

ボンドコントロール PC げたの曲げ挙動と JIS げたへの適用

池 田 尚 治*
郡 山 修†
河 野 勝††
中 條 友 義†††

1. はじめに

PC 鋼材が直線状に配置されたプレテンション PC げたは、支間中央付近で合理的となるように PC 鋼材を配置すると、けたの支点近傍ではプレストレスによる負の曲げモーメントが過大となって不適当な断面となることが多い。このため支間中央付近および支点近傍の断面を共に満足させる必要から、支間中央付近では一般に最も合理的となる PC 鋼材の配置方法を採用することができない。これを避けるために PC 鋼材の一部を支点近傍で曲げ上げて配置する方法も採用されているが、PC 鋼材の曲げ上げ作業とそのための装置が必要となり繁雑となる。ここで述べるボンドコントロールげたは、PC 鋼材が直線状に配置されたプレテンション PC げたの支点近傍の一部の PC 鋼材の付着を切ることにより、その部分に過大な負の曲げモーメントが作用しないように配慮された方式のものである。この方式によって自重作用時および設計外力作用時における曲げモーメントに対し、直線状に配置された PC 鋼材を持つプレテンション PC げたを合理的、かつ、経済的に製作することができるのである。しかしながら、このボンドコントロール方式によって設計された PC げたの終局時の挙動、特にせん断に対する耐荷性能についてはほとんど知られていない。また、付着を切る PC 鋼材の量や付着を切る区間の長さ、等についても実験的な資料がほとんど得られていない。

一方、JIS A 5313「スラブ橋用プレストレストコンクリート橋げた」、および、同 5316「けた橋用プレストレストコンクリート橋げた」の改正に際しては、ボンドコントロール方式を採用することとしたため、設計に当たっての基礎的資料が必要となった。そこで、ボンドコン

トロール方式を採用したプレテンション PC げたの力学的諸特性および設計に際しての留意事項を得ることを目的として実験的研究を行うこととした。また、JIS 規格の案に沿って設計された大型のボンドコントロール PC げたによる破壊実験を行って安全性の確認を行うこととした。

ここでは、これらの実験結果の成果と、上述の JIS 規格改正の関連事項について述べることとする。

2. 基礎実験の計画と方法

プレテンション PC げたの一部の PC 鋼材の付着を切ることによって行うボンドコントロール方式では、付着を切る PC 鋼材の割合、付着を切る長さ、PC 鋼材の配置方法、などが PC げたの力学的諸性能に影響を与えることが考えられる。そこで、ここでは図-1 に示す長さ 3.4 m のプレテンション PC げたを 9 体作製して、2 点集中荷重による載荷実験を行うこととした。

表-1 に示すように下縁側の鋼材に対するボンドコントロールする鋼材の割合が 1/2 の場合、付着を切る区間（ボンドレス区間という）をせん断支間 130 cm の 1/2 に支点中心からけた端までの距離 20 cm を加えた 85 cm、

表-1 供試体一覧（基礎実験）

No.	記号	せん断支間中のボンドレス区間 (cm)	ボンドレス区間 (cm)	下縁側鋼材に対するボンドコントロールする鋼材の割合
1	C65-U3	65	85	0.5
2	C50-L3	50	70	0.5
3	C35-L3	35	55	0.5
4	C65-L3	65	85	0.5
5	C65-U2L1	65	85	0.5
6	C43-U3L1	43	63	0.67
7	C43-U1L3	43	63	0.67
8	C43-U1L3-SW	43	63	0.67
9	C0	0	0	0

