

剛体ばねモデルによるPC箱桁ブロック接合部材のねじり挙動解析

宮本 文穂^{*1}・藤田 達也^{*2}・加藤 宏司^{*3}・野村 貞広^{*4}

1. まえがき

従来、コンクリート構造物の設計においては、主に曲げ、軸力およびせん断が支配的である場合が多く、ねじりモーメントの影響はほとんど考慮されていない。これは、ねじりモーメントの影響が非常に小さいことから、曲げ・軸力・せん断に対する安全性の検討のみを考慮し、設計を行っても支障がないとされてきたからである。しかし、近年になって、構造物の大型化、複雑化あるいは制限された立地条件による斜橋や曲線橋などの非対称構造物の増加と、地震や風荷重に対する考え方の進歩から、面外に変形するねじりモーメントの影響を考慮しなければならない場合が多くなっている。一方、構造物を施工する際に、多くの利点を有することからプレストレストプレキャストブロック工法（以下、PCプレキャスト工法）が盛んに活用されてきている。この工法の利点として、現場工期の短縮、現場作業の省力化、製品の品質向上などが考えられるが、問題点の1つにこのような部材には接合部の存在が避けられないことが挙げられる。そのため接合部においては、コンクリートおよび軸方向鉄筋、スターラップが不連続となり、接合部で連続するものはPC鋼材のみとなるため、接合部の影響で部材強度が低下しないようにする必要がある。

このような現状で、鉄筋コンクリート（RC）あるいはプレストレストコンクリート（PC）における、一部部材を対象としたねじり挙動に関する研究は数多く行われ^{1)~4)}、その成果がコンクリート標準示方書⁵⁾（以下、現行示方書）に取り入れられているものの、接合部を有する場合のねじりに対する研究⁶⁾は少なく、したがって、具体的な設計法の確立には至っていない実状にある。

本研究では、将来多用される可能性の大きいPCプレキャスト工法におけるねじりに対する構造物の設計法を確立するために、ねじりを受けるPC箱桁ブロック接合

部材の挙動解明を試みた。本研究における解析手法としては、不連続面の挙動が表現しやすく、しかもひびわれ発生から終局状態に至る挙動を統一的に解析可能な剛体ばねモデルを適用した。また、比較的大型の供試体を用いた純ねじり載荷実験を行い、両者を比較することを通して種々の考察を加えた。

2. ねじりに対する設計法の現状

現行示方書においては、ねじりに対する安全性の検討を弾性理論および立体トラス理論に基づいて行うことが規定されている。それによると、ねじり補強筋の有無にかかわらず、ひびわれ発生に至るまでは弾性理論を用いていること、部材係数を比較的大きくとしていることなどから、設計における安全性の確保はひびわれ発生前については十分であると考えられる。一方、終局限界状態においては、構造系に対する力のつりあいを維持するために、構造物の他のある部材が抵抗しなければならないという考えに基づき、つりあいねじりモーメントについてのみ検討を行うこととしている。

このように、ねじり破壊モーメントに対する耐力式は、ねじり補強筋の有無いずれの場合も弾性理論および立体トラス理論を用いたものである。これによって、ひびわれ発生モーメントあるいは終局限界状態のねじり耐力については、比較的容易に算出が可能となった。しかしながら一方で、コンクリート部材における立体トラス状態の想定、コンクリート部材断面内における一様なせん断流存在の仮定など、その状態が完全に立証されていない面も残されている。また、中空断面部材の場合、薄肉断面を想定しており、肉厚が大きい場合の耐力式算定についてはその挙動が明らかにされていないため、適用する際に注意が必要である。このことから、比較的肉厚が大きい場合のコンクリート部材断面内のせん断応力状態、あるいは、ねじり耐力と壁厚の関係など、実験で解明すべき事項は多い。さらに、接合部の存在がさけら

*1 Ayaho MIYAMOTO : 神戸大学 工学部助教授

*2 Tatsuya FUJITA : 鹿島建設（株） 大阪支店

*3 Koji KATO : 神戸大学 大学院工学研究科

*4 Sadahiro NOMURA : (株) ピー・エス 第一技術部

れないPCプレキャスト部材のように接合部が弱点となるような場合のねじり耐力については、その挙動解明を含めて早急な研究が必要と考える。

3. ねじりを受けるPC箱桁ブロック部材の挙動解析

3.1 剛体ばねモデルの特徴

本研究で取り扱うねじりを受けるPC箱桁ブロック部材の弾塑性挙動は、部材が接合部を有するため、材料が不連続となり非常に複雑となる。そのため、不連続面の挙動を表現しやすく、3次元のモデル化も可能な剛体ばねモデル (Rigid Body Spring Model ; RBSM)⁷⁾ を解析モデルとして採用した。

剛体ばねモデルは、塑性変形や破壊の本質はすべりであるという概念から開発された手法である⁸⁾。このモデルは、構造物の極限状態、すなわち、ひびわれが発生して破壊に至った状態を想定し、有限要素法と同様、対象物を有限個の要素に分割している。したがって、あらかじめ部材の分離(破壊)状態がわかっているような場合において、適用範囲が限定されるものの、有限要素法よりもはるかに自由度が少なくて済み、計算コストの面からも優れている。

剛体ばねモデルで設定された要素は、要素自体を剛体とみなし、各要素境界面に配置されたばねによって、全体の要素が連結されていると考える。有限要素法と決定的に異なる点は、有限要素法の場合は要素節点に自由度が設けられるのに対し、剛体ばねモデルでは、通常各要素重心に自由度が設けられる。例えば、2次元平面要素の場合、有限要素法では、各節点の x, y 軸方向の節点変位の2自由度を考えているのに対し、剛体ばねモデルの場合、 x, y 軸方向平行変位に加え、剛体回転角の3自由度を与えている。剛体ばねモデルにおいて、要素境界面に配置されたばねは、要素変形による力をばねの変形といった物理挙動($P=k\delta$, ここで、 k はばね定数)で表し、これによりその物体に生じる内力を評価することになる。このため、ひびわれや異なった材料の組合せによるモデル化を容易に行うことができる。例えば、コンクリートにひびわれが発生したという場合、要素間のばねが切断されたとして表現可能である。

解析の精度を向上するためには、構造物の極限状態を最もよく表しているような要素境界を決定する必要がある。そして、その要素境界面に、引張・圧縮・せん断を表現するばねを配置することになる。有限要素法では、要素分割が解析精度向上において重要であるが、剛体ばねモデルにおいても例外ではない。

ここで、ねじりを受ける部材の解析手法として有効と考えられる、立体トラス理論、有限要素法、剛体ばねモ

表-1 ねじり問題に対する各種解析手法の特徴比較

解析の性能	立体トラス理論	有限要素法	剛体ばねモデル
弾性範囲の挙動	×	◎	○
ひびわれ発生	×	○	○
ひびわれ発生後の挙動	△	△	○
破壊時の挙動	◎	×	◎
壁厚	○	△	△
プレストレス力	○	○	○
鉄筋付着	○	×	○
鉄筋降伏	○	×	○
接着面	△	△	○
3次元の挙動	○	○	○
コンクリートの圧壊	○	△	○

