

(34) EWECs柱の骨格曲線モデルにおける 降伏時剛性低下率

Enkhtuvshin Serchinnyamgyal¹・松原 浩介²・松井 智哉³・田口 孝⁴

¹正会員 豊橋技術科学大学大学院 建築・都市システム学専攻
(〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)

E-mail: enkhtuvshin.serchinnyamgyal.gk@tut.jp

²正会員 豊橋技術科学大学大学院 建築・都市システム学専攻
(〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)

E-mail:matsubara.kosuke.aq@tut.jp

³正会員 豊橋技術科学大学 建築・都市システム学系 准教授 博士(工学)
(〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)

E-mail:matsui.tomoya.tx@tut.jp

⁴正会員 矢作建設工業(株) エンジニアリングセンター 博士(工学)
(〒480-1342 愛知県長久手市茨ヶ廻間1533-74)

E-mail:t-taguchi@yahoo.co.jp

EWECs(Engineering Wood Encased Concrete-Steel)構造はコンクリート、鉄骨および集成材から構成される合成構造システムであり、柱部材は内部に鉄骨コンクリートを有し、その外周部が集成材で囲まれた合成構造である。本構造の性能評価法を構築することを目的として既往の試験体を用いて非線形増分解析における柱部材の骨格曲線モデルについて検討を行った。結果として終局強度の実験値は計算値を上回っており、一般化累加強度理論により概ね評価できることが確認された。また、骨格曲線をトリリニアでモデル化する際の降伏時剛性低下率について分析を行った。実験による降伏時剛性低下率は0.138~0.245であり、シアスパン比、軸力比およびせん断余裕度を変数に用いた式で概ね評価可能であることを示した。

Key Words : EWECs Columns, Glued laminated timber, Nonlinear pushover analysis, Skeleton curve

1. はじめに

EWECs(Engineering Wood Encased Concrete-Steel)構造はコンクリート、鉄骨および集成材から構成される合成構造である。この構造システムは内部に鉄骨コンクリートを有しており、その外周部を集成材で拘束している。実際の施工時には、この集成材が型枠の役割を兼用するため、経済性および施工性に優れている。さらに、木質特有のぬくもりや景観が良いなどの効果もある。

既往の EWECs 柱の開発研究では、外殻集成材の上下端部に隙間を設けた試験体に対してコンクリート強度、シアスパン比、集成材の有無、軸力比、鉄骨断面積比等を変数とした静的載荷実験が行われてきた¹⁻³⁾。本研究では、静的非線形増分解析に用いる EWECs 柱の解析モデル構築に向けて、既往の試験体の実験データを用いて各試験体の剛性低下率とそれに影響を及ぼす構造変数について検討する。

2. 実験計画

(1) 試験体概要

図-1に検討対象とする試験体の形状、表-1に試験体一覧をそれぞれ示す。検討対象としたEWECs柱試験体は文献1~3に示されている12体であり、縮尺は1/2である。全試験体ともに柱断面は $b \times D$ が430mm角、内部コンクリート断面 $b \times d$ が350mmとし、外殻集成材の樹種はカラマツを用い、厚さは40mmとした。また、上下のスタブと集成材の間には10mmの隙間が設けられている。

(2) 載荷方法

図-2に載荷装置を示す。試験体はPC鋼棒を用いて載荷装置に固定した。載荷方法は、載荷装置に取り付けた2台の鉛直油圧ジャッキによって、所定の軸力を与えた後、載荷装置に取り付けた水平油圧ジャッキによる正負交番逆対称せん断加力とした。柱上下端部の相対水平変位 δ と柱内法長さ h_0 で与えられる相対部材角($R=\delta/h_0$)で $R=0.001, 0.003\text{rad}$ を1サイクル、0.005, 0.01, 0.015, 0.02,

