

大阪環状線高架橋ラーメンの試験

岡 田 宏*
深 田 彰 一**

1. 概 要

1.1 大阪環状線工事の概要

国鉄大阪環状線では、昭和36年4月25日の天王寺西九条間の開通に引き続き、大阪・西九条間約3.6kmの高架化工事を施工中である。この工事は既設の地平複線を高架3線に改築するもので、4年の工期と44億円の工事費を要する(図-1)。

本工事区間は市街地であって用地買収が困難であるため、特殊な設計や工法を採用して用地の買収面積を減じ、工費の節減と工期の短縮を図っているが、その一つが現在の地平複線の直上に3線の高架橋(マタギ高架橋)を構築する工法である。しかし施工中といえども、既設線路の従来どおりの運転を確保する必要があるため、高架橋の設計・施工上に困難な問題が多い。

1.2 マタギ高架橋の構造

マタギ高架橋の構造を図-2に示す。この構造の主要骨組は既設線路の両側に施工する2列の縦方向鉄筋コンクリートラーメンであり、列車荷重はこのラーメン上にかけられる線路横断方向のPC合成桁を介してラーメンに伝えられる。PC合成桁は縦方向ラーメン上に単純支承されているので、この構造が線路直角方向の水平荷重を受けた場合にラーメン柱は片持ばりとして作用し、柱のつけ根に大きなモーメントを生じ柱上端の変位も大きい。これを防ぐため、ラーメン柱の直上に線路直角方向にPC合成桁の床版とは絶縁してPC桁をかけ渡し、このPC桁とラーメン柱をプレストレスにより剛結して横方向のラーメン構造を形成することを計画した。

1.3 PCラーメンの設計要旨

マタギ高架橋に作用する鉛直荷重はPC合成桁を介して縦方向ラーメンに伝えられるので、横断方向のPCラーメンの受ける荷重は、a) 列車蛇行による横荷重、b) 遠心荷重、c) 温度変化、d) 線路直角方向の地震などの水平荷重のみであり、とくに地震荷重が支配的である。したがってラーメン隅角部は正負ほぼ等しいモーメントを受ける。スケルトンの設計にあたっては、ベノト杭は

図-1 工事区間位置図

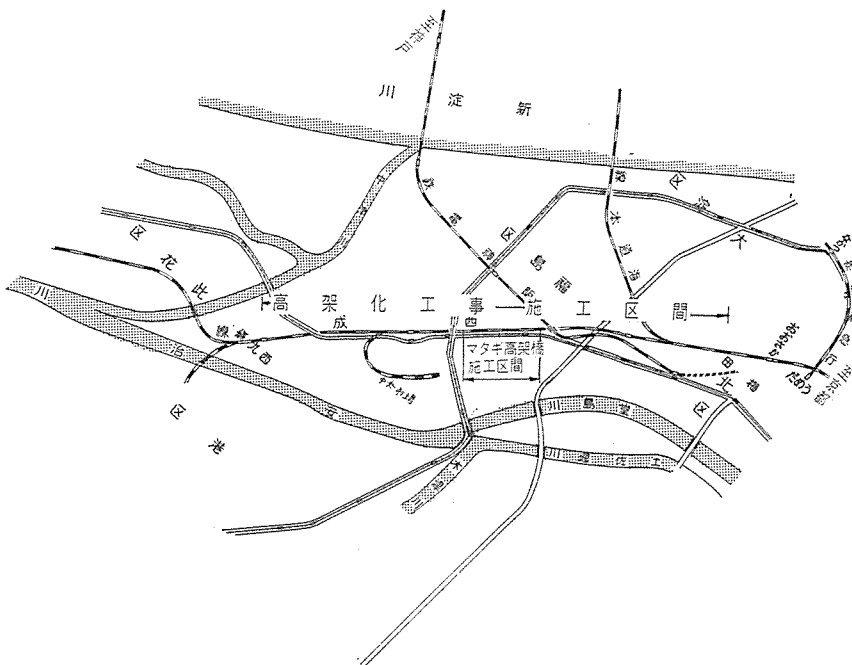
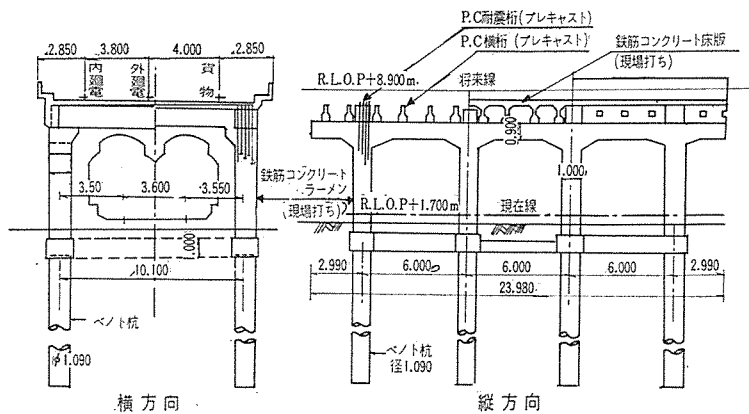
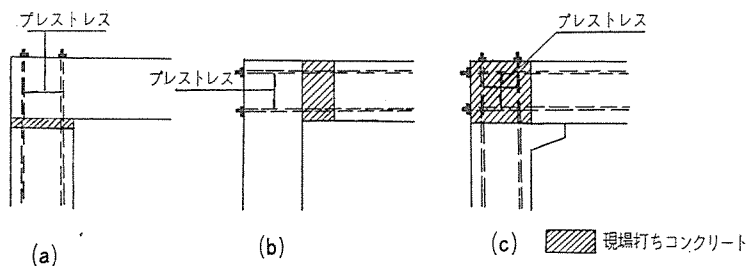