◎:非常に有効 ○:有効 △:どちらともいえない ×:有効でない

デルについて、その特徴などを比較してみる。本研究で必要となる解析の性能とそれらに対する各種解析方法の有効性⁸⁾をまとめたものを表-1に示す。この表より、立体トラス理論は破壊時の挙動に対しては非常に有効であるが、弾性範囲およびひびわれ発生後から終局時までの挙動の追跡についてはあまり有効とは言えない。逆に有限要素法は、弾性範囲の挙動に対しては非常に有効であるが、ひびわれ発生後および破壊時の挙動についてはあまり有効であるとは言えない。一方、本研究の解析モデルとして適用した剛体ばねモデルは、弾性範囲、ひびわれ発生、ひびわれ発生後および破壊時の挙動の追跡に対して有効であり、特に破壊時の挙動解析に対しては非常に有効であると言える。また、接合面のモデル化も比較的容易に可能なことから、剛体ばねモデルはねじりを受けるPC箱桁ブロック接合部材の解析方法としてこれらの中では最も適していることが分かる。

3.2 解析モデル

本解析で対象とする部材は、後述する検証実験で用いたPC箱桁ブロック部材である。実験供試体は3分割で製作したブロック部材であるため、2箇所の接合部が存在するが、解析では1箇所の接合部を有する部材を考えてモデル化を行った。部材の断面形状は、一様な壁厚を有する中空箱桁断面であり、接合部はねじり部材軸に垂直な接合面(平面)と接着剤で構成されている。なお、軸方向プレストレスは、外力として解析モデル端部の要素に応力が一様となるようにそれぞれの横断面積に応じて載荷した。また、ねじり荷重は、解析モデル端部の要素にねじりモーメントと等価な偶力として載荷した。

(1) 要素分割

PC箱桁ブロック部材の要素分割を図-1に示す。要素分割に際しては、ねじりひびわれが部材にらせん状に発生することを考慮し、ねじり軸に対して45°方向の要素境界面と接合面を基準として分割した。剛体要素に

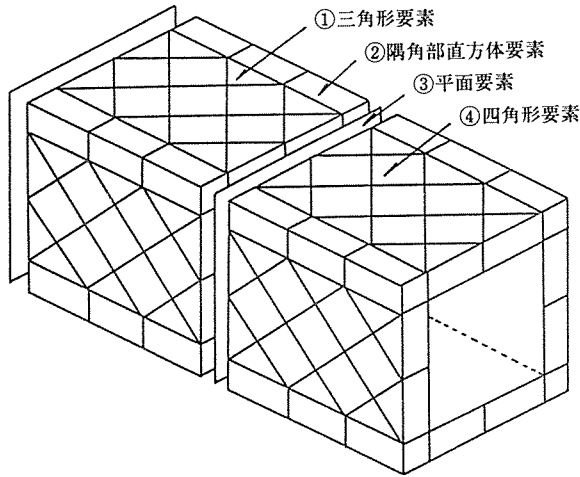


図-1 接合部を有するPC箱桁ブロック部材の要素分割

は、壁厚に等しい厚さを持つ三角形要素（図-1中①）、四角形要素（同④）および壁厚に等しい短辺を持つ隅角部直方体要素（同②）を用いた。また、接合部には接着剤を表す要素として、部材軸方向に厚さを持たない平面要素（同③）を配置した。

(2) ばねの配置

剛体ばねモデルでは、2要素間の相対変位が x , y , z 軸方向に平行な変位と各軸回りの回転変位で構成され、合計6自由度の変位を考えている。軸方向に平行な変位に抵抗するばねには、各軸方向に伸縮ばねを用いた。また、軸回りの回転変位に対しては、各ばね位置での要素境界面に垂直な方向の相対変位が回転軸からの距離に比例して変化するため、各要素境界面に分布させた伸縮ばねを用いて表した。したがって、各位置で応力、ひずみ状態が異なる場合、伸縮ばねのばね係数を変えることにより変位を表現できる（図-2参照）。

以下、コンクリートばね、鉄筋ばねおよび接着剤ばねの配置について説明する。

(a) コンクリートばね

コンクリートを表現するばねは、図-3に示すように1つの要素境界面を9つに分割し、それぞれの分割要素の重心に配置した。各点には、要素境界面に対して法線方向に圧縮および引張に抵抗する軸ばねを1つ、接線方

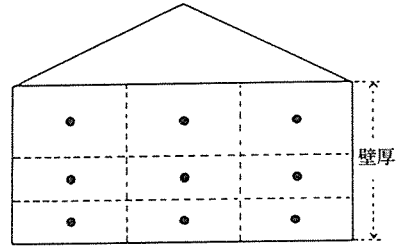


図-3 コンクリート境界面の要素分割とばねの配置

向にずれ変位によるせん断に抵抗するせん断ばねを2つの計3つのばねを設置した。すなわち、各要素境界面にはそれぞれ27個のばねが存在していることになる。なお、軸方向ばねのひずみは、軸方向ばねの伸びおよび縮みを要素重心間距離で割ったものとする。また、せん断ひずみは、せん断ばねの伸びおよび縮みを要素重心間距離の1/2で割ったものとする。

コンクリートばねの面積は、各要素境界面において、壁厚方向に部材表面から2.7cm（スターラップ筋までのかぶり厚さ）までと残りの壁厚を2等分することにより3分割し、横方向には3等分して9つに区切る。そして、区切った面積の重心位置にコンクリートばねを配置した（図-3参照）。

(b) 鉄筋ばね

鉄筋をモデル化する場合、鉄筋を棒要素とする方法と等価な直交異方性板とする方法がある⁹⁾が、本研究では、直交異方性板としてモデル化した。

鉄筋を表現するばねは、各要素境界面で軸方向鉄筋とスターラップ各1点ずつの計2点で分布するようにしている。これらの各点には、鉄筋軸方向の軸ばねを1つとそれに直交するせん断ばねを2つの計3つのばねを設置した。このせん断ばねによって鉄筋のダウエル効果によるせん断特性を表すものとした。

軸方向鉄筋ばねの面積は、軸鉄筋本数分の鉄筋断面積を部材周方向の要素一辺あたりに換算した面積とし、横方向鉄筋ばねの面積は、鉄筋断面積を横方向鉄筋間隔で割ったものに要素一辺の長さに乗じたものとした。また、鉄筋ばねの壁厚方向の位置は実際の鉄筋軸のかぶり

