

(18) 靱性を高めたPCロックシェットの斜め衝撃載荷実験

INCLINATION IMPACT TEST FOR ROCK-SHED MADE OF DUCTILE PRESTRESSED CONCRETE

佐藤弘史*, 間瀬利明**, 二川英夫***, 圓林栄喜****, 石川信隆*****, 若林修*****

Hiroshi SATO, Toshiaki MABUCHI, Hideo FUTAGAWA, Hidenobu ENRIN, Nobutaka ISHIKAWA and Osamu WAKABAYASHI

*工博 建設省土木研究所 構造橋梁部 構造研究室長 (〒305-0804 茨城県つくば市大字旭1番地)

**工修 建設省土木研究所 構造橋梁部 構造研究室 研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市大字旭1番地)

***建設省土木研究所 構造橋梁部 構造研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市大字旭1番地)

****工修 防衛大学校 土木工学科 研究員 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水1丁目10番20号)

*****工博 防衛大学校 土木工学科 教授 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水1丁目10番20号)

*****社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会 (〒162-0821 東京都新宿区津久戸町4番6号)

キーワード: ロックシェット, 重錘衝撃力, 斜め衝撃載荷実験

(rock-shed, impact load, inclination impact test)

1. はじめに

現在, ロックシェットには, 比較的大きな落石荷重に対応できるものとして, PC製ロックシェットとRC製ロックシェットの2種類のものがある。PC製ロックシェットは, 施工性に優れているが靱性にやや難があり, 一方のRC製ロックシェットは, 靱性に富んでいるが施工性にやや難があると言われている。今後の施工における人手不足や道路防災施設に対する安全性の推進から, 両者の長所を取り入れ, 施工性および耐衝撃性に優れ, 靱性を高めたPC製ロックシェットを開発し, その設計法を確立することが重要であると考えられる。このためこれまでに, 主梁のPC鋼材量と鉄筋量のバランスに関する検討¹⁾, 主梁の靱性改善に関する検討²⁾, 各接合部に関する検討³⁾等を行ってきた。

従来の衝撃載荷による実験的な検討では主梁部分に着目し, その中央部に鉛直に衝撃力を作用させる曲げ破壊に関する検討がほとんどである。落石が落下する場所はロックシェットのあらゆる地点に可能性があることから, 落石の作用位置を変えた場合の検討が必要である。

また, 落石は斜面状況にも左右されるが, 鉛直に落下してくる場合のみではない。これまででは安全側

との判断から鉛直載荷による検討がなされているが, 落石の落下方向の影響についてはほとんど検討されていない。さらに, ロックシェットの被災事例や破壊形態⁴⁾をみると, はじめにロックシェット山側擁壁背面の裏込め部分に落石などが落下しロックシェット全体が谷側に押し出された状況の下に, 落石がロックシェット本体に作用し, 本来ロックシェットが持っている耐力を十分に発揮せずに破壊に到っていることもあるのではないかと考えられた。

以上のことを考慮し, 本研究では, 落石の作用位置, 作用方向の影響および水平荷重を受けたロックシェットの挙動を調べるために, 鉄筋量の増加あるいは接合部の剛接化などにより靱性を高めたロックシェット模型を用い, 衝撃実験を行った。その結果について報告を行う。

2. 供試体

供試体として, 靱性を高めたPCロックシェットの1/4縮尺全体系モデルを作成した。供試体の概要を図-1に示す。主梁部材, 山側擁壁および柱部材よりなる門形の構造に底版を設けたもので, 道路軸方向は桁1本分を対象とした模型である。供試体は以下の2タイプとした。

・C-1K (アンボンド) 供試体：1剛接2ヒンジ逆L形 (主梁の鉄筋量を増加し、擁壁パラペットを補強したもの、鋼材比率 (= PC鋼材量 / (鉄筋量 + PC鋼材量)) 44%, 主梁と柱部のPC接合をアンボンドとした)

・C-4K 供試体：3剛接0ヒンジ形 (接合部全てを剛接し、主梁・擁壁部、柱・底板部を鉄筋で補強したもの、鋼材比率55%)