記号の説明

C0~C65：せん断支間中のボンドレス区間

U3、等：ボンドコントロールをした PC 鋼材の位置。図-2 参照

SW：フープ筋量が他の供試体の倍の量配置されていることを示す。

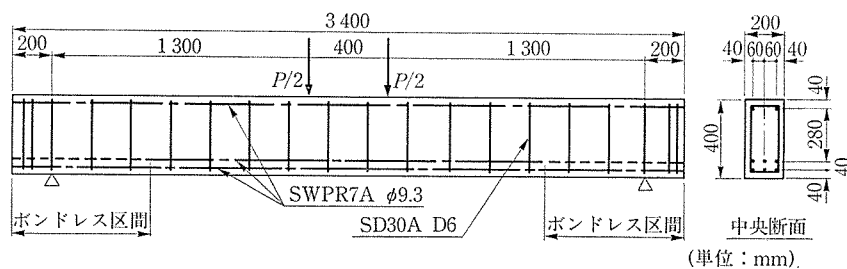
このフープ筋間隔は 10 cm で他の供試体はすべて 20 cm である。

* Shoji IKEDA：横浜国立大学工学部教授

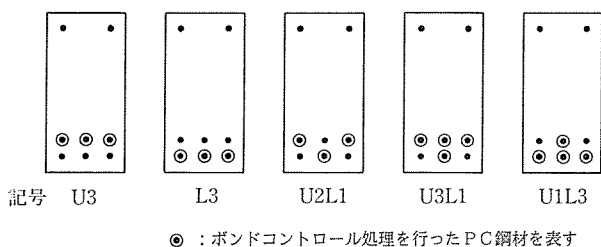
† Osamu KOHRIYAMA：(社)プレストレストコンクリート建設業協会

†† Masaru KOHNO：(社)プレストレストコンクリート建設業協会

††† Tomoyoshi NAKAJO：(社)プレストレストコンクリート建設業協会



図—1 基礎実験用の供試体の一例



図—2 ボンドコントロールする PC 鋼材の配置

これより 15 cm 短い 70 cm, および, さらに短い 55 cm の 3 段階に変化させた。ボンドコントロールする鋼材の割合が 2/3 の場合には, ボンドレス区間をせん断支間 130 cm の 1/3 に 20 cm を加えた 63 cm とし, ボンドコントロール開始点の曲げ耐力が支間中央の曲げ耐力とほぼつりあうようにした。ボンドコントロールする PC 鋼材の配置については 図—2 に示すとおりであって, 下縁側に 2 層に配置された PC 鋼材のうちの上層のみをボンドコントロールする場合, 下層のみをする場合, および, 両者の一部を共にボンドコントロールする場合, とした。また, ボンドコントロール開始点から斜めひびわれが発生することが予想されるため, スターラップによるせん断補強の効果を確かめる供試体も含めた。

表—2 に実験に用いた材料の諸性能を示す。供試体は同一緊張台上で同時に作製した。載荷は 図—1 に示すように 2 点集中荷重とし, 支間中央での引張側最外縁のコンクリートの応力度が計算上零となるときの荷重と, 実験時においてひびわれの発生が最初に確認されたときにそれぞれ一度除荷し, その後耐力の低下が生じるまで一方向に載荷した。計測は X・Y レコーダーによる支間中央の変位, ひずみゲージによるコンクリート表面のひずみ, および, 目視によるひびわれ観察とした。

3. 実験結果

表—3 に各供試体の曲げひびわれ発生荷重, ボンドレス区間でのひびわれ発生荷重, 斜めひびわれ伸展荷重および最大耐力の実験値を示す。また合わせて計算値も示した。供試体はボンドコントロールによる悪影響を顕在化させるためにボンドレス区間を大きくとった。そのためボンドコントロールを行わない No. 9 供試体(基準

表—2 実験に使用した材料の力学的特性 (基礎実験)

名称	種類	寸法 (mm)	降伏点 (kgf/mm ²)	引張強度 (kgf/mm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)
PC 鋼より線	SWPR 7 A	φ 9.3	186	203	1.98×10 ⁶
鉄 筋	SD 30 A	D 6	38	54	2.0×10 ⁶
コンクリート	圧縮強度: 580 kgf/cm ² ヤング係数: 3.4×10 ⁶ kgf/cm ² 引張強度: 33 kgf/cm ² (現場養生)				

表—3 実験結果と計算値

No.	記 号	実 験 値 (tf)				破壊 形態
		曲げひびわれ発生荷重	ボンドコントロール開始点でのひびわれ発生荷重	斜めひびわれ伸展荷重	最大耐力	
1	C 65-U 3	12~14	14~16	18~20	24.0	せん断
2	C 50-L 3	14~16	16~18	16~18	24.8	
3	C 35-L 3	14~16	22~24	22~24	26.4	
4	C 65-L 3	12~14	10.6~12	14~16	20.6	
5	C 65-U 2 L 1	12~14	12~14	16~17	22.1	
6	C 43-U 3 L 1	12~14	19 付近	19 付近	20.6	
7	C 43-U 1 L 3	12~14	12~14	14~16	18.8	
8	C 43-U 1 L 3-SW	12~14	12~14	15 付近	21.3	
9	C 0	14~16	—	—	28.3	

備考: 支間中央での計算値を以下に示す。

下縁側コンクリートの

引張応力が 0 のときの荷重: $P_{c0} = 10.6$ tf

降伏荷重: $P_y = 25.2$ tf

終局荷重: $P_u = 27.6$ tf ($P_u = 26.6$ tf)

ここで, 降伏荷重と終局荷重は材料の非線形特性を考慮したファイバーモデルによって計算したものである。また, 終局荷重の () 内に示す値は, 道路橋示方書に基づいて計算したものである。以下に計算に使用した材料の力学的特性を示す。

