

第2章 構造実験データベースの概要

本章では、本資料において作成した構造実験データベースの概要を述べる。本資料で検討対象とした構造実験データは、**図 2.1** に示すように静的な水平方向の加力 V と一定の鉛直軸方向力 N を受ける試験体である。両端固定型と片持ち型の2つの加力方法による実験結果が含まれる。それぞれの加力方法によるモーメント図を、**図 2.1(a)**、及び、**図 2.1(b)** に示す。なお、図中の h は反曲点高さ（せん断スパン）を示す。

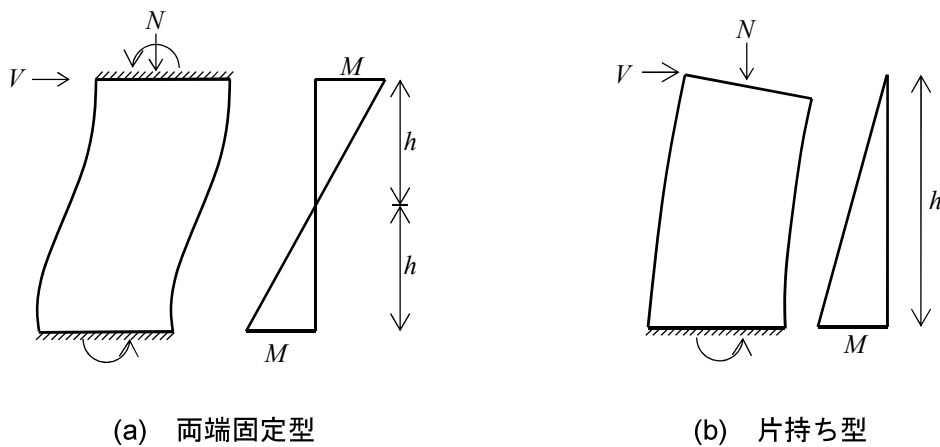


図 2.1 載荷図

2.1 構造実験データベースの構成

本資料で作成した構造実験データベースは、以下に示す A～C 列と D～AT 列の 43 項目から構成される。なお、本資料では、全ての試験体において、数値が示された共通因子のみ（組積造壁体、組積体については①組積体の圧縮強度 F_m のみが全壁試験体に共通する因子）を分析に用いた。

- A 列 「No.」 : 論文番号
(論文名等の詳細については、公開されている本データベース (7.7 節) の「List of Papers」を参照されたい。)
- B 列 「Specimen」 : 論文に記載されている試験体名
- C 列 「Mode」 : 「せん断破壊型 (S)」、「曲げせん断破壊型 (FS)」、「曲げ破壊型 (F)」
(1.4 節参照)

以下の 43 項目は、材料強度に関するもの (①②⑬⑮⑰⑲⑳㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳㊴㊵㊶㊷㊸㊹㊺㊻㊼㊽㊾㊿)、試験体諸元に関するもの (③④⑤⑥⑦⑧⑳㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳㊴㊵㊶㊷㊸㊹㊺㊻㊼㊽㊾㊿)、配筋等試験体詳細に関するもの (⑪⑫⑬⑭⑮⑯)、軸力に関するもの (⑨⑩㉑)、既往の評価式により求めた耐力に関するもの (④⑫⑬)、及び、実験値(㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳㊴㊵㊶㊷㊸㊹㊺㊻㊼㊽㊾㊿)に関するものに大別される。

- ① F_m (N/mm²) : 組積体の圧縮強度
- ② F_c (N/mm²) : コンクリートの圧縮強度
- ③ L (mm) : 試験体長さ
- ④ t (mm) : 壁厚
- ⑤ B (mm) : 柱幅
- ⑥ D (mm) : 柱せい
- ⑦ h (mm) : 反曲点高さ (せん断スパン)
- ⑧ A_w (mm²) : 全断面積
- ⑨ N (kN) : 軸力
- ⑩ σ_0 (N/mm²) : 軸応力度
- ⑪ $\sum a_t$ (mm²) : 引張鉄筋の全断面積 (RM)、柱主筋の全断面積 (FM)
- ⑫ p_{te} : 引張鉄筋比 (RM)、柱の主筋比 (FM)
- ⑬ σ_y (N/mm²) : 引張鉄筋の降伏強度 (RM)、柱主筋の降伏強度 (FM)
- ⑭ $\sum a_v$ (mm²) : 壁の縦補強筋の全断面積
- ⑮ σ_{vy} (N/mm²) : 壁の縦補強筋の降伏強度
- ⑯ p_{we} : 壁の横補強筋の鉄筋比
- ⑰ σ_{wy} (N/mm²) : 壁の横補強筋の降伏強度
- ⑱ $c p_w$: 柱の横補強筋比

- ⑱ σ_{cy} (N/mm²) : 柱の横補強筋の降伏強度
- ⑳ V_{max} (kN) : 最大耐力
- ㉑ τ_{max} (N/mm²) : 最大強度
- ㉒ R_{max} ($\times 10^{-3}$ rad.) : 最大強度時変形
- ㉓ R_u ($\times 10^{-3}$ rad.) : 限界変形
- ㉔ V_{cr} (kN) : ひび割れ耐力
- ㉕ τ_{cr} (N/mm²) : ひび割れ強度
- ㉖ τ_{cr}/F_m : 基準化ひび割れ強度
- ㉗ R_{cr} ($\times 10^{-3}$ rad.) : ひび割れ変形
- ㉘ V_y (kN) : 降伏耐力
- ㉙ τ_y (N/mm²) : 降伏強度
- ㉚ τ_y/F_m : 基準化降伏強度
- ㉛ R_y ($\times 10^{-3}$ rad.) : 降伏変形
- ㉜ τ_{max}/F_m : 基準化最大強度
- ㉝ $\sqrt{F_m}$: 組積体の見掛け上の引張強度を表す変数
- ㉞ h/L : せん断スパン比
- ㉟ A_c/A_w : 柱と壁の断面積比
- ㊱ σ_0/F_m : 軸応力度と組積体の圧縮強度の比
- ㊲ F_c/F_m : コンクリートと組積体の圧縮強度の比
- ㊳ $p_{te} \cdot \sigma_y/F_m$: 基準化引張鉄筋強度
- ㊴ $p_{we} \cdot \sigma_{wy}/F_m$: 基準化壁横補強筋強度
- ㊵ $c p_w \cdot \sigma_{cy}/F_m$: 基準化柱横補強筋強度
- ㊶ V_{su} (kN) : せん断耐力
- ㊷ V_{mu} (kN) : 曲げ耐力
- ㊸ τ_{su}/τ_{mu} : せん断強度と曲げ強度の比