供試体の設計は、以下のような条件に基づいて計算を行い、断面諸元を決定した。

- ・設計落石荷重：6.4tf (集中荷重)
- ・落石時許容応力度：(許容応力度割増係数 1.5)
コンクリート $\sigma_{ca} = 190 \times 1.5 = 285 \text{ kgf/cm}^2$
鉄筋 $\sigma_{sa} = 1,800 \times 1.5 = 2,700 \text{ kgf/cm}^2$
- ・設計材料強度
コンクリート 600kg/cm²
鉄筋 3,000kgf/cm²

各供試体の落石時作用曲げモーメント(MD), 抵抗曲げモーメント(MR), 破壊抵抗曲げモーメント(MU)は表-1のとおりであり、設計時安全率が2供試体とも、ほぼ同じ程度になるように設計した。図-2に主梁断面の配筋図を示す。

3. 実験概要

実験の概要を図-3に示す。全体系供試体は底板部で4箇所、実験室の床に設置したアンカーボルトによって固定した。主梁支間中央 (柱断面中央から1260mm 山側の点) あるいは柱近傍 (柱断面中央から265mm 山側の点) に鉛直あるいは斜め方向から、質量1.0tonの鋼製重錘をガイドレールに沿って滑らせ衝撃力を載荷し、載荷位置、載荷方向および水平載荷の有無の影響を調べた。

本実験では載荷角度を変えても接触面積が同じになるように図-4に示すような、R50の円柱の一部を重錘先端に接着した。

緩衝材として合成ゴム (縦300mm×横200mm×厚さ50mm) を使用した。重錘に圧縮力以外の力ができるだけ作用しないようにするため、緩衝材の接触面を載荷方向に対して直角となるようにした。実験では、各載荷ステップごとに緩衝材を新品のものと交換し実験を行っている。

計測機器は、重錘及び主梁の加速度を測定するためのひずみゲージ式加速度計、供試体変位を測定するためのレーザー変位計、および鉄筋及びコンクリートのひずみを測定するためのひずみゲージである。

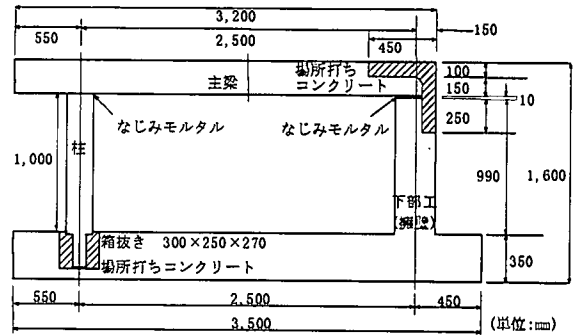


図-1 供試体形状寸法 (C-4K)

表-1 供試体の抵抗モーメント

	C-1K		C-4K
	中央	中央	山側擁壁
作用モーメント (MD) (tf・m)	3.41	2.42	-2.23
抵抗モーメント (MR) (tf・m)	3.93	2.80	-2.51
設計時安全率 (MR/MD)	1.15	1.16	1.13
破壊抵抗モーメント (MU) (tf・m)	5.84	4.34	-3.35
破壊時安全率 (MU/MD)	1.71	1.79	1.50

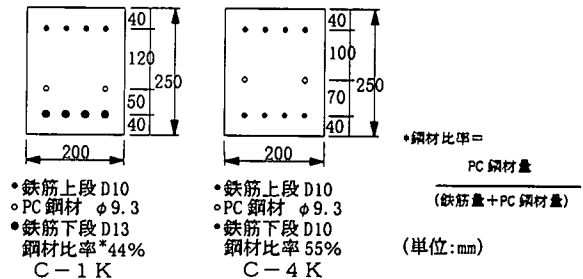


図-2 主梁断面の配筋図

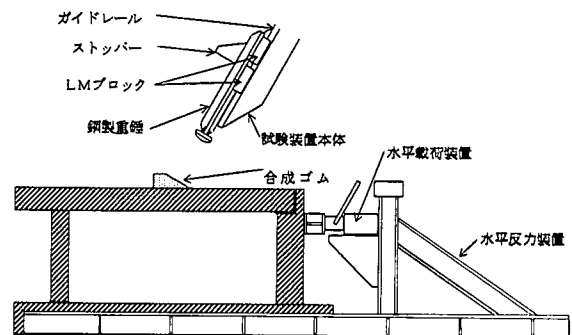


図-3 実験概念図

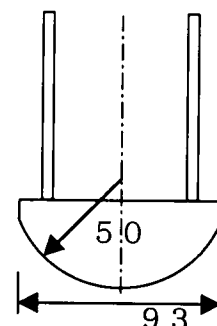


図-4 重錘先端形状

また各計測機器からの出力は動ひずみアンプを介してデジタルデータレコーダーに収録した。計測システムを図-5に示す。なお、デジタルデータレコーダーのサンプリング周波数は2,000Hzで、1秒以上収録した。

