

外ケーブル方式プレキャストセグメント P C 桁の終局曲げ耐力の解析に関する一考察

馬庭秀士¹・松本 進²・米盛司郎³

¹正会員 工修 日研高圧コンクリート(株) 橋梁事業部 (〒891-0115 鹿児島市東開町4番26号)

²正会員 工博 鹿児島大学教授 工学部海洋土木工学科 (〒890-0065 鹿児島市郡元1-21-40)

³正会員 工修 日研高圧コンクリート(株) (〒891-0115 鹿児島市東開町4番26号)

外ケーブル方式を用いたプレキャストセグメントP C 桁は、軸方向筋が連続配筋されていないため、継目部に局部変形が集中し、一体構造桁とは異なる挙動を示す。本研究では、外ケーブル方式プレキャストセグメントP C 桁の局部変形の影響を実験的に明らかにするとともに、継目部の局部変形を考慮した解析手法を提案し、実験結果と比較検討を行った。その結果、本解析手法を用いることで曲げ性状を終局に至るまで精度良く評価できることが明らかになった。また、数値解析によりスパン/有効高さ比、デビエータ間隔、載荷形式、セグメント長、コンクリート強度の各種要因を考慮した終局曲げ耐力の算定式を提案した。

Key Words : precast segment, external cable, flexural strength, structural analysis, structural design

1. 序論

プレキャストセグメント工法は、橋桁を幾つかのセグメントに分割して工場等で製作し、これを架設地点に運搬して、プレストレスで一体化するものである。この方法は、桁製作ヤードの確保が困難な場合や現場での工期の短縮を要求される場合などの理由で主に採用されてきたが、近年の建設業をとりまく専門作業員の減少、労働者不足を補うために同一主桁断面による施工性の単純化や省力化を目的として、この工法の採用が増加し始めている。

また、外ケーブル方式は内ケーブル方式に比べてウェブ厚を薄くできるために、コンクリート橋の欠点である橋体重量を軽減でき、さらに、断面内にシーすがないため施工性が容易であり、緊張材の管理や取り替えも可能な利点を有する。そのため、最近の新しいコンクリート橋として外ケーブルを併用したプレキャストセグメント工法の活用が積極的に進められている。

一方、プレキャストセグメントP C 桁は、軸方向鉄筋が連続配筋でないため、継目部の耐力が弱点となる。プレキャストセグメントの現行設計では、継目のない一体構造として設計を行うため設計荷重用時において、継目面での引張応力を認めないなどの制限値を規定しているが¹⁾、外ケーブル方式を併用した場合、P C 鋼材に付着がないため継目面にお

ける局部変形が大きな問題となる。特に、外ケーブルの鋼材応力増分は部材の変形能に大きく左右されること、および部材の変形に伴う鋼材の偏心変化の減少が曲げ耐力に大きな影響を与えることから、部材の変形能を正確に評価する必要があり、プレキャストセグメントP C 桁の設計方針である一体構造として解析する手法を外ケーブル方式に適用することは無理があるものと考えられる。そのため、外ケーブルを用いたプレキャストセグメントP C 桁独自の設計手法の確立が、今後の外ケーブル方式の発展に欠かせない問題である。

本研究では、一体構造桁とセグメント方式桁の曲げ挙動の相違を実験的に明らかにし、局部変形の影響を検討した。また、継目部の局部変形を考慮した解析手法を提案し、実験結果との比較により本解析手法の妥当性を検討した。さらに、数値解析により外ケーブルを用いたプレキャストセグメントP C 桁の終局耐力に影響を与える、スパン/有効高さ比、デビエータ間隔、載荷形式、セグメント長、コンクリート強度の各種要因を考慮した終局曲げ耐力の算定式を提案した。

2. 既往の解析方法

外ケーブル方式のP C 桁は、コンクリートとP C 鋼材の間に付着がないため、通常の平面保持の仮定

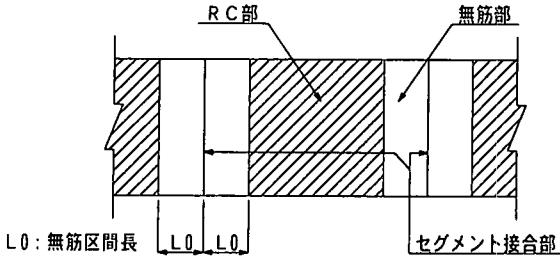


図-1 接合部の解析モデル

表-1 材料強度

コンクリート	圧縮強度	51.9 N/mm ²
PC鋼材 (φ15.2mm)	引張強度	1942 N/mm ²
鉄筋	降伏強度	343 N/mm ²

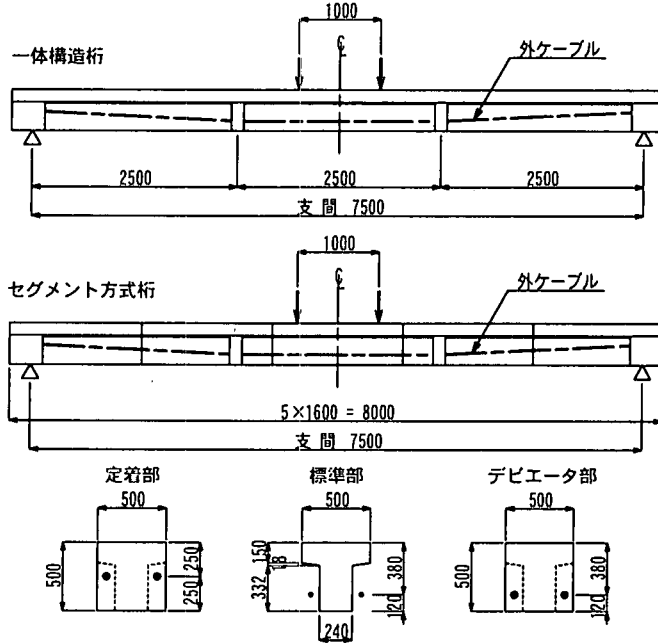


図-2 供試体の形状 (単位: mm)

を適用できない。そこで、荷重による鋼材の伸びひずみ変化量と鋼材位置でのコンクリートの伸びひずみ変化量が等しいという変形の適合条件を用いて解析が行われている²⁾。解析方法としては精算法³⁾、非線形フレーム解析法⁴⁾、非線形 FEM 解析法⁵⁾などがある。

現在までに各解析方法に用いられている外ケーブル方式プレキャストセグメント PC 桁の解析モデルを下記に示す。

① 一体構造桁モデル

このモデルは、セグメント方式桁が軸方向鉄筋の連続していないことを考慮して鉄筋の引張力を無視し、継目のない一体構造桁として解析するものである。睦好ら⁶⁾はこのモデルを用いて解析を行っている。なお、このモデルは鉄筋の剛性、ならびにひびわれ後のコンクリートの引張剛性を無視していることからたわみを過大に評価する可能性があり、また、セグメント継目部の局部変形も考慮できない。破壊断面位置は最大曲げモーメント区間であり、単純桁

