

論文 同一条件で設計された鉄筋コンクリート造梁の曲げせん断性状のばらつきに関する検討

諏訪田 晴彦*1

要旨: 本研究では、同一の条件で設計・施工された鉄筋コンクリート造梁試験体の過去 10 年分 (2009 年～2018 年) の曲げせん断実験データを対象として、材料強度のばらつき、部材の強度や破壊形式のばらつきおよび一般に使用される強度式や汎用 FEM 解析による推定精度を検証した。検証の結果、せん断破壊先行型の試験体では、材料の規格値に基づいて設計で想定される部材強度や破壊形式に対する実験値のばらつきが大きく、また、材料試験値に基づく FEM 解析や強度式による計算値のばらつきも大きかったが、曲げ降伏先行型の試験体では、こうしたばらつきは比較的小さいことがわかった。

キーワード: 梁, 曲げせん断性状, ばらつき, FEM 解析, 強度式

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造は、鉄筋とコンクリートによって構成された複合構造体であり、互いの材料の長所と短所をうまく補い合う優れた構造形式であるが、ひび割れや圧壊等の脆性的な破壊現象や鉄筋とコンクリートの界面における力の伝達メカニズムが複雑であるなどの特徴を有する強い非線形性を示す構造形式であるため、耐震設計においては、材料強度のばらつき、部材の強度、変形性能、破壊性状等のばらつき、各種強度式や数値解析の推定精度などの不確定要因を考慮して、構造物の耐震性能を安全側に評価するための工学的判断がいくつか用いられている。例えば、建築基準法の保有水平耐力計算において、建物の靱性に期待する設計を行う場合における D_s 算出時の部材種別の判定条件や保障設計時の割増し係数は、建物を構成する部材の脆性的な破壊 (せん断破壊や付着割裂破壊等) を防止するための工学的判断に基づいて定められている。現行の耐震設計基準において、材料強度のばらつき、部材の強度、変形性能、破壊性状等のばらつき、各種強度式や数値解析の推定精度などを不確定要因として考慮せざるを得ないのは、こうしたばらつきに対する研究の蓄積が必ずしも十分ではないことが理由の一つであると推察されるが、ばらつきに関する実験を行う場合には、同一の条件 (コンクリートの目標強度および鉄筋の径や鋼種等) に基づいて、同一の部材強度や破壊形式となるように設計された試験体を製造ロットの異なる材料で製作し、ある程度の数量で比較検討する必要があり、このようなデータを蓄積するのは必ずしも容易ではない。

こうした背景に基づいて、本研究では、同一の条件で設計・施工された鉄筋コンクリート造梁試験体の過去 10

年分 (2009 年～2018 年) の曲げせん断実験データを対象として、同一の設計条件であっても確実に発生するであろう材料強度のばらつき、部材の強度や破壊性状のばらつきを確認したうえで、一般に使用される強度式や汎用 FEM 解析による推定精度を検証した。

2. 検討対象

2.1 試験体

(1) 計画および設計

本研究で検討対象とした梁部材試験体の形状・配筋詳細を図-1 に示す。試験体は、せん断破壊先行型の S タイプと曲げ降伏先行型の F タイプを計画した。試験体の設計においては、建築物の構造関係技術基準解説書 (2007 年版) ¹⁾ で推奨されている方法を用いて行う方針とし、曲げ降伏強度の計算には略算式を用い、せん断終局強度の計算には修正荒川式を用いた。また、文献 1) の付録で引用されている方法 ²⁾ に従い、付着割裂破壊に関する計算を行った。その結果、S タイプでは、付着割裂破壊を防止するための条件を満たしたが、F タイプでは、曲げ降伏後 (両端部にヒンジが発生する場合) に付着割裂破壊を完全に防止するための条件を満たしていない。なお、コンクリートの目標強度は、開発途上国に向けたデータベースとしても活用することを意図して低強度の 18N/mm^2 として配合計画を行い、鉄筋はすべて SD295A を使用した。また、本研究では、実験結果のばらつきに対する汎用 FEM 解析プログラム DIANA による解析精度の検証を行った。要素分割図を図-2 に示す。解析は 2 次元解析とし、コンクリートには 4 節点平面応力要素、主筋にはトラス要素、せん断補強筋には埋込鉄筋要素、主筋とコンクリート間にはインターフェース要素を用いた。

*1 国立研究開発法人 建築研究所 国際地震工学センター 主任研究員 博士 (工学) (正会員)

