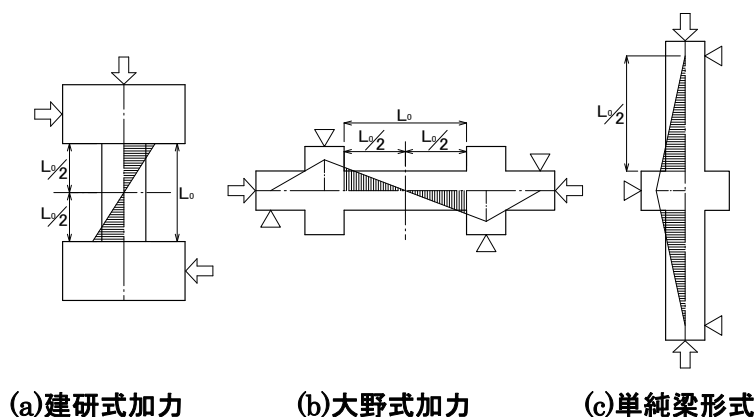


図 3.5.6 各実験方法における曲げモーメント図

#### a. 弾性剛性

弾性剛性の算定は、「建築物の構造関係技術基準解説書」[3-9]に準じて曲げ剛性とせん断剛性を平方和で合成した剛性として算定する。以下に算定式を示す。

$$K_e = \frac{1}{\frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_s}} \quad (\text{kN/mm}) \quad (3.5.2)$$

$K_e$ ：梁の弾性剛性 (kN/mm)

$K_b$ ：梁の曲げ剛性 (kN/mm)

$K_s$ ：梁のせん断剛性 (kN/mm)

ここで曲げ剛性  $K_b$  は、

逆対称曲げモーメントの加力形式の場合

$$K_b = \frac{12E_c I_e}{L^3} \text{ (kN/mm)}$$

片持ち梁の加力形式の場合

$$K_b = \frac{3E_c I_e}{L^3} \text{ (kN/mm)}$$

とする。

またせん断剛性  $K_s$  は、

$$K_s = \frac{G \cdot A}{\kappa \cdot L} \text{ (kN/mm)}$$

とする。

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 (kN/mm<sup>2</sup>)

$I_e$  : 鉄筋を考慮した断面二次モーメント(等価断面二次モーメント) (mm<sup>4</sup>)

$$I_e = \frac{BD^3}{12} + X_l(n-1) \left( ag_1^2 + \frac{\pi r^4}{4} \right)$$

B: 柱巾 D: 柱成

$X_l$ : 鉄筋本数 n: ヤング係数比

a: 鉄筋断面積 [mm<sup>2</sup>]

$g_1$ : 中立軸から鉄筋までの距離 [mm]

r: 鉄筋の公称半径 [mm]

L: 内法スパン長さ [mm]

$G$  : コンクリートのせん断弾性係数 (kN/mm<sup>2</sup>)

$$G = \frac{E_c}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

$\nu$  : コンクリートのポアソン比であり、ここでは  $\nu=0.2$  として算定した。厳密にはコンクリート強度に比例すると考えられるが、計算が煩雑となるため、一定値を用いた。

A : 部材の断面積 (=  $b \times D$ ) (mm<sup>2</sup>)

$\kappa$  : せん断剛性を求める際の形状係数であり、ここでは  $\kappa=1.2$  として算定した。

なお、コンクリートのヤング係数 ( $E_c$ ) について論文に記載がない場合は、NewRC 式 (2010 年 RC 規準式) を用いて算定した。

$$E = 21000 \times \left(\frac{\gamma}{23}\right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{F_c}{20}} \quad (N/mm^2) \quad (F_c \leq 36N/mm^2) \quad (1991 \text{ 年版本規準式})$$

$$E = 33500 \times k_1 \times k_2 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right) \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (N/mm^2) \quad (F_c > 36N/mm^2) \quad (\text{NewRC 式})$$

$\gamma$  : コンクリートの気幹単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>), RC 規準 (2010) [3-10]に従って算定した。

$k_1, k_2$  : 使用骨材, 混和剤などを考慮した係数であり, 本研究では  $k_1 = k_2 = 1$  とした。

#### b. 実験値と計算値の比較

コンクリート強度 **fc60** 以上と **fc60** 未満に層別し, 弾性剛性の実験値と計算値(3.5.2)式との比較を, 図 3.5.7 および表 3.5.2 に示す。図中に, 実験値と計算値の比較に関する実験値/計算値の有効なデータ数, 平均値, 変動係数, 最大値, 最小値および±30%以内のデータ割合を示す。

実験データの多くは, 弾性剛性の数値に関する記述が成されていない。曲げひび割れ強度が記載されているデータは, グラフから変位を読み取っている。そのため, 実験データはデータ取得の時点で, ある程度のばらつきを保有している。有効なデータは 58 としたが, 変動係数が 60% を超えており, 有効なデータとして活用できるかは十分な検討が必要である。総じて, 実験値/計算値の平均値は 0.42 である。明らかに, 多くのデータは弾性剛性の実験値が計算値に比べて低いことから, 柱部材と同様に RC 部材の連続性に関する部材長さの考え方(実験では, あくまでも試験区間の内法スパンを部材長さとしている)や実験前の試験体の状態(乾燥収縮による初期ひび割れの影響など)や実験観測方法によるばらつきの要因が挙げられる。今後, データの詳細な検討の上, 剛域入り込みの概念を用いて部材長さを内法スパンよりもやや長く評価することが必要であると考えられる。



表 3.5.2 弾性剛性（実験値／計算値）に関する統計データ（曲げ降伏先行型）

弾性剛性(実験値／計算値) データ: 曲げ降伏先行型梁部材						
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内
全体	58	0.42	61.4%	1.09	0.10	13.8%
( $f'_c < 60$ )	36	0.49	68.6%	1.09	0.10	22.2%
( $f'_c \geq 60$ )	22	0.29	40.9%	0.61	0.15	0.0%

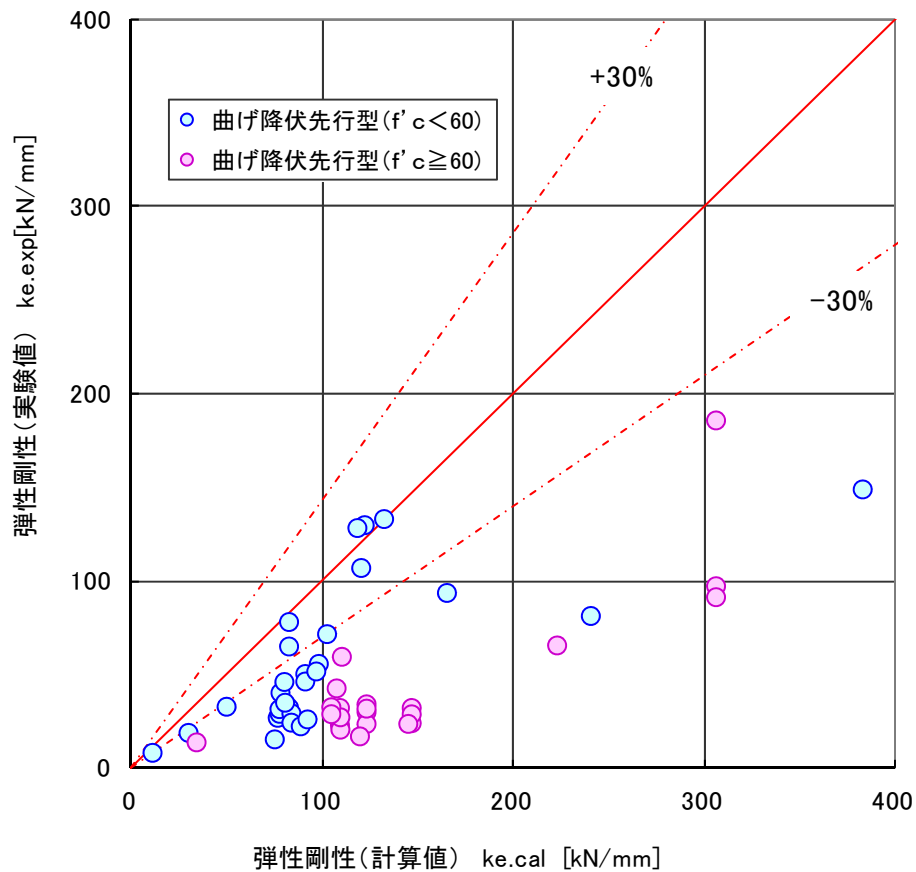


図 3.5.7 弾性剛性の実験値と計算値の関係

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 3.5.8 から図 3.5.11 に、弾性剛性（実験値／計算値）とコンクリート強度，せん断スパン比，引張鉄筋比およびせん断補強筋比比関係を示す。

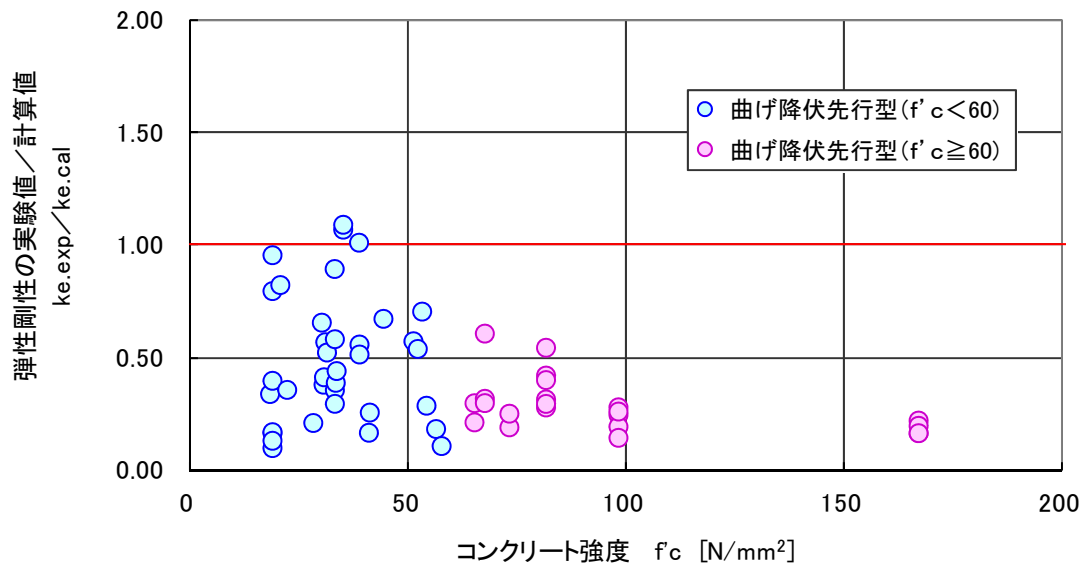


図 3.5.8 弾性剛性（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（曲げ降伏先行型）

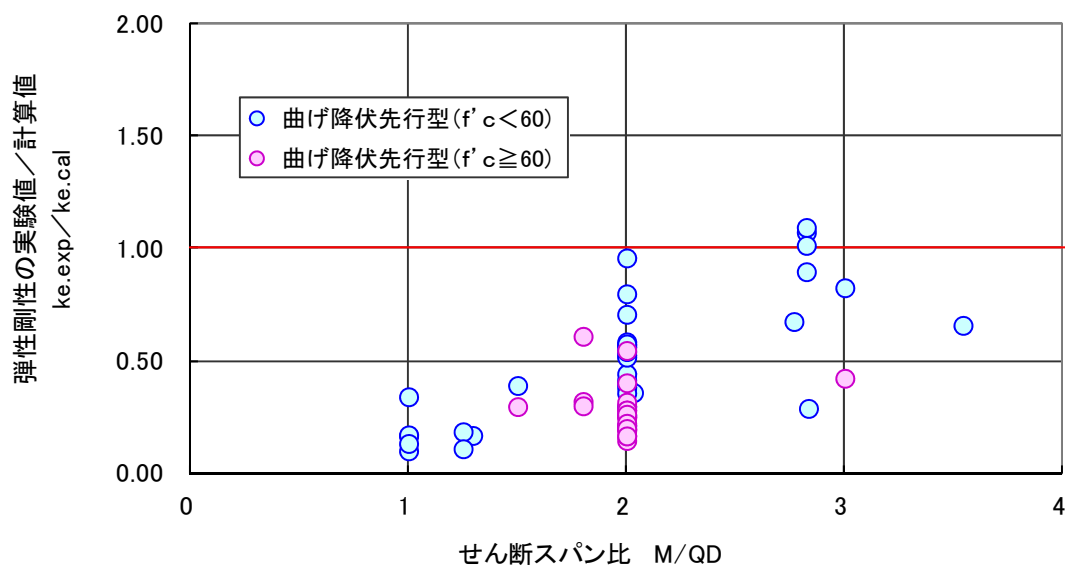


図 3.5.9 弾性剛性（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（曲げ降伏先行型）

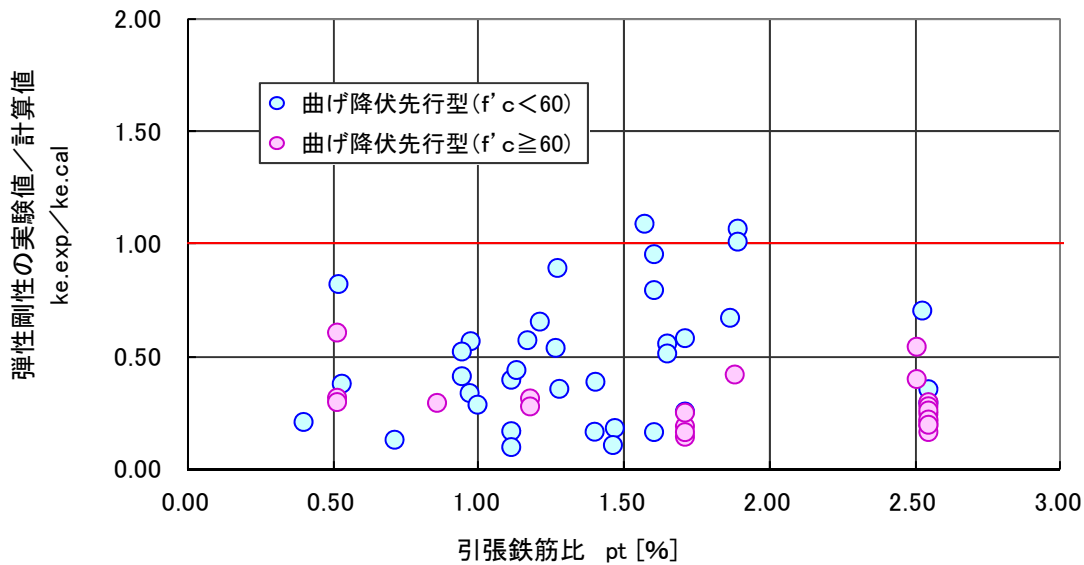


図 3.5.10 弾性剛性（実験値／計算値）－引張鉄筋比関係（曲げ降伏先行型）

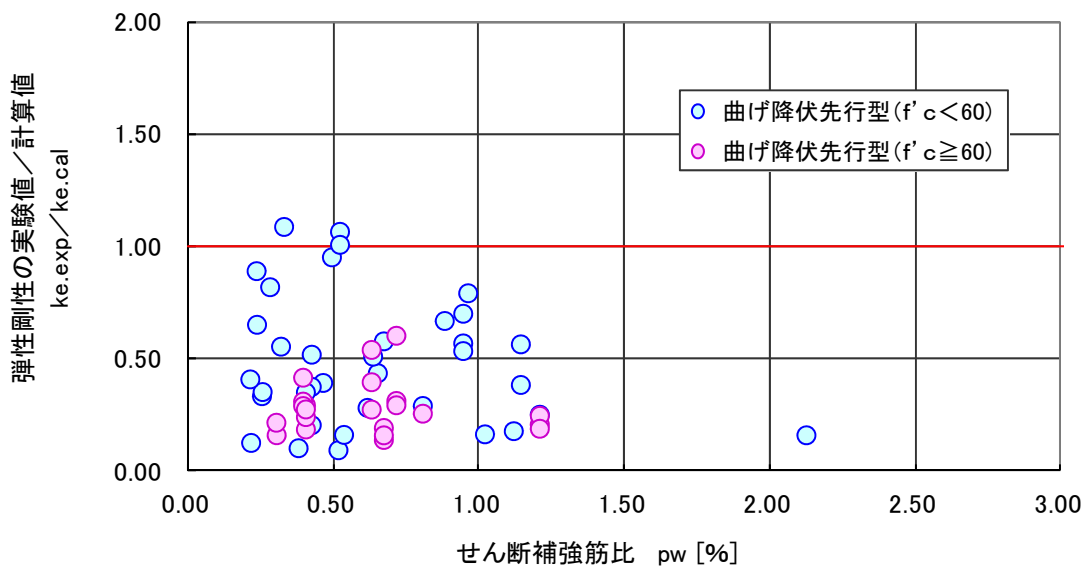


図 3.5.11 弾性剛性（実験値／計算値）－せん断補強筋比関係（曲げ降伏先行型）

### 第3章 梁部材

#### 3.5.3 せん断ひび割れ強度（基準式）

せん断ひび割れ強度の検討は、2007年版建築物の構造関係技術基準解説書<sup>[3-9]</sup>に従って行った。

##### a. せん断ひび割れ強度（建築物の構造関係技術基準解説書）

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.085k_c(F_c + 500)}{M/(Q \cdot d) + 1.7} \right\} b \cdot j \quad (\text{kg}) \quad (3.5.3)$$

ここで、

$k_c$  : 部材せいに対する補正係数 ( $d > 40\text{cm}$  の時, 0.72)

$F_c$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$M/(Q \cdot d)$  : シアスパン比

$b$  : 梁幅 (cm)

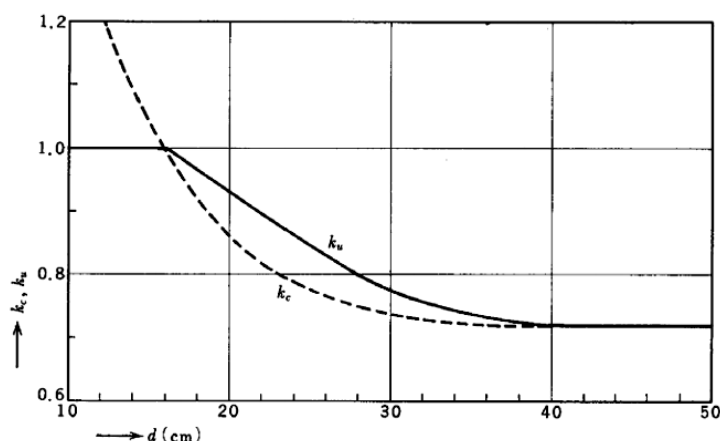
$j$  : 応力中心距離(=7/8d) (cm)

$d$  : 梁の有効せい

この式は、圧縮強度  $36\text{N/mm}^2$  程度以下、鉄筋は SD390 級以下の普通強度の材料を用いた部材の実験結果から得られた実験式であり、それらが適用範囲となる。

しかし近年、圧縮強度が  $36\text{N/mm}^2$  を超えるコンクリートを用いた部材の実験データが蓄積されており、日本建築学会「高強度コンクリートの技術の現状」では、圧縮強度が  $60\text{N/mm}^2$  以下の範囲まで適用可能であるとの検討がなされている。

なお、部材せいに対する補正係数  $k_c$  については、有効せい  $d$  との関係を示した下のグラフから  $d < 40\text{cm}$  の範囲を主に算出される。



##### b. 実験値と計算値の比較

コンクリート強度  $f_c60$  以上と  $f_c60$  未満に層別し、せん断ひび割れ強度の実験値と計算値(3.5.3)式との比較を、図 3.5.12 および表 3.5.3 に示す。図中に、実験値と計算値の比較に関する実験値/計算値の有効なデータ数、平均値、変動係数、最大値、最小値および  $\pm 30\%$  以内のデータ割合を示す。

ここで取り扱うデータは曲げ降伏先行型のデータであり、多くのデータが曲げひび割れが先行するデータである。また、曲げひび割れ発生に曲げひび割れが進展して発生する曲げせん断ひび割れとせん断ひび割れの区別を明確にすることが難しく、実験データの定義も必ずしも一致した基準となっていない可能性がある。しかしながら、ここでは(3.5.3)式の精度検証を行ったので、その結果を、以下に示す。

実験値／計算値の平均値は1.50であり、総じて(3.5.3)式は安全側の計算値を算出することが確認され、比較的安定した実験データが得られていることが確認された。

表 3.5.3 せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）に関する統計データ  
（曲げ降伏先行型）

せん断ひび割れ(実験値／計算値:基準式) データ:曲げ降伏先行型梁部材						
データ数	平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内	
全体	74	1.50	28.1%	2.69	0.60	28.4%
( $f'_c < 60$ )	40	1.60	30.4%	2.69	0.81	25.0%
( $f'_c \geq 60$ )	34	1.38	25.2%	1.92	0.60	32.4%

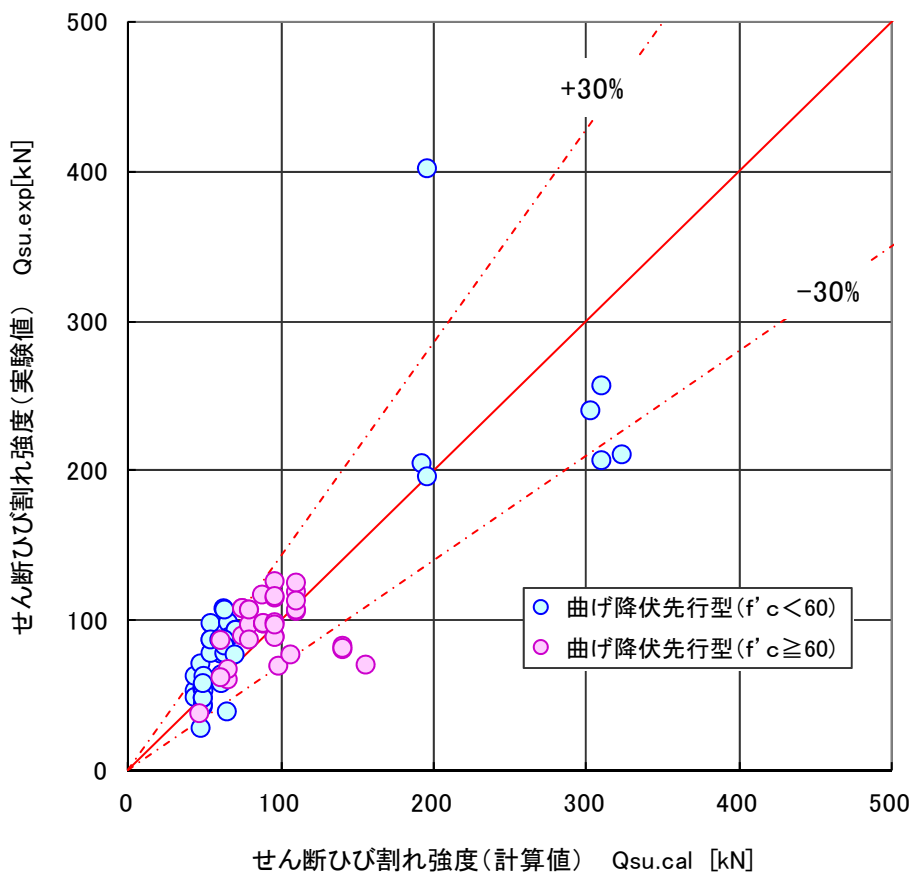


図 3.5.12 せん断ひび割れ強度の実験値と計算値の比較（曲げ降伏先行型）

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 3.5.13 から図 3.5.16 に、せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）（基準式）とコンクリート強度，せん断スパン比，引張鉄筋比およびせん断補強筋比関係を示す。コンクリート強度が大きい場合ほど，実験値と計算値の比が低下する傾向が見られた。これは，基準式(3.5.3)式を高強度コンクリート（主に  $60\text{N/mm}^2$ ）の領域まで式を拡張する場合には，せん断ひび割れ強度を，評価する場合にコンクリート強度を 1 乗に比例するのではなく，曲げひび割れ強度と同様に指数関数を用いて評価することが望ましい可能性があることが分かった。

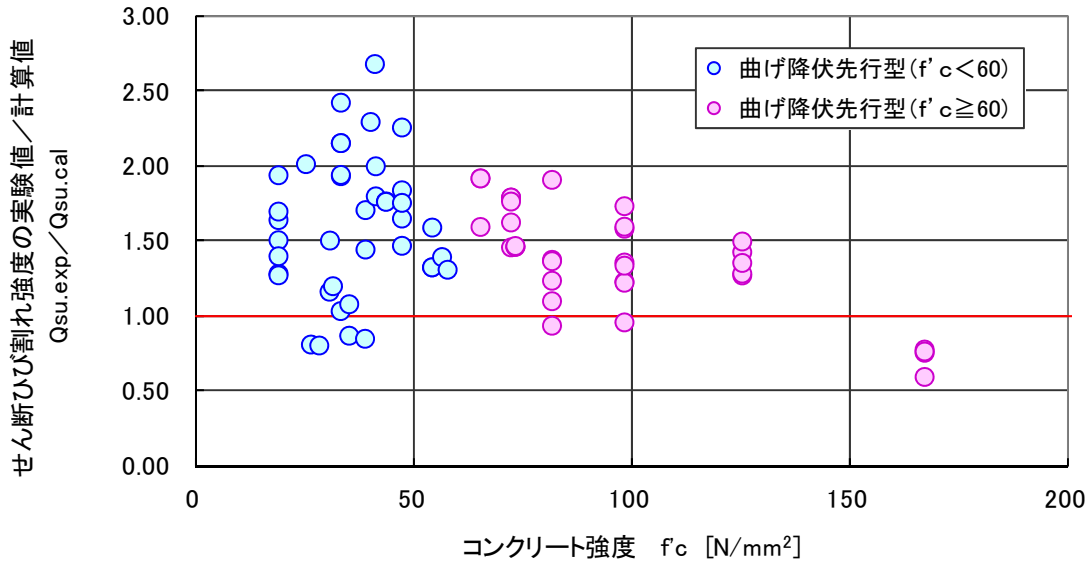


図 3.5.13 せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（曲げ降伏先行型）

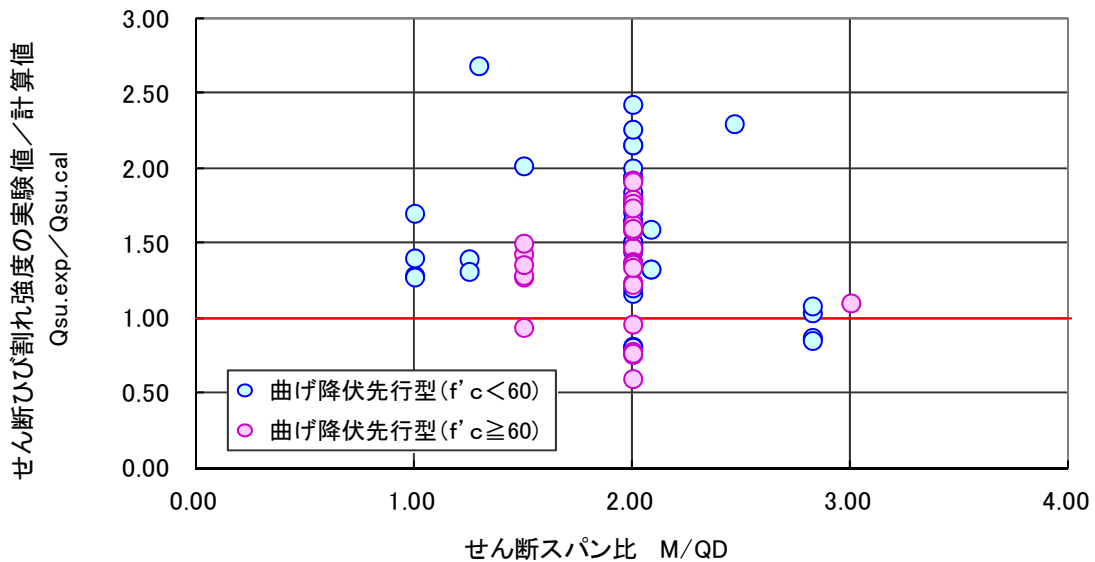


図 3.5.14 せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（曲げ降伏先行型）

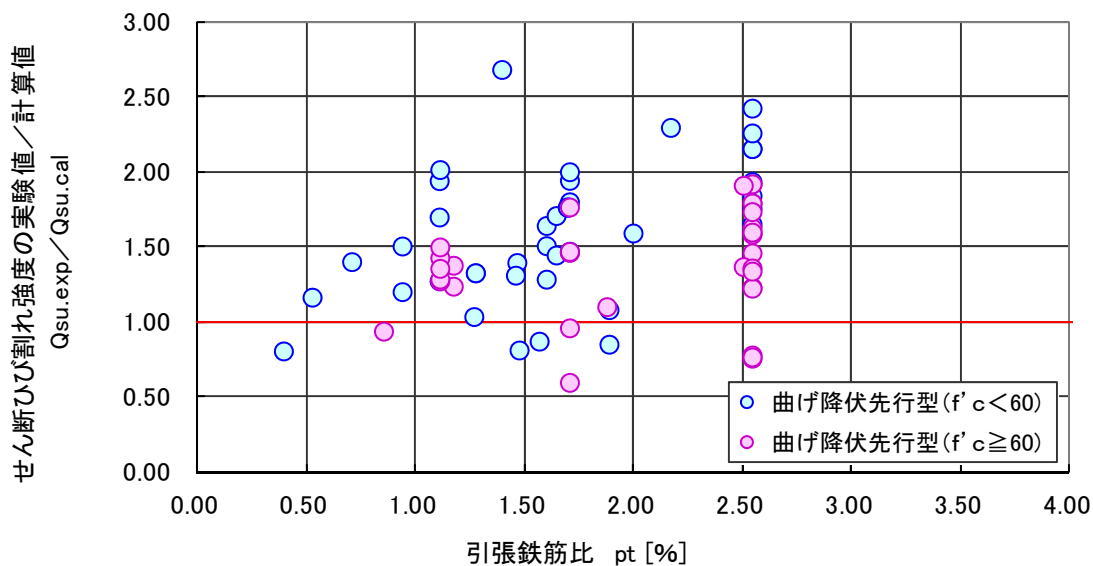


図 3.5.15 セン断ひび割れ強度（実験値／計算値）－引張鉄筋比関係（曲げ降伏先行型）

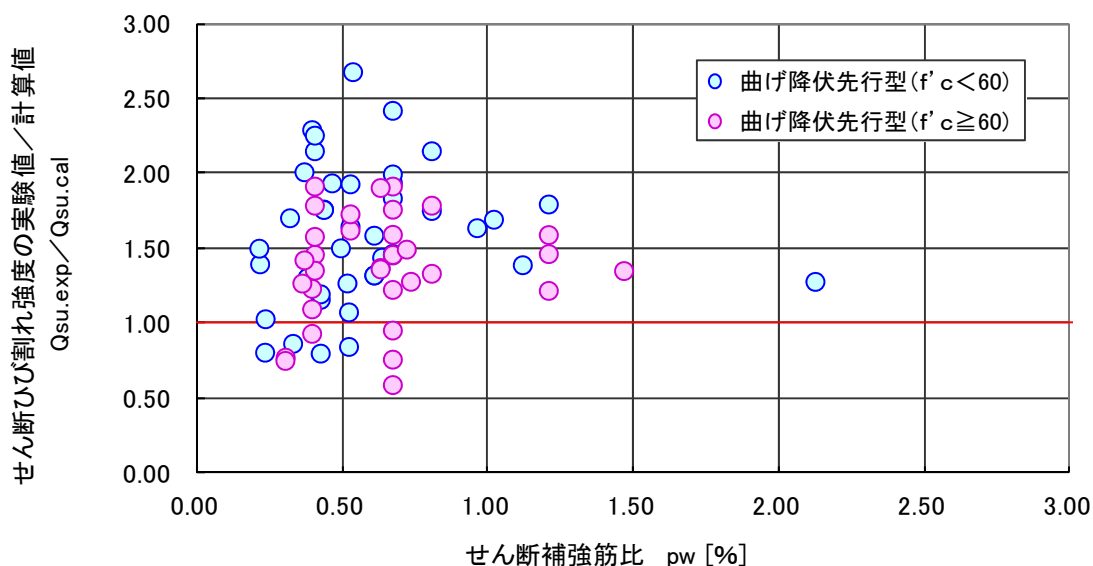


図 3.5.16 セン断ひび割れ強度（実験値／計算値）－せん断補強筋比関係（曲げ降伏先行型）

### 第3章 梁部材

#### 3.5.4 せん断ひび割れ強度（靱性指針式）

せん断割れ強度の検討として、靱性指針式<sup>[3-4]</sup>による検討結果を以下に示す。

##### a. せん断ひび割れ強度（靱性指針式）

$$Q_{cr} = \phi \cdot \left( \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \right) \cdot b \cdot D / \kappa \quad (\text{N}) \quad (3.5.4)$$

$\phi$  : 耐力係数 0.51

$\sigma_T$  : コンクリートの引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)  $\sigma_T = 0.313\sqrt{f_c}$

$\sigma_0$  : 柱の使用限界変形時の設計用軸方向応力度 (N/mm<sup>2</sup>)、圧縮を正とする。

$$\sigma_0 = \frac{c N_{U1}}{b \cdot D}$$

$b$  : 柱幅 (mm),  $D$  : 柱せい (mm),  $\kappa$  : 断面形状係数 1.5

##### b. 実験値と計算値の比較

コンクリート強度  $f_c60$  以上と  $f_c60$  未満に層別し、せん断ひび割れ強度の実験値と計算値(3.5.4)式との比較を、図 3.5.17 および表 3.5.4 に示す。図中に、実験値と計算値の比較に関する実験値／計算値の有効なデータ数、平均値、変動係数、最大値、最小値および $\pm 30\%$ 以内のデータ割合を示す。

ここで取り扱うデータは曲げ降伏先行型のデータであり、多くのデータが曲げひび割れが先行するデータである。また、曲げひび割れ発生に曲げひび割れが進展して発生する曲げせん断ひび割れとせん断ひび割れの区別を明確にすることが難しく、実験データの定義も必ずしも一致した基準となっていない可能性がある。しかしながら、ここでは(3.5.4)式の精度検証を行ったので、その結果を、以下に示す。

実験値／計算値の平均値は 1.48 であり、総じて(3.5.3)式に比べて推定精度がいいことが分かった。



表 3.5.4 セン断ひび割れ強度（実験値／計算値）に関する統計データ  
（曲げ降伏先行型）

せん断ひび割れ（実験値／計算値：靱性指針式）データ：曲げ降伏先行型梁部材						
データ数	平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内	
全体	74	1.48	30.6%	2.94	0.65	25.7%
( $f'_c < 60$ )	40	1.59	34.3%	2.94	0.65	15.0%
( $f'_c \geq 60$ )	34	1.34	25.3%	2.01	0.65	38.2%

