

ブロックつみ橋脚のつぎてについて

河 野 通 之 *

池 原 武 一 郎 **

小 寺 重 郎 ***

1. 設計、施工上の問題点

現場におけるコンクリート構造物施工の工期を短縮するために、あらかじめ製作プラントでつくったプレキャスト部材を現場でくみだてることは広く欧米諸国で行なわれており、わが国でも最近プレキャスト部材の土木工事における使用例は増加している。ここに報告するものは、

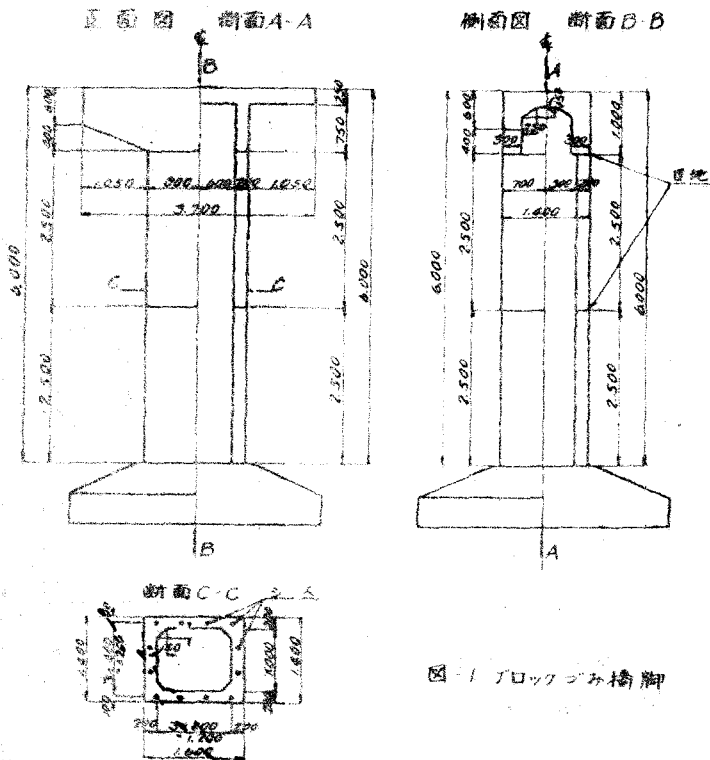


図-1 ブロック組み橋脚

* 国鉄新幹線総局設計課

調査室

*** 設計課

おもに橋脚などの垂直部材をブロックに分けてプレキャスト部材としてつくり、現場でくみ
 てる場合のつぎでの研究である。

図1はスパン12.5mの鉄筋コンクリート単線鉄道橋のブロックづみ橋脚の設計例であり、
 橋脚軀体は中空断面としてブロックに分けてつみ重ねる。頂部はけたをうけるために巾の広い
 特殊ブロックとしている。中空断面としたのはブロックをなるべく軽くして取り扱いし易くす
 るためと、軸圧と曲げをうける部材として合理的断面とするためである。断面に示す12本のシース内に径22mmの
 P10鋼棒を入れ、その有効緊張力を 6 t/cm^2 とすれば、軀体には 23.3 kg/cm^2 のプレストレス
 を生じる。軀体下端における死荷重応力は 16.6 kg/cm^2 であり、震度0.2とした場合の合成緑
 応力は圧縮 92.2 kg/cm^2 、引張 12.4 kg/cm^2 となる。震度0.15の場合、制動力、遠心力など
 によつては引張応力を生じない。活荷重による最大圧縮応力は 7 kg/cm^2 にすぎない。同じ橋脚
 でつぎてを鉄筋にした場合には、震度0.2の地震力作用時の鉄筋許容応力を 2.4 t/cm^2 とす
 ると、下端断面でSSD49、径32mmの異形鉄筋16本が必要となる。フーチング内に90
 cm埋めこむとすると、 $\sigma_s = 2.4 \text{ t/cm}^2$ の場合の鉄筋の付着応力は 21.3 kg/cm^2 となる。

制動力、遠心力による鉄筋応力は 1.6 t/cm^2 をこえない。ブロックを何コに分けるかは、運
 搬、架設などの条件を考えて決ればよい。軀体の重量は高さ1m当り約2.6tである。

このような垂直部材のくみたては、けたなどの水平部材をブロックに分けてくみたてる場合
 とかなり条件が異なるので、次の諸点を主眼にして、小型試験けたによつてつぎでの強度をし
 らべた。

イ) 図1のような部材は荷重によつておもに軸圧縮力をうけ、曲げの影響は水平部材の場合に

比して僅かであり、しかも制動力、地震
 力などが作用する場合に限られることが
 多い。したがつてプレキャスト部材を結
 合するにも必ずしも鋼材をプレストレス
 する必要はない。試験では異形鉄筋によ
 るつぎでの強さについてもしらべた。

ロ) ブロックをなるべく簡単に、また速や
 かに重ねられるように、ブロックをd「y
 のままにつみ重ねる方法を考えた。大き
 なブロックの端面が互いに密着するよう
 に仕上げるのは難しく、またそのよう

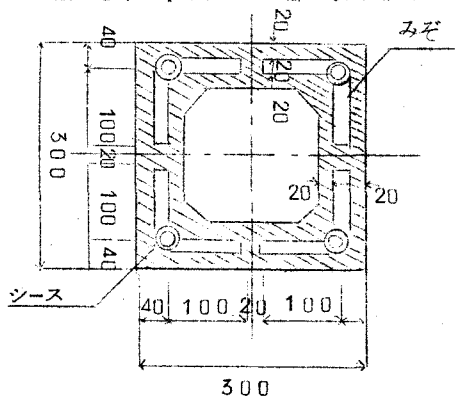


図2 試験体のみぞつき目地端面
 (甲型)