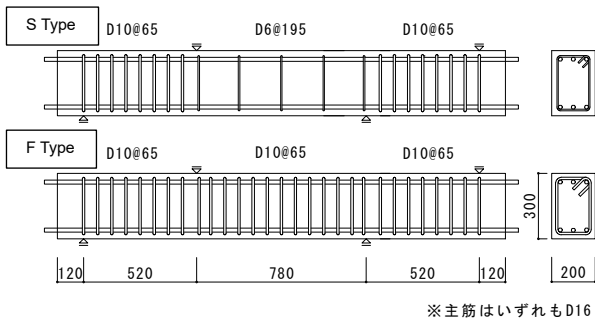


図-1 試験体の形状・配筋詳細

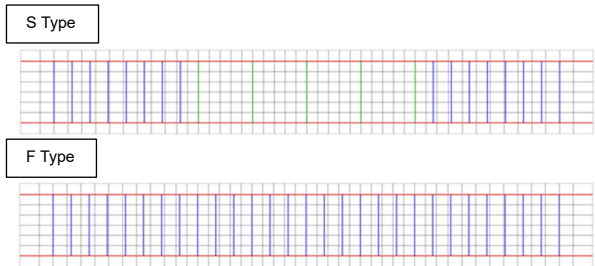


図-2 要素分割図

(2) 材料特性と FEM 解析における構成則モデル

使用したコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を図-3に示す。また、FEM 解析に使用したコンクリートの応力-ひずみ関係のモデルを図-4に示す。圧縮域には G_c/h により応力-ひずみ関係が定義される Feenstra の放物線モデル³⁾を用い、引張域には G_f/h により軟化領域の応力-ひずみ関係が定義される Hordijk モデル⁴⁾を用いた。ここで、圧縮破壊エネルギー G_c 、引張破壊エネルギー G_f および要素の等価長さ h は式(1)~式(3)により求めた。

$$G_c = 8.77\sqrt{f_c} \quad (1)$$

ここに、 f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

$$G_f = \frac{1}{100} d_{max}^{1/3} f_c^{1/3} \quad (2)$$

ここに、 d_{max} : 粗骨材最大寸法 (mm)

$$h = \sqrt{2 \times A} \quad (3)$$

ここに、 A : 要素の面積 (mm²)

ひび割れモデルは、固定ひび割れモデルとし、ひび割れ発生後のせん断伝達モデルおよび圧縮強度低減モデルには文献 5) に示されているモデルを用いた。破壊基準には、式(4)に示す Hsieh-Ting-Chen らの 4 パラメータモデル⁶⁾を用い、せん断補強筋による拘束効果を考慮した。

$$f = a \frac{J_2}{f_c'^2} + b \frac{\sqrt{J_2}}{f_c'} + c \frac{\sigma_1}{f_c'} + d \frac{I_1}{f_c'} - 1 = 0 \quad (4)$$

$$a=2.0108, \quad b=0.9714, \quad c=9.1412, \quad d=0.2312$$

ここに、 J_2 : 偏差応力テンソルの 2 次不変量、 σ_1 : 主応力、 I_1 : 応力テンソルの 1 次不変量、 f_c' : 一軸圧縮強度

主筋とコンクリートの付着モデルは、図-5に示すように最大付着応力までの応力上昇域を CEB-FIP モデルコード⁷⁾における式(5)によって計算した曲線をプログラムにおける多直線近似機能を用いてモデル化した。最大付着応力以降の応力低下域については、図中に示すように線形で表現した。

$$\tau = \tau_{max} \left(\frac{S}{S_1} \right)^\alpha \quad (0 \leq S \leq S_1) \quad (5)$$

