

鋼梁・コンクリート柱合成ラーメンの実験的研究

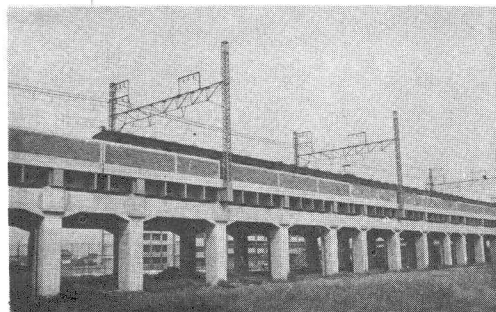
国鉄 構造物設計事務所

○ 阿部 英彦
中野 昭郎

1. はしがき

鋼製の梁と鉄筋コンクリートの柱とを高力ボルトまたはPC鋼棒で結合し一体のラーメンとする構造について静的試験および疲労試験を行ない、その性状を調べた。

なおこの構造は国鉄常磐線、綾瀬～亀有間で400m余にわたって営業線の直上に高架を構築するにあたり、工事・安全と工期の短縮のために採用されたものである。



〔写真-1 常磐線綾瀬より高架橋〕

試験はまず小型試験体でコンクリート柱の鋼梁と接する部分の補強方法や締結用PC鋼棒のアンカーの方法を8種類に変えて静的試験を行なった。その結果、さらに実際の構造物として適するようなもの4種について、実構造大の規模の供試体を製作し、構造的な性状を静的に調べると共に、施工性を調べた。最後に小型試験体を用いて繰返し荷重を加え、疲労性状を調べた。

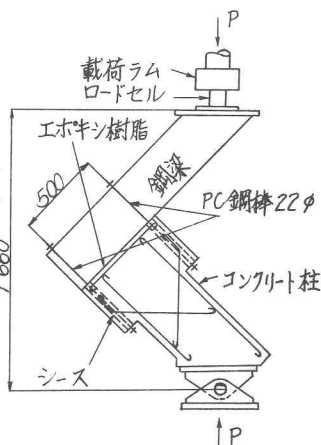
実際の構造物は以上の試験の結果、性状、施工性および経済性の上から優れているものを参考にして設計した。

2. 試験体

2.1 静的試験用小型試験体

図-1に示すような大きさで表-1のとおりコンクリート柱の頭部の形状、鋼板による補強方法、PC鋼棒の締着方法などを種々に変えた。鋼梁はSS41の $300 \times 300 \times 10 \times 15$ のH型钢であり、PC鋼棒は径22mm SBPC 2種（引張強度 106.1 kg/mm^2 ）、コンクリート強度は $\sigma_3 = 180 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{21} = 357 \text{ kg/cm}^2$ であった。なおB-1はスラッドと異形鉄筋を介して応力を伝達させる構造でPC鋼棒は用いていない。

コンクリート柱頭部はすべて表面近くに網状に鉄筋を組み、鋼梁との接触面にはコンクリートモルタルをはさんでなじみをよくした。BシリーズのものはPC鋼棒下端のアンカーのために段がついているが、この隅角部には図-1のように斜に鉄筋が配してある。



〔図-1 小型試験体(B型)〕

2.2 静的試験用大型試験体

実際の高架構造に想定される大きさでラーメンの隅角部も4本製作したが、鋼梁は1本のみ製作し、4本に付替えて用いた。そのために鋼梁はラーメンの他の部分が壊れても降伏点に達しないよう十分な板厚とし材質はSM50とした。コンクリート柱は基本的には小型試験体のP-2、P-3、B-2および

梁とコンクリートの結合はJIS B 1186のF11T, W1で両端ねじ切りのもので、強度は平均52.4 t/本(規格42.6 t), ナットのねじ山強度は低いものは45.5 t/個であった。また梁と柱との間にエポキシモルタルを嵌めた。種類をまとめて表-2に示す。

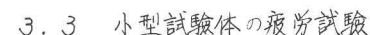


2.1の中から適当なものを選んで疲労試験を行なったが、基本的にはP-1およびB-2の2型式である。PC鋼棒の締付力を2種類(1本あたり20tおよび5t)、コンクリート強度を2種($\sigma_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$ および 150 kg/cm^2)の組合せで合計8種類(表-3参照)である。

3. 試驗方法

試験体を「く」の字におき、載荷に際し端モーメントが生じないように両端の載荷点はピン構造とした。100tの万能試験機によりはじめ少量の引張りを加えた後、2tづつ圧縮を増加して行き、8tの倍数となる度に一旦0に戻し、破壊に至らしめた。応力測定はPC鋼棒、鋼梁各部、コンクリート表面などを抵抗線歪ゲージで、また鋼梁とコンクリート柱との接触面の離間および載荷点間の距離の変化をダイヤルゲージを用いて測った。

3.1 とほぼ同じ要領であるが、大型であるために最初、「く」の字の試験体を押開くには100tのオイルジャッキを用い、約90tの荷重を与えた。次に試験体を東大工学部附属総合試験所の2000t万能試験機により圧縮して破壊に至らせた。(写真-2) 荷重は10tづつ増加し、途中で数回、0に戻した、コンクリート柱の中にモールドゲージを埋込んだ。



