弦材にコンクリートを充填した平行弦鋼管トラスの変形能力

THE DEFORMATION CAPACITIES OF PARALLEL CHORD TRUSSES WITH CONCRETE FILLED TUBULAR CHORDS

河野昭彦*, 松井千秋**
Akihiko KAWANO and Chiaki MATSUI

This paper presents a evaluation for the deformation capacity of a parallel chord truss of which the chord members are concrete filled circular tubes (CFT truss). The CFT truss could have a stable plastic collapse mechanism without any strength reductions under not only monotonous loading but also alternatively repeated loading, so that the encased concrete in tubular chords would well avoids the chord buckling. In this paper, the conditions for some stable mechanisms are described and the deformation capacities of CFT trusses are evaluated for each mechanism. The covering mechanisms are (1) none of the chords of a CFT truss buckles under monotonous loading; (2) none of the chords buckles under repeated loading; and (3) one of the chords buckles under repeated loading. A sample evaluation demonstrates that CFT trusses could have the superior deformation capacities which could be compared with full web members in steel.

Keywords: concrete filled tube, truss, beam-column, deformation capacity, buckling, fracture
コンクリート充填鋼管, トラス, 梁柱, 変形能力, 座屈, 破断

1. 序

純鉄骨トラスの耐力は, 節点が十分な強度を持つとすれば構成部材の曲げ座屈や骨組全体の座屈などの構造不安定によって決定されるのが普通である。しかし, コンクリート充填円形鋼管部材 (CFT 部材) を弦材に使用した平行弦トラス (CFT トラス) では, 繰返し荷重下においても構造不安定を回避することが可能であり¹⁾, また弦材が座屈した場合でも CFT 部材の優れた耐震性能が期待できる²⁾ など優れた耐震性能が期待できる。

CFT トラスの崩壊形式は, CFT 部材が純鉄骨部材にはない軸方向挙動上の特徴を持つため多彩である。CFT 部材の特徴は, (a) 充填コンクリートが圧縮だけに抵抗するので, 一方圧縮の場合の座屈耐力が一方引張の場合の降伏耐力を上回る³⁾; (b) きわめて短柱であれば繰返し軸力に対しても合成断面部材としての圧縮耐力を保持する⁴⁾ が, そうでなければ中空鋼管と同じ圧縮耐力になる⁵⁾; (c) 局部座屈が発生しても耐力劣化が少なく, その後多数の繰返し荷重に耐える⁶⁻⁸⁾; などである。純鉄骨トラスに関しては, ラーメン骨組の梁材に限定して変形能力を期待する設計法が提案されている^{9), 10)} が, そこではトラス弦材の曲げ座屈は不可避の現象とされている。ところが, CFT トラスは, CFT 部材の特徴 (a) および (b) によって弦材の曲げ座屈を回避することができる。また, 純鉄骨トラスでは局部座屈発生点がトラスの

変形限界と考えられているが, CFT トラスは CFT 部材の特徴 (c) によって鋼管の局部座屈後も耐力の保持やエネルギー吸収が期待できるので, 局部座屈発生点を変形限界と考える必要はないと考えられる。

ここでは, 図1に示す両弦材が同断面の CFT 部材で構成された平行弦 CFT トラスに対して, 弦材が曲げ座屈あるいは引張降伏, さらに局部座屈する場合に対する変形能力の評価を試みる。

2. 一方向荷重下の変形能力

2.1 トラスの一方向荷重下の安定挙動

(1) 一方向軸力を受ける CFT 部材の挙動と耐力

図2(a), (b) は, CFT 部材と中空鋼管部材の一方圧縮あるいは一方引張の実験挙動である³⁾。鋼管は, 冷間成形の電縫鋼管で径厚比は約 30 である。一方圧縮力を受ける場合の座屈長さは, 鋼管外径の

図1 CFT トラス

* 九州大学人間環境学研究所 助教授・工博

** 九州大学人間環境学研究所 教授・工博

Assoc. Prof., Division of Human Environment Studies, Graduate School of Kyushu University, Dr. Eng.
Prof., Division of Human Environment Studies, Graduate School of Kyushu University, Dr. Eng.

