

(99) 橋軸直角方向交番載荷実験によるPC箱桁の履歴特性

八千代エンジニアリング(株)	正会員	○岡田稔規
九州大学大学院工学研究院教授	正会員	大塚久哲
九州大学大学院工学研究院助手	正会員	矢葺 亘
オリエンタル建設(株)	正会員	角本 周
(株)富士ピーエス	正会員	堤 忠彦

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震以後、設計地震力が大幅に引き上げられ、また、地震時の挙動が複雑な橋梁に関しては動的解析による照査が必要となった。これに伴い、既存橋梁の耐震安全性の見直しが行われている。大きな地震力がPC箱桁橋の橋軸直角方向に作用した場合にも、従来は弾性部材として扱われていた上部工が非線形領域に入る可能性がある。また、非線形履歴モデルの選定は、動的解析における部材の最大応答や残留変位の評価に与える影響が大きいため、上部構造の履歴モデルを的確に評価することは橋全体の耐震安全性の把握にとって重要である¹⁾。しかしながら、張出し床版を有するPC箱桁の橋軸直角方向の履歴特性に関する既往研究はほとんど見当たらず、今後、精度の高い動的解析を行うには、上部構造の非線形性を考慮した新たな履歴モデルの提案が必要であると考えられる。

本文では、筆者らが先に実施したPC箱桁の橋軸方向交番載荷実験^{2) 3)}にひき続き行ったPC箱桁の橋軸直角方向交番載荷実験により得られたPC箱桁の橋軸直角方向履歴特性に関する知見を紹介する。⁴⁾

2. 実験概要

(1) 供試体概要

実験に用いた供試体は1室箱桁断面形状とし、一般的な実橋梁の1/8.5の外形寸法で設計した。使用材料として $\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ のコンクリートとSD295(D6、D13)の鉄筋を用い、PC鋼材は現在PC橋で一般に使用されているPC鋼より線とし、1S15.2を使用した。検討ケースは、プレストレス導入度に着目した5体に比較のためのRC供試体を含め6体とした。このうちの1体(T06)は橋軸方向載荷実験時に鉄筋の横拘束効果に着目した供試体と同じ横拘束筋を配置したものとした。表-1に検討ケース、図-1に供試体概要を、そして図-2に各供試体の断面図を示す。

表-1 検討ケース一覧

検討ケース	供試体	構造	概要
Case 1	T01	RC構造	
Case 2	T04	PC鋼材4本軸力配置	プレストレスによる軸応力度2.4MPa
Case 3	T02	PC鋼材6本軸力配置	プレストレスによる軸応力度3.6MPa
Case 4	T05	PC鋼材8本軸力配置	プレストレスによる軸応力度4.8MPa
Case 5	T03	PC鋼材10本軸力配置	プレストレスによる軸応力度6.0MPa
Case 6	T06	PC鋼材6本軸力配置	プレストレスによる軸応力度3.6MPa

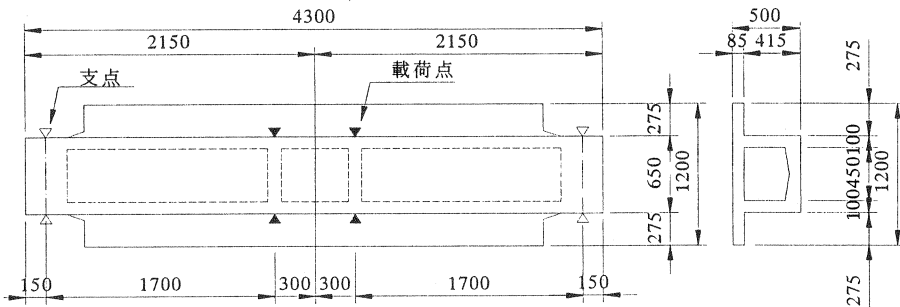


図-1 供試体概要(単位mm)