図-2 マタギ高架橋構造図



*国鉄大阪工務局調査課 **同左 野田工事区

図-3 プレストレスによるラーメン隅角部の形成

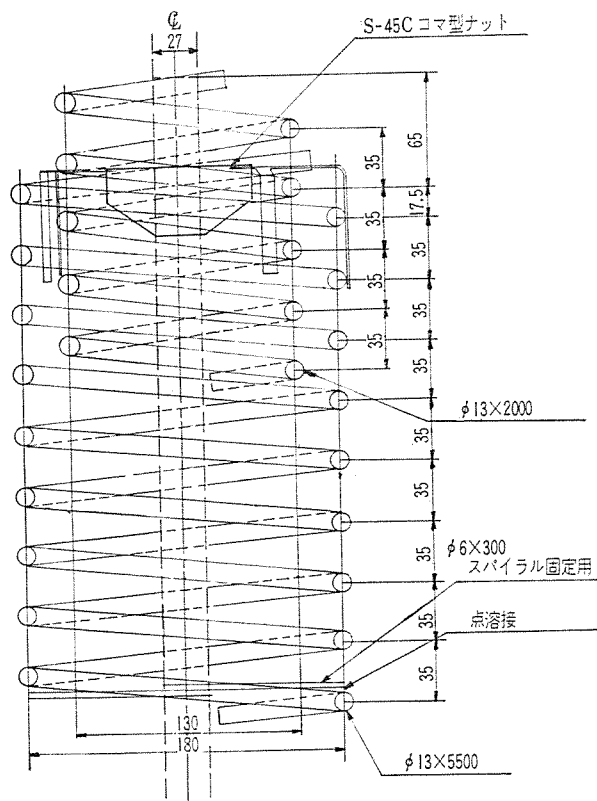


弾性地盤中に埋めこまれた無限に長い柱として構造の一部材にとり入れて解析した。

(1) 隅角部の形成 プレキャスト部材をプレストレスにより接合してラーメン隅角部を形成する方法は種々考えられるが、図-3(c)の方法を採用した。(a)にくらべればコンクリートの打継ぎの付着強度に信頼が高く、施工誤差も大きく許容でき、(b)にくらべてはりの仮受けが容易である利点はあるが、隅角部は鉛直・水平の2つの打継面をもつことになる。

(2) 隅角部の設計 隅角部の設計においては両打継面が設計断面となるが断面およびプレストレスの決定は、a)列車の蛇行による横荷重・遠心荷重などの常時荷重作用時には曲げ引張応力を生じないこと、b)列車荷重無載荷で地震を受けたときに打継面に生ずる曲げ引張応力は 15 kg/cm^2 を越えないこと、c)列車荷重載荷時に地震を受けても破壊しないことを条件として定めた。断面内の曲げ応力分布は直線分布とし、応力集中については