図2 CFT部材および中空鋼管部材の一方方向荷重挙動

図3 CFT部材および中空鋼管部材の曲げ座屈荷重

20倍(鋼管の細長比λで約60)である。充填コンクリートは普通コンクリートで、シリンダー圧縮強度 σ_B は約30MPaである。図2(a)に示すように、一方方向圧縮の場合のCFT部材の曲げ座屈荷重は中空鋼管部材の場合より高くなるが、曲げ座屈後の耐力劣化は中空鋼管部材と同様に急激である。中空鋼管部材の場合は、さらに局部座屈が発生して耐力劣化が加速する。一方、CFT部材の場合は、局部座屈の発生は軸方向変位がかなり大きくなるまで発生せず、3.1節の繰返し軸力を受ける場合で示すように、たとえ局部座屈が発生してもすぐには耐力が劣化しない。図2(b)は一方方向引張の場合を示す。CFT部材の引張降伏軸力は、中空鋼管部材の場合より10%弱増加する。この耐力上昇は、鋼管がMisesの降伏条件に従うとすれば、鋼管断面の半径方向の収縮変形が充填コンクリートによって拘束を受けるので管壁が二軸引張を受ける平面応力状態になることから説明できる。この拘束は軸方向歪に対する相当塑性歪量を大きくするため、CFT部材の一樣伸び(近似的に最大軸力までの伸び)が中空鋼管部材の場合より減少するが、減少量は顕著ではなく、中空鋼管部材と同程度と考えることができる。ただし、最大軸力以降の伸びは鋼管の絞り変形が生じないためほとんどない。

図3は、各種の座屈長さ L_k を持つCFT部材および中空鋼管部材の曲げ座屈荷重の実験結果である³⁾。ただし、ここでは実験の最大圧縮軸力を曲げ座屈荷重と見なした。図中の記号 D は鋼管の外径を表す。鋼管は冷間成形電縫鋼管で径厚比は約30、充填コンクリートの σ_B は約30MPaである。図の一点鎖線はCFT部材の引張降伏軸力 P_y 、破線は最大引張軸力 P_u を表す。図より、鋼管の座屈長さがある限界値以下では、CFT部材の曲げ座屈荷重 P_{cr} が P_y あるいは P_u 以上になることがわかる。もちろん、この座屈長さの限界値は鋼管の径厚比、鋼管とコンクリートの材料強度などによって変化するが、この例で示すように比較的長柱の領域にある。

(2) CFTトラスの安定挙動の条件I (引張弦材が降伏する条件)

図4は、一方方向荷重が作用する場合のCFTトラスと中空鋼管トラスの材端モーメントとたわみ角の関係の実験結果¹⁾である。トラスは材端で構面外に単純支持され、等曲げ(圧縮弦材と引張弦材の軸力の絶対値が等しい)を受ける。弦材に使用した鋼管は冷間成形電縫鋼管で径厚比 D/T は約30、降伏応力度 σ_y は約320MPa、弦材の外径に対する横補剛支点間距離の比は約20で、充填コンクリートの σ_B は約30MPaである。図の太い実線で示すようにCFTトラスはたわみ角の増加とともに材端モーメントが上昇し続ける安定した挙動を示している。一方、中空鋼管トラスは、弦材の構面外座屈のためピーク後は

急激に材端モーメントが低下している。CFTトラスが安定した挙動を示すのは、「引張側弦材の降伏軸力に対して圧縮側弦材の曲げ座屈軸力が十分に大きい」という性質から、圧縮側弦材の軸力は引張側弦材の降伏で頭打ちとなって決して座屈軸力に達しないためである。ただし、この場合は引張側弦材が降伏しているため、圧縮側弦材の構面外座屈耐力に対して引張側弦材の補剛効果は期待できない。つまり、圧縮側弦材の構面外座屈は横補剛支点間距離を座屈長さとしたときの曲げ座屈荷重とする必要がある。もちろん、横補剛支点を密に設ければ、それだけ安定挙動を容易に実現することができる。ここでは、圧縮弦材の座屈軸力が引張弦材の降伏軸力(もっとも安全側には最大引張軸力)を上回る条件を「安定挙動の条件I」と呼ぶ。

図5は、トラスに曲げモーメント M のほか軸力 N も作用する一般的な荷重条件下での安定挙動の条件I¹⁾を示している。これはCFTトラスのM-N相関耐力で、縦軸はトラスに作用する軸力 N 、横軸は曲げモーメント M を表している。図中の記号は、 $N_{cr} = 2P_{cr0}$:トラスの圧縮耐力(P_{cr0} :他方の弦材やウェブ材の補剛効果を無視した座屈長さに対する弦材の曲げ座屈軸力)、 $N_y = 2P_y$:トラスの引張降伏耐力

図4 CFTトラスの一方方向荷重挙動

図5 CFTトラスの「安定挙動の条件I」

(P_y : 弦材の CFT 部材としての引張降伏軸力で、充填コンクリートの拘束による上昇を考慮する), $P_y \cdot h$: トラスの降伏曲げモーメント (h : 両弦材の断面重心間距離), $P_{cro} \cdot h$: トラスの座屈モーメントである。CFT トラスの M-N 相関耐力は弦材が曲げ座屈する場合の直線 (N_{cr} と $P_{cro} \cdot h$ を結ぶ実線) と引張降伏する場合の直線 ($-N_y$ と $P_y \cdot h$ を結ぶ破線) の 2 本で構成されている。安定挙動の条件 I はトラスの軸力 N がこれらの交点 G より小さい範囲で保証される。あるいは、引張側弦材が破断するまでトラスの安定挙動を保証するためには、図の P_y を CFT 部材としての最大引張軸力 P_u に読み替える必要がある。

