



Title	外ケーブルを用いたプレストレスによる合成桁橋コンクリート床版の力学性状向上に関する研究
Author(s)	東山, 浩士
Citation	大阪大学, 1999, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.11501/3155421
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

<https://ir.library.osaka-u.ac.jp/>

The University of Osaka

甲6938

外ケーブルを用いたプレストレスによる合成桁橋
コンクリート床版の力学性状向上に関する研究

1999年1月

東山浩士

外ケーブルを用いたプレストレスによる合成桁橋
コンクリート床版の力学性状向上に関する研究

1999年1月

東 山 浩 士

目 次

第1章 序論

1. 1 研究の背景	1
1. 2 既往の研究	2
1. 3 研究の目的	4
1. 4 本論文の構成	4

参考文献

第2章 外ケーブル合成桁の基本特性

2. 1 概説	7
2. 2 プレストレス導入方法と外ケーブル配置	7
2. 3 クリープ・乾燥収縮による張力損失	10
2. 3. 1 クリープ・乾燥収縮	
2. 3. 2 クリープによる張力損失	
2. 3. 3 乾燥収縮による張力損失	
2. 3. 4 簡易計算法の妥当性確認	
2. 3. 5 クリープによる張力損失の数値計算	
2. 3. 6 乾燥収縮による張力損失の数値計算	
2. 4 プレストレス導入時の横倒れ座屈強度	17
2. 4. 1 横倒れ座屈強度	
2. 4. 2 偏心軸圧縮力を受ける合成桁の横倒れ座屈強度	
2. 4. 3 偏心軸圧縮力を受ける鋼桁の横ねじれ座屈強度	
2. 4. 4 数値計算	
2. 5 プレストレスのスタッドへの影響	21
2. 5. 1 プレストレスによる水平せん断力	
2. 5. 2 水平せん断力分布長	
2. 5. 3 水平せん断力	
2. 6 弾塑性解析	25
2. 6. 1 解析の概要	
2. 6. 2 解析過程	
2. 6. 3 材料の応力-ひずみ関係	
2. 6. 4 ケーブルひずみ	
2. 6. 5 解析手法の妥当性	
2. 6. 6 変形増分法による解析結果	
2. 7 結言	34

参考文献

第3章 外ケーブル合成桁橋コンクリート床版の静的特性

3. 1 概説	36
3. 2 静的実験	36

3. 2. 1	試験体	
3. 2. 2	実験方法	
3. 3	実験結果と考察	4 0
3. 3. 1	プレストレス分布	
3. 3. 2	弾性載荷	
3. 3. 3	繰返し載荷	
3. 3. 4	押抜きせん断耐荷力	
3. 4	押抜きせん断耐荷力算定式	4 6
3. 4. 1	算定式の提案	
3. 4. 2	算定式の妥当性	
3. 4. 3	静的実験桁床版の押抜きせん断耐荷力	
3. 5	結言	5 6
	参考文献	

第4章 外ケーブル合成桁橋コンクリート床版の疲労特性

4. 1	概説	6 0
4. 2	疲労実験	6 0
4. 2. 1	試験体	
4. 2. 2	載荷装置	
4. 2. 3	使用限界状態	
4. 3	実験結果と考察	6 4
4. 3. 1	活荷重たわみ	
4. 3. 2	ひび割れ発生・進展	
4. 3. 3	劣化度	
4. 4	疲労耐久性	7 1
4. 4. 1	疲労寿命とプレストレスの関係	
4. 4. 2	S-N曲線	
4. 5	結言	7 7
	参考文献	

第5章 外ケーブル定着部近傍の局部挙動と局部座屈強度

5. 1	概説	8 0
5. 2	耐荷力実験	8 0
5. 2. 1	試験体と実験方法	
5. 2. 2	材料試験結果	
5. 3	実験結果と考察	8 8
5. 3. 1	鋼桁ウェブパネルの面外変形	
5. 3. 2	鋼桁ウェブパネルのひずみ分布	
5. 3. 3	鋼桁上下フランジのひずみ分布	
5. 3. 4	コンクリート床版のひずみ分布	
5. 3. 5	定着ブラケット取り付けボルトの軸力変動	
5. 4	局部座屈強度の検討	1 1 1

5. 4. 1	固有値解析による座屈係数の検討	
5. 4. 2	弾塑性有限変位解析による座屈強度の検討	
5. 4. 3	外ケーブル合成桁の座屈強度	
5. 5	結言	1 1 9
参考文献		
第6章 外ケーブル合成桁橋の設計手法		
6. 1	概説	1 2 2
6. 2	外ケーブル合成桁橋の設計手法	1 2 2
6. 2. 1	設計フロー	
6. 2. 2	コンクリート床版の疲労設計手法	
6. 2. 3	ケーブルの疲労設計手法	
6. 2. 4	スタッドの疲労設計手法	
6. 3	結言	1 3 3
参考文献		
第7章 結論		
7. 1	研究成果の総括	1 3 5
7. 2	今後の展望と課題	1 3 7
謝辞		
		1 3 9
本論文に関する投稿論文・口頭発表一覧		
		1 4 0

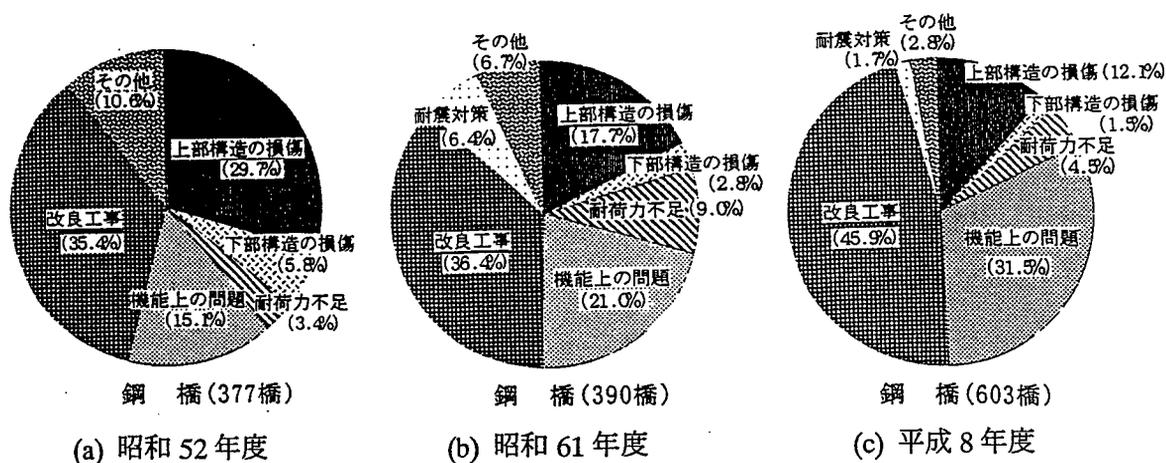
第1章 序論

1. 1 研究の背景

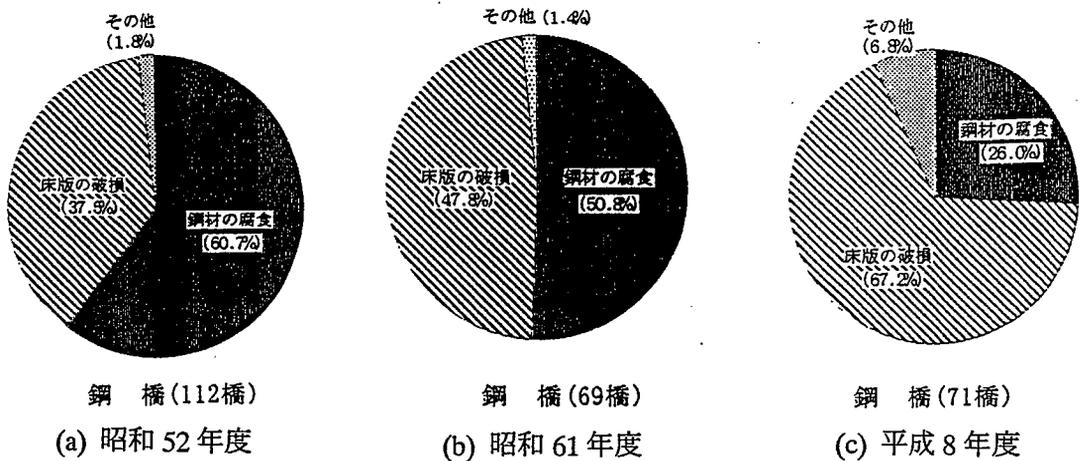
1960年代に架設された合成桁橋の鉄筋コンクリート床版（以下、RC床版と呼ぶ）の著しい損傷・劣化が問題となり、合成桁橋の建設が減少した。図—1. 1に示す建設省土木研究所の調査結果^{1,1)}を見ても、鋼橋の架替理由において上部構造の損傷はかなりの比率を占めていることが分かる。また、図—1. 2に示す上部構造の損傷理由の内訳を見ると、昭和52年度では床版の損傷よりも鋼材の腐食の方が大きな割合を占めているが、その後の昭和61年度、平成8年度の調査結果では床版の損傷が鋼材の腐食を上回っている。しかも、鋼材の腐食も床版の損傷が引き金になって、床版内を浸入、浸出した水によるものも少なくはない。これらから、鋼橋RC床版の耐久性を向上させることが橋梁の維持・管理において、最も重要なことであると認識することができる。

鋼橋、特に、合成桁橋RC床版の早期損傷・劣化の主要原因は場所打ちコンクリートの乾燥収縮であった。鋼桁と床版との合成を期待するためのずれ止めを介して、鋼桁がコンクリートの乾燥収縮を拘束することによって、橋軸方向の引張応力が存在することになる。供用後、輪荷重の繰返し载荷により、RC床版下面には格子状のひび割れ網が形成され、乾燥収縮と活荷重によるねじりモーメントにより、床版上面にひび割れが発生する。さらに、輪荷重の繰返し载荷によって、径間内部へと進展し、下面へ向かって進展する。橋軸直角方向ひび割れは上面からのひび割れと下面からのそれとが繋がることによって貫通ひび割れとなる。そして、RC床版は梁状化してその一部が押抜きせん断破壊に至る^{1,2)}。

近年では、このような場所打ちRC床版の劣化・損傷機構と合理化施工の観点から、品質管理されたプレキャスト床版の適用が多くなり、橋軸方向の連続性を確保するために、床版内に挿入したPC鋼材により橋軸方向プレストレスを導入する内ケーブル方式が開発されている^{1,3),1,4)}。



図—1. 1 鋼橋の架替理由



図一1. 2 上部構造の損傷による架替理由

また、プレキャスト床版相互間の継ぎ手構造に関する研究・開発が行われている。コンクリート床版の耐久性向上には橋軸方向プレストレスの導入が確実な手段のひとつであると言える。これまで実施されてきた内ケーブル方式の施工工数を減じ、経済性を向上させることが期待されている。そこで、鋼桁に定着した外ケーブル方式によりコンクリート床版にもプレストレスを導入する工法の提案を試みることにした。この方法によるプレストレッシングは設計活荷重の変更に伴う鋼橋の耐荷力不足を補うものとして適用されているが、著者はコンクリート床版の耐久性向上に対し、優れた工法として適用できることに着眼した。

以上のことから、外ケーブル方式により合成桁橋に橋軸方向プレストレスを導入することで、施工の合理化・省力化が図れ、コンクリート床版の耐久性向上を期待できるばかりでなく、合理的な構造形式である合成桁橋の復権に繋がるものと考えられる。本論文では、外ケーブルを用いてプレストレスした合成桁橋の力学性状向上について、特に、コンクリート床版の耐久性向上を主眼において検討することとした。

1. 2 既往の研究

ここでは、外ケーブル方式を鋼橋の合成桁橋に適用するというアイデアに関して、既往の研究を概観することにする。外ケーブル方式は材料の経済性に優れているということで、Dischinger^{1.5)}によって1949年に提案された。1959年には、Szilard^{1.6)}によってクリープ・乾燥収縮、偏向部での摩擦、温度変化による緊張力の損失を算定する方法が誘導され、また、塑性設計法を用いた外ケーブル合成桁の終局耐力の算定式が示された。また、Hoadly^{1.7)}は降伏曲げ耐力、終局曲げ耐力を計算し、合成桁に対する外ケーブル合成桁のじん性向上、耐荷力向上について述べている。Reaganら^{1.8)}はこれまでの弾性理論、塑性理論を用いた外ケーブル合成桁の設計とは異なり、弾塑性挙動を捉えるために、ケーブル力と鋼桁下フランジ下縁ひずみを仮定し、力の釣り合い条件

と変形の適合条件をもとにした解析手法を提案している。実験結果との比較・検討をも行っており、外ケーブル合成桁の破壊に至るまでの挙動を精度よく解析している。

1980年代に入り、これまでヨーロッパを中心として、新設橋の材料コスト低減の目的で検討されてきた外ケーブル方式は、アメリカを中心とする既設合成桁橋の補強工法として、また、新構造形式として、その適用性に関する研究が行われるようになった。Saadatmaneshら^{1.9),1.10)}は外ケーブル合成桁の耐荷力実験、ならびに、変形増分法による弾塑性解析を行っている。この解析手法は鋼桁下フランジ下縁のひずみを仮定し、内力の釣り合い条件と変形の適合条件をもとに断面各位置のひずみを求め、内力の釣り合いから外力を算出するものである。実験結果および解析結果から、プレストレス導入による降伏耐力、終局耐力の向上が確認されている。解析結果を見ると、外ケーブル合成桁の曲げ剛性は合成桁のそれとほとんど変わらないようである。また、Saadatmaneshら^{1.11)}は外ケーブル合成桁の正曲げ、あるいは、負曲げ領域の曲げ設計のためのガイドラインを提示している。ここで、Saadatmaneshらは外ケーブルによるプレストレッシング時に合成桁コンクリート床版でのひび割れ発生を避けるための施工順序を提案している。正曲げ領域では、プレストレス導入によるコンクリート床版のひび割れ発生を避けるために、合成前の鋼桁にプレストレスを導入し、その後、コンクリート床版と合成する方法を取っている。また、負曲げ領域では、合成前の鋼桁にプレストレスを導入し、その後、プレキャストのプレストレストコンクリート床版を鋼桁と合成することを提案している。ガイドラインでは、許容応力度設計法(working stress design method)と荷重係数設計法(load-factor design method)の2つの設計法がAASHTOに従って示されている。さらに、外ケーブル合成桁は外的静定構造であるが、内的不静定構造であるため、桁の変形に伴って、ケーブル力に変化する。そのため、Szilard^{1.6)}は増加ケーブル力を算定するために仮想仕事の原理による計算式を誘導している。

これまでの研究では、外ケーブル合成桁の静的挙動に関するものばかりであったが、Albrechtら^{1.12),1.13)}によって初めて外ケーブル合成桁の疲労強度に関する研究が行われた。外ケーブルには7本P C鋼より線、鋼桁下フランジにはカバープレートが溶接された圧延桁と組立桁、さらに、ずれ止め用のスタッドジベルについて、AASHTO、あるいは、LFRDの疲労強度特性を満足するか否かが検討されている。

我が国では、高度経済成長期に架設された橋梁の交通車両の大型化、過積載車の通行による耐力不足、活荷重改定^{1.14)}による応力超過などの問題から、既設橋の補修・補強が急務となっているのが現状である。外ケーブル方式が主桁補強工法として注目され始めたのは1990年代に入ってからのものである。そして、既設橋の補強工法としての外ケーブル方式の適用に関する研究^{1.15)~1.18)}が行われるようになった。

また、支保工を設けることのできない場所で、かつ、片側交通を確保しながらの合成桁橋コンクリート床版の打ち替えに対して、一時的に外ケーブル方式により主桁を補強する工法が検討され、実施されている^{1.19)}。外ケーブルプレストレッシングは床版取り替え前に行われ、床版撤去時に交通車両、作業車等の荷重による鋼桁上フランジの応力超過を補助するものである。床版取り替え後は外ケーブル緊張力を解放することによって床版にプレストレスが導入され、耐久性向上をも図ることができる工法である。

1. 3 研究の目的

既往の研究を概観して分かるように、外ケーブル方式による合成桁橋コンクリート床版の力学的性状に関する研究はほとんど行われておらず、外ケーブルによる橋軸方向プレストレス導入のコンクリート床版への影響、あるいは、コンクリート床版の力学的挙動を明らかにする必要があると言える。また、プレストレス導入時の緊張力の管理、ケーブル配置によってはコンクリート床版にひび割れを発生させる危険性もあり、プレストレスを導入することが鋼桁に対しては有効であるが、コンクリート床版に対しては、その耐久性を低下させる可能性さえあると言える。本研究では、合成桁橋コンクリート床版の耐久性向上を図るために、外ケーブルによるプレストレスングを積極的に利用しようとするものである。そこで、コンクリート床版の耐荷力および耐久性への効果とその有用性について検討する。また、外ケーブルによりコンクリート床版にプレストレスを導入することで生じる問題点について設計上留意する項目について検討を行う。さらに、ケーブル定着部の耐荷力について弾塑性解析により検討を行うこととする。本研究の成果は主に新設合成桁橋への外ケーブル方式適用に関する資料を提供するものであるが、既設合成桁橋の設計においても有用な資料になると考えられる。

1. 4 本論文の構成

第1章の序論では、本研究の背景を述べ、外ケーブル合成桁橋に関する既往の研究を概観し、外ケーブルプレストレスングによる合成桁橋コンクリート床版の耐荷力および耐久性向上とその設計方法の提案に向けての本研究の意義と目的を明らかにしている。

第2章では、外ケーブル合成桁の基本特性として、コンクリート床版の耐荷力および耐久性向上のための外ケーブル配置について検討し、コンクリート床版のクリープ・乾燥収縮による張力損失への影響、スタッドジベルへの影響と設計方法、変形増分法を用いた弾塑性解析による外ケーブル合成桁の全体挙動について検討を行っている。

第3章では、外ケーブル合成桁橋コンクリート床版の静的特性として、2本主桁の外ケーブル合成桁橋コンクリート床版の静的載荷実験を行い、プレストレス導入の効果について検討を行っている。さらに、プレストレスを導入したコンクリート床版の押抜きせん断耐荷力の評価式を誘導し、その整合性を確認するために押抜きせん断耐荷力実験との比較を行っている。

第4章では、外ケーブル合成桁橋コンクリート床版の疲労特性として、小型輪荷重走行試験機による橋軸方向プレストレスを導入したコンクリート床版の疲労耐久性実験を行っている。本研究の目的のひとつである疲労設計手法の提案のために、これらの実験からプレストレスしたコンクリート床版の耐久性評価、ならびに、S-N曲線の作成を行っている。

第5章では、外ケーブル合成桁橋のケーブル定着部近傍における局部挙動を実験結果から考察し、その設計方法について検討を行っている。外ケーブル合成桁橋の要である定着部の耐荷力については、有限要素解析に頼っているのが現状であり、簡易設計法の提案が望まれており、弾塑性有限変位解析結果から検討を行っている。

第6章では、外ケーブル合成桁橋の設計概念を述べ、対象橋梁をモデルに、床版、ケーブルおよびスタッドの疲労設計手法を示している。

第7章は結論であり、第2章から第6章までの研究成果を総括し、本研究で得られた結論をまとめている。

【参考文献】

- 1.1) 建設省土木研究所：橋梁の架替に関する調査結果（Ⅲ），3512号，ISSN0386-5878，1997.
- 1.2) 岡村宏一・園田恵一郎：ひび割れ床版の力学的特性，鉄筋コンクリート床版の損傷と疲労設計へのアプローチ，土木学会関西支部鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会報告，pp.75-110，1977.
- 1.3) 中井 博・竹中裕文・喜田 浩：プレキャスト床版を用いた合成桁の自動車走行のもとにおける耐久性の実験的研究，構造工学論文集，Vol.32A，pp.81-92，1986.
- 1.4) 栗原慎介・金崎喜美男・金田昌治・松井繁之：橋軸方向にプレストレスを導入したRCプレキャスト床版の疲労性状，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1365-1372，1998.
- 1.5) F. Dischinger : Composite Steel Bridges Prestressed by High Strength Cables, Der Bauingenieur, No.12, pp.364-376, 1949.
- 1.6) F. Rudolph Szilard : Design of Prestressed Composite Steel Structures, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.85, No.ST9, pp.97-123, 1959.
- 1.7) Peter G. Hoadly : Behavior of Prestressed Composite Steel Beams, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.89, No.ST3, pp.21-34, 1963.
- 1.8) Ronald S. Reagan and Nat W. Krahl : Behavior of Prestressed Composite Beams, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.93, No.ST6, pp.87-108, 1967.
- 1.9) H. Saadatmanesh, P. Albrecht, and B. M. Ayyub : Analytical Study of Prestressed Composite Beams, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.115, No.ST9, pp.2364-2381, 1989.
- 1.10) H. Saadatmanesh, P. Albrecht, and B. M. Ayyub : Experimental Study of Prestressed Composite Beams, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.115, No.ST9, pp.2348-2363, 1989.
- 1.11) H. Saadatmanesh, P. Albrecht, and B. M. Ayyub : Guideline for Flexural Design of Prestressed Composite Beams, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.115, No.ST11, pp.2944-2961, 1989.
- 1.12) P.Albrecht, W. Li, and H. Saadatmanesh, : Fatigue Strength of Prestressed Composite Steel-Concrete Beams, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.121, No.ST12, pp.1850-1856, 1995.
- 1.13) W. Li, P. Albrecht, and H. Saadatmanesh : Strengthening of Composite Steel-Concrete Bridges, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.121, No.ST12, pp.1842-1849, 1995.
- 1.14) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，II 鋼橋編，1994.
- 1.15) 宮本文穂・平田勝己・柳下文夫・森 拓也：外ケーブル合成桁の弾塑性挙動解析と橋梁補強工法への適用，構造工学論文集，Vol.40A，pp.1101-1114，1994.
- 1.16) 八塚 博・柏木亮二・山田金喜・名取 暢・渡辺泰行：既設鋼鉄桁橋のプレストレス導入

- による補強，橋梁と基礎， pp.15-24， 1996.
- 1.17) 宮本文穂・鄭 勝仁・松本隆史：施工手順を考慮した外ケーブル外ケーブル合成桁の性能評価と設計，鋼構造論文集，第3巻，第9号， pp.31-46， 1996.
- 1.18) 中村 準・丸山久一・高田道也・原田哲也：外ケーブルによる鋼・コンクリート合成桁の補強効果，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16，No.1， pp.1049-1054， 1994.
- 1.19) 伊藤 洋・高田道也・神田昌幸・西川和廣・藤原 稔：外ケーブルを用いた合成桁橋の床版打ち替えにおける構造検討，構造工学論文集，Vol.43A， pp.1087-1096， 1997.

第2章 外ケーブル合成桁の基本特性

2.1 概説

本章では、まず、コンクリート床版への橋軸方向プレストレス導入に関する外ケーブルの最適配置形状を検討するために、3つの外ケーブル配置形状（直線配置、キングポスト配置、クイーンポスト配置）について、導入張力と外ケーブル偏心量の関係、ならびに、鋼桁下フランジ応力の関係について調べる。次に、外ケーブルにより橋軸方向プレストレスを導入した合成桁の基本特性として、クリープ・乾燥収縮による張力損失、プレストレス導入時の横倒れ座屈、ずれ止めへの影響、ならびに、耐荷性能の改善度を挙げ、それぞれについて数値計算を中心に検討することを本章での目的とする。なお、本研究では、次節で述べる外ケーブルの最適配置形状をすべての検討項目においても適用するものとする。

2.2 プレストレス導入方法と外ケーブル配置

外ケーブルによるプレストレス導入方法には、図—2.1に示すように鋼桁と床版を合成した後、プレストレスを導入するポストテンション方式と、あらかじめ鋼桁に導入しておいたプレストレスを床版と合成した後に解放するプレテンション方式がある。これら2つの方式と内ケーブル方式の施工工程を比較したのが表—2.1である。稼働率を0.8として全日数を算出すると、内ケーブル方式で20日、外ケーブルポストテンション方式で14日、外ケーブルプレテンション方式で20日となる。ポストテンション方式では、25%程度の工期短縮が可能であるが、プレテンション方式での工期短縮は難しいようである。

次に、床版にプレストレスを導入するための外ケーブルの最適配置形状について、図—2.2に示す直線配置、キングポスト配置、クイーンポスト配置について、導入張力と外ケーブル偏心量の関係、ならびに、鋼桁下フランジ応力の関係を次式により算出した。

導入張力

$$P = \frac{\sigma_c}{-\frac{\cos\alpha}{nA_v} - \frac{e\cos\alpha}{nI_v}y_c + \frac{L_d\sin\alpha}{nI_v}y_c} \quad (2.1)$$

鋼桁下フランジ応力度

$$\sigma_{sl} = -\frac{P\cos\alpha}{A_v} - \frac{P\cos\alpha \cdot e}{I_v}y_{sl} + \frac{P\sin\alpha \cdot L_d}{I_v}y_{sl} \quad (2.2)$$

ここに、

σ_c : 床版厚中央でのプレストレス

$n=E_s/E_c$: 弾性係数比

A_v : 合成断面の断面積

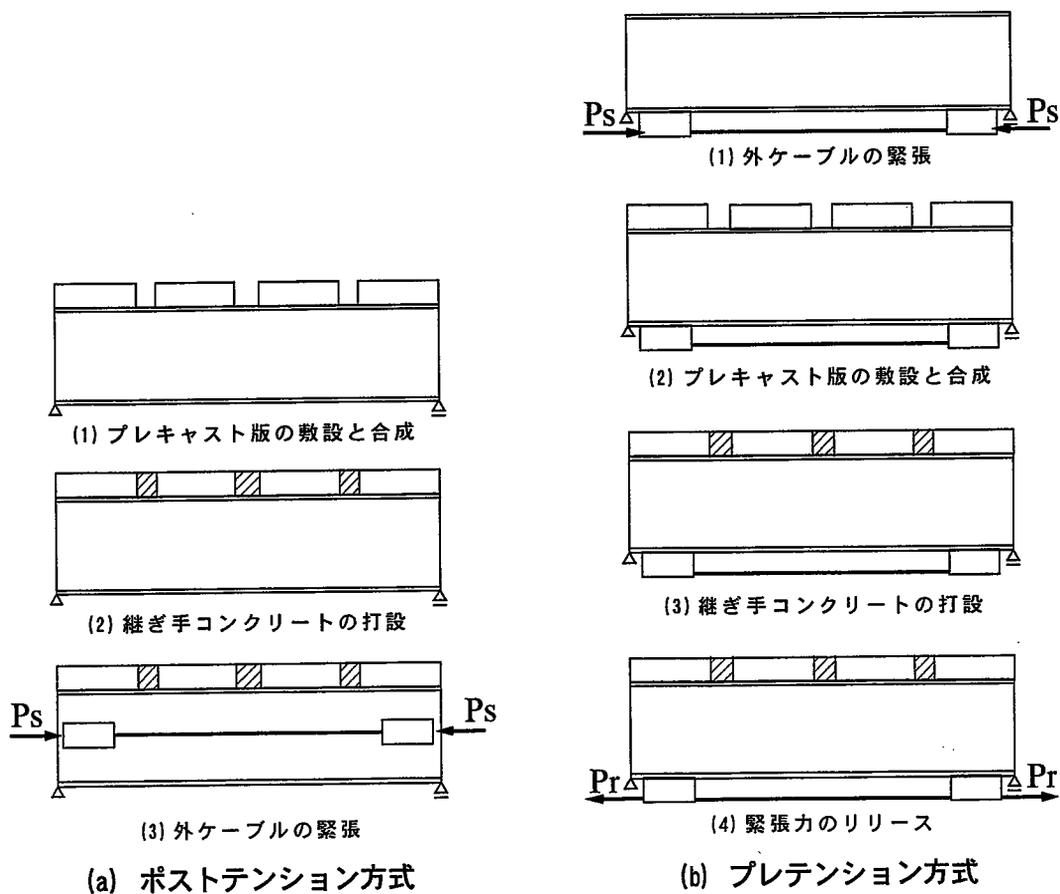
I_v : 合成断面の断面 2 次モーメント

y_c : 合成断面の中立軸から床版厚中央までの距離

y_{sl} : 合成断面の中立軸から鋼桁下フランジ下縁までの距離

α : ケーブル傾斜角

L_d : 支点からケーブル偏向部までの距離



図一2. 1 プレストレス導入方法

表-2.1(a) 内ケーブル方式の工程表

工種	日数			
	5	10	15	20
PCa版の敷設	—			
継ぎ手部コンクリートの打設・養生	—	—		
縦締めPC鋼材の配置・緊張	—	—		
グラウト			—	
ずれ止め用孔モルタルの打設・養生			—	
端部床版の型枠工・配筋		—		
コンクリート打設・養生			—	—

稼働率を0.8とすると16/0.8=20日

表-2.1(b) 外ケーブルポストテンション方式の工程表

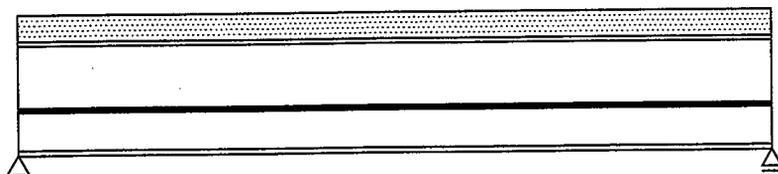
工種	日数			
	5	10	15	20
PCa版の敷設	—			
ずれ止め用孔モルタルの打設・養生	—	—		
継ぎ手部コンクリートの打設・養生	—	—		
外ケーブル配置・緊張		—	—	

稼働率を0.8とすると11/0.8=14日

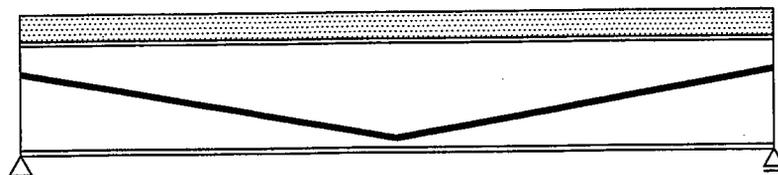
表-2.1(c) 外ケーブルプレテンション方式の工程表

工種	日数			
	5	10	15	20
外ケーブル配置・緊張	—			
PCa版の敷設	—			
ずれ止め用孔モルタルの打設・養生		—	—	
継ぎ手部コンクリートの打設・養生		—	—	
外ケーブル緊張カリリリース				—

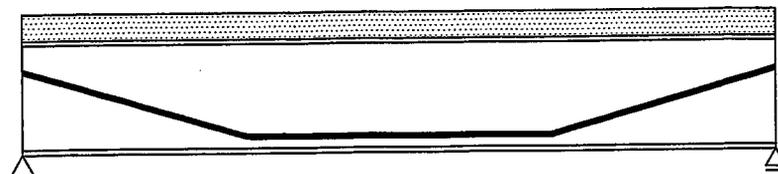
稼働率を0.8とすると16/0.8=20日



(a) 直線配置



(b) キングポスト配置



(c) クイーンポスト配置

図-2.2 ケーブル配置

表—2. 2 断面諸元

支間長	部材	外 桁			中 桁		
		断 面 変 化			断 面 変 化		
		Sec-1	Sec-2	Sec-3	Sec-1	Sec-2	Sec-3
35m	Slab	2250×220	2250×220	2250×220	2600×220	2600×220	2600×220
	U-flg.	260×12	300×19	310×28	230×11	250×19	480×28
	Web	1750×9	1750×9	1750×9	1750×9	1750×9	1750×9
	L-flg.	280×13	420×25	580×28	280×12	380×25	550×25
40m	Slab	2250×220	2250×220	2250×220	2600×220	2600×220	2600×220
	U-flg.	250×12	290×19	390×19	250×12	270×19	360×19
	Web	2000×10	2000×10	2000×10	2000×10	2000×10	2000×10
	L-flg.	310×14	490×25	620×28	310×12	490×25	640×25
45m	Slab	2250×220	2250×220	2250×220	2600×220	2600×220	2600×220
	U-flg.	270×13	290×22	420×22	270×13	290×19	410×19
	Web	2150×11	2150×11	2150×11	2150×11	2150×11	2150×11
	L-flg.	310×14	520×25	710×28	310×12	480×25	660×25

表—2. 2 に示すような断面諸元を有する合成桁の支間中央、すなわち、Sec-3 において、式(2. 1) および式(2. 2) により床版厚中央でのプレストレスが 10kgf/cm^2 のときの導入張力と鋼桁下フランジ応力を求めた結果をそれぞれ図—2. 3 および図—2. 4 に示す。ただし、キングポスト配置およびクイーンポスト配置ではケーブル傾斜角を 2° と固定し、また、クイーンポスト配置ではケーブル偏向位置を $L_d=L/3$ (L : 支間長) に固定している。これらの結果から、3つの配置形状のうち、直線配置が床版にプレストレスを導入するのに最小な導入張力を与えることが分かる。逆に、鋼桁下フランジにより大きなプレストレスを導入しようとする、キングポスト配置、クイーンポスト配置とするのが良いが、導入張力がかなり大きくなってしまふ。

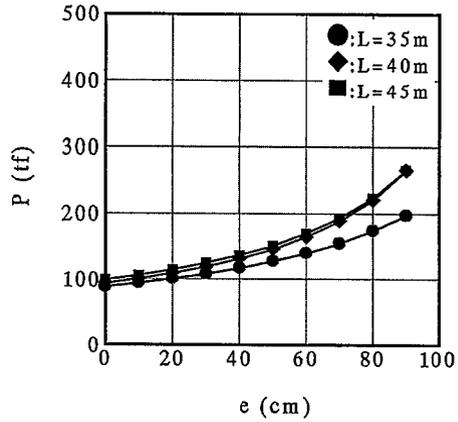
本研究では、外ケーブルにより床版にプレストレスを導入することによって、耐久性向上を図ることを目的としているため、以下では直線配置を採用することにする。

また、既設橋において、活荷重変更に伴う応力増加を考えた場合、B活荷重への変更による応力増加は20~30%程度^{2.1)}と算定されている。この程度の増加であれば、直線配置としてもキャンセルすることができる、既設橋の補強方法としても適用できる。

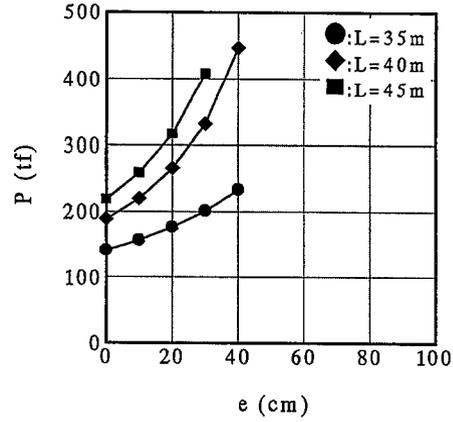
2. 3 クリープ・乾燥収縮による張力損失

2. 3. 1 クリープ・乾燥収縮

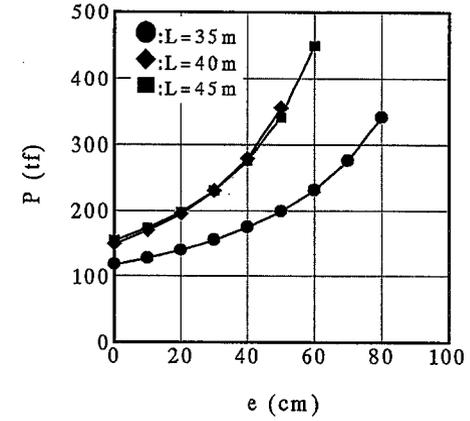
外ケーブル合成桁のクリープ・乾燥収縮による経時挙動に関する最近の研究では、栗田ら^{2.2)~2.4)}による回復クリープを考慮した数値解析がある。回復クリープひずみを考慮したコンクリートの応力ひずみ関係から、外ケーブル合成桁の経時挙動を逐次追跡していくものである。一方、外ケーブル合成桁のクリープ・乾燥収縮による張力損失を簡易計算により求める手法は、Dischinger^{2.5)}によって示されたクリープひずみと時間の関係を用いて、Szilard^{2.6)}が仮想仕事の原理から誘導している。ここでは、Szilardの提案式を適用してクリープ・乾燥収縮による張力損失量を求めることにする。



(a) 直線配置

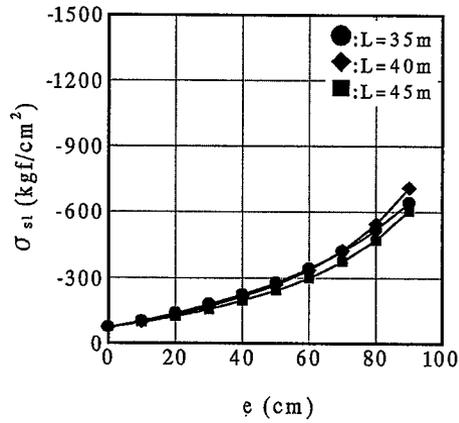


(b) キングポスト配置

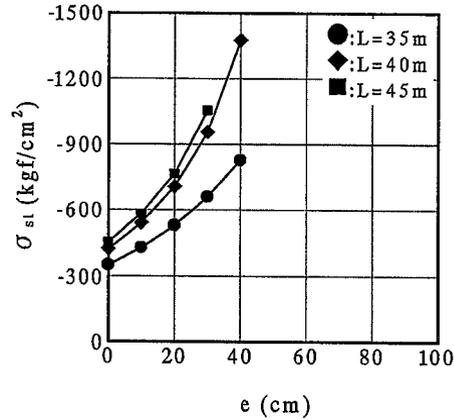


(c) クイーンポスト配置

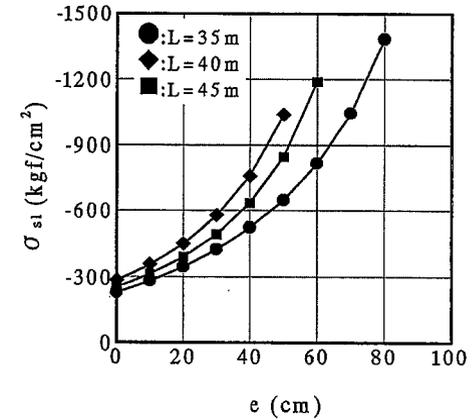
図一 2. 3 導入張力とケーブル偏心量の関係



(a) 直線配置



(b) キングポスト配置



(c) クイーンポスト配置

図一 2. 4 導入張力と鋼桁下フランジ応力の関係

2. 3. 2 クリープによる張力損失

図—2. 5 に示すコンクリートの塑性クリープひずみと時間の関係は Dischinger^{2.5)}によって次式で表されている。

$$\varepsilon_{pt} = \varepsilon_{pn} (1 - e^{-t}) \quad (2. 3)$$

この式を弾性クリープひずみで無次元化すると次式のようなになる。

$$\varphi_t = \varphi_n (1 - e^{-t}) \quad (2. 4)$$

ここに、

$$\varphi_t = \frac{\varepsilon_{pt}}{\varepsilon_{el}} : \text{クリープ係数}$$

$$\varphi_n = \frac{\varepsilon_{pn}}{\varepsilon_{el}} : \text{最終クリープ係数}$$

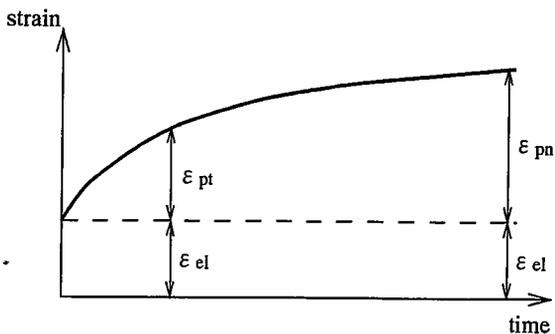
道路示方書^{2.7)}では、最終クリープ係数を $\varphi_n = 2.0$ とし、 $t=t_n$ での仮想弾性係数比を次式で算定するとしている。

$$n_t = n_0 \left(1 + \frac{\varphi_n}{2} \right) \quad (2. 5)$$

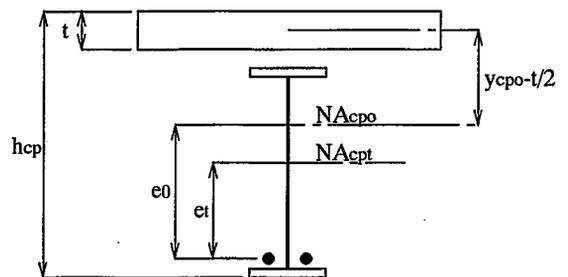
ここに、

$n_0 = 7$: $t=0$ における弾性係数比

コンクリート床版の図心位置での後死荷重とプレストレスによるひずみ量は Szilard^{2.6)}によって次式で表されている。



図—2. 5 塑性クリープひずみと時間の関係



図—2. 6 合成断面

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_{c0}^{DL} \varphi_n - \varepsilon_{c0}^{PR} \varphi_n + \varepsilon_{c0}^{PR} \frac{L}{F_0} \varphi_n + \varepsilon_{c0}^{PR} \frac{L}{F_0} \quad (2.6)$$

ここに,

- ε_{c0}^{DL} : $t=0$ における後死荷重によるひずみ量
- ε_{c0}^{PR} : $t=0$ におけるプレストレスによるひずみ量
- L : 支間長
- F_0 : 初期導入張力

$$\frac{L}{F_0} = \frac{e_0 - e_t}{e_0} \quad (2.7)$$

ここに,

- e_0 : $t=0$ における合成断面の中立軸からケーブルまでの偏心量
- e_t : $t=t_n$ における合成断面の中立軸からケーブルまでの偏心量

コンクリート床版に作用する引張力と合成断面に作用する圧縮力は互いに釣り合うことから、次式で表される。

$$T^{CR} = C^{CR} = E_{c0} A_c \Delta\varepsilon \quad (2.8)$$

ここに,

- A_c : コンクリート床版の断面積
- E_{c0} : $t=0$ におけるコンクリートの弾性係数

また、合成断面に作用する圧縮力の偏心により生じる曲げモーメントは次式で表される。

$$M_{cp}^{CR} = C^{CR} \left(y_{cp0} - \frac{t}{2} \right) \quad (2.9)$$

ここに,

- t : コンクリート床版の厚さ
- y_{cp0} : $t=0$ における床版上面から合成断面中立軸までの距離 (図-2.6 参照)

クリープによる導入張力の損失は次式に示す仮想仕事の原理により算定することができる。

$$\delta_{01}^{CR} + \Delta F^{CR} \delta_{11} = 0 \quad (2.10)$$

$$\delta_{01}^{CR} = -\int_0^L \frac{M_{cp}^{CR} e_0}{E_s I_{cp0}} dL + \int_0^L \frac{1}{E_s} \left(\frac{T^{CR}}{A_c/n_0} - \frac{C^{CR}}{A_{cp0}} \right) dL \quad (2.11)$$

$$\delta_{11} = \int_0^L \frac{e_0^2}{E_s I_{cp0}} dL + \int_0^L \frac{1}{E_s A_{cp0}} dL + \int_0^L \frac{1}{E_t A_t} dL$$

ここに,

- E_s : 鋼桁の弾性係数
- E_t : ケーブルの弾性係数
- A_{cp0} : $t=0$ における合成断面の断面積
- A_t : ケーブルの断面積
- I_{cp0} : $t=0$ における合成断面の断面 2 次モーメント

2. 3. 3 乾燥収縮による張力損失

コンクリートの乾燥収縮による張力損失はクリープによる張力損失と同様に扱うことができる。道路橋示方書^{2.7)}では、コンクリートの最終乾燥収縮量を $\varepsilon_{SR}=20 \times 10^{-5}$ 、乾燥収縮によるクリープ係数を $\varphi_n=4.0$ とし、 $t=t_n$ での仮想弾性係数比は式 (2.5) で算定される。

コンクリート床版に作用する引張力と合成断面に作用する圧縮力は互いに釣り合っており、次式で表される。

$$T^{SR} = C^{SR} = E_{c0} A_c \varepsilon_{SR} \quad (2.12)$$

Szilard^{2.6)}によれば、 $t=0$ におけるコンクリートの弾性係数 E_{c0} を用いると、乾燥収縮による軸力をかなり大きく評価してしまうため、実験結果をもとに弾性係数を次式により低減した値を用いるとしている。

$$E_{c0}^* = \frac{E_{c0}}{1 + 0.52\varphi_n} \quad (2.13)$$

乾燥収縮による導入張力の損失は次式に示す仮想仕事の原理により算定することができる。

$$\delta_{01}^{SR} + \Delta F^{SR} \delta_{11} = 0 \quad (2.14)$$

$$\delta_{01}^{SR} = -\int_0^L \frac{M_{cp}^{SR} e_0}{E_s I_{cp0}} dL + \int_0^L \frac{1}{E_s} \left(\frac{T^{SR}}{A_c/n_0} - \frac{C^{SR}}{A_{cp0}} \right) dL \quad (2.15)$$

$$\delta_{11} = \int_0^L \frac{e_0^2}{E_s I_{cp0}} dL + \int_0^L \frac{1}{E_s A_{cp0}} dL + \int_0^L \frac{1}{E_t A_t} dL$$

$$M_{cp}^{SR} = C^{SR} \left(y_{cp0} - \frac{t}{2} \right) \quad (2.16)$$

2.3.4 簡易計算法の妥当性確認

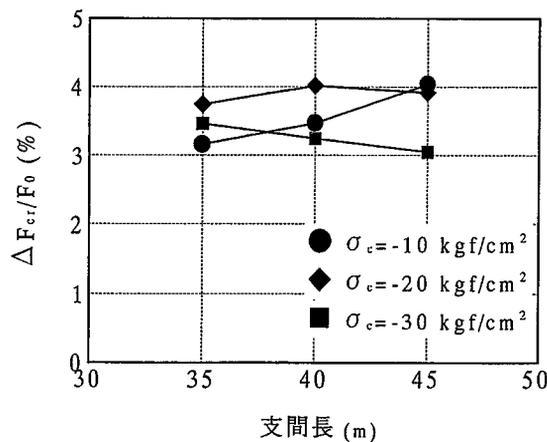
上述した仮想仕事による簡易計算法と栗田ら^{2.8)}による余力法を用いた解析値との比較を行い、計算値の妥当性を確認した。単純支持された外ケーブル合成桁の結果を表—2.3に示す。後死荷重とクリープによる張力損失の計算値が解析値の2.5倍程度大きな結果となった。乾燥収縮による張力損失についても計算値の方が大きな結果となる。後死荷重とクリープによる張力損失で大きな差異が生じている理由として、解析値はコンクリートの応力—ひずみ関係式に除荷しときの回復クリープを考慮して逐次計算されており、計算値ではそれを考慮していないために損失量が大きくなったと言える。いずれにしても、上述した簡易計算法を適用してクリープ・乾燥収縮による張力損失を算出することによって安全側の評価をすることになる。

表—2.3 妥当性の確認

	解析値 (tf)	計算値 (tf)
後死荷重	0.985	3.624
クリープ	0.394	
乾燥収縮	1.337	1.919

2.3.5 クリープによる張力損失の数値計算

一般に、クリープの影響は中桁に比べ、外桁の方が大きいため、表—2.2に示す断面諸元の外桁の平均断面について、床版厚中央でのプレストレスを-10, -20, -30kgf/cm²、鋼桁下フランジ応力度を-600kgf/cm²とした時のクリープによる張力損失を算定することにした。



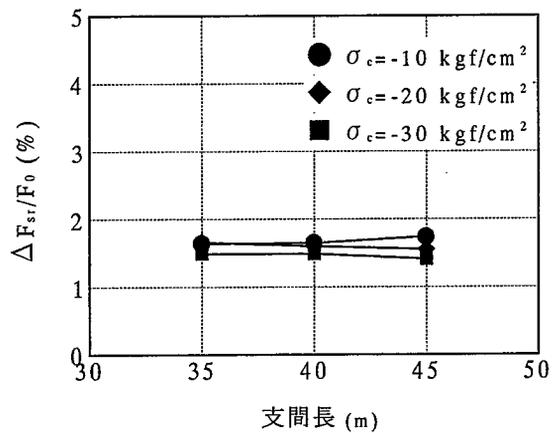
図—2.7 支間長に対する損失率

表—2. 4 クリープによる張力損失

L (m)	σ_c (kgf/cm ²)	F ₀ (tf)	e ₀ (cm)	e _t (cm)	A _t (cm ²)	ΔF _{CR} (tf)	ΔF _{CR} /F ₀ (%)
35	-10	167.955	70	51.18	20.73	5.311	3.162
	-20	212.261	40	21.18	31.31	7.952	3.746
	-30	283.594	30	11.18	40.38	9.823	3.464
40	-10	182.594	80	57.92	23.24	6.331	3.467
	-20	236.336	50	27.92	34.10	9.490	4.015
	-30	286.995	30	7.92	43.43	9.309	3.244
45	-10	184.733	80	56.45	26.45	7.444	4.030
	-20	244.777	50	26.45	34.10	9.576	3.912
	-30	299.730	30	6.45	43.43	9.131	3.046

表—2. 5 乾燥収縮による損失力

L (m)	σ_c (kgf/cm ²)	ΔF _{SR} (tf)	ΔF _{SR} /F ₀ (%)
35	-10	2.753	1.639
	-20	3.510	1.654
	-30	4.223	1.489
40	-10	3.007	1.647
	-20	3.782	1.600
	-30	4.279	1.491
45	-10	3.213	1.739
	-20	3.803	1.554
	-30	4.226	1.410



図—2. 8 支間長に対する損失率

導入張力、ケーブル偏心量、ケーブル断面積、およびこれらの条件により算出したクリープによる張力損失を表—2. 4 にまとめてある。導入張力に対する損失率を図—2. 7 に示す。本数値計算で用いた断面諸元では、損失率は3~4%程度と小さく、導入したプレストレスがクリープにより低下する量は小さい。また、損失率に一定の傾向が見られなかったのは断面諸元ならびにケーブル偏心量の違いによるものであると考えられる。導入張力算定において、クリープによる張力損失の影響を式(2. 8)によって求めても設計上問題ないと言える。

2. 3. 6 乾燥収縮による張力損失の数値計算

コンクリートの乾燥収縮についても、クリープ同様に外桁の方が大きくなるため、同じ条件で外桁平均断面についてコンクリートの乾燥収縮による張力損失を算定すると、表—2. 5 のようである。導入張力に対する乾燥収縮による損失率は図—2. 8 に示すように、1~2%程度とクリープによる損失率よりも小さいことが分かる。ただし、これらの結果も表—2. 2 の断面諸元を用いての計算結果であるため、支間長に対する損失率の傾向は見られなかった。

2. 4 プレストレス導入時の横倒れ座屈強度

2. 4. 1 横倒れ座屈強度

鋼構造部材に軸方向力を導入することによって横方向面外座屈，すなわち，横倒れ座屈する危険性が生じる．外ケーブルによる導入張力の決定に際して，横倒れ座屈に対する照査を行う必要があると考えられる．

プレテンション方式のような床版のない鋼桁に偏心軸圧縮力が作用したときの横ねじれ座屈強度に関しては，福本^{2,9)}，ASCE^{2,10)}，Bradford^{2,11)}などの研究成果がある．また，ポストテンション方式のような床版と鋼桁が合成されている合成桁に偏心軸圧縮力が作用したときの横倒れ座屈強度に関しては，Bradford^{2,12),2,13)}の研究以外には見当たらないようである．

ポストテンション方式による合成桁への偏心軸圧縮力の導入については，Bradford^{2,13)}が仮想仕事の原理により誘導した座屈強度算定式を適用することができる．また，プレテンション方式による鋼桁への偏心軸圧縮力の導入については，福本^{2,9)}が誘導した算定式を適用することができる．以下に，それぞれの座屈強度算定式を示し，表—2. 2 に示す支間中央断面 Sec-3 に対する座屈強度を算出した．

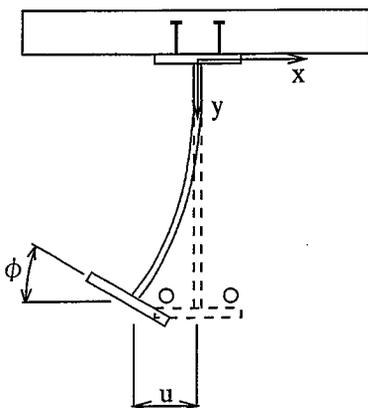
2. 4. 2 偏心軸圧縮力を受ける合成桁の横倒れ座屈強度^{2,13)}

Bradford は，合成桁では鋼桁とコンクリート床版がスタッドにより結合されているため，上フランジには変位およびねじりは生じないものとして，図—2. 9 に示すような緊張力導入時の座屈モードを仮定している．そして，仮想仕事の原理により次式に示す横倒れ座屈におけるひずみエネルギーの釣り合い式をもとに算定式を誘導している．

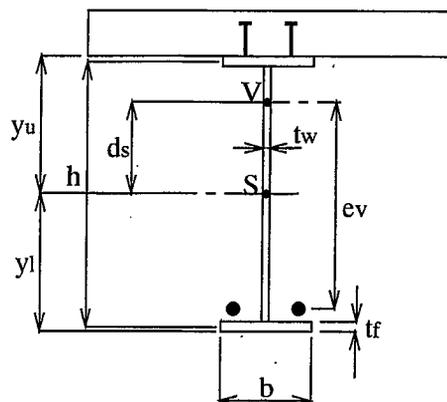
$$\delta U_F + \delta U_T + \delta U_W - \delta W = 0 \quad (2. 17)$$

ここに，

U_F : 下フランジの曲げ変形によるひずみエネルギー



図—2. 9 座屈モード



図—2. 10 外ケーブル合成桁断面

U_T : 下フランジのねじりによるひずみエネルギー

U_w : ウェブの曲げ変形によるひずみエネルギー

W : プレストレスによってなされた仕事量

この基本式から得られる横倒れ座屈強度算定式は次式のような緊張力 N に関する 2 次方程式で表される。

$$N^2(g_{11}g_{22} - g_{12}^2) + N(2k_{12}g_{12} - k_{11}g_{22} - k_{22}g_{11}) + (k_{11}k_{22} - k_{12}^2) = 0 \quad (2.18)$$

図—2. 10 に示す外ケーブル合成桁断面に対して、直線配置した場合、式 (2. 18) の係数 k_{ij} , g_{ij} は次式のように表される。

$$\begin{aligned} k_{11} &= \frac{n^2\pi^4 EI_f}{2L^3} + \frac{Et_w^3}{12(1-\nu^2)} \left\{ -\frac{102L}{h^3} - \frac{6\nu n^2\pi^2}{5hL} + \frac{3n^4\pi^4 h}{35L^3} + \frac{6n^2\pi^2(1-\nu)}{5hL} \right\} \\ k_{12} = k_{21} &= \frac{Et_w^3}{12(1-\nu^2)} \left\{ -\frac{42L}{h^2} - \frac{3\nu n^2\pi^2}{5L} + \frac{11n^4\pi^4 h^2}{420L^3} + \frac{n^2\pi^2(1-\nu)}{10L} \right\} \\ k_{22} &= \frac{n^2\pi^2 GJ_f}{2L} + \frac{Et_w^3}{12(1-\nu)} \left\{ -\frac{16L}{h} - \frac{2\nu n^2\pi^2 h}{15L} + \frac{n^4\pi^4 h^3}{210L^3} - \frac{7n^2\pi^2(1-\nu)h}{15L} \right\} \\ g_{11} &= \frac{3n^2\pi^2 t_w h}{70L} \left(\frac{1}{A_v} + \frac{e_v d_s}{I_v} - \frac{e_v y_u}{I_v} \right) + \frac{n^2\pi^2}{L} \left(\frac{bt_f}{2} + \frac{t_w h}{7} \right) \left(\frac{1}{A_v} + \frac{e_v d_s}{I_v} + \frac{e_v y_l}{I_v} \right) \\ g_{12} = g_{21} &= \frac{n^2\pi^2 t_w h^2}{2L} \left\{ \frac{1}{60} \left(\frac{1}{A_v} + \frac{e_v d_s}{I_v} - \frac{e_v y_u}{I_v} \right) + \frac{1}{28} \left(\frac{1}{A_v} + \frac{e_v d_s}{I_v} + \frac{e_v y_l}{I_v} \right) \right\} \\ g_{22} &= \frac{n^2\pi^2 t_w h^3}{560L} \left(\frac{1}{A_v} + \frac{e_v d_s}{I_v} - \frac{e_v y_u}{I_v} \right) + \frac{n^2\pi^2}{L} \left(\frac{b^3 t_f}{24} + \frac{t_w h^3}{336} \right) \left(\frac{1}{A_v} + \frac{e_v d_s}{I_v} + \frac{e_v y_l}{I_v} \right) \end{aligned} \quad (2.20)$$

ここに、

n : 座屈モードについての整数

E : 鋼桁の弾性係数

G : 鋼桁のせん断弾性係数

ν : 鋼桁のポアソン比

L : 支間長

A_v : 合成断面の断面積

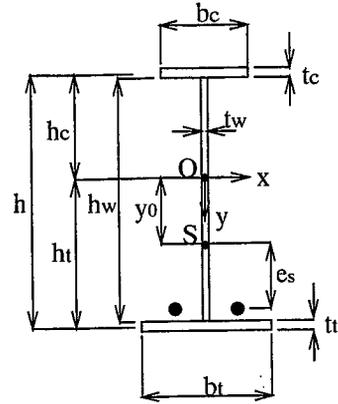
I_v : 合成断面の断面 2 次モーメント

$I_f = \frac{b^3 t_f}{12}$: 下フランジの断面 2 次モーメント

$J_f = \frac{bt_f^3}{3}$: 下フランジのねじり定数

2. 4. 3 偏心軸圧縮力を受ける鋼桁の横ねじれ座屈強度^{2.9),2.14)}

福本によれば、緊張材が桁端部のみで定着され、ねじり変形後もそれらが桁に接触しないと、接触による後座屈強度を期待しないとするならば、横ねじれ座屈強度算定式は通常の部材両端部に中心軸圧縮力と曲げが作用するときの横ねじれ座屈強度を求める式と同じになることを示している。このときの横ねじれ座屈強度算定式は図—2. 11 に示すような一軸対称断面について次式のように表される。



図—2. 11 鋼桁の断面

$$(P_Y - N) \left\{ r^2 (P_w - N) + 2\beta_y M_x \right\} = (M_x + y_0 P)^2 \quad (2. 21)$$

$$M_x = N e_s$$

$$P_Y = \frac{n^2 \pi^2 E I_y}{L^2}, \quad P_w = \frac{1}{r^2} \left(GJ + \frac{n^2 \pi^2 E I_w}{L^2} \right)$$

$$r^2 = \frac{I_x + I_y}{A} + y_0^2, \quad \beta_y = \frac{U_x}{2I_x} - y_0$$

$$U_x = h_t (I_t + A_t h_t^2) - h_c (I_c + A_c h_c^2) + \left\{ \left(h_t - \frac{t_t}{2} \right)^4 - \left(h_c - \frac{t_c}{2} \right)^4 \right\} \frac{t_w}{4} \quad (2. 22)$$

$$h_c = \left\{ A_t h + \frac{A_w}{2} (h_w + t_c) \right\} / A, \quad h_t = h - h_c$$

$$A_c = b_c t_c, \quad A_t = b_t t_t, \quad A_w = h_w t_w, \quad A = A_c + A_t + A_w$$

$$I_c = \frac{b_c^3 t_c}{12}, \quad I_t = \frac{b_t^3 t_t}{12}, \quad I_w = \frac{I_c I_t}{I_c + I_t} h, \quad J = \frac{1}{3} (A_c t_c^2 + A_w t_w^2 + A_t t_t^2)$$