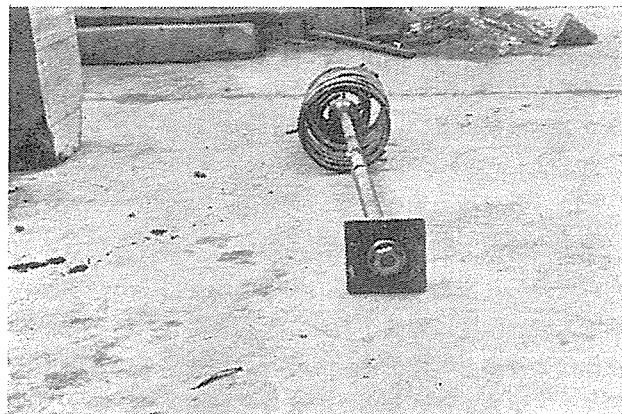
図-4 PC 鋼棒端の定着



考慮していない。また 15 kg/cm^2 は打継ぎコンクリートの引張強さとして考えた。

(3) 柱部鋼棒の定着 プレストレスの導入は、PC鋼棒によって行なうこととしたが、柱部はその全長にプレストレスを導入する必要がないので柱の中段に鋼棒端を定着した。定着方法については種々実験の結果、図-4のように定めた。

写真-1 鋼棒端定着金具



2. PC ラーメン模型破壊試験

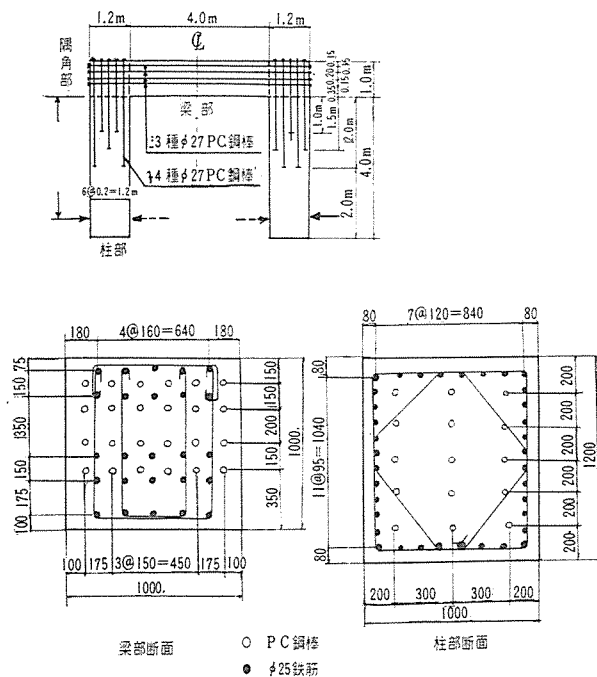
2.1 試験の目的

上述のごとき考え方で設計したラーメン隅角部のひびわれおよび破壊強度および剛結性の保持を確認するため模型試験をおこなった。

2.2 供試体

(1) 諸元の決定 供試体の形状は門型とし、隅角

図-5 供試体一般図



部断面は実物大としたが、柱部およびはり部の長さは実物の 1/2 程度に縮小した。供試体の一般図を 図-5 に示す。

PC 鋼棒の配置本数ははり部 24 本 (3 種)、柱部 15 本 (4 種) である。はり部鋼棒配置が上側に偏心しているのは実際の構造では、はり中央部の受けるモーメントは 0 に近いので、中央部断面下側を 20 cm 減らす計画があったためである。模型でははり中央部も隅角部と同一のモーメントを受けるため、断面は縮小していない。

はりおよび柱部には十分な鉄筋を配置したが、隅角部ではプレストレスの効果を端的につかむため、打継面には鉄筋は配置していない。しかし、破壊状態近くではグラウト効果が大い、と考えられるためグラウトは行なった。

(2) 供試体の製作

①製作個数：脚を開く方向に載荷した場合と閉じる方向に載荷した場合では、応力集中の影響によりひびわれ強度・破壊強度に差異があることが考えられるので、供試体は 2 種類必要である。またコンクリートの設計強度の与える影響を見るために配合を 2 種類としたので、供試体はその組み合わせについて 1 個ずつ計 4 個製作した。各供試体に 表-1 の記号を付する。