の場合、必ずスパン中央となる。

② セグメント継目部における部材特性を変化させるモデル

セグメント継目部の局部変形を考慮するため、図-1に示すように、軸方向の要素分割において部材特性を継目部の無筋部材と残りの RC 部材とに分けてモデル化したもので、中村ら⁷⁾、新井ら⁸⁾がこのモデルを用いている。このモデルでは変形能が無筋区間長 L_0 の影響を受けるため、無筋区間長の決定が重要な問題となる。

3. 実験概要

(1) 供試体形状および実験方法

実験に用いた供試体の形状を図-2に示す。供試体は一体構造桁とセグメント方式桁の2種類である。いずれも全外ケーブル方式であり、供試体断面を T 型とした。また、供試体には引張鉄筋に D10

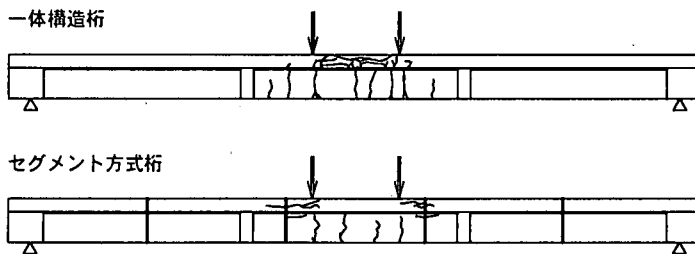


図-3 ひびわれ図

を3本、圧縮鉄筋にはD10を4本配筋し、せん断補強筋としてD10を20cm間隔で配置している。定着部とデビエータ部は後打ちとし、PC鋼棒のプレストレスにより供試体と一体化させた。デビエータは部材端部から275cmの位置に設置し、デビエータと外ケーブルの接触面には、摩擦を低減するためにテフロンシートを挿入した。セグメント方式桁はセグメント長を160cmとし、5つのセグメントで構成されている。継目にはセグメント間位置の固定および一体性確保のために鋼製の接合キーを3個配置し、セパレーター方式で供試体を製作した。各セグメントは外ケーブルのプレストレスで一体化させ、セグメントの接合面はドライ接合としている。使用した材料特性を表-1に示す。供試体にはSWPR7B φ 15.2を2本使用し、導入プレストレス量は内ケーブル方式の許容引張応力度⁹⁾を参考に29tf(鋼材の引張強さの約52%)とした。載荷方法は一方向繰り返し2点載荷とし、等曲げ区間を100cmとした。鋼材張力はロードセルで測定するとともに鋼材に貼付したひずみゲージからも測定した。なお、両者ともほぼ同程度の鋼材張力であったため、今回は、ロードセルの値を使用した。載荷試験はプレストレスの減少を極力小さくするためにプレストレス導入後、直ちに載荷試験を行った。

(2) 実験結果

図-3にひびわれ状況を示す。ひびわれは両供試体とも約25cm間隔に生じており、ひびわれの分散性には大差がなかった。しかし、一体構造桁ではウェブに生じたひびわれが上フランジ深部まで進展したのに対し、セグメント方式桁は中央セグメント内のウェブにひびわれが生じたものの、それ以降大きく進展せず、ひびわれ幅も小さかった。これは荷重の増加に伴い継目部に曲げ変形が集中することから、セグメント内に入ったひびわれは閉じる傾向にあるため、ひびわれは上フランジまで進展しなかったものと考えられる。

次に、両供試体の荷重-たわみの関係を図-4に

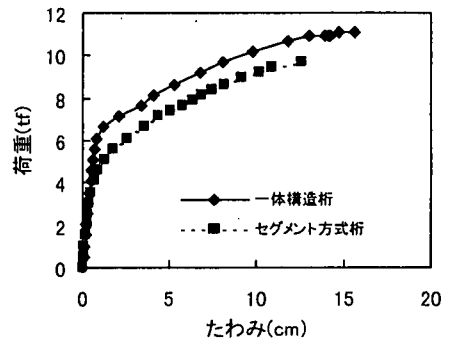


図-4 荷重-たわみ関係

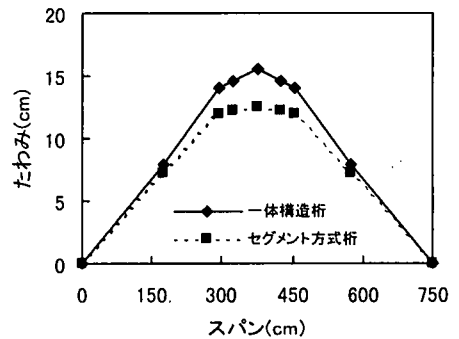


図-5 実験供試体のたわみ分布図

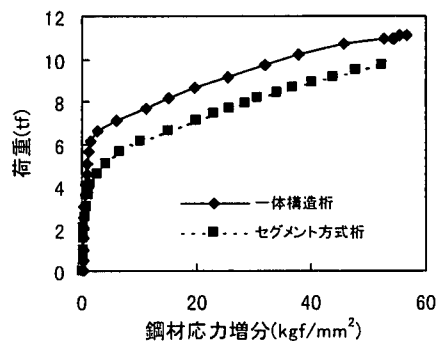


図-6 荷重-鋼材応力増分関係

示す。一体構造桁はひびわれ発生以降、軸方向鉄筋が降伏する 6.5tf から曲げ剛性が低下し、変形が急増した。一方、セグメント方式桁は接合面が開口するまでほぼ一体構造桁と同様な挙動を示すが、接合面が開口した後、4.0tf を越えたあたりから、たわみは急に増大した。また、図-5 に各供試体のたわみ分布を示す。一体構造桁はスパン中央部の変位が卓越するたわみ分布であるのに対し、セグメント方式桁では、中央セグメント自身はほとんど変形せず、セグメント継目のみに回転の集中していることが確認される。

破壊は、一体構造桁で最大曲げモーメントであるスパン中央部付近の上縁コンクリートの圧壊で生じたが、セグメント方式桁では中央セグメント継目位置の上縁コンクリートの圧壊により破壊に至った。最大耐力は一体構造桁より 13 % 程度減少し、たわみは 19 % 低下した。これは、セグメント方式桁は継目位置が破壊断面であることから、軸方向鉄筋が配筋されていないためであると考えられる。

図-6 には荷重-鋼材応力増分の関係を示す。この結果において、両供試体ともひびわれが発生するまで鋼材張力の増加は少なく、たわみが大きく進んだ時点で鋼材張力は急激に増加し、最終的に鋼材張力増加量は両供試体とも 60kg/mm² 近くまで達した。

4. 外ケーブル方式プレキャストセグメント PC 桁の解析手法

外ケーブル方式の PC 桁において、コンクリートひずみ分布はひびわれ発生部分を除き、平面保持の仮定を適用できるものの、コンクリートと鋼材間に付着がないために、鋼材ひずみに関しては通常の平面保持は適用できない。これに代わるものとしては、載荷による鋼材の伸びひずみ変化量と鋼材位置でのコンクリートの載荷による伸びひずみ変化量が等しいという変形の適合条件のみである。また、外ケーブルはデビエータのみに保持されているため、たわみにより鋼材位置が変化し、鋼材の偏心変化量が減少することを考慮する必要もある。