ここに、 $\tau_{max} = 2\sqrt{f_c}$ 、 $S_1=0.6$ 、 $\alpha=0.4$

鉄筋の応力-ひずみ関係は、バイリニアモデルとし、降伏後の剛性は初期剛性の 1/100 とした。解析に用いた材料特性一覧を表-1に示す。

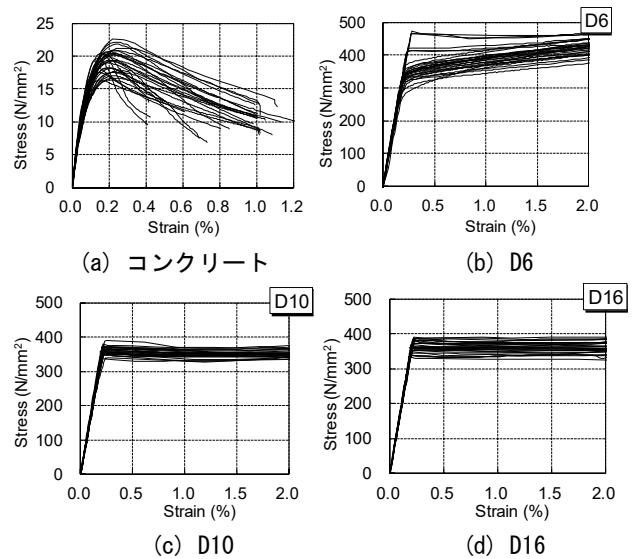


図-3 材料試験結果

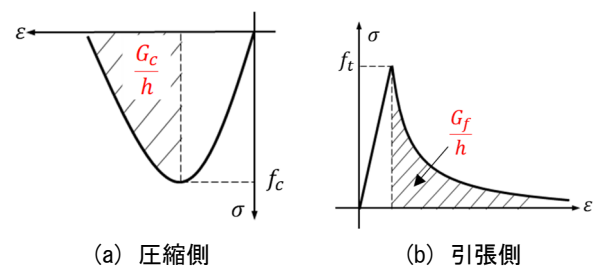


図-4 コンクリートの応力-ひずみ関係モデル

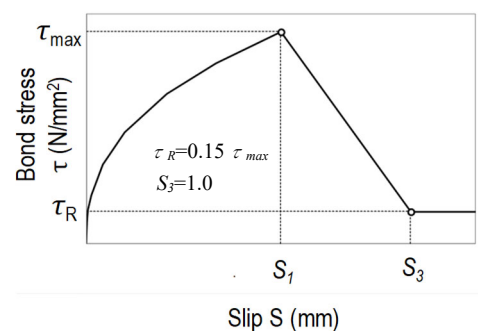


図-5 付着モデル

表-1 解析に用いた材料特性一覧

(a) コンクリート

実験年度	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	G_c ^{※1} (N/mm)	G_f ^{※2} (N/mm)
2009	30333	0.2	21.3	2.12	40.48	0.07524
2010	23780	0.2	20.6	2.06	39.80	0.07441
2011	21479	0.2	21.6	2.38	40.76	0.07560
2012	23393	0.2	19.7	2.14	38.93	0.07331
2013	22165	0.2	19.3	2.05	38.53	0.07281
2014	25225	0.2	20.1	1.86	39.32	0.07380
2015	20937	0.2	16.8	1.63	35.95	0.06952
2016	25426	0.2	17.4	2.06	36.58	0.07034
2017	21918	0.2	18.2	2.01	37.41	0.07140
2018	20639	0.2	17.5	1.87	36.69	0.07047

※1:式(1)による計算値

※2:式(2)による計算値

(b) 鉄筋

実験年度	主筋D16		あばら筋D10		あばら筋D6	
	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)
2009	190183	347	185386	349	192957	364
2010	178397	340	175122	362	185736	358
2011	182543	385	190004	356	175240	334
2012	173927	384	172089	373	168449	330
2013	177191	377	177071	357	167452	346
2014	177021	361	182547	346	179094	352
2015	181898	373	171802	380	180858	375
2016	175544	351	171125	359	176751	359
2017	184468	360	168233	360	173592	468
2018	185114	361	179671	364	181035	416

