

論文 H 形鋼を用いた SRC 長柱の弱軸まわり曲げ座屈耐力に関する実験的研究

柴田 道生*

要旨： SRC 長柱の座屈実験を行った。試験体は 12cm×12cm の断面内に溶接 H 形鋼 H-62×60×6×6 と 4 本の丸鋼主筋 9φ および丸鋼フープ 3φ を配し、弱軸まわり曲げ座屈を対象とした。中心圧縮と 2 種類の偏心量を与えた偏心圧縮実験を 4 種類の材長について行った。最大荷重に到るまでの荷重－変位関係は、弾性梁－柱理論に基づく中央断面のたわみ－曲率関係を用いた数値解析結果と良好な対応を示した。また、最大耐力は文献[13]の手法により精度良く予測することができた。終局状態ではコンクリートの劣化が卓越するため、中央断面は全塑性状態に達することはない。

キーワード： SRC 長柱, 弱軸まわり曲げ座屈, 座屈実験, 耐力, 数値解析

1. はじめに

現行の日本建築学会鉄骨鉄筋コンクリート構造 (SRC) 計算規準の長柱規定は、若林の提案[1]による長柱の累加強さ式 (以後、長柱累加式と呼ぶ) によっている。長柱累加式は数多くの長所を持つが理論的根拠に乏しく、H 形鋼が弱軸まわり曲げに配された部材等では正解との差が大きい、との指摘もなされている[2]。こうした設計式の妥当性を検討するためには実験データの蓄積が必要であるが、我が国におけるコンクリート系長柱の実験データは少ない[3～11]。とくに、H 形鋼を用いた SRC 長柱に関する実験資料の内[3～6,8]、弱軸まわり座屈を対象としたものは数例にすぎず、しかも基本的な性状に着目したものではない[4,5,11]。本研究は H 形鋼を用いた SRC 長柱の弱軸まわり曲げ座屈耐力を実験的に明らかにし、合理的な設計式を導くための基礎資料を得ようとする。

2. 実験

2.1 試験体

試験体の概要を表 1、図 1 に示す。4 種類の材長と中心圧縮および 2 種類の偏心圧縮の組合せで計 12 体の圧縮実験を行った。表中の M_o は、 $M_o = F_c BD^2/8 + M_{so} + M_{ro}$ で定義される基準曲げ強度、 M_{so} 、 M_{ro} は鉄骨および主筋の全塑性モーメントであり、無次元化細長比 $\lambda = \sqrt{N_o / N_E}$ は部材の降伏軸力 N_o と弾性座屈荷重 N_E の比の平方根である。

鉄骨は板厚 6 mm の鋼板を溶接して製作し、焼鈍を行った。主筋およびフープはそれぞれ径 9mm、3mm の丸鋼を用いた。鉄骨のフランジおよびウェブより採取した引張試験片、および鉄筋の材料試験結果を表 2 に示す。コンクリートの調合は表 3 を基準とし、細骨材の表面水量に応じて水と細骨材量を補正した。コンクリート打設は図 2 に示す鋼製型枠を用いて横打ちとし、屋外で打設後 2～3 日間シートを被せ、脱型した後は 5～9 週間標準水中養生し、その後空中養生とした。実験時の材令は 287～332 日であった。コンクリート材料の概要を表 4 に示す。

* 摂南大学教授 工学部建築学科、工博 (正会員)

2.2 加力・測定システムと中心合わせ

載荷システムの概要を図3に示す。試験体をかまぼこ球座を介して長柱試験機に設置し、約30tの圧縮力をかけた状態で部材中央の横たわみが最小となるように上下端の材端移動装置を調整し、その状態を中心圧縮の状態とした。偏心圧縮実験では中心圧縮の状態から材端移動装置を操作して所定の偏心量を与えた。今回用いた球座の材端移動装置は移動できる範囲が限られていたため、大きな偏心を与えることはできなかった。部材端を支点とする測定フレームに設置した2個の1cmストロークの変位計により材軸方向変位を、5cmストロークの変位計（材長216cmの試験体の場合は10cmストローク）により部材中央の横たわみを測定した。

