

偏載荷重を受ける張出式コンクリート橋脚の 節点部配筋法に関する研究

Reinforcing Details in Concrete T-Shape Piers under Eccentric Loadings

彦坂 熙*, 佐竹正行**, 松下博通*** John BOLANDER Jr.****

by Hiroshi HIKOSAKA, Masayuki SATAKE, Hiromichi MATSUSHITA
and John BOLANDER Jr.

A series of model tests has been performed to investigate the eccentric load resisting behavior of reinforced concrete T-shape bridge piers. Three different types of reinforcing details have been tested for both monotonic and repeated loadings. Observed and measured characteristics of the load-deflection curve, crack propagation, strain distribution and failure mode are summarized in detail, and the most effective reinforcing type is recommended for practical use.

1. まえがき

市街地の平面道路と高架式自動車専用道路からなる複断面道路構造においては、平面道路部中央分離帯に柱を設けた鉄筋コンクリート張出式橋脚（以下、T形橋脚と呼ぶ）が多く採用される。この形式の橋脚実構造寸法の一例を図-1に示す。このとき、完成時4車線の高架部上部工を一括施工せず、片側2車線のみ（例えば、

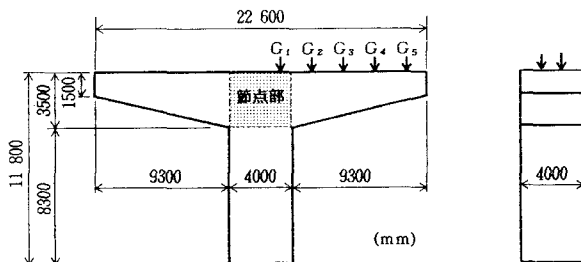


図-1 T形橋脚実構造寸法

図-1のPC5主桁 $G_1 \sim G_5$)を暫定施工して供用する場合が最近よく見受けられる。この偏載荷重によりT形橋脚の柱・梁節点部および柱部材には常時大きなモーメントが作用するため、柱部の主鉄筋は完成時荷重でなく暫定時荷重によって決定されることになる。さらに、このモーメントにより同節点部に生じる斜引張応力に対する新たな補強鉄筋の要否およびその配筋法は、鉄筋の組立、コンクリートの打設等の施工性に大きな影響を及ぼすが、このような偏載荷重を受けるT形橋脚の柱・梁節点部の設計法は未だ確立されてい

* 工博 九州大学教授 工学部土木工学科 (〒812 福岡市東区箱崎6-10-1)

** 工修 構造技術センター福岡支社 技術第一部長 (〒813 福岡市博多区博多駅前3-5-7)

*** 工博 九州共立大学教授 工学部土木工学科 (〒807 北九州市八幡西区自由丘1-8)

**** Ph.D. 九州大学講師 工学部土木工学科 (〒812 福岡市東区箱崎6-10-1)

ない。この問題の解明のために、配筋法を変えた9体のT形橋脚供試体を作製して静的載荷試験を行い、節点部補強鉄筋の有効な配筋法に関する基礎的成果を得た。

2. 供試体の製作

2.1 供試体の形状、寸法と設計荷重

図-1の実構造寸法をそのまま1/10に縮尺した9体の鉄筋コンクリートT形橋脚を製作した。上部工の鉛直反力を模擬するため、図-2のように主桁 G_1 の位置と $G_2 \sim G_5$ の重心位置とで2点支持した載荷梁にサーボバルサー（静的最大荷重45tf）により鉛直荷重 P を加え、載荷梁の支点反力が0.2 P および0.8 P となるように載荷することとした。二次元有限要素法¹⁾による予備計算で求められた本T形橋脚の終局荷重値とサーボバルサーの静的容量とから、 $P=8$ tfを橋脚供試体の設計荷重に定め、道路橋示方書に基づいて配筋を行った。

