

(46) PC製逆L型ロックシェッドの静的及び衝撃試験

○ 建設省建築研究所 大塚 久哲
 (財) 先端建設技術センター 横山 功一
 建設省近畿地方建設局 東久保正徳
 建設省土木研究所 長尾 彰洋

1. 序言

これまでのプレキャスト・プレストレストコンクリート製逆L型ロックシェッドの崩壊事例の教訓として、落石荷重のもつ水平方向分力が同型ロックシェッドの支承部に及ぼす影響の重要性が認識されている。現在、同型ロックシェッドの設計施工に対しては、山側支承部での桁の落下を防ぐため、鉛直アンカーと共に、擁壁パラペット部に水平アンカーを設けること、および谷側柱受け台を箱抜き構造とし、柱まわりに折り曲げ鉄筋を配して受け台支壁の耐荷力を増加させることとしている(図-1参照)。本文では、それらの効果を確認する為に行った、縮尺部分模型の試験結果を報告する。また、同型ロックシェッドの梁・柱剛接部の耐衝撃性能に対しては明確な知見が得られていないので、併せて梁・柱剛接部の部分模型の試験を行ったのでその結果も報告する。

2. 試験概要

模型種類、供試体数などを表-1に示す。供試体図面等は後で示すが、図中の▼印は載荷点を示す。衝撃載荷試験は当所所有の重錘落下型衝撃試験機を使用し、漸増繰り返し載荷を行った。衝撃試験機が重錘自由落下形式の為、傾斜荷重を現出するために供試体をすべて傾けて製作した。衝撃荷重はロードセルの値を採用した。

表-1 実験の種類

実験シリーズ	模型種類	供試体数	
		静的実験	衝撃実験
A	山側支承部供試体		
	(A-I) 水平アンカーなし (A-II) 水平アンカー有り	1 (A-1) 1 (A-4)	2 (A-2, A-3) 2 (A-5, A-6)
B	谷側支承部供試体		
	(B-I) 折り曲げ鉄筋なし (B-II) 折り曲げ鉄筋有り	1 (B-1) 1 (B-4)	2 (B-2, B-3) 2 (B-5, B-6)
C	剛接部供試体	1 (C-1)	2 (C-2, C-3)