コンクリートの圧縮強度: 500 kgf/cm²

コンクリートのヤング率: 4×10⁶ kgf/cm²

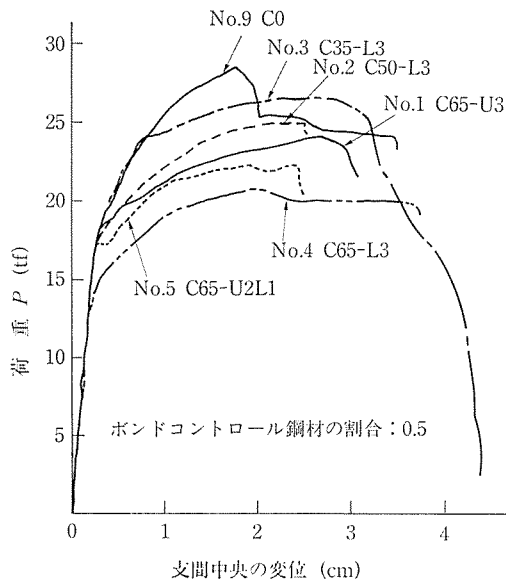
PC 鋼材の降伏強度: 18 600 kgf/cm²

PC 鋼材のヤング率: 2.0×10⁶ kgf/cm²

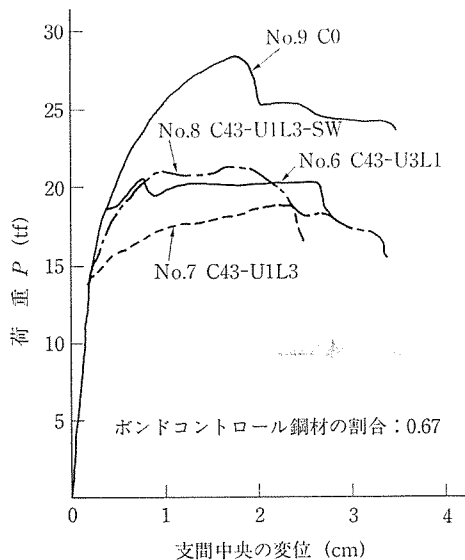
供試体)を除きすべてせん断破壊となった。

図—3 および 図—4 に荷重と支間中央のたわみの実験結果を示す。供試体 No. 1 (C 65-U 3) はせん断支間の 1/2 の位置で引張側の 6 本の PC 鋼材のうちの上側の 3 本がボンドコントロールされたものであり, その位置で断面の曲げ耐力は近似的に支間中央の曲げ耐力とつり合う状態である。したがって, 曲げひびわれは支間中央部分よりやや遅れてほぼ同時にボンドコントロール区間に

◇論文報告◇



図—3 荷重-支間中央の変位曲線の包絡線



図—4 荷重-支間中央の変位曲線の包絡線

も発生した。その後は斜めひびわれが成長して最大耐力時にはその幅が8mmにも及び、載荷点付近のせん断支間でコンクリート上縁が圧壊し、ついでスターラップが破断して耐力が低下した。この供試体の最大耐力はボンドコントロールしていない基準供試体の最大耐力の約85%であった。供試体 No. 4 (C 65-L 3) は供試体 No. 1 とはボンドコントロールする PC 鋼材が下側の3本である点のみ異なるものであるが、ボンドコントロール開始点での曲げ耐力が若干支間中央のそれより小さいため、その位置での曲げひびわれの発生と斜めひびわれへの伸展が早く、基準供試体の最大耐力の73%の荷重でせん断破壊した。

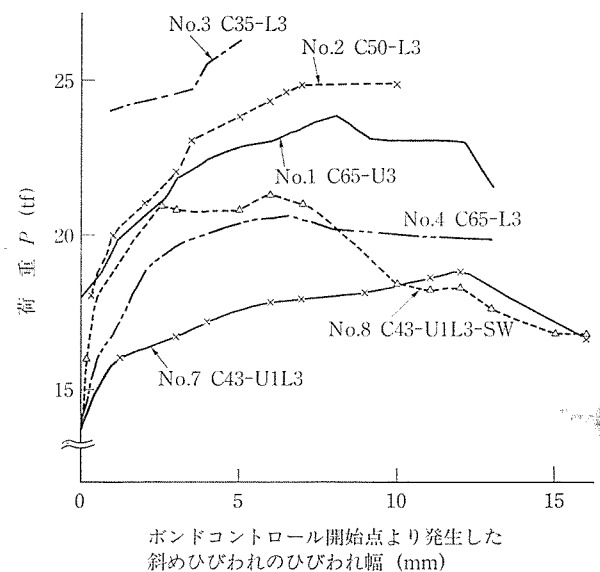
供試体 No. 2 (C 50-L 3) および No. 3 (C 35-L 3) は供試体 No. 4 に比してボンドレス区間を短くしたもの