さらに、セグメント方式桁ではひびわれ発生までほぼ継目のない桁と同様な挙動を示すが、ひびわれ発生後の挙動は実験結果に示すように、セグメント自身はほとんど変形せず、継目位置のみに変形が集中する。

本解析では、接合方法においてドライ接合の場合、継目位置に引張応力が発生するまで、エポキシ接合

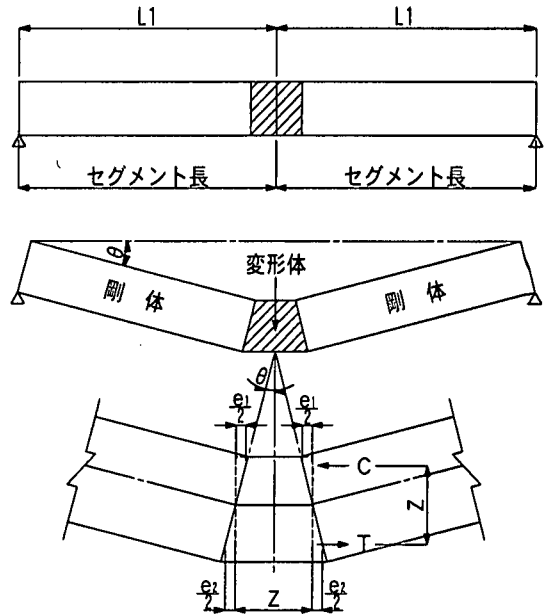


図-7 セグメント方式桁の解析モデル

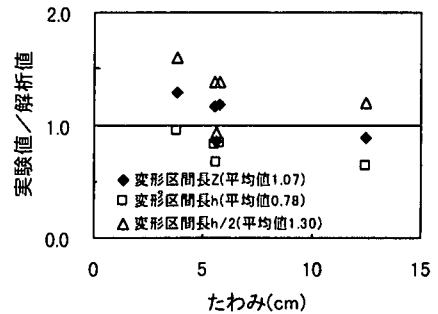


図-8 変形区間長の検討結果

の場合、コンクリートの引張力が引張強度に達するまでは、継目のない桁として精算法を用いて解析を行い、ひびわれ発生以降は図-7 に示すモデルを用いて、セグメント方式桁の局部変形を考慮するものである。このモデルは、柱の座屈の解析に用いられている Shanley モデル¹⁰⁾ をセグメント方式桁用に修正したもので、セグメントを剛部材とし、変形はセグメント継目部に設けた変形部材のみで受け持つものと仮定した。なお、Shanley モデルは柱の長さ比べて変形部材の長さが十分に小さい条件下であるため、変形区間長に関する検討を行った。図-8 は実験値のたわみ^{11),12)} と変形区間長をアーム長 Z 、桁高 h 、その半分と変化させた解析値との比率を示したものである。この結果によると、変形区間長をアーム長 Z とすることが比較的良好な結果であった。

一方、幸左ら¹²⁾ の供試体を参考に、等価塑性ヒンジ長を変形区間長 Z と考えて、比較検討を行った。

表-2に実験値と解析値を示す。同表より等価塑性ヒンジ長は変形区間長 Z にほぼ一致する結果となった。以上の点から、変形区間長をアーム長 Z とすることは妥当であると考えられる。

ここに、セグメント長を L_1 、継目位置での圧縮合力位置(C)の変形量を e_1 、引張合力位置(T)の変形量を e_2 、変形区間長を Z とすると、たわみ δ は断面曲率 ψ を使うと次式で与えられる。

$$\delta = \psi Z L_1 / 2 \quad (1)$$

また、セグメント継目の開口は図-9に示すように、接合面の左右のコンクリートひずみを直線分布であると仮定すれば、セグメント開口量 Δ は次式で表せる。

$$\Delta = \psi Z (dp' - nx) \quad (2)$$

ここに、

dp' : 変形後の鋼材有効高さ

nx : コンクリート圧縮域の高さ

なお、コンクリート、PC鋼材の応力～ひずみモデルは、土木学会コンクリート標準示方書に準ずるものとし、解析上の終局は、継目上縁のコンクリート圧縮ひずみが0.0035に達した時とした。

図-10に解析フローチャートを示す。解析手順は、まずひびわれ発生までを継目のない桁として鋼材の偏心変化を考慮し、変形の適合条件を用いて精算法により解析を行った。次に、ひびわれ発生後は鋼材張力を仮定し、各ひずみ段階で中央セグメント継目断面の内力の釣り合いからモーメントおよび各セグメント継目位置の作用モーメントを求め、各セグメント継目位置のひずみ分布を計算する。その後、前述のモデルを用いて鋼材位置でのセグメント開口量より張力増分の計算を行い、ひびわれ発生までの鋼材張力と合成し、仮定した鋼材張力と一致するまで繰り返し計算を行う(変形の適合条件)。さらに、たわみによる鋼材の偏心変化量を求め、次のステップでこの偏心変化量を用いることで、幾何学的非線形を考慮する。

5. 各解析モデルの妥当性について

(1) 概説

セグメント方式桁は軸方向鉄筋が連続配筋されていないために、解析モデルとしては、①鉄筋の引張力を無視し、継目のない一体構造桁として計算するモデル(モデル1)、②セグメント継目部を挟んである区間を無筋部材、残りの区間をRC部材とするような部材特性を変化させるモデル(モデル2)が検討されている。