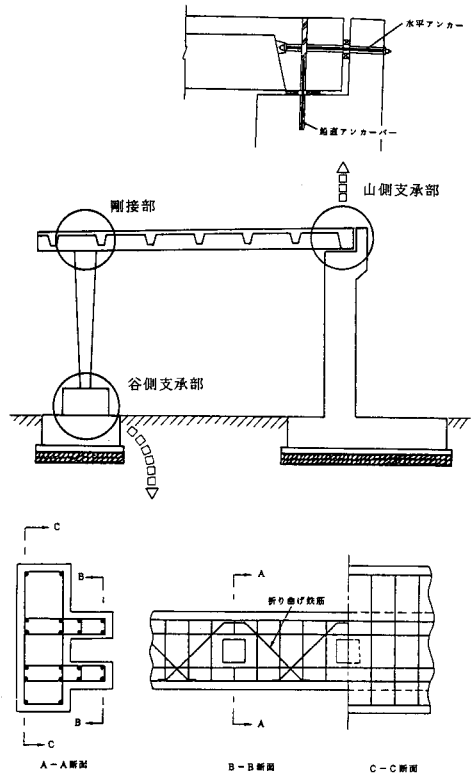


図-1 PC製逆L型ロックシェッド

3. 山側支承部供試体（実験A）

供試体の一般図及び配筋図を図-2に示す。

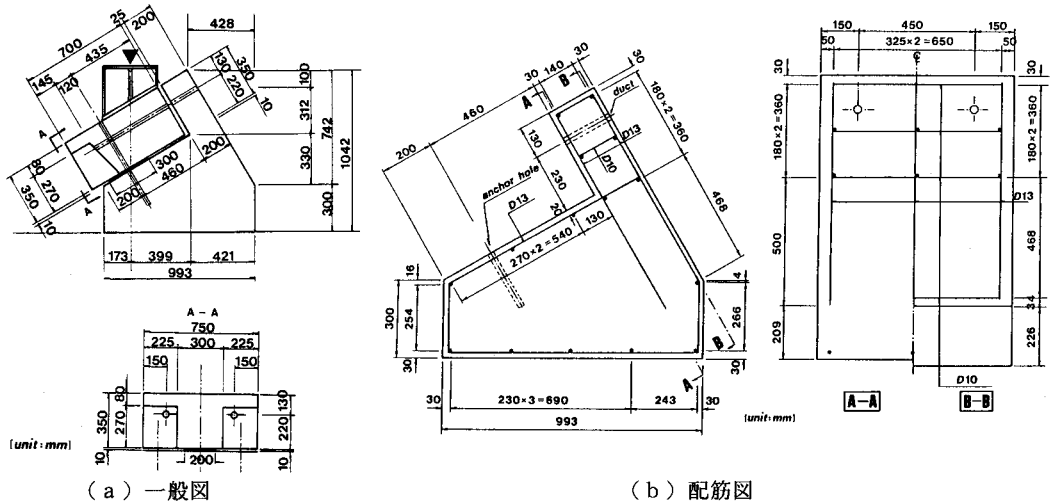


図-2 山側支承部供試体一般図及び配筋図

3. 1 計算上の破壊荷重等

鉛直アンカーのせん断降伏荷重14.2t、せん断破壊荷重24.4tに対し、支承部コンクリートのせん断破壊荷重は178.4tと一桁大きい。従って水平アンカーがない場合は、鉛直アンカーのせん断破壊により耐力を失うと予測される。水平アンカーがある模型では、パラペット部コンクリートの曲げ破壊荷重は17.6t、せん断破壊荷重は146.2tである。この場合には、パラペット部の曲げ破壊と鉛直アンカーのせん断破壊とによって全体耐力を失うことになろう。

3. 2 静的載荷試験の結果

桁の水平アンカー方向の変位（測点は桁上面から70mm下側でパラペット側の端面）を比較すると図-3のようである。水平アンカーがない場合の最大耐力は19.4tで、これは鉛直アンカーのせん断降伏荷重とせん断破壊荷重の中間にあたる。鉛直アンカーは、最終的に桁と支承部コンクリートとの上下方向10mmのすき間内で、抜け出しながら水平方向にほぼ直角に曲げられていた。図-4は最大耐力を示すまでの鉛直アンカー（左側）のひずみの変化を示したものである（軸ひずみをSLN、曲げひずみをSLBで示す）。鉛直アンカーには荷重の増加と共にわずかながら圧縮ひずみが生じるが、曲げひずみの増加の方が著しい。荷重が6.5tあたりで軸ひずみは引張に転じながら急増する。これに対応して、図-3に見られるように桁の水平変位も急激に増加する。荷重が16tあたりから、曲げひずみと桁の水平変位が再度急増して最大耐力に達している。

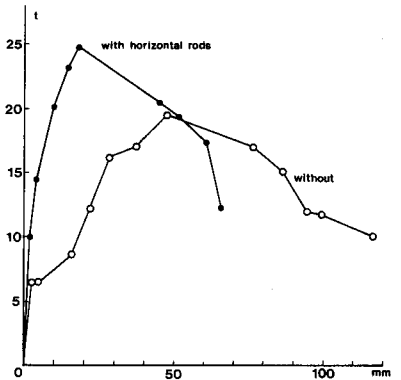


図-3 荷重～桁水平変位曲線
（静的載荷試験）

ひび割れは図-5(a) に示すように、鉛直アンカー部に集中しており、支承部隅角部コンクリートの局部的なせん断破壊が鉛直アンカーの抜け出しと折れ曲がりを容易にしたと言える。したがって、実構造ではこの部分の補強が不可欠であるといえる。

水平アンカーがある場合の最大耐力は24.6 tであり、ない場合に比べて約1.27倍の増加を示した。図-6は水平アンカー（左側）と鉛直アンカー（左側）のひずみの変化を示している。鉛直アンカー荷重が5.0tあたりから曲げひずみが急増するが、8.5t付近で伸びが鈍化し、かわりに水平アンカーの引張ひずみが急増する。荷重が15t 付近でパラペット背面及び鉛直アンカーの埋め込み部にクラックが発生するが、荷重は増加し続ける。鉛直アンカーの軸ひずみも引張に転じ、増加し続ける。このように鉛直アンカーと水平アンカーは互いに協力して最大耐力に達するまで桁の水平変位を拘束している。約25t でパラペット部のコンクリートが曲げ破壊して水平力に耐えられなくなると、水平アンカーのひずみが急激に減少し、鉛直アンカーに全面的な負担がかかって、鉛直アンカーのひずみが急増して全体耐荷力を失うことになる。したがって、鉛直アンカーとパラペット部コンクリートのうち強い部材に耐力が支配されることとなり、決して2者の強度の和が耐力として期待できるものではない。