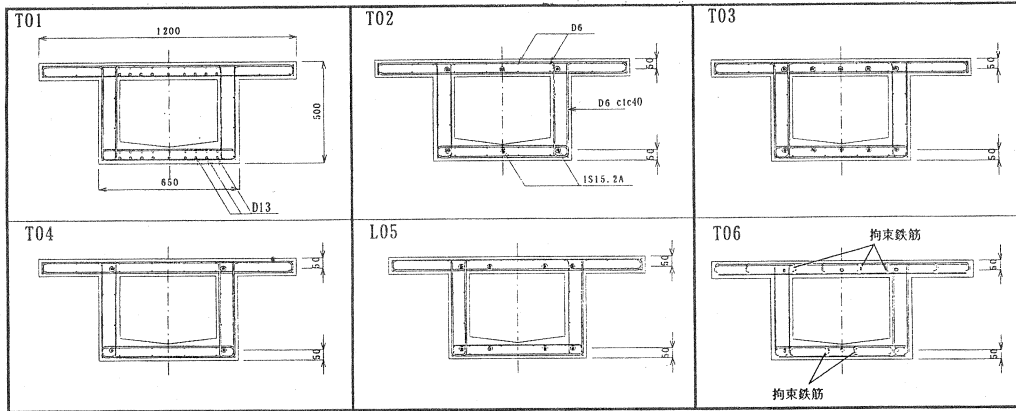


図-2 実験供試体断面 (橋軸直角方向)

(2) 荷重方法

荷重方法は、単純曲げ荷重(2点荷重)の正負交番漸増荷重とし、押し引き各100tfの油圧ジャッキを用いた。荷重サイクルは、張出し床版部最外縁鉄筋の降伏 δ_{fy0} までは5tf刻みで荷重を増加させ、 δ_{fy0} からウェブ最外縁鉄筋の初降伏 δ_{wy0} までは任意の変位制御、そして δ_{wy0} 以降は $\pm \delta_{wy0}$ の整数倍等を片振幅($\pm 1.5 \delta_{wy0} \cdot \pm 2.0 \delta_{wy0} \cdot \pm 3.0 \delta_{wy0} \cdot \dots$)とした交番荷重を耐力低下が δ_{wy0} 時における耐力程度になるまで荷重を継続した。なお、ここでの δ_{fy0} , δ_{wy0} 等は、あらかじめ設計基準強度で計算した結果を用いた。

供試体は両端をヒンジ支承によって支持し、上下の支承は総ねじPC鋼棒12本を用いて荷重装置フレームと緊結した。なお、実験装置の関係上、鉛直方向荷重しかできないため、供試体を90度回転させウェブで支承に支持させる方法をとった。そのため設置の際に邪魔になる張り出し床版部には切り欠きを設けてある。供試体のスパン長4000mmに対し荷重スパンは支間中央部の600mmとし、桁中心から300mmの位置に荷重用丸鋼(直径60mm)を上下ウェブに設置し総ねじPC鋼棒で締め付けた。

測定項目は、①変位、②荷重、③コンクリートのひずみ、④鋼材のひずみ、⑤ひび割れ幅(残留ひび割れ幅を含む)、⑥ひび割れ分布であり、主に桁中央部の断面で測定した。

本実験で用いた実験装置および供試体設置位置を図-3に示す。

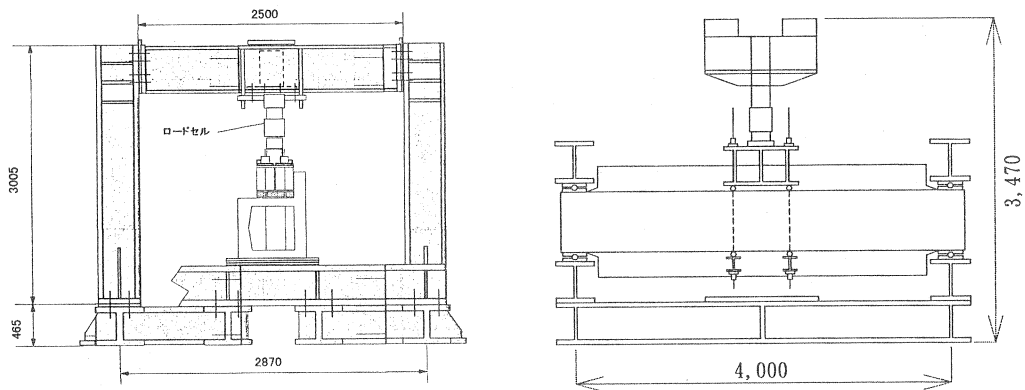


図-3 荷重装置および供試体設置位置(単位mm)