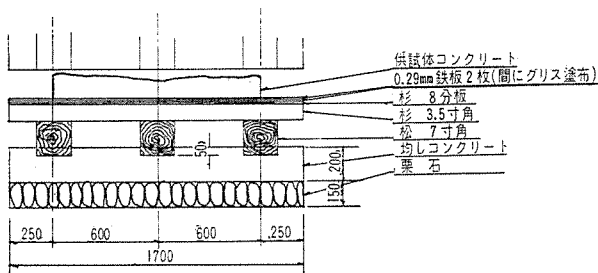
表-1

記 号		コンクリート配合
A-1	脚を閉じる方向に載荷	No. 1
A-2	”	No. 2
B-1	脚を開く方向に載荷	No. 1
B-2	”	No. 2

②製作および載荷位置：供試体は水平位置で製作・載荷した。実際の構造では隅角部の柱打継面は水平打継面、はり打継面は鉛直打継面であるが、模型では両打継面とも鉛直打継面となる。また水平位置で載荷するため、底型わく構造に特別な考慮を払った。

③底型わくの構造：整地した地盤上に、コンクリートベッドを打ち 20 cm 角の木材をまくら材として 2.5 cm 厚の底板を水平・円滑に敷き並べた。底板上に 0.2 mm 厚の鉄板を張りグリースを塗布してさらに 0.2 mm 厚の鉄板を重ね、この上に直接供試体コンクリートを打設し

図-6 底型わくの構造



た。載荷時に上部鉄板は供試体と付着するが、上部鉄板と下部鉄板の間の摩擦抵抗がほとんどないので、供試体の変形は妨げられない (図-6)。

④供試体コンクリートの配合：コンクリートの配合は 表-2 の 2 種類とした。使用セメントはアサノ ペロセ

表-2

種類	C (kg)	W (kg)	w/c (%)	M.S. (mm)	S (kg)	G (kg)	S/A (%)	スラップ (cm)	空量 (%)	プラスチック (kg)
No. 1	300	153	51	25	726	1.245	37	10	2~3	0.75
No. 2	354	142	40	25	682	1.272	35	10	2~3	0.90

メントで、生コンクリートを使用した。No. 1 の配合は大阪環状線の一般の鉄筋コンクリートに使用しているもので、No. 2 の配合はこれより高強度で生コンとして運搬可能なものとして定めた。

⑤隅角部打継面の処置：はり・柱部コンクリートの施工後、隅角部コンクリートの施工に先立ち、打継面は実際の施工時でも可能な程度の面はつりを行ない (写真-2)、湿じゅん状態に保って打継いだ。

写真-2 隅角部のはつり面



⑥プレストレスの導入：隅角部コンクリート施工後 7 日目にプレストレスを導入した。鋼棒 1 本あたり導入力は柱部 (4 種) 40.0 t、はり部 (3 種) 34.5 t である。導入は柱部鋼棒の完了後はり部鋼棒を施工した。

(3) 供試体の設計強度 隅角部に導入された有効プレストレスから隅角部のひびわれおよび破壊モーメントを計算すれば 表-3 のごとくである。表-3 においてひびわれモーメント

表-3

は、打継面の縁引張応力度が 15 kg/cm² に達するモーメントである。試験荷重載荷点から各打継面までのアーム (柱部 3.5 m、はり部 4.0 m) によって各供試体のひびわれおよび破壊荷重を求めると、表-4 を得る。

	はり打継面		柱打継面
	外側引張	内側引張	
ひびわれモーメント (t·m)	188	66	128
破壊モーメント (t·m)	409	239	375

表-4

供試体	ひびわれ荷重 (t)	破壊荷重 (t)	ひびわれ, および破壊の状態
A	36	94	柱外側にきれつ発生し, 柱内側コンクリートの圧縮破壊
B	17	60	はり内側にきれつ発生し, はり外側コンクリートの圧縮破壊

2.3 試験設備

(1) 測定計器 隅角部付近のコンクリートの内部応力測定のために配置したゲージの位置を図-7に示す。打継面には, それぞれ高さ中央に5個のカーソン型ひずみ計(長さ 10 cm)を, はり(柱)部と隅角部とにまたがって埋めこみ, 上表面にも同様に5個の抵抗線ひずみ計を貼付した。なお打継面に生ずるきれつを観測するために, 表面をグラインダーで平滑にしたうえで石こうを塗布した。