供試体の最終ひびわれは図-5(b) のようであり、パラペット部の曲げ破壊であることを示している。鉛直アンカー部側面の損傷は水平アンカーなしの場合と比べて小さい。これは、パラペット部の破壊荷重が鉛直アンカーの破壊荷重より大きいいため、パラペット部破壊後に一挙に鉛直アンカーも変形したためであろう。

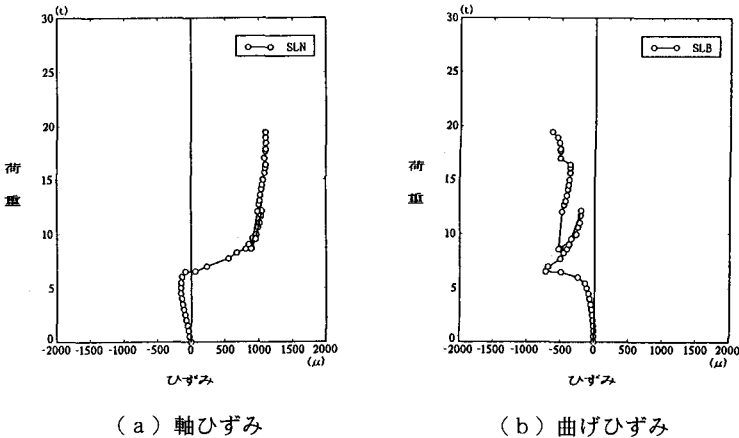


図-4 荷重～鉛直アンカー（左側）ひずみ曲線（静的載荷試験）

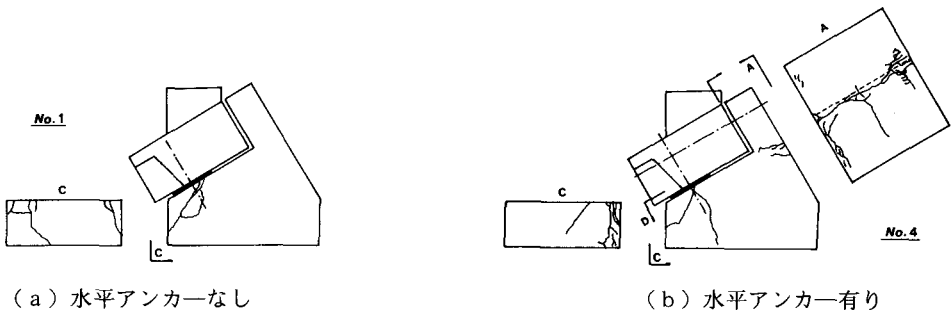
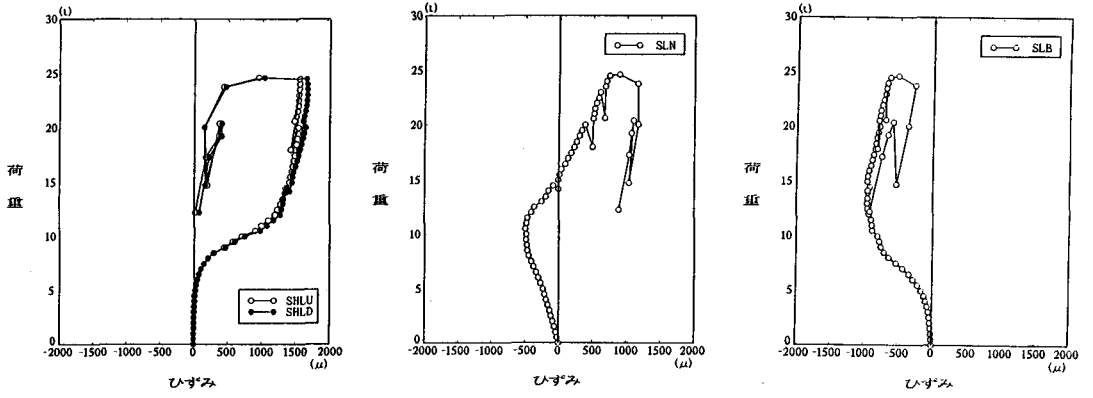