2.2 トラスの一方荷重下の変形能力

安定挙動の条件 I を満たす CFT トラスの変形性能について検討する。等曲げモーメントを受ける場合は引張側弦材が全長にわたって降伏するのでトラスには十分な塑性変形が期待できる。一方、トラスが曲げせん断を受ける場合は引張側弦材の塑性化が端部の 1 区間に集中するので^{9),10)}、変形性能に制約が生じる。この定量化のため、図 6 に示すトラスの塑性崩壊機構を考える。引張側弦材の塑性化は端部の材長 l (ここでは l^+ を考える) の 1 区間に限られるものとし、その部分の塑性伸びを Δl_p とする。 Δl_p によってトラスには R_p だけ塑性部材角が生じる。幾何学的に R_p と Δl_p の間には次の関係がある。

$$R_p = \frac{\Delta l_p}{h} = \frac{\Delta l_p}{l} \cdot \frac{l}{h} \quad (1)$$

さて、 R_p の最大値 R_{pu} を小さく見積もることを試みる。まず、 $\Delta l_p / l$ の限界値は、CFT 部材の一樣伸び歪に等しいとし、普通鋼で冷間成形された鋼管の下限値として 8% 程度を考慮する^{1)-3), 5)-8)}。ただし、この値の妥当性はデータを蓄積して検証する必要がある。次に l/h は図 6 に示すワーレントラスの l^+ が実用上の最小値を与えると考えるとよく、ウェブ材の斜角を 60 度とすると R_{pu} は次ようになる。

$$R_{pu} = 0.08 \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} = 0.046 \quad (2)$$

次に CFT トラスの塑性変形能力 η は次式で定義することにする。

$$\eta = \frac{R_{pu}}{R_{pc}} \quad (3)$$

ここで、 R_{pc} は弾性限部材角 (トラスが降伏モーメントに達したときの弾性部材角) で、トラスそれぞれについて求める必要がある。 R_{pc} は、主としてトラスのせん断スパン比 (格間数)、ウェブ材と弦材の断面寸法比に影響され、前者はトラスの曲げ変形、後者はトラスのせん断変形に関係している。図 7 は R_{pc} の計算例で、せん断スパン比 M/Qd に対する R_{pc} の変化を示している。これらは、ウェブ材の斜角が 60 度のワーレントラスモデルに片持ち梁形式で自由端に横荷重を作用したときの弾性骨組解析結果である。ここで、 R_{pc} は引張側弦材の区間 I の軸力が降伏軸力 ($\sigma_y = 330\text{MPa}$ で 50 キロ鋼級を想定) に達したときの部材角としている。トラスモデルの鋼管とコンクリートのヤング率はそれぞれ 200 kN/mm^2 および 25 kN/mm^2 、格間数は 2 ～ 12、弦材鋼管の径厚比は 30、ウェブ材の径厚比は 20、ウェブ材と弦材の外径比 d/D は 0.4 と 0.7 である。図より、せん断スパン比 M/Qd が大きくなると弾性限部材角 R_{pc} は、曲げ変形の場合にそうであるようにほぼ線形に増大する。 M/Qd が 5 程度以下で線形関係が崩れるのは、ウェブ材の伸縮によるトラスのせん断変形の影響である。 d/D が 0.4 のトラスでは、 M/Qd が 3 程度以下ではウェブ材が座

図6 トラスの塑性崩壊機構モデル

屈軸力に達するので考慮外とする必要があるが、ウェブ材の変形、つまりトラスのせん断変形が R_{pc} を増大させる影響は小さくないことがわかる。さらに、トラス節点では弦材鋼管の局部変形によってウェブ材の剛接度が低下しトラスのせん断変形を増大させるが、CFT トラスの節点剛性は未解明であるので計算に含めていない。また、ここに示していないが、弦材鋼管の径厚比 D/T も弦材の軸剛性における充填コンクリートの寄与率を変化させるので R_{pc} に若干影響を与える。

図 8 は R_{pu} を 4.6% と仮定した場合の式(3) の CFT トラスの塑性変形能力 η を示している。図には、文献 9) による充腹柱および充腹梁の構造ランクの規定値も示している。これによれば、CFT トラスの変形能力は 3 から 10 程度になっており、柱としては通常 II 以上は期待できるが、I 以上はウェブ材の断面を大きくしない限り期待できないこと、梁としては、 M/Qd が 14 程度までは構造ランク I に該当することなどがわかる。