- 82 -

10万回を経て試験体に異常が認められなかった場合には2t増加し、更に10万回加えるという方法をとった。小型試験体による静的試験の場合と同様な測定について一定繰返し回数毎に計測した。

4. 試験状況

表1～4に小型試験体による静的試験、大型試験体による静的試験および小型試験体による疲労試験の試験体の種類と試験中およびその結果の概況を示す。

5. 試験結果と検討

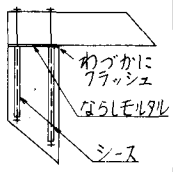
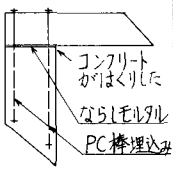
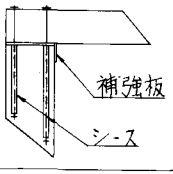
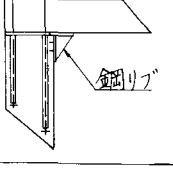
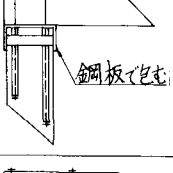
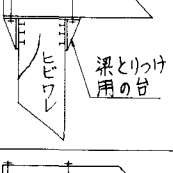
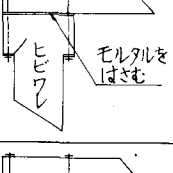
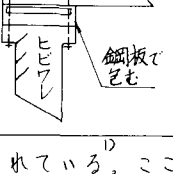
静的試験と疲労試験の結果は類似もあるが一般に相当様相が異なるので、別個に検討することにする。

5.1 静的試験

(1) 最終耐力

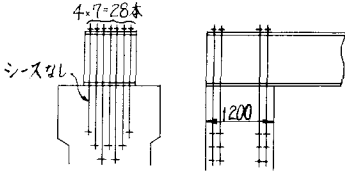
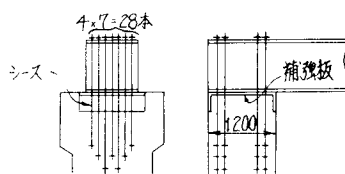
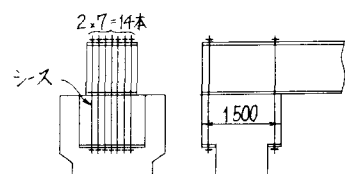
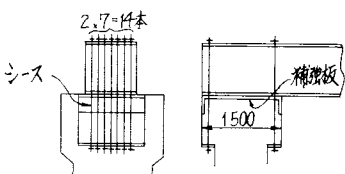
鉄筋コンクリート梁で鋼棒の断面積がコンクリート断面積に較べてバランス以上に大きいと最終曲げ耐力がコンクリートの強度に影響されやすくなるので、矩形断面の場合、 f_{su}

表-1 小型静的試験の試験体の種類および結果の概要

記号	試験体	大 要	試験結果
P 1 1		柱頂部は鋼板による補強を行わず、モルタルをはさむ。シースを用い、鋼棒1本当り18tで締付	約40t載荷、梁は30t附近から変形が大きくなりはじめ、柱の隅角部内側中央にわづかにフラッシュ、他に変状なし
P 1 2		柱頂部はP-1と同様、シースを用いず、鋼棒は直接コンクリート中に埋込み、1本当り9tで締付	約40t載荷、36t附近から柱の隅角部にひびが現れ、最後は梁フランジ内のはくりが生じた、他の型より剛性が低い
P 1 3		柱頭部と隅角部を鋼板で補強する 他はP-1と同じ	約40t載荷、鋼梁の変形はP-1と同様、コンクリート柱には異常を認めず、剛性はP-1よりいくらか大きい
P 1 4		柱頭部の補強板を内側に延長し、鋼のハンチをつける 他はP-1と同じ	約45t載荷、梁の変形は小さく、鋼ハンチ部の下端がわずかにずれ、柱には変状なし、P型の中では剛性が大きい
P 1 5		柱頭部を鋼板で包んで補強する 他はP-1と同じ	約40t載荷、梁の変形はあつたが、柱は内側補強板下端にわずかにひびが生じた他変状はなく、P-3に似ている
B 1 1		柱頂部に補強をかねた鋼製の台をスタッドにより碇着、これに梁を鋼棒で1本当り18tで締付ける	約40t載荷、梁は変形が小さいが、柱には25t附近から側面にひびが現われ、荷重の増加と共に巾が広がり破壊した
B 1 2		柱頂部を広げ、これと梁を鋼棒1本当り18tで締付、柱頂部は鋼板補強をせず、モルタルをはさむ	約45t載荷、梁の変形は小さく、P型より剛性が大きい、外側の段違い部にフラックが生じた他には柱に変状はない
B 1 3		柱頂部をP-5と同様に鋼板で包んで補強した 他はB-2と同じ	約45t載荷、B-2よりやや剛性が大きい、44t附近で柱の外側にひびが現れ、補強板の下端にわずかにずれを生じた