図-5 供試体ひび割れ図（静的載荷試験）



(a) 水平アンカーひずみ (b) 鉛直アンカー軸ひずみ (c) 鉛直アンカー曲げひずみ
 図-6 荷重～鉛直・水平アンカー（左側）ひずみ曲線（静的載荷試験）

3.3 衝撃載荷試験の結果

静的載荷実験と同じ測点の水平変位を図-7に示す。図-8,9はアンカー筋のひずみを示す。図中SLN、SLBは左側の鉛直アンカーの軸ひずみと曲げひずみを示し、SHLU、SHLDは左側水平アンカーの上下面における軸ひずみを示す。

最大耐力は、水平アンカーがある場合で103.2t、水平アンカーがない場合で86.1tであり、両者の比は1.20であった。水平アンカーがない場合、荷重が20tを越えるあたりから鉛直アンカーの軸ひずみの増加が顕著になり、桁の水平変位も増加している。水平アンカーがある場合には、山側受け台パラペット部が破壊する80t程度までは桁の水平変位が抑制されており、その後鉛直アンカーのひずみが増加して最終耐力に達する。水平アンカーの有無にかかわらず衝撃力作用時には、鉛直アンカー部のひびわれは発生しなかった（図-10）。

桁の水平変位と荷重が描く履歴ループの面積を衝撃吸収エネルギーと仮定し、水平アンカーの有無による衝撃吸収エネルギーの差異を比較すれば図-11を得る。これから、水平アンカーの存在によりエネルギー吸収量が約20%増加したことがわかる。

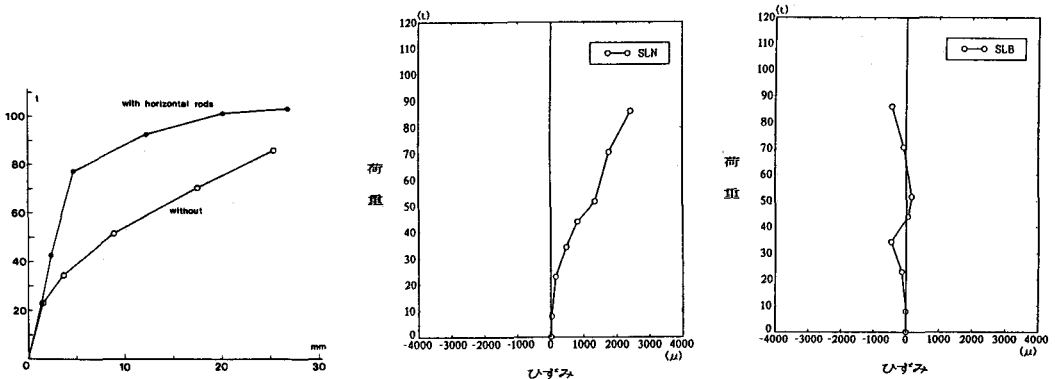
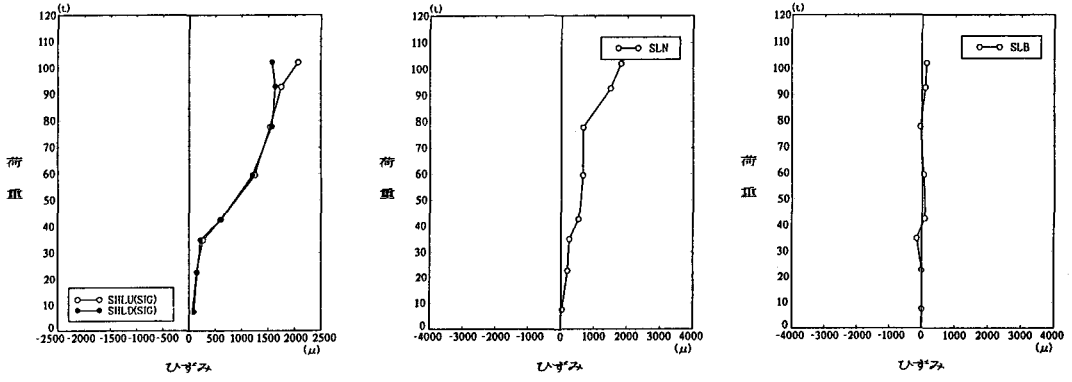