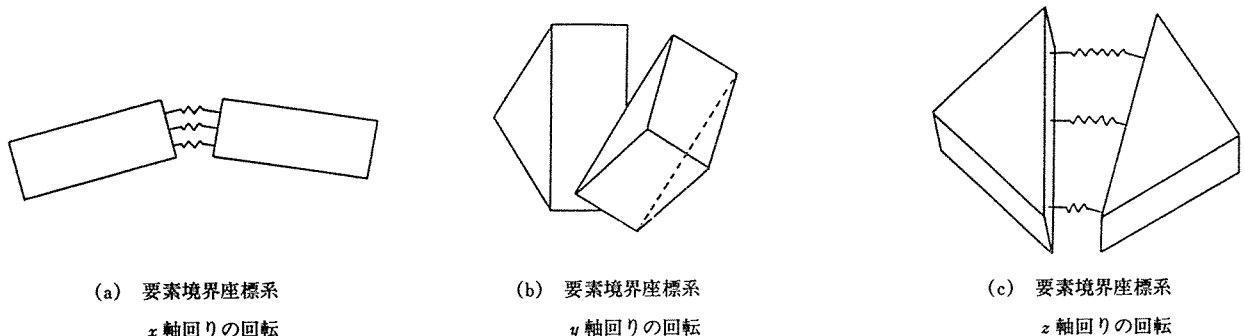


図-2 要素各軸回りの相対変位を表すばねの配置

厚さと同じにした。

(c) 接着剤ばね

接着剤を表現するばねは、モデル中央部の厚さを持たない平面要素とそれに接する立体要素間の各要素境界面に分布させている。ばねの分布の仕方はコンクリートばねと同じで、9点のそれぞれに軸ばねが1つ、せん断ばねが2つ設置されている。

(3) 材料特性 (ばね特性)

剛体ばねモデルでは、各要素境界面に配置されたばねに「ばね係数」として各材料特性を与えることにより解析を行う。以下、各ばねに導入した材料特性について述べる。

(a) コンクリートの圧縮特性

ひびわれ発生による剛性低下後、斜めひびわれ間のコンクリートストラットは、ひびわれに沿う方向の圧縮力と、鉄筋とコンクリートの付着作用により鉄筋から伝達されるひびわれに垂直な方向の引張力が作用し、二軸の圧縮・引張状態となる³⁾。この場合、コンクリートの圧縮強度は一軸圧縮状態に比べて低下することが知られている¹⁰⁾。ここでは Vecchio and Collins の軟化曲線¹⁰⁾を考慮した曲線を3直線で折線近似した特性を用いた(図-4 参照)。なお、圧縮強度 f'_c などには、後述する各実験供試体に用いたコンクリート強度(600~800 kgf/cm²)と対応させた値を与えた。

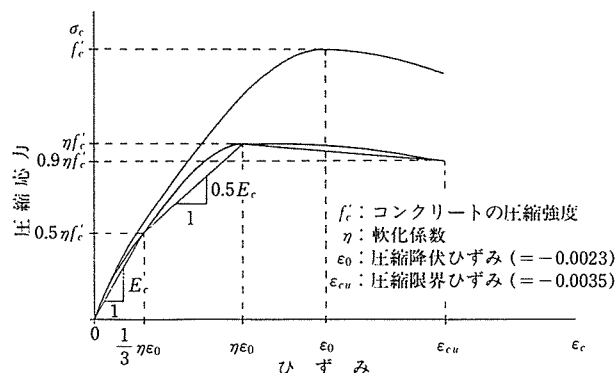


図-4 軟化を考慮したコンクリートの応力～ひずみ関係 (Vecchio and Collins の軟化曲線)

(b) コンクリートの引張特性

鉄筋コンクリート部材では、鉄筋とコンクリートとの間に付着が存在するため、ひびわれ発生後もコンクリートストラットは引張力に対して抵抗し、急激な剛性の低下は起こらないと考えられる。これを表すテンションスティフニングを考慮した応力～ひずみ関係では、コンクリートの残存応力は軸方向ひずみの3次の減少関数として表現する(図-5 参照)。本解析では、この考え方に基き、付着限界ひずみ ϵ_{BU} をひびわれ発生ひずみ ϵ_{cr} の2倍とした。なお、応力の解放はひびわれ発生後、

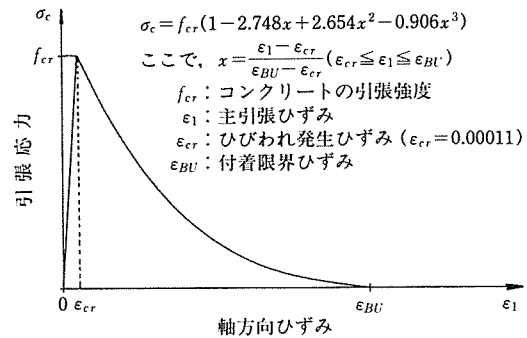


図-5 テンションスティフニングを考慮した応力～ひずみ曲線

徐々に行い、付着限界ひずみに達したときすべての応力を解放した。

(c) コンクリートのせん断特性

コンクリートにひびわれが発生すると、ひびわれ面でのせん断剛性は、ひびわれ幅の増加とともに急激に低下する傾向を示す。これを表現するため、ひびわれ面を介して伝達されるせん断剛性を主引張ひずみの関数として取り扱うことが可能な Cedolin and Dei Poli の関係式¹¹⁾を用いた(図-6 参照)。この関係式は、ひびわれ発生前後のひびわれ面におけるせん断剛性の比で表したものである。すなわち、図-6 に示すように、主引張ひずみがひびわれ発生ひずみ(200 μ)に達するまではせん断剛性の比を1とし、その後せん断剛性の比は低下し、主引張ひずみが4000 μに達したときせん断剛性の比を0に低減させた。

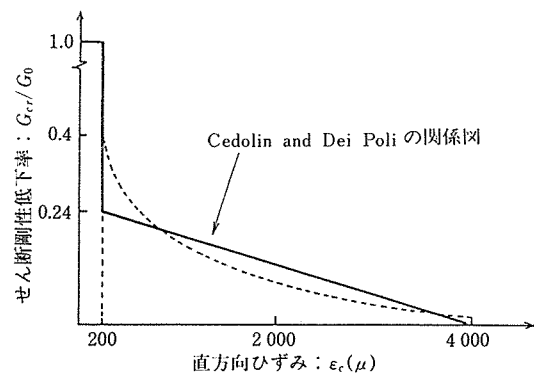


図-6 せん断剛性低下率曲線

(d) 鉄筋の応力～ひずみ関係

本解析ではひびわれ近傍での最大付着応力の低下と付着剛性の低下を調べるために行われた引抜き試験結果¹²⁾を利用して、付着すべりを考慮した鉄筋の応力～ひずみ関係をモデル化した。モデル化においては、引抜きによって生じる鉄筋自身による弾性ひずみと付着に対するすべりを合わせて見かけのひずみとした。この見かけのひずみと鉄筋応力の関係を次式で表す¹³⁾。

◇研究報告◇

$$E_{rt} = \frac{\delta\sigma_r}{\delta\varepsilon_r + \delta\varepsilon_{rs}} \dots\dots\dots(1)$$

ここで、 E_{rt} ：見かけのヤング係数、
 $\delta\varepsilon_r$ ：鉄筋の弾性増分ひずみ
 $\delta\varepsilon_{rs}$ ：付着に対するすべりによる増分ひずみ
 $\delta\sigma_r$ ：鉄筋の増分応力