$f_c < 0.30$ が好ましいとされている。ここに p = 鉄筋比、 f_{su} = 鋼棒の強度、 f_c = コンクリートの基準強度である。今回の実験では大型試験体のA-1およびA-2の p はそれぞれ0.22および0.21で

表-2 大型試験の試験体の種類および結果の概要

記号	試 験 体	大 要	試 験 結 果
A ・ 1		柱頭部は鋼板による補強を行わず、シースを用いず、ボルトを埋込み、コンクリート打設後、1本あたり25tで締めた。したがって上部のみに軸力が導入されている	試験日までにボルトの初張力は半分程度に減っていた。300tをこえる頃柱の引張側にクラックが認められた。340t辺りからラーメン隅部部のコンクリートの圧壊き裂が入った。380t近辺で最外側列の端の高力ボルトが上端のねじ部で破断した。
A ・ 2		柱頭部は鋼板で補強し、ボルトとシースを用いた。ボルトは1本あたり25tで締めた。	240tで柱の引張側にクラックが認められ、またその頃から補強板の内側下端が下方に少々ずれるのが認められた。397tでほとんど一瞬に引張側の全ボルトが破断した。切れた場所は高力ボルトのコンクリート中のアンカー近辺のねじ部であった。鋼梁は腰板が降伏した
B ・ 1		柱頭部は鋼板による補強を行わず、シースを用いた。ボルトは1本あたり10tで締めた。	ボルトの初張力が小さいので梁と柱との接触部が引張側で他よりも大きく開いた。255tで引張側のボルトの7本中5本が順次抜けた。この荷重で試験を中止したが、コンクリートの変状はほとんど認められない。
B ・ 2		柱頭部は鋼板で補強し、ボルトにシースを用いた。ボルトは1本あたり25tで締めた。	コンクリートに目立った変状がないままに313tで引張側の全ボルトがねじ部で同時に破断した。なお285tで補強板の内側下端にずれが認められた。

あるが、他はずっと小さい。

最終耐力算出のために提案されている式は種々あるが、単純化して図-3のように力の関係を考える。すなわち外力の着点角は外力の方向と鋼梁下面との交点とし、その大きさはこれに垂直の方向の分力とする。これに抵抗するコンクリートの反力は

$A = (\text{鋼梁のフランジ中}) \times (\text{必要な変形, すなわち図-3の寸法} a) \times \text{面積}$
に f_c の応力で均等に働き、ボルトが破壊耐力に達するまで耐えるものとする。大型試験体について図-3の寸法に関する2次式を解き、最終耐力を表にまとめると表-5のようになる。なおボルトの強度は1本あたり52.4tとし、ナット1枚のねじ山強度は47.4tと仮定した。この計算によりA-1の約8%の差を除けば実験値と計算値とは割合によく合っている。差の原因は主にボルトの強度とコンクリート圧力の合力点位置の仮定の誤差によるものと思われる。

図-2

耐力計算
の仮定

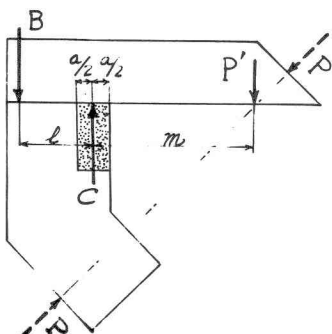


写真-3

小型静的試験体鋼梁
のリエダースライの例

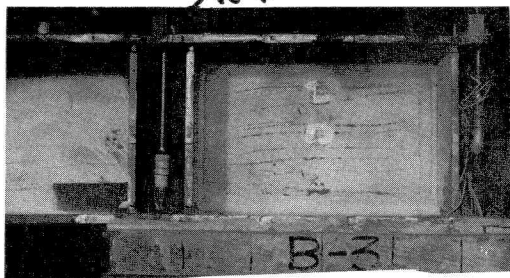


表-3 疲労試験体一覧表

項目 試験体	コンクリート 強度, σ_f (kg/cm^2)	PC鋼棒 締付力 (t/本)	口開 静荷重 (t)	繰返荷重 (t)		PC鋼棒 破断回数 (万回)
				上限	下限	
PL-1	223	20	22	21~32	2	41.17
PL-2	223	5	7	19	2	9.44
PH-1	323	20	25	24~29	2	31.96
PH-2	323	5	7	20	2	0.93
BL-1	223	20	25	32	2	8.64
BL-2	223	5	7	20	2	9.08
BH-1	323	20	24	25~31	2	35.18
BH-2	323	5	9	18~22	2	26.50