表-2 塑性ヒンジとしての比較

	等価塑性ヒンジ長 (m)	終局時曲率分布 (1/m)
実験値	0.7	0.077
解析値	0.8	0.077
実/解	0.88	1.00

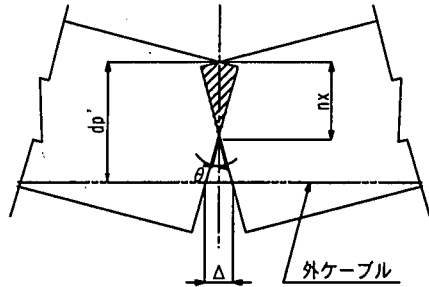


図-9 セグメント継目開口状況

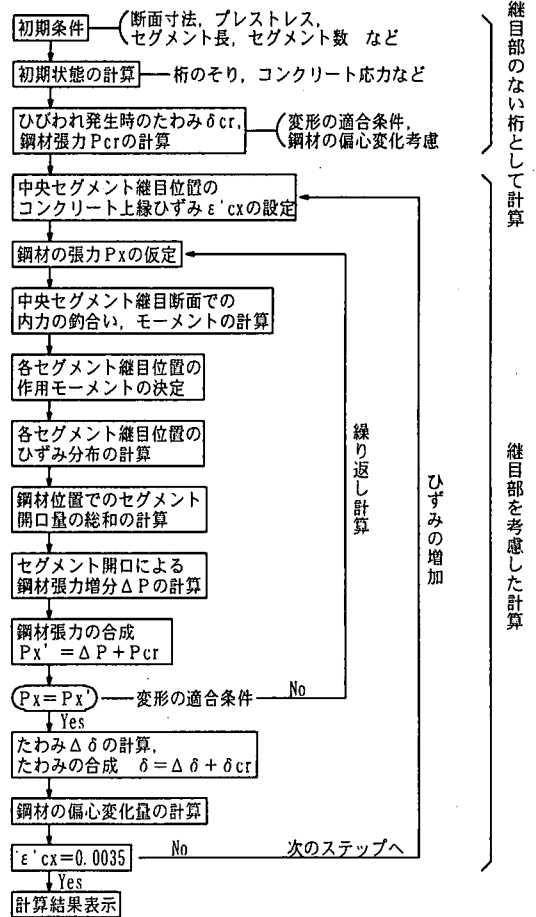


図-10 解析フローチャート

表-3 供試体概要

供試体	スパン (cm)	セグメント長 (cm)	セグメント数 (個)	接合方法
本実験	750	160	5	ドライ
No. 1	520	30	17	エポキシ
No. 2	520	30	17	ドライ
No. 3	520	60	10	エポキシ

*No. 1~No. 3は睦好らによる実験供試体

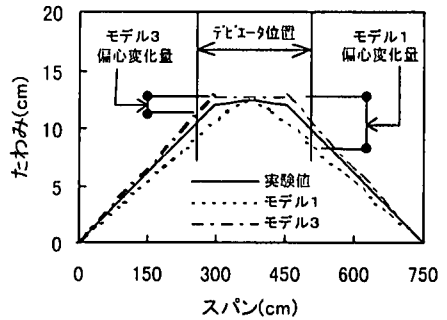


図-1-1 スパン中央変位が同一時のたわみ分布

表-4 各モデルでの解析結果と実験結果の比較

供試体		終局荷重 (tf)			鋼材張力 (tf)			たわみ (cm)		
		モデル1	モデル2	モデル3	モデル1	モデル2	モデル3	モデル1	モデル2	モデル3
本実験	実験値	9.7			43.9			12.5		
	解析値	7.7	6.8	9.3	47.0	35.8	47.4	15.0	4.2	14.1
	実/解	1.27	1.43	1.04	0.93	1.22	0.93	0.83	2.95	0.89
No. 1	実験値	6.7			35.5			5.8		
	解析値	6.4	6.4	6.4	35.6	34.6	34.9	5.4	4.6	4.9
	実/解	1.04	1.04	1.04	1.00	1.03	1.02	1.08	1.26	1.18
No. 2	実験値	6.5			34.3			5.5		
	解析値	6.4	6.4	6.3	35.7	34.4	34.6	5.3	4.5	4.7
	実/解	1.00	1.02	1.02	0.96	1.00	0.99	1.05	1.21	1.17
No. 3	実験値	6.4			32.6			3.8		
	解析値	6.5	6.4	6.2	35.8	33.6	32.1	5.5	3.4	2.9
	実/解	0.98	0.99	1.02	0.91	0.97	1.01	0.68	1.11	1.29

ここでは、これら2つのモデルと著者らが提案したモデル(モデル3)の妥当性を検討するために実験結果と比較を行った。比較に用いた実験値は、表-3に示す睦好ら⁶⁾による実験結果も参考にした。各供試体の特徴として、No.1, No.2 供試体はセグメント数が多く、載荷スパン内の継目に発生するひびわれが多いため局部変形の影響の少ない供試体である。No.3 供試体はスパン中央に接合面を設けており、ここに変形が集中する傾向にあり、局部変形の影響が認められる供試体である。また、本実験ではセグメント数が5個と最も少なく、睦好らの供試体に比べて局部変形の影響が顕著な供試体である。

モデル1およびモデル2の解析方法は、精算法で行った。なお、モデル2において相沢ら¹³⁾は無筋区間長をモルタル区間(かぶり厚)にすると、現実的でない曲率集中を招くためにモルタル区間よりある程度大きく設定した方がよいと報告している。本検討においても無筋区間長を変化させた結果、たわみ性状は睦好らの供試体において20cmを用いることで比較的良い一致を得たので、無筋区間長(2L)はすべて20cmとした。

(2) 解析結果

表-4に各モデルで得られた解析結果と実験結果を示す。No.1~No.3 供試体の終局荷重は、実験値と解析値の比率が各モデルとも0.98~1.04の範囲

にあり良く一致している。しかし、No.3 供試体において、モデル2およびモデル3はたわみが比較的良好に一致しているのに対し、モデル1は実験値より大きく算出された。これは先に述べたように、No.3 供試体は局部変形の影響のためにNo.1, No.2 供試体よりたわみは小さくなるが、モデル1は局部変形を考慮できないため、No.1, No.2 供試体の解析値と同程度の値を算出した結果によるものである。

一方、モデル2およびモデル3に関しては、たわみをNo.1, No.2 供試体の解析値より小さくなる傾向を示しており、若干のばらつきはあるものの定性的には局部変形を評価できるものと考えられる。

本実験においては、モデル1, モデル3の鋼材張力およびたわみはほぼ一致しているものの、モデル1の終局荷重の比率において1.27と大きく算出された。これは、破壊位置が中央セグメント継目位置であるのに対し、モデル1ではスパン中央が破壊位置となるため、破壊位置の相違が要因に挙げられる。また、図-1-1はスパン中央変位が同一時のモデル1, モデル3のたわみ分布を示したものである。この結果によると、モデル3はスパン中央変位が同一であれば、ほぼ実験値と同じたわみ分布であるが、モデル1ではたわみ分布が異なり、デビエータ位置のたわみを小さく算出している。このため、モデル1ではスパン中央とデビエータ位置のたわみの差である偏心変化量を大きく算出し、終局荷重が小さく

なった。その結果、実験値と解析値の比率が 1.27 と比較的大きな値になったと考えられる。

モデル 2 に関しては、No.1 ~ No.3 供試体の場合、たわみの比率が 1.11 ~ 1.26 と比較的一致しているが、本実験では、図-12 に示すように無筋区間長の最大モーメント位置に曲率集中を招く結果となった。このため、たわみの比率が実験値と大きく異なっており、本実験においては無筋区間長を 20cm より大きくする必要があると考えられる。

図-13 に本実験での荷重-たわみ関係と解析値を示す。モデル 1 の解析値は全体的に小さな値を示し、特にモデル 2 の解析値は実験値と大きく異なっている。一方、モデル 3 の解析値は全体的に一致した傾向が認められる。また、図-14 は荷重-鋼材応力増分関係を示したものである。この結果においても、モデル 3 の解析値は初期の荷重段階から終局に至るまでほぼ一致している。

以上のように、終局荷重に関しては、本実験を除き、各モデルとも大きな差は認められなかった。一般に、終局耐力は鋼材張力×アーム長で表せる。このため、鋼材張力が大きく算出される場合においても、たわみを大きく算出し、結果としてアーム長を減少することから終局荷重は各モデルとも同一になると考えられる。しかし、局部変形が顕著な場合、例えば、スパン中央にセグメント継目がある場合やセグメント長が長い場合など、一体構造として解析するモデル 1 では、たわみ性状を十分に評価できず、鋼材張力も大きく算出する傾向がある。

