

連続鋼合成桁橋の2次元および3次元FEM解析

松田 浩^{*1}・崎山 毅^{*1}・森田 千尋^{*1}
北原 隆^{*2}・楠原 絵美^{*3}・倉方 慶夫^{*4}

2D and 3D Finite Element Analysis of Continuous Steel-Concrete Composite Girder

by

Hiroshi MATSUDA^{*1}, Takeshi SAKIYAMA^{*1}, Chihiro MORITA^{*1}

Takashi KITAHARA^{*2}, Emi KUSUHARA^{*3}, Yoshio KURAKATA^{*4}

Recently, rational composite bridges consisting of two main girders are likely to be adopted for highway bridges in order to reduce construction costs. A new composition beam is the continuous beam where prestress is not introduced into the main structure. The RC slab of such a new composite girder must have the function which is different from previous one qualitatively and quantitatively. In this paper, using two and three dimensionally finite element analysis, the state of stress in the RC slab of continuous composite girder is examined. Furthermore, the crack experiment of the middle support of the composite girder which was carried out in the Japan Highway Public Corporation (JH) was simulated by using the three dimensionally non-linear finite element analysis.

1. はじめに

近年、橋梁建設のコスト縮減が要求されるなか、道路橋のRC床版への信頼性が復活するにともなって、構造的な合理性をもつ合成桁の復活も見られるようになった。しかし、新しい合成桁は主構造へのプレストレスを導入しない連続桁であり、床版支間の大きい少数主桁形式を中心とした再現とみることもできる。このような新しい合成桁の床版は、従来とは質的にも量的にも異なる機能を備えなければならない。このために解決すべき問題の一つとして、連続合成桁橋の各所で床版コンクリートに生じる二軸応力状態を取り上げて検討することにした^[1]。さらに、日本道路公団で実施された合成桁橋の中間支点部のひび割れ実験を三次元非線形FEM解析を用いてシミュレートを試みた^{[2][3][4]}。本解析結果は実験結果とよく一致することが確認された。

2. 3径間連続鋼合成2主桁橋の解析

2.1 解析対象モデル

合成桁の断面図および側面図を図1に示す。床版支間は12m、張出し長は3m、床版厚は床版支間中央で32cmであり、またアスファルト舗装は75mmである。一般に、連続合成桁橋における最適最大支間長は約60m程度であり、3径間数以上であれば、それ以上の径間でも同様の挙動を呈することから、図1のような3径間連続鋼合成2主桁橋を解析対象とした。なお、主桁は図1(b)に示す区間の断面で、表1に示すようにフランジが断面変化している。

2.2 FEM解析モデル

FEM解析モデルを図2に示す。2次元FEMモデルは床版のコンクリート部分は平面ひずみ要素、鉄筋はRebar要素、鋼桁は上下フランジを梁要素、腹板を平

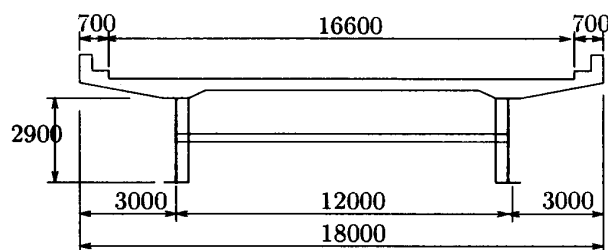
平成14年4月19日受理

^{*1} 構造工学科 (Department of Structural Engineering)

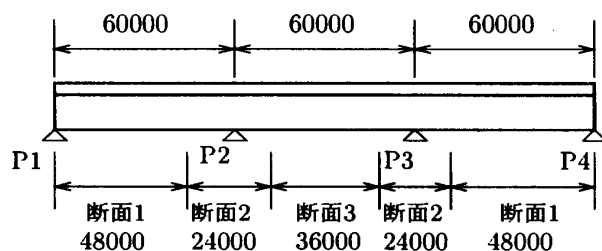
^{*2} (株)富士ピーエス (研究当時: 長崎大学大学院博士前期課程学生)

^{*3} 大学院 博士前期課程 環境システム工学専攻 (Graduate Student, Dept. of Structural Engng.)

