

論文 独立空隙型軽量骨材を用いたコンクリートの構造特性

田中篤史*1・田附伸一*2・竹市八重子*3・榎本成光*4

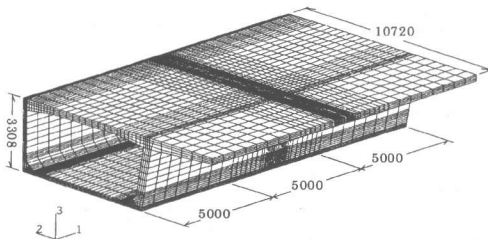
要旨：独立空隙型軽量骨材を用いた軽量コンクリートを橋梁へ適用するため、外ケーブルの偏向部実物大緊張実験と、定着部の載荷実験を実施して構造性能を評価した。また、実験に先立ちFEM解析を実施し、偏向部については試験体のモデル化範囲の決定、境界条件の設定、全体の応力傾向の把握等に使用した。定着部については、実験結果との比較検討を行った。載荷実験の結果、全ての荷重ステップにおいてひび割れは許容値以下であり、普通コンクリートと同様の設計で所要の構造性能を満足することが分かった。

キーワード：軽量骨材コンクリート、独立空隙型骨材、FEM解析、偏向部、定着部

1. はじめに

本実験の対象とした橋梁は、橋長256m、中央径間120mの外ケーブル工法による3径間連続PCラーメン橋である。この橋梁の架設場所付近は地盤が比較的悪いことから、上部工反力を少なくして基礎の規模を小さくすることを目的に、上部工の地震の影響が比較的小さい部位に軽量コンクリートを適用する。軽量骨材の品種としては、ポンプ施工であることや、凍結融解抵抗性を満足させるなどの理由から、近年開発された吸水率の低く高強度な独立空隙型軽量骨材(ASL1.2G)を適用することとなった。

本論では、独立空隙型軽量骨材を用いたコンクリートの構造特性を把握するために実施した、外ケーブル偏向部と内ケーブル定着部の耐力実験と解析の結果について述べる。



2. 偏向部緊張実験

2.1 試験体

実験対象断面は、軽量コンクリート区間において、外ケーブル緊張により最も大きな腹圧力を生じる断面とし、実験に先立ち試験体の寸法設定の為、前後3セグメントを実橋モデルによる3次元FEM解析を行った。図-1に解析モデルおよび荷重・境界条件を示す。解析では、コンクリートのみを3次元ソリッド要素にてモデル化し、設定条件は実橋と同じく、橋面工荷重と内ケーブルによる荷重、外ケーブルによる腹圧力を与えた。コンクリートの物性値は、設計

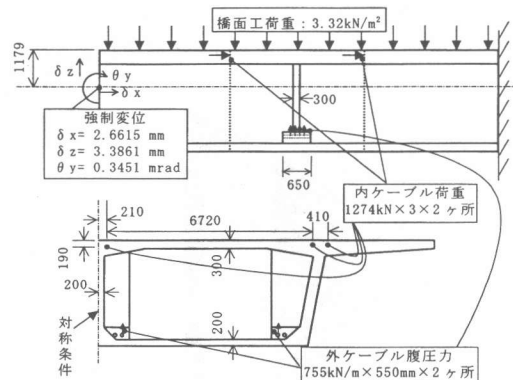


図-1 実橋解析モデルおよび荷重・境界条件

*1 大成建設(株)技術センター土木技術研究所土木構造研究室(正会員)
 *2 東日本旅客鉄道(株)東北工事事務所工事管理室技術開発環境グループ課員(正会員)
 *3 東日本旅客鉄道(株)東北工事事務所仙台工事区施設技術係(正会員)
 *4 大成建設(株)JR利府橋梁工事作業所所長(正会員)

値 ($E=2.1 \times 10^4 \text{N/mm}^2$, $\nu=0.2$) を用いた。実橋モデル FEM 解析の結果より、外ケーブルの緊張による応力は、局所的な増加に留まっていることを確認し、図-2 に示すような実物大サイズの試験体とした。使用する外ケーブルは、7本より 15.2mm の 19本 (6-19, $P_u=4560 \text{kN}$, $P_y=3867 \text{kN}$)、外ケーブルのシースを取り囲む鉄筋は、SD345-D16 が 6本と、実構造と合わせている。