ここに、

I_x : 強軸まわりの断面2次モーメント

I_y : 弱軸まわりの断面2次モーメント

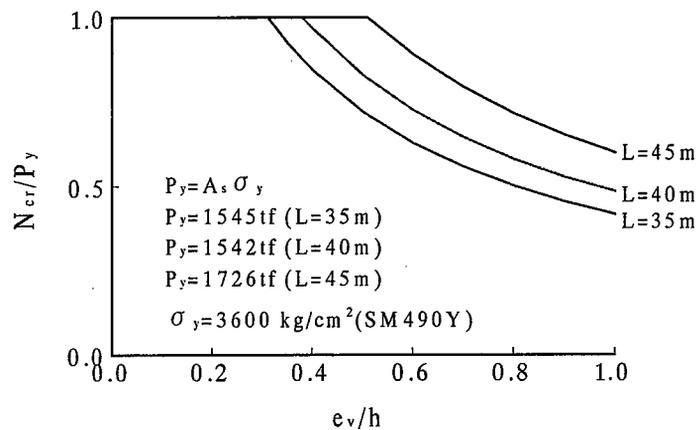
2. 4. 4 数値計算

表—2. 2 に示した中桁の支間中央断面について、ポストテンション方式では式 (2. 18) , プレテンション方式では式 (2. 21) により横倒れ座屈強度を算定した。使用した鋼材は SM490Y 材 (降伏強度 3600kgf/cm²) とし、外ケーブルの偏心量をパラメータとした結果を図—2. 12 に示す。

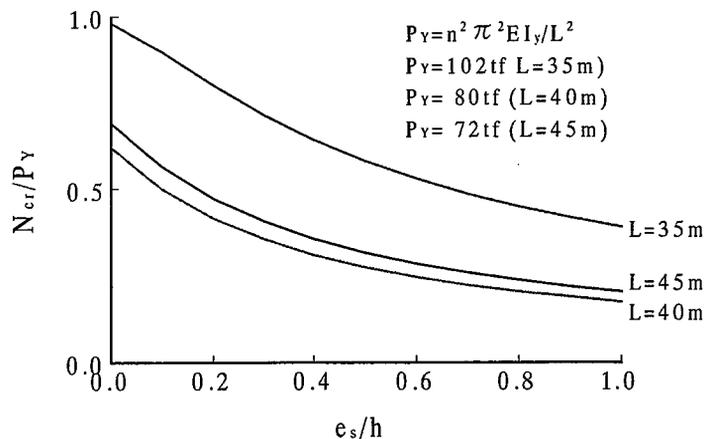
図—2. 12 (a) のポストテンション方式では、鋼桁の降伏耐力で横倒れ座屈強度を無次元化し

ているが、床版が上フランジの変位とねじりを拘束するため、横倒れ座屈強度は非常に大きく、
 図一2. 3に示すような緊張力に対して、横倒れ座屈の生じる可能性は少ないと言える。

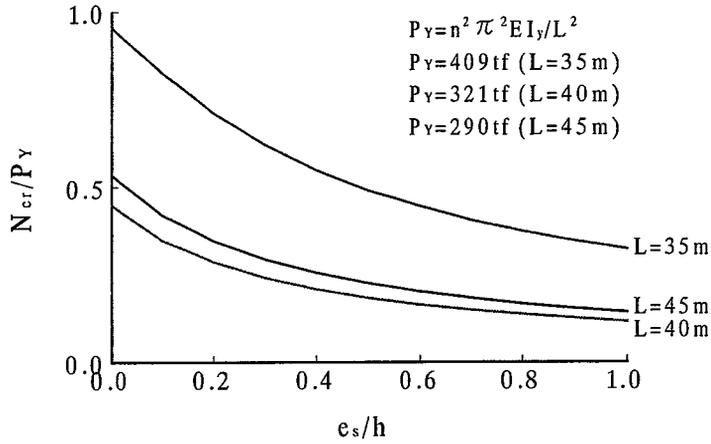
プレテンション方式では、偏心軸圧縮力により負の曲げモーメントを卓越させるために、外ケーブルは下フランジに定着されることになる。偏心量を大きくすると横ねじれ座屈強度が低下するが、
 図一2. 12 (b)の座屈モードを1次モードとした結果では、オイラー座屈強度が小さいため、導入可能な張力は制限される。また、
 図一2. 12 (c)は2次モードの結果を示しているが、オイラー座屈はかなり増大するものの、偏心量が大きくなると、やはり横ねじれ座屈の危険性が予想される。ゆえに、プレテンション方式の場合には導入張力の決定の際に横ねじれ座屈強度の照査を行う必要があると考えられる。



図一2. 12 (a) ポストテンション方式の横倒れ座屈強度 (1次モード)



図一2. 12 (b) プレテンション方式の横ねじれ座屈強度 (1次モード)



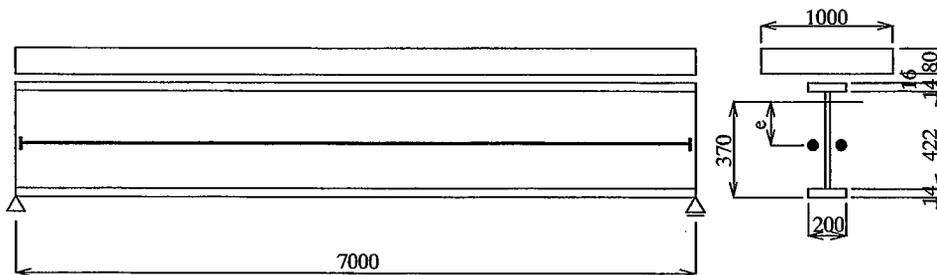
図一2. 12(c) プレテンション方式の横ねじれ座屈強度（2次モード）

2. 5 プレストレスのスタッドへの影響

2. 5. 1 プレストレスによる水平せん断力

合成桁端部に定着された外ケーブルを緊張することによって、桁端部には偏心曲げ圧縮力が作用する。偏心曲げ圧縮力によってスタッドに生じる水平せん断力は完全合成桁理論では算定することができないことから、不完全合成桁理論、あるいは、FEM解析によりその特性を知る必要がある。そこで、床版に圧縮プレストレスを導入する外ケーブル配置および床版に引張応力を許容した外ケーブル配置について水平せん断力分布、ならびに、スタッドへの影響を2次元弾性FEM解析により調べ、さらに、その結果から、スタッドの耐力照査方法を検討した。

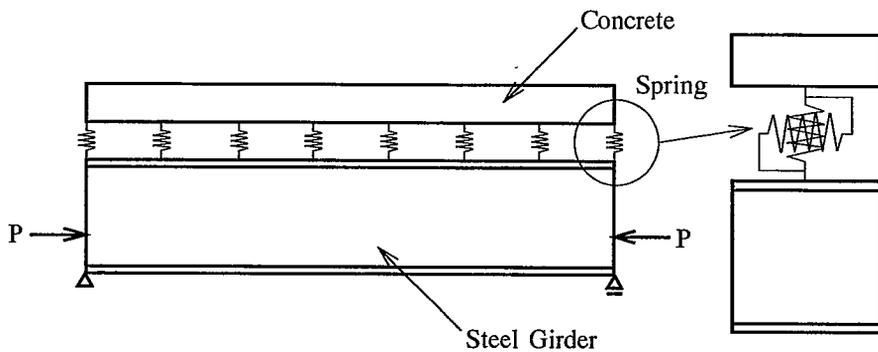
図一2. 13に示すモデルのFEM解析において、床版および鋼桁ウェブは4節点平面応力要素、上下フランジは梁要素、スタッドは鉛直方向、水平方向のバネ要素（図一2. 14）とした。スタッドは主桁全長にわたって一定間隔で配置されているものとした。表一2. 6に示すような床版



図一2. 13 解析モデル

に圧縮プレストレスを導入した場合と引張プレストレスを導入した場合の条件で解析した結果を図一2.15に示す。偏心軸圧縮力によってスタッドに生じる水平せん断力は鉛直荷重が作用する場合と同様に、桁端部に集中することが分かる。Case-1とCase-2の結果を比較すると、水平せん断力の符号の違いから、水平せん断力の作用方向が異なっていることが分かる。

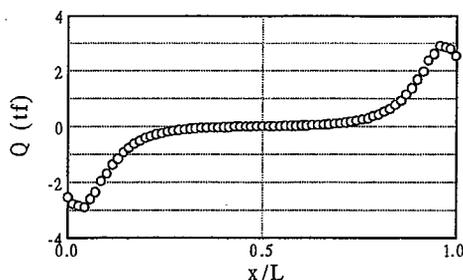
床版に圧縮プレストレスを導入することによってスタッドに作用する水平せん断力の作用方向は活荷重による水平せん断力と同方向である。すなわち、支間中央方向に作用することになり、プレストレス導入によってスタッドに作用する水平せん断力が増加される。そこで、スタッドの耐力照査において、水平せん断力分布長を簡易的に得ることができるよう、FEM解析を行い、図一2.16に示すように解析結果を等価な三角形分布に置き換えることにした。水平せん断力分布長は次式により求めた。



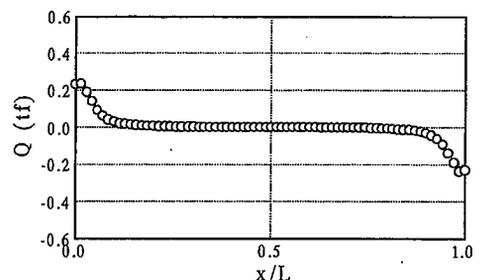
図一2.14 スタッドのモデル化

表一2.6 解析ケース

	緊張力 P_t (tf)	偏心量 e (cm)	応力度 (kgf/cm^2)				配置形状	スタッド
			σ_{cu}	σ_{cl}	σ_{su}	σ_{sl}		
Case-1	52	15	-10	-23	-175	-650	直線	$H_s=80\text{mm}$, $D_s=19\text{mm}$
Case-2	35	30	10	-6	-67	-710	直線	$k_t=203\text{tf/cm}$

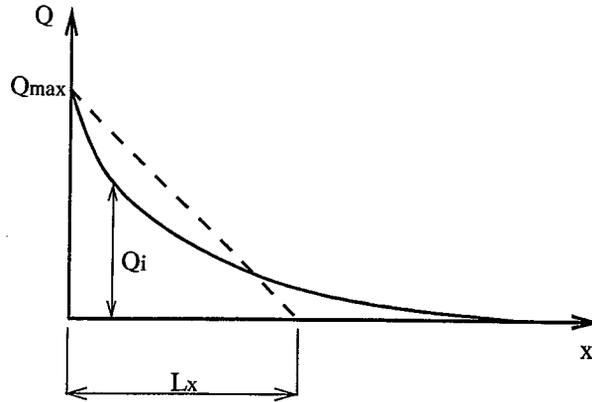


(a) Case-1



(b) Case-2

図一2.15 水平せん断力分布



図—2. 16 等価水平せん断力分布長

$$L_x = \frac{2 \sum Q_i L_d}{Q_{max}} \quad (2. 23)$$

ここに,

- Q_i : 各スタッドでの水平せん断力
- Q_{max} : 最大水平せん断力
- L_d : スタッド間隔

2. 5. 2 水平せん断力分布長

水平せん断力分布長に影響を与えるパラメータとして、式 (2. 24) で表される合成桁の剛性を表す $\Gamma^{2.15}$ 、外ケーブルの偏心量 e 、式 (2. 25) で表されるスタッドのずれ止め剛度 C を挙げ、それぞれについて水平せん断力分布長を算定した。

$$\Gamma = \sqrt{\frac{1}{E_c A_c} + \frac{1}{E_s A_s} + \frac{d^2}{E_c I_c + E_s I_s}} \quad (2. 24)$$

$$C = \frac{n_s k}{L_d} \quad (2. 25)$$

ここに,

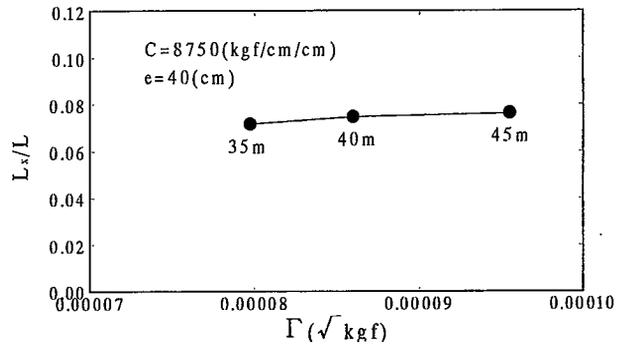
- n_s : 1列当たりのスタッド本数
- k : スタッドのずれ定数

桁特性と水平せん断力分布長との関係をケーブル偏心量 40cm の場合について図—2. 17 に示す。Γが水平せん断分布長に与える影響は小さいと言える。外ケーブル偏心量と水平せん断力分布長との関係を支間長 35m の場合について図—2. 18 に示す。図中の実線は道路橋示方書^{2.7)}で規定されているずれ止めの設計における水平せん断力分布範囲を示している。道路橋示方書では、水平せん断力分布範囲として、主桁間隔、あるいは、主桁支間長の1/10の小さい方を採るとなっている。偏心量が40cmより小さいところでは道路橋示方書の分布範囲より小さくなる傾向にある。外ケーブル定着ブラケットをこのような偏心量で取り付ける場合には水平せん断力分布に対して、その分布範囲を検討する必要があると言える。偏心量が40cmより大きいところでは道路橋示方書の分布範囲より大きくなる傾向にあるため、道路橋示方書の規定を採用することで安全側になると言える。次に、ずれ止め剛度と水平せん断力分布長との関係を外ケーブル偏心量 40cm の場合について図—2. 19 に示す。ずれ止め剛度が小さくなることによって水平せん断力分布長が長くなる。しかし、道路橋示方書の分布範囲より小さくなることはない。

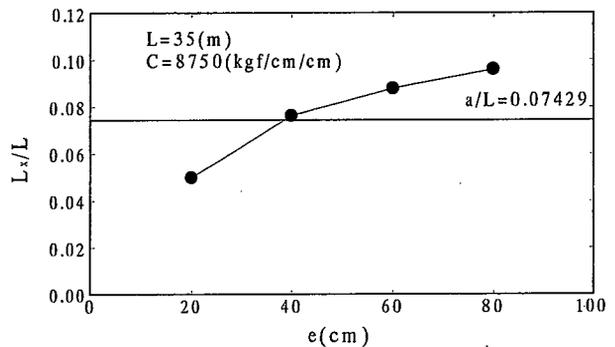
これらの結果から、外ケーブルによる桁端部の偏心軸圧縮力に対して、道路橋示方書で仕様されている水平せん断力分布長を適用しても安全側であると言える。これによって、完全合成桁として取り扱うことができることになり、水平せん断力についても完全合成桁理論から算出することができる。

2. 5. 3 水平せん断力

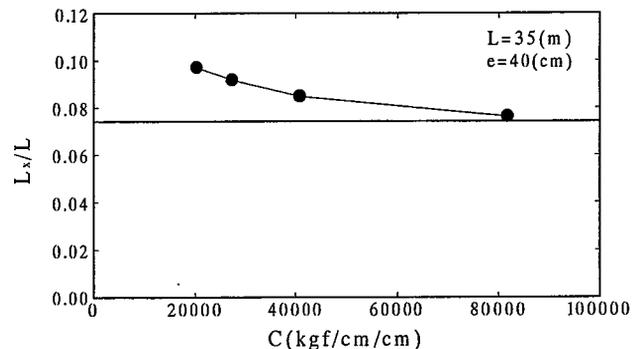
図—2. 20 に示す合成断面を構成する部材の分担断面力は変形条件および釣り合い条件から、



図—2. 17 桁特性と分布長の関係



図—2. 18 偏心量と分布長の関係



図—2. 19 ずれ止め剛度と分布長の関係

次式のように誘導することができる。

$$N_{cp} = \frac{A_c}{nA_v} N_p - \frac{A_c d_c}{nI_v} M_p, \quad N_{sp} = \frac{A_s}{A_v} N_p - \frac{A_s d_s}{I_v} M_p$$

$$M_{cp} = \frac{I_c}{nI_v} M_p, \quad M_{sp} = \frac{I_s}{I_v} M_p$$
(2. 25)

ここに、

N_{cp}, N_{sp} : コンクリート断面および鋼桁断面の受け持つ分担軸力

M_{cp}, M_{sp} : コンクリート断面および鋼桁断面の受け持つ分担曲げモーメント

N_p : 合成断面に作用する軸力 (導入軸力)

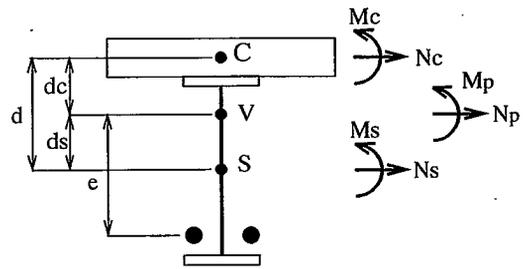
M_p : 合成断面に作用する偏心モーメント ($=N_p e$)

e : 合成断面中立軸からケーブル定着位置までの偏心距離

プレストレス導入によりスタッドに作用する水平せん断力は導入軸力と鋼桁の分担軸力との差であり、これはコンクリート床版の分担軸力に等しくなる。それゆえ、単位長さ当たりの水平せん断力は次式のように表される。

$$H_{pr} = \frac{2N_{cp}}{L_x} \quad (2. 26)$$

ゆえに、活荷重、乾燥収縮、温度差、プレストレスによる単位長さ当たりの水平せん断力によりスタッド配置を決定することができる。



図一 2. 20 合成断面の分担断面力

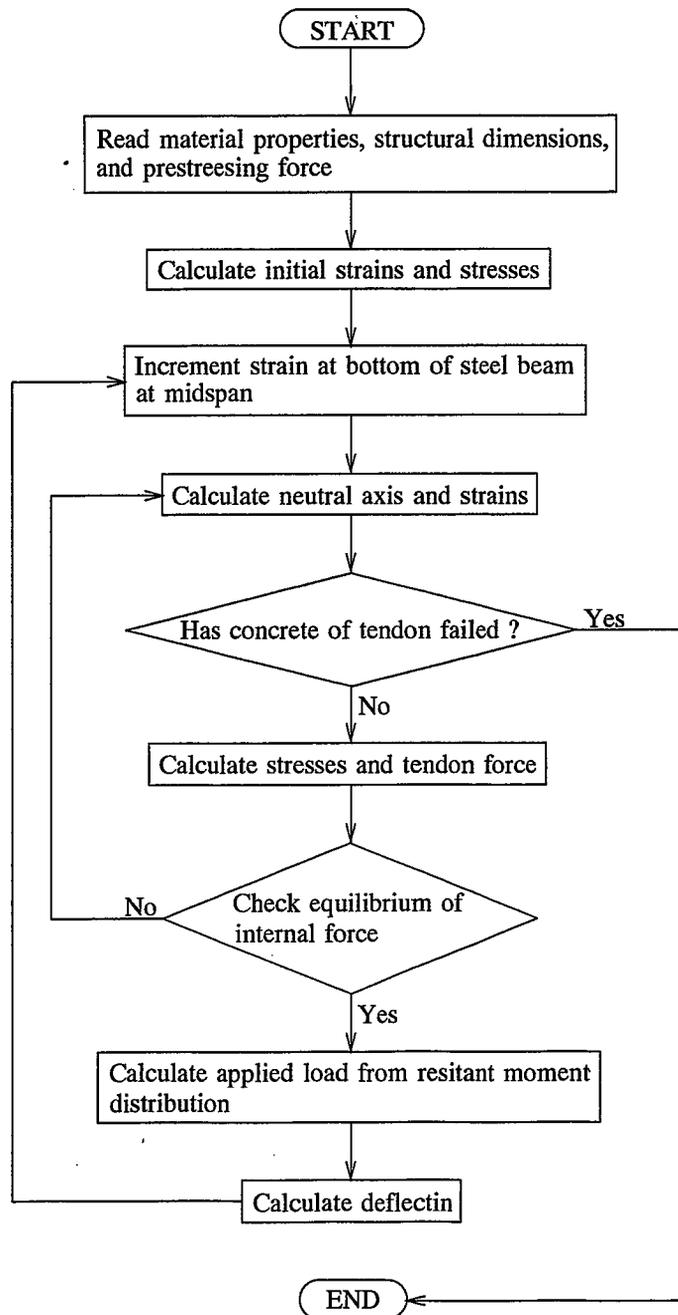
2. 6 弾塑性解析

2. 6. 1 解析の概要

外ケーブル合成桁の耐荷力を評価するために、弾塑性解析手法を最初に開発したのは Reagan ら^{2.16)}である。Reagan らは外ケーブル合成桁を梁要素でモデル化し、鋼桁下フランジ下縁ひずみを仮定し、次に、ケーブル力を仮定することによって、各梁要素接合点での力とモーメントの釣り合い条件を満足するまで収束計算を行うものである。しかし、この解析手法では、鋼桁ひずみとケーブルひずみの適合条件が導入されていないため、ケーブル力を仮定する必要がある。Saadatmanesh ら^{2.17)}は鋼桁ひずみとケーブルひずみの適合条件を導入した弾塑性解析手法(変形増分法)を開発している。Reagan らと同様に、鋼桁下フランジ下縁ひずみを仮定し、合成断面各

位置のひずみを平面保持の仮定により算定し、変形の適合条件からケーブルひずみを求めるものである。また、宮本ら^{2.18)}は外ケーブル合成桁の耐荷力実験を行い、主桁補強工法としての有用性と、Saadatmaneshらの開発した解析手法を用いて、実験結果との比較を行い、解析手法の妥当性を確認している。さらに、宮本ら^{2.19)}はケーブル材料に耐腐食性に富むFRPロッドを用いた外ケーブル合成桁の力学挙動を検討し、パラメトリック解析により種々の材料に対する外ケーブル合成桁の性能評価を行っている。

本研究においても、Saadatmaneshらが開発した解析手法により、コンクリート床版にプレスト



図—2. 21 変形増分法の解析手順

レスを導入した外ケーブル合成桁の弾塑性挙動^{2.20)}を検討し、耐荷力に関するプレストレス導入の効果について検討することにした。

2. 6. 2 解析過程^{2.17)}

変形増分法による弾塑性解析では、外ケーブル合成桁の鋼桁下フランジ下縁ひずみを仮定し、内力の釣り合い条件から合成断面の中立軸を算定し、変形の適合条件からケーブル力を求める手法である。また、変位は共役ばり法によって求めることができる。解析手順を図—2. 21 に示す。

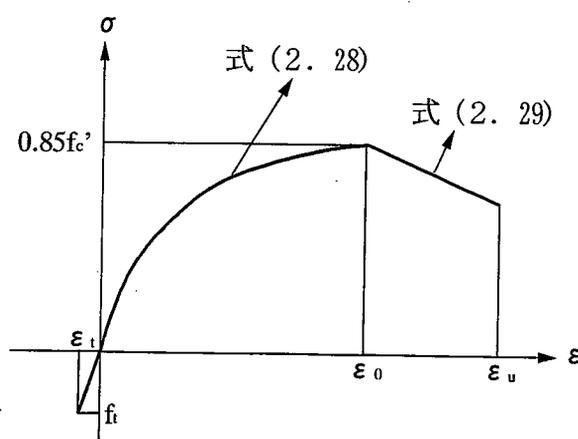
本解析において設られた仮定は次のようである。(1) 平面保持が成立する、(2) 微小変形理論が適用できる、(3) 鋼桁には残留応力が存在しない、(4) 鋼桁は終局状態まで座屈しない、(5) 桁のせん断変形は無視する、(6) コンクリート床版と鋼桁との間にずれは生じない、(7) ケーブルと鋼桁との間隔は一定とする。

解析手法の詳細は文献 2.17) に譲ることとし、以下には、解析に用いた各材料の応力—ひずみ関係、ケーブルひずみ算定のための定式化について述べることにする。

2. 6. 3 材料の応力—ひずみ関係

本解析で用いた各材料の応力—ひずみ関係は次のようである。

(1) コンクリート：Hognestad^{2.21)}が提案している曲げと軸力が作用するコンクリート部材に対して、図—2. 22 に示すような応力—ひずみ関係を示している。圧縮側については、ひずみが $\epsilon_0=0.002$ までは式 (2. 28) に示すような曲線で近似し、終局ひずみの $\epsilon_{cu}=0.0035$ までは式 (2. 29) に示すように直線的に強度を低下させている。引張側については、コンクリートの引張強度まで直線関係を保ち、引張強度に達した後は応力がゼロとなるようにしている。

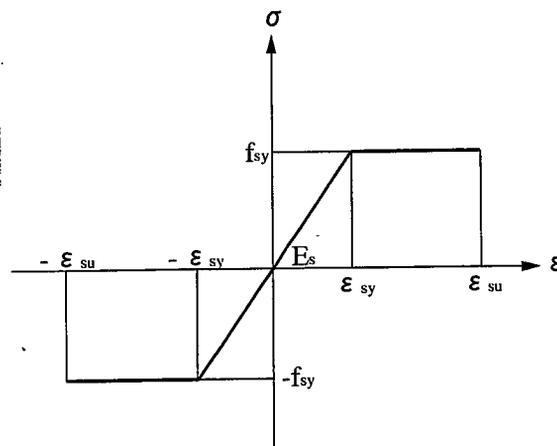


図—2. 22 コンクリートの応力—ひずみ関係

$$\sigma_c = 0.85f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (0 \leq \varepsilon_c \leq 0.002) \quad (2.28)$$

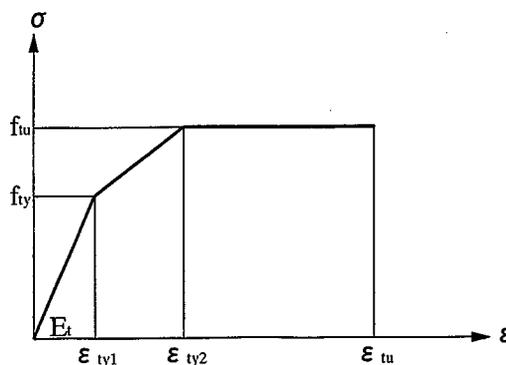
$$\sigma_c = 0.85f'_c \left[1 - 0.15 \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_0}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_0} \right) \right] \quad (0.002 < \varepsilon_c \leq 0.035) \quad (2.29)$$

(2) 鋼材：鋼材の応力—ひずみ関係は図—2.23 に示すように圧縮側，引張側ともに Bi-linear モデルとし，終局ひずみは $\varepsilon_{su} = 0.05$ とした。



図—2.23 鋼材の応力—ひずみ関係

(3) PC鋼より線：PC鋼材にはより線を用いるものとし，図—2.24 に示すような Tri-linear モデルとし，第2降伏ひずみは $\varepsilon_{ty2} = 0.015$ ，終局ひずみは $\varepsilon_{tu} = 0.05$ とした。



図—2.24 PC鋼材の応力—ひずみ関係

2.6.4 ケーブルひずみ

単純支持した外ケーブル合成桁は外的静定構造であるが，内的不静定構造であり，ケーブルは

鋼桁端部でのみ定着されるため、ケーブルと鋼桁との変形の適合条件によりケーブルひずみを求める必要がある。

ケーブルひずみはケーブル全長にわたって一様であり、ケーブルの総伸び量 δ_t はケーブル位置での鋼桁の総伸び量 δ_s に等しいとする適合条件で次式のように表される。

$$\delta_t = \delta_s \quad (2.30)$$

ここで、ケーブルの総伸び量 δ_t は次式のように表される。

$$\delta_t = \int_0^L \varepsilon_t dx = \varepsilon_t L \quad (2.31)$$

ここに、

ε_t : ケーブルひずみ

L : 支間長

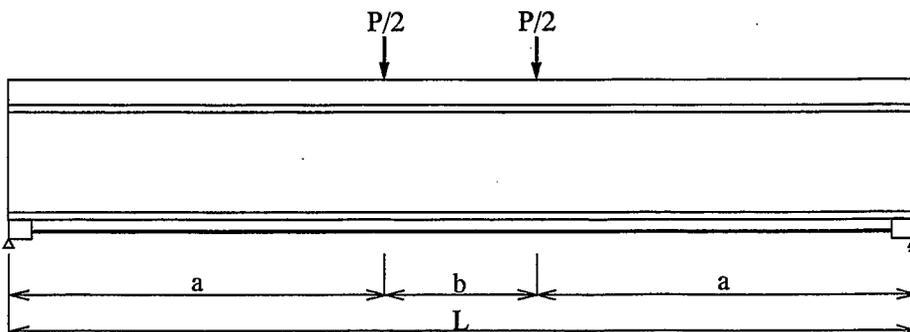
また、鋼桁の総伸び量 δ_s は次式のように表される。

$$\delta_s = \int_0^L \varepsilon_s dx \quad (2.32)$$

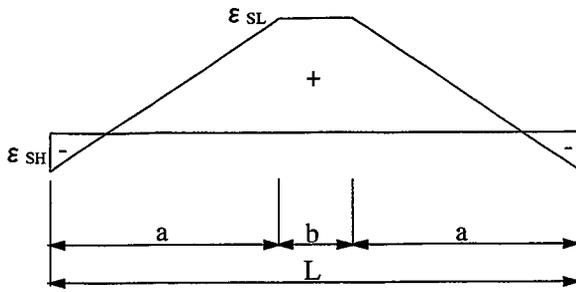
ここに、

ε_s : ケーブル位置での鋼桁のひずみ

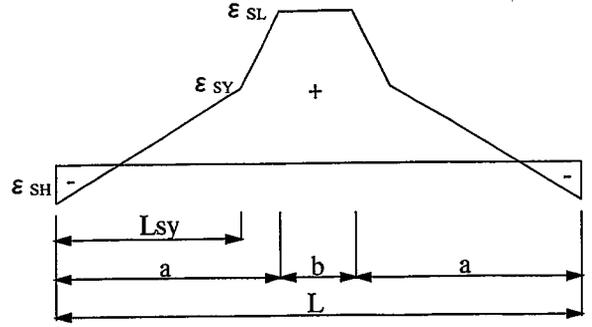
図一2.25 に示すような直線配置された外ケーブル合成桁に2点载荷したモデルに対して、弾性領域での下フランジ下縁のひずみ分布は図一2.26 のように表される。また、弾塑性領域でのひずみ分布は図一2.27 のように表される。



図一2.25 直線配置された外ケーブル合成桁



図—2. 26 弾性領域でのひずみ分布



図—2. 27 弾塑性領域でのひずみ分布

弾性領域でのケーブルひずみは変形の適合条件から，次式のように表される．ただし，ケーブル定着位置は支点上とする．

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_{st}(L - L_1)}{L + CL_1} \quad (2.33)$$

また，弾塑性領域でのケーブルひずみは次式のように表される．

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_{sy}L_1 + \varepsilon_{st}(L - L_{sy} - L_1)}{L + CL_{sy}} \quad (2.34)$$

ここに，

- L : 支間長
- L_1 : 支点から載荷点までの距離
- L_{sy} : 鋼桁下フランジ下縁の弾性領域
- ε_{st} : ケーブル位置における鋼桁ひずみ
- ε_{sy} : 鋼桁の降伏ひずみ

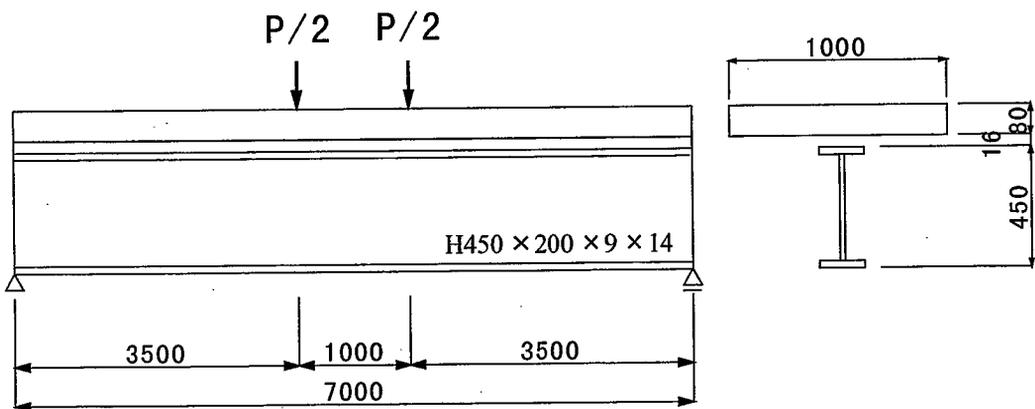
$$C = \frac{E_t A_t e_t^2}{E_s I_v} \quad (2.35)$$

- E_s : 鋼桁の弾性係数
- E_t : ケーブルの弾性係数
- A_t : ケーブルの断面積
- I_v : 合成桁の断面2次モーメント
- e_t : 合成断面中立軸からケーブル定着位置までの偏心距離

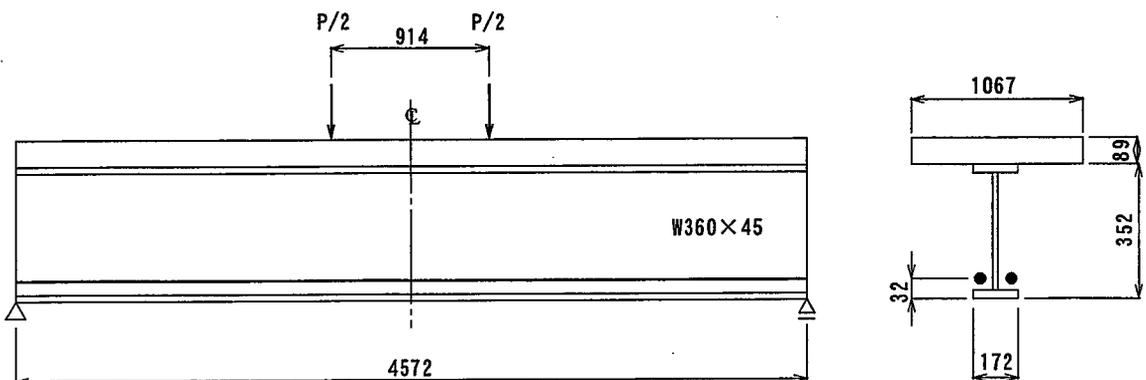
2. 6. 5 解析手法の妥当性

解析手法の妥当性を検証するために、図—2. 28 に示す合成桁^{2.18)}と図—2. 29 に示す外ケーブル合成桁^{2.22)}についての荷重—たわみ関係に関して、実験結果と解析結果を比較した。それぞれを図—2. 30, 図—2. 31 に示す。

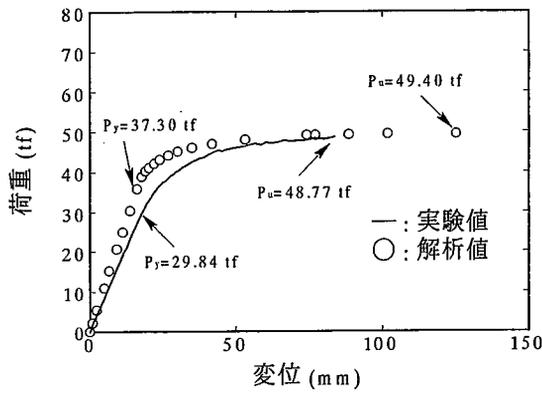
合成桁の解析値は、弾性範囲内での剛性が大きいため、実験値よりたわみが小さくなっており、弾塑性範囲では実験値に近づくものの、終局たわみは実験値よりも40%程度大きな結果を示している。耐荷力について見てみると、降伏耐力での実験値との誤差が20%と大きくなっているが、梁理論で算定した降伏耐力が37.30tfであることを考えると実験値が小さすぎるようである。終局耐力での実験値との誤差は1%とよく一致している。ここで、降伏耐力とは鋼桁下フランジが降伏応力に達したときとし、終局耐力とはコンクリート床版が圧壊したときとする。また、外ケーブル合成桁の解析値は、合成桁の場合とは逆に、弾性範囲内では実験値とよく一致しているが、弾塑性範囲に入ってから実験値よりも大きな剛性を保持しており、コンクリートが最大応力に達してからは荷重の増加率が低下し、実験値に近づくことが分かる。耐荷力については、降伏耐力、終局耐力ともに3%程度の誤差であり、精度よく耐荷力を求め得ていると言える。



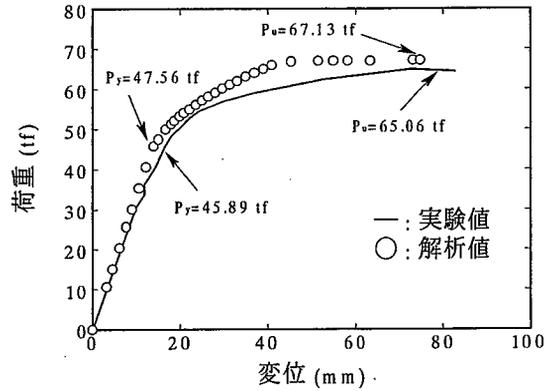
図—2. 28 合成桁解析モデル



図—2. 29 外ケーブル合成桁解析モデル



図一 2. 30 合成桁解析結果

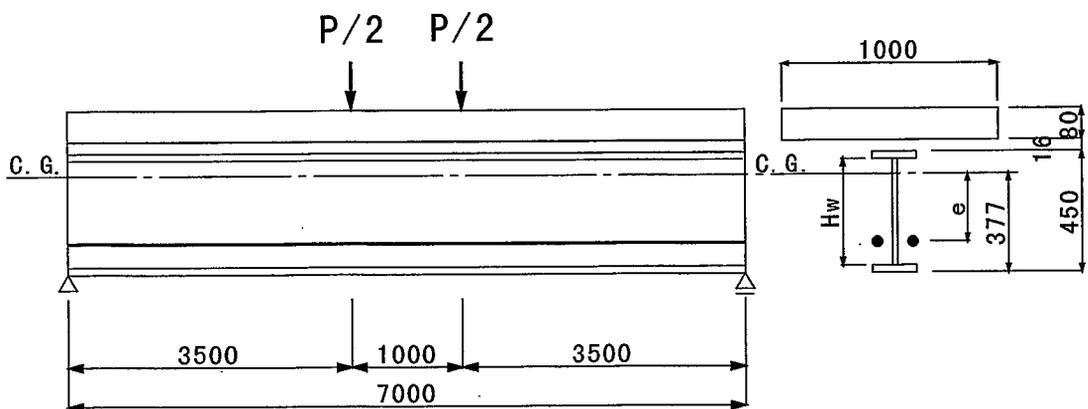


図一 2. 31 外ケーブル合成桁解析結果

2. 6. 6 変形増分法による解析結果

外ケーブルにより合成桁のコンクリート床版および鋼桁下フランジに導入するプレストレスをパラメータとした外ケーブル合成桁の耐荷力について考察する。解析モデルを図一 2. 32 に示す。コンクリート床版に導入するプレストレスは-10, -20, -30kgf/cm²とし、鋼桁下フランジに導入するプレストレスは-200, -400, -600kgf/cm²とし、それぞれの組み合わせによる8ケースとプレストレスを導入しない場合の計9ケースについて解析を行った。導入張力、外ケーブル偏心量および各断面位置でのプレストレスを表一 2. 7 にまとめている。

降伏耐力および終局耐力の解析結果を表一 2. 8 にまとめる。また、合成桁に対する外ケーブル合成桁の降伏耐力比および終局耐力比を図一 2. 33 に示す。鋼桁下フランジに対し、より多くのプレストレスを導入することによって降伏耐力および終局耐力を向上させることができる。し



図一 2. 32 解析モデル

表—2. 7 解析ケースと導入プレストレス量

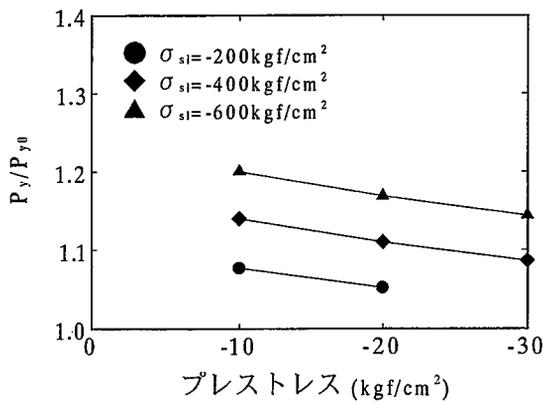
解析ケース	N (tf)	e (cm)	導入プレストレス量 (kgf/cm ²)			
			σ_{cu}	σ_{cl}	σ_{su}	σ_{sl}
PCB-10-200	21.572	8.28	-8.7	-11.3	-89	-200
PCB-10-400	32.009	14.50	-6.6	-13.4	-111	-400
PCB-10-600	42.446	17.67	-4.5	-15.5	-207	-600
PCB-20-200	32.707	2.18	-19.5	-20.5	-160	-200
PCB-20-400	43.144	8.28	-17.4	-22.6	-178	-400
PCB-20-600	53.581	12.00	-15.3	-24.7	-200	-600
PCB-30-400	54.279	4.61	-28.2	-35.2	-244	-400
PCB-30-600	64.716	8.28	-26.1	-34.0	-267	-600

かし、コンクリート床版に対し、より多くのプレストレスを導入することによってコンクリートが最大応力に達するのを早め、また、圧壊を早めることになるため耐荷力は低下していくという傾向が見られる。また、降伏耐力比および終局耐力比はコンクリート床版への導入プレストレスに対し、ほぼ線形関係にあることが分かる。

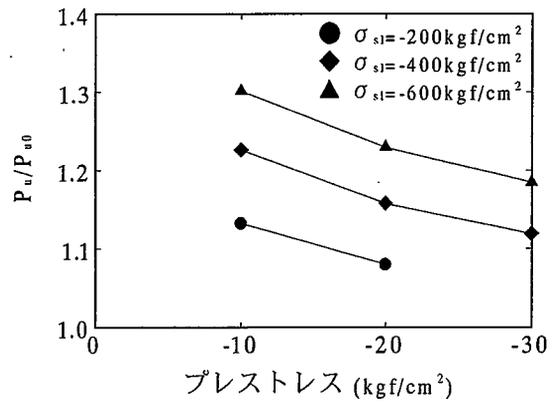
新設橋への外ケーブル適用においては、床版の耐久性を高めるために、床版への最適プレストレ

表—2. 8 耐荷力

解析ケース	Py (tf)	Pu (tf)
NCB	36.616	45.775
PCB-10-200	39.434	51.811
PCB-10-400	41.745	56.136
PCB-10-600	43.963	59.581
PCB-20-200	38.518	49.430
PCB-20-400	40.658	53.010
PCB-20-600	42.803	56.283
PCB-30-400	39.795	51.226
PCB-30-600	41.874	54.234



(a) 降伏耐力比



(b) 終局耐力比

図—2. 33 降伏耐力比および終局耐力比

ス決定し、次に、降伏耐力、あるいは、終局耐力の検討を行う。一方、既設橋での活荷重変更に対する応力改善への適用においては、床版の余寿命を延ばすことと、応力増分をキャンセルすることが要求される。上述したように、B活荷重への変更に伴う応力増加は20~30%であることから、これを満足するだけのプレストレスを鋼桁下フランジに導入することは可能であると言える。

2. 7 結言

コンクリート床版の耐荷力および耐久性向上を目的とした合成桁への外ケーブルの適用性に関して、ケーブルの最適配置、クリープ・乾燥収縮による張力損失、横倒れ座屈強度、スタッドへの影響、耐荷性能について検討を行った。以下に、本章で得られた結果をまとめる。

- (1) コンクリート床版にプレストレスを導入するための外ケーブルの最適配置を3つのケーブル配置（直線配置、キングポスト配置、クイーンポスト配置）について検討した結果、最小導入張力で所定のプレストレスを得るためには直線配置が最も効率のよいことが分かった。
- (2) コンクリート床版のクリープ・乾燥収縮による張力損失を Szilard が提案している簡易計算式により算定した結果、クリープによる損失率は3~4%程度、乾燥収縮による損失率は1~2%程度であった。本章で用いた断面諸元ではクリープ・乾燥収縮による張力損失は小さかった。
- (3) プレストレス導入時における主桁の横倒れ座屈強度をポストテンション方式に対しては Bradford の提案式により、また、プレテンション方式に対しては福本の提案式により算定した結果、ポストテンション方式では鋼桁上フランジの変位およびねじりがコンクリート床版により拘束されるために横倒れ座屈強度は大きくなり、横倒れ座屈の生じる可能性は低いと言える。プレテンション方式ではコンクリート床版の拘束がないために横ねじれ座屈の生じる可能性が高いと言え、座屈照査を行う必要があると考えられる。
- (4) プレストレス導入時のスタッドに生じる水平せん断力の分布長を算定するために、桁特性、ケーブル偏心量、ずれ止め剛度をパラメータに挙げ、分布特性を検討した結果、外ケーブル偏心量が40cm以上であれば、道路橋示方書に規定されている水平せん断力分布長を適用することによって安全側に評価できると言え、これによってスタッドに生じる水平せん断力は完全合成桁理論によるコンクリート床版の分担断面力により求められる。
- (5) 外ケーブル合成桁の耐荷力を検討するために、変形増分法により弾塑性解析を行った結果、鋼桁下フランジに対し、より多くのプレストレスを導入することによって降伏耐力および終局耐力を向上させることができるが、コンクリート床版への導入プレストレスが大きくなるに従って、耐荷力の増加率は低下していく。解析ではコンクリート床版の耐荷力および耐久性向上を目的とした外ケーブル配置について検討を行ったため、主桁の耐荷力を大きく改善できるほどの効果は期待できない。

【参考文献】

- 2.1) (社)日本橋梁建設協会：A活荷重・B活荷重による鋼橋の解析 講習会用テキスト No.8, pp.1-16, 1995.
- 2.2) H. Nakai, A. Kurita, Y. Seno, and K. Tomita : Creep and Shrinkage Behaviors of Steel-Concrete Composite Girders with External Prestressing Cables, Proceedings of ICCS-4(ASCCS), pp.470-473,

- 1994.
- 2.3) 富田耕司・栗田章光：CSAS システムを用いた外ケーブルを有する合成構造橋梁のクリープ解析法，土木学会第 49 回年次学術講演会，CS-89，pp182-183，1994.
 - 2.4) 牛島祥貴・栗田章光・瀬野靖久・中井 博：外ケーブルを有する合成桁のクリープ・乾燥収縮，土木学会第 49 回年次学術講演会，CS-90，pp.184-185，1994.
 - 2.5) F. Dischinger：Composite Steel Bridges Prestressed by High Strength Cables, Der Bauingenieur, No.11, pp.321-322; No.12, pp.364-376, 1949.
 - 2.6) R. Szilard：Design of Prestressed Composite Steel Structures, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 85, No.ST9, pp.97-123, 1959.
 - 2.7) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，II 鋼橋編，1996.
 - 2.8) 小坂 崇・栗田章光・平野淳治・大山 理・中条潤一：外ケーブル方式多径間連続合成桁のクリープおよび乾燥収縮挙動に関する研究，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1587-1596，1998.
 - 2.9) 福本嘯士：プレストレス部材の横倒れ座屈強度，土木学会論文集，第 131 号，pp.1-6，1966.
 - 2.10) ASCE：ASCE-AASHTO Development and use of prestressed steel flexural members, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.94, No.ST9, pp.2033-2060, 1968.
 - 2.11) M. A. Bradford：Buckling of Prestressed Steel Girders, Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Vol.28(3), pp.98-101, 1991.
 - 2.12) M. A. Bradford：Elastic stability of composite tee-beams strengthened by prestress, Proc. Instn. Civil Engrs., London, UK, Part2, Vol.91, pp.875-885, 1991.
 - 2.13) M. A. Bradford：Buckling of Post-tensioned composite beams, Structural Engineering and Mechanics, Vol.2, No.1, pp.113-123, 1994.
 - 2.14) 福本嘯士：新体系土木工学 9 構造物の座屈・安定解析，技報堂，pp.156-159，1982.
 - 2.15) 中島章典・溝江慶久：不完全合成桁の不完全度の簡易推定法，土木学会論文集，No.357/I-35, pp.89-96，1996.
 - 2.16) R. S. Reagan and N. W. Krahl：Behavior of Prestressed Composite Beams, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.93, No.ST6, pp.87-108, 1967.
 - 2.17) H. Saadatmanesh, P. Albrecht, and B. M. Ayyub：Analytical Study of Prestressed Composite Beams, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.115, No.ST9, pp.2364-2381, 1989.
 - 2.18) 宮本文穂・平田勝己・柳下文夫・森 拓也：プレストレスト合成桁の弾塑性挙動解析と橋梁補強工法への適用，構造工学論文集，Vol.40A，pp.1101-1114，1994.
 - 2.19) 宮本文穂・平田勝己・鄭 勝仁：種々の外ケーブル材料を用いたプレストレスト合成桁の力学挙動と性能評価，鋼構造論文集，第 1 巻，第 3 号，pp.157-169，1994.
 - 2.20) 東山浩士・太田博士・松井繁之：床版の耐久性を考慮したプレストレスト合成桁の耐荷力について，土木学会第 52 回年次学術講演会，I-A122，pp.244-245，1997.
 - 2.21) E. Hognestand：A Study on Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members, Bulletin No.399, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, I11, 1951.
 - 2.22) H. Saadatmanesh, P. Albrecht, and B. M. Ayyub：Experimental Study of Prestressed Composite Beams, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.115, No.ST9, pp.2348-2363, 1989.

第3章 外ケーブル合成桁橋コンクリート床版の静的特性

3.1 概説

本章では橋軸方向プレストレスを導入した合成桁橋コンクリート床版の静的特性について検討する。新設合成桁橋の架設、あるいは、既設合成桁橋の床版取り替えでは施工の合理化によりプレキャストコンクリート床版が使用されることが増えてきており^{3.1),3.2)}、プレキャストコンクリート床版相互の連続性を確保するための継ぎ手構造に関する研究も盛んに行われている^{3.3),3.4)}。この点に関しても検討する必要がある、本章で述べる実験ではすでに施工実績のあるループ継ぎ手^{3.4)}を想定した試験体を製作し、プレキャストコンクリート床版と継ぎ手部の挙動を比較し、プレストレス導入の効果について考察する。

外ケーブルによる橋軸方向プレストレスは鋼桁端部からスタッドを介してコンクリート床版にプレストレスが伝達されるため、桁端部のコンクリート床版では一様なプレストレスを導入することができない。そこで、コンクリート床版内でのプレストレス分布特性をポストテンション方式、プレテンション方式について実験および解析から調査し、続いて、静的荷重、繰返し荷重、押抜きせん断耐荷力に対するプレストレスの効果を実験により確認することにした。

さらに、疲労耐久性評価に必要なプレストレスした床版の静的強度として、押抜きせん断耐荷力算定式の提案を行うことにする。

3.2 静的実験^{3.5)}

3.2.1 試験体

本実験では、図—3.1に示す支間長4.7m、主桁間隔1m、床版厚6cmの単純支持した2本主桁合成桁橋を製作した。コンクリート床版には図—3.2に示すプレキャストRC床版を用いた。引張側鉄筋比は主鉄筋が1.17%、配力鉄筋が0.88%である。床版相互間には120mmの継ぎ手を設けており、実橋でのループ継ぎ手を想定しているが、床版厚が6cmと薄いため、配力鉄筋を重ね継ぎ手としている。鉄筋の重ね長はD6鉄筋を用いていることから、コンクリート標準示方書・設計編^{3.6)}を参考にして10cmとしている。継ぎ手部には乾燥収縮保証程度の膨張材 30kg/m^3 を添加した膨張コンクリートを打設している。鋼桁と床版とは床版のみを取り替えられるようにM16ボルトで緊結し、さらに、ボルト孔にはグラウト注入を行って完全合成を期待している。

外ケーブル緊張手順は鋼桁と床版を合成した後に外ケーブルを緊張してプレストレスを導入するポストテンション方式、鋼桁と床版を合成する前にあらかじめ外ケーブルによりプレストレスを導入しておき、合成後に外ケーブル緊張力を解放してプレストレスを導入するプレテンション方式の2通りを採用している。外ケーブル配置は直線配置とし、ポストテンション方式では鋼

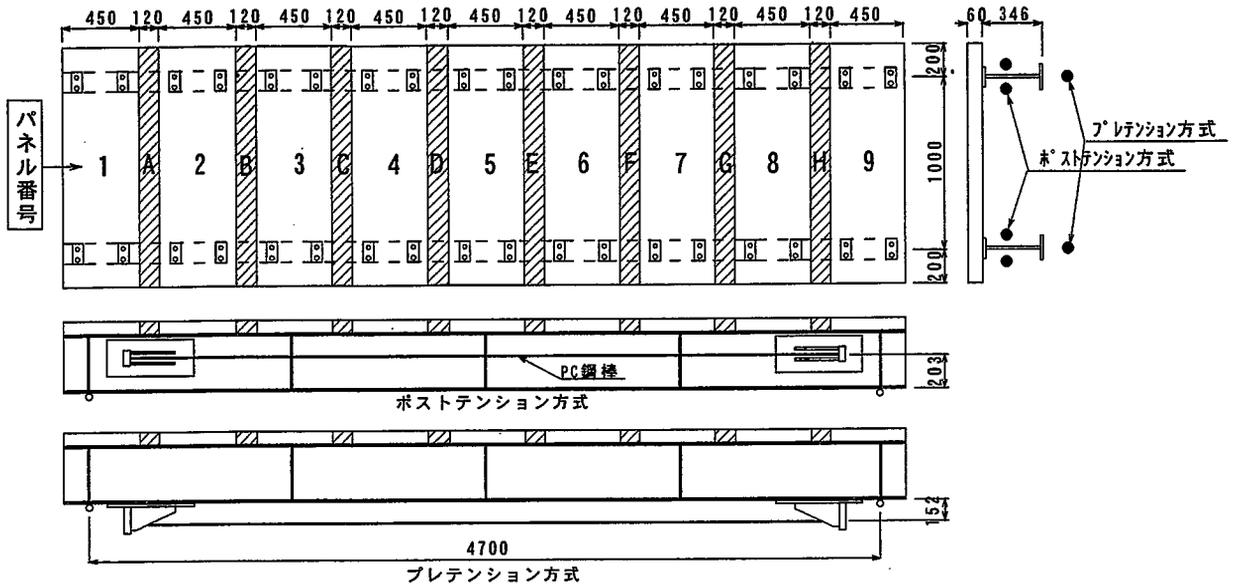


図-3. 1 2本主桁合成桁橋モデル

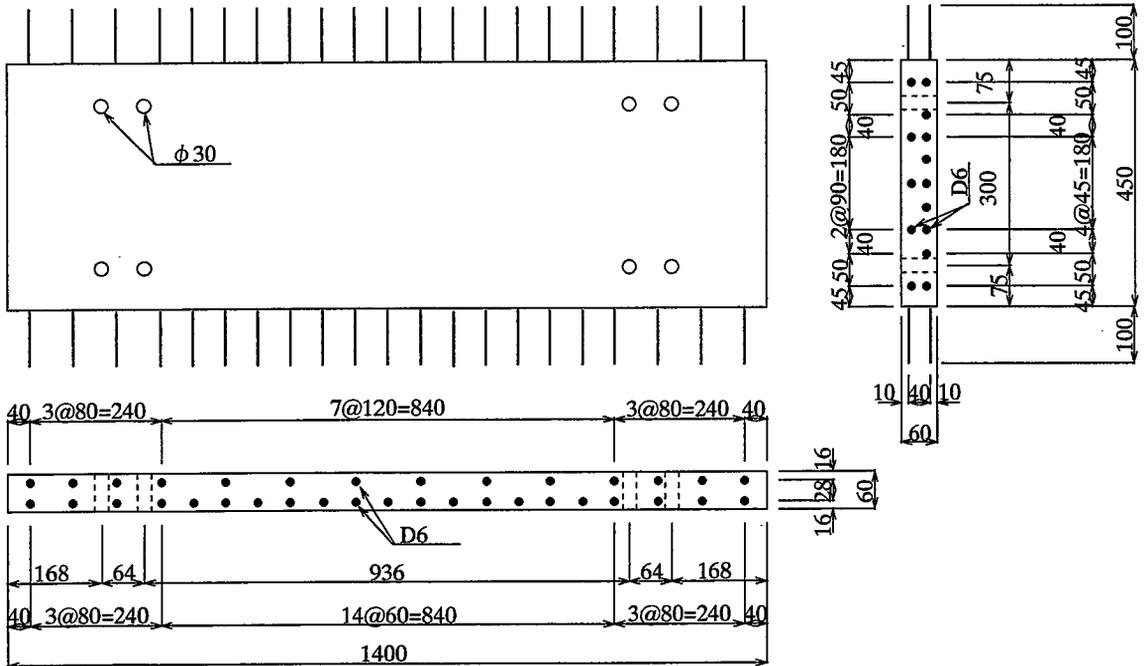


図-3. 2 プレキャストRC床版

表-3. 1 試験体の種類

試験体	導入方式	導入プレストレス (kgf/cm ²)	膨張材量 (kg/m ³)
No. 1	ポストテンション	10	30
No. 2	ポストテンション	15	30
No. 3	プレテンション	10	30

表-3.2 コンクリート系材料特性

試験体		圧縮強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	ホ [○] アソ [○] 比
No. 1	プレキャスト版	385	2.70*10 ⁵	0.154
	継ぎ手部	349	2.88*10 ⁵	0.186
No. 2	プレキャスト版	388	3.42*10 ⁵	0.191
	継ぎ手部	321	2.72*10 ⁵	0.184
No. 3	プレキャスト版	452	3.27*10 ⁵	0.190
	継ぎ手部	302	3.21*10 ⁵	0.195

表-3.3 鋼材系材料特性

鋼材	降伏点 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	伸び (%)
SS400	3255	4602	2.1×10 ⁶	30A
鉄筋 D6	4357	5547	2.0×10 ⁶	18A
PC鋼棒				
φ13	14200	15100	2.04×10 ⁶	9
φ17	10700	11500	2.04×10 ⁶	13

桁下フランジ下縁から 203mm 上側のウェブ両側に、プレテンション方式では鋼桁下フランジ下縁から 152mm 下側に配置している。試験体の種類は表-3.1 にまとめてあるように、プレキャスト床版への導入プレストレスをポストテンション方式では 10, 15kgf/cm²、プレテンション方式では 10kgf/cm²とした。