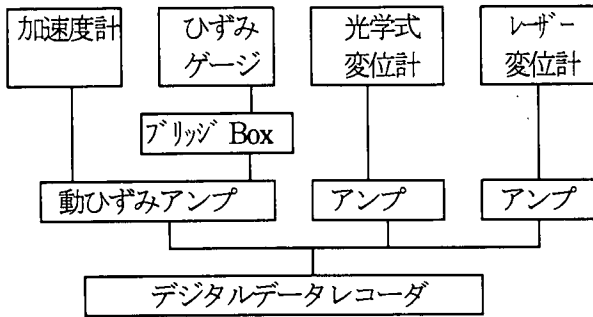


図-5 計測ブロック

実験は、供試体C-1KのPC逆Lタイプのアンボンドを基本に、水平荷重の有無、荷重載荷位置、載荷角度および全剛タイプの構造系モデルを組み合わせた表-2に示す7通りについて行った。ここで、水平変位量は、非線形平面解析から求めた山側擁壁下端部の降伏する変位量0.254mmを目標としたが、別途行った静的載荷実験において1.0mmでも擁壁下端の鉄筋ゲージが降伏を示さなかったため実験状況を見ながら10mmとした。

4. 実験結果

4.1 重錘衝撃力と落下高さ

衝撃載荷実験の重錘衝撃力と重錘落下高の関係を図-6~7に示す。ここで重錘衝撃力とは重錘質量(1.0ton)と重錘の運動方向に取り付けた加速度計

によって計測された加速度の積である。

図-6の主梁中央に載荷した場合には、重錘衝撃力は落下高さ50cmまでは落下高の増加に伴い増加しているが、それ以降はほぼ一定の値となり増加は見られない。曲げの基本形(I-2)と水平変位がある場合(I-1)を比較すると、落下高2mを除いては重錘衝撃力の大きさにほとんど変化が無く、水平変位の影響は小さいと考えられる。また斜め載荷の場合(I-6)では、重錘衝撃力は曲げの基本形(I-2)と比較して全体的に約70%と小さくなっている。30°傾斜した場合の加速度の鉛直方向成分は0.87($\sin 60^\circ$)倍となるが、これよりさらに低い値となっている。

図-7の柱近傍に載荷した場合には、主梁中央に載荷した曲げの場合より大きな重錘衝撃力となっている。せん断の基本形(I-3)と水平変位がある場合(I-10)を比較すると明確な差が見られない。水平変位があり、斜め載荷の場合(I-11)は、全体的にせん断基本形(I-3)の約1.7倍と大きな重錘衝撃力となっている。また、全剛接とした場合(I-8)はせん断の基本形(I-3)に比べ全体的に約70%と小さくなっている。

4.2 重錘衝撃力と主梁載荷点変位

衝撃載荷実験の重錘衝撃力と主梁載荷点直下の最大変位の関係を図-8~9に示す。

図-8の主梁中央に載荷した場合で、曲げの基本形(I-2)と水平変位がある場合(I-1)とを比較すると、載荷点変位が80mm程度までは重錘衝撃力の大きさに変化が無く影響は小さいと考えられ