①の組積体の圧縮強度 F_m とは、組積造を構成するレンガとモルタル目地からなる集合体を指し、目地を含む試験体を見掛けの断面積（⑧全断面積 A_w ）に対する平均圧縮応力度として求められ、間接的に目地の影響が含まれている。

㉝の組積体の見掛け上の引張強度を表す変数 $\sqrt{F_m}$ は、鉄筋コンクリート造梁の曲げひび割れ強度がコンクリートの圧縮強度の平方根を用いて評価されている（後述図 2.9 参照）ことから、この例に倣い、組積体の圧縮強度の平方根で表した。

本データベース構成項目のうち、特に、定義、算出方法等について確認が必要と思われるものについて、以下に説明を加える。式中の記号については、適宜、図 2.2 を参照されたい。なお、図 2.2 は片持ち型の場合（図 2.1(b)）を示す。

(1) 試験体諸元に関する項目について

全断面積 A_w は補強組積造 (RM) 壁では(2.1)式、枠組組積造 (FM) 壁では(2.2)式により算定した。

$$[\text{RM}] \quad A_w = L \times t \quad (2.1)$$

$$[\text{FM}] \quad A_w = (L - 2 \times D) \times t + 2 \times B \times D \quad (2.2)$$

A_w : 全断面積 (mm²)

L : 試験体長さ (mm)

t : 壁厚 (mm)

B : 柱幅 (mm)

D : 柱せい (mm)

(2) 配筋等試験体詳細に関する項目について

補強組積造 (RM) 壁の引張鉄筋比または枠組組積造 (FM) 壁の柱の主筋比 p_{te} は、(2.3)式により算定した。

$$p_{te} = \frac{\sum a_t}{A_w} \quad (2.3)$$

p_{te} : 引張鉄筋比 (RM)、柱の主筋比 (FM)

$\sum a_t$: 引張鉄筋の全断面積 (RM)、柱主筋の全断面積 (FM) (mm²)

壁の横補強筋の鉄筋比 p_{we} は、(2.4)式により算定した。

$$p_{we} = \frac{a_{we}}{t \times s_{we}} \quad (2.4)$$

p_{we} : 壁の横補強筋の鉄筋比

a_{we} : 1 対の壁の横補強筋の面積 (mm²)

s_{we} : 壁横補強筋の間隔 (mm)

ただし、枠組組積造 (FM) 壁の場合は、壁厚 t を(2.5)式による等価壁厚 t_e に読み替える。式中の A_w は、(2.2)式に示される通り、柱の断面積を含む。

$$t_e = \frac{A_w}{L} \quad (2.5)$$

柱の横補強筋比 $c\rho_w$ は、(2.6)式により算定した。

$$c\rho_w = \frac{c a_w}{B \times c s_w} \quad (2.6)$$

- $c\rho_w$: 柱の横補強筋比
- $c a_w$: 柱の横補強筋の断面積 (mm²)
- $c s_w$: 柱の横補強筋の間隔 (mm)

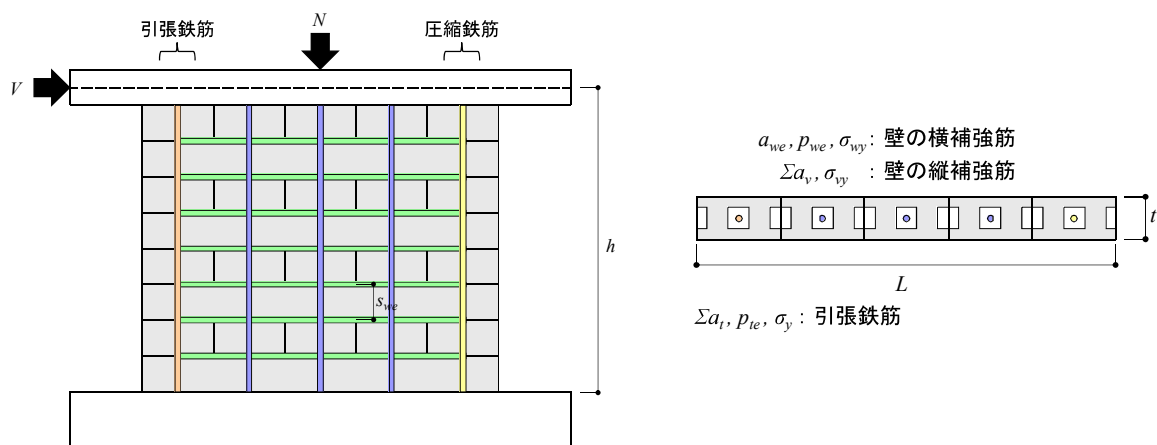
(3) 軸力に関する項目について

本資料で分析対象とした組積造壁の実験では、軸力を付加しつつ水平方向に加力している。本データベースでは、軸力と共に軸力を無次元化した軸応力度 σ_0 を格納し、その影響を分析できるようにした。

軸応力度 σ_0 は、(2.7)式により算定した。

$$\sigma_0 = \frac{N \times 10^3}{A_w} \quad (2.7)$$

- σ_0 : 軸応力度 (N/mm²)
- N : 軸力 (kN)

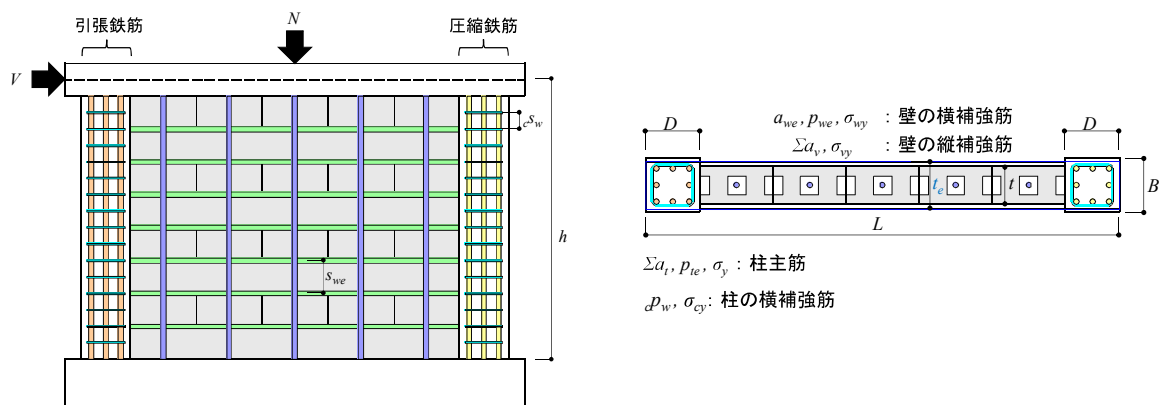


Σa_t : 引張鉄筋○の全断面積

a_{we} : 1対の壁の横補強筋●の面積

Σa_v : 壁の縦補強筋●の全断面積

(a) 補強組積造 (RM) 壁



Σa_t : 柱主筋○の全断面積

a_{wp} : 柱の横補強筋●の断面積

a_{we} : 1対の壁の横補強筋●の面積

Σa_v : 壁の縦補強筋●の全断面積

(b) 枠組組積造 (FM) 壁

図 2.2 組積造壁の諸元

(4) 既往の評価式により求めた耐力に関する項目について

本データベースでは、せん断及び曲げ耐力について、鉄筋コンクリート構造に関する既往の評価式による値を構造実験データベースの構成項目に加え、これらと実験値を比較できるようにした。本資料で採用した評価式は、以下である。また、評価値と実験値の比較結果については、第4章に示している。