ただし、トラスの限界部材角は塑性変形成分だけでも 4.6% に達している。文献 11) は限界部材角が 2% 以上の CFT 柱をじん性をもつ

図7 CFT トラスの弾性限部材角

図8 CFT トラスの塑性変形能力

図9 CFT部材と中空鋼管部材の軸方向挙動

とも大きなFAランクに位置づけている。したがって、これによればCFTトラスは十分な塑性変形性能を持つとしてFAランクに評価されることになる。

3. 繰返し荷重下の変形能力

3.1 CFT部材の繰返し荷重下の耐力と挙動

CFTトラスの塑性変形能力は積雪などの一方向の過載荷重に対しては上述の方法で評価できる。しかし、CFTトラスは地震力などの繰返し荷重に対しては一方向載荷の場合とはまったく異なった挙動を示すので、上述の方法はそのままでは適用できない。そこで、まずCFT部材の繰返し軸力下の挙動を整理し、次にそれに基づいてCFTトラスの変形能力を評価する。

(1) CFT部材の軸方向繰返し挙動

図9(a)~(c)は、座屈長さ・外径比 L_k/D が約20（鋼管の細長比で60）のCFT部材と中空鋼管部材の繰返し実験挙動⁶⁾で、鋼管の D/T は約30、 σ_y は約320MPa、充填コンクリートの σ_B は約30MPaである。図9(a)の大変位振幅の実験結果より、CFT部材の第1サイクル目の圧縮耐力（曲げ座屈荷重）は中空鋼管部材に比較して大きい。第2サイクル目では両者に差がないことがわかる。また、中空鋼管部材では第1サイクルでの局部座屈発生とともに抵抗力が劣化し、第2サイクルでは劣化がさらに顕著になるが、CFT部材ではこの範囲では局部座屈していない。図9(b)、(c)はそれぞれ漸増変位振幅の場合のCFT部材および中空鋼管部材の軸方向挙動である。両図から、CFT部材の破断は中空鋼管部材に比較してかなり遅延すること、さらに多数の繰返し載荷を受けるとCFT部材も局部座屈するが、耐力の劣化はただちに生じないことがわかる。このように、次節で述べる極短柱の場合を除けば、CFT部材の繰返し軸力下での充填コンクリートの効果は、部材の圧縮耐力の増大よりも、局部座屈発生を遅延させること、局部座屈後の耐力劣化を防ぐこと、および鋼管の破断を遅延させることにある。

(2) CFT部材の引張降伏後の曲げ座屈と安定挙動の条件Ⅱ（繰返し軸力下で弦材が合成断面としての圧縮耐力を保持する条件）

充填コンクリートは、引張を受けるとひび割れが生じるが、その状態から圧縮してもひび割れが閉じるまでは何の抵抗も示さない。つまり、CFT部材は引張で塑性化すると次に圧縮されるときは中空鋼管部材と同じである。図10は、鋼管は冷間成形で D/T は約30、 σ_y は約390MPa、 σ_B は約30MPaのCFT部材の座屈曲線である⁵⁾が、部材に

は前もって2%の弾塑性伸び歪（引張予歪）が与えられている。この座屈曲線は不連続で、座屈長さが不連続点より長いと中空鋼管部材として座屈するが、短いとCFT部材として座屈する。ただし、ここでの座屈とは横たわみが増大して最大圧縮軸力に達することを意味する。座屈長さが不連続点より短い場合は、充填コンクリートのひび割れが閉じ始めるまでは横たわみが進行するが、閉じ始めてからは横たわみは減少に転じ、ひび割れが密着したときはほぼ真直になって、さらに軸力が増加すると再び横たわみが増大し最大圧縮軸力に到るという経過をたどる。

不連続点の座屈長さは、鋼管と充填コンクリートの強度および鋼管の径厚比によって変化する。文献4)では、不連続点での座屈長さと弾塑性引張予歪の関係を鋼管と充填コンクリートの応力歪関係をバイリニアールと仮定して示した。しかし、実際はバウシナール効果によって鋼管の応力歪関係は丸みを帯びたものになり、バイリニアールの応力

図10 引張降伏後のCFT部材の座屈曲線

図11 合成断面耐力を保持する条件「安定挙動の条件Ⅱ」

図12 局部座屈と破断の加力サイクル ($D/T=30$)