である。

上式を利用して、見かけのヤング係数 E_{rt} と実際の鉄筋のヤング係数 E_r 、また、すべりによる見かけのヤング係数 E_{rs} の関係を求めたものを次式に示す。

$$E_{rt} = \frac{E_r \cdot E_{rs}}{E_r + E_{rs}} \dots\dots\dots(2)$$

この見かけのヤング係数 E_{rt} を鉄筋ばねのヤング係数として解析に用いた。

(e) 鉄筋のダウエル効果

鉄筋によるダウエル効果には、せん断、曲げ、折り曲げの効果があるが¹⁴⁾、コンクリートのひびわれ幅が増加している状態では曲げによる効果が主となると考えられているため、本解析では、曲げによる効果のみを考慮してモデル化を行った。図-7において、ひびわれ間中央で回転角が0であると仮定した丸棒についてたわみ角法を適用すると、端曲げモーメント M は次式で表される。

$$M = 6 E_r \cdot \frac{I}{a_m} \cdot \gamma \dots\dots\dots(3)$$

ここで、 M ：端曲げモーメント
 E_r ：鉄筋のヤング係数
 I ：断面二次モーメント
 a_m ：ひびわれ間隔
 γ ：せん断ひずみ

である。

したがって、せん断応力 τ とせん断ひずみ γ の関係は次式で表される。

$$\tau = \frac{1}{A} \cdot \frac{2M}{a_m} = \frac{3}{4} \left(\frac{d}{a_m} \right)^2 \cdot E_r \cdot \gamma = \beta \cdot E_r \cdot \gamma \dots\dots\dots(4)$$

ここで、 τ ：せん断応力

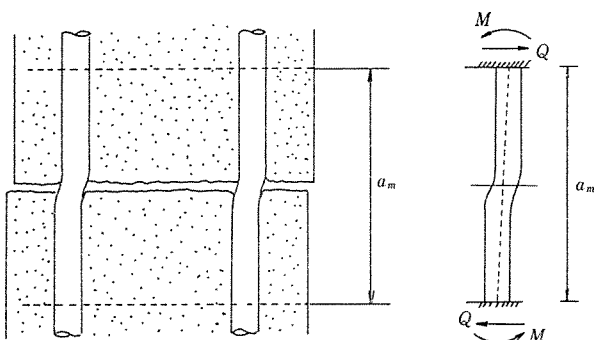


図-7 鉄筋のダウエル効果を表すモデル

A ：鉄筋の断面積

d ：鉄筋径

β ：ダウエル係数（本解析では、ひびわれ間隔 10 cm、鉄筋径 13 mm であることより、 $\beta=0.0127$ を採用）

である。

ただし、鉄筋のせん断剛性は、コンクリートのせん断剛性に比べて非常に小さいため、ダウエル効果は、コンクリートにひびわれが発生したときに初めて作用するとして解析を行った。

(f) PC 鋼棒の特性

PC 鋼棒が存在する要素境界面には、PC 鋼棒を表現するばねを配置している。本解析では、PC 鋼棒の応力～ひずみ関係を鉄筋の応力～ひずみ関係と同様として取り扱った。ただし、PC 鋼棒は鉄筋と異なりシース中に存在しているので、コンクリートとの付着は考慮していない。また、部材接合部では鉄筋が不連続であるのに対し PC 鋼棒は連続であるが、PC 鋼棒によるダウエル効果は作用しないものとして解析を行った。

(g) 接合部のばね特性

部材接合部に配置するばねの特性は、著者らが過去に行った接合面せん断試験の結果¹⁵⁾を用いた。この試験の供試体には純ねじり載荷実験の供試体と同じ配合のコンクリートと接着剤を用いた。この試験結果から、破壊時のせん断応力と破壊時の軸方向プレストレスの関係を求めると次式のようなになる。

$$\tau_s = 1.60 \sigma_{ps} + 49.09 \dots\dots\dots(5)$$

ここで、 τ_s ：破壊時のせん断応力

σ_{ps} ：破壊時の軸方向プレストレス

である。

3.3 解析プログラムのフロー

本解析におけるプログラムのフローを図-8に示し、以下にその要点について説明する。なお、本解析では、荷重増分法を適用しているため、荷重の増分を step と呼び、各 step ごとに繰り返し計算を行った。

(a) ばね係数作成ルーチン

前荷重 step で決定された要素のひずみおよび応力状態に応じて、その増分荷重 step に対する各ばね係数を決定する。ただし、各 step 内ではばね係数は一定としている。

(b) 荷重の増分

実際の部材に作用する荷重と等価になるように、増分荷重を絶対座標系における x, y, z 軸方向の力と各軸回りのモーメントに分解し、各要素重心に作用させる。

(c) 剛性行列解析ルーチン

剛性行列作成を以下の手順で行う。

- ① 隣接する 2 要素間からばねひずみを計算する。

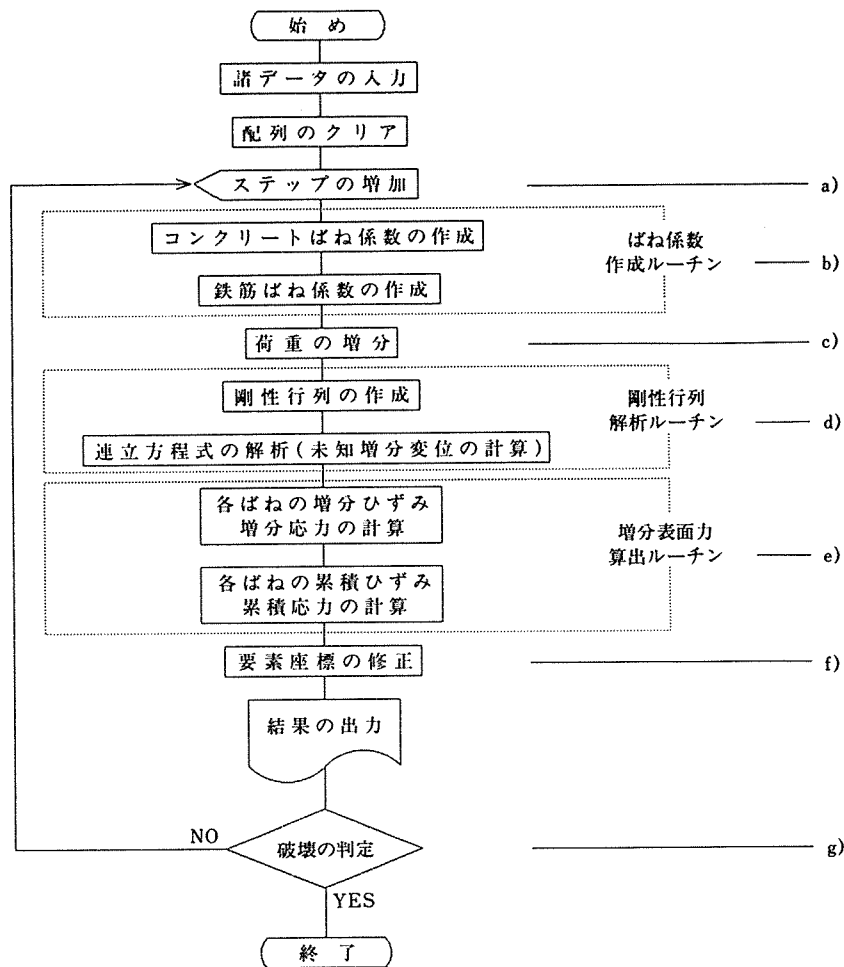


図-8 剛体ばねモデルによるねじり解析プログラムのフローチャート

- ② ばねひずみ～要素重心変位関係を作成する。
- ③ ばね係数および面積より、ばねひずみ～応力関係を作成する。
- ④ ②、③より、要素重心変位～ばね応力関係を作成する。
- ⑤ ④より、ばねによって連結された2要素重心に作用する荷重～変位関係を作成する。
- ⑥ ⑤で求めた各ばねについての関係を各要素境界面において、隣接する2要素の全ばねについて重ね合わせる。
- ⑦ 各境界面の変位～荷重関係を全境界面について重ね合わせる。