図-7 荷重～桁水平変位曲線
 （衝撃載荷試験）

(a) 軸ひずみ (b) 曲げひずみ
 図-8 荷重～鉛直アンカー（左側）ひずみ曲線（衝撃載荷試験）



(a) 水平アンカーひずみ (b) 鉛直アンカー軸ひずみ (c) 鉛直アンカー曲げひずみ
 図-9 荷重～鉛直・水平アンカー（左側）ひずみ曲線（衝撃載荷試験）

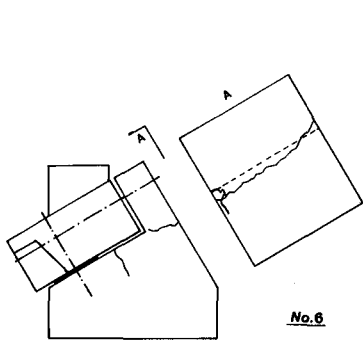


図-10 供試体ひび割れ図
 （衝撃載荷試験）

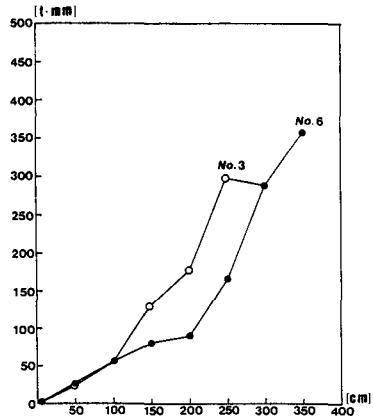


図-11 重錘落下高さと衝撃吸収エネルギーの関係

4. 谷側支承部供試体（実験B）

供試体の一般図及び配筋図を図-12、13に示す。

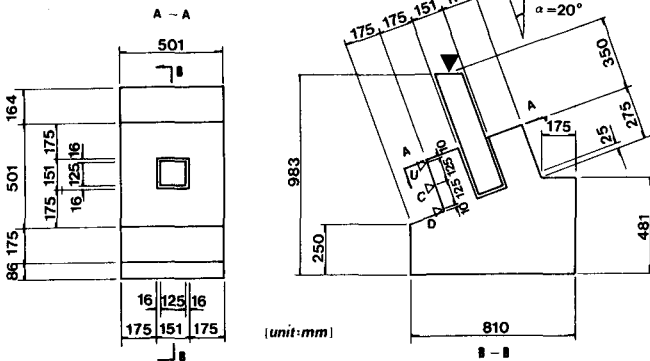


図-12 谷側支承部供試体一般図

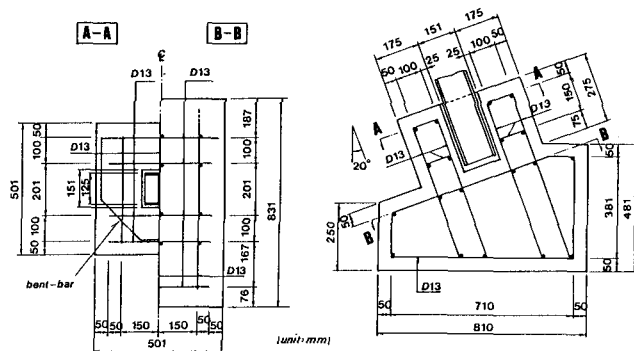


図-13 谷側支承压部供試体配筋図

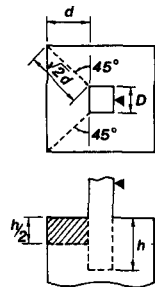


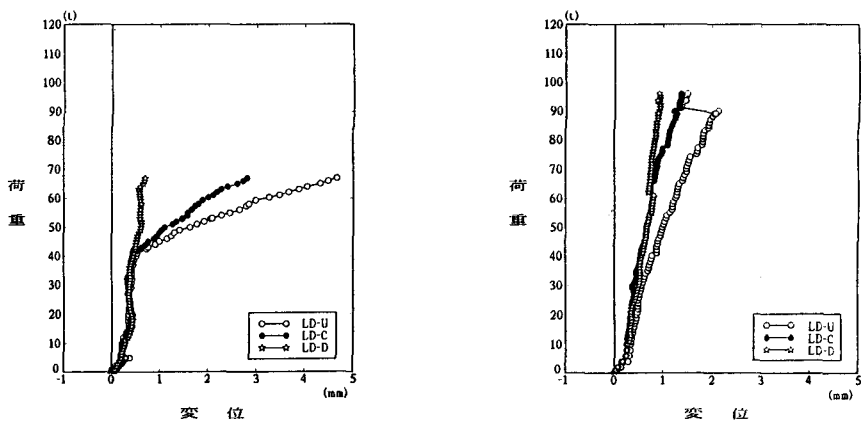
図-14 せん断抵抗面積の考え方

4. 1 計算上の破壊荷重等

受け台支圧部の曲げ破壊荷重は、28.4t と計算される。これは、柱の根入れ深さの半分の点を中心として、柱が回転すると仮定して、受け台支圧部の水平力および曲げモーメントによる直応力を計算し、コンクリートの圧縮強度（実験値）より求められた値である。この破壊荷重算定には、折り曲げ鉄筋の存在は直接寄与しない。せん断力に対しては、図-14 に示すように受け台の有効高を根入れ深さの半分と仮定し、ひび割れは45° 方向に入るとして計算すると、供試体No. 