歪関係を仮定した計算値より不連続点の座屈長さはかなり長くなる。そこで、文献^{7), 8)}に示した解析手法で、鋼管のパウシンガー部分の履歴曲線を Menegotto-Pinto モデルで近似し、充填コンクリートも Popovics モデルで近似して、一次元有限要素法に基づく数値解析を行った。鋼管の降伏応力度 σ_y は 400MPa とし、Menegotto-Pinto モデルでは弾塑性歪が 2% のときに応力が σ_y に一致するようにモデル変数を調整した。Popovics モデルでは、コンクリートの圧縮強度 σ_B を 30MPa と 60MPa の 2 種類とし、ヤング率をそれぞれ 25000 MPa, 32000 MPa, ピーク時の歪は両者とも 0.3% にした。荷重条件は、まず、所定の塑性引張予歪まで引張で降伏させ、次に鋼管外径 D の 1% の等偏心圧縮を作用した。座屈長さが不連続点近傍にあると部材の圧縮耐力が急変するので、不連続点より少し短いところに座屈長さの限界点を定めることにした。この限界点は、充填コンクリートのひび割れが閉じたときに部材がほぼ真直になること(横たわみが鋼管外径 D の 1% 以内に復帰)を条件として求めた。

図 11(a), (b) は、以上の結果を示したもので、横軸は鋼管の径厚比 D/T 、縦軸は座屈長さ-鋼管外径比 L_k/D で、塑性引張予歪 ϵ_{pr} が 1%, 1.5%, 2%, および 3% のときの CFT 部材として座屈する限界点を表している。これを「安定挙動の条件 II」と呼ぶことにする。

(3) 局部座屈後破断

図 12 は、鋼管の D/T が 30 の CFT 部材に正負交番の一定軸方向変位振幅を与えたときの局部座屈発生と破断時の加力サイクル数の実験結果である^{7), 8)}。横軸は、材長で無次元化した軸方向変位の全振幅(たとえば $\pm 1\%$ のときは 2%)を表し、縦軸は局部座屈あるいは破断発生時の加力サイクル数を表す。鋼管の局部座屈が観察された後、さらに破断までにかなりの加力サイクルが必要である。したがって、CFT 部材の変形限界を局部座屈で規定することは不経済である。

図 13(a), (b) は、正負交番の一定軸方向変位振幅を与えた冷間成形

図13 破断までの無次元化吸収エネルギー

電縫鋼管 (STK400, $D=101.6\text{mm}$) に対する無次元化吸収エネルギー $W/(P_y \Delta L_y)$ の例^{7), 8)}で、図(a) は座屈長さで無次元化された軸方向変位の全振幅(無次元化軸変位振幅)が 2% の場合、(b) は 4% の場合である。ここで、 W は破断までに吸収されたエネルギー、 P_y は鋼管の引張降伏軸力、 ΔL_y は降伏軸方向変位(鋼管の引張降伏軸力に対する弾性軸方向変位)を表す。 $W/(P_y \Delta L_y)$ は、座屈長さがごく短い場合 (L_k/D が 5 程度以下) では大きく、長く場合 (L_k/D が 10 程度以上) では低い値で径厚比ごとにはほぼ一定になる。また、軸変位振幅が大きい方が $W/(P_y \Delta L_y)$ が小さくなる傾向が強いが、 L_k/D の値が大きいと逆転する部分もある。3.3 節ではトラスの部材角が高々 2% だとすると ϵ_{pr} + つまり弦材要素の無次元化軸変位の塑性成分は高々 2.4% であることを示した。これより図 13 (b) の無次元化軸変位の全振幅 4% は実用範囲をほぼ包含していると考えられる。図 13(a) と (b) のうち小さい方の $W/(P_y \Delta L_y)$ を読みとると、座屈長さがごく短い場合では、径厚比が 20 で 300 程度、径厚比が 30 で 200 程度、径厚比が 50 で 100 程度であり、座屈長さが長い場合では、径厚比が 20 で 50 程度、径厚比が 30 で 40 程度、径厚比が 50 で 20 程度になっている。ただし、これらの値は今後さらに実験データを蓄積して確認する必要がある。

3.2 CFT トラスの繰返し荷重下の挙動

図 14 は、一定軸力 N と正負交番の水平力 H を受ける 4 格間のワーレン形トラス柱の曲げせん断実験である²⁾。 N はトラスの圧縮耐力 N_0 の 10% あるいは 0% である。 N_0 は両弦材の圧縮耐力の和で、CFT トラスは $A_s \sigma_y + A_c \sigma_B$ 、中空鋼管トラスは $A_s \sigma_y$ であり、 A_s 、 A_c は鋼管部分とコンクリート部分の断面積である。トラスの柱脚は固定で、自由端と材中央は構面外に補剛されている。弦材鋼管の D/T は約 30、 σ_y は約 370MPa、充填コンクリートの σ_B は約 30MPa である。