表-4 疲労試験の結果と概要

PC鋼棒上部で破断 繰返荷重1万回頃から隅角部内側コンクリート柱の鋼梁との接点附近でクラックが始まり、4万回頃いづらかコンクリートが剥離した。その後クラックはあまり進行せず。	PC鋼棒下部で破断 静荷重25tでコンクリート柱の切欠部の隅よりひび割れが入る。繰返荷重1万回頃から隅角部内側のコンクリート柱の鋼梁接点附近でクラックが始まり、5万回頃には鋼梁腹板真下の小部分が圧壊した。
PC鋼棒上部で破断 繰返荷重1.3万回頃から隅角部内側のコンクリート柱の鋼梁との接点附近からクラックが入り回数と共に進行し2万回頃で表面的進行が止まり、深さが増て行くように見えた。	PC鋼棒下部で破断 静荷重25tでコンクリート柱の切欠部の角よりクラックが入る。繰返荷重に移ってから静荷重時に生じたクラックが1万回頃までは進行したが、その後はほとんど停止した。
PC鋼棒上部で破断 PC鋼棒アンカー部で破断 繰返荷重1.5万回頃から隅角部内側のコンクリート柱の鋼梁との接点附近でクラックが始まり回を追って進行し、PC鋼棒アンカー部にもクラック発生、側面のひび割れは14万回頃から進行がゆるくなる。	PC鋼棒上部で破断 静荷重15tでコンクリート柱の切欠部の隅にクラックが入り、繰返荷重に移ってからは回数と共に進行し、また他のヶ所からも発生した。隅角部内側のコンクリート柱と鋼梁の接点の圧壊は軽微である。
PC鋼棒上部で破断 繰返荷重の調整時に負荷過大により崩壊した。PC鋼棒を通しての鋼梁上フランジが大きくくぼみ、コンクリート柱のアンカー部にひび割れが入った。PC鋼棒を締め直して繰返荷重試験を行った。	PC鋼棒下部で破断 静荷重5tでコンクリート柱の切欠部の隅にクラックが入ったが荷重繰返中は進行せず、他のヶ所から発生した。15万回頃から上フランジがくぼみ始め、Bが22万回、Aが24万回でフランジに亀裂が入った。

小型試験の場合、梁が弱かったため、ボルト破断に達せず、梁の曲りにより隅角部のコンクリートのフラッシュを誘ったと思われる。

(2) 変形

図-4は大型試験体についての荷重方向のたわみと荷重の大きさとの関係を示したものである。A-1は荷重増加と共にコンクリート中に埋め込んだ高力ボルトの付着が次第に切れて伸びて来るが、他はコンクリート柱や鋼梁の変形が主体である低荷重部分と、鋼梁とコンクリート柱との接触面が離れてボルトの伸びが著しくなる高荷重部分の2本の直線的な部分とからなる。なお部材が降伏すればもう一段ゆるやかな部分ができる。B-1試験体はボルトの初張力が小さいので1の直線部分がわずしかしない。

たわみの計算は例えばA-2の200tの場合、次のようになる。なお算出法の詳細は文献(2)に記載されており、荷重およびたわみは45°の成分を考慮する。

i) 鋼梁の曲げ：片持梁として計算する。

$$\delta_1 = \frac{Pl^3}{6EI} = \frac{(2 \times 10^5) \times 330^3}{6 \times (2.1 \times 10^6) \times (2.005 \times 10^4)} = 2.9 \text{ mm}$$

ii) 鋼梁のせん断：腹板の影響のみを考へ簡略化する。

$$\delta_2 = \frac{Pl}{2AwG} = \frac{(2 \times 10^5) \times 330}{2 \times (2 \times 91.8 \times 1.2) \times (8.5 \times 10^4)} = 1.8 \text{ mm}$$

iii) コンクリート柱の曲げ：巾を平均1.6mと考へ、フラックは入らないとする。

$$\delta_3 = \frac{Pl^3}{6EI} = \frac{2 \times 10^5 \times 330^3}{6 \times (3.0 \times 10^4) \times (2.3 \times 10^7)} = 1.7 \text{ mm}$$

iv) ラーメン隅角パネルのせん断変形によるもの：

$$\delta_4 = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{Pl}{2\eta G} = \frac{P}{2\eta G} \left(\frac{220}{100} \right) \times 220 = \frac{(2 \times 10^5) \times 220^2}{2 \times (2 \times 2.8 \times 91.8) \times (8.5 \times 10^4) \times 100} = 1.1 \text{ mm}$$

v) 鋼梁の軸方向圧縮：断面積を平均800cm²とすれば

$$\delta_5 = \frac{Pl}{2AE} = \frac{(2 \times 10^5) \times 330}{2 \times 800 \times (2.1 \times 10^6)} = 0.2 \text{ mm}$$

表-5 大型試験体の計算耐力および実験値

試験体記号	PC鋼棒合計耐力(t)	コンクリート強度(N/cm ²)	コンクリート圧縮率(cm)	P(t)(図-2)	計算耐力P(t)	実験値P(t)
A-1	52.4×14=735	470	24.7	247	247×√2=350	390
A-2	52.4×14=735	420	28.2	270	270×√2=382	397
B-1	52.4×7=367	420	15.7	192	192×1.46 [†] =280	—
B-1*	47.4×7=332	420	14.4	176	176×1.46 [†] =257	255
B-2	52.4×7=367	420	16.2	209	209×1.46 [†] =305	313