表-2 衝撃載荷実験ケース一覧

実験ケース	水平変位 δ	載荷位置	載荷角度	主梁・柱 接合条件	主梁擁壁 支持条件	落下高さ (m)	備考
I-1	10mm	主梁中央	0°	アンボンド	ヒンジ	0.25, 0.5, 1, 1.5, 2, 2	
I-2	0mm	主梁中央	0°	アンボンド	ヒンジ	0.25, 0.5, 1, 1.5, 2	曲げ基本形
I-3	0mm	柱近傍	0°	アンボンド	ヒンジ	0.25, 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, 3, 3.5	せん断基本形
I-6	0mm	主梁中央	30°	アンボンド	ヒンジ	0.25, 0.5, 1, 1.5, 2	
I-8	10mm	柱近傍	30°	ボンド	剛	0.25, 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, 2.5	
I-10	10mm	柱近傍	0°	アンボンド	ヒンジ	0.25, 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, 3, 3.5	
I-11	10mm	柱近傍	30°	アンボンド	ヒンジ	0.25, 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, 3, 3	

る。それ以上の変形となると水平変位のある（I-1）方が大きな重錘衝撃力と変位を示している。また斜め荷重の場合（I-6）は、曲げ基本形（I-2）より重錘衝撃力で約70%と全体的に値が小さい傾向となっている。

図-9の柱近傍に荷重した場合では、せん断基本形（I-3）と水平変位があり斜め荷重の場合（I-11）は荷重点の変位が小さいところで大きな重錘衝撃力となっており、変位が増加するに従い重錘衝撃力は低下している。それ以外の供試体では最大の衝撃力以降はなだらかに変化している。せん断の基本形（I-3）と水平変位がある場合（I-10）を比較すると、水平変位がある場合（I-10）では水平変位によって最大値後の重錘衝撃力の急激な減少傾向が緩和され、荷重点変位は大きくなっている。また、全剛接タイプ（I-8）ではPC逆Lタイプ（I-11）より重錘衝撃力、荷重点変位とも全体的に値が小さい。

4.3 重錘位置エネルギーと主梁荷重点変位

衝撃荷重実験の重錘の位置エネルギーと主梁荷重点直下の最大変位の関係を図-10~11に示す。図-10の主梁中央に荷重した場合には、同一位置エネルギーで比較すると、1.5tfm までは大きな差がない。2.0tfm では鉛直荷重（I-2）に比べ斜め荷重の場合（I-6）の変位量は約70%と小さくなっている。鋼材が破断せず耐える位置エネルギーは1.5tfm で相違が見られない。水平変位がある場合（I-1）では、2.0tfm の位置エネルギーまで鋼材が破断せず、水平変位のない場合（I-2）に比べ約1.3倍と大きくなっている。

図-11の柱近傍に荷重した場合（I-3）は3.0tfm まで鋼材が破断せず、主梁中央に荷重した場合（I-2）の1.5tfm に比べ、2倍の位置エネルギーまで耐えることがわかる。水平変位がある場合（I-10）とない場合（I-3）を同一位置エネルギーで比較すると、2.5tfm 以上では水平変位がある場合の方が荷重点変位は全体的に約2倍に