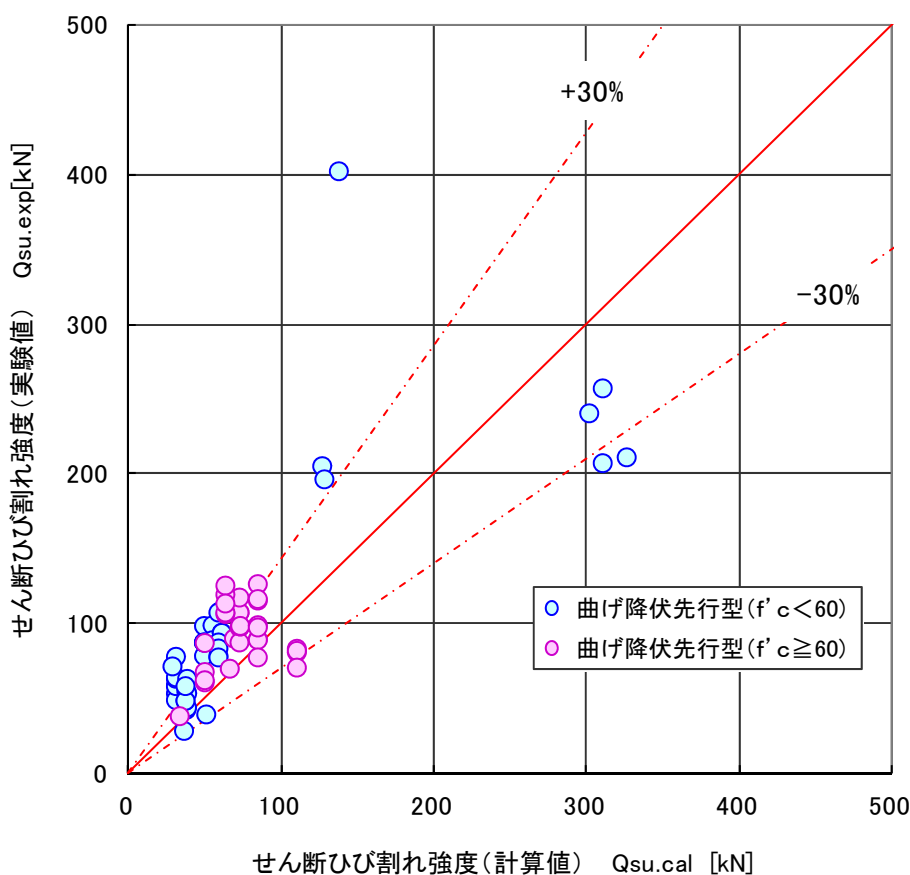


図 3.5.17 セン断ひび割れ強度の実験値と計算値（靱性指針式）の比較（曲げ降伏先行型）

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 3.5.18 から図 3.5.21 に、せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）（靱性指針式）とコンクリート強度、せん断スパン比、引張鉄筋比およびせん断補強筋比関係を示す。コンクリート強度に加えて、せん断スパン比と靱性指針式によるせん断ひび割れ強度（実験値／計算値）と強い相関があることが分かった。ほかの因子とは相対的に大きな相関は見られなかった。靱性指針式に、高強度コンクリートの取り扱い及びせん断スパン比の影響を考慮すると、さらに精度が向上すると考えられる。基準式(3.5.3)式よりは、コンクリート強度が高強度化しても実験値／計算値が減少傾向にある傾向は小さい。これは、靱性指針式(3.5.4)式の場合には、コンクリート強度を 0.5

### 第3章 梁部材

乘に比例する形で評価しているためと考えられる。むしろ、靱性指針式では、シアスパン比が小さい場合に、実験値を、明らかに過小評価する傾向があることが分かった。これは、短スパンの状態においてはアーチ機構（部材の変形に伴い、両端の圧縮力が部材全長に渡って、コンクリートの圧縮力が釣合う力）が作用し、梁部材の変形によって部材内部において変形拘束に伴う圧縮力が作用するためと考えられる。

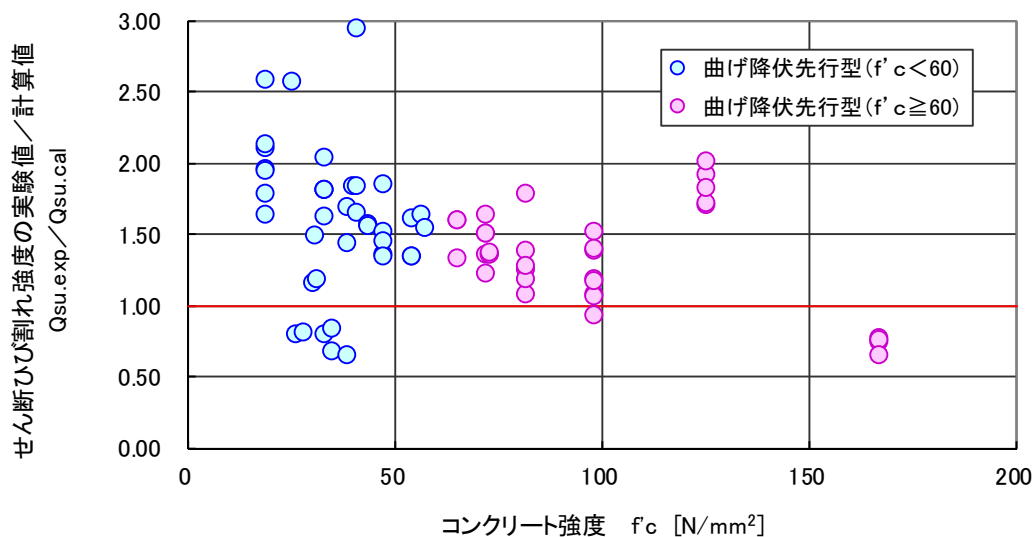


図 3.5.18 せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（曲げ降伏先行型）

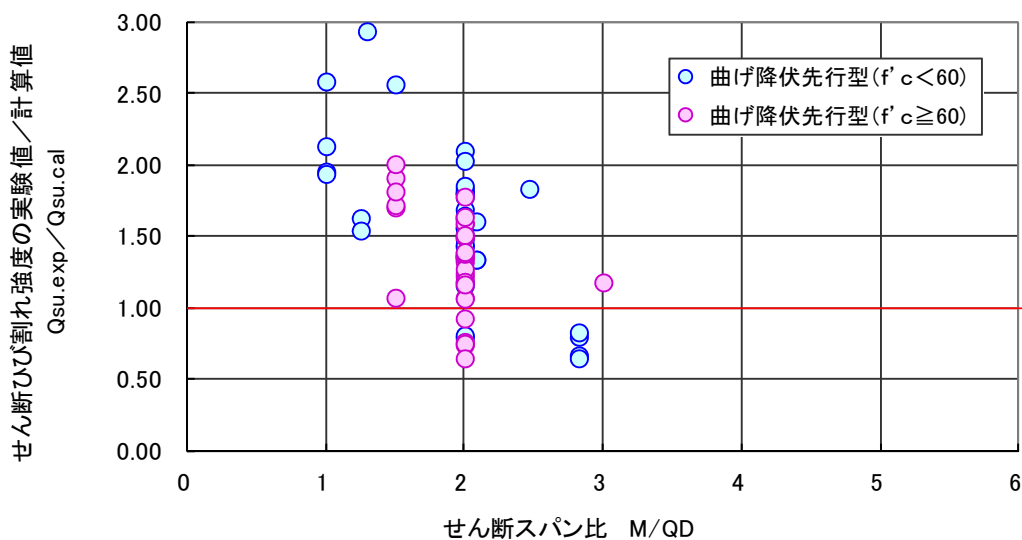


図 3.5.19 せん断ひび割れ強度（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（曲げ降伏先行型）

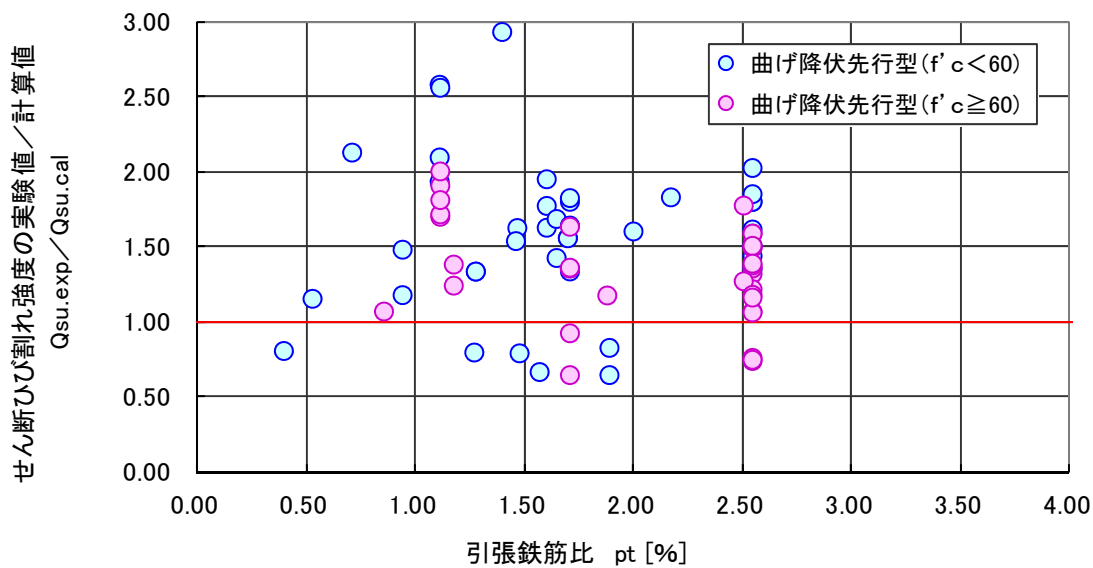


図 3.5.20 セン断ひび割れ強度（実験値／計算値）－引張鉄筋比関係（曲げ降伏先行型）

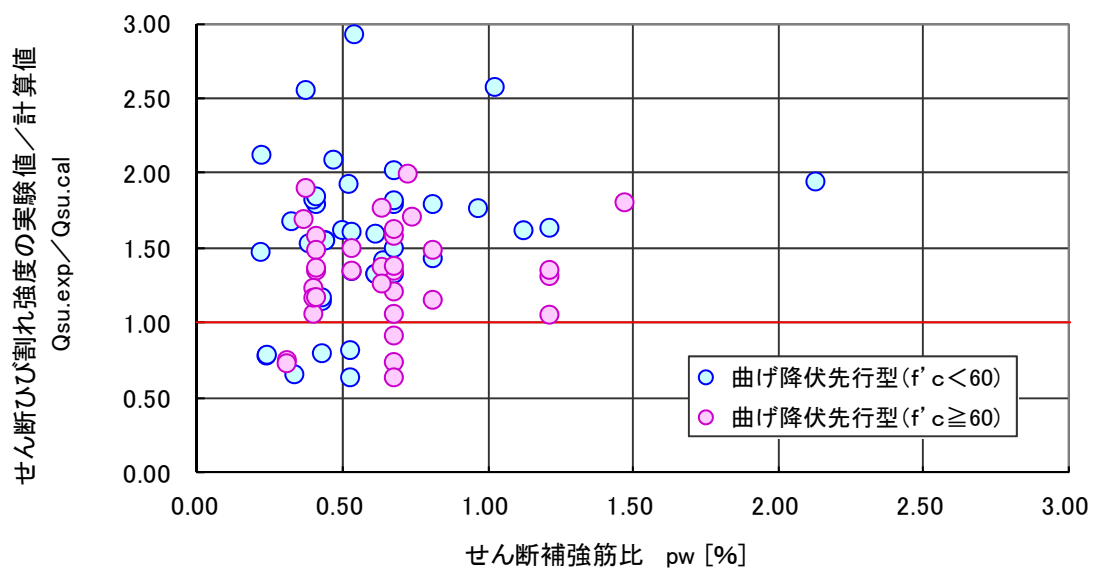


図 3.5.21 セン断ひび割れ強度（実験値／計算値）－せん断補強筋比関係（曲げ降伏先行型）

### 第3章 梁部材

#### 3.5.5 曲げ終局強度（基準式）

曲げ終局強度の検討は、2007年版建築物の構造関係技術基準解説書<sup>[3-9]</sup>に従って行った。

##### a. 曲げ終局強度（建築物の構造関係技術基準解説書）<sup>[3-9]</sup>

$$M_u = 0.9 \cdot \alpha_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (\text{N}\cdot\text{mm}) \quad (3.5.5)$$

$\alpha_t$  : 引張鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 引張鉄筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$d$  : はり有効せい(引張鉄筋が2段に配筋される場合, その重心から圧縮縁までの距離) (mm)

この式における適用範囲は、引張鉄筋比が  $P_t < 2.0\%$  の範囲においてコンクリートの圧縮強度が 18 N/mm<sup>2</sup> 以上かつ SD390 級以下の鉄筋である。

##### b. 実験値と計算値の比較

コンクリート強度  $f_{c60}$  以上と  $f_{c60}$  未満に層別し、曲げ終局強度の実験値と計算値(3.5.5)式との比較を、図 3.5.22 および表 3.5.5 に示す。図中に、実験値と計算値の比較に関する実験値/計算値の有効なデータ数、平均値、変動係数、最大値、最小値および $\pm 30\%$ 以内のデータ割合を示す。

実験値/計算値の平均値は 1.09 であり、変動係数も 11.1%であった。基準値の 1.0 に対して $\pm 30\%$ 以内に含まれるデータは、全体の 96.6%であり、高い推定精度を確認することができた。なお、図上で、SD490 相当の鉄筋(降伏強度 490~570N/mm<sup>2</sup>)を使用した実験データを区分できるように表示した。特に、梁主筋に SD490 相当を使用したデータの実験値と計算値の関係は、固有の特性は確認されなかった。

表 3.5.5 曲げ終局強度（実験値／計算値）に関する統計データ  
（曲げ降伏先行型）

曲げ終局強度(実験値／計算値) データ: 曲げ降伏先行型梁部材						
データ数	平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内	
全体	297	1.09	1.88	0.81	96.6%	
( $f'_c < 60$ )	211	1.08	1.88	0.81	96.2%	
( $f'_c \geq 60$ )	86	1.13	1.50	0.84	97.7%	

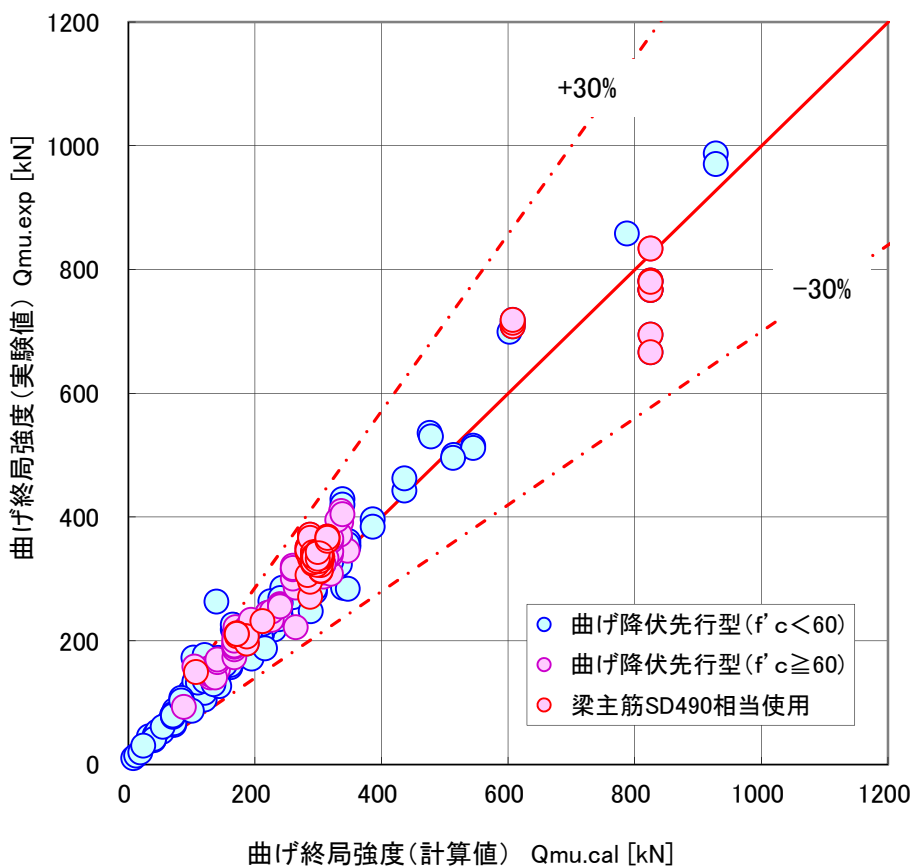


図 3.5.22 曲げ終局強度の実験値と計算値の比較（曲げ降伏先行型）

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 3.5.23 から図 3.5.27 に、曲げ終局強度（実験値／計算値）とコンクリート強度，せん断スパン比，引張鉄筋比，主筋強度およびせん断補強筋比関係を示す。各図では，梁主筋に SD490 相当鉄筋を使用した場合の区分できるように表示した。何れの因子も，曲げ終局強度（実験値／計算値）と著しい相関は見られなかった。言い換えれば，梁部材の曲げ終局強度（実験値／計算値）の推定精度に明確に影響を与える因子は定められない。これは，各因子の影響が計算値に取り込まれているか，大きな影響を与えないことを示している。

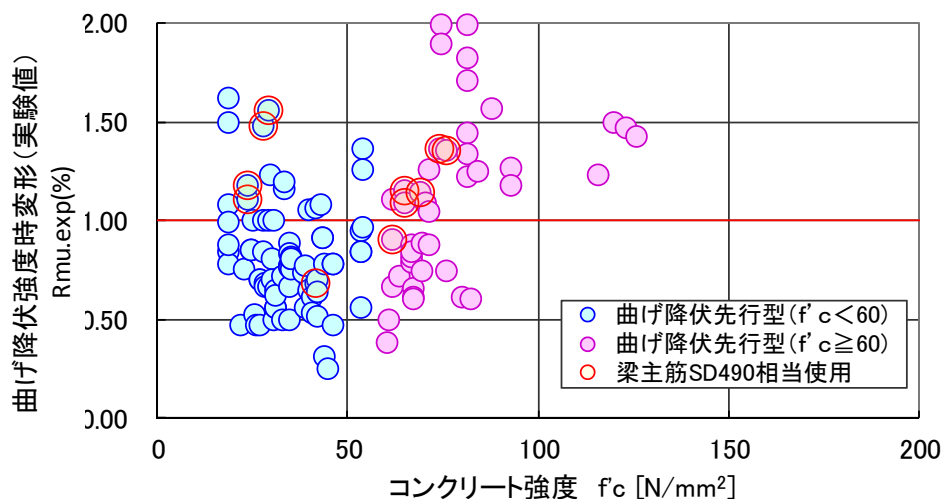


図 3.5.23 曲げ終局強度（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（曲げ降伏先行型）

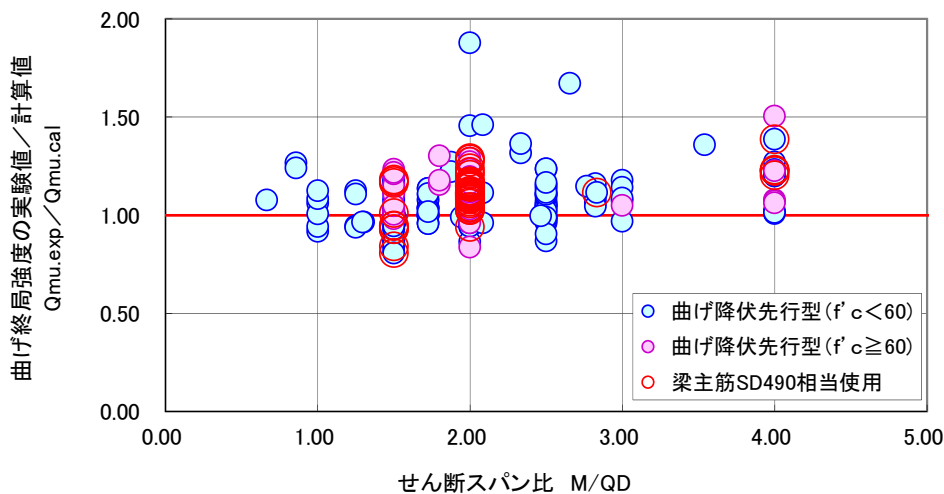


図 3.5.24 曲げ終局強度（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（曲げ降伏先行型）

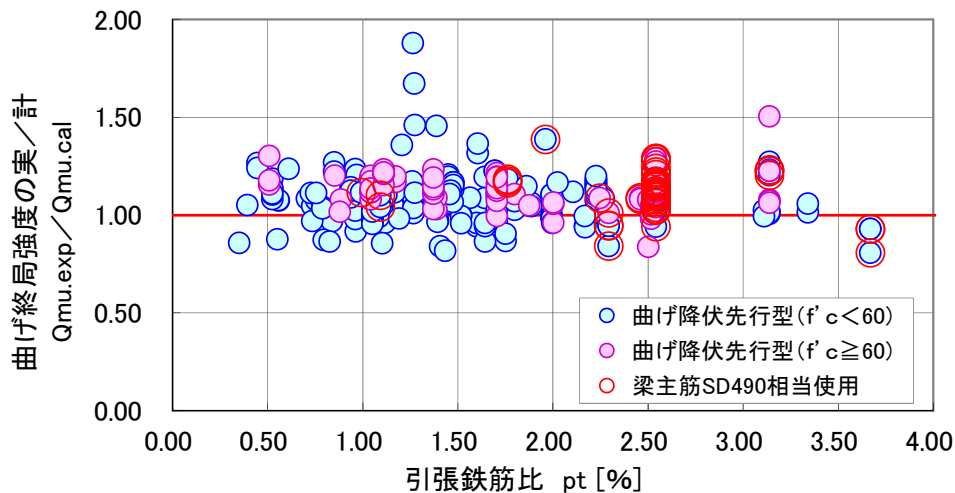


図 3.5.25 曲げ終局強度（実験値／計算値）－引張鉄筋比関係（曲げ降伏先行型）

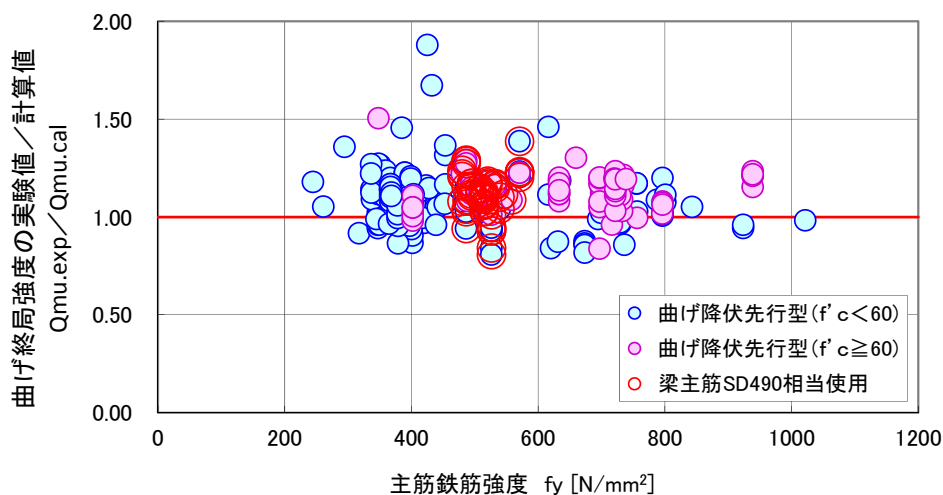


図 3.5.26 曲げ終局強度（実験値／計算値）－主筋強度関係（曲げ降伏先行型）

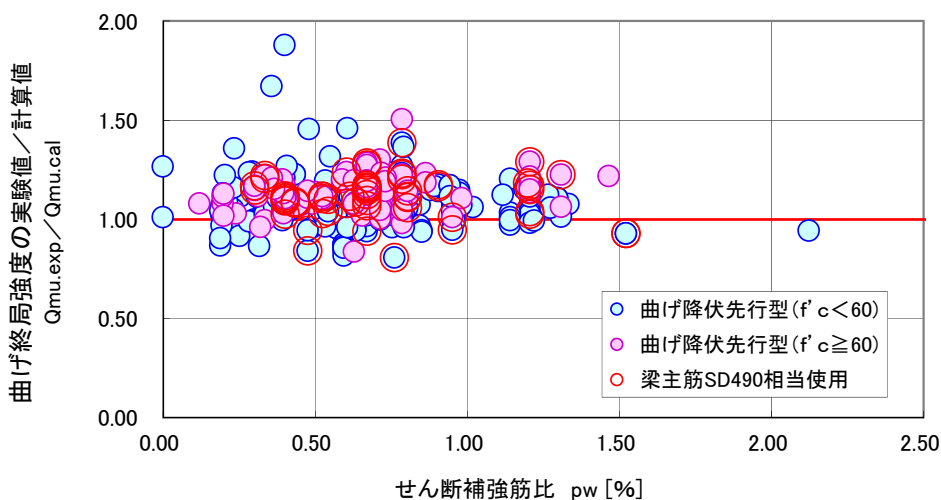


図 3.5.27 曲げ終局強度（実験値／計算値）－せん断補強筋比関係（曲げ降伏先行型）

3.5.6 せん断余裕度と最大耐力余裕度関係

ここでは、実験値の最大耐力を曲げ終局強度（計算値）と見做し、縦軸に曲げ終局強度（実験値／計算値）を、横軸にせん断強度の実験値と計算値の比とした関係図を図 3.5.28 および図 3.5.29 に示す。ここで使用するせん断強度式を以下に示す。

a. せん断強度式 1（建築物の構造関係技術基準解説書）<sup>[3-9]</sup>

（下限式）

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} b j \quad (\text{N}) \quad (3.5.6)$$

（平均値式）

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} b j \quad (\text{N}) \quad (3.5.7)$$

$p_t$  : 引張鉄筋比 (%)

$F_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M/Q$  :  $M$ ,  $Q$  はそれぞれ終局強度算定時における部材内の最大曲げモーメント及びせん断力（ただし、 $M/(Qd)$  は、 $M/(Qd) < 1$  のとき 1 とし、 $M/(Qd) > 3$  のとき 3 とする）(mm)

$d$  : はり有効せい (mm)

$p_w$  : せん断補強筋比 (小数)

$\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$b$  : はり幅 (mm)

$j$  : 応力中心距離(mm)で  $7d/8$  としよ。

上記の(3.5.6)式および(3.5.7)式は以下の荒川原式から誘導されている。

$$\tau_{\text{umin}} = \frac{0.092 k_u k_p (180 + \sigma_B)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w w \sigma_y} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$\tau_{\text{umean}} = \frac{0.115 k_u k_p (180 + \sigma_B)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w w \sigma_y} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

b. せん断強度式 2：靱性指針式<sup>[3-4]</sup>

・柱および大梁のせん断強度  $cQ_{su}$ ,  $bQ_{su}$  は、(3.5.8-1～3.5.8-3)式の最小値とする。



$$Q_{su1} = \mu P_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \left( v F_c - \frac{5 \cdot P_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (3.5.8-1)$$

$$Q_{su2} = \frac{\lambda v F_c + P_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \quad (3.5.8-2)$$

$$Q_{su3} = \frac{\lambda v F_c}{2} b_e j_e \quad (3.5.8-3)$$

$b$  : 断面の幅 (mm)

$D$  : 断面のせい (mm)

$j_e$  : トラス機構に参与する断面の有効せい (外側の横補強筋の芯々間隔) (mm)

$b_e$  : トラス機構に参与する断面の有効幅 (mm)

両側スラブ付きの梁  $b_e = b$

柱およびスラブ無しの梁は, 外側の横補強筋との芯々間隔

$\sigma_{wy}$  : 横補強筋信頼強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$P_{we}$  : 有効横補強筋比

$$P_{we} = \frac{a_w}{b_e \cdot s} \quad a_w : 1 \text{ 組の横補強筋の断面積 (mm}^2\text{)}$$

$s$  : 横補強筋の間隔 (mm)

$\mu$  : トラス機構の角度を表す係数

$$= 2 - 20 R_p$$

$R_p$  : 架構設計変形時でのヒンジ領域の回転角 (rad)

非ヒンジ部材は  $R_p = 0.0$  とし, 降伏ヒンジの発生する柱は  $R_p = 0.015$ ,

大梁は  $R_p = 0.02$  とする。

$v$  : コンクリート圧縮強度の有効係数

$$v = (1 - 20 R_p) v_o$$

$v_o$  : 降伏ヒンジ・潜在ヒンジを計画しないときの有効係数

$$v_o = 0.7 - \frac{F_c}{200} \quad (F_c \leq 60 \text{ N/mm}^2)$$

$$v_o = 3.68 F_c^{-\frac{1}{3}} \quad (F_c > 60 \text{ N/mm}^2 \text{ ただし, } F_c \text{ の単位は kgf/cm}^2 \text{ とする)}$$

$F_c$  : コンクリート設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\lambda$  : トラス機構の有効係数

$$\lambda = 1 - \frac{S}{2j_e} - \frac{b_s}{4j_e}$$

$b_s$  : 横補強筋の断面方向の最大間隔 (mm)

ただし, 中子筋が断面内にほぼ均等に配置されている場合

$$b_s = \frac{b_e}{N_s + 1}$$

$N_s$  : 中子筋の本数

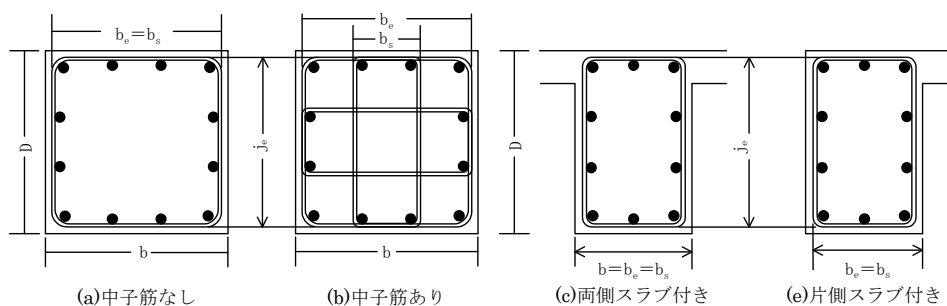
$\theta$  : アーチ機構の圧縮束の角度

引張軸力を受ける柱

$$\tan \theta = 0$$

$$L/D \geq 1.5 \text{ の部材} \quad \tan \theta = 0.9 \times \frac{D}{2L}$$

$$L/D < 1.5 \text{ の部材} \quad \tan \theta = \frac{\sqrt{L^2 + D^2} - L}{D}$$



L : クリアスパン長さ (mm)

柱または梁の断面図

図 3.5.28 に示したせん断余裕度に技術基準解説書式を適用した場合には、せん断補強筋負担の項がせん断補強筋量 ( $p_w \sigma_{wy}$ ) が 0.5 乗に比例するものとして式が構築されているため、高強度せん断補強筋や高密度配筋を行った場合でもせん断強度が極端に大きくなりすぎないようにしているため、せん断余裕度 (横軸) 1.0 から 2.0 付近に多くのデータが集積している。一方、靱性指針式を用いた場合の図 3.5.29 では、せん断補強筋量が 1.0 乗に比例するため、高強度せん断補強筋を使用する場合や、高密度配筋した場合には、比例的にせん断強度が大きくなり、大きなせん断余裕度を算出する。こちらの場合における問題点は、せん断補強筋の有効強度および有効補強筋量の上限設定を行う必要があることである。図 3.5.28 および図 3.5.29 に示した曲げ降伏先行型のデータは、曲げ終局強度自体が、実験値/計算値が 1.0 を下回る場合も多く存在することから、縦軸で 1.0 を下回るデータも多く含まれている。

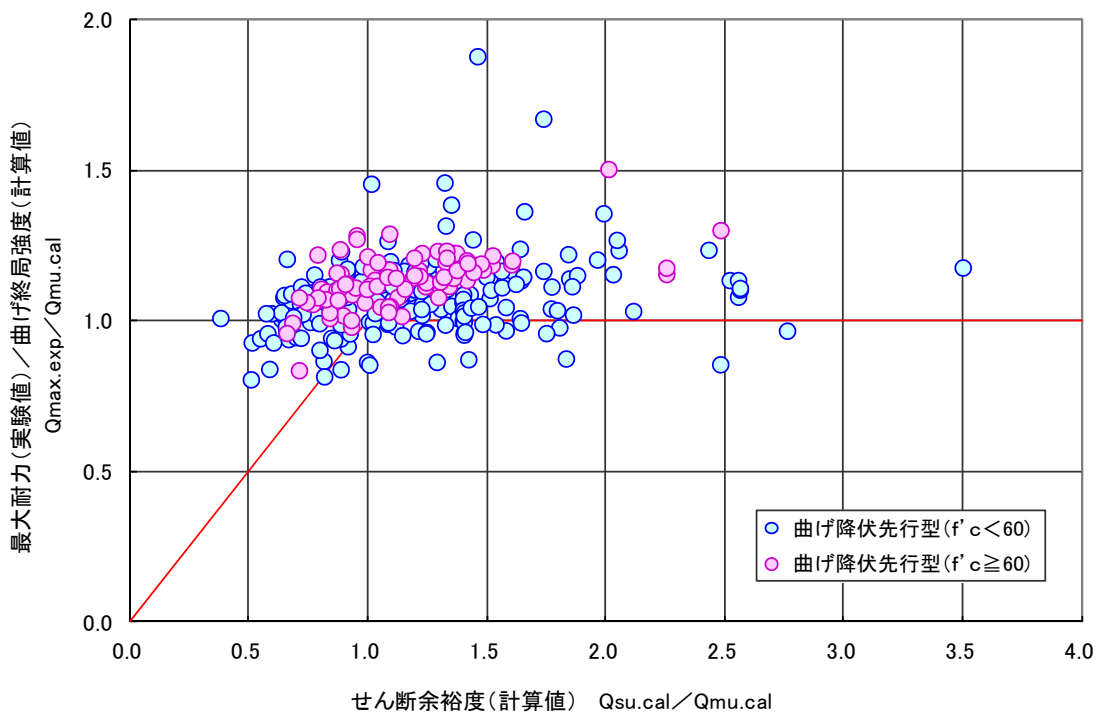


図 3.5.28 最大耐力 (実験値) / 曲げ終局強度 (計算値) - せん断余裕度 (計算値) 関係 (曲げ降伏先行型データ) せん断強度式は基準法式 (3.5.6)式

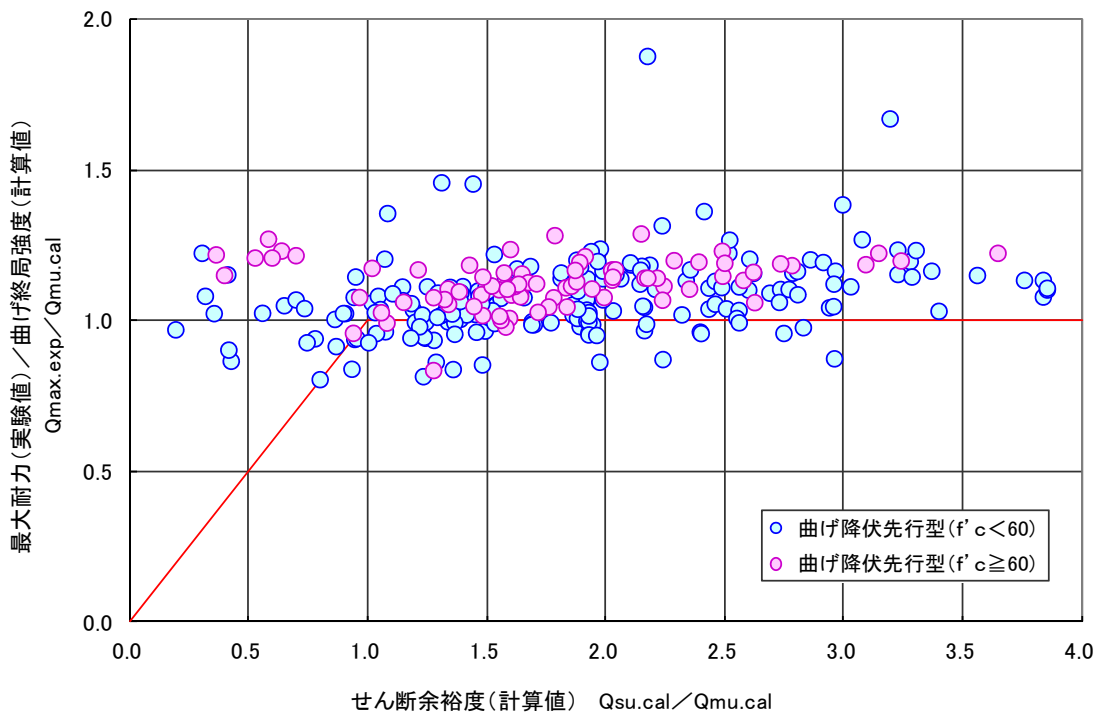


図 3.5.29 最大耐力 (実験値) / 曲げ終局強度 (計算値) - せん断余裕度 (計算値) 関係 (曲げ降伏先行型データ) せん断強度式は靱性指針式 (3.5.8)式