注) * B-1は実際には一重ナットで抜けたので、ナットの耐力を用いて計算した

† 試験片の形が正しく二等辺三角形ではないので√2にならない

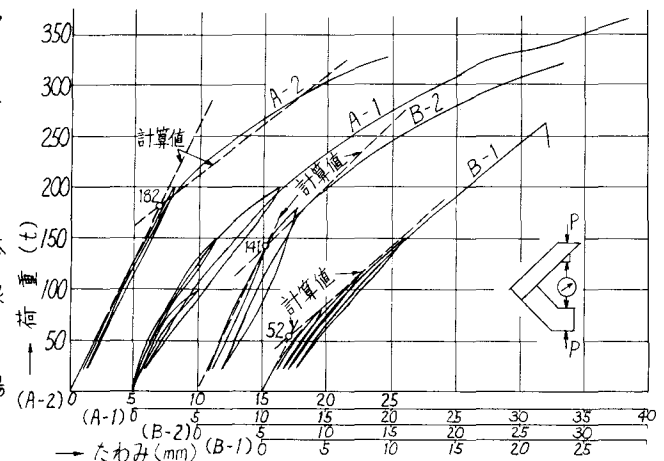


図-4 大型試験体のたわみ

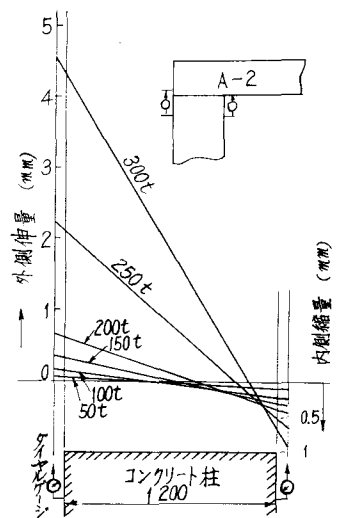


図-5 大型試験体(A-2)の梁の回転角

他の影響は小さいとして無視し、以上を合計すると $\delta_t = 7.7\text{mm}$ となり実測とよく一致する。各ボルトとも 25t に締められているとし、表-5 より圧縮力の中心はコンクリート内面から 14cm の位置とすれば 182t でボルトの軸力が増しはじめることになる。以降はボルトの伸びによるラーメン隅角部の回転の影響が加わる。すなわち図-3 のように仮定すれば、荷重 100t でボルト 1 本あたりの荷重増は平均 13.7t でボルトの平均長を 2.5m とすれば $\delta = 3.2\text{mm}$ 、これにより荷重増で荷重方向に対し約 6.2mm のたわみが生ずる。

図-5 は隅角部の回転の様子 1 例 (大型試験体 A-2) を示すが、ダイヤルゲージにより測つたもので 200t をこえる頃から急に増しはじめ、中立軸が縁の方によるが、この荷重は図-4 の線の折れ曲り点とほぼ一致する。

(3) 高力ボルトの軸力変化

図-6 は大型試験体 3 本について引張側、圧縮側の高力ボルト 3 本ずつの軸力の変化 (初張力導入後) を測定したものである。計算値は初張力を 25t、および 10t として図-3 のように仮定して求めたものである。計算値とやや合わないものもあるが、これはボルト初張力の変動、コンクリートの圧縮の合力点の位置の仮定の誤差などによるものと思われる。なお図-6 において折曲り点に達するまでに線が傾斜する量はボルトとこれによつて締めつけられるものの剛比に関係する。この際締めつけられる部分の有効範囲が想定し難いが、これをボルト長さの半分程度と考えれば実測と合うようである。

(4) 鋼梁

主として隅角部パネルについて検討する。小型試験体の B-2 において 3 方向ゲージで応力を測定したのが図-7 および図-8 である。モールの応力円によりそれぞれ荷重 20t における主応力およびせん断力の大きさと方向を示すものである。主応力の方向は腹板内でほぼ一様に 45° であるが、大きさに関してはやはりラーメン内下隅附近と外上隅附近に応力の不均等のあることがわかる。主せん断力に関しては方向、大きさともに腹板内でかなり一様で、方向は水平および垂直に近いことがわかる。