プレキャスト床版および継ぎ手部のコンクリート材料特性を表-3.2 にまとめている。また、鋼桁、鉄筋、PC鋼材の材料特性を表-3.3 にまとめている。

3.3.2 実験方法

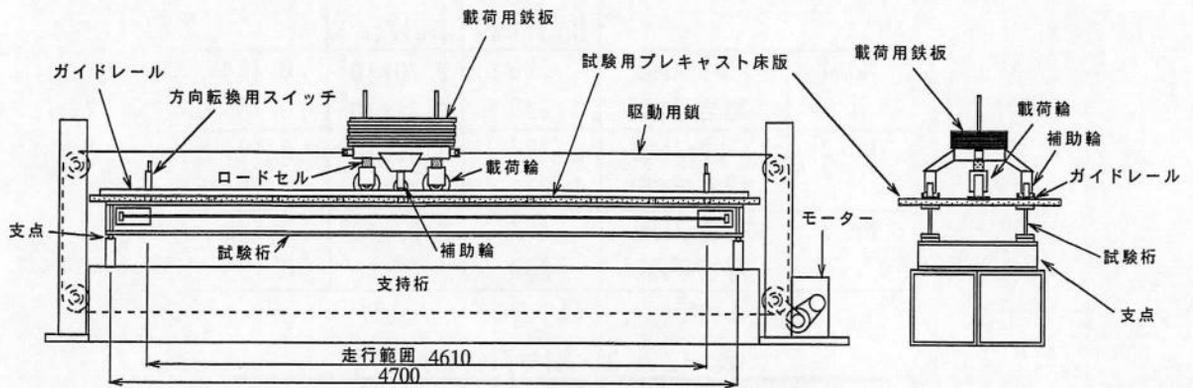
各試験体の実験方法は以下に述べる手順でプレストレスした状態、プレストレスしない状態について行っている。ただし、繰返し載荷では、試験体 No.1 ではプレストレスした状態、試験体 No.2 ではプレストレスしない状態、試験体 No.3 ではプレストレスした状態で行っている。

(1) 弾性載荷実験

弾性載荷では、道路橋示方書^{3.7)}に規定されている載荷面積 500×200mm と相似形の 100×40mm の載荷板を用いて、プレキャスト床版中央と継ぎ手部直上に本試験体の設計荷重である 1tf を載荷した。プレストレスしない状態ではひび割れが発生すると予測される荷重である。載荷状況を写真-3.1 に示す。

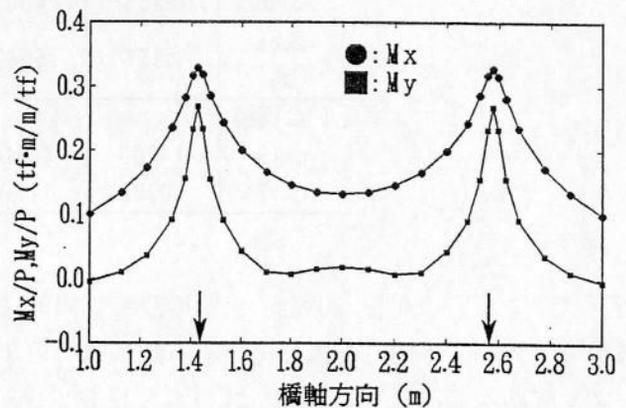
(2) 繰返し載荷実験

繰返し載荷では、図-3.3 に示すような総重量 2tf のタンデム車を床版支間中央に 500~1000 回往復走行させ、プレキャスト床版および継ぎ手部のたわみ変動、ひび割れ発生・進展状況



図一3.3 繰返し載荷装置概要図

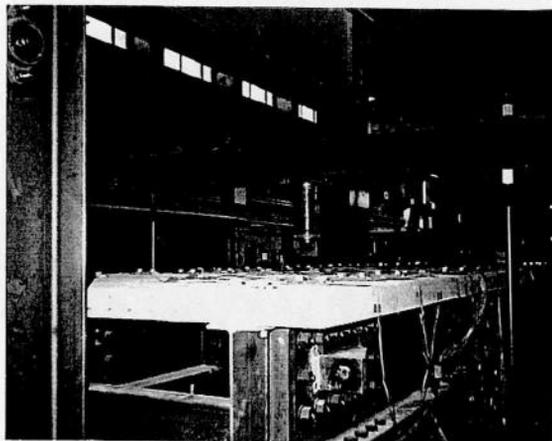
を調査した。このタンデム車を載荷した場合、1輪当たり1tfの荷重が作用するように、図一3.4に示すFEM解析結果から、配力鉄筋方向の曲げモーメント M_x にタンデム軸が相互作用しないように車輪間隔を1.15mとした。載荷状況を写真一3.2に示す。



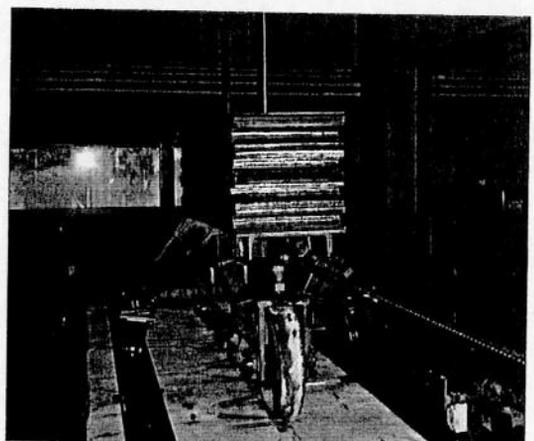
図一3.4 曲げモーメント分布

(3) 押抜きせん断実験

プレキャスト床版および継ぎ手部直上に弾性載荷時と同様の載荷板により載荷し、押抜きせん断耐荷力に与えるプレストレスの効果を調査することにした。



写真一3.1 弾性載荷実験載荷状況



写真一3.2 繰返し載荷実験載荷状況

3. 3 実験結果と考察

3. 3. 1 プレストレス分布

ケーブル力導入直後の床版支間中央におけるプレキャスト床版上下面での橋軸方向プレストレス分布を梁理論値および FEM 解析結果とともに図—3. 5 に、また、主桁支間中央の主桁断面でのプレストレス導入時の橋軸方向ひずみ分布を梁理論値とともに図—3. 6 に示す。

プレキャスト床版上下面での橋軸方向プレストレス分布には実験値にバラツキはあるが、桁端から約 1m、すなわち、主桁間隔ほど離れた位置からは一様に分布し、梁理論値とほぼ一致している。ポストテンション方式、プレテンション方式ともに桁端部のプレキャスト床版にもわずかなではあるが圧縮応力が導入されていることが分かる。これはポストテンション方式では外ケーブル定着ブラケットがその後方の鋼桁ウェブを引き込むことによるものであり、プレテンション方式ではプレストレッシングにより桁全体にそりが与えられ、解放による桁の復元によりプレストレスが導入されるためである。ポストテンション方式については FEM 解析結果も示してあるが、桁端部のプレストレス分布については FEM 解析結果と実験値とが良好な関係にあることが分かる。特に、プレストレスが大きい方が理論値との一致度が上がっている。大きい場合の方がプレストレス分布の一様性が向上するためと思われる。

実験結果から鋼桁とプレキャスト床版とのずれは発生していなかったと言え、主桁支間中央の主桁断面でのひずみ分布は梁理論値とよく一致しており、計算通りのプレストレスが導入されていることが分かる。

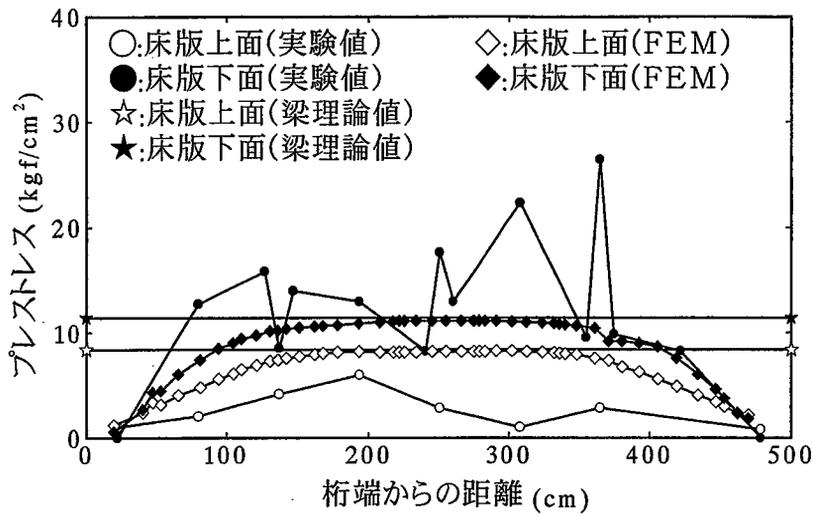
3. 3. 2 弾性載荷

プレキャスト床版中央と継ぎ手部直上に本試験体の設計荷重である 1tf を載荷したときの床版橋軸方向たわみ分布を図—3. 7 に示す。また、解析結果は床版を等方性版とした FEM 解析結果である。ただし、外ケーブルにより導入されたプレストレスおよび載荷によるケーブル力の増加は考慮していない。図中の状態は N : Non-prestress, P : Prestress を意味し、載荷点は図—3. 1 に示したパネル番号に一致する。

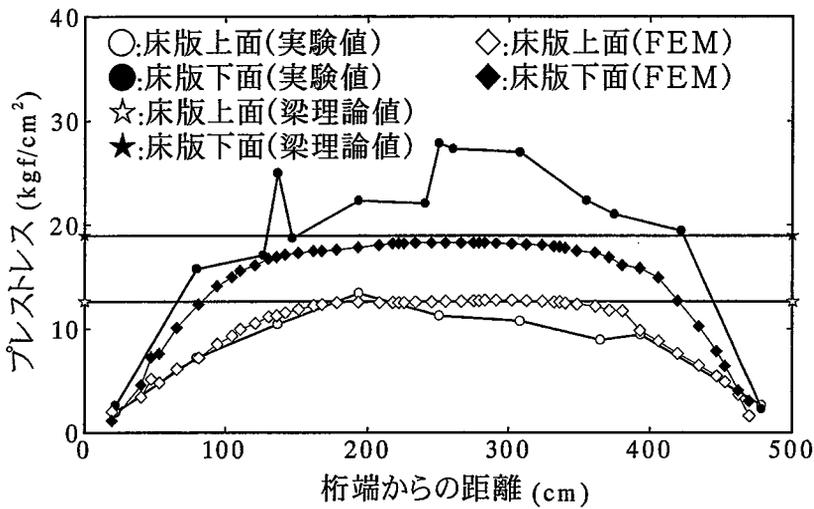
プレストレスを導入していない状態では、載荷点直下を除いて実験値は解析値とよく一致していることから、載荷点下のプレキャスト床版の橋軸方向ひび割れ、あるいは、継ぎ手部の橋軸直角方向ひび割れが発生していたためと言える。プレストレスを導入した状態では、載荷点直下も解析値と一致しており、継ぎ手部直下についても解析値と一致していることから、ひび割れ、ならびに、床版と継ぎ手部境界の開きも発生していないと言える。ひび割れに伴う床版の剛性変化を見るために、プレストレスしない状態に対するプレストレスした状態でのたわみ比で表した結果を表—3. 6 に示している。プレストレス 10kgf/cm²で 10%程度、15kgf/cm²で 20%程度のたわみ低減が見られ、プレストレスの増加によるひび割れの抑制効果が確認できる。

3. 3. 3 繰返し載荷

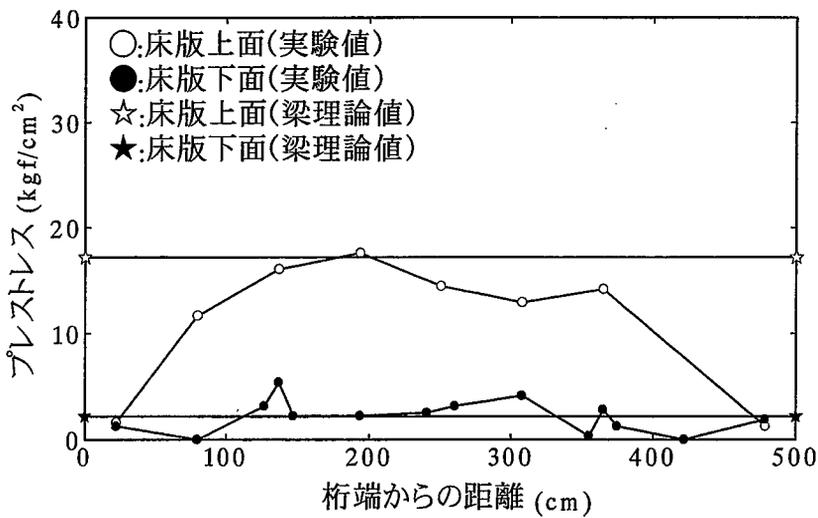
総重量 2tf のタンデム車を床版支間中央に 500~1000 回往復走行させた。それぞれの試験体での状態と走行回数は次のようである。試験体 No.1 はプレストレスした状態で 500 回往復、試験



(a) 試験体 No. 1

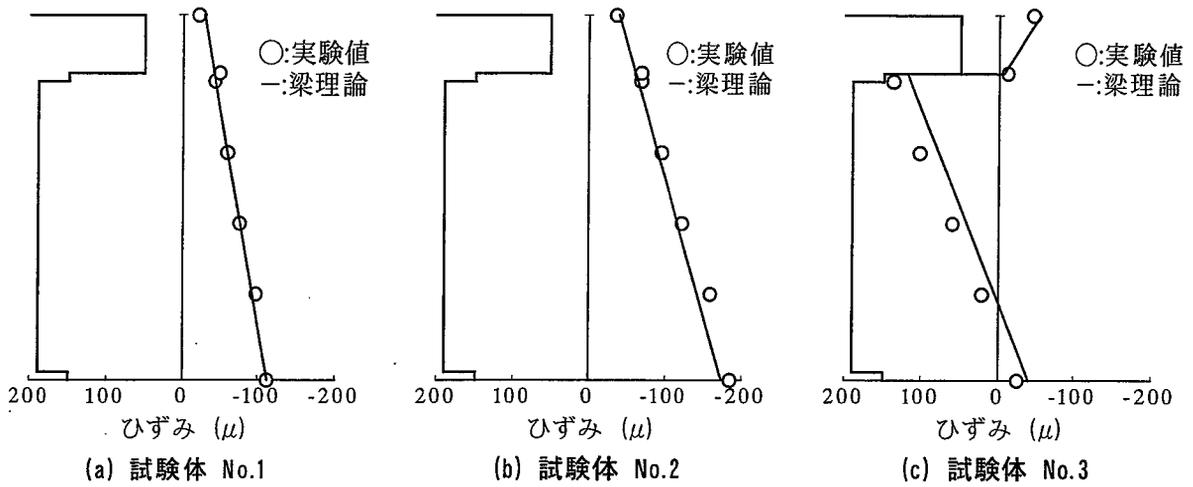


(b) 試験体 No. 2

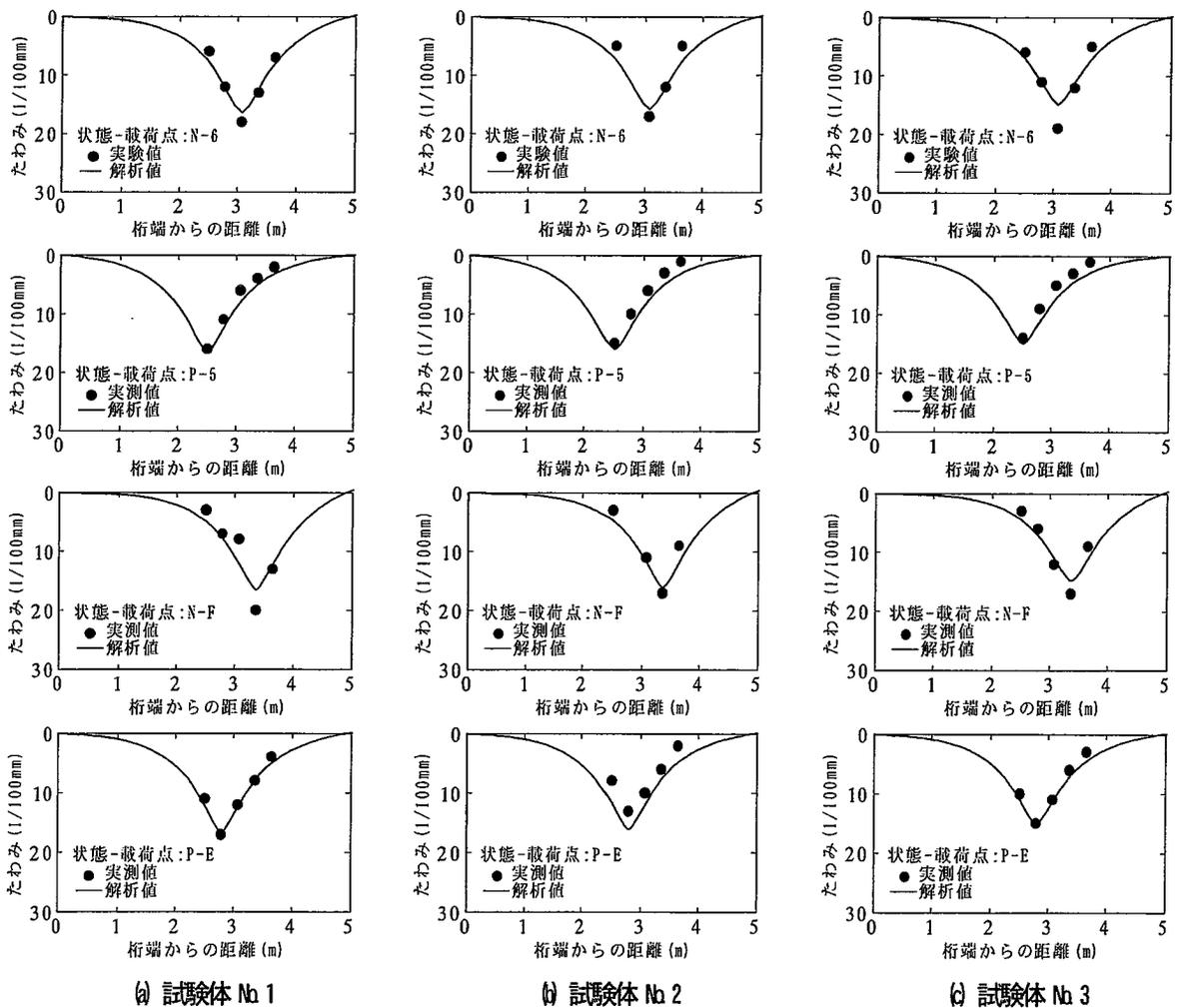


(c) 試験体 No. 3

図-3. 5 床版上下面の橋軸方向プレストレス分布



図—3. 6 主桁断面の橋軸方向ひずみ分布



図—3. 7 橋軸方向たわみ分布

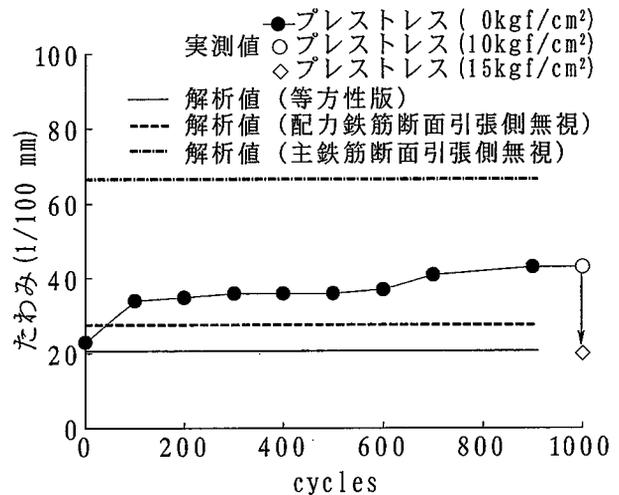
体 No.2 はプレストレスしない状態で 1000 回往復，試験体 No.3 もプレストレスした状態で 1000 回往復走行させた。試験体 No.2 の主桁支間中央でのプレキャスト床版のたわみ変動を図—3. 8 に示す。3 体とも 100 回往復で床版支間中央に発生した橋軸方向ひび割れと継ぎ手部に発生した橋軸直角方向ひび割れによりたわみが増加して以降，繰返し回数が増加してもたわみの変動は小さかった。試験体 No.2 において，1000 回往復走行後に外ケーブルを緊張し， 10kgf/cm^2 ， 15kgf/cm^2 とプレストレスを導入していったときのたわみの変化は， 10kgf/cm^2 ではほとんど変化はないが， 15kgf/cm^2 のときには等方性版としての解析値にまでたわみが低減されているのが分かる。 10kgf/cm^2 以上のプレストレス導入により床版挙動にもたらす効果の大きいことが予測される。また，プレキャスト床版の橋軸方向ひび割れ深さも小さかったことによるものと考えられる。

試験体のプレキャスト床版について，図—3. 9 に示すような軸力と

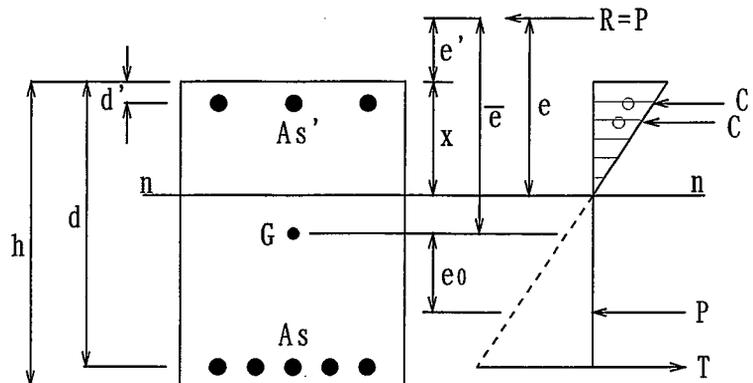
表—3. 6 たわみ比

試験体	記号	σp^* (kgf/cm^2)	w (mm)	たわみ比 w_p/w_n
No. 1	N-6	0	0.18	0.89
	P-5	10.3	0.16	
	N-F	0	0.20	0.85
	P-E	10.3	0.17	
No. 2	N-6	0	0.17	0.77
	P-5	14.8	0.13	
	N-F	0	0.17	0.77
	P-E	14.8	0.13	
No. 3	N-6	0	0.19	0.74
	P-5	10.1	0.14	
	N-F	0	0.17	0.88
	P-E	10.1	0.15	

* 平均プレストレス量



図—3. 8 たわみ変動 (試験体 No. 2)



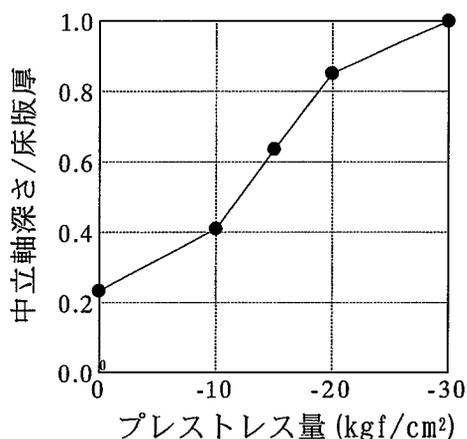
図—3. 9 軸力と曲げを受ける矩形断面部材

曲げを受ける矩形断面部材として、中立軸を弾性理論による次式により求めると図—3. 10 のような結果を得ることができる。

$$x^3 + 3e'x^2 + \frac{6n}{b} \{A_s(d+e') + A_s'(d'+e')\}x - \frac{6n}{b} \{A_s d(d+e') + A_s' d'(d'+e')\} = 0 \quad (3. 1)$$

$$\bar{e} = \frac{M - Pe_0}{P} \quad (3. 2)$$

プレストレスが 10kgf/cm² を越えると中立軸深さが大きく変化し、15kgf/cm² で中立軸はプレキャスト床版の有効高さにまで達する。そして、20kgf/cm² からその変化は緩やかになり、30kgf/cm² ではプレキャスト床版が全断面有効となる。この結果には桁作用による橋軸方向圧縮応力は考慮していないため、桁作用を含めば、さらに中立軸深さは大きくなる。



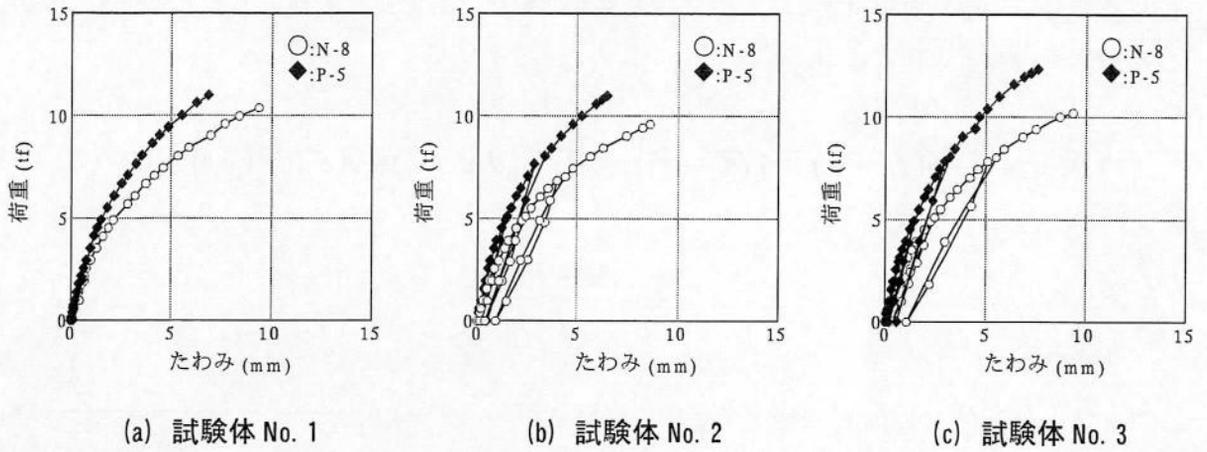
図—3. 10 中立軸の変化

3. 3. 4 押抜きせん断耐荷力

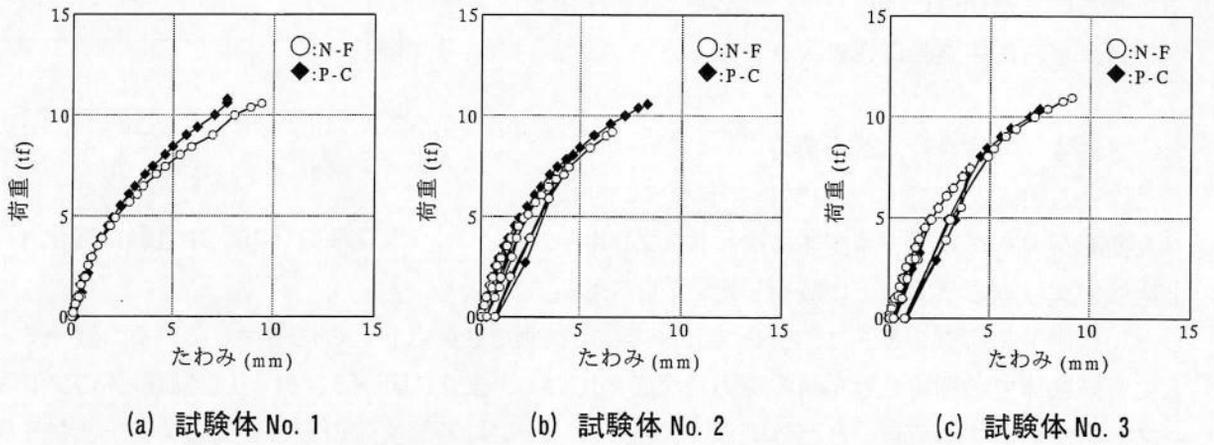
外ケーブルによる橋軸方向プレストレスの押抜きせん断耐荷力への効果を確認するために、プレキャスト床版中央と継ぎ手部直上に載荷した。プレストレスしない状態で載荷点 8 と F に、プレストレスした状態で載荷点 5 と C に載荷している。表—3. 8 に各試験体での押抜きせん断耐荷力をまとめている。また、図—3. 11 には各試験体のプレキャスト床版に関する荷重—たわみ関係を、図—3. 12 には各試験体の継ぎ手部の荷重—たわみ関係を示している。プレキャスト床版および継ぎ手部下面の破壊状況を写真—3. 3 および写真—3. 4 に示す。

表—3. 8 押抜きせん断耐荷力

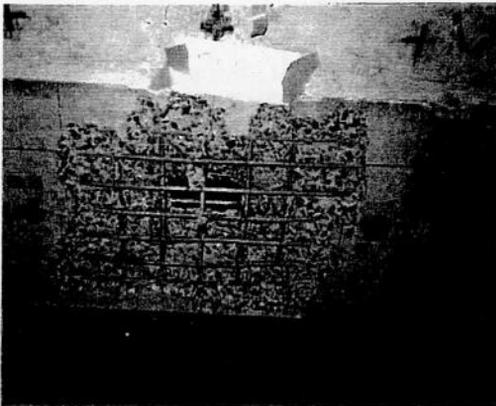
試験体	載荷位置	実験値 (tf) P _s	P-5/N-8 or P-C/N-F
No. 1	N-8	10.943	1.03
	P-5	11.275	
	N-F	11.204	1.00
	P-C	11.179	
No. 2	N-8	9.935	1.14
	P-5	11.324	0.97
	N-F	11.171	
	P-C	10.821	
No. 3	N-8	10.402	1.21
	P-5	12.612	0.97
	N-F	11.688	
	P-C	11.389	



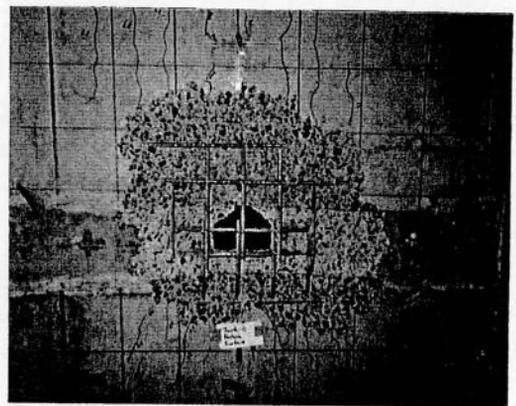
図—3. 11 プレキャスト床版の荷重—たわみ関係



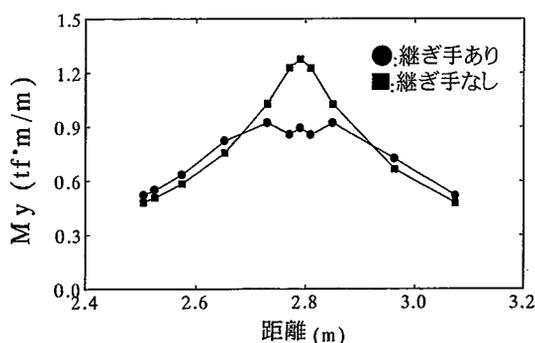
図—3. 12 継ぎ手部の荷重—たわみ関係



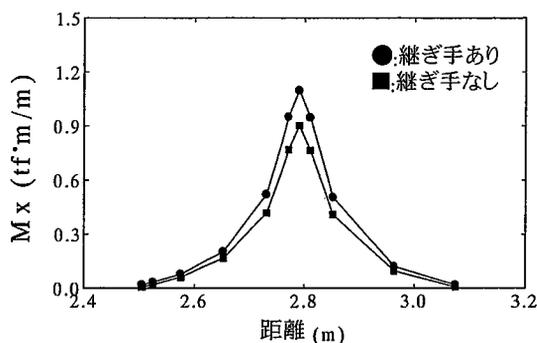
写真—3. 3 プレキャスト床版破壊状況



写真—3. 4 継ぎ手部破壊状況



(a) 主鉄筋モーメント



(b) 配力鉄筋モーメント

図—3. 13 曲げモーメントの橋軸方向分布 (4tf 載荷時)

プレキャスト床版では橋軸方向プレストレスを導入することにより、ひび割れ発生荷重が増加し、プレストレスしない状態に比べ、剛性が向上していることが分かる。また、耐荷力については、 10kgf/cm^2 を導入した試験体 No.1 で 1.03 倍、 15kgf/cm^2 を導入した試験体 No.2 で 1.14 倍、 10kgf/cm^2 を導入した試験体 No.3 で 1.21 倍の向上が見られる。これらの計算値との比較については次節で提案する算定式を用いて検討する。しかし、継ぎ手部では橋軸方向プレストレスを導入した状態でもプレストレスしない状態と同じ挙動を呈し、耐荷力の向上も見られなかった。この原因について、継ぎ手部を有する床版の曲げモーメント分布に関係があると考え、FEM 解析を行ったところ、図—3. 13 のような曲げモーメント分布を得た。継ぎ手部では主鉄筋断面に比べ、配力鉄筋断面では鉄筋量が 2 倍となっているため、曲げ剛性が大きく、荷重分担は主に配力鉄筋断面とプレキャスト床版の主鉄筋断面で分担され、継ぎ手部とプレキャスト床版の境界が開くことにより、プレストレスの効果が低減されたものと考えられる。継ぎ手部の破壊機構は荷重分担が複雑であるため未だ明らかにするに至っていない。

3. 4 押抜きせん断耐荷力算定式

3. 4. 1 算定式の提案

上述したように、外ケーブルにより橋軸方向プレストレスを導入することによって床版の押抜きせん断耐荷力の向上が確認された。また、コンクリート床版の疲労耐久性を評価するためには静的強度としての押抜きせん断耐荷力を精度良く算定する必要がある。

プレストレスしたコンクリート床版の押抜きせん断耐荷力に関する既往の研究を調査したところ、海外では、Hawkins 式^{3.8)}、Moe 式^{3.9)}、Elstner-Hognestad 式^{3.10)}、Whitney 式^{3.11)}、Scordelis-Lin-May 式^{3.12)}、国内では、石橋らの式^{3.13)}、浜田らの式^{3.14)}がある。RC 床版に関する算定式と比べてみると少ないと言える。

Hawkins 式は 2 方向のプレストレスを平均して耐荷力を算定するものである。また、Moe 式は RC 床版について提案されたものであり、曲げ破壊耐力にプレストレスの効果を考慮することによってプレストレスした床版の耐荷力を算定するものである。Scordelis らは Elstner-Hognestad 式

と Whitney 式をもとに実験式を誘導し、Hawkins 式と同様に 2 方向のプレストレスを平均して耐荷力を算定するものである。石橋らはコンクリート標準示方書^{3.15)}のデコンプレッションモーメントを RC 床版の押抜きせん断耐荷力に適用するように提案している。また、浜田らは松井^{3.16)}が提案している鉄筋コンクリートの押抜きせん断耐荷力算定式をもとに中立軸位置をプレストレス量によって変化させ、せん断破壊角度はプレストレス量に関係なく一定とした算定式を提案しているが、中立軸を算定するのが煩雑となる。プレストレスした床版の押抜きせん断破壊は RC 床版のそれより耐荷力に影響を及ぼすパラメータが多く、複雑なものであり、良好な精度を得る算定式を提案するのは困難であると言える。これら上記の算定式では、プレストレスコンクリート桁のせん断破壊時に観察されるせん断ひび割れの角度変化、PC 鋼材のダウエル効果について考慮されている算定式は見当たらない。

そこで、図—3.14 に示す RC 床版の押抜きせん断耐荷力を精度良く算定できる松井の押抜きせん断破壊モデル^{3.16)}をもとに、プレストレスの導入により耐荷力に影響を及ぼすパラメータについて検討し、プレストレス導入によるせん断ひび割れの角度、コンクリート自体のせん断強度の増大、PC 鋼材のダウエル効果などを考慮した 2 方向にプレストレスしたコンクリート床版の押抜きせん断耐荷力算定式を提案することにした^{3.17),3.18)}。

(1) 押抜きせん断破壊面の角度変化

プレストレスを導入することによってせん断破壊面の角度が変化することは実験^{3.19)}および理論からも明らかである。このような角度変化を理論的に誘導し、押抜きせん断耐荷力算定式に導入することを考える。まず、押抜きせん断破壊面の角度は初期せん断ひび割れの角度に等しいとし、コンクリート全断面有効時の床版図心において、有効プレレストとせん断ひび割れ発生応力度とによる主引張応力度の作用方向により評価できるものと仮定する。せん断ひび割れ発生応力度は次式に示す主引張応力度にコンクリートの引張強度を代入することによって求め得る。

$$\sigma_1 = -\frac{\sigma_{pe}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{pe}}{2}\right)^2 + \tau_{cr}^2} \quad (3.3)$$

ここで、床版図心位置における最大せん断応力度は次式で表される。

$$\tau_{cr} = 15 \frac{S_{cr}}{bh} \quad (3.4)$$

ここに、

S_{cr} : せん断ひび割れ発生耐力

b : 単位幅

h : 床版厚

式 (3.4) を式 (3.3) に代入し、主引張応力度をコンクリートの引張強度に置き換え、

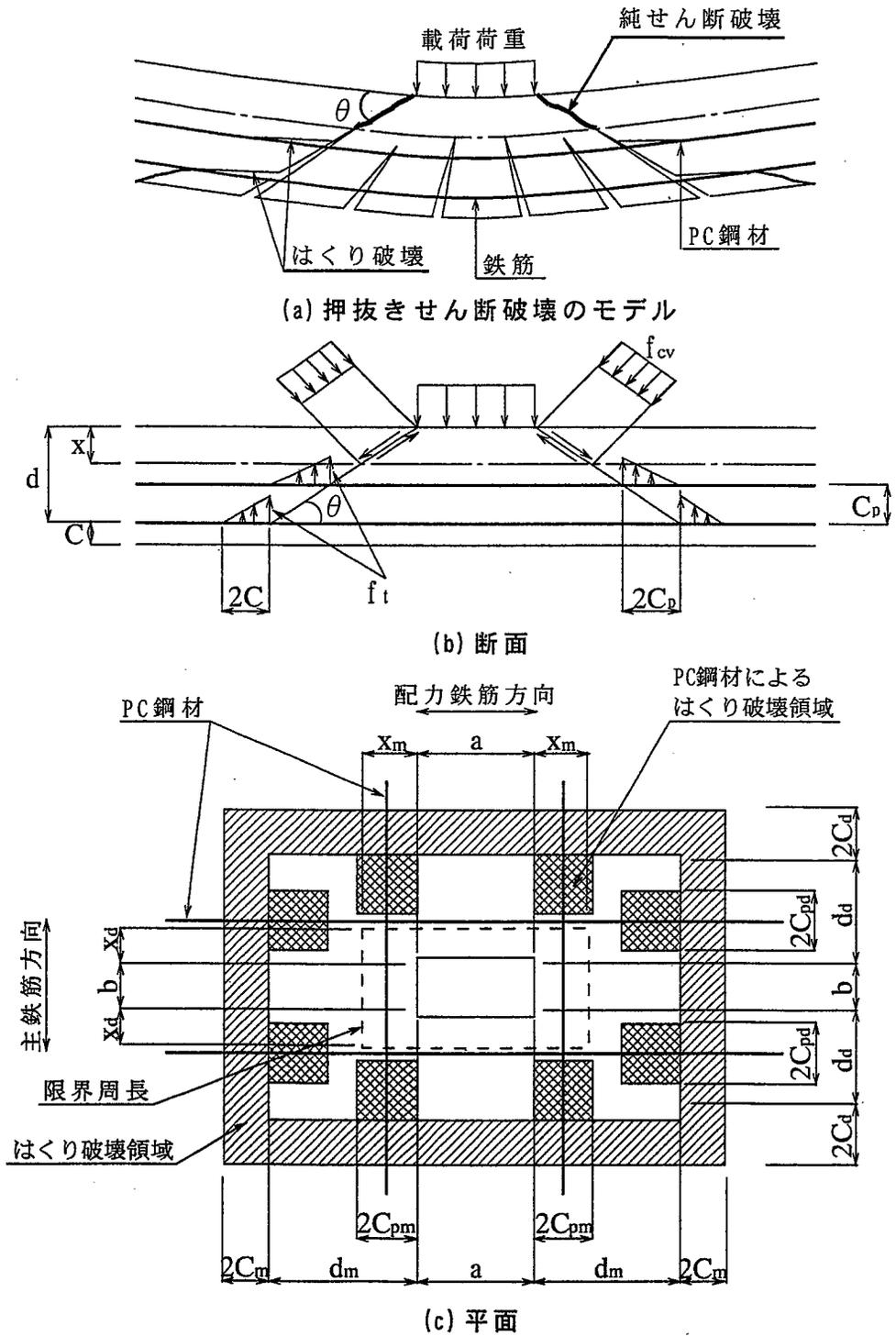


図-3.14 押抜きせん断破壊モデル

S_{cr} について整理すると、せん断ひび割れ発生耐力^{3.20)}は次式のように表される。

$$S_{cr} = 0.67bh\sqrt{f_t^2 + f_t\sigma_{pe}} \quad (3.5)$$

ここに、

f_t : コンクリートの引張強度 (kgf/cm²)
 σ_{pe} : 有効プレストレス (kgf/cm²)

さらに、式 (3.5) を式 (3.4) に代入すると、せん断ひび割れ発生応力度は次式のように表される。

$$\tau_{cr} = 1.005\sqrt{f_t^2 + f_t\sigma_{pe}} \quad (3.6)$$

これらから、押抜きせん断破壊面の角度として次式を得ることができる。

$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2\tau_{cr}}{\sigma_{pe}} \right) \quad (3.7)$$

コンクリートの引張強度は圧縮強度から次式により算出することができる^{3.21)}。

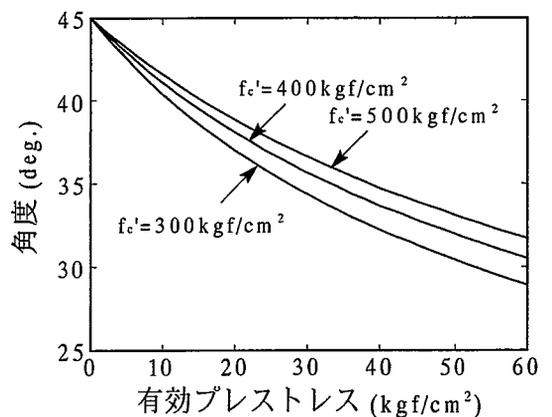
$$f_t = 0.583f_c^{2/3} \quad (3.8)$$

ここに、

f_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

コンクリートの圧縮強度が 300, 400, 500kgf/cm² について、プレストレス量と角度の関係を計算すると図—3.15 のようになる。有効プレストレスが増すにつれて破壊面の角度が 45° から低下していくことが分かる。また、圧縮強度が大きくなると引張強度も大きくなるため、せん断ひび割れ耐力が向上し、角度変化が鈍化する。

せん断破壊面の角度変化を考慮するパラメータとして次式を提案する。



図—3.15 プレストレス量と角度の関係

$$\alpha_m = 1/\tan\theta_m, \quad \alpha_d = 1/\tan\theta_d \quad (3.9)$$

ここに、

θ_m θ_d : 主鉄筋方向, 配力鉄筋方向のせん断破壊面の角度

(2) コンクリートのせん断強度

プレストレスを導入することによって圧縮側コンクリート部では側方拘束を受けた状態となり、純せん断破壊に対して、コンクリート自身のせん断強度が見掛け上変化することが予想される。そこで、側方拘束を受けるコンクリートのせん断強度について調査した。佐伯ら^{3.22)}は圧縮とねじりを受けるコンクリートのせん断強度について実験を行っており、図-3.16に示すような相関強度曲線を得ている。この図は既往の研究の実験データから破壊包絡線を求めたものである。圧縮応力の同時作用によりせん断強度が大きくなるが、 $\sigma_x/f_c=0.6$ 程度でせん断強度がピークとなり、それ以上になるとせん断強度は低下していく。実際の導入プレストレスとしては、このように大きな量を導入することはないと言える。コンクリート圧縮強度の約10%程度である。

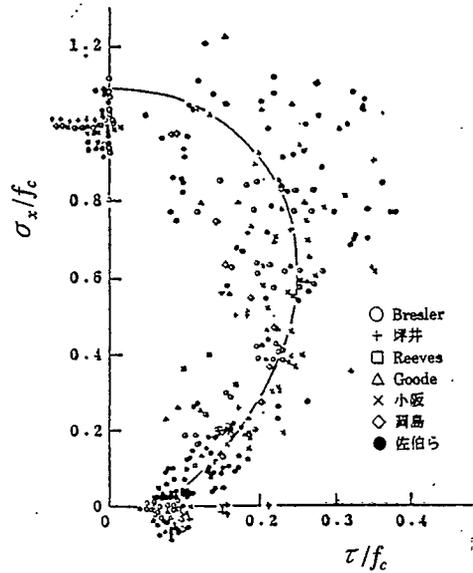


図-3.16 圧縮—せん断相関強度曲線

一方、本論文では、プレストレス導入によるコンクリートのせん断ひび割れ発生応力度の向上が最大せん断強度の見掛けの向上として取り扱うことにし、押抜きせん断耐荷力算定において考慮することにした。その向上率は式(3.6)を用いて、次式のように表される。

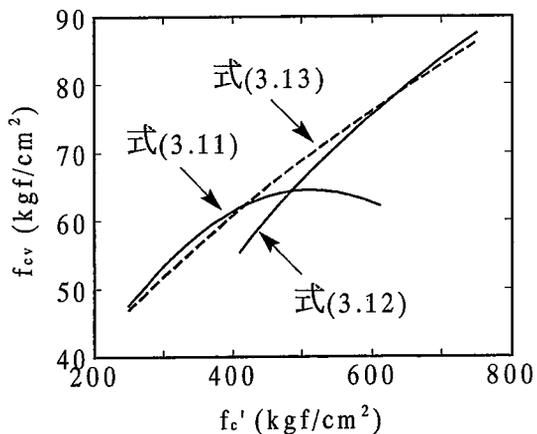
$$\beta_m = \frac{\tau_{crm}}{\tau_{cr0}} = \frac{\sqrt{f_t^2 + f_t \sigma_{pem}}}{f_t} \quad (3.10)$$

$$\beta_d = \frac{\tau_{crd}}{\tau_{cr0}} = \frac{\sqrt{f_t^2 + f_t \sigma_{ped}}}{f_t}$$

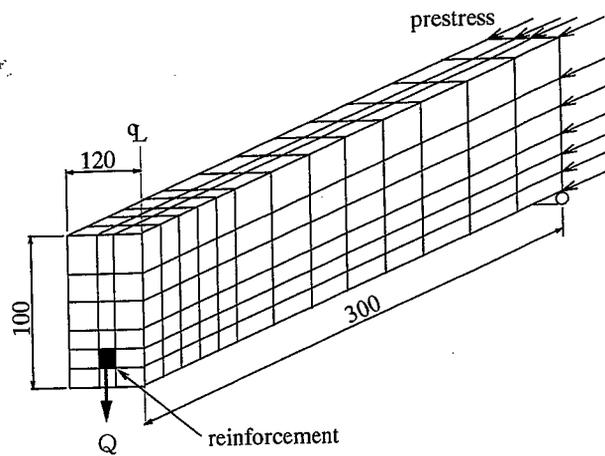
ここに、

- τ_{cr0} : プレストレスがゼロのときのせん断ひび割れ発生応力度
- τ_{crm} : 主鉄筋方向のせん断ひび割れ発生応力度
- τ_{crd} : 配力鉄筋方向のせん断ひび割れ発生応力度
- σ_{pem} : 主鉄筋方向のプレストレス
- σ_{ped} : 配力鉄筋方向のプレストレス

次に、コンクリートの最大せん断強度について実験式を調べたところ、次の2つの式が提案されている^{3.23),3.24)}。



図一3.17 最大せん断強度推定式



図一3.18 ダウエル力による引張応力の解析モデル

$$f_{cv} = 0.252f_c' - 0.000246f_c'^2 \quad (3.11)$$

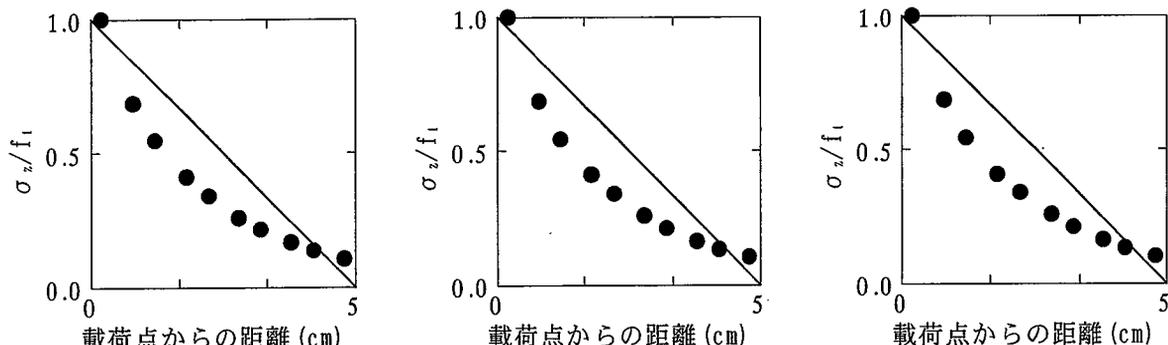
$$f_{cv} = -264 + 53.1\text{Ln}(f_c') \quad (3.12)$$

これらの関係を図示すると図一3.17のようである。また、これらを統合する最大せん断強度推定式として次式を提案する^{3.25)}。

$$f_{cv} = 2.214f_c'^{0.553} \quad (3.13)$$

(3) 引張側鉄筋部のダウエル力による引張応力分布

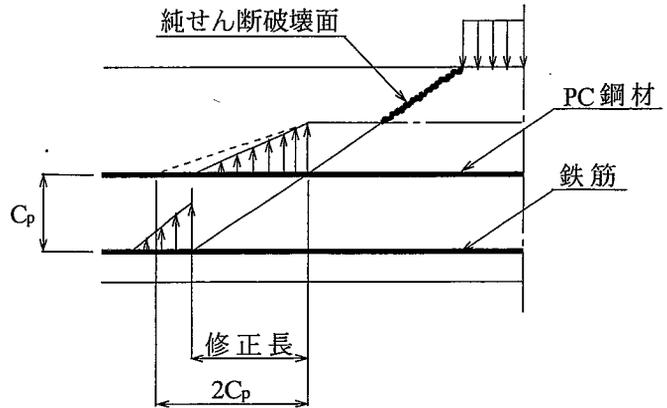
引張側鉄筋部でのダウエル力によるはくり破壊に対して、その引張応力分布はRC床版では引



(a) プレストレス 0kgf/cm² (b) プレストレス 15kgf/cm² (c) プレストレス 30kgf/cm²

図一3.19 ダウエル力による引張応力分布

張側鉄筋のかぶり深さの2倍と提案されている^{3.16)}。プレストレス導入によって、この引張応力分布がどのような影響を受けるかをFEM解析により検討した。文献3.16)と同様に、引張側鉄筋に直接鉛直荷重を作用させ、そのときの鉄筋位置でのコンクリートの応力分布を調べた。解析モデルを図一3.18に示す。導入したプレストレスは0, 15, 30kgf/cm²である。かぶり深さ2.5cmについて、それぞれの結果を図一3.19に示す。図中の実線はかぶり深さの2倍を示したものである。



図一3.20 PC鋼材のはくり破壊

解析結果から、プレストレスを導入してもRC床版の場合とほとんど変化がないことから、プレストレスを導入してもダウエル力による引張側鉄筋部でははくり破壊領域は引張側鉄筋のかぶり深さの2倍とする。

(4) PC鋼材部のダウエル力によるはくり破壊^{3.18)}

PC鋼材がグラウトにより床版と一体化された場合に対しても算定式を適用できるように、PC鋼材のダウエル力によるはくり破壊について検討することにした。これについて次のような仮定を設けることにした。PC鋼材のはくり破壊長はPC鋼材から引張側鉄筋までの距離(C_p)の2倍とし、はくり幅はPC鋼材位置から引張側鉄筋まで45°に投影した $2C_p$ とする。ただし、図一3.20に示すように引張側鉄筋のはくり破壊領域とPC鋼材のはくり破壊領域とが重なる場合には、その重なった部分のPC鋼材のはくり破壊は発生しないものとして、点線で示す引張応力分布を実線で示すように、引張側鉄筋のはくり破壊の始点まで三角形分布するように修正する。また、PC鋼材のはくり破壊はせん断破壊領域内に存在するPC鋼材のみとする。

(5) 中立軸の変化

使用状態までの範囲では、プレストレスを導入することによる中立軸深さはRC部材の場合より大きくなるが、終局状態を考えた場合はひび割れが発生したPC部材はRC部材と本質的に変わりがなから、押抜きせん断耐荷力算定において、プレストレスした床版の中立軸はPC鋼材も引張抵抗材と見なして算出してもよいと仮定する。

以上の検討結果から、プレストレスした床版の押抜きせん断耐荷力を次式のように提案する。

$$\begin{aligned}
 V_{cp} = & f_{cv} \{ 2(a + 2\alpha_m x_m) \beta_d x_d + 2(b + 2\alpha_d x_d) \beta_m x_m \} \\
 & + f_t \{ 2(a + 2\alpha_m d_m) C_d + 2(b + 2\alpha_d d_d + 4C_d) C_m \} \\
 & + f_t (n_{pm} \cdot 2C_{pm} \cdot 2C_{pm} + n_{pd} \cdot 2C_{pd} \cdot 2C_{pd})
 \end{aligned} \quad (3.14)$$

ここに,

a, b : 載荷板の主鉄筋, 配力鉄筋方向の辺長

x_m, x_d : 主鉄筋, 配力鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートが無視した時の中立軸深さ

d_m, d_d : 引張側主鉄筋, 配力鉄筋の有効高さ

C_m, C_d : 引張側主鉄筋, 配力鉄筋のかぶり深さ

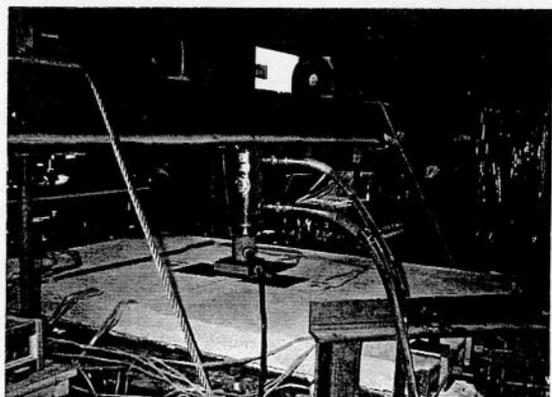
n_{pm}, n_{pd} : せん断破壊領域内にある主鉄筋, 配力鉄筋方向のPC鋼材本数

C_{pm}, C_{pd} : せん断破壊領域内にある主鉄筋, 配力鉄筋方向のPC鋼材から引張側主鉄筋, 配力鉄筋までの距離

ここで, 式(3.14)のパラメータ α および β を計算すると, それらの算出過程は異なっているにも関わらず, 全く同じ値となり, α および β を同じものと見なしても問題ない結果を得た.

