

[92] 隔壁の埋込まれた鉄筋コンクリート部材のせん断挙動と設計

正会員 池田 尚 治(横浜国立大学工学部)
 矢 作 枢(首都高速道路公団工務部)
 正会員 椿 龍 哉(横浜国立大学工学部)
 正会員 〇山 口 隆 裕(横浜国立大学工学部)

1. 緒 言

鉄筋コンクリート構造物を築造する場合には、新旧コンクリートの一体化の問題が常に存在する。例えば、鉄筋コンクリート橋脚の場合では、フーチングのコンクリートを打ってから数日後に柱脚部のコンクリートを打込み、また、横はりのコンクリートはその後に横はりの配筋等が完了してから打込まれる。これらの新旧コンクリートの打継目については長い間の経験と実績とのために現在ではあまり問題視されていないが、新旧コンクリートの打継目の問題点が十分に解決されたとは言いがたい。本研究はこのような打継面を含むコンクリート部材の挙動の把握と打継面での一体化の方策を得ることを目的とした実験研究である。今回の研究において対象とした構造物は横浜港横断橋の下部構造であり、フーチングの中に旧コンクリートの鉛直壁が格子状に配置され、かつ、旧コンクリートの底版も存在する構造である。

2. 実験方法

供試体はせん断支間けた高比(a/h)を1.4とし、片側のせん断支間の中に2個のプレキャスト部材である隔壁を有するはり部材とした。隔壁は断面の中央の68%の面積を占めるコンクリート板である。実験の要因としては、隔壁の有無とその表面状態、隔壁面のずれ止め筋の有無と量、底版の有無とそのずれ止め筋の有無、軸方向プレストレスの有無、軸方向鉄筋比、載荷方法とした。供試体数は26体で、そのうちの22体の形状と寸法を図-1に示す。隔壁の表面状態としては、脱型したままのもの、脱型面の1/2の面積にテープを貼って付着面積を1/2にしたもの、全面にテープを貼って付着を全く除いたもの、および脱型面にベントナイト液を塗布し乾燥させたものの4種類とした。ずれ止め筋はD6鉄筋を隔壁面から3cm突出させたものとし、隔壁面の0.28%、0.5%、0.93%の3段階にその量を変化させた。底版の表面は木ゴテ仕上げとし、1/2の面積にテープを貼って付着面積を1/2にした。底版のずれ止め筋量は、0.21%とした。軸方向プレストレスはPC鋼棒を用いて6Kg/cm²の有効プレストレスを導入した。軸方向引張鉄筋比は0.46%を基準とし、その2倍の量を含めた。載荷は一方向載荷または正負載荷とし、地震時荷重で5回、計算降伏荷重時変位(1 δ)で5回、以降、 δ の倍数による繰返し載荷とした。載荷時には変位計によってすべての隔壁面のずれ変位を測定した。

コンクリートの目標強度は、隔壁部が350Kg/cm²、後打ち部が240Kg/cm²で、鉄筋はD13($\sigma_{sy} = 3800$ Kg/cm²)、D6($\sigma_{su} = 5000$ Kg/cm²)を使用した。

3. 実験結果と考察

供試体数26体のうち、22体の供試体の一覧と実験結果を表-1に示す。隔壁および底版を持つ部材の基礎的な力学特性を列記すれば次の通りである。^{1)、2)}

- (1) 隔壁があると隔壁面に曲げひびわれによる剝離が生じ、地震時荷重程度でずれが生じ、一体コンクリートの場合とは明らかに異なる性状を示した。ただし、隔壁面の部分で僅かなずれが生じて、部材の終局耐力や破壊性状に決定的な悪影響を与えるとは限らず、破壊モードも必ずしも脆性的なものではない。写真-1に隔壁の脱型面の付着面積を1/2にした N_3 供試体の破壊状況を示す。
- (2) 一方向のみの繰返し載荷に比して正負繰返し載荷の方が隔壁のずれに対しての影響ははるかに大きい。
- (3) プレストレスによる隔壁のずれ止めの効果を実験的に検討した結果、大きな荷重のもとでは隔壁面に曲げひ

びわれによる剥離が生ずるため、せん断力による隔壁面でのずれを防止することは困難であった。プレストレスの効果がずれに対して十分に発揮できるのは、隔壁面にプレストレスが残留して隔壁面の剥離がない場合についてのみである。写真-2に隔壁の脱型面の付着面積が1/2で、6 Kg/cm²のプレストレスが導入されたNo.11供試体の破壊状況を示す。

- (4) 隔壁を貫通して両面に突出しほぼ均等に分散配置したずれ止め筋は、隔壁面でのずれを防止する方策としてその効果の極めて大きいことが明らかとなり、隔壁面に0.5%のずれ止め筋を配置することによりほとんど隔壁面ですれることなく部材は曲げ破壊した。写真-3に、隔壁の脱型面の付着面積が1/2で、0.5%のずれ止め筋が配置されたNo.8供試体の破壊状況を示す。
- (5) 底版付き供試体の実験結果から底版のずれ止め筋の効果の大きいことが認められた。本実験の場合ずれ止め筋比0.21%で十分であった。
- (6) 隔壁面のごれを想定して、隔壁表面にベントナイト液を塗布した実験を行なった結果、予想に反し隔壁面の付着性状はほとんど影響を受けなかった。

これらの結果をふまえて、さらに詳細に考察した結果を以下に示す。

3.1 ずれ止め筋の量とずれ量の関係

隔壁面に一様に分散して配置されるずれ止め筋は、隔壁のずれ止めに極めて有効であることが明らかとなったが、ここでは、このようにして配置したずれ止め筋のずれ変形量について若干の考察を試みる。

直径 ϕ のずれ止め筋が、せん断応力度 τ を受けてずれる場合のずれ変位量 δ は次式で表わされる。(3), 4)

$$\delta = a \frac{\pi}{4} \cdot \tau \cdot \phi \dots\dots\dots (3.1)$$

ここで、 a は実験によって定める係数であって、鉄骨鉄筋コンクリートの鉄骨のずれの実験で求めた値は限界荷重時($\tau = 0.8 \sigma_{su} / \sqrt{3}$)の場合 30×10^{-6} である。 $\sigma_{su} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ とすれば、 $\tau = 2310 \text{ Kg/cm}^2$ であるので、この時のずれ変位量は式(3.1)から0.33 mmと計算される。隔壁面の付着が全くない場合のずれ変位

表-1 供試体一覧と実験結果

| No. | 供試体内容(1) | 計算値(2) | | | 実験値 | | | 破壊モード |
|-----|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|------------------|---------------|----------------|------------------|
| | | 地震荷重 Pg (ton) | 降伏荷重 Py (ton) | 終局荷重 Pu (ton) | 最大引張り変位 時(mm) | 降伏変位 時(mm) | 最大耐力 (ton) | |
| 1 | w/2・b | 10.2 | 14.3 | 15.1 | 0.18 | 0.48 | 16.7 | 曲げ降伏後のずれ ずれ破壊 |
| 2 | w・ob | # | # | # | — | 0.76 | 10.0 | ずれ破壊 |
| 3 | w・b/2 | # | # | # | 0.34 | 0.61 | 15.0 | ずれ破壊 |
| 4 | w・m | # | # | # | 0.21 | 0.40 | 16.8 | 曲げ降伏後のずれ |
| 5 | w・ob・d/2 | # | # | # | — | 0.58 | 14.6 | ずれ破壊 |
| 6 | w・ob・d | # | # | # | 0.22 | 0.36 | 16.7 | 曲げ降伏後のずれ |
| 7 | w・ob・2d | # | # | # | 0.11 | 0.28 | 16.8 | 曲げ破壊 |
| 8 | w・b/2・d | # | # | # | 0.05 | 0.21 | 17.1 | 曲げ破壊 |
| 9 | w/2・b・p | 12.6 | 16.7 | 20.9 | 0.09 | 0.23 | 22.9 | 曲げ降伏後のPC破断 |
| 10 | w・ob・p | # | # | # | — | 0.40 | 18.5 | ずれ破壊 |
| 11 | w・b/2・p | # | # | # | 0.08 | 0.28 | 21.6 | 曲げ降伏後のずれとPC破断 |
| 12 | w・b/2・B・ b/2(2) | +13.3 - 6.2 | +17.3 - 8.7 | +20.6 - 9.2 | 0.23 | 0.66 | +16.6 -10.6 | ずれ破壊 |
| 13 | w・b/2・d・ B・b/2・f(2) | +13.3 - 6.2 | +17.3 - 8.7 | +20.6 - 9.2 | 0.08 | 0.42 | +21.2 -10.4 | 曲げ降伏後のせん断破断 |
| 14 | w・b/2・p・ B・b/2・f(2) | +15.5 - 8.8 | +19.5 -11.3 | +26.0 -15.4 | 0.15 | 0.36 | +26.0 -17.0 | 曲げ降伏後のずれとせん断破断 |
| 15 | w/2・b・2R | 19.9 | 28.0 | 28.9 | 0.30 | 0.56 | 31.4 | 曲げ降伏後のずれ |
| 16 | w・b/2・2R | # | # | # | 0.21 | 0.67 | 26.6 | ずれ破壊 |
| 17 | w・b/2・2d・2R | # | # | # | 0.17 | 0.30 | 30.8 | 曲げ降伏後のせん断 |
| 18 | w・b/2・p・2R | 22.3 | 30.4 | 33.6 | 0.16 | 0.41 | 33.2 | ずれとせん断破断 |
| 19 | w/2・b(2) | +10.2 - 6.2 | +14.3 - 8.7 | +15.1 - 9.2 | 0.13 | 0.42 | +14.5 -10.0 | ずれ破壊 |
| 20 | w・b/2(2) | +10.2 - 6.2 | +14.3 - 8.7 | +15.1 - 9.2 | 0.34 | 0.67 | +13.1 - 8.5 | ずれ破壊 |
| 21 | w・b/2・d(2) | +10.2 - 6.2 | +14.3 - 8.7 | +15.1 - 9.2 | 0.07 | 0.24 | +15.6 -10.6 | 曲げ降伏後のせん断破断 |
| 22 | w・b/2・p(2) | +12.6 - 8.8 | +16.7 -11.3 | +20.9 -15.4 | 0.06 | 0.30 | +20.2 -16.2 | 曲げ降伏後のずれとせん断破断 |

注: 1) 記号は、(w/2: 隔壁が片側のせん断区間のみ)にあり、w: 両側にあり)・(ob: 隔壁面の付着なし、b/2: 与の面に付着あり、b: 付着あり、m: ベントナイト液塗布)・(d/2: ずれ止め筋比0.28%, d: 0.5%, 2d: 0.93%, p: 有効プレストレス6層)・(B: 底版あり)・(b: 底版付着あり、b/2: 底版と付着あり)・(f: 直張りずれ止め筋比0.21%)・(2R: 軸鉄筋比が2倍0.92%)・(2): 正負載荷) 2) 一体のりとして計算したジョイント1本当りの値で地震荷重と降伏荷重は、それぞれ引張主鉄筋の応力が2700kg、3800kgとなる値である。

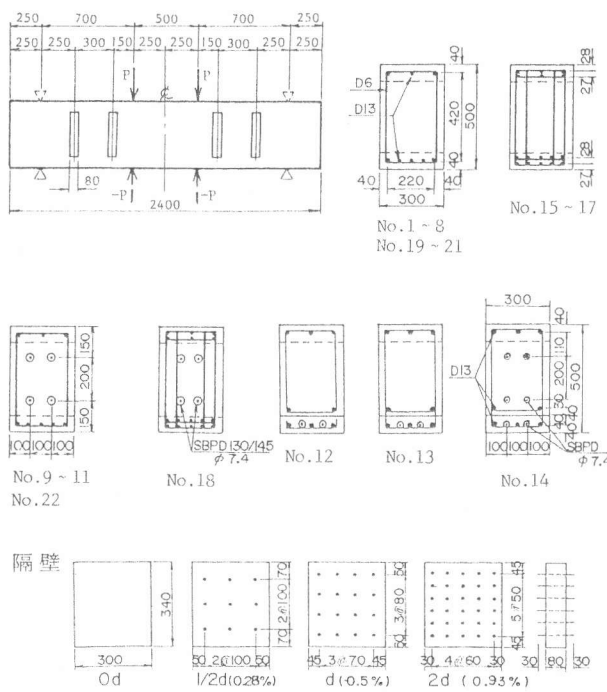


図-1 供試体図

量は表-1に示されるように、降伏変位時においてずれ止め筋比が0.28%、0.5%、0.93%のそれぞれに対し、0.58mm、0.36mm、0.28mmであった。この場合、降伏変位時のずれ止め筋に生ずるせん断応力度は隔壁部分のみに着目して計算すると、それぞれ2660kg/cm²、1740kg/cm²、1220kg/cm²となり、ずれ止め筋比が0.28%の供試体は0.8 σ_{su} / $\sqrt{3}$ をある程度上廻る値である。このことから、ずれ変位量が計算値の約2倍となっていることが理解できる。

設計にあたってずれ止め筋量を求める場合、実用上、仮にずれ止め筋のせん断降伏値 $\sigma_{sy}/\sqrt{3}$ を基準に考えてみると、約14kg/cm²のせん断応力度が終局耐力に相当する荷重で生ずる部材において隔壁面に付着が全くない場合、0.93%のずれ止め筋を配置することによってずれをほぼ完全に抑えられる。最大荷重時のずれ止め筋に生ずるせん断応力度は、隔壁部分のみに着目して計算すると1450kg/cm²となり、せん断降伏値以下である。ずれ止め筋比が0.5%の場合には、2700kg/cm²となってせん断降伏値2200kg/cm²をある程度上廻る。しかしながら、軸方向鉄筋のダウエル作用もある程度期待できることと、隔壁面以外の部分のコンクリートのずれ止め作用とによって、5 θ 変位、10 θ 変位の状態でもずれをよく拘束している。これに対し、ずれ止め筋比が0.28%の場合には降伏変位時ですでにせん断降伏値を上廻り、それ以降で顕著にずれが生じており、供試体は計算終局耐力に達せずずれ破壊している。しかし、隔壁面のずれ量はずれ止め筋が全くない場合の1/2程度に抑えられており、この程度のずれ止め筋でもある程度有効であることが示されている。実際には隔壁面に付着が全くないとは考えられないので、上記のことから判断して隔壁面には、この場合0.5%程度のずれ止め筋の配置で十分であると考えられる。このことは、隔壁面の付着面積を1/2としてずれ止め筋を0.5%配置したNo.8供試体が、同一断面形状の中で最も健全なヒステリシスカーブをえがき、最大耐力を記録したことから裏付けられている。また、主鉄筋量を2倍にしせん断力の影響が大きく現われる供試体の場合、せん断力の大きさに伴って隔壁が及ぼす影響も大きくなったが、隔壁面の0.93%のずれ止め筋の配置で十分満足な結果を得た。これらのことから、隔壁面のずれ防止に対しては、ずれ止め筋のせん断降伏応力を指標にして設計すればよいものと思われる。

3.2 鋼材およびコンクリートのひずみ

図-2にNo.3、8、11供試体の支点上近くの軸引張鉄筋の

ひずみの測定結果を示す。この図から、隔壁面にずれが生じたNo.3、11供試体は、支点に近い部分にまで約1500

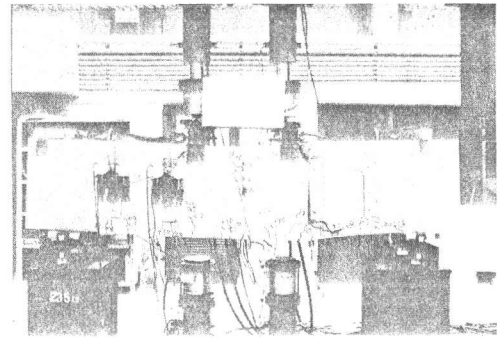


写真-1 No.3供試体 破壊状況

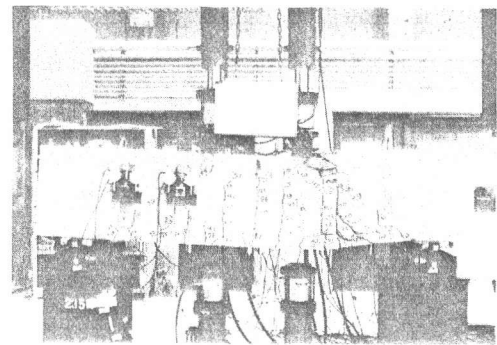


写真-2 No.11供試体 破壊状況

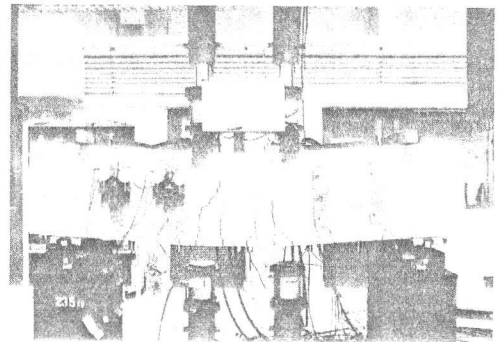


写真-3 No.8供試体 破壊状況

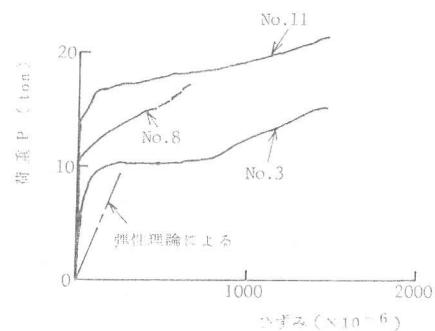


図-2 支点近傍の鉄筋の荷重-ひずみ図

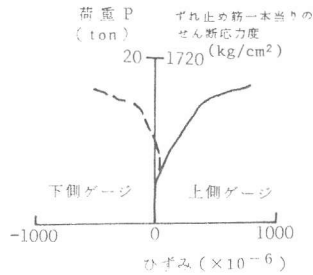


図-3 荷重-ずれ止め筋ひずみ図(No.7)

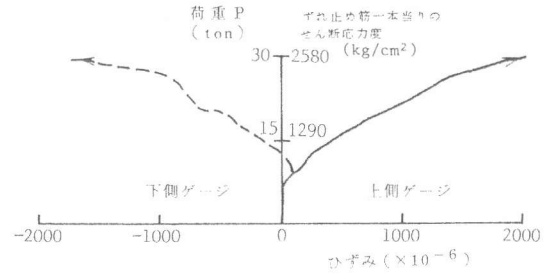


図-4 荷重-ずれ止め筋ひずみ図(No.17)

$\times 10^{-6}$ と大きなひずみが生じているが、隔壁の付着面積が $1/2$ であって、 0.5% のずれ止め筋が配置された No. 8 の場合には供試体の健全さが保たれるために、ひずみの増大が少ないことが示されている。一方、コンクリート上縁のひずみはモーメント一定区間以外はあまり大きくならず、引張鉄筋が降伏する場合、モーメント一定区間のみそれに伴って 3000×10^{-6} 程度の圧縮ひずみが見られた。隔壁面がずれてその部分の引張鉄筋の応力が増大しても、その断面近傍のコンクリート上縁の応力が増加しないのは、供試体の耐荷機構がはりと異なった機構に変化するからである。PC鋼棒のひずみについては、供試体が終局曲げ耐力に達している場合にはPC鋼棒も降伏に達している。このことは、断面の終局耐力の計算にPC鋼棒を含めて算定できることを示すものである。

ずれ止め筋のひずみについては、No. 7 と No. 17 供試体のずれ止め筋の付け根部の上下面にストレインゲージを貼付した。No. 7 と No. 17 供試体それぞれにおいて、もっともずれた面のひずみの結果を図-3、図-4 に示す。付け根部ではひずみが正負対称に得られ、明らかに付け根部に曲げモーメントが作用していることがわかる。No. 7 供試体では、ずれ止め筋比が 0.93% であって最大荷重時にずれ止め筋に働くせん断応力度も 1450 kg/cm^2 であり、せん断降伏に対して余裕がある。そのため、ずれ止め筋上面のひずみも最大で 800×10^{-6} 程度である。一方 No. 17 供試体は 0.93% のずれ止め筋に対し軸方向鉄筋量が2倍となっているため、せん断力もほぼ2倍となりずれ止め筋の付け根部のひずみもそれに対応して大きくなって、最大ずれ面では大変形時に 2000×10^{-6} を越えている。この結果から、No. 17 供試体の場合のずれ止め筋比 0.93% はほぼ適当な量であることがわかる。そして No. 7 供試体の場合には 0.93% のずれ止め筋比は過大であり、 0.5% 程度が適当であると思われる。

4. 結 論

構造物において、新旧コンクリートの打継目やプレキャスト部材と後打ちコンクリートとの接触面のような不連続部が存在する場合、その構造物の欠点となりうる可能性がある。このような不連続面に一様にずれ止め筋を配置することは極めて有効であり、その量としてはずれ止め筋のせん断降伏応力を指標として設計すればよいことが明らかにされた。

謝 辞

本研究は、横浜港横断橋下部構造に採用された多柱基礎のフーチングに関する構造検討の一環として行なわれたものであり、本研究の実施に当たって多大の御配慮と御示唆を賜った首都高速道路公団の上前行事(前)理事および玉野治光理事をはじめとして関係各位に深甚の謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 池田、矢作、山口：隔壁の埋込まれた鉄筋コンクリート部材の挙動について、土木学会第37回年次学術講演会講演概要集V-42、1982. 10
- 2) 池田、矢作、山口：PCパージを用いた中実コンクリートフーチングの一体性について、同上V-43
- 3) 池田、大町、森、山口：スタッドジベルによる鋼材とコンクリートとの応力の伝達について、第3回JCI講演論文集 pp. 321~324
- 4) 池田、上田、樋口、山口：形鋼鉄筋併用コンクリート構造の研究、同上 pp. 313~316