また柱端の試験荷重作用線上にダイヤルゲージを設置して柱端の変位を測定した。

(2) 荷重装置 隅角部の設計破壊荷重は約 100 t であるので, 150 t の油圧ジャッキによって載荷する。A型では鋼棒6本を引張棒として載荷し, B型では柱端に供試体と一体にジャッキ台座を製作した。

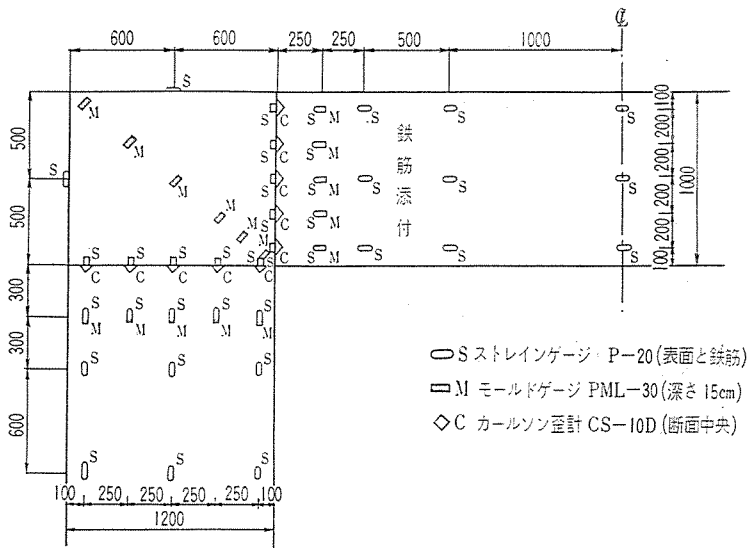
ジャッキ荷重は事前に十分なキャリブレーションをほどこしたジャッキ付属の荷重計で読んだ。

2.4 試験および測定

(1) 荷重段階 供試体の設計ひびわれ荷重は 20 ~ 35 t であるので荷重段階は, 10 t まで 5 t きざみ, 10 ~ 35 t は 2.5 ~ 2.0 t きざみ, 40 ~ 50 t は 5 t きざみ, 50 t 以上 10 t きざみとし, 50 t まで各計器・ダイヤルゲージを測定し 50 t 以上はダイヤルゲージのみ測定した。

(2) 測定結果 各供試体のひびわれ・破壊状況を

図-7 計器位置図



○ S ストレインゲージ P-20 (表面と鉄筋)
 □ M モールドゲージ PML-30 (深さ 15cm)
 ◇ C カールソン歪計 CS-10D (断面中央)

図-8 に示す。

(A-1) 約 30 t で柱打継面に外縁からきれつ ①①' が発生し, 60 t で断面の 1/3 まで発達しはり打継面外縁にも ②②' が発生した。最高荷重 104 t では, ①①' は約 3 mm 巾となり断面の 1/2 まで進んだが, 荷重の解放によって完全に閉じて肉眼では全く認められなくなった。

(A-2) 約 27 t できれつ ①①' が発生し, 60 t できれつ ②②' が生じた。最高荷重 120 t で ①①' は約 7 mm 巾となり断面の 2/3 まで進んだが, 荷重の解放によって完全に閉じた。

(B-1) 約 30 t ではり打継面に内縁からきれつ ①①' が発生し, 50 t でこれと直角に鋼棒内側にきれつ ③③' が発生して ①①' は断面の 2/3 まで進んだ。荷重 83 t ではり外側の隅角部が圧縮破壊を起して, それ以後は変形が増すばかりで荷重は上らなくなった。脚間が 13 cm 開き ①①' が約 7 mm 巾になったとき荷重を解放したが, 脚間の開きは 1.7 cm まで回復し, きれつはほとんど完全に閉じた。

(B-2) B-1 とほぼ同様な経過をたどり, 荷重 76 t ではり部外側のコンクリートが圧縮破壊を起した。荷重の解放によって, きれつはほとんど完全に閉じた。

試験荷重の作用線上に取りつけたダイヤルゲージにより測定した両脚間変位と荷重の関係を図-9に, 隅角部打継面に設置したカーソンひずみ計による荷重-応力度曲線を図-10~13に示す。

2.5 測定結果の検討

(1) 両脚間の変位 図-9 は試験荷重の作用線上に設置した, ダイヤルゲージによる両脚間の変位と荷重の関係を示すもので, 図中の直線はコンクリートのヤング率を $2.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ (標準供試体による測定の平均値) とした場合の計算値である。