3.4.2 提案式の妥当性

RC床版を含むプレストレストコンクリート床版について, 文献3.13), 3.17), 3.19)および3.26)で行われた実験供試体の構造諸元を表



写真—3.5 載荷状況

表—3.9 PC床版の構造諸元

供試体	供試体寸法 (cm)	鉄筋				PC鋼材				載荷板 (cm)
		引張側主鉄筋		引張側配力鉄筋		橋軸方向		直角方向		
		間隔 (cm)	鉄筋比 (%)	間隔 (cm)	鉄筋比 (%)	間隔 (cm)	鋼材比 (%)	間隔 (cm)	鋼材比 (%)	
RC-1	148×100×6	D6@4.5	1.408	D6@6.4	1.125	—	—	—	—	10×4
RC-2	"	"	"	"	"	—	—	—	—	10×4
RC-3	"	"	"	"	"	—	—	—	—	13×10
PC15-1	"	"	"	"	"	—	—	—	—	10×4
PC15-2	"	"	"	"	"	—	—	—	—	10×4
PC15-3	"	"	"	"	"	—	—	—	—	13×10
PC30-1	"	"	"	"	"	—	—	—	—	13×10
A1	165×165×20	D13@10	0.782	D13@10	0.782	—	—	—	—	8.86×8.86 ⁺
A2	"	"	"	"	"	SWPR17@10	0.522	SWPR17@10	0.620	"
A3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
A4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
A5	"	D19@10	1.837	D19@10	1.837	—	—	—	—	"
A6	"	"	"	"	"	SWPR17@10	0.522	SWPR17@10	0.620	"
A7	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
A8	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
B1	115×115×15	D10@10	0.594	D10@10	0.594	—	—	—	—	"
B2	"	"	"	"	"	SWPR17@10	0.989	SWPR17@10	1.241	"
B3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
B4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
APC-1	300×250×18	D16@10	1.528	D16@12.5	1.392	SWPR19@40	0.869	—	—	30×12
APC-2	—	D13@14	0.782	D13@13	0.540	SWPR7A@14	1.060	SWPR19@34	1.022	50×20

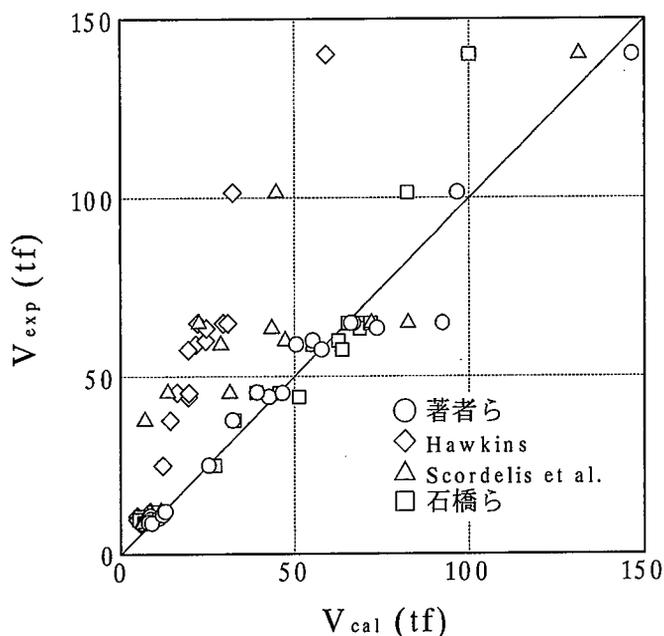
表—3. 10 コンクリート材料特性およびプレストレス

供試体	f_c (kgf/cm ²)	E_c (kgf/cm ²)	プレストレス (kgf/cm ²)	
			橋軸方向	直角方向
RC-1	350	2.43×10^5	0	0
RC-2	342	2.67×10^5	0	0
RC-3	443	2.61×10^5	0	0
PC15-1	358	2.87×10^5	15	0
PC15-2	357	2.35×10^5	15	0
PC15-3	357	2.35×10^5	15	0
PC30-1	357	2.34×10^5	30	0
A1	532	$4.16 \times 10^{5*}$	0	0
A2	456	$3.78 \times 10^{5*}$	10	10
A3	449	$3.75 \times 10^{5*}$	20	20
A4	441	$3.71 \times 10^{5*}$	40	40
A5	534	$4.17 \times 10^{5*}$	0	0
A6	479	$3.90 \times 10^{5*}$	10	10
A7	456	$3.78 \times 10^{5*}$	20	20
A8	498	$3.99 \times 10^{5*}$	40	40
B1	522	$4.11 \times 10^{5*}$	0	0
B2	512	$4.06 \times 10^{5*}$	10	10
B3	529	$4.15 \times 10^{5*}$	20	20
B4	536	$4.18 \times 10^{5*}$	40	40
APC-1	598	3.44×10^5	34	0
APC-2	576	3.30×10^5	40	69**

—3. 9 にまとめてある。また、材料特性および導入プレストレスを表—3. 10 に示す。ただし、表—3. 9 に示した記号*は載荷板が外径 10cm のドーナツ型のものが用いられていたため、外径 10cm の円形載荷面積と見なし、面積を等価な正方形に置換して耐荷力を算出することにした。表—3. 10 に示した記号*はコンクリートの弾性係数が記載されていなかったため、コンクリート標準示方書・設計編^{3.27)}の値を用いることにした。また、記号**はプレストレス分布が床版上下面で異なっており台形分布していたため、平均値を用いて耐荷力を算定することにした。さらに、鉄筋の降伏強度が記載されていなかったものについては、既往の研究で行った同種の材料試験結果を用いることにした。

床版の中央に集中荷重が作用すると床版四隅に浮き上がりが生じるため、文献 3.17) では写真—3. 5 に示すような床版四隅に浮き上がり防止装置が取り付けられている。また、文献 3.19), 3.26) では床版がスタッドにより主桁と結合されている。しかし、文献 3.13) では浮き上がり防止装置が取り付けられていないと読み取れたため、床版四隅でははくり破壊部分($2C_m \times 2C_d$)では上向きの引張応力が発生していないものとして、耐荷力算定では無視することにした。

本提案式の妥当性を示すために、上述した Hawkins 式^{3.8)}、Scordelis-Lin-May 式^{3.12)}、石橋らの式^{3.13)}と比較することにした。算定結果は表—3. 11 および図—3. 21 にまとめてある。Hawkins 式は実験値に対して約 1/2 程度安全側に評価する結果であった。Scordelis-Lin-May 式は実験値に対して安全側に評価しがちであるが、変動が最も大きくなった。石橋らの式はコンクリート標準示方書・設計編^{3.15)}をもとにしているが、PC床版に対する算定値に比べ、RC床版に対する算定



図—3. 21 押抜きせん断耐荷力算定結果

表—3. 11 押抜きせん断耐荷力

試験体	押抜きせん断耐荷力 (tf)								
	実験値 (1)	Hawkins (2)	(1)/(2)	Scordelis et al. (3)	(1)/(3)	石橋ら (4)	(1)/(4)	著者ら (5)	(1)/(5)
RC-1	10.64	4.79	2.221			5.54	1.921	8.51	1.250
RC-2	9.87	4.74	2.082			5.20	1.898	8.53	1.157
RC-3	10.07	6.45	1.561			8.09	1.245	10.80	0.932
PC15-1	8.98	5.67	1.584	6.23	1.441	6.68	1.344	7.94	1.131
PC15-2	8.67	5.67	1.529	6.42	1.350	6.94	1.249	8.81	0.984
PC15-3	10.98	7.56	1.452	8.83	1.243	9.63	1.140	11.98	0.917
PC30-1	11.90	8.42	1.413	11.44	1.040	9.43	1.262	12.78	0.931
A1	44.20	19.43	2.275			51.28	0.862	42.90	1.030
A2	59.00	21.60	2.731	28.91	2.041	55.30	1.067	50.57	1.167
A3	60.00	24.53	2.446	47.43	1.265	62.66	0.958	55.31	1.085
A4	65.00	29.56	2.199	82.30	0.790	68.68	0.946	67.00	0.970
A5	57.50	19.48	2.952			63.72	0.902	57.79	0.995
A6	65.00	22.06	2.947	22.54	2.884	65.39	0.994	66.15	0.983
A7	63.50	24.68	2.573	43.52	1.459	68.79	0.923	73.65	0.862
A8	65.00	30.82	2.109	72.09	0.902	71.91	0.904	92.26	0.705
B1	25.00	11.94	2.094			27.28	0.916	25.36	0.986
B2	37.70	14.07	2.679	6.87	5.488	32.83	1.148	32.22	1.170
B3	45.50	16.20	2.809	13.35	3.408	39.23	1.160	39.35	1.156
B4	45.30	19.60	2.311	31.36	1.445	45.68	0.992	46.69	0.970
APC-1	101.50	32.23	3.149	44.88	2.262	82.19	1.235	96.64	1.050
APC-2	140.00	59.18	2.366	131.20	1.067	99.97	1.400	146.45	0.956
Ave.			2.261		1.337		1.165		1.018
S.D.			0.513		1.112		0.287		0.123

値の精度の低いことが分かる。また、2方向にプレストレスしたコンクリート床版に対しては算定値の精度は良いが、1方向にプレストレスしたコンクリート床版に対しては安全側の評価となる傾向が見受けられる。これら3つの算定式に対して、本提案式による算定値は精度良く実験値

表—3. 12 押抜きせん断耐荷力

試験体	載荷位置	実験値 (tf) (1)	計算値 (tf) (2)	(1)/(2)
No.1	N-8	10.943	10.261	1.066
	P-5	11.275	10.960	1.029
No.2	N-8	9.935	9.719	1.022
	P-5	11.324	10.631	1.065
No.3	N-8	10.402	10.633	0.978
	P-5	12.612	11.263	1.120

を評価することができると言える。本提案式の調査範囲を示すと次のようである。

床版厚：6～20cm， コンクリート強度：200～600kgf/cm²， プレストレス：0～60kgf/cm²，
鉄筋比：0.6～1.8%， P C鋼材比：0.6～1.2%， 引張側鉄筋間隔：載荷板辺長以下，
せん断スパン/有効高さ：4.0～7.5（主鉄筋方向）

3. 4. 3 静的実験桁橋床版の押抜きせん断耐荷力

3. 3. 4では，2本主桁合成桁橋床版の押抜きせん断耐荷力実験の結果のみについて述べた。ここでは，提案した押抜きせん断耐荷力算定式を適用して弾性支持された床版の耐荷力に関する考察を行うことにする。

実験桁床版におけるプレストレスしていない状態について，押抜きせん断耐荷力を松井^{3.16)}の提案式により算定したところ，表—3. 8に示すプレキャスト床版の実験値は計算値に対して20～30%も大きかった^{3.5)}。実験桁橋床版は2本の鋼桁により弾性支持されており，このような床版の押抜きせん断耐荷力に関して，Christiansen^{3.28)}，Hewittら^{3.29)}，Batchelorら^{3.30)}の研究がある。これらの研究成果によると，弾性支持された床版では支持点の水平移動が拘束されることにより，床版内にアーチアクションが生じる。このアーチアクションによる橋軸直角方向の圧縮膜応力が押抜きせん断耐荷力を向上させる。すなわち，橋軸直角方向にプレストレスを導入しているのと同じ状態と考えられる。しかし，この圧縮膜応力を推定することは困難であるため，実験結果での最大荷重に近い載荷荷重10tfにおける橋軸直角方向の膜応力をFEM解析により求めた結果，約45kgf/cm²程度の膜応力が作用していたと推定された。この膜応力をもとに，提案したプレストレスを導入したコンクリート床版の押抜きせん断耐荷力算定式を用いて耐荷力を算定した。算定結果を表—3. 12に示す。橋軸直角方向の圧縮膜応力を考慮することによって弾性支持された床版の押抜きせん断耐荷力を精度良く求めることができた。また，外ケーブルにより橋軸方向プレストレスを導入した場合についても試験体No.3では約12%程度の差はあるものの試験体No.1およびNo.2では良い相関を得ることができた。

3. 5 結言

外ケーブル合成桁橋コンクリート床版の静的実験を行うことにより橋軸方向プレストレス導

入の効果を確認し、また、プレストレスしたコンクリート床版の押抜きせん断耐荷力算定式の提案を行った。本章で得られた結果をまとめると以下のものである。

- (1) 外ケーブルによりコンクリート床版に導入される橋軸方向プレストレス分布から、主桁間隔ほど離れた位置から一様に分布し、主桁断面内のプレストレス分布についても梁理論値とよく一致する結果を得た。ただし、桁端部でのプレストレス分布がせん断遅れの影響を受けるため、端部床版の耐荷力および耐久性についてはプレストレスを期待しない対策が必要であると言える。
- (2) 弾性載荷では、試験体の設計荷重である 1tf をプレキャスト床版中央および継ぎ手部直上に載荷したたわみ分布から、外ケーブルによる橋軸方向プレストレスを導入していない状態に対するプレストレスした状態でのたわみ比はプレストレス 10kgf/cm² で 10%程度、15kgf/cm² で 20%程度のたわみ低減が見られ、ひび割れ抑制効果が確認できた。
- (3) 総重量 2tf のタンデム車による 500~1000 回往復という少ない走行回数ではあったが、1000 回往復走行後のプレストレス導入によるたわみの変化を 10kgf/cm²、15kgf/cm² で比較した結果、10kgf/cm² ではたわみ低減がほとんど見られなかったが、15kgf/cm² まで導入することで等方性版としての解析値にまでたわみが低減された。これについては軸力と曲げを受ける矩形断面部材の中立軸を弾性理論より算定しても 15kgf/cm² 付近から中立軸が深くなる傾向を示した。さらに、桁作用が加わることにより床版には橋軸方向の圧縮応力が作用することになる。
- (4) 松井の提案した RC 床版の押抜きせん断破壊モデルにプレストレス導入による押抜きせん断破壊面の角度変化、最大せん断強度の見掛け上の向上、PC 鋼材のダウエル力によるはくり破壊を仮定してプレストレスしたコンクリート床版の押抜きせん断耐荷力算定式を提案した。その妥当性を検証するために Hawkins 式、Scordelis-Lin-May 式、石橋らの式とともに実験結果と比較した結果、これら 3 つの算定式に対して、提案式が最も精度良く実験値を評価することができた。
- (5) 2 本主桁合成桁で支持された床版では橋軸直角方向にアーチアクションが作用するため、押抜きせん断耐荷力が増大する。アーチアクションによる圧縮応力をプレストレスと同様に取り扱うことによって提案した算定式により主桁で弾性支持された床版の押抜きせん断耐荷力をも精度良く求めることができた。

【参考文献】

- 3.1) 中井 博・竹中裕文・喜田 浩：プレキャスト床版を用いた合成桁の自動車走行のもとにおける耐久性の実験的研究，構造工学論文集，Vol.32A，pp.81-92，1986.
- 3.2) 西川和廣・神田昌幸・上阪康雄・高田道也・藤原 稔：外ケーブルを用いた合成げた床版の打換え工法，第 5 回鋼構造物の補修・補強技術報告会論文集，pp.47-53，1996.
- 3.3) 松井繁之・中井 博・袴田文雄・竹中裕文：プレストレスを導入するプレキャスト床版の継目部の一体性と耐荷力に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.34A，pp.275-284，1988.

- 3.4) 松井繁之・角 昌隆・向井盛夫・北山耕造：RCループ継手を有するプレキャストPC床版の移動載荷試験，第6回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.149-154，1996.
- 3.5) 松井繁之・東山浩士・林 功治：外ケーブルによりプレストレスした合成桁橋プレキャストRC床版の力学性状の向上に関する研究，鋼構造論文集，第4巻，第13号，pp.9-18，1997.
- 3.6) 土木学会：コンクリート標準示方書・設計編，pp.120-122，1996.
- 3.7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編，丸善，1994.
- 3.8) ACI Committee 316：Building Code Requirements for Reinforced Concrete 318-77，ACI，1977.
- 3.9) Report of ACI-ASCE Committee 326：Shear and Diagonal Tension，Part3，ACI Journal，Vol.59，No.3，pp.353-394，1962.
- 3.10) R. C. Elstner and E. Hognestand：Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs，ACI Journal，Proc. V.53，pp.29-58，1956.
- 3.11) C. S. Whitney：Ultimate Shear Strength of Reinforced Concrete Flat Slabs，Footings，Beams，and Frame Members Without Shear Reinforcement，ACI Journal，Proc. V.54，pp.265-298，1957.
- 3.12) A. C. Scordelis，T. Y. Lin，and H. R. May：Shearing Strength of Prestressed Lift Slabs，ACI Journal，Proc. V.55，pp.485-506，1958.
- 3.13) 末弘 保・石橋忠良・佐藤春雄・大庭光商：PCスラブの押抜きせん断耐力に関する実験的研究，第11回コンクリート工学年次論文報告集，pp.149-152，1989.
- 3.14) 浜田純夫・阿部宗人・松尾栄治：プレストレストスラブの押抜き強度に関する一考察，第7回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.7-12，1997.
- 3.15) 土木学会：コンクリート標準示方書・設計編，pp.60-67，1996.
- 3.16) 前田幸雄・松井繁之：鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐荷力の評価式，土木学会論文報告集，No.348/V-1，pp.133-141，1984.
- 3.17) 東山浩士・松井繁之：プレストレスしたコンクリート床版の押抜きせん断耐荷力，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1357-1364，1998.
- 3.18) 東山浩士・松井繁之：橋軸方向プレストレスしたコンクリート床版の走行荷重に対する疲労耐久性に関する研究，土木学会論文集，No.605/I-45，pp.79-90，1998.
- 3.19) 松井繁之・中井 博・袴田文雄・竹中裕文：プレストレスを導入するプレキャスト床版の継目部の連続性と耐荷力に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.34A，pp.285-296，1988.
- 3.20) BSI：BS5400；Part4，pp.38-39，1990.
- 3.21) 岡村 甫：コンクリート構造の限界状態設計法，コンクリートセミナー4，共立出版，pp.17-18，1979.
- 3.22) 佐伯 昇・高田宣之・藤田嘉夫：圧縮一ねじり荷重下のコンクリートの変形と破壊挙動，土木学会論文報告集，第308号，pp.99-108，1981.
- 3.23) 伊東茂雄：コンクリート工学，森北出版，p.75，1972.
- 3.24) 並木 哲・山本康弘・戸祭邦之・黒羽健嗣：高強度コンクリートの各種強度の検討，日本建築学会大会学術講演梗概要（近畿），pp.737-738，1989.
- 3.25) 東山浩士・太田博士・朴 涼珍・松井繁之：PC床版の押し抜きせん断耐荷力について，

- 第7回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.13-16, 1997.
- 3.26) 栗原慎介・金崎喜美男・金田昌治・松井繁之：橋軸方向プレストレスを導入したRCプレキャスト床版の疲労性状, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1365-1372, 1998.
- 3.27) 土木学会：コンクリート標準示方書・設計編, p.25, 1996.
- 3.28) K. P. Christiansen : The Effect of Membrane Stresses on the Ultimate Strength of the Internal Panel in a Reinforced Concrete Slab, The Structural Engineer, Vol.41, No.8, pp.261-265, 1963.
- 3.29) B. E. Hewitt and B. deV. Batchelor, Punching Shear Strength of Restrained Slabs, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.101, No.ST9, 1975.
- 3.30) B. deV. Batchelor, B. E. Hewitt, P. Csagoly, and M. Holowka, Investigation of the Ultimate Strength of Deck Slabs of Composite Steel/Concrete Bridges, Transportation Research Record 664, pp.163-170, 1978.

第4章 外ケーブル合成桁橋コンクリート床版の疲労特性

4. 1 概説

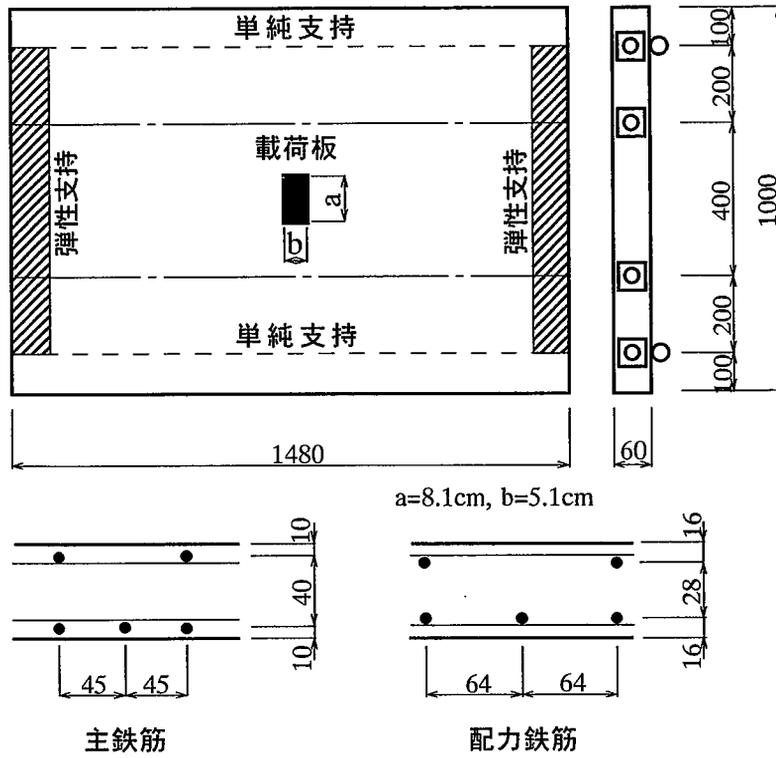
プレストレスを導入したコンクリート床版の疲労特性に関する既往の研究は、中井ら^{4.1)}によるプレストレスプレキャスト床版上にトラックを走行させた耐久性実験、浜田ら^{4.2)}による一定点繰返し疲労実験と栗原ら^{4.3)}による移動輪荷重走行実験がある以外に見当たらないのが現状である。中井らは一方向、あるいは、2方向にプレストレスした床版の疲労耐久性、継ぎ手部の連続性について考察しており、プレストレス導入の有効性を述べている。浜田らはプレストレスした床版のS-N曲線を作成するために、押抜きせん断耐荷力^{4.4)}で載荷荷重を除いた値を用いている。栗原らの研究では橋軸方向にプレストレスした床版の疲労実験を行っており、RC床版と橋軸方向PC床版の疲労耐久性を比較し、床版厚の低減、継ぎ手部の連続性について述べているが、橋軸方向PC床版の疲労強度を推定するには至っていない。プレストレスを導入した床版の疲労特性に関する研究が少ないという理由には、これまでプレストレスを載荷荷重に対してフルプレストレス状態とすることでコンクリートにひび割れが発生しないため、疲労に対して照査する必要がないと考えられてきたことによる。しかし、導入プレストレスを低減し、設計寿命を満足する必要最小限の耐久性を有するプレストレスを導入することで経済性を図ることが可能であると考えられる。

そこで、本章では外ケーブルによる橋軸方向プレストレス導入を想定して、橋軸方向にプレストレスした床版の移動輪荷重による疲労実験を行い、使用限界状態における疲労耐久性に与える橋軸方向プレストレスの効果、ならびに、疲労設計のための資料を得ることを目的としている。

4. 2 疲労実験

4. 2. 1 試験体

本実験に用いた試験体は道路橋示方書^{4.5)}を準用して設計した単純支持された鉄筋コンクリート床版の1/3.5モデルであり、図-4.1に示す床版厚6cmの鉄筋コンクリート床版に4本のPC鋼棒を挿入し、均等に緊張することによって橋軸方向プレストレスを導入した。シース内に挿入したPC鋼棒はグラウトしたボンド方式とアンボンド方式の両方を用いている。ただし、PC鋼棒の配置間隔は床版中央で40cmとし、これはせん断破壊が生じたときにPC鋼棒自体の曲げ剛性がせん断破壊に影響しないと考えられる間隔である。試験体の床版支間は80cmであり、橋軸方向に単純支持、橋軸直角方向は床版端部でL形鋼60×90×13mmにより弾性支持されている。試験体として表-4.1にまとめてあるように合計10体を製作した。



図—4. 1 試験体

表—4. 1 試験体概要

試験体	橋軸方向 プレストレス (kgf/cm ²)	輪荷重 (tf)	車輪接地面積 a × b (mm)	PC鋼材
RC15	0.0	1.5	7.86 × 4.88	—
RC20	0.0	2.0	8.10 × 5.10	—
PC8B-17	8.0	1.7	7.97 × 4.97	Bond
PC15B-17	15.0	1.7	7.97 × 4.97	Bond
PC15U-17	15.0	1.7	7.97 × 4.97	Unbond
PC8B-20	8.0	2.0	8.10 × 5.10	Bond
PC15B-20	15.0	2.0	8.10 × 5.10	Bond
PC15U-20	15.0	2.0	8.10 × 5.10	Unbond
PC20U-20	20.0	2.0	8.10 × 5.10	Unbond
PC30U-20	30.0	2.0	8.10 × 5.10	Unbond

表—4. 2 床版諸元の実測値

試験体	床版厚 t (cm)	主鉄筋			配力鉄筋		
		有効高さ		かぶり C _m (cm)	有効高さ		かぶり C _d (cm)
		上側	下側		上側	下側	
		d _m (cm)	d _m (cm)	d _d (cm)	d _d (cm)		
RC15	6.0	1.0	5.0	1.0	1.6	4.4	1.6
RC20	6.0	1.0	5.0	1.0	1.6	4.4	1.6
PC8B-17	6.0	1.0	4.7	1.3	1.6	4.2	1.9
PC15B-17	6.2	2.6	5.2	1.0	3.2	4.6	1.6
PC15U-17	6.5	2.3	5.2	1.3	2.9	4.6	1.9
PC8B-20	6.0	1.0	5.0	1.0	1.6	4.4	1.6
PC15B-20	6.0	1.0	5.0	1.0	1.6	4.4	1.6
PC15U-20	6.5	1.7	4.8	1.7	2.3	4.2	2.3
PC20U-20	6.5	1.3	5.2	1.3	1.9	4.6	1.9
PC30U-20	6.5	1.4	5.1	1.4	2.0	4.5	2.0

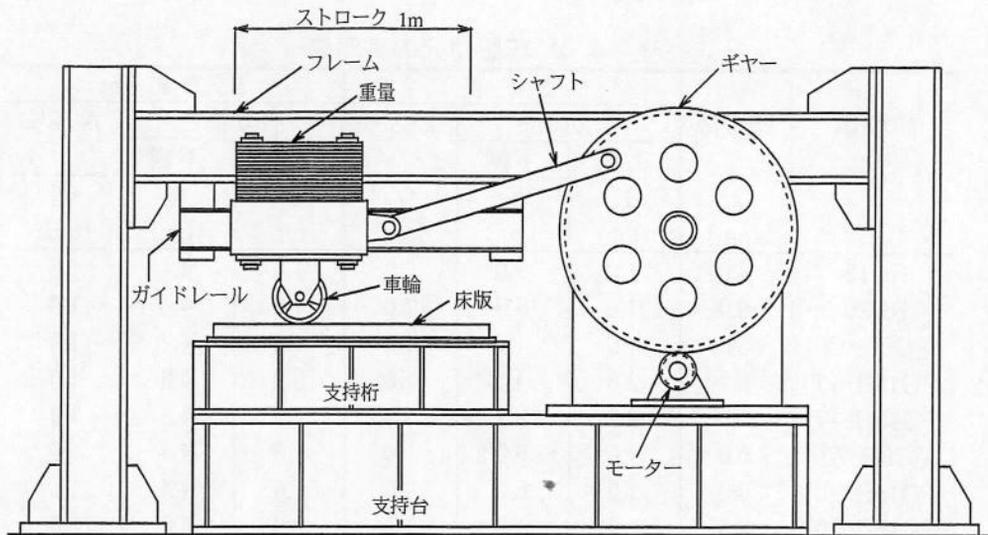
表—4. 3 材料特性

試験体	コンクリート			鉄筋		
	f _c (kgf/cm ²)	E _c (kgf/cm ²)	ν _c	f _y (kgf/cm ²)	f _u (kgf/cm ²)	E _s (kgf/cm ²)
RC15	464	2.94 × 10 ⁵	0.196	3580	5476	1.99 × 10 ⁶
RC20	448	3.08 × 10 ⁵	0.169			
PC8B-17	453	2.98 × 10 ⁵	0.159			
PC15B-17	426	2.74 × 10 ⁵	0.179			
PC15U-17	329	2.15 × 10 ⁵	0.178			
PC8B-20	453	2.86 × 10 ⁵	0.177			
PC15B-20	426	2.74 × 10 ⁵	0.179			
PC15U-20	306	2.36 × 10 ⁵	0.178			
PC20U-20	324	2.23 × 10 ⁵	0.189			
PC30U-20	310	2.37 × 10 ⁵	0.180			

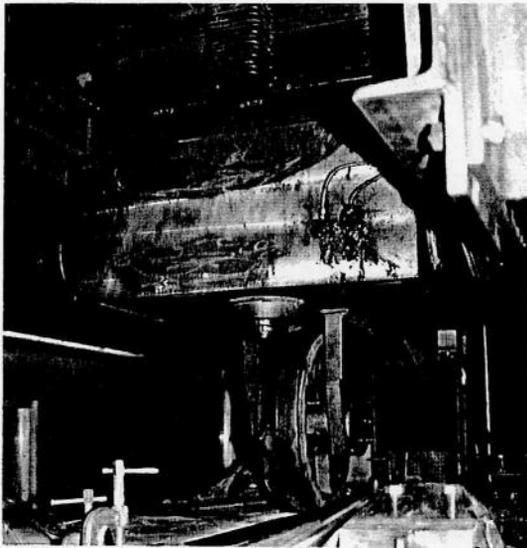
橋軸方向プレストレスレベルは4種類とし、8, 15, 20, 30kgf/cm²である。鉄筋には異形鉄筋 D6 を使い、鉄筋比は主鉄筋断面の引張側で 1.17%、圧縮側で 0.59%、配力鉄筋断面の引張側で 0.82%、圧縮側で 0.41%とした。また、実験終了後に各試験体の配筋状態を調べた結果を表—4. 2にまとめてある。コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表—4. 3に示す。コンクリートについては、各試験体の疲労実験中に行った結果である。

4. 2. 2 試験装置

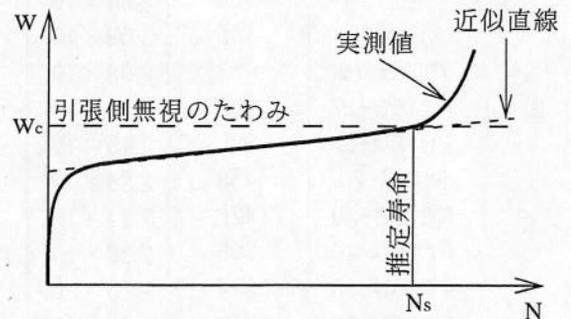
疲労実験に用いた試験装置は図—4. 2に概要を示した小型移動輪荷重走行試験機である。また、写真—4. 1には輪荷重載荷状況を示す。輪荷重は鋼板重量により与えられる。本実験では、



図—4. 2 小型移動輪荷重走行試験機



写真—4. 1 載荷状況



図—4. 3 使用限界寿命の推定

表—4. 1 に示してあるように 1.5, 1.7, 2.0tf と輪荷重を変えて載荷した。これは後述する S-N 曲線との対応を調べるためである。また、車輪にはウレタンゴムを使用しているため、荷重の大きさにより接地面積が異なってくる。すなわち、荷重 1.5tf で 7.86×4.88 cm (接地幅×接地長), 1.7tf で 7.97×4.97 cm, 2.0tf で 8.10×5.10 cm である。車輪の走行範囲は床版中央から ± 50 cm であり、走行速度は 52 回走行/min である。ただし、目標走行回数は 100 万回走行とした。

4. 2. 3 使用限界状態

これまで、RC 床版における使用限界状態、つまり、使用限界寿命は実測たわみが直交異方性板理論による引張側コンクリートを無視したときのたわみに達したときである^{4,6)}とされてきた。

そこで、本研究ではこの定義をP C床版にも適用することにした。さらに、使用限界状態に達しなかった試験体については図—4. 3に示すように、直交異方性板理論により求められる引張側コンクリートを無視したときのたわみと実験結果を最小2乗法により近似した直線との交点をその試験体の使用限界状態として採用することにした。この定義の適用に関する妥当性については実験結果とともに後述する。

4. 3 実験結果と考察

4. 3. 1 活荷重たわみ

全ての試験体に対する走行回数と活荷重たわみの関係を図—4. 4に示す。活荷重たわみは各走行回数で輪荷重を床版中央に静的載荷したときの床版中央での測定結果である。また、図中には式(4. 1)の直交異方性板理論による引張側コンクリートを無視したときのFEM解析結果も示してある。FEM解析で用いた板剛性は式(4. 2)に示すHuberの提案式^{4,7)}を用いている。橋軸方向P C床版についてもR C床版と同様に引張側コンクリートを無視した値としている。また、橋軸方向P C床版のねじり剛性の取り扱いについては未だ問題が残されているが、本研究ではHuber式を準用することにした。

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q(x, y) \quad (4. 1)$$

$$\begin{aligned} D_x &= \frac{E_c}{1-\nu_c^2} \{I_{cx} + (n-1)I_{sx}\} \\ D_y &= \frac{E_c}{1-\nu_c^2} \{I_{cy} + (n-1)I_{sy}\} \\ H &= D_1 + 2D_{xy} \\ D_1 &= \nu_c \sqrt{D_x D_y} \\ D_{xy} &= \frac{1-\nu_c}{2} \sqrt{D_x D_y} \end{aligned} \quad (4. 2)$$

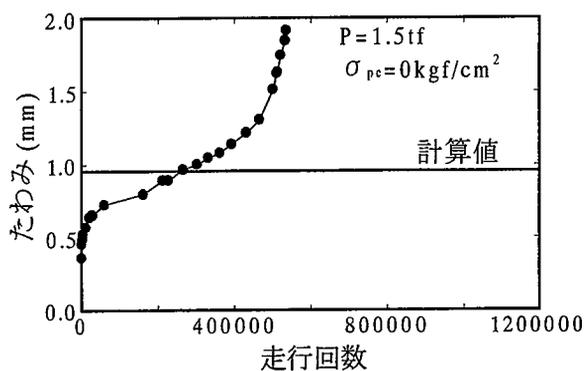
ここに、

E_c, ν_c : コンクリートの弾性係数, ポアソン比

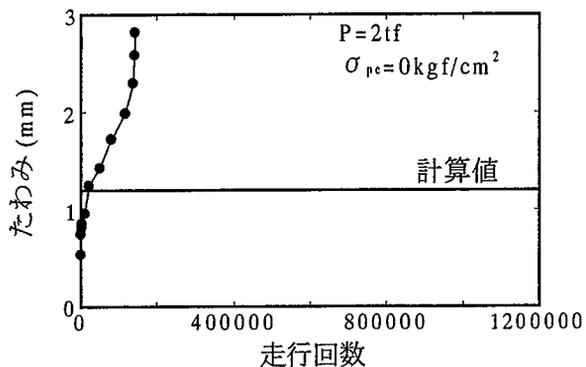
n : 弾性係数比 ($=E_s/E_c$)

I_{cx}, I_{sx} : 配力鉄筋断面の中立軸に関するコンクリート, 鉄筋の断面2次モーメント

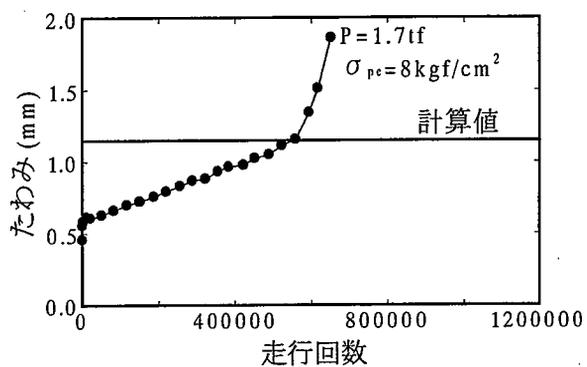
I_{cy}, I_{sy} : 主鉄筋断面の中立軸に関するコンクリート, 鉄筋の断面2次モーメント



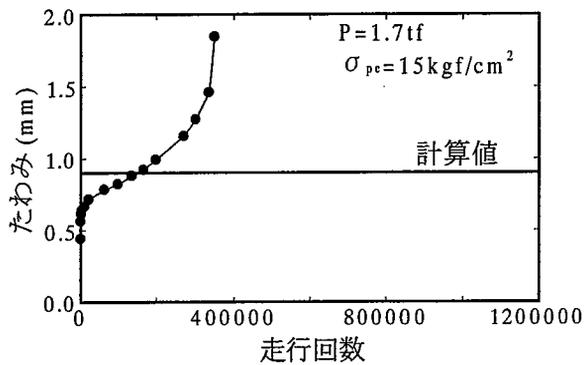
(a) 試験体 RC15



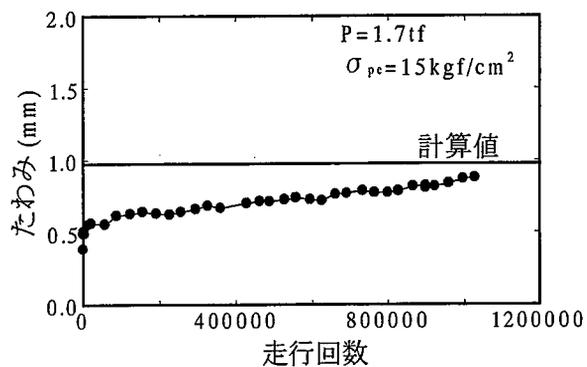
(b) 試験体 RC20



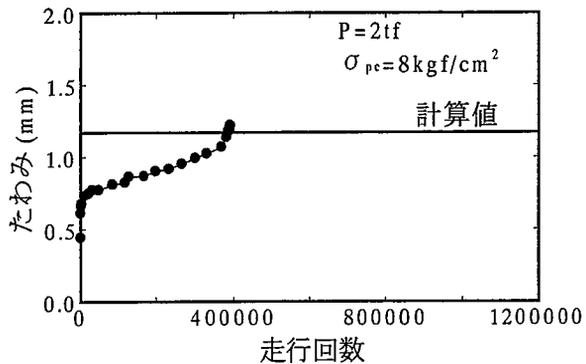
(c) 試験体 PC8B-17



(d) 試験体 PC15B-17

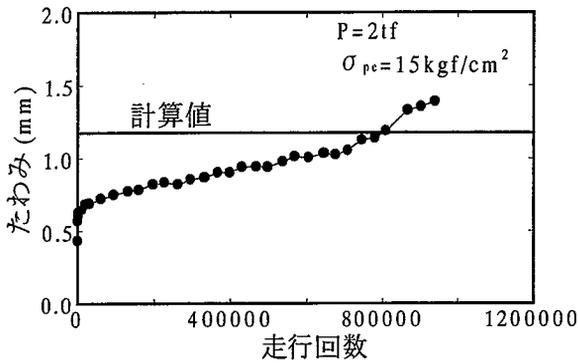


(e) 試験体 PC15U-17

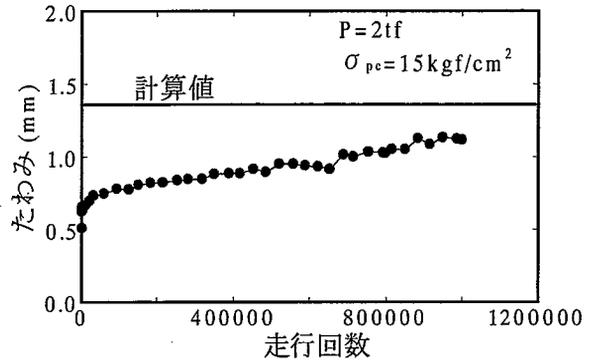


(f) 試験体 PC8B-20

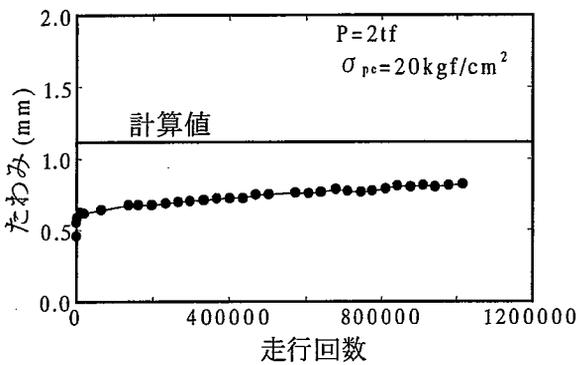
図一4. 4 走行回数と活荷重たわみの関係



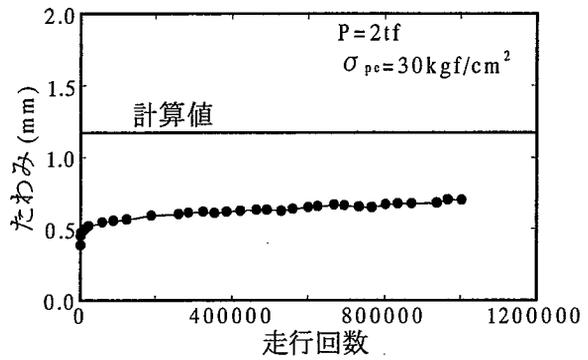
(g) 試験体 PC15B-20



(h) 試験体 PC15U-20



(i) 試験体 PC20U-20



(j) 試験体 PC30U-20

図一4.4 走行回数と活荷重たわみの関係 (cont.)

表一4.4には各試験体の使用限界寿命と破壊寿命をまとめてある。破壊した試験体は全て押抜きせん断破壊であった。図一4.4および表一4.4から試験体 PC15B-17を除いて、RC床版と比べ、橋軸方向プレストレスを導入することによってたわみがほぼ線形的に漸増する寿命期間が増し、疲労寿命の向上していることが分かる。このようなたわみの挙動から、橋軸方向プレストレスによってひび割れの発生・進展の抑制、ひび割れ面相互の擦り合わせの抑制、せん断剛性の低下抑制、橋軸直角方向の貫通ひび割れによる梁状化の抑制されていると判断できる。

試験体 PC15B-17は同じプレストレス量の試験体 PC15U-17より寿命が極端に短く、試験体 RC15と比べてもプレストレスの効果が見られない。これはプレストレスの損失と初期ひび割れによるものであると考えられる。

使用限界寿命に達した試験体に関して言えば、試験体 RC15およびRC20は破壊直前のたわみが急増する走行回数の約半分程度の走行回数で引張側コンクリートを無視したときの計算値と実測値が交差して使用限界寿命に達しているが、橋軸方向にプレストレスした試験体ではRC床

版のようにたわみが大きくならずに破壊直前にわずかな変化が生じるという特徴がみられる。これは、橋軸方向PC床版では配力鉄筋断面の曲げ剛性低下速度が抑制されているためであり、異方性度が小さくなるほど主鉄筋断面でのせん断力が大きくなることから、RC床版では早期に主鉄筋断面のせん断破壊が生じるが、橋軸方向PC床版では配力鉄筋断面での荷重分担があるため、急激なたわみの増加傾向が見られなかったと考えられる。

表—4. 4 使用限界寿命と破壊寿命

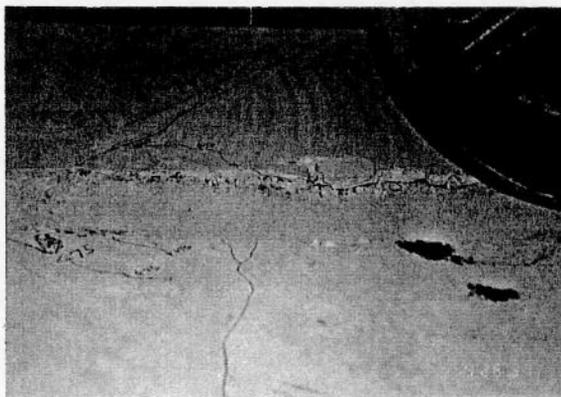
試験体	N _s (走行回数)	N _f (走行回数)
RC15	264,000	534,700
RC20	20,000	140,780
PC8B-17	557,000	649,700
PC15B-17	165,700	349,000
PC15U-17	1,542,900 *	—
PC8B-20	386,000	391,500
PC15B-20	808,000	950,500
PC15U-20	1,523,000 *	—
PC20U-20	2,750,000 *	—
PC30U-20	4,250,000 *	—
RCJ-20		
PCJ15U-20		

*最小2乗法による推定値

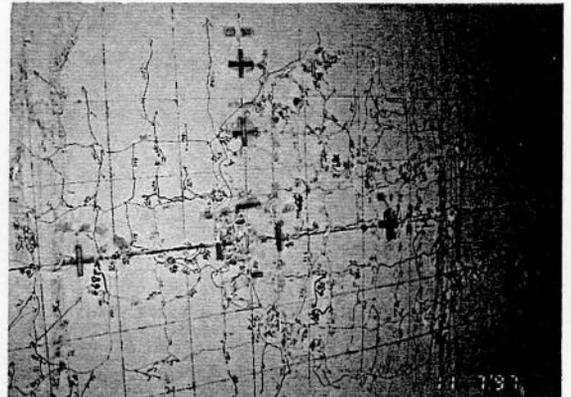
4. 3. 2 ひび割れ発生・進展

使用限界寿命に達した試験体の使用限界寿命前後での床版下面ひび割れ発生・進展状況を図—4. 5にまとめてある。RC床版では輪荷重走行直下に配力鉄筋方向ひび割れが発生し、それを幹として主鉄筋方向にひび割れが派生し始める。試験体RC20では1000回程度から格子状ひび割れ網が形成され始めているのが観察できた。橋軸方向にプレストレスした試験体の初期段階ではひび割れは配力鉄筋方向に多く見られるが、輪荷重走行回数が増すに伴ってRC床版と同様なひび割れ網が形成され、使用限界状態に達するまでに配力鉄筋方向のひび割れ面での擦り合わせによるコンクリートの微粉末の落下、続いて、角落ちが観察された。それと同時に主鉄筋方向ひび割れの動きも顕著になる。

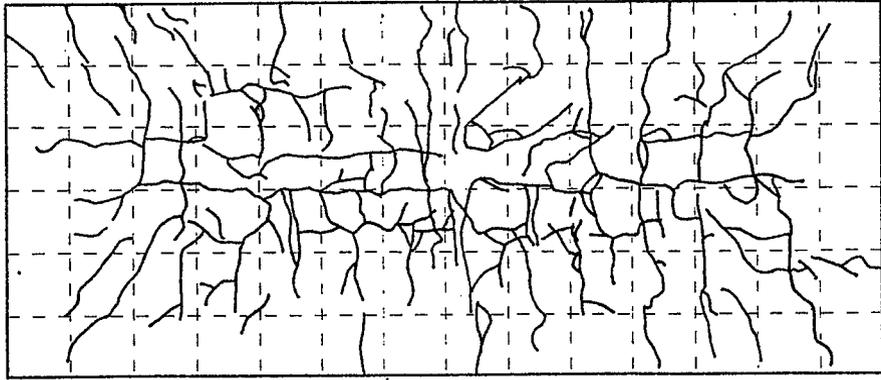
また、床版上面ひび割れに関して、使用限界状態に達するまでに試験体PC15U-17、PC20U-20およびPC30U-20を除く全ての試験体で主鉄筋方向のひび割れが確認された。写真—4. 2および写真—4. 3には試験体PC15B-20の床版上下面での破壊状況を示す。せん断破壊が生じた位置付近で上面ひび割れが観察されたことから、これらは貫通ひび割れであると考えられる。本実験では橋軸方向プレストレス15kgf/cm²までは輪荷重走行による繰返し载荷により床版上面にもひび割れが発生し、最終的には梁状化に至ることが観察された。



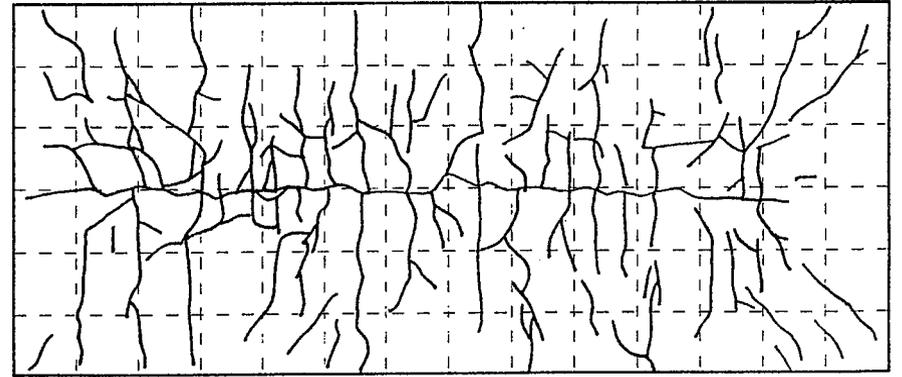
写真—4. 2 床版上面の破壊状況



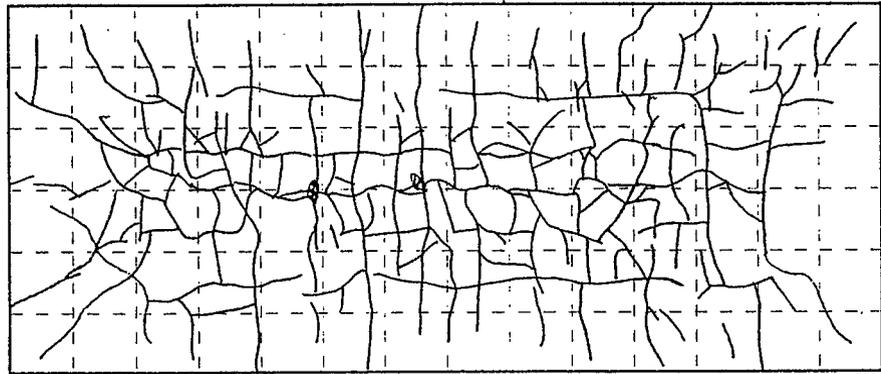
写真—4. 3 床版下面の破壊状況



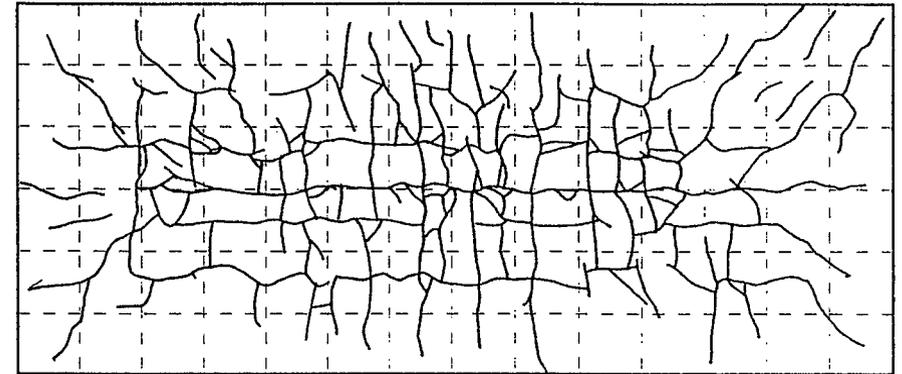
(a) 試験体 RC15



(b) 試験体 RC20

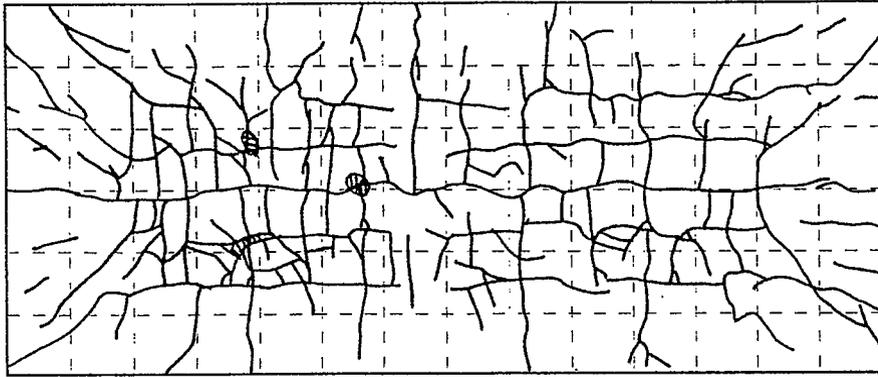


(c) 試験体 PC8B-17

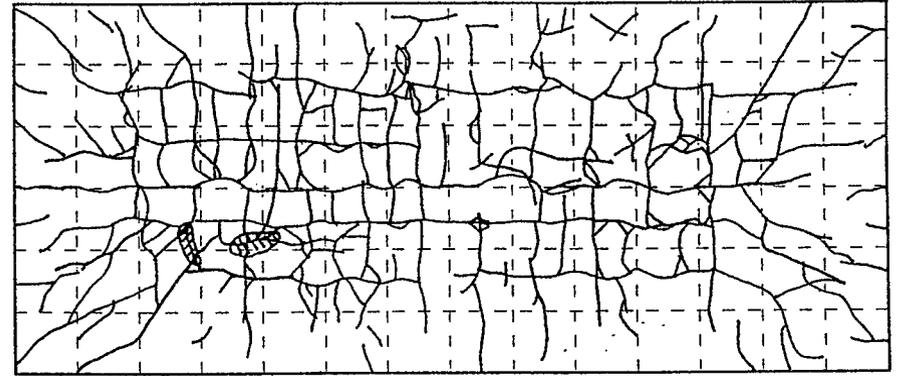


(d) 試験体 PC15B-17

図—4. 5 床版下面のひび割れ発生・進展



(e) 試験体 PC8B-20



(f) 試験体 PC15B-20

図一4. 5 床版下面のひび割れ発生・進展 (cont.)

以上、上で述べた実測たわみと理論たわみとの関係、ならびに、ひび割れ発生・進展状況からRC床版を対象とした使用限界状態の定義がPC床版にも適用できると考えられる。

4. 3. 3 劣化度

(1) たわみによる劣化度評価

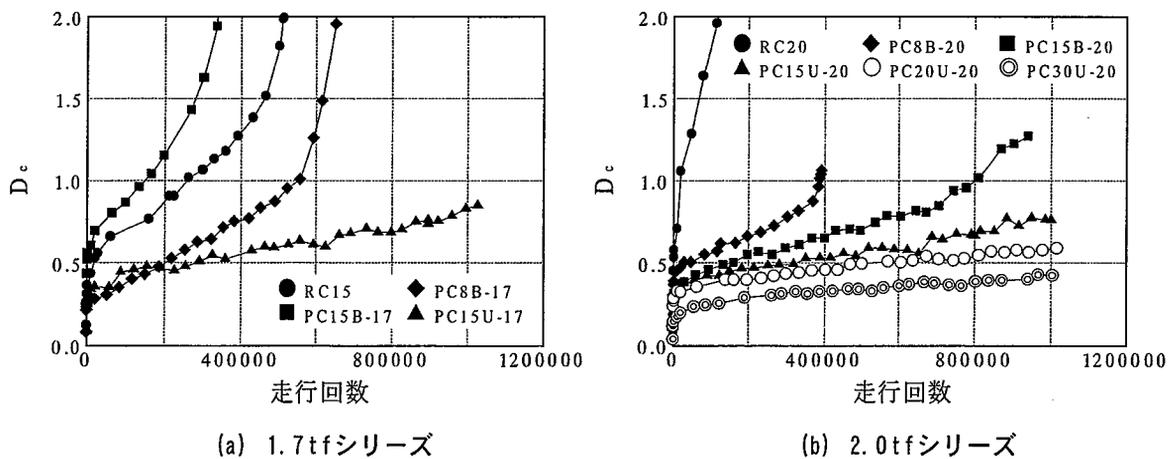
次式に示すような実測した活荷重たわみと理論たわみからコンクリート床版の劣化度を評価する方法が提案されている^{4.8)}。

$$D_c = \frac{w - w_0}{w_c - w_0} \quad (4. 3)$$

ここに、

- w : 実測たわみ
- w_0 : コンクリート全断面を有効としたときのたわみ
- w_c : 引張側コンクリートを無視したときのたわみ

上式によれば、劣化度が 0.0 のとき、床版にはひび割れが発生していない状態であり、劣化度が 1.0 のとき、使用限界状態に達したことになる。全ての試験体に対する劣化度と走行回数関係を図一4. 6に示す。実測たわみを用いて算出しているため、図一4. 4に示した活荷重たわみと走行回数関係と同様であるが、橋軸方向プレストレスの増加に伴って、劣化速度が低減していることが分かる。また、橋軸方向プレストレスを導入した試験体は劣化度がほぼ 1.0 から急激に増加していることが分かる。



図一4. 6 たわみによる劣化度と走行回数関係

(2) ひび割れ密度による劣化度評価

床版下面のひび割れ密度から劣化度を評価する方法として、次式に示すような格子密度法が提案されている^{4.9)}。

$$C_d = \frac{\sum N_x}{\sum L_y} + \frac{\sum N_y}{\sum L_x} \quad (4.4)$$

ここに、

N_x, N_y : 橋軸方向, 橋軸直角方向の格子線との交点数

L_x, L_y : 橋軸方向, 橋軸直角方向の格子線の総延長

全ての試験体に対するひび割れ密度と走行回数との関係を主鉄筋方向ひび割れ密度, 配力鉄筋方向ひび割れ密度に分けて、図—4.7に示す。試験体 RC15 および RC20 では配力鉄筋方向ひび割れ密度より主鉄筋方向ひび割れ密度の方が大きく、主鉄筋方向ひび割れ密度が 10m/m^2 程度で破壊に至っていることが分かる。配力鉄筋方向ひび割れ密度はその半分程度である。両方向を加えた全ひび割れ密度は破壊時に 15m/m^2 程度である。実物大 RC 床版の疲労実験では約 10m/m^2 で使用限界状態に至るという結果^{4.8)}が得られていることから、本実験の試験体の床版厚が 6cm と薄く、鉄筋間隔が狭いため、実物大 RC 床版より大きなひび割れ密度になったと考えられる。

橋軸方向にプレストレスを導入した試験体では主鉄筋方向ひび割れ密度が急激に低減している。橋軸方向プレストレスが 8kgf/cm^2 で両方向のひび割れ密度がほぼ同じ大きさとなり、それより大きな橋軸方向プレストレスを導入することによって、RC 床版とは逆に、配力鉄筋方向ひび割れ密度の方が主鉄筋方向ひび割れ密度より大きくなる。すなわち、橋軸方向プレストレスによって異方性度が RC 床版より大きくなっていると言える。また、破壊時の全ひび割れ密度は RC 床版とほぼ同じ 15m/m^2 であることが分かる。

4.4 疲労耐久性

4.4.1 疲労寿命とプレストレスの関係

表—4.4から、輪荷重 2.0tf シリーズに関して、使用限界寿命と橋軸方向プレストレスの関係を示すと図—4.8のようになる。2つの図は基本となる試験体 RC20 の使用限界寿命を実験値と既往の S-N 曲線^{4.10)}から推定できる値の両方でそれぞれ求めたものである。試験体 RC20 の使用限界寿命は実験値が S-N 曲線で得られる値の約半分程度であったため、それぞれの寿命比間に2倍程度の違いが生じている。それぞれの寿命を用いたときの使用限界寿命と橋軸方向プレストレスの関係はそれぞれ次式のような2次関数を近似式として当てはめられる。