せん断耐力 V_{su} は、(2.8)式により算定した。ここで、コンクリートの圧縮強度 F_c を組積体の圧縮強度 F_m に読み替えている。

$$V_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_m + 18)}{h/L + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \times 0.9 \times L \times \frac{A_w}{L} \quad (2.8)$$

- V_{su} : せん断耐力 (kN)
- p_{te} : 引張鉄筋比 (RM)、柱の主筋比 (FM)
- F_m : 組積体の圧縮強度 (N/mm²)
- h/L : せん断スパン比
- p_{we} : 壁の横補強筋の鉄筋比
- σ_{wy} : 壁の横補強筋の降伏強度 (N/mm²)
- σ_0 : 軸応力度 (N/mm²)
- L : 試験体長さ (mm)
- A_w : 全断面積 (mm²)

曲げ耐力 V_{mu} は、(2.9)式により算定した。

$$V_{mu} = (\Sigma a_t \cdot \sigma_y + 0.5 \Sigma a_v \cdot \sigma_{vy} + 0.5N) \times 0.9 \times L/h \quad (2.9)$$

- V_{mu} : 曲げ耐力 (kN)
- Σa_t : 引張鉄筋の全断面積 (RM)、柱主筋の全断面積 (FM) (mm²)
- σ_y : 引張鉄筋の降伏強度 (RM)、柱主筋の降伏強度 (FM) (N/mm²)
- Σa_v : 壁の縦補強筋の全断面積 (mm²)
- σ_{vy} : 壁の縦補強筋の降伏強度 (N/mm²)
- N : 軸力 (kN)
- L : 試験体長さ (mm)
- h : 反曲点高さ (せん断スパン) (mm)

本データベースでは、せん断強度 τ_{su} と曲げ強度 τ_{mu} の比 τ_{su}/τ_{mu} を格納するが、せん断強度 τ_{su} は(2.10)式、曲げ強度 τ_{mu} は(2.11)式により算定した。

$$\tau_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_m + 18)}{h/L + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \times 0.9 \quad (2.10)$$

$$\tau_{mu} = (\Sigma a_t \cdot \sigma_y + 0.5 \Sigma a_v \cdot \sigma_{vy} + 0.5 N) \times 0.9 / h / t_e \quad (2.11)$$

(5) 実験値に関する項目について

ひび割れ耐力 V_{cr} 、ひび割れ変形 R_{cr} 、降伏耐力 V_y 、降伏変形 R_y 、最大耐力 V_{max} 、最大強度時変形 R_{max} 、及び、限界変形 R_u は、構造実験により得られる実験値である。本資料では、これらを、構造実験の結果を報告した既往の文献から収集した。

ひび割れ耐力 V_{cr} 、ひび割れ変形 R_{cr} 、降伏耐力 V_y 、及び、降伏変形 R_y については、文献中に実験結果の値が明記されている場合はその値を採用し、文献中に耐力（強度）、又は、変形のどちらかの値が示されている場合は、**図 2.3** のように、実験結果である履歴曲線のグラフから記載がない方のデータを読み取った。

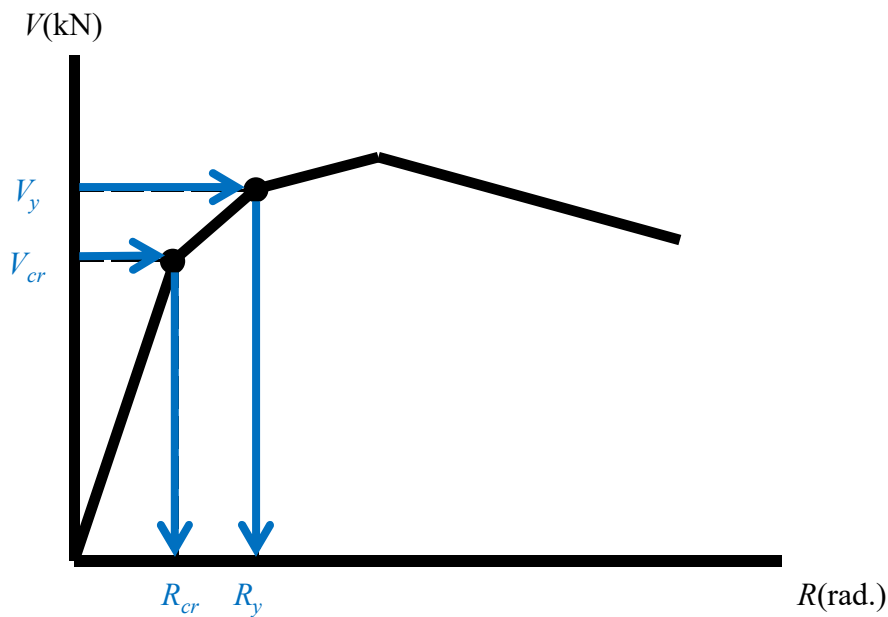


図 2.3 V_{cr} , R_{cr} , V_y , R_y の読み取り方法

最大耐力 V_{max} 、最大強度時変形 R_{max} 、限界変形 R_u についても、文献中に実験結果の値が明記されている場合はその値を採用した。文献中に実験値の記載がない場合は、実験結果である履歴曲線のグラフから値を読み取った。グラフから値を読み取る場合、**表 2.1**、**図 2.4** に示す 4 つのパターンに履歴曲線を分類した。

- (パターン 1) 実験が試験体の最大耐力に至らず終了した場合である。この場合、最大耐力 V_{max} 、最大強度時変形 R_{max} を実験終了時の耐力と変形とした。また、限界変形 R_u は最大強度時変形 R_{max} とした。
- (パターン 2) 実験が最大耐力に至ったものの、その後、急激に耐力が低下し、試験体が破壊した場合である。この場合、最大耐力 V_{max} 、最大強度時変形 R_{max} は最大耐力時、限界変形 R_u は最大強度時変形 R_{max} とした。
- (パターン 3) 実験が最大耐力に至った後、耐力が低下し、破壊した場合である。この場合、最大耐力 V_{max} 、最大強度時変形 R_{max} は最大耐力時、限界変形 R_u は耐力が 80% に低下した時の変形とした。
- (パターン 4) 実験が最大耐力に至った後、緩やかに耐力が低下し、耐力が 80% に低下する前に実験が終了または破壊した場合である。この場合、最大耐力 V_{max} 、最大強度時変形 R_{max} は最大耐力時の値とし、限界変形 R_u は実験が終了または破壊した時の変形とした。