図-9 は垂直方向および水平方向のせん断力の平均値をいくつかの荷重段階で計算値と比べたもの

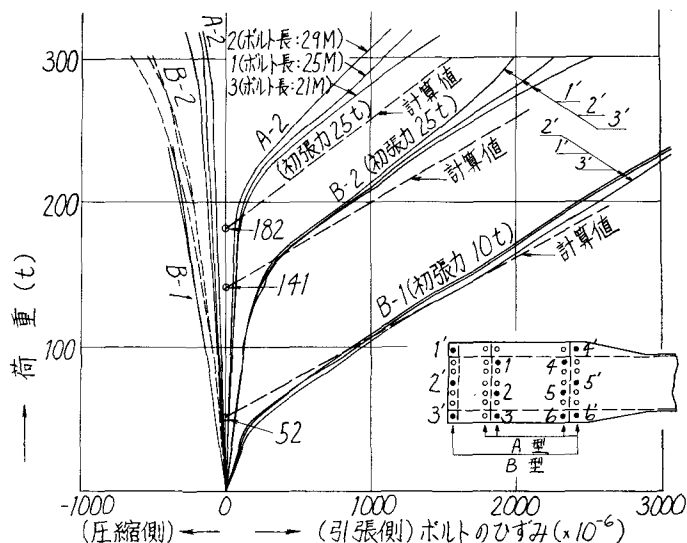


図-6 大型試験体のボルトの歪変化

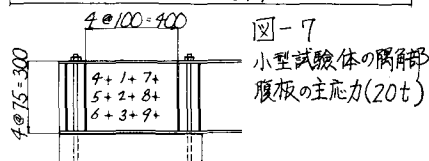
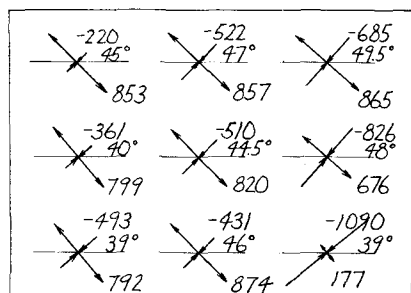


図-8 小型試験体隅角部腹板の主応断力(20t)

である。ここでせん断力の計算は單にP C鋼棒の反力が腹板に一樣に作用すると考えたものであるが、20tまではよく合っている。しかし高荷重(P=40t)で均等でなくなるのは部分的に降伏がおきたためと思われる。この時の腹板の内隅角部近辺の合成応力を計算すれば

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{1690^2 + 3 \times 1140^2} \approx 2600 \text{ kg/cm}^2$$

であり、これは鋼材の降伏値に近く、事実、特にPシリーズの試験体の鋼梁では腹板のせん断変形が著しく認められた。

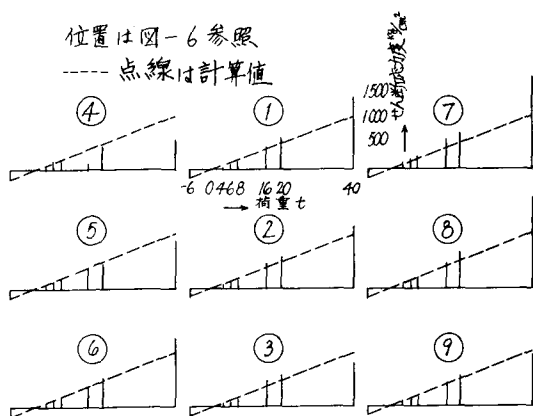


図-9 小型静試験の隅角部腹板のせん断力の変化

図-10は大型試験体A-1の梁下フランジの隅角部附近の応力状態を示す。これによると負モーメントを加えた時は接触面でもせん断力がある程度伝えられやすく応力の変化が曲線を描いているが、正のモーメントの場合には直線的变化、すなわち、接触面でのせん断方向の応力伝達がないことを示している。図-3の仮定で応力を計算すれば350tの時に端で

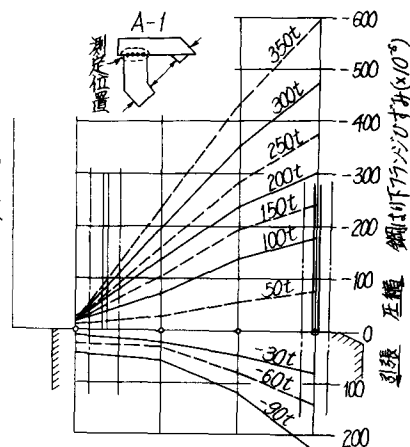


図-10 大型試験体の隅角部下フランジの応力分布

$$M/Z = 241 \text{ cm} \times 350000 \text{ kg} / \sqrt{2} \times 43000 \text{ cm}^3 = 1390 \text{ kg/cm}^2$$

びずみで表わせば 660×10^{-6} で一応、更測値 600×10^{-6} に近いが、実際はもっと複雑な応力分布を呈していると考えられる。

5.2 疲労試験

試験体の構成条件が8本とも各々異なるので、応力回数曲線は求められていない。しかし変状のあらわれかたに静的試験の場合と異なるものがある。次にその差異を概説する。

(1) 変形

図-11に試験体の載荷方向の撓みの変化の例を示す。10万回毎に図の様に荷重を増しているの、それにつれて撓みが段階的に増加するのは当然であるが、特に最終荷重の段階あたりで最大撓みおよび撓み量の変動が急激に増す様になる。この原因は主として隅角部の疲労フラッシュおよびP C鋼棒の疲労亀裂の進行によるものと思われる。

(2) P C鋼棒

すべての試験体に対して外側のP C鋼棒の1本または2本共疲労破断して試験を中止しており、P C鋼棒の破断が最も顕著な疲労現象を表わしている。破断位置はねじ部でナットにかかる部分であり、多くは鋼梁上フランジ側である。これはねじの切欠き効果と、梁フランジとナットのなじみのために鋼棒が局部的に曲げられることが原因であると思われる。荷重が段階的に増加されているので、鋼棒の疲労強度を正確に評価することはむづかしいが、最終段階およびそれより1段前の繰返し荷重が主