表-1 試験体概要

試験体	$b \times D$ (mm)	$b \times D$ (mm)	σ_B (N/mm ²)	鉄骨形状 $H \times B \times i_u \times i_f$ (mm)	フラジ幅厚比 $B/2i_f$	ウェブ幅厚比 $(H-2i_f)/h_w$	モーメント比 M_d/M_u	スパン比 M/Qd	導入軸力* N(kN)	軸力比 N/N ₀	せん断 余裕度
WCM11	430 × 430	350 × 350	39.8	H-300×150×6.5×9	8.3	43.4	0.50	1.84	1041	0.20	1.49
WCM12			39.8	H-300×100×6×9	5.6	47	0.40	1.84	971	0.20	1.60
WCM13			39.8	H-300×200×9×12	8.3	30.7	0.61	1.84	1138	0.20	1.13
WCM14			39.8	H-300×150×6.5×9	8.3	43.4	0.48	1.84	1562	0.30	1.39
WCM21			57.3	H-300×150×6.5×9	8.3	43.4	0.44	1.84	1438	0.20	1.53
WCM22			36.7		8.3	43.4	0.54	1.23	1011	0.20	1.19
WCM23			36.7		8.3	43.4	0.53	1.84	1277	0.25	1.45
WCM25			36.7	H-300×190×6×6	15.8	48.0	0.48	1.84	987	0.20	1.38
WCM31			40.1	H-300×150×3.2×3.2	23.4	91.8	0.31	1.84	908	0.20	1.61
WCM32			40.1	H-300×150×3.2×4.5	16.7	90.9	0.37	1.84	976	0.20	1.41
WCM33			40.1	H-300×150×6×3.2	23.4	48.9	0.35	1.84	987	0.20	1.85
WCM34			40.1	H-300×170×3.2×9	9.4	88.1	0.50	1.84	1027	0.20	1.11

ここで、 b : 柱幅、 D : 柱せい、 b : 内部コンクリートの柱幅、 D : 内部コンクリートの柱せい、 σ_B : コンクリートの圧縮強度、 M_u : 曲げ終局モーメント、 M_d : 鉄骨のモーメントである。
 ※導入軸力はそれぞれ載荷前日のコンクリート強度を用いて算出した。

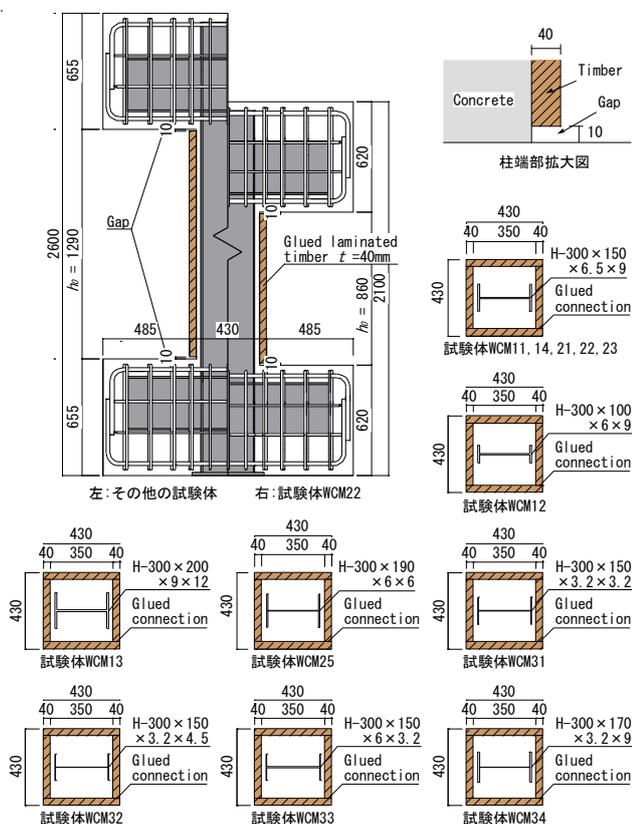


図-1 試験体の形状(単位 : mm)