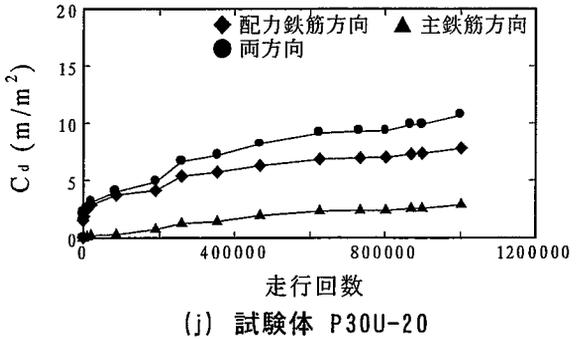
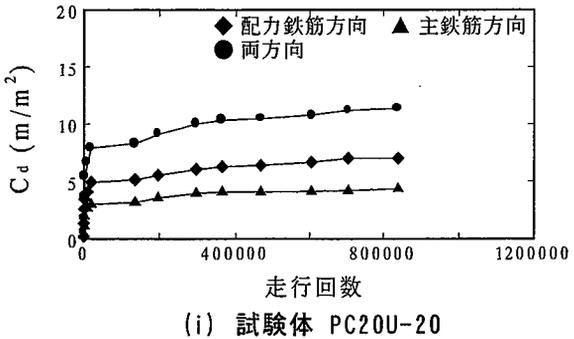
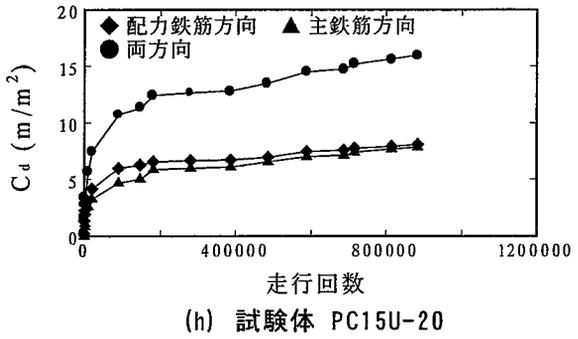
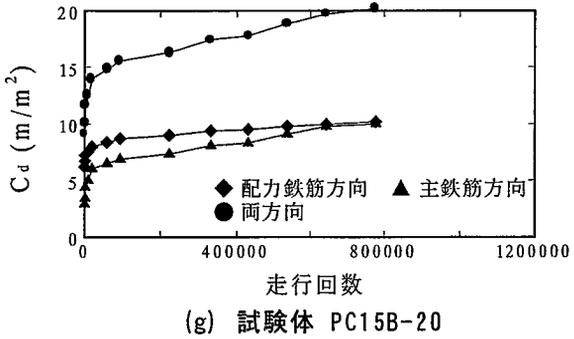
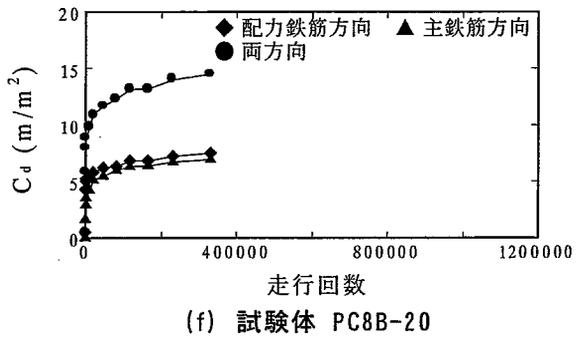
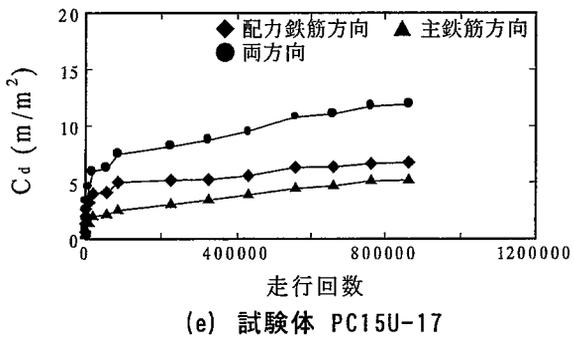
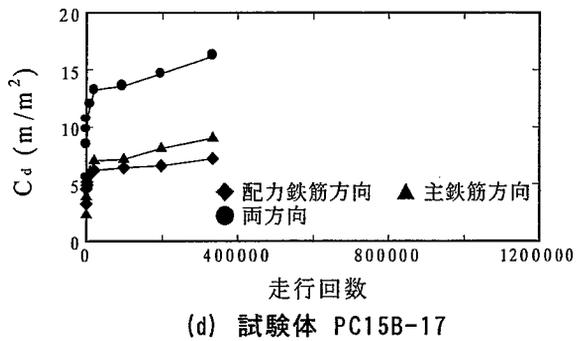
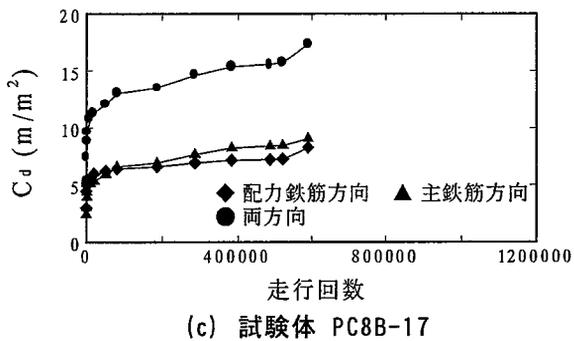
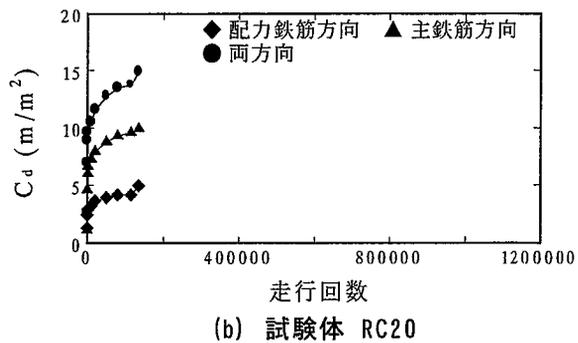
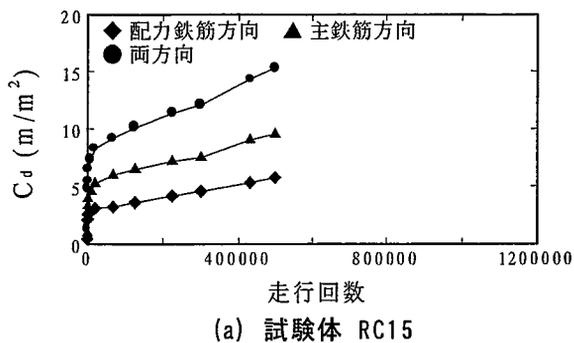
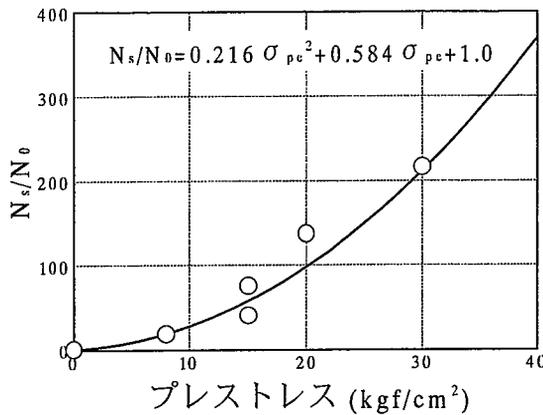
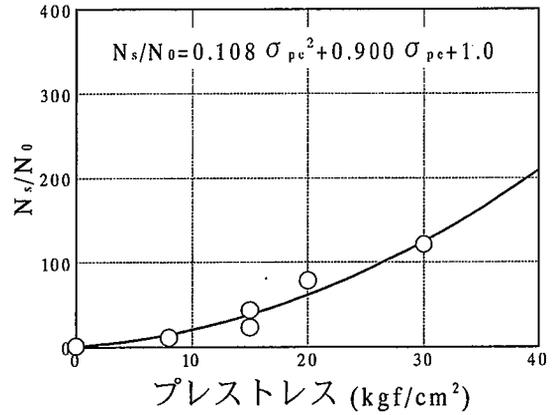


図-4. 7 ひび割れ密度による劣化度と走行回数の関係



(a) 実験値を用いた場合



(b) S-N曲線を用いた場合

図—4. 8 使用限界寿命と橋軸方向プレストレスの関係

実験値を用いた場合

$$\frac{N_s}{N_0} = 0.216\sigma_{pe}^2 + 0.584\sigma_{pe} + 1.0 \quad (4.5)$$

既往の S-N 曲線で得られる値を用いた場合

$$\frac{N_s}{N_0} = 0.108\sigma_{pe}^2 + 0.900\sigma_{pe} + 1.0 \quad (4.6)$$

ここに、

N_0 : 試験体 RC20 の使用限界寿命

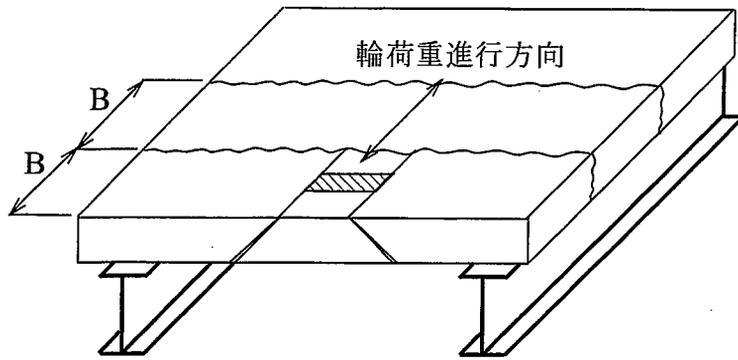
N_s : 各試験体の使用限界寿命

σ_{pe} : 有効プレストレス

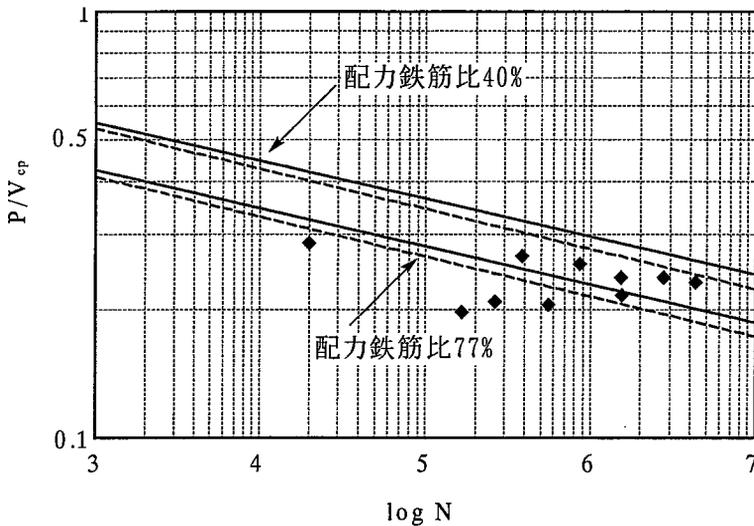
式 (4. 6) から、橋軸方向プレストレスの疲労寿命に与える効果を求めてみると、本実験では試験体 RC20 の疲労寿命に対して、プレストレス 10kgf/cm² で 21 倍、15kgf/cm² で 39 倍、20kgf/cm² で 62 倍、30kgf/cm² で 125 倍の疲労寿命の向上が得られた。疲労設計を行うに際して、このような疲労寿命と導入プレストレス量の関係を S-N 曲線から求めておくことで、設計計算が容易になると言える。以下に、その S-N 曲線について検討する。

4. 4. 2 S—N 曲線

橋軸方向にプレストレスした床版の疲労寿命を予測するのに必要となる S-N 曲線について検討を加える。一般に、RC 床版に関する S-N 線図の縦軸は床版の押抜きせん断耐荷力で載荷荷重を無次元化した値で表現されたものと、図—4. 9 に示すような RC 床版の劣化・損傷機構から、



図一4. 9 RC床版の劣化・損傷機構

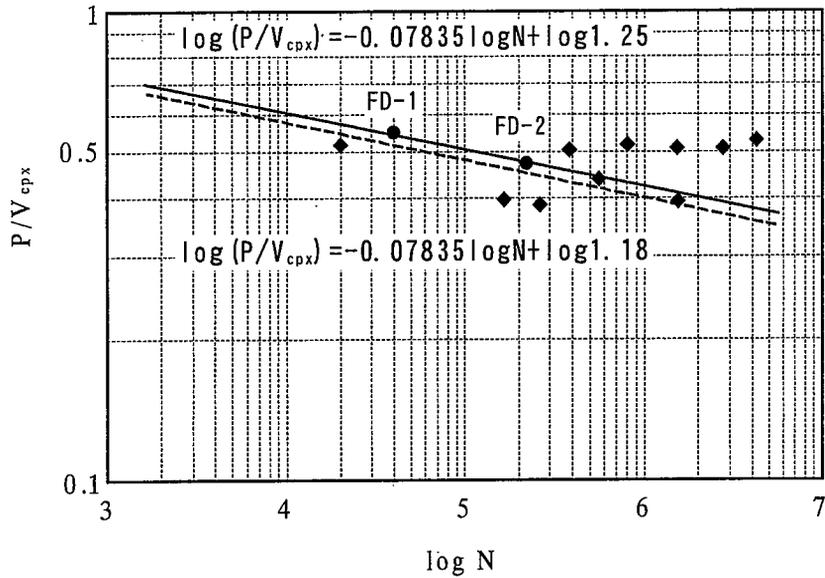


図一4. 10 V_{cp} で無次元化したS-N線図

貫通ひび割れの間隔を有する梁幅での主鉄筋断面のせん断耐荷力で載荷荷重を無次元化した値で表現されたものがある。そこで、それぞれの表現方法を適用して、既往のS-N曲線と実験結果との対応について考察する。

第3章で述べたPC床版の押抜きせん断耐荷力算定式により求めた値を用いて、実験結果をS-N線図にプロットすると図一4. 10のようになる。図中に示した実線と破線は実物大RC床版の疲労実験から得られた終局限界状態および使用限界状態に関するS-N曲線^{4.11)}である。実験値は配力鉄筋比77%のS-N曲線付近に分布していることが分かる。この図から分かるように、配力鉄筋比が異なるとRC床版であってもS-N曲線が異なったものとなる。実験結果は配力鉄筋比が64%であったことから、配力鉄筋比77%のS-N曲線付近に分布していると言える。

次に、もうひとつのS-N線図として、床版が梁状化する原因はコンクリートの乾燥収縮による初期の残留引張応力とそれに加えて、ねじりモーメントによる引張応力とによって上面ひび割れ



図—4. 11 V_{cpx} で無次元化した S-N 線図

が発生し、下面からのひび割れと繋がって貫通ひび割れを形成する^{4.12),4.13)}。そこで、貫通ひび割れ間隔を梁幅とする主鉄筋断面でのせん断耐荷力で無次元化する方法が提案され、RC床版の梁幅は貫通ひび割れの発生した間隔として、次式^{4.14)}で推定することができる。

$$B = b + 2d_d \quad (4. 7)$$

ここに、

- b : 載荷板の配力鉄筋方向の辺長
- d_d : 引張側配力鉄筋の有効高さ

この梁幅を用いて、主鉄筋断面でのせん断耐荷力は次式^{4.14)}により求められる。

$$V_{cpx} = 2B(f_{cv}x_m + f_t C_m) \quad (4. 8)$$

ここに、

- f_{cv} : コンクリートのせん断強度
- f_t : コンクリートの引張強度
- x_m : 主鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視したときの中立軸
- C_m : 引張側主鉄筋のかぶり深さ

橋軸方向にプレストレスした試験体についてもRC床版と同様に、この表現方法でS-N線図にプロットすると図—4. 11 のようになる。図中の実線は文献 4.10)に示されている小型輪荷重走

行試験機によるRC床版の疲労実験から得られた実験結果 (FD-1 および FD-2) であり、終局限界状態に関する S-N 曲線である。また、破線は使用限界状態に関する S-N 曲線として、使用限界寿命が破壊寿命の約半分である^{4.15)}として得られるものである。それぞれの S-N 曲線は次式で表される。

使用限界状態

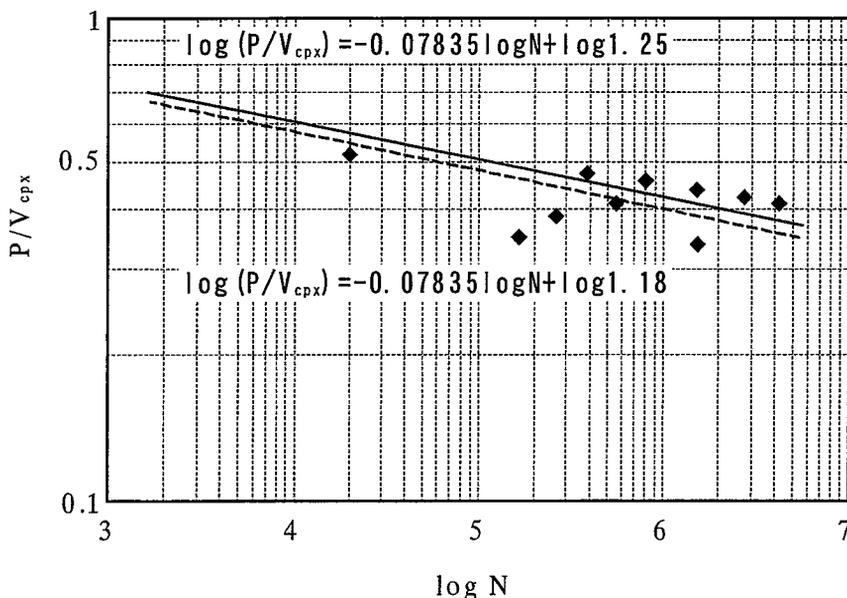
$$\log\left(\frac{P}{V_{cpx}}\right) = -0.07835 \log N + \log 1.18 \quad (4.9)$$

終局限界状態

$$\log\left(\frac{P}{V_{cpx}}\right) = -0.07835 \log N + \log 1.25 \quad (4.10)$$

輪荷重 1.7tf シリーズでは橋軸方向プレストレスの効果が明確に現れなかったが、輪荷重 2.0tf シリーズでは橋軸方向プレストレスが増加するに伴って、S-N 曲線より右側へとシフトし、疲労寿命が橋軸方向プレストレスによって向上していることが分かる。しかし、この図から、プレストレス量が異なれば、S-N 曲線も異なってしまうと考えられる。これは式 (4.8) のせん断耐荷力算定式に橋軸方向プレストレスの効果が考慮されていないためであると言える。

橋軸方向プレストレスの効果を考慮するために、式 (4.8) の梁幅に修正を加え、梁状化した主鉄筋断面の有効幅を変えることによって橋軸方向プレストレスの効果を考慮することにした。第3章で述べたプレストレスによる押抜きせん断破壊面の角度変化を導入し、橋軸方向プレストレスにより床版の梁幅が拡大するような次式を仮定した^{4.16)}。



図—4.13 修正した V_{cpx} で無次元化した S-N 線図

$$B = b + 2\alpha_d d_d \quad (4. 11)$$

上式の梁幅を式(4. 8)に代入して、再び、S-N線図に実験結果をプロットし直すと、図4. 13のようになる。試験体 RC15, PC8B-17 および PC15B-17 については S-N 曲線より下側にプロットされ、疲労強度が低下しているが、他の試験体については S-N 曲線付近にプロットされる結果を得ることができた。輪荷重 2.0tf シリーズは未だ終局限界状態に関する S-N 曲線を上回る結果となっている。

提案した表現方法により、使用限界状態に関する S-N 曲線から橋軸方向にプレストレスした床版の使用限界寿命を推定できると考えられる。ただし、本表現方法がどの程度のプレストレスレベルおよび床版厚まで適用できるかは明らかにできていないが、本実験で導入した橋軸方向プレストレス 30kgf/cm² までは適用可能であると考えられる。

4. 5 結言

外ケーブルによる合成桁橋コンクリート床版への橋軸方向プレストレス導入を想定して、床版のみの小型輪荷重走行試験機による疲労実験を行った。本章で得られた結果をまとめると以下のようである。

- (1) 橋軸方向プレストレスを導入することによって、ひび割れ発生・進展の抑制、橋軸直角方向ひび割れ面相互の擦り合わせの抑制、さらに、貫通ひび割れによる梁状化の抑制がなされる。それによって、走行回数と活荷重たわみの関係がほぼ線形的に漸増する寿命期間が増し、疲労寿命が向上する。また、活荷重たわみが引張側コンクリートを無視したときのたわみに達してからせん断破壊に至るまでの寿命が短く、たわみの急激な変化点は引張側コンクリートを無視したときのたわみと一致するようである。
- (2) 劣化度を評価するひとつの指標としてのひび割れ密度を算定した結果、橋軸方向プレストレスをしていない試験体は主鉄筋方向ひび割れ密度が 10m/m²、配力鉄筋方向ひび割れ密度がその半分程度であった。両方向を加えた値は 15m/m² となる。実物大 RC 床版の疲労実験では約 10m/m² で使用限界状態に至るという結果からすれば、本試験体の使用限界状態でのひび割れ密度と比較して、床版厚が 6cm と薄く、鉄筋間隔が狭いため大きくなったと言える。橋軸方向にプレストレスを導入することによって、8kgf/cm² で両方向のひび割れ密度がほぼ同じとなり、プレストレスがさらに増加すると RC 床版とは逆に、配力鉄筋方向ひび割れ密度より主鉄筋方向ひび割れ密度の低減が著しくなる。ただし、破壊時にはやはり 15m/m² 程度となる。
- (3) 疲労寿命とプレストレスの関係は実験結果のばらつきにより向上率を絶対値で議論するのは難しいが、疲労寿命は橋軸方向プレストレスに関する 2 次関数で当てはめられることが分かった。

- (4) 橋軸方向PC床版のS-N曲線として、プレストレス量を考慮して、梁状化した主鉄筋断面の有効幅を修正することによって、梁状化したときのせん断耐荷力にプレストレスの効果が導入され、既往のRC床版に関するS-N曲線付近に実験結果がプロットされる。このような表現方法により、橋軸方向PC床版の疲労寿命が推定でき、疲労設計の資料にできると考えられる。ただし、このような表現方法がどの程度のプレストレスレベルおよび床版厚まで適用できるかは明らかにできていないが、本実験で導入した橋軸方向プレストレス 30kgf/cm^2 までは適用可能であると言える。

【参考文献】

- 4.1) 中井 博・竹中裕文・喜田 浩：プレキャスト床版を用いた合成桁の自動車走行のもとにおける耐久性の実験的研究，構造工学論文集，Vol.34A，pp.81-92，1986.
- 4.2) 松尾栄治・浜田純夫・阿部宗人・大岩 昇：プレストレススラブの押抜き疲労強度に関する研究，第7回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.1-6，1997.
- 4.3) 栗原慎介・金崎喜美男・金田昌治・松井繁之：橋軸方向にプレストレスを導入したRCプレキャスト床版の疲労特性，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1365-1372，1998.
- 4.4) 浜田純夫・阿部宗人・松尾栄治：プレストレススラブの押抜き強度に関する一考察，第7回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.7-12，1997.
- 4.5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，II 鋼橋編，1996.
- 4.6) 松井繁之・前田幸雄：道路橋RC床版の劣化度判定法の一提案，土木学会論文集，第374号，pp.419-426，1986.
- 4.7) S. Timoshenko and S. Woinosky-Krieger：Theory of Plates and Shells, Macgraw-Hill, pp.364-371, 1959.
- 4.8) 松井繁之・前田幸雄：道路橋RC床版の劣化度判定法の一提案，土木学会論文集，第374号，pp.419-426，1986.
- 4.9) 日本道路公団：維持管理修繕要領（橋梁床版編），1978.
- 4.10) 松井繁之：水環境下にある道路橋RC床版の耐久性向上のための防水工に関する研究，平成元年度科学研究費補助金（試験研究(1)）研究成果報告書，1990.
- 4.11) 松井繁之：橋梁の寿命予測 一道路橋RC床版の疲労寿命予測一，安全工学，Vol.30, No.6, pp.432-440，1991.
- 4.12) 園田恵一郎・堀川都志雄：輪荷重の反復作用下での道路橋RC床版の低サイクル疲労特性，土木学会論文集，第390号/V-8，pp.97-106，1988.
- 4.13) Philip C. Perdikaris and Sergio Beim：RC Bridge Decks under Pulsating and Moving Load, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.3, pp.591-607, 1988.
- 4.14) 前田幸雄・松井繁之：輪荷重移動装置による道路橋RC床版の疲労に関する研究，第6回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.221-224，1984.
- 4.15) 阪神高速道路公団：道路橋RC床版のひびわれ損傷と耐久性，pp.35-51，1991.

- 4.16) 東山浩士・松井繁之：橋軸方向プレストレスしたコンクリート床版の走行荷重に対する疲労耐久性に関する研究，土木学会論文集，No.605/I-45，pp.79-90，1998.

第5章 外ケーブル定着部近傍の局部挙動と局部座屈強度

5.1 概説

外ケーブル方式は主桁端部の鋼桁下フランジ、あるいは、ウェブに外ケーブル定着ブラケットを取り付け、橋軸方向に軸力を導入するため、定着部分の主桁には局所的に高い応力が発生する。それゆえ、定着部の局部応力性状に関して、実橋での現場計測^{5.1)~5.4)}、実験・解析^{5.5)~5.7)}による検討が行われている。

下フランジ定着方式では、定着ブラケット取り付け位置趾端部に大きな応力が発生し、ウェブの面外変形がおおきくなる^{5.3), 5.5), 5.7)}。山口ら^{5.7)}は、ウェブが薄い桁ほど、ウェブ下縁から1/4付近に最大変位が発生するため、垂直補剛材を定着ブラケット取り付け位置趾端部に取り付けるのが最も有効であるという結果を示している。また、主桁の応力改善を目的として、外ケーブル方式を適用する場合、下フランジに外ケーブルを取り付け、直線配置とすることで施工の簡略化、経済性が図れることから、この配置形状が採用されることが多い。

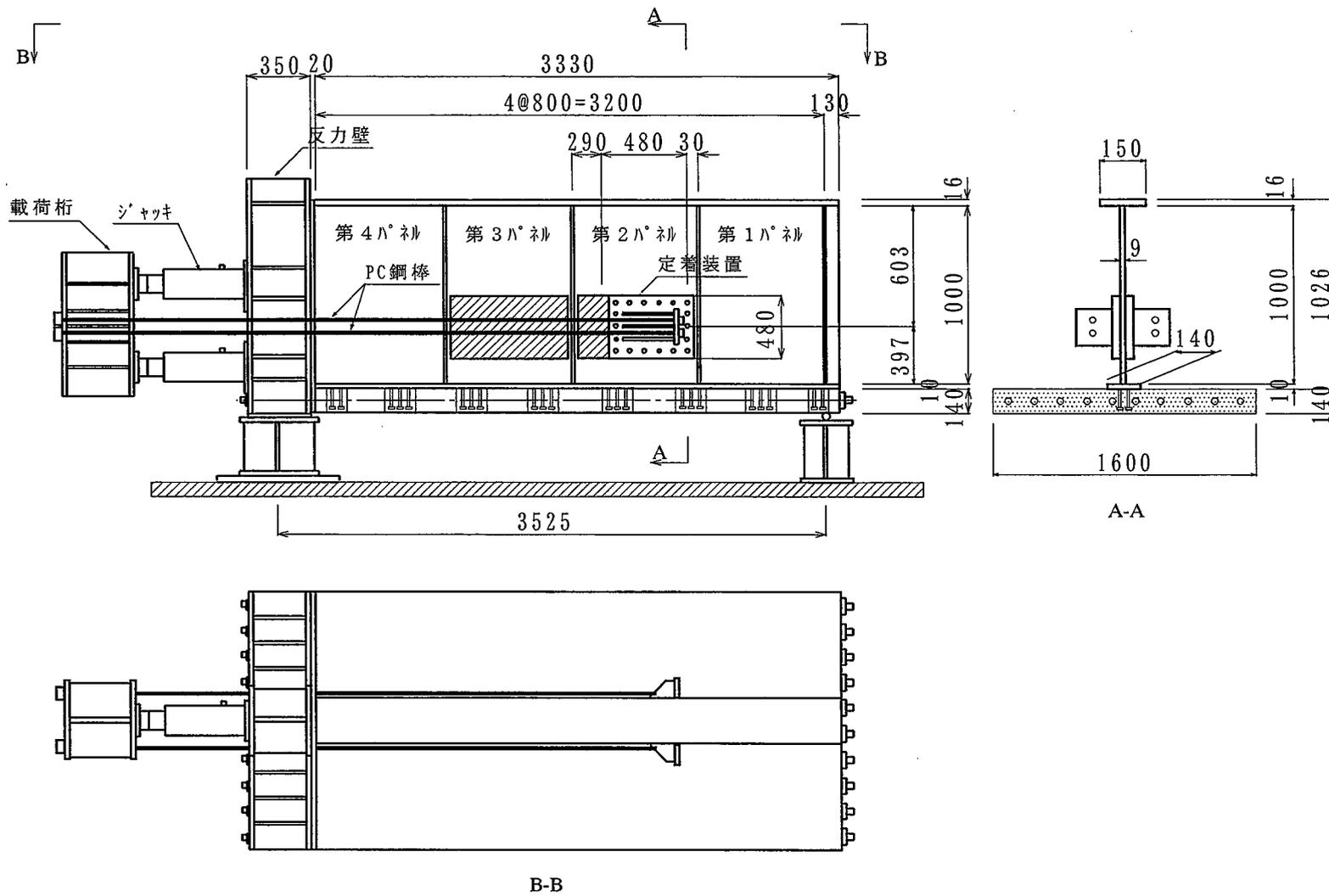
本論文では、合成桁橋コンクリート床版の耐久性改善を目的として、外ケーブル方式の適用を試みているため、第2章でも述べたように、合成桁の中立軸付近に外ケーブルを定着し、直線配置とすることがより合理的にプレストレスを導入することができる。ウェブに外ケーブルを定着した場合の応力性状に関する既往の研究はほとんどなく、唯一、石井ら^{5.4)}による応力分布の研究が挙げられる。定着ブラケットからの局部応力と断面急変による応力集中が定着ブラケット取り付け位置趾端部の下側で発生することが実験および解析から確認されている^{5.4), 5.8)}。

この部位に関する性状をさらに明らかにするために、本章では、定着部をモデル化した静的実験を行い、鋼桁ウェブパネルの応力性状を把握するとともに、コンクリート床版へのプレストレス、ならびに、定着ブラケット前面のウェブパネルの添接板による補剛効果を調べ、さらに、弾塑性有限変位解析によりウェブパネルの局部座屈強度算定のための資料を作成することにした。

5.2 耐荷力実験

5.2.1 試験体と実験方法

本実験では、表-5.1および図-5.1に示すように試験体を3体製作した。試験体は外ケーブル合成桁の定着部分をモデル化しており、実橋での緊張作業を考慮して、ジャッキスペースを確保するものとし、定着ブラケットは第2パネルに20本のH.T.B.M22により取り付けている。定着ブラケットの詳細図を図-5.2に示す。また、定着ブラケット取り付け位置は緊張力70tfでコンクリート床版に -10kgf/cm^2 のプレストレスが導入されるように、合成断面中立軸から30cm下フランジ側に偏心させた。図-5.1の定着ブラケット前面の補剛として、ハッチング部分に



図—5. 1 試験体と実験概要

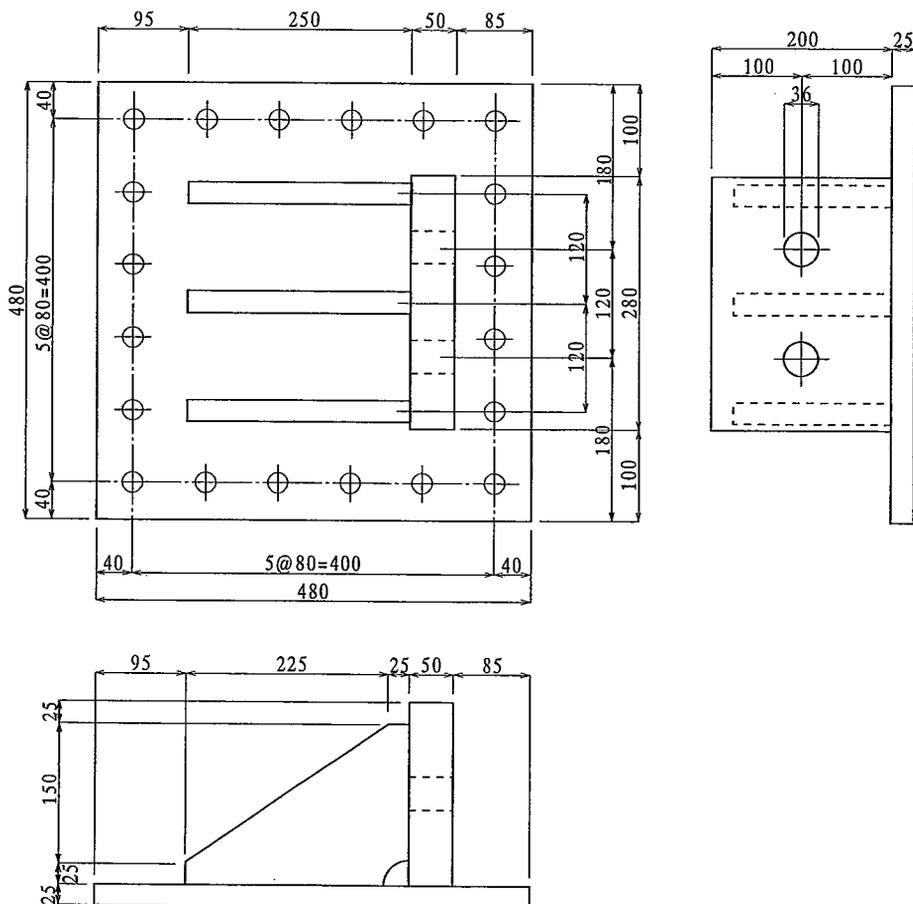
図一5. 3に示す補剛板をウェブ両側にボルト接合することにした。写真一5. 1にはリブ付き補剛板の取り付け状況を示してある。

床版はプレキャストRC床版を用い、鋼桁と一体化するためにスタッド孔に無収縮モルタルを打設している。また、荷重時には図一5. 1に示すように、試験体は上下反転するため、自重によるプレキャスト床版での引張応力をキャンセルするために、床版内に挿入した鉄筋により 5kgf/cm^2 のプレストレスを導入した。

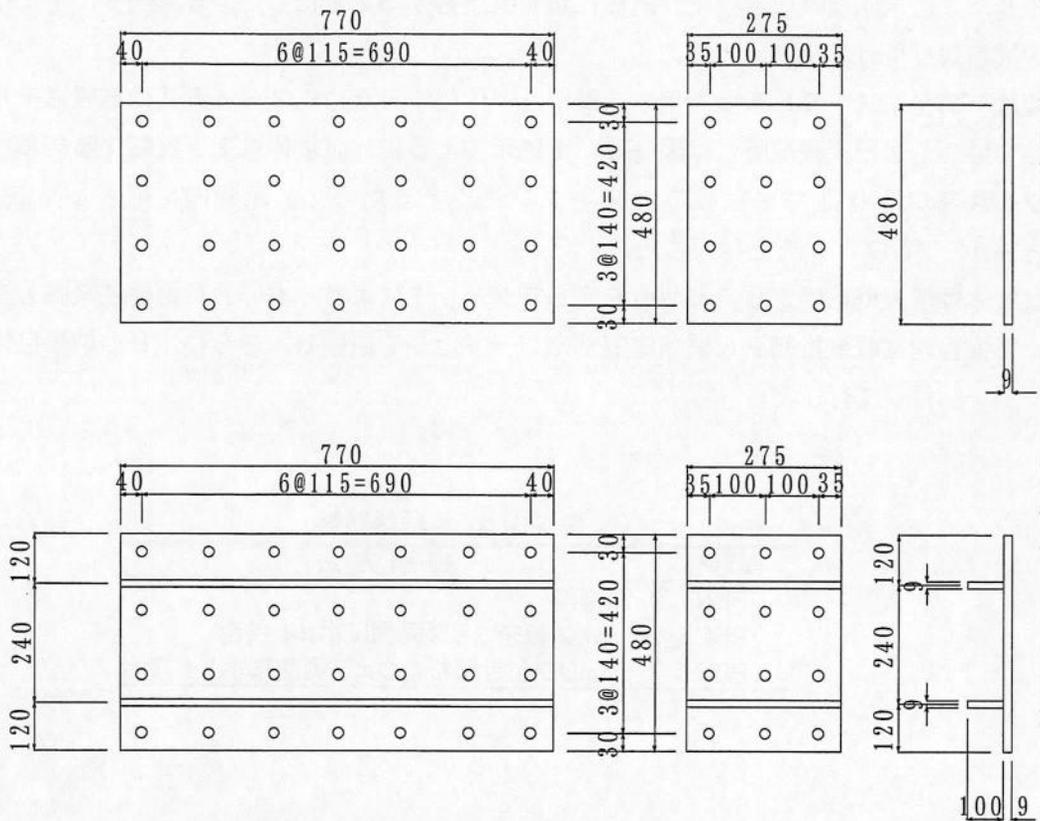
試験体は反力壁に固定し、荷重桁を介してジャッキにより4本のPC鋼棒に緊張力を与えている。緊張管理は荷重桁側PC鋼棒定着部にロードセルを設置し、さらに、PC鋼棒自体にひずみゲージを貼付して行った。

表—5. 1 試験体種類

試験体	補剛方法
PBN	無補剛
PBP	9mm鋼板をウェブ両側にボルト接合
PBR	9mmリブ付き鋼板をウェブ両側にボルト接合

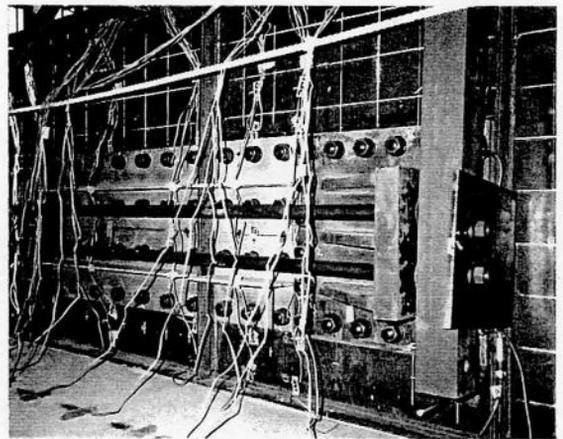


図一5. 2 定着ブラケット詳細図



図—5. 3 補剛板

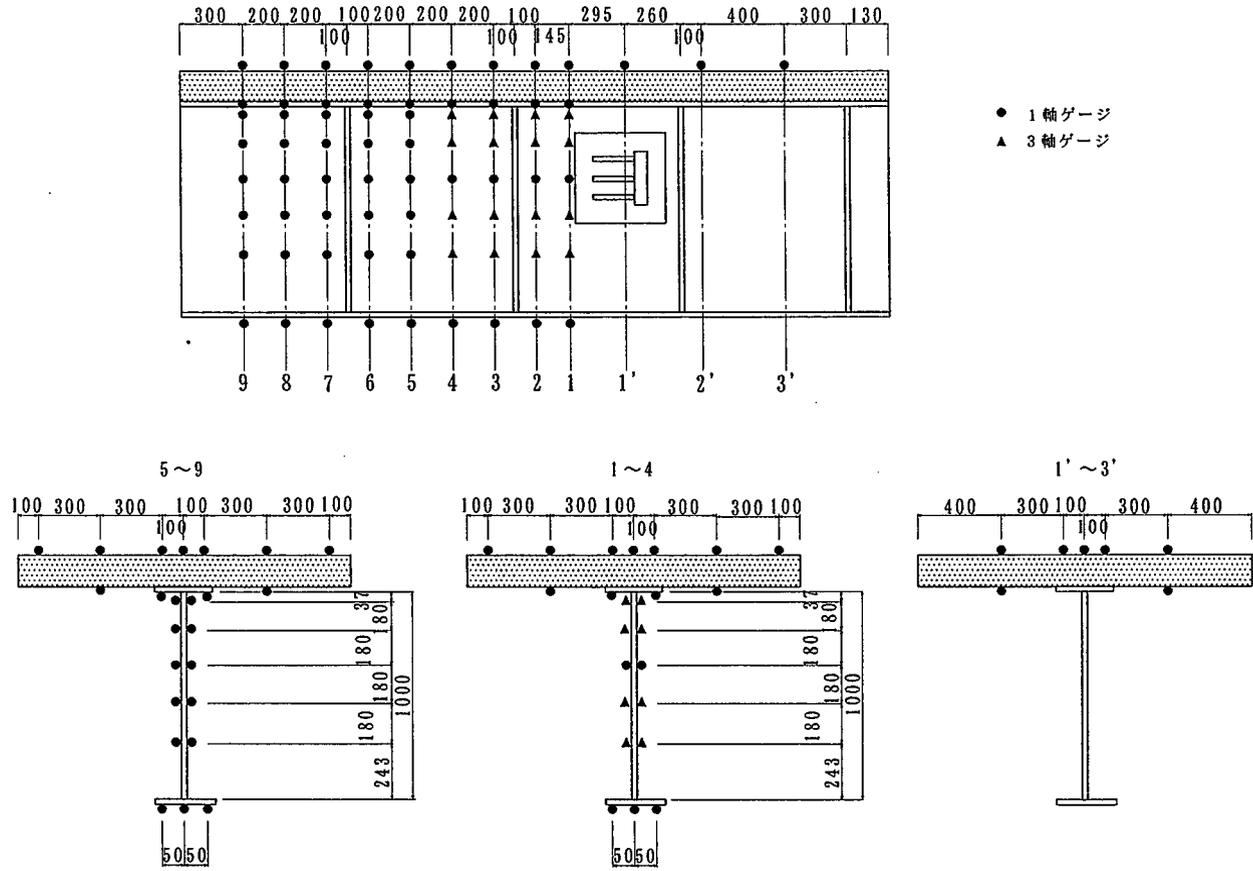
本実験では、鋼桁ウェブパネルの応力性状および変形を把握すること、床版へのプレストレスを確認すること、補剛効果を確認することを目的としているため、図—5. 4 (a)～(c)に示す箇所にはひずみゲージを貼付した。試験体によってそれらの位置はひずみ分布特性を測定するために若干異なっている。また、ウェブパネルの面外変形および定着ブラケット取り付けボルトの軸ひずみの測定箇所を図—5. 5 (a)～(b)に示す。図—5. 4 および図—5. 5 に符してある断面番号は以下に述べる断面番号の位置と対応している。



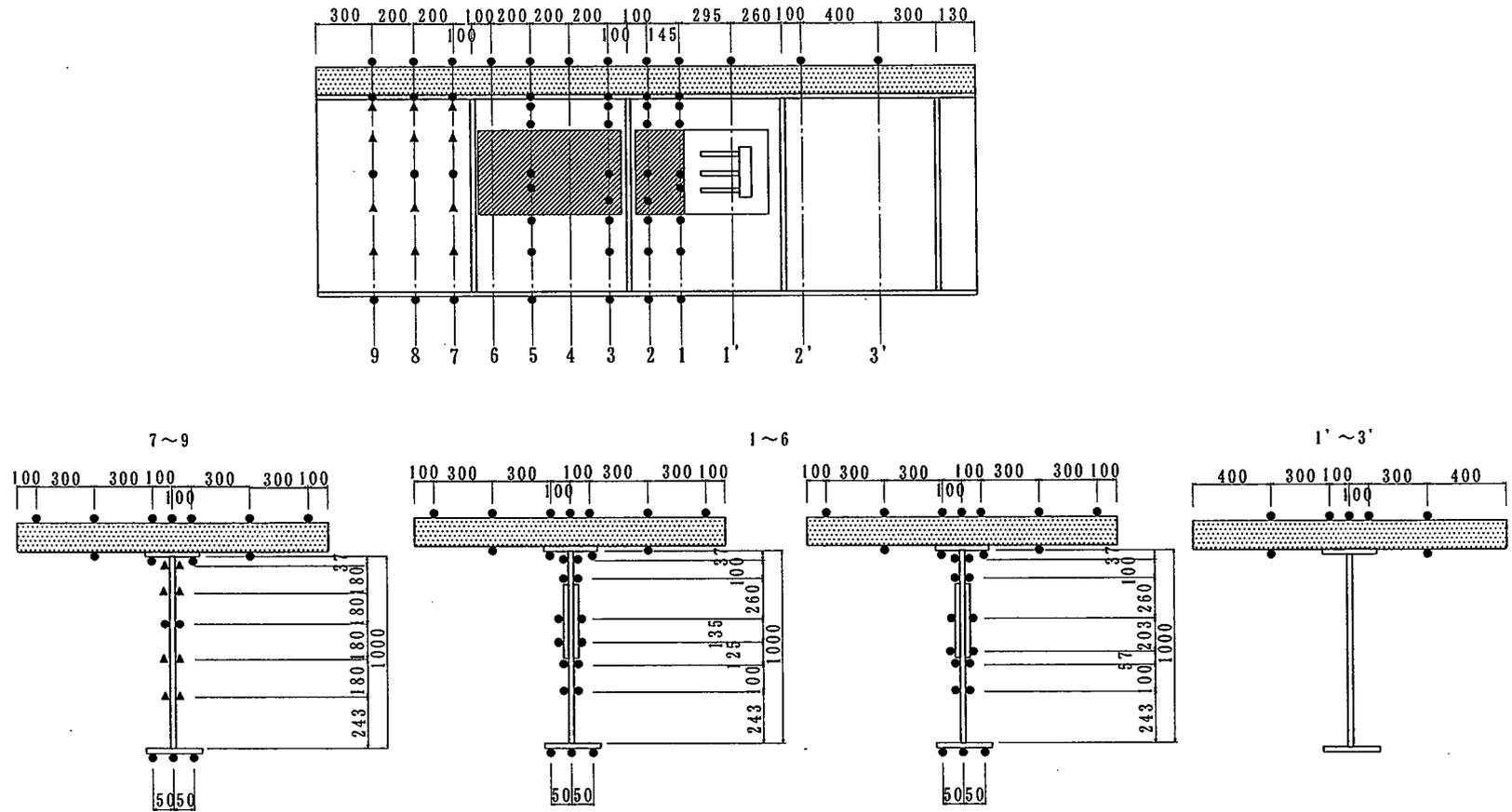
写真—5. 1 リブ付き補剛板

5. 2. 2 材料試験結果

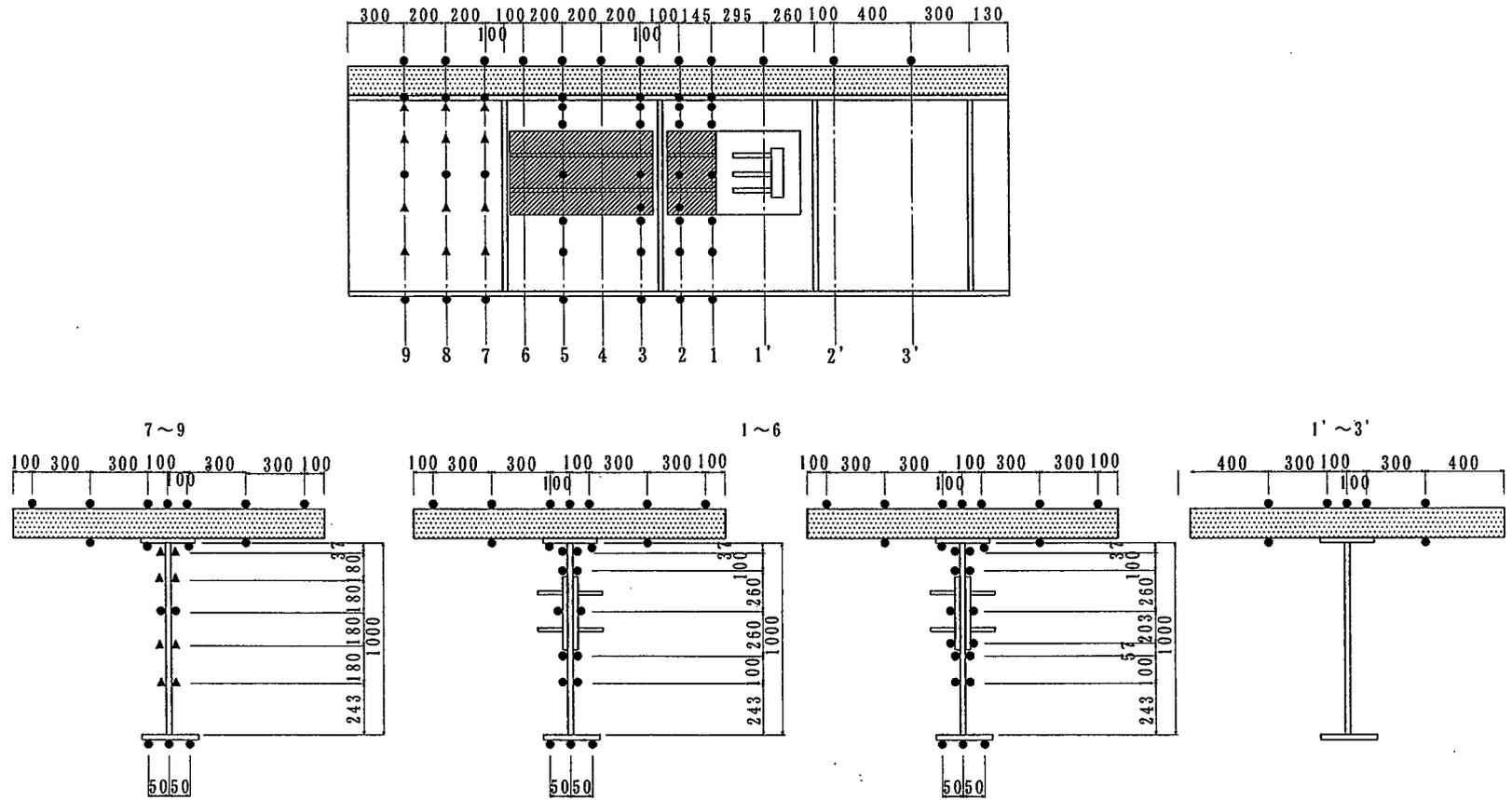
プレキャスト床版は試験体3体分同時に打設されているが、試験時期が異なるために載荷前日にコンクリートおよび無収縮モルタルの材料試験を行っている。材料試験結果を表—5. 2にまとめている。



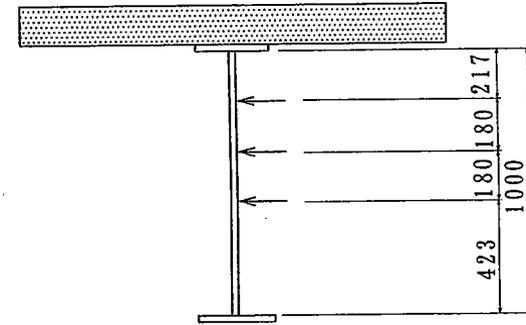
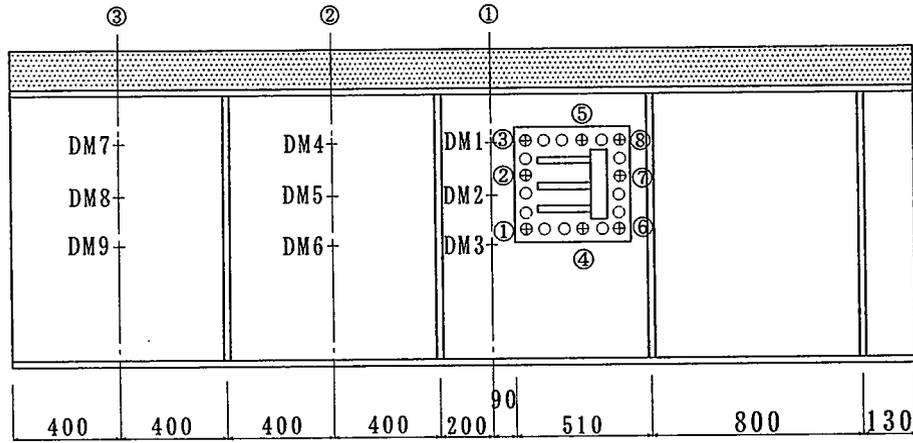
図—5. 4 (a) 試験体 PBN のひずみゲージ貼付位置



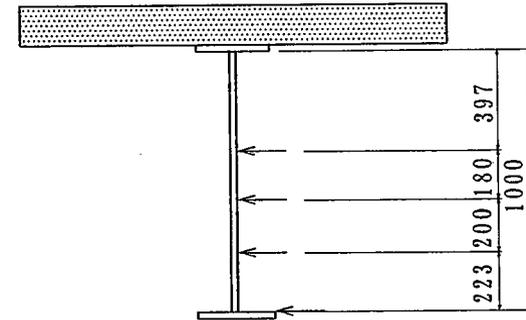
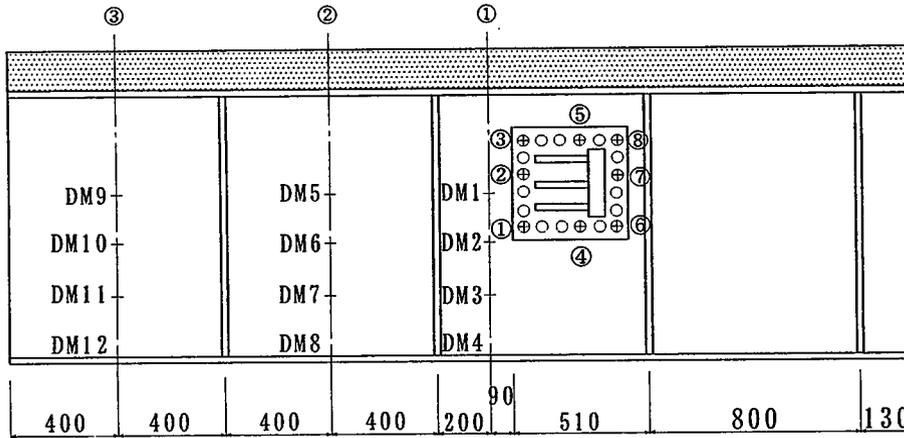
図—5. 4 (b) 試験体 PBP のひずみゲージ貼付位置



図—5. 4 (c) 試験体 PBR のひずみゲージ貼付位置



(a) 試験体 PBN



(b) 試験体 PBP および PBR

図—5. 5 面外たわみおよびボルト軸ひずみ測定箇所

表—5. 2 コンクリート系材料特性

試験体	材料	f_c (kgf/cm ²)	f_t (kgf/cm ²)	E_c (kgf/cm ²)
PBN	コンクリート	341	20	2.81×10^5
	無収縮モルタル	650	20	2.63×10^5
PBP	コンクリート	352	28	2.75×10^5
	無収縮モルタル	440	—	2.25×10^5
PBR	コンクリート	341	25	2.73×10^5
	無収縮モルタル	589	26	2.32×10^5

表—5. 3 鋼材材料特性

鋼材	f_y (kgf/cm ²)	f_u (kgf/cm ²)	E_s (kgf/cm ²)	伸び (%)
鋼桁ウェブ SS400	3168	4576	2.14×10^6	28
PC鋼棒 φ32	11900	13300	2.04×10^6	11

鋼桁には SS400 材を用いており、ウェブの引張試験結果を表—5. 3 にまとめている。また、外ケーブルに用いた PC 鋼棒 SBPR 1 号 C 種 φ32 の引張試験結果も表—5. 3 に示した。

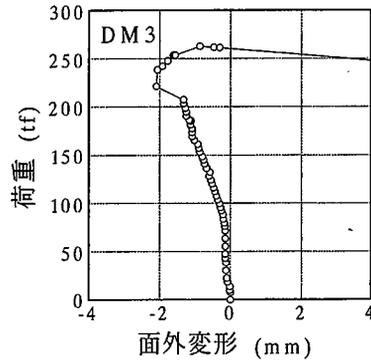
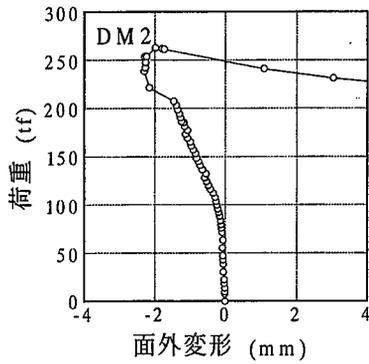
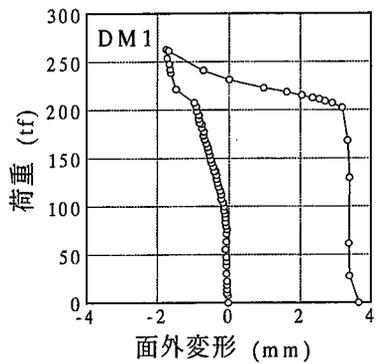
定着ブラケット取り付けボルト H.T.B.M22 の载荷中の軸ひずみを測定するためのボルトを各試験体から 3 本採り、キャリブレーションを行って弾性係数を得た。それぞれのシリーズで弾性係数のバラツキは小さいため、9 本全てを平均した値として $2.17 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ を用いることにした。

5. 3 実験結果と考察

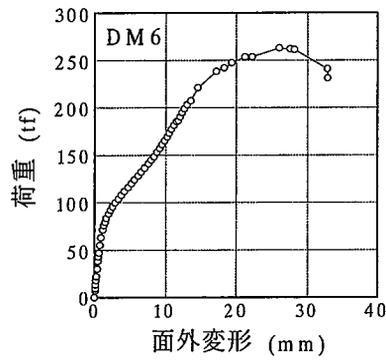
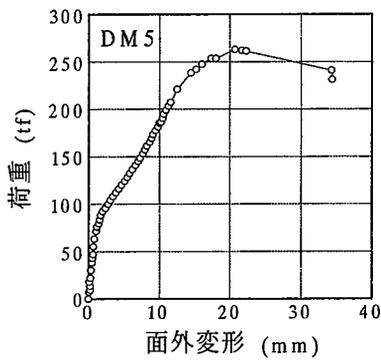
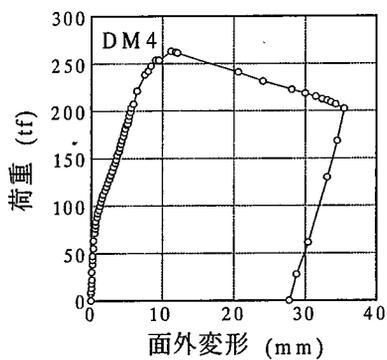
5. 3. 1 鋼桁ウェブパネルの面外変形

図—5. 5 に示したウェブパネルの面外変形測定箇所の結果を各試験体について、図—5. 6 ~ 5. 8 に示す。

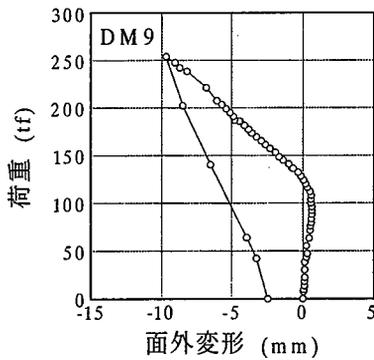
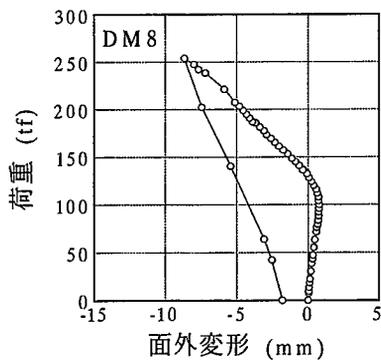
試験体 PBN では、荷重 100tf 付近から非線形挙動が顕著に現れ、特に、第 3 パネルでの面外変形が大きくなっている。最大荷重は 263tf であった。最大荷重付近からは鋼桁の横倒れによる面外変形も大きくなり、写真—5. 2 および写真—5. 3 のような除荷後の残留変形が生じた。局部荷重の影響が大きな第 2 パネルの面外変形は小さく、これは定着ブラケットの底板厚が 2.5cm とウェブパネルに比べ比較的厚いこと、さらに、ウェブパネルのアスペクト比が定着ブラケットを取り付けることにより小さくなったことによるものと考えられる。結果として、試験体 PBN では第 3 パネルで終局状態に至った。また、P-δ 法による弾性座屈荷重は約 100tf であった。



(a) 第2パネル

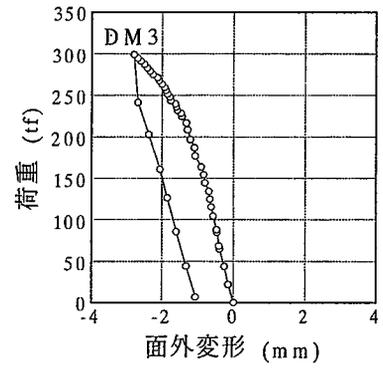
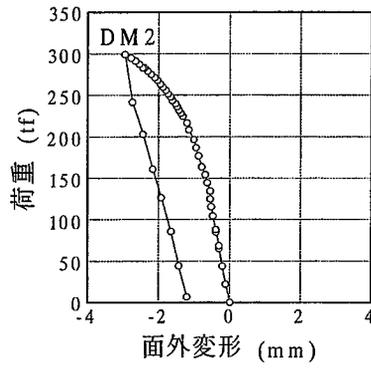
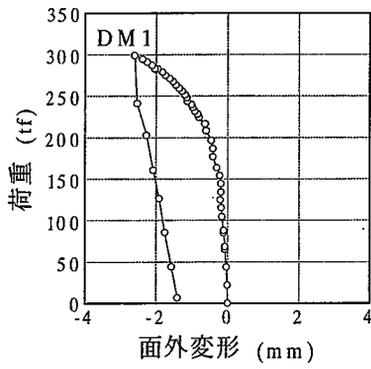


(b) 第3パネル

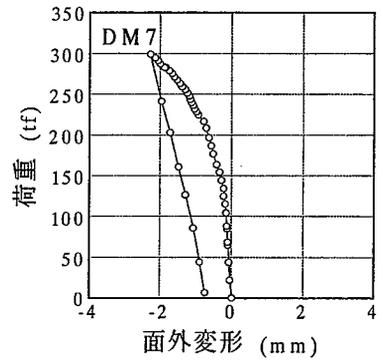
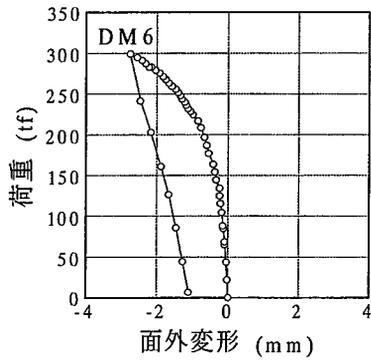
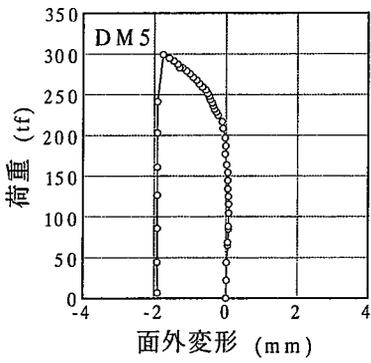


