

新形式鋼合成プレキャスト部材のズレ止めに関する実験と評価

Experiment and Evaluation on Misalignment Prevention of New Type Steel Composite Precast Members

(株)砂子組	○正 員	近藤 里史	(Satoshi Kondo)
(株)砂子組	正 員	西村 友宏	(Tomohiro Nishimura)
(株)砂子組	正 員	長谷川 雅樹	(Masaki Hasegawa)
(株)砂子組	正 員	佐藤 昌志	(Masashi Sato)
(株)砂子組	正 員	田尻 太郎	(Taro Tajiri)

1. はじめに

昨今、国交省では働き方改革により建設業の生産性向上の改善に向けた取り組みとして、コンクリート工のプレキャスト化の導入を推進している。その一方で、プレキャスト製品の採用は、コスト増・設計と現場条件の不一致・重量により運搬が困難等の理由により、採用への課題が多い現状にあり、現場打ちコンクリート工の採用が主流となっている。

また、建設業界においては労働者の高齢化が進む一方、将来を担う生産労働人口は減少の一途をたどっており、労働者の減少を生産性の向上により補う必要がある。

以上の背景から、生産性向上を目的とした「新形式鋼合成プレキャスト部材を用いたボックスカルバートの開発」を試みた。同形式はコンクリート部材に鋼板を装着して部材厚の減少をはかり、引張鉄筋の地組みを省略し、かつ鋼板をコンクリート型枠とすることで、現場打ちの工数を省力化するものである。

本論文では、コンクリート部材と鋼板を連結するズレ止めのコンクリート圧壊時を目標とした、必要性能について述べる。

2. 実験概要

供試体は図-1 の門型ラーメンに支持されたジャッキの圧力で、図-2 に示す支点から 1200 の位置の丸鋼を介して上方より载荷される。ジャッキは 3000 kN×220 mm を使い、载荷重はジャッキ直上のロードセル（容量 3000 kN）により測定した。

各供試体は、かぶり 65 で圧縮鉄筋 D22 を持ち、コンクリート厚は 364 mm である。

図-2 および図-3 に示す U 型のズレ止め筋は、鋼板をコンクリートに定着させるもので、鋼板 $t = 6$ mm にスポット溶接される。径は D19。同径の異形棒鋼と丸鋼の 2 種類を用いた。図-2 の供試体①ではズレ止めを@500 で、②では@300 で千鳥配置したので、実験ケースは[異形/丸鋼]と[@500/@300]で全 $2 \times 2 = 4$ ケースとなる。

図-4 は測定に用いた歪みゲージの配置である。ほぼスパン 1/4 に当たる S-1,3 と中央断面 S-2 で引張コンクリートと引張鋼板を、S-2 では圧縮コンクリートと圧縮鉄筋歪みを測定した。コンクリートの歪みゲージは躯体上下面から 20 mm の位置である。ズレ止め歪みは支点付近と S-2 断面両側である。