3. 実験結果と考察

3.1 最大荷重および荷重－横たわみ関係

実験で得られた最大荷重を表1中に「実験耐力」として示す。また、実験で得られた荷重と中央点横たわみの関係を図4中に実線で示す。図の両軸はそれぞれ部材の降伏軸力 N_o および材長 L で無次元化されており、図中の破線は数値解析結果（後述）である。 $L/D=8$ 、12の試験体では、最大荷重に到るまでの経過は実験値と解析結果のの対応は良好であるが、最大耐力以降の経緯に関しては実験値は解析結果を相当下回る。これは、解析においてコンクリートの劣化性状を考慮

表1 試験体概要

試験体	X040	X041	X042	X080	X081	X082
材長 L (cm)	48	48	48	96	96	96
材長せい比 L/D	4	4	4	8	8	8
偏心量 e (cm)	0	1.3	2.35	0	1.3	2.8
コンクリート強度 F_c (MPa)	42.4	43.1	43.1	46.5	43.4	46.2
降伏軸力 N_o (kN)	1024	1037	1044	1100	1046	1077
基準曲げ強度 M_o (kNm)	15.64	15.97	16.15	17.20	16.14	16.53
弾性座屈荷重 N_E (kN)	28764	29577	29954	8065	7511	7475
無次元細長比 λ	0.006	0.006	0.006	0.011	0.012	0.012
実験耐力 P_x (kN)	1070	731	516	1057	654	452
偏心率 $\xi = N_o e / M_o$	0.000	0.844	1.520	0.000	0.842	1.825
$n = P_x / N_o$	1.045	0.705	0.494	0.962	0.625	0.419
$m = P_x e / M_o$	0.000	0.595	0.752	0.000	0.526	0.765

試験体	X120	X121	X122	X180	X181	X182
材長 L (cm)	144	144	144	216	216	216
材長せい比 L/D	12	12	12	18	18	18
偏心量 e (cm)	0	1.30	2.55	0	1.30	2.50
コンクリート強度 F_c (MPa)	41.3	44.6	48.3	42.1	44.8	46.2
降伏軸力 N_o (kN)	1006	1053	1103	1049	1053	1075
基準曲げ強度 M_o (kNm)	15.37	16.11	16.94	16.50	16.13	16.46
弾性座屈荷重 N_E (kN)	3146	3251	3358	1581	1443	1474
無次元細長比 λ	0.018	0.018	0.017	0.025	0.026	0.026
実験耐力 P_x (kN)	979	570	364	799	329	235
偏心率 $\xi = N_o e / M_o$	0.000	0.850	1.661	0.000	0.849	1.633
$n = P_x / N_o$	0.973	0.541	0.330	0.762	0.312	0.218
$m = P_x e / M_o$	0.000	0.460	0.547	0.000	0.265	0.356

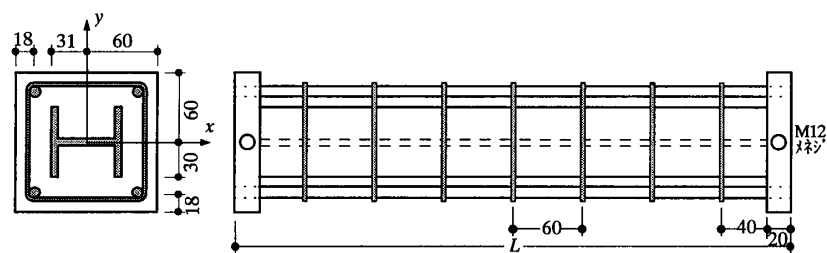


図1 試験体

表2 鋼材の引張試験結果

	フランジ	ウェブ	主筋	フープ
降伏応力 (MPa)	340	454	279	252
引張強度 (MPa)	389	466	415	301
伸び率 (%)	13.1	11.1	35.5	36.7

していないためと考えられる。 $L/D = 4$ の場合、コンクリートの圧壊・劣化が早期に発生し、荷重が最大となる時のたわみは実験値が解析結果より相当小さく、その後の耐力低下も解析結果に比べて著しい。 $L/D = 18$ の偏心圧縮柱では、実験で得られた耐力は数値解析結果を下回る。これらの試験体では実験値の初期剛性も数値解析結果に比べて低く、偏心量の制御を誤った可能性がある。