図 15(a) と (b) は、 N/N_0 が 10% のときの中空鋼管トラスと CFT ト

図14 トラス柱モデル

図15 CFT トラス柱および中空鋼管トラス柱の繰返し曲げせん断挙動

ラスの水平荷重 H - 水平変位 u 関係で、CFT トラスの繰返し履歴特性が中空鋼管トラスに比較して大幅に向上していることがわかる。中空鋼管トラスの耐力劣化は、トラスの構面外座屈によって引き起こされている。図 15(b) の CFT トラスは、弦材 A は座屈せず、弦材 B のみが座屈している。その結果、弦材 A が圧縮となるときの反転点荷重 [図 15(b) の正側反転点] はほとんど低下していない。この場合の安定挙動は、弦材 A の軸力が弦材 B の引張降伏によって座屈軸力を越えない「安定挙動の条件 I」を満たしていること、さらに弦材 A が引張降伏しても合成断面としての圧縮耐力を保持する「安定挙動の条件 II」を満たしていることによって実現されている。片方の弦材に対してこの二つの条件を満たすことは比較的容易である。

図 15(c) は軸力 N が 0 の CFT トラスを示している。この場合は両弦材とも安定挙動の条件 I と II を満たしている。部材角振幅が増大すると局部座屈によるスリップ形の履歴特性が現れるが、どちらの加力方向でも反転点荷重は劣化しない。これは弦材にコンクリートを充填したトラスだけに期待できる優れた特徴と言える。

3.3 両弦材とも座屈しない CFT トラスの変形能力

CFT トラスが繰返し荷重を受ける場合に両弦材が座屈すると軸方向の不安定が生じ、耐力が急速に劣化するので、少なくとも片方の弦材は座屈させないようにするべきである。まず、両弦材とも座屈させない場合には、両弦材に対して安定挙動の条件 I と II を満足させる必要がある。ここでは CFT トラスが曲げせん断を受けて材端の 1 区間の弦材要素のみが塑性化する場合に限定して安定挙動の条件 I と II の検定方法と変形能力の評価を試みる。

(1) 安定挙動の条件 II とその検定

安定挙動の条件 I の検定は、図 5 に示した M-N 相関耐力上でトラスの軸力 N が正および負の曲げモーメントに対する G 点の軸力以下になっていることを確認すればよい。安定挙動の条件 II の検定は、弦材の座屈長さ L_k が弦材に生じる引張予歪に対応する条件 II の限界値以下であることを確認すればよい。この場合の L_k は、充填コンクリートのひび割れが閉じる前までの中空鋼管部材としての軸力レベルに対応するので、隣接弦材要素が弾性であれば固定支持されていると考えてよい。つまり、弦材材端が固定支持されていれば L_k は $0.5l$ (l は弦材の区間長)、ピン支持されていれば $0.7l$ に等しいとすることができる。材端の弦材要素の塑性引張予歪 ε_{pr} の算定は、図 6 に示す曲げせん断を受けるトラスの場合、横力の正負およびその場合に曲げ引張側になる弦材要素の諸量に '+'、'-' の記号を付けて表すと近似的に次式のようになる。

$$\varepsilon_{pr}^+ = \frac{h}{l^+} R_{pu}^+, \quad \varepsilon_{pr}^- = \frac{h}{l^-} R_{pu}^- \quad (4)$$

終局状態におけるトラスの部材角は高々 2% 程度であるとし、そのうち弾性限部材角を 0.6% とすれば、終局状態での塑性部材角 R_{pu} は高々 1.4% 程度になる。たとえば、図 6 に示すワーレン形トラスでウェブ材の斜角を 60 度とし、弦材鋼管の σ_y を 400MPa とすれば、式(4) から ε_{pr}^+ あるいは ε_{pr}^- はそれぞれ次のように求められる。

$$\varepsilon_{pr}^+ = \sqrt{3} \cdot 0.014 = 0.024, \quad \varepsilon_{pr}^- = \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot 0.014 = 0.012 \quad (5)$$

充填コンクリートの σ_B を 30MPa、弦材鋼管の D/T を 30 とすれば、図 11(a) から条件 II を満たす弦材要素の座屈長さの上限値が l^+ と l^- に

対してそれぞれ 3.6D および 5.5D 程度と読みとれる。弦材材端の支持が固定とすれば l^+ と l^- をそれぞれ 7.2D および 11D 以下になるように寸法を決めれば、安定挙動の条件 II が満たされることになる。