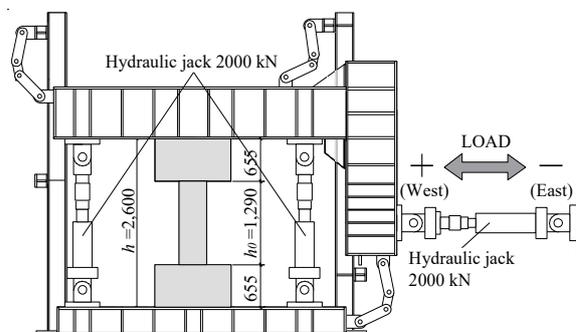


図-2 載荷装置 (試験体 WCM22 以外)

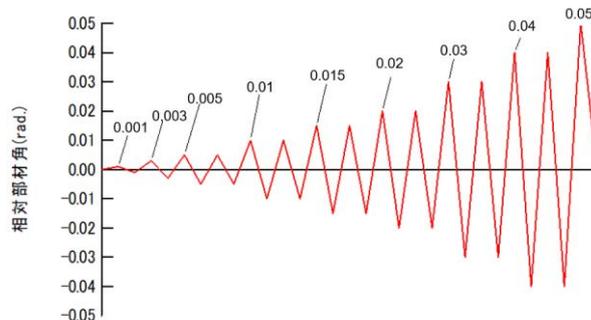


図-3 載荷プログラム

0.03, 0.04rad.を2サイクルずつ繰り返し,0.05rad.を正載荷のみを行う載荷プログラムで行った(図-3). 作用軸力は一定軸力とし, 式(1)による軸圧縮耐力 N_0 に対する軸力 N の比 ($=N/N_0$) で0.2, 0.25および0.3を設定した.

$$N_0 = c_u \cdot \sigma_B \cdot c_a + s_y \cdot A \quad (1)$$

ここで、 c_u : 圧縮側鉄骨比に応じて定まるコンクリートの低減係数、 σ_B : コンクリートの圧縮強度、 A : コン

クリートの断面積、 σ_y : 鉄骨の降伏強度、 A : 鉄骨の断面積である。

3. EWECS柱の骨格曲線の評価

(1) 骨格曲線のモデル化

実験結果より軸力とせん断力を受ける EWECS 柱の挙動は, 上下端部にひび割れが発生し, その後鉄骨が降伏し, 最大耐力到達後に緩やかに耐力低下するという経過

表-2 初期剛性の比較

試験体	初期剛性(kN(×10 ² rad))		実験値/計算値
	実験値	計算値	
WCM11	1626	2914	0.56
WCM12	1701	2787	0.61
WCM13	1883	3302	0.57
WCM14	1785	2914	0.61
WCM21	1875	3051	0.61
WCM22	2451	5106	0.48
WCM23	1553	2847	0.55
WCM25	1590	2805	0.57
WCM31	1450	2367	0.61
WCM32	1167	2431	0.48
WCM33	1276	2439	0.52
WCM34	1313	2706	0.49

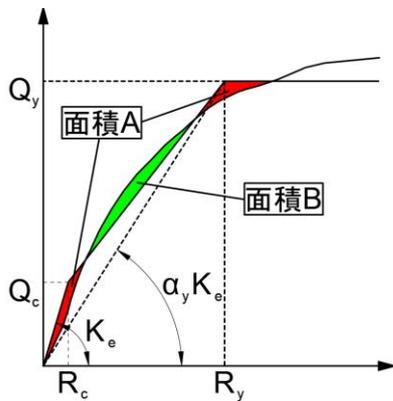


図-4 実験における剛性低下率

を辿る。そのようなことから EWECS 柱の骨格曲線は、図-4 に示すように第一折れ点をひび割れ強度 Q_c 、第二折れ点を曲げ終局強度 Q_y (一般化累加強度理論により算出) とするトリリニアモデルによりモデル化を行うこととする。