3.2 中心圧縮座屈荷重

中心圧縮実験で得られた座屈耐力と無次元化細長比（前出）の関係を図5中に●印で示す。図中の実線は図6の構成則に基づく接線係数理論解であり、コンクリートの弾性係数は $E_c = 210\sqrt{5F_c}$ (t/cm^2) で評価し[12]、鋼材の存在によるコンクリートの断面欠損を考慮している。実験値と解析結果の対応は良好である。

3.3 荷重－中央点曲げモーメント関係

実験で得られた荷重と中央点曲げモーメントの関係を図7中に実線で示す。横軸は2.1節で定義された基準曲げ強度 M_0 で無次元化されており、破線で示された $N-M$ 曲線は数値解析結果、点線の相関曲線は累加強度理論解、●印は実験で得られた最大耐力時の軸力と材端モーメントの関係を示す。1点鎖線で示された相関曲線は文献[13]の手法で得られた長柱の相関曲線であって数値解析

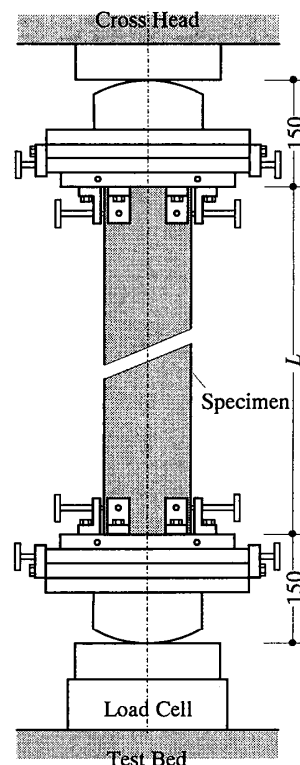
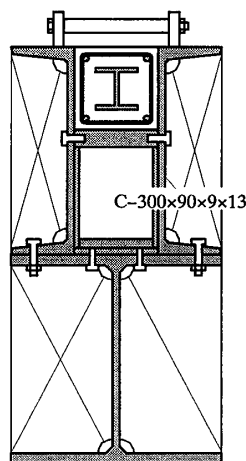


図3 荷重システム

表3 コンクリートの調合 (1 m³ 当たり)

水セメント比	細骨材率	水	セメント	砂	砂利	ポリリス	AE 助剤
64 %	50.2 %	215 kg	334 kg	817 kg	844 kg	3.35 ℓ	0.35 ℓ

表4 コンクリート材料の概要

セメント	普通ポルトランドセメント、比重：3.16
細骨材	京都府城陽産、山砂、比重：2.56、吸水率：2.0、粗粒率：2.80
粗骨材	大阪府高槻産、採石、比重：2.67、吸水率：0.7、実積率：56、最大粒径：10
AE 減水剤	ポリリス N070、比重：1.07、原液換算使用率：C×0.25%