(c) 第4パネル

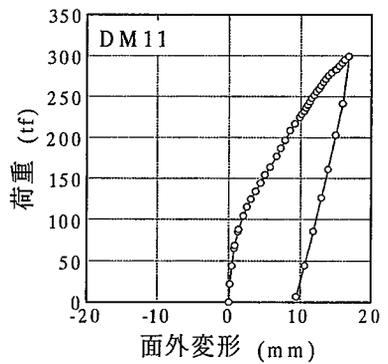
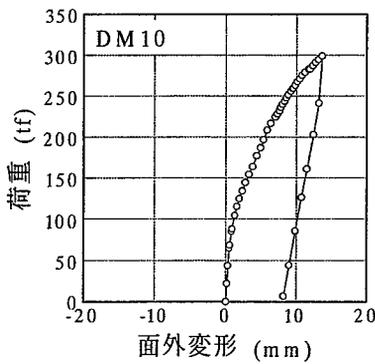
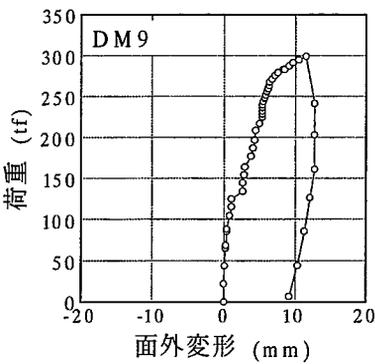
図一5. 6 試験体 PBN の荷重—面外変形関係



(a) 第2パネル

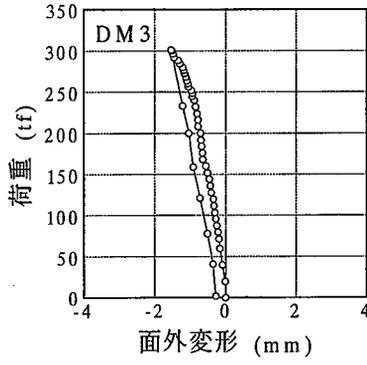
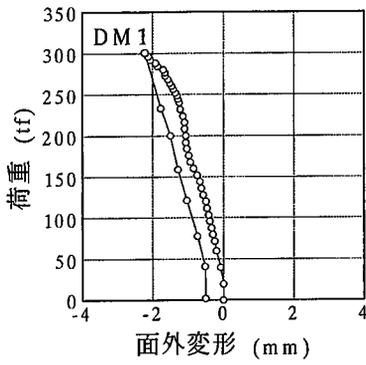


(b) 第3パネル

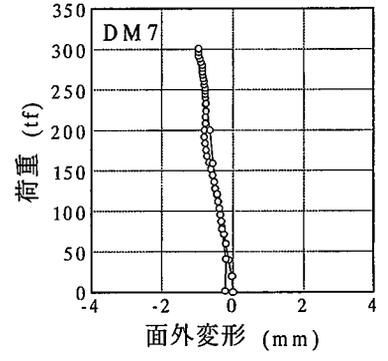
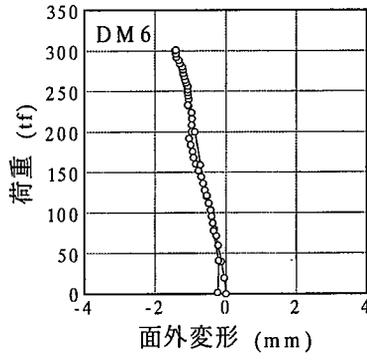
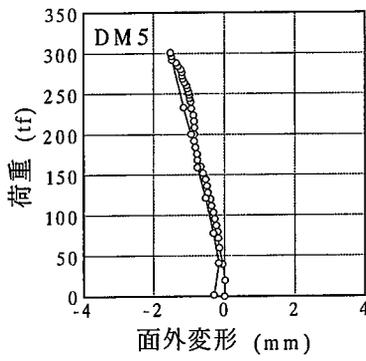


(c) 第4パネル

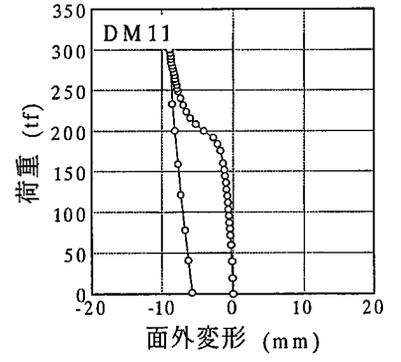
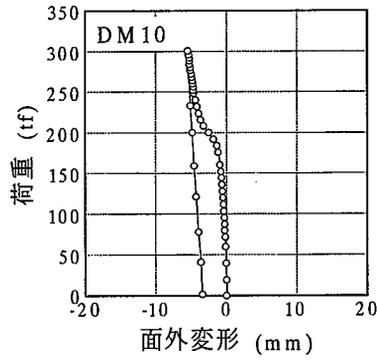
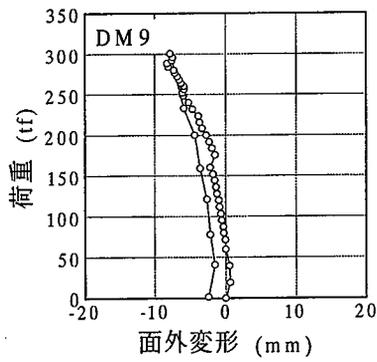
図—5. 7 試験体 PBP の荷重—面外変形関係



(a) 第2パネル

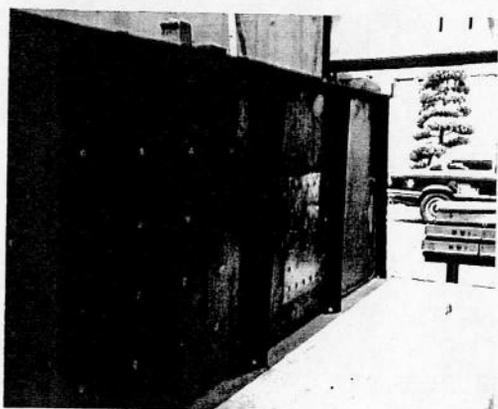


(b) 第3パネル

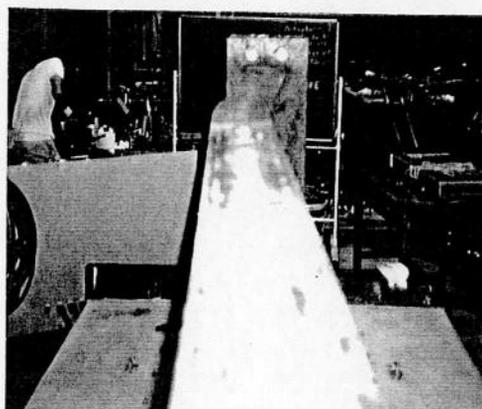


(c) 第4パネル

図—5. 8 試験体 PBR の荷重—面外変形関係



写真一5. 2 ウェブパネルの残留変形



写真一5. 3 下フランジの残留変形

試験体 PBP では、第2パネルおよび第3パネルに板厚 9mm の鋼板をウェブパネル両側にボルト接合しているため、第2パネルおよび第3パネルの面外変形は小さく、補剛効果の得られていることが分かる。しかし、補剛をしていない第4パネルの面外変形が大きくなっており、試験体 PBN と同様に、荷重が 100tf 付近から非線形挙動が顕著になっていることが分かる。載荷は P C 鋼棒および試験装置の限界から 300tf までで中止している。

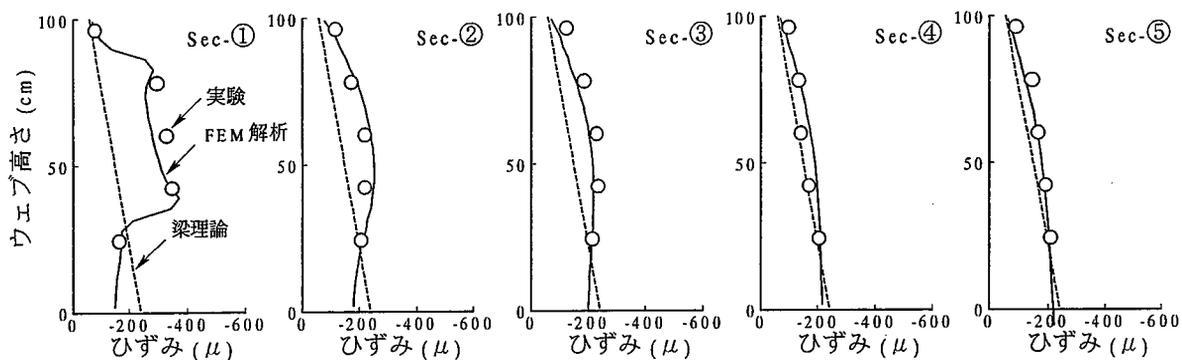
試験体 PBR では、第2パネルおよび第3パネルに板厚 9mm のリブ付き鋼板をウェブパネル両側にボルト接合しているため、試験体 PBP と同様に、第2パネルおよび第3パネルの面外変形は小さく、補剛効果の得られていることが分かる。また、荷重が 170tf 付近から第4パネルの非線形挙動が顕著になっている。試験体 PBR についても載荷は 300tf までで中止している。

5. 3. 2 鋼桁ウェブパネルのひずみ分布

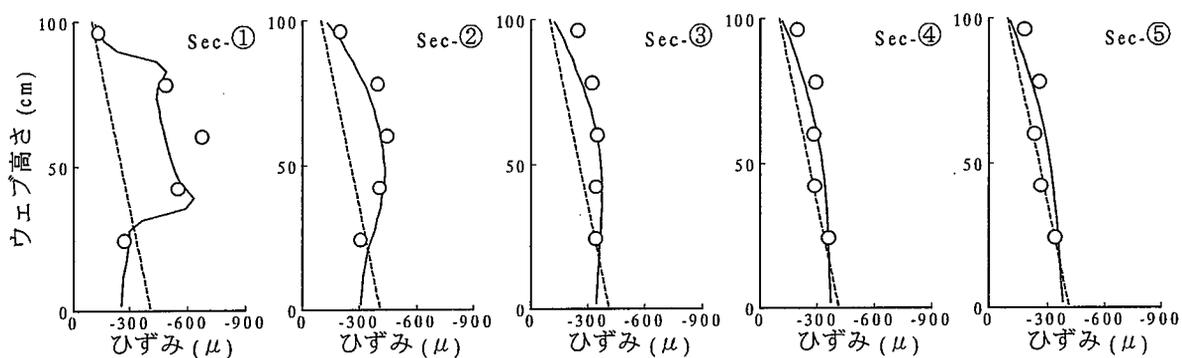
図一5. 4 に示した各測定断面でのウェブパネルの膜ひずみ分布を各試験体について、図一5. 9 には試験体 PBN の定着ブラケット前面から局部座屈した第3パネルまでのひずみ分布を、図一5. 10 および図一5. 11 には試験体 PBP および試験体 PBR の定着ブラケット前面近傍と補剛していない第4パネルのひずみ分布を示してある。図中には弾性 FEM 解析結果と梁理論による結果も示している。

図一5. 9 の試験体 PBN における弾性座屈荷重以下の荷重 70tf について見てみると、断面①、②、③で局部荷重による高いひずみの生じていることが分かる。断面④、⑤では局部荷重の影響は分散され、梁理論値と一致するようになる。FEM 解析結果は局部荷重の影響を良好に表しており、実験値とよく一致している。これらの結果から、局部荷重による高いひずみはウェブ高さ程度離れた位置ではその影響が分散されると言える。載荷荷重 120tf までは実験値と FEM 解析結果はよく一致しているが、それ以上の載荷荷重では、実験値と FEM 解析結果に差異が生じており、幾何学非線形性の影響が現れ始めていると言える。上述した面外変形において非線形挙動が顕著になる荷重とほぼ一致する。

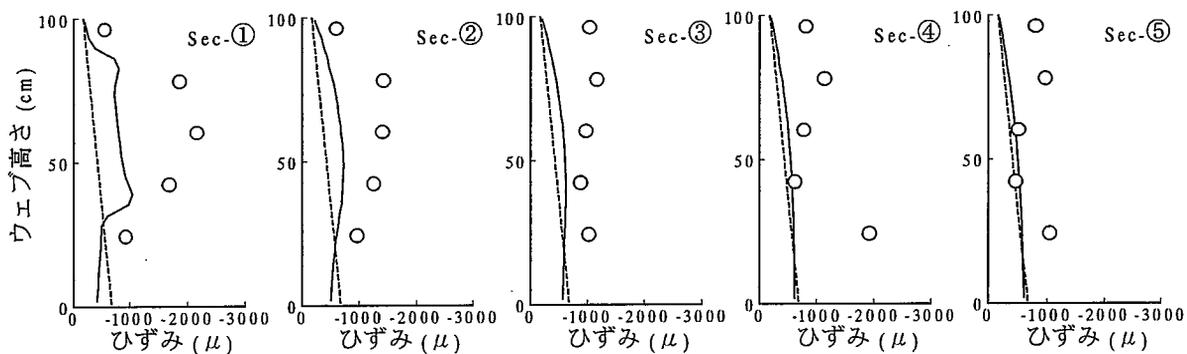
図一5. 10 および図一5. 11 に示す試験体 PBP および試験体 PBR は同様なひずみ分布を呈し



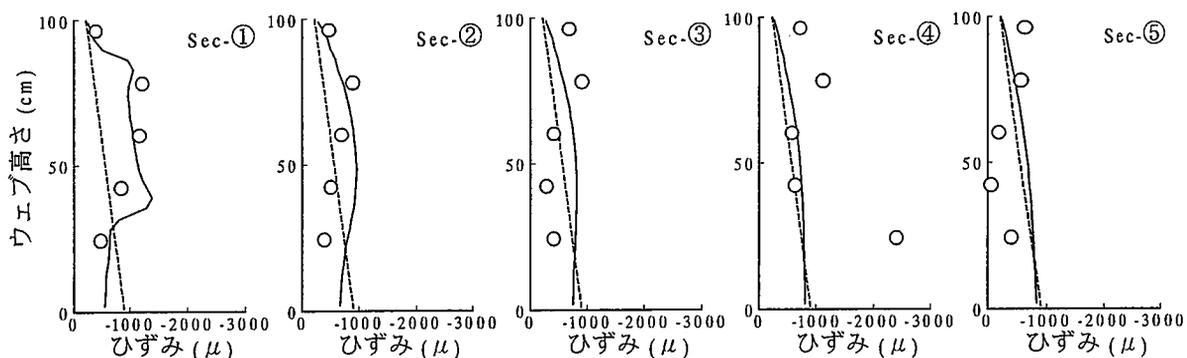
(a) 載荷荷重 $P=70 \text{ tf}$



(b) 載荷荷重 $P=120 \text{ tf}$

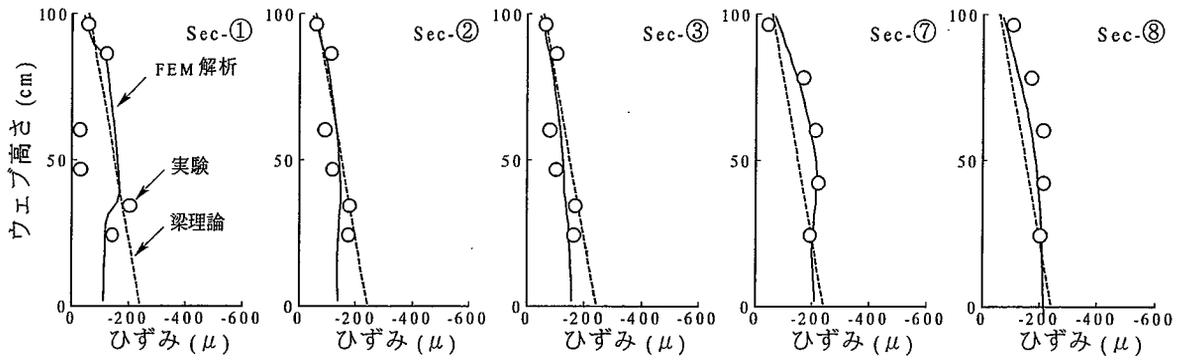


(c) 載荷荷重 $P=200 \text{ tf}$

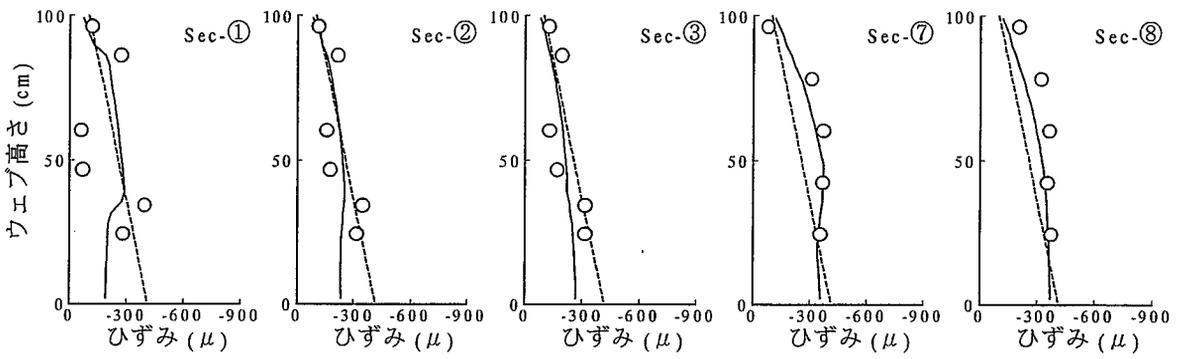


(d) 載荷荷重 $P=263 \text{ tf}$

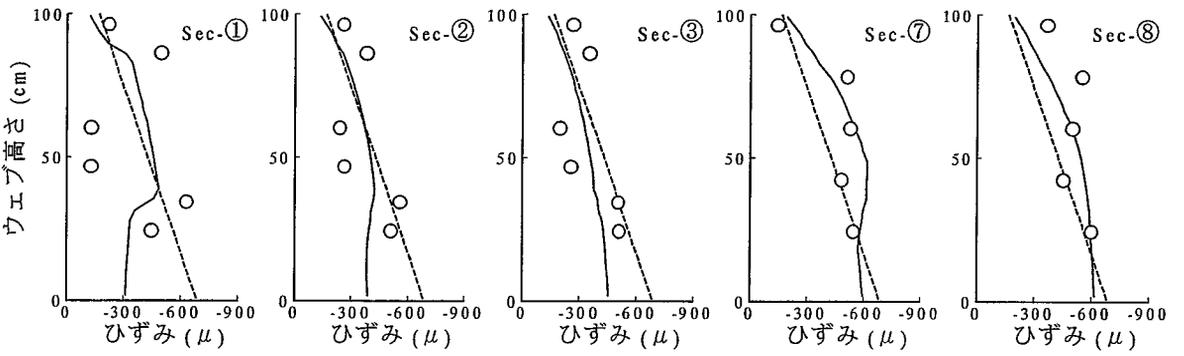
図-5.9 試験体 PBN のウェブひずみ分布



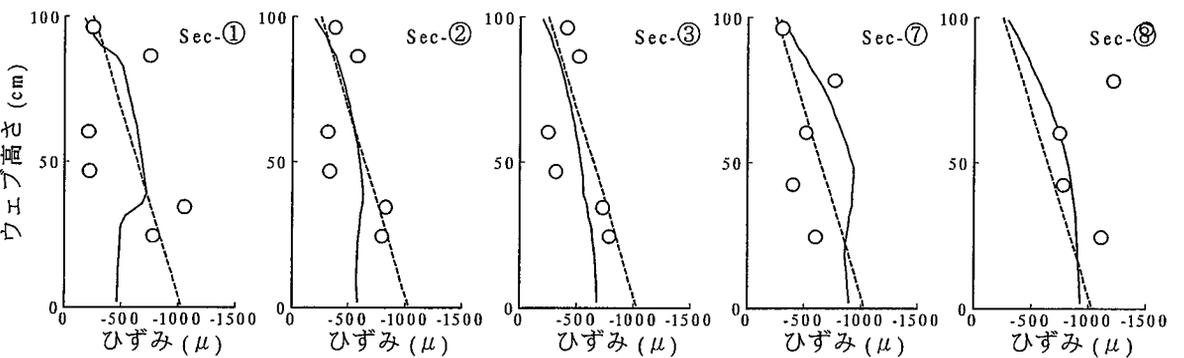
(a) 載荷荷重 $P=70$ tf



(b) 載荷荷重 $P=120$ tf

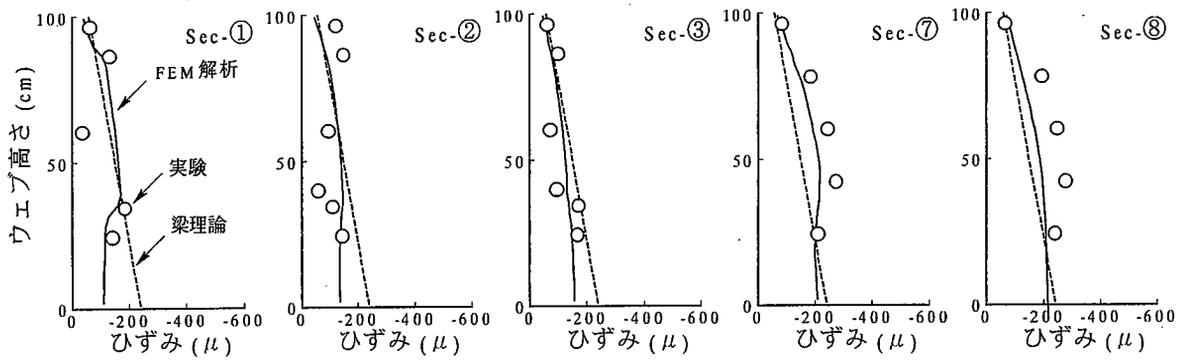


(c) 載荷荷重 $P=200$ tf

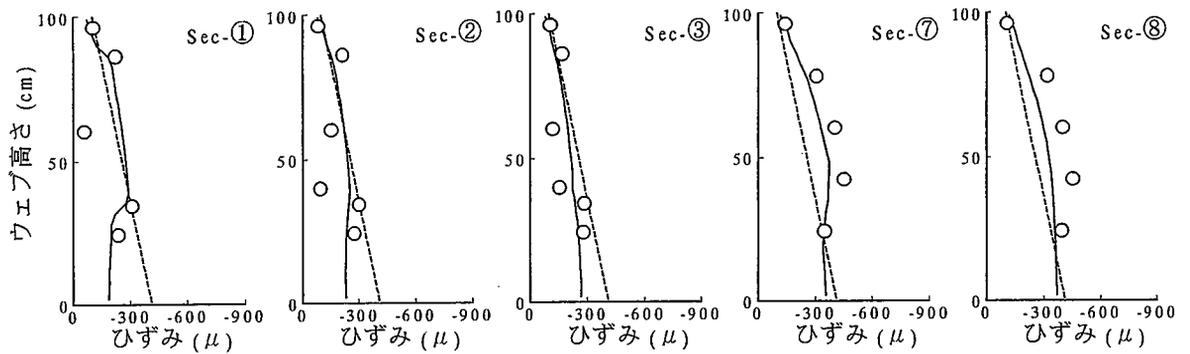


(d) 載荷荷重 $P=300$ tf

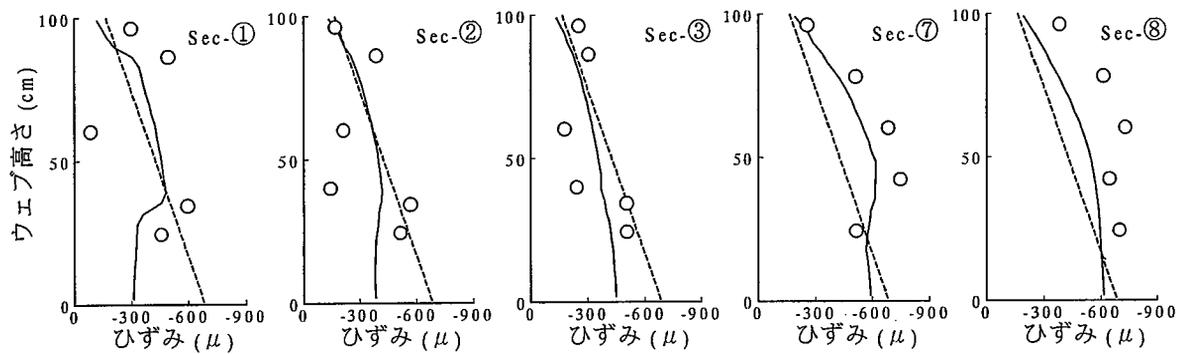
図—5. 10 試験体 PBP のウェブひずみ分布



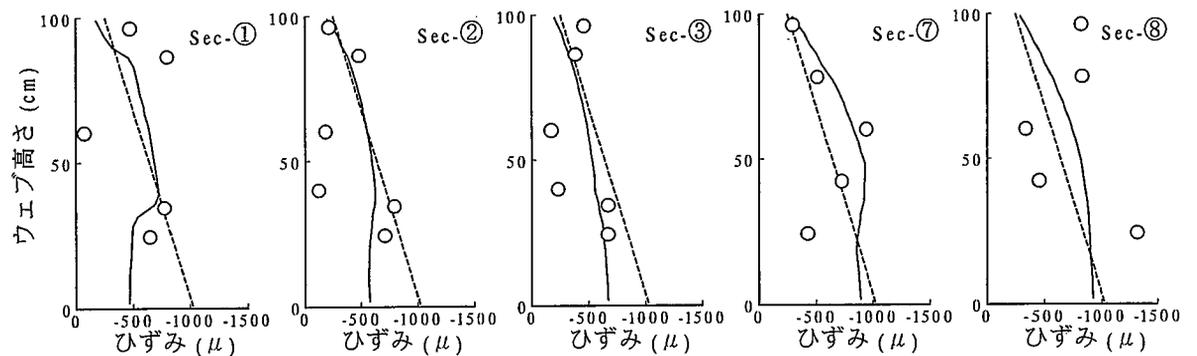
(a) 載荷荷重 $P=70$ tf



(b) 載荷荷重 $P=120$ tf



(c) 載荷荷重 $P=200$ tf



(d) 載荷荷重 $P=300$ tf

図一5. 11 試験体 PBR のウェブひずみ分布

ているが、補剛板の表面に貼付したひずみゲージの値が FEM 解析結果に比べ、かなり小さくなっている。それ以外では良好な一致を示している。この原因として、ひずみゲージ貼付位置が補剛板添接ボルトの摩擦面より外側にあったために、ひずみの伝達が鈍くなっていたと考えられる。また、補剛パネルを出た第4パネルで若干大きなひずみ分布が見られるが、試験体 PBN に比べると、その値は小さくなっている。

5. 3. 3 鋼桁上下フランジのひずみ分布

各試験体の鋼桁上フランジの最大荷重時での橋軸方向ひずみ分布を図—5. 12 に示す。全ての試験体において、断面③でひずみがピークとなっており、定着ブラケット前面からほぼ 30° でひずみが分散していくと考えられる。試験体 PBN では断面③、断面⑤および断面⑥で上フランジの左右に貼付したひずみゲージに差異が生じており、これらの断面でウェブパネルの面外変形が大きくなったことによるものである。断面③において最も大きな差異が生じている理由は、鋼桁の横倒れによるものである。断面③で降伏ひずみに達している以外は全ての断面で弾性範囲内であった。試験体 PBP および試験体 PBR では最大荷重においても全ての断面で弾性範囲内であり、添接板の剛性が寄与しているものと言える。

各試験体の鋼桁下フランジの最大荷重時での橋軸方向ひずみ分布を図—5. 13 に示す。試験体 PBN では局部座屈した第3パネルの断面④および断面⑤で大きなひずみが生じており、同一断面でのひずみに大きな差異があることから横倒れによるものと読み取れる。試験体 PBP および試験体 PBR では部分的には降伏ひずみに達している箇所もあるが、試験体 PBN に比べて、ウェブパネルの補剛によりウェブパネルの面外変形が拘束されているために、下フランジでのひずみ、ならびに、同一断面でのひずみ差が小さくなっている。

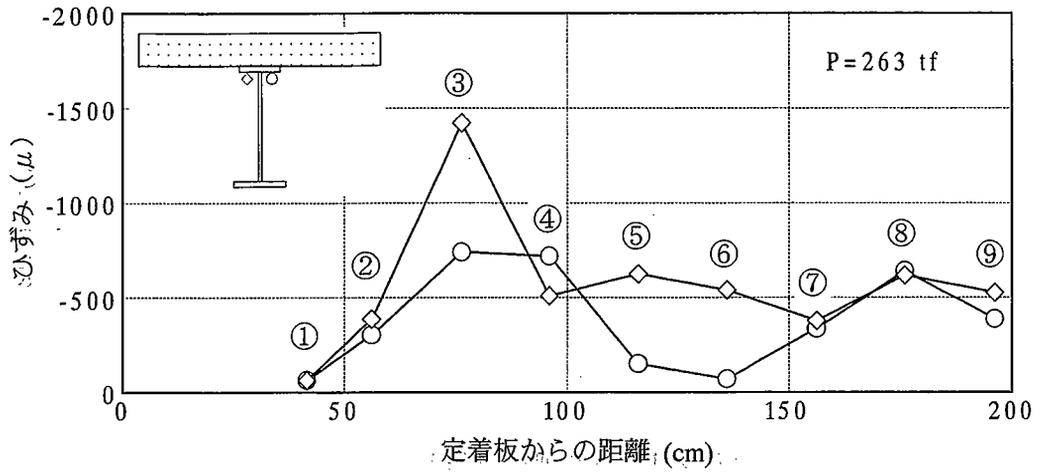
5. 3. 4 コンクリート床版のひずみ分布

載荷荷重 70tf における各断面でのコンクリート床版上下面のひずみ分布を FEM 解析結果とともに各試験体について図—5. 14～5. 16 に示す。

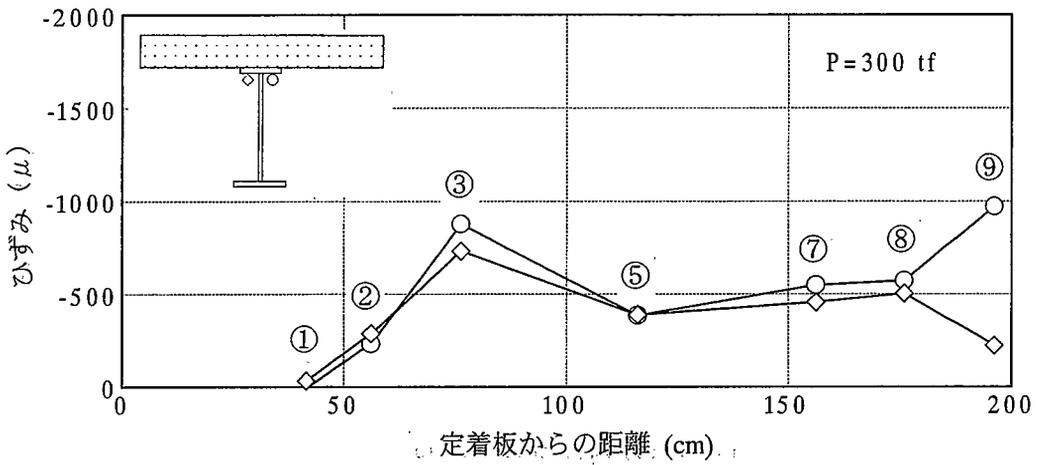
試験体 PBN では定着ブラケット背面の床版上面でわずかに引張ひずみの発生していることが分かる。これは外ケーブルの緊張により定着ブラケット背面のウェブパネルが引き込まれるためであり、定着ブラケット背面のコンクリート床版のひび割れ発生に留意する必要がある。定着ブラケット前面のひずみ分布については実験値が解析値（設計時： -10kgf/cm^2 ）より若干小さな値となっているが、鋼桁ウェブパネルのひずみが一様に分布する断面と同じ位置から橋軸方向に一様な圧縮ひずみの導入されていることが確認できる。また、せん断遅れの現象が見られるが、本実験は1本主桁によるものであったため、隣接桁からのプレストレスが無く、床版上面両端でひずみが小さくなったものと考えられる。

ウェブパネルを補剛した試験体 PBP および試験体 PBR では定着ブラケット背面での引張ひずみが試験体 PBN より小さく、また、定着ブラケット前面での圧縮ひずみも小さくなっていることが確認される。ウェブパネルを補剛することによって鋼桁の伸び剛性および曲げ剛性が増加し、軸変形が拘束されるためであると考えられる。

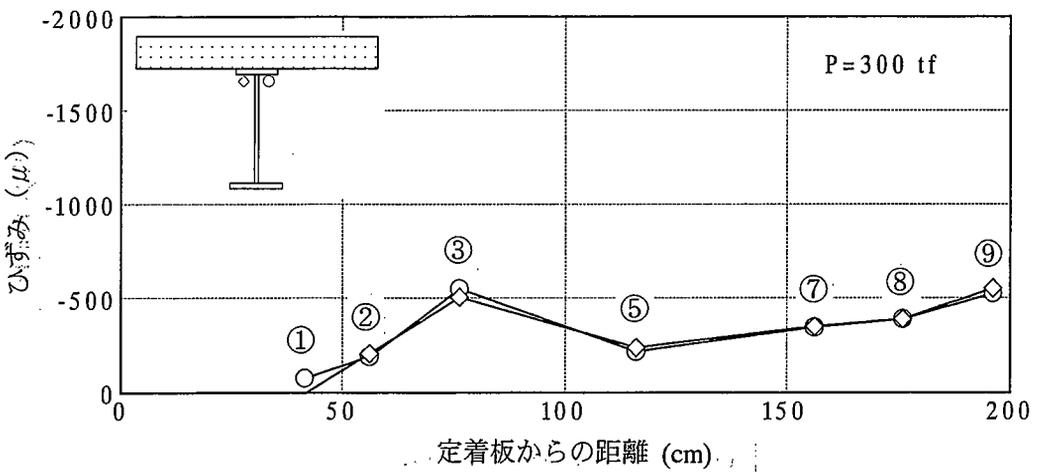
図—5. 17 には実験終了後の床版上面ひび割れを示す。全ての試験体でスタッド孔に打設した



(a) 試験体PBN

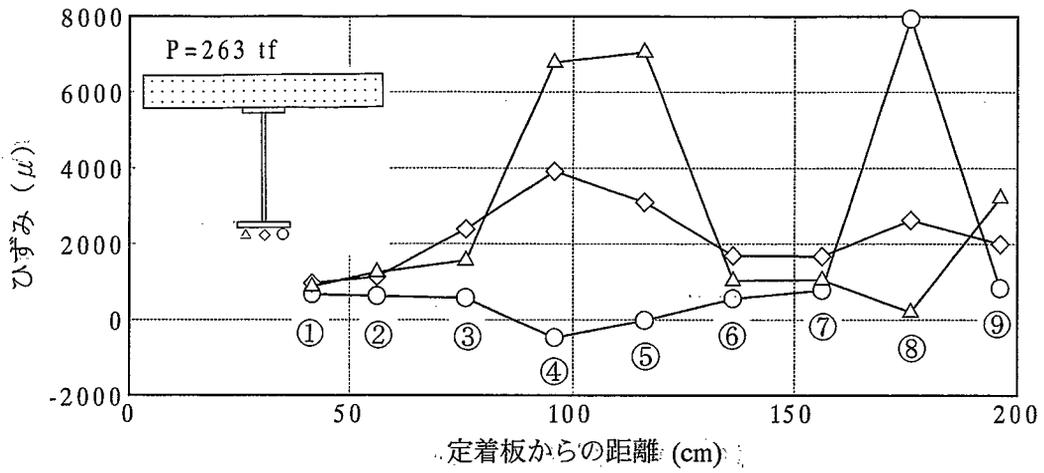


(b) 試験体PBP

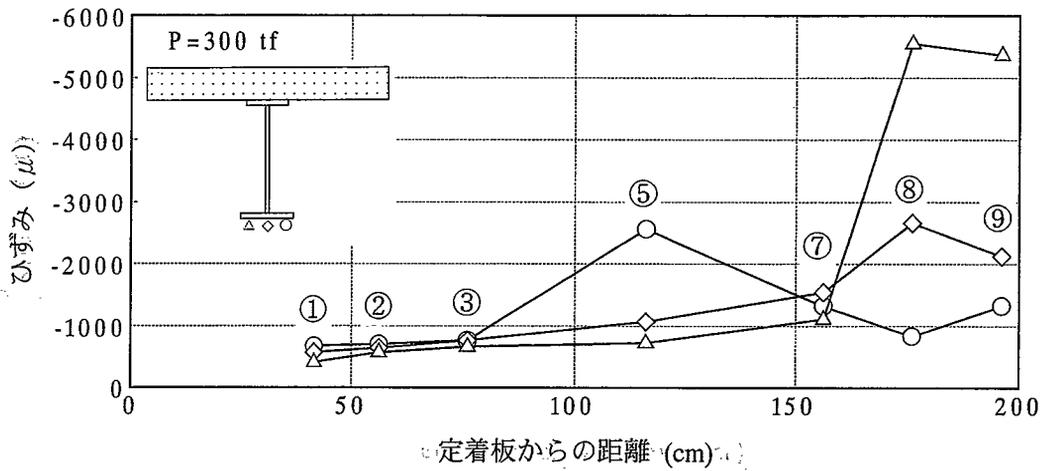


(c) 試験体PBR

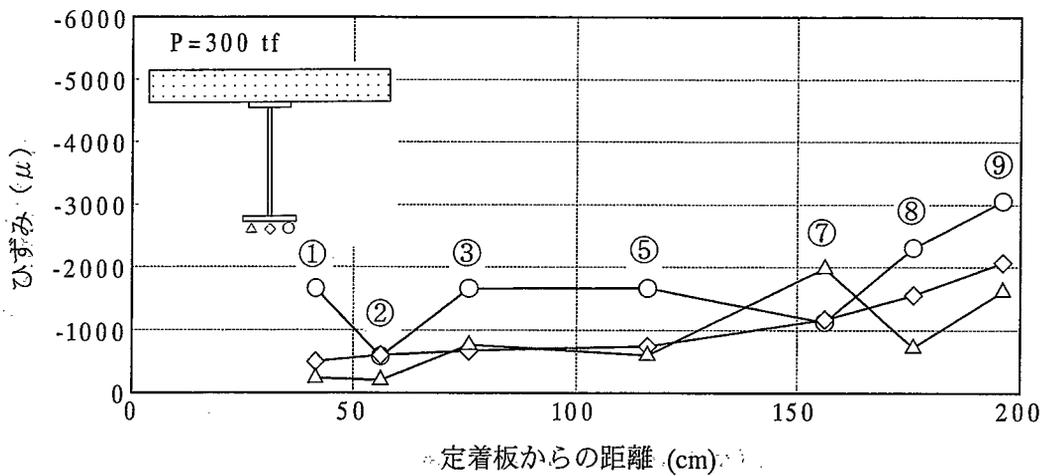
図一5.12 鋼桁上フランジのひずみ分布



(a) 試験体PBN

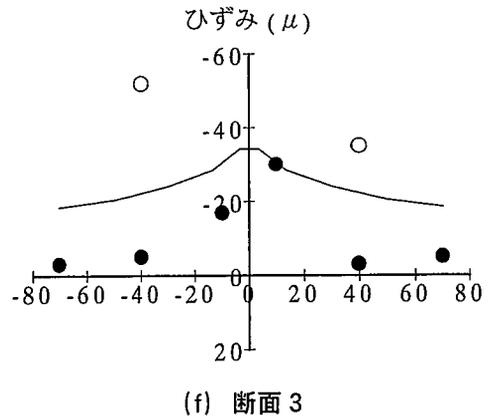
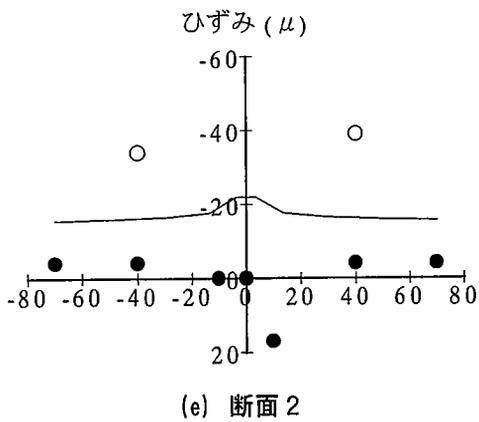
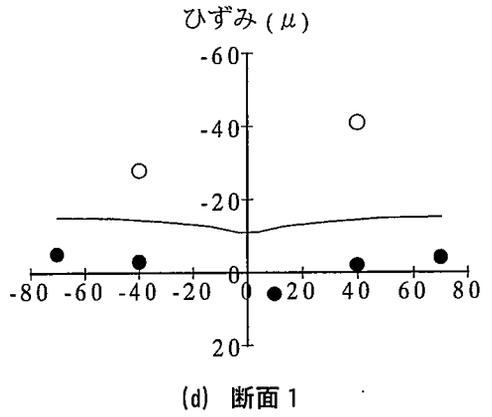
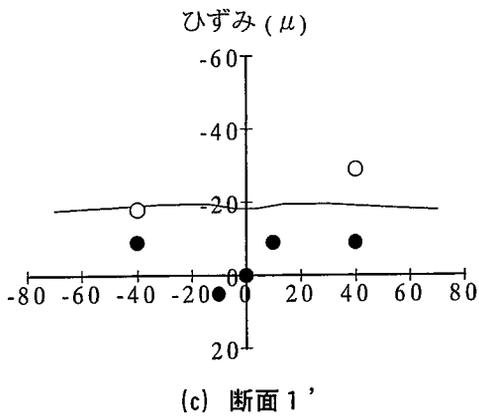
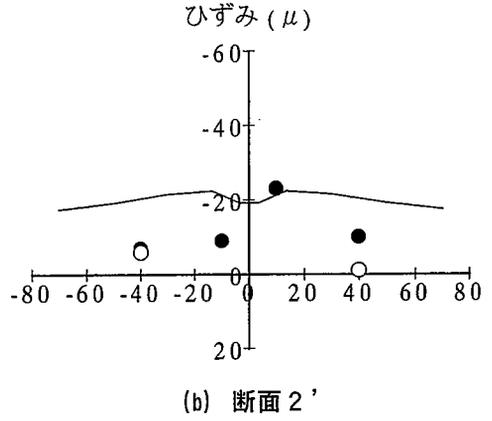
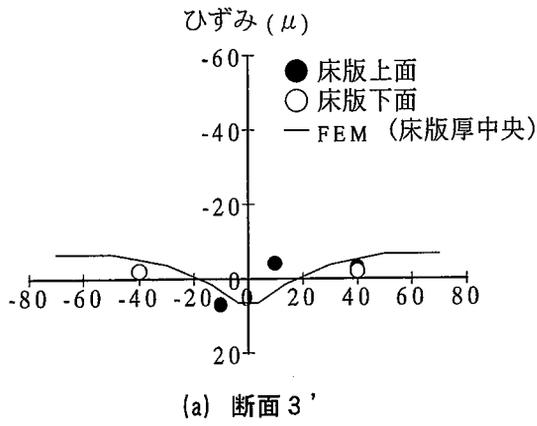


(b) 試験体PBP

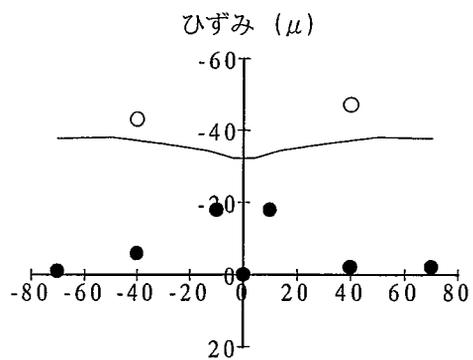
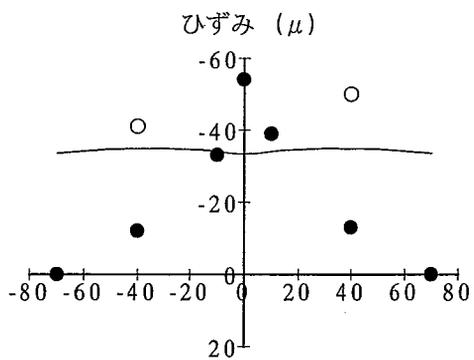
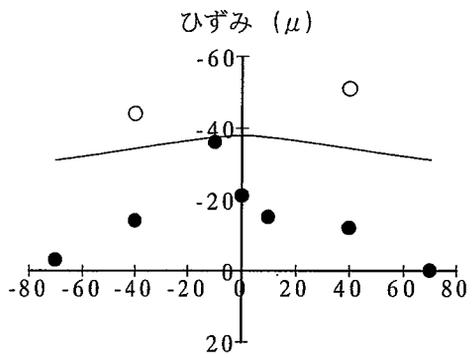
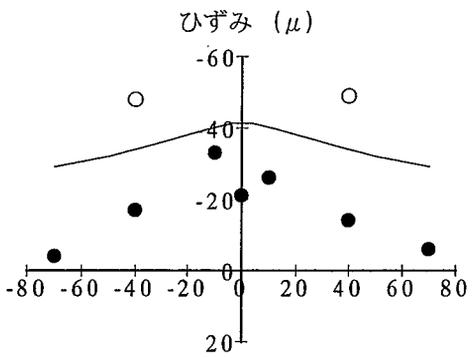
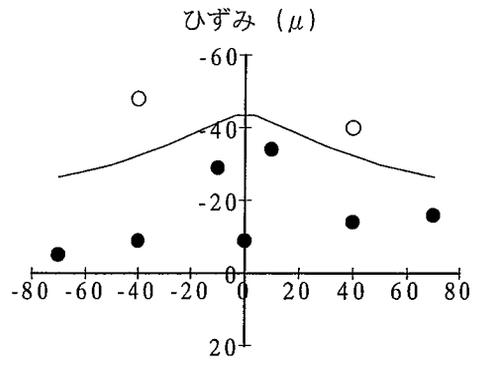
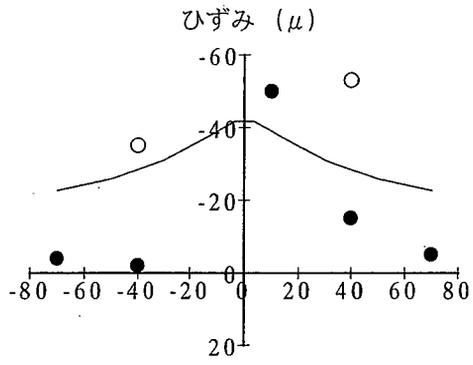


(c) 試験体PBR

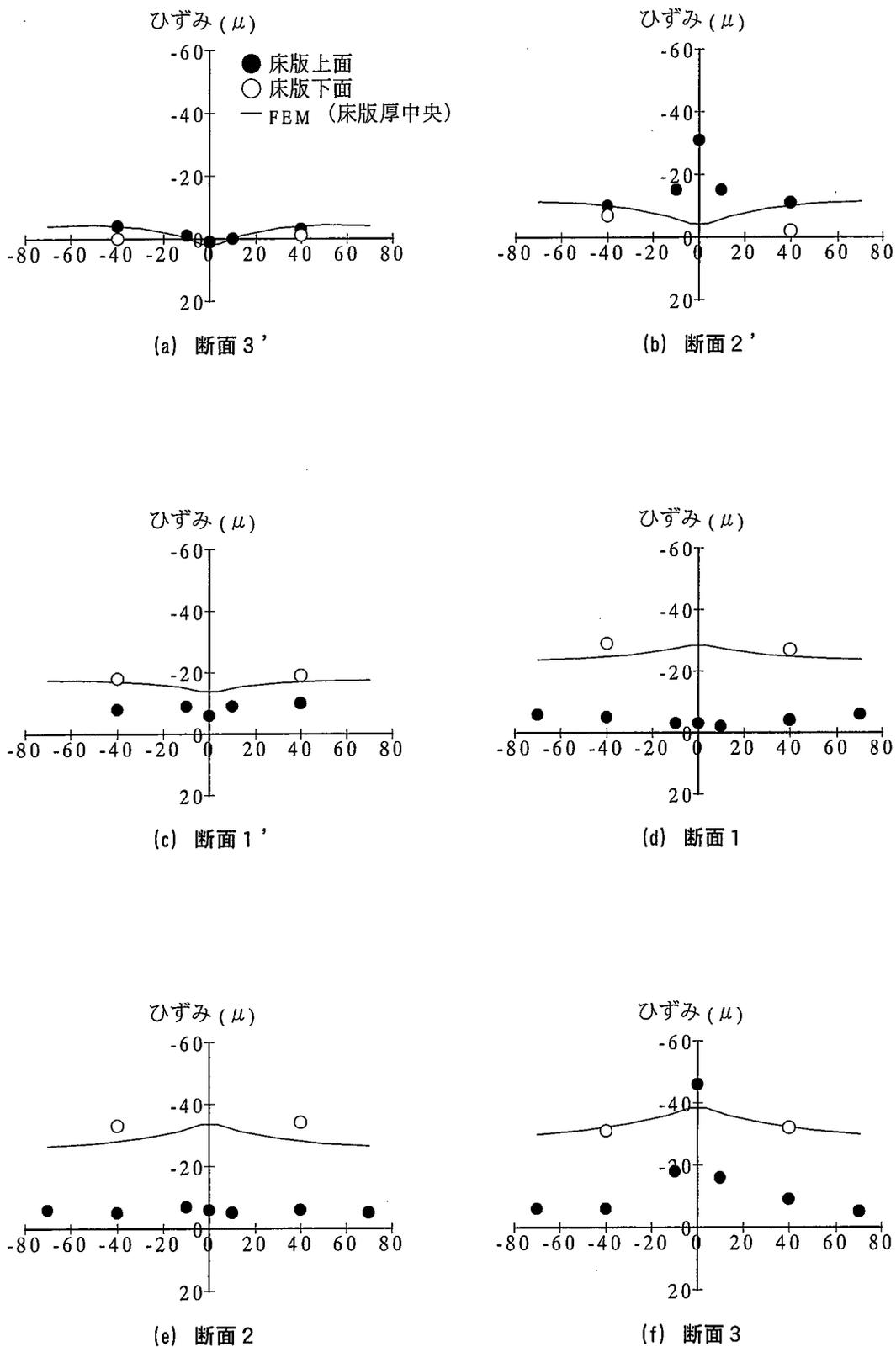
図一5.13 鋼桁下フランジのひずみ分布



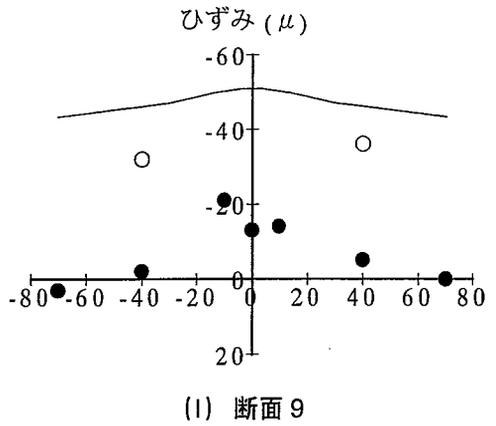
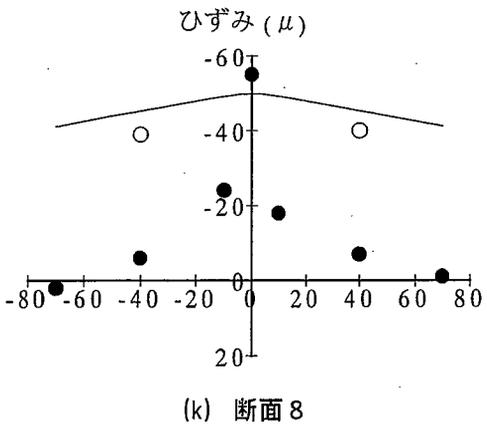
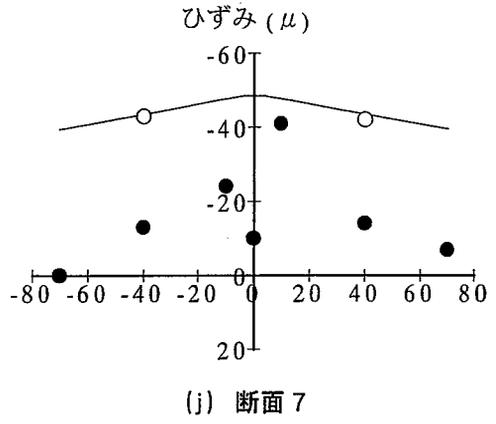
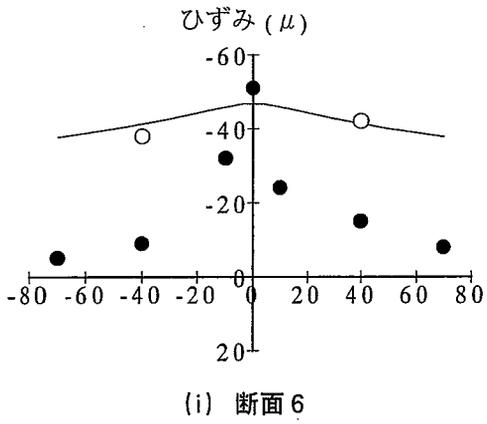
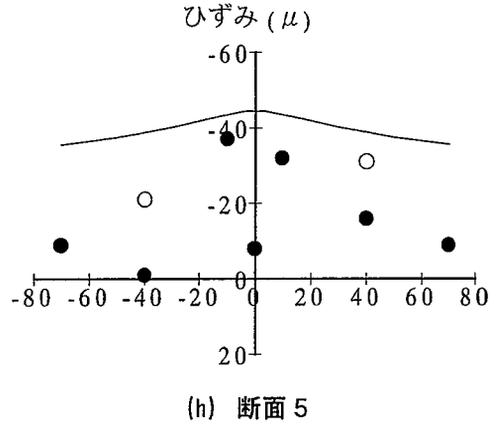
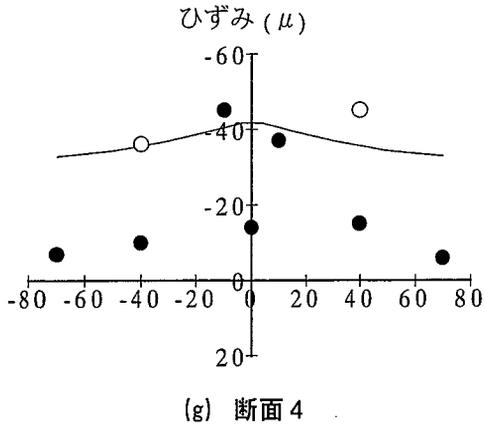
図一 5. 14 (a) 試験体 PBN の床版ひずみ分布



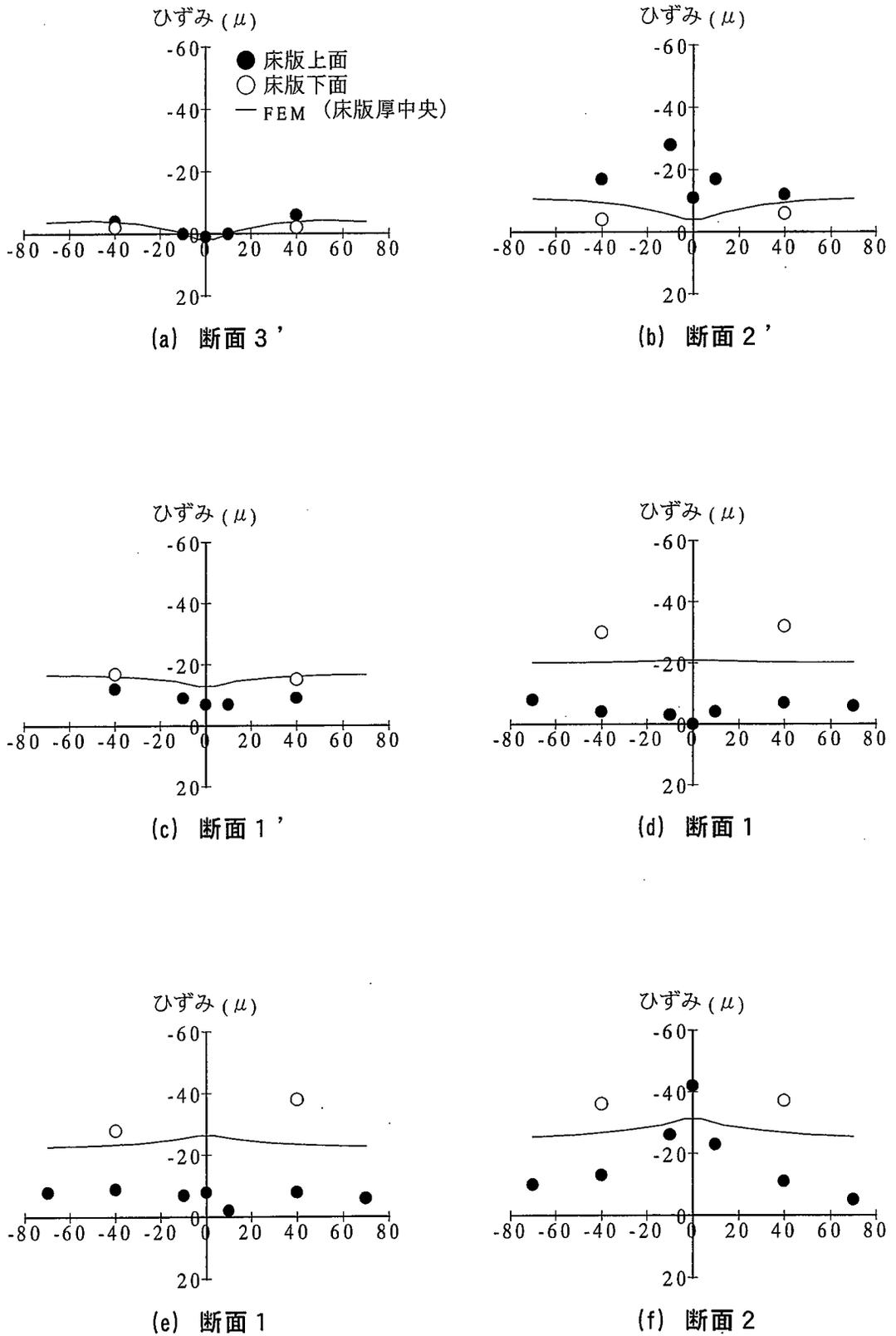
図一 5. 14 (b) 試験体 PBN の床版ひずみ分布



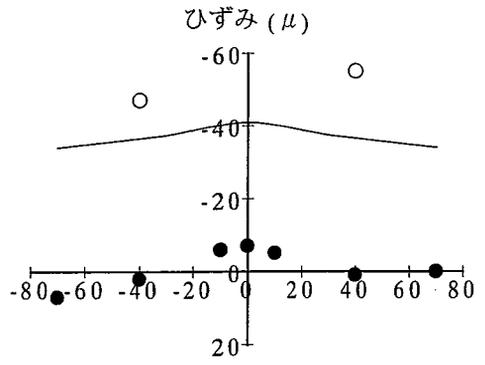
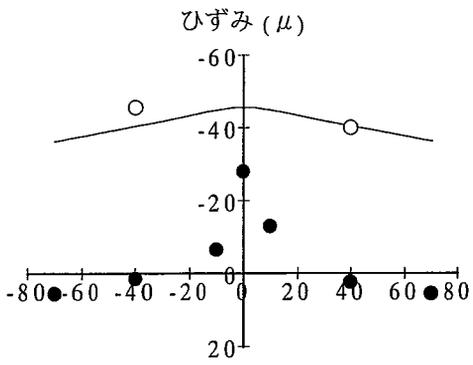
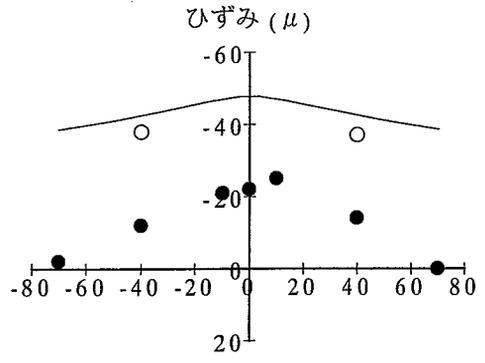
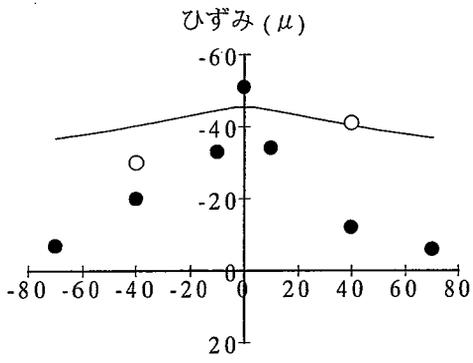
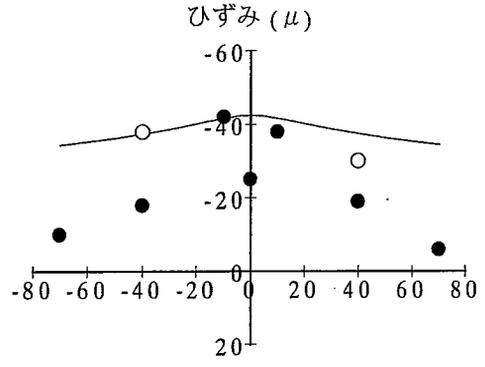
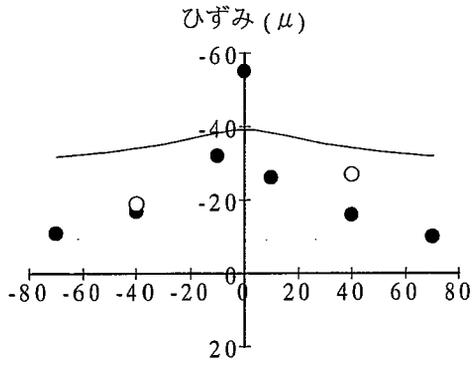
図—5. 15 (a) 試験体 PBP の床版ひずみ分布