なお、本資料では、最大耐力 V_{max} 、最大強度時変形 R_{max} 、限界変形 R_u の評価において、上記の 4 つのパターン分けによる分類は行っていないが、終局状態のパターン分けによる影響は実験値のばらつきとなって表れている。

以上、文献から読み取ったひび割れ耐力 V_{cr} 、降伏耐力 V_y 、及び、最大耐力 V_{max} に対し、これらを試験体の全断面積 A_w で除した値、すなわち、ひび割れ強度 τ_{cr} 、降伏強度 τ_y 及び最大強度 τ_{max} も構造実験データベースに格納した。

さらに、回帰分析時に材料強度の影響を、極力、排除できるよう強度を材料強度で基準化した値、すなわち、基準化ひび割れ強度 τ_{cr}/F_m 、基準化降伏強度 τ_y/F_m 、及び、基準化最大強度 τ_{max}/F_m を、それぞれ、(2.12)式～(2.14)式により算定することとし、これらも構造実験データベースに格納することとした。

$$\frac{\tau_{cr}}{F_m} = \frac{V_{cr} \cdot 10^3}{A_w \cdot F_m} \quad (2.12)$$

$$\frac{\tau_y}{F_m} = \frac{V_y \cdot 10^3}{A_w \cdot F_m} \quad (2.13)$$

$$\frac{\tau_{max}}{F_m} = \frac{V_{max} \cdot 10^3}{A_w \cdot F_m} \quad (2.14)$$

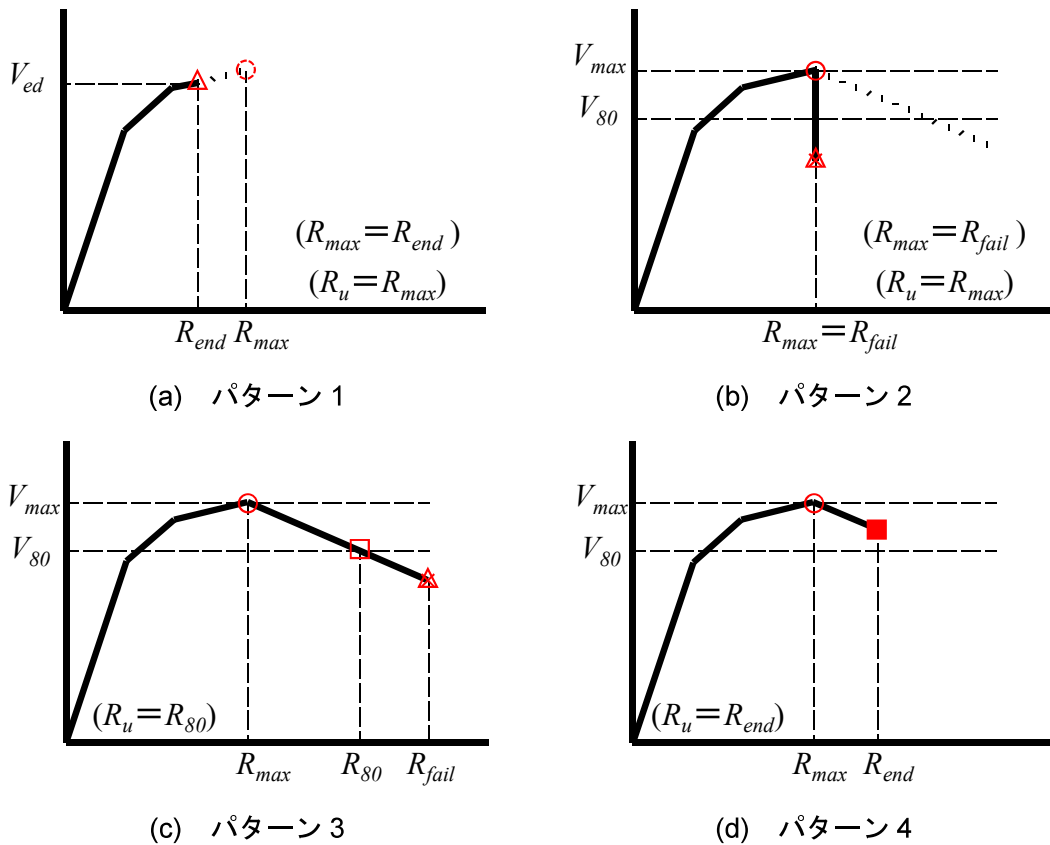
V_{cr} : ひび割れ耐力 (kN)
 V_y : 降伏耐力 (kN)
 V_{max} : 最大耐力 (kN)

なお、回帰分析の結果については、第 5 章、第 6 章に示している。

表 2.1 実験結果履歴曲線パターン (V_{max} , R_{max} , R_u)

パターン 1 ($R_{max}=R_{end}$)	最大耐力に到達せず実験終了 最大耐力、最終破壊不明
パターン 2 ($R_{max}=R_u=R_{fail}$)	最大耐力到達直後に最終破壊 最大耐力到達後、変形が進まずに破壊に至る
パターン 3 ($R_u=R_{80}$)	最大耐力到達後、激しく破壊 20%以上の耐力低下後に最終破壊に至る
パターン 4 ($R_u=R_{fail}$ or R_{end})	最大耐力到達後、緩やかに破壊 20%耐力低下する前に最終破壊に至る または、最大耐力到達後、緩やかに破壊するも 最終破壊に至らず最終破壊不明

R_{end} : 実験終了時変形角
 R_{fail} : 最終破壊時変形角
 R_{80} : 20%耐力低下時変形角



○	V_{max}
□	V_{80}
×	破壊
△	実験終了
■	実験終了又は破壊

図 2.4 実験結果履歴曲線パターン (V_{max} , R_{max} , R_u)

2.2 構造実験データの収集結果

本資料では、文献調査により、組積造壁の4つの構造形式について、実験データを収集している。

全充填型補強組積造 (RMF) 壁については、文献^{1.1)~1.31)}より、実験データを収集した。主なデータは、1984年から1988年の5年間に新しい中低層補強組積造を開発し、実現するために日本と米国で実施された日米間の国際共同耐震研究プログラムのものである^{1.3)~1.11), 1.13), 1.15), 1.16), 1.18), 1.19)}。その他の実験データは、日本^{1.1), 1.2), 1.12), 1.14), 1.20)~1.22), 1.24)}、米国^{1.17)}、カナダ^{1.25)~1.28), 1.30), 1.31)}、ニュージーランド^{1.23)}、中国^{1.29)}で実施されたものである。