^{*4} 新日本技研(株)



(a) 断面図 (単位: mm)



(b) 側面図 (単位: mm)

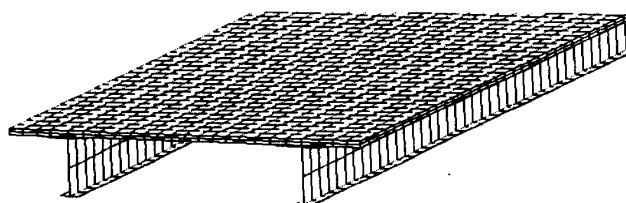
図1 3径間連続合成2主桁橋

表1 主桁断面寸法

主桁断面	上フランジ	下フランジ
断面1	890 × 41	960 × 75
断面2	960 × 65	690 × 110
断面3	400 × 19	900 × 29
腹板		2900 × 24



(a) 2次元FEMモデル



(b) 3次元FEMモデル

図2 FEM解析モデル

面応力要素でそれぞれモデル化した。3次元FEMモデルは床版のコンクリート部分はSolid要素、鉄筋はRebar要素でそれぞれモデル化し、鋼桁はすべてをShell要素でモデル化した。本解析においては、現在までのところ、スタットジベルはモデル化せずに鋼桁と床版とは剛結しているものとした。

2.3 荷重

2.3.1 死荷重

床版のコンクリートの施工は現場打ちとし、合成前死荷重には、鋼桁、コンクリート硬化前の床版およびハンチの重量を載荷し、合成後死荷重には、床版の重量を載荷するとともに、合成前死荷重として載荷された床版重量を逆載荷した。その他の荷重としては、舗装、高欄、地覆の重量である。荷重強度は以下に示す通りであり、載荷状態は図3に示されている（なお、解析ソフトMARCでは鋼桁および床版の自重①と②は重力加速度と密度の関係を利用して載荷する）。

[合成前死荷重]

- ①: 鋼桁 (1主桁当り) 0.484tf/m²
- ②: 床版硬化前載荷 (1主桁当り) 7.200tf/m
- ③: ハンチ (1主桁当り) 0.446tf/m

[合成後死荷重]

- ④: 床版硬化後載荷 (等分布面荷重) 0.800tf/m²
- ⑤: 床版硬化前除荷 (1主桁当り) -7.200tf/m
- ⑥: 舗装 (等分布面荷重) 0.173tf/m²
- ⑦: 高欄 (1主桁当り) 0.503tf/m
- ⑧: 地覆 (等分布面荷重) 0.488tf/m²

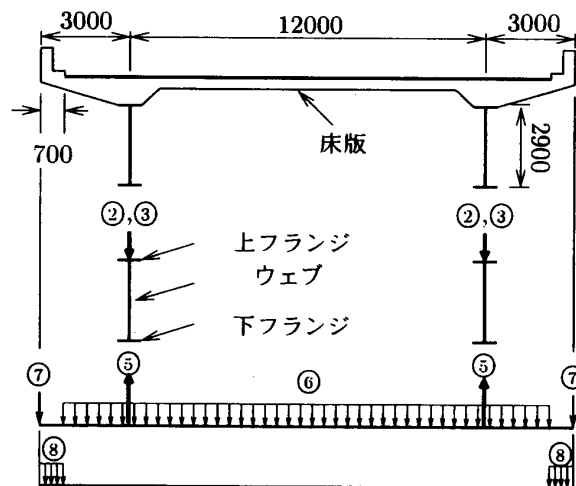


図3 死荷重載荷状態 (単位: mm)

2.3.2 活荷重

活荷重はL荷重 (B活荷重)とし、等分布荷重 p_1 , p_2 を実設計では影響線載荷が行われるが、ここでは簡便のため側径間に注目した基本荷重を図4に示すように載荷した。