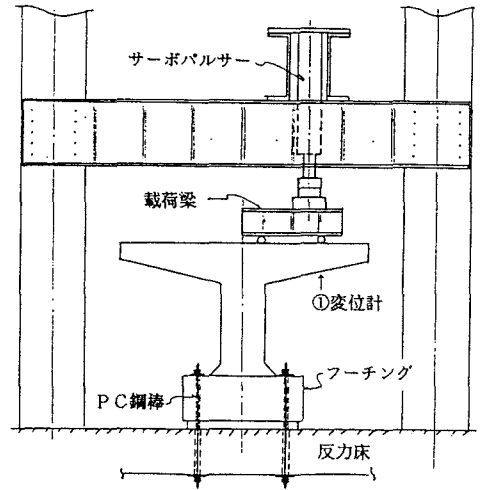


図-2 載荷方法

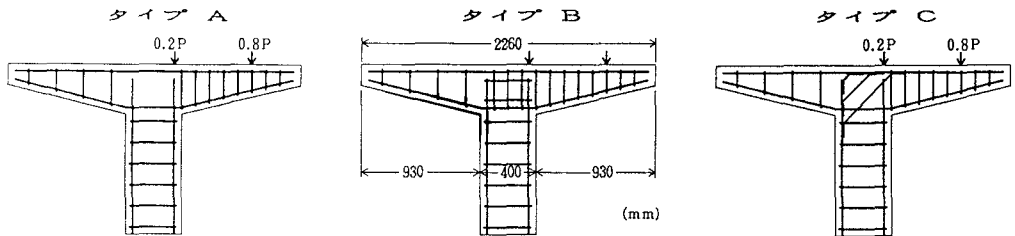


図-3 T形橋脚供試体の節点部配筋形式

2.2 供試体の配筋

9体の供試体は、図-3のように節点部補強鉄筋の配筋法の違いによりタイプA、B、C各3体ずつに分けられる。タイプAは、梁部の主鉄筋（鉄筋量は表-1参照）と圧縮鉄筋（用心鉄筋）をそのまま節点部にも通すとともに、柱部の主鉄筋と圧縮鉄筋を節点部にまで延ばしてあるが、それ以外の節点部補強鉄筋は配置されていない。タイプBは、タイプAの配筋に加え、通常のT形橋脚の配筋方法に従って、スターラップ(D13-6組, 12本)と帯鉄筋(D13-2組, 4本)を節点部にも配置したものである。タイプCは、タイプAの配筋に加えて節点部に斜補強鉄筋(D13-3本×3組, 9本)を配置したものであり、その補強鉄筋量は次のようにして決定した。すなわち、偏載T形橋脚の未載荷側張出梁を取り去った仮想の逆L形橋脚を考えれば、節点モーメント M により節点部の対角線方向の断面に生じる引張応力分布は近似的に図-4のように表され、この斜引張応力度の最大値 $\sigma_{t, \max}$ の近似算定式が次のように与えられている²⁾。

$$\sigma_{t, \max} = \frac{5M}{R^2 W} \quad (1)$$

ここに、 R ＝節点部対角線長、 W ＝節点部奥行幅。

本題の偏載荷重を受けるT形橋脚においては、上式の $\sigma_{t, \max}$ がコンクリートの許容引張応力度を大幅に上回るため、次式³⁾により斜補強鉄筋量 A_s を求めた。

$$A_s = \frac{2M}{R \sigma_{sa}} \quad (2)$$

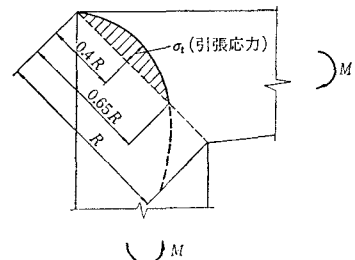


図-4 ラーメン端節点部に生じる引張応力²⁾

ここに、 σ_{sa} =斜補強鉄筋の許容応力度。

表-1 供試体の主鉄筋と載荷法

供試体	主鉄筋	載荷方法
シリーズ①	A-1 B-1 C-1 5本	繰返増
シリーズ②	A-2 B-2 C-2 5本	単調漸増
シリーズ③	A-3 B-3 C-3 5本	繰返増

表-2 コンクリートの配合

セメント	314 kg/m ³
水	160 "
細骨材	815 "
粗骨材	1053 "
AE減水材	0.785 "
水セメント比	51 %
細骨材率	45.5 %

表-3 コンクリートの圧縮強度

材令	生コン車	圧縮強度 (kgf/cm ²)	
		標準養生	現場養生
7日	1	129	101
	2	128	97
28日	1	289	225
	2	295	214

供試体はまた、梁部および柱部の主鉄筋径と載荷方法（単調漸増載荷および繰返増載荷）の違いにより、表-1に示す3つのシリーズ①、②、③に分けられる。シリーズ①の供試体の梁部および柱部の主鉄筋は、コンクリートの設計基準強度を $\sigma_{ck}=240 \text{ kgf/cm}^2$ とし、 $P=8 \text{ tf}$ を設計荷重として道路橋示方書に基づいて決定した。シリーズ②および③の6体の供試体については、節点部補強鉄筋はシリーズ①と同じであるが、柱部が節点部に先行して破壊することがないように、主鉄筋径をシリーズ①より1ランク(3 mm)上げている。張出梁のスターラップと柱の帯鉄筋は、9体とも同一配筋とした。

2.3 コンクリートの配合と材料試験結果

供試体を使用したコンクリート（設計基準強度 240 kgf/cm^2 ）の配合を表-2に示す。セメントは実構造に使用予定のものと同じ高炉セメントを用い、粗骨材の最大寸法はひずみゲージ長(30 mm)を考慮して20 mmとした。9体の供試体コンクリートは生コン車2台で打設した。標準養生およびT形橋脚供試体と同一場所、同一条件で現場養生した円柱供試体(各3本)の、材令7日および28日圧縮強度の平均値を表-3に示す。コンクリート打設を1月末に行い、打設直後に低温が続いたため、現場養生コンクリートの強度発現が不十分となった。各橋脚の載荷試験日に行ったコンクリートの材料試験結果の平均値を表-4に示す。本橋脚供試体に用いた鉄筋の径はD10、D13、D16、D19の4種で、すべてSD295Aである。引張試験の結果、降伏点強度の平均値は3,640 kgf/cm²、引張強度の平均値は5,430 kgf/cm²であった。

表-4 コンクリートの力学的特性

設計基準強度	240	kgf/cm ²
供試体数	27	本
材令	28~44	日
圧縮強度	230	kgf/cm ²
引張強度	16.0	kgf/cm ²
ヤング係数	2.21×10^5	kgf/cm ²
ポアソン比	0.170	

3. 載荷および計測方法

3.1 コンクリートのひずみゲージ貼付位置

コンクリート表面のひずみゲージ貼付位置は9体の供試体とも同じとし、梁部および柱部にはゲージ長30mmの単軸ゲージを、また節点部には3方向（水平、鉛直、45度）に単軸ゲージを、それぞれ図-5の位置に貼付した。なお、これらのひずみゲージは、すべて

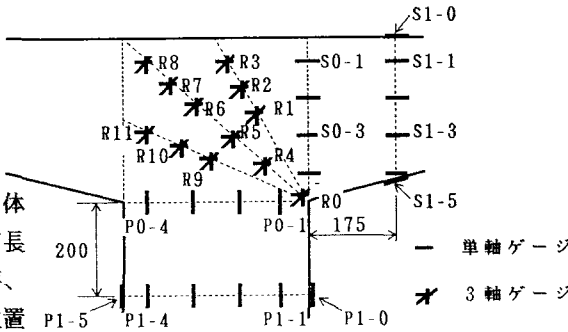


図-5 コンクリート表面ひずみゲージ

供試体の表裏両面の対称位置に貼付されている。

3.2 鉄筋のひずみゲージ貼付位置

図-6は、鉄筋のひずみゲージ(ゲージ長2mm)のうち、9体の供試体に共通する貼付位置を示す。これらのうち、梁部および柱部の圧縮鉄筋ゲージは、5本の鉄筋の中央1本だけに貼付されているが、引張鉄筋およびスターラップのゲージは、5本または4本の鉄筋のうち対称に配置された2本に貼付されている。

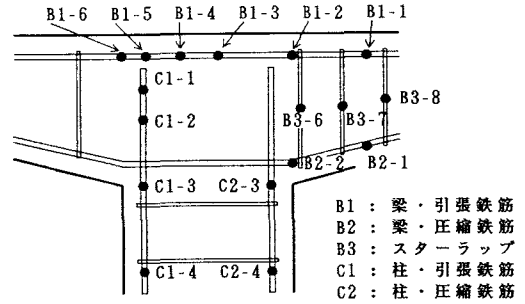


図-6 鉄筋ひずみゲージ(タイプA,B,C共通)

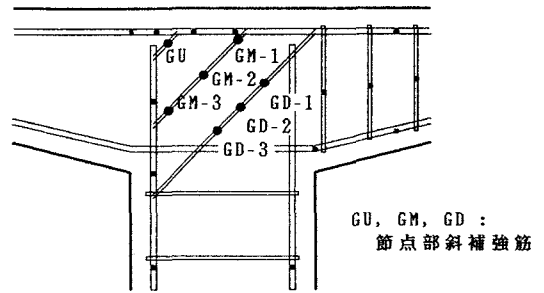
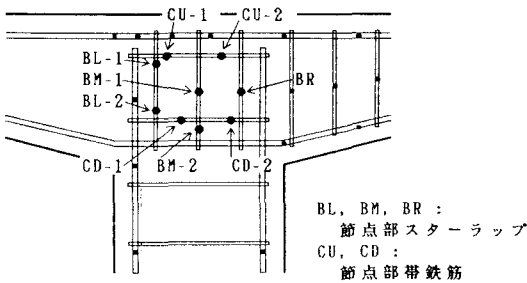


図-7 タイプBおよびタイプCの節点部補強鉄筋ひずみゲージ

図-7は、タイプBおよびCの節点部補強鉄筋ゲージの貼付位置を示す。これらはすべて、対称に配置された2本に貼付されている。また、タイプCの補強鉄筋ゲージ No. GD-1,2,3 および GM-2 は、コンクリート表面3方向ゲージR1, R5, R9, R6の45度方向ゲージと、貼付位置および方向を一致させてある。

3.3 変位の計測

6本の変位計を用いて、張出梁の鉛直変位、柱部天端の水平変位を計測したほかフーチングの固定度を確認した。ただし、後述の荷重-変位(P-Δ)曲線における変位Δはすべて、載荷梁外側支点直下の変位計①(図-2参照)により測定した鉛直変位である。

3.4 載荷方法とひびわれ幅の計測

図-2による載荷には九州共立大学工学部構造実験室のサーボパルサーEHF30を使用し、シリーズ①および③の計6体の供試体に対しては、終局破壊に至るまで図-8のパターンで繰返し増載荷・除荷を行った。同図中、載荷時の○印の点と除荷時の△印の点(P=6tf)でクラックスケールによりひびわれ幅を計測した。P=6tfは概ね〔永久荷重+0.5×変動荷重〕に相当する。またシリーズ②の3供試体については、2tf刻みで終局破壊に至るまで単調増載荷を行い、各載荷時点でひびわれ幅を計測した。なお、載荷はすべてたわみ制御で行った。

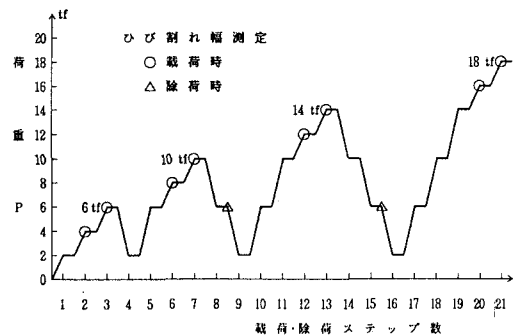


図-8 繰返し増載荷パターン

4. 二次元有限要素法解析による最終破壊強度の推定

本実験の載荷に用いたサーボパルサーの静的最大荷重は45tfであったので、実験に先立ち二次元有限要素法¹⁾により供試体の単調漸増載荷による最終破壊強度を推定した。図-9にタイプAの供試体の要素分割を示す。コンクリートについては4節点アイソパラメトリック要素を用いて497節点、430要素に分割し、また鉄筋には1次元棒要素を用いた。

鉄筋コンクリート構造物を解析するためには、コンクリートと鉄筋に生じる種々の材料非線形性を考慮しなければならないが、それらの非線形性のうちで特に重要なものは次の5つである。

- 1) 多軸応力下のコンクリートの非線形特性。
- 2) コンクリートの引張ひびわれ。
- 3) 鉄筋の降伏。
- 4) ひびわれ面におけるせん断応力の伝達。
- 5) コンクリートと鉄筋の間の付着すべり。

本解析では上の1)～3)の非線形性を考慮し、4)は後述のせん断伝達係数を用いて間接的に考慮した。5)も非線形付着-すべりモデルによるリンク要素を用いて考慮できるが⁵⁾、ここではすべりを無視して付着は完全であるものと仮定した。解析に用いた2軸応力下のコンクリートの破壊基準を1軸圧縮強度 f_c により正規化した主応力 σ_1, σ_2 の関数で表せば、図-10の通りである。

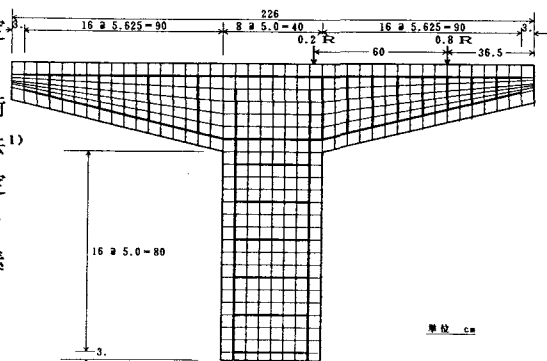


図-9 有限要素分割 (供試体タイプA)

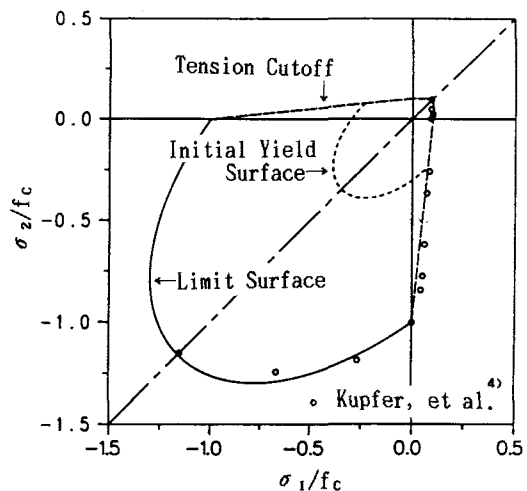


図-10 2軸応力下のコンクリートの破壊基準

本解析の主目的が実験供試体の最終破壊強度の推定に

あるので、コンクリートの引張ひびわれは最も単純なモデルで取り扱った。すなわち、引張を受けるコンクリートは、最大主応力が図-10の脆性引張破壊基準に達してひびわれが発生するまで等方性かつ線形弾性とし、ひびわれ発生後はいわゆる分散ひびわれ(smeared crack)モデルを採用した。ひびわれ方向に垂直な直応力はひびわれ発生後直ちに解放され、材料はひびわれ方向とそれに垂直な方向の直交異方弾性体に変化する。この結果、ひびわれに垂直方向の材料剛性はほとんど0になるが、ひびわれ方向の剛性は変化しない。ひびわれ界面に存在する骨材の凹凸によるかみ合い作用を考慮して、せん断弾性係数 G をひびわれ発生後 βG に変化させた。ここに β はせん断伝達係数($0 < \beta < 1$)である。コンクリートの材料定数は表-4の実測値を用い、せん断伝達係数を $\beta = 0.1$ と仮定した。鉄筋(SD295A)の降伏点強度は実測に基づく $\sigma_y = 3,600 \text{ kgf/cm}^2$ を用い、ヤング係数 E 、ひずみ硬化係数 $0.01E$ のバイリニア応力-ひずみ関係を仮定した。

5. 試験結果および考察

5.1 最終破壊荷重と破壊形式

全9体の供試体の最終破壊荷重 P_u の実測値と有限要素法による解析値を表-5にまとめて示す。道路橋示方書に基づいて設計したシリーズ①の3供試体については、破壊安全率 λ (破壊荷重 P_u の設計荷重 $P = 8 \text{ tf}$ に対する倍率)を併記した。単調漸増荷重に対する P_u の有限要素法解析値は繰返し増載荷によるシ

表 - 5 最終破壊荷重と破壊形式

節点部 補強法	供試体	実 測 値		FEM解析値		破壊形式
		破壊荷重 P_u (tf)	安全率 λ	破壊荷重 P_u (tf)	安全率 λ	
タイプ A	A-1	22.1	2.76	24.8	3.10	節点部 斜引張破壊
	A-2	28.0				
	A-3	26.0				
タイプ B	B-1	23.1	2.89	24.4	3.05	節点・柱部 複合破壊
	B-2	30.6				
	B-3	28.0				
タイプ C	C-1	24.0	3.00	26.0	3.25	柱 部 曲げ破壊
	C-2	33.1				
	C-3	31.5				

リーズ①の実測値より少し大きいのが、最終破壊荷重の推定に関する限り、ここに用いた単純なモデルに基づく非線形有限要素法は十分有効であると思われる。

供試体の最終破壊時のひびわれ分布は図-11の通りである。節点部補強鉄筋の有無にかかわらず、節点部に斜ひびわれの発生が確認されたのは、各供試体とも荷重 P が設計荷重8 tfの2倍を越えた後であった。この斜ひびわれは節点部内の対角線下方に最初に発生し、荷重の増加とともに対角線の勾配よりやや小さい角度で両側に伸びて左側の非載荷梁部内にまで進展した。目視による最終破壊形式は、タイプAの3体が何れも明瞭な節点部斜引張破壊であったのに対し、タイプCの3体は何れも破壊時まで節点部のひびわれ幅が許容値0.2mmより小さく、柱部で曲げ破壊した。タイプBについては、節点部斜引張破壊の卓越したB-1と柱部曲げ破壊の卓越したB-2、B-3とに分かれたが、ひびわれ幅とその分布状況から節点部と柱部がほぼ同時に破壊したものと判断される。ラーメン節点部の破壊を構造部材の破壊に先行させないという観点からは、タイプCの配筋法が有利である。

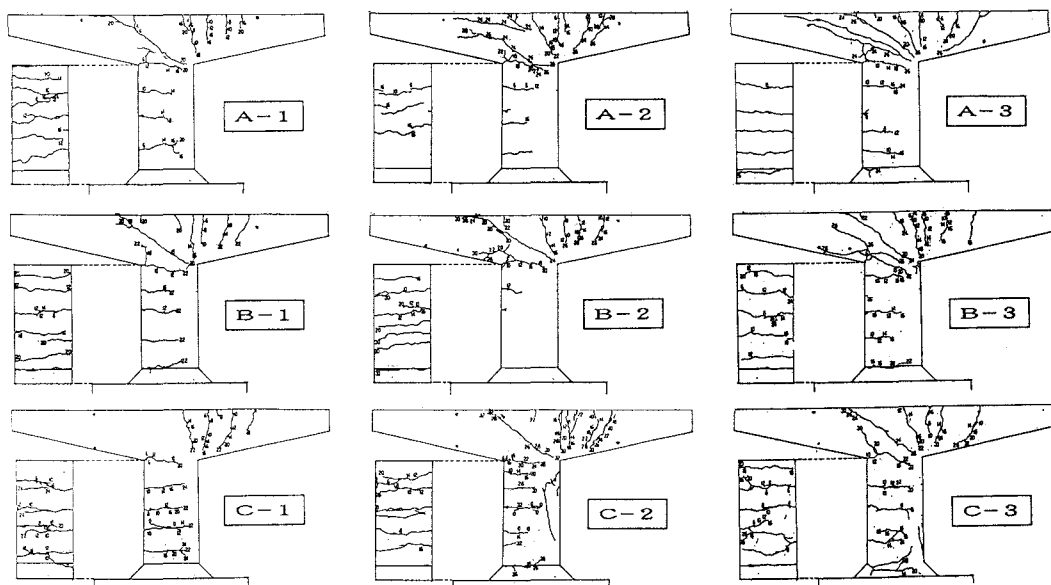


図-11 破壊時のひびわれ分布

5.2 荷重－変位曲線

図-12は、全9体の供試体の実測荷重－変位（P－ Δ ）曲線をまとめたものである。ここに Δ は図-2の変位計①により測定した鉛直変位であり、繰返載荷を行ったシリーズ①および③の供試体についてはP－ Δ 曲線の包絡線を示す。図中に記した設計荷重のレベル（P = 8 tf）は、道路橋示方書に基づいて設計したシリーズ①の供試体に対するものである。

節点部を斜鉄筋で補強したタイプCの供試体はタイプBよりも補強鉄筋の効きが良く、剛性および破壊荷重が大きい。節点部無補強のタイプAに比べて、タイプBの補強を行った場合の破壊荷重増加率は10%以下であるが、タイプCのそれは20%に達している。なお、シリーズ①より主鉄筋径を1ランク上げたシリーズ③の破壊荷重は、供試体A-3、B-3で約20%、C-3で約30%増加している。

同一配筋の供試体に対して載荷方法のみを変えたシリーズ②とシリーズ③の結果を比べると、繰返し増載荷によるシリーズ③の供試体の破壊荷重が、単調増載荷のシリーズ②のそれより5～7%低下している。

図-13は、繰返載荷を行ったシリーズ①の供試体の実測P－ Δ 曲線を、単調載荷の有限要素法解と比べたものである。本解析に用いたコンクリートのひび割れモデルの単純さ、付着すべり無視などのため、有限要素解は実測P－ Δ 曲線の包絡線とは必ずしも一致していない。

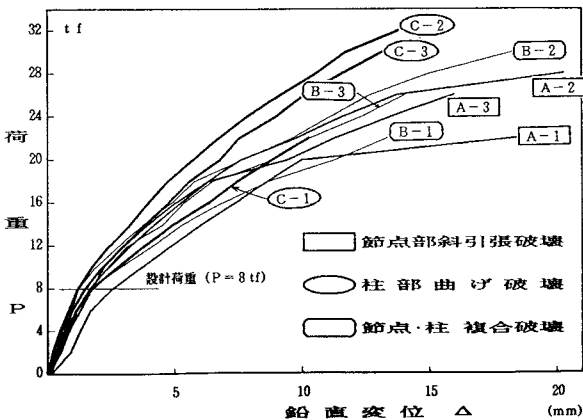


図-12 全供試体の荷重－変位曲線

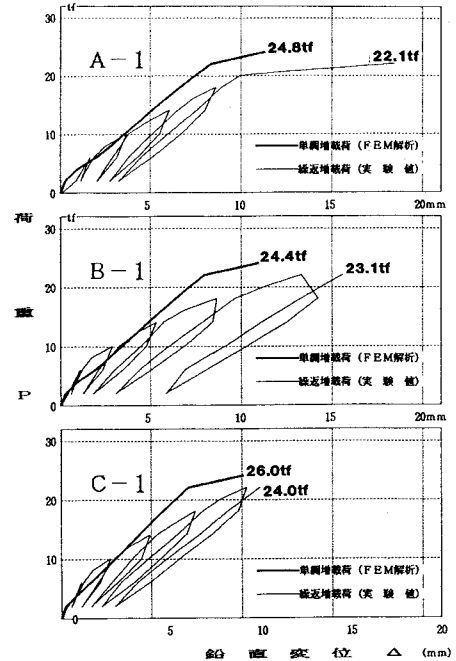


図-13 シリーズ①の荷重－変位曲線

5.3 鉄筋のひずみ

各供試体の主鉄筋、圧縮鉄筋、節点部補強鉄筋の代表的測点について、繰返載荷を行ったシリーズ①の供試体の荷重－ひずみ曲線の包絡線を図-14に、また単調増載荷を行ったシリーズ②の供試体の荷重－ひずみ曲線を図-15に示す。シリーズ③に関する同じ曲線の包絡線はシリーズ②の供試体の荷重－ひずみ曲線とほとんど同じであった。

全9体の供試体に共通して、最終破壊時には柱部の主鉄筋（ゲージ No.C1-4）が実測降伏ひずみ（約1700 μ ）に達している。主鉄筋を道路橋示方書に基づいて設計したシリーズ①の供試体のうち、節点部で斜引張破壊した供試体A-1では、梁部主鉄筋（ゲージ No.B1-2）のほか節点部内の主鉄筋（ゲージ No.B1-3, C1-2）も最終的には降伏している。供試体B-1でも節点部内の主鉄筋（No.B1-3）とスターラップ（No.BL-2）が降伏しているのに対し、柱部で曲げ破壊した供試体C-1では、柱部主鉄筋以外の鉄筋がすべて降伏点以下にある。

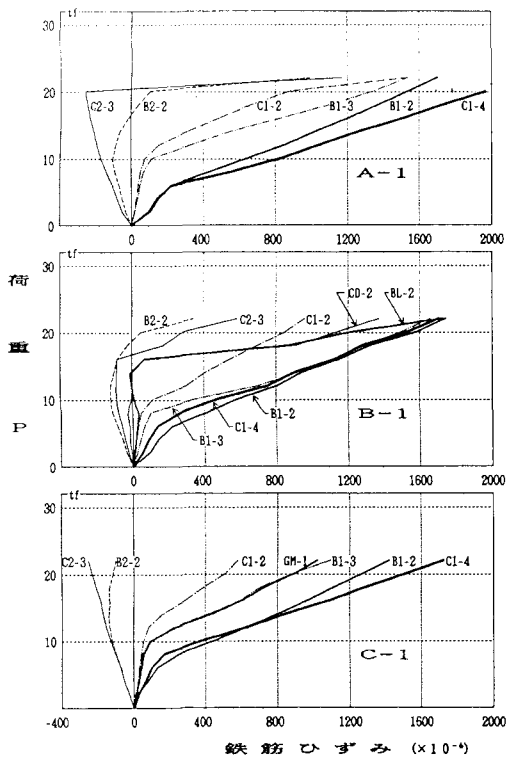


図-14 シリーズ①の鉄筋ひずみ

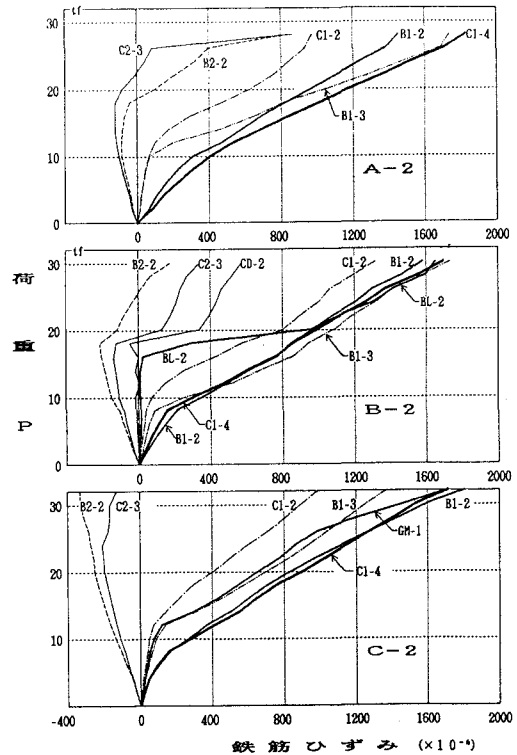


図-15 シリーズ②の鉄筋ひずみ

タイプAおよびBの6体の供試体ではすべて、節点部の斜ひびわれが最終破壊時には圧縮鉄筋にまで達し、そのひずみが圧縮から急激に引張に変化している (No. B2-2, C2-3)。これに対し、タイプCの3供試体の圧縮鉄筋は最後まで圧縮状態にある。

タイプBの節点部補強鉄筋は帯鉄筋よりスターラップの方が有効であるが、斜ひびわれが左側梁部内に進展するので、節点部の左寄りに配置すればより有効といえる。このスターラップは斜ひびわれが発生するまでほとんど無応力状態にあり、ひびわれ発生後急激に降伏している。これに対し、タイプCの斜補強鉄筋には載荷当初から引張ひずみが発生して斜ひびわれの幅を抑え、主鉄筋と類似の挙動をすることがわかる。なお、タイプCにおいてゲージ貼付位置と方向を一致させて測定した斜補強鉄筋ひずみおよびコンクリート表面引張ひずみを比較した結果、ひびわれ発生前には両者がよく合致していることが確認された。

5.4 コンクリートのひずみ

本題の偏載荷重を受けるT形橋脚の柱部には軸圧縮力と一定曲げモーメントが作用し、自重の影響を無視すれば柱部の断面力はその全長にわたり変化しない。図-16は、各供試体の柱部コンクリートの縁圧縮ひずみ (ゲージ No. P1-0) に関する荷重-ひずみ曲線 (繰返載荷については包絡線) をまとめたものである。

本試験において、コンクリートの最大圧縮ひずみは梁部および柱部から2軸圧縮を受ける節点部右下隅に生じる。この点の近傍に貼付した3方向のコンクリート表面ゲージ R0 (図-5 参照) による測定値のうち、45度方向の圧縮ひずみ (ゲージ No. R0-b) に関する荷重-ひずみ曲線を図-17に示す。これら両図から、ひびわれ幅が小さくコンクリートの圧縮断面が大きいタイプCの供試体のひずみは小さく、従ってその耐荷力が高いことが首肯される。

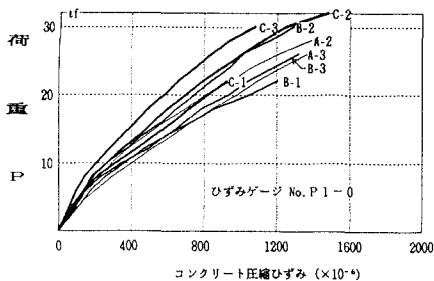


図-16 柱部コンクリートの圧縮ひずみ

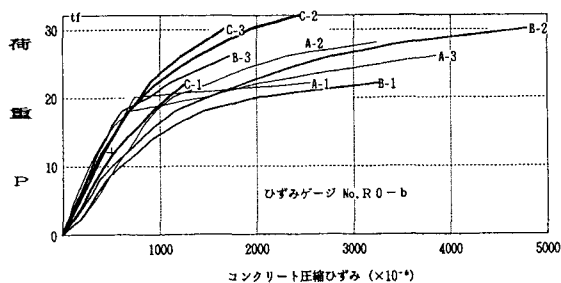


図-17 節点部コンクリートの圧縮ひずみ

6. 結論

偏載荷重を受ける鉄筋コンクリート張出式橋脚の節点部補強方法について、本研究から得られた知見をまとめれば以下の通りである。

(1) 道路橋示方書に基づいて設計すれば、本橋脚供試体は節点部無補強でも偏載荷重に対し約2.8の破壊安全率を有している。

(2) 節点部補強鉄筋の有無にかかわらず、設計荷重の2倍程度の荷重まで節点部に斜ひびわれは発生しない。しかし、設計荷重時において節点部の斜引張応力度がコンクリートの許容引張応力度を大幅に上回るので、コンクリートの引張強度に対する安全性を考慮すれば、本題の偏載荷重に対しては節点部に補強鉄筋が必要となる。

(3) 節点部補強鉄筋の配筋法によって供試体の最終破壊形式が異なり、節点部無補強のタイプAは節点部で斜引張破壊、通常配筋のタイプBは節点部・柱部複合破壊、斜鉄筋で補強したタイプCは柱部で曲げ破壊する。最終破壊荷重はタイプA<タイプB<タイプCの順で大きくなる。

(4) タイプBの節点部補強鉄筋はひびわれ発生後でなければ働かないが、タイプCの斜補強鉄筋は載荷当初から主鉄筋と同様に引張応力を受け、ひびわれ幅の増大を抑えとともに構造全体の剛性と耐荷力を増大させる。

(5) 両側に張出梁を持つT形橋脚の節点部に発生する斜ひびわれの角度は節点部対角線の勾配よりやや小さく、対角線下方に発生したのち左側の非載荷梁部内に進展する。このことを考慮して、節点部補強鉄筋を配筋すべきである。

(6) タイプCの斜鉄筋による節点部補強法は、補強鉄筋量が有効断面積で考えてもタイプBより小さいにもかかわらず、節点部のひびわれ幅は許容値以下のままで最終的に柱部曲げ破壊を生じた。上記(3)の結果を併せ考えれば、ラーメン節点部の破壊を構造部材の破壊に先行させないという観点からは、タイプCの配筋法が有利といえる。

(7) 同一配筋の供試体に対して、繰返し増載荷による最終破壊荷重は単調増載荷のそれより5~7%低下した。

(8) コンクリートの引張ひびわれに対して単純な脆性破壊モデルを用い、付着すべりを無視した二次元有限要素法により、本題の偏載荷重を受けるT形橋脚の最終破壊荷重を実用上十分な精度で推定できる。

参 考 文 献

- 1) J. Bolander Jr. and J. Wight: Towards Realistic FE Models for Reinforced Concrete Shear Wall Dominant Buildings Subjected to Lateral Loading, University of Michigan CE Report, No.89-2,

January 1989.

- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋編, pp.267～268, 平成2年2月.
- 3) 日本道路協会：コンクリート道路橋設計便覧, pp.323～324, 昭和63年10月.
- 4) H.R. Kupfer et al.: Behavior of Concrete under Biaxial Stresses, American Concrete Institute Journal, Vol. 66, No. 8, pp.656～666, August 1969.
- 5) J. Bolander Jr. et al.: Failure Analysis of T-Shape Concrete Bridge Piers under Eccentric Loadings, 平成3年度土木学会西部支部研究発表会論文集, 平成4年3月.

(1991年9月30日受付)