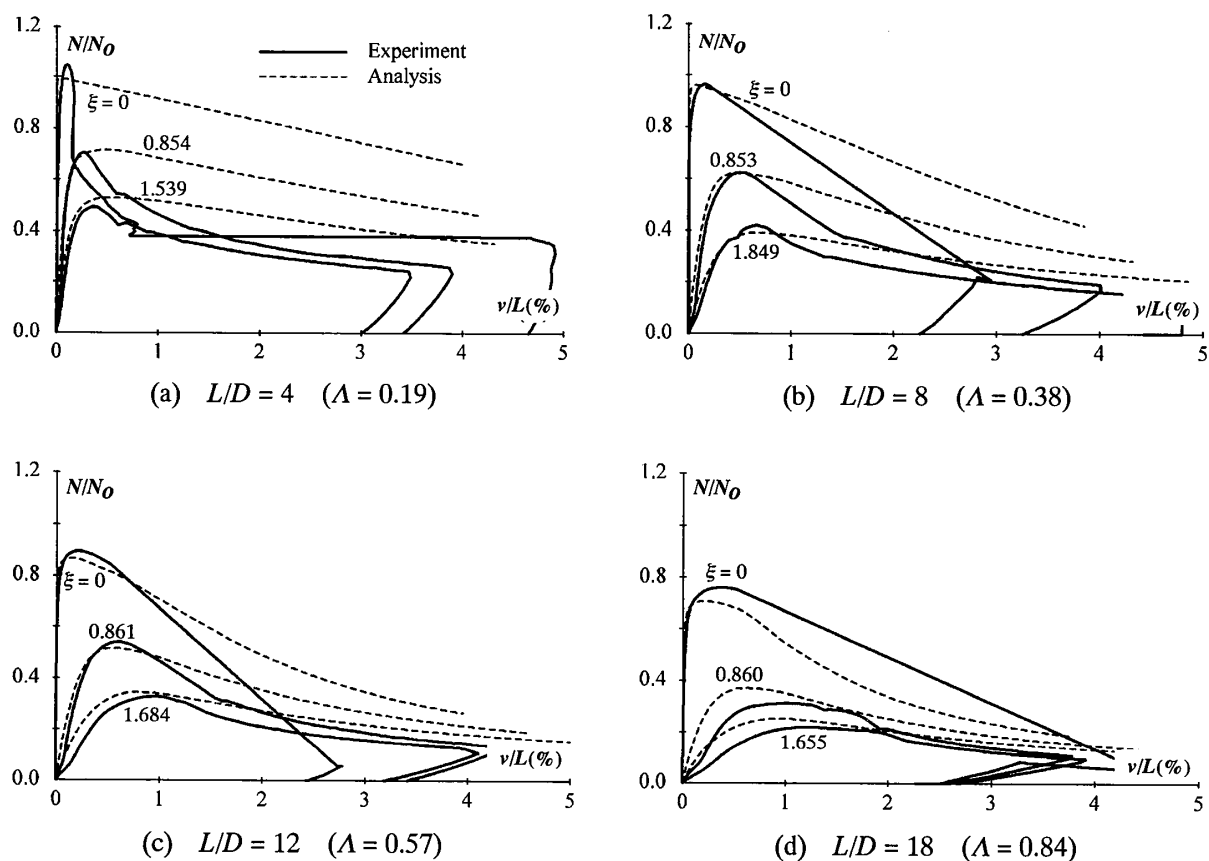


図4 荷重-中央点横たわみ関係

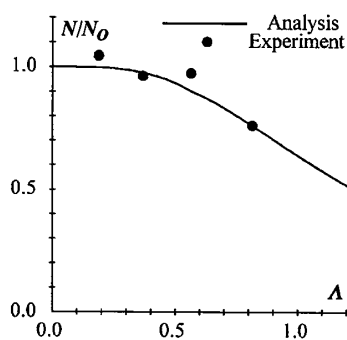


図5 中心圧縮耐力

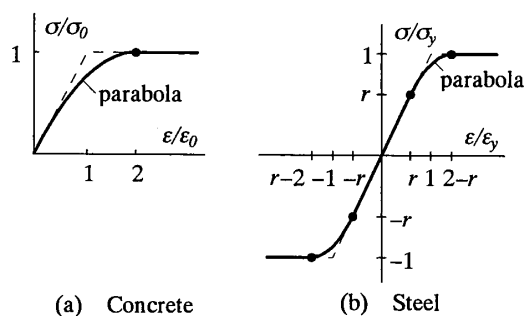


図6 パラボラ形構成則

で得られた最大耐力時の軸力と材端モーメントに対応する。 $L/D = 8, 12$ の偏心圧縮柱では、最大耐力に至るまでは数値解析結果は実験値と良く対応している。数値解析ではコンクリートの劣化性状を考慮していないので最大耐力以降の解析結果が累加強度相関曲線に漸近していくのに対して、実験値は最大耐力に達した直後から急激に相関曲線の内側に進み、中央断面の応力状態は全塑性状態に達し得ない。終局状態での中央断面応力が全塑性状態以上の耐力を発揮するコンクリート充填鋼管長柱[3~5]と、コンクリートの外側が鋼材で保護されていない通常のSRC長柱の相違はこの点にある。文献[13]の手法で得られた相関曲線は実験値とよく対応している。 $L/D = 4$ の偏心圧縮柱ではコンクリートの圧壊・劣化が早期に生じるため解析結果が最大耐力に至る前に実験値は最大値に達し、 $N-M$ 曲線は急激に相関曲線の内側に進む。最大耐力時の軸力と材端モーメントの関係を表す●印は文献[13]の手法による相関曲線の内側に位置する。 $L/D = 18$ の偏心圧縮柱では $N-M$ 曲線の実験値は早い段階から数値解析結果を下回り、最大耐力も相当低い。