2.4 解析モデルの妥当性の照査

活荷重載荷時の側径間中央部の橋軸方向応力度の比較を表2に示す。同表より、応力度に関しては、2次

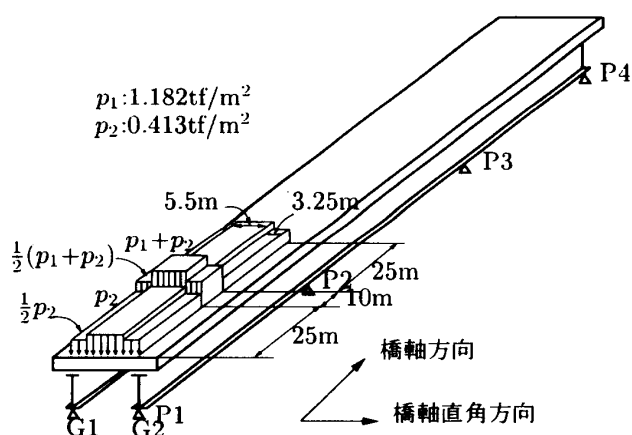


図4 活荷重載荷状態

表2 側径間中央部の橋軸方向応力度 (kgf/cm²)

活荷重	計算方法	鋼桁応力		床版応力	
		σ_{sl}	σ_{su}	σ_{cl}	σ_{cu}
p_1	FEM (3 D)	187.7	-27.8	-4.1	-8.2
	FEM (2 D)	187.5	-27.8	-4.2	-8.2
	慣用計算	187.3	-27.7	-4.7	-8.1
p_2	FEM (3 D)	204.1	-29.8	-4.2	-8.6
	FEM (2 D)	199.5	-29.6	-4.7	-8.5
	慣用計算	200.8	-29.7	-5.1	-8.7

表3 鉛直変位の比較 (mm)

着目点	計算方法	死荷重	活荷重			合計
			p_1	p_2	小計	
側径間中央	FEM (3 D)	163	11	15	26	189
	FEM (2 D)	166	11	14	25	191
	慣用計算	152	13	13	26	178

表4 支点反力の比較 (tf)

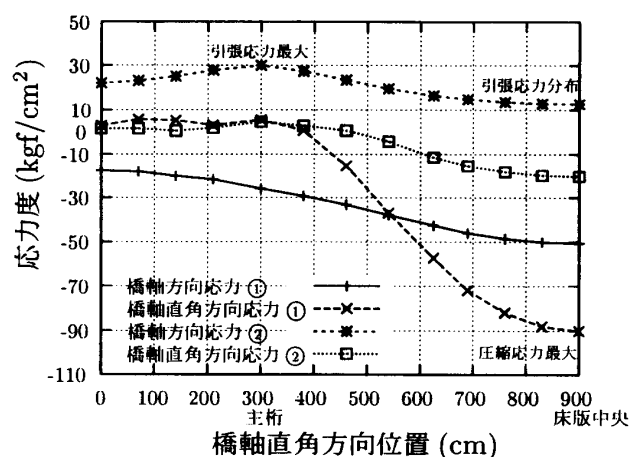
着目点	計算方法	死荷重	活荷重			合計
			p_1	p_2	小計	
P 1	FEM (3 D)	275.6	20.9	47.3	68.2	343.8
	FEM (2 D)	276.4	20.8	47.4	68.2	344.6
	慣用計算	270.2	20.7	47.0	67.7	337.9

元および3次元モデルによる解析結果は、慣用計算値によく一致した。死荷重と活荷重載荷時の側径間中央部の鉛直変位を表3に、また支点P1での支点反力を表4に示す。両表ともFEM解析結果に比べて慣用計算値のほうが若干小さい値となった。これは梁理論による慣用計算ではせん断変形や軸力による影響を考慮していないためであると考えられる。以上のことから、

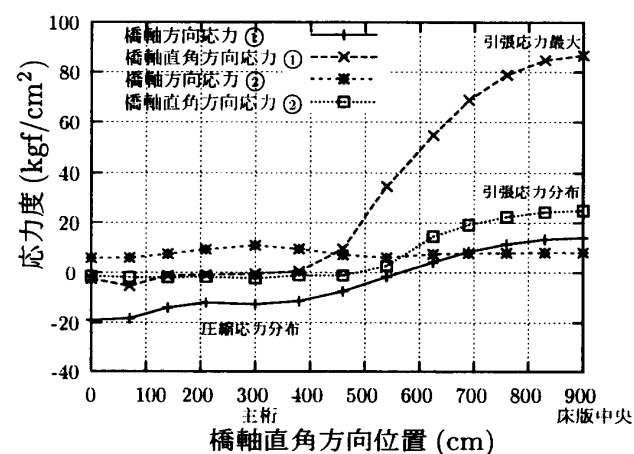
若干の誤差はあるものの、表2～4より、応力度、鉛直変位および支点反力において、梁理論による慣用計算値と2次元および3次元FEM解析値はほぼ一致した結果が得られたことから本研究でのFEM解析モデルの妥当性が検証された。