1に対し31.0t、No. 4に対し29.3tを得た。折り曲げ鉄筋（D13が1本）がある場合には、鉄筋の降伏強度を用いて6.1tの耐力増加が期待できる。したがって、折り曲げ鉄筋を有する供試体No. 4は、35.4tのせん断耐力となる。これらの値を鉛直方向に直すため、 $\sin 20^\circ$ ($=0.342$) で割ってそれぞれのせん断破壊荷重90.6t、103.5tを得る。

4. 2 静的載荷実験の結果

図-15は受け台前面の水平方向変位（測点は図-12に▽で示す。上より点U、C、Dとする。）を示したものであるが、折り曲げ鉄筋による変位拘束と耐力の増加が明瞭に表われている。最大荷重は、折り曲げ鉄筋がない場合で67.0t、ある場合で96.0tであった（43%の耐力増加）。図-16は折り曲げ鉄筋の荷重-ひずみ関係を示す。鉄筋に貼付したひずみゲージの位置を図-17に示す。荷重が60tを越えた頃より曲げ鉄筋に曲げひずみが生じていることがわかる。



(a) 折り曲げ鉄筋なし

(b) 折り曲げ鉄筋有り

図-15 荷重～受け台水平変位曲線（静的載荷試験）

この実験では、鋼柱（H型鋼）の剛性が不十分で、受け台の破壊以前に鋼柱基部の変形が大きくなり、鋼柱のフランジ・ウェブ間に充填したコンクリートも欠落した。このため、柱周囲に角形鋼を全周にわたって巻いた上で再度载荷をしたところ、最大荷重はそれぞれ82.2t と108.1tに上昇した（32%の耐力増加）。せん断破壊荷重の理論値と第2回目の実験の破壊荷重を比較すると、実験値と理論値の比は、折り曲げ鉄筋がない場合には0.91、有る場合には1.04である。これから、せん断破壊荷重の理論値はほぼ妥当なこと、及びせん断補強の効果は理論値よりわずかながら大きいことが知られる。