モデル 2 に関しては、局部変形の影響を評価できるものの今回の検討では無筋区間長を決定するまでの根拠には至らず、今後の課題であると考えられる。

一方、モデル 3 に関しては局部変形の影響の有無に関わらず、プレキャストセグメント PC 桁の曲げ性状、およびたわみ性状を他のモデルに比べて比較的良く評価できるものと考えられる。

6. プレキャストセグメント PC 桁の終局曲げ耐力の算定式に関する一提案

(1) 概説

セグメント方式桁の曲げ性状は、先に述べた解析モデルを用いることで局部変形の及ぼす影響を考慮した解析を行えることが確認された。しかし、この方法はコンピュータによる解析を伴うため実用性に欠ける。最近、睦好らにより一体構造の外ケーブル方式 PC 部材の算定式³⁾は提案されているが、セグメント方式桁に関しては未だ確立されていない。

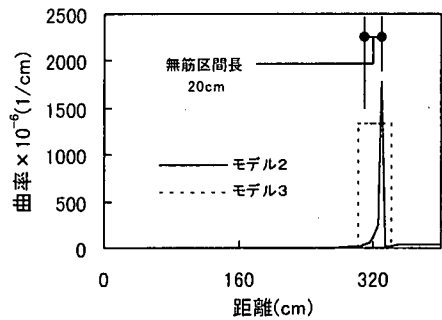


図-12 モデル 2 とモデル 3 の曲率分布の比較

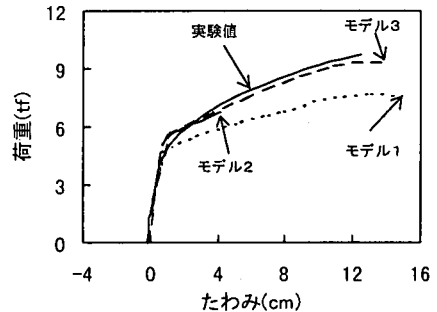


図-13 荷重-たわみ関係

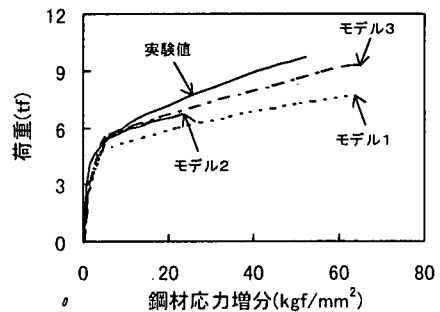


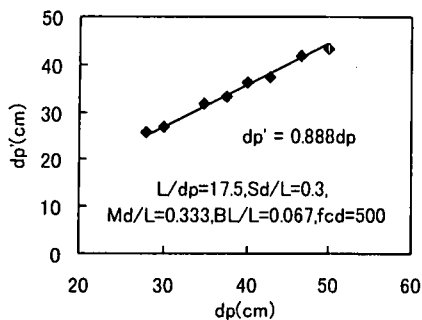
図-14 荷重-鋼材応力増分関係

ここでは、セグメント方式桁の曲げ耐力に影響を与えると予想される、①スパン/有効高さ比、②デビエータ間隔、③載荷幅、④セグメント長、⑤コンクリート強度の各要因を取り上げ、提案モデルを用いて数値解析を行い、この結果を基に各要因の影響を考慮したセグメント方式桁の終局曲げ耐力の算定式を提案した。解析に用いた断面は本実験と同一とし、スパンは 450cm ~ 1250cm まで変化させた。

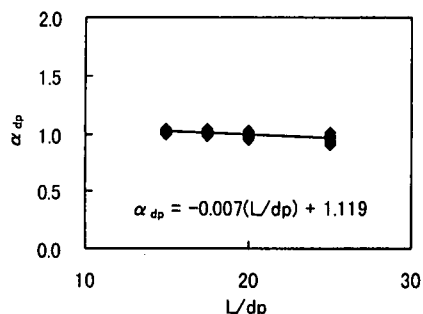
また、PC 鋼材は SWPR19 ϕ 21.8 を 2 本、プレストレス量は 64tf (鋼材の引張強さの 55%) とし、載荷方法は 1 点集中載荷、2 点載荷の 2 種類とした。

(2) 本算定式の誘導

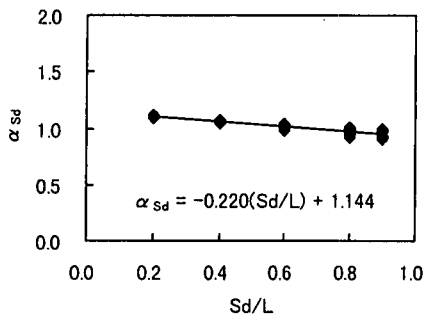
外ケーブル方式 PC 部材は、コンクリートと鋼材の間に付着がない。そのため、コンクリートの伸びと鋼材の伸びが異なり、通常の曲げ理論で耐力を算出するには、鋼材の張力が必要となる。



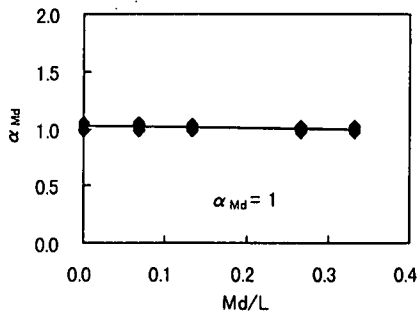
(a) 初期鋼材有効高さ - 終局鋼材有効高さ



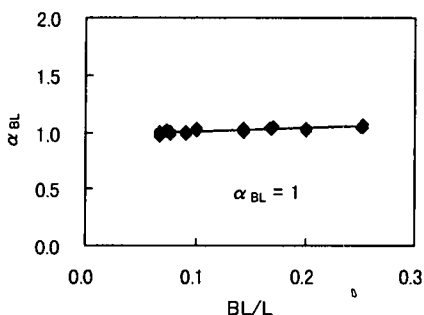
(b) $\alpha_{dp} - L / dp$



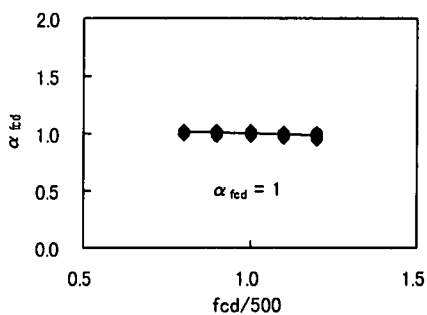
(c) $\alpha_{Sd} - Sd / L$



(d) $\alpha_{Md} - Md / L$



(e) $\alpha_{BL} - BL / L$



(f) $\alpha_{fcd} - fcd / 500$

図-15 終局時鋼材有効高さおよび各要因の影響

ここでは、セグメント方式桁の終局時の鋼材応力を六車¹⁴⁾の提案している鋼材伸びひずみ変化量 $\Delta \epsilon_p$ を鋼材位置でのコンクリートのひずみ変化量 $\Delta \epsilon_{cp}$ の β 倍とする方法 (β 値) を採用した。