部分充填型補強組積造 (RMP) 壁については、文献^{2.1)~2.17)}より、実験データを収集した。主なデータは日本^{2.2)~2.7), 2.8), 2.9), 2.11)}及びメキシコ^{2.1), 2.10)}、チリ^{2.15)~2.17)}で実施されたものである。その他の実験データは、ポルトガル^{2.12)}、米国^{2.13)}、カナダ^{2.14)}で実施されたものである。

先積型枠組組積造 (CM) 壁については、文献^{3.1)~3.52)}より、実験データを収集した。主なデータは、日本^{3.1)~3.14), 13.16)~3.27), 3.29)~3.33), 3.35)~3.45)} (建築研究所^{3.1)~3.4)}、大分大学^{3.5)~3.14), 3.16)~3.27), 3.29), 3.30), 3.42)}、北海道大学^{3.31)~3.33), 3.35)~3.41), 3.43)~3.45)}、メキシコ^{3.15), 3.28), 3.49), 3.50), 5.52)}、ペルー^{3.48)}で実施されたものである。その他の実験データは、アルゼンチン^{3.29)}、ポルトガル^{3.37)}、クロアチア^{3.46)}、イラン^{3.47)}、エジプト^{3.51)}で実施されたものである。

後積型枠組組積造 (MI) 壁については、文献^{4.1)~4.33)}より実験データを収集した。主なデータは、日本^{4.5)~4.11), 4.22)~4.23), 4.29), 4.32)} (中埜 (東京大学)^{4.6), 4.7), 4.9), 4.10), 4.22)}、眞田 (大阪大学)^{4.23), 4.29)}、前田 (東北大学)^{4.32)}) で実施されたものである。その他の実験データはユーゴスラビア^{4.1)}、米国^{4.2), 4.3)}、ベネズエラ^{4.4)}、トルコ^{4.12)}、クロアチア^{4.13)~4.15), 4.20), 4.25)}、エジプト^{4.16)}、イタリア^{4.17)}、イスラエル^{4.18)}、中国^{4.19), 4.27), 4.28)}、インド^{4.21)}、インドネシア^{4.24)}、コンボ^{4.26), 4.31)}、ハンガリー^{4.30)}、マレーシア^{4.33)}で実施されたものである。

以上の文献調査より、収集した試験体数は補強組積造 (RM) 壁で 263 体、枠組組積造 (FM) 壁で 280 体であり、全試験体数は 543 体である。

また、材料強度、試験体諸元等の範囲は、組積体の圧縮強度 F_m は 1.63~60.60 (N/mm²)、コンクリートの圧縮強度 F_c は 8.6~65 (N/mm²)、試験体長さ L は 700~9150 (mm)、反曲点高さ (せん断スパン) h は 405~3990 (mm)、せん断スパン比 h/L は 0.27~2.39、壁厚 t は 44~300 (mm)、軸応力度 σ_0 は -0.59~5.88 (N/mm²)、引張鉄筋比 (RM) 及び柱の主筋比 (FM) p_{re} は 0.00~0.97 (%), 壁の横補強筋の鉄筋比 p_{we} は 0.00~0.85 (%), 柱の横補強筋比 p_w は 0.00~2.38 (%) であった。

これらの値の範囲を表 2.2 に示す。また、実験値に関する収集したデータの範囲を表 2.3 に示す。

表2.2 構造実験データベースの材料強度等試験体パラメータの範囲

	試験体数 n	材料	寸法				軸応力度 σ_0 (N/mm ²)	鉄筋比			
			組積体 F_m (N/mm ²)	コンクリート F_c (N/mm ²)	長さ L (mm)	反曲点高さ h (mm)		せん断スパン比 h/L	壁厚 t (mm)	引張鉄筋 P_{lc}	壁横補強筋 P_{hvc}
RM	149	min	12.70	—	700	405	0.41	90	0.06	0.00	—
		max	34.60	—	2000	3990	2.21	290	0.78	0.85	—
	114	min	3.58	—	970	900	0.41	93	0.00	0.00	—
		max	18.50	—	2642	2500	2.37	203	0.55	0.36	—
FM	150	min	1.70	17.20	1050	665	0.27	100	0.02	0.00	0.00
		max	60.60	43.80	9150	2910	2.39	250	0.60	0.80	1.12
	130	min	1.63	8.60	1100	760	0.29	44	0.07	0.00	0.04
		max	44.00	65.00	6340	3300	1.36	300	0.97	0.71	2.38

表2.3 構造実験データベースの実験値の範囲

	試験体数 n		ひび割れ強度 τ_{cr} (N/mm ²)	基準化 ひび割れ強度 τ_{cr}/F_m	ひび割れ変形 R_{cr} (rad)	降伏強度 τ_y (N/mm ²)	基準化降伏強度 τ_y/F_m	降伏変形 R_y (rad)	最大強度 τ_{max} (N/mm ²)	基準化最大強度 τ_{max}/F_m	最大強度時変形 R_{max} (rad)	限界変形 R_d (rad)
RM	149	RMF	0.50	0.02	0.64	0.28	0.02	0.41	0.43	0.02	1.20	1.88
			2.97	0.14	8.32	2.11	0.10	6.50	3.19	0.17	30.26	36.07
FM	114	RMP	0.11	0.01	0.19				0.12	0.01	1.27	1.51
			0.94	0.10	4.56				1.21	0.20	14.29	17.33
	CM		0.18	0.01	0.07				0.08	0.01	0.97	1.40
			1.69	0.18	3.52				2.19	0.33	16.04	34.18
MI	130		0.11	0.01	0.08				0.18	0.02	0.64	2.89
			1.45	0.21	8.26				3.75	0.49	36.90	51.80

2.3 回帰分析の目的変数と影響因子

本資料の第5章及び第6章では回帰分析を行い、組積造壁の強度、変形の評価を行っている。

回帰分析における目的変数は、基準化ひび割れ強度 τ_{cr}/F_m 、ひび割れ変形 R_{cr} 、基準化降伏強度 τ_y/F_m 、降伏変形 R_y 、基準化最大強度 τ_{max}/F_m 、最大強度時変形 R_{max} 、限界変形 R_u の7つとした。2.1節に示した構造実験データベースにおける項目番号は、②③⑥⑦⑩⑪⑫である。いずれも無次元量である。なお、基準化降伏強度 τ_y/F_m と降伏変形 R_y については、統計分析が可能なデータ数を有する全充填型補強組積造（RMF）壁のみ回帰分析を行った。