図-8 きれつ図

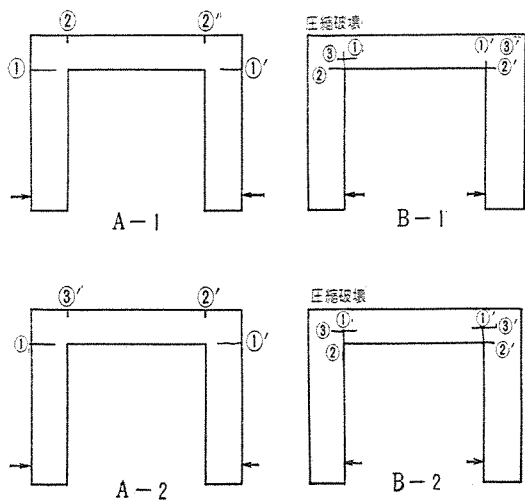


写真-3 隅角部の破壊 (B-1 供試体)



一般に荷重の小さい間は、実測値は計算値より値そのものも、ふえ方も小さいが、荷重が30~40tを越えると変位のふえ方が大きくなる。B-1では荷重83tにおいて圧縮破壊を生じて、荷重が増大せずに変位のみが増加した。

総体に荷重変位曲線はなめらかであって明確な降伏点は認められない。

また破壊を生じた以外の供試体では、試験荷重の解放によって変位はほとんど0に復した。このことはプレストレスによる隅角形成の大きな特色といえよう。

(2) 隅角部の応力度 供試体に設置した計器類 (図-7)のうち、隅角部打継面をまたいで深さ中央に配置したカールソンひずみ計の最も縁端に近いものによる測定値を 図-10~13 に示す。測定値はそれぞれ別途標準供試体にストレインゲージ P-20 を貼付して測定したヤング率によって応力度に換算した。

図中の直線はコンクリート全断面を有効とし、曲げ応力分布を直線として計算した計器位置における応力度である。

先に述べたとおりはりのプレストレスに偏心があるため、A型とB型では設計ひびわれ荷重、設計ひびわれ断面が相異なる。

図-10 は柱打継面外縁 (A型の弱点) の測定値で、A型の設計ひびわれ荷重は36tである。測定値は計算値とよく一致しており、A型の測定値は35t付近で急折している。初きれつの観測された荷重はA-1で30t A-2で27tであるが、応力急折点がこれより遅れているのは、測定点が縁端よ