ひび割れ強度 Q_c は RC 規準⁹⁾ によるひび割れモーメント M_c により評価する

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z_e + N_c D/6 \quad (2)$$

ここで、 σ_B : コンクリートの圧縮強度、 Z_e : 内蔵鉄骨を考慮した有効断面係数、 N : 軸力、 D : コンクリート断面の柱せいである。

$$K_e = \frac{1}{\frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_s}} \quad (3)$$

$$K_f = 12EI/h_0^2 \quad (4)$$

$$K_s = GA/\kappa \quad (5)$$

ここで、 K_f : 曲げ変形に対する剛性、 K_s : せん断変形に対する剛性、 EI : コンクリートおよび鉄骨の剛性の和、 h_0 : 柱内法高さ、 GA : コンクリートおよび鉄骨のせん断剛性の和、 κ : 形状係数(=1.2)である。

曲げ終局強度 Q_y は SRC 規準⁹⁾ による一般化累加強度とする。

表-3 実験結果における剛性低下率

試験体	剛性低下率		
	正載荷側	負載荷側	平均値
WCM11	0.209	0.198	0.204
WCM12	0.237	0.243	0.240
WCM13	0.217	0.219	0.218
WCM14	0.252	0.239	0.245
WCM21	0.229	0.230	0.229
WCM22	0.142	0.134	0.138
WCM23	0.212	0.212	0.212
WCM25	0.214	0.216	0.215
WCM31	0.232	0.237	0.235
WCM32	0.177	0.167	0.173
WCM33	0.203	0.188	0.196
WCM34	0.173	0.166	0.169
平均値			0.206

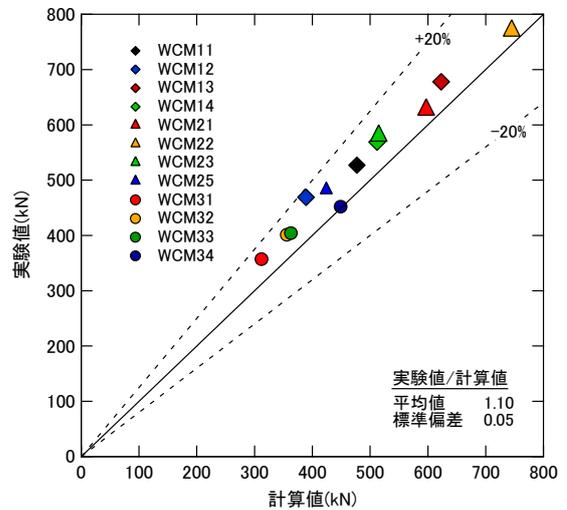


図-5 曲げ終局強度の計算値と実験値

初期剛性 K_e はおおよそせん断変形を考慮した弾性剛性を用いることとし、本検討で対象としている逆対称モーメントを受ける試験体に対しては式(3),(4)および(5)で表される。

降伏点の変形は剛性低下率を用いて評価する。

(2) 曲げ終局強度

図-5 に曲げ終局強度の実験値と計算値の比較を示す。計算値に対する実験値の割合は 1.01~1.20 の範囲内にあり EWECS 柱の曲げ終局強度は一般化累加強度理論により概ね評価できているといえる。

(3) 初期剛性

表-2 に初期剛性の実験値と計算値の比較を示す。実験値の初期剛性は荷重サイクルの $R=0.001\text{rad}$ における正載荷および負載荷のピーク時を結んだ割線剛性とした。