であり、そのため最大耐力も増大している。その耐力増加の割合から考えて、供試体 No. 3 (C 35-L 3) と類似の供試体で上側の PC 鋼材をボンドコントロールする供試体 (C 35-U 3 に相当) を想定すれば、この耐力はほぼ基準供試体の最大耐力に達するものと思われる。供試体 No. 5 (C 65-U 2 L 1) は供試体 No. 1 と比べて下側の1本の PC 鋼材にボンドコントロールを移したものであるが、ボンドコントロール区間での曲げ耐力が若干低下するため最大耐力も No. 1 に比して若干低下している。

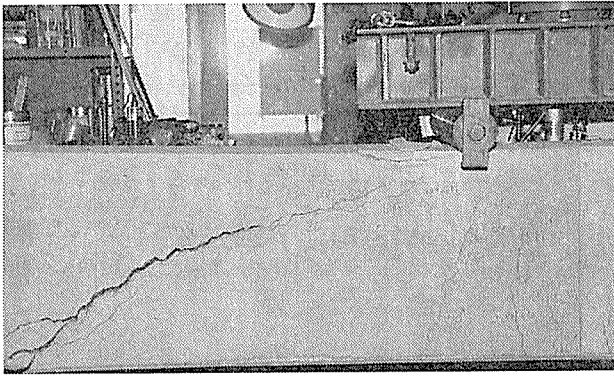
供試体 No. 6 (C 43-U 3 L 1) と No. 7 (C 43-U 1 L 3) は共にせん断支間の1/3の長さをボンドコントロールし、その位置で支間中央の曲げ耐力とつり合わせたものがあるが、いずれも最大耐力は小さくスターラップの破断を伴ったせん断破壊を生じた。供試体 No. 8 (C 43-U 1 L 3-SW) は供試体 No. 7 を2倍のスターラップでせん断補強したものであるが、斜めひびわれ開口後のせん断力をすべて負担するほどのスターラップ量でないため、この供試体の最大耐力の増加は13%程度であった。

図—5 にボンドレス区間から発生する斜めひびわれの幅の伸展状況を示す。この図から明らかなように、この斜めひびわれはいずれも5mm以上の幅に達するものであって、斜めひびわれ上端部コンクリートの圧壊後はスターラップの鉛直方向の引張抵抗によってほとんどのせん断力が負担されるため、スターラップ量が少ないとその時点でスターラップの破断が見られるのである。

写真—1 に供試体のせん断破壊の状況の例を示す。この写真に見られるように、危険側にボンドコントロールを行うと鉄筋コンクリート部材における鉄筋の不適切な引張部定着に起因するせん断破壊と極めて類似な現象が生ずるのである。



図—5 斜めひびわれの伸展状況



写真—1 せん断破壊状況の例 (No. 2, C 50-L 3, 支間中央変位が 25 mm のとき)

4. 基礎実験に関する考察

プレテンション PC げたに不適切なボンドコントロールを実施すると過早なせん断破壊を誘発する可能性があることが、この実験によって示された。このことは、プレストレストコンクリートげたの場合でも、ボンドコントロール部分ではボンドのある鋼材の存在によって断面に圧縮応力が生じているにもかかわらず、その部分での曲げひびわれが斜めひびわれの発生と拡大の起点となり、鉄筋コンクリート部材の場合の不適切な引張部定着と何ら変わらない危険な挙動となることが示されたのである。しかしながら、鉄筋コンクリートの引張部定着の設計法と同様にボンドコントロールについても適切な設計を行えば、十分安全で合理的なものとする事ができるのである。この場合、鉄筋コンクリート部材の引張部定着の設計法がよい参考になるはずである。

一般の場合、使用限界状態の範囲ではボンドコントロールによる影響はほとんど現れないので、検討の対象は主として終局限界状態の場合である。終局荷重が作用した状態でボンドレス区間に曲げひびわれの発生がなければボンドコントロールによる斜めひびわれの発生はあり得ないことから、この検討が安全側の検討方法として適当なものと思われる。このことは、本実験における供試体 No. 4 (C 65-L 3) と供試体 No. 3 (C 35-L 3) との関係からも言えることである。すなわち、供試体 No. 4 のボンドレス区間でのひびわれ発生荷重は表—2 より 11 tf 程度であるが、供試体 No. 3 のそれは約 23 tf であり、この約 2 倍の荷重の相違はせん断支間中のボンドレス区間の長さの比とほぼ一致しているのであって、ボンドレス区間での曲げひびわれの発生を抑えることによりせん断耐力を高めることができるのである。また、終局限界状態において、ボンドレス区間の開始点をその PC 鋼材が計算上不要になった点からけた高に等しい長さだけ延長した点とする方法も考えられる。今回の実験ではいずれの供試体もこの条件を満足していないが、も

