

(72) PC損傷桁への鋼板接着工法の適用性確認実験

岡山大学工学部	阪田 憲次
京都大学工学部	井上 晋
阪神高速道路公団	山口 良弘
阪神高速道路公団	○澤登 善誠

1. はじめに

近年、交通車両の大型化、ならびに交通量の増加、塩化物による腐食、アルカリ骨材反応、設計施工上の欠点等により、コンクリート構造物に損傷が現れてきている。阪神高速道路公団におけるPC桁においても、下フランジ部の縦ひびわれの発生、かぶり不足やコンクリートの中性化にともなう鉄筋の発錆やコンクリートのはく離、PC鋼材の腐食等、構造物に取って重大な損傷が一部見られてきている。特にPCブロックT桁の目地部のPC鋼材の損傷は桁の耐荷力の低下につながる恐れがあるため、早急に補強方法の検討を行う必要性が生じた。

PC桁の補強は過去の事例では外ケーブルによるものが多く見られるが、ここでは損傷の程度の軽微なものを対象とし鋼板接着工法を検討する事とした。鋼板接着工法は鉄筋コンクリート床版の補強工法として一般的に使用されているが、阪神公団においてはPC損傷桁への耐力回復としての補強の実績がないため、PC桁の損傷状態をモデル桁に再現し、静的試験ならびに疲労試験を行い、損傷桁への補強方法としての適用性確認実験を行った。

2. 実験の概要

2-1 試験桁

試験桁(静的試験用19体、疲労試験用9体)は、幅×高さ×全長=20×30×300cmの長方形断面とし、φ13mmPC鋼棒(B種1号)3本を1段配置した。なお、スターラップ筋の組立用およびプレストレス導入時の断面上下縁でのひびわれ発生・拡大を防止するため、断面の上下縁に異径鉄筋を配置した。また、コンクリート設計基準強度は400 kgf/cm²とした。欠損桁(損傷桁)と補強桁はこれらの3本のPC鋼棒のうち中央の1本を切断した。また、補強桁は断面下縁に所定の鋼板をエポキシ樹脂で接着するとともにアンカーボルト(曲げスパン内40cm間隔、せん断スパン内32.5~52.5cm間隔)を用いて定着した。

補強桁における接着鋼板の断面積は、健全桁のPC鋼棒のうち1本を切断する事による終局曲げ耐力の低下分を、鋼板で補うという考え方から決定した。

鋼板厚はRC床版補強などで、主として施工上の理由から採用されている4.5mmを標準とした。また、鋼板幅はアンカーボルト(20mm)による断面減少を考慮して計算上必要な幅より2cm大きくした。

試験桁の寸法、ならびに補強桁の詳細を図-1、図-2に示す。

2-2 静的載荷実験

静的試験は、1)鋼板長、2)鋼板接着時の荷重、3)鋼板接着面積、4)接着樹脂厚、5)鋼板厚、6)継手構造、等の条件が静的耐力に及ぼす影響を把握するためのものであり、詳細を以下に示す。

(1) 鋼板長と静的耐力

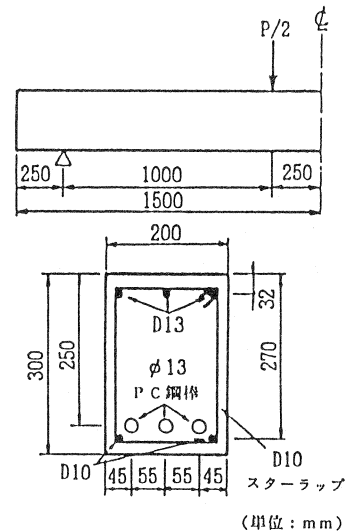


図-1 試験体形状

鋼板はPC桁の終局曲げ破壊時まで有害なひびわれやはく離が生ずる事なくPC桁と十分な一体性を保持する必要があるが、現在のところ、必要付着長の合理的決定法が確立されていない。したがって、終局曲げ破壊時(計算値)における鋼板引張応力がPC鋼棒切断位置(スパン中央)では鋼板の降伏強度に等しく、鋼板端部位置では0となる直線分布、すなわち鋼板の付着応力は均一分布すると仮定し次式によって決定した。

$$L = A_s f_{sy} / (\tau_{ou} \times b_s)$$

L : 鋼板の付着長(鋼板全長の1/2)