3. 実験結果

(1) 荷重-変位 (P- δ) 関係

実験で得られた各供試体のP- δ 履歴曲線を図-4に示す。荷重Pの符号は、載荷ジャッキを押し下げた時の荷重を正として表している。変位 δ は支点部の変位を補正した値としている。図中には道路橋示方書V耐震設計編に規定されているコンクリートおよび鋼材の応力-ひずみ曲線を用いて算出したP- δ 骨格曲線を併せて示している。コンクリートの圧縮応力度等は材料試験結果を用いた。ここでの骨格曲線は、拘束筋のない場合に対応させコンクリートの終局ひずみを2000 μ としている。また、各供試体の実験終了時の破壊状況の写真およびスケッチを写真-1、図-5に示す。

本実験の供試体は載荷方向に対して鋼材配置が対称なので押し引き同等の結果が期待され、実験結果でもCase 5 (T03)を除き押し引きでほぼ同等の結果が得られた。しかし、Case 5 (T03)に関しては、油圧ジャッキの性能上引き側が載荷不能になり本来の最大耐力に至らず載荷を終了した。また、Case 2 (T04)は載荷中に変位計の先端がひび割れに入り込んだため、それ以降のデータは削除したため、最終じん性率の評価はここでは行わない。

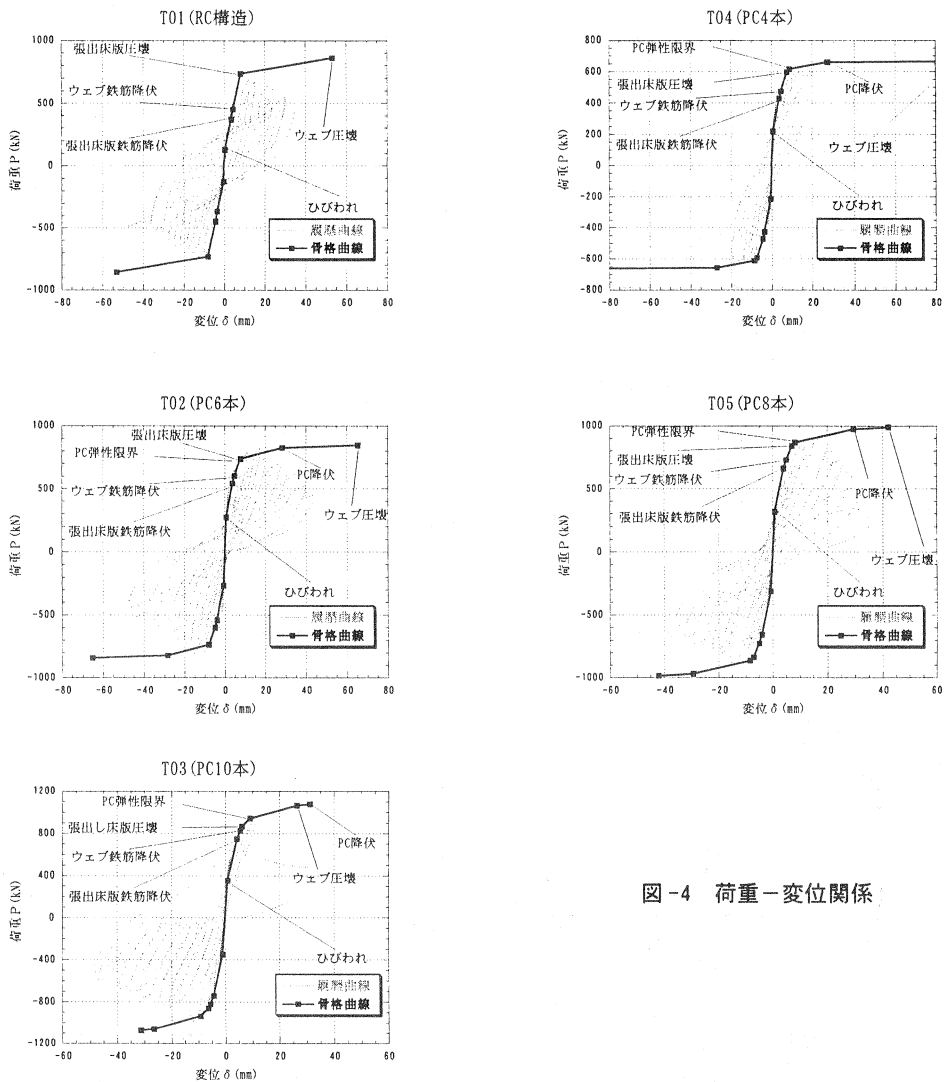


図-4 荷重-変位関係

図-6は、各ケースについて実験でのP- δ の包絡線を比較したものである。各曲線上の2個のマーカ-は、その供試体における張出し床版最外縁部とウェブの目視による圧壊をそれぞれ示している。