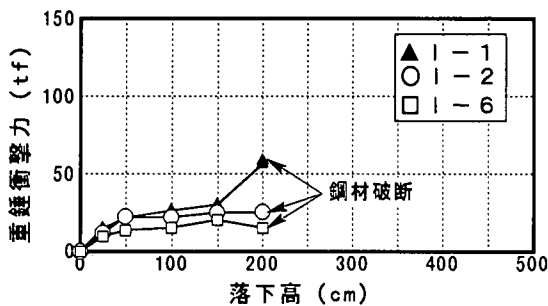


図-6 重錘衝撃力と落下高（主梁中央）

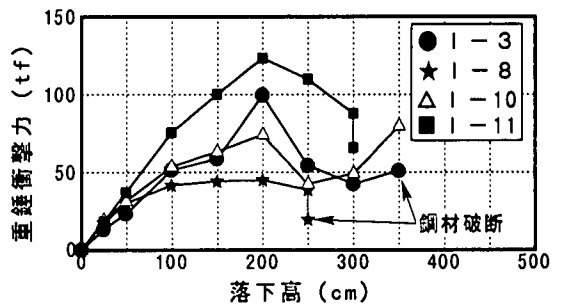


図-7 重錘衝撃力と落下高（柱近傍）

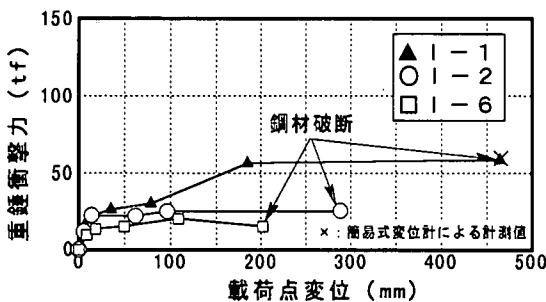


図-8 重錘衝撃力と変位（主梁中央）

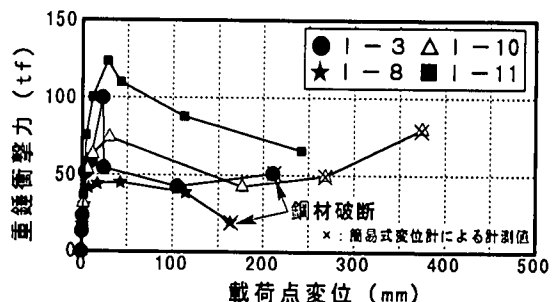


図-9 重錘衝撃力と変位（柱近傍）

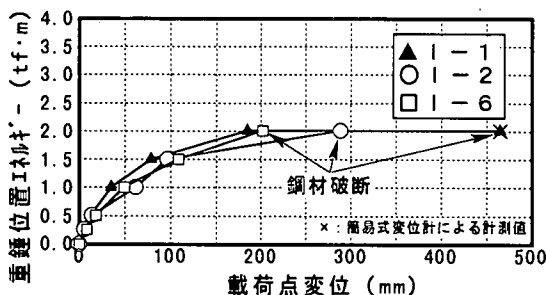


図-10 重錘位置エネルギーと変位（主梁中央）

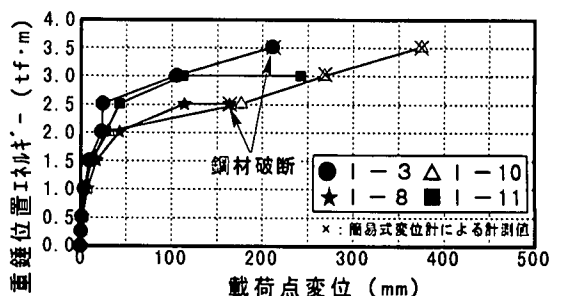


図-11 重錘位置エネルギーと変位（柱近傍）

大きくなっており、変形しやすい構造となっていることがわかる。鋼材が破断するまでの位置エネルギーは、水平変位がある場合には1.2倍の3.5tfmと大きくなっている。斜め荷重で水平変位がある場合に、全剛タイプ(I-8)とPC逆Lタイプ(I-11)を比較すると、剛接化したことにより耐える位置エネルギーが約2割減少していることがわかる。水平変位がある場合に、鉛直荷重(I-10)と斜め荷重の場合(I-11)を比較すると、斜め荷重によって、耐える位置エネルギーが約1割、荷重点変位が約4割それぞれ減少していることがわかる。

4.4 ひび割れ発生状況

代表的なケースの荷重点の状況を写真-1~4に、図-12~15にひび割れ状況を示す。

曲げの基本形(I-2)は、図-12に示すように荷重点付近にひび割れの発生が集まっており、局部的に荷重に対して抵抗したと考えられる。PC鋼線、下側鉄筋とも破断しており、上側鉄筋のみ残存している状態となった。

せん断の基本形(I-3)は、図-13に示すように主梁の柱との接合部付近で斜めにせん断によるひび割れが発生している。主梁でのPC鋼線、鉄筋の破断はなかったものの、柱のPC鋼線が破断し主梁・柱の接合部が開口している。柱部材にはせん断によるひび割れは見られなかった。また擁壁の山側下部にひび割れが発生している。これは梁柱の谷側

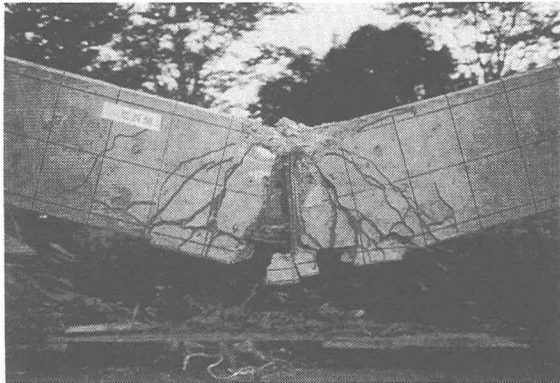


写真-1 主梁荷重点西面(I-2, H=2.0m)