2.5 二軸応力状態の照査

合成後死荷重と活荷重の組合せ載荷時の橋軸直角方向に見た側径間中央部(①)、中間支点P2上(②)での床版上下面の橋軸方向および橋軸直角方向の応力分布を図5に示す。図より、床版上面では中間支点部の主桁直上近傍で引張応力が大きくなっている。また、床版下面では側径間中央部での床版支間中央部で、コンクリートに対して最も厳しい《引張－引張》の応力状態となっており、またその値も大きくなっている。なお、2次元FEM解析では主桁直上での橋軸方向応力状態しか算定できず、このような床版に対する二軸応力状態を検討するためには3次元FEM解析が必要不可欠である。



(a) 床版上面の応力分布



(b) 床版下面の応力分布

図5 床版応力分布

3. 中間支点ひび割れ実験の数値解析

3.1 ひび割れ解析モデル

前節は、合成桁橋の全体モデルに関する解析であり、要素分割も非常に粗いことから、ひび割れ進展過程をシミュレーションするような非線形問題に適用することは難しい。本研究では、3次元FEM解析モデルによるコンクリートのひび割れ進展にともなう非線形解析への適用性を検討することを目的として、日本道路公団で実施された中間支点部ひび割れ実験をシミュレートすることを試みた。図6に示すような負の曲げモーメントが作用する中間支点部近傍に注目し、床版はコンクリート部分をSolid要素、鉄筋はRebar要素、PC鋼材はTruss要素を使用し、鋼桁は主桁、横桁、垂直補剛材すべてをShell要素を用いて部分解析モデルを作成することにより非線形3次元FEM解析を行った。

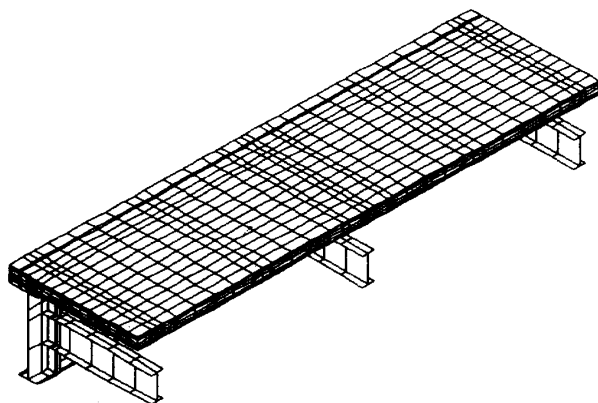


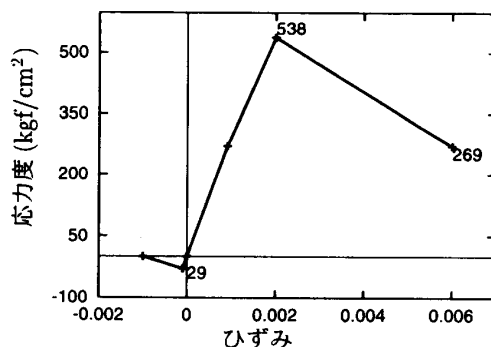
図6 非線形3次元FEM解析モデル

3.2 解析方法

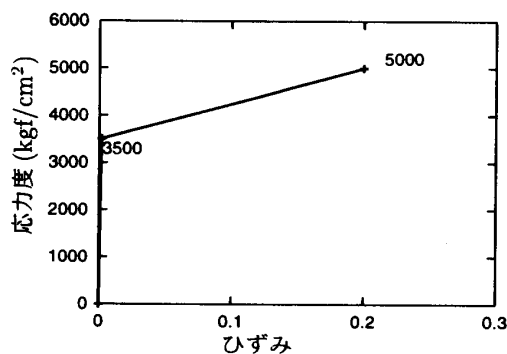
荷重の載荷方法は、図7に示すように鋼桁の両端支点を鉛直方向の変位を拘束し、まず自重を載荷し、その後中間支点到突き上げ荷重 $P=160\text{tf}$ を載荷して負曲げモーメントの導入を行った。載荷の目的は設計荷重に相当する応力度を床版上面に発生させることである。