図-9 両脚間の変位

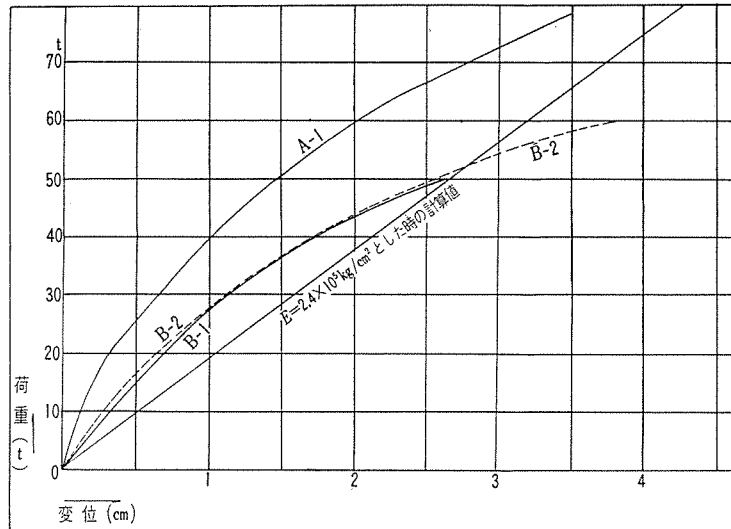


図-10

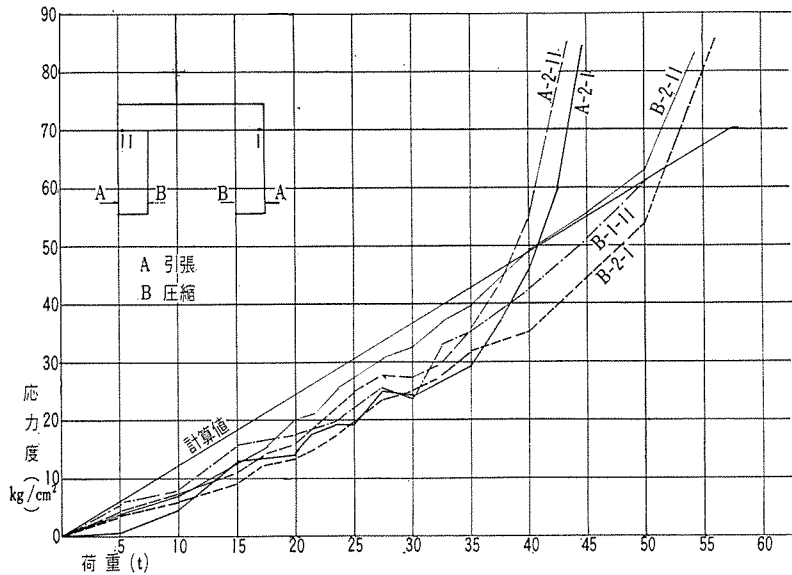
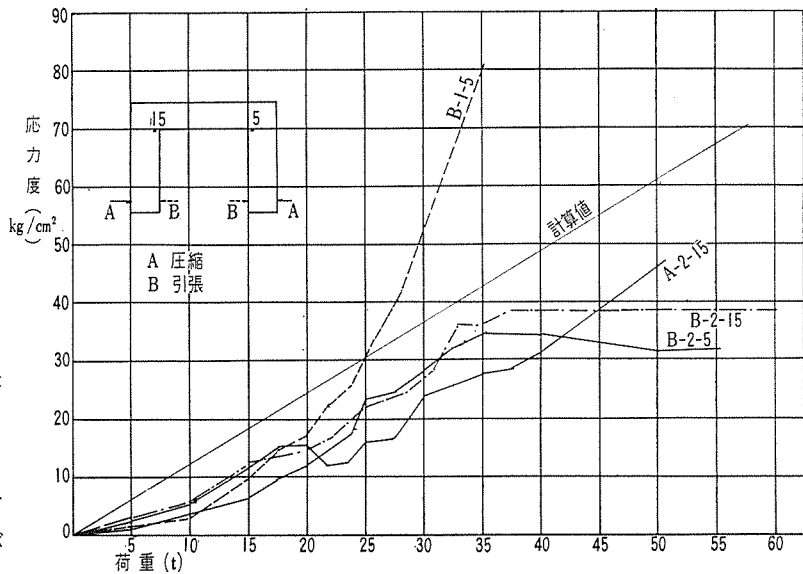


図-11



り 10 cm 奥にあるためと思われる。なお図の B 型の測定値は圧縮応力を示す。

図-13 ははり打継面内縁 (B 型の弱点) の測定値で、B 型の設計ひびわれ荷重は 17 t である。B 型の測定値 17.5~22.5 t で急折している。初きれつが観測された荷重は B-1, B-2 とともに約 30 t であるが、これはきれつの発生位置が隅角部内側で、きれつの観測が困難であるために発見が遅れたためと思われる。なお図の A 型の測定値は圧縮応力であって、A 型のこの面の外縁のひびわれ設計荷重は 47 t である。

(3) ひびわれおよび破壊強度 きれつおよび破壊状況の観察結果、両脚間変位の測定値、隅角部応力の測定値から判断した各供試体のひびわれ・破壊荷重の値を計算値と対比して表-5 に示した。

表-5

供試体	ひびわれ荷重 (t)		破壊荷重 (t)		初きれつ発生位置	破壊の状態
	設計	実測	設計	実測		
A-1	36	36	94	104 以上	柱打継面外側	—
A-2	36	27	94	120 以上	柱打継面外側	—
B-1	17	18t 付近	60	83	はり打継面内側	はり打継面外側コンクリートの圧縮破壊
B-2	17	18t 付近	60	76	柱打継面内側	柱打継面外側コンクリートの圧縮破壊

初きれつの発生位置、破壊の状況については設計どおりの結果を示した。ひびわれ荷重については、A 型供試体では実測値は計算値を下まわっており、B 型ではほぼ設計値に近い値を示した。破壊荷重の実測値は設計値よりもかなり大きい。