(2) 変形能力

エネルギーの等価性から、塑性化する弦材要素の加力片側の平均累積塑性変形倍率 η_{bk} をそれが破断するまでの無次元化吸収エネルギー $W_b / (P_y \Delta l_y)$ の 1/2 とおくことにすると、次式が成立する。

$$W_b = 2 \eta_{bk} P_y \Delta l_y = 2 \eta_{bk} P_y \varepsilon_y l \quad (6)$$

ここで、 W_b : 弦材要素の破断までの吸収エネルギー、 P_y : 弦材の引張降伏軸力、 $\varepsilon_y = \sigma_y / E$: 鋼管の降伏ひずみ、 σ_y : 鋼管の降伏応力度、 E : 鋼管のヤング率、 l : 降伏する弦材要素の節点間距離を表す。両弦材とも座屈しないトラスは、両弦材がエネルギーを吸収する。トラスの加力片側の累積塑性変形倍率 η_k^+ 、 η_k^- は、それぞれの場合に曲げ引張側になる弦材要素の全吸収エネルギーに対応すると考えることができ、次の関係が得られる。

$$\eta_k^+ = \frac{W_b^+}{P_y h R_{pc}^+} = 2 \eta_{bk}^+ \frac{l^+}{h} \frac{\varepsilon_y}{R_{pc}^+} \quad (7)$$

$$\eta_k^- = \frac{W_b^-}{P_y h R_{pc}^-} = 2 \eta_{bk}^- \frac{l^-}{h} \frac{\varepsilon_y}{R_{pc}^-}$$

η_k^+ 、 η_k^- の評価に用いる弦材要素の座屈長さは、充填コンクリートのひび割れが閉じるまでの軸力レベルに対応するので、安定挙動の条件 II と同様に考えることができる。トラスの加力片側の累積塑性変形倍率 η_k は、 η_k^+ 、 η_k^- のうち小さい方の値をとれば安全側評価になる。CFT トラスの変形能力を鋼構造の充腹柱に対する方法⁹⁾で評価してみる。トラスの変形能力 η_0 は、上述の塑性変形倍率 η_k からバウシinger 領域のエネルギー吸収を除いたものとすれば、簡単には次のように与えられる。

$$\eta_0 = \frac{2}{3} \eta_k \quad (8)$$

3.4 片方の弦材が座屈する場合の変形能力

片方の弦材の座屈を許容する場合のトラスの履歴曲線は、座屈する弦材が曲げ圧縮側になるときは劣化型特性が現れ、曲げ引張側になるときは劣化型特性が現れず、左右非対称なものになる。弦材の座屈後の耐力劣化が急激であればその履歴特性も好ましいものにはならないので、少なくとも弦材の座屈長さを文献 9)、10) に示されている制限値以内にすることが望ましい。このときの弦材の座屈荷重の算定に使用する座屈長さは、合成断面部材としての座屈に対応するもので、隣接弦材要素が弾性でも必ずしも固定の境界条件とは見なせない。しかし、曲げ座屈変形が進行した後の状態に対応する座屈長さは、純鉄骨トラスに関する文献 9) の提案に従って、節点間 l で座屈する場合は $0.5l$ 、構面外座屈する場合は横補剛支点間距離の $0.7l_b$ (l_b は横補剛支点間距離) とすることができる。

片方の弦材の座屈を許容する CFT トラスの η_k は、トラスの変位応答が一方向に偏らないとすれば加力の正側と負側の平均値を用いることができる。つまり、累積塑性変形倍率 η_k は、座屈した弦材要素の吸収エネルギー量の二分の一に対応するので次の関係が得られる。

$$\eta_k = \frac{W_b}{2 P_y h R_{pc}} = \eta_{bk} \frac{l}{h} \frac{\varepsilon_y}{R_{pc}} \quad (9)$$

上式の右辺の諸量は、座屈する弦材要素に関するものを表す。

(a) 両弦材とも座屈しない場合の d/D の影響 (b) 両弦材とも座屈しない場合の D/T の影響 (c) 片方の弦材が座屈する場合
図16 繰返し荷重下のCFT トラス柱の塑性変形能力

変形能力は、やはり文献9)に従う充腹柱として評価すれば、耐力劣化域のエネルギー吸収に割引を行って次式で与えられる。

$$\eta_0 = \frac{2}{3} \eta_k - 2 \quad (10)$$

3.5 繰返し曲げせん断を受ける CFT トラスの変形能力の評価例

CFT トラスモデルはウェブ材斜角が60度のワーレン形CFT トラス柱で一つの格間に対する弦材要素の材長は約 $10D$ (区間 l は $5D$) である。弦材要素の η_{bk} の評価のための L_k/D は、弦材材端が固定されているとすると高々5になる。 η_{bk} は3.1節で述べた短柱の無次元化吸収エネルギーの半分に相当するが、破断現象のばらつきを考慮してその半分の有効と考え、弦材の D/T が20のとき75、 D/T が30のとき50、 D/T が50のとき25とする。両弦材とも座屈しない場合と片方の弦材が座屈する場合についてそれぞれ式(7)と(8)、および式(9)と(10)を適用すると、 η_0 は図16(a)~(c)のとおりとなる。両弦材とも座屈しない場合が図16(a)および(b)で、CFT トラスの変形能力 η_0 は、 M/Qd 、ウェブ材断面、さらに弦材の D/T に大きく影響されることがわかる。ウェブ材断面が大きいCFT トラスはほぼ柱の構造ランク I 9)に該当し、鉄骨充腹柱にも匹敵する。一方、片方の弦材が座屈する場合[図16(c)]は、両弦材とも座屈しない場合と比較して $1/3$ 以下に低下するが、柱の構造ランク II は期待できる。