A_s : 鋼板の断面積、 b_s : 鋼板の幅

f_{sy} : 鋼板の降伏強度、 τ_{ou} : 鋼板の平均付着強度

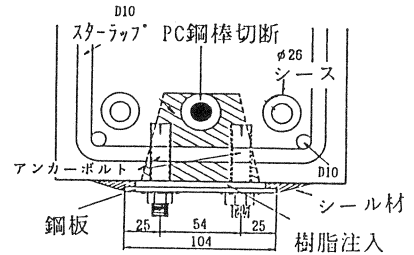


図-2 補強桁の詳細図

今回の実験においては、L = 135 cm, 165 cm, 195 cm, 230 cmの4種類の鋼板長を設定した。最小鋼板長の135 cmは、接着鋼板はエポキシ樹脂との界面付着応力を介して断面下縁にそれと同大のせん断応力を発生させるため、上記のτ_{ou}として土木学会コンクリート標準示方書のコンクリート許容せん断応力度の約3倍(τ_{ou} = 3 × 5.5 kgf/cm²)程度の、τ_{ou} = 18 kgf/cm²と仮定して求めた。

その他の鋼板長165 cm、195 cmおよび230 cmの平均付着応力τは、鋼板降伏時にそれぞれ14.5 kg/cm²、12.3 kg/cm²および10.4 kg/cm²となる。

(2) 鋼板接着時の荷重条件と静的耐力

鋼板接着桁の場合、載荷荷重の増加によるひびわれの拡大にともなって局部付着応力が増大し、ひびわれ付近の鋼板と樹脂のはく離が生じ、終局耐力に影響を及ぼすことが考えられるため、接着時の荷重条件が終局耐力に及ぼす影響を検討した。そこで、曲げひびわれ発生荷重(P = 8.4 t)を作用させ、ひびわれを発生させた状態を保持して鋼板を接着させた試験体の静的試験を行った。

(3) 鋼板接着面積と静的耐力

樹脂の経年劣化や接着強度の低下を想定し、鋼板長230 cmの桁について鋼板に対するエポキシ樹脂の接着面積を100, 75, 50, 30%に変化させた試験体の静的試験を行った。

(3) 樹脂厚と静的耐力

実施工を考えると桁下面の不陸、鋼板の設置誤差等により樹脂厚さを一定にすることは困難であるので、樹脂厚の変化が終局耐力に及ぼす影響を把握するために標準の4 mmに対し、6 mmおよび8 mmの樹脂厚の補強桁の静的試験を行った。

(4) 板厚変化と静的耐力

板厚の変化が終局耐力に及ぼす影響を把握するため、t = 6 mmおよびt = 9 mmの板厚を使用した補強桁の静的試験を行った。

(5) 継手構造と静的耐力

鋼板長は施工上より制限を受け添接部が必要になってくるため、継手構造として溶接継手と、添接板継手の2つの方法による補強桁の静的試験を行った。なお、樹脂継手の添接板の長さは床版補強で実績のある40 cmとその2倍の80 cmとした。

2-3 疲労実験

鋼板接着桁の疲労特性の把握ならびに健全桁、欠損桁との疲労特性の比較を行い疲労に対する安全性を確認するために疲労試験を行った。さらに、継手構造を持つ鋼板の使用状態での許容応力度を確定するため、200万回の疲労試験を行った。

2-4 試験方法

1) 静的試験

PCモデル桁はいずれもスパン250 cmの単純支持梁とし、曲げスパン50 cm、せん断スパン100 cm(a/d ≒ 4.3)の対称2点集中荷重により破壊にいたるまで静的載荷した。