ひび割れ点と降伏点における、基準化ひび割れ強度 τ_{cr}/F_m 、ひび割れ変形 R_{cr} 、基準化降伏強度 τ_y/F_m 、降伏変形 R_y を目的変数とする回帰分析では、以下に示す8つの影響因子を考え、これらから目的変数に対する最大の相関を有する3つの係数を選択して回帰式を提案した。

- 1) [RM・FM] 組積体の見掛け上の引張強度を表す変数 $\sqrt{F_m}$ (33)
- 2) [RM・FM] せん断スパン比 h/L (34)
- 3) [RM・FM] 軸応力度と組積体の圧縮強度の比 σ_0/F_m (36)
- 4) [RM・FM] 基準化引張鉄筋強度 $p_{te} \cdot \sigma_y/F_m$ (38)
- 5) [RM・FM] 基準化壁横補強筋強度 $p_{we} \cdot \sigma_{wy}/F_m$ (39)
- 6) [FM] 柱と壁の断面積比 A_c/A_w (35)
- 7) [FM] コンクリートと組積体の圧縮強度の比 F_c/F_m (37)
- 8) [FM] 基準化柱横補強筋強度 $cp_w \cdot \sigma_{cy}/F_m$ (40)

最大強度点と限界点における、基準化最大強度 τ_{max}/F_m 、最大強度時変形 R_{max} 、限界変形 R_u を目的変数とする回帰分析では、以下に示す8つを影響因子として考え、これらから目的変数に対する最大の相関を有する3つの係数を選択して回帰式を提案した。

- 1) [RM・FM] せん断スパン比 h/L (34)
- 2) [RM・FM] 軸応力度と組積体の圧縮強度の比 σ_0/F_m (36)
- 3) [RM・FM] 基準化引張鉄筋強度 $p_{te} \cdot \sigma_y/F_m$ (38)
- 4) [RM・FM] 基準化壁横補強筋強度 $p_{we} \cdot \sigma_{wy}/F_m$ (39)
- 5) [RM・FM] せん断強度と曲げ強度の比 τ_{su}/τ_{mu} (43)
- 6) [FM] 柱と壁の断面積比 A_c/A_w (35)
- 7) [FM] コンクリートと組積体の圧縮強度の比 F_c/F_m (37)
- 8) [FM] 基準化柱横補強筋強度 $cp_w \cdot \sigma_{cy}/F_m$ (40)

なお、引張鉄筋強度 $p_{te} \cdot \sigma_y$ を組積体の圧縮強度 F_m で除した値を基準化引張鉄筋強度 $p_{te} \cdot \sigma_y/F_m$ 、壁横補強筋強度 $p_{we} \cdot \sigma_{wy}$ を組積体の圧縮強度 F_m で除した値を基準化壁横補強筋強度 $p_{we} \cdot \sigma_{wy}/F_m$ 、柱横補強筋強度 $cp_w \cdot \sigma_{cy}$ を組積体の圧縮強度 F_m で除した値を基準化柱横補強筋強度 $cp_w \cdot \sigma_{cy}/F_m$ とした。また、曲げ強度への影響は壁の引張鉄筋または柱の引

張鉄筋が代表し、せん断強度への影響は壁の横補強筋が代表することから、影響因子に壁の縦補強筋に関する項目（壁の縦補強筋の全断面積 Σa_v 、壁の縦補強筋の降伏強度 σ_{vy} ）は含まない。

2.4 鉄筋コンクリート造（RC）壁の構造実験データの分析

本資料では、組積造壁（RMF、RMP、CM、MI）と比較を行うため、文献^{5.1)~5.46)}より、鉄筋コンクリート造（RC）壁のデータを収集し、組積造壁に対する場合と同様の分析を行った。これらのデータは1971年～2012年に日本で実施されたものである。収集に当たっては建築研究所の「鉄筋コンクリート造構造実験データベースを用いた試験体検索システム（URL: https://www.kenken.go.jp/japanese/research/str/rc_str_expdb.html）」^{5.47)}を参照した。

検索に当たっては以下の条件を設定した。

断面の分類：柱型があるI型断面の無開口壁（W）、柱型がない短形の無開口壁（N）

層数：単層

コンクリート強度：60N/mm²以下

鉄筋降伏強度（柱主筋、柱帯筋、壁縦筋、壁横筋）：490N/mm²以下

壁板厚：60mm以上

壁全長：1000mm以上

軸力の種類：一定

実験時破壊モード：せん断破壊、曲げ・せん断破壊

「鉄筋コンクリート造構造実験データベースを用いた試験体検索システム」を参照して収集した実験データから、2.1節の実験値に関する項目について説明した方法（図2.3、図2.4参照）と同様の方法で、ひび割れ耐力 V_{cr} 、ひび割れ変形 R_{cr} 、降伏耐力 V_y 、降伏変形 R_y 、最大耐力 V_{max} 、最大強度時変形 R_{max} 、及び、限界変形 R_u のデータを読み取った。表2.4に鉄筋コンクリート造（RC）壁の材料強度等、実験値のパラメータ及び範囲を示す。

表 2.4 鉄筋コンクリート造（RC）壁の材料強度等、実験値のパラメータ及び範囲

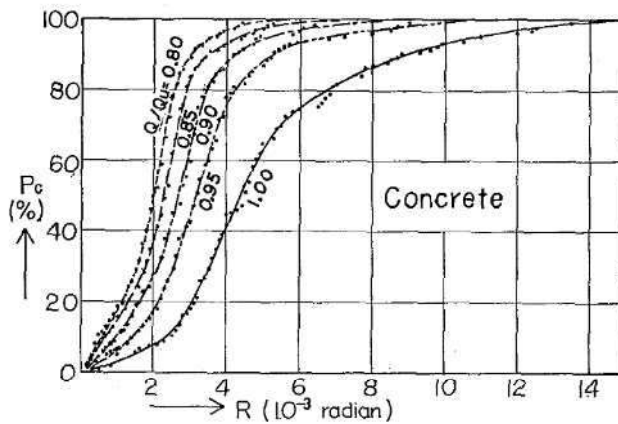
試験体数 n		材料	寸法				軸応力度 σ_0 (N/mm ²)
		コンクリート F_c (N/mm ²)	長さ L (mm)	反曲点高さ h (mm)	せん断 スパン比 h/L	壁厚 t (mm)	
100	min	13.73	1200	408	0.21	40	0
	max	40.50	2850	2400	1.48	160	5.52
	実験値						
		τ_{cr} (N/mm ²)	τ_{cr}/F_m	R_{cr} (rad.)	τ_y (N/mm ²)	τ_y/F_m	R_y (rad.)
	min	0.38	0.01	0.07	1.96	0.01	1.36
	max	2.76	0.15	4.53	4.10	0.15	9.57
		τ_{max}	τ_{max}/F_m	R_{max}	R_u		
	min	0.47	0.02	3.36	4.00		
	max	7.76	0.24	22.35	29.85		