2.2節で示した一方向荷重下の場合の変形能力は、弦材の D/T による影響は小さいが、繰返し荷重下の場合では大きい。したがって、繰返し荷重下と一方向荷重下での変形能力は少なくともCFT トラスについては直接比較することができない。

なお、以上のCFT トラスの変形能力は、弦材の破断までのエネルギー吸収を $1/2$ まで低減して評価したが、鋼管の製法、サイズ、温度、歪速度などによっては早期破断の危険性が残されているので、今後さらに実験資料を蓄積する必要がある。

4. 結論

両弦材がCFT で構成された平行弦鋼管トラスの単調あるいは繰返し荷重下の変形能力の評価を試みた結果、次の結論が得られた。

(1) 一方向の曲げせん断を受けて両弦材とも座屈しないCFT トラスは、安定挙動の条件Iを満たすことによって実現される。このときの変形能力は少なくとも3から10程度が期待できるが、ウェブ材断面の大小とトラスのせん断スパン比に強く影響を受ける。

(2) 繰返し曲げせん断を受けても両弦材とも座屈しないCFT トラスは、

両弦材とも安定挙動の条件IとIIを満たすことによって実現される。このときの変形能力はウェブ材断面の大小およびせん断スパン比のほか弦材鋼管の径厚比に強く影響を受ける。また、ウェブ材断面が大きな場合の変形能力は鉄骨充腹柱に匹敵する。

(4) 片方の弦材だけが安定挙動の条件IとIIを満たすCFT トラスは、他方の弦材が座屈する。このときの変形能力は、両弦材とも座屈しない場合と比較してかなり低下するが鉄骨充腹柱としての構造ランクII程度は期待できる。

(4) 一方向荷重下と繰返し荷重下での変形能力は少なくともCFT トラスについては直接比較できない。これは今後の課題と考える。

参考文献

- 1) 松井千秋, 河野昭彦, 大串勝利: 弦材にコンクリートを充填した鋼管トラス柱の曲げねじれ座屈挙動と耐力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第459号, 1994.5, 169-176.
- 2) 河野昭彦, 松井千秋, 崎野良比呂: 繰返し水平力を受けるコンクリート充填鋼管トラス柱の弾塑性挙動と変形能力に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第482号, 1996.4, pp.141~150.
- 3) C. Matsui and A. Kawano: Strength and Behavior of Concrete-Filled Tubular Trusses, The International Speciality Conference on Concrete Filled Steel Tubular Structures, Harbin, China, 1988.8, 113-119.
- 4) 河野昭彦, 松井千秋: 軸引張塑性履歴を受けたコンクリート充填鋼管部材が単調圧縮耐力を保持する条件, 日本建築学会構造系論文報告集, 第448号, 1993.6, 153-162.
- 5) 河野昭彦, 松井千秋, 崎野良比呂, 中島隆裕: 軸引張塑性履歴がある鋼管コンクリート部材の曲げ座屈荷重に関する実験的研究, 日本建築学会構造工学論文集, Vol. 39B, 1993.3, 335-342.
- 6) A. Kawano and C. Matsui: An Experimental Study on Hysteretic Behavior of Concrete Filled Tubular Members under Repeated Axial Loading, Proc. of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Vol. IV, 1988.8, IV-133-138.
- 7) 河野昭彦, 松井千秋, 中島隆裕, 高木潤一: 繰返し軸方向力を受けるコンクリート充填鋼管部材の座屈挙動とエネルギー吸収能力に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第482号, 1996.4, 131-140.
- 8) A. Kawano and C. Matsui: Buckling Behavior and Aseismic Property of Concrete-filled Tubular Members Under Cyclic Axial Loading, Proceedings of an Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete III, ASCE, 1997.8, 602-615.
- 9) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1990.10.
- 10) 日本建築学会: 鋼管構造の挙動と設計に関する最近の研究, 鋼管構造シンポジウム資料, 1994.5.
- 11) 新都市ハウジング協会: CFT 構造技術指針・同解説, 1997.1.

(1998年11月6日原稿受理, 1999年3月10日採用決定)