3.5.7 降伏点剛性低下率

降伏点剛性低下率とは、部材が曲げ降伏に至った時点の原点からの等価剛性と、弾性剛性（主に曲げひび割れ発生時の等価剛性）との比を示している。降伏点剛性低下率は、1973年に菅野博士が提案した菅野式<sup>[3-9], [3-13]</sup>が広く適用されている。

a. 降伏点剛性低下率 <sup>[3-9], [3-13]</sup>

(せん断スパン比 (M/QD) 2.0 以上)

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043a/D) \cdot (d/D)^2 \tag{3.5.9}$$

$n$  : ヤング係数比,  $p_t$  : 引張鉄筋比

$a$  : シアスパン長さ (mm)  $\leq 3.0D$

$D$  : 梁せい (mm),  $d$  : 梁の有効せい (mm)

(せん断スパン比 (M/QD) 2.0 未満)  $M/QD \geq 1.0$

$$\alpha_y = (-0.0836 + 0.159a/D) \cdot (d/D)^2 \tag{3.5.10}$$

なお、本式は  $p_t=0.4\sim 2.8\%$ ,  $a/D=2.0\sim 5.0$  の範囲にある実験資料の結果と比較すると、 $\pm 30\%$  の範囲に全資料の 90%が入る程度の精度であるとしている。 $a/D=1.0\sim 2.0$  の試験体について (3.5.10)式の計算値はばらつきが大きい $\pm 30\%$ の範囲に全資料の 80%が入る精度を有しており、(3.5.9)式で計算するよりはるかに推定精度が良いとされる。

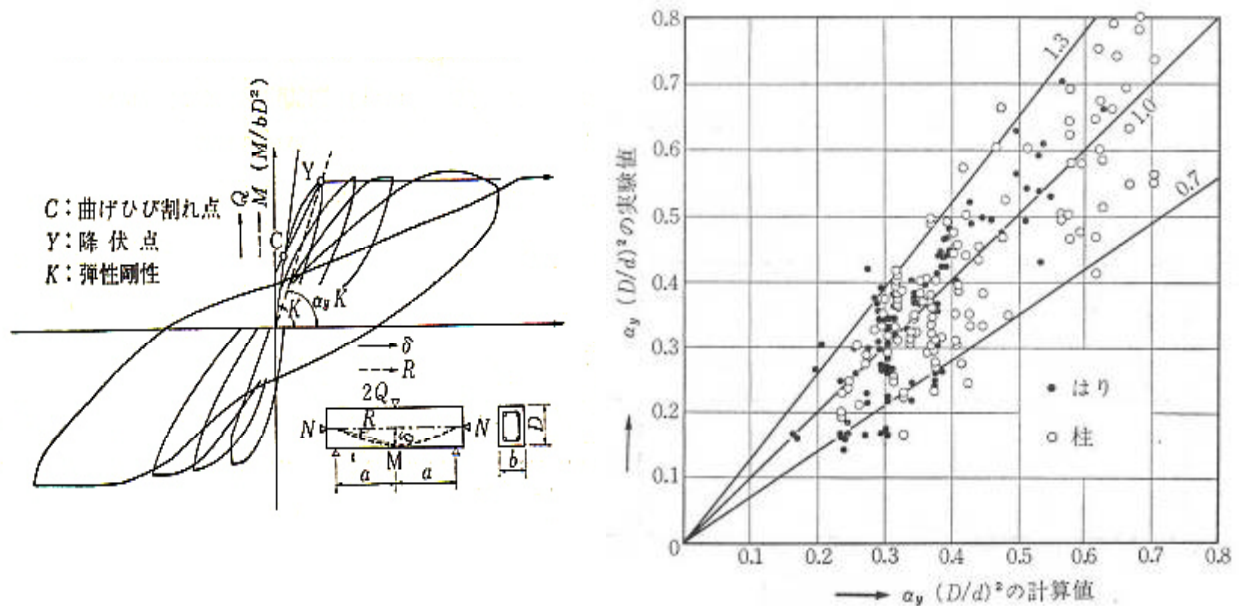


図 3.5.30 菅野式の定義と降伏点剛性と実験値の比較<sup>[3-13]</sup>

**b. 実験値と計算値の比較**

せん断スパン比： $M/QD \geq 2.0$ におけるコンクリート強度  $f_{c60}$  以上と  $f_{c60}$  未満に層別し、降伏点剛性低下率の実験値(弾性剛性は計算値)と計算値(3.5.9)式との比較を、図 3.5.31 および表 3.5.6 に示す。同様に、せん断スパン比： $M/QD < 2.0$ における実験値と計算値(3.5.10)式との比較検討した結果を、図 3.5.32 および表 3.5.7 に示す。

ここで取り扱うデータは曲げ降伏先行型のデータである。実験値は、原則として論文に記載されている主筋降伏時の耐力を降伏点と定義して算定している。

(弾性剛性を計算値とした場合)

弾性剛性を実験データから採取することが難しく、データの母数が不足したためこの手法を採用した。

せん断スパン比  $M/QD \geq 2.0$  では、実験値/計算値の平均値は全体で 0.72 であるが、変動係数は 53.0%であった。今後、データの精度を向上させるためには、データの層別などの操作が必要であると考えられる。ここで示したデータで言えることは、菅野博士によって提案された降伏点剛性低下率は、ほぼ妥当な評価式であると考えらる。

せん断スパン比  $M/QD < 2.0$  では、実験値/計算値の平均値は全体で 1.11 であるが、変動係数は 51.7%であった。

**c. 実験値/計算値の影響因子分析**

図 3.5.33 から図 3.5.36 に、降伏点剛性低下率(弾性剛性は計算値)(実験値/計算値)とコンクリート強度、せん断スパン比、引張鉄筋比およびせん断補強筋比の関係を示す。

降伏点剛性低下率(弾性剛性は計算値)の実験値と計算値において最も相関が見られたのは、コンクリート強度、せん断スパン比および主筋強度であった。菅野式では主筋降伏強度が  $495\text{N/mm}^2$  までの実験データを使用して提案されている。したがって、ここで取り扱っている SD490 以上の高強度鉄筋は適用範囲外となる。今後、推定精度をさらに向上させるためには、全体的に式の補正と共に高強度鉄筋の取り扱いを考慮する必要があると考えられる。

表 3.5.6 せん断スパン比  $M/QD \geq 2.0$  (曲げ降伏先行型) における  
降伏点剛性低下率 (実験値/計算値) の統計値  
\*弾性剛性は計算値を使用

降伏点剛性低下率(実験値/計算値) データ: $M/QD \geq 2.0$ データ						
データ数	平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内	
全体	100	0.72	28.1%	1.21	0.40	53.0%
( $f_c < 60$ )	66	0.75	28.1%	1.21	0.42	56.1%
( $f_c \geq 60$ )	34	0.68	29.1%	1.17	0.40	47.1%

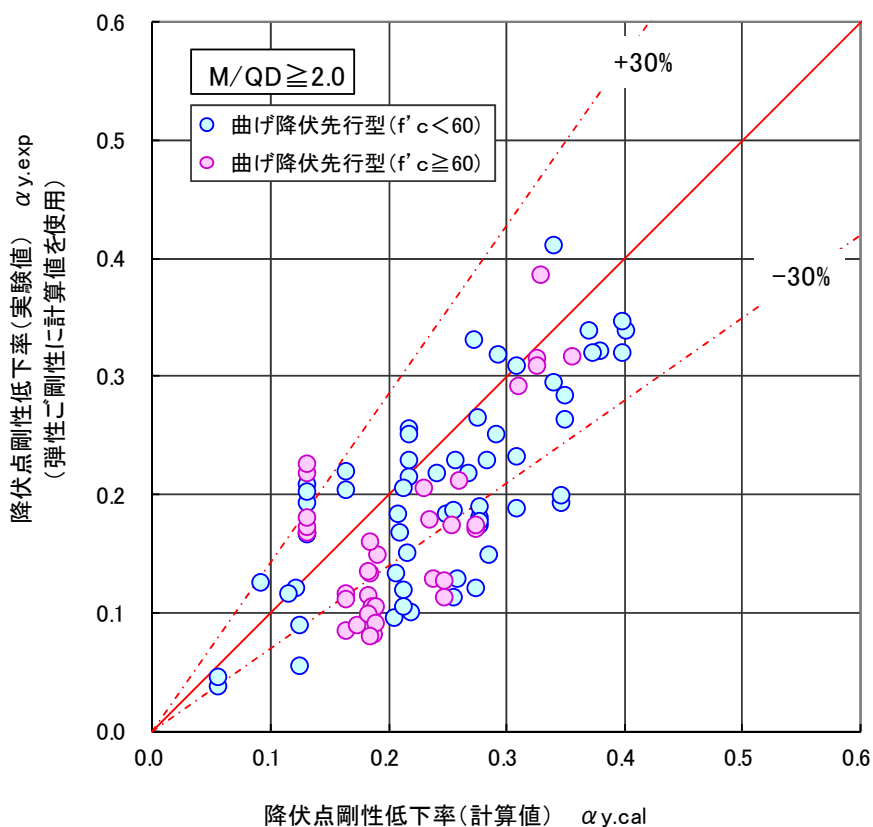


図 3.5.31 せん断スパン比  $M/QD \geq 2.0$  (曲げ降伏先行型) における  
降伏点剛性低下率の実験値と計算値の比較  
(曲げ降伏先行型) \*弾性剛性は計算値を使用

表 3.5.7 せん断スパン比  $M/QD < 2.0$  (曲げ降伏先行型) における  
降伏点剛性低下率 (実験値/計算値) の統計値  
\*弾性剛性は計算値を使用

降伏点剛性低下率(実験値/計算値) データ: M/QD<2.0データ						
データ数	平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内	
全体	29	1.11	32.6%	1.72	0.43	51.7%
( $f_c < 60$ )	19	1.11	28.6%	1.59	0.43	63.2%
( $f_c \geq 60$ )	10	1.11	40.9%	1.72	0.51	30.0%

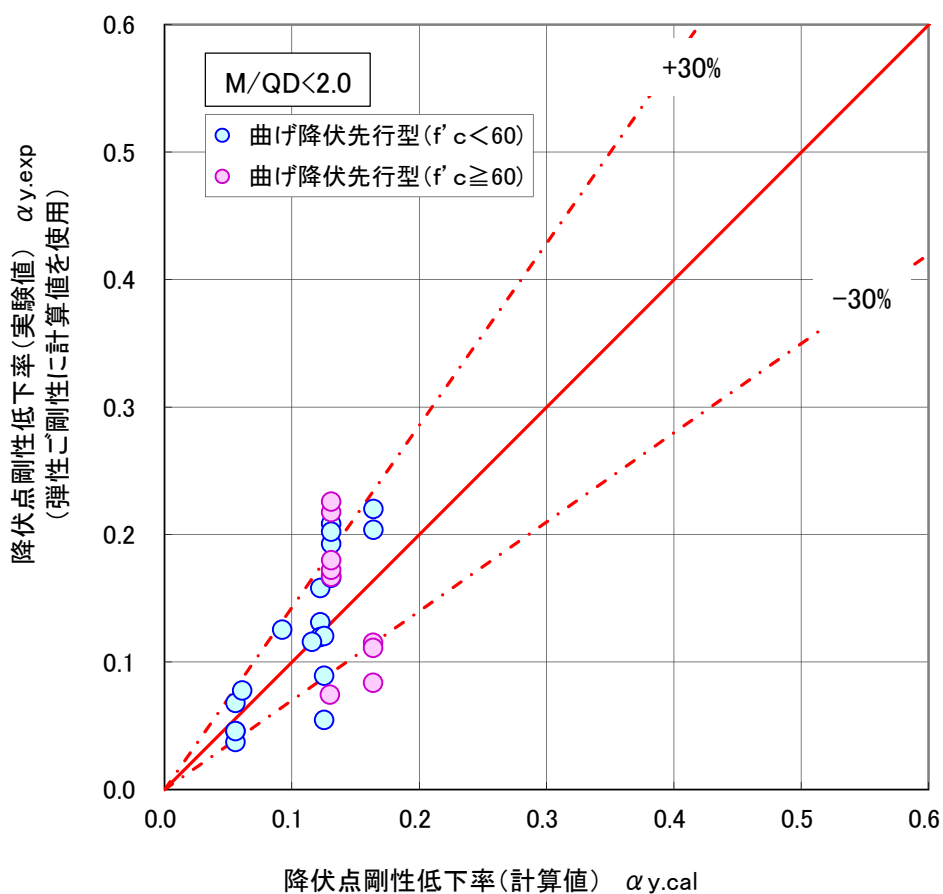


図 3.5.32 せん断スパン比  $M/QD < 2.0$  (曲げ降伏先行型) における  
降伏点剛性低下率の実験値と計算値の比較  
(曲げ降伏先行型) \*弾性剛性は計算値を使用

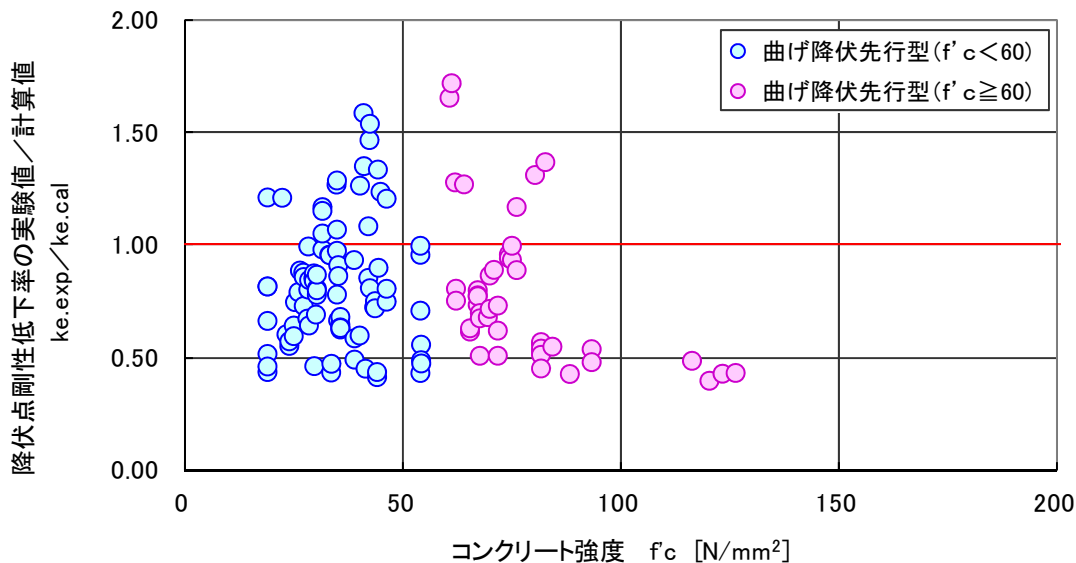


図 3.5.33 降伏点剛性低下率（実験値／計算値）－コンクリート強度関係  
（曲げ降伏先行型）\*弾性剛性は計算値を使用

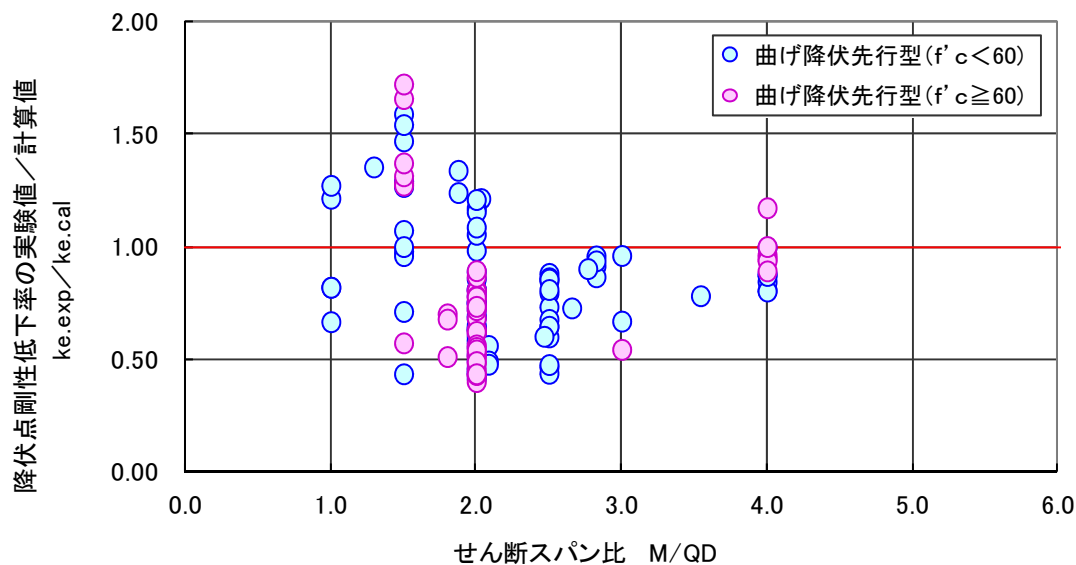


図 3.5.34 降伏点剛性低下率（実験値／計算値）－せん断スパン比関係  
（曲げ降伏先行型）\*弾性剛性は計算値を使用



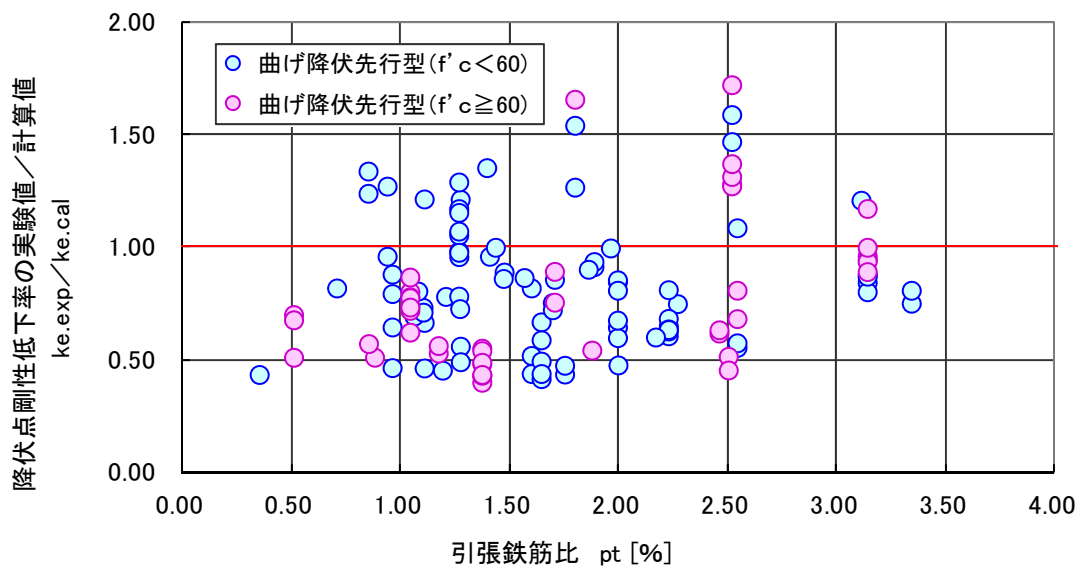


図 3.5.35 降伏点剛性低下率（実験値／計算値）－引張鉄筋比関係  
（曲げ降伏先行型）\*弾性剛性は計算値を使用

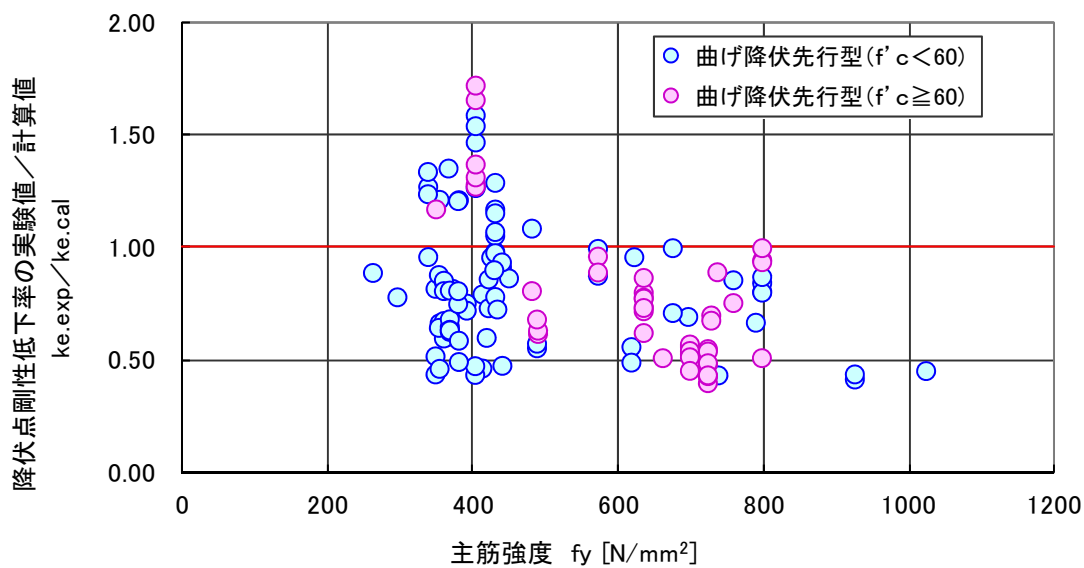


図 3.5.36 降伏点剛性低下率（実験値／計算値）－主筋強度関係  
（曲げ降伏先行型）\*弾性剛性は計算値を使用

## 第3章 梁部材

### 3.5.8 降伏点変形角

降伏点変形角は、図 3.4.1 に示したように、梁部材に作用する曲げモーメントによって、引張側主筋が降伏強度に達することによって、耐力が頭打ちとなり、曲げ降伏に至った判定される時点の変形角である。現在は、3.5.7 に示した降伏点剛性低下の評価式（菅野式）を用いた算定方法が一般的である。以下に、実験値と計算値の比較結果を示す。

#### a. 降伏点変形角： $R_y$

$$R_y = \frac{Q_{mu}}{\alpha_y \cdot K_e} \cdot \frac{1}{L_0} (\text{rad}) \quad (3.5.11)$$

$Q_{mu}$  : 曲げ終局強度 (kN)

$\alpha_y$  : 降伏点剛性低下率

$K_e$  : 弾性剛性 (kN/mm)

$L_0$  : 部材長さ(mm)

#### b. 実験値と計算値の比較

コンクリート強度  $f_{c60}$  以上と  $f_{c60}$  未満に層別し、降伏点変形角の実験値と計算値(3.5.11)式との比較を、図 3.5.37 および表 3.5.8 に示す。

降伏点変形角は、曲げ終局強度と降伏点剛性低下率を用いて算出されている。そのため、実験値/計算値は 1.0 前後にばらついている。実験値/計算値の平均は 1.31 であるが、変動係数が 35% と相対的に大きく、実験データの再確認も必要であると考えられる。

#### c. 実験値/計算値の影響因子分析

図 3.5.38 から図 3.5.41 に、降伏点変形角（実験値/計算値）とコンクリート強度、せん断スパン比、引張鉄筋比および主筋強度の関係を示す。

降伏点変形角（実験値と計算値）において最も相関が見られたのは主筋降伏強度であった。3.5.7 に示した降伏点剛性低下率の検討結果に対応して、主筋に高強度鉄筋を使用した場合ほど、降伏点剛性がやや過小評価する傾向があり、結果的に降伏点変形角の実験値/計算値が大きくなる傾向を示した。これは、主筋強度が高強度化された場合の取り扱いが菅野式が提案された時から比較して適用範囲外となるデータが多く含まれているためと考えられる。但し、主筋強度以外にも推定精度を低下させている因子が含まれているため、今後さらなる検討が必要である。

表 3.5.8 降伏点変形角（実験値／計算値）に関する統計データ（曲げ降伏先行型）

降伏点変形角(実験値／計算値) データ: 曲げ降伏先行型梁部材						
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内
全体	129	1.31	35.5%	2.27	0.46	41.1%
( $f'_c < 60$ )	85	1.26	34.1%	2.27	0.49	50.6%
( $f'_c \geq 60$ )	44	1.41	34.7%	2.14	0.46	22.7%

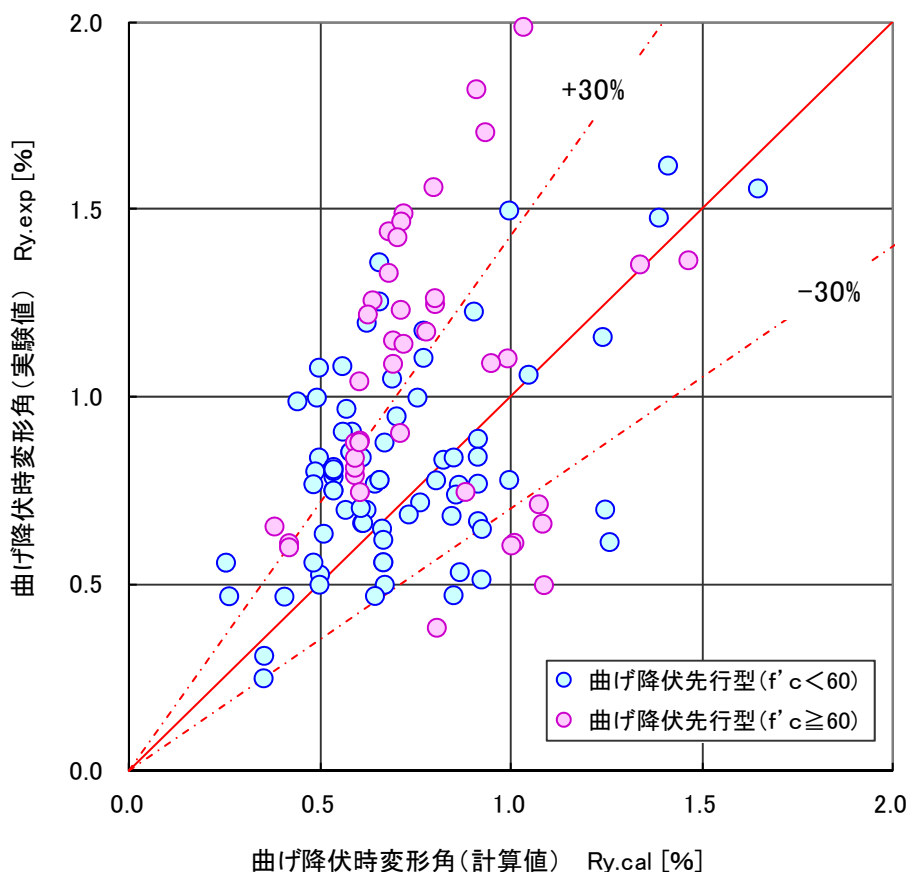


図 3.5.37 降伏点変形角（実験値／計算値）の比較  
 （曲げ降伏先行型）\*弾性剛性は計算値を使用

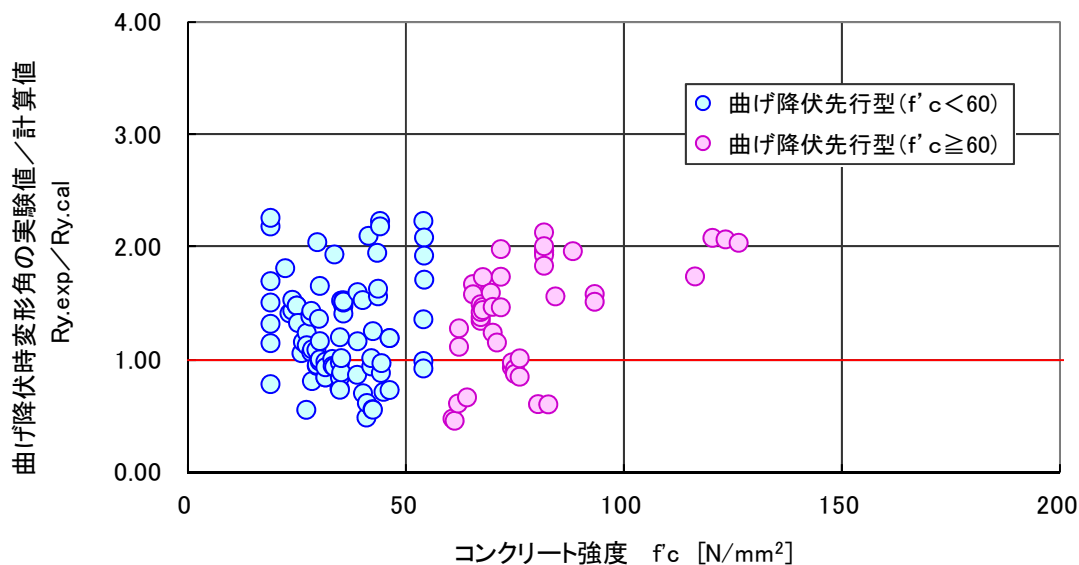


図 3.5.38 降伏点変形角（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（曲げ降伏先行型）

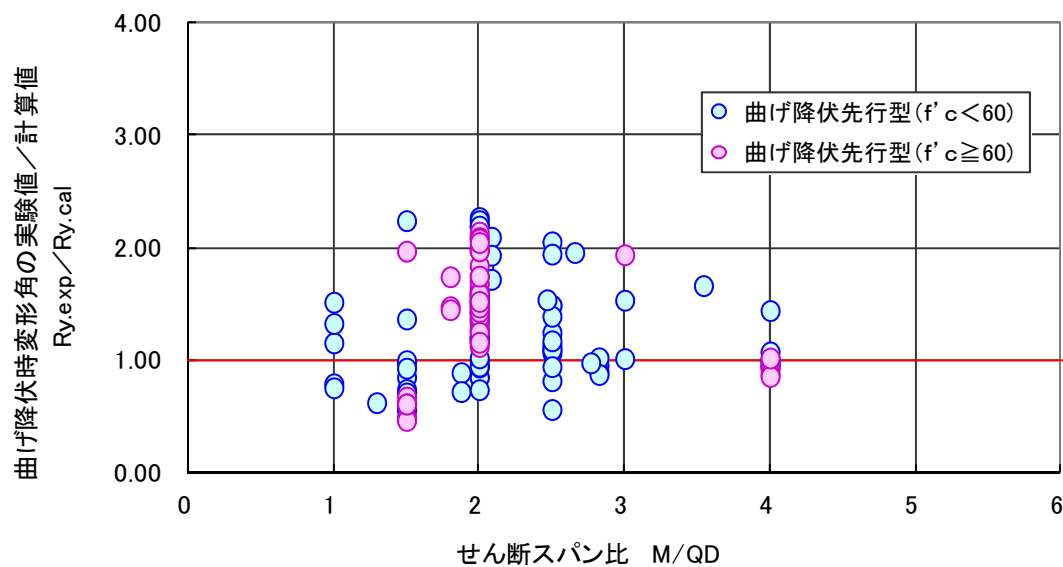


図 3.5.39 降伏点変形角（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（曲げ降伏先行型）

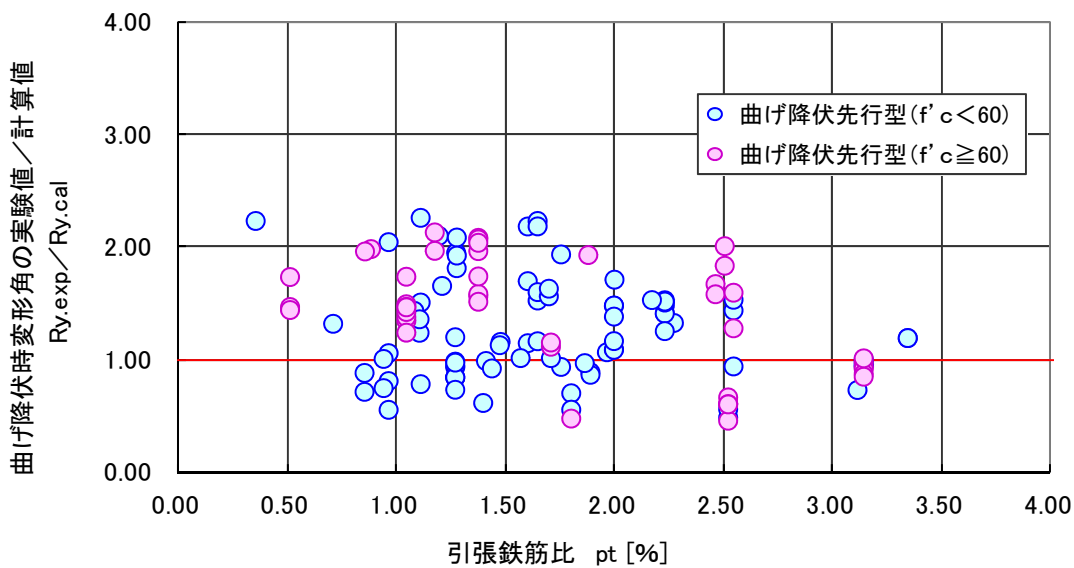


図 3.5.40 降伏点変形角（実験値／計算値）－引張鉄筋比関係（曲げ降伏先行型）

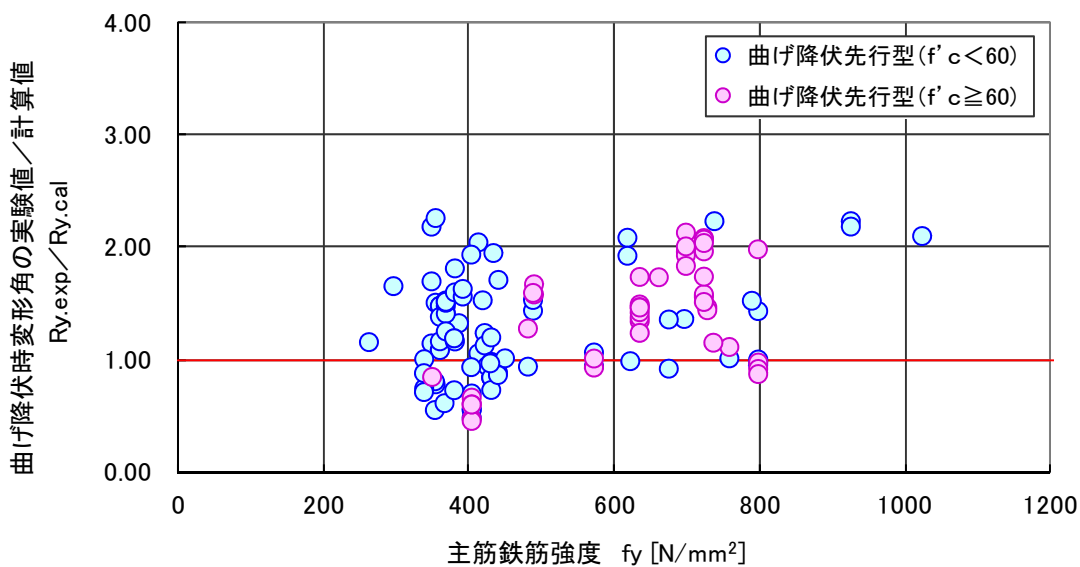


図 3.5.41 降伏点変形角（実験値／計算値）－主筋強度関係（曲げ降伏先行型）

## 第3章 梁部材

### 3.5.9 限界変形角

限界変形角は、実験で得られた復元力特性において、最大耐力から80%に耐力低下した時の部材角として定義する。構造設計時においては、曲げ終局強度として算定した計算値を下回る状態に相当している。言い換えれば、構造設計者が仮定した耐力を維持できなくなる限界ということとなる。したがって、部材の限界状態という意味合いではない。計算値は、3.5.6に示した靱性指数式によって算定される曲げ降伏後のせん断強度が、曲げ終局強度（計算値）を下回った時の変形として算定した。ここでは、降伏点の変形分を考慮した場合と、塑性回転角として、降伏点部材角を足し合わせないデータを用いてデータを集積した結果を以下に示す。