非線形3次元FEM解析に用いたそれぞれの材料特性を図8に示す。鋼材の構成側はそれぞれの引張強度を用いてバイリニアモデルとした。コンクリートにつ

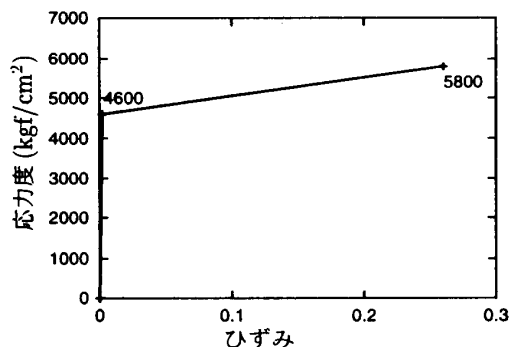
いては、引張強度まで線形弾性、ひび割れ発生後は限界ひずみが0.001において伝達応力が0となるような線形ひずみ軟化モデルを用いた。



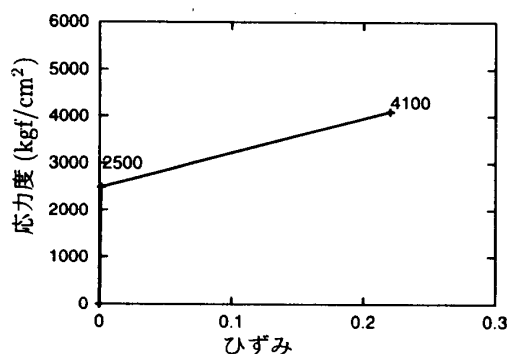
(a) コンクリートの構成則



(b) 鉄筋の構成則



(c) 主桁の構成則



(d) 横桁および垂直補剛材の構成則

図8 材料特性

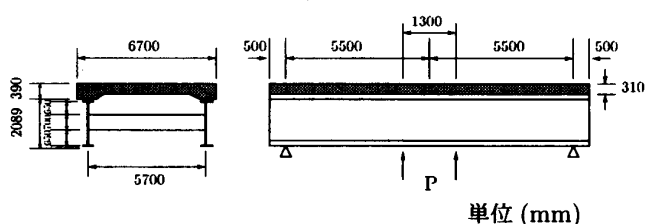


図7 負曲げ荷重載荷図

3.3 解析結果および考察

まず、負曲げ荷重を載荷させたときの荷重－変位関係の比較を図9に示す。図中にはひび割れを考慮しない線形解析結果も記入してある。図からわかるように、実験結果にはほぼ一致した解析結果を得ることができた。また、実験では、載荷荷重のステップが20tfピッチであったため、ひび割れ荷重は60～80tfの間に存在する文献[3]には言及されているが、本解析でのひび割れ発生荷重は $P=70.36\text{tf}$ であり、実験よりも荷重増分ステップを細かくすることで、より正確なひび割れ荷重を得ることができたと考えられる。実験および解析結果とも負曲げ荷重 $P=160\text{tf}$ まででは、ひび割れが変位に与える影響は極めて小さいと考えられる。