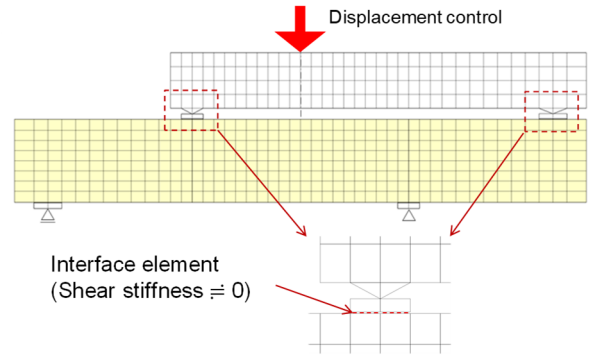


図-7 荷重方法の解析モデル



写真-1 試験区間に
おける相対変位の計測
方法

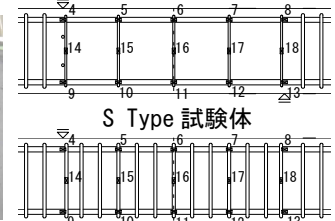


図-8 ひずみゲージの
貼付け位置

2.2 荷重方法および計測方法

荷重は、大野式荷重方式を用いて一方向単調荷重で行った。荷重方法の模式図を図-6に、解析におけるモデル化を図-7にそれぞれ示す。本荷重方法では鉄骨の荷重梁下の2点の支承（ピンローラー）を介して試験体に荷重が荷重されるが、支承部のモデル化については、図-7中に示すように、支承部と試験体の界面に設けたインターフェース要素に極めて小さなせん断剛性を与えることでローラー支承を表現した。なお、荷重梁と支承部は弾性材料とし、極めて高い剛性と強度を入力した。試験体の計測は、写真-1に示すように試験区間に配置したインサートにL型の計測治具を取り付け、この治具を介して試験区間における相対変位を計測するとともに、図-8に示すように試験区間内の主筋およびせん断補筋に195mm間隔でひずみゲージを貼付け、ひずみを計測した。

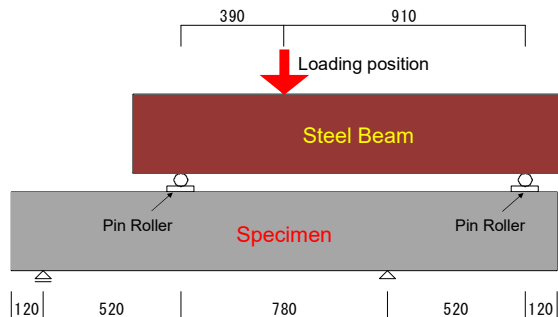


図-6 荷重方法の模式図

3. 結果と考察

3.1 実験および解析結果

荷重実験および FEM 解析から得られた全試験体のせん断力-部材角関係を図-9に、材料試験値と部材耐力の関係を図-10にそれぞれ示す。実験結果については、SタイプおよびFタイプともに耐力にばらつきが生じており、Sタイプのほうがばらつき幅が大きいことがわかる。図-10(a)は、Sタイプの主要な影響因子であると思われるコンクリート強度およびあばら筋の降伏応力と部材耐力の関係を示したものであるが、単純にそれぞれの材料強度と部材耐力との間に相関は見られず、コンクリートとあばら筋の強度の組み合わせ、さらには後述する破壊形式の違いによってばらつきが生じているものと考えられる。また、図-10(b)は、Fタイプについてコンクリート強度および主筋の降伏応力と部材耐力の関係を示したものである。Fタイプは、主筋の降伏応力との相関が明確に表れるものと考えられたが、ここでは明確な相関は見られず、コンクリートの圧縮強度（応力-ひずみ曲線）との組み合わせ等も影響するものと考えられる。一方、FEM解析の結果については、実験結果よりもばらつきの程度が小さく、実験と解析におけるばらつきの程度には差が生じていることがわかる。なお、実験結果と解析結果の詳細な比較については、次節にて詳述する。

試験体設計時に想定した部材耐力および破壊形式に対する実験結果の一覧を表-2に示す。部材耐力については、Sタイプでは実験値が設計値に対して1.18倍～1.54倍、Fタイプでは1.09倍～1.28倍であった。破壊形

式については、Sタイプでは、文献2)の方法による検討において、付着割裂破壊は生じないものと予測されたが、10体中8体で付着割裂破壊が観察された。なお、これらの中には、写真-2に示すようなせん断破壊と付着割裂破壊の中間的な破壊性状を示した試験体も存在したが、本論では付着割裂破壊に分類した。また、Fタイプでは、すべての試験体が設計での想定通りに曲げ降伏しているが、一部の試験体では比較的大きな変形角において、写真-3に示すような付着割裂ひび割れが発生したが、顕著な耐力低下は見られず、曲げ降伏後の付着割裂破壊には分類しなかった。