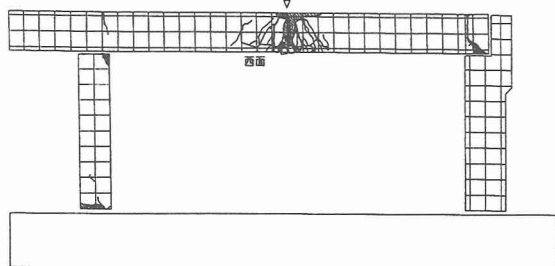


図-12 ひび割れ状況(I-2, H=2.0m)

変形に伴って擁壁が谷側に引張られたために発生したと考えられる。

全剛タイプ(I-8)は、図-14に示すように接合部が全剛のためか主梁・柱接合部でのコンクリートのはく離範囲がI-3に比べ狭くPC鋼線、鉄筋とも破断している。主梁・擁壁の接合部では負の曲げモーメントにより上面にひび割れが発生している。柱のPC鋼線は大きく延びて主梁・柱の接合部が大きく開口している。またI-3と同様に擁壁下

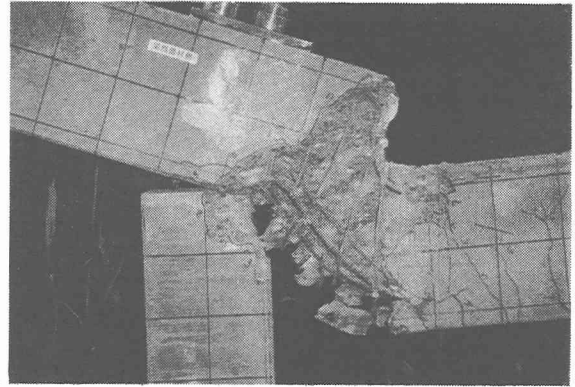


写真-2 主梁荷重点西面(I-3, H=3.5m)

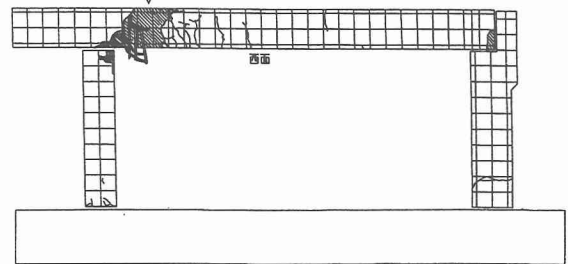


図-13 ひび割れ状況(I-3, H=3.5m)

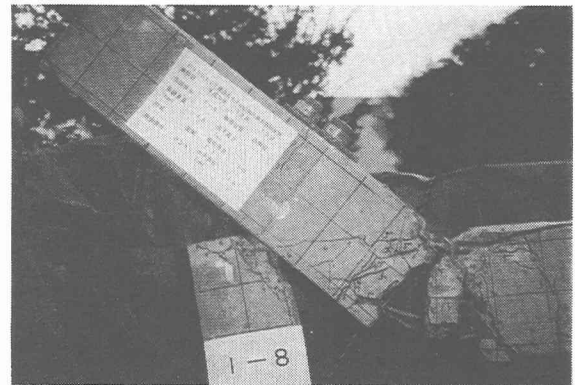


写真-3 主梁荷重点西面(I-8, H=2.5m, 2回目)

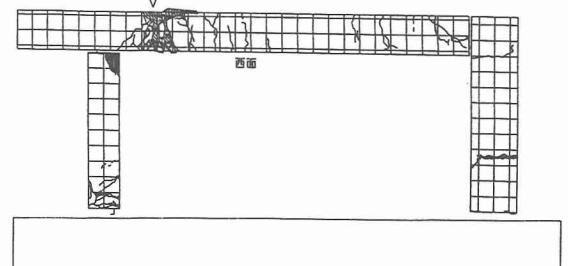


図-14 ひび割れ状況(I-8, H=2.5m, 2回目)