載荷試験においては、コンクリートとPC鋼棒のひずみを測定した。これと同時に、変位計によりスパン中央と支点位置の鉛直変位を測定して荷重-スパン中央たわみ関係を求めるとともに、桁側面のスパン中央領域に検長250mmのπ型ゲージを部材軸方向に3列、鉛直方向に3段設置してコンクリートひずみを測定し、曲げモーメント-曲率関係を求めた。さらに、補強桁については鋼板の中心線に沿って所定の間隔でゲージを貼付して部材軸方向の引張ひずみを測定するとともに、隣あう2測定断面間の鋼板引張応力の差から付着応力分布を求めた。

2) 疲労試験

疲労特性把握のための疲労試験の載荷荷重は、上限荷重が欠損桁耐力の65%相当の $P_{max}=11.31t$ とし、下限荷重は下縁のコンクリート応力が実橋の死荷重応力レベル(68kgf/cm²)となる $P_{min}=2.54t$ とした。また、許容応力度確定のための疲労試験は、接着時のひびわれ幅を0.05mm($P=6.54t$)、および0.10mm($P=8.40t$)程度の2ケースを考え、鋼板応力度が引張側に800kgf/cm²、圧縮側に200kgf/cm²の、応力振幅として1000kg/cm²の部分片振り状態で行った。さらに、欠損桁での最大ひびわれ幅が0.2mm程度の桁に対して、鋼板接着工法が適用可能かどうか確認のため、上限荷重を $P=11.14t$ とし、応力振幅1000kg/cm²の部分片振りの疲労試験も行った。なお、試験時には、静的試験と同様ひびわれ発生状況、桁のたわみ、コンクリートの表面ひずみ、PC鋼材のひずみ、鋼板のひずみ、鋼板とコンクリートのずれを測定し最終時に静的載荷試験を行った。

3. 実験結果

3-1 破壊状況と最大耐力

表-1に最大耐力の実験値および終局曲げ耐力の計算値を示す。計算値は10×20cmシリンダー供試体の圧縮強度測定値をもとに、フォーリングブランシ領域を含めたPark等の提案によるコンクリートの応力-ひずみ曲線と、PC鋼棒の引張試験から得られた応力-ひずみ曲線を適用して算定したものである。なお、参考のため表-1にはプレストレス導入時のPC鋼棒のひずみ測定値から求めた断面上下縁のプレストレスの値を併記した。

表-1 試験体の種類と最大耐力

シリーズ	No.	桁タイプ	(cm)		(%)	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)		(tonf)		破壊形式	摘要		
			鋼板長	鋼板厚			鋼板接合面積の有無	プレストレス	コンクリート強度	最大耐力				
					接合時曲げ	上縁	下縁	圧縮強度	弾性係数	実験値	計算値			
I	No.1	健全桁	-	-	-	無し	-38	122	579	4.06*E5	23.82	24.60	曲げ	
	No.2	欠損桁	-	-	-	無し	-24	78	579	4.06*E5	17.40	17.70	曲げ	
II	No.3	鋼板長	135	4.5	100	無し	-25	80	579	4.06*E5	17.63	25.70	鋼板はく離	
	No.4		165	4.5	100	無し	-23	76	475	3.04*E5	19.01	25.70	曲げ(*1)	
	No.5		195	4.5	100	無し	-23	77	475	3.04*E5	24.49	25.70	曲げ	
	No.6		230	4.5	100	無し	-24	77	579	4.06*E5	26.06	26.10	曲げ	
III	No.7	鋼板長	165	4.5	100	有り	-25	81	521	4.06*E5	22.48	25.90	曲げ(*2)	
	No.8		195	4.5	100	有り	-24	77	475	3.04*E5	21.95	25.70	曲げ(*3)	
IV	No.9	鋼板長	230	4.5	100	有り	-24	78	475	3.04*E5	22.52	25.70	曲げ	
	No.10		230	4.5	75	有り	-25	82	597	3.28*E5	21.79	26.00	曲げ(*3)	
V	No.11	接着面積	230	4.5	50	有り	-23	77	519	3.17*E5	21.20	25.80	曲げ(*3)	
	No.12		230	4.5	30	有り	-24	77	597	3.28*E5	21.56	26.00	曲げ(*3)	
VI	No.13	継手構造	230	4.5	100	有り	-23	76	562	3.60*E5	18.01	26.20	鋼板はく離	樹脂 L=40
	No.14		230	4.5	100	有り	-25	80	602	3.83*E5	22.31	26.30	鋼板はく離	樹脂 L=80
	No.15		230	4.5	100	有り	-26	84	562	3.60*E5	24.80	26.20	曲げ	溶接継手
VII	No.16	鋼板厚	230	6	100	有り	-26	83	562	3.60*E5	22.26	26.70	鋼板はく離	
	No.17		230	9	100	有り	-26	84	562	3.60*E5	25.69	27.80	曲げ	
VIII	No.18	樹脂厚	230	4.5	100	有り	-24	77	562	3.60*E5	24.24	26.30	鋼板はく離	樹脂厚6mm
	No.19		230	4.5	100	有り	-25	80	562	3.60*E5	23.04	26.20	鋼板はく離	樹脂厚8mm