また、外ケーブル方式ではデビエータのみに鋼材が保持されているため、たわみにより初期の鋼材有効高さと終局時の鋼材有効高さが異なる。そのため、睦好³⁾の提案している初期の鋼材有効高さを低減する方法 (α 値) をセグメント方式桁用に修正した。

ここで、終局時の鋼材応力は弾性範囲にあることが多いことから、鋼材応力および終局時の鋼材有効高さの算定式は以下のように表せる。

$$dp' = \alpha dp \quad (3)$$

$$f_{ps} = f_{pe} + E_{ps} \beta \left[\epsilon'_{sc} + \epsilon'_{cu} \frac{dp' - nx}{nx} \right] \quad (4)$$

ここに、

dp : セグメント継目の初期鋼材有効高さ (cm)

dp' : セグメント継目の終局時鋼材有効高さ (cm)

E_{ps} : 鋼材ヤング係数 (kgf/cm²)

ϵ'_{sc} : 鋼材位置におけるコンクリートの有効プレストレスによる圧縮ひずみ

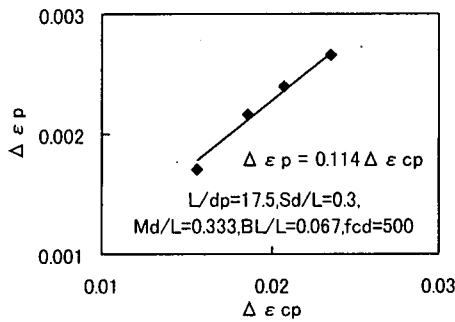
ϵ'_{cu} : 曲げ破壊時のコンクリート圧縮縁ひずみ

nx : 曲げ破壊時中立軸 (cm)

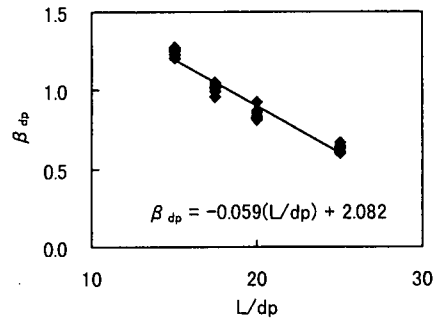
f_{ps} : 有効プレストレスによる鋼材応力 (kgf/cm²)

a) 終局時の鋼材有効高さの算定式

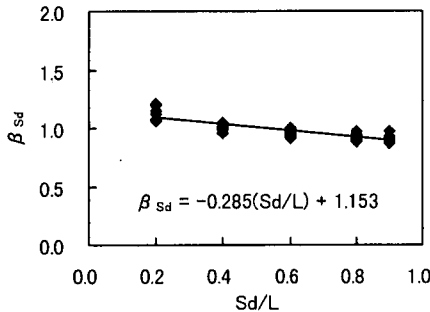
図-15に終局時の鋼材有効高さおよび各要因の影響を示す。解析要因は、 L / dp (L : スパン長)、 Sd / L (Sd : デビエータ間隔) の2種類とした。なお、 Md / L (Md : 載荷幅)、 BL / L (BL : セグメント長)、 $fcd / 500$ (fcd : コンクリート強度)



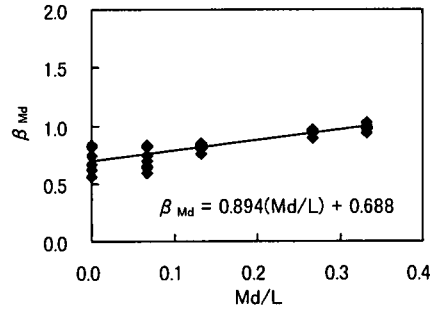
(a) 鋼材伸びひずみ-コンクリート伸びひずみ関係



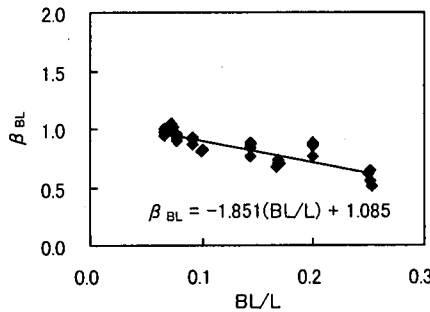
(b) $\beta_{dp} - L/dp$



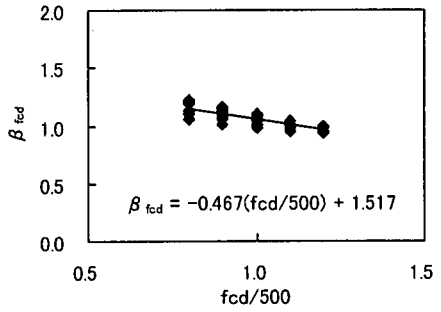
(c) $\beta_{sd} - Sd/L$



(d) $\beta_{Md} - Md/L$



(e) $\beta_{BL} - BL/L$



(f) $\beta_{fcd} - fcd/500$

図-16 終局時の鋼材伸びに及ぼす各要因の影響

の各要因の影響はほとんど認められなかったため、鋼材有効高さの算定には無視した。

この図から初期の鋼材高さと同様、5種類の要因を取り上げ、数値解析を行った。

$$\alpha = 0.888 \alpha_{dp} \alpha_{sd} \quad (5)$$

ここに、各要因の補正係数は、

$$\alpha_{dp} = -0.007(L/dp) + 1.119 \quad (5a)$$

$$\alpha_{sd} = -0.220(Sd/L) + 1.144 \quad (5b)$$

b) 鋼材応力の算定式

鋼材応力の算定式においても鋼材有効高さの算定同様、5種類の要因を取り上げ、数値解析を行った。

図-16に終局時の鋼材の伸びに及ぼす各要因の

影響を示す。終局時の鋼材伸びひずみ変化量 $\Delta \epsilon_p$ と鋼材位置でのコンクリートひずみ変化量 $\Delta \epsilon_{cp}$ の関係は線形関係にあり、 L/dp , Sd/L , BL/L , $fcd/500$ が大きいほど β 値は小さく、 Md/L が大きいほど β 値は大きくなる。特に、セグメント方式桁の場合、セグメント数が少ないと β 値は小さくなり、これは、継目部に変形が集中することを示している。これらの関係は次式で表せる。

$$\beta = 0.114 \beta_{dp} \beta_{sd} \beta_{Md} \beta_{BL} \beta_{fcd} \quad (6)$$

ここに、各要因の補正係数は、

$$\beta_{dp} = -0.059(L/dp) + 2.082 \quad (6a)$$

$$\beta_{sd} = -0.285(Sd/L) + 1.153 \quad (6b)$$

$$\beta_{Md} = 0.894(Md/L) + 0.688 \quad (6c)$$

$$\beta_{BL} = -1.851(BL/L) + 1.085 \quad (6d)$$

$$\beta_{fcd} = -0.467(fcd/500) + 1.517 \quad (6e)$$

また、スパン中央に継目がある場合（セグメント数：偶数）、局部変形の集中する程度が異なり、鋼材張力の増分はスパン中央に継目のない場合（セグメント数：奇数）に比べて少なくなる。数値解析により局部変形の集中の程度を算出した結果、式(6)の72%であった。このことから、スパン中央に継目がある場合、式(6)に0.72を乗じることで曲げ耐力を算出することが可能である。