し、これを満足していれば十分安全であることがうかがえる。

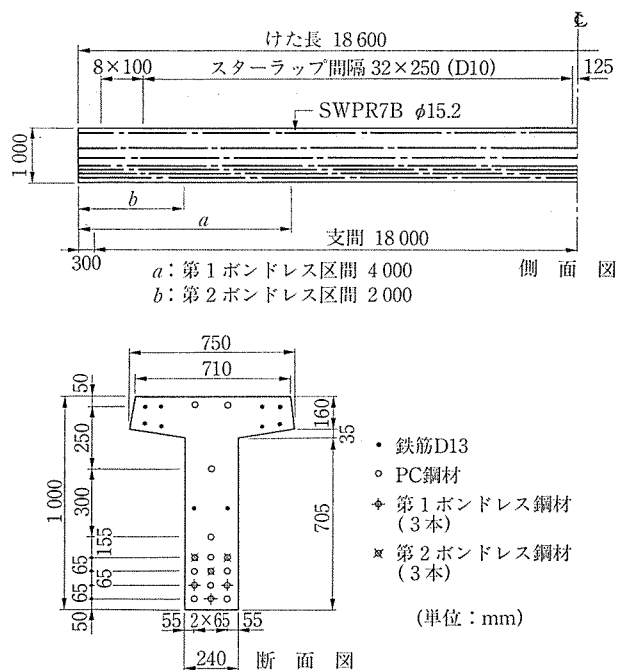
ボンドコントロールする PC 鋼材の量の割合は、その効果から考えて 1/2 以下とするのが望ましい。また、ボンドレス区間における曲げ耐力を確保することが必要であり、断面の下縁から遠い PC 鋼材をボンドレスとするのが有利であると思われる。

5. 大型 PC げたによる確認実験

ボンドコントロール方式をプレテンションの JIS げたに本格的に採用するためには、JIS げたの案として設計された大型の PC げたを用いてその力学的挙動を実際に確認することが必要である。そこで、けた長 18.6 m、けた高 1.0 m のプレテンションのボンドコントロールげた 2 体を作製し、性能の確認実験を行うことにした。

JIS A 5313 および JIS A 5316 では、従来より対称 2 点集中荷重による曲げ試験を行うことが規定されている。この試験方法は、この荷重状態におけるけたの曲げ性能およびせん断耐力の確認を行うものである。そこで、ここではこの荷重状態におけるけたの性能の確認をまず 1 体について行い、次にボンドコントロール方式を採用した場合のせん断耐荷性能を確認するために、集中荷重を支点近傍に作用させる実験を他の 1 体の供試体を用いて行うこととした。

図—6 に供試体の形状を示す。なお、今回の JIS 改正により、けたの断面は図に示すように I 形ではなく T 形である。これは製作の合理化を図るためである。



図—6 確認実験用供試体

◇論文報告◇

表—4 実験に使用した材料の力学的特性 (確認実験)

名称	種類	寸法 (mm)	降伏点 (kgf/mm ²)	引張強度 (kgf/mm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)
PC 鋼より線	SWPR 7B	15.2	182	198	1.97×10 ⁶
鉄筋 (スターラップ)	SD 30 A	D10	40	56	—
コンクリート	Case I ……圧縮強度 : 621 kgf/cm ² ヤング係数 : 3.72×10 ⁵ kgf/cm ² Case II ……圧縮強度 : 637 kgf/cm ² ヤング係数 : 3.79×10 ⁵ kgf/cm ²				

表—4 に使用材料の一覧を示す。この表に示すように使用する PC 鋼材は SWPR 7B φ15.2 mm であって、従来の SWPR 7A φ12.4 mm よりも太径のものとなっている。

供試体は工場の製作台で 1 体ずつ製作した。コンクリートの養生は、コンクリート打込みの 3 時間後から蒸気養生によって昇温し、60°C に達した後に 6 時間保持して、その後は自然冷却させて翌朝まで養生した。

蒸気養生終了後は型枠を脱型してから 3 時間程度放置し、その後プレストレスを導入した。

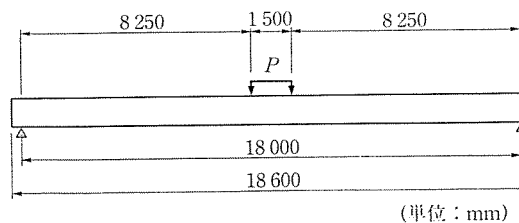
プレストレス導入時のコンクリートの圧縮強度は約 460 kgf/cm² であった。

ボンドコントロールの量と位置については図—6 に示したとおりであって、16 本の φ15.2 mm PC 鋼より線のうちの 6 本をボンドコントロールすることとした。ボンドレス区間、すなわち付着を切る区間はけた端から 4 m までのものを第 1 ボンドレス区間とし、けた端から 2 m までのものを第 2 ボンドレス区間として、ここではそれぞれ 3 本の PC 鋼より線の付着を切ることにした。