RC構造であるCase 1については他の供試体と比較して低い荷重の段階でひび割れによる剛性低下が起きる。Case 2以降のPC供試体に関しては、多少のばらつきはあるもの、プレストレス量が増えるに従い小さい塑性率で最大耐力に達し、その後の耐力低下も大きくなる傾向がある。また、このグラフからPC供試体の全てにおいて張出し床版部の破壊(目視)が耐力低下につながっていることがわかる。また、最大耐力の押し側と引き側の平均値に関し、T02を基準とした各供試体の最大耐力比とプレストレス量の関係を図-7に示す。

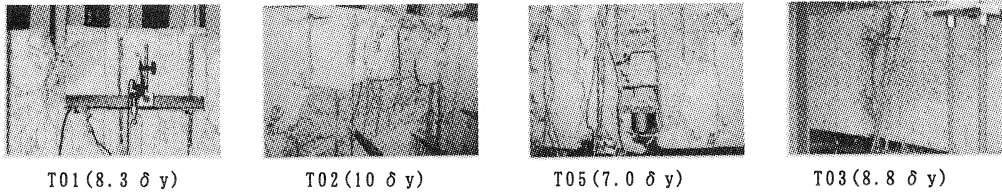


写真-1 実験終了時破壊状況写真(上床版上面)

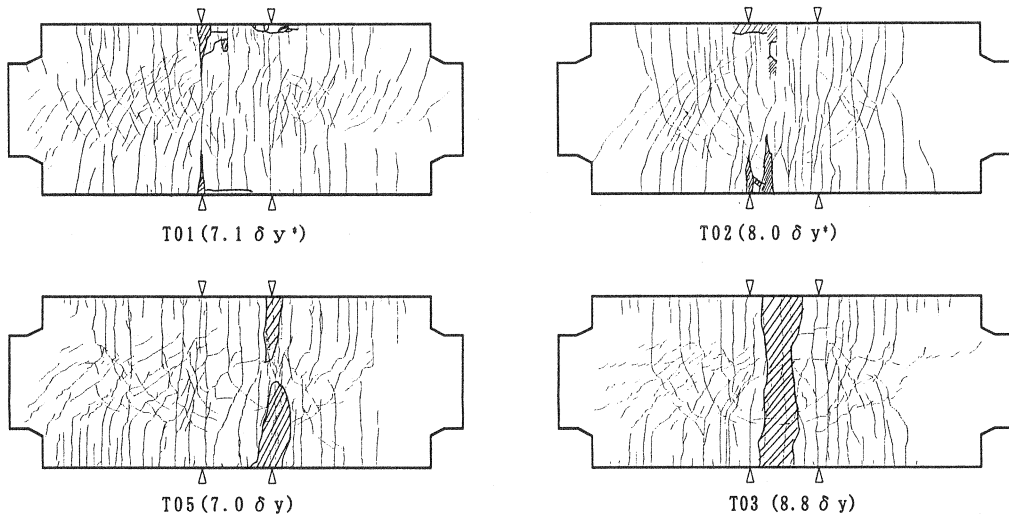


図-5 実験終了時破壊状況(上床版上面, *印付きは損傷進展前にスケッチ)