注) 曲げ(*1) : 鋼板端部より顕著なひびわれあり
 曲げ(*2) : コンクリート圧壊後鋼板端部はく離、鋼板端部より顕著な斜めひびわれあり
 曲げ(*3) : コンクリート圧壊後鋼板端部はく離(アンカーボルト切断)
 鋼板はく離: 鋼板はく離により耐力低下後、変形の進行とともに曲げスパン内圧縮部コンクリート圧壊

死荷重(桁自重)下の曲げひびわれの存在しない状態で鋼板を接着したシリーズIIでは、鋼板長の長い No. 5 (鋼板長 195 cm) および No. 6 (鋼板長 230 cm) 桁の最大耐力の実測値は計算値とほぼ一致しており、鋼板接着による有効な補強効果が得られている。これに対して No. 3 (鋼板長 135 cm) 桁および No. 4 (鋼板長 165 cm) では鋼板端部からの顕著な斜めひびわれの伸展のため、計算値の70%程度の荷重で鋼板のはく離が生じ、最大耐力は欠損桁 No. 2 とほぼ等しく、鋼板接着による終局耐力の増大はみとめられなかった。

シリーズII~IVの試験体においては No. 3 (鋼板長 135 cm) 桁以外の全ての補強桁は、最終的にスパン内コンクリートの圧壊をとまなう曲げ破壊を呈したが、鋼板長が165 cmの No. 4 と No. 7 桁では鋼板端部よりコンクリートに顕著な斜めひびわれが発生しており、さらに、No. 5 (鋼板長 195 cm)、No. 6 (鋼板長 230 cm)、No. 9 (鋼板長 230 cm) を除いてコンクリート圧壊の開始にとまなう終局時の変形の進行とともに、鋼板端部のアンカーボルトが切断され、鋼板が広い範囲にわたってはく離した。

鋼板を曲げひびわれが発生する持続荷重で接着したシリーズIIIでは、鋼板長 165~230 cm の範囲内では、最大耐力の実測値はいずれも終局曲げ耐力計算値の約85%となり、このシリーズでは接着鋼板長による最大耐力の顕著な差異は認められなかった。しかしながら、鋼板長 195~230 cm の場合には、シリーズIIの死荷重下で接着した桁と比べるとその補強効果は若干小さくなっている。

エポキシ樹脂の接着面積を変化させたシリーズIVの No. 10~No. 12 (接着面積 75%~30%) は、いずれもコンクリート圧壊開始後の終局状態にアンカーボルトの切断にとまなう鋼板端部のはく離を呈した。このことは、エポキシ樹脂接着面積の低下にとまなう、アンカーボルトでの負担率が増大したことを示している。また、それらの最大耐力実測値に関しては接着面積の変化による顕著な相違はみられていないが、100%すなわち全面接着させた No. 6 桁の85%程度となっており補強効果は低下している。