な場合には接面のずれ抵抗も小さくなると考えられるので、つみ重ねるさいには面の一部で接するようにし、他の部分はつみ重ね後にペーストを注入して填充できるように工夫した。このために図2に示すようにブロック端面に深さ5mmの溝をつけこの溝をつなぎ用鋼材を挿入するシースと連絡させ、シースを注入するさいに同時に溝も注入しうるようにした。試験ではこのような溝つきのd「ア」目地と普通のモルタル目地とを比較した。

ハ) フーチングは現場で打設するのが普通であるから、そのときに、躯体ブロックを連結しフーチングに碇結する鋼材の碇着装置をうめこまねばならない。連結用鋼材はブロックつみ重ね後に通した方が施工し易いから、P O 鋼棒を用いるときにはフーチング上面などにつぎ手を設け、あらかじめフーチングに碇着した鋼棒とカップラーでつなぐことが考えられる。異形鉄筋をつぎ手に使うときには、フーチングに鉄筋の碇着に必要な深さの孔を設け、ブロックくみたて後に鉄筋をその孔の下まで通し、孔をシースと同時に注入して、鉄筋をフーチングに碇着することも考えられる。

2. 試験けたの製作

図3に示すようなA、B、C種の試験けたをつくり、AけたでP O 鋼棒でつないでプレス

図3-1 Aけた

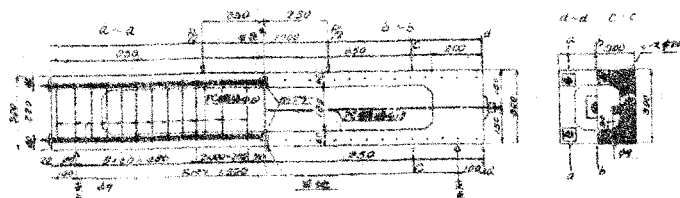


図3-2 Bけた

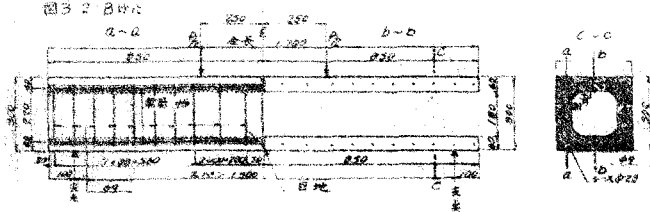
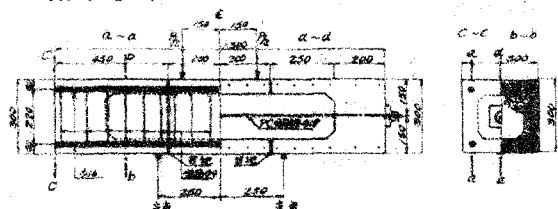


図3-3 Cけた



トレスした目地の曲げ強度、Bけたで異形鉄筋でつないだ目地の曲げ強度、Cけたで鉄筋を通した目地の剪断強度について試験した。各けたとも1の口で述べたような溝つき目地の場合（甲型）、と端面を平らにして厚さ10mmの目地にもモルタルを填充した場合（乙型）とについて比較した。（以下たとえばA甲けたと呼ぶものは甲型の目地を有するAけたのことである）

試験けたのコンクリート、目地モルタル、グラウトの配合、強度を表1に示す。セメントは浅野ペロセメントを用いた。強度は径10cm、高さ20cmの供試体で測定した値である。

表1-1 コンクリート配合

粗骨材 最大寸法	単位 水 量	単位セメ ント 量	W/C	細骨材 量	粗骨材 量	現場養生供試体	
						7日強度	28日強度
mm	kg	kg	%	kg	kg	kg/cm ²	kg/cm ²
15	148	330	45	995	1034	平均334	平均229

表1-2 目地モルタル配合と強度

砂セメント比	W/C	7日強度	28日強度
1:3	45%	196kg/cm ²	285kg/cm ²

表1-3 グラウト配合と強度

W/C	ポゾリス No.8 セメント比	アルミ粉 セメント比	7日強度
45%	0.25%	0.01%	207kg/cm ²

各ブロックは目地が底面になる状態でコンクリート打ちし、振動しめ固めした。ブロックのつなぎ合わせは、水平位置で、すなわち目地が鉛直になる状態で行なつた。みぞつき目地の接面には注入ペーストが目地から外にもれないように縁にオイルパテをぬつてブロックを重ねた。シーシと鋼材との間隙が小さい上に、鋼材のひずみ測定用の線がシーシ内を通つているので、ペースト注入にはかなりの圧力を要し、そのため一部目地からペーストがもれたものもあつたが、一例を除き溝をペーストで填充することができた。実際の施工に当つては、注入圧がなるべく低くすむように、シーシの径を充分大きくとり、さらに目地の縁にはペーストの流出を防ぐためにアスファルト系の粘性材をはさんでブロックを重ねるとよいと思われる。注入は当然シーシの下端から行くべきである。