4. 結論

- 1) SRC 長柱の中心圧縮・偏心圧縮座屈実験を行い、数値解析結果および文献[13]の手法による解析と比較した。
- 2) 細長比の小さい偏心圧縮柱ではコンクリートの圧壊・劣化が早期に発生するので、劣化性状を考慮しない解析では耐力を過大評価する可能性がある。
- 3) 細長比が中程度以上であれば、コンクリートの圧壊・劣化が始まる以前に安定限界に達するので、最大耐力に関してはコンクリートの圧壊・劣化を考慮する必要はない。
- 4) 細長比が中程度以上であっても、最大耐力に達した直後からコンクリートの圧壊・劣化が卓越するので、中央断面は全塑性状態に達することはない。
- 5) 弾性梁-柱理論に基づく中央断面のたわみと曲率の関係式を用いた数値解析結果は、細長比が中程度以上の試験体に対し、最大耐力に到るまでの実験結果と良好な対応を示した。
- 6) 中程度以上の細長比に対する最大耐力は文献[13]の手法により精度良く予測することができる。

謝辞

球座装置を貸与していただいた神戸大学工学部 大谷恭弘助教授、ならびにコンクリートの打設に関して便宜を賜ったタイコーKK 藤木英晴氏に厚く感謝します。なお、本研究は平成 7、8 年度文部省科学研究費 基盤研究(c)「H 形鋼を用いた SRC 長柱の弱軸回り曲げ座屈耐力に関する実験的研究」(研究代表者：柴田道生)の一部として行われた。

参考文献

- [1]若林 實、吉田 望：細長い合成柱の設計式、日本建築学会論文報告集、No.278、pp.27-36、1979.04.
- [2]柴田道生：SRC 梁-柱の耐力評価式、構造工学論文集、日本建築学会、Vol.40B、pp.351-358、1994.03.
- [3]若林 實、南 宏一、柴田道生、忠田圭史：中心圧縮力を受ける鉄骨コンクリート・鉄筋コンクリート長柱の弾塑性挙動に関する実験的研究、日本建築学会近畿支部研究報告集、No.15、1975.06、pp.33-36 および日本建築学会大会学術講演梗概集(構造系)、pp.1207-1208、1975.10.
- [4]松井千秋、森野捷輔 他：2 軸偏心圧縮を受ける SRC 長柱の弾塑性性状に関する研究(その 1)、日本建築学会大会学術講演梗概集(構造系)、pp.1627-1628、1979.09.
松井千秋、森野捷輔 他：2 軸偏心圧縮を受ける SRC 長柱の弾塑性性状に関する研究(その 2)、日本建築学会大会学術講演梗概集(構造系)、pp.1887-1888、1980.09.
- [5]鈴木敏郎、滝口克己 他：細長い SRC 部材の偏心圧縮、引張実験、日本建築学会大会学術講演梗概集(構造系)、pp.2475-2476、1983.10.