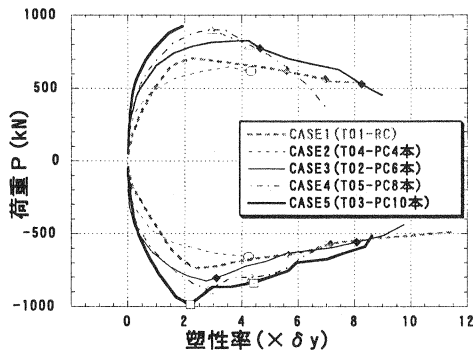


図-6 荷重-塑性率

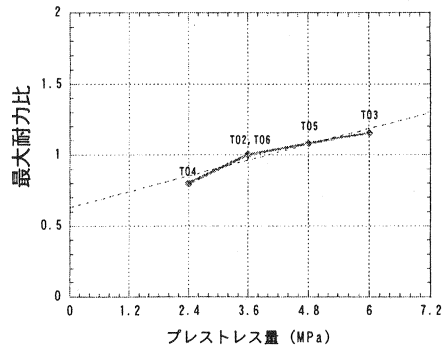


図-7 最大耐力比-プレストレス量

(2) 残留変位

図-8は、Case 1からCase 5までの各供試体についての残留変位を塑性率を横軸として示したものである。塑性率2程度の段階まではRC、PCともにほとんど残留変位を生じないが、塑性率4以降においては、RCはPCに比べ2倍に近い残留変位を示した。一般にプレストレスの導入量が増加するに伴い残留変位は小さくなる考えられる。Case 5以外のPC供試体については、破壊が進行し塑性率7程度まではプレストレスの導入量の違いにより予想通りの残留変位量の差が生じた。Case 5については油圧ジャッキの容量を超えたため残留変位は $4\delta_{wy0}$ までの結果を示したが、プレストレス量が多いにもかかわらず残留変位がRCについて大きくなった。これは、プレストレス導入量が多いことによりコンクリートの圧壊が早まったため、塑性率の小さい段階から残留変位が大きくなったものと考えられる。

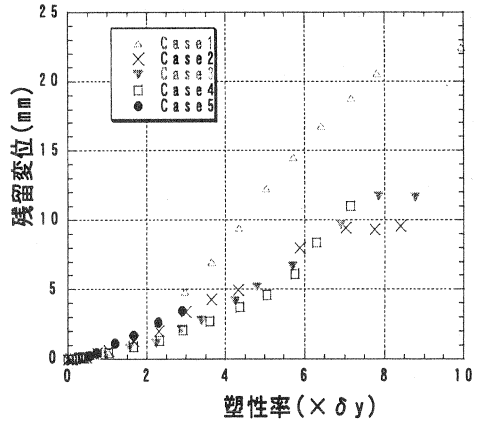


図-8 残留変位

(3) エネルギー吸収能力および等価減衰数

図-9は、RC桁とプレストレス量異なるPC桁5体(横拘束筋配置供試体を含む)の累積吸収エネルギーを比較したものである。この図によれば、RC桁とPC桁におけるエネルギー吸収能力は塑性率5を過ぎれば差が生じるがそれまでの差は小さいことが分かる。また、エネルギー吸収能力に対するプレストレス量の影響は小さいと言える。

図-10は等価減衰定数に関し、図-9と同様の比較をしたものである。ここに、等価減衰定数 $h = (1/2\pi)(1 \text{ サイクルの吸収エネルギー} / \text{弾性エネルギー})$ と定義する。この図より、RC桁とPC桁では等価減衰定数に明らかな差があるがプレストレス導入量の相違による等価減衰定数の顕著な差は見られなかった。これは、プレストレス量が多いとコンクリートの圧壊が早まり低い塑性率の状態から減衰が大きくなることがあると考えられる。