3 P 0 つぎでの曲げ強度 (A けた)

4 本のシース内に挿入した公称径 10 mm のつぎ用手 P 0 鋼棒 (高周波) は降伏点平均 11.7 t/cm^2 、破断応力平均 12.4 t/cm^2 で、目地の面でカップラーでついでいる。他に部材中央に軸力を与えるため公称径 18 mm の鋼棒を配し両端にアンカーした。 $\phi 10$ 、 $\phi 18$ の鋼棒は何れも 7.5 t/cm^2 で緊張した。けたに生じる圧縮応力は $\phi 10$ より 33.6 kg/cm^2 、 $\phi 18$ により 28.5 kg/cm^2 である。

A けたは図 3-1 に示すようにスパン 1.5 m とし、目地をスパン中央において、 $1/3$ 点に 2 点載荷した。荷重 P は 1 回目 8 t まで、2 回目 14 t ないし 18 t まで加え、3 回目ではけたを破壊させた。試験時にも導入したプレストレス 62.1 kg/cm^2 が残っているものとする、スパン中央下縁応力が 0、+30、+40 kg/cm^2 (+ は引張応力) になる荷重はそれぞれ $P=9.7$ 、14.5、16.1 t で、コンクリート上縁応力はそれぞれ -124、-154、-164 kg/cm^2 である。試験時の材令は 15~25 日である。

図 4 にみるように、引張縁のひびわれはほとんど目地に集中して生じた。荷重と下縁の目地の開きとの関係を図 5 に示す。

P=12 t までは目地の開きはほとんど認められず、それ以上の荷重では開きは漸次増大し、P=20~22 t から急激にふえ始めている。これは引張側鋼棒が降伏点応力に達する荷重の計算値 22 t にほぼ一致している。けたの破壊はほとんど、 $\phi 18$ 鋼棒も降伏点応力に達する荷重の計算値 $P=27 \text{ t}$ 以下で引張縁鋼棒のつぎで部のねじの破壊によつて生じた。破壊荷重は図 5 に示す通りである。これはネジ部の破断伸びの限界に達したためと思われる。図 4 にみるよう P=20 t 以上で目地に

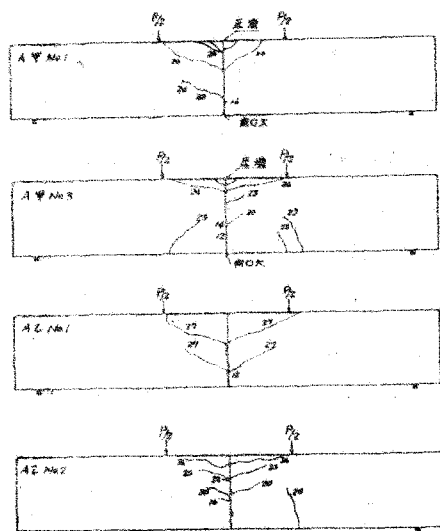


図4 Aけたのひびわれ図

(注) 数字はひびわれの長さの最大に達した荷重 (t) を示す。

垂直な水平方向ひ

びわれを生じる。

これは目地部分で圧縮力が均等に分布しないためであろうか。P=26tで圧縮域の高さを4mmとし、圧縮応力 σ_c は圧縮域で均等だとすると $\sigma_c = 31.3 \text{ kg/cm}^2$ となる。この試験結果の範囲では甲型乙型との間に有意差は認められないこと、目地によりけたの曲げ圧縮強度はとくに著しく低下はしていないことがいえよう。

同じくA甲けたにP=2→20tのくり返し荷重を加えたところ（材令3ヶ月）、8.5

万回で引張側鋼棒のカップラー部の破断によりけたは破壊した。引張鋼棒の測定変動ひずみは約 1000×10^{-6} であつた。これは他に行なつた鋼棒ネジ部の疲れ試験¹⁾からも推定される。