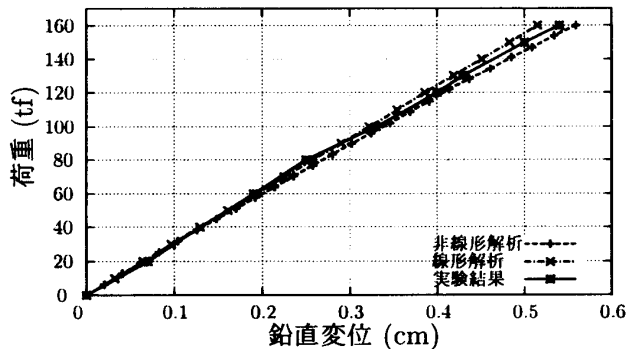


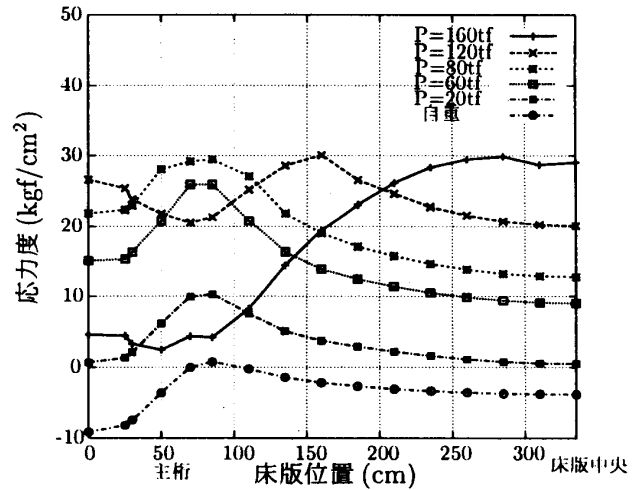
図9 荷重－変位関係の比較

次に、各荷重ステップにおける橋軸直角方向から見た場合の中間支点部での床版上面の橋軸方向および橋軸直角方向の応力分布を図10に示す。図より、引張応力が最も大きくなると考えられる主桁直上付近での橋軸方向応力（図10(a)）は、ひび割れ発生後の $P=80\text{tf}$ 以上になると次第に低下し、応力が再配分されている。これに対して、橋軸直角方向応力（図10(b)）は、ひび割れ発生直後の $P=80\text{tf}$ 付近で一度わずかに低下しているものの、その後次第に増加している。また、橋軸直角方向応力はコンクリートの引張強度に達していないため、橋軸方向応力のほうがひび割れに大きな影響を及ぼすことがわかる。

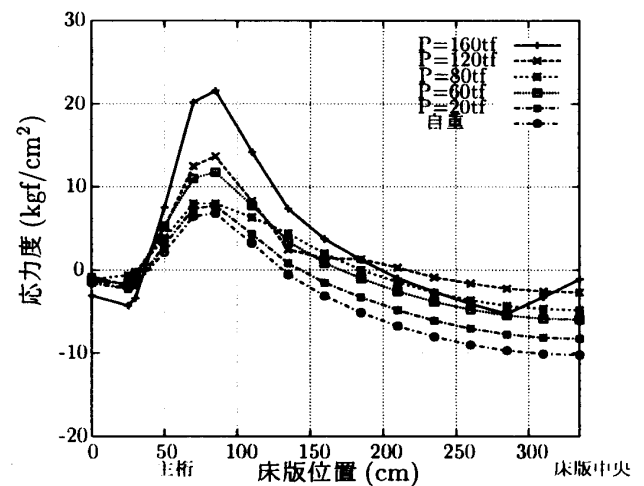
さらに、本研究では荷重とひび割れ幅の関係の比較を試みた。解析では分布ひび割れモデルを用いているので、ひび割れは要素単位で表現される。そのためひび割れ幅やひび割れ間隔を直接的に算定することはできない。本解析では、解析で得られるひび割れひずみ ϵ_{cr} を用いて、ひび割れ間隔 l を仮定し、ひび割れ幅 w を次式