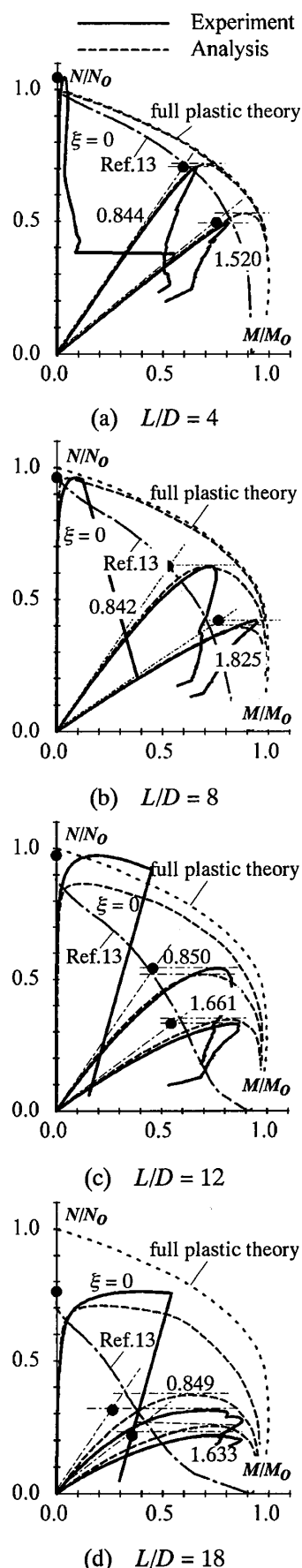


図 7 荷重-中央断面曲げモーメント関係

- [6]鈴木敏郎、滝口克己 他：SRC 柱の中心及び偏心圧縮実験（その 1 実験計画）、（その 2 実験結果）、日本建築学会大会学術講演梗概集（構造系）、pp.2741-2744、1984.10.
- [7]岩井、若林：2 軸偏心圧縮を受ける鉄筋コンクリート長柱の終局耐力 その 1 正方形断面柱の載荷実験、日本建築学会論文報告集、No.367、pp.59-67、1986.09.
- [8]浅草 肇・中村 武・若林 實：一定軸方向力と対称曲げ・非対称曲げを受ける鉄骨鉄筋コンクリート長柱の弾塑性挙動、構造工学論文集、日本建築学会、Vol.37B、pp.437-446、1991.03.
- [9]Din, H.Z.E. , Matsui, C. and Tsuda, K. : Stability and Post-Buckling Behavior of Concrete Filled Square Tubular Columns、構造工学論文集、日本建築学会、Vol.39B、pp.323-334、1993.03.
- [10]松井千秋、津田恵吾、尾崎 功、石橋靖夫：コンクリート充填円形鋼管長柱の設計式について、構造工学論文集、日本建築学会、Vol.40B、pp.403-410、1994.03.
- [11]Matsui, C. and Din, H.Z.E. : Stability and Strength of Steel Concrete Composite Columns Considering Creep Effect、構造工学論文集、日本建築学会、Vol.40B、pp.391-401、1994.03.
- [12]日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説
- [13]柴田道生：任意形状の鉄骨を持つ SRC 長柱の $N - M$ 相関曲線、日本建築学会構造系論文報告集、No.493、pp.139-146、1997.03.

付録. 数値解析

3 章で結果を引用した数値解析の概要を示す。

1 仮定

- 1) 両端に等しい偏心量 e を与えた真っ直ぐな偏心圧縮柱を解析対象とする（図 8）。
- 2) 部材中央の曲率 κ_c と横たわみ v_c の間には次の関係が成立する。

$$R = \frac{v_c}{(L/\pi)^2 \kappa_c} = \frac{\pi^2}{8} - \left(\frac{\pi^2}{8} - 1 \right) \frac{N}{N_E} \quad (1)$$

式(2)は、弾性梁－柱（beam-column）理論解

$$R(N) = \frac{N_E}{N} \left\{ 1 - \cos \left(\frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{N}{N_E}} \right) \right\}$$

を線形化したものである[13]。

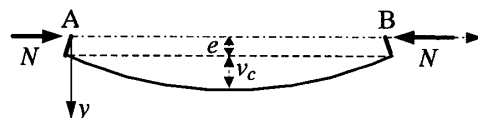


図 8

- 3) 部材中央断面は多数のフランジ要素からなり、平面保持仮定が成立する。
- 4) 各フランジ要素は、図 7(a)、(b)に示す構成法則に従い、弾性除荷は考慮しない。同図(b)中の比例限度 r は $r=0.6$ とする。

2 基礎式

中央断面での軸ひずみ ε_c および曲率 κ_c と軸力 N および曲げモーメント M_c の関係は、

$$N(\varepsilon_c, \kappa_c) = \int_A \sigma(\varepsilon_c + y \cdot \kappa_c) dA, \quad M_c(\varepsilon_c, \kappa_c) = \int_A y \cdot \sigma(\varepsilon_c + y \cdot \kappa_c) dA \quad (2)$$

また、釣り合い条件より次式が成立する。

$$M_c(\varepsilon_c, \kappa_c) = N(\varepsilon_c, \kappa_c) \cdot (e + v_c) \quad (3)$$

3 解析手順

- 1) 中央点たわみ v_c を与え、式(1)、(2)、(3)より試索法により ε_c , κ_c を消去して N , M_c を得る。
- 2) v_c を順次増大させながら N が最大となる点を求める。