4. RCつぎての曲げ強度（Bけた）

図3-2に示すように4本の径2.3mmのシース内に径1.6mmのDacon型異形鉄筋を各1本

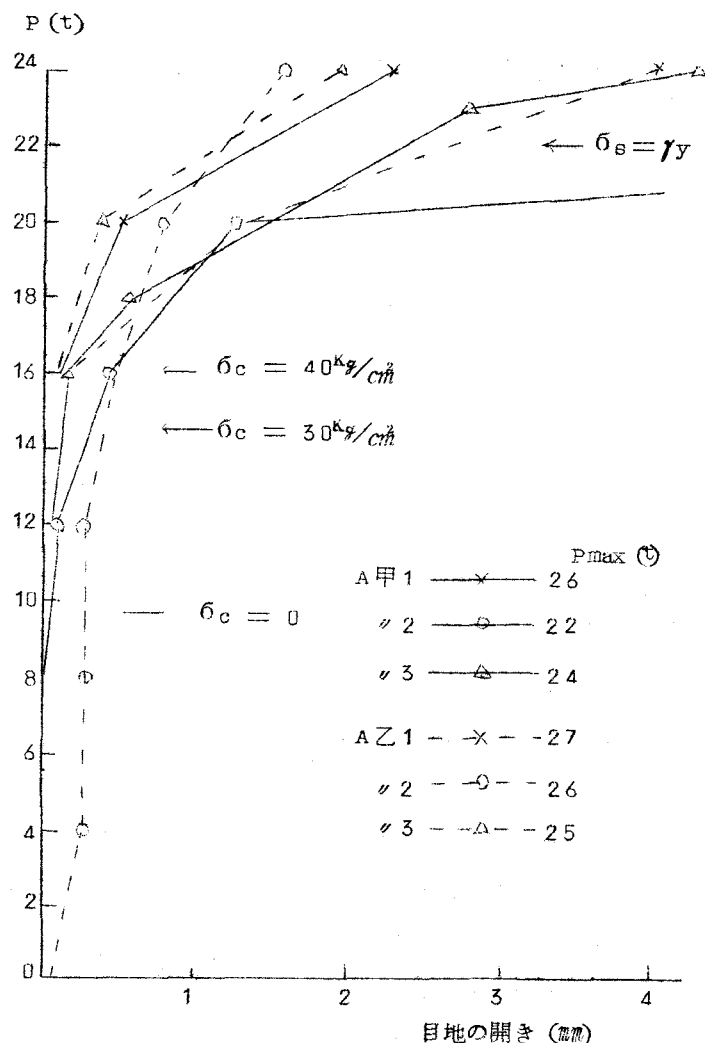


図5 荷重と目地の開き（Aけた）

挿入し、シースを注入したものでプレストレスは全然加えていない。主鉄筋の降伏点応力の実測値は 4.2 t/cm^2 で Dacorn 35 の保証値 3.5 t/cm^2 よりかなり高かった。載荷方法は A けたと同様である。荷重は 1 回目 5 ないし 6 t まで、2 回目 9 t ないし 11 t まで加え、3 回目で破壊させた。荷重と各種応力の計算値 ($n=10$) との関係を表 2 に示す。シースには平滑な鋼を使つたので丸鋼なみの許容付着応力をとると、表 2 にみるように一定荷重でシース面に生じる付着応力と許容応力の比 τ/τ_{all} は他のずれ応力の τ/τ_{all} に比して高い。

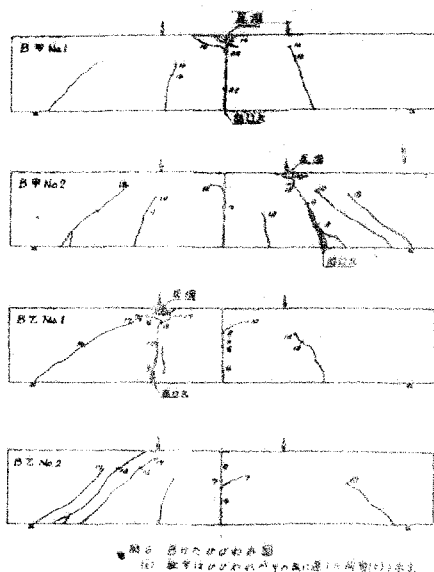
表 2 荷重と各種応力の計算値 ($n=10$)

B けたの場合

応力の種類	荷 重 (t)				備 考
	6.1	8.4	12.2	16.0	
スパン中央引張鉄筋応力	1600	2200	3200	4200	$\sigma_y=4200$
スパン中央圧縮縁応力 σ_c	60	82	119	157	
載荷点、支点間の引張鉄筋付着応力 τ_1	12.6	17.4	25.3	33.2	$\tau_{all}=16$
τ_1/τ_{all}	0.79	1.08	1.58	2.07	
載荷点、支店間の引張側シーす付着応力 τ_2	8.8	12.1	17.6	23.0	$\tau_{all}=8$
τ_2/τ_{all}	1.10	1.51	2.20	2.87	
載荷点、支点間の腹部剪断応力 τ	10.6	14.6	21.2	27.8	$\tau_{all}=20$
τ/τ_{all}	0.53	0.73	1.06	1.39	
載荷点、支点間の助筋応力	800	1090	1590	2080	$\sigma_y=3530$

図 6 にみるように、B けたでは A けたに比して目地以外の部分にも多くのひびわれを生じている。目地附近の鉄筋のひずみ測定値は P に比例して直線的に増加しており、その値は計算値とかなり良く合っている。荷重と下縁の目地の開きとの関係を図 7 に示す。図中一点鎖線はけた下縁の支点間ののびの計算値を示すが、図にみるように乙 2 けたを除き目地の開きは $P=12$ t まではこの計算値の $1/2$ 以下である。これは図 6 にみるように目地以外にもひびわれを生じているからであり、シーす内の鉄筋の付着が良好なことを示している。甲 2、乙 1 けたは $P=12$ t 以後目地の開きが急増しており、鉄筋応力が降伏点に達するのは $P=16$ t であることから

考えて、シー
スの壁面にす
べりを生じた
のではないか
と想像される。
甲2、乙1け
たは載荷点に
達する斜ひび
われが増巾し
て、載荷点直
下のコンクリ
ート圧縮縁で
破壊し、甲1
けたは目地の
開口が大きく
なつて目地部
の圧縮縁が圧
潰した。



B甲けた2本に同じ載荷状態で、 $P=2 \leftrightarrow 15$ tのくり返し荷重を加えたところ、B甲3けたは3.3万回、B甲4けたは0.7万回前後で載荷点下の斜めきれつが拡大し、変形が大きくなったのでくり返し試験を中止した。その後静的に載荷したところ、甲3は14.8 t、甲4は15.4 tで上記きれつの拡大により破壊した。何れのけたも、けた端面で引張鉄筋がシースの内壁で滑動しているのが認められた。(表-2の計算値参照)写真1はくり返し載荷したB甲けたの破壊状況をけたの斜め下方からみたものである。なお試験時の材令は静試験15~25日、動試験2ヶ月であつた。