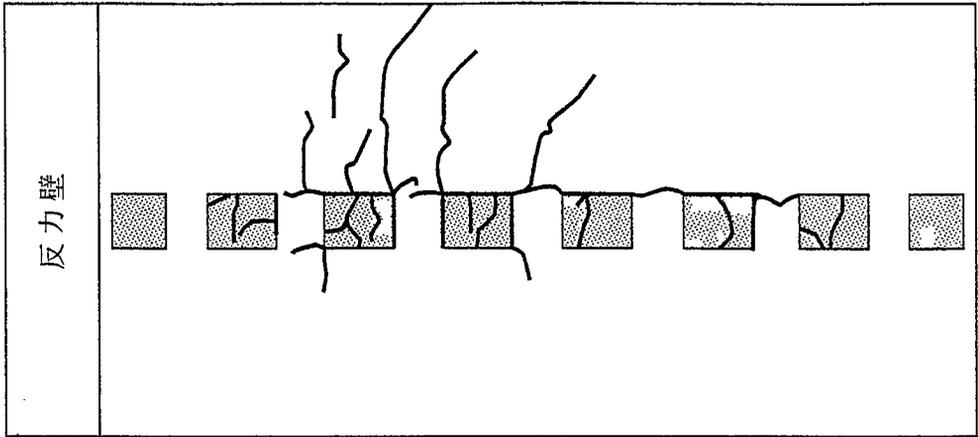
図—5. 15 (b) 試験体 PBP の床版ひずみ分布



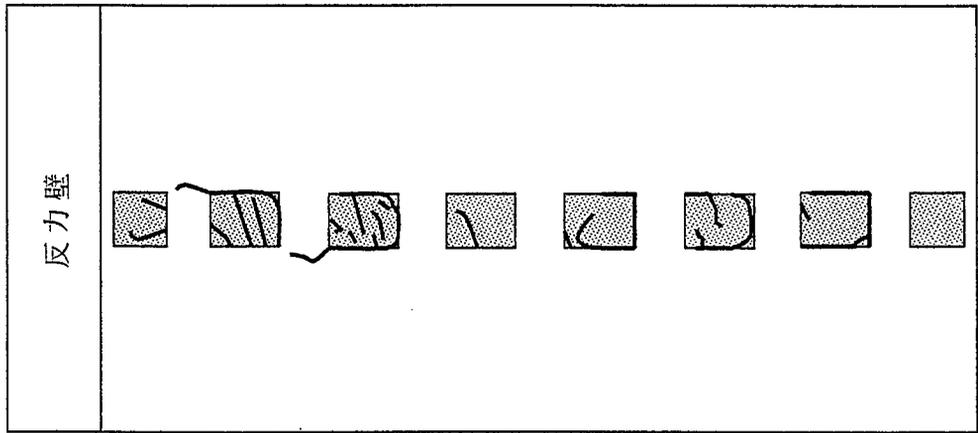
図一5. 16 (a) 試験体 PBR の床版ひずみ分布



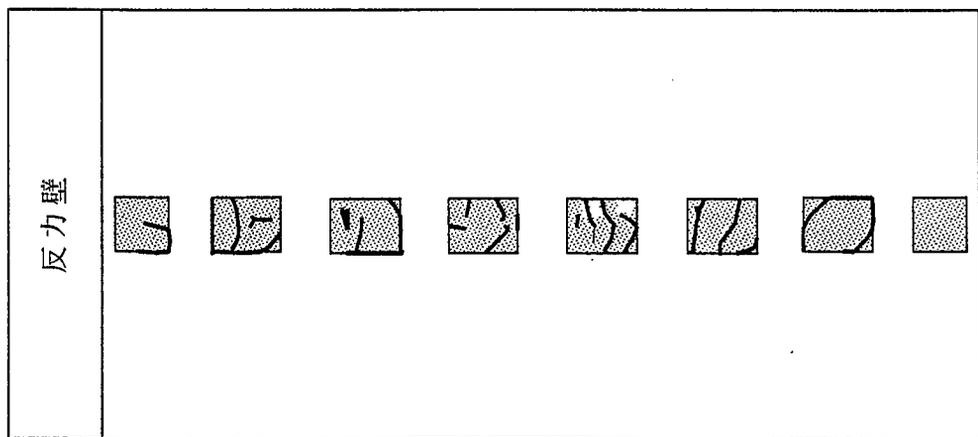
図一5. 16(b) 試験体 PBR の床版ひずみ分布



(a) 試験体 PBN



(b) 試験体 PBP



(c) 試験体 PBR

図一5.17 床版上面ひび割れ

無収縮モルタル部および無収縮モルタルと床版との間でひび割れが観察された。外ケーブルの緊張によりスタッドに作用するせん断力を介して床版にプレストレスが導入されるため、スタッド位置で局所的な引張ひずみが生じ、ひび割れが発生したものと見える。これについては、本試験体のスタッドが $\phi=16\text{mm}$ 、 $h=100\text{mm}$ であり、床版厚 140mm に対して高さが高く、ひとつのスタッド孔に6本配置してあったことから、剛性も大きかったためと考えられる。また、試験体 PBN では床版部にも発生しているが、鋼桁が凸状に面外変形した側にひび割れが発生していることから、面外変形による最終ひび割れであったと言える。スタッド孔におけるひび割れと応力性状についてはスタッド配置、床版厚、材料強度によって異なってくると考えられ、今後の課題であると言える。

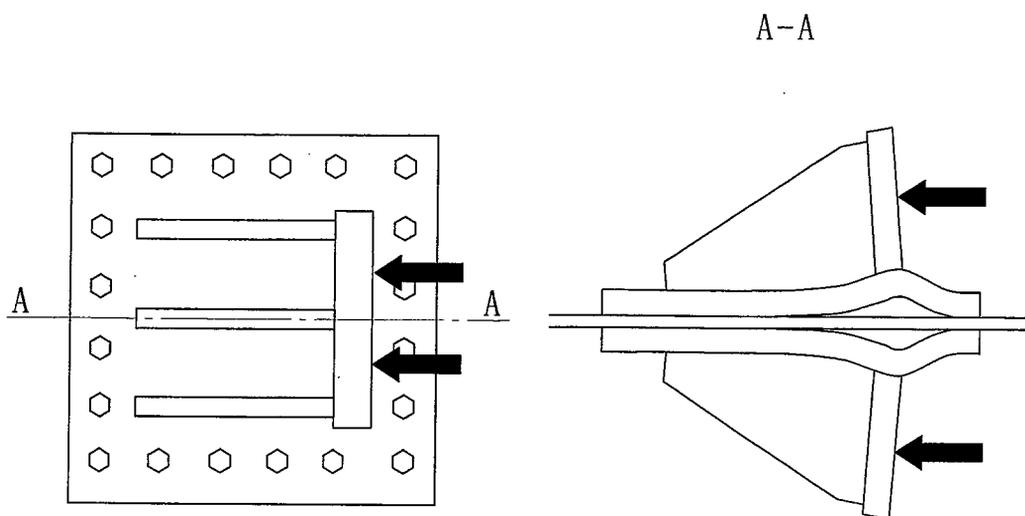
5. 3. 5 定着ブラケット取り付けボルトの軸力変動

各試験体の図—5. 5 に示した位置の定着ブラケット取り付けボルトの軸力変動を図—5. 18 ~ 5. 20 に示す。ひずみはボルト軸部の前後に貼付したひずみゲージにより測定している。

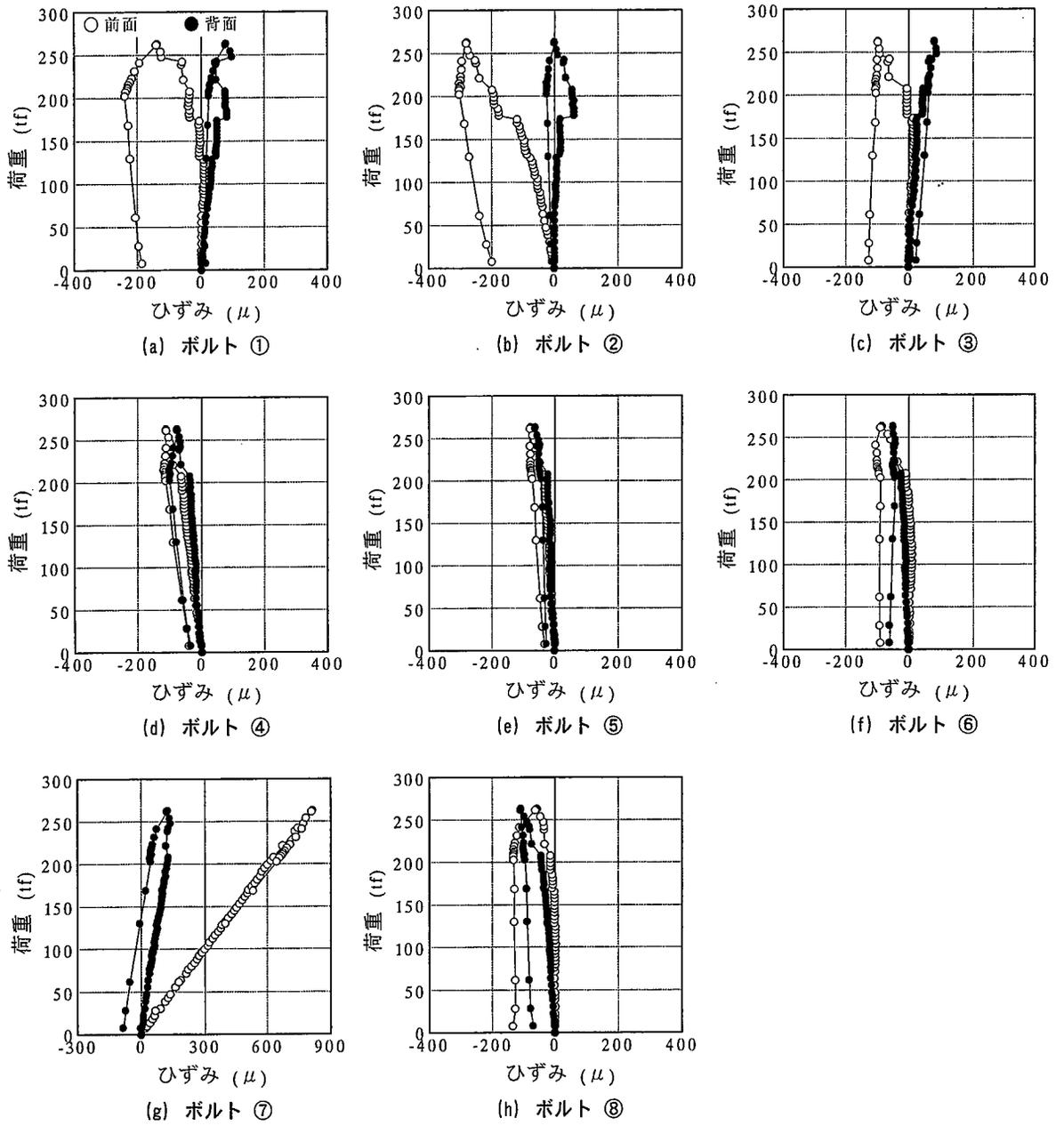
各試験体でほぼ同様の挙動を呈していることが分かる。最前列のボルト①, ②, ③でひずみの不連続点が発生している。定着ブラケットの最も大きな摩擦せん断力が作用する箇所である。また、最後列のボルト⑦では前側で最も大きな引張ひずみが生じている。最後列端部のボルト⑥, ⑧はあまり大きな変動が見られない。また、ボルト④, ⑤についても同様である。測定結果から定着ブラケット底板が図—5. 21 のような変形をしていたと推察される。ただし、本定着ブラケットの構造に対して、このような変形を推察したものであり、底板厚と定着板厚との組み合わせによって異なった変形を示すことが考えられる。

次に、図—5. 18 および図—5. 19 において、初期の不連続点が観察される荷重約 128tf について、すべり耐力と比較すると以下のように考えられる。

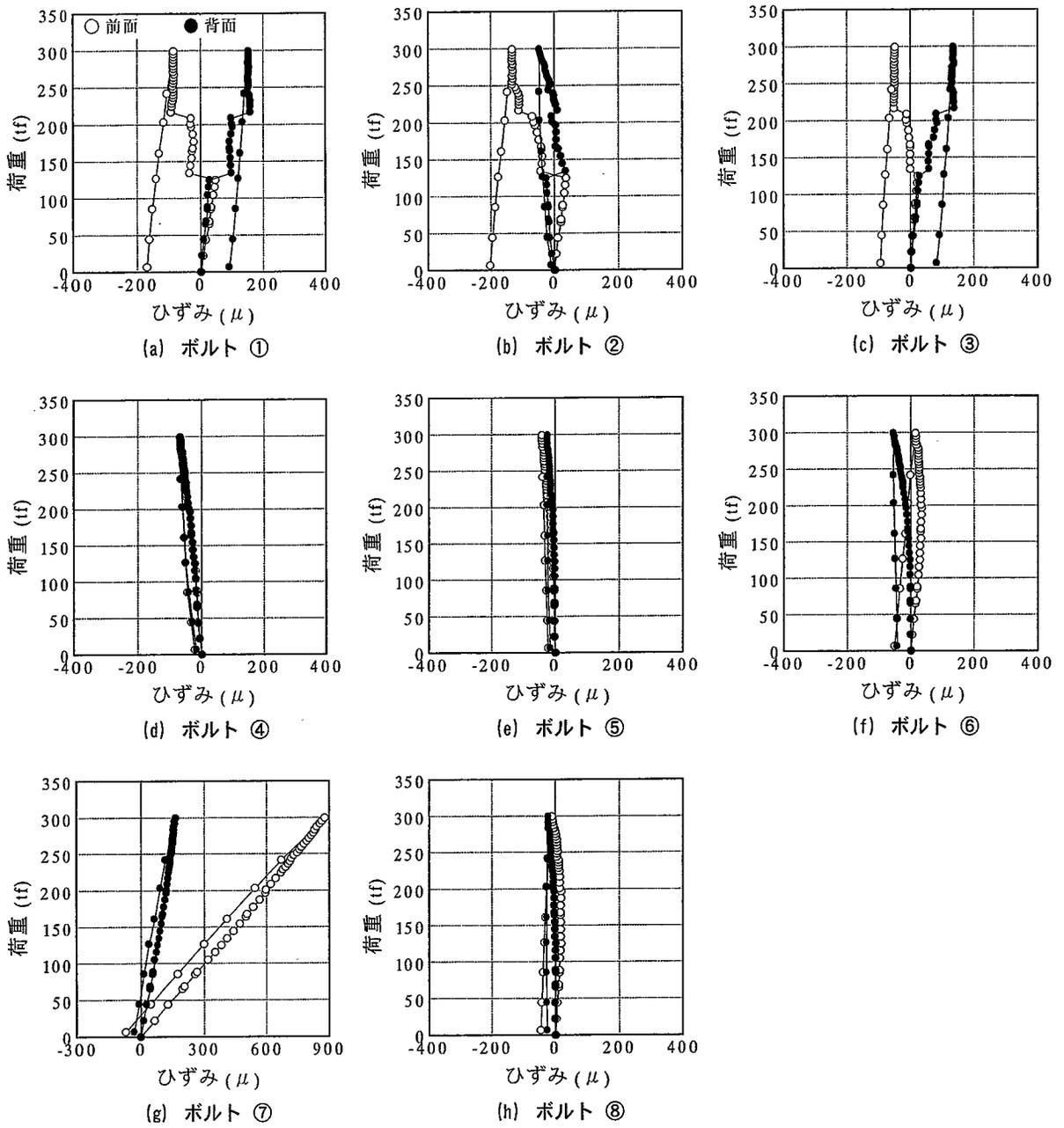
図—5. 22 に示すように、最後列ボルトでは、回転モーメントによる引張力を受け、1摩擦面当たりのすべり耐力は曲げモーメントによる軸力をボルト軸力から差し引いた値で算出することができる。以下に、計算過程をを述べる。



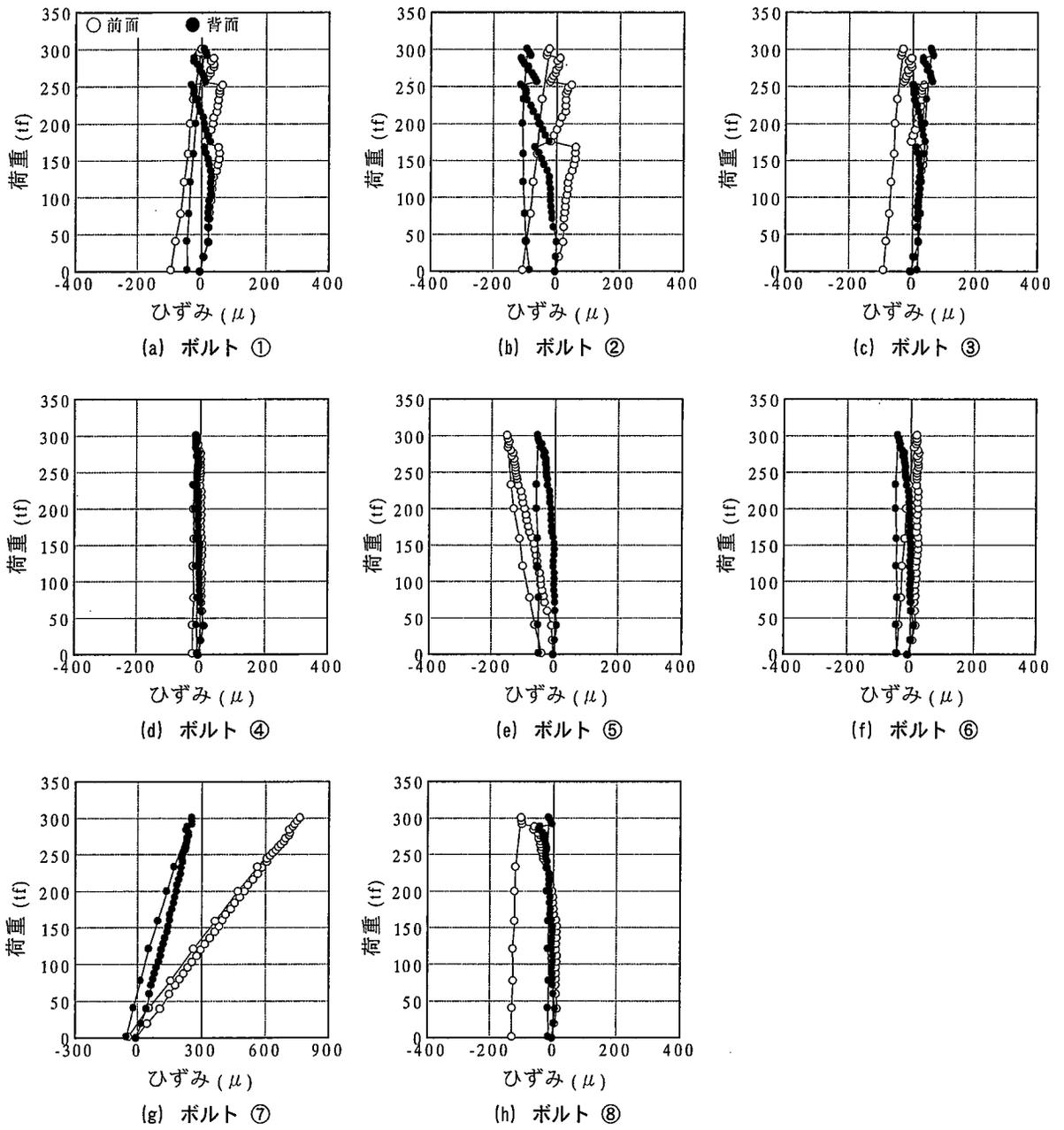
図—5. 21 定着ブラケット底板の変形



図一5. 18 試験体 PBN の定着ブラケット取り付けボルトの軸力変動



図—5. 19 試験体 PBP の定着ブラケット取り付けボルトの軸力変動



図一5. 20 試験体 PBR の定着ブラケット取り付けボルトの軸力変動

作用力

外ケーブル張力 $N=P$

回転モーメント $M=N \cdot h$

$T=M/a$

最後列ボルトに対する引張力は次式で表される。

$$N_p = \frac{M}{\sum y_i^2} y \quad (5.1)$$

ここに、

y : 全ボルトの重心から最後列ボルトまでの距離

y_i : 全ボルトの重心から各ボルトまでの距離

ボルトのすべり耐力は次式で表される許容伝達力で算出される。ただし、実験値との比較では安全率を無視している。

$$\rho_a = (N_t - N_p) \mu \frac{1}{\gamma} \quad (5.2)$$

$$\rho_p = \frac{N}{n} \leq \rho_a \quad (5.3)$$

ここに、

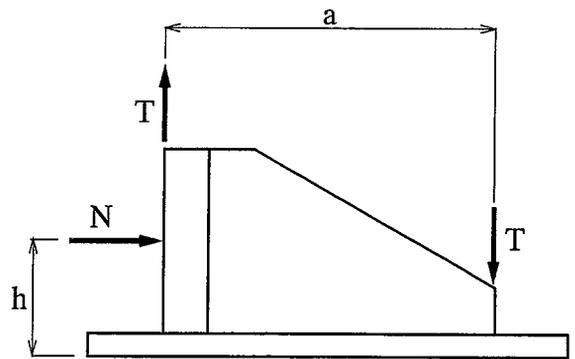
N_t : ボルト軸力

μ : 摩擦係数 (=0.4)

γ : 安全率 (=1.7)

n : ボルト本数

式(5.1)～式(5.3)によりすべり耐力を算出したところ、118tfとなり、実験における初期不連続点である128tfに近い結果を得ることができた。全ボルトがすべり耐力に寄与するとしたボルト軸力の低減を考慮しない場合には328tfとなり、かなり大きくなってしまふ。この軸力の低減を考慮した算定法が妥当なものであると言える。



図—5.22 定着ブラケットへの作用力

5. 4 局部座屈強度の検討

5. 4. 1 固有値解析による座屈係数の検討

局部荷重によるウェブパネルの局部座屈に関する例としては、桁橋架設時の送り出し工法におけるローラ上での局部座屈、鉄道橋縦桁の枕木からの局部荷重による局部座屈がある。これまで、このような局部荷重を受ける周辺単純支持されたウェブパネルの座屈係数および座屈強度に関する既往の研究は多くなされている。BS5400^{5.9)}、DAS^t指針^{5.10)}では局部荷重とそれに釣り合う板両縁端でのせん断力を含めた応力状態の座屈強度を考えているため、局部荷重載荷縁に相対する縁で垂直応力はゼロとなる。八巻^{5.11)}は相対する2辺上に局部等分布荷重を受ける周辺単純支持板の座屈強度について述べている。滝本^{5.12)}は局部荷重の分散を考慮できる応力分布を仮定して座屈強度を算出している。

外ケーブル合成桁ウェブパネルの応力状態は上述の実験結果からも明らかなように、定着ブラケットからの局部荷重はウェブパネル高さ程度離れた位置では分散され、梁理論により求まる応力分布と一致する。また、外ケーブルの定着位置はウェブパネルの中央ではなく、高さ方向に偏心することがほとんどであることから、偏心した局部荷重を受ける場合についても検討する必要がある。そこで、固有値解析を行い、解析結果とBS5400および滝本の提案する座屈係数との比較を行い、さらに、偏心した局部荷重を受けたときの座屈係数についても固有値解析を行うことにした。

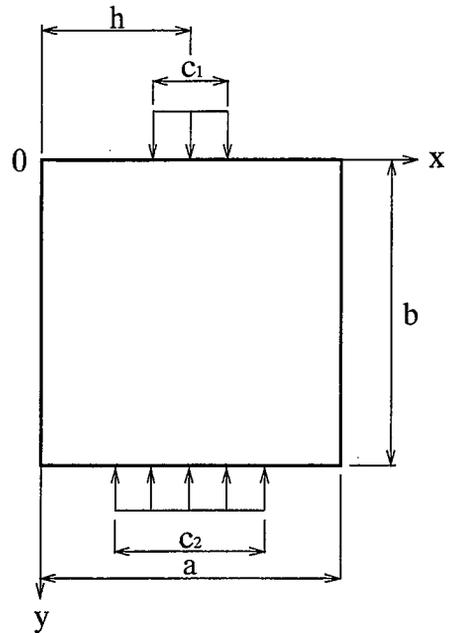
図一5. 23に示すような板中央に局部荷重を受ける周辺単純支持板の座屈係数について、解析結果を図一5. 24にBS5400、滝本の提案式とともに示してある。BS5400および滝本の提案式はそれぞれ次式で表される。

BS5400

$$k_p = \frac{c_1 b}{a a} \frac{12(1-\nu)}{\pi^2} \left(3.4 + 2.2 \frac{b}{a} \right) \left(0.4 + \frac{c_1}{2a} \right) \quad (5. 4)$$

ここに、

ν : ポアソン比



図一5. 23 局部荷重を受ける
周辺単純板

滝本の提案式

$$\psi = c_1/c_2, \quad \alpha = b/a$$

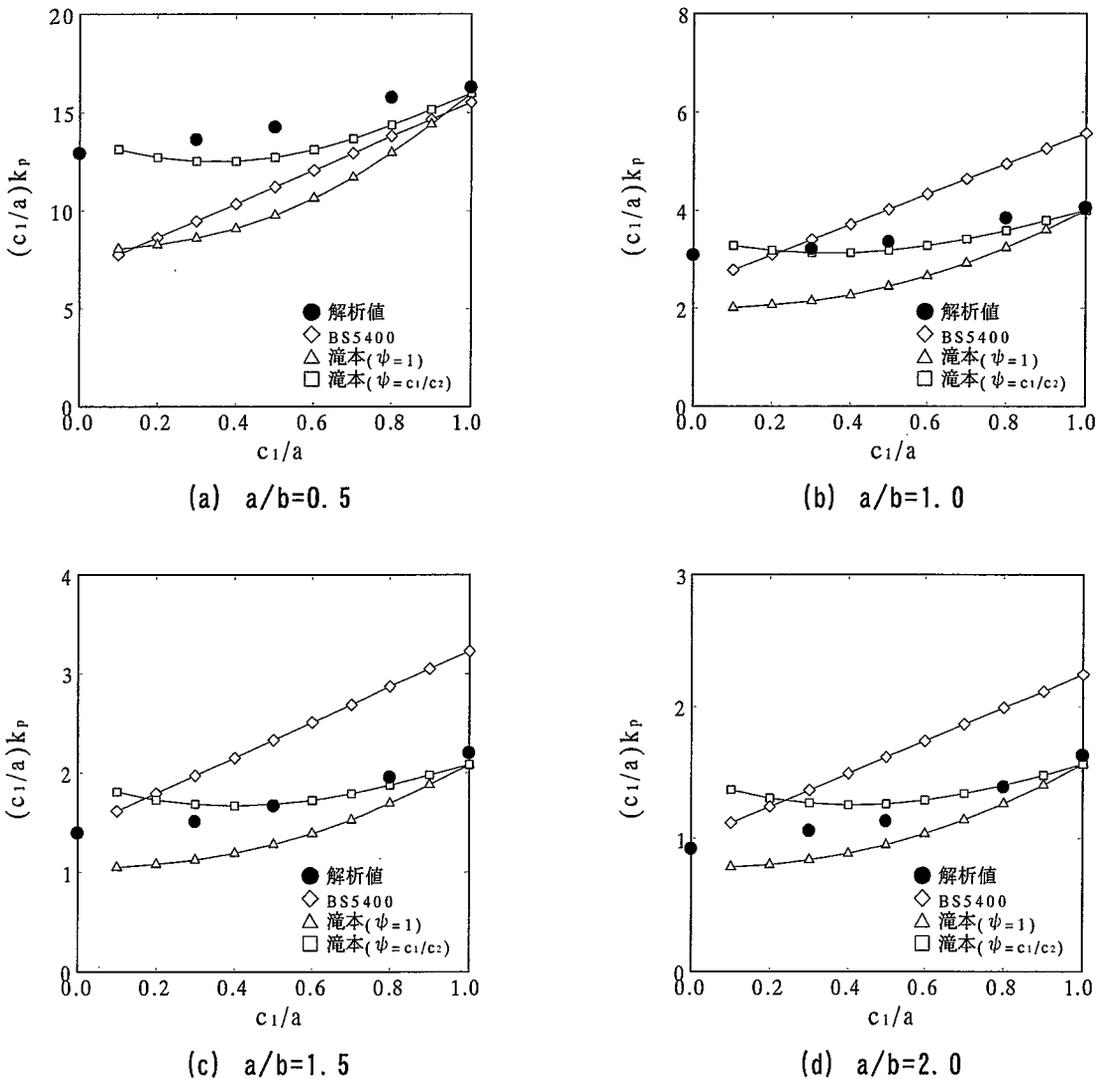
$$A = 4 - 0.52 \left(\frac{1-\psi}{1+\psi} \right)^2$$

$$B = 4(\alpha^2 + 1)^2 + (\alpha^2 + 4)^2 \tag{5.5}$$

$$C = (\alpha^2 + 1)^2 (\alpha^2 + 4)^2$$

$$k_p = \frac{B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{A(1+\psi) \left(\frac{c_1}{a} + \frac{1}{\pi} \sin \frac{c_1}{a} \pi \right)}$$

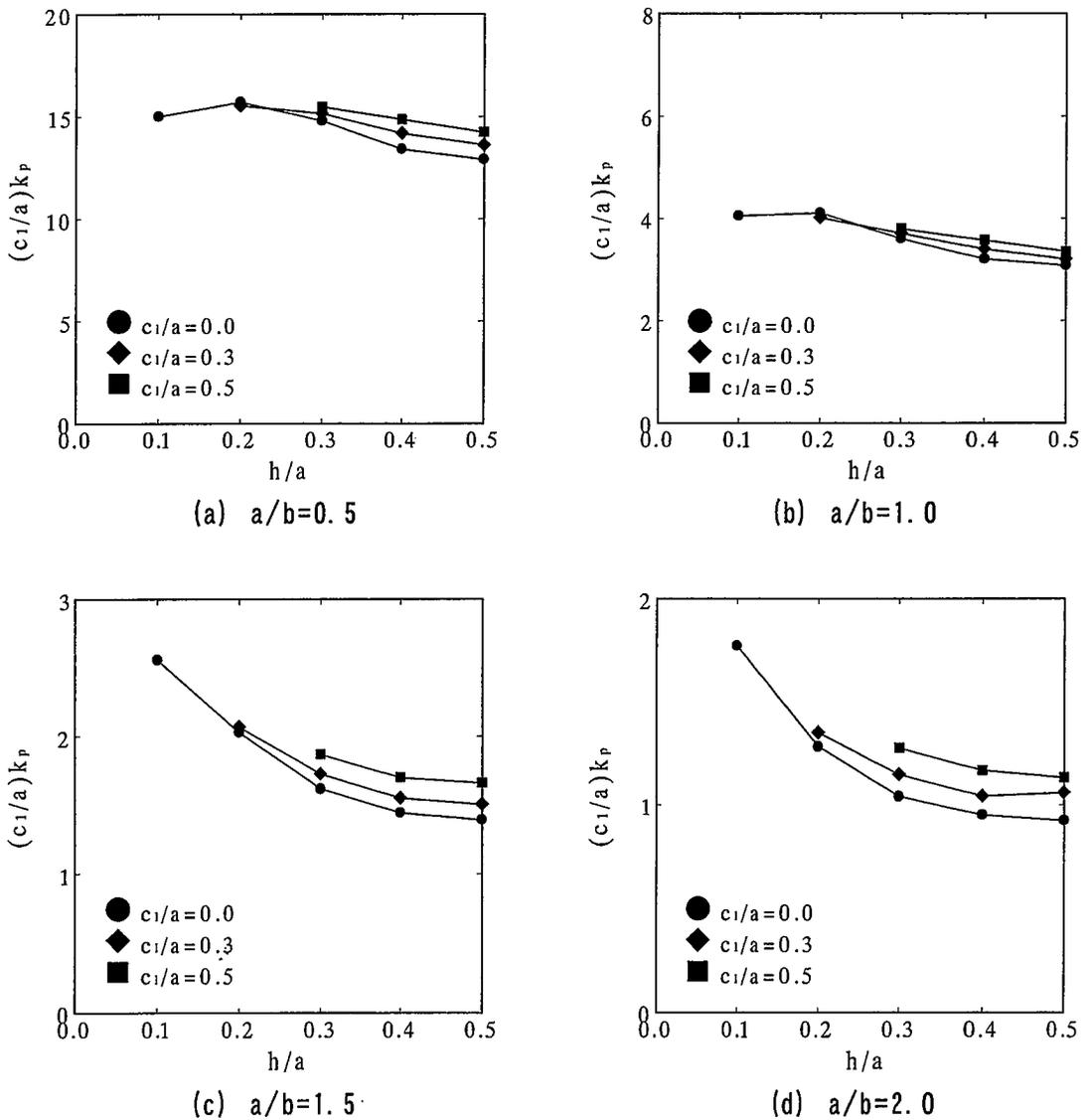
ただし、 a については座屈係数 k_p が極小値となる a_{cr} が次式のように規定されている。



図—5.24 局部荷重を受ける周辺単純支持板の座屈係数

$$\frac{a_{cr}}{b} = \begin{cases} 0.1\frac{c_1}{b} + 1 + \frac{c_1}{b} & (0 \leq b/c_1 < 1) \\ 1.5 + 0.6\frac{c_1}{b} & (1 < b/c_1) \end{cases} \quad (5.6)$$

滝本の提案式では、局部荷重の分散を考慮しない $\psi=1$ の場合、局部荷重が 45° 分布で分散するとした $\psi=c_1/c_2$ の場合の両方について示してある。解析結果は局部荷重の 45° 分布を考慮した結果とよく一致することが分かる。しかし、 c_1/a が小さい範囲では解析結果と異なり、提案式では座屈係数が増大する方向へと転じている。このような結果から、滝本の提案式を適用して、座屈係数を算出した場合、 c_1/a の小さな領域では安全側となる。ただし、 c_1/a の小さい範囲では座



図一5.25 偏心した局部荷重を受ける周辺単純支持板の座屈係数

屈係数の最小値を取ること大差はないとも言える。

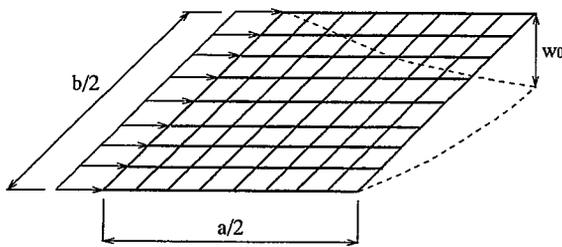
次に、局部荷重が偏心して作用した場合について、その影響が座屈係数に与える大きさを調べるために同様な解析を行った。解析結果を図一5.25に示す。アスペクト比 $a/b=0.5, 1.0$ では $h/a=0.2$ までは偏心量とともに座屈係数が増大するが、偏心量がそれより大きくなると座屈係数の増大は見られず、逆に低下する傾向を示している。座屈係数の増大は最大で30%程度になることが分かる。アスペクト比 $a/b=1.5, 2.0$ では偏心量とともに座屈係数は増大していく。

いずれのアスペクト比においても、 $h/a=0.5$ 、すなわち、板中央に局部荷重を受けるときに座屈係数は最小値となる。偏心したときの座屈係数を得るには、その応力状態が複雑であり困難であるため、以下では偏心した局部荷重を受ける場合についても座屈係数が最小となる板中央に載荷されたときの値を適用することにする。

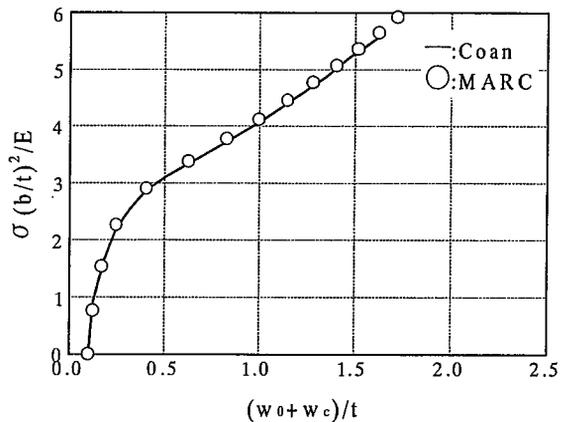
5. 4. 2 弾塑性有限変位解析による座屈強度の検討

(1) 解析手法の妥当性

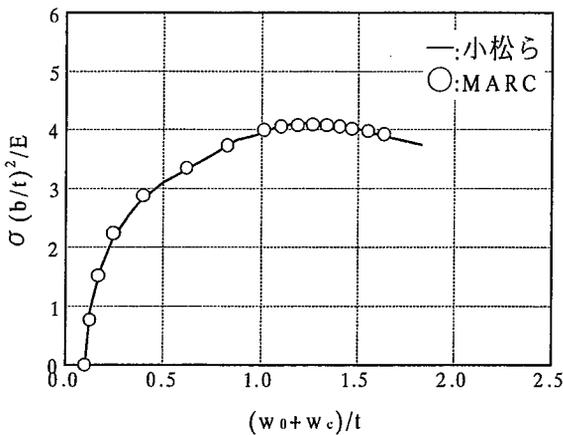
汎用有限要素解析プログラム MARC^{5.13})により局部荷重を受けるウェブパネルの弾塑性有限変位解析を行うに当たり、まず、解析手法の妥当性を確認する。



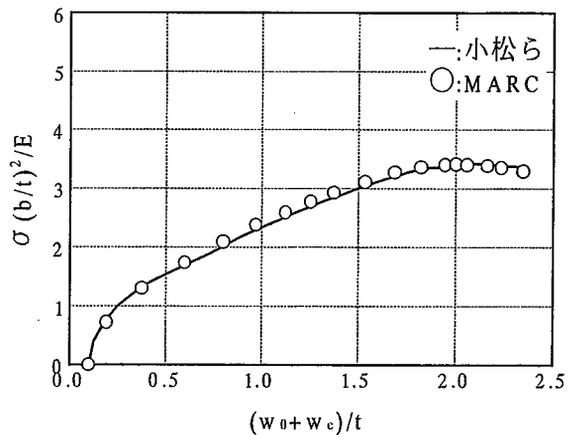
図一5.26 解析モデル



図一5.27 弾性解析結果



図一5.28 弾塑性解析結果



図一5.29 弾塑性解析結果

図一5.26に示す解析モデルにより、純圧縮力を受ける周辺単純支持板の弾性有限変位解析結果と Coan による級数解^{5.14)}を比較した結果を図一5.27に示す。幅厚比 $b/t=48$ 、アスペクト比 $a/b=1.0$ 、板厚 $t=1.0\text{cm}$ であり、初期たわみの最大値は $w_0=t/10$ である。両者は良好な結果であり、弾性有限変位解析問題に対して精度良く解析できると言える。

図一5.26に示した解析モデルにより弾塑性解析を行った。図一5.28は、初期たわみの最大値 $w_0=t/10$ を与えた結果であり、図一5.29は、さらに、残留応力を与えた結果である。残留応力は、引張残留応力 $\sigma_{rt}=2\sigma_y/3$ 、圧縮残留応力 $\sigma_{rc}=-\sigma_y/3$ とした。降伏応力は $\sigma_y=6000\text{kgf/cm}^2$ である。両図中には、小松・北田ら^{5.15)}の解析結果を実線で示してある。初期たわみを与えた結果では、解析結果の最大応力は1.6%の誤差を有する結果であり、初期たわみおよび残留応力を与えた結果では、解析結果の最大応力は3.3%の誤差を有する結果となった。両解析結果は良好な一致を示していると言え、弾塑性有限変位解析に対して MARC による解析の妥当性を示すことができたと考えられる。

(2) 局部座屈強度に与える初期不整の影響

局部荷重を受ける周辺単純支持板の座屈強度に与える初期不整の影響について、初期たわみ形状および残留応力の有無について検討する。

1) 初期たわみ形状

2つの初期たわみ形状について、局部座屈強度への影響を調べる。解析モデルは、図一5.23を参照に、アスペクト比 $a/b=1.25$ 、 $c_1/a=0.5$ 、幅厚比 $a/t=111$ 、初期たわみ $w_0=a/250$ とした。初期たわみ形状①は荷重方向に次式で表される減衰 sin 波形、直角方向に sin 波形とし、初期たわみ形状②は荷重方向および直角方向に減衰 sin 波形とした。

$$w = w_0(\sin \alpha y - \alpha y \cos \alpha b) \sin \alpha x \quad (5.7)$$

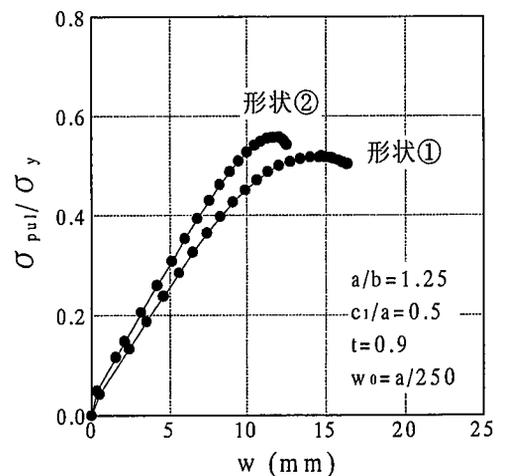
ここに、

$$\alpha b = 4.493$$

図一5.30には板中央荷重した場合の解析結果を示す。解析結果から、耐荷力は初期たわみ形状①の方が小さくなることから、初期たわみ形状は荷重方向に減衰 sin 波形、直角方向に sin 波形とする。また、これについては局部荷重が偏心して作用しても、この傾向は同様であり、以下の解析では初期たわみ形状①を採用することにする。

2) 残留応力の有無

残留応力の有無について、局部座屈強度への影響を調べる。解析モデルは上述したものと同様である。初期たわみ形状については初期たわみ形状①とした。圧縮残留応力 $\sigma_{rc}=-0.4\sigma_y$ 、引張残留応力 $\sigma_{rt}=\sigma_y$ を導



図一5.30 初期たわみ形状

入した場合と導入しない場合について解析を行った。図—5. 31 には板中央に载荷した場合の解析結果を示す。残留応力を導入した方が8.5%の耐力低下が見られた。それゆえ、以下の解析では残留応力を考慮するものとする。

(3) 局部座屈強度

偏心のない場合に対して、表—5. 4 に示した解析ケースについて局部座屈強度を弾塑性有限変位解析により算出した。解析結果を図—5. 32 に示す。図中には、土木学会の局部座屈強度曲線^{5,16)}およびオイラーの座屈強度曲線も示してある。土木学会の局部座屈強度曲線は次式で表される。

$$\frac{\sigma_{pul}}{\sigma_y} = \left(\frac{0.7}{R} \right)^{0.8} \quad (5. 8)$$

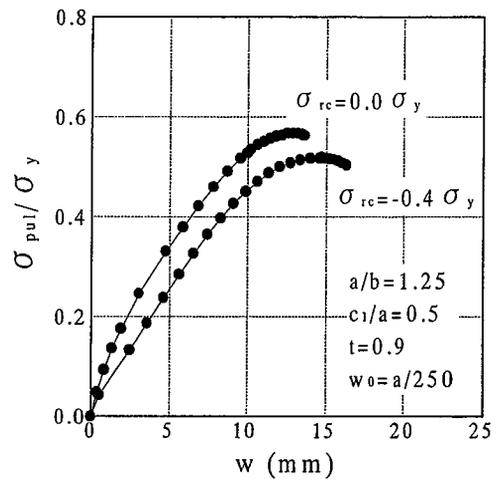
ここに、

$$R = \sqrt{\frac{\sigma_y 12(1-\nu^2)}{E\pi^2 k_p}} \frac{b}{t} : \text{幅厚比パラメータ}$$

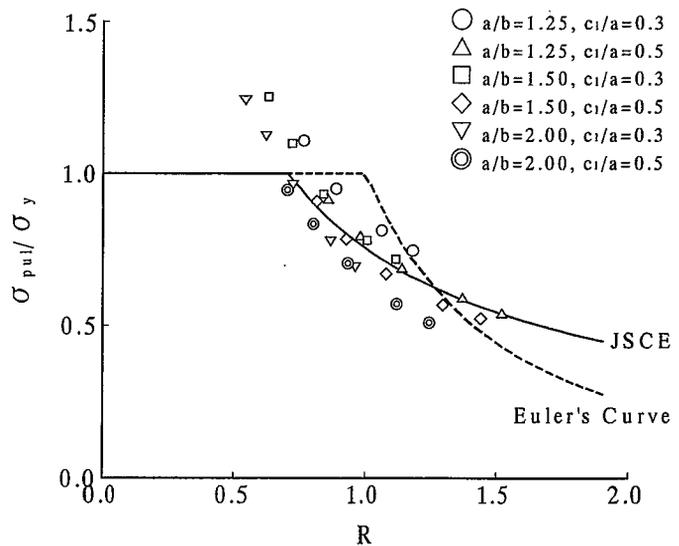
a/b	1.25, 1.50, 2.00
c ₁ /a	0.3, 0.5
t	0.9, 1.0, 1.2, 1.4, 1.6cm
$\sigma_y = 2400 \text{kgf/cm}^2$ $E = 2.1 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$	
$\sigma_{rc} = -0.3\sigma_y$ $\sigma_{rt} = \sigma_y$	
$w_0 = 0.288a/150$	

ただし、幅厚比パラメータは局部応力の45°分布を考慮した式(5. 5)に $\psi = c_1/c_2$ を代入して得られる座屈係数を用いて算出している。

解析結果はアスペクト比 $a/b=1.25, 1.50$ の場合には局部座屈強度曲線とほぼ一致する結果となっているが、 $a/b=2.0$ の場合



図—5. 31 残留応力の有無



図—5. 32 局部座屈強度曲線

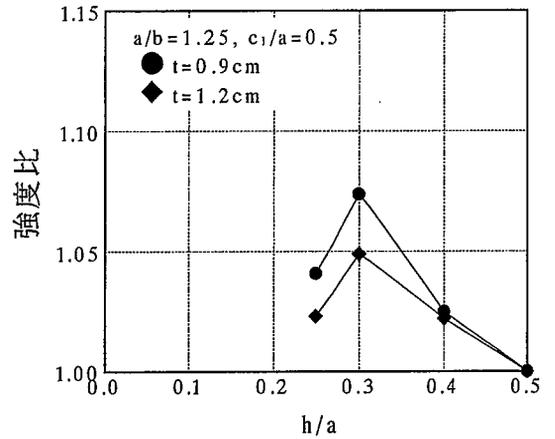
には局部座屈強度曲線を下回る結果を示しており、アスペクト比が大きい場合には座屈強度を低減する必要があると考えられる。

次に、局部荷重を偏心させた場合の局部座屈強度への影響を調べることにした。図—5. 33 には板中央に局部荷重が作用したときの局部座屈強度で無次元化して示してある。アスペクト比は $a/b=1.25, 1.50, 2.00$ とし、載荷幅は $c_1/a=0.5$ と固定している。板厚は $t=0.9, 1.2\text{cm}$ とした。アスペクト比、ならびに、板厚の違いにより増加率は異なるが、偏心させることによって局部座屈強度は板中央載荷時より増加する傾向を示している。このようなことから、板中央に局部荷重を受ける板の局部座屈強度が最小値となることが分かる。

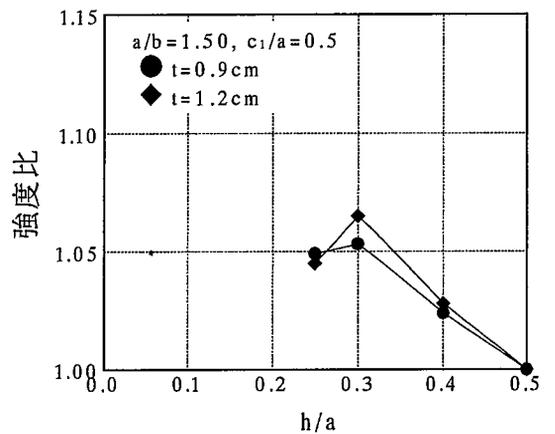
5. 4. 3 外ケーブル合成桁の座屈強度

これまでは周辺単純支持板における局部座屈強度について検討してきたが、本論文では合成桁橋を対象としていることから、コンクリート床版、上下フランジが分担する断面力についても考えるべきであり、合成桁のウェブパネルが局部座屈するときの座屈強度を算出することが必要であると言える。しかし、5. 3で述べた定着部をモデル化した実験ではケーブル力、すなわち、局部荷重の影響を受けるウェブパネルで終局状態に至ったわけではないこと、既往の研究成果を調査しても合成桁ウェブパネルの耐荷力実験は行われていない。そこで、ここでは、最初に、5. 3で述べた実験結果との比較を行うために、曲げ圧縮を受ける周辺単純支持板の極限強度から試験体の座屈強度を算出する。次に、ウェブパネルが局部座屈するときの外ケーブル合成桁の座屈強度について、その算定方法を提案する。

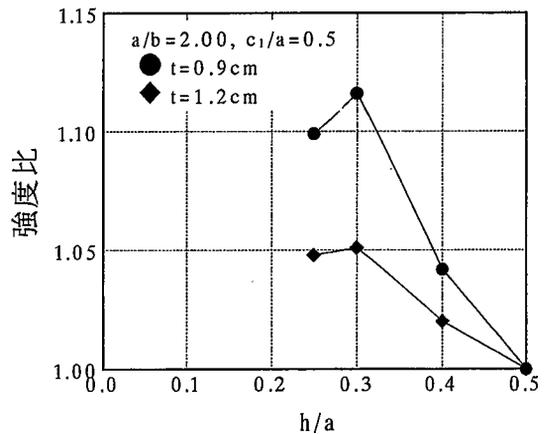
土木学会では曲げ圧縮力を受ける板に対して、次式のような極限強度式^{5.17)}を残留応力のない場合について与えている。曲げ圧縮力を受ける板では残留応力を考慮しない方の極限強度が小さくなるため、式(5. 9)～(5. 12)を適用する。



(a) $a/b=1.25$



(b) $a/b=1.50$



(c) $a/b=2.00$

図—5. 33 偏心局部荷重の影響

$$(N_u^*)^p + (M_u^*)^q = 1 \quad (5.9)$$

ここに,

$$N_u^* = N_u / (N_u)_{\varphi=0} \quad (5.10)$$

$$M_u^* = M_u / (M_u)_{\varphi=2} \quad (5.11)$$

N_u : 極限圧縮荷重

$M_u = N_u e$: 極限面内曲げモーメント

e : 極限圧縮荷重の偏心量

$(N_u)_{\varphi=0}$: 純圧縮応力作用時の極限圧縮荷重

$(M_u)_{\varphi=2}$: 純曲げ応力作用時の極限面内曲げモーメント

$$p = 0.782R^2 - 1.77R + 1.88$$

$$q = -0.250R^2 + 0.523R + 0.968 \quad (5.12)$$

図—5. 9 に示した試験体 PBN のウェブひずみ分布から、実験値が梁理論値と一致する第3パネルについて上式からプレストレス導入時の外ケーブル合成桁の座屈強度を算出する。そこで、試験体でのケーブル力 $P_e=70\text{tf}$ における外ケーブル合成桁のウェブパネルでの応力分布と同様な応力分布を周辺単純支持板で得るための断面力を算定する必要がある。周辺単純支持板において、軸力 $N_e=28.697\text{tf}$ 、板中央からの偏心量 $e=10.201\text{cm}$ なる断面力を作用させることによって合成桁ウェブパネルと同じ曲げ圧縮応力状態となる。式

(5. 9) により得られる周辺単純支持板の極限圧縮荷重から、次式から外ケーブル合成桁の座屈強度を算出する。ただし、床版と鋼桁は完全合成にあるもの、横倒れはしないものとし、応力状態が極限荷重まで変化しないものと仮定する。算出過程と座屈強度を表—5. 5 にまとめている。

表—5. 5 耐荷力算出結果

$P_e=70\text{tf}$, $e=10.201\text{cm}$
$N_e=28.697\text{tf}$
$(N_u)_{\psi=0}=140.722\text{tf}$, $(M_u)_{\psi=2}=29.175\text{tfm}$
$p=1.224$, $q=1.101$
$N_u=102.350\text{tf}$
$P_{bul}=249.660\text{tf}$

$$P_{bul} = \frac{N_u}{N_e} P_e \quad (5.13)$$

計算結果では、座屈強度が $P_{bul}=249.66\text{tf}$ となり、実験結果の $P_{exp}=263\text{tf}$ に近い結果となった。完全合成と仮定して算定した座屈強度が実験結果に近い結果となったことは、本試験体のスタッド本数が多く、試験終了後の観察でスタッド孔にひび割れが確認されたが、ずれは発生していなかったものと考えられる。スタッド本数が少なく、ずれが発生するような場合、すなわち、床版が断面力分担に寄与しないとした非合成として座屈強度を算出すると $P_{bul}=90.46\text{tf}$ となり、床版断面の寄与の大きいことが分かる。スタッド本数、配置間隔と座屈強度の関係を明らかにしていく必要のあることを示唆している。

次に、同様な方法で局部座屈するウェブパネルについて考察する。局部荷重を受ける周辺単純支持板の極限強度については5.4.2で述べた。局部荷重による定着ブラケット前面での局所的に高い応力を知る必要がある。局所的に高い応力は局部荷重と断面の急変によるものであり、部分モデルによる弾性 FEM 解析により容易に求め得ることができる。式(5.8)から、周辺単純支持板の極限強度を求め、次式のように外ケーブル合成桁の座屈強度に換算する。ここでも応力状態が極限荷重まで変化しないものとしている。

$$P_{pul} = \frac{\sigma_{pul}}{\sigma_{FEM}} P_{FEM} \quad (5.14)$$

ここに、

P_{FEM} : 弾性 FEM 解析でのケーブル力
 σ_{FEM} : 載荷荷重 P_{FEM} 時の局部応力

局部荷重が偏心していることによる応力勾配がある場合には、応力分布の最大値を取るべきか、平均値を取るべきかは問題であるが、最大値を取ることで耐荷力は安全側となる。ここで、荷重 70tf 時の平均応力-689kgf/cm² (実験値) を用いて算定した結果、耐荷力は $P_{pul}=253.077tf$ であった。

5.5 結言

外ケーブル定着部近傍の鋼桁ウェブパネルの局部挙動と添接板による補剛効果を把握するために定着部をモデルとした試験体を製作し、耐荷力実験を行った。また、コンクリート床版へのプレストレス導入、定着ブラケット取り付けボルトの軸力変動についても測定を行った。次に、局部荷重を受ける周辺単純支持板の座屈係数を固有値解析により算定し、さらに、弾塑性有限変位解析により局部座屈強度を算定することによって局部荷重の影響と偏心局部荷重の影響について検討した。本章で得られた結果をまとめると以下のものである。

- (1) 実験結果から、定着ブラケット前面で局所的に高い応力が発生し、その影響は鋼桁ウェブパネル高さ程度離れた断面では応力分散され、梁理論値と一致するようになる。また、局部荷重の影響は幾何学非線形性が顕著になる荷重以下では弾性 FEM 解析で精度良く捉えることができた。
- (2) 局部荷重を受ける周辺単純支持板の座屈係数については、解析結果は滝本の式において応力分散を 45° 分布とした結果と良く一致した。また、偏心局部荷重の座屈係数への影響であるが、偏心量とともに座屈係数は増大する。アスペクト比 $a/b=0.5, 1.0$ では偏心量 $h/a=0.2$ で座屈係数の増大は頭打ちとなる。アスペクト比 $a/b=1.5, 2.0$ では偏心量とともに座屈係数は増大する。
- (3) 局部荷重を板中央に受ける場合に対して、弾塑性有限変位解析により求めた局部座屈強度

と土木学会の局部座屈強度曲線との関係を調べたところ、アスペクト比 a/b が小さい範囲では良く一致するようであるが、 $a/b=2.0$ では、局部座屈強度曲線を下回る結果となった。また、偏心局部荷重を受ける場合は、座屈係数についても同様であるが、局部座屈強度は板中央に局部荷重を受ける場合より増大し、板中央に局部荷重を受ける場合が座屈係数および局部座屈強度の最小値をとる。

- (4) 本実験では局部荷重による座屈ではなく、ひずみ分布が一様分布するウェブパネルで曲げ圧縮力により終局状態に至った。外ケーブル合成桁としての座屈強度を評価するために、土木学会の曲げ圧縮力を受ける周辺単純支持板の極限強度から換算強度を算出したところ、 $P_{bul}=249.66tf$ であり、実験値の $P_{exp}=263tf$ と近い結果を得た。この曲げ圧縮力による座屈強度は、外ケーブルの導入張力制限を与える指標のひとつになる。また、本論文では、述べる事ができなかつたが、ケーブル力と活荷重による組合せ応力状態下でのウェブパネルの座屈強度についても検討していく必要がある。
- (5) 定着部近傍の局部挙動に関する実験から、定着ブラケットのすべり耐力算定方法において定着ブラケットの底板厚、定着板厚の断面諸元が関係すること、また、スタッドの本数・配置間隔が主桁の耐荷力に影響を与えること、さらに、スタッド孔でのひび割れ発生に対して応力状態を把握する必要のあることが示唆されたが、本論文ではそれら詳細を明らかにすることはできなかった。

【参考文献】

- 5.1) 竹内勇喜・廣瀬彰則・坂本眞徳・田中玲光・中谷武弘：交通供用下における鋼道路橋のPC鋼棒を用いた主桁補強，第5回鋼構造の補修・補強技術報告会論文集，pp.69-78，1996.
- 5.2) 福塚 充・小見山正治・平山泰行：外ケーブルによる鋼プレートガーダーの補強—美陵高架橋，MSC 技報，Vol.10，pp.62-68，1996.
- 5.3) 山口昌子・藤井 堅・岩村和哉・小浜 等・吉田仁司：鋼連続桁橋における外ケーブル補強の適用性，鋼構造年次論文報告集，第4巻，pp.241-248，1996.
- 5.4) 石井博典・柏木亮二・榎原正樹・名取 暢：ケーブルを用いた既設橋の鋼桁補強工法，横河ブリッジ技報，No.26，pp.192-206，1997.
- 5.5) 宮崎和彦・西川和廣・神田昌幸：「外ケーブルを用いた合成げた床版の打換え工法」の定着部に関する研究，土木学会第51回年次学術講演会，I-A326，1996.
- 5.6) 東山浩士・松井繁之・福本嘔士・武田芳久：外ケーブル定着部前面における鋼桁ウェブパネルの局部挙動と補剛に関する研究，土木学会第51回年次学術講演会，I-A445，1996.
- 5.7) 山口昌子・多賀谷宏三・藤井 堅：主桁の外ケーブル補強におけるケーブル定着部近傍の応力解析，土木学会第52回年次学術講演会，I-A199，1997.
- 5.8) 松井繁之・東山浩士・武田芳久：外ケーブル定着部前面における鋼桁ウェブパネルの補剛に関する実験的研究，平成8年度関西支部年次学術講演概要，I-104，1996.
- 5.9) BS5400：British Standard Institute；Part3，1982.
- 5.10) 伊藤鉦一：鉛直局部荷重を受けるプレートガーダー腹板のDASt指針012による座屈照査例，

橋梁と基礎, pp.32-39, 1984.