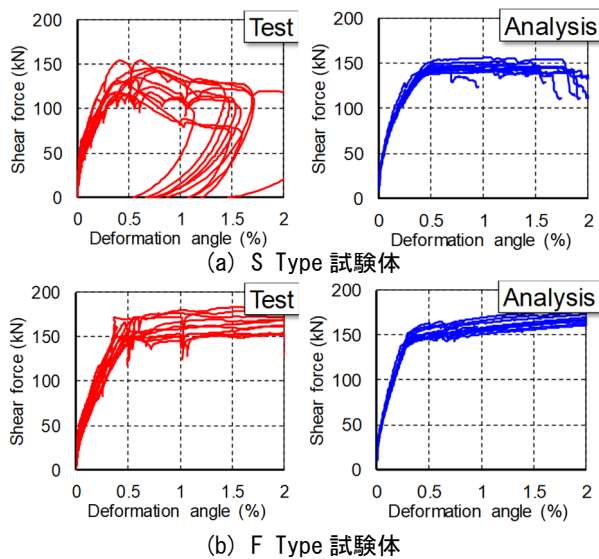


図-9 せん断力-変形角関係

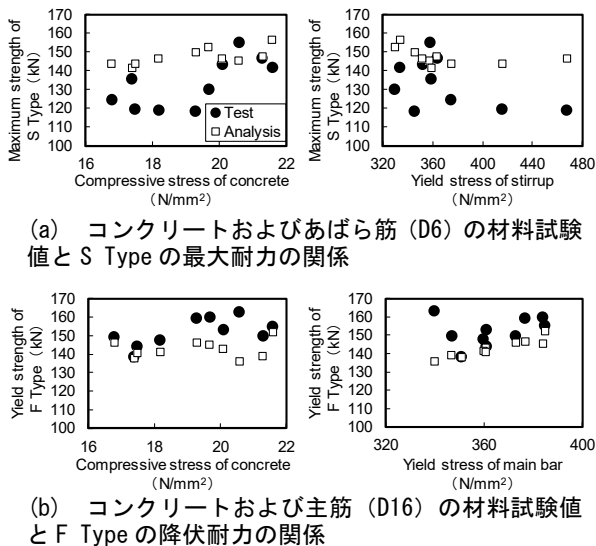


図-10 材料試験値と部材耐力の関係

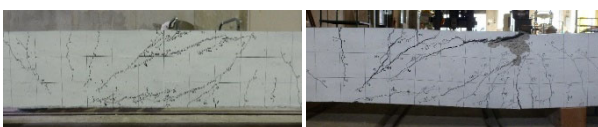


写真-2 S Typeで見られたせん断破壊と付着割裂破壊の中間的な破壊

写真-3 F Typeで見られた付着割裂ひび割れ

表-2 設計時の想定と実験結果の比較一覧

(a) S Type 試験体

実験年度	最大耐力 (kN)			破壊形式	
	設計値	実験値	実験値/設計値	設計	実験
2009		146.4	1.46	せん断破壊	付着割裂破壊
2010		154.7	1.54		付着割裂破壊
2011		141.4	1.41		付着割裂破壊
2012		130.0	1.29		せん断破壊
2013		118.4	1.18		せん断破壊
2014	100.4*	143.2	1.43		付着割裂破壊
2015		124.2	1.24		付着割裂破壊
2016		135.2	1.35		付着割裂破壊
2017		118.5	1.18		付着割裂破壊
2018		119.3	1.19		付着割裂破壊

*コンクリートの目標強度18N/mm²、鉄筋の予測強度354N/mm²(SD295の規格降伏点の1.2倍)を用いて修正荒川式により計算した値

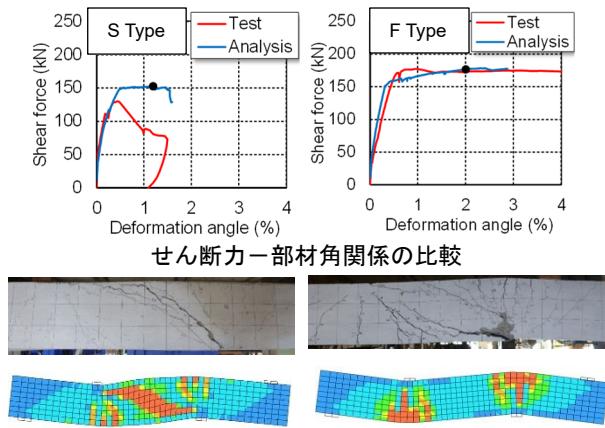
(b) F Type 試験体

実験年度	降伏耐力 (kN)			破壊形式	
	設計値	実験値	実験値/設計値	設計	実験
2009		149.5	1.18	曲げ降伏	曲げ降伏
2010		162.8	1.28		曲げ降伏
2011		154.9	1.22		曲げ降伏
2012		159.8	1.26		曲げ降伏
2013		159.1	1.25		曲げ降伏
2014	126.8**2	152.9	1.21		曲げ降伏
2015		149.3	1.18		曲げ降伏
2016		138.3	1.09		曲げ降伏
2017		147.6	1.16		曲げ降伏
2018		143.8	1.13		曲げ降伏