樹脂継手を有する No. 13 桁(添接長 40 cm) は 14 t 付近 ($\delta = 5$ mm程度) で、曲げスパン内に存在する添接鋼板端部から支点に向かって斜めひびわれが発生し、その伸展により添接鋼板がはく離するとともにアンカーボルトが切断され、18.0 t ($\delta = 12$ mm程度) で破壊し、補強効果は全く得られなかった。また、添接長を2倍にした No. 14 桁は、最大耐力は 22.31 t と No. 13 桁に比べて4 t 以上大きく、かなりの改善効果が認められたが、継手のないものに比べて変形性能が劣っていた。

一方、溶接継手を有する No. 15 桁は荷重中に顕著な斜めひびわれを生じることなく、最終的に曲げスパン内コンクリートの圧壊をとまなう曲げ破壊を呈した。

3-2 変形性能

図-3 に荷重-スパン中央たわみ関係を示す。

死荷重下で鋼板接着したシリーズIIの No. 5 および No. 6 桁は、健全桁 (No. 1) と同等の優れた変形性能を保有していることが確認できた。

曲げひびわれが開口している荷重状態で鋼板接着を行ったシリーズIIIの No. 8 および No. 9 桁は、シリーズIIの No. 5、No. 6 と比べ最大耐力が10~15%低下し、最大耐力到達直後に鋼板端部からの斜めひびわれの伸展または鋼板のはく離により一時的に耐力減少をとまなうものの、45 mm程度の変位までは最大耐力の80%以上を保持し、塑性変形性能に関しては顕著な低下は認められない。

シリーズIVでは100%接着の No. 6 桁は十分な変形性能を有してい

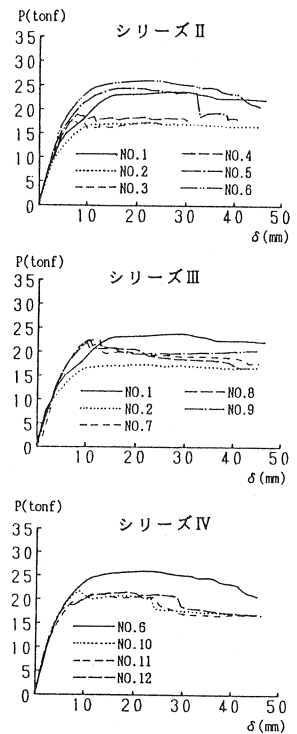


図-3 荷重-たわみ曲線

るが接着面積を低減させた No. 1 0 ~No. 1 2 は最大耐力到達後、変形の進行とともに耐力が低下し、その後は欠損桁 No. 2 と類似の変形特性を示した。

3-3 接着鋼板の引張応力

図-4 に接着鋼板の部材軸方向のひずみ測定値から求めた引張応力の分布を示す。

鋼板の引張応力はスパン中央で最大値を示し、それから離れるにしたがって減少し、鋼板端部で0に近づくような分布を示している。鋼板の最も短い補強桁を除き、いずれも最大耐力時には鋼板が最大曲げモーメント区間を超えてかなりの広範囲の領域で降伏している。また鋼板接着を曲げびわれ荷重で行ったシリーズⅢの No. 7 ~No. 9 においても同様であった。

鋼板接着面積を変化させたシリーズⅣにおいては接着面積の減少にともない鋼板とコンクリート間の付着が低下するため、最大耐力時における鋼板の降伏領域が狭くなり、特に接着面積30%とした No. 1 2 桁で最大耐力時でも鋼板が降伏せず、鋼板による補強効果が十分に発揮されていない。

シリーズⅤ~Ⅶにおいては、樹脂継手の No. 1 3 桁は早期に鋼板のはく離が生じたため、最大耐力時においても鋼板は降伏していないが、それ以外の桁は最大耐力時には鋼板は降伏している。