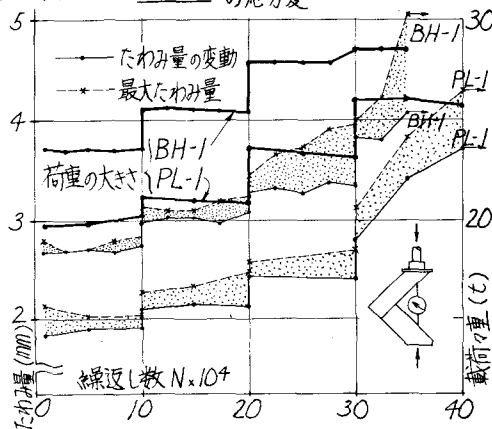


図-11 疲労試験のたわみ-繰返し回数

として影響をもつと考えると、PC鋼棒の初期締付力の影響は歴然としており、20tに締めたものは5tのものより同じ回数に対して平均50%程度大きい荷重に耐える。これは締付力が高い程、図-12に示す様に同じ変動外力に対して鋼棒の応力振巾が小さくなるからである。図-13は実際の高架橋に用いたPC鋼棒の形と疲労試験の結果を示す。静荷重に対しねじ部が破断することがなく、軸部の伸びが期待できるよう、ねじ部の断面積を特に大きく加工したものである。

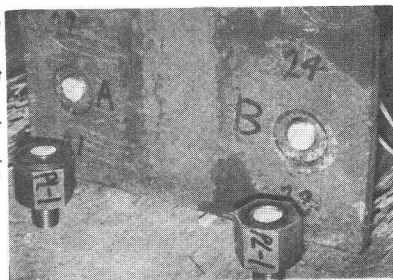


写真-4 上端ねじ部で疲労破断したPC鋼棒(PL-1)

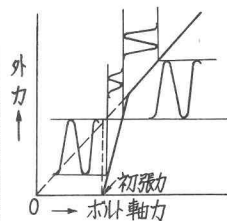


図-12 ボルト軸力の変化の原理

また疲労強度の向上も考慮してねじ部のはじまりを滑らかにした。しかしやはり破断はねじ部に生じた。また平均応力が高いとこれに附加し得る変動荷重は小さいことがわかる。

図-14は荷重繰返中のPC鋼棒の歪の変化の1例を示す。特に最終段階近くで、一定荷重繰返し中にも外側の鋼棒の上限応力は増加し、下限応力は減少する傾向にある。前者は内側隅角部のコンクリートの耐力が減り、コンクリート柱に対する圧縮の合力が柱の中心に寄るためであり、後者はPC鋼棒に接する近辺のフランジの変形や座金の喰込み、ネジの噛み合い部のへたりなどにより初期締付け力が緩むためと思われる。いずれにしても応力振巾が大きくなることは鋼棒の破断を早めることになる。

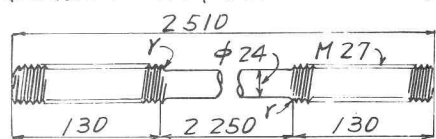
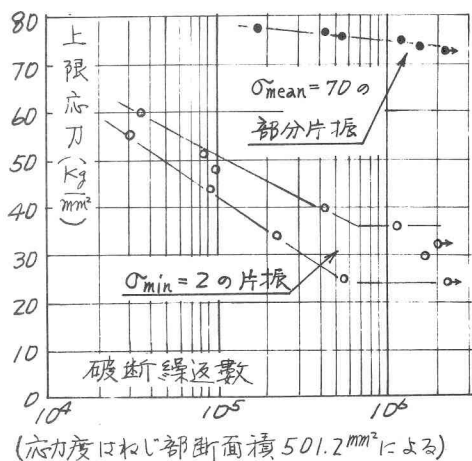


図-13 綾瀬の高架橋に用いたPC鋼棒の形とS-N曲線

(3) 鋼梁

鋼梁本体には疲労の影響は認められなかったが、ナット下のフランジ部に亀裂が入ったもの、局部的に曲りを生じたもの、また座金がめり込んだものなどもあるので、この部分を強化したり、座金を大きくする必要がある。

(4) コンクリートの変状

PC鋼棒などは静的試験の場合と疲労試験の場合とで変状の様相に相当差があったが、コンクリート柱の変状は外観的に両者の差が余り認められない。しかし一定荷重の下にも繰返中にひび割れが進行したり、静荷重に比べて低い荷重でひび割れの数が多く認められ