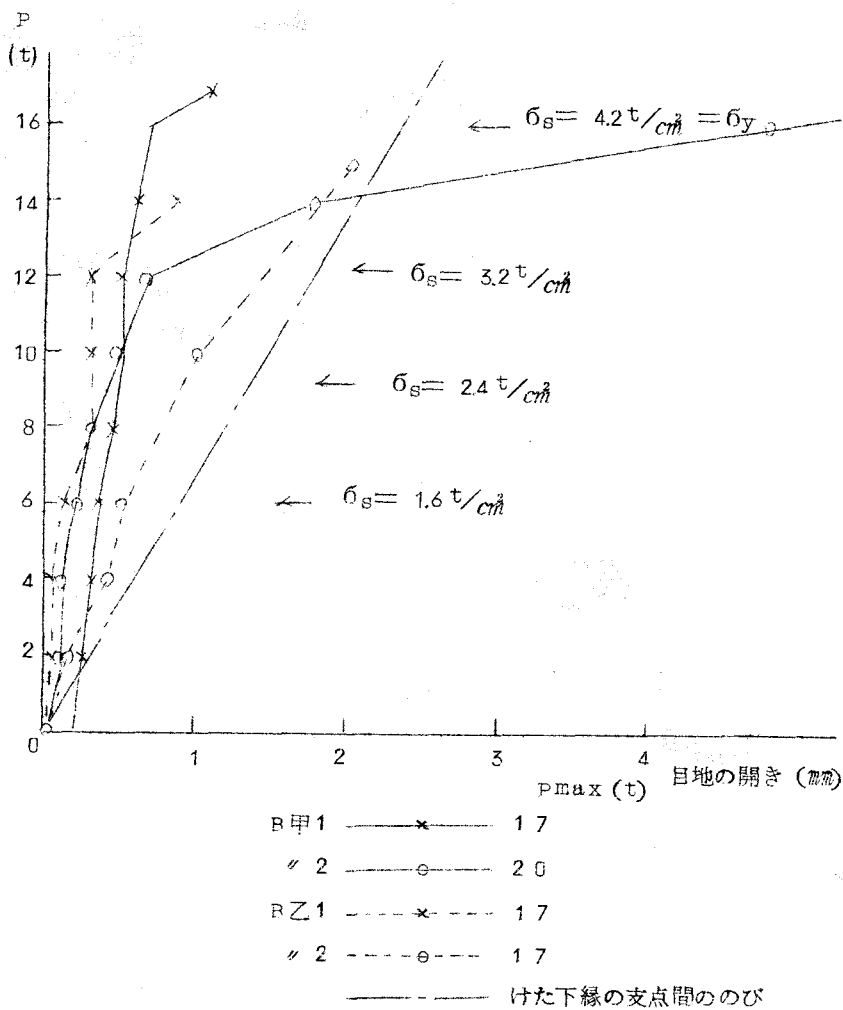


図 7 荷重と目地の開き (Bけた)

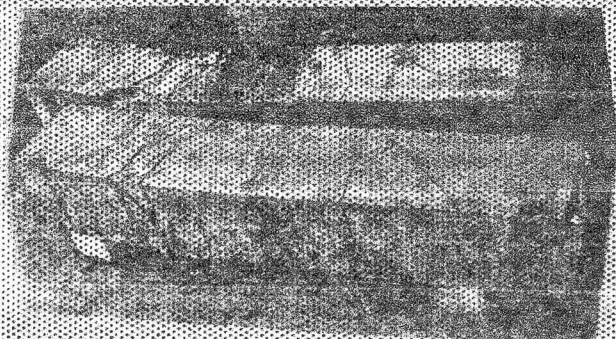


写真-1 B甲けたの疲れ破壊

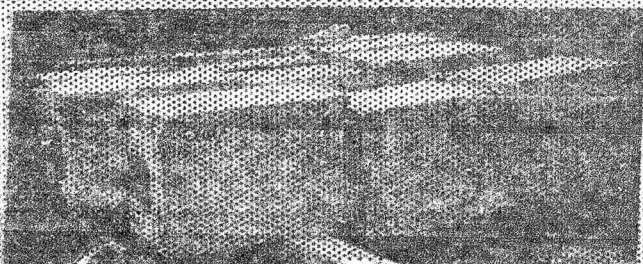


写真-2 Cけたのずれ破壊

5. R〇つぎでの剪断強度 (Cけた)

Cけたは図3-3に示すように3ケのブロックをくみ合わせたもので、断面はBけたと同様で4本のシース内には普通鉄筋 $\phi 16$ を挿入しセメントペーストを注入してブロックを連結した。荷重は目地から内方へ5mmの断面に加え、目地の外方5mmの点で支えた。目地は甲、乙2種類とし、他に乙型目地で鉄筋を挿入しないもの（丙型）を1ケ試験した。また軸力Nの影響をしらべるためにけたの両端に $\phi 18$ のPC鋼棒をアンカーLN=17tで緊張したものと、全然