$$w = l \epsilon_{cr} \quad (1)$$

より算定した。荷重とひび割れ幅の関係を図11に示す。



(a) 橋軸方向応力分布



(b) 橋軸直角方向応力分布

図10 床版上面応力分布

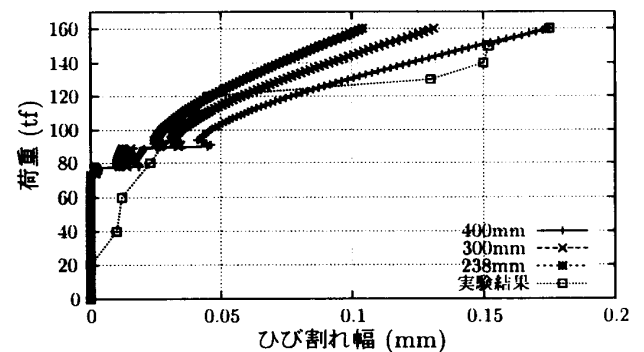


図11 ひび割れ幅の比較

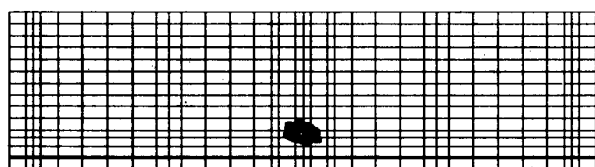
なお、ひび割れ間隔 l は土木学会コンクリート標準示方書¹⁾に定められている式

$$l = 4c + 0.7(c_s - \phi) \quad (2)$$

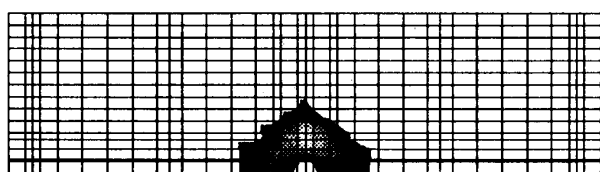
より求めた。ここに、 c はかぶり、 c_s は鉄筋の中心間隔、 ϕ は鉄筋の径である。本解析モデルにおいてはひ

ひび割れ間隔は $l=238\text{mm}$ になる。しかし、負曲げ荷重 $P=160\text{tf}$ ではひび割れはまだ初期段階であり、実験結果で目視できるひび割れは少なく、定常状態になるまでひび割れの数が増加すると考えられる。ひび割れ間隔は 300mm , 400mm と仮定して解析した結果、ひび割れ間隔を 400mm と仮定した場合は実験結果とよく一致したひび割れ幅となった。

最後に、本解析による負曲げ荷重 $P=160\text{tf}$ までの床版引張縁のひび割れひずみの進展過程を図12に示す。同図において、上側は床版スパン中央で、下側が床版スパンの支点側で、(a)図のひび割れが発生した位置に主桁がある。図より床版コンクリートのひび割れは、まず $P=70.36\text{tf}$ で中間支点部の主桁直上付近でひび割れが発生し、その後荷重の増分に伴い床版中央へ進展している。文献[3]の実験結果でも、中間支点部の主桁直上付近でひび割れが発生し、荷重の増分に伴い床版中央へ進展している。本解析により、ひび割れ進展過程をシミュレーションできるものと考えられる。



(a) $P=70.36\text{tf}$ (ひび割れ発生)



(b) $P=100\text{tf}$



(c) $P=120\text{tf}$



(d) $P=160\text{tf}$

図12 床版上面のひび割れ進展課程

4. まとめ

本研究では、鋼コンクリート連続合成桁橋の2次元および3次元FEM解析による解析結果の妥当性について検討した。その結果は以下のようにまとめられる。

1. 3径間連続鋼合成2主桁橋 (合成桁全体モデル)

(a) 3径間連続鋼合成2主桁橋を対象に2次元および3次元解析を行い解析結果の妥当性を検証した。

(b) 後死荷重および活荷重載荷時に床版コンクリートに生じる二軸応力状態を把握した。

2. 中間支点部ひび割れ解析

(a) 荷重-変位曲線、ひび割れ幅とも実験結果とほぼ一致した解析結果を得ることができた。

(b) ひび割れ発生後の床版上面における橋軸方向および橋軸直角方向の応力状態について把握した。

さらに、ひび割れ制御やクリープ・乾燥収縮を考慮した2次元および3次元FEM解析を行うことにより合成桁の床版コンクリートの設計・施工上の基礎資料を蓄積していくことが可能であると考えられる。

参考文献

- [1] 坂井藤一・八部順一・大垣賀津雄・橋本靖智・友田富雄：合成2主桁橋の立体挙動特性に関する研究，構造工学論文集，Vol.41A，pp.945-954，1995
- [2] 緒方・中須・岩立・春日井・大野：鋼連続合成桁中間支点部のPC床版疲労実験，構造工学論文集，Vol.43A，pp.1277-1284，1997.
- [3] 紫桃孝一郎・上東泰・長谷俊彦・春日井俊博・佐々木保隆：実物大モデルを用いた鋼連続合成桁橋中間支点部のPC床版疲労実験，構造工学論文集，Vol.46A，pp.1535-1546，2000.
- [4] 笠原竜介・栗田荘亮・奥井義昭・紫桃孝一郎・長井正嗣：合成桁中間支点部ひび割れ実験の数値解析，土木学会第55回年次学術講演会，I-A277，2000.
- [5] 土木学会：コンクリート標準示方書，設計編，1996.