これらの操作によって作成された連立方程式の荷重項に、(b)の増分荷重を代入し、各要素重心の変位を求める。ただし、拘束節点では、拘束する要素の変位量を代入して、未知増分変位を求める。その後、上記の連立方程式の解による要素変位を代入して、増分支点反力を求めるものとする。

(d) 増分表面力算出ルーチン

(c)で求められた各要素の増分変位から、増分ひずみ～要素変位の関係式を用いて、各ばねの増分ひずみを算

出する。その後、この増分ひずみをひずみ～応力の関係式に代入し、増分応力を求める。

次に、増分荷重に対する増分ひずみおよび増分応力をこれまでの累積ひずみおよび累積応力に加算し、現段階の累積ひずみおよび累積応力を算出する。

(e) 要素座標系の修正

増分変位によって変位した要素の座標を修正し、現段階の要素座標を決定する。

(f) 破壊の判定

破壊条件について判定し、条件を満たしていれば計算を終了する。条件を満たしていなければ、(b)に戻り荷重stepを増加させ、解析を繰り返す。

ここで、破壊条件として以下の4つを定義した。

- ① コンクリートが圧壊した場合、
- ② スターラップ筋が降伏引張ひずみを超えた場合、
- ③ 軸方向鉄筋が降伏引張ひずみを超えた場合、
- ④ 接合面においてずれが発生した場合。

4. 解析結果の検証

4.1 純ねじり荷重実験の概要¹⁵⁾

供試体は図-9のように解析モデルと対応させた中空

◇研究報告◇

箱形断面で、3分割のRCブロックをエポキシ樹脂系接着剤を使用して接合し、ポストテンション方式で一様な軸方向プレストレスを与えたものである。接合面は、鋼板を挟んで打設した平面を突き合わせたものであり、機械的な噛み合わせ等は配置していない。供試体の形状、寸法は、図-9に併記したように、全長3.2m、横断面50×50cmである。また、供試体の種類は表-2に示すとおりであり、軸方向プレストレス量および壁厚をパラメータとして純ねじり荷重を载荷し、実験を行った。なお、使用したコンクリートの標準養生圧縮強度は600~800 kgf/cm²の範囲であった。

純ねじりモーメントの载荷は、最大荷重300tfの圧縮試験機と、ねじり荷重载荷のために製作したねじりフレームを使用して行った。写真-1に载荷装置の概要を示す。

表-2 純ねじり実験供試体の一覧

供試体	プレストレス (kgf/cm ²)	壁厚 (cm)	PC鋼棒	軸鉄筋	スターラップ
BU 10-6 a*	10	6	φ21	D 13	D 13
BG 10-8 a	10	8	φ21	D 13	D 13
BU 20-6 b	20	6	φ23	D 13	D 13
BU 20-8 a*	20	8	φ21	D 13	D 13
BU 20-10 b	20	10	φ23	D 13	D 13
BU 30-6 b	30	6	φ23	D 13	D 13
BU 30-8 a	30	8	φ21	D 13	D 13

例) BU 10-6 a* B:ブロック部材, U:グラウトの有無(G:あり, U:なし), 10:導入プレストレス量(kgf/cm²), 6:壁厚(cm), a:PC鋼棒の直径(a:21mm, b:23mm), *:平成3年度の実験供試体

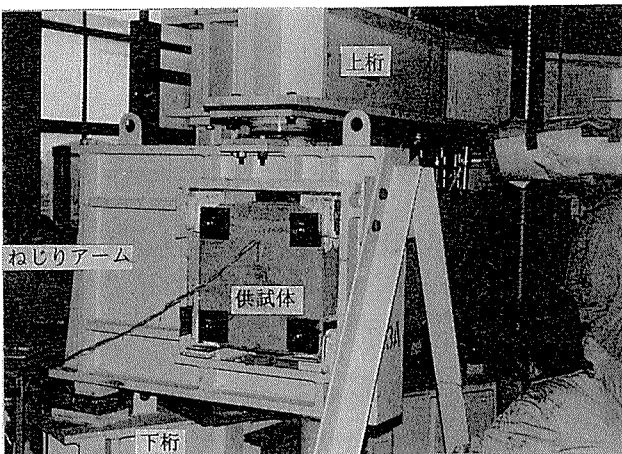
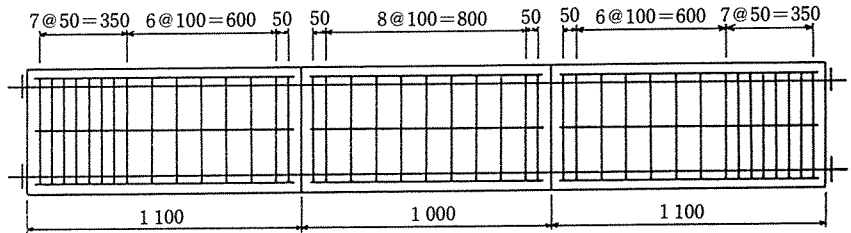
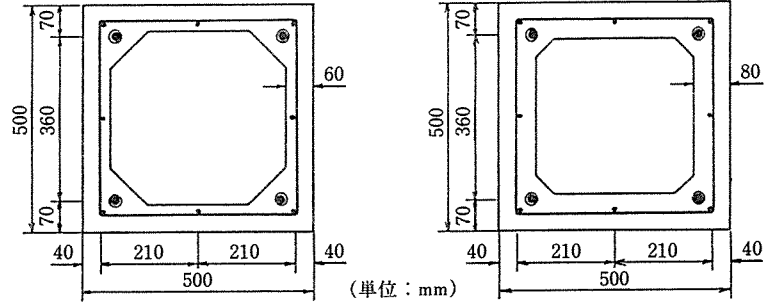


写真-1 ねじり荷重载荷フレームの概要



(a) 配筋図



(b) BU10-6a*

(c) BU20-8a*

図-9 純ねじり実験供試体の詳細

4.2 解析結果と実験結果の比較

(a) ねじり挙動

本解析結果および純ねじり実験結果を、ねじりによる初ひびわれ発生荷重(ひびわれ発生モーメント)および急

表-3 M_c-θ 第一変曲点モーメント以前の実験値と解析値の比較

供試体	ひびわれ発生モーメント (tf・m)			M _c -θ 第一変曲点モーメント (tf・m)	
	実験値	解析値	理論値	実験値	解析値
BU 10-6 a*	実験値	8.11	1.18	0.96	9.07
	解析値	6.90			8.70
	理論値	6.64			-
BG 10-8 a	実験値	7.61	0.99	1.39	8.31
	解析値	7.70			9.10
	理論値	10.68			-
BU 20-6 b	実験値	8.24	1.07	0.93	9.04
	解析値	7.70			8.70
	理論値	7.19			-
BU 20-8 a*	実験値	10.37	1.19	1.54	10.78
	解析値	8.70			10.70
	理論値	13.36			-
BU 20-10 b	実験値	9.95	1.44	2.39	11.15
	解析値	6.90			9.30
	理論値	16.51			-
BU 30-6 b	実験値	7.04	0.91	1.01	9.44
	解析値	7.70			9.10
	理論値	7.74			-
BU 30-8 a	実験値	7.20	0.85	1.48	10.71
	解析値	8.50			10.10
	理論値	12.55			-