試験体製作に用いた軽量骨材コンクリートの配合を表-1に、その使用材料を表-2に示す。また、28日材齢による軽量コンクリートの材料試験結果を表-3に示す。

2.2 実験方法

2.2.1 境界条件

実橋モデル FEM 解析結果より、試験体は偏向部位置でわずかながら浮き上がり、下床版端部でわずかながら下がると予想された。従って、試験体はウェブ位置の両端 2ヶ所を PC 鋼棒で反力床に固定して不動点とした。また、下床版には、実橋に生ずる橋軸方向圧縮応力を再現するために軸方向にプレストレスを導入し、橋軸直角方向断面内の応力を再現するために端部に押え荷重を導入した。

(1) 下床版橋軸方向プレストレス導入

下床版断面に対して、実橋 FEM 解析の結果

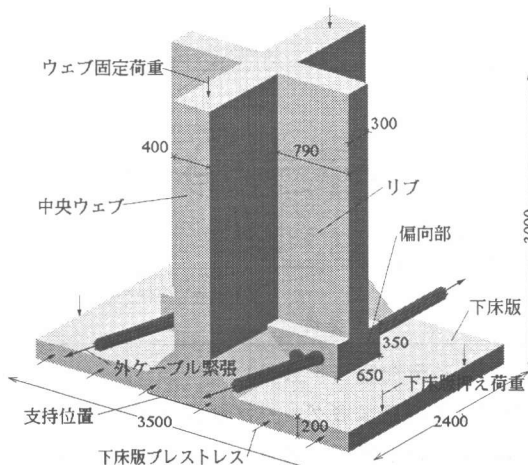


図-2 外ケーブル偏向部試験体図

表-1 コンクリートの配合

Gmax (mm)	W/C (%)	S/a (%)	単体量 (kg/m ³)					
			水	セメント	石粉	細骨材	粗骨材	混和剤
15	36.2	41.3	165	456	94	663	416	1.5%

表-2 使用材料

材料名	品質
早強 [®] モルタルセメント	密度 3.14g/cm ³
石灰石微粉末	密度 2.70g/cm ³
細骨材 (砕砂)	表乾密度 2.70g/cm ³
粗骨材 (ASL1.2G)	絶乾密度 1.18g/cm ³
高性能 AE 減水剤	ポリカルボン酸系

表-3 コンクリートの材料試験結果

圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	曲げ引張強度 (N/mm ²)
59.4	2.31×10^4	3.60	8.16

と同等な圧縮応力 (2.1N/mm^2) を与えた。

(2) 下床版端部の押さえ荷重

試験体モデルによる FEM 解析を実施し、先に行った実橋モデル FEM 解析と、引張側最大応力を生じている部位で応力レベルが同程度 (約 3.7N/mm^2) となるように、境界条件および荷重条件を決定した。図-3 に偏向部廻りの、実橋モデルによる引張最大主応力ベクトル図を示す。

2.2.2 荷重条件

実構造物の設計荷重は 3140kN となっているが、実験にあたっては以下の基準で荷重条件を決定した。

(1) 最大荷重は、 $0.9P_y (=3796 \text{kN})$ (土木学会：プレストレス中の許容値) とした。

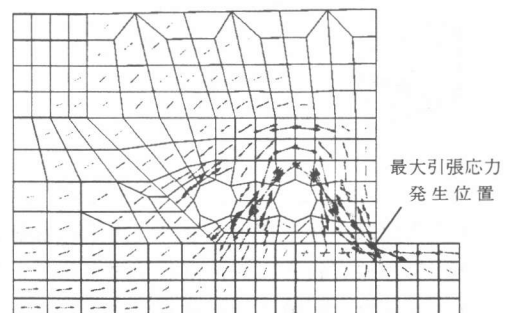


図-3 引張最大主応力ベクトル図

(2) 持続荷重は、 $0.6P_u (=2975\text{kN}$ 土木学会の使用状態の許容値) 以上を目標とし、初期値として $0.9P_y$ を与えるものとした。この場合、セットロス量 (6mm) によって約 500kN 程度減少し、約 $3200 \sim 3300\text{kN}$ となることが予想される。また、持続時間は 12 時間以上とした。