**コンクリートの目標強度18N/mm²、鉄筋の予測強度354N/mm²(SD295の規格降伏点の1.2倍)を用いて略算式により計算した値

3.2 FEM 解析および耐力式の推定精度

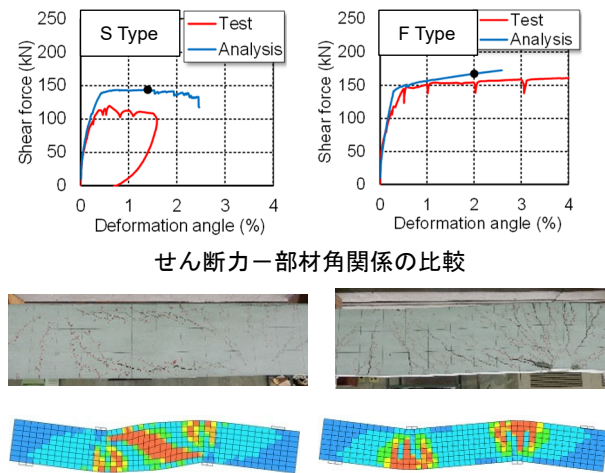
実験結果と FEM 解析の結果について、せん断力-変形角関係 (以下、 $Q-R$ と略記) 関係および最終破壊時のひび割れ発生状況を比較した一例を図-11に示す。選定したのは S タイプ試験体のうち、図中(a)に示す典型的なせん断破壊が生じた試験体 (2012 年度)、図中(b)に示す付着割裂破壊が生じた試験体 (2018 年度) および図中(c)に示すせん断破壊と付着割裂破壊が複合的に生じた試験体 (2011 年度) である。また、これらのうち、2012 年度の試験体における鉄筋のひずみ性状の比較を図-12に示す。図-11において、FEM 解析の最終破壊時のひび割れ発生状況を表す図として、引張主ひずみコンターを示しているが、その理由は、実験における破壊形式の判定においては、主としてコンクリートのひび割れ発生状況の観察に基づいているためである。なお、コンター図の出力ステップは、 $Q-R$ 関係において●でプロットした点である。図-11(a)の比較において、S タイプ試験体では、最終破壊時のせん断ひび割れ発生状況は概ね再現できているが、図-12の鉄筋のひずみ性状を見ると、実験では観察されていない主筋の降伏が生じており、最終破壊性状が再現できていないことがわかる。この理由としては、解析に用いたひび割れ面のせん断伝達モデルが、本試験体に対してはやや過大な評価を与えているものと考えられ、その結果、コンター図に見られるように試験区間対角線上の引張ひずみが顕著に増大しているにもかかわらず、解析では発散するほどの不釣り合い力が生じなかったものと推察される。F タイプ試験体では、 $Q-R$ 関



せん断力-部材角関係の比較

最終破壊時のひび割れ発生状況の比較

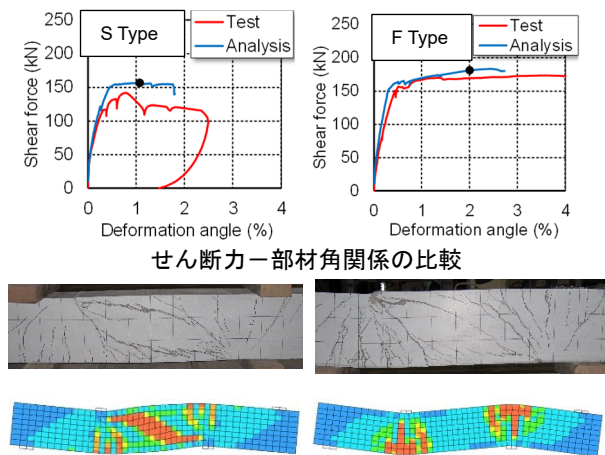
(a) S Type でせん断破壊を示した試験体 (2012 年度)



せん断力-部材角関係の比較

最終破壊時のひび割れ発生状況の比較

(b) S Type で付着割裂破壊を示した試験体 (2018 年度)