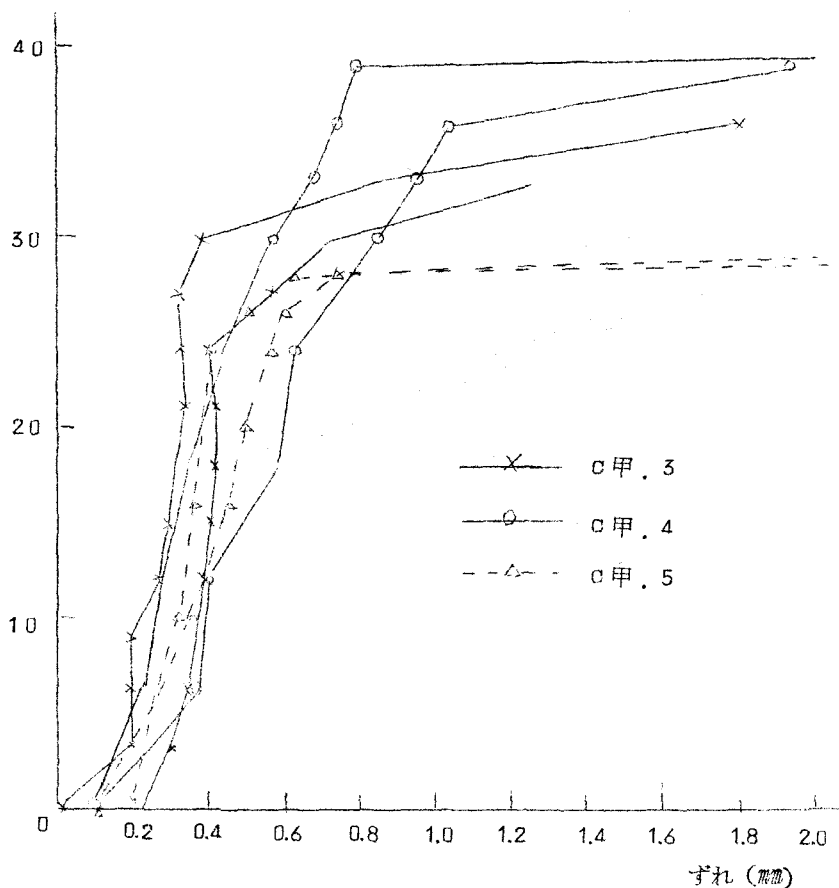


図8 0甲けたの荷重とずれ

緊張しないもの ($N=0$) とを比較した。

図8、9にそれぞれ0甲、乙けたの荷重と目地のずれとの関係を示す。各けたにつき左右の目地の値を別々にあげた。図に示す値は一般に3回目の載荷で測つたものであり、1回目の載荷の0点を原点にとつた。図をみるといずれもずれ 1mm以下の範囲でずれは荷重とともにほぼ直線状に増加し、一定荷重(降伏荷重と仮称する)をこえるとずれが急激にふえる。表3にみるように降伏荷重 P_y はほぼひびわれが、顕著に認められる荷重 P_R と一致している。0甲、乙ともに $N=0$ の場合は、 $N=17$ t の場合に比して P_y 、 P_R 何れも小さいが(表3参照)、はじめ予期したほどその差は著しくなく、 P_y 以下の曲線は両者とも同様である。 $N=17$ t の場合には0甲の方が0乙よりも P_y 、 P_R 何れも大きい傾向がある。一般に0甲の方が0乙に比し

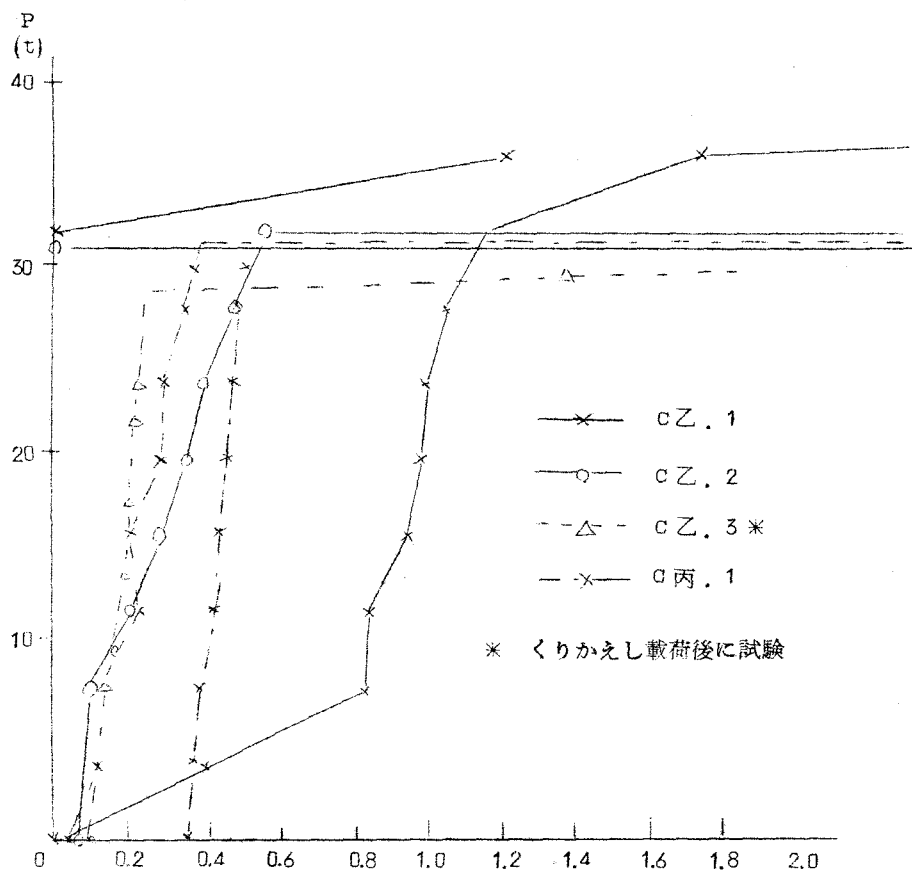


図9 C乙、丙けたの荷重とずれ ずれ (mm)

第-3 Cけた試験結果

P_R , P_Y , P_B はそれぞれひびわれ、降伏、破壊荷重 (t)