上記の値は設計荷重より高めであるが、安全を考慮して採用した。載荷ケース (1~3) を表-4 に示す。

2.2.3 計測項目

計測項目は、主としてひび割れ幅とひび割れ性状の観察であり、同時に各載荷荷重確認のための計測を行った。コンクリートのひび割れは、クラックスケール (最小計測値 0.04mm) による目視観察とした。また、試験体解析モデルによる事前解析結果から、ひび割れの予想される部位に変位計、ひずみゲージを配置し、また、偏向部シース管廻りの鉄筋の一部にもひずみゲージを貼付けて計測を行った。境界条件荷重は、ロードセルと油圧計により計測し、外ケーブル緊張力は、ジャッキ荷重と鋼線の伸び量とひずみ量により緊張管理を行った。

2.3 実験結果

2.3.1 境界条件、載荷条件の確認

荷重計測の結果、境界条件および載荷条件は設定通りであることが確認された。外ケーブル緊張時のセットロス量は平均 6mm 、持続載荷後の荷重推定値は、約 3200N/mm^2 であった。

2.3.2 ひび割れ幅

各載荷段階でのひび割れ幅を表-5 に、ひび割れ状況図を図-4 に示す。ひび割れは、主に下床版の橋軸直角方向断面力によるものと、偏向部の外ケーブル緊張力によるものの2つに大別される。ケース1の下床版押さえ荷重載荷時に、下床版の偏向部との付け根部に 0.1mm 程度のひび割れが発生した。その後の載荷条件では、外ケーブル緊張荷重約 2500kN の時点で偏向部シース管の上と中央ウェブ側 (内側) で 0.04mm 以

表-4 載荷ケース

載荷ケース	載荷内容	外ケーブル緊張力	備考
ケース1	自重+内ケーブル緊張	なし	下床版押さえのみ
ケース2	外ケーブル緊張(最大)	3796kN /片側	載荷確認後、定着
ケース3	外ケーブル緊張(持続)	2975kN 以上/片側	定着後、12時間以上持続

表-5 偏向部実験ひび割れ幅一覧

偏向部位置	単位 (mm)						
	北西	南西	南東		北東		
ひび割れ位置	下床版	下床版	下床版	シース内	下床版	シース上	シース外
境界条件載荷	0.10	0.10	0.10	-	0.10	-	-
外ケーブル 2500kN	0.10	0.10	0.10	0.04	0.10	0.04	-
外ケーブル 3000kN	0.10	0.10	0.10	0.04	0.10	0.06	0.04
外ケーブル 3796kN	0.10	0.10	0.10	0.04	0.10	0.08	0.04
外ケーブル定着後	0.10	0.10	0.10	0.04	0.10	0.08	0.04
外ケーブル持続載荷後	0.10	0.10	0.10	0.04	0.10	0.08	0.04

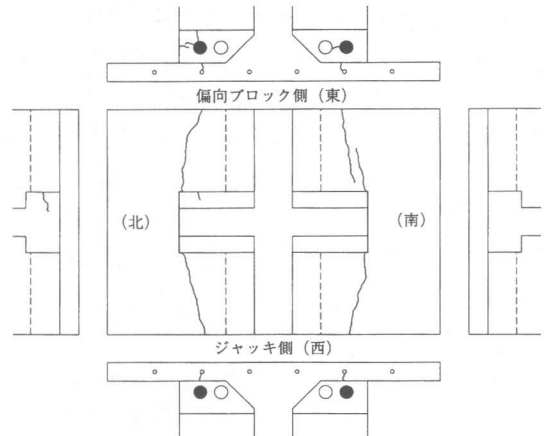


図-4 偏向部試験体ひび割れ状況

下のひび割れが発生した。 3000kN の時点では、偏向部シース管の外側にも 0.04mm 以下のひび割れが発生し、最大緊張時までには、偏向部のひび割れは 0.08mm 程度まで進展したが、持続荷重においてもひび割れの進展は見られなかった。また、下床版のひび割れについては、外ケーブルの緊張による進展は見られなかった。

実験の結果、いずれの載荷ケースにおいても、クラックスケールによるひび割れ幅は、許容ひび割れ幅 ($0.005c=0.005 \times 45=0.225\text{mm}$) 以下となった。また、偏向部のひび割れは局部的なものに留まっており、解析結果と整合している。下床版のひび割れは、解析結果の最大引張応力位置の隅角部から伸びているが、解析で予想されたよりも広い範囲に伸びていた。

