

横浜国立大学

正會員 池田尚治

首都高速道路公团

正會員 矢 作 枢

横浜国立大学

正會員 ○山口隆裕

1.はじめに 本研究は隔壁を有する鉄筋コンクリート部材の力学的挙動の把握と隔壁面での一体化の方策を得ることを目的として行った実験研究であり、横浜港横断橋下部構造の検討に関する研究の一環である。

2. 実験の方法 供試体はせん断支間けた高比(2%)を1.4とし、片側のせん断支間の中にも2個の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フリーート板である。実験の要因としては、隔壁の有無、とその表面状態、隔壁面のすれ止め筋の有無と量、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。供試体の形状と寸法は図-1に示す通りであり供試体数は19体である。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。すれ止め筋は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。軸方向プレストレスはPC鋼棒を用いて 6.43 kg/cm^2 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倍の量の場合を含めた。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(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すれ変位を測定した。

3. 実験結果と考察

モードを表1/に示す。隔壁面にずれ止めの配慮のない場合の耐力を比較すると、付着が全くないA2の最大耐力は同一断面供試体の最大値(A8の値)の58%、付着面積を1/2としたA3の場合は88%、脱型面のままのA1、ベントナイト液塗布のA4

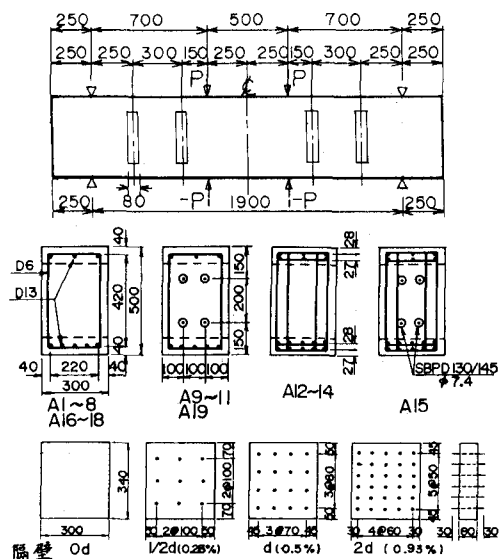


図-1 供試体図

表-1 供試体の種類と実験結果

No.	供試体内容	荷重(計算値)		P(ton)	最大耐力 (実験値) (ton)	破壊モード
		地震時	降伏時			
A 1	W/2・b	10.2	14.3	15.1	16.7	曲げ降伏後のすれ
A 2	W・0b	〃	〃	〃	10.0	すれ破壊
A 3	W・b/2	〃	〃	〃	15.0	すれ破壊
A 4	W・m	〃	〃	〃	16.8	曲げ降伏後のすれ
A 5	W・0b・d/2	〃	〃	〃	14.6	すれ破壊
A 6	W・0b・d	〃	〃	〃	16.7	曲げ降伏後のすれ
A 7	W・0b・2d	〃	〃	〃	16.8	曲げ破壊
A 8	W・b/2・d	〃	〃	〃	17.1	曲げ破壊
A 9	W/2・b・p	12.6	16.7	20.9	22.9	曲げ降伏後のPC切断
A10	W・0b・p	〃	〃	〃	18.5	すれ破壊
A11	W・b/2・p	〃	〃	〃	21.6	曲げ降伏後の筋にPC切断
A12	W/2・b・2R	19.9	28.0	28.9	31.4	曲げ降伏後のすれ
A13	W・b/2・2R	〃	〃	〃	26.6	すれ破壊
A14	W・b/2・2d・2R	〃	〃	〃	30.8	曲げ降伏後のせん断
A15	W・b/2・p・2R	22.3	30.4	33.6	33.2	すれとせん断
A16	W/2・b	+10.2	+14.3	+15.1	+14.5	すれ破壊
		- 6.2	- 8.7	- 9.2	-10.0	
A17	W・b/2	+10.2	+14.3	+15.1	+13.1	すれ破壊
		- 6.2	- 8.7	- 9.2	- 8.5	
A18	W・b/2・d	+10.2	+14.3	+15.1	+15.6	曲げ降伏後の せん断破壊
		- 6.2	- 8.7	- 9.2	-10.6	
A19	W・b/2・p	+12.6	+16.7	+20.9	+20.2	曲げ降伏後の すれとせん断
		- 8.8	-11.3	-15.4	-16.2	

備考

1. 供試体内内容は左から(W/2: 隔壁が方便のせん断区間のみにあり, W: 両側にあり) (Ob: 付着なし, b: $\frac{1}{2}$ の面に付着あり, b: 付着あり, m: コンクリート液状層)(ϕ 2: せん断区間の28%, d: 0.3 ϕ , d: 0.93 ϕ , p: プレストレス6 kg/cm^2)—(2R: 軸鉄筋比が2倍 0.92%)
2. 隔壁の6 ϕ は350 kg/cm^2 , 後打干コンクリートの6 ϕ は240 kg/cm^2 .
3. PC鋼材はSBPD D種 ϕ 7.4, 鉄筋はSD30を使用.