けた番号	N (t)	載 荷	P_R	P_Y	P_B	最終ずれ (mm)	試験時 材令 (日)
C甲3	17	静0→9, 0→ P_R	32	32.33	40		22
" 4	17	静0→9, 0→30, 0→ P_R	33	36.39	40		21
" 5	0	静0→16, 0→24, 0→ P_R (×3) (×3)		28	≥ 30		100
" 6	0	動2→24→5.3万回				24.0	102
" 7	0	動2→20を7.1万回				6.0 0.4	106

○甲7	0	静 動載荷後		24. > 26	≥ 30	14.0 8.0	107
○乙1	17	静 0→9, 0→30, 0→PB	32	32.32	39		29
〃 2	17	静 0→9, 0→30, 0→PB	30	31.32	34		29
〃 3	0	動 2→20を1.1万回 2→24を4.8万回				1.1 0.2	108
〃 3	0	静		29	≥ 30	4.0 15.0	110
○丙1	17	静 0→9, 0→30, 0→PB	31.5	31.5	31.5		27

て P_y での曲線の折り曲りが鋭くない。鉄筋のない○丙では P_y と P_R とが一致している。写真2に静的載荷後のけたの破壊状況を示す。

○甲、6、7、○乙3（いずれも $N=0$ ）にくり返し荷重を加え、動的荷重がこの種つぎ目の剪断強さにおよぼす影響をしらべた。その結果図10、12に示すように静的載荷時の P_y

図10 $P=2 \sim 20 \text{ t}$ のずれと
ずれと載荷回数
(○甲7動試験)

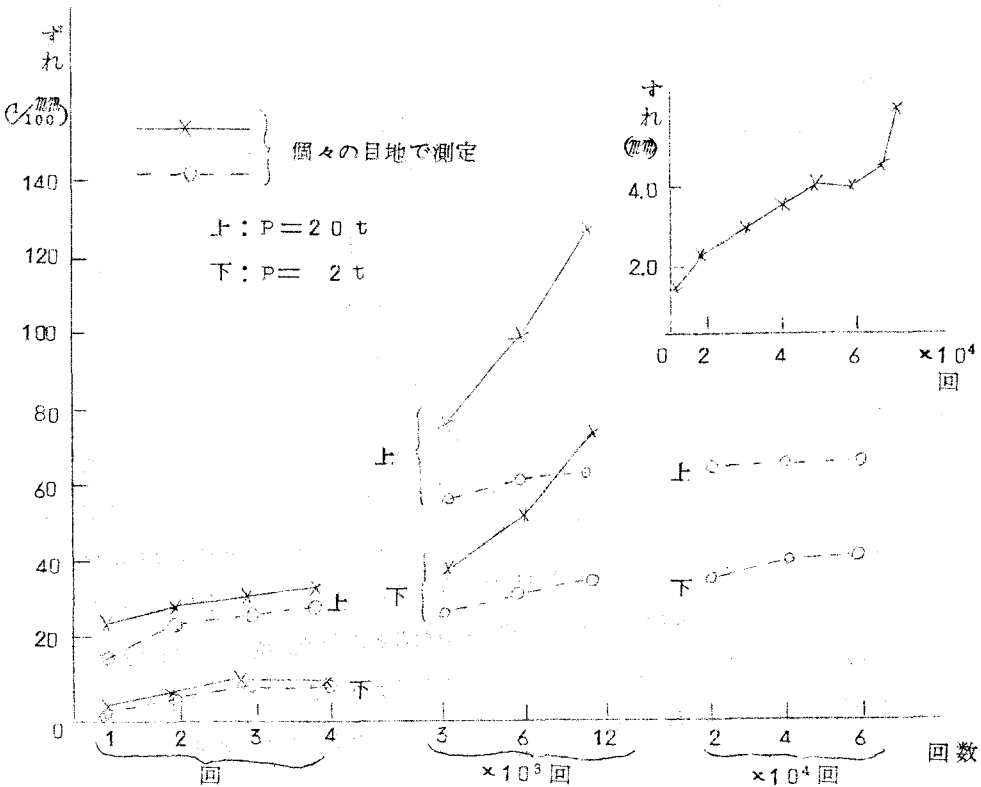
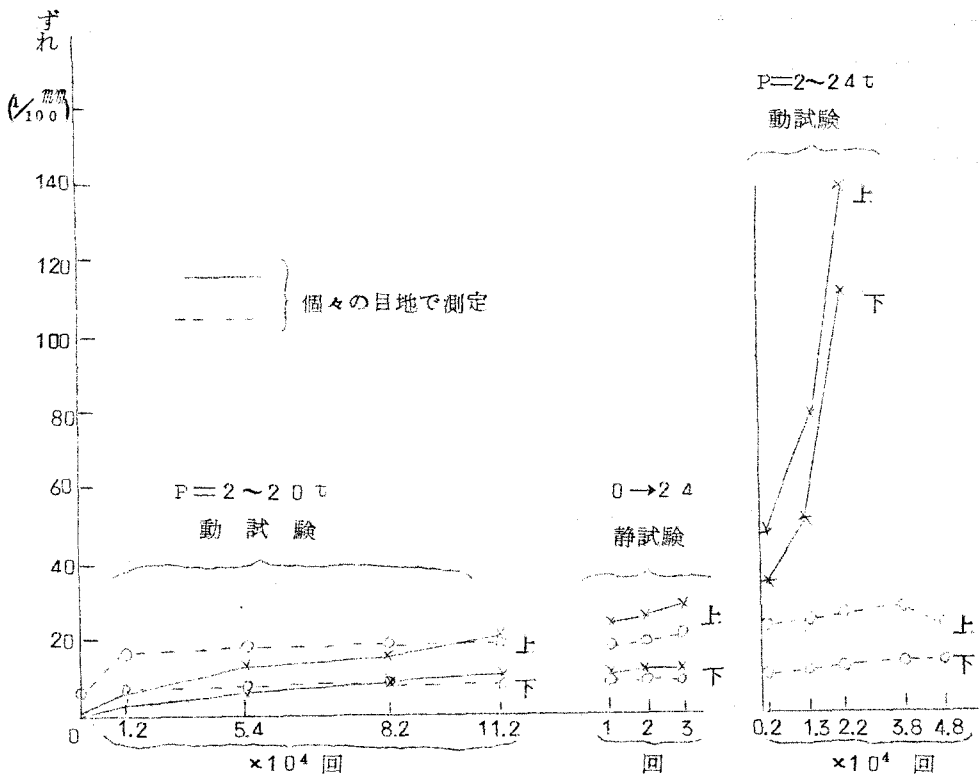