3. 定着部耐力実験

3.1 試験体および試験方法

試験体の製作および試験方法は、PC工法の定着具および接続具の性能試験方法（案）¹⁾ に準じて行った。

対象とする定着具は、VSL工法のEC5-12タイプ（ $\sigma_{cp} \geq 27\text{N/mm}^2$ 用）

とする。使用されるコンクリートの設計基準強度は 40N/mm^2 であるが、定着具としては2日強度で緊張する可能性を考慮して $\sigma_{cp} \geq 27\text{N/mm}^2$ 用のタイプを使用することになった。試験体のパラメーターとしてはコンクリート強度（材齢）とし、比較用に普通コンクリート試験体も作成した。また、補強鉄筋は実構造定着部と同程度の鉄筋量を配置した。試験体4体のパラメーターとコンクリートの材料試験結果の一覧を表-6に示す。荷重方法は、10MN試験機によりアンカーヘッドを介して定着具に直接圧縮力を加える。供試体寸法、配筋位置図ならびに荷重概要、計測位置（鉄筋ゲージ記号）図を図-5に示す。

荷重条件は、コンクリート標準示方書¹⁾、PC定着工法の定着部に関するガイドライン（案）（プレストレストコンクリート建設業協会技術部会検討資料）、建告示1320号建設省住指発404号による試験方法²⁾ に習い $0.49P_y \sim 0.90P_y$ の範囲で3回繰り返した後、 $0.95P_u$ で60分間の持続荷重を行ってから最大耐力まで実験を行った。

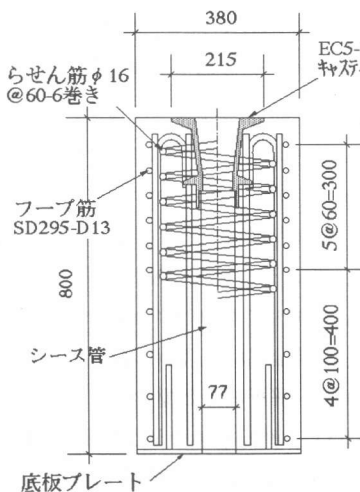


図-5 試験体および実験概要図

表-6 パラメーターおよび材料試験結果

ケース No.	コンクリート	荷重条件	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
1	普通	27N/mm ² を越えた時	27.7	2.17×10^4	-
2	軽量	27N/mm ² を越えた時	28.1	1.63×10^4	3.38
3	〃	2日強度	44.5	1.93×10^4	-
4	〃	3日強度	42.3	2.10×10^4	-

3.2 計測

計測項目も指針類に習い、各荷重段階における試験体のひび割れ幅、ひび割れ状況および定着装置の変形、めり込み、などを目視により観察する。ひび割れ幅は、クラックスケール（最小計測値0.04mm）により計測を行った。また、鉄筋およびコンクリートひずみゲージにより、試験体の応力状態を把握し、定着具の変位量（アンカーヘッドと試験体上面の変位差）から荷重-変位関係を比較した。

3.3 FEM解析

3.3.1 解析モデル

事前に耐力のめやすと応力分布を把握することを目的として軸対称弾塑性FEM解析を行った。解析モデル図を図-6に示す。コンクリートおよび定着金物（キャスト）を軸対称ソリッド要素としてモデル化した。なお、シース管とキャスト内部は忠実に空隙部とした。