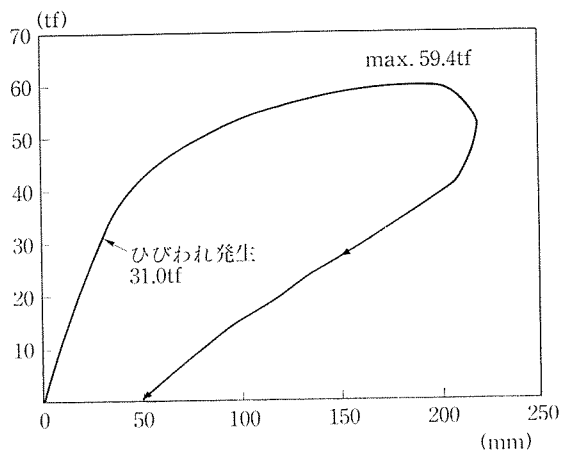
JIS A 5316 による曲げ載荷試験は図—7 に示すとおりであって、1 体の供試体はこの配置で載荷を行い、これを Case I 実験とした。

図—8 に荷重と載荷位置の変位との関係の実験結果を示す。このけたのひびわれ保証荷重は、けた下縁のコンクリートの引張応力度が 30 kgf/cm² のときとすると 19.6 tf となる。これに対して実際にひびわれが発生した荷重は 31 tf であった。破壊荷重については、材料の規格値を用いて計算した値は 52.8 tf であるが、載荷実験の結果は 59.4 tf であった。なお、材料の実際の強度を用いて破壊荷重を計算すると 58.3 tf となり、ほぼ実験値と一致した。破壊の形態は終局時にコンクリート上縁の圧壊を生じる典型的な曲げ破壊であった。

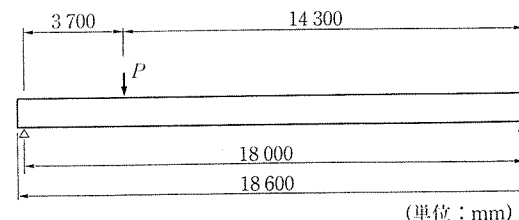
Case I におけるひびわれの発生状態は通常の PC げたの場合と同様であって、ボンドコントロールした位置には全くひびわれの発生が見られなかった。以上のことから JIS A 5316 の曲げ載荷状態に対しては、図—6 に示されたボンドコントロールげたの耐荷性能は何らボンドコントロールの影響を受けないことが確認された。



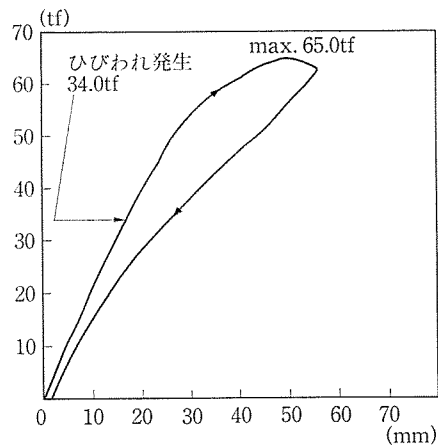
図—7 Case I 載荷状態



図—8 Case I 実験の荷重-変位の関係 (途中の除荷部分を除く)



図—9 Case II 載荷状態



図—10 Case II 実験の荷重-変位の関係 (途中の除荷部分を除く)

次に Case II として、せん断力の卓越する状態での
 載荷実験の結果について述べる。Case II の載荷状態は
 図-9 に示すとおりであって、支間 18 m に対して一方
 の支点から 3.7 m の位置に集中荷重を作用させた。こ
 れにより、Case I の場合と比べて載荷点下で同一の曲
 げモーメントに対し、Case II では約 2.2 倍のせん断力
 が作用することとなり、ボンドコントロールの影響を顕
 在化させることができる。また、載荷位置は第 1 ボンド

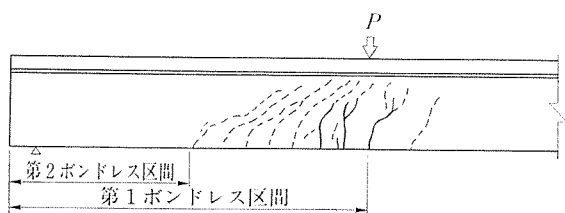
レス区間の開始点であり、したがって計算上この断面で
 の終局抵抗曲げモーメントは支間中央部でのその約
 76% である。これに対応した計算曲げ終局荷重は 64.9
 tf である。また、載荷点位置でのひびわれ保証荷重は
 23.1 tf である。