図12 P=2~20 t、2~24 tの
ずれと载荷回数
(C 2.3 動試験)



以下の荷重をくりかえしても、ずれが漸次進行してかなり大きくなることが分つた。図のたて軸に示すずれは処女载荷の0点を原点としたもので、よこ軸にはくり返し回数を示す。C甲6は2~24 tをくり返したところ 目地のくいちがいが目立ち、1万回で残留ずれは14 mm、3万回で20 mmに達し、けたは摩擦によつて発熱した。図11にC甲7 けたのくりかえし载荷後の静载荷時のずれを示す。図から片側の目地が健全であつたことが分る。動的载荷では乙型の方が甲型よりも良い成績を示している。C 2.3は図12にみるように2~20 tを11万回くり返えしても何れの目地のずれもほとんど増加せず、くりかえし上限を24 tにまして漸く、

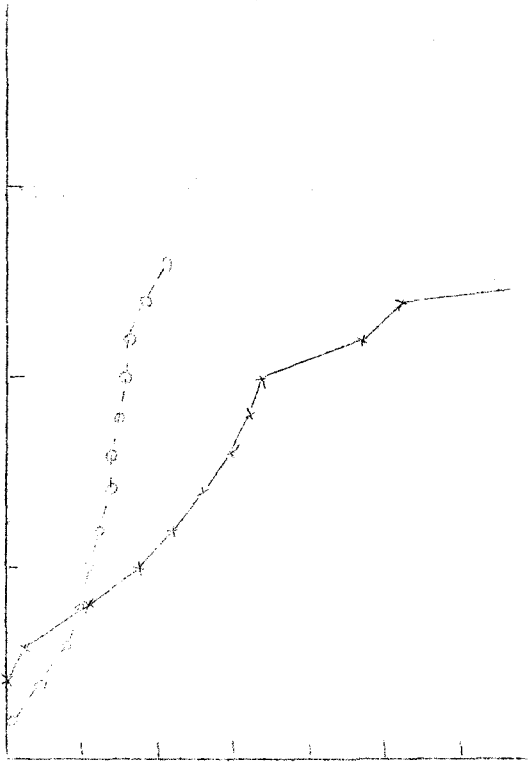


図11 7万回載荷後の静試験（○甲7）

はとくに動荷重をうけると滑り易いから、異形鉄筋を使うのと同じ意味で、シースにはワインディングシースのような凹凸のあるものを用いるべきである。とくにフーチング内の鉄筋をアンカーする孔の壁面は充分な凹凸を有しずれば強度の高いものであることが望ましい。

5の実験にみるようにつぎ目はくり返し荷重をうけると静的降伏荷重以下でもずれが進行する。その耐力低下の度合は甲型の方が乙型よりも著しい。しかしながら $P=20$ tで目地に作用するずれ力10 tを目地の総断面で割った値、 $\tau=8.4 \text{ kg/cm}^2$ は図1の目地に作用する地震時の $\tau=3.3 \text{ kg/cm}^2$ 、遠心力作用時 1.4 kg/cm^2 、に比してかなり大きく、しかも実際の橋脚では目地にずれ力の5倍以上の垂直力が作用しているので動的ずれ抵抗は $N=0$ の場合よりも大きいと思われるので、設計上心配はない。とくに地震時はくりかえし回数も少なく、力は左右両方向に交互に作用するから、試験のようにずれが一方に進行することはないと思われる。

甲型の溝つき目地のずれ抵抗が期待したほど乙型目地に比して弱くなかったのは、剪断力方

片側の目地のずれが急増し始めた。

6. あとがき

以上の試験結果から図1の設計は充分安全であるといえよう。図5, 7にみるようにPCつぎでも、RCつぎでも引張鋼材が降伏点に達すると変形が急増してやがて破壊しているから曲げに対する安全度は鋼材が降伏する荷重を基準として定めるべきである。プレストレスすることはかなり大きい曲げをうけても目地が開かないこと、高強度鋼材を使つても降伏時の目地の開きがそれほど大きくならない点に効果がある。

4つの実験で分るようにRCつぎの場合に、平滑なシース

向のかべのずれ抵抗が溝によつてそれほど強化されなかつたためと考えられる。みぞをより深くし、みぞの底にかべ方向のずれ抵抗をますために、たとえば歯形の凹凸を設けると効果があると思われる。

ここに報告した試験のうち静試験はP S コンクリート K.K. 鵜宮工場で動試験は国鉄技術研究所構造物研究室で行なつたものであり、それぞれの試験は岩城氏、浅沼氏に担当していただいた。

1) 各種P C用鋼の試験(2) P C技術協会誌V〇L3 No. 3 1961