#### a. 限界変形角 $R_u$

$R_u$  は、曲げ降伏後のせん断強度を、(3.5.8)式によって塑性回転角を漸増させて計算し、曲げ降伏後のせん断強度が(3.5.5)式の曲げ終局強度と交差する変形角を算出する。そして、(3.5.11)式による降伏点変形角を加えて限界変形角（計算値）を算出した。

#### b. 実験値と計算値の比較

コンクリート強度  $f_{c60}$  以上と  $f_{c60}$  未満に層別し、限界変形角の実験値（弾性剛性は計算値）と計算値の比較を、図 3.5.42 および表 3.5.9 に示す。同様に、限界変形角の実験値（弾性剛性は実験値）と塑性回転角（計算値）との比較を、図 3.5.43 および表 3.5.10 に示す。

表 3.5.9 限界変形角（実験値／計算値）に関する統計データ  
（曲げ降伏先行型）

限界変形角（実験値／計算値： $R_y+R_p$ ）データ：曲げ降伏先行型梁部材						
	データ数	平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内
全体	261	1.75	58.1%	8.32	0.60	34.5%
( $f'_c < 60$ )	175	1.81	64.2%	8.32	0.60	33.1%
( $f'_c \geq 60$ )	86	1.63	45.8%	4.05	0.63	37.2%

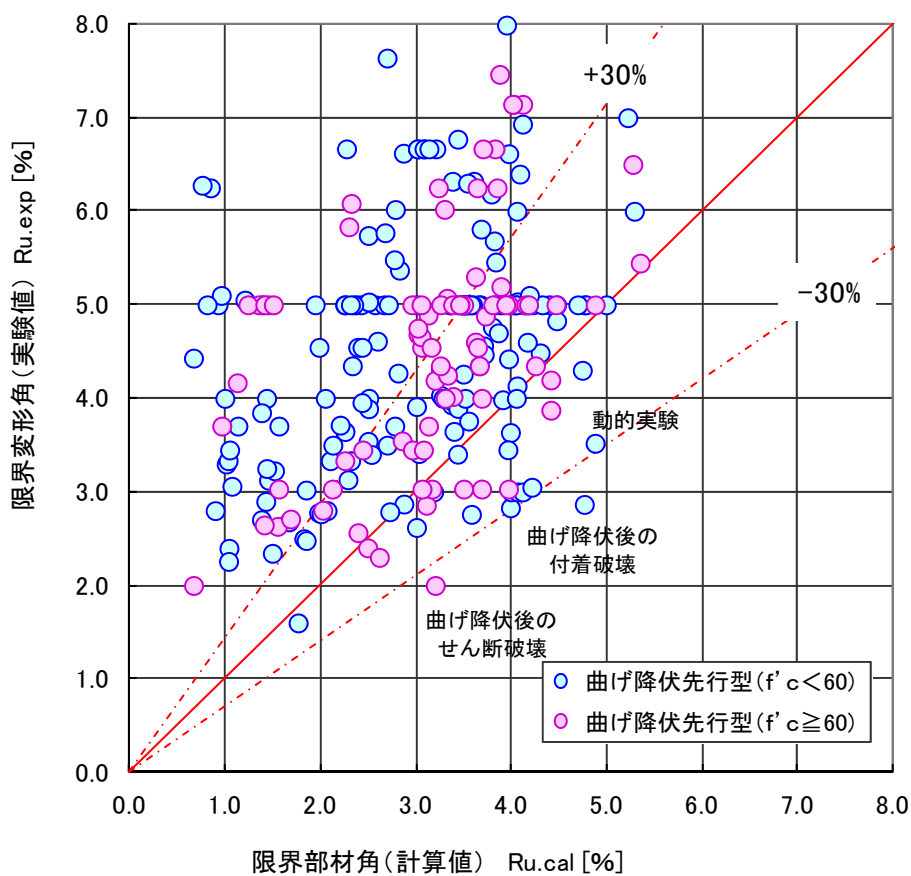


図 3.5.42 限界変形角の実験値と計算値の比較  
（曲げ降伏先行型） \*計算値は降伏点部材角＋塑性回転角

表 3.5.10 限界変形角（実験値／計算値）に関する統計データ  
（曲げ降伏先行型）

限界変形角(実験値／計算値:塑性回転角) データ:曲げ降伏先行型梁部材						
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内
全体	203	3.73	141.2%	40.85	0.77	14.3%
( $f'_c < 60$ )	145	3.82	149.6%	40.85	0.81	13.1%
( $f'_c \geq 60$ )	58	3.51	126.1%	26.06	0.77	17.2%

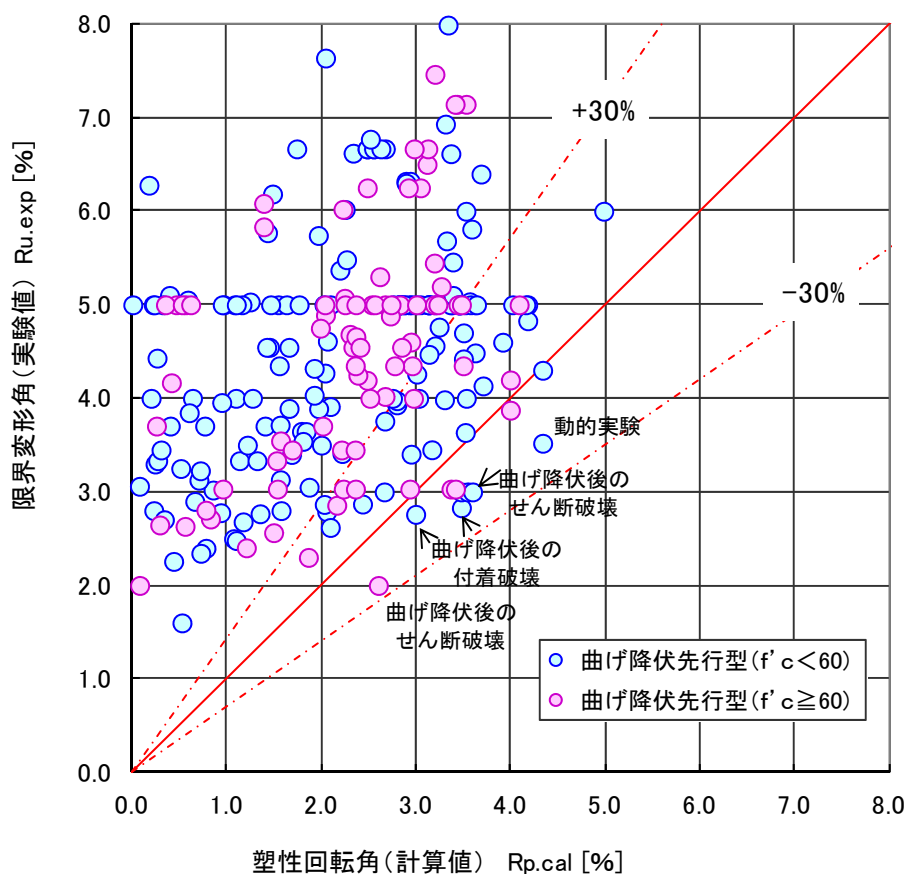


図 3.5.43 限界変形角の実験値と計算値の比較  
（曲げ降伏先行型）\*計算値は塑性回転角のみ



### 3.6 せん断破壊型の評価式とその精度

本節では、データベースで収集した梁試験体（2013年度データ整理分）の内、せん断破壊に至った115体のデータについて、剛性や強度、変形を、技術基準解説書の付録<sup>[3-1]</sup>に記載された算定式による計算値と比較し既往の算定式の予測精度を検証する。

なお、ここで取り扱う実験データでは、実験データが表示されているものおよび一部グラフより読み取りが可能なデータを含む。

#### (1) 弾性領域

a-1) 弾性剛性：RC規準(2010)8条<sup>[3-10]</sup>「構造解析の基本事項」2項「柱・梁の剛性評価」NewRC式において定められた弾性剛性の値は以下のようになる。

$$K_e = \frac{1}{\frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_s}} \quad (3.6.1)$$

$K_e$ :梁の弾性剛性  $K_b$ :梁の曲げ剛性  $K_s$ :梁のせん断剛性 (kN/mm)

表 3.6-1 に、梁部材の弾性剛性について、(3.6.1)式と実験データを比較した結果を示す。ここで、重要な点は以下の通りである。

- ・せん断剛性と曲げ剛性を並列として合成した値を弾性剛性とした。
- ・断面二次モーメントは鉄筋を考慮した値(等価断面二次モーメント)を使用した。
- ・実験データにおける弾性剛性の定義は実験でひび割れが観測された点としており、実験値は(曲げひび割れ強度時のせん断力[kN])/(曲げひび割れ強度時の変形量[mm])として計算可能な場合は算出している。

表 3.6.1 弾性剛性の検討結果一覧

曲げひび割れ先行型	試験体数	平均値	標準偏差	変動係数(%)
実験値/計算値	21	0.655	0.363	55.4

せん断ひび割れ先行型	試験体数	平均値	標準偏差	変動係数(%)
実験値/計算値	20	0.496	0.120	24.1

標準偏差 0.363、変動係数 55.4%であり、実験値、計算値のばらつきが非常に大きい。

要因の一つとして、(曲げひび割れ強度時のせん断力[kN])/(曲げひび割れ強度時の変形量[mm])として弾性剛性の実験値を算出しているため、グラフから算出する場合に値が正確にだされていないことが考えられる。特に曲げひび割れ時を目視で定めることは難しく、試験体によりずれが大きくなる可能性がある。

### 第3章 梁部材

今後の課題として、試験体の長さを、通常の構造設計で実施しているように剛域入り込みをどのように実験データ分析時に用いるかを定める必要がある。特に、弾性剛性は降伏点剛性の基準となる値であり、工学的な判断と力学的な論理性を考慮した手法を統一する必要がある。なお、現状ではデータの分析が十分に進められていないため、今後の検討課題は以下の事項があげられる。

- 1) 内法長さの考慮方法
- 2) せん断剛性考慮の有無
- 3) スラブの有効範囲
- 4) 梁上端と下端のコンクリート強度が異なる場合

a-2) 曲げひび割れ強度およびせん断ひび割れ強度：(2007年版建築物の構造関係技術基準解説書付録<sup>[3-9]</sup>)

ここでは、曲げひび割れ強度およびせん断ひび割れ強度の記述があった実験データから以下の評価式の検討を行った。

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e \quad (3.6.2)$$

$$Q_c = \left\{ \frac{0.085k_c(F_c + 500)}{M/(Qd) + 1.7} \right\} bj \quad (3.6.3)$$

ここで、

- $\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $Z_e$  : 鉄筋を考慮した断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- $D$  : 部材せい (mm)
- $k_c$  : 部材せいに対する補正係数 ( $d > 40\text{cm}$  のとき, 0.72)
- $F_c$  : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>) (実験の場合は最大圧縮強度)
- $M/(Qd)$  : シアスパン比
- $b$  : 部材幅 (cm)
- $j$  : 応力中心距離 ( $=7d/8$ ) (cm)
- $d$  : 有効せい (cm)

表 3.6.2 に、梁部材の曲げひび割れ強度について、(3.6.2)式と実験データを、表 3.6.3 に、梁部材のせん断ひび割れ強度について、(3.6.3)式と実験データを比較した結果を示す。

表 3.6.2 曲げひび割れ強度の検討結果一覧

曲げひび割れ強度	試験体数	平均値	標準偏差	変動係数(%)
実験値/計算値	22	0.903	0.470	52.0

表 3.6.3 セン断ひび割れ強度の検討結果一覧

せん断ひび割れ強度	試験体数	平均値	標準偏差	変動係数(%)
実験値/計算値	50	1.087	0.395	36.4

曲げひび割れ強度およびせん断ひび割れ強度は、計算値と実験値の比が 1.10 前後となり、ほぼ妥当な結果が得られている。しかしながら、変動係数は、曲げひび割れ強度で 52.0%、せん断ひび割れに至っては、変動係数が 36.4%となっている。この要因の一つとして、各ひび割れの確認は目視によるものであるため、試験機関による違いも発生する可能性がある。また、曲げひび割れ発生ごとに、曲げせん断ひび割れと新調した時の明確な定義を設けることが難しい。

(2) セン断強度(曲げ降伏前) (2007年版建築物の構造関係技術基準解説書付録<sup>[3-9]</sup>)

梁部材のせん断強度は、構造設計を実施する上でも重要な構造性能であるため、詳細に検証するために、3.2.2に示した既往の実験データから、せん断破壊に至ったと記録された実験データを抽出し、曲げ降伏前のせん断破壊強度についての検討を行った。ここでは、せん断補強筋量が 0 のデータも一部含まれている。したがって、技術基準解説書に定められている最小せん断補強筋比  $p_w=0.20\%$  を下回るデータも含まれている。

せん断：ただし試験体寸法が小さい場合は、 $k_u, k_p$  (下図参照) を算定する。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} b j \quad (\text{N}) \quad (3.6.7)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} b j \quad (\text{N}) \quad (3.6.8)$$

$p_t$  : 引張鉄筋比 (%)

$F_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M/Q$  :  $M, Q$  はそれぞれ終局強度算定時における部材内の最大曲げモーメント及びせん断力 (ただし、 $M/(Qd)$  は、 $M/(Qd) < 1$  のとき 1 とし、 $M/(Qd) > 3$  のとき 3 とする) (mm)

$d$  : はり有効せい (mm)

$p_w$  : セン断補強筋比 (小数)

$\sigma_{wy}$  : セン断補強筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

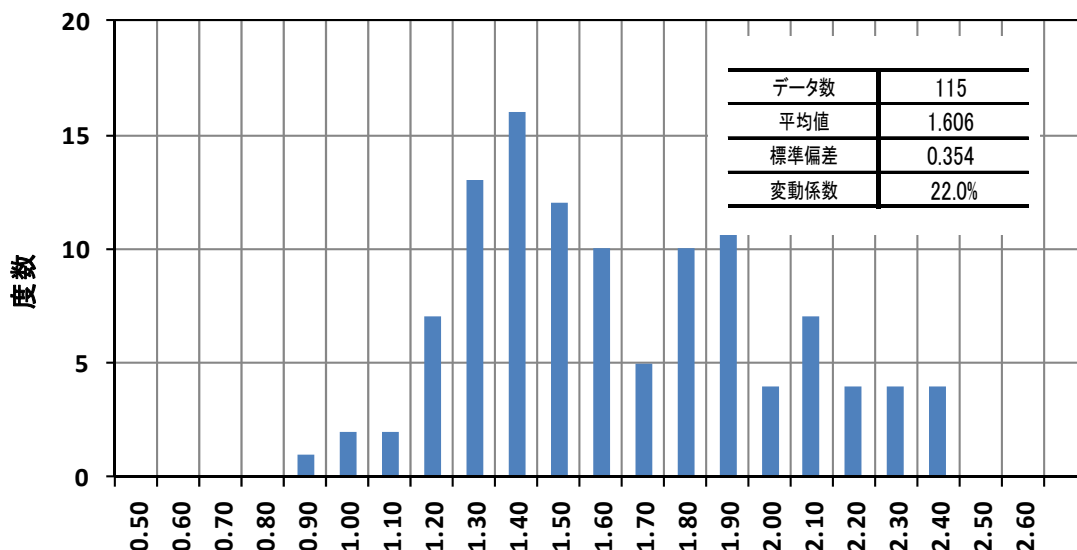
$b$  : はり幅 (mm)

$j$  : 応力中心距離(mm)で  $7d/8$  としよ。

$$\tau_{u \min} = \frac{0.092 k_u k_p (180 + \sigma_B)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \sigma_y} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad \text{式 1} \quad (3.6.9)$$

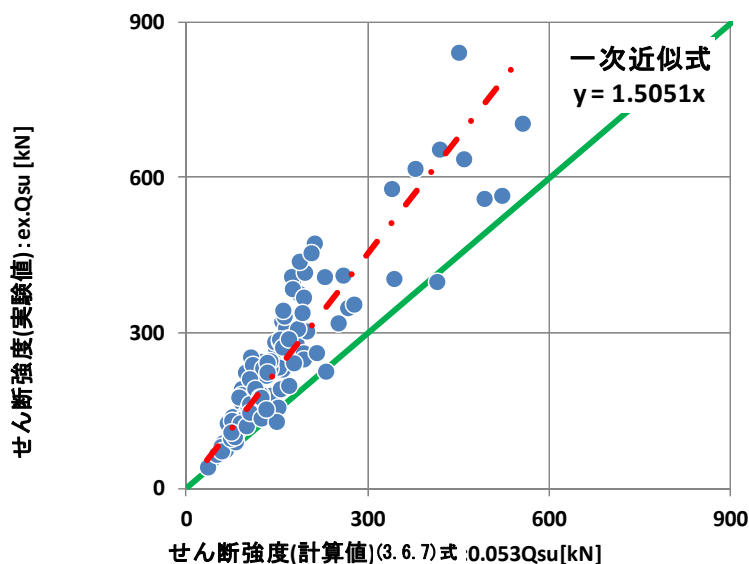
$$\tau_{umean} = \frac{0.115k_u k_p (180 + \sigma_B)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 2.7\sqrt{p_w w \sigma_y} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad \text{式 2} \quad (3.6.10)$$

せん断破壊として報告された 115 体を抽出し、分析した結果を以下に示す。図 3.6.2 に(3.6.7)式による計算値と実験値の比によって算出した実験値/計算値のヒストグラムと実験値と計算値(3.5.7)式関係のグラフを示す。概ね実験値と計算値には1次近似式に従うと平均的には1.5:1.0の関係にある。



せん断強度式(3.6.7)式の検討 (実験値/計算値) \*区間最小値

(a)実験値 (せん断破壊時) /計算値(3.6.7)式のヒストグラム



(b)せん断強度の実験値-計算値(3.6.7)式関係

図 3.6.1 せん断強度(3.6.7)式の検証 (せん断破壊型)

表 3.6.4 終局強度（せん断）の検討結果一覧

せん断終局(荒川min)	試験体数	平均値	標準偏差	変動係数(%)
最大耐力/計算値	115	1.606	0.354	22.0

表 3.6.4 にせん断強度式による実験値と計算値関係の集計結果を示す。また、以下に、ここでまとめた実験値／計算値の关系到影響している因子の分析を行った結果を以下に示す。検討した因子は以下のとおりである。

1) コンクリート強度  $f_c$  図 3.6.2 参照

コンクリート強度と実験値／計算値には、負の相関がみられる。但し、コンクリート強度が  $f_c60$  前後までは、著しい相関は見られない。設計式を誘導した実験データベースの適用範囲が  $78\text{N/mm}^2$  前後までのデータベースであったことから、妥当な結果と考えられる。

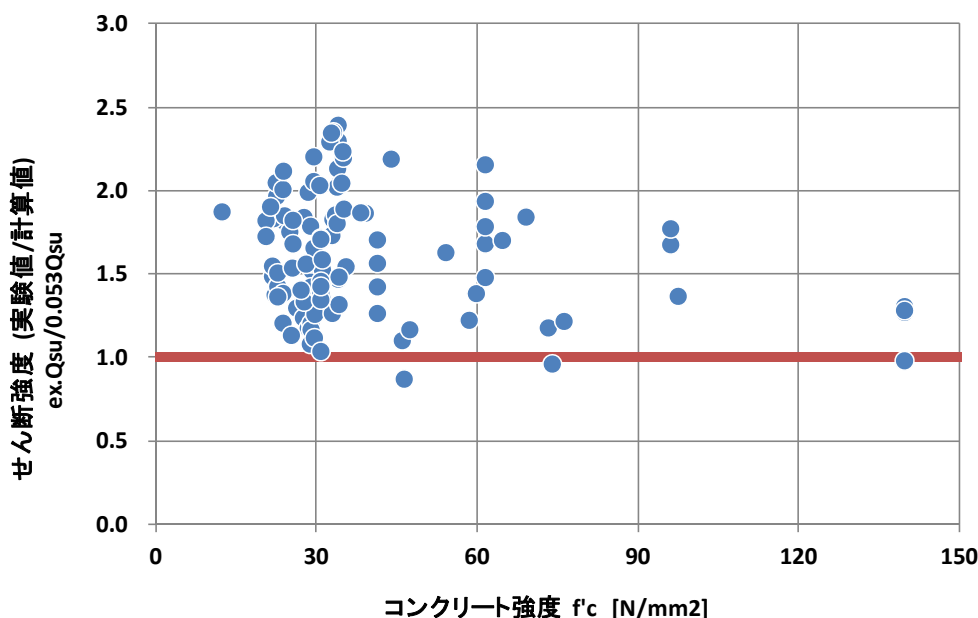


図 3.6.2 コンクリート強度—実験値（せん断破壊時）/計算値(3.6.7)式関係

2) せん断補強筋強度  $\sigma_{wy}$  図 3.6.3 参照

せん断補強筋強度は、設計式が誘導された時代には、降伏強度が  $400\text{N/mm}^2$  前後までのせん断補強筋が主に使用されていた。近年は、高強度せん断補強筋 SD785, SBPD1275/1420 など一般的に広く使用されている。個々の高強度せん断補強筋の適用検討のために適応妥当性が検討されている。図 3.5.4 は、それらの結果を包含している。概ね、せん断補強筋強度と実験値／計算値の关系到は、明確な相関は見られなかった。これは、(3.6.7)式では、せん断補強筋強度の 0.5 乗に比例するとして、せん断補強筋のせん断強度負担を提示しているため、高強度せん断補強筋の効果を、やや安全側に評価した結果であると考えられる。結果的に、高強度せん断補強筋が未降伏時にせん断破壊に至るという現象を結果的に考慮したことになったために、明確な相関がみられなかったと考えられる。

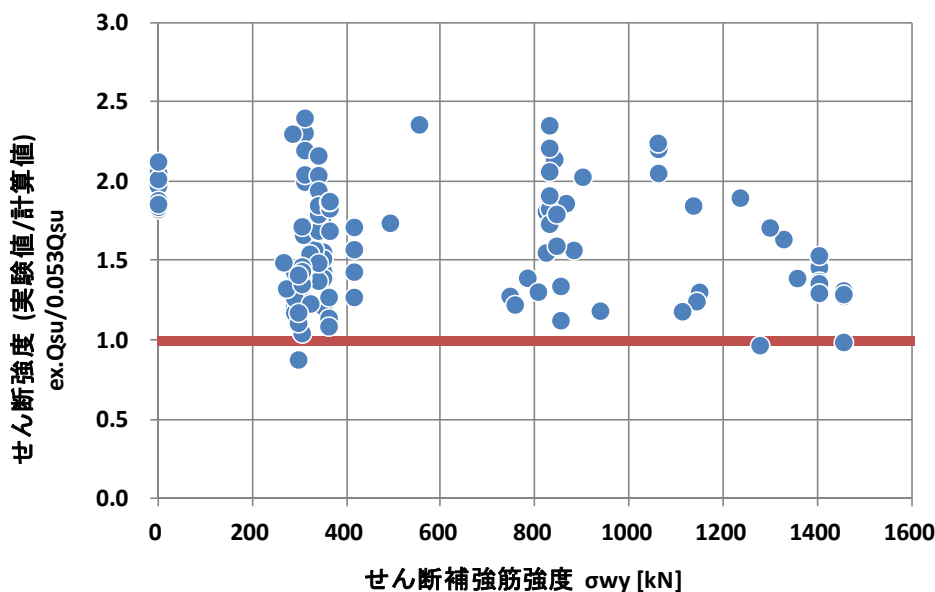


図 3.6.3 せん断補強筋強度—実験値（せん断破壊時）/計算値(3.6.7)式関係

3) せん断補強筋比  $\rho_w$  :  $\rho_w$  図 3.6.4 参照

せん断補強筋比が大きい場合ほど、(3.6.7)式による実験値/計算値の値は大きくなる傾向がみられる。これは、せん断補強筋の負担分がせん断補強筋比の 0.5 乗に比例するとした原式では、十分にせん断補強筋比の効果を表現しきれていないことを示している。なお、せん断補強筋は、許容応力度における計算時に、実質的に配筋できないとしてせん断補強筋比は 1.2% を上限とすることが、文献[3-10]に示されている。

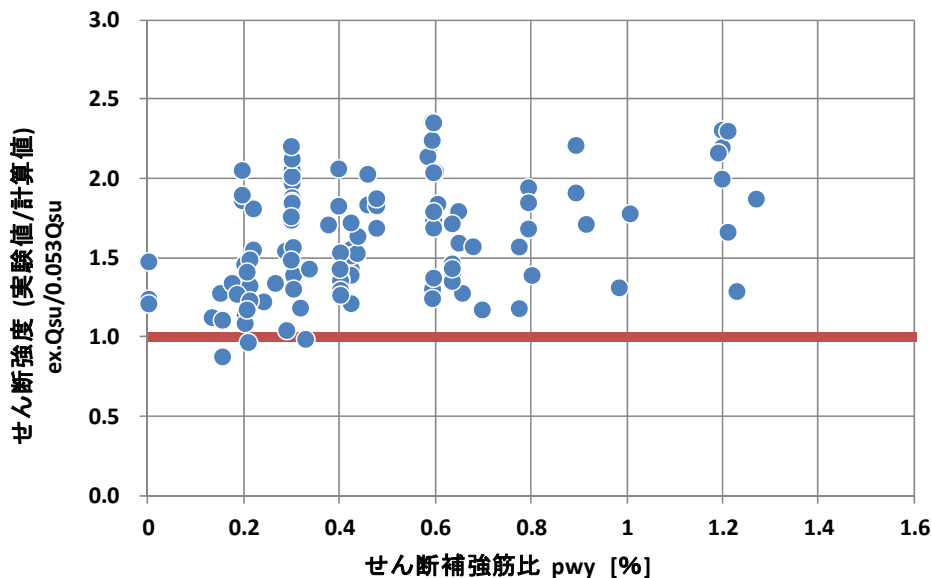


図 3.6.4 せん断補強筋比—実験値（せん断破壊時）/計算値(3.6.7)式関係

4) せん断スパン比 :  $M/Qd$  図 3.6.5 参照

せん断スパン比 ( $M/Qd$ ) と実験値/計算値の関係には明確な相関は見られなかった。したがって、(3.6.7)式においてせん断スパン比の影響は十分に考慮されているものと考えられる。

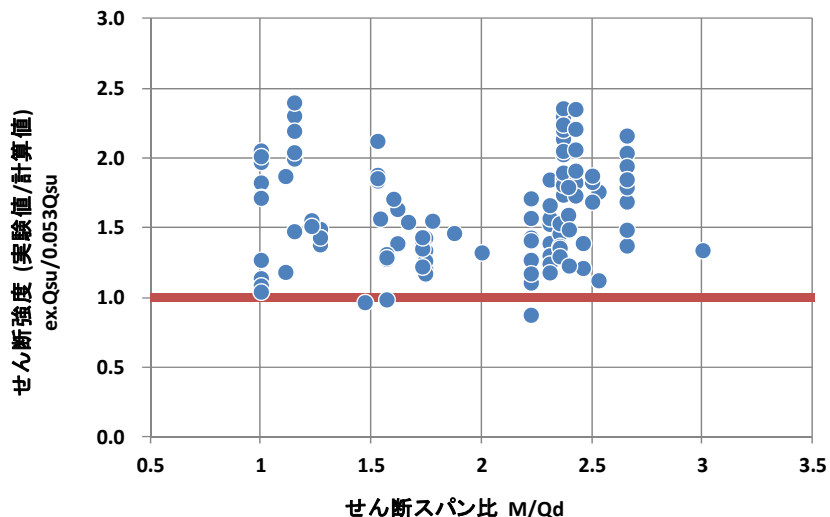


図 3.6.5 せん断スパン比—実験値（せん断破壊時）/計算値(3.6.7)式関係

5) せん断補強筋量 :  $pwow_y$  図 3.6.6 参照

せん断補強筋比とせん断補強筋強度の積で表現されるせん断補強筋量と実験値/計算値は、0~5.0 区間では、縦軸と横軸には相関が、ウルボン SBPD1275/1420 などのデータまでを加えると相関がなくなってしまった。今後は詳細な検討が必要であると考えられる。

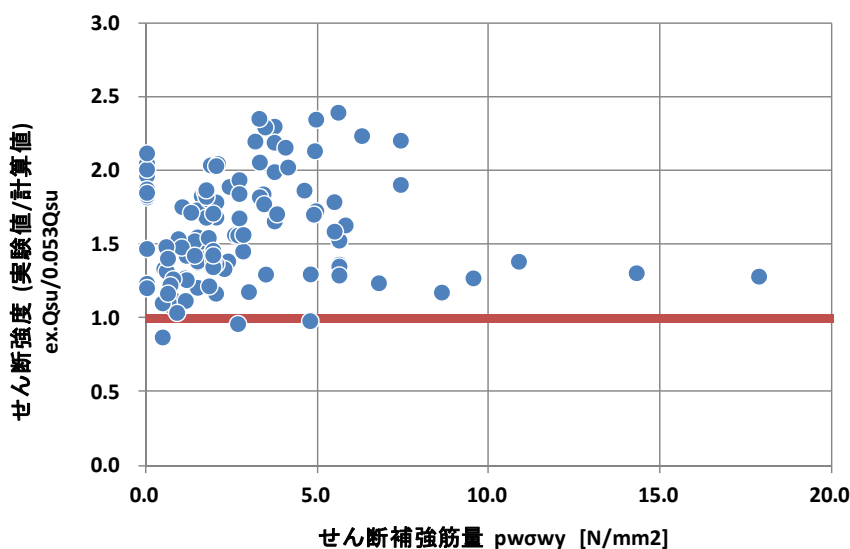


図 3.6.6 せん断補強筋量—実験値（せん断破壊時）/計算値(3.6.7)式関係

6) 引張鉄筋比 :  $p_t$  図 3.6.8 参照

引張鉄筋比と実験値／計算値には、正の相関が見られた。つまり、主筋比が大きい場合ほど、(3.6.7)式は安全側の評価となることを示している。これは、構造実験で見られるように、主筋にもせん断力が作用し、一部のせん断力を負担しているものと考えられる。

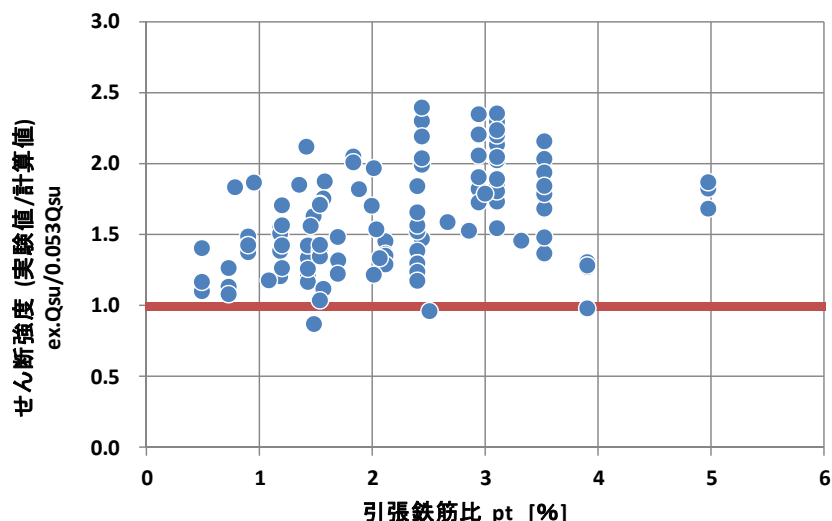


図 3.6.7 引張鉄筋比－実験値（せん断破壊時）/計算値(3.6.7)式関係

7) 有効せい比 :  $d/D$  図 3.6.8 参照

有効せいと梁せいの比と実験値／計算値の関係を見ると、やや負の相関が見られた。これは、有効せいを、どのように定義すべきかの議論に重要な実験データである。これまで、(3.6.7)式はせん断応力度を算出し、梁幅と梁せいを、乗じてせん断強度を算出してきた。一方で、近年はトラス・アーチ理論を用いた半理論式<sup>[3-4]</sup>が提案されている。せん断伝達に表現するマクロモデルを考えると、主筋位置が重要なコア断面積の位置となる。(3.6.7)式で言う有効せいは、材料力学上算出される1段筋2段筋位置を考慮して算出されるため、試験体によっては、1段筋位置から離れた位置に有効せいが定義される場合がある。このような場合に、計算上は有効せいによって算出されるためせん断強度（計算値）を過小評価する傾向になる場合があり、このような傾向が図 3.6.8にも現れたと考えられる。



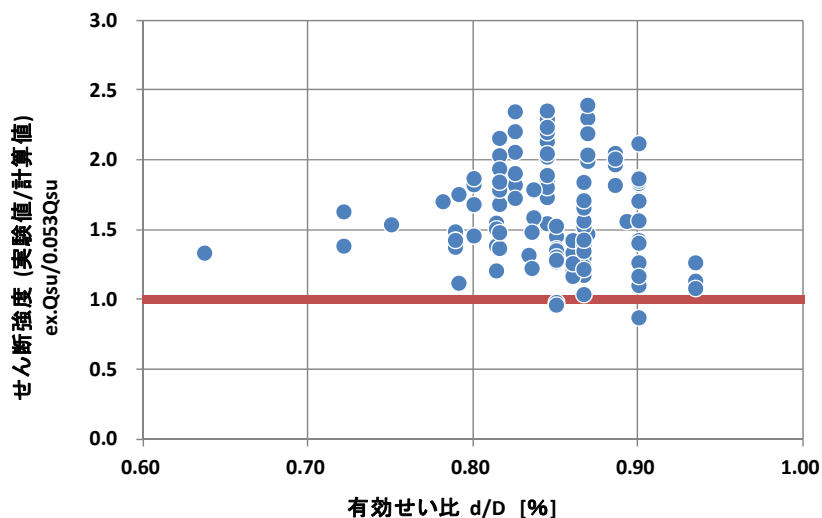


図 3.6.8 有効せい比—実験値（せん断破壊時）/計算値(3.6.7)式関係

8) コンクリート負担割合：(3.6.7)式 第1項の割合 図 3.6.9 参照

(3.6.7)式は、コンクリート負担分とせん断補強筋負担分から構成されている。ここでは、コンクリート負担分の(3.6.7)式全体に対する割合を計算し、実験値/計算値の関係を検討した。図中には、せん断補強筋がない、いわゆる  $p_w=0\%$  のデータ（横軸 100%に相当）が含まれているが、それ以外で、（実験値/計算値）が 1.00 を下回るデータは、このコンクリート負担分が 73%以上のデータに限定することができる。つまり、コンクリート負担分が 2/3 以上の場合には、やや実験値/計算値が低下する傾向にあることを示している。ある程度のせん断補強筋によるせん断補強が必要であることを示している。