図-10 に Case II の場合の載荷位置における荷重-変
 位の実験結果を示す。

ひびわれの発生は載荷点の下縁であり、その荷重は

表-5 JIS A 5313 の PC げたの諸元

種類の 呼び名	橋の等級	標準 スパン (m)	けた高 (mm)	PC 鋼より線 SWPR7B 7本よ り 12.7 mm および 15.2 mm		けたの区分	ボンドレス区間長, 本数			
				本数	標準径		第 1 区間	第 2 区間		
1S05	1 等橋	5	325	9	12.7	通常げた				
1S06		6	325	12	12.7					
1S07		7	350	13	12.7					
1S08		8	375	16	12.7					
1S09		9	400	17	12.7					
1S10		ボンドコン トロールげ た	10	425	10	15.2	1.0 m, 2本	—		
1S11			11	450	11	15.2	1.0 m, 2本	—		
1S12			12	475	11	15.2	1.0 m, 2本	—		
1S13			13	500	13	15.2	1.0 m, 4本	—		
1S14			14	525	15	15.2	1.0 m, 4本	—		
1S15			15	550	15	15.2	1.5 m, 4本	—		
1S16			16	575	17	15.2	1.5 m, 4本	—		
1S17			17	600	17	15.2	2.0 m, 4本	—		
1S18			18	650	17	15.2	2.0 m, 4本	—		
1S19			19	700	19	15.2	3.0 m, 2本	2.0 m, 2本		
1S20			20	750	19	15.2	3.5 m, 4本	2.0 m, 2本		
1S21			21	800	19	15.2	3.5 m, 4本	2.0 m, 2本		
2S05			2 等橋	5	275	9	12.7	通常げた		
2S06				6	300	9	12.7			
2S07				7	325	10	12.7			
2S08				8	350	11	12.7			
2S09	9	375		15	12.7					
2S10	10	400		16	12.7	ボンドコン トロールげ た	1.0 m, 2本	—		
2S11	11	425		10	15.2		1.0 m, 2本	—		
2S12	12	450		10	15.2		1.5 m, 2本	—		
2S13	13	475		11	15.2		1.5 m, 2本	—		
2S14	14	475		13	15.2		1.5 m, 4本	—		
2S15	15	500		15	15.2		1.5 m, 4本	—		
2S16	16	525		15	15.2		1.5 m, 4本	—		
2S17	17	575		15	15.2		1.5 m, 4本	—		
2S18	18	600		17	15.2		2.0 m, 4本	—		
2S19	19	650		17	15.2		2.0 m, 4本	—		
2S20	20	700		17	15.2		3.0 m, 4本	2.0 m, 2本		
2S21	21	750	17	15.2	3.5 m, 4本	2.0 m, 2本				



図—11 Case II 荷重によるひびわれの状態（破線は最大荷重近傍で発生したひびわれ）

34.0 tf であった。ひびわれは 図—11 に示すように荷重点下縁から曲げひびわれとしてほぼ鉛直に近く進展したが、最大荷重近傍で急激に第1ボンドコントロール区間開始点と第2ボンドコントロール区間開始点との間に斜めひびわれが発生し、ほぼ計算上の曲げ破壊荷重でせん断破壊した。この破壊荷重である 65.0 tf は、荷重点直下の第1ボンドレス区間開始点で 51.6 tf のせん断力を発生させる。この点での橋げたとしての設計終局せん断力は、けた自重も含め 27.9 tf であるので、約2倍の安全度のある結果となった。

以上のように、せん断力の影響を卓越させてボンドコントロールけたのせん断耐力を実験的に検討した結果、十分な安全度のあることが示された。

6. JIS 規格の改正について

JIS A 5313「スラブ橋用プレストレストコンクリート橋げた」および JIS A 5316「けた橋用プレストレストコンクリート橋げた」は 1991 年より改正されることに

なり、その中でボンドコントロール方式が採用されることとなった。また、製作の合理化をはかるため I 形断面から T 形断面などへの変更、破壊試験の削除などが図られることとなった。

表—5 および 表—6 にそれぞれの JIS のけたの種類と寸法およびボンドコントロールの状態を示す。

なお、5. で述べた確認実験に用いた長さ 18.6 m のけた橋用のけたは、実験結果を参照し、さらにせん断に対する安全率に余裕をもたせるようにスターラップ量を増加させるとともに、ボンドレス区間の長さの確認実験の供試体よりも若干控え目な値、すなわち第1ボンドレス区間の長さを 4.0 m から 3.0 m へと短くした。