激にねじり剛性が低下する荷重 ($M_{t-\theta}$ 第一変曲点モーメント) で比較し、表-3 にまとめて示す。なお、プレストレスの影響を考慮して、弾性理論を適用して算出したひびわれ発生モーメントを「理論値」として表-3 に併記した。

表-3 より、供試体 BU 20-10 b を除いた他の 6 体の供試体におけるひびわれ発生モーメントおよび $M_{t-\theta}$ 第一変曲点モーメントに関する解析値と実験値はほぼ等しく、これらに対する解析精度は非常に良いと言える。一方、理論値に関しては、全供試体を通して実験値との対応はあまり良いとは言えず、その精度は解析値に比較して悪くなっている。

次に、実験値と解析値の対応が比較的良好であった供試体について、プレストレス量および壁厚の変化による各モーメント値の比較を行ってみる。まず、同一プレストレス量における壁厚の違いによる各モーメント値の変化については、実験値について比較すると、プレストレス量が 10 kgf/cm^2 の供試体では壁厚が増加しても各モーメント値は増加しないが、プレストレス量が 20 kgf/cm^2 および 30 kgf/cm^2 の供試体では、壁厚の増加に伴って各モーメント値も増加する傾向にあることが分かる。これに対して、解析値の結果では、プレストレスのレベルに関係なく同一プレストレス量においては、壁厚の増加に伴い各モーメント値もほぼ増加する傾向を示している。次に、同一の壁厚におけるプレストレス量の違いによる各モーメント値の変化について検討を行ってみる。実験でのひびわれ発生モーメントに関しては、壁厚 6 cm および 8 cm の供試体とも、プレストレス量の増加がねじりモーメントの増加につながるとは必ずしも言えないが、 $M_{t-\theta}$ 第一変曲点モーメントについては、プレストレス量が増加するにしたがって、ねじりモーメントも増加する傾向にあることが分かる。一方、解析による各モーメント値の比較では、各モーメント値の増加はプレストレス量にほぼ比例することがわかる。

ついで、ひびわれ発生後から終局状態に至るまでの弾塑性挙動の実験値と解析値の比較を行ってみる。図-10 は、各供試体の弾塑性領域での挙動を比較するために、ねじりモーメントと単位ねじり角の関係を実験値と解析値で比較したものである。この図より、剛性の低下が急激になるまでは全体的に解析が実験の挙動をほぼ正確に再現していることが分かる。また、表-3 におけるひびわれ発生モーメントと $M_{t-\theta}$ 第一変曲点モーメントの比較において、最も精度が悪いと考えられた供試体 BU 20-10 b について検討すると、解析の $M_{t-\theta}$ 第一変曲点モーメントに至るまでは、解析値と実験値は完全に一致していると言える。しかし、その後、剛性低下の割合が異なっているため、解析値の $M_{t-\theta}$ 第一変曲点モーメン

トが実験値の $M_{t-\theta}$ 第一変曲点モーメントを大きく下回ったものと考えられる。

さらに、ひびわれ発生後、急激にねじり剛性が低下していく領域以降の挙動について検討する。図-10 をみると、解析値において $M_{t-\theta}$ 第一変曲点以降の荷重段階で、剛性が急速に回復する変曲点が存在していることがわかる。一方、実験値においてもその変化の大きさに違いがあるものの、同様の変曲点が存在していることが確認できる。この変曲点の存在は、コンクリートのひびわれ発生数が増大していきほぼ小康状態となったとき、ねじりエネルギーが鉄筋へ移行することによって、剛性が回復したものと考えられる。このように考えると、剛性回復の程度は異なるものの、実験と解析の両方で第二変曲点の存在が明らかとなる。そこで、この変曲点を新たに第二変曲点と呼び、この第二変曲点でのねじりモーメントを第一耐力モーメントと定義する。この値と破壊モーメントを実験値と解析値で比較したものを表-4 に示す。なお、立体トラスモデルを適用して算出した破壊モーメントを「理論値」として表-4 中に併記した。これより、第一耐力モーメントは供試体 BU 10-6 a* 以外で解析値が実験値をわずかに上回る傾向を示しているものの、解析値と実験値の整合性は非常に良く、両者はほぼ一致していると言える。これに対し、破壊モーメント

表-4 第一耐力モーメント以降の実験値と解析値の比較

供 試 体	第 一 耐 力 モーメント		破壊モーメント			
	(tf・m)	実験値 解析値	(tf・m)	実験値 解析値	理論値 解析値	
BU 10-6 a*	実験値	11.26	1.16	13.66	1.41	2.03
	解析値	9.70		9.70		
	理論値	-		19.67		
BG 10-8 a	実験値	10.31	0.88	15.91	0.79	0.87
	解析値	11.70		20.10		
	理論値	-		17.49		
BU 20-6 b	実験値	11.04	0.96	15.84	0.79	0.96
	解析値	11.50		20.10		
	理論値	-		19.22		
BU 20-8 a*	実験値	12.35	0.92	16.70	0.93	1.07
	解析値	13.90		17.90		
	理論値	-		19.21		
BU 20-10 b	実験値	12.74	0.92	18.45	1.18	1.22
	解析値	13.90		15.70		
	理論値	-		19.22		
BU 30-6 b	実験値	11.84	0.92	14.24	0.71	0.99
	解析値	12.90		20.10		
	理論値	-		19.98		
BU 30-8 a	実験値	12.71	0.81	15.11	0.80	1.05
	解析値	15.70		18.90		
	理論値	-		19.92		

◇研究報告◇

について比較すると、解析値が実験値を上回っている場合が多いことが分かる。これは、第二変曲点以降での解析におけるモデル化に問題があると考えられる。

(b) 破壊形式の比較

以上のようなねじり挙動のほかに、設計法の確立にお

いては部材の破壊形式の予測が必要となる。表-5 に実験と解析によって得られた破壊形式を分類し、比較して示した。ここで分類した破壊形式は、コンクリートの圧壊、軸方向鉄筋の降伏、スターラップの降伏、接合部のすべりの4つである。これらの破壊形式が起こった場合