3-4 接着鋼板の付着応力

図-5 に、接着鋼板の部材軸方向のひずみ測定値から求めた付着応力 τ の分布を示す。

鋼板の付着応力は隣あう2測点位置間の鋼板引張り応力測定値の差をもとにして求められるため、引張りひずみ分布の局部的変化の影響により必ずしも滑らかな分布を示さない。また、荷重レベルの増大とともにコンクリートのひびわれの影響が大きくなり、複雑な分布を呈している。しかし、試験結果から鋼板端部のコンクリートに斜めひびわれが発生しない荷重域において、鋼板端部付近にかなり大きな付着応力、すなわちコンクリート断面下縁にかなり大きなせん断応力が生じている。

No. 3 桁(鋼板長135cm)に着目すると、P=12~13t時にコンクリートの斜めひびわれが発生し、これが破壊の誘発となっているが、この時の付着応力は計算で仮定した平均付着応力度18 kgf/cm²を大幅に上回る30 kgf/cm²を程度に達している。この付着(せん断)応力より求めた斜引張応力は25 kgf/cm²程度になることから、この荷重

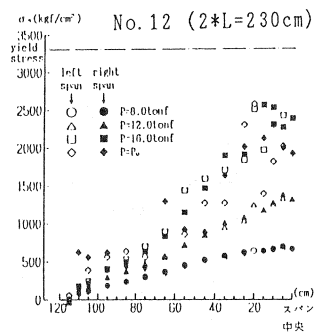
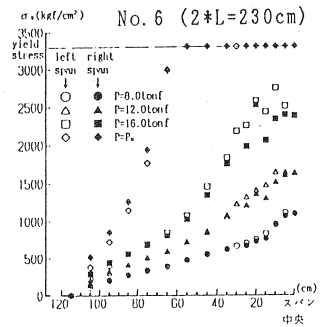
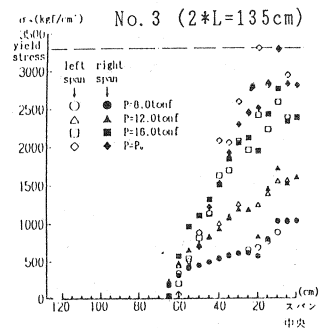


図-4 接着鋼板の応力分布

表-2 疲労試験結果

シリーズ	No.	桁タイプ	(cm)	(mm)	接着時 ひび割れ	(mm)		(tonf)		疲労回数	
						た	わ	最大耐力	(万回)		
I	No.1'	健全桁	-	-	無し	5.64	0.93	4.71	27.3	24.2	200
	No.2'	欠損桁	-	-	無し	7.07	1.5	5.57	17.7	17.5	200
	No.3'	補強桁	230	4.5	無し	3.07	0.5	2.57	28.7	25.7	200
	No.4'	"	230	4.5	P=8.40	9.99	2.03	7.96	15.4	26.5	128
	No.5'	樹脂継手	230	4.5	"	10.82	1.66	9.22	15.3	26.5	45
	No.6'	溶接継手	230	4.5	"	10.59	1.45	9.14	15.2	26.5	87
II	No.7'		230	4.5	P=8.40	-	-	-	23.0	22.6	200
	No.8'	鋼板許容値	230	4.5	P=6.54	-	-	-	24.4	22.6	200
	No.9'	確定	230	14.0	P=4.54	-	-	-	29.1	34.4	200

レベルで斜めひびわれが発生したものと考えられる。

3-5 疲労試験

表-2 に試験結果を示す。

疲労特性を把握するためのシリーズIでは、死荷重状態で接着した補強桁(No.3'桁)は200万回の疲労試験において破壊に至らなかった。また健全桁(No.1')および欠損桁(No.2')に比べてひびわれ幅、伸びも少なく、最終耐力の低下も見られておらず鋼板による補強効果が発揮された。ただし、曲げひびわれを生じさせて接着させた桁は当初より発生したひびわれが、幅、長さとも徐々に増大することで鋼板の破断、あるいははく離が生じ、その部分みに変位が集中し、ひびわれの拡大によって疲労破壊した。