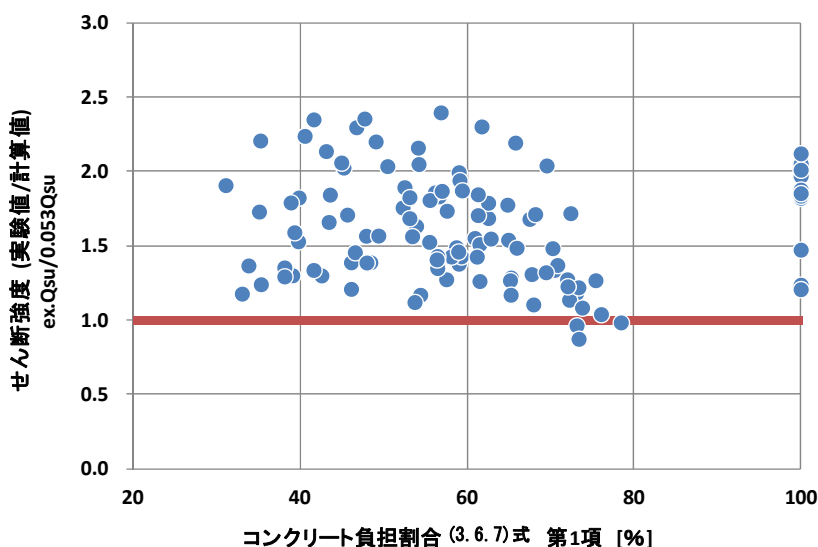


図 3.6.9 コンクリート負担割合—実験値（せん断破壊時）/計算値(3.6.7)式関係

図 3.6.10 に(3.6.8)式による計算値とせん断破壊した実験値との関係を示す。(3.6.8)式の計算値が実験値を下回ったデータは 12 データあり, 全体の 10.3%に相当する。実験値と計算値の関係は, (3.6.7)式の場合とほぼ同様であり, この結果に影響した因子も上述の結果と同様である。なお, (3.6.7)式による計算値が実験値を下回ったのは, 全体の 3.42%であった。これらの多くは, せん断補強筋 0.20%以下のデータであり, 現行の技術基準解説書によって定められているせん断強度に関する技術的資料に示された結果は, ここで集積した実験データベース分析結果と同様な結果であることを確認した。

表 3.6.5 終局強度 (せん断) の検討結果一覧

せん断終局(荒川mean)	試験体数	平均値	標準偏差	変動係数(%)
最大耐力/計算値	115	1.376	0.313	22.8

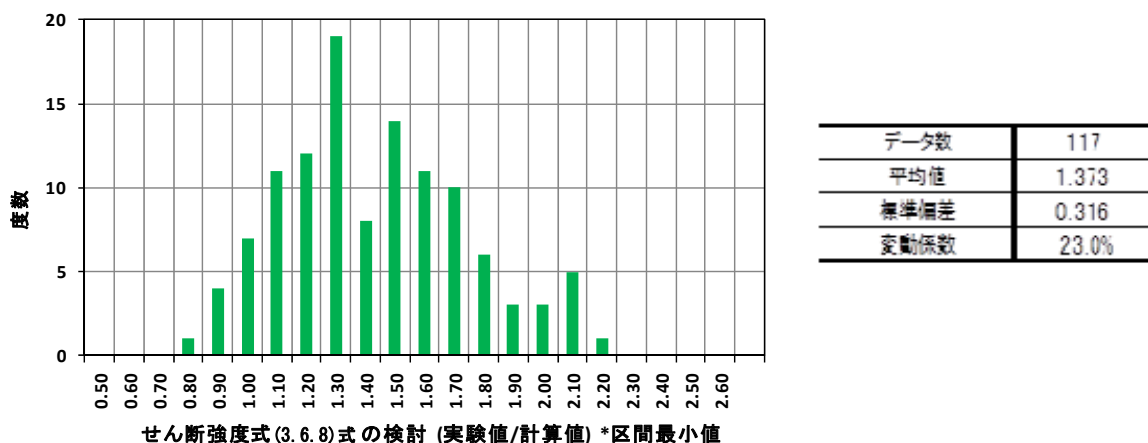


図 3.6.10 実験値 (せん断破壊時) /計算値(3.6.8)式 of ヒストグラム

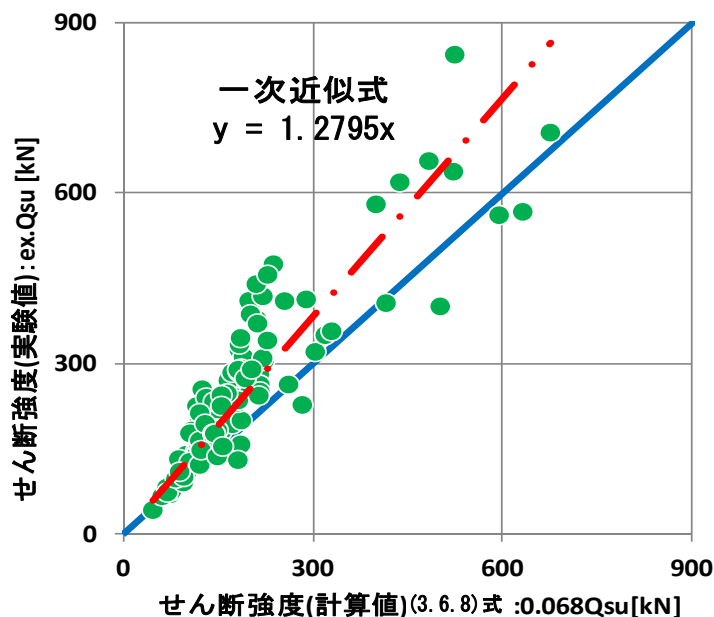


図 3.6.11 せん断強度(3.6.8)式の検証 (せん断破壊型)

以下に、コンクリート強度、せん断補強筋比、コンクリート負担割合とせん断強度(実験値/計算値)の関係を掲載する。いずれも(3.6.7)式におけるせん断強度(実験値/計算値)と影響因子の関係と比較して実験値/計算値の値が低くでている。これは(3.6.7)式の係数 0.053 と、(3.6.8)式の係数 0.068 による違いだと考えられる。

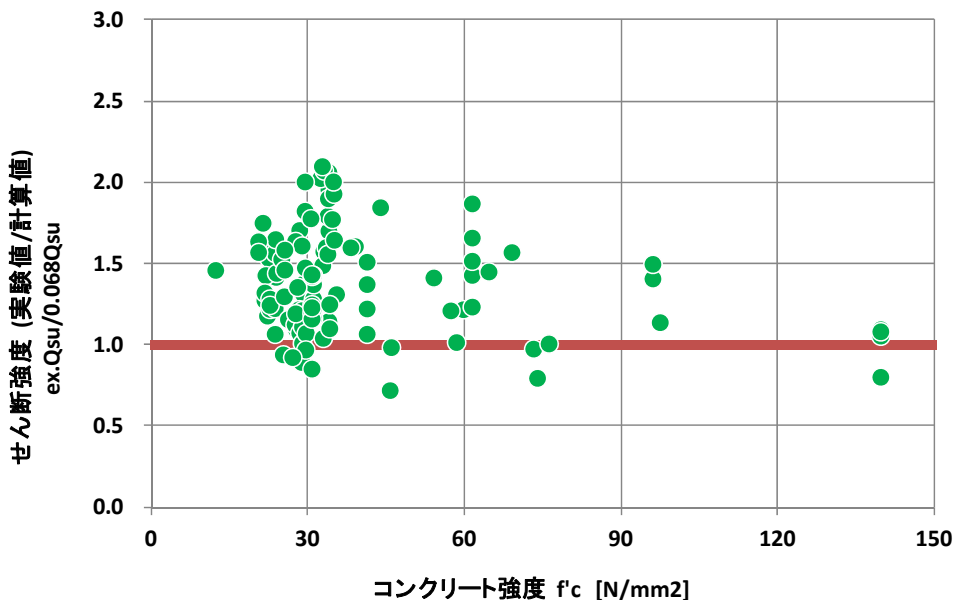


図 3.6.12 コンクリート強度—実験値 (せん断破壊時) /計算値(3.6.8)式関係

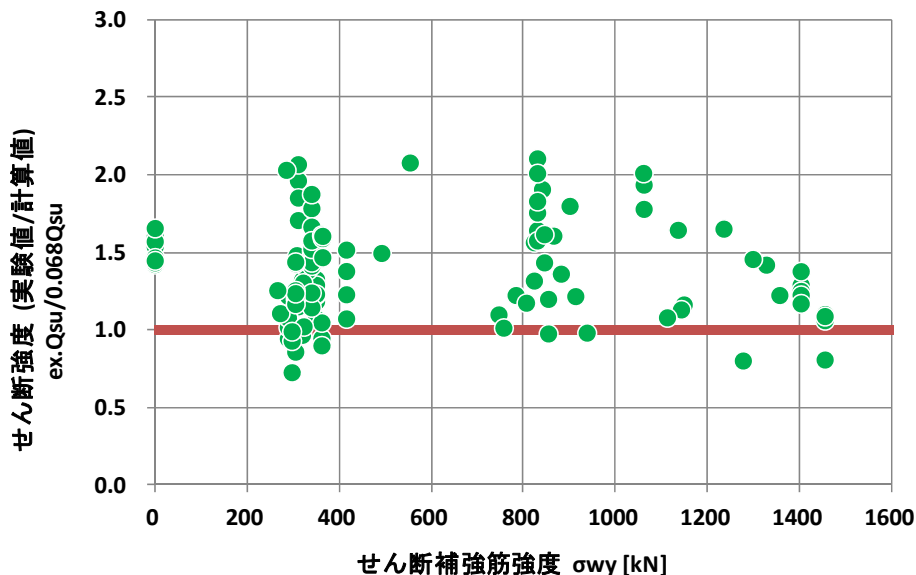


図 3.6.13 せん断補強筋強度—実験値 (せん断破壊時) /計算値(3.6.8)式関係

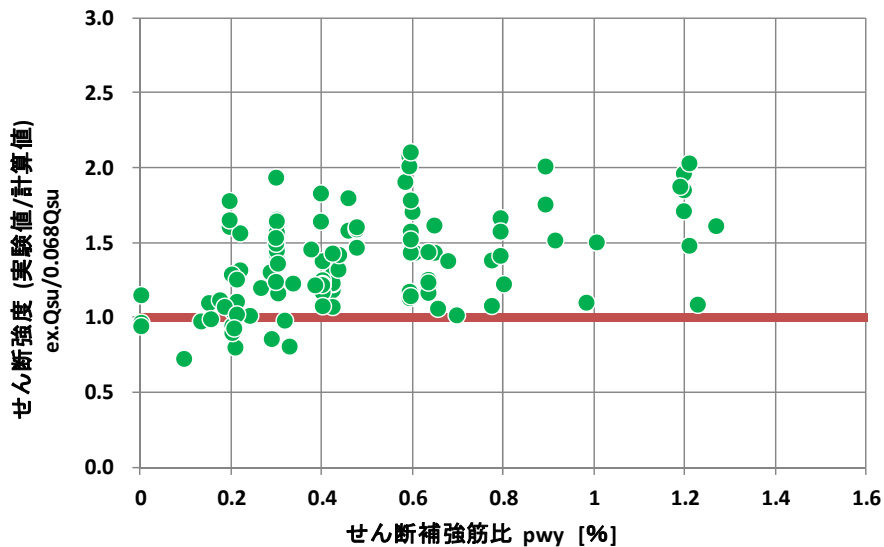


図 3.6.14 せん断補強筋比—実験値（せん断破壊時）/計算値(3.6.8)式関係

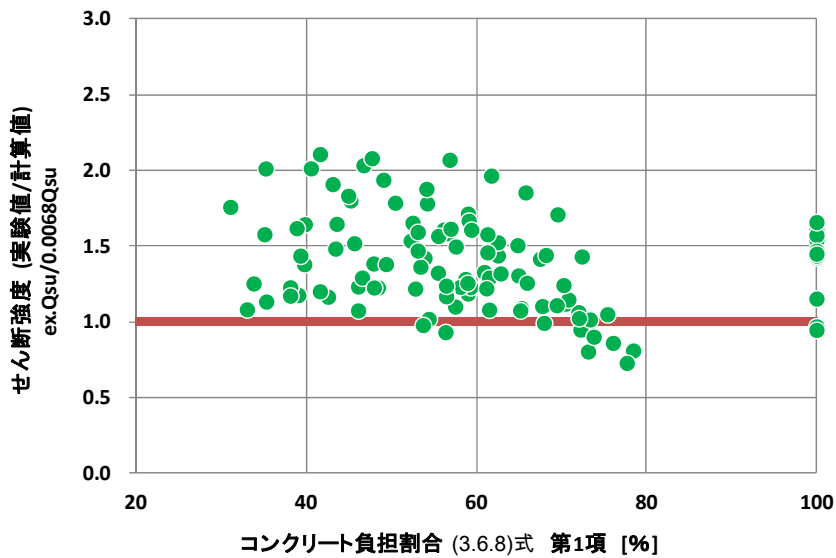


図 3.6.15 コンクリート負担割合—実験値（せん断破壊時）/計算値(3.6.8)式関係

(3) せん断強度(曲げ降伏後)

曲げ降伏後の変形性能を陽に評価出来る、トラス・アーチ理論を用いたせん断強度の半理論式として以下の式が挙げられる。

せん断信頼強度(トラス・アーチ)

以下の3つの式の内、最小値をとる。

$$vu = \mu \cdot pwe \cdot \sigma wy \cdot be \cdot je + \left( v \cdot \sigma B - \frac{5pwe \cdot \sigma wy}{\lambda} \right) \cdot \frac{bD}{2} \cdot \tan \theta$$

$$vu = \frac{\lambda \cdot v \cdot \sigma B + pwe \cdot \sigma wy}{3} \cdot be \cdot je$$

$$vu = \frac{\lambda v \sigma B}{2} \cdot be \cdot je \tag{3.6.11}$$

各記号についての説明は3.5.6章に記載されている。

ここでは、せん断破壊した115体のデータについて、実験値－計算値、実験値/計算値－因子の関係を図3.6.17に示す。

曲げ降伏後せん断破壊したデータについてここでは取り扱わないが、計算の際、Rp(終局限界状態でのヒンジ領域の回転角[rad])を0として計算しているデータがあり、vo(コンクリートの有効圧縮強度係数)が高くなるため、実際より計算値が高くなる傾向がみられた。この際、Rpは応力-ひずみ曲線の包絡線上で耐力が最大強度の80%に低下した時点の変形量から、引張鉄筋降伏時の曲げ降伏変形を引いて求めているため、論文上に値が記載されていないデータや、グラフが存在しないデータについてはRp=0[rad]として計算している。

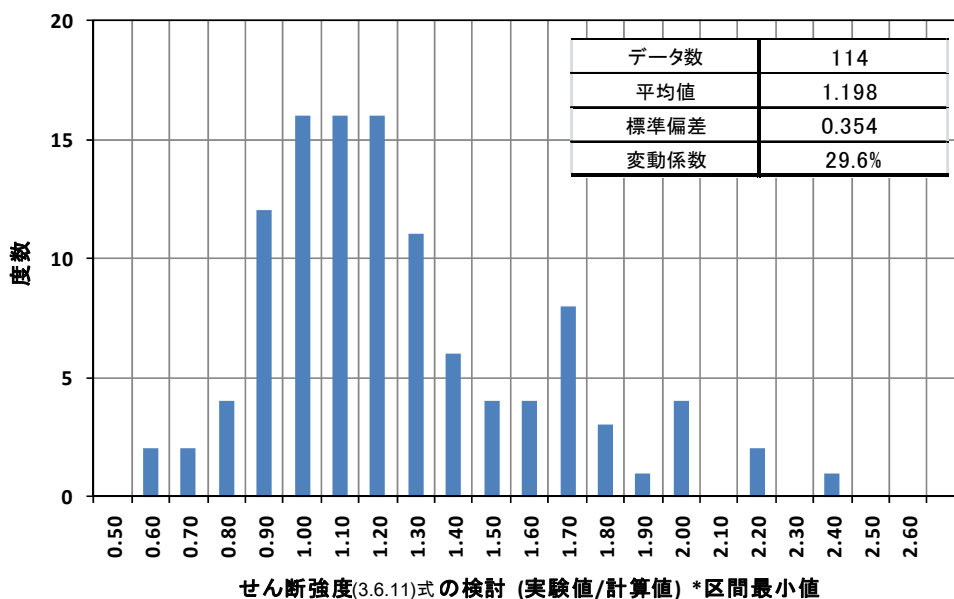


図 3.6.16 実験値 (せん断破壊時) /計算値(3.6.11)式 of ヒストグラム

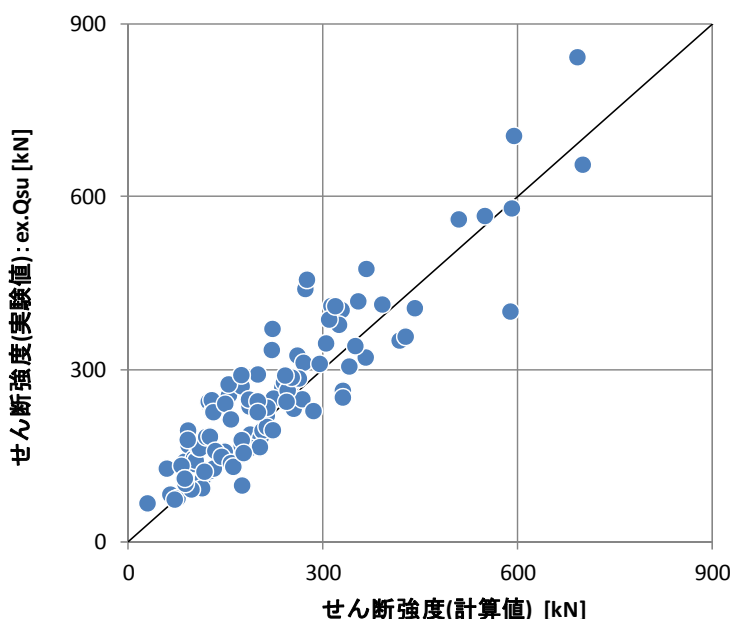


図 3.6.17 実験値（せん断強度）-計算値（靱性式）関係

表 3.6.6 終局強度（せん断）の検討結果一覧

トラス・アーチ	試験体数	平均値	標準偏差	変動係数(%)
最大耐力/計算値	114	1.198	0.354	29.6

表 3.6.6 にせん断強度式による実験値と計算値関係の集計結果を示す。また、以下に、ここでまとめた実験値／計算値の関係に影響している因子の分析を行った結果を以下に示す。検討した因子は以下のとおりである。

1) コンクリート強度 :  $f_c$

図 3.6.18 参照

コンクリート強度と実験値／計算値には、負の相関がみられる。特に、 $F_c90\sim120$  の範囲のデータについては実験値と比較して計算値が非常に低い傾向がみられる。これは(3.6.11)式における  $\nu_0$  (コンクリートの有効圧縮強度)の定義についての議論と関係する。

コンクリートにおいてはせん断ひび割れ後、圧縮応力が流れるために圧縮強度自体も実質的に低下する。そこでコンクリートの圧縮強度の低減分を考慮したのがこの係数である。図 3.6.19 に示す通り、従来の研究では  $\sigma_B = 600\text{kgf/cm}^2$  以下の範囲で有効係数の式を  $\nu_0 = 0.7 - \sigma_B/2000$  (図 3.6.19 における(6.4.7)式)と定義していたが、高強度化が進むにあたって  $\sigma_B = 700\sim1000\text{kgf/cm}^2$  のコンクリートを含んだ圧縮強度係数の近似式として  $\nu_0 = 0.461 \times 3.68\sigma_B^{-0.333}$  が新たに提案されている。

今回の設計式では圧縮強度係数を  $\nu_0 = 0.461 \times 3.68\sigma_B^{-0.333}$  としているが、圧縮強度が高くなるにつれて計算値が大きく低下しているため、コンクリート圧縮強度が高い場合の有効係数の値が反映されているかについて、再度検討する必要がある。

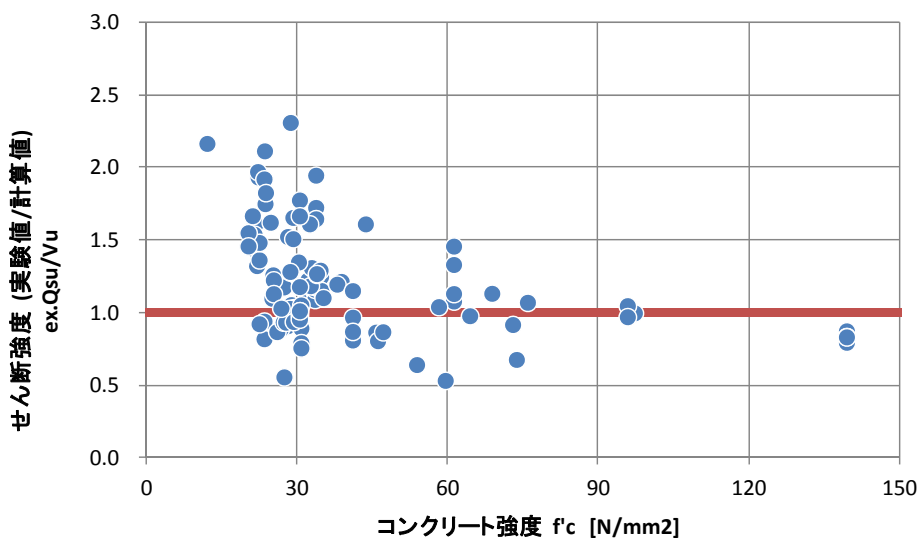


図 3.6.18 コンクリート強度—実験値（せん断破壊時）/計算値(3.6.11)式関係

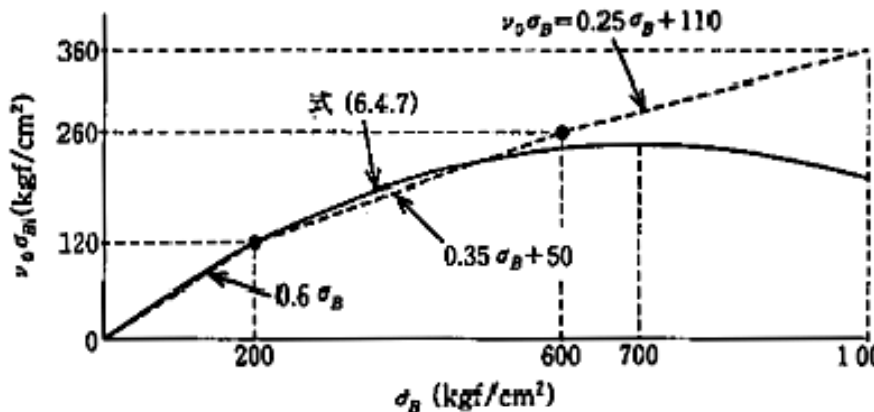


図 3.6.19 コンクリートの有効圧縮強度<sup>[3-4]</sup>

2) せん断補強筋強度 : owy 図 3.6.20 参照

せん断補強筋強度と実験値/計算値には、負の相関がみられる。

また、SD785 や SBPD1275/1420 などの高強度せん断補強筋を用いたデータの中には、実験値が計算値を下回っているデータも存在している。

これは高強度のせん断補強筋を用いた場合、強度が 200~400 N/mm<sup>2</sup> のデータと比較して、鉄筋に 3 倍以上のひずみの差が生じているということになり、実際の設計では先にコンクリートがひずみに耐えられず圧壊するためであると考えられる。

そのため、設計では高強度せん断補強筋を用いた時のコンクリートの圧壊を考慮した、せん断補強筋強度の適用範囲の上限を設ける必要性があげられる。その場合、コンクリートの材料特性や強度とのバランスを総合的に考慮して決定することが求められる。

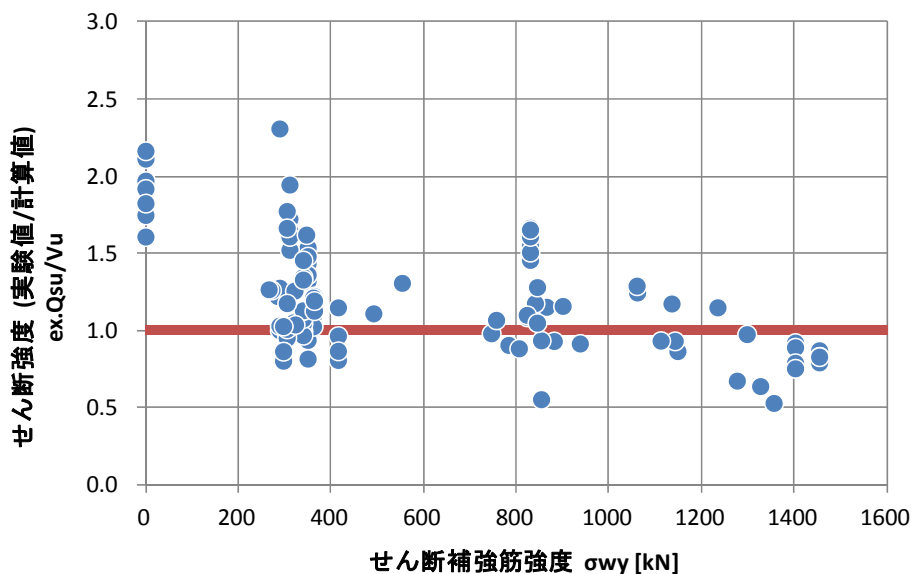


図 3.6.20 せん断補強筋強度—実験値（せん断破壊時）/計算値(3.6.11)式関係

3) 有効補強筋比 : pwe

図 3.6.21 参照

有効補強筋比と実験値/計算値には、明確な相関はみられなかった。つまり、(3.6.11)式において、有効補強筋比の影響は十分に考慮されていると考えられる。

靱性式では図 3.6.22 に示すように、せん断補強筋の割合によってトラス機構におけるせん断ひび割れの角度  $\phi$  が  $0 \leq \phi \leq 45$  の範囲で変化し、その角度によって圧縮応力が変化するという理論に基づいているため、実験式である荒川 min 式を計算式としたせん断強度(実験値/計算値) - せん断補強筋比(図 3.6.4)とは異なる結果を得られたといえる。

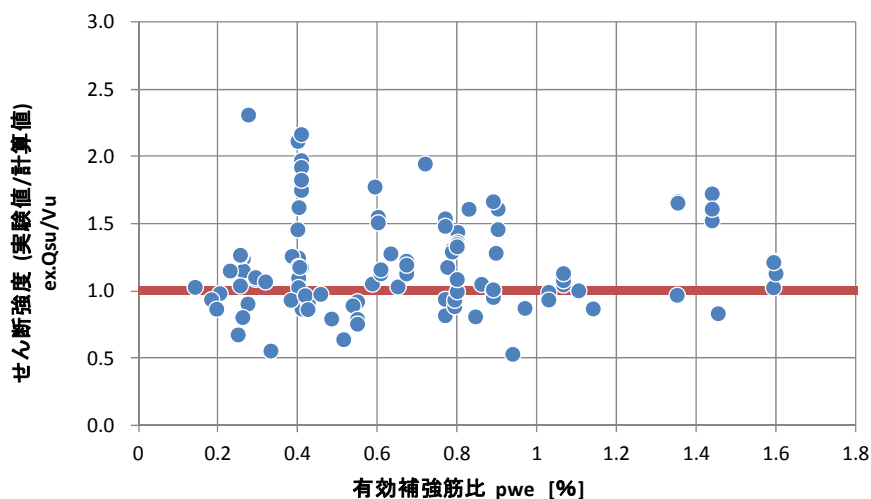


図 3.6.21 有効補強筋比—実験値（せん断破壊時）/計算値(3.6.11)式関係



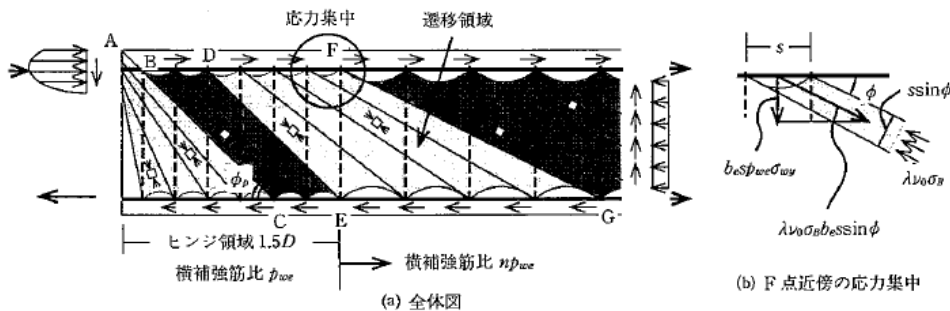


図 3.6.22 角度変化するトラス機構[3-4]

4) シアスパン比 :  $a/D$  図 3.6.23 参照

シアスパン比( $a/D$ )と実験値/計算値には、明確な相関はみられなかった。よって靱性式において、有効補強筋比の影響は十分に考慮されていると考えられる。

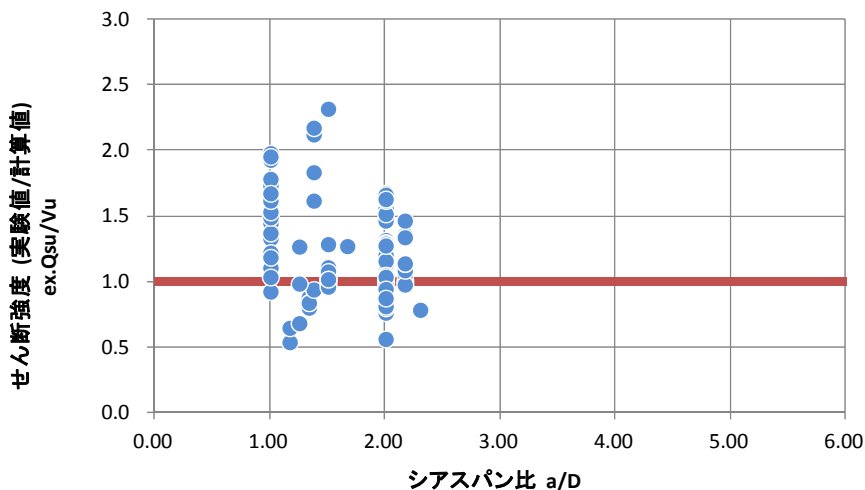


図 3.6.23 シアスパン比—実験値（せん断破壊時）/計算値(3.6.11)式関係

5) トラス機構有効係数 :  $\lambda$  図 3.6.24 参照

角部以外のせん断補強筋や中子筋の有無に応じて、斜めひび割れゾーンの圧縮領域は変化する。図 3.6.25 に詳細を示す。その圧縮領域を有効断面積からどの程度拡大、縮小したかをトラス機構有効係数で示している。図 3.6.25 にトラス機構有効係数と実験値/計算値の比較を示すが、明確な相関はみられず、トラス機構有効係数の値が大きくなるに従い、せん断強度(実験値/計算値)のばらつきがおおきくなっている。

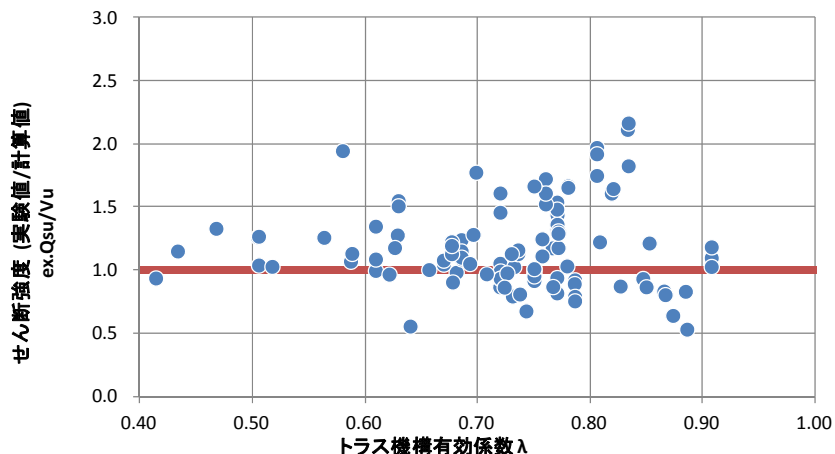


図 3.6.24 トラス機構有効係数－実験値（せん断破壊時）/計算値(3.6.11)式関係

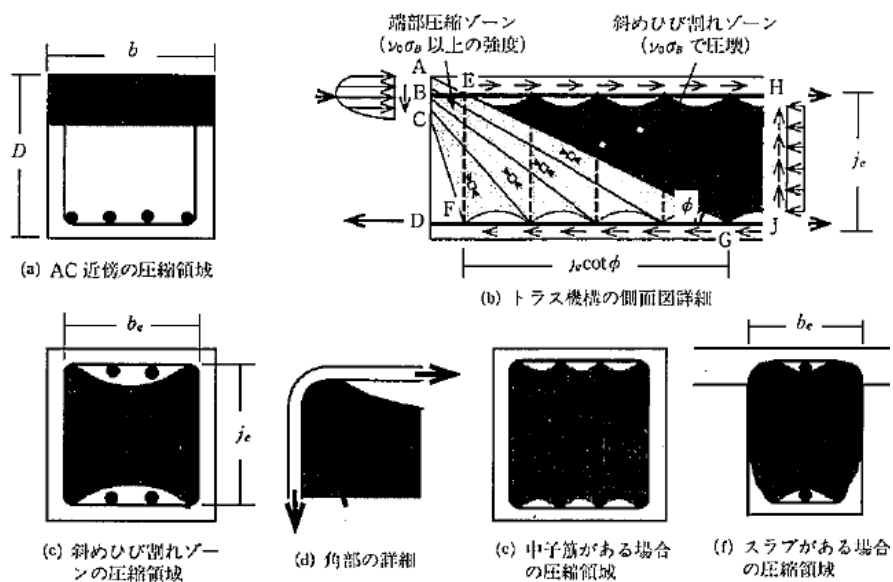


図 3.6.25 トラス機構の詳細 [3-4]

6) コンクリート圧縮強度係数 :  $v_0$  ( $R_p=0$ )

図 3.6.26 参照

コンクリート圧縮強度係数と実験値/計算値には、正の相関がみられる。これは、コンクリート強度－せん断強度(実験値/計算値)の関係(図 3.6.18 参照)が負の相関であることから妥当であるといえる。

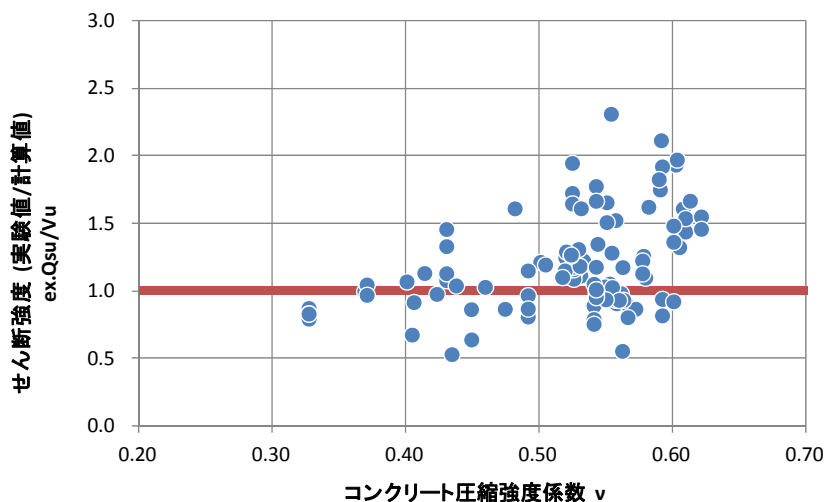


図 3.6.26 コンクリート圧縮強度係数—実験値（せん断破壊時）/計算値(3.6.11)式関係

(3) 3.6 のまとめ

一連の検証結果から以下の知見が得られた。

荒川 min 式では、せん断破壊形式の 115 体について検証した結果、平均値 1.603、標準偏差 0.357、変動係数 22.3%であり、実験値が計算値を下回ったのは 4 体のみであった。