以下、実験結果を述べるにあたっては、断面上の複数の歪みゲージ測定値の平均値を、ここでは用いる。

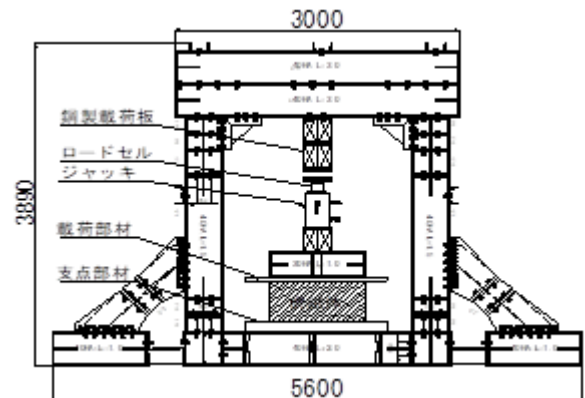


図-1 载荷試験機概要

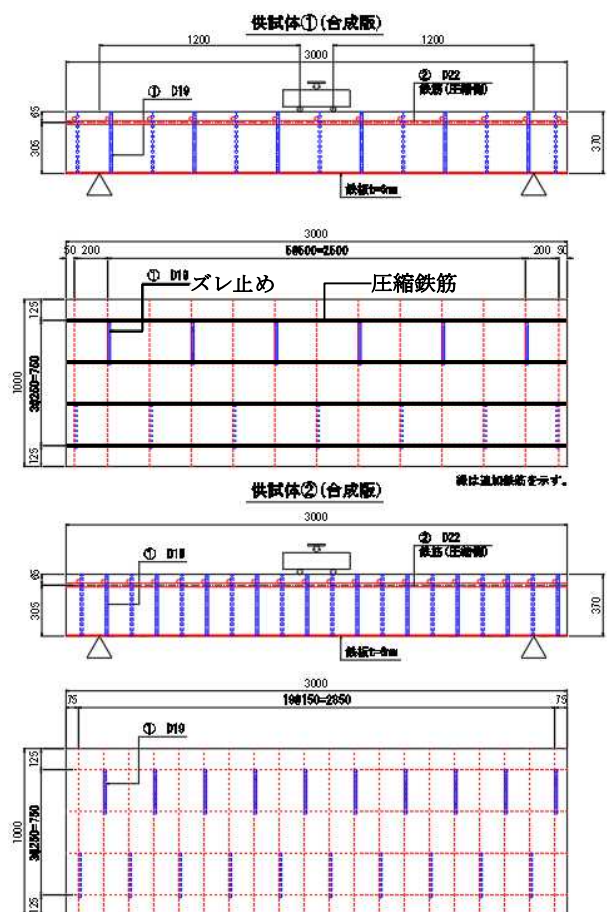


図-2 実験供試体

3. 実験結果

以下では引張鋼板を鉄筋換算し、引張コンクリートを無視した断面を、RC 断面状態と呼ぶ。

(1) 載荷過程における供試体の状態

図-5 は、S-2 断面の圧縮鉄筋と引張鋼板の歪みに平面保持を仮定して推定した中立軸位置である（上縁距離）。図中の赤と黒点線は、全断面有効とした場合と RC 断面状態とした場合の中立軸の理論的位置を示す。載荷過程で供試体は、荷重 350 kN 程度までは全断面有効近く、400 kN 以降は RC 断面状態近いと考えられる。

図-6 に全ケースの荷重－歪み関係を示す。S-1～3 のどの断面においても 350 kN 付近までコンクリート歪みが鉄筋と鋼板歪みに追従しその後乖離を起し、またどの歪みもそこで段差を持つ。載荷開始時にコンクリートと鋼板は付着していると考えられるが、引張コンクリートの歪み経過からは、引張作用の増加により引張コンクリートにマイクロクラック等が発生し、350 kN 程度で鋼板と付着が切れて引張コンクリートが無効となり、400 kN 程度で RC 状態に移行したと考えられる。

表-1 に、S-2 で RC 断面を仮定した場合の降伏歪みと荷重を示す。降伏点はコンクリートで 35.7 N/mm²（強度試験結果）、鉄筋は SD345、鋼板は SS400 である。表-1 より、400 kN 付近で RC 断面に移行した時点ではコンクリート、鋼材とも弾性状態にあり 800 kN 付近で引張鋼板が降伏すると考えられる。実験による終局荷重と歪みは表-2 で、終局時にはコンクリート上縁はほぼ降伏点、引張鋼板は降伏状態にあるが、圧縮鉄筋は弾性範囲である。またコンクリートの破壊歪みを 3000 μ とすれば、コンクリート上縁は終局時に圧壊していない。

図-6 でコンクリート上縁は終局まで概ね弾性挙動であるが、除荷時には明確な残留歪みがある。引張鋼板も 800 kN 付近から降伏傾向で、除荷時に残留歪みが残る。また圧縮鉄筋には終局時を除き明確な降伏は現れていない。実験結果は先の推測を裏付けるものと考えられる。

(2) 破壊性状

以上より 800 kN 以降の載荷では、引張鋼板の降伏と引張コンクリートの喪失が進行し、クラック図（図-8）に示した亀裂部が拡大し桁折れに近い状態となり、そのため図-9 の模式図のように引張鋼板が押し出される形で剥離して引張抵抗を喪失し破壊にいたったと考えられる。