鋼板の応力振幅を1000 kgf/cm²程度にしたシリーズIIは、いずれも200万回の疲労荷重に耐え、問題となる損傷は認められなかった。また、P C鋼棒ならびに鋼板の疲労による劣化もなく試験終了後の静的耐荷力の低下も見られなかった。

4. まとめ

以上の実験結果から以下の事が確認できた。

- 1) 接着鋼板のはく離は、鋼板端部領域に生ずる大きな付着応力と、荷重作用による曲げ引張応力との複合下でのコンクリートの斜めひびわれに起因する。この付着応力は鋼板長が長くなると減少するため、確実な補強効果を得るには、P C単純桁ではスパンのほぼ全長に対して鋼板接着を行うことが必要である。
- 2) 曲げひびわれが発生した荷重作用下で鋼板接着した桁は、曲げひびわれの存在しない状態で接着した桁より最大耐力は10~15%低下し補強効果が若干劣るが、塑性変形に関しては両タイプの補強桁で顕著な差異は認められなかった。
- 3) 樹脂継手は添接鋼板長を長くすることで最大耐力がかなり向上するが、最終的には鋼板はく離が生じ、耐力の急激な低下にともなってじん性が低下する可能性があり、採用に際してはこの点の検討を更に加える必要がある。
- 4) 溶接継手による鋼板接着工法の疲労に対する安全性は、使用状態の許容応力度を800 kgf/cm²以下にすれば疲労特性も健全桁と同等以上が確保でき、問題がない。また、補強前のひびわれ幅が0.2mm程度までであれば、鋼板接着工法によって補強が可能である。

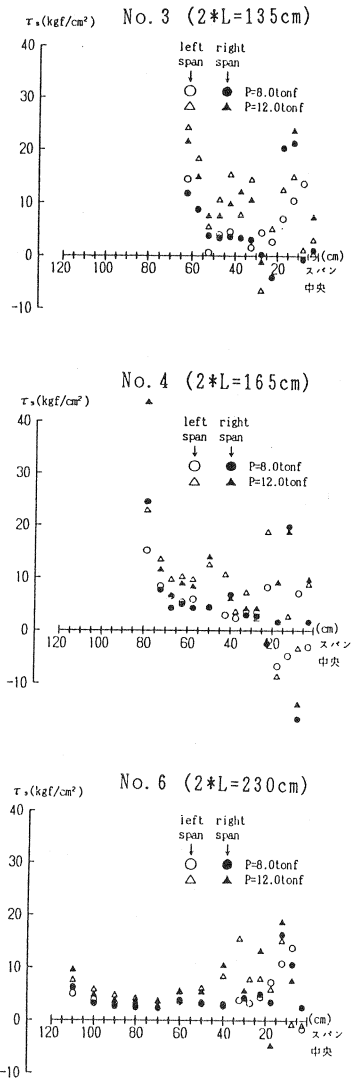


図-5 付着応力の分布

今回の実験により、溶接継手を用いた鋼板接着工法が、耐力の低下したP C桁の補強工法として十分適用可能なことが確認できた。現在、これらの実験結果をもとに、「P CブロックT桁の補修設計施工要領」を作成中である。

最後に、本実験の計画から実施にいたるまで、貴重なご意見を頂いた公団内に設置している「コンクリート構造物の耐久性に関する調査研究委員会(岡田 清委員長)」の委員の方々、特に、藤井 学 京都大学教授、小林 和夫 大阪工業大学教授ならびに、本実験にご協力頂いたプレストレストコンクリート建設業協会関西支部ワーキンググループ(幹事:住友建設(株) 福島秀二、(株)富士ピー・エス 林功治)に深く感謝の意を表します。