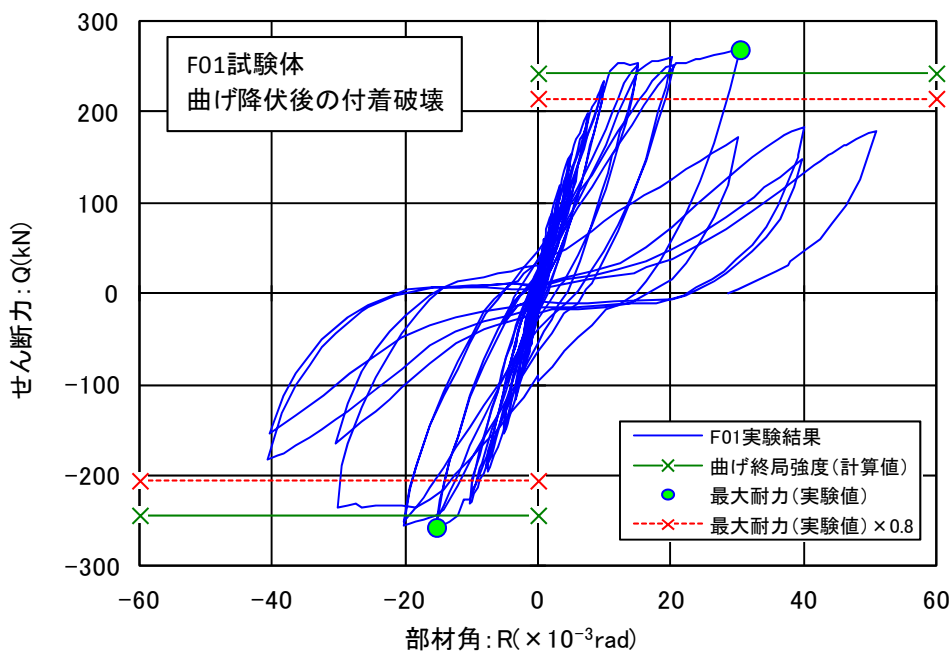
一方、トラス・アーチ理論を用いた半理論式では、平均値 1.193、標準偏差 0.354、変動係数 29.7%であった。

荒川 min 式は、現時点では安定した評価を行えることが分かった。しかし、高強度材料の使用などを行う場合には、せん断補強筋の有効強度の定義およびせん断補強筋の効果についてさらなる検討が必要である。これは現行の基準式で採用されている荒川式は、基本的にコンクリート断面を大きくすることでせん断強度を確保しようとしている。一方で、トラス・アーチ理論に基づく半理論式では、せん断補強筋の降伏強度は、1 乗にほぼ比例するとされている。現行基準式は 0.5 乗によって表現するため、せん断設計時におけるせん断補強筋の算定にも影響するものと考えられる。

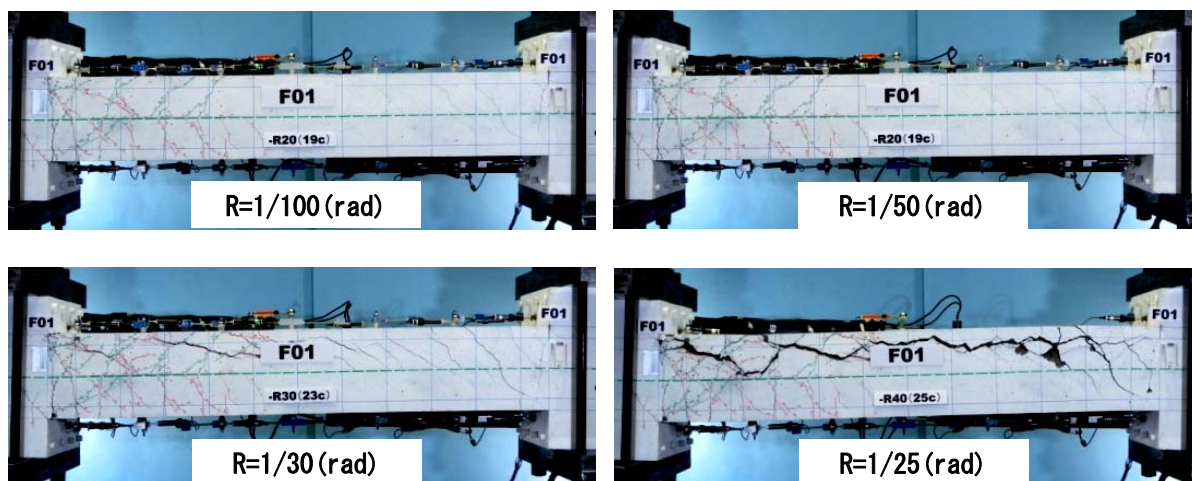
また、荒川式では 45 度の角度にせん断ひび割れが発生すると仮定しているが、トラス・アーチ式ではせん断補強筋量によるせん断ひび割れの角度の変化を考慮しているため、せん断補強筋の強度、割合によるせん断強度(実験値/計算値)の相関に違いが生じたと考えられる。

### 3.7 付着破壊型の評価式とその精度

ここでは、付着破壊型のデータとして、曲げ降伏前の付着破壊型と曲げ降伏後の付着破壊型のデータを用いて検討を行った。代表的な曲げ降伏後の付着破壊の実験データを図 3.7.1 に示す。この実験データは、梁上部が  $f_c30$ 、梁下部が  $f_c60$  の梁部材データである。部材角  $0.8\%$ 前後で梁主筋降伏が確認されたのちに耐力の頭打ちとなり曲げ降伏状態に至った。その後、部材角  $R=3.3\%$ を超えた領域で、梁上端筋の周辺の付着割裂ひび割れ幅の拡大に伴い耐力低下し、曲げ降伏後の付着破壊に至った。



(a) せん断力—部材角関係（大野式）



(b) 試験体の損傷状況

図 3.7.1 曲げ降伏後の付着割裂破壊型の梁部材実験データ

### 第3章 梁部材

#### 3.7.1 データベースの追加項目

梁部材の付着破壊に係る検討のために作成した実験データベースについて、3.1節に示した項目に追加した項目を以下に挙げる。

#### 2. 試験体情報：材料，部材断面

##### 203-部材形状情報

4-1) 上1段目主筋位置関係	幅方向，せい方向，最小間隔
4-2) 上2段目主筋位置関係	幅方向，最小間隔
4-3) 下1段目主筋位置関係	幅方向，せい方向，最小間隔
4-4) 下2段目主筋位置関係	幅方向，最小間隔
6-1) 上1段目被りコンクリート厚さ・主筋あき	幅方向，せい方向，最小あき
6-2) 上2段目被りコンクリート厚さ・主筋あき	幅方向，最小あき
6-3) 下1段目被りコンクリート厚さ・主筋あき	幅方向，せい方向，最小あき
6-4) 下2段目被りコンクリート厚さ・主筋あき	幅方向，最小あき
8-1) クリアスパン	
8-2) カットオフ筋付着長さ	段目，本数， $l_d$ (mm)

#### 4. 実験データ情報

##### 406-破壊モード

正側：

1-1) 実験の最大耐力時損傷状態	主筋一降伏・降伏前 せん断補強筋一降伏・降伏前 ひび割れ—せん断，付着
1-2) 最終破壊モード	曲げ破壊，せん断破壊，付着割裂破壊

負側：

1-1) 実験の最大耐力時損傷状態	主筋一降伏・降伏前 せん断補強筋一降伏・降伏前 ひび割れ—せん断，付着
1-2) 最終破壊モード	曲げ破壊，せん断破壊，付着割裂破壊

##### 407-損傷状態情報

9) 付着ひび割れ

### 第3章 梁部材

#### 3.7.2 引用論文と引用試験体数

表 3.7.1 および表 3.7.2 に引用した論文数および試験体数を論文別に示す。付着強度算出に必要な主筋位置情報がないものは除外した。軽量コンクリートの試験体は含まれていない。試験体の配筋別および破壊形式別の内訳を表 3.7.3 に示す。

収集した実験データに含まれている試験体：

- ✓ 1 段配筋と 2 段配筋の試験体
- ✓ 全て通し筋とカットオフ筋と通し筋が混在した試験体
- ✓ 付着割裂破壊した試験体を含む同一実験シリーズでパラメータの違いによって破壊形式がせん断破壊および曲げ破壊になった試験体（破壊形式は、文献に明記されていないものは破壊性状の記述から判断し、筆者とデータ入力者の判断の区別は「406-破壊モード」の「信頼度」の欄に記録した。主筋降伏後の付着割裂破壊は、付着割裂破壊とした。）

表 3.7.1 引用した論文の数（論文別）

論文名	論文数
黄表紙	2
JCI 大会	11
JCI 論文集	0
構造工学	0
合計	13

表 3.7.2 引用した試験体の数（論文別）

論文名	試験体数
黄表紙	10
JCI 大会	56
JCI 論文集	0
構造工学	0
合計	66

表 3.7.3 引用した試験体の内訳（配筋別および破壊形式別）

	1 段配筋(B, S, F)	2 段配筋(B, S, F)	計(B, S, F)
全て通し筋の試験体	37 (27, 8, 2)	13 (9, 3, 1)	50 (36, 11, 3)
カットオフ筋を含む試験体	6 (3, 3, 0)	10 (4, 3, 3)	16 (7, 6, 3)
	合計		66 (43, 17, 6)

カットオフ筋を含む 2 段配筋の試験体は、2 段目は全てカットオフ筋。

( ) 内は破壊形式で、(B:付着割裂破壊, S:せん断破壊, F:曲げ破壊)。

### 第3章 梁部材

#### 3.7.3 収集した実験データの特徴

収集した実験データの特徴を示すために、以下の項目についてのデータの範囲を示す。

(主な項目)

コンクリート強度 図 3.7.2

主筋降伏強度 図 3.7.3

せん断補強筋降伏強度 図 3.7.4

引張鉄筋比 図 3.7.5

せん断補強筋比 図 3.7.6

せん断スパン比 図 3.7.7

全て通し筋の試験体の使用材料 図 3.7.8

(主筋降伏強度－コンクリート強度関係, せん断補強筋強度－コンクリート強度関係)

カットオフ筋を含むの試験体の使用材料 図 3.7.9

(主筋降伏強度－コンクリート強度関係, せん断補強筋強度－コンクリート強度関係)

### 第3章 梁部材

#### 1) コンクリート強度

収集した実験データのコンクリート強度は、 $22.5\text{N/mm}^2$ から $119.6\text{N/mm}^2$ に分布している。

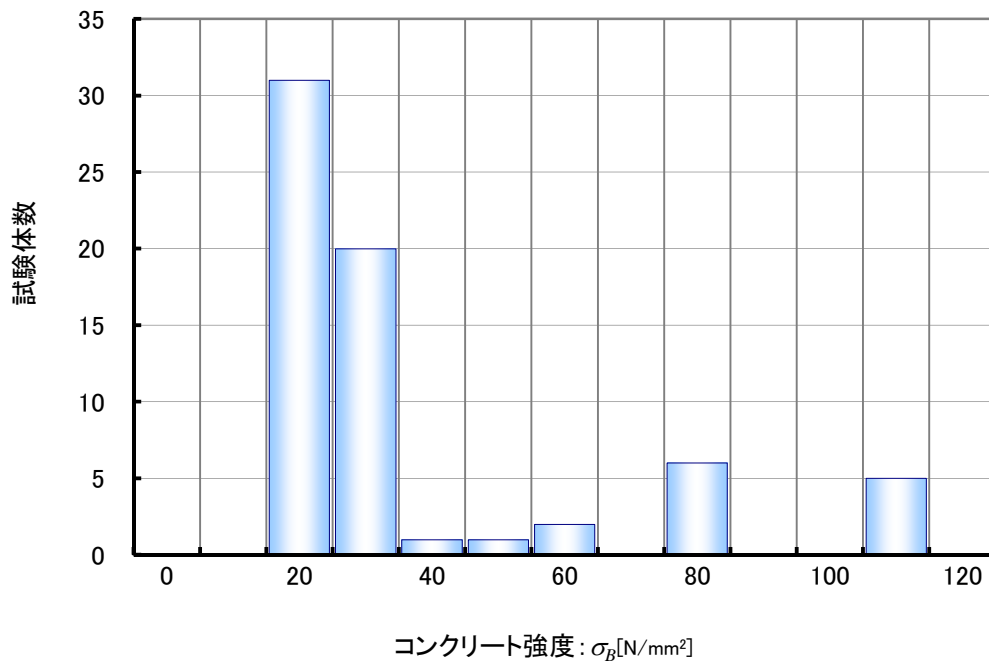


図 3.7.2 引用した試験体で使用したコンクリート強度 (横軸の数字は区間下限値)

#### 2) 主筋降伏強度

収集した実験データの主筋降伏強度は、 $385\text{N/mm}^2$ から $1023\text{N/mm}^2$ に分布している。

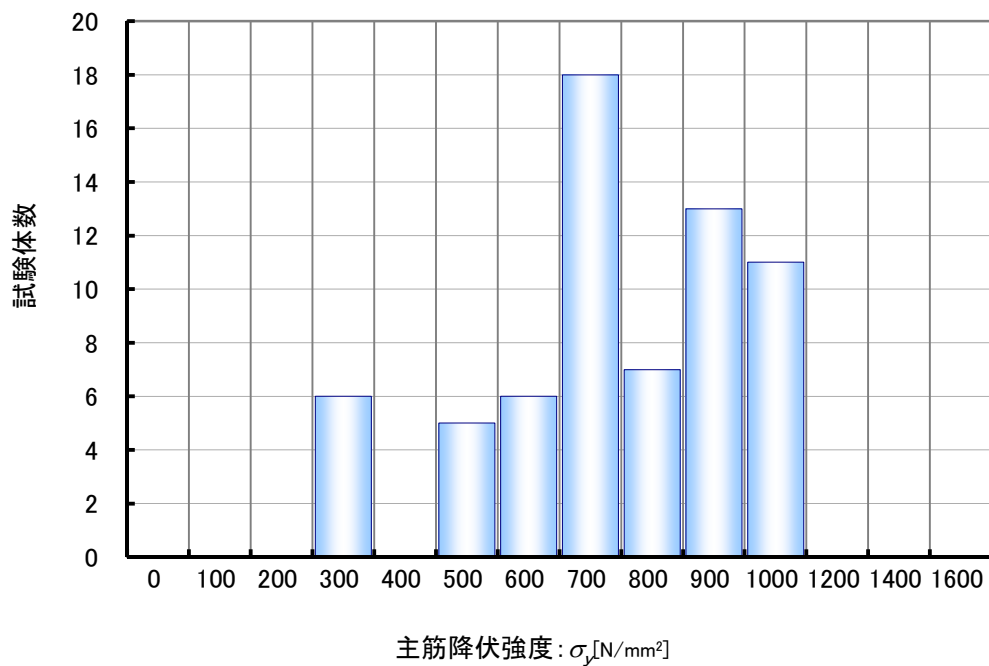


図 3.7.3 引用した試験体で使用した主筋降伏強度 (横軸の数字は区間下限値)

#### 3) セン断補強筋降伏強度



### 第3章 梁部材

収集した実験データの主筋降伏強度は、 $305\text{N/mm}^2$ から $1456\text{N/mm}^2$ に分布している。

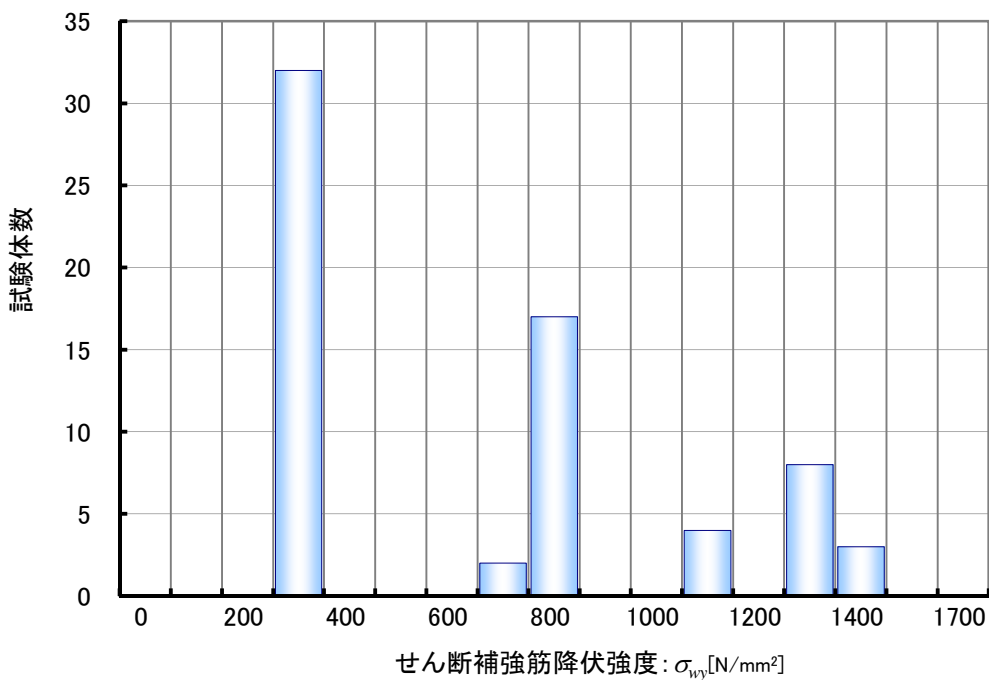


図 3.7.4 引用した試験体で使用したせん断補強筋降伏強度（横軸の数字は区間下限値）

#### 4) 引張鉄筋比

収集した実験データの引張鉄筋比は、0.85%から4.96%に分布している。

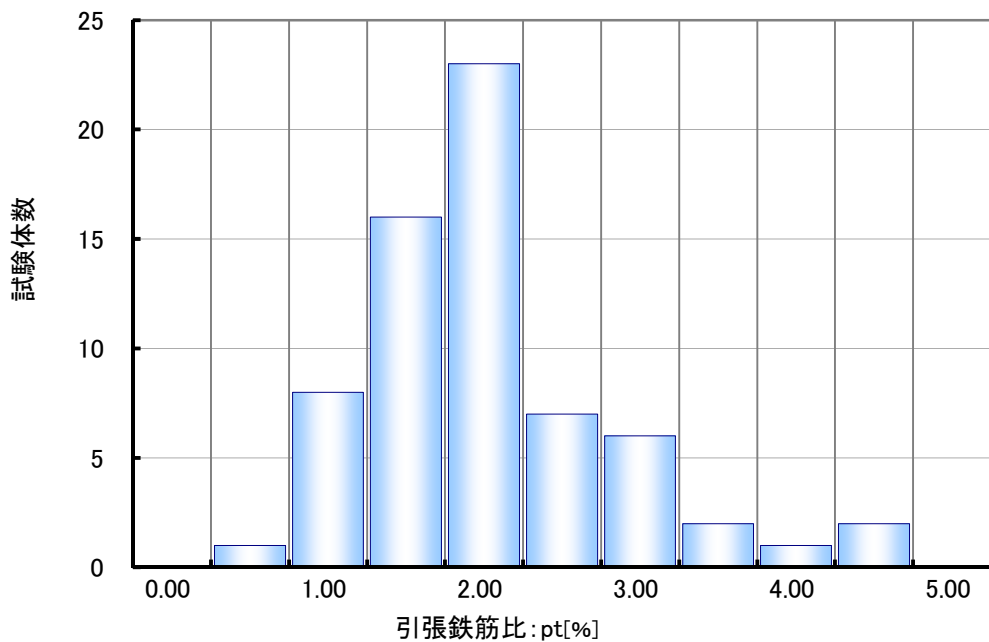


図 3.7.5 引用した試験体で配筋された引張鉄筋比（横軸の数字は区間下限値）

#### 5) 引張鉄筋比

### 第3章 梁部材

収集した実験データのせん断補強筋比は、0.15%から1.32%に分布している。

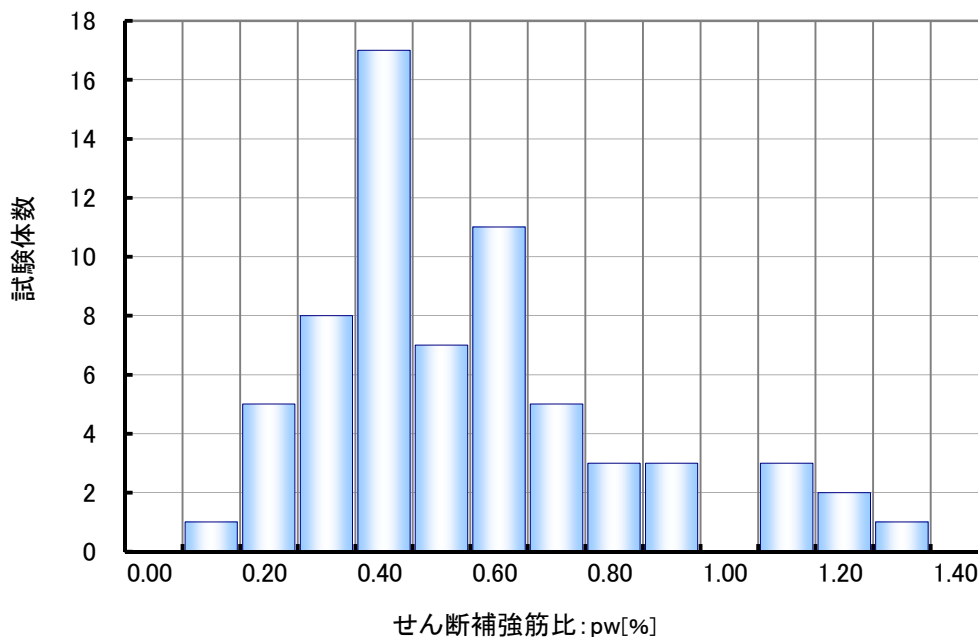


図 3.7.6 引用した試験体で配筋されたせん断補強筋比（横軸の数字は区間下限值）

#### 6) せん断スパン比

収集した実験データのせん断スパン比 ( $a/d=M/(Qd)$ ) は、1.00 から 3.00 に分布している。なお、カットオフ筋でせん断スパン比が小さいものは、主筋が上下非対称配筋で単調片押し载荷である。

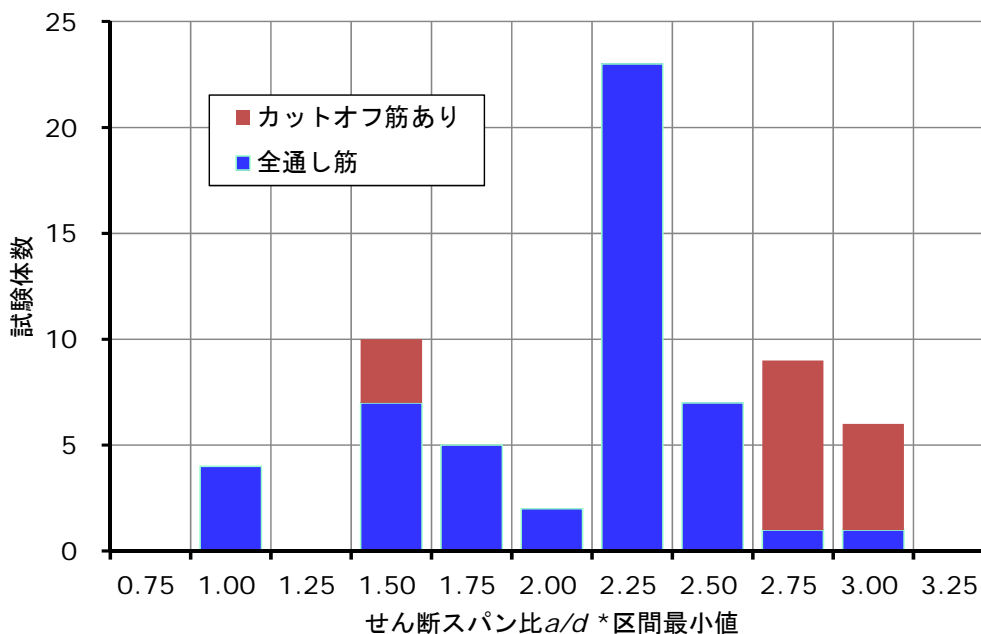


図 3.7.7 引用した試験体のせん断スパン比（横軸の数字は区間下限值）

#### 7) 使用材料の組み合わせ

収集した実験データについて、使用材料の組み合わせを破壊形式別に示す。

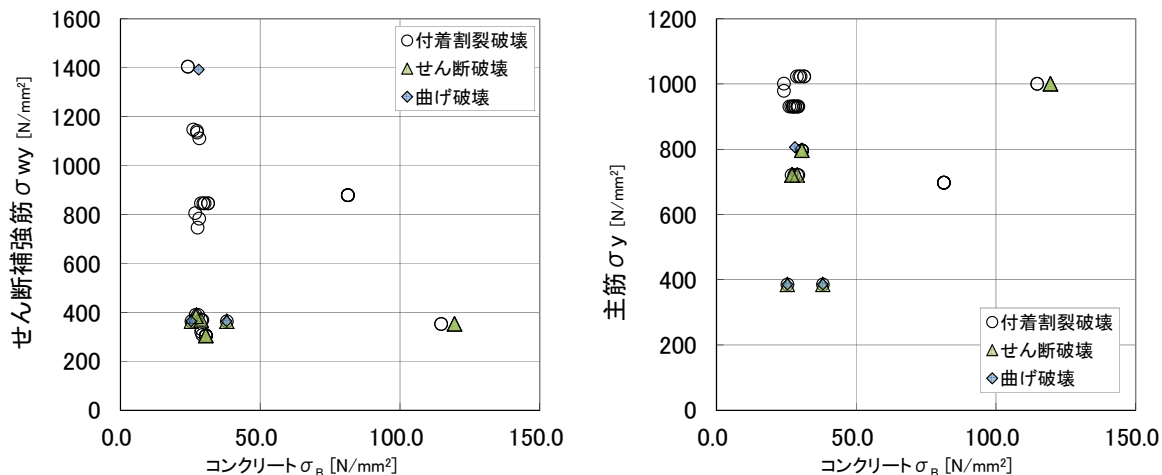


図 3.7.8 全て通し鉄筋の試験体

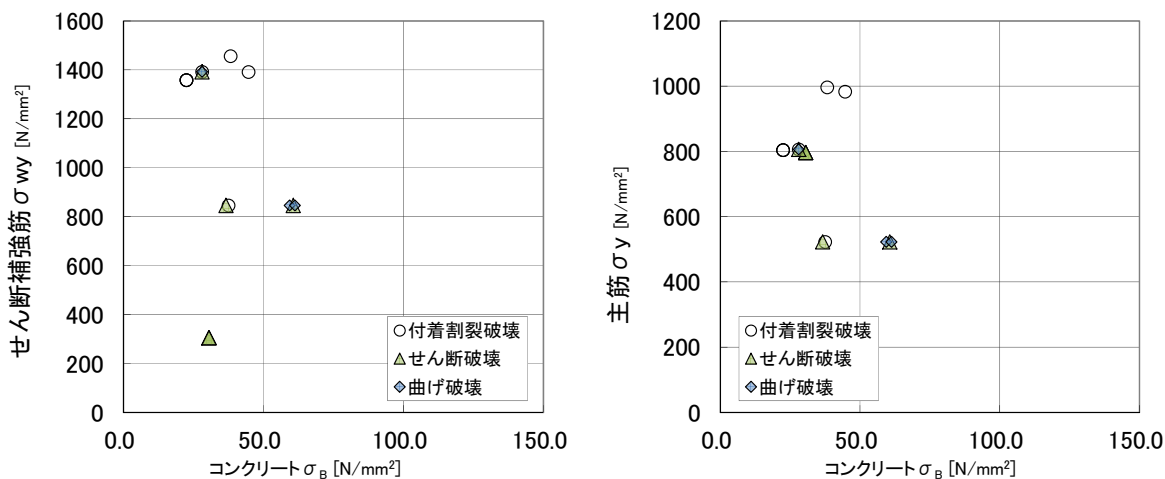


図 3.7.9 カットオフ筋を含む試験体

### 第3章 梁部材

#### 3.7.4 付着強度

##### 1) RC 規準式<sup>[3.7.1]</sup>

鉄筋コンクリート構造計算規準 (2010) <sup>[3.10]</sup>の 16 条に記載されている安全性確保のための確保の検討については、以下の通り算定する。

##### 曲げ材の付着検定断面

- i) スパン内で最大曲げモーメントとなる断面
- ii) スパン内で減じられる鉄筋が計算上不要となる断面

##### 曲げ材の引張鉄筋の付着長さ $l_d$

- i) スパン途中でカットオフされる鉄筋の付着長さ
  - a) 付着検定断面から鉄筋端までの長さ
  - b) 鉄筋端部に標準フック (RC 規準 17 条に規定) を設ける場合は付着検定断面からフック開始点までの長さ
- ii) スパン内を通し配筋される鉄筋の付着長さ
  - a) 両端が曲げ降伏する場合： $l_d = \frac{L+d}{2}$

ただし、曲げ材にせん断ひび割れを生じないことが確かめられた場合には、 $l_d = L/2$  とする。

- b) 上記以外の場合： $l_d = L$

記号  $L$  : 曲げ材の内法長さ

$l_d$  : 曲げ材の有効せい

大地震動に対する安全性確保のための検討は、(3.7.1) 式による。

$$\tau_y = \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4(l_d - d)} \leq K \cdot f_b \quad (3.7.1)$$

ここで、

$$K = 0.3 \left( \frac{C+W}{d_b} \right) + 0.4 \leq 2.5 \quad (3.7.2)$$

$$W = 80 \frac{A_{st}}{sN} \leq 2.5d_b \quad (3.7.3)$$

記号  $\tau_y$  : 引張鉄筋の降伏時の平均付着応力度

$d$  : 曲げ材の有効せい

$l_d$  : 引張鉄筋の付着長さで、(3.7.1) 式においては、対象とする荷重の作用により曲げ材にせん断ひび割れを生じないことが確かめられた場合には、式中の  $l_d - d$  を  $l_d$  としてよい。

$\sigma_y$  : 付着検定断面位置における鉄筋の降伏強度で、鉄筋端に標準フックを設ける場合にはその値の 2/3 倍とすることができる。

- $f_b$  : 付着割裂の基準となる強度で、表 3.7.4 による。
- $K$  : 鉄筋配置と横補強筋による修正係数で、2.5 以下とする。
- $C$  : 付着検定断面位置における鉄筋間のあき、または最小かぶり厚さの 3 倍のうちの小さいほうの数値で、 $5d_b$  以下とする。
- $W$  : 付着割裂面を横切る横補強筋効果を表す換算長さで、 $2.5d_b$  以下とする。
- $A_{sv}$  : 当該鉄筋例の想定される付着割裂面を横切る一組の横補強筋全断面積
- $s$  : 一組の横補強筋（断面積  $A_{sv}$ ）の間隔
- $N$  : 当該鉄筋例の想定される付着割裂面における鉄筋本数
- $d_b$  : 曲げ補強鉄筋径で、異形鉄筋では呼び名の数値とする。

表 3.7.4 付着割裂の基準となる強度  $f_b$

	安全性確保のための検討	
	上端筋	その他の鉄筋
普通コンクリート	$0.8 \times \left( \frac{F_c}{40} + 0.9 \right)$	$\frac{F_c}{40} + 0.9$
軽量コンクリート	普通コンクリートに対する値の 0.8 倍	

- [注] 1) 上端筋とは、曲げ材にあってその鉄筋の下に 300mm 以上のコンクリートが打ち込まれる場合の水平鉄筋をいう。
- 2)  $F_c$  はコンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>) を表す。
- 3) 多段配筋の一段目（断面外側）以外の鉄筋に対しては、上表の値に 0.6 を乗じる。

### 第3章 梁部材

#### 2) 靱性指針式<sup>[3.7.2]</sup>

鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（1999）<sup>[3.4]</sup>の6.8節に記載されている付着の検討については、以下の通り算定する。

次のいずれかを確認すればよい。

- i) 設計用付着応力度 $\tau_f$ が付着信頼強度 $\tau_{bu}$ を下回ること
- ii) 設計用作用せん断力が付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度 $V_{bu}$ を下回ること

設計用付着応力度 $\tau_f$  (N/mm<sup>2</sup>)

$$\tau_f = d_b \cdot \Delta\sigma / \{4(L-d)\} \quad (3.7.4)$$

$\Delta\sigma$ は終局限界状態における部材両端部の主筋の応力度の差で、式(3.7.5)により $\Delta\sigma$ を算定してもよい。

$$\begin{aligned} \Delta\sigma &= 2\sigma_{yu} && \text{(両端に正負繰返しの降伏ヒンジを計画する部材)} \\ &= \sigma_{yu} + \sigma_y && \text{(一端のみに降伏ヒンジを計画する部材, および, 正側または負側一方向のみに対して両端部に降伏ヒンジが生じる部材)} \\ &= 2\sigma_y && \text{(降伏ヒンジを計画しない部材)} \end{aligned} \quad (3.7.5)$$

また、梁の2段目主筋においては、式(3.7.6)により $\Delta\sigma$ を算定してもよい。

$$\begin{aligned} \Delta\sigma &= 1.5\sigma_{yu} && \text{(両端に正負繰返しの降伏ヒンジを計画する部材)} \\ &= \sigma_{yu} + 0.5\sigma_y && \text{(一端のみに降伏ヒンジを計画する部材, および, 正側または負側一方向のみに対して両端部に降伏ヒンジが生じる部材)} \\ &= 1.5\sigma_y && \text{(降伏ヒンジを計画しない部材)} \end{aligned} \quad (3.7.6)$$

$\sigma_{yu}$  : 上限強度算定用強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 信頼強度算定用強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$d_b$  : 主筋径 (mm)

$L$  : クリアスパン長さ (mm)

$d$  : 部材の有効せい (mm)

付着信頼強度 $\tau_{bu}$  (N/mm<sup>2</sup>)

1段目主筋の付着信頼強度は、式(3.7.7)によることができる。

$$\tau_{bu} = \alpha_t \left\{ (0.085b_i + 0.10) \sqrt{\sigma_B} + k_{st} \right\} \quad (3.7.7)$$

$$\alpha_t = \begin{cases} 0.75 + \sigma_B / 400 & \text{(梁の上端主筋)} \\ 1.0 & \text{(上記以外の主筋)} \end{cases}$$

$$b_i = \min(b_{si}, b_{ci})$$

$$b_{si} = (b - N_1 \cdot d_b) / (N_1 \cdot d_b)$$

第3章 梁部材

$$b_{ci} = \left\{ \sqrt{2}(d_{cs} + d_{ct}) - d_b \right\} / d_b$$

$$k_{st} = \begin{cases} (54 + 45N_w / N_1)(b_{si} + 1)p_w & (b_{ci} \geq b_{si} \text{ のとき}) \\ 140A_w / (d_b s) & (b_{ci} < b_{si} \text{ のとき}) \end{cases}$$

- $b$  : 部材の幅 (mm)
- $\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $N_1$  : 1 段目主筋の本数
- $d_{cs}$  : 主筋の中心から側面までのかぶり厚さ (mm)
- $d_{ct}$  : 主筋の中心から底面までのかぶり厚さ (mm)
- $N_w$  : 1 組の横補強筋の足の数 (=  $N_s + 2$ )
- $p_w$  : 横補強筋比
- $A_w$  : 横補強筋 1 本の断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $s$  : 横補強筋間隔 (mm)
- $N_s$  : 中子筋の本数