計算値に対する実験値の比率は 0.48~0.68 であり、実験による初期剛性は計算値の半分程度である。

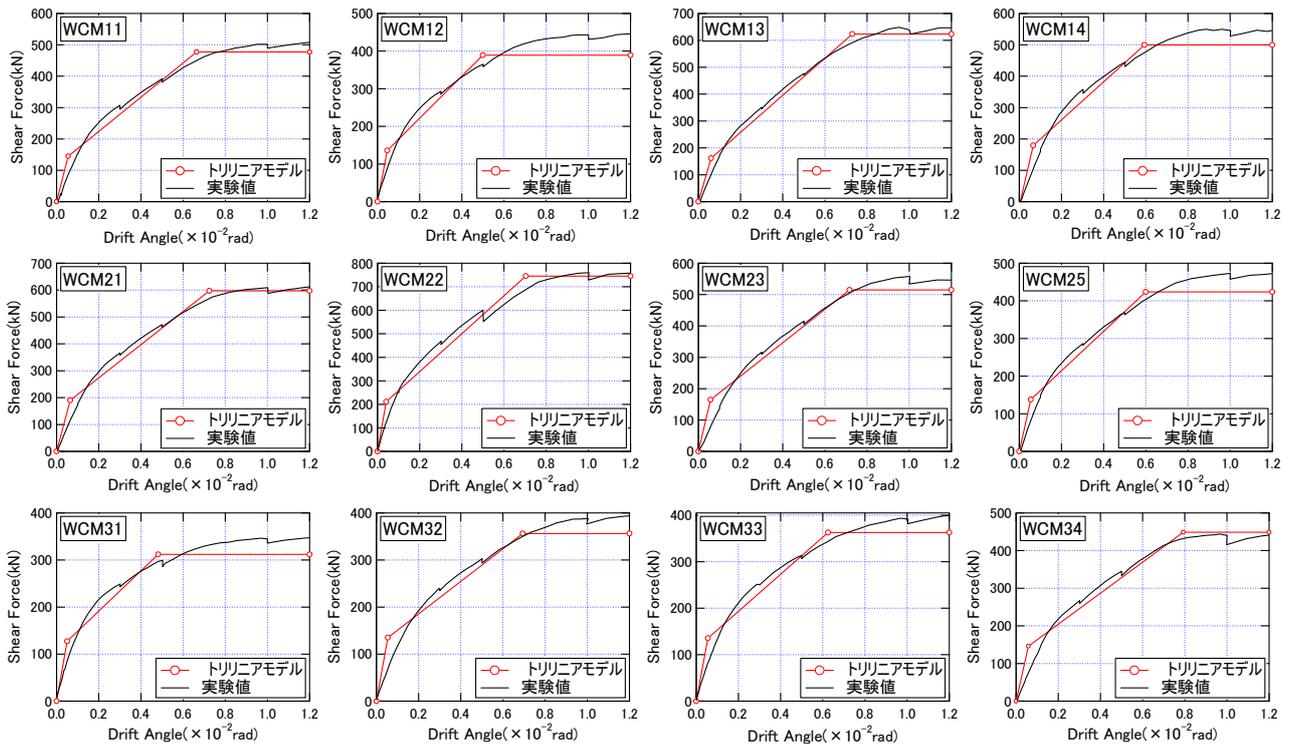


図-6 荷重-変形角関係の実験結果とトリリニアモデル

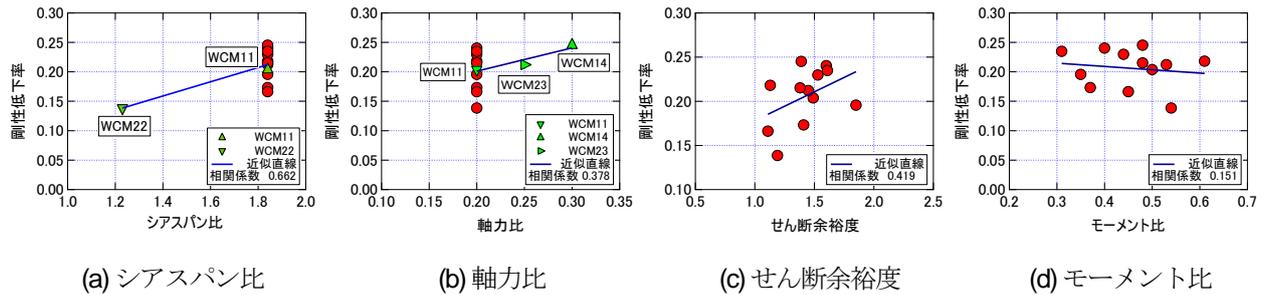


図-7 各構造因子と剛性低下率の関係

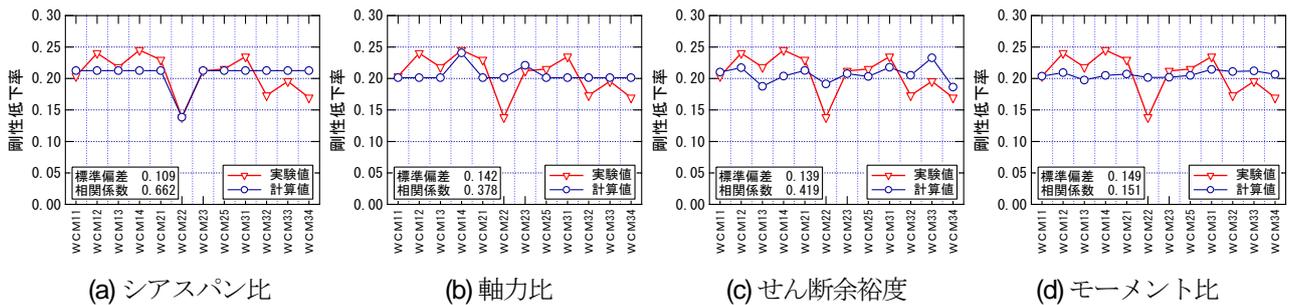


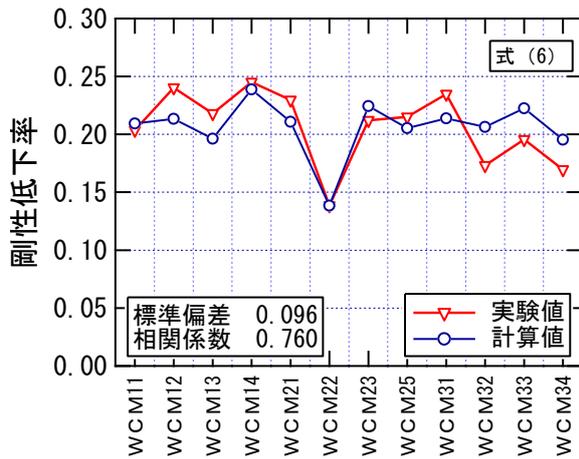