1回目载荷時のひびわれ図を図-18 に示す。折り曲げ鉄筋がない場合の方が早期に支承部前面および側面にひびわれが進行しており、最終時のひび割れ発生量も多い。

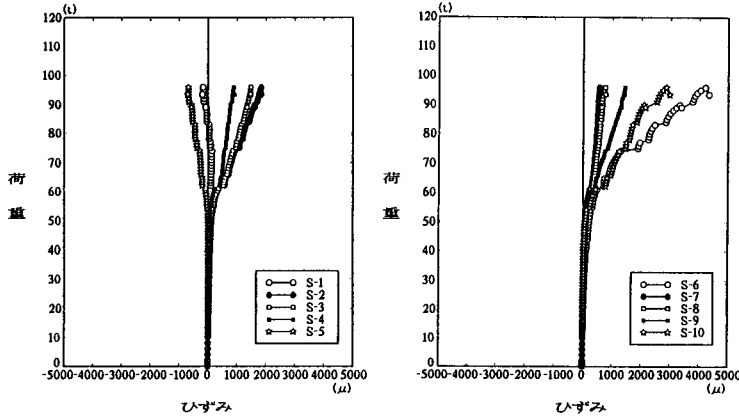


図-16 荷重～折り曲げ鉄筋ひずみ曲線
（静的载荷試験）

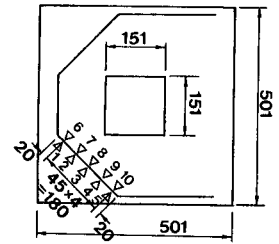
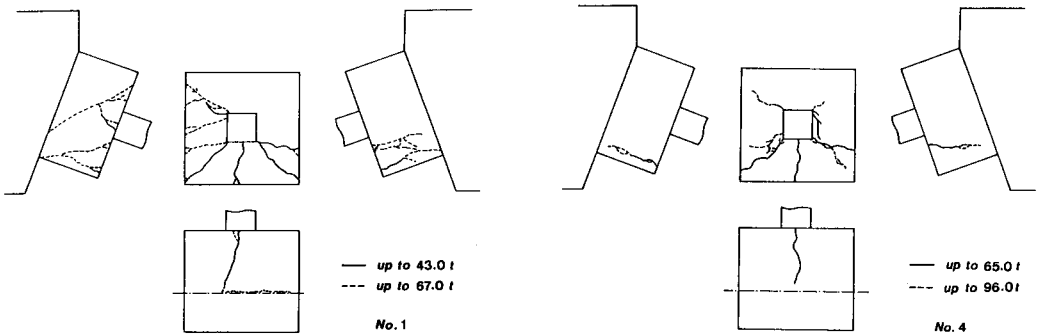