2 段目主筋の付着信頼強度は、式 (3.7.8) によることができる。

$$\tau_{bu2} = \alpha_2 \cdot \alpha_r \left\{ (0.085b_{si2} + 0.10)\sqrt{\sigma_B} + k_{st2} \right\} \tag{3.7.8}$$

$$b_{si2} = (b - N_2 \cdot d_b) / (N_2 \cdot d_b)$$

$$k_{st2} = 99(b_{si2} + 1)p_w$$

- $N_2$  : 2 段目主筋の本数
- $\alpha_2$  : 2 段目主筋に対する強度低減係数で、 $\alpha_2 = 0.6$  としてよい。

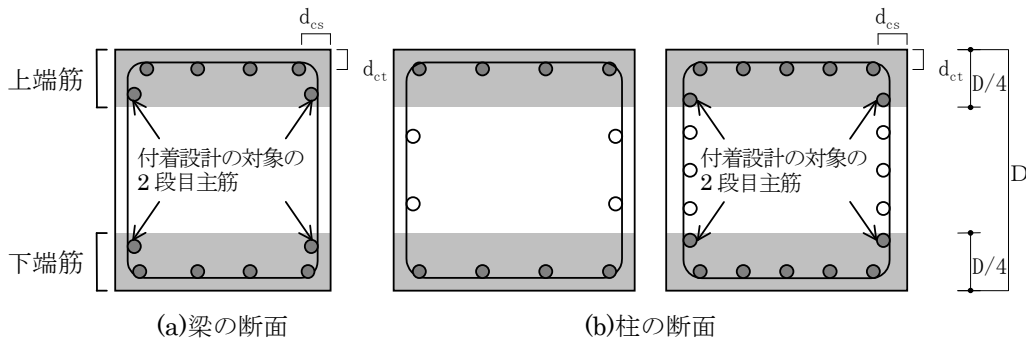


図 3.7.10 付着強度の確保の対象となる主筋

付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度  $V_{bu}$

$V_{bu}$  は、式 (3.7.9) と式 (3.7.10) による値のうち最小値とする。

$$V_{bu} = T_x j_e + \left\{ v\sigma_B - \frac{2.5T_x}{\lambda b_e} \right\} \frac{bD}{2} \tan \theta \tag{3.7.9}$$

$$V_{bu} = \frac{\lambda v\sigma_B}{2} b_e j_e \tag{3.7.10}$$

$$T_x = \begin{cases} \tau_{bu} \Sigma \psi_1 + \tau_{bu2} \Sigma \psi_2 & (\text{降伏ヒンジを計画しない部材}) \\ (1 - 10R_p) \{ \tau_{bu} \Sigma \psi_1 + \tau_{bu2} \Sigma \psi_2 \} & (\text{降伏ヒンジを計画する部材}) \end{cases}$$

### 第3章 梁部材

$$\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D$$

$$\nu = (1 - 20R_p) \nu_0$$

$$\nu_0 = 0.7 - \sigma_B / 200$$

$$\lambda = 1 - \frac{s}{2j_e} - \frac{b_s}{4j_e}$$

$$b_s = \frac{b_e}{N_s + 1}$$

$\sum \psi_1$  : 1 段目主筋の周長の合計 (mm)

$\sum \psi_2$  : 2 段目主筋の周長の合計 (mm)

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$D$  : 部材のせい (mm)

$j_e$  : トラス機構に関与する断面の有効せいで、外側の横補強筋のせん断力方向への芯々間隔とする。

$b_e$  : トラス機構に関与する断面の有効幅で、柱およびスラブ付きでない梁の場合は、外側の横補強筋のせん断力直交方向への芯々間隔とする。

$R_p$  : 終局限界状態でのヒンジ領域の回転角 (rad) で、降伏ヒンジ・潜在ヒンジを計画しない柱・梁では 0 とする。

#### せん断信頼強度 $V_u$

$V_u$  は、式 (3.7.11), (3.7.12), (3.7.13) による値のうち最小値とする。

$$V_u = \mu p_{we} \sigma_{wy} + \left\{ \nu \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right\} \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (3.7.11)$$

$$V_u = \frac{\lambda \nu \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \quad (3.7.12)$$

$$V_u = \frac{\lambda \nu \sigma_B}{2} b_e j_e \quad (3.7.13)$$

$$\mu = 2 - 20R_p$$

$$p_{we} = \frac{a_w}{b_e s}$$

$a_w$  : 1 組の横補強筋の断面積

$\sigma_{wy}$  : 横補強筋の信頼強度



### 3.7.5 実験値と計算値の比較

実験結果は、最大荷重時の梁せん断力と破壊形式を対象とした。破壊形式は、例えば土木分野では付着破壊と分類することはあまりないため、文献に明記されていないものは破壊性状の記述から判断し、筆者による判断とデータ入力者による判断の区別は「406-破壊モード」の「信頼度」の欄に記録した。主筋降伏後の付着割裂破壊は、付着割裂破壊とした。計算値は以下の通りで、算出での留意点も併せて示す。

- a. 付着応力度の要求値  $\tau_y$  (RC 規準) (3.7.1) 式
  - ✓ せん断ひび割れは発生の有無は、曲げ終局強度  $M_u$  と荒川式によるせん断ひび割れ強度で判別した。結果として、全ての試験体でせん断ひび割れは発生する判定となった。
  - ✓ 曲げ降伏の有無は、曲げ終局強度  $M_u$  と荒川式  $0.068 Q_{su}$  によるせん断強度で判別した
  - ✓ 主筋の降伏強度  $\sigma_y$  には材料試験値を用いた
- b. 付着強度  $Kf_b$  (RC 規準) (3.7.1) 式
  - ✓ コンクリート強度  $F_c$  には材料試験値を用いた
- c. 設計用付着応力度  $\tau_f$  (靱性保証型指針) (3.7.4) 式
  - ✓ カットオフ筋では、 $L$  に梁端から鉄筋端までの距離を用いた
  - ✓  $\Delta\sigma$  の算出では、主筋の降伏強度に材料試験値を用いた
- d. 付着信頼強度  $\tau_{bu}$  (靱性保証型指針) (3.7.7~8) 式
  - ✓ コンクリート強度  $F_c$  には材料試験値を用いた
- e. せん断信頼強度  $\min(V_u, V_{bu})$  (靱性保証型指針) (3.7.9~13) 式
  - ✓ 横補強筋の信頼強度  $\sigma_{wy}$  とコンクリート強度  $F_c$  には材料試験値を用いた
  - ✓ (3.7.9~10) 式の付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度  $V_{bu}$  と (3.7.11~13) 式のせん断信頼強度  $V_u$  のうち小さいほうとした
  - ✓ 終局限界状態でのヒンジ領域の回転角  $R_p$  は零とした
- f. せん断強度 (荒川式  $0.068 Q_{su}$ ) (3.4.8) 式
- g. 曲げ終局強度  $M_u$  (3.4.6) 式
  - ✓ 本項では、 $M_u$  をせん断スパンで除したせん断力を曲げ終局強度の計算値としている

上端筋とその他の鉄筋の区別は、打設方向に鉄筋の下方へ 300mm 以上のコンクリートがあるものを上端筋、それ以外をその他の鉄筋とした。打設方向は、文献にせい方向と明記されているか、文献内で下端筋と上端筋を区別して結果や考察が記述されているものは、せい方向への打設とし、文献から読み取れないものは、その他の鉄筋として取り扱った。

RC 規準と靱性保証型指針における付着応力度の要求値の違いは、RC 規準では曲げ降伏の有無とカットオフ筋の有無によって通し筋の付着有効区間が異なる点、2 段目鉄筋の圧縮端応力が靱性保証型指針では圧縮降伏の 1/2 である点である。

付着余裕度は、付着応力度の要求値に対する付着強度とし、RC 規準では  $Kf_b/\tau_y$ 、靱性保証型指針では  $\tau_{bu}/\tau_f$  とする。

上記の計算値を用い、実験結果と比較検討を行う。

### 第3章 梁部材

#### 1) せん断強度

せん断強度の実験値と計算値を、全て通し配筋の試験体とカットオフ筋を含む試験体に分けて比較する。計算値は、荒川式と靱性指針式である。

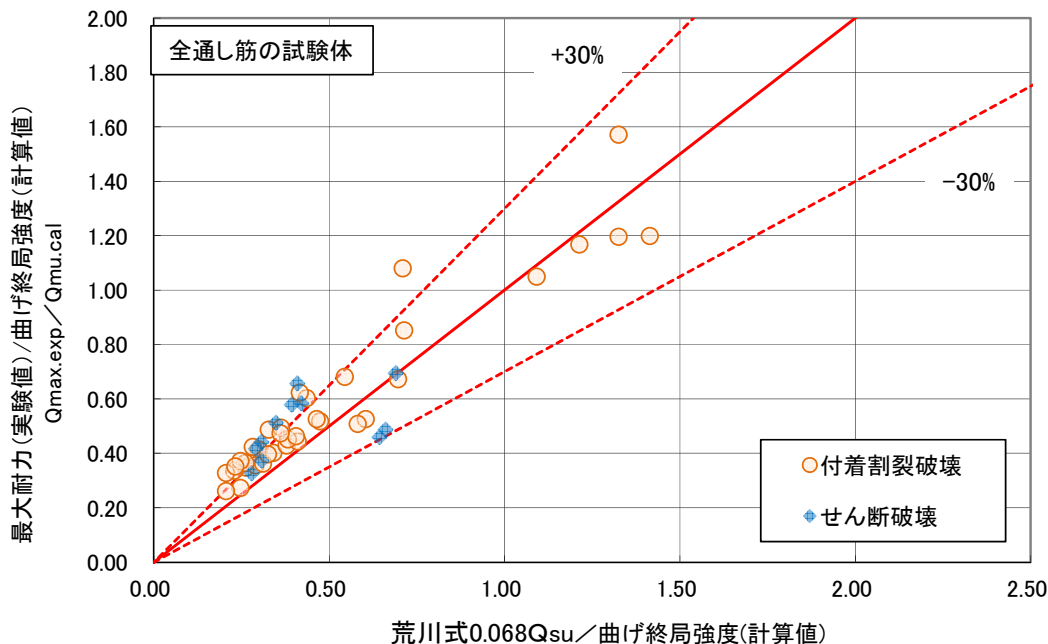


図 3.7.11 荒川式  $0.068Q_{su}$  (3.4.8) 式と実験値の比較：全通し筋の試験体

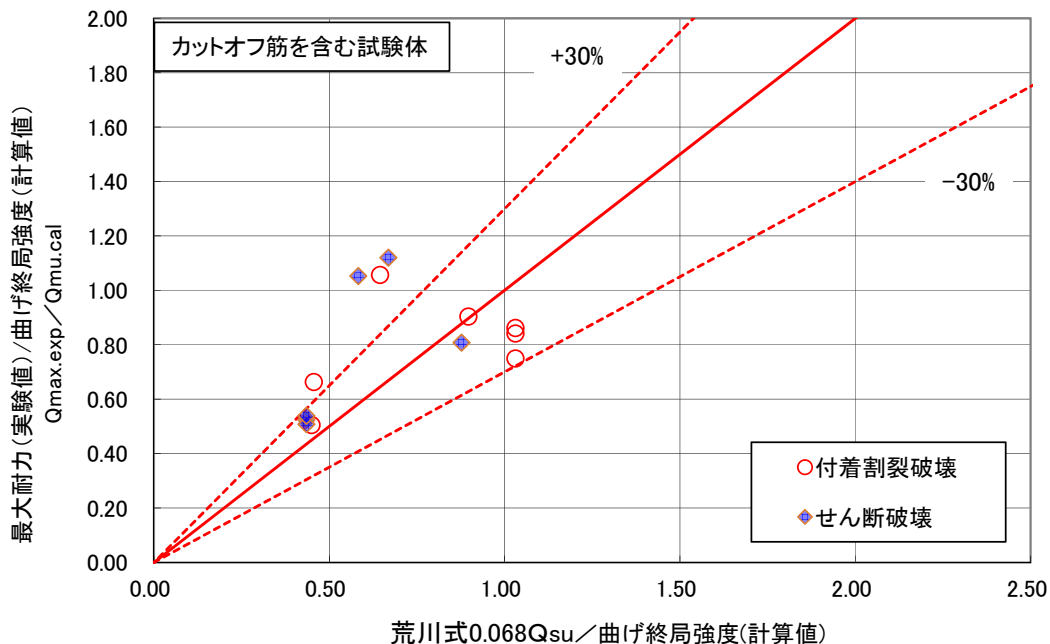


図 3.7.12 荒川式  $0.068Q_{su}$  (3.4.8) 式と実験値の比較：カットオフ筋を含む試験体

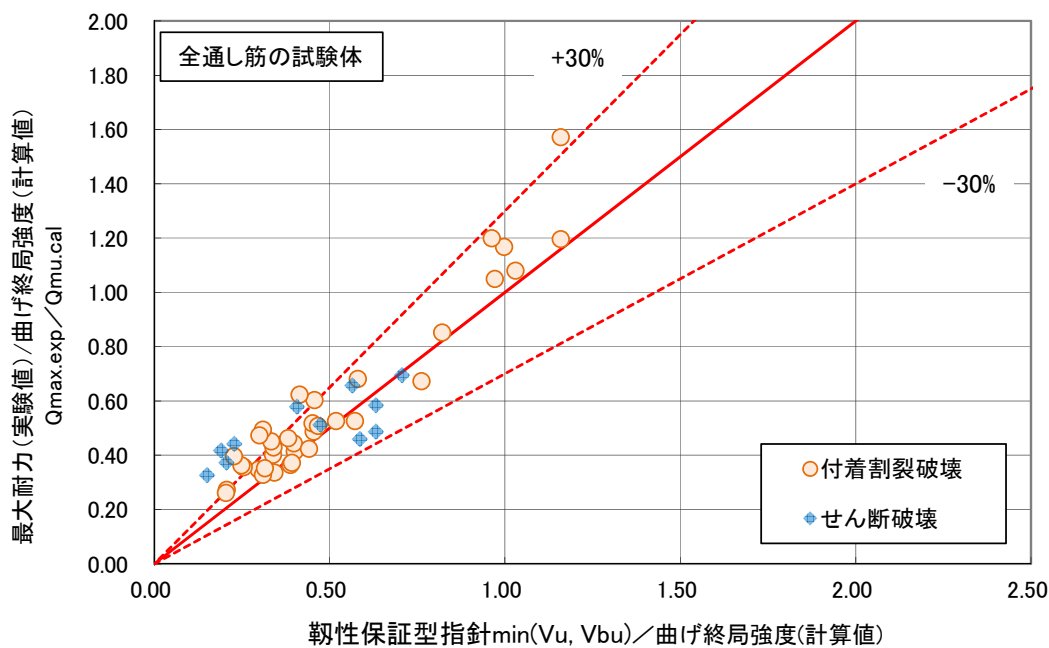


図 3.7.13 靱性指針式  $V_{bu}$  (3.7.9~13) 式と実験値の比較：全通し筋の試験体

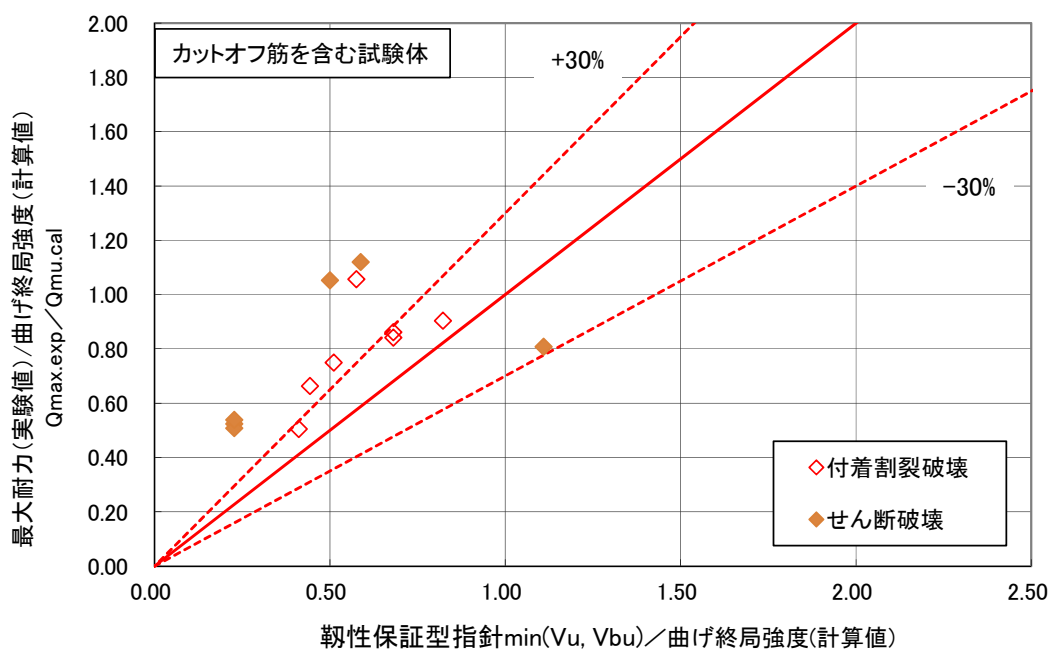


図 3.7.14 靱性指針式  $V_{bu}$  (3.7.9~13) 式と実験値の比較：カットオフ筋を含む試験体

第3章 梁部材

2) 付着強度

RC 規準  $Kfb$  (3.7.1) 式と靱性指針式  $\tau_{bu}$  (3.7.7~8) 式の比較を比較したものである。

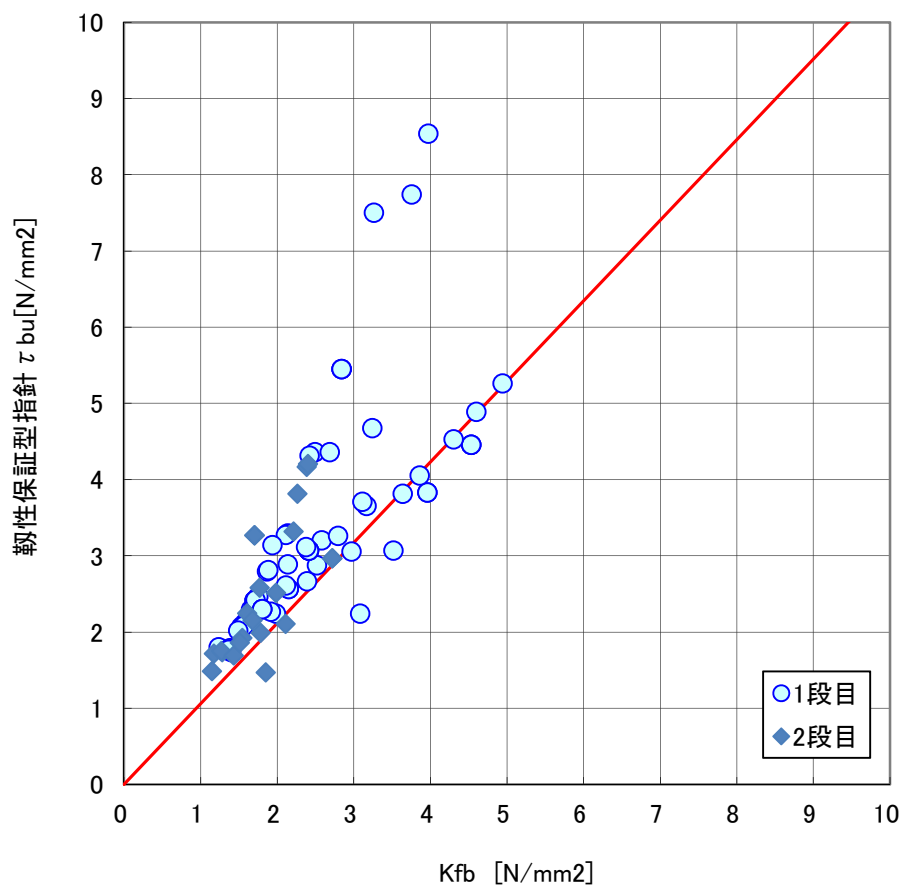


図 3.7.15 付着強度の比較 (RC 規準  $Kfb$  と靱性指針式  $\tau_{bu}$  の比較)

3) 付着余裕度と最大せん断耐力

付着割裂破壊した試験体を対象に、付着余裕度と最大せん断耐力の実験値との関係を、通し筋とカットオフ筋のそれぞれについて示した。通し筋は、1段目と2段目で付着余裕度が小さいほうを採用した。

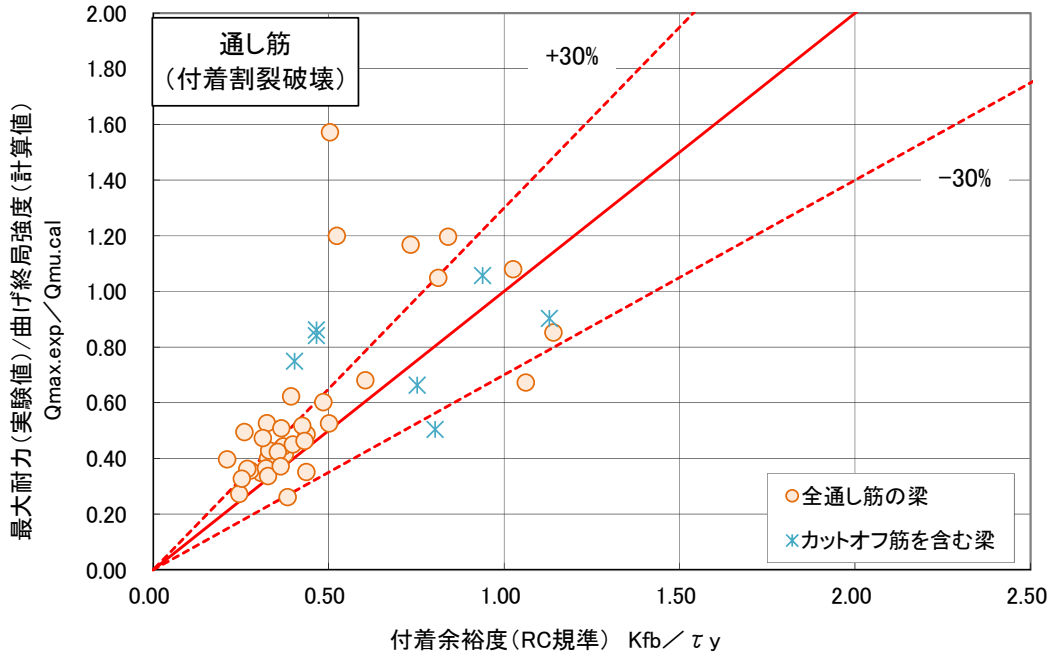


図 3.7.16 RC 規準の付着余裕度と実験値：通し筋（付着割裂破壊）

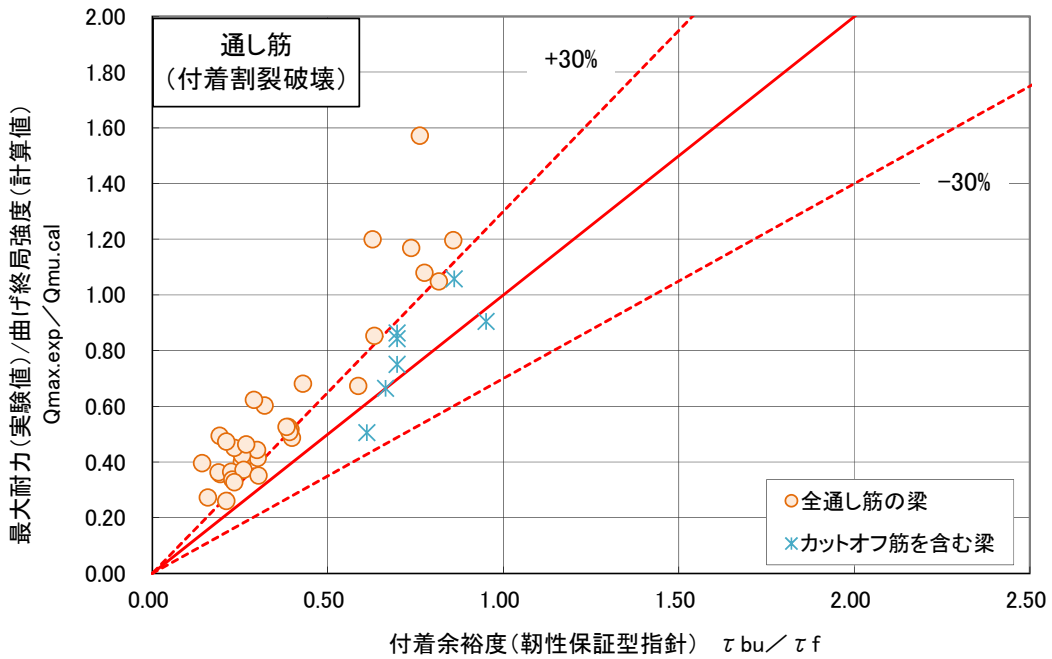


図 3.7.17 靱性指針の付着余裕度と実験値：通し筋（付着割裂破壊）

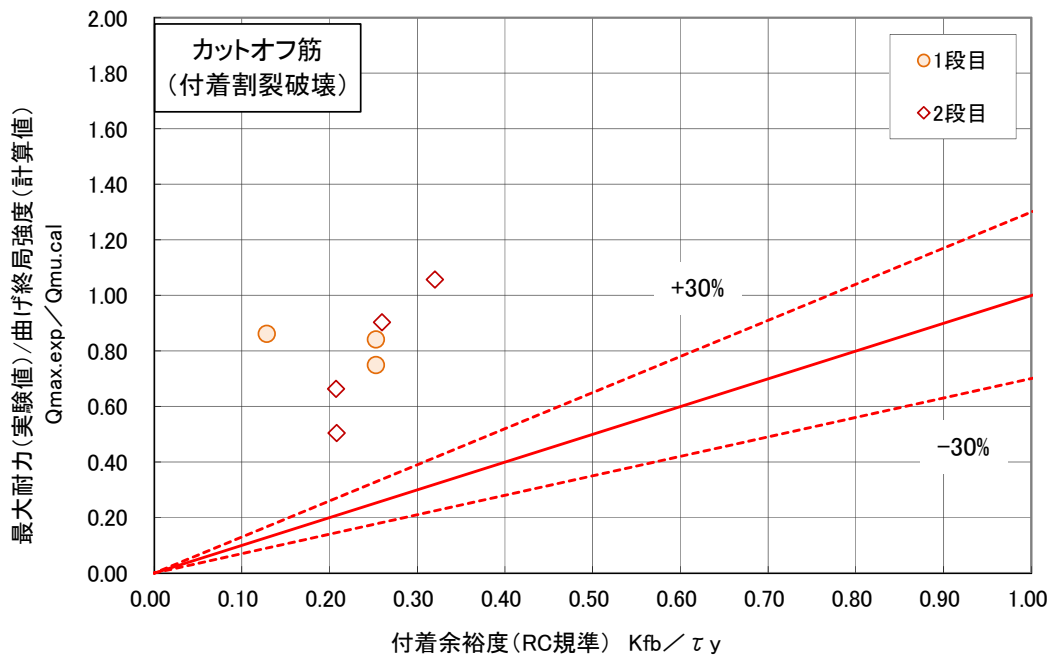


図 3.7.18 RC の付着余裕度と実験値：カットオフ筋（付着割裂破壊）

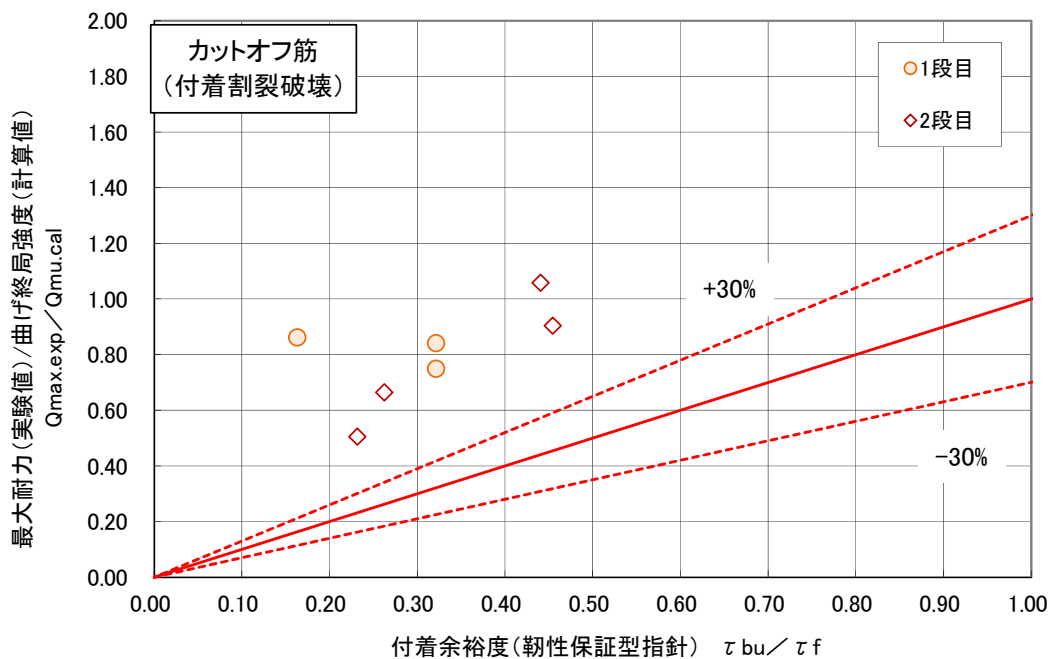


図 3.7.19 靱性指針の付着余裕度と実験値：カットオフ筋（付着割裂破壊）

4) せん断スパン比と付着余裕度

せん断スパン比と付着余裕度（RC 規準および靱性指針式）を示す。全通し配筋の梁を対象とし、付着余裕度は1段目と2段目の値で小さいほうを採用した。

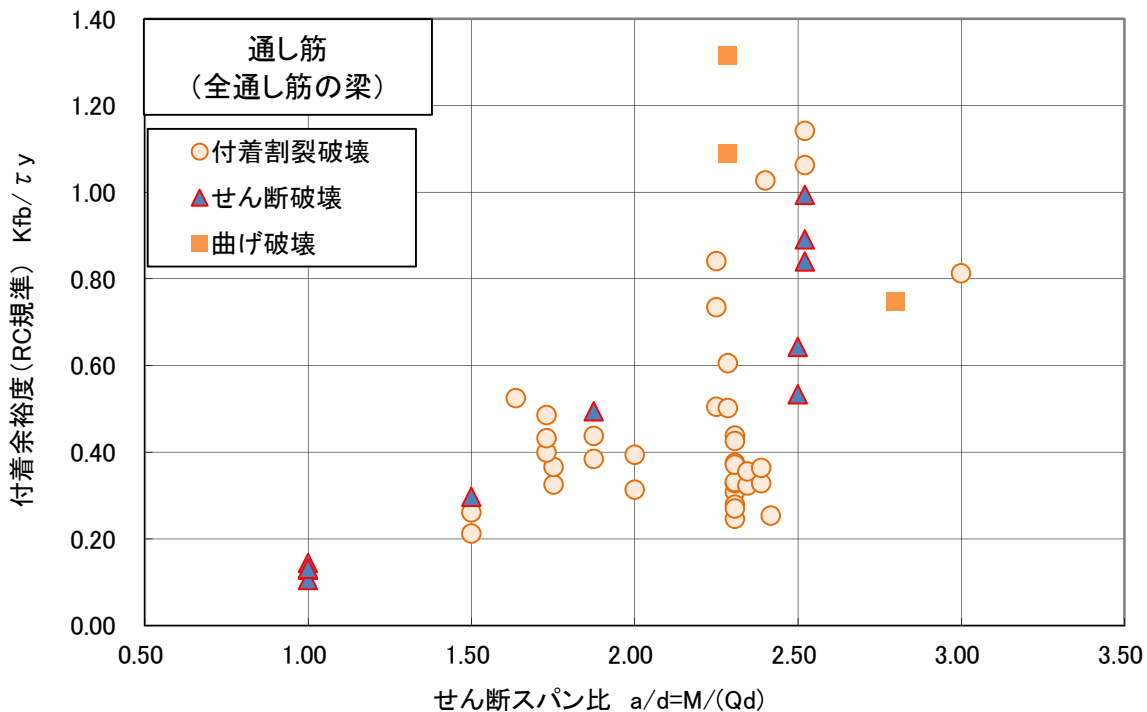


図 3.7.20 せん断スパン比と付着余裕度（RC 規準）の関係

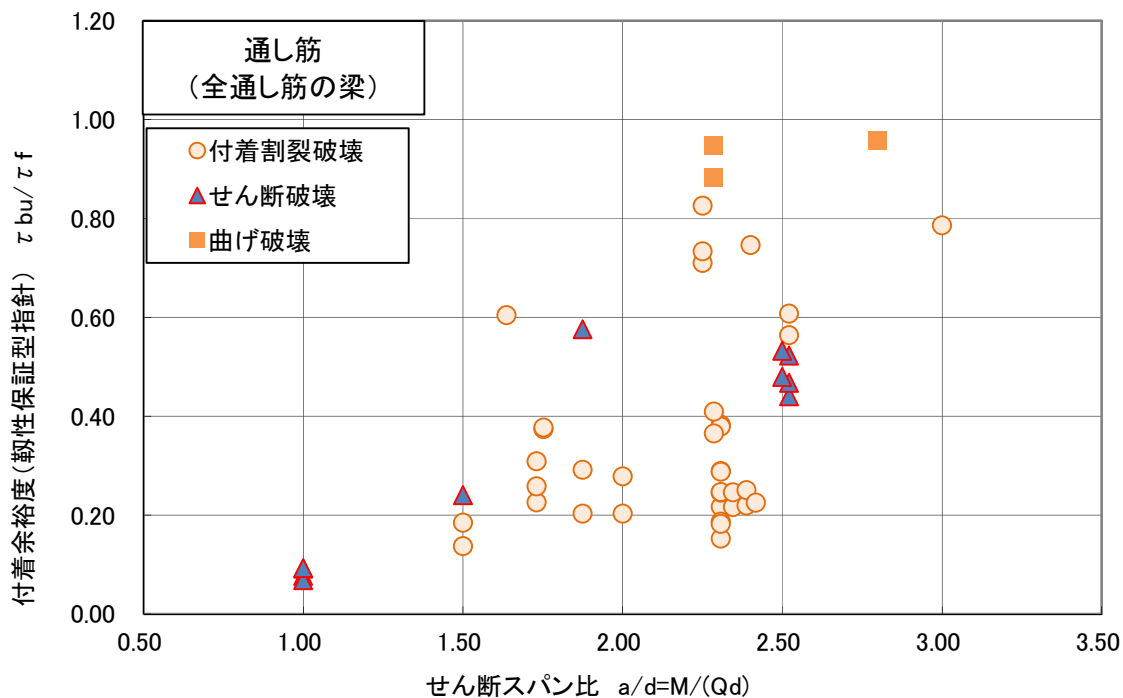


図 3.7.21 せん断スパン比と付着余裕度（靱性保証型指針）の関係

## 第3章 梁部材

### 3.7.6 まとめ

#### 1) セン断強度

荒川式  $0.068Q_{su}$  と実験値を比較すると、カットオフ筋を含む試験体は全通し筋の試験体に比べてばらつきが大きいものの、比較的良い対応を示した。靱性指針式  $V_{bu}$  と実験値との対応も同様であるが、荒川式に比べてばらつきが大きい。いずれの計算値との比較でも、付着割裂破壊した試験体とせん断破壊した試験体によって精度の差はほぼ見られない。

#### 2) 付着強度

付着強度は、RC 規準に比べて靱性指針式のほうが高い傾向があり、1 段目と 2 段目の両方で同様であった。特に、中子筋を有する試験体は靱性指針式のほうが高い傾向が見られた。

#### 3) 付着余裕度と最大せん断耐力

通し筋について、RC 規準および靱性指針式による付着余裕度と、曲げ終局強度に対する最大せん断耐力実験値に比率の間には、正の相関が見られた。ばらつきは RC 規準のほうが大きかったが、靱性指針式のほうはカットオフ筋が含まれる梁では同じ付着余裕度でも発揮される耐力が小さい傾向があった。これは、周囲鉄筋のカットオフによって通し筋の付着応力度が増大する影響が考慮されていないためである。