3.3.2 材料物性値

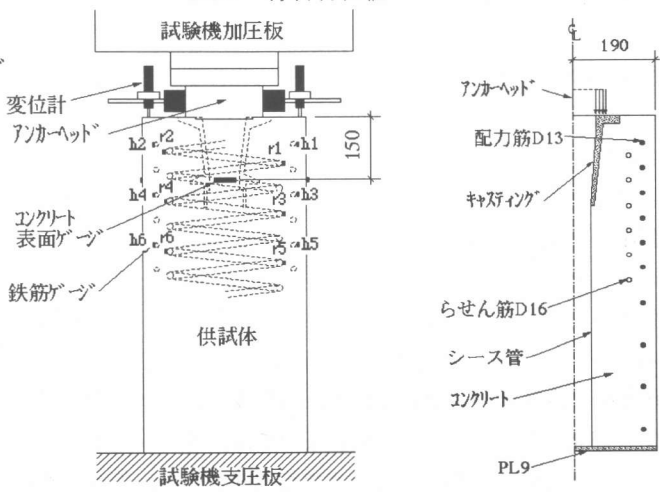


図-6 解析モデル図

FEM解析に用いた、コンクリートの材料物性値を表-7に、鋼材の物性値を表-8に示す。

3.3.3 解析結果

解析結果による荷重-変位関係を図-7に示す。最大耐力については、多少の差はあるが、どのケースも約4000kNとなり、今回のキャストタイプでは、所要の耐力を十分に確保できることが予想された。また、弾性係数の低い軽量コンクリートでは、普通コンクリートの弾性係数に対する割合で剛性が低下している。表-9に解析結果による最大耐力とPu時の変位を、普通コンクリート(ケース1)に対する倍率と共に示す。また、図-8には、軽量コンクリートの圧縮強度および弾性係数の低いケース2における、荷重-鉄筋ひずみ関係を示す。鉄筋ひずみは、Pu(2196kN)の時点で、400 μ 以下に収まり、他のケースと比較しても大きな差はなかった。

3.4 実験結果

評価は、各載荷段階の試験体ひび割れ幅と、ひずみ挙動の解析結果との適合性を検討した。

3.4.1 ひび割れ状況

各試験体の各載荷ステップ毎の最大ひび割れ幅を表-10に示す。どのケースにおいても、判定規準を満足した。また、コンクリート強度の等しい普通コンクリート(ケース1)と軽量コンクリート(ケース2)の、Pu(2196kN)時のひび割れ状況を図-9に示す。実験の結果、軽量骨材コンクリートと普通コンクリートで、ひび割れ状況に有意な違いは認められなかった。

3.4.2 荷重-変位関係

図-10に全ケースの荷重-変位曲線を示す。実験の結果、Pu(2196kN)時点では有害な変形、めり込み等は生じず、荷重-変位曲線は、ほぼ線形の範囲であり、最大耐力は3700kN前後であり所要の耐力を確保できることが分かった。また、剛性に関しては、普通コンクリートと比

表-7 コンクリート物性

コンクリート種類	弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
普通 (ケース1)	2.2 $\times 10^4$	0.2	28	3.4
軽量 (ケース2)	1.6 $\times 10^4$	0.2	28	3.4
軽量 (ケース3)	1.9 $\times 10^4$	0.2	44	3.4
軽量 (ケース4)	2.1 $\times 10^4$	0.2	44	3.4

表-8 鋼材物性

部材	弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比	降伏強度	断面積
			(N/mm ²)	(mm ²)
キャストタイプ	9.8 $\times 10^4$	0.25	280	2.2
底面プレート	20.6 $\times 10^4$	0.3	235	-
らせん筋($\phi 16$)	20.6 $\times 10^4$	0.3	235	198.6
用心鉄筋(D13)	20.6 $\times 10^4$	0.3	345	126.7

表-9 解析結果一覧

コンクリート種類	最大耐力		Pu時の変位	
	(kN)	倍率	(mm)	倍率
普通 (ケース1)	3952	1.00	0.945	1.00
軽量 (ケース2)	3733	0.94	1.224	1.30
軽量 (ケース3)	4172	1.06	1.062	1.12
軽量 (ケース4)	4392	1.11	0.979	1.04

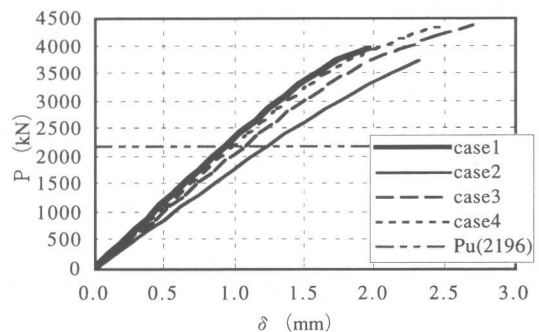


図-7 荷重-変位関係(解析)