部にひび割れが発生しており、擁壁下部に大きな力が作用していることを示している。

水平変位がある場合（I-10）では、図-15に示すように主梁・柱接合部でのコンクリートのはく離範囲が大きく、ひび割れ発生範囲が主梁全体にわたって発生しており、PC鋼線、鉄筋とも破断せず主梁・柱が全体として変形したことを示している。

5. まとめ

靱性を高めたPC逆L形式のC-1K供試体を基本として、荷重位置、荷重方向、水平変位の有無の衝撃強度へ影響について繰り返し衝撃荷重実験を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

①荷重位置の影響：

主梁中央に鉛直に荷重した場合には重錘位置エネルギーで1.5tfm、柱近傍荷重の場合には3.0tfmまでPC鋼線が破断せず、柱近傍荷重では2倍の位置エネルギーに耐えられることがわかった。柱近傍荷重では柱部材がせん断破壊するような破壊は見られなかった。

②荷重方向の影響：

主梁中央への斜め荷重の場合、重錘衝撃力は鉛直荷重より小さいが、重錘位置エネルギーに関しては鉛直荷重の場合と同様に1.5tfmまでPC鋼線が破断せず、荷重方向の影響は見られない。水平変位がある場合で、柱近傍への斜め荷重では、重錘衝撃力、荷重点変位とも鉛直荷重より大きくなるが、耐える位置エネルギーは斜め荷重の場合に約1割小さくなった。

③水平変位の有無の影響：

水平変位がある場合には、荷重位置に関わらず変形量が大きくなる傾向が見られる。耐える位置エネルギーは主梁中央の鉛直荷重では約1.3倍、柱近傍の斜め荷重の場合では1.2倍と大きくなった。

④接合部の影響：

水平変位があり、柱近傍への斜め荷重の場合、全剛タイプはPC逆Lタイプより重錘衝撃力および荷重点変位が減少し、耐える位置エネルギーが約2割減少した。

今回の実験では荷重位置では2箇所、荷重方向で

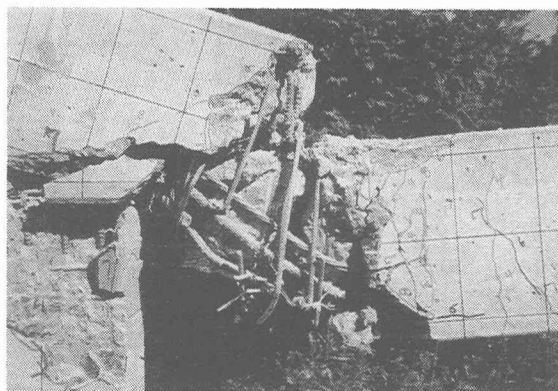


写真-4 主梁荷重点西面 (I-10, H=3.5m)

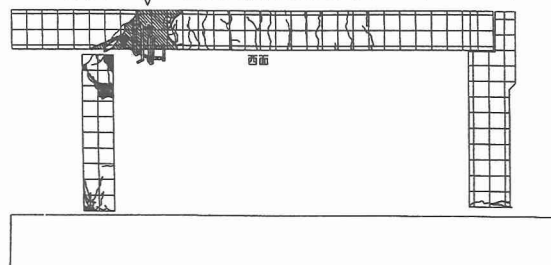


図-15 ひび割れ状況 (I-10, H=3.5m)

は鉛直を含めて2方向の検討を行ったが、今後はさらに別の荷重位置や、荷重角度の影響を調べる必要がある。

また、解析的な検討を合わせて行い、これらの結果を設計法として体系立てて整理する必要がある。

なお、この実験は建設省土木研究所、防衛大学校、社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会との共同研究の一環として行われたものである。

参考文献

- 1) 佐藤弘史，今野久志，長尾彰洋：PC鋼材量および鉄筋量の割合を変化させたPRC梁の衝撃実験について，土木学会第49回年次学術講演会，平成6年9月
- 2) 建設省土木研究所：PRC製ロックシェッドの設計法に関する共同研究報告書，共同研究報告書第148号，平成8年3月
- 3) 佐藤弘史，今野久志，長尾彰洋：ロックシェッドの接合部に関する衝撃荷重実験，土木学会第50回年次学術講演会，平成7年9月
- 4) 土木学会：構造物の衝撃挙動と設計法，構造工学シリーズ6，平成6年1月