今回対象とした試験体のカットオフ筋については、付着余裕度が 0.5 未満でも曲げ強度の 80% 以上の耐力を発揮していた。

#### 4) セン断スパン比と付着余裕度

付着余裕度とせん断スパン比の関係をみると、付着割裂破壊とせん断破壊の試験体は右肩上がりの傾向があり、付着余裕度がかなり低い試験体でもせん断破壊が先行している。また、せん断スパン比が小さく付着余裕度が 0.6 以上の試験体がほぼ無いことがわかる。せん断スパン比が小さい梁では、付着応力度の要求値が過度に大きくなる傾向にあり、付着余裕度を上げるには主筋径を細くするなどの配筋が必要となるが、そのような配筋では曲げ降伏が先行する梁になりやすい。主筋量を確保すると、せん断破壊が先行する梁になることが考えられ、図 3.7.19~20 では、せん断スパン比 1.5 以下の試験体では付着余裕度 0.3 以下でもせん断破壊しており、これらの試験体はせん断計算強度を発揮している。



### 3.8 まとめ

一連の検証結果から以下の知見が得られた。

- 1) 実験データは、さらなる吟味が必要であると考えられる。特に試験方法などによっては、片側の破壊によって、実験データの荷重-変形関係が片側の破壊のみでデータが支配的になってしまう場合があるため、曲げ降伏後の塑性変形を検討するデータとしては、平行機構を有するダブルカーバチャータイプの構造実験が必須となると考えられる。
- 2) 弾性剛性は、試験体長さの設定（内法ながさ、剛域入り込みなど）の定義を明確にする必要がある。元々、剛域入り込みの概念は、弾性剛性の実験値が計算値から大きく乖離することに加え、少なからず接合部変形なども考慮して定められている。今後の実験データにおいては、どのような定義によって勘案するかのルール付けを行う必要があると考えられる。実質的には、非試験区間にも着目した基本的な構造実験データの作り込みも検討する必要があると考えられる。
- 3) 曲げ終局強度は、現行の基準式は、十分な精度を有していることが分かった。しかしながら、降伏点剛性の評価については、せん断スパン比が 2.0 未満の時に推定精度がよくないことが分かった。今後は、評価式自体が不連続性を持っていることを解決する必要があると考えられる。便宜的な 2 式の平均による式の不連続性を緩和するなどの措置も、構造設計においては重要であると考えられる。
- 4) せん断強度については、現行技術基準解説書で示されている評価式が適切であることを確認した。
- 5) せん断強度について、荒川式  $0.068 Q_{su}$  と実験値を比較すると、カットオフ筋を含む試験体は全通し筋の試験体に比べてばらつきが大きいものの、比較的良い対応を示した。靱性指針式  $V_{bu}$  と実験値との対応も同様であるが、荒川式に比べてばらつきが大きい。いずれの計算値との比較でも、付着割裂破壊した試験体とせん断破壊した試験体によって精度の差はほぼ見られない。
- 6) 付着強度については、RC 規準に比べて靱性指針式のほうが高い傾向があり、1 段目と 2 段目の両方で同様であった。特に、中子筋を有する試験体は靱性指針式のほうが高い傾向が見られた。
- 7) 付着余裕度と最大せん断耐力について、通し筋については、RC 規準および靱性指針式による付着余裕度と、曲げ終局強度に対する最大せん断耐力実験値に比率の間には、正の相関が見られた。ばらつきは RC 規準のほうが大きかったが、靱性指針式のほうはカットオフ筋が含まれる梁では同じ付着余裕度でも発揮される耐力が小さい傾向があった。これは、周囲鉄筋のカットオフによって通し筋の付着応力度が増大する影響が考慮されていないためである。
- 8) 今回対象とした試験体のカットオフ筋については、付着余裕度が 0.5 未満でも曲げ強度の 80%以上の耐力を発揮していた。
- 9) せん断スパン比と付着余裕度の関係を見ると、付着割裂破壊とせん断破壊の試験体は右肩上がりの傾向があり、付着余裕度がかなり低い試験体でもせん断破壊が先行している。また、せん断スパン比が小さく付着余裕度が 0.6 以上の試験体がほぼ無いことがわかる。せん

### 第3章 梁部材

断スパン比が小さい梁では，付着応力度の要求値が過度に大きくなる傾向にあり，付着余裕度を上げるには主筋径を細くするなどの配筋が必要となるが，そのような配筋では曲げ降伏が先行する梁になりやすい。主筋量を確保すると，せん断破壊が先行する梁になることが考えられ，図 3.7.19～20 では，せん断スパン比 1.5 以下の試験体では付着余裕度 0.3 以下でもせん断破壊しており，これらの試験体はせん断計算強度を発揮している。

### 3.9 参考文献

- [3-1] 青山博之, 平石久廣, 榊田佳寛, 阿部道彦, 塩原等, 上之菌隆志, 勅使川原正臣, 野口博, 藤谷秀雄: 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発, 建築研究報告 No.139, 2001, 国土交通省建築研究所
- [3-2] 室田達郎, 青山博之, 平石久廣: NewRC プロジェクトの経緯および概要, コンクリート工学, 6-10, 1994
- [3-3] 東洋一: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その1・全体計画とその経過), 日本建築学会大会学術講演梗概集. 構造系 48(構造), 1413-1414, 1973-10
- [3-4] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1997
- [3-5] 鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, 1990
- [3-6] 平成 22 年度建築基準整備促進事業 調査事項 27-1 長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造報告書, 国土交通省, 2011.4
- [3-7] 石川裕次, 田邊裕介, 宮内靖昌, 木村秀樹, 前田匡樹, 福山洋: 多数回繰り返し外力を受ける鉄筋コンクリート造柱の耐震性能(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2011.8
- [3-8] 石川裕次, 木村秀樹: 高軸力が作用する高強度 RC 柱部材の平面保持仮定成立の限界点, 日本建築学会構造系論文集, No.595, pp.87-91, 2005.9
- [3-9] 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会: 2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2007
- [3-10] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010, 2010
- [3-11] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1991, 1991
- [3-12] M.J.N, Priestly, R.Park: Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading, ACI Structural Journal, pp61-76, January-February, 1987
- [3-13] 菅野俊介: 鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究 - 曲げ降伏する梁, 柱および無開口耐震壁の強度と剛性に関する実験的研究 -, コンクリートジャーナル, Vol.11, No.2, pp.1-9, 1973.2
- [3-14] 石川裕次, 濱本学, 小谷俊介, 青山博之: 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集, Vol.14, No.2, 1992

### 3.10 試験体の引用文献

#### 曲げ降伏先行型

- [3-15] 磯健一, 東洋一: 鉄筋コンクリート造はりの補修に関する実験的研究, コンクリート工学年次講演会論文集, Vol.2, pp.313-316, 1980.5
- [3-16] 坂田弘安, 林静雄, 和田章, 黒正清治: 軸方向変形の拘束効果を考慮した鉄筋コンクリートはりの弾塑性性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, No.380, pp.45-55, 1987.10
- [3-17] 檜貝勇, 二羽淳一郎, 岡村雄樹: 曲げ降伏後にせん断破壊する RC 部材の破壊メカニズムに関する考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.9, No.2, pp.329-334, 1987.6
- [3-18] 早川幸考, 島崎和司: 短スパン梁の靱性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.12, No.2, pp.179-184, 1990.6
- [3-19] 市川敦史, 菅野俊介, 長島俊雄, 木村秀樹: 高強度コンクリートと高強度主筋を用いた梁の実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.215-220, 1990.6
- [3-20] 中沢淳, 塚本尚由, 倉本洋, 南宏一: 繰り返し曲げせん断を受ける 13000 キロ級の高強度せん断補強筋を用いた RC 梁のせん断および付着割裂破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.221-226, 1990.6
- [3-21] 望月重, 川辺祥一, 遠藤幸雄: プレキャスト梁端部の滑り性状に関する実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.459-464, 1992.5
- [3-22] 岡本公夫, 渡辺茂雄, 張愛暉, 田中恭哉: 逆 T 形埋設型枠を用いた T 形梁の曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.723-728, 1992.5
- [3-23] 中岡章郎, 入江貴弘, 河本純, 益尾潔: 曲げ降伏型鉄筋コンクリート部材の変形性能に及ぼすせん断補強筋の加工形式の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.937-942, 1992.5
- [3-24] 嘉村武浩, 大水敏弘, 小谷俊介, 青山博之: 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
- [3-25] 中野克彦, 松崎育弘, 井手文雄: 水平打ち継ぎを有する RC 梁部材の曲げせん断性状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.641-646, 1993
- [3-26] 石川裕次, 木村秀樹, 長嶋俊雄, 菅野俊介: 短スパン梁の強度と靱性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.16, No.2, pp.341-346, 1994
- [3-27] 石渡康弘, 林郁夫, 森本仁, 松崎育弘: 鉄筋コンクリート造有孔梁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.16, No.2, pp.395-400, 1994
- [3-28] 笹谷輝勝, 吉野次彦, 小林克己, 野田宗生: 機械式継手を有する RC 部材の集約せん断補強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.16, No.2, pp.533-538, 1994
- [3-29] 大淵英夫, 松崎育弘, 中野克彦, 飯田良春: プレキャスト鉄筋コンクリート造基礎梁部材の曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, pp.853-858, 1994
- [3-30] 古川淳, 塩原等, 岡功治: 鉄筋コンクリート部材の変形性能に及ぼす鉄筋の降伏比の影響 EFFECT OF YIELD STRENGTH RATIO OF LONGITUDINAL REINFORCING

- BARS ON DEFOMABILITY OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS, 日本建築学会構造系論文集, No.476, pp.129-137, 1995.10
- [3-31] 中野克彦, 松崎育弘, 佐々木勇, 松谷輝雄: 高強度材料を用いたプレキャスト RC 有孔梁の変形性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.17, No.2, pp.213-218, 1995
- [3-32] 笹谷輝勝, 吉野次彦, 入澤郁雄: プレキャスト型枠を用いた梁の力学的性状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.17, No.2, pp.219-224, 1995
- [3-33] 牧田敏郎, 伊藤倫顕: プレキャスト型枠を用いた梁の構造性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.225-230, 1995
- [3-34] 小林信子, 柏崎隆志, 野口博: RC 梁の曲げ降伏後のせん断劣化に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.571-576, 1995
- [3-35] 永井覚, 加藤友康, 別所佐登志: 高強度材料を使用した高層 RC 造短スパン梁の実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.583-588, 1995
- [3-36] 前田匡樹, 有菌祐介, 幸村信行: 鉄筋コンクリート梁部材の変形評価法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.19, No.2, pp.861-866, 1997.7
- [3-37] 新具誠次, 松崎育弘, 中野克彦, 蔵谷幸憲: アフターボンド工法を用いた PRC 大梁の耐震持性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.20, No.3, pp.727-732, 1998
- [3-38] 田中礼治 鳩山順夫 但木幸男 西浦範昭 大芳賀義喜: 再生コンクリートを用いた鉄筋コンクリート構造に関する研究 (その1 はり部材の曲げ, せん断, および付着破壊に関する実験) A STUDY ON RC STRUCTURES USED THE RECYCLED AGGREGATE CONCRETE (Part 1 Experiments of beams for flexural, shear and bond failure), 日本建築学会構造系論文集, No.518, pp.79-86, 1999.4
- [3-39] 李楨允, 渡邊史夫: 繰り返し曲げせん断を受ける RC 梁の変形能力予測法 THE PREDICTION OF DUCTILITY OF RC BEAMS UNDER REVERSED CYCLIC SHEAR AND FLEXURE, 日本建築学会構造系論文集, No.520, pp.93-100, 1999
- [3-40] 中野克彦, 松崎育弘: 水平打ち継を有する RC 梁部材のせん断補強筋が構造特性に及ぼす影響とせん断伝達性能, 日本建築学会構造系論文集, No.528, pp.121-128, 2000.2
- [3-41] 中野克彦, 松崎育弘, 鈴木基晴, 福本晃治: ハーフプレキャスト RC 部材の打ち継ぎ部のせん断伝達性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.533, pp.135-142, 2000.7
- [3-42] 衣笠秀行, 野村設郎: 曲げ降伏後の大変形繰り返し载荷を受ける RC 梁部材のスリップ域における横方向歪蓄積により発生する破壊のメカニズム, 日本建築学会構造系論文集, No.538, pp.147-153, 2000.12
- [3-43] 田中昭洋, 菊池健児, 吉村浩二: 型枠コンクリートブロック造建物における RC 造壁梁の耐震性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.493-498, 2000
- [3-44] 渡辺英義, 是永健好, 中野克彦, 松崎育弘: 曲げ降伏後にせん断破壊する RC 梁部材の靱性評価に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, No.560, pp.161-168, 2002.10

### 第3章 梁部材

- [3-45] 勝亦一成, 四十万智博, 前田匡樹, 丹羽直幹: エネルギー吸収型境界梁の復元力特性に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.373-378, 2003.7
- [3-46] 金子洋, 楠原文雄, 塩原等: 動的繰返し载荷を受ける鉄筋コンクリート片持ち梁の変形能に及ぼす载荷速度とせん断力の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.313-318, 2004
- [3-47] 千田啓吾, 石飛直樹, 杉山智昭, 松崎育弘: 超高強度コンクリート (150MPa 級) 梁部材の構造性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.379-384, 2004
- [3-48] 川野翔平, 齊藤弘幸, 香取慶一, 林静雄: 超高強度コンクリートを使用した RC 部材のせん断伝達メカニズムに関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.643-648, 2006
- [3-49] 寺井雅和, 南宏一: 高延性材料を主筋とする鉄筋コンクリート部材の耐震性向上に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.739-744, 2006
- [3-50] 堀田久人, 浅野貴文: 鉄筋の継手不良が RC 部材の構造性能に及ぼす影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.607-612, 2009
- [3-51] 高橋典之, 高橋絵里, 中埜良昭: 鉄筋コンクリート部材のひび割れ量推定モデルの検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.859-864, 2009
- [3-52] 向井智久, 高橋俊之, 濱田真, 菊田繁美: 多数回繰返し変形を受ける端部固定度の異なる RC 造梁部材の劣化性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.241-246, 2010.6
- [3-53] 久田昌典, 今川祐樹, 林静雄, 篠原保二: 高強度 RC 梁部材の曲げ降伏後のせん断破壊に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.775-780, 2010.6
- [3-54] 杉本 訓祥, 増田安彦, 津田和明, 勝俣英雄: 鉄筋コンクリート梁部材の多数回繰返し载荷時の挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.241-246, 2011.7
- [3-55] 都祭弘幸, 平石久廣, 二宮大樹, 升谷桂輔, 佐古智昭: 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造梁の補修性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77, No.673, pp.417-426, 2012.3
- [3-56] 渡辺義仁, 六車熙, 渡辺史夫, 松谷輝雄, 石田潤一郎, 横山浩明, 井川望, 安藤邦彦: 超高層鉄筋コンクリート住宅の耐震設計 (3)はり部材実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.327-328, 1987.10
- [3-57] 森裕重, 六車熙, 渡辺史夫, 松谷輝雄, 石田潤一郎, 横山浩明, 黒木安男, 清水秀夫: 超高層鉄筋コンクリート住宅における構造実験 (7) 主筋にSD50を用いたはり部材実験-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.333-334, 1987.10
- [3-58] 木村秀樹, 菅野俊介, 長嶋俊雄: 高強度コンクリート及び高強度横補強筋を用いた RC 部材の実験的研究 (その3) 短スパン梁の曲げせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.657-658, 1988.10
- [3-59] 岩倉知行, 白都滋: 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

### 第3章 梁部材

- [3-60] 辻田耕一, 多賀章, 川崎清彦, 渡辺朋之: 高層鉄筋コンクリート造建物の耐震性に関する研究 (その3) 有孔梁の曲げせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.419-420, 1989.10
- [3-61] 藤沢正視, 上之藺隆志, 竹内匡和, 村上秀夫: 高強度鉄筋コンクリートはりの靱性確保に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.277-278, 1990.10
- [3-62] 石川裕次, 濱本学, 小谷俊介, 青山博之: 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
- [3-63] 古川淳, 藤井栄, 藤谷秀雄, 藤澤正視: 高強度鉄筋コンクリート梁の付着割裂破壊, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.547-552, 1992
- [3-64] 田中礼治, 笠松照親, 但木幸男, 飯塚信一, 大芳賀義喜, 塩川真: HHRC 構造に関する研究 (その5 中型梁実験の概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.439-440, 1992.8
- [3-65] 大屋戸理明, 園部泰寿, 藤沢正視, 金久保利之: 高強度電炉鉄筋の開発に関する研究 (その6: 梁の靱性能に関する研究), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.505-506, 1992.8
- [3-66] 辻田耕一, 山本憲一郎, 川崎清彦, 今野修: 鉄筋コンクリート造合成ばりの力学性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.619-620, 1993.9
- [3-67] 飯塚正義, 八木敏行, 石原利江子, 益尾潔: ヒンジゾーンに開口を設けたハーフプレキャスト鉄筋コンクリート梁の耐震性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.16, No.2, pp.389-394, 1994
- [3-68] 矢下伸之, 石渡康弘, 市川昌和, 森本仁, 森井孝, 松崎育弘: 鉄筋コンクリート有孔梁の変形能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.951-952, 1994.9
- [3-69] 衣笠秀行, 野村設郎: 正負繰返し履歴による曲げ降伏ヒンジの破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.5, No.2, pp.21-32, 1994.7
- [3-70] 衣笠秀行, 野村設郎: 正負繰返し履歴破壊とせん断破壊の破壊メカニズムの相違の検証, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.6, No.2, pp.85-97, 1995.7
- [3-71] 小森淳, 遠藤克彦, 荒木聡, 山中久幸, 小田稔: 鉄筋コンクリート造短スパンの構造性能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.481-482, 1995.8
- [3-72] 伊藤倫頭, 長稔, 松浦恒久, 戸田哲雄: 鉛直打継面を有する RC 造梁の実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.827-832, 1996
- [3-73] 幸村信行, 有藺祐介, 前田匡樹: 鉄筋コンクリート梁部材の降伏変形評価法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.303-304, 1997.9
- [3-74] 對比地健一, 周力, 高木仁之, 狩野芳一: 曲げ降伏後の二段配筋内側主筋付着割裂破壊, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.739-740, 1998.9
- [3-75] 木村秀樹, 菅野俊介, 長嶋俊雄: 高強度コンクリート及び高強度横補強筋を用いた RC 部材の実験的研究 (その3) 短スパン梁の曲げせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.657-658, 1988.9
- [3-76] 永坂具也, 古里健司: シングル配筋されたあばら筋を有する RC 梁, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.467-468, 2000.9

### 第3章 梁部材

- [3-77] 田中礼治, 三浦誠司, 大芳賀義喜: 再生コンクリートを用いた鉄筋コンクリート構造に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.127-134, 2001.1
- [3-78] 細矢博, 岡靖弘, 岸本剛, 浅野芳伸: 開孔を有する高強度 RC 梁の構造性能に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.355-356, 2001.9
- [3-79] 實祖融, 小谷俊介, 森本敏幸, 五十嵐治人, 駿河良司, 山本憲一郎, 渡辺朋之, 岩倉知行: ヒンジ領域に開孔を設けた RC 梁のせん断耐力に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.221-224, 2002.8
- [3-80] 鈴木麻悠美, 松崎育弘, 平野直人, 太田勉, 中野克彦, 許斐光生: 高強度せん断補強筋を用いた RC 梁部材の構造性能に関する実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.253-258, 2002.8
- [3-81] 金子洋, 金子貴司, 小谷俊介, 塩原等: せん断余裕度と載荷速度が鉄筋コンクリート部材の靱性に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.301-304, 2002.8
- [3-82] 千田啓吾, 中野克彦, 石飛直樹, 松崎育弘, 平野直人: RC 梁部材におけるせん断補強筋の配筋がせん断・付着性状に及ぼす影響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.77-78, 2003.9
- [3-83] 衣笠秀行, 野村設郎: 大変形繰り返し載荷を受ける RC 梁部材の曲げ降伏後のせん断破壊の発生メカニズムに関するエラー・カタストロフィの視点からの考察, 日本建築学会構造系論文集, No.593, pp.111-119, 2005.7
- [3-84] 黒木光博, 塩原等: 曲げ降伏後にせん断破壊する鉄筋コンクリート梁部材の耐力低下に関する考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.289-290, 2006.9
- [3-85] 大変形下における鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する資料集 (その 3), 建築研究資料, No.21, 1978.2

#### せん断破壊型

- [3-S1] 大野和男, 柴田拓二, 服部高重, 城攻, 荒井康幸, 青山久男: 動的繰返荷重を受ける鉄筋コンクリート梁の抵抗性状, 構造工学論文集, Vol.22, pp.47-54, 1976
- [3-S2] 小島克朗: 鉄筋コンクリート壁体の二軸曲げせん断強度に関する研究: 第一報二軸曲げせん断実験の概要, 日本建築学会論文報告集, No.285, pp.71-79, 1979.11
- [3-S3] 松崎育弘, 別所佐登志, 福島稔, 畠本斉: 高強度コンクリートを用いた柱及びはり部材のせん断耐力, コンクリート工学年次講演会論文集, Vol.8, pp.813-816, 1986.6
- [3-S4] 奥出久人, 新田隆雄, 狩野芳一: せん断補強筋の強度が RC 梁のせん断耐力に及ぼす影響について, コンクリート工学年次講演会論文集, Vol.10, No.3, pp.623-628, 1988
- [3-S5] 高木仁之, 奥出久人, 新田隆雄: 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講演会論文集, Vol.11, No.2, pp.75-80, 1989
- [3-S6] 中沢淳, 塚本尚由, 倉本洋, 南宏一: 繰り返し曲げせん断を受ける 13000 キロ級の高強度せん断補強筋を用いた RC 梁のせん断および付着割裂破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.221-226, 1990.6
- [3-S7] 仲地唯治, 牧田敏郎, 松浦恒久, 戸田哲雄: X 形主筋比の異なる短スパン梁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.13, No.2, pp.309-314, 1991



### 第3章 梁部材

- [3-S8] 小林克巳, 伊部創一: RC はりの集約せん断補強効果に関する実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.245-250, 1992.5
- [3-S9] 石川裕次, 濱本学, 小谷俊介, 青山博之: 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, 1992.5
- [3-S10] 楊辞冬, 津村浩三, 芳村学: 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
- [3-S11] 中澤淳, 三原重郎, 益尾潔, 南宏一: 高強度開孔補強筋を用いた RC 有孔梁のせん断破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.293-298, 1993
- [3-S12] 西浦範昭, 槇谷栄次, 新藤健太: 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抵抗に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.461-466, 1993
- [3-S13] 三橋博巳, 広沢雅也, 清水泰: 高強度コンクリートを用いた RC 造有孔梁のせん断補強方法, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.731-736, 1993
- [3-S14] 前口剛洋, 出光隆, 山崎竹博, 渡辺明: 簡易補強材を用いた RC 造有孔梁補強方法の改善についての実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, pp.383-388, 1994
- [3-S15] 大淵英夫, 松崎育弘, 中野克彦, 飯田良春: プレキャスト鉄筋コンクリート造基礎梁部材の曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, pp.853-858, 1994
- [3-S16] 小林信子, 柏崎隆志, 野口博: RC 梁の曲げ降伏後のせん断劣化に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.571-576, 1995
- [3-S17] 山本俊彦, 豊田将文: 高強度開孔補強金物を用いた鉄筋コンクリート造有孔梁のせん断耐力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.17, No.2, pp.625-630, 1995
- [3-S18] 山邊周志, 野村設郎, 衣笠秀行: 高強度せん断補強筋を用いたはり部材のせん断ひび割れ特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.623-628, 1996.7
- [3-S19] アグッサリム, 角徹三, 松野一成: 高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗性状, 日本建築学会構造系論文集, Vol.76, No.497, pp.123-131, 1997.7
- [3-S20] 對比地健一, 増田浩之, 高木仁之, 狩野芳一: 二段配筋された梁部材の付着割裂破壊, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.615-620, 1997.7
- [3-S21] 西浦範昭, 笠松照親, 但木幸男, 田中礼治: 再生コンクリートを用いた鉄筋コンクリートはり部材に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.2, pp.1081-1086, 1998
- [3-S22] 蔵谷幸憲, 福山洋, 中野克彦, 松崎育弘: 高靱性型セメント系複合材料を用いた梁部材の構造性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.511-516, 1999
- [3-S23] 文野正裕, 幸村信行, 前田匡樹, 壁谷澤寿海: 軸方向変形拘束を受ける RC 梁部材の挙動に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.517-522, 1999

### 第3章 梁部材

- [3-S24] 田中礼治, 鳩山順夫, 但木幸男, 西浦範昭, 大芳賀義喜: 再生コンクリートを用いた鉄筋コンクリート構造に関する研究 (その1 はり部材の曲げ, せん断, および付着破壊に関する実験) A STUDY ON RC STRUCTURES USED THE RECYCLED AGGREGATE CONCRETE (Part 1 Experiments of beams for flexural, shear and bond failure), 日本建築学会構造系論文集, No.518, pp.79-86, 1999.4
- [3-S25] 中野克彦, 松崎育弘: 水平打ち継ぎを有する RC 梁部材のせん断補強筋が構造特性に及ぼす影響とせん断伝達性能, 日本建築学会構造系論文集, No.528, pp.121-128, 2000.2
- [3-S26] 金吉熙, 吉田章彦, 佐藤裕一, 藤井栄: せん断スパン, 配筋の変化が RC 梁のせん断耐力と付着耐力に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.307-311, 2001
- [3-S27] 笠原美幸, 松崎育弘, 中野克彦: 高靱性型セメント系複合材料を用いた梁, 柱部材の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No.553, pp.89-95, 2002.3
- [3-S28] 島崎和司, 熊谷仁志, 北村佳久: 高耐力短スパン RC 梁に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.52B, pp.285-290, 2006.3

#### 付着破壊型

- [3-B1] 中沢淳, 塚本尚由, 倉本洋, 南宏一: 繰り返し曲げせん断を受ける 13000 キロ級の高強度せん断補強筋を用いた RC 梁のせん断および付着割裂破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.221-226, 1990.6
- [3-B2] 松原洋志, 高木仁之, 狩野芳一: 二段配筋された RC 梁の付着割裂破壊, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13, No.2, pp.151-156, 1991
- [3-B3] 古川淳, 藤井栄, 藤谷秀雄, 藤沢正視: 高強度鉄筋コンクリート梁の付着割裂破壊, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.547-552, 1992.5
- [3-B4] 大屋戸理明, 金久保利之, 藤沢正視, 園部泰寿: 2 段配筋を有する鉄筋コンクリート梁の付着性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.187-192, 1993
- [3-B5] 松野一成, 角徹三: 正負繰り返し荷重を受ける高強度 RC はりのせん断抵抗性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, pp.497-502, 1994
- [3-B6] 永井覚, 加藤友康, 別所佐登志: 高強度材料を使用した高層 RC 造短スパン梁の実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.583-588, 1995
- [3-B7] 小前健太郎, 細川洋治, 塩原等, 小谷俊介: 束ね鉄筋を有する RC 梁の付着性状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.18, No.2, pp.491-496, 1996.7
- [3-B8] 對比地健一, 増田浩之, 高木仁之, 狩野芳一: 二段配筋された梁部材の付着割裂破壊, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.615-620, 1997.7
- [3-B9] 田中礼治, 鳩山順夫, 但木幸男, 西浦範昭, 大芳賀義喜: 再生コンクリートを用いた鉄筋コンクリート構造に関する研究 (その1 はり部材の曲げ, せん断, および付着破壊に関する実験) A STUDY ON RC STRUCTURES USED THE RECYCLED AGGREGATE CONCRETE (Part 1 Experiments of beams for flexural, shear and bond failure), 日本建築学会構造系論文集, No.518, pp.79-86, 1999.4

### 第3章 梁部材

- [3-B10] 蔵谷幸憲, 福山洋, 中野克彦, 松崎育弘: 高靱性型セメント系複合材料を用いた梁部材の構造性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.511-516, 1999
- [3-B11] 文野正裕, 幸村信行, 前田匡樹, 壁谷澤寿海: 軸方向変形拘束を受ける RC 梁部材の挙動に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.517-522, 1999
- [3-B12] 金吉熙, 吉田章彦, 佐藤裕一, 藤井栄: せん断スパン, 配筋の変化が RC 梁のせん断耐力と付着耐力に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.307-312, 2001
- [3-B13] 田中礼治, 三浦誠司, 大芳賀義喜: 再生コンクリートを用いた鉄筋コンクリート構造に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.539, pp.127-134, 2001.1
- [3-B14] 鈴木麻悠美, 松崎育弘, 平野直人, 太田勉, 中野克彦, 許斐光生: 高強度せん断補強筋を用いた RC 梁部材の構造性能に関する実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.253-258, 2002.8
- [3-B15] 千田啓吾, 中野克彦, 石飛直樹, 松崎育弘, 平野直人: RC 梁部材におけるせん断補強筋の配筋がせん断・付着性状に及ぼす影響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.77-78, 2003.9

#### カットオフ筋

- [3-CF1] 中村雅彦, 別所佐登志, 加藤友康, 張愛暉: 高強度材料を用いた高層 RC 梁の曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.529-534, 1992.5
- [3-CF2] 鈴木幹夫, 平松和嗣, 斉藤賢二, 横田和伸: 高強度せん断補強筋を用いる RC 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.17, No.2, pp.577-582, 1995
- [3-CF3] 金吉熙, 吉田章彦, 佐藤裕一, 藤井栄: せん断スパン, 配筋の変化が RC 梁のせん断耐力と付着耐力に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.307-312, 2001
- [3-CF4] 濱田真, 石橋久義, 太田俊也, 木崎朗: カットオフ筋を有する基礎梁に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.337-342, 2001
- [3-CF5] 西村勝尚, 江戸宏彰, 高見信嗣, 大住和正: U字型プレキャスト部材を用い材端で全数縦重ね継手下梁部材に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No.577, pp.85-91, 2004.3
- [3-CF6] 辻田耕一, 多賀章, 川崎清彦, 渡辺朋之: 高層鉄筋コンクリート造建物の耐震性に関する研究 (その3) 有孔梁の曲げせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.419-420, 1989.10
- [3-CF7] 村本道哉, 柳瀬高仁, 浅見平夫: 高強度せん断補強筋を用いた RC 有孔梁の曲げせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.341-342, 1990.10
- [3-CF8] 吉岡智和, 張愛暉, 植竹伸一, 町田興弘: 高層 RC 構法「TOWERS-31」の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.775-776, 1996.9

スラブ付き

- [3-SL1] 狩野芳一, 若崎真志保: T型梁のせん断耐力に及ぼすせん断スパン比の影響, コンクリート工学年次講演会論文集, Vol.6, pp.485-488, 1984
- [3-SL2] 淵川正四郎, 市川昌和, 山崎利次, 川島俊一, 藤沢正視, 芳村学: T形ばりの靱性におよぼす助筋量の影響(その1 実験概要)高層壁式ラーメン構造に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.205-206, 1987.10
- [3-SL3] 奥勝幸, 藤井栄, 森田司郎: 鉄筋コンクリートT形梁の寸法効果, コンクリート工学年次講演会論文集, Vol.10, No.3, pp.675-680, 1988
- [3-SL4] 柳沢延房, 清水泰, 津村浩三, 藤原雅志: 高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート造T型ばりの強度と変形性能, コンクリート工学年次講演会論文集, Vol.10, No.3, pp.681-684, 1988
- [3-SL5] 高田博尾, 松崎育弘, 斉藤豊, 中沢春生: 打ち継ぎを有する鉄筋コンクリート造T形はり部材のせん断耐力に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, No.404, pp.41-49, 1989
- [3-SL6] 岡本公夫, 渡辺茂雄, 張愛暉, 田中恭哉: 逆T形埋設型枠を用いたT形梁の曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.723-728, 1992
- [3-SL7] 鈴木幹夫, 平松和嗣, 斉藤賢二, 横田和伸: 高強度せん断補強筋を用いるRC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.17, No.2, pp.577-582, 1995
- [3-SL8] 鈴木英之, 西原寛, 松本智夫, 田畑卓: 炭素繊維シートで補強されたT型断面の梁および柱のせん断性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.1183-1188, 1998
- [3-SL9] 塚越英夫, 神野靖夫, 池谷純一, 矢部喜堂: 炭素繊維シートとストランドによるT形梁のせん断補強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.21, No.3, pp.1531-1536, 1999
- [3-SL10] 濱田真, 斉藤大樹, 向井智久, 薬研地彰: 多数回繰返し変形を受けるスラブ付きRC梁部材の実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.223-228, 2009

3.7における参考文献

- [3.7-1] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準: 同解説, 2010
- [3.7-2] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999

3.7における試験体の引用文献

- [3.7-A1] 奥出久人, 新田隆雄, 狩野芳一: せん断補強筋の強度がRC梁のせん断耐力に及ぼす影響について, コンクリート工学年次論文集, Vol.10, No.3, pp.623-628, 1988
- [3.7-A2] 中村雅彦, 別所佐登志, 加藤友康, 張愛暉: 高強度材料を用いた高層RC梁の曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.14 No.2, pp.529-534, 1992
- [3.7-A3] 古川淳, 藤井栄, 藤谷秀雄, 藤沢正視: 高強度鉄筋コンクリート梁の付着割裂破壊, コ

### 第3章 梁部材

- ンクリート工学年次論文集, Vol.14, No.2, pp.547-552, 1992
- [3.7-A4] 松野一成, 角徹三, : 正負繰返し荷重を受ける高強度 RC はりのせん断抵抗性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.16, No.2, pp.497-502, 1994
- [3.7-A5] 小前健太郎, 細川洋治, 塩原等, 小谷俊介: 束ね鉄筋を有する RC 梁の付着性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.18, No.2, pp.491-496, 1996
- [3.7-A6] 對比地健一, 増田浩之, 高木仁之, 狩野芳一: 二段配筋された梁部材の付着割裂破壊, コンクリート工学年次論文集, Vol.19, No.2, pp.615-620, 1997
- [3.7-A7] 田中礼治, 鳩山順夫, 但木幸男, 西浦範昭, 大芳賀義喜: 再生コンクリートを用いた鉄筋コンクリート構造に関する研究 (その 1 はり部材の曲げ、せん断、および付着破壊に関する実験), 日本建築学会構造系論文集, No.518, pp.79-86, 1999.4
- [3.7-A8] 金吉熙, 吉田章彦, 佐藤裕一, 藤井栄: せん断スパン、配筋の変化が RC 梁のせん断耐力と付着耐力に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.307-311, 2001
- [3.7-A9] 渡辺健, 田所敏弥, 谷村幸裕, 黒川浩嗣: 逆対称曲げが作用したディープビームの破壊性状に関するせん断スパン比の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.691-696, 2007
- [3.7-A10] 篠原保二, 近藤慶一, 林静雄: 2 段目カットオフ筋の付着割裂補強方法, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.577-582, 2013
- [3.7-A11] 伊藤彩夏, 長谷川桂亮, 鈴木悠矢, 高橋之, 市之瀬敏勝: 2 段目主筋をカットオフした RC 梁主筋の付着割裂強度, 日本建築学会構造系論文集, No.690, pp.1477-1484, 2013.8
- [3.7-A12] 村上和久, 篠原保二, 河野進: カットオフ筋を有する二段目主筋の付着性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.391-396, 2014
- [3.7-A13] 鈴木悠矢, 長谷川桂亮, 高橋之, 市之瀬敏勝: 1 段配筋の一部をカットオフした RC 梁主筋の付着性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.409-414, 2014