- 5.11) 八巻 昇：周辺上に局所的な等分布荷重を受ける長方形板の座屈（第3報），日本機械学会論文集，第20巻，第91号，pp.170-180, 1954.
- 5.12) 滝本哲四朗：局部荷重を受けるクレーン桁などの桁腹板の座屈強度，R&D 神戸製鋼所技報，Vol.39, No.1, pp.89-92, 1989.
- 5.13) 日本マーク（株）：MARC Manual Volume A-E
- 5.14) J. M. Coan：Large Deflection Theory for Plates with Small Initial Curvature Loaded in Edge Compression, Journal of Applied Mechanics, pp.143-151, 1951.
- 5.15) 小松定夫・北田俊行・宮崎清司：残留応力および初期たわみを有する圧縮板の弾塑性解析，土木学会論文報告集，第244号，pp.1-14, 1975.
- 5.16) 土木学会：鋼構造物の終局強度と設計，pp.178-184, 1994.
- 5.17) 土木学会：鋼構造物の終局強度と設計，pp.68-71, 1994.

第6章 外ケーブル合成桁橋の設計手法

6.1 概説

本章では、コンクリート床版の疲労耐久性向上を目的とした場合の外ケーブル合成桁橋の設計手順を示し、関係要素の設計・照査項目について説明する。また、本論文の第2章から第5章までに述べていないコンクリート床版、ケーブルおよびスタッドの疲労設計手法を示し、対象とした実規模橋梁に対して数値シミュレーションを行うこととする。

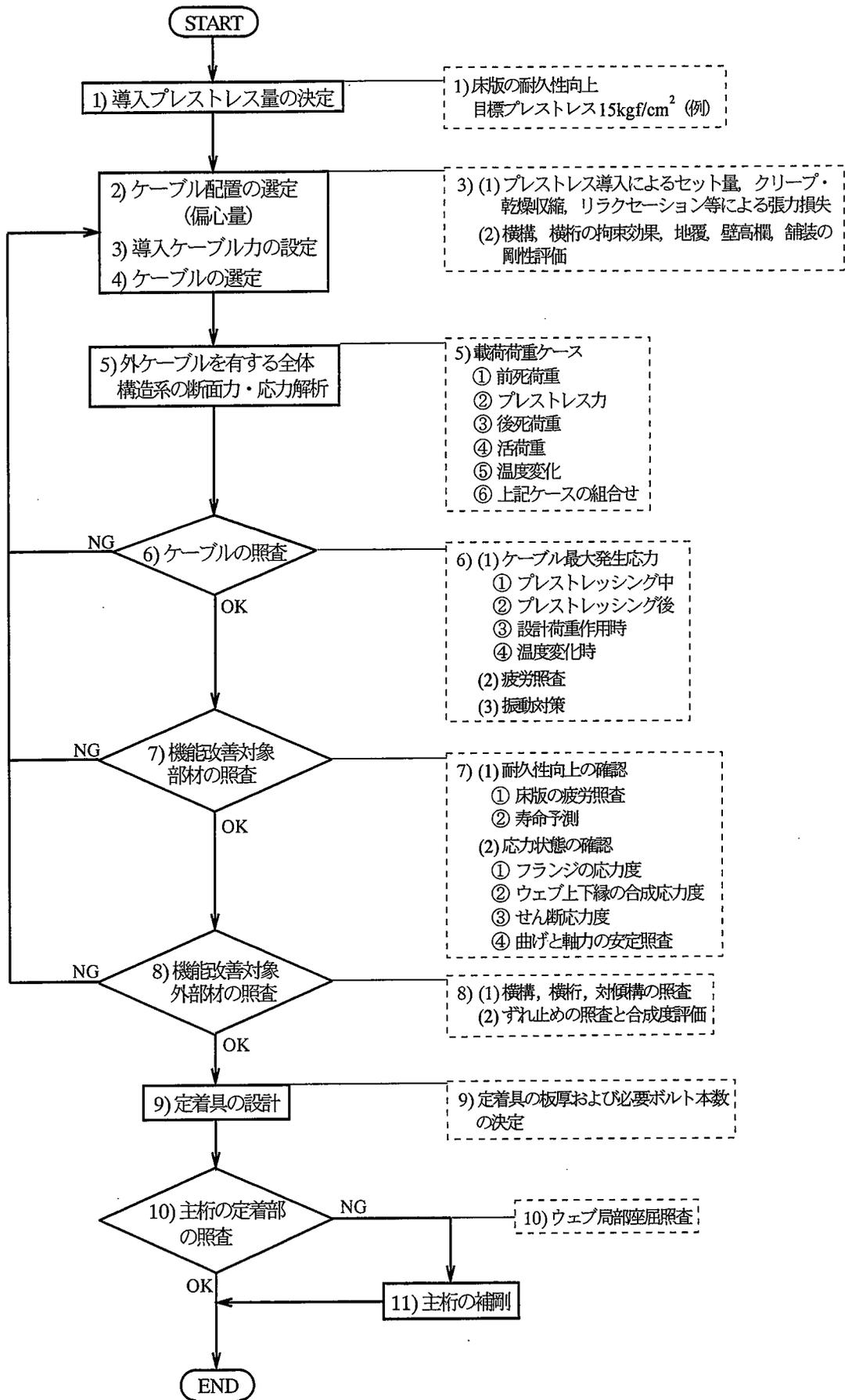
6.2 外ケーブル合成桁橋の設計手法

6.2.1 設計フロー

図一6.1は、外ケーブルによってプレストレスした合成桁橋のコンクリート床版の耐久性向上を図るための設計フローを示している。各項目について若干の説明を加え、本論文の第2章から第5章までに述べていない照査項目については次節以降で詳細な説明を加えることにする。

項目1)では、導入プレストレス量の決定を行うわけであるが、床版への必要プレストレスについては、予備設計の時点で導入プレストレス量と疲労耐久性との関係を基準にして決定しておく必要がある。また、他の部材要素、例えば、主桁などに対しても必要なならば、その導入プレストレスを決めておく必要がある。

項目2)では、ケーブル配置形状の選定を挙げている。第2章で述べたように、コンクリート床版に効率よくプレストレスを導入するためには直線配置が良好であるので、導入プレストレスからケーブル力とケーブル偏心量との関係を用いて両者の最適値を決めることになる。項目3)では、初期導入ケーブル力を設定するが、ここでは、ケーブル力の損失量を定量的に評価しておく必要がある。クリープ・乾燥収縮による張力損失については、第2章で述べた Szilard^{6.1)}の提案式による算定方法を採用する。セット量およびリラクゼーションによる張力損失はそれぞれ規格値が与えられているため、それらを用いて容易に算出することができる。また、ここでは、外ケーブルを直線配置としていることから、ケーブル偏向部での摩擦損失は考えないことにする。また、初期導入ケーブル力の設定において、横構、横桁の拘束効果や壁高欄、舗装の剛性寄与の評価を行う必要があるが、本論文ではこれらについて考慮するに至っていない。文献6.2)では、実測結果からプレストレス導入により橋梁全体がねじられ、横構、対傾構に軸力変動が発生したと報告されており、既設橋では、プレストレス導入時に一時的にボルトを緩めることを推奨している。また、文献6.3)では、応力、変形状態について、格子解析は地覆、壁高欄、舗装の剛性を考慮できないため、FEM解析による立体解析がよいとしている。文献6.4)では、プレストレスをどの主桁から導入されようとも、最終的に全ての主桁に導入されるのであれば、プレストレスの不均整は問題にならないと述べている。しかし、2次プレストレスの影響等を考えると、横構、横



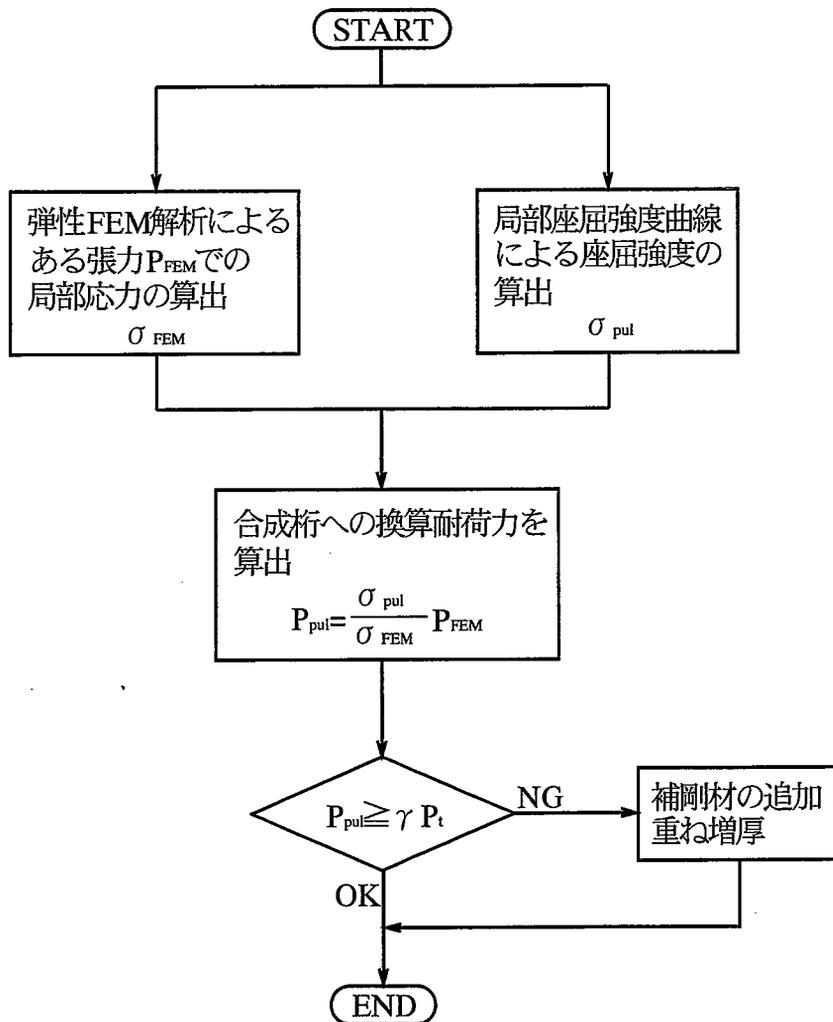
図一6. 1 外ケーブル合成桁橋コンクリート床版の耐久性設計フロー

桁，対傾構の拘束効果は無視できない。

項目6)では，ケーブルの発生応力，疲労について照査するために，プレストレス中，プレストレス後，後死荷重，活荷重，温度変化等により生じるケーブル応力を把握しておかななくてはならない。また，応力振幅に最も影響を与える活荷重による増加ケーブル力を算定するとともに，ケーブルの疲労強度を照査する必要がある。また，ケーブルの振動対策について，外ケーブルPC桁ではケーブル支持装置を10m以下で設置すればよいとしている^{6.5)}。主桁の固有振動とケーブルの固有振動から支持装置設置間隔を評価する必要がある。

項目7)では，第3章および第4章の成果を用いて，次節で述べる疲労設計により寿命を予測することによって，項目1)で決定した導入プレストレスの妥当性を確認する。また，鋼桁の応力状態，すなわち，応力度，安定照査等の確認をしておく必要がある。

項目8)では，横構，横桁，対傾構に作用する断面力は格子解析により求め，容易に断面照査



図一6. 2 定着部主桁ウェブパネルの設計フロー

を行うことができる。ずれ止めの耐力照査については第2章で述べているが、ずれに対して、合成度の評価を行う必要がある。設計通りのプレストレスを導入するためにもスタッドがある剛性以上を有している必要がある。また、変動荷重によるスタッドの疲労照査を行っておくことも重要である。

項目9)では、定着ブラケットの設計を行うが、取り付けボルトの必要本数は第5章で示した設計手法で耐力限界として初期すべり荷重に近い値を与えることができた。ただし、ブラケット底板や定着板の板厚によってはこの設計手法が適用できない可能性がある。すなわち、底板の変形状態によってボルト摩擦面積が異なってくると考えられるため、適切な評価で設計する必要がある。

項目10)では、定着部近傍の主桁ウェブパネルの座屈照査を行う。そして、必要に応じて補剛設計を行う。主桁ウェブパネルの局部座屈の照査方法については第5章で述べているが、図—6.2に設計フローを示している。

6. 2. 2 コンクリート床版の疲労設計手法

本研究では、第4章で小型輪荷重走行試験機によるコンクリート床版の疲労実験を行った。小型輪荷重走行試験機により得られたS-N曲線は床版厚が6cmと薄いこと、ならびに、車輪の接地面積が小さいことから、大型輪荷重走行試験機により得られるS-N曲線に比べ、疲労寿命は1/10程度低下する。しかし、第4章で考察した橋軸方向にプレストレスした床版のS-N線図における疲労寿命の表現方法は実物大床版にも適用できるものと考えられる。よって、疲労設計では大型輪荷重走行試験機により得られたS-N曲線を疲労設計に用いることにする。以下に、床版の疲労設計手法を述べることにする。

設計輪荷重 P_0 に対する年間当たりの等価繰返し回数 N_{eq} は次式により求められる。

$$N_{eq} = C_1 \times C_2 \times N \quad (6. 1)$$

ここに、

C_1 : 輪荷重の通行位置の違いによる補正

C_2 : 輪荷重の大きさの違いによる補正

N_i : 1年間の輪荷重載荷回数

輪荷重の通行位置の違いによる着目点での影響を補正する C_1 は次式のように表される。

$$C_1 = \int_{\alpha}^{\beta} \left(\frac{Q_x}{Q_0} \right)^m p(x) dx \quad (6. 2)$$

ここに、

Q_0 : 支間中央を通行するときの車輪の縁でのせん断力

Q_x : 支間中央から x だけ離れた位置を通行するときの車輪の縁でのせん断力

- $p(x)$: 通行位置に関する確率密度関数
 m : S-N 曲線の傾きの逆数
 α, β : 通行の限界位置

支間中央を通行するときの車輪の縁でのせん断力よりも支持桁へ近寄ったときの方がせん断力は大きくなるため^{6.6)}、その影響を補正するものである。

また、輪荷重の違いの影響を補正する C_2 は次式のように表される。

$$\begin{aligned}
 C_2 &= \int_0^{P_{\max}} \left(\frac{P}{P_0} \right)^m f(P) dP \\
 &= \sum_i C_{2if} \times a_{if} + \sum_i C_{2ir} \times a_{ir} \\
 &= C_{2f} + C_{2r}
 \end{aligned}
 \tag{6. 3}$$

ここに、

- P : 任意の輪荷重
 $f(P)$: 荷重に関する確率密度関数
 C_{2if} : 車種別 i の前輪荷重補正係数
 C_{2ir} : 車種別 i の後輪荷重補正係数
 a_{if} : 各車種の混入率 \times 前輪軸数
 a_{ir} : 各車種の混入率 \times 後輪軸数

次に、実験床版と実橋での載荷面積の違いによる補正をする必要がある。載荷面積が小さいほど、床版に作用するせん断力は大きくなることから、補正係数を前輪に対して α_f 、後輪に対して α_r とすると、式 (6. 1) を前輪と後輪とに分けて記述すると次式のように表される。

$$N_{eq} = \left(\frac{1}{\alpha_f} \right)^m C_{1f} C_{2f} N + \left(\frac{1}{\alpha_r} \right)^m C_{1r} C_{2r} N
 \tag{6. 4}$$

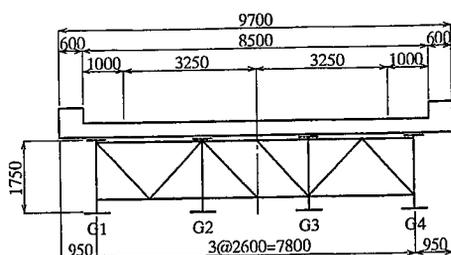
大型輪荷重走行試験機により得られた S-N 曲線は次式^{6.6)}で表される。

使用限界状態

$$\log \left(\frac{P}{V_{cpx}} \right) = -0.07835 \log N_s + \log 1.44
 \tag{6. 5}$$

終局限界状態

$$\log \left(\frac{P}{V_{cpx}} \right) = -0.07835 \log N_f + \log 1.52
 \tag{6. 6}$$



図—6. 3 対象橋梁

表—6. 1 各車両の混入率

番号	車種	混入率 (%)
Type1	2軸車	43.19
Type2	後タンデム3軸車	31.54
Type3	前タンデム3軸車	14.03
Type4	セミトレーラ型4軸車	4.30
Type5	タンクローリー型4軸車	3.28
Type6	セミトレーラ型5軸車	2.05
Type7	セミトレーラ型6軸車	1.62

表—6. 2 車種別軸重特性

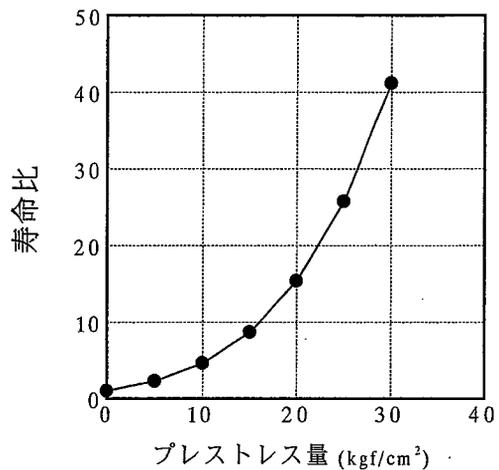
番号	軸	平均値 (tf)	標準偏差 (tf)	最大値 (tf)	分布関数
Type1	1st	3.05	1.66	25.60	LN(0.985, 0.510)
	2nd	4.71	3.10	27.60	LN(1.370, 0.601)
Type2	1st	5.35	1.67	24.40	LN(1.631, 0.305)
	2nd	5.89	3.46	26.00	LN(1.978, 0.458)
	3rd	8.03	3.87	31.80	LN(1.627, 0.543)
Type3	1st	4.65	5.08	24.80	LN(1.464, 0.384)
	2nd	6.49	3.08	22.80	LN(1.505, 0.491)
	3rd	5.08	2.66	24.40	LN(1.768, 0.451)
Type4	1st	5.45	1.75	15.00	LN(1.647, 0.313)
	2nd	6.27	3.64	24.00	LN(1.872, 0.510)
	3rd	7.40	4.04	30.00	LN(1.691, 0.539)
	4th	6.81	4.13	25.00	LN(1.762, 0.560)
Type5	1st	4.60	1.70	16.80	LN(1.463, 0.357)
	2nd	5.72	3.49	30.40	LN(1.531, 0.619)
	3rd	5.60	3.83	24.40	LN(1.595, 0.563)
	4th	5.99	3.76	30.00	LN(1.624, 0.576)
Type6	1st	5.29	1.63	24.60	LN(1.622, 0.301)
	2nd	7.51	4.13	22.20	LN(1.867, 0.476)
	3rd	8.46	5.77	28.00	LN(1.884, 0.514)
	4th	7.24	3.66	22.40	LN(1.938, 0.461)
	5th	7.72	4.92	25.00	LN(1.945, 0.618)
Type7	1st	5.58	1.28	10.80	LN(1.694, 0.226)
	2nd	8.20	4.20	20.80	LN(1.960, 0.425)
	3rd	8.04	5.27	27.20	LN(1.988, 0.482)
	4th	7.76	3.46	19.00	LN(1.827, 0.581)
	5th	7.36	4.67	24.00	LN(1.906, 0.599)
	6th	8.74	5.72	32.60	LN(1.990, 0.597)

ただし、使用限界状態に関する S-N 曲線は終局 限界状態に関する S-N 曲線から破壊寿命の約半分^{6,7)}として求めたものである。

ここでは、使用限界状態における橋軸方向にプレストレスした床版の疲労設計を行うものとし、疲労寿命は次式で表される。

$$T = \frac{N_s}{N_{eq}} \quad (6. 7)$$

プレストレス量 (kgf/cm ²)	疲労寿命 (年)	寿命比
0	363	1.00
5	824	2.27
10	1682	4.64
15	3155	8.70
20	5576	15.38
25	9341	25.77
30	14922	41.16



図—6.4 プレストレス量と寿命比

図—6.3に示す支間長 35m, 床版厚 22cm の建設省標準断面橋梁を対象として, 使用限界状態における疲労寿命を求め, プレストレス量と疲労寿命の関係を調べる. 疲労設計に用いる荷重特性は表—6.1および表—6.2に示している. この荷重特性は近畿地方建設局管内の 11 橋梁と北頭高架橋で実測したデータ^{6,8)}である. 疲労設計に際して, 大型車の交通量は 1 レーン当たり 3000 台/日とした. また, 車輛走行位置についても固定とした.

式(6.5)を用いたプレストレス量と疲労寿命の計算結果を表—6.3および図—6.4に示している. 第4章でも述べたように, プレストレスを導入することによってコンクリート床版の疲労耐久性が向上し, 図—6.4に示すようにプレストレス量と寿命比は2次曲線で表現できる. 表—6.3の疲労寿命は乾燥状態下を想定したものであり, プレストレスしていない, すなわち, RC床版であっても床版厚 22cm であれば, 360年近くの疲労寿命を有する結果となった. しかし, 実際には, コンクリートの乾燥収縮による初期引張応力と雨水の浸透によりこれらの疲労寿命より低下する. 特に, 雨水の浸透による影響は顕著であり, 乾燥状態に比して, 湿潤状態での疲労寿命は 1/20~1/40 にも低下する^{6,9)}. 配力鉄筋量が少ない場合にはさらに低下する恐れのあることも示されている. このように, 湿潤状態での実験結果から防水工が耐久性確保に不可欠なものとなっている. また, 場所打ちコンクリート床版では, コンクリートの乾燥収縮により 10kgf/cm²程度の引張応力が生じる. コンクリートの乾燥収縮による疲労耐久性の低下に関するデータは非常に少ないため, その低下率を示すのは難しい. しかし, この初期引張応力をキャンセルすることによって疲労寿命は大幅に向上するものと推察される. このことから, 10~15kgf/cm²の橋軸方向プレストレス導入が有効である.

6.2.3 ケーブルの疲労設計手法

合成桁はPC桁に比べ, 桁の剛性が小さいことから, たわみが大きく, 外ケーブルの張力変動が大きくなると言える. 張力変動がどの程度かを把握し, 設計において疲労強度の照査を行う必要があると考えられる. 外ケーブル合成桁の活荷重によるケーブル力の増加は仮想仕事の原理により次式^{6,10)}のように表される. ただし, ケーブルは直線配置として一般式を変形してある.

$$\Delta P_t = - \frac{\int_0^L \frac{Me}{E_s I_v} dx}{\frac{e^2 L}{E_s I_v} + \frac{L}{E_t A_t} + \frac{L}{E_s A_v}} \quad (6.9)$$

ここに、

- M : 活荷重による曲げモーメント
- e : 合成桁の中立軸からケーブルまでの偏心量
- E_s : 鋼桁の弾性係数
- E_t : ケーブルの弾性係数
- A_v : 合成桁の断面積
- I_v : 合成桁の断面 2 次モーメント
- A_t : ケーブルの断面積

一般に、PC 桁内の PC 鋼材応力度変動は $0.9 \sim 2.9 \text{ kgf/mm}^2$ とされており、桁高内に配置された外ケーブルで $1.1 \sim 1.4 \text{ kgf/mm}^2$ 、斜張橋になると変動は $4.4 \sim 12.5 \text{ kgf/mm}^2$ と大きく、疲労に対する配慮が必要となる^{6.11)}。

一方、PC 鋼材の疲労強度に関する国内外の設計規準には土木学会^{6.12), 6.13)}、ACI^{6.14)}、DIN^{6.15)} などがあるが、それぞれの疲労強度にはかなりの差異がある。このようなことから、平城ら^{6.16)} は既往の実験結果を新しいパラメータで再整理し、合理的な PC 鋼材の疲労強度評価式を提案している。PC 鋼より線について、平城らがまとめた S-N 線図を図-6.5 に示す。設計 S-N 曲線は、平均値から標準偏差の 2 倍だけ安全側にシフトした次式で表される。

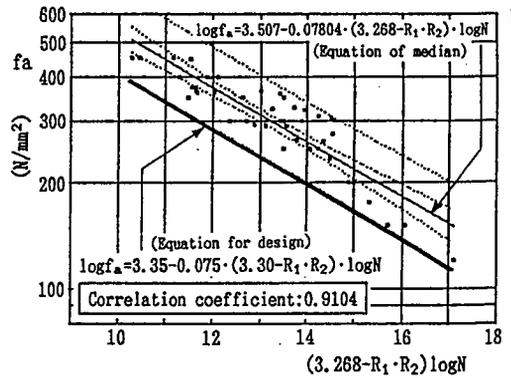


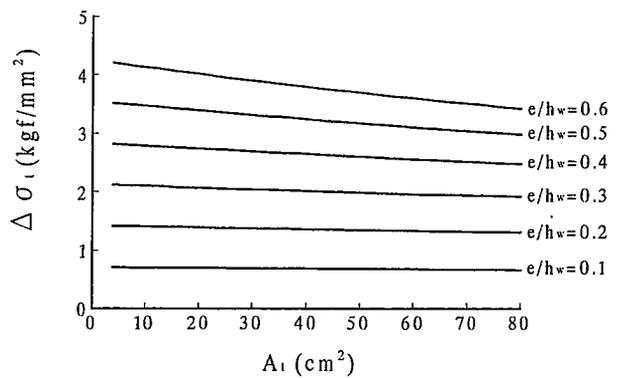
図-6.5 PC 鋼より線の S-N 曲線

$$\log f_a = 3.35 - 0.075(3.30 - R_1 R_2) \log N \quad (6.10)$$

ここに、

- f_a : 応力範囲 (MPa)
- R_1 : 上限応力比 ($= f_{\max} / f_u$)
- R_2 : 上下限応力比 ($= f_{\max} / f_{\min}$)
- f_{\max} : 上限応力度 (MPa)
- f_{\min} : 下限応力度 (MPa)
- f_u : 終局強度 (MPa)

図一6.3に示す建設省標準断面橋梁について、B活荷重^{6.17)}を載荷したときのPC鋼材の応力度変動を算定した。式(6.9)からも分かるように、増加ケーブル力はケーブル偏心量、ケーブル断面積によって影響を受ける。そこで、これらをパラメータとして数値計算を行った結果を図一6.6に示す。ケーブル偏心量は鋼桁ウェブ高さで無次元化している。偏心量が大きくなれば、増加ケーブル応力度も大きくなっていくが、ケーブル断面積の影響はその



図一6.6 増加ケーブル応力度

値が小さいために鈍感である。B活荷重を載荷しているためかなり大きな増加ケーブル応力度が発生しているが、斜張橋のような大きさには達していない。コンクリート床版にプレストレスを導入するケーブル配置では偏心量は小さく、 e/h_w が0.3程度であることから、疲労の心配はない範囲であることが分かる。よって、外ケーブルの疲労照査は省略して良いと考えられる。

6.2.4 スタッドの疲労設計手法

第2章では、プレストレスのスタッドへの影響について述べ、完全合成桁理論によりプレストレスを導入したときのスタッドに作用する水平せん断力の算定方法を示した。床版と鋼桁を連結しているスタッドは外ケーブルにより床版にプレストレスを導入する上で重要な部材であると言え、スタッドの耐力照査だけでなく、疲労照査をも行う必要がある。疲労照査では、変動応力として活荷重とそれに伴う増加ケーブル力による水平せん断力を考えればよい。

まず、第2章で述べた方法により水平せん断力を求め、次式^{6.18), 6.19)}に示すスタッドのずれに対する限界強度によってスタッドの配置を決定することにする。

$$Q_c = 0.5Q_u \quad (6.11)$$

ここに、

Q_u : スタッドの水平せん断強度(kgf/本)

$$Q_u = 110A_s \sqrt{(h/d_s) f_{ck}} - 2200 \quad (6.12)$$

d_s : スタッドの直径(cm)

h : スタッドの高さ(cm)

f_{ck} : コンクリートの設計基準強度(kgf/cm²)

ただし、現在のところ、スタッドのずれに対する限界状態を定義するには至っていないため、主

桁の合成度と全体挙動について議論することは未だ難しい。

スタッド配置が決まれば、スタッド1本当たりの水平せん断力変動範囲が算出できる。疲労照査には次式^{6.19)}に示すせん断疲労強度式が提案されている。

$$\frac{R}{Q_u} = 0.99N^{-0.105} \quad (6.13)$$

ここに、

R : スタッドに作用するせん断力の変動範囲 (kgf/本)

N : 疲労寿命 (回)

通常、疲労寿命は200万回を基準にとってもよいとされている。

そこで、図-6.3の中桁について、表-6.4の条件で合成桁断面の変化点と外ケーブル定着部についてスタッドの疲労照査を行った。各断面の支点からの距離はそれぞれ、断面0:0m、定着位置:2m、断面1:3.8m、断面2:8.4m、断面3:17.5mである。まず、

表-6.4 計算条件

ケーブル力	169 tf
偏心量	34 cm
σ_c (床版厚中央)	-15 kgf/cm ²
σ_{sl} (鋼桁下フランジ)	-300 kgf/cm ²
増加ケーブル力	13.74 tf
ケーブル断面積	17.06 cm ²

表-6.5 水平せん断力とスタッド間隔

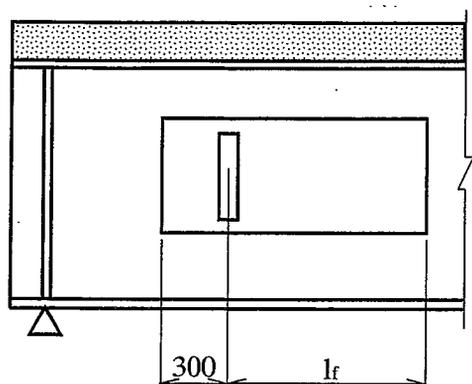
水平せん断力 (kgf/cm)					
断面	0	定着位置	1	2	3
H_p	292	274	253	173	27
H_{td}	105	24	0	0	0
H_{pr}	0	626	192	0	0
ΔH_{pr}	0	51	16	0	0
ΣH	397	975	461	173	27
スタッド間隔 (cm)					
断面	0	定着位置	1	2	3
pa	49.1	20.0	42.3	112.7	722
p	30	10	30	60	60

表-6.6 疲労照査結果

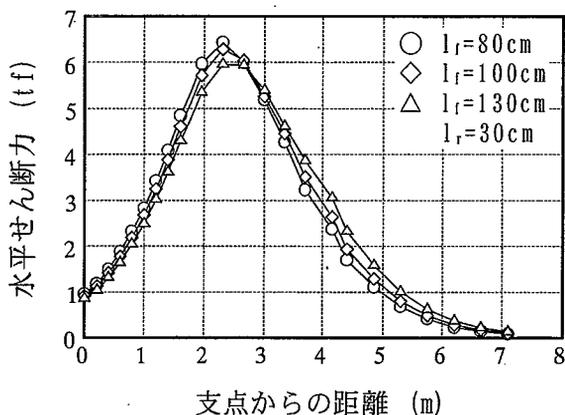
断面	0	定着位置	1	2	3
R (kgf/本)	2920	1083	2690	3460	538
p(cm)	30	10	30	60	60
N (回)	1.37×10^6	1.73×10^{10}	2.99×10^6	2.72×10^5	1.36×10^{13}
p(cm)	20	10	30	40	60
N (回)	3.49×10^6	1.73×10^{10}	2.99×10^6	1.29×10^7	1.36×10^{13}

表—6. 7 既設橋の照査結果

断面	0	定着位置	1	2	3
p(cm)	20	35	35	45	45
Q(kgf/本)	2647	11375	5378	2595	405
Qc(kgf/本)	8352	8352	8352	8352	8352
R (kgf/本)	1947	3792	3138	2595	405
N (回)	7.06×10^8	1.23×10^6	7.49×10^6	4.57×10^7	2.20×10^{15}



図—6. 7 底板長



図—6. 8 水平せん断力分布

スタッドの配置間隔を決定するために、B活荷重(H_p)、ケーブル力(H_{pr})、増加ケーブル力(ΔH_{pr})、温度変化(H_{td})による水平せん断力を算出している。乾燥収縮については、作用方向が他の作用力と逆となるので省略した。また、外ケーブルは鋼桁ウェブパネルの両側に直線配置するものとする。スタッドは $\phi 19$ を1列当たり3本配置するものとする。さらに、定着ブラケット取り付け位置は緊張作業を考え、支点から2m支間中央側に取り付けるものと仮定する。水平せん断力とスタッド配置間隔の計算結果を表—6. 5にまとめている。

断面変化点および定着位置において、スタッドの疲労照査を式(6. 13)により行うことにするが、水平せん断力変動範囲はB活荷重と増加ケーブル力によるものとして算出する。表—6. 6に疲労照査結果を示す。スタッドの疲労寿命は通常200万回を基準にとるとすれば、断面0および2で200万回を下回っており、式(6. 12)のずれに対する限界強度により算定したスタッド間隔では疲労強度に対して満足できなくなる。そこで、200万回を満足するスタッド間隔を算定した結果も表—6. 6に示してある。

以上の検討結果より、新設橋の場合には、静的強度を満足するスタッド間隔であっても、B活荷重とそれに伴う増加ケーブル力による水平せん断力変動範囲に対する疲労強度を主桁端部および支間中央付近で満足しない箇所が存在することがあり、スタッド間隔は疲労照査によって決定されと言える。

次に、既設橋についても照査を行うと、表—6. 7のようになる。ただし、断面諸元は上述の新設橋と同様とし、スタッド間隔だけが異なっている。スタッドは $\phi 22$ を1列当たり3本配置さ

れている。結果として、定着部において静的強度、疲労強度ともに満足できなくなることが分かる。このように、既設橋ではスタッドの配置間隔によって定着部で静的強度、疲労強度を満足できない可能性がある。そこで、定着ブラケットの構造を改善することによって水平せん断力を低減させることができるかを検討するために2次元 FEM 解析を行った。外ケーブル定着ブラケット底板の剛性の違いによるプレストレス導入時の水平せん断力の分布特性を調べるために、図一6.7に示すように外ケーブル定着板から前面の底板長 l_f を変化させた。そのときの水平せん断力分布を図一6.8に示す。底板長を伸ばしても水平せん断力はほとんど変化せず、やはり定着部付近で静的強度を満足しないことになる。耐力不足の範囲にスタッドを増植することで解決されることが考えられる。

6.3 結言

- (1) 合成桁橋コンクリート床版の耐久性向上に関する設計フローを示し、各照査項目について説明を加え、さらに、照査における問題点を述べた。
- (2) 床版の疲労設計を行うための手法を述べた。また、この手法により、荷重特性の実測データを用いて床版厚 22cm の建設省標準断面橋梁の疲労設計を行った。コンクリートの乾燥収縮を考えると、 $10\sim 15\text{kgf/cm}^2$ の橋軸方向プレストレスを導入すれば良いと言える。
- (3) 建設省標準断面橋梁に対して、B活荷重を載荷したときの増加ケーブル応力度を P C 鋼材の断面積、偏心量をパラメータとして算出した。偏心量が大きくなると増加ケーブル応力度も大きくなるが、P C 鋼材の断面積の影響は小さい。偏心量が比較的大きい場合には疲労の問題が生じる可能性が考えられる。
- (4) 新設橋におけるスタッドの耐力照査では、ずれに対する限界強度を適用してスタッドの配置間隔を決定したが、ずれに対する限界状態が未だ定義されていないこともあり、ずれ量が主桁の合成度、全体挙動に与える影響については明らかにできていない。また、スタッドの疲労照査では、水平せん断力変動範囲を B 活荷重および増加ケーブル力から算出し、200 万回疲労強度を照査した。静的強度を満足するスタッド間隔であっても疲労強度を満足しない箇所の生じることが分かる。主桁端部および支間中央付近で疲労強度を満足しない可能性が高いと言える。また、既設橋についても照査を行ったところ、定着部付近で静的強度、疲労強度ともに満足しないことが分かった。

【参考文献】

- 6.1) R. Szilard : Design of Prestressed Composite Steel Structure, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.85, No.ST9, pp.97-123, 1959.
- 6.2) 石井博典・柏木亮二・檜原正樹・名取 暢：ケーブルを用いた既設橋の鋼桁補強工法，横河ブリッジ技報，No.26，pp.192-206，1997.
- 6.3) 八塚 博・柏木亮二・山田金喜・名取 暢・渡辺泰行：既設鋼桁橋のプレストレス導入

- による補強，橋梁と基礎，pp.15-24，1996.
- 6.4) F. W. Klaiber, K. F. Dunker, and W. W. Sanders, Jr. : Strengthening of Single-Span Steel-Beam Bridges, ASCE, Vol.108, No.ST12, pp.2766-2780, 1982.
- 6.5) (社)プレストレストコンクリート技術協会：外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工規準（案），pp.72-74，1996.
- 6.6) 松井繁之：橋梁の寿命予測 一道路橋RC床版の疲労寿命予測一，安全工学，Vol.30, No.6, pp.432-440, 1991.
- 6.7) 阪神高速道路公団：道路橋RC床版のひびわれ損傷と耐久性，pp.35-51，1991.
- 6.8) 平塚慶達：実測荷重を用いた橋梁部材の設計荷重に関する研究，大阪大学修士論文，1998.
- 6.9) 阪神高速道路公団：道路橋RC床版のひびわれ損傷と耐久性，pp.52-81，1991.
- 6.10) M. S. Troitsky : PRESTRESSED STEEL BRIDGES; Theory and Design, VAN NOSTRAND REINHOLD COMPANY, pp.146-147, 1990.
- 6.11) 小宮正久：大偏心ケーブルPC橋の特徴とその設計，プレストレストコンクリート，Vol.39, No.2, pp.40-52, 1997.
- 6.12) 土木学会：コンクリート標準示方書「設計編」，1990.
- 6.13) 土木学会：コンクリート構造物の限界状態設計法指針（案），1983.
- 6.14) ACI Committee 215 : Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading, Journal of ACI, Vol.71, No.3, pp.97-120, 1974.
- 6.15) 横道英雄 監訳：プレストレストコンクリート，鹿島出版，1984.
- 6.16) 平城弘一・松井繁之：PC鋼材の疲労強度評価式の誘導，セメント・コンクリート論文集，No.49, pp.582-587, 1995.
- 6.17) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，II 鋼橋編，1996.
- 6.18) 村松敬一郎・梶川靖治・平城弘一・松井繁之・武田芳久・井上雅夫：第3章 抵抗強度の評価，土木学会関西支部，共同研究グループ報告書「限界状態設計法による合成桁橋の設計法に関する研究」，pp.16-47，1988.
- 6.19) 松井繁之・平城弘一：限界状態設計法のための頭付きスタッドの静的・疲労強度に関する評価式，第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.163-168，1989.

第7章 結論

7.1 研究成果の総括

本研究では、合成桁橋コンクリート床版を耐久性に優れたものとし、合成桁橋の復権を図るために、外ケーブル方式による橋軸方向プレストレスの導入を提案し、合成桁橋コンクリート床版の力学性状向上に関する研究を行った。本論文では、外ケーブル合成桁の基本特性を明らかにし、橋軸方向プレストレスを導入したコンクリート床版の耐荷力・耐久性について一連の検討を行った。また、外ケーブル定着部近傍の鋼桁ウェブパネルの局部挙動の把握とウェブパネルの座屈係数および局部座屈強度の特性を調べるために有限要素解析を行った。さらに、外ケーブル合成桁橋の設計フローを示し、コンクリート床版、ケーブル、スタッドの疲労設計手法について検討を行った。

以下に、各章で得られた研究成果を総括し、今後の展望と課題について述べる。

第1章では、外ケーブル合成桁に関する既往の研究について概説した。欧米を初めとして、外ケーブル合成桁の耐荷力に関する実験および解析が多く行われており、変形増分法を適用した弾塑性解析手法が外ケーブル合成桁の耐荷力を比較的容易に解析できる手法として適用されてきている。鋼橋に関する既往の研究では主桁補強工法として外ケーブル方式を適用するのが主目的であったことから、コンクリート床版についての研究はほとんど行われていない。本論文では、国内における鋼橋コンクリート床版の損傷事例の多さから、床版の耐久性向上が橋梁の維持管理上重要な課題のひとつであること、ならびに、合理的構造である合成桁橋の復権を考え、外ケーブルを用いたプレストレスによる合成桁橋コンクリート床版の力学性状向上に関する研究を行うことにした。本章で本論文の位置づけを明らかにした。続いて、本研究の目的と本論文の構成を示した。

第2章では、コンクリート床版に橋軸方向プレストレスを導入するにあたり、外ケーブルの最適配置について3つの配置形状（直線配置、キングポスト配置、クイーンポスト配置）について検討し、直線配置が最も効率的にプレストレスを導入できることを示した。続いて、対象橋梁に対して、コンクリート床版のクリープ・乾燥収縮による張力損失を数値計算により求め、それぞれの損失率を示した。また、導入張力の制限値のひとつとなる主桁の横倒れ座屈強度について既往の算定式により計算した。プレテンション方式ではコンクリート床版による上フランジの変形拘束が無いために横倒れ座屈の危険性が高まり、横倒れ座屈を照査する必要があることを示した。一方、ポストテンション方式では鋼桁とコンクリート床版とが一体化されていることから上フランジの変形拘束が強く、横倒れ座屈強度は非常に大きいため、特に問題とならないことを明らかにした。また、床版にプレストレスを導入するためのケーブル配置は、合成桁断面の中立軸近傍であることから、張力導入に伴い、スタッドには活荷重載荷時と同じ作用方向の水平せん断力が

生じる。そのため、外ケーブル定着部付近にスタッドを密に溶植することとなる。スタッドの配置間隔・本数を定めるためにスタッドの耐力照査を行う必要があり、その照査方法を検討し、提案した。さらに、変形増分法による弾塑性解析を行い、床版にプレストレスを導入するためのケーブル配置を有した外ケーブル合成桁の耐荷力について検討した。その結果、鋼桁下フランジに対して、より大きなプレストレスを導入することによって耐荷力は向上する傾向があり、床版に対して、より大きなプレストレスを導入することによって耐荷力は逆に低下する傾向があることを明らかにした。よって、床版への最適プレストレスを決定し、次に、主桁の耐荷力を検討することを提言した。

第3章では、外ケーブル合成桁橋のコンクリート床版に対して、模型桁によるプレストレス導入の確認、弾性載荷、繰返し載荷、押抜きせん断耐荷力に関する静的特性に関する実験を行い、各実験においてプレストレス導入の効果について調査した。その結果、桁端部で若干のせん断遅れが床版上に現れるが、主桁間隔程度の距離だけ離れた位置からは均等にプレストレスが導入され、梁理論値と一致することが分かった。また、プレストレスを導入することにより、プレキャスト床版では押抜きせん断耐荷力の向上が見られたが、重ね継ぎ手部では耐荷力の向上は見られなかった。継ぎ手部とプレキャスト床版の境界が開口することにより、プレストレスの効果が低減されたものと考えられる。このようにプレキャスト床版では押抜きせん断耐荷力の向上が見られたことから、プレストレスを導入したコンクリート床版の疲労耐久性を評価するために必要と考えられる押抜きせん断耐荷力について、より精度の高い算定式の提案を試みた。鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐荷力算定式のひとつである松井式を基礎にして、押抜きせん断破壊面の角度変化、P C鋼材のダウエル力によるはくり破壊、ならびに、コンクリートの最大せん断強度のプレストレスによる見掛けの向上を考慮して精度よい算定式を提案することができた。また、上述の模型桁での押抜きせん断耐荷力との比較をも行ったが、主桁による弾性支持の影響として、橋軸直角方向のアーチアクション、ならびに、桁作用の影響を考慮することで耐荷力を算定できることを示した。

第4章では、橋軸方向にプレストレスしたコンクリート床版の移動輪荷重による疲労耐久性実験を行い、プレストレス導入による疲労強度の向上について検討した。プレストレスした床版の直交異方性版解析において、床版の曲げ剛性およびねじり剛性の取り扱いについては明らかにすることができなかったが、Huberの提案式による引張側コンクリートを無視したときの曲げ剛性およびねじり剛性を用いた解析結果は実測たわみの急増する点とよく一致する。よって、橋軸方向にプレストレスした床版においてもこのような状態に至ったときをもって使用限界状態と定義でき、そのときの寿命を使用限界寿命と定義した。この使用限界寿命に対して、本実験で導入した 30kgf/cm^2 までの橋軸方向プレストレスと疲労寿命の関係を調べたところ、RC床版に対する寿命は橋軸方向プレストレスに関する2次関数で表されることを明らかにした。また、既往のS-N曲線との対応を検討した結果、鉄筋コンクリート床版の劣化・損傷機構から実験的に誘導された床版の梁状化幅を橋軸方向プレストレスの効果を考慮して拡大し、せん断耐荷力を求めることでS-N曲線と良い対応を得ることができた。

第5章では、外ケーブル定着部近傍の局部挙動について調べるため、定着部分をモデルとした耐荷力実験を行った。外ケーブル定着ブラケットから導入されるケーブル力により主桁ウェブパネルでは局所的に高い応力が生じるが、定着ブラケットから腹板高さ程度離れた位置では応力が分散され、ひずみ分布は梁理論値と一致することが分かった。このような局部応力を受ける部材の耐荷力照査を容易に行うため、座屈係数の検討、ならびに、弾塑性有限変位解析による局部座屈強度についてそれぞれの特性を検討した。弾塑性有限変位解析結果と土木学会の局部座屈強度曲線との対応を調査した結果、アスペクト比が大なる場合には局部座屈強度曲線を下回る結果が得られた。また、局部荷重を偏心させた場合について解析した結果、板中央に載荷した場合に比べ、座屈強度は増加する傾向を示し、これは座屈係数についても同様であった。さらに、合成桁ウェブパネルの座屈強度の算出にあたって、床版と鋼桁は完全合成されていると仮定して、曲げ圧縮力を受けるウェブパネルについて実験結果との比較を行った。次に、定着ブラケット取り付けボルト本数の決定について実験結果と設計計算との比較を行い、設計方法の妥当性を確認することができた。しかし、定着ブラケットを構成する板厚によってはこの設計方法が適用できない可能性があることを指摘した。

第6章では、外ケーブル合成桁橋の設計手法に関して、コンクリート床版の耐久性向上を目的とした場合の設計フローを示し、各照査項目について若干の説明を加えた。そして、床版の、ケーブルおよびスタッドの疲労設計手法について述べた。建設省標準断面橋梁を対象として、床版厚22cmの床版について疲労照査を行った。コンクリートの乾燥収縮、雨水の浸透により疲労寿命は著しく低下する。雨水の浸透による疲労寿命の低下は防水工によって解決される。コンクリートの乾燥収縮については、その初期引張応力をキャンセルするために、橋軸方向プレストレスを10~15kgf/cm²導入することによって疲労耐久性が大幅に向上し、供用年数を満足するだけの疲労寿命を確保できる。次に、B活荷重を載荷したときの外ケーブルおよびスタッドについて疲労照査を行った。外ケーブルの疲労については、床版にプレストレスを導入するケーブル配置では偏心量が小さいために応力変動範囲が小さく、外ケーブルの疲労照査を省略しても良いと言える。スタッドについては、新設橋において、静的強度から決定したスタッド間隔では疲労強度に対して主桁端部および支間中央付近で満足しない箇所が存在することを示した。すなわち、スタッドの配置間隔は静的強度および疲労強度の両方により照査する必要がある。既設橋の補強に外ケーブルを使用する場合には、定着部付近で問題となる場合もあると指摘できた。

7. 2 今後の展望と課題

本研究では、外ケーブルにより合成桁橋コンクリート床版に橋軸方向プレストレスを導入し、コンクリート床版の力学性状を向上させるということで、主に、耐荷力および耐久性についての検討を行ってきた。合成桁橋コンクリート床版の疲労耐久性向上は合成桁橋の復権に繋がるものであり、プレストレス導入はそのひとつの手段として有効な方法である。本論文では、外ケーブルによる橋軸方向プレストレス導入を提案し、その適用性を検証した。また、本研究で提案した

橋軸方向プレストレスした床版の疲労耐久性評価により，P C床版の合理的設計，ならびに，経済性の追求を可能とするものである。

今後の課題として，外ケーブルによる軸力導入に関して，本論文では明らかにすることができなかった問題がいくつか残されている。スタッドの合成度と局部荷重による主桁の座屈強度との関係，定着ブラケット取り付けボルトの設計方法，ならびに，横構，横桁，対傾構の拘束度の評価について検討していく必要がある。

謝 辞

本論文は、著者が大阪大学大学院博士前期・後期課程に在学した5年間にわたり、大阪大学大学院工学研究科 松井繁之教授の御指導のもとに進めた外ケーブルを用いたプレストレスによる合成桁橋コンクリート床版の力学性状向上に関する研究の成果をまとめたものであります。

本論文を進めるにあたり、終始懇切なる御指導と御教示を賜り、また、日常生活についても御心配を賜りました松井繁之教授に深く感謝いたします。また、本論文をまとめるにあたり貴重な御助言を賜りました大阪大学大学院工学研究科 西村宣男教授、ならびに、大阪大学接合科学研究所 堀川浩甫教授には厚く御礼申し上げます。著者が大学院在学中に大阪大学工学部教授であられた福本昤士大阪大学名誉教授には世界中を見渡せる広い視野を身につけるようにと御教示を頂いたことに感謝いたします。さらに、大阪大学大学院工学研究科 川谷充郎助教授、大倉一郎助教授、大阪大学接合科学研究所 金裕哲助教授には有益な御助言を賜りましたことを感謝いたします。西山六朗技官には実験の遂行と安全面について御尽力と御配慮を頂きましたことを感謝いたします。また、松井保教授、村岡浩爾教授、森康男教授、中辻啓二教授、出口一郎教授をはじめとする土木工学専攻の教官の方々には日頃より御配慮を頂きましたことを御礼申し上げます。

山口大学工学部 宮本文穂教授、大阪工業大学工学部 栗田章光教授には(財)災害科学研究所「鋼橋の外ケーブル補強研究会」だけでなく、学会、ならびに、シンポジウム等でも貴重な御助言を賜り、また、温かく見守って頂きましたことを感謝いたします。さらに、オリエンタル建設(株) 八田吉弘氏、(株)酒井鉄工所 武藤和好氏、日本橋梁(株) 坂下清信氏、(株)春本鐵工 江頭慶三氏をはじめとする「鋼橋の外ケーブル補強研究会」委員各位には実務設計の立場からの御助言を多数頂きましたことを感謝いたします。

近畿大学理工学部 玉井元治教授、江藤剛治教授、三星昭宏教授、柳下文夫助教授をはじめとする土木工学科の教官の方々には著者が近畿大学に在学した4年間、大阪大学大学院に在学した5年間にわたり温かく見守って頂きましたことを心より感謝いたします。

本研究を遂行するにあたり多数の方々にお世話になりました。実験および解析を進めるにあたり補助をして頂いた当時大阪大学学生であった神農英樹氏(現:(株)ニュージェック)、現大阪大学大学院生 太田博士氏、桐川潔氏、渡海大輔氏、当時大阪大学研究生 朴 淙珍氏(現:韓国 Kyung-Sung 大学非常勤講師)を始めとする社会基盤設計学領域、ならびに、構造工学領域の卒業生および在学生、また、試験体製作等で御尽力を賜りました(株)富士ピー・エス 林功治氏、松尾橋梁(株) 松永進一氏、川田工業(株) 武田芳久氏を始めとする関係各位に感謝の意を表します。ここに記すことのできなかつた方々を含め、多くの皆様の御協力により成し遂げることができたと言えます。ここに重ねて御礼申し上げます。

最後に、博士前期・後期課程進学という著者のわがままを許してくれ、また、健康と生活に関して多大な心配をかけてしまった父 昌夫、母 尚子、兄 哲也、義姉 美保子、弟 貴裕に心から感謝するとともに、本論文を贈り、謝辞とさせていただきます。

東山 浩 士

1999年1月

本論文に関する投稿論文・口頭発表一覧

投稿論文

1. 松井繁之・東山浩士：外ケーブル方式によるコンクリート床版へのプレストレス導入に関する研究，第6回プレレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.159-162，1996.
2. 松井繁之・東山浩士・林 功治：外ケーブルによりプレストレスした合成桁橋プレキャストRC床版の力学性状の向上に関する研究，鋼構造論文集，第4巻第13号，pp.9-18，1997.
3. 東山浩士・太田博士・朴 滄珍・松井繁之：PC床版の押し抜きせん断耐荷力について，第7回プレレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.13-16，1997.
4. 東山浩士・松井繁之：プレストレスしたコンクリート床版の押抜きせん断耐荷力，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1357-1364，1998.
5. Hiroshi HIGASHIYAMA and Shigeyuki MATSUI：Fatigue Strength of Longitudinally Prestressed Concrete Slabs under Running Wheel, Proceedings of the 5th International Conference on Short and Medium Span Bridges, Calgary, V-135, pp.1779-1787, 1998.
6. 東山浩士・松井繁之：橋軸方向プレストレスしたコンクリート床版の走行荷重に対する疲労耐久性に関する研究，土木学会論文集，No.605/I-45，pp.79-90，1998.

口頭発表

1. 柳下文夫・宮本文穂・東山浩士・佐藤了一：プレレストレスト合成桁の耐力と変形性状に関する研究，土木学会第49回学術講演会概要集，V-498，1994.
2. 松井繁之・東山浩士・武田芳久：外ケーブル定着部前面における鋼桁ウェブパネルの補剛に関する実験的研究，平成8年度関西支部年次学術講演会概要集，I-104，1996.
3. 松井繁之・東山浩士・神農英樹・松永進一：外ケーブル方式を適用した鋼・コンクリート合成桁橋の静的・動的実験，平成8年度関西支部年次学術講演会概要集，I-105，1996.
4. 東山浩士・松井繁之・福本嘸士・武田芳久：外ケーブル定着部前面における鋼桁ウェブパネルの局部挙動と補剛に関する研究，土木学会第51回学術講演会概要集，I-A445，1996.
5. 松井繁之・神農英樹・東山浩士・松永進一：外ケーブル方式を適用した鋼・コンクリート合成桁橋の静的・動的実験，土木学会第51回学術講演会概要集，I-A446，1996.
6. 松井繁之・東山浩士・太田博士・朴 滄珍：外ケーブルによりプレストレスしたPCa-RC床版の力学的挙動に関する研究，平成9年度関西支部年次学術講演会概要集，I-127，1997.
7. 東山浩士・太田博士・松井繁之：床版の耐久性を考慮したプレレストレスト合成桁の耐荷力について，土木学会第52回学術講演会概要集，I-A122，1997.
8. 松井繁之・東山浩士・太田博士・朴 滄珍：外ケーブルによりプレストレスしたPCa-RC床

- 版の力学的挙動に関する研究, 土木学会第52回学術講演会概要集, I-A182, 1997.
9. 松井繁之・大西弘志・東山浩士・渡海大輔: 橋軸方向P C床版の疲労耐久性向上に関する研究, 平成10年度関西支部年次学術講演会概要集, I-65, 1998.
 10. Hiroshi HIGASHIYAMA, Daisuke TOKAI, and Shigeyuki MATSUI : Durability of Longitudinally Prestressed Concrete Slabs under Moving Wheel Load, Proceedings of the 3rd Japan and Korea Joint Seminar on Bridge Maintenance, Osaka, pp.152-159, 1998.
 11. 渡海大輔・松井繁之・大西弘志・東山浩士: 橋軸方向P C床版の疲労特性に関する研究, 土木学会第53回学術講演会概要集, CS-15, 1998.