今回の実験供試体の破壊は、上縁コンクリートの圧壊や鉄筋の孕み出しではなく、引張コンクリート喪失による曲げ破壊である可能性が大きい。よってコンクリート躯体と引張鋼板が剥離した直後に破壊したと考えられる。

図-10 は破壊後のズレ止めの状況である。異形棒鋼を用いたズレ止めでは鉄筋を鋼板へ定着する溶接の破断が見られ、丸鋼では鉄筋の引き抜きが見られた。写真はいずれも図-8 の亀裂部のものである。この違いは異形と丸鋼の付着力の違いと考えられるが、丸鋼の場合は最後までズレ止めと鋼板との定着が切れなかったために、異形の場合よりも引張鋼板がより長く機能し、表-3 に示した終局荷重の差となったと考えられる。

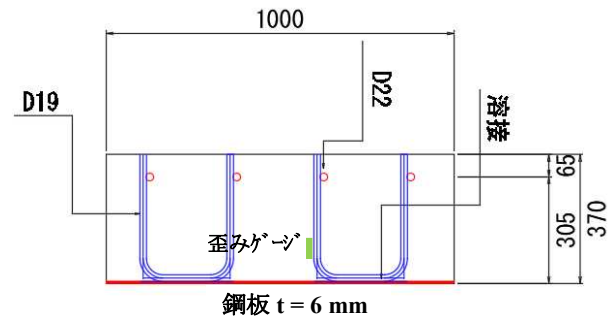


図-3 ズレ止め筋

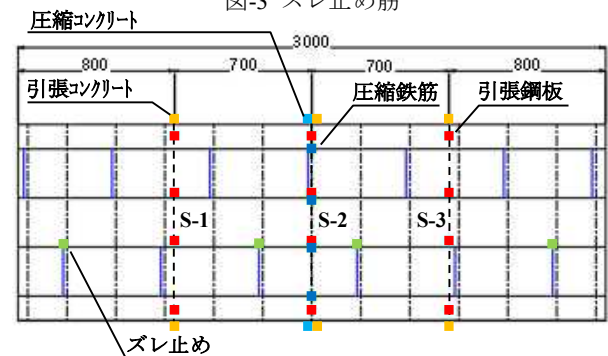


図-4 歪みゲージ位置 (@500)

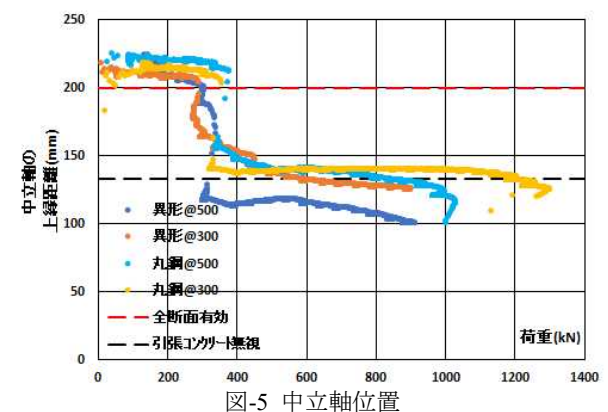


図-5 中立軸位置

表-1 降伏時（S-2 RC 断面仮定）の荷重および歪み

降伏時	コンクリート上縁	圧縮鉄筋	引張鉄板
歪み(μ)	1209	1725	1225
荷重(kN)	1462	4246	773

表-2 終局時（S-2 実験）の荷重および歪み

ケース	終局荷重(kN)	歪み(μ)		
		コンクリート上縁	圧縮鉄筋	引張鉄板
異形@500	946	1043	156	1372
異形@300	1036	1025	349	1614
丸鋼@500	1030	1405	247	1258
丸鋼@300	1301	1461	409	1688

なおズレ止めピッチ 500 と 300 では、@300 の方が約 1.1～1.3 倍の耐力力を有する。ズレ止めピッチが狭い方が、コンクリート躯体を鋼板がより強く拘束するからなのは明らかである。