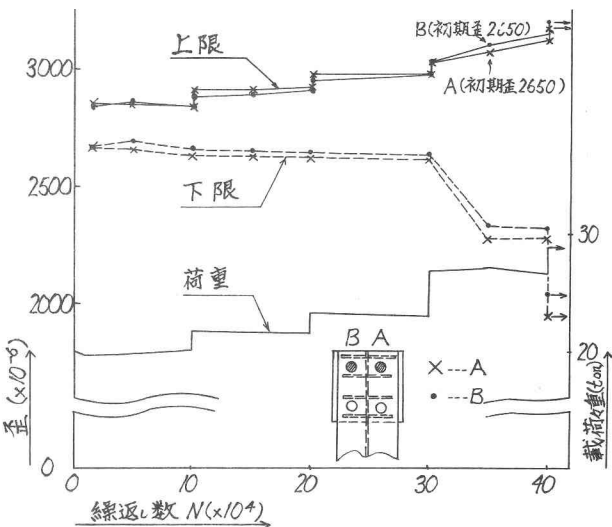


図-14 疲労試験のPC鋼棒の歪変化の例(PL-1の外側)

る傾向がある。

コンクリート強度の高低の間には目立った差がなかったが、これは鋼棒断面積の割合が小さいからであると考えられる。また鉄筋に疲労破断を生じたものはなかった。

6. むすび

鋼梁とコンクリート柱とをP.C.鋼棒で結合したラーメン構造の実験の結果、設計に際して特に考慮すべき点として次のようなことがあげられる。

(1) 各部材の耐力のバランスとしては荷重の増加に対して、①P.C.鋼棒の伸びにより隅角部における鋼梁とコンクリート柱との離間、②鋼梁の降伏、③コンクリート柱の降伏、④P.C.鋼棒の降伏、⑤鋼梁に接するコンクリートの内縁の圧潰、の順に変状が進むように各部材のプロポーションを定めるのがよいと思われる。

(2) 隅角部のコンクリートの最終耐力は図-2に示すように均合う範囲のコンクリート・梁接界面が一樣にコンクリートの圧縮強度に等しい応力を受け、P.C.鋼棒はその耐力に達すると仮定して計算してよい。

(3) 鋼梁に接するコンクリート面を鋼板で補強すれば最終耐力は幾分高くなるが、網目状に鉄筋を配置する程度で充分である。コンクリートの圧縮疲労に関していくつかの研究³⁾があるが、P.C.鋼棒の疲労に比べれば、この部分に特に疲労対策を講じる必要はないと考えられる。

(4) 鋼梁のラーメン隅角部パネルの腹板にはせん断力が一樣に働くと考えてよい。

(5) P.C.鋼棒の締付力は静的には一般に高い方がコンクリートの変状が少ない。ボルトが長く、グラウトさみず、かつ緩い場合には隅角部の回転が大きくなり、(2)項に示すような仮定は適用できない可能性がある。

(6) 耐疲労の方からもP.C.鋼棒の締付力は高い方が、図-12に示すように変動応力が小さくなり、好ましい。しかしこのためには梁と柱との間にならしモルタルなどをはさんでなじみをよくする必要がある。

本実験は主として国鉄の技術課題として行なったものであり、川崎重工KK、石川島播磨重工業KK、および東京鉄骨橋梁KKの各社が関係した。東京大学の奥村教授はじめ御指導賜った方々、および御協力下さった各社に感謝の意を表する。

参考文献 1) 例えは Tentative Recommendations for Prestressed Concrete, by ACI-ASCE Joint Committee 323

2) 「引張ボルト接合によるラーメン隅角部に関する実験的研究」田島、阿部、他 土木学会誌 No 4, Vol 52, 1967

3) 例えは "Fatigue of Concrete and its Effect upon Prestressed Concrete Beams" by F. Sawko and G.P. Saha, Magazine of Concrete Research Vol 20, No 62 March 1968

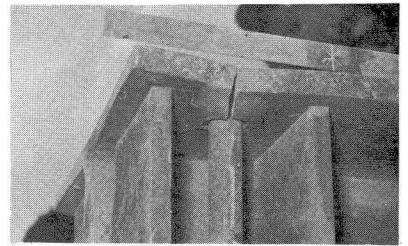


写真-5 疲労試験で鋼フラ
ンジに入った亀裂

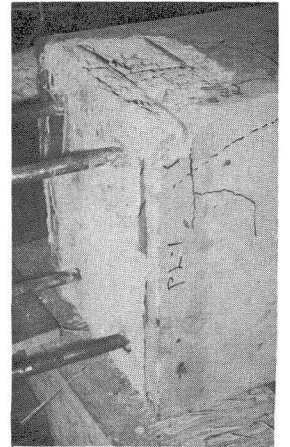


写真-6 隅角部内側のコンクリ
ートのフラッシュ状況(疲労試験)

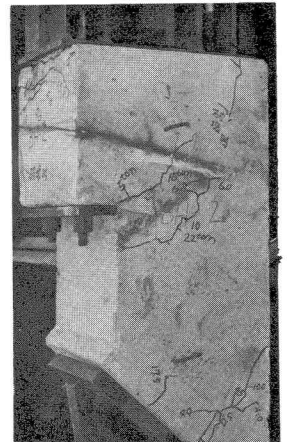


写真-7 コンクリートの
亀裂(疲労試験)