図-17 鉄筋のひずみ
ゲージ位置



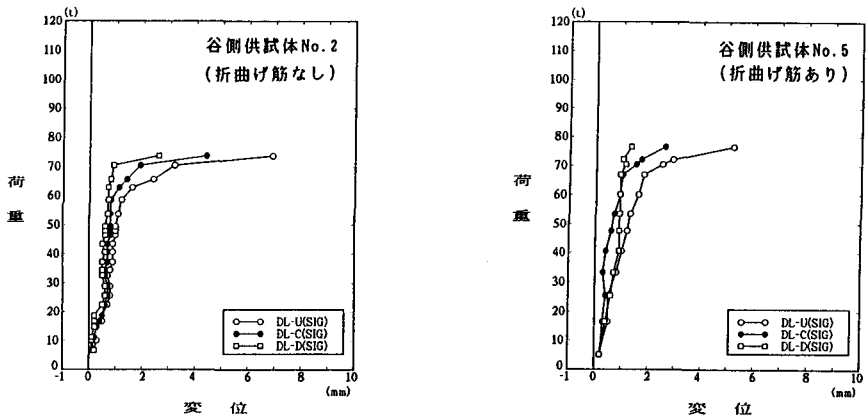
(a) 折り曲げ鉄筋なし (b) 折り曲げ鉄筋有り

図-18 供試体ひび割れ図（静的载荷試験）

4. 3 衝撃载荷実験の結果

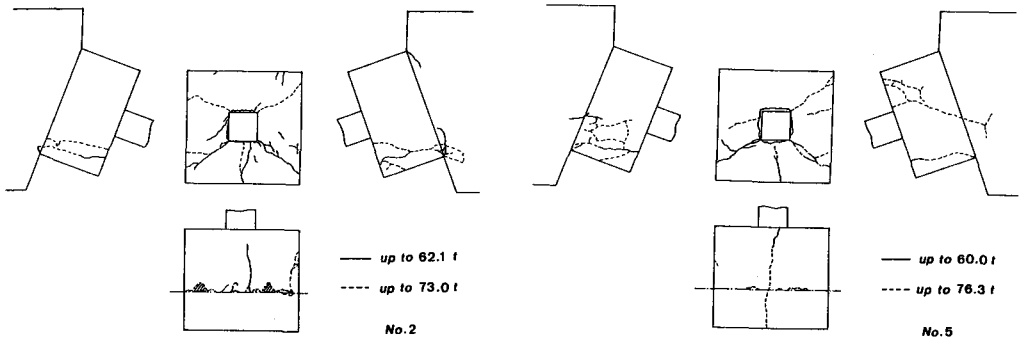
図-19に供試体No. 2、No. 5の荷重～変位曲線を示す。最大荷重の平均は、折り曲げ鉄筋なしで67.7t、折り曲げ鉄筋ありで77.1tで、約14%の増加がみられた。最終より一段前での損傷状況を図-20 に示す。折り曲げ鉄筋の有無による損傷状況の差異はあまりなく、折り曲げ鉄筋の有無にかかわらず60t程度で受け台頂面手前側のひびわれが左右ほぼ対称に入り、最終的には、柱背面側のひびわれ、受け台側面のひびわれが観察され

た。静的載荷時より折り曲げ鉄筋の有無による差が小さいのは、この構造では、静的載荷時より軸方向力の影響が大きいと思われる。



(a) 折り曲げ鉄筋なし (b) 折り曲げ鉄筋有り

図-19 荷重～受け台水平変位曲線（衝撃載荷試験）



(a) 折り曲げ鉄筋なし (b) 折り曲げ鉄筋有り

図-20 供試体ひび割れ図（衝撃載荷試験）

受け台の変位から求めた衝撃吸収エネルギーを折り曲げ鉄筋の有無により比較すると、図-21 に見られるように約6%の差しか生じていない。この差は耐荷力の差よりも小さい。この構造では折り曲げ鉄筋により変形が拘束されるので、エネルギー吸収量があまり増加しなかったためと思われる。

衝撃時の最大耐力が静的載荷時のそれより小さい結果となったが、実構造の場合、桁上の緩衝材を介して柱基部に荷重が伝達されるので、本実験ほど衝撃力の影響が顕著には出ないと思われる。

5. 剛接部供試体（実験C）

供試体の一般図及び配筋図を図-22、23に示す。

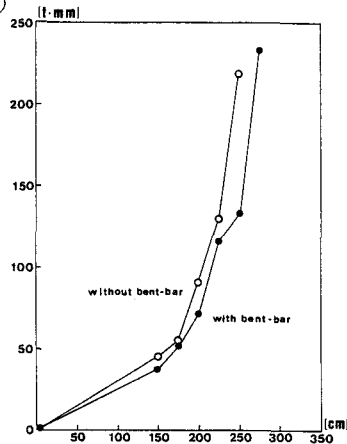


図-21 重錘落下高さ
衝撃吸収エネルギー

静的載荷時の最大耐荷力の15tは、破壊抵抗曲げモーメントから求めた曲げ破壊荷重の理論値より小さく、接合面は一体構造より小さい破壊耐力しか有していないことがわかる。衝撃力作用時の変位、ひずみは同一荷重レベルで比べれば静的載荷時より小さく、みかけ上、剛性が上昇していることがわかる。最大耐荷力は2体の平均値で41.0tであり、静的載荷時に比べて約2.7倍を示した。最終の損傷状況は両者に明確な差異はなかった。

6. 結語

本研究では全て静的載荷実験を併せ行い、衝撃実験との比較を行った。これは、本実験の衝撃力がゴム版を介して供試体にかけているのに対し、実構造では通常、砂が緩衝材として用いられており、この点において実構造と実験供試体における衝撃力の載荷条件が異なるからである。したがって実構造の挙動は、本実験における静的試験と衝撃試験の中間に位置することを考慮する必要があるといえるが、本実験により山側支承部、谷側支承部共に補強対策の効果を確認できた。また、剛接部の衝撃耐力が静的耐力より大きいことも確認できた。

参考文献

- 1) 建設省道路局：一般国道305号崩落事故の概要，道路，1989-8，pp64～65.
- 2) 川上英男：ロックシェッドの崩壊機構　コンクリート工学年次論文報告集，12-2, 1990，pp. 701～706.
- 3) 建設省土木研究所構造研究室：P C 逆L型ロックシェッド部分模型の衝撃試験，土木研究所資料第3144号、平成4年9月.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅲ　コンクリート編　平成2年2月，pp. 116～125.