3. 結 論

模型実験の結果は、隅角部の応力分布を直線として計算した計算値とほぼ一致した。

(1) ひびわれおよび破壊の状態 ひびわれ荷重の測定値は計算値よりいくぶん小さい。これは隅角部における局所的な応力集中の結果であると思われる。破壊荷重の測定値は計算値を 20% 以上、上まわる結果を示した。きれつは打継面にそって発生し、初きれつの発生箇所破壊の状態は、理論どおりの結果を示した。なお数 mm に達していたきれつも荷重の解放によってほとんど完全に閉じた。

(2) 両脚間の変位 脚間の変位の実測値は計算値

図-12

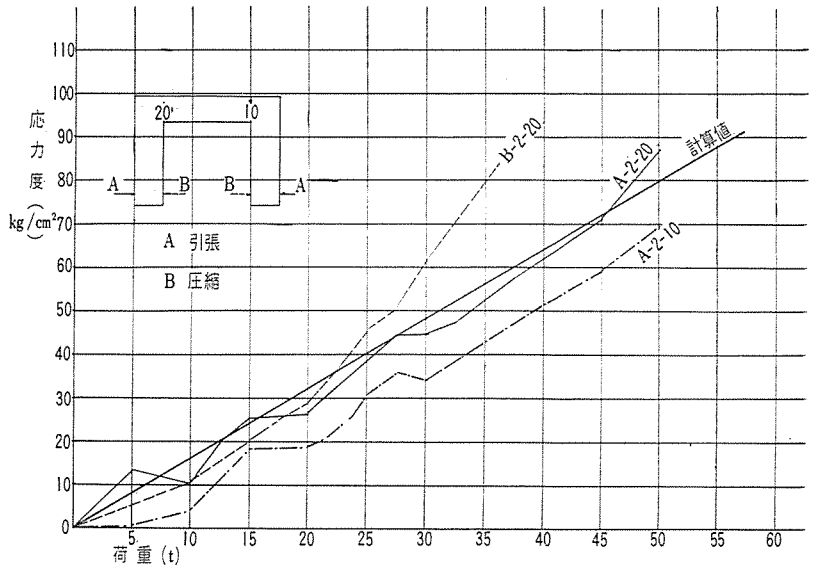
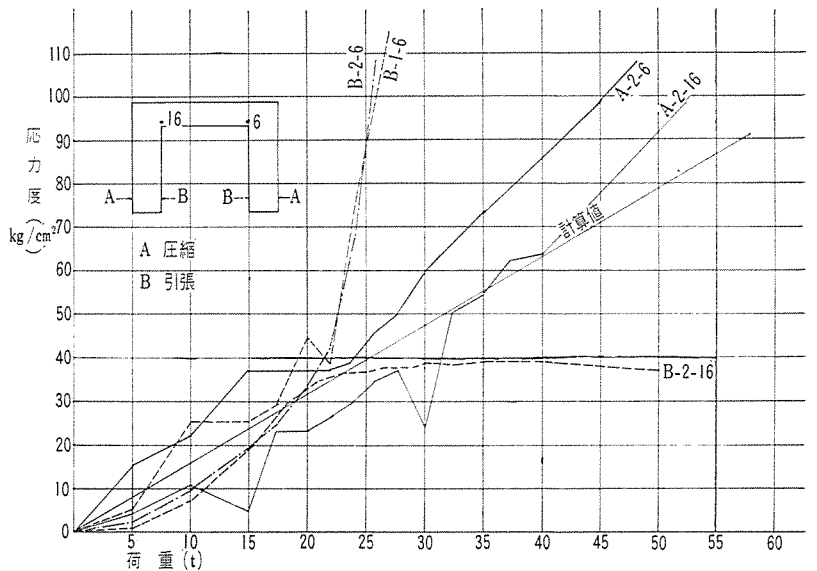


図-13



より小さいが、破壊荷重に近づくにつれて増大し計算値を上まわる。しかし荷重の解放によって 0 に近く回復する。プレストレスによる隅角部は破壊荷重近くまで弾性的である。

(3) コンクリート配合の影響 表-2 の程度のコンクリート配合の差異は、実験結果にほとんど影響しない。

(4) その他 供試体はり打継面に導入したプレストレスを偏心させたため、隅角部内側引張と外側引張とでは設計荷重に差異があり、両者の応力集中による強度の差を適確につかみ得なかった。

1961.12.25・受付