一般に、ボンドケーブル構造はP C鋼材応力が降伏点以上に達した後にコンクリートの圧壊による破壊に対し、外ケーブル構造はP C鋼材応力が降伏点に達する前にコンクリートの圧壊による破壊になる可能性の高いことが明らかになっている¹⁵⁾。本算定式は、外ケーブルが降伏点に達する前にコンクリートの圧縮部が破壊することを前提としているため、外ケーブルが降伏点以上に達する破壊には適用できない。ただし、 $L/dp > 15$ であれば、ほとんどの場合において外ケーブルは降伏せず、本算定式は適用可能である。

c) 載荷形式の影響

セグメント方式桁の終局耐力は、セグメント継目に作用するモーメントの大きさにより異なることから、2点載荷と等分布載荷の載荷形式の相違による影響を検討した。図-17に破壊断面である中央セグメント継目位置の曲げ耐力を同一にした時の鋼材張力の解析値を2点載荷と等分布載荷の比率で示す。この図から中央セグメント位置の曲げ耐力が同一であれば、鋼材張力も一致することが明らかとなった。そこで、等分布載荷での鋼材応力の算定式を2点載荷と同様に算出し、2点載荷の算定式に等しいとおくと、等分布載荷でスパン中央に継目がない場合（セグメント数：奇数）、 Md/L は0.200となる。また、スパン中央に継目がある場合（セグメント数：偶数）、 Md/L は0.100であった。

以上のように等分布載荷においてもセグメント数が奇数の場合、 $Md/L = 0.200$ 、セグメント数が偶数の場合、 $Md/L = 0.100$ にすることにより2点載荷の算定式の鋼材応力および鋼材有効高さから、通常の曲げ理論により終局耐力を算出できる。

(3) 本算定式の妥当性について

外ケーブル方式の終局曲げ耐力の算出方法としては、終局時の定義も異なっており、外ケーブルの位置は相対的に変化せず、鋼材張力の増分を考慮しない算定式¹⁶⁾、鋼材応力の増分を考慮する睦好らの算定式等がある。ここでは、これら2つの算定式と著者らの算定式の妥当性について検討を行った。検討には過去の実験データ^{6), 11)}6体を使用した。

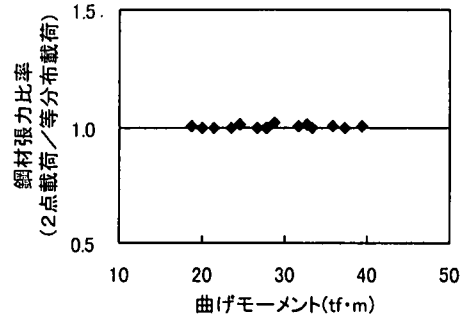


図-17 継目位置の最大曲げモーメントが同一時での2点載荷と等分布載荷の鋼材張力比

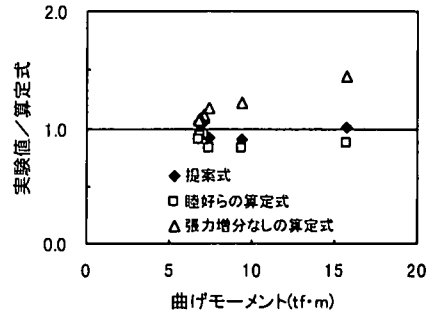


図-18 実験値と算定式の終局曲げ耐力の比率

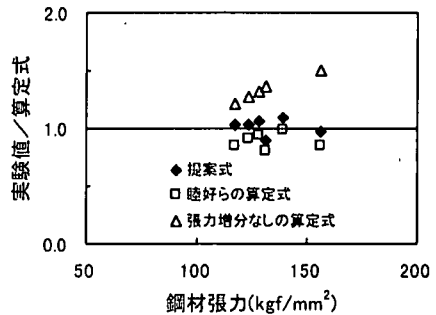


図-19 実験値と算定式の終局時鋼材張力の比率

図-18, 19は、終局曲げ耐力および鋼材張力の実験値と算定式の比率を示したものである。この結果によると、睦好らの算定式は比率の平均値が終局曲げ耐力の場合で0.89、鋼材張力の場合で0.89と実験結果よりやや大きく算出され、危険側の結果となった。この原因として、睦好らはセグメント方式桁を一体構造桁として解析を行っているため、セグメント継目の局部変形が考慮できないためであると考えられる。また、鋼材張力増分を考慮しない算定式に関しては曲げモーメントが大きくなる場合、かなり安全側となる傾向があり、鋼材張力増分を考慮しなければ、不経済になるものと予想される。一方、本算定式は若干ばらつきがあるものの、終局曲げ耐力比の平均値で1.00、変動係数6.52%、鋼材

張力比の平均値で 1.01, 変動係数 7.08 % であり, 本算定式は信頼性があるものと考えられる。

(4) 設計式に関する提案について

設計式の一般的な考え方としては, 必ず安全側の値であること, および設計がしやすいことが挙げられる。本算定式はセグメント方式桁の終局曲げ耐力を精度良く算定できるものの, 必ずしも安全側の値を示すものでない。また, 式 (5), (6) は一次関数と単純であるが, 係数は非常に小さいため, 煩雑さも否めない。ここでは, 設計値が容易に算出でき, かつ鋼材張力増分が実験値を上回る確率を 5 % になるよう安全側に修正した。

式 (7), (8) は各要因の算定式を修正した式である。各要因の α 値, β 値の補正係数は表-5 の値とし, 設計条件が間にある場合には, 直線補間による値とした。

$$\alpha = 0.85 \alpha_{dp} \alpha_{sa} \quad (7)$$

$$\beta = 0.09 \beta_{dp} \beta_{sa} \beta_{Md} \beta_{BL} \beta_{fcd} \quad (8)$$

図-20 は, 図-18 に用いた供試体の終局耐力を設計式との比率で示したものである。この結果によると, 検討供試体の数が少ないものの, 全供試体とも安全側の設計であることが確認された。

また, セグメントの分割数は, 曲げモーメントの最大となる支間中央での継目を避けるため, 奇数個としていること, および活荷重は一般的に L 荷重が主桁に対して不利な影響を与えることから, 設計式としては等分布荷重を設定し, 最終的には式 (8) を以下のように修正し, 設計式とする。

$$\beta = 0.08 \beta_{dp} \beta_{sa} \beta_{BL} \beta_{fcd} \quad (9)$$

7. 結論

本研究では, 外ケーブル方式プレキャストセグメント PC 桁の曲げ性状について実験的検討を行った。また, セグメント継目の局部変形を考慮した解析手法を提示するとともに, 終局耐力の算定式を提案した。本研究で得られた結果を以下にまとめる。