7. おわりに

ボンドコントロール方式を JIS 規格の PC げたに採用するに当たり、現在までほとんど検討されていなかったボンドコントロール PC げたのせん断耐荷挙動に関する実験を行い、設計のための基礎資料を得た。また、確認のために 18.6 m のボンドコントロール PC げた2体を作製して、曲げ破壊試験およびせん断破壊試験を行って実寸法でのけたの安全性を検討し、満足な結果を得た³⁾。

本研究の結果得られた結論は次のとおりである。

- 1) ボンドコントロール方式を採用することにより、プレテンション PC げたを合理的、経済的に製造することができる。また、ボンドコントロールの方法を適切に行うことにより十分安全な PC げたを設

表—6 JIS A 5316 の PC げたの諸元

種類の呼び名	橋の等級	標準スパン (m)	けた高 (mm)	PC 鋼より線 SWPR7B 7本より 15.2 mm 本数	けたの区分	ボンドレス区間長, 本数	
						第1区間	第2区間
1B14	一等橋	14	800	13	ボンドコントロールけた	1.5 m, 3本	—
1B15		15	850	14		1.5 m, 3本	—
1B16		16	900	14		2.5 m, 3本	1.5 m, 1本
1B17		17	950	15		2.5 m, 3本	1.5 m, 1本
1B18		18	1000	16		3.0 m, 3本	2.0 m, 3本
1B19		19	1050	13		ベントアップけた	/
1B20		20	1050	15			
1B21		21	1050	17			
2B14		二等橋	14	750	11	ボンドコントロールけた	1.5 m, 3本
2B15	15		800	11	1.5 m, 3本		—
2B16	16		850	12	1.5 m, 3本		—
2B17	17		900	13	2.5 m, 3本		1.5 m, 1本
2B18	18		950	13	2.5 m, 3本		1.5 m, 1本
2B19	19		1000	14	3.0 m, 3本		2.0 m, 1本
2B20	20		1050	11	ベントアップけた	/	
2B21	21		1050	13			

計、製造できることが確認された。しかし、不適切にボンドコントロール方式を設計すると、ボンドレス区間から斜めひびわれが発生しせん断破壊を生ずる場合があるので注意することが必要である。

- 2) 終局限界状態のもとでボンドレス区間に曲げひびわれを発生させないように配慮すれば、安全で合理的なボンドコントロール PC げたを設計することができると思われる。
- 3) ボンドコントロールする PC 鋼材の割合は、その効果から考えて PC 鋼材量の 1/2 以下とするのが望ましい。また、曲げ耐力を確保することが好ましいので、なるべく下縁から遠い位置の PC 鋼材をボンドレスとするのがよい。

なお、JIS 規格によるボンドコントロール PC げたが道路橋に広く適用できるよう道路橋示方書の中にも解説が述べられることとなった⁴⁾。

謝 辞

本研究は、JIS A 5313 および 5316 の改正原案作成のために行ったものであり、プレストレストコンクリー

ト建設業協会の改正原案作成委員会委員の各位には多大のお世話を賜った。また、本実験に用いた供試体はドーピー建設工業株式会社掛川工場に依頼して作製した。ここに関係各位に対し厚く御礼を申し上げる。

なお、基礎実験は横浜国立大学土木工学構造実験棟で実施し⁵⁾、大型確認実験はドーピー建設工業株式会社掛川工場において実施した。

参 考 文 献

- 1) 日本工業規格 JIS A 5313 「スラブ橋用プレストレストコンクリート橋げた」1991 年
- 2) 日本工業規格 JIS A 5316 「けた橋用プレストレストコンクリート橋げた」1991 年
- 3) (社)プレストレストコンクリート建設業協会, JIS A 5316 橋げた 載荷試験報告書, 1989 年 12 月 (委員会資料)
- 4) 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 コンクリート橋編, p. 182, 1990 年 2 月
- 5) 池田尚治, 山口隆裕: ボンドコントロール PC げたの曲げ挙動と設計, 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. 45~50, 1990 年 10 月, プレストレストコンクリート技術協会

【1990 年 11 月 6 日受付】

◀刊行物案内▶

PC 斜 張 橋

(本誌第 29 巻第 1 号特集号)

現在、世界的にも、また我が国でも有力な橋梁施工法として台頭し始めた PC 斜張橋を特集した本書は、その歴史、変遷から始まって、将来展望に関する座談会、斜張ケーブルの現状、既に実施された、または計画中的の代表的な斜張橋（白屋橋、東名足柄橋、猪名川第 2 橋梁、衝原大橋、呼子大橋、新丹波大橋）の報告等、多岐にわたり収録してあります。PC 橋梁の設計・施工関係技術者にとっては必携の参考図書と確信します。

ご希望の方は代金を添え（現金書留か郵便振替東京 7-62774）プレストレストコンクリート技術協会宛お申し込みください。

体 裁：B 5 判 108 頁
定 価：1500 円（送料：150 円）