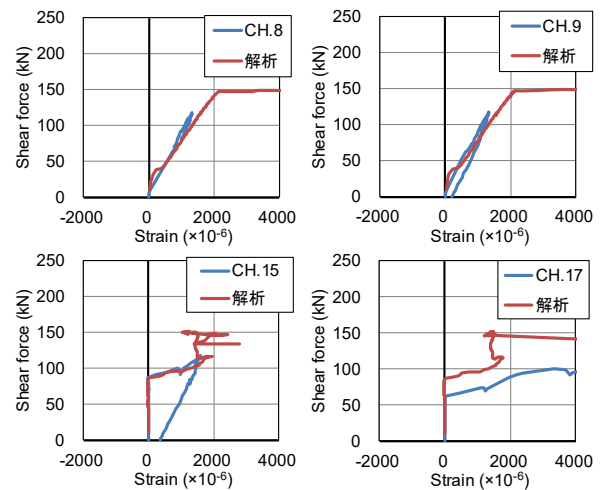
せん断力-部材角関係の比較

最終破壊時のひび割れ発生状況の比較

(c) S Type で複合型の破壊を示した試験体 (2011 年度)

図-11 実験結果と FEM 解析結果の比較

係およびひび割れ発生状況ともに概ね良好な精度で再現できている。図-11(b)の比較において、S タイプ試験体では、 $Q-R$ 関係およびひび割れ発生状況ともに再現できていない。この理由としては、本試験体は、付着割裂破壊しているが、本解析に用いたインターフェース要素



注) 図中の CH.# については、図-8 を参照

図-12 典型的なせん断破壊を示した S Type 試験体における鉄筋のひずみ性状の比較 (2012 年度試験体)

に $\sigma-s$ 関係モデルを与えるモデル化では付着割裂破壊を再現できないものと考えられる。なお、伊藤ら⁸⁾は、本研究で使用した汎用 FEM 解析プログラム DIANA を用いて、付着割裂破壊を再現するための解析モデルを提案しているが、現時点では適用性に関する検証が極めて限定的である。FEM 解析における付着割裂破壊の再現に関しては、汎用性の高い解析モデルの構築が望まれるが、そのためには、本論で示したような同一の条件で設計された試験体における破壊性状のばらつきに対する解析モデルの信頼性の検証を継続することが重要であると考えられる。なお、F タイプ試験体では、概ね良好な精度で再現できている。図-11(c)の比較において、S タイプ試験体では、図-11(b)のケースと同様に $Q-R$ 関係およびひび割れ発生状況ともに再現できていない。理由としては、前述したようにせん断破壊と付着割裂破壊を本解析におけるモデル化では再現できないものと考えられる。なお、F タイプ試験体では、概ね良好な精度で再現できている。

S タイプのせん断強度および F タイプの曲げ降伏強度について、材料試験値を用いた FEM 解析および強度式 (修正荒川式と略算式) による計算値の推定精度を検討した結果を図-13 に示す。まず、S タイプにおける FEM 解析の結果は、実験における破壊性状を十分に再現できなかったため、10 体中 8 体で実験結果を危険側に評価しており、ばらつきも大きいことがわかる。修正荒川式による計算値は、すべての実験結果について安全側に評価しているが、ばらつきは大きい。次に F タイプ試験体における FEM 解析の結果は、すべて実験結果を安全側に評価しており、ばらつきは S タイプ試験体に比べて小さい。略算式による計算値は、FEM 解析と同様にすべての実験結果を安全側に評価しているが、FEM 解析に比べると、わずかに実験結果を過小評価する傾向が見られた。