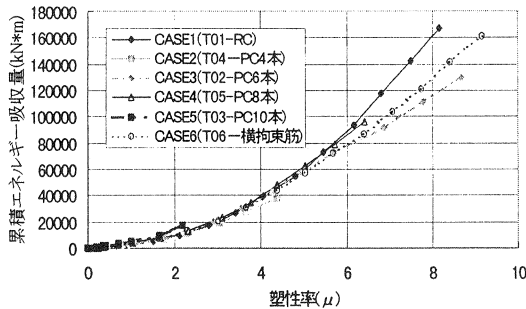


図-9 累積吸収エネルギー

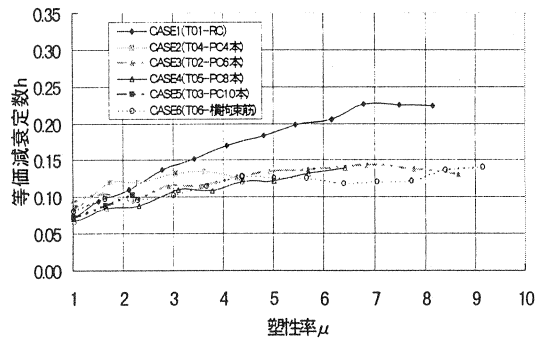


図-10 等価減衰定数

4. 骨格曲線の検討

実験により得られたPC箱桁直角方向交番載荷履歴曲線の包絡線は、張出し床版の圧壊後、数 δ_{wy0} にわたって耐力を維持しその後強度劣化が発生する。強度劣化の原因となった張出し床版位置におけるコンクリートの圧壊、圧縮鉄筋の座屈等の状態を考慮し、圧縮側張出し床版のコンクリート・鉄筋を無視した断面により解析を行った結果、解析上のウェブ圧壊若しくはPC鋼材降伏のうち早く現れる点で実験の包絡線の負勾配を表現することができた。その結果が図-11に示すような骨格曲線である。

各折れ点のイベントは以下のとおりである。

- 第一折れ点：コンクリートのひび割れ発生
- 第二折れ点：張出し床版最外縁コンクリートの圧壊 ($\epsilon_{cu}=2000\mu$)
- 第三折れ点：PC鋼材降伏とウェブ最外縁コンクリートの圧壊 ($\epsilon_{cu}=2000\mu$)のうち早く現れる点に向かって結んだ線上に $1\delta_{wy0}$ 進行した点

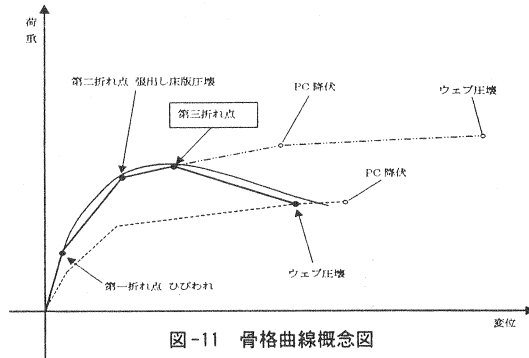


図-11 骨格曲線概念図

包絡線は、この3点と圧縮側張出し床版を無視した断面におけるPC鋼材降伏とウェブ最外縁コンクリートの圧壊のうち早く現れる点を結んだ線で表現できる。

5. おわりに

本実験により、PC箱桁の橋軸直角方向の履歴特性に関して次のような知見を得た。

- ① PC桁では、プレストレス量の増加に伴って残留変位が減少することが確認できたが、本実験では初期プレストレスが6.0MPaと大きい供試体では、塑性率の小さな段階から残留変位が大きくなった。
- ② RC桁とPC桁におけるエネルギー吸収能力と等価減衰定数には塑性率が大きくなるにつれて明確な差が観察されたが、プレストレス導入量の差によるPC部材のエネルギー吸収能力と等価減衰定数の変化はわずかであった。
- ③ 張出し床版の圧壊により強度劣化を起こし、従来提案されているPC部材の骨格曲線では、張出し床版圧壊以降において実験結果のP- δ 曲線の包絡線を再現できなかった。
- ④ 圧縮側張出し床版を無視したモデルによる解析結果を用いることにより、橋軸直角方向に関する包絡線の負勾配をほぼ再現することができた。

謝辞：本実験の実施に際しご協力いただいた九州大学大学院修士課程の浦川洋介氏、当時九州大学大学院修士課程の根井秀樹氏（現日本道路公団）、当時九州大学工学部の四元秀哲氏（現福岡県）に感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 大塚・根井・矢葺・堤・岡田：上部構造の非線形性を考慮したPCラーメン橋の耐震性照査，構造工学論文集，Vol.45A，pp.967-974，1999.3
- 2) 大塚・岡田・角本・堤：PC箱桁の履歴復元力特性に関する交番載荷実験，プレストレストコンクリート，Vol.42，No.2，Mar.2000，pp90-97
- 3) 大塚・岡田・石原・角本・堤：交番載荷実験に基づくPC箱桁の履歴復元力特性の提案，プレストレストコンクリート，Vol.42，No.5（掲載予定）
- 4) 大塚・岡田他：交番載荷実験によるPC箱桁橋軸直角方向の履歴復元力特性，第55回土木学会年次学術講演会概要集，2000.9.