ここで、鉄筋コンクリート造のせん断破壊時変形角と曲げ降伏時変形角を例に実験値を統計的に分析する意義を一部、既往の研究¹⁶⁾を参照しつつ考察する。

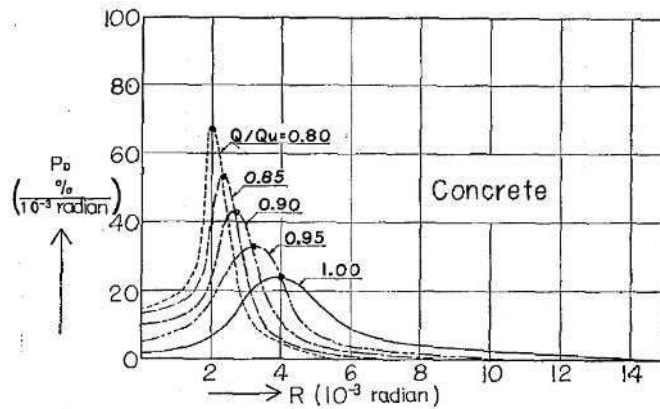
(1) せん断破壊時変形角

鉄筋コンクリート造の柱及び耐力壁のせん断破壊時の変形 R_{max} は、鉄筋コンクリート造の耐震診断基準¹⁷⁾によれば、 $4/1000$ ($1/250$) (rad.) とされている。また、柱の降伏時の降伏変形 R_{max} は $6.67/1000$ ($1/150$) (rad.) とされている。

一方、文献¹⁶⁾では200体の鉄筋コンクリート造 (RC) 壁より、せん断破壊時における変形の累積確率分布と確率密度分布を求めている (図 2.5 参照)。図 2.5 より、確率密度の最大値に対応するせん断破壊時の変形 R_{max} は $4/1000$ ($1/250$) (rad.) であり、この値が鉄筋コンクリート造の耐震診断基準¹⁷⁾におけるせん断破壊時の変形 R_{max} の根拠となっていると考えられる。



(a) 累積確率分布

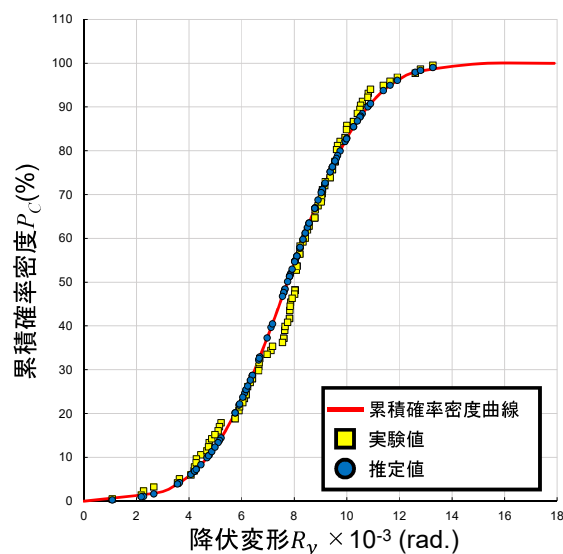


(b) 確率密度分布

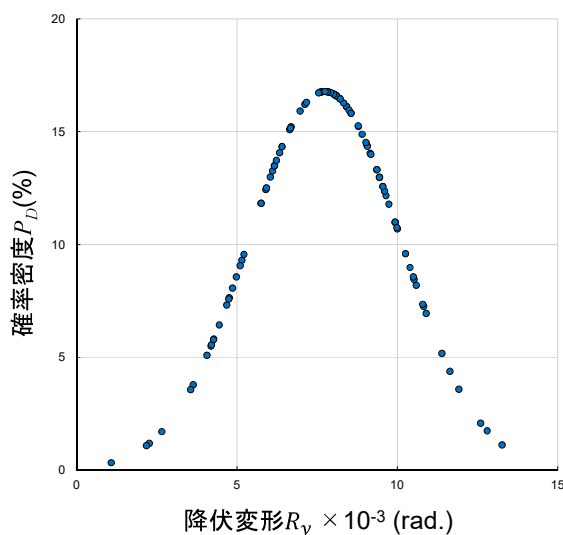
図 2.5 せん断破壊時における累積確率分布と確率密度分布¹⁶⁾

(2) 曲げ降伏時変形角

また、文献¹⁸⁾に示された構造実験値を再分析して鉄筋コンクリート造柱（109体）と鉄筋コンクリート造梁（96体）の降伏時の変形 R_y の確率密度分布を算定した。図2.6(a)に109体の鉄筋コンクリート造柱の累積確率分布を示す。なお、図中には実験値の平均値と標準偏差を有する正規分布を仮定したときの計算値である推定値も併せて示す。また、図2.6(b)に降伏変形の確率密度分布を示す。確率密度の最大値に対応する降伏時の変形 R_y は、7.7/1000（1/130）（rad.）であった。



(a) 累積確率分布



(b) 確率密度分布

図 2.6 鉄筋コンクリート造柱の降伏時の変形 R_y

さらに、図 2.7 に 96 体の鉄筋コンクリート造梁のデータを併せた降伏変形の確率密度分布を示す。確率密度の最大値に対応する降伏時の変形 R_y は、 $1/140$ (rad.) となり、文献¹⁶⁾ とほぼ一致する結果となった。

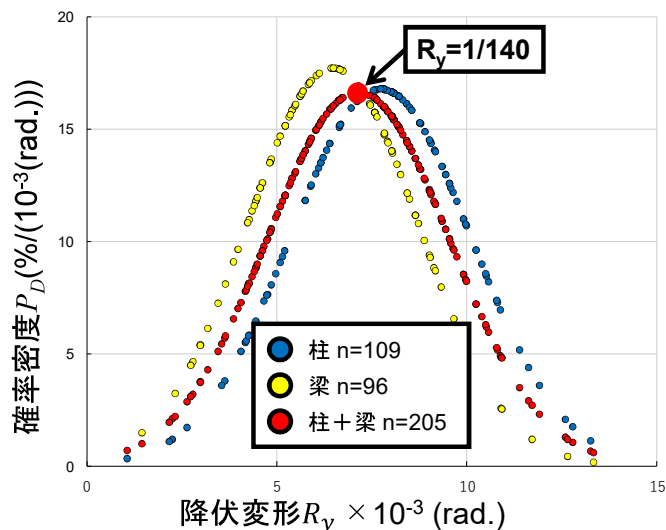


図 2.7 鉄筋コンクリート造柱・梁の降伏時の変形 R_y の確率密度分布

以上より、鉄筋コンクリート造の場合、耐震診断基準等で一般的によく知られた耐震性能評価上の基準値は、実験値の統計的な分析結果と良く対応していることが分かる。このことは、構造物の非線形挙動を扱う耐震性能評価法の構築には、実験値の収集分析が不可欠であることを意味するものとも言える。なお、本節で示した鉄筋コンクリート造壁の統計的分析結果は、第 3 章において組積造壁の場合と比較する。