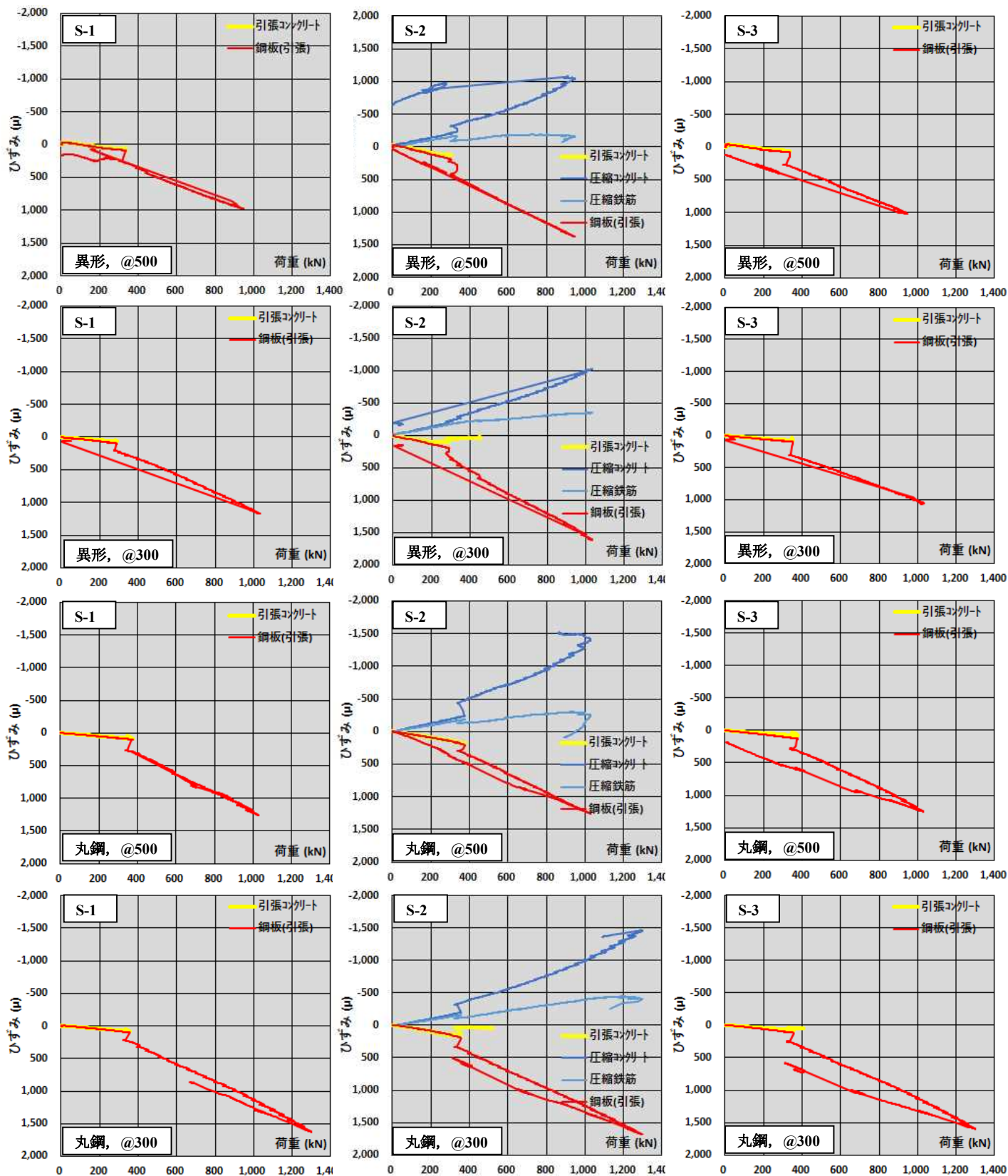


図-6 荷重-歪み関係

(3) ブレ止め歪み

図-7 に全断面有効時～終局時のブレ止め歪みの変化を示す。異形@500 では、曲げ作用の強い中央部に歪みが集中し定着が破断するまでは最も有効に機能していたと考えられる。そのため溶接破断が早期に起こり、図-5 で中立軸が最も上縁よりになった可能性がある。