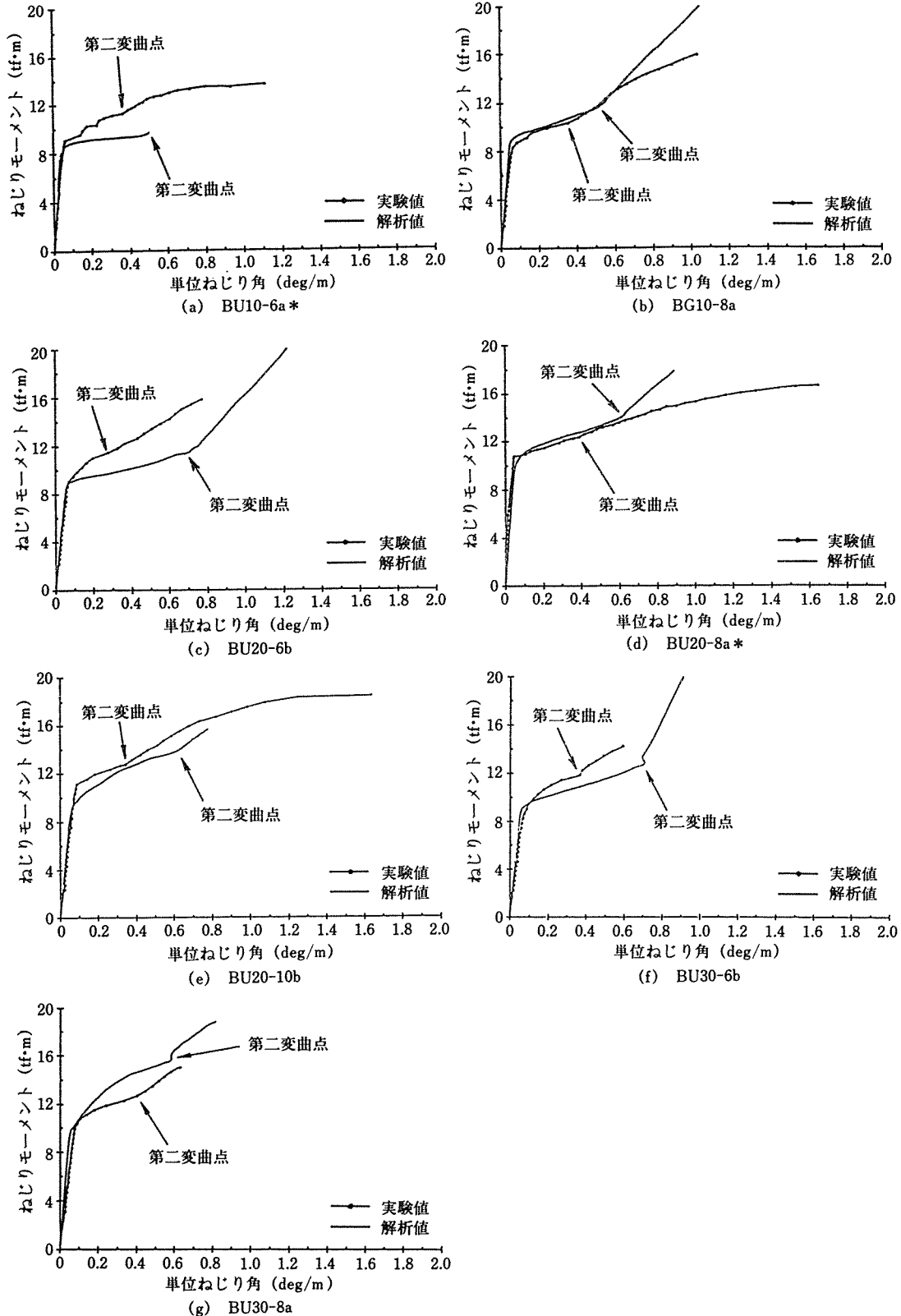


図-10 単位ねじり角とねじりモーメントの関係 (実験値と解析値の比較)

表-5 破壊形式の分類および比較

供試体	降伏ほか	軸鉄筋	スターラップ	コンクリート 圧壊	接合部の すべり
		○	◎	◎	○
BU 10-6 a*	実験	○	◎		
	解析	○	◎		
BG 10-8 a	実験	○	○	◎	
	解析	○	○		
BU 20-6 b	実験		◎		○
	解析	○	○		
BU 20-8 a*	実験	◎	○		
	解析	○	◎		
BU 20-10 b	実験	○	○	◎	
	解析	◎	○		
BU 30-6 b	実験				◎
	解析	○	○	◎	
BU 30-8 a	実験		○		◎
	解析	○	◎		

◎：決定的となった破壊性状，○：確認された破壊性状，*平成3年度の実験供試体

に○印を記入している。また、最終的な破壊を支配した要因に対しては◎印を付けた。

表-5によると、プレストレス量が 30 kgf/cm^2 以外の供試体については、実験の破壊形式と解析の破壊形式は比較的一致していると言える。特に、平成3年度に実験を行った供試体 BU 10-6 a* および供試体 BU 20-8 a* の2体に関しては、非常に良い精度で破壊形式の予測が可能であると言える。これに対して、供試体 BU 30-6 b および供試体 BU 30-8 a では、実験における破壊形式が接合面でのすべりとなっており、解析での破壊形式と完全に異なっていることより、解析が実験による破壊挙動を追跡できているとは言い難い。ここで、図-10、表-4を見直してみると、破壊形式の相違は、第二

表-6 第一耐力モーメントにおける破壊形式の比較

供試体	降伏ほか	軸鉄筋	スターラップ	コンクリート 圧壊	接合部の すべり
		○	○		
BU 10-6 a*	実験	○	○		
	解析	○	○		
BG 10-8 a	実験	○	○		
	解析	○	○		
BU 20-6 b	実験		○		
	解析	○	○		
BU 20-8 a*	実験	○	○		
	解析	○	○		
BU 20-10 b	実験	○	○		
	解析	○	○		
BU 30-6 b	実験				
	解析	○	○		
BU 30-8 a	実験		○		
	解析	○	○		

○：確認された破壊性状，*：平成3年度の実験供試体

変曲点以降の挙動に起因することが明確となる。したがって、第二変曲点以降の挙動を正確に表現することができていない現状では、第二変曲点までの破壊形式（第一破壊形式と呼ぶ）を比較の方が妥当であると思われる。表-6に、第一耐力モーメント時の破壊形式の比較を実験結果と解析結果で示す。これより、ほとんどすべての供試体において、実験結果と解析結果の破壊形式が一致していることが分かる。また、第二変曲点までについては、実験結果、解析結果ともにコンクリートの圧壊および接合部のすべりは生じないことが確認された。

(c) 接合部の挙動

接合部を有するコンクリート部材にねじりモーメントが作用する場合、最も重要視しなければならない項目に接合部のすべりが挙げられる。このため、平成3年度に新たに行った実験では、軸方向ひずみを測定することにより、すべりの発生機構を探ることを試みた。解析ではひびわれ発生後の接合部付近での軸方向圧縮応力は、壁厚外側に集中し、壁厚内側では軸方向圧縮応力は引張状態に転じることによってすべり発生に至ることが確認されている。このような解析における挙動を検証するために、一例として第二変曲点までの挙動が、実験値と解析値で比較的良く一致した供試体 BU 20-8 a* の結果に注目してみる。図-11に、実験での軸方向ひずみ分布を示す。実験での軸方向ひずみ分布については、断面内部の3点間はほぼ直線的に分布しているが、コンクリート表面におけるひずみを含めると、全体として曲線分布となっている。この図によると、初期の荷重段階において、軸方向ひずみは壁厚外側、壁厚内側ともに圧縮を受けているが、ねじりモーメントが増大するにつれて、壁厚外側の圧縮ひずみは増加するのに対し、壁厚内側ではひずみが引張りに転じていることが分かる。これと対応させて解析における軸方向ひずみ分布を図-12に示す。解析では、表面ひずみを算定することが不可能であるた