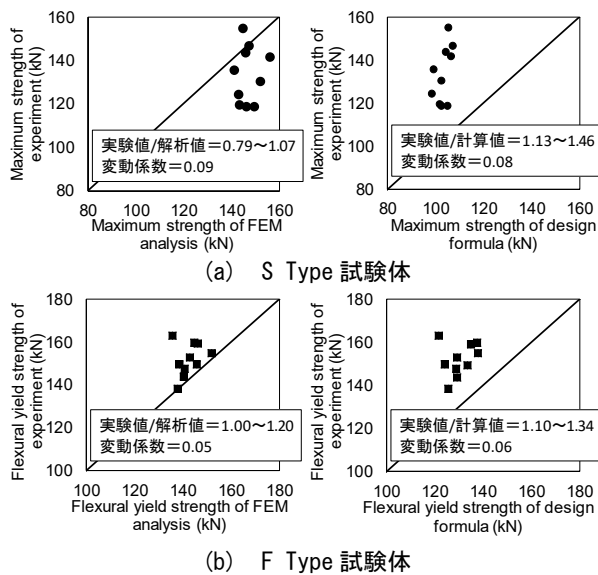


図-13 FEM 解析および強度式の推定精度の検証結果

なお、ばらつきに関しては FEM 解析と概ね同程度である。以上のことから、同一の条件で設計され、同一の載荷条件で実験を行った梁部材であっても、曲げ降伏前に脆性的な破壊（せん断破壊や付着割裂破壊）が先行するような部材では、FEM 解析および修正荒川式の推定精度は必ずしも高いとは言えない。このうち一般的に実務設計で用いられる修正荒川式については、すべての実験値に対して安全側の評価を与えたため、実務上の問題はないものと考えられるが、部材強度を曲げ降伏強度と同等のレベルで予測することは困難であることが明らかとなった。修正荒川式は、せん断破壊と付着割裂破壊といった典型的な脆性破壊を示した数多くの実験データに基づき、実務設計への利用を主眼に構築された実験式であり、実務設計における実用性を疑う余地はないが、本質的には、実現象を正確に予測し得る方法に基づいて部材の挙動を把握し、その上で、入力地震動の不確定性等に対する余裕度を与えるような設計手法の確立が望まれる。

4. まとめ

本研究で得られた知見を以下にまとめて示す。

- (1) せん断破壊先行型試験体（以下、S タイプ）では、設計時には付着割裂破壊は生じないものと予測されたが、10 体中 8 体で付着割裂破壊が観察された。また、修正荒川式による設計値に対する実験値の比は 1.18 倍～1.54 倍であった。
- (2) 曲げ降伏先行型試験体（以下、F タイプ）では、全ての試験体が設計での想定通りに曲げ降伏した。曲げ略算式による設計値に対する実験値の比は、1.09 倍～1.28 倍であった。
- (3) S タイプの実験結果に対する汎用 FEM 解析の結果は、

10 体中 8 体の部材強度を危険側に評価するとともにばらつきも大きく、さらに破壊形式に対する再現性も低かった。そのため、解析に用いる構成則モデルの選定にはかなりの注意を要するといえる。

- (4) F タイプの実験結果に対する汎用 FEM 解析の結果は、全ての試験体の部材強度をほぼ安全側に評価するとともにばらつきも S タイプほど大きくなく、破壊形式の再現性もおおむね良好であった。
- (5) S タイプの実験結果に対する材料試験値を用いた修正荒川式の計算結果は、全ての試験体において安全側に評価したが、そのばらつきはかなり大きかった。
- (6) F タイプの実験結果に対する材料試験値を用いた曲げ略算式の計算結果は、全ての試験体において安全側に評価するとともに、ばらつきも S タイプほど大きくなかったが、FEM 解析に比べるとやや過小評価する傾向が見られた。

謝辞

本実験は、建築研究所において、JICA との協力事業として実施されている開発途上国に向けた国際地震工学研究の一環として行われたものであり、実験に携わってこられた向井智久博士（建築研究所）、谷昌典博士（京都大学）、坂下雅信博士（国土技術政策総合研究所）に謝意を表します。また、FEM 解析にご協力いただいた洪杰博士（JIP テクノサイエンス株式会社）に謝意を表します。

参考文献

- 1) 全国官報販売協同組合：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990
- 3) Feenstra, P. H. : Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete. Ph.D. thesis, Delft University of Technology, 1993
- 4) Hordijk, D.A.: Local Approach to Fatigue of Concrete, Ph.D. thesis, Delft University of Technology, 1991
- 5) 土木学会：2017 制定コンクリート標準示方書[設計編]，2018.3
- 6) Hsieh, S. S., E. C. Ting, and W. F. Chen : An Elastic - Fracture Model for Concrete, Proc. 3d. Eng. Mech. Div. Spec. Conf. ASCE, Austin, Tex., 1979, pp.437-440
- 7) CEB : CEB-FIP Model Code 1990 Design Code, Thomas Telford Service Ltd., 1990
- 8) 伊藤大地，田嶋和樹，白井伸明：付着割裂ひび割れが生じる RC 造梁の破壊挙動に関する 3 次元 FEM 解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.33, No.2, pp.649～654, 2011