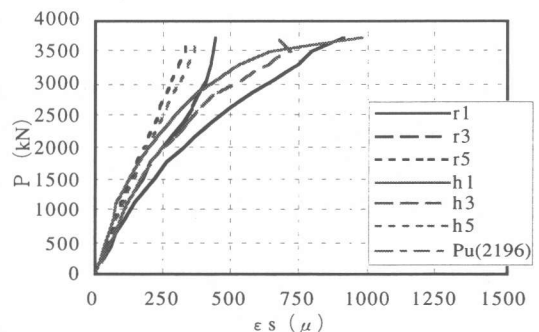


図-8 荷重-鉄筋ひずみ関係(解析)

較して弾性係数の小さい軽量コンクリートが低くなる。但し、同じ軽量コンクリートで弾性係数の違いによる影響は見られなかった。

3.4.3 荷重-ひずみ関係

図-11に軽量コンクリートの圧縮強度および弾性係数の低いケース2における、荷重-鉄筋ひずみ関係を示す。図よりPu(2196kN)時において、全ての鉄筋ひずみは低いレベル(700 μ 以下)に留まっている。

3.5 実験結果のまとめ

VSL工法の定着具を、通常の普通コンクリートと同様の設計規準強度を規準に軽量コンクリートに適用して、何ら問題ないことが明らかとなった。定着部試験体は緊張材の規格引張荷重に耐えることが確認され、さらに全ての荷重段階において判定基準を満足した。定着部の変形性能については、弾性係数の低い軽量コンクリートは、剛性が低下すると考えられる。但し、今回の実験においては、ケース2から4の弾性係数の異なった軽量コンクリートで、大きな違いが見られなかった。

4. 結論

独立空隙型軽量骨材による軽量コンクリートを使用した橋梁の、外ケーブル偏向部と内ケーブル定着部の構造特性を、解析および実験により検討した。その結果、ひび割れ性状、幅および耐力については、同強度の普通コンクリートと同等の性能を有していることが分かった。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書〔平成8年版〕設計編，規準編，施工編
- 2) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート(III種PC) 構造設計・施工指針・同解説，1986
- 3) 日本コンクリート工学協会：軽量コンクリートの性能の多様化と利用に関するシンポジウム，論文集，2000.8

表-10 実験結果一覧表

荷重ステップ	ひび割れ幅 (mm)			
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
0.9Py (1回目)	0.08	0.08	0.06	0.06
0.9Py (2回目)	0.08	0.08	0.06	0.06
0.9Py (3回目)	0.08	0.10	0.06	0.06
1.0Py	0.10	0.15	0.08	0.08

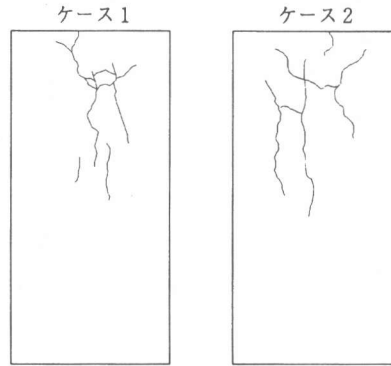


図-9 定着部ひび割れ状況 (1.0Pu)

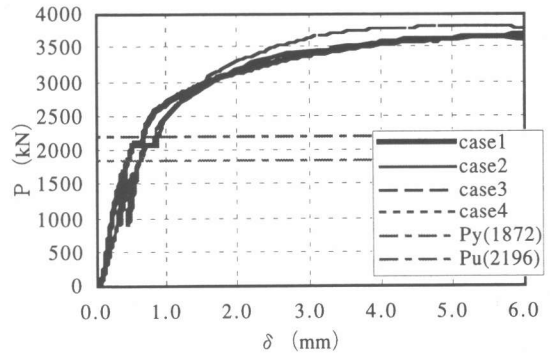


図-10 荷重-変位関係 (実験)

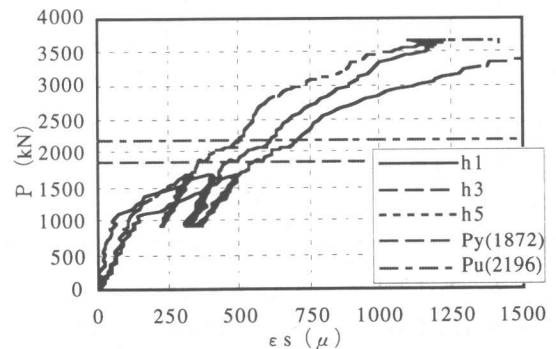


図-11 荷重-鉄筋ひずみ関係 (実験)