異形、丸鋼@300 では亀裂の片側で破断、引き抜きが起き逆側の歪みが増大する。丸鋼は溶接が破断しないため、異形より歪み値は大きい。

丸鋼@500 では支点と中央部の間で引き抜きが起き、中央部が圧縮に移行したと考えられるが、終局までは異形@500 と同じくバランス良く機能したと思われる。

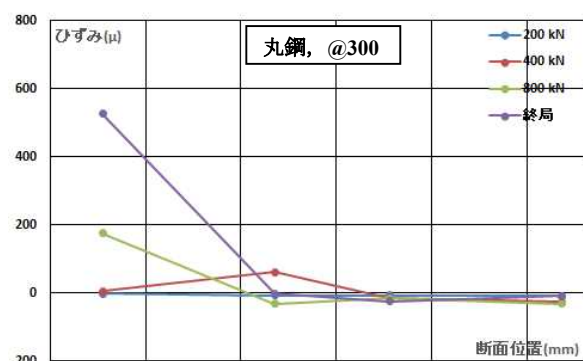
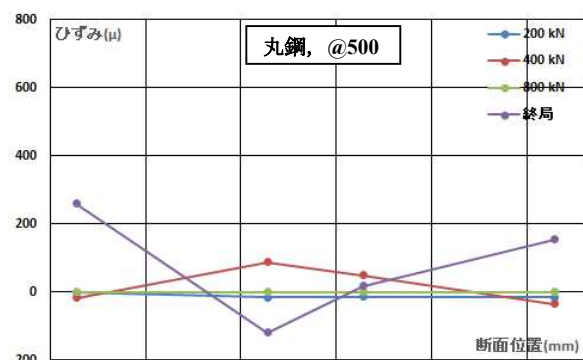
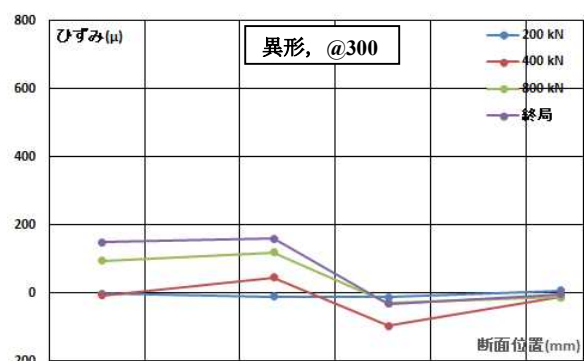
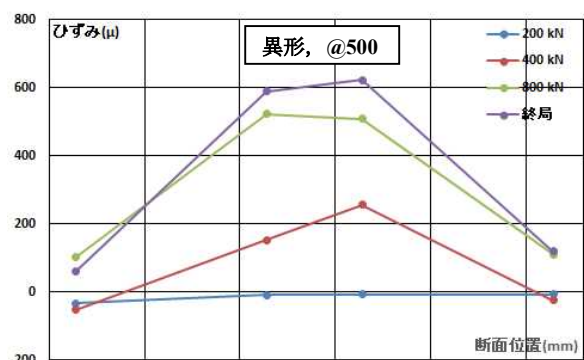


図-7 ブレ止め筋 歪み

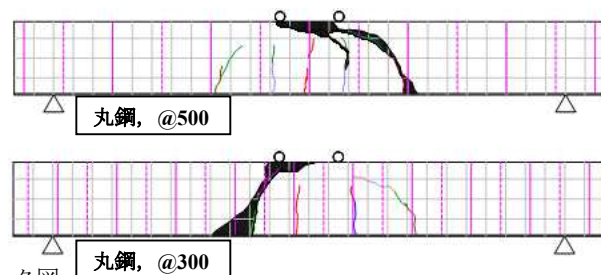
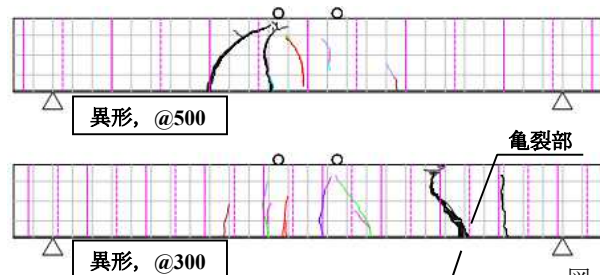


図-8 クラック図