図-8 各構造因子の近似直線から計算した剛性低下率と実験値の比較

(4) 剛性低下率に及ぼす構造因子の影響

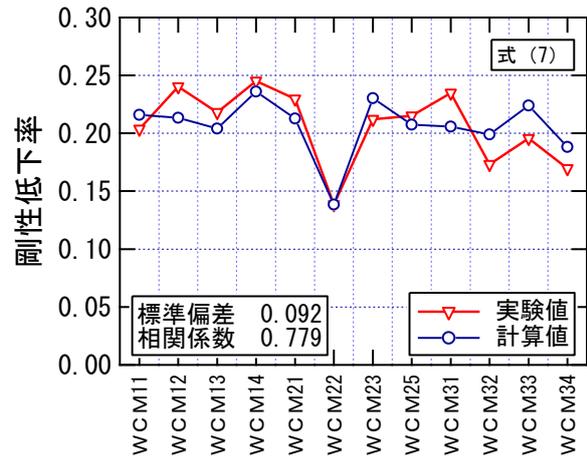
表-3に実験結果における剛性低下率の実験値を示す。実験結果における剛性低下率 α_y は図-4に示す面積Aと面積Bが等しくなる(エネルギーが等しくなる)ように降伏点 R_y を定め、計算による初期剛性 K_e の計算値に対する降伏点の割線剛性の低下率とした。図-6に各試験体のトリリニアモデルによる骨格曲線と正載荷側の実験結果の比較を示す。試験体WCM34では正載荷時に終局強度