2.5 回帰式の精度に関する考察

本節では、実験値と回帰式の適合程度を判断する目安を得るため、鉄筋コンクリート造の実例について概観し、値に求められる精度について考察を行う。

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁹⁾では、鉄筋コンクリート部材の曲げひび割れモーメント M_c 、降伏モーメント M_y 、降伏時の剛性低下率 α_y を統計的に推定している^{註)}。

逆対称曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート部材の材端曲げモーメント及び回転角の関係は図 2.8 (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁹⁾：解説図 8.10) で示される。

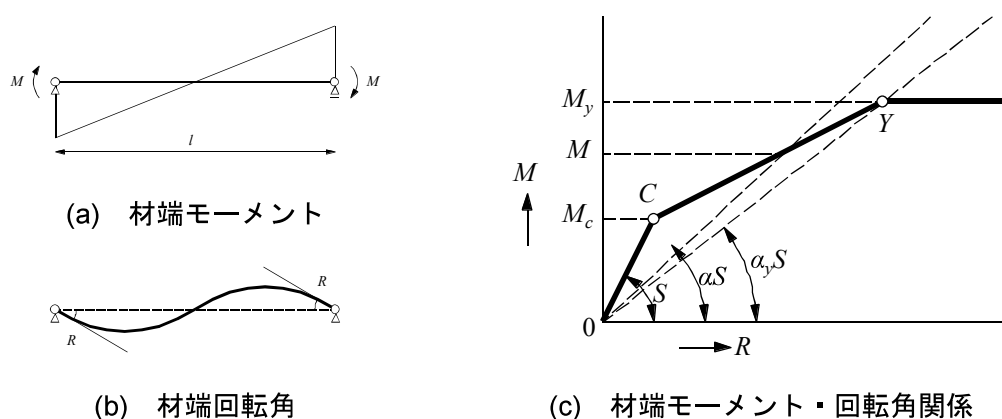


図 2.8 逆対称曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート部材の
材端曲げモーメント・回転角関係¹⁹⁾

図 2.9 (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁹⁾：解説図 8.11) では、梁の曲げひび割れ時のコンクリートの引張応力とコンクリートの圧縮強度 σ_B との関係が示されている。図中に、圧縮強度から曲げひび割れ時のコンクリートの引張応力 (ひび割れ強度) σ_t を推定する式が示されているが、圧縮強度 σ_B とコンクリートのひび割れ強度 σ_t との関係に相関性が認められるものの、ばらつきは大きく、その相関係数は 0.475 であるが、これはコンクリートのような材料ではやむを得ないこととしている。

図 2.10 (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁹⁾：解説図 8.13) では、降伏曲げモーメントの計算値と実験値との関係が示されている。曲げ降伏強度略算式により、20%の誤差内に実験値の 90%が入る精度で曲げ強度が推定されている。

図 2.11 (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁹⁾：解説図 8.14) では、曲げ降伏時剛性低下率の回帰式により、30%の誤差内に実験値の 90%が入る精度で剛性低下率を推定できることを示している。

注) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説の解説欄にこれらの内容が記述されたのは、1971 年の改定時であり、最新版の鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁹⁾ (2018 年) においても記載されている。

以上によると、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁹⁾では、降伏時の強度・変形に
 関して30%までの誤差を許容し、許容誤差内のデータ数（比率）を以って推定式の精度を
 論じているようである。これらの結果を参考に、本資料では誤差の許容範囲を30%とし、
 許容誤差内のデータ数（比率）を以って回帰式の精度を論じることとする。

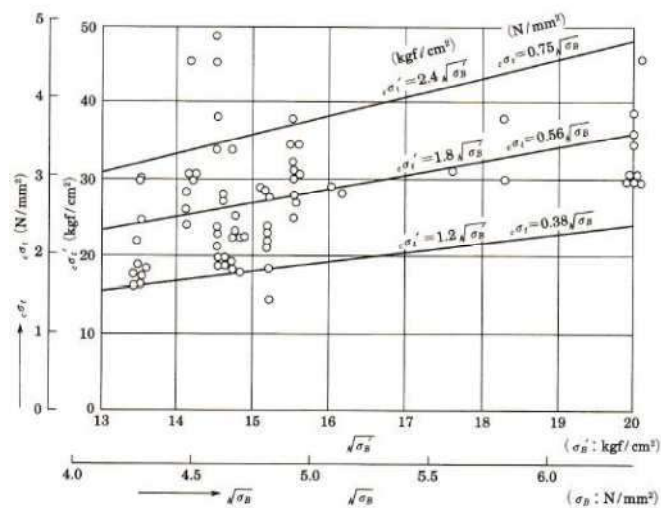


図 2.9 梁の曲げひび割れ時のコンクリートの引張応力¹⁹⁾

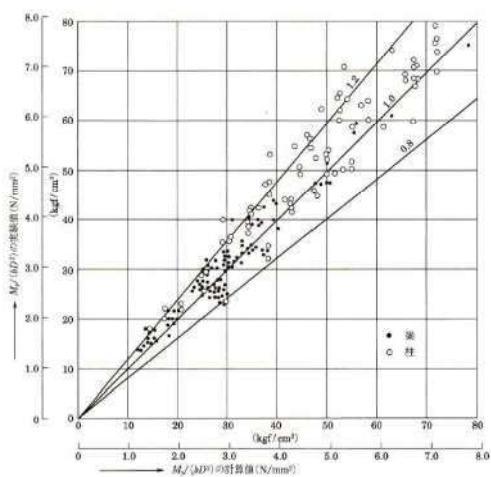


図 2.10 降伏曲げモーメントの
 推定値と実験値¹⁹⁾

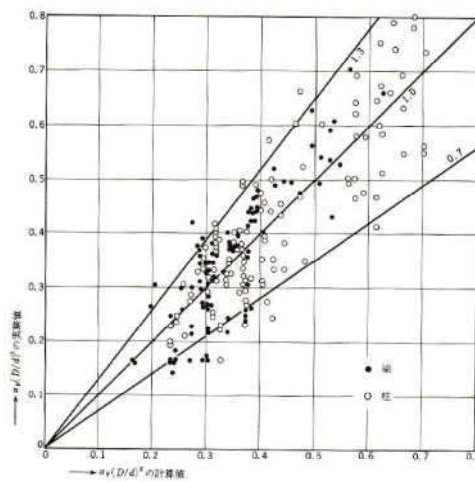


図 2.11 降伏時の剛性低下率 α_y の
 推定値と実験値¹⁹⁾