① 一体構造桁はスパン中央が卓越するたわみ分布であるのに対し, セグメント方式桁ではセグメント自身はほとんど変形せず, セグメント継目部に回転が集中する傾向を示した。また, 破壊は一体構造桁では載荷スパン中央でのコンクリート圧壊であったが, セグメント方式桁では継目位置にもよるが, 必ずしもスパン中央部でのコンクリートの圧壊にはならず, 場合によっては本供試体のように最大曲げモーメント区間外で圧壊することもある。

表-5 各要因の補正係数

要因	条件	補正係数 α	要因	条件	補正係数 β
L/dp	15	1.00	L/dp	15	1.20
	20	0.95		20	0.90
	25	0.90		25	0.60
Sd/L	0.0	1.10	Sd/L	0.2	1.05
	0.4	1.00		0.4	1.00
	0.8	0.90		0.6	0.95
Md/L	0.0	0.70	Md/L	0.0	0.70
	0.2	0.85		0.2	0.85
	0.4	1.00		0.4	1.00
BL/L	0.05	1.00	BL/L	0.05	1.00
	0.15	0.80		0.15	0.80
	0.25	0.60		0.25	0.60
fcd	400	1.10	fcd	400	1.10
	500	1.00		500	1.00
	600	0.90		600	0.90

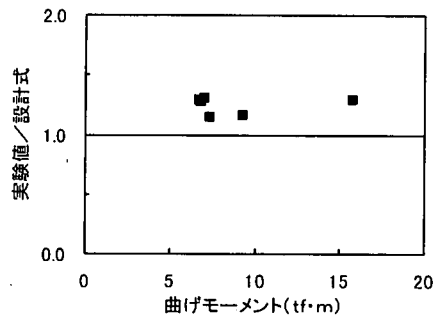


図-20 実験値と設計式の終局曲げ耐力の比率

② 提案モデルはセグメント継目の局部変形に着目したモデルであり, 他のモデルに比べて外ケーブルプレキャスト PC 桁のたわみ性状を比較的良く評価できた。特に, セグメント継目がスパン中央にある場合やセグメント長が長い場合など, 局部変形が大きい程, 提案モデルの優位性が確認できた。

③ セグメント方式 PC 桁に外ケーブル方式を併用した場合, 曲げ耐力はセグメント長の影響を受け, セグメント長/スパン比が大きいほど変形能が低下し, 鋼材張力の増加量が少ない。特に, スパン中央にセグメント継目がある場合, 中央継目に変形が集中し, セグメント継目がスパン中央にない場合に比べて曲げ耐力, 変形能とも低下する。

④ スパン/有効高比, デビエータ間隔, 載荷形式, セグメント長, コンクリート強度の各種要因を考慮した算定式を用いることで, 曲げ耐力および鋼材張力を精度良く算定でき, これまでに提案された算定式より優れていることが示された。また, 設計式に関しても提案を行った。

謝辞：本研究を実施するにあたり、川内職業能力開発短期大学の出口秀史氏、および当時鹿児島大学大学院生の二宮仁志氏（現・大分県庁）、鹿児島大学生の富永真生氏（現・ジェイール九州コンサルタント）の多大な御助力を頂いた。ここに付記し、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリートTげた道路橋設計施工指針，社団法人 日本道路協会，1992.
- 2) 六車熙，坂静雄：付着のないPC梁の曲げ破壊耐力，日本建築学会論文報告集，第60号，pp.641-644，1958.
- 3) 例えば，陸好宏史，土田一輝，M.Songkiat，町田篤彦：外ケーブルPC部材の曲げ性状および曲げ耐力算定法に関する研究，土木学会論文集，No.508/V-26，pp.67-77，1995.2.
- 4) 例えば，梅津健司，藤田学，玉置一清，山崎淳：外ケーブル方式二径間連続はりの曲げ終局耐力について，PC技術協会第5回シンポジウム論文集，pp.303-308，1995.10.
- 5) 例えば，柳沼善明：外ケーブル方式を用いたPRC梁の終局曲げ耐力の非線形解析，プレストレストコンクリート，Vol.37，No.3，pp.54-65，1995.5.
- 6) 陸好宏史，山口統央，M.Songkiat，徳山清次：プレキャストセグメントを用いた外ケーブル式PCはりの曲げ性状および靱性改善に関する研究，土木学会論文集，No.544/V-32，pp.155-165，1996.8.
- 7) 中村克彦，紫桃孝一郎，河村直彦，井谷計男：内外ケーブル併用プレキャストセグメント連続箱桁橋の模型試験，PC技術協会第5回シンポジウム論文集，pp.321-326，1995.10.
- 8) 新井崇裕，日紫喜剛啓，夏目忠彦，相沢旬：外ケーブル方式プレキャストブロックPC橋の非線形解析について，PC技術協会第5回シンポジウム論文集，pp.293-298，1995.10.
- 9) 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編，社団法人日本道路協会，1996.
- 10) Shanley,F.R.：Inelastic Column Theory, *Journal of the Aeronautical Sciences*, Vol.14, No.5, pp.261-268, 1947.5.
- 11) 新井崇裕，日紫喜剛啓，夏目忠彦：内外ケーブル比率の変化に伴う外ケーブル方式プレキャストセグメントPC梁の曲げ性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2，pp.1215-1220，1997.
- 12) 幸左賢二，藤井學，小林和夫，栗根聡：内外併用ケーブル方式PC橋の終局挙動に関する研究，土木学会論文集，No.571/V-36，pp.79-89，1997.8.
- 13) 相沢旬，沖見芳秀，小関喜久夫，徳山清治：複合非線形フレーム解析による外ケーブルプレキャストセグメントPC梁の耐力解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.2，pp.767-772，1995.
- 14) 六車熙：アンボンドプレストレストコンクリート構造とプレストレスト鉄筋コンクリート構造，プレストレストコンクリート，Vol.22，No.6，1980.12.
- 15) 若林登，沼田昌一郎，一辨久允，玉置一清：外ケーブル構造の曲げ終局耐力に関する一考察，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16，No.2，pp.1021-1026，1994.
- 16) 外ケーブルを用いたPC橋梁の設計マニュアル，財団法人 高速道路技術センター，1996.8.

(1998. 4. 20 受付)

ANALYTICAL APPROACH ON ULTIMATE FLEXURAL STRENGTH OF PC PRECAST SEGMENTAL BEAMS USING EXTERNAL CABLE METHOD

Hideshi MANIWA, Susumu MATSUMOTO and Shiro YONEMORI

In the PC precast segmental beams using external cable method, the longitudinal reinforcements are not fixed continuously. Therefore, the deformations are concentrating only at the joints. This is the major difference in behavior compared to normal concrete structures. To clarify the influence due to deformation of the joint on the PC precast segmental beams, an experimental study was carried out, and also supplemented by an analytical approach and comparison was made with the experimental result. As a result using the analytical approach, both the experimental and analytical data agreed well on the flexural behavior till ultimate failure. Moreover, computation equations were proposed using the numerical method on span/depth ratio, loading system, dimension of segment, location of deviator and strength of concrete.