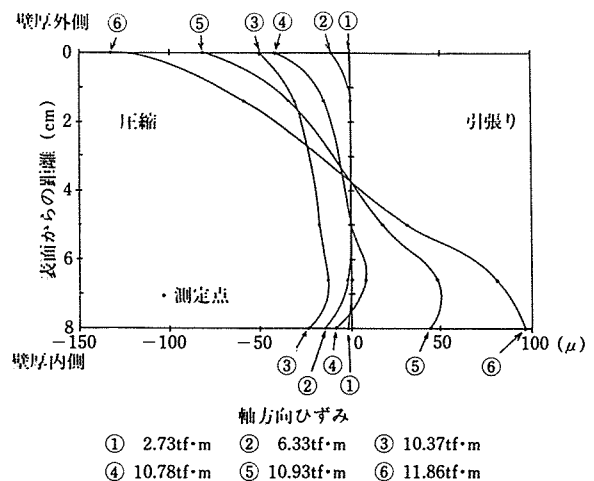


図-11 接合部付近の軸方向ひずみ分布(実験値, 供試体 BU 20-8 a*)

◇研究報告◇

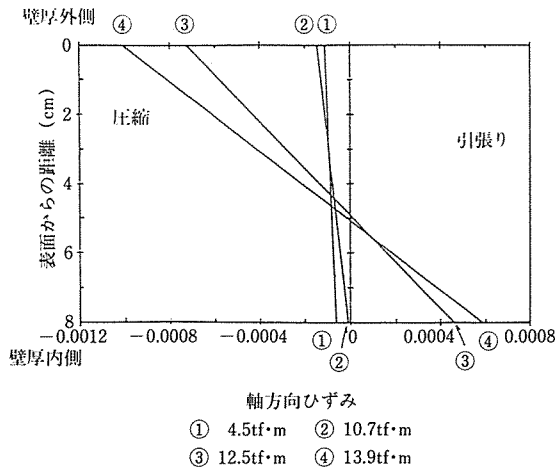


図-12 接合部付近の軸方向ひずみ分布(解析値, 供試体 BU 20-8 a*)

め、壁厚内部の軸方向ひずみ分布を用いて、実験と解析の挙動を比較する。その結果、壁厚内部における軸方向ひずみの直線分布あるいは壁厚内側の軸方向ひずみが圧縮から引張りに転じる挙動が解析においても確認され、解析結果が実験結果を非常に良く再現していると言える。したがって、解析による軸方向ひずみの算定、すなわち軸方向圧縮応力の算定がほぼ可能であることが検証されたと考える。また、これらのことより、接合部でのすべり発生メカニズムとして、解析で確認されたように壁厚内側が引張りに転じることにより軸方向圧縮応力を失い、接合部のせん断応力が破壊時せん断応力を超えたとき、すべりが発生するものと考えられる。

5. まとめ

本研究では、ねじりを受ける PC 箱桁ブロック接合部材の弾塑性挙動を解明するために、剛体ばねモデルを適用して種々の解析を行い、その結果を実験結果との比較を通して検証した。以下に、本研究で得られた結果をまとめる。

- 1) 接合部を有するコンクリート部材がねじりを受ける場合の弾塑性挙動解析には、剛体ばねモデルを適用するのが有効である。
- 2) 剛体ばねモデルによる解析結果に基づいて PC 箱桁ブロック接合部材の弾塑性挙動を解析した結果、急激な剛性低下後に第二変曲点の存在が確認でき、以下のことが明らかになった。
 - ① 剛性低下前までの挙動は、実験結果と良く一致しており、解析による再現が可能である。
 - ② 急激な剛性低下後から第二変曲点までの挙動は、壁厚が 6 cm の供試体以外では比較的良く一致しており、解析による再現が可能である。
 - ③ 第二変曲点以降から破壊モーメントまでの挙動については、実験結果とかなり異なっており、モ

デル化の再検討が必要である。

- 3) 第一耐力モーメント時での破壊形式の分類では、本研究でのすべての供試体において、軸方向鉄筋あるいはスターラップの降伏による破壊であり、接合部のすべりおよびコンクリートの圧壊は確認されなかった。
- 4) 解析および実験とも、中空箱桁ブロック部材がねじりを受ける場合、接合部付近の軸方向応力分布は、壁厚内側で引張りに転じることが確認されたことより、解析によるすべり発生メカニズムが検証されたといえる。

最後に、本研究の遂行にあたり、貴重なご助言を頂いた京都大学 藤井学教授および実験の実施にあたりご協力頂いた神戸大学 小林秀恵技官に紙上を借りて感謝します。

参考文献

- 1) 児島孝之, 岡田 清: ねじりを受ける長方形断面プレストレストコンクリートはりに関する研究, 土木学会論文報告集, 第 232 号, 1974.12
- 2) 泉 満明: ねじりを受けるコンクリート部材の設計法, 技報堂, 1972.9
- 3) 岡本享久: ねじりと曲げ・せん断の組合わせ断面力を受ける鉄筋コンクリート部材の耐力と変形に関する研究, 東京工業大学学位論文, 1987.12
- 4) 二羽淳一郎, 桧貝 勇, 守屋紀和: ねじりを受ける RC 棒部材に関する解析的研究, 土木学会論文集, 第 420 号, 1990.8
- 5) 土木学会編: コンクリート標準示方書 (平成 3 年度版), 設計編, 1991.7
- 6) 松島 博: ねじりを受けるプレキャストコンクリート接合部材の挙動, 土木学会論文報告集, 第 328 号, 1982.12
- 7) 都井 裕, 上田真稔, 川井忠彦: 薄肉構造の離散化極限解析 (その 2), 日本造船学会論文集, 第 151 号, 1982
- 8) 川井忠彦: 不連続体力学のすすめ (その 1)-固体力学非線形問題への挑戦-, 生産研究, 32 巻, 6 号, 1980.6
- 9) 上田真稔, 毛井崇博, 川井忠彦: 離散化極限解析法による鉄筋コンクリート構造物の非線形解析, RC 構造の有限要素法に関するコロキウム論文集, 1984.12
- 10) Vecchio F. and Collins M.P.: Stress-Strain Characteristics of Reinforced Concrete in Pure Shear, IABSE, 1981
- 11) Cedolin L. and Dei Poli S.: Finite Element Studies of Shear-Critical R/C Beams, ASCE, EM 3, 1977
- 12) 林 静雄, 吉田弘行, 黒正清治: ひびわれ近傍における異形鉄筋とコンクリートの付着性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 348 号, 1985.2
- 13) 宮本文穂, 山村 清, 藤井 学: PC 箱桁ブロック接合部のねじり挙動解析, 土木学会論文集, 第 414 号, 1990.2
- 14) 上田真稔, 竹内則雄, 樋口晴起, 鬼頭宏明, 川井忠彦: 引張・圧縮破壊を考慮した RC 構造物の離散化極限解析, 構造工学論文集, Vol. 36 A, 1990.3
- 15) 山村 清: PC 箱桁ブロック接合部材のねじり挙動に関する解析的研究, 神戸大学修士論文, 1989.2

【1992年5月29日受付】