に達せず、その交点が存在していないため、計算耐力が実験結果と最も近づいた点($R=0.01\text{rad}$ 付近)を交点として算出した。他の試験体については正負載荷ともに実験の最大耐力は曲げ終局強度の計算値を上回っている。算出の結果、降伏点変形角は $0.48\sim 0.79 \times 10^{-2}\text{rad}$ であり、平均値は $0.65 \times 10^{-2}\text{rad}$ である。

剛性低下率の平均値は0.206となり、シアスパン比が小さい試験体WCM22が最も小さく0.138である。最も



(a) 4つの構造因子を用いた式(6)



(b) 3つの構造因子を用いた式(7)

図-9 降伏時剛性低下率の実験値と計算値の比較

大きい剛性低下率は 0.245 であり、高強度コンクリートを用いた試験体 WCM14 である。

図-7にシアスパン比，軸力比，せん断余裕度およびモーメント比と剛性低下率の関係を示す。せん断余裕度は曲げ終局強度に対するせん断終局強度の比である。モーメント比は曲げ終局モーメント M_u に占める鉄骨のモーメント M_{fu} の比である。また，図-7にはそれぞれの構造因子に対する剛性低下率の関係と近似直線を示す。その近似直線により計算した剛性低下率と実験値の比較を図-8に示す。

それぞれの構造因子が降伏時剛性低下率に及ぼす影響をみると，シアスパン比，軸力比およびせん断余裕度が大きくなると剛性低下率は大きくなる傾向にある。

せん断余裕度については，せん断余裕度が小さくなるほど全体の変形に対するせん断変形の負担割合が増えることが報告³⁾されているが，せん断剛性に対する剛性低下も大きくなると考えられる。そのため，せん断余裕度が小さくなるほど剛性低下率は小さくなると考えられる。

モーメント比については，モーメント比が大きくなるほど剛性低下率は小さくなる傾向にあるが，相関係数は 0.151 程度で相関は小さい。

図-8の実験値と計算値の比較をみると，図-8(a)ではシアスパン比が小さい WCM22 は実験値とよく一致しているが，WCM22 以外の試験体の計算値は 0.2 程度で試験体ごとの剛性低下率の差異(大小関係)に対応してない。

図-8(b)の軸力比を変数とした場合も同様に軸力比のみが異なる試験体 WCM11, WCM23 および WCM14 は計算値と実験値は対応しているが，その他の試験体では剛性低下率の差異に対応してない。

図-8(c)のせん断余裕度を変数とした場合をみると試験

表-4 降伏時剛性低下率の実験値と計算値

試験体	実験変数	降伏時剛性低下率		
		実験値 (平均値)	計算値 式(6)	計算値 式(7)
WCM11	基準試験体	0.204	0.216	0.209
WCM12	鉄骨断面積比小	0.240	0.213	0.213
WCM13	鉄骨断面積比大	0.218	0.204	0.196
WCM14	軸力比 0.3	0.245	0.236	0.238
WCM21	高強度コンクリート	0.229	0.213	0.210
WCM22	シアスパン比 1.23	0.138	0.138	0.138
WCM23	軸力比 0.25	0.212	0.230	0.224
WCM25	鉄骨幅厚比変更	0.215	0.207	0.205
WCM31	フランジ・ウェブ幅厚比上限	0.235	0.206	0.213
WCM32	ウェブ幅厚比上限	0.173	0.199	0.206
WCM33	フランジ幅厚比上限	0.196	0.224	0.222
WCM34	せん断余裕度 1.11	0.169	0.188	0.195

体ごとの大小関係はおおよそ捉えられている傾向がある。図-7に示す単回帰分析のほか，シアスパン比，軸力比，せん断余裕度およびモーメント比の変数の内，変数を 4 つおよび 3 つとした場合の重回帰分析を行った。

〈変数：シアスパン比，軸力比，せん断余裕度およびモーメント比〉

$$\alpha_y = \left(\frac{M}{Qd}\right) 0.103 + \left(\frac{N}{N_0}\right) 0.28 + \left(\frac{Q_{su}}{Q_{mu}}\right) 0.061 + \frac{sM_u}{M_u} 0.167 - 0.167 \quad (6)$$

〈変数：シアスパン比，軸力比およびせん断余裕度〉

$$\alpha_y = \left(\frac{M}{Qd}\right) 0.098 + \left(\frac{N}{N_0}\right) 0.33 + \left(\frac{Q_{su}}{Q_{mu}}\right) 0.037 - 0.092 \quad (7)$$

4 つの変数を用いた近似直線(式(6)), および図-7 に示す結果より相関係数が大きい変数であるシアスパン比, 軸力比およびせん断余裕度を選択した近似直線(式(7))による計算値と実験値の比較を図-9 および表-4 に示す。

両式において計算値に対する実験値の比の標準偏差が 0.096, 0.092, 相関係数は 0.76, 0.78 とほぼ同じである。よって, シアスパン比, 軸力比およびせん断余裕度を用いた評価式(式(6))により, 降伏時の剛性低下率を概ね評価できることが確認された。

4. まとめ

本研究では, 以下の知見が得られた。

- 1) 実験における EWECs 柱の降伏時剛性低下率は 0.138 ~ 0.245 で平均値は 0.206 である。
- 2) EWECs 柱の曲げ終局強度は一般化累加強度により, 概ね評価でき, 計算値に対する実験値の平均値は 1.1 である。
- 3) シアスパン比, 軸力比, せん断余裕度が大きくなるほど降伏時剛性低下率は大きくなる。モーメント比が大きくなるほど降伏時剛性低下率

は小さくなるが, その影響は小さい。

- 4) EWECs 柱の降伏時の剛性低下率はシアスパン比, 軸力比およびせん断余裕度を変数とした推定式により評価できる。

参考文献

- 1) 黒川洋一, 森本征晃, 松井智哉, 田口孝: 鉄骨断面積比および軸力比が異なる EWECs 柱の構造性能に関する研究, コンクリート工学会年次論文集, Vol.41, No.2, pp.1135-1140, 2019.7
- 2) 松原浩介, 黒川洋一, 松井智哉, 田口孝: EWECs 柱の構造性能に関する実験的研究, コンクリート工学会年次論文集, Vol.42, No.2, pp.955-960, 2020.7
- 3) 松原浩介, ENKHTUVSHINSERCHINNYAMGYAL, 松井智哉, 田口孝: 鉄骨幅厚比が異なる EWECs 柱の構造性能に関する研究, コンクリート工学会年次論文集, Vol.43, No.2, pp.727-732, 2021.7
- 4) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2014.1
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018.12

(Received September 10, 2021)

STIFFNESS REDUCTION FACTOR AT YEILD IN THE SKELETON CURVE MODEL OF EWECs COLUMNS

Serchinnyamgyal ENKHTUVSHIN, Kosuke MATSUBARA, Tomoya MATSUI
and Takashi TAGUCHI

The EWECs(Engineering Wood Encased Concrete-Steel) structure is a composite structure system that is consisted of concrete, steel and glued laminated timber. For the development of a performance evaluation method for this structure, we investigated a skeleton curve model of column members in nonlinear pushover analysis using existing test specimens. As a result, it was confirmed that the experimental value of the ultimate flexural strength and could be approximately evaluated by the generalized superposed strength. We also examined stiffness reduction factor at the yield point when modeling the skeleton curve in a Tri-linear model. The experimental stiffness reduction factors at yield were between 0.138 and 0.245, it was confirmed that stiffness reduction factor can be evaluated by the equation with shear span ratio, axial load ratio and shear magnification factor of valuables.