はほぼ最大値と同じ値であった。A2の場合は支間中央の変位の大部分は隔壁面でのずれ変位によるものであった。最大耐力時に隔壁断面での軸方向鉄筋に生ずる平均せん断応力度は、最大でも 990 kg/cm^2 であって鉄筋のせん断降伏応力度を相当に下回っている。これはずれを生ずる部分で軸方向鉄筋がコンクリートによって十分に保持されないことによるものであり、軸方向鉄筋には十分なずれ止め効果を期待することが困難であることを示すものである。

付着のない隔壁面にずれ止め筋を配置した場合は、隔壁断面の 0.28% を配置した A5 で最大曲げ耐力の 85% となり、 0.5% 、 0.93% を配置した A6、A7 は最大耐力に達し、A7 の破壊モードは完全な曲げ破壊であった。プレストレスを導入した A9、A10、A11 の場合は、プレストレスの効果により曲げ耐力はいずれも増大しているが、付着面積を $1/2$ とした A11 は付着面積を減じない A9 の最大曲げ耐力には達していない。これに対して付着面積が $1/2$ でずれ止め筋を 0.5% 用いた A8 は断面の持つ最大曲げ耐力に達している。

代表的な変形挙動として、隔壁面の付着面積が $1/2$ で、ずれ止め筋またはプレストレスの有無の場合の一方向載荷と正負載荷による荷重—変位の関係を図-2に示す。これから一方向載荷に比して正負載荷の方が隔壁面のずれとその影響が著しく現われることがわかる。また、ずれ止め筋を配置した A18 が極めて健全な挙動を示していることも明らかである。これに対してプレストレスを導入した A19 は大変形時にやや摩擦型の履歴特性を示し耐力も若干下降している。

図-3は、一方向繰返しに伴う隔壁のずれを示したものであり、ずれ止めに対してはプレストレスよりもずれ止め筋が優れていることが明らかである。図-4は、隔壁面に付着がない場合のずれ止め筋の量とずれ変位の関係を示したものであり、 0.93% のずれ止め筋で隔壁面のずれがほぼ完全に抑えられていることが認められる。この場合、最大荷重時のずれ止め筋に生ずる平均せん断応力度は、 1290 kg/cm^2 でありせん断降伏値以下である。一方ずれ止め筋が 0.5% の場合にはこの値が 2420 kg/cm^2 となり、 $6\sqrt{f_c}$ をやや上回るため若干のずれが生じたものと思われる。しかしながら、実用的には付着が全くないとは考えられないので隔壁面の 0.5% のずれ止め筋量で十分と思われる。軸方向鉄筋量が2倍の場合には荷重がその分だけ大きくなるため隔壁の影響は大きくなったが、部材の挙動は全く同じ傾向であった。

4. おわりに 横断橋関係各位、格龍哉講師、森下豊技官の御指導と御協力に謝意を表します。

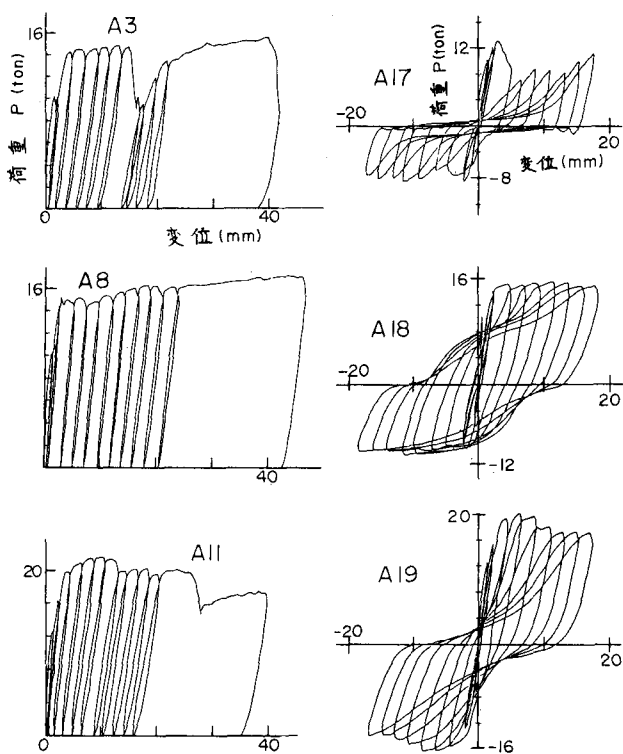


図-2 荷重—変位の関係

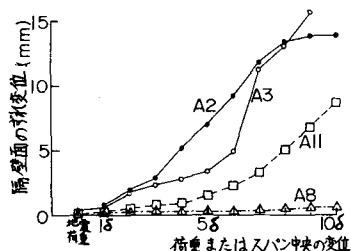


図-3 隔壁面のずれ変位(最大値)

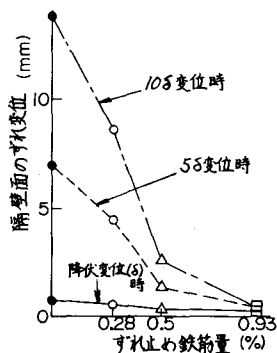


図-4 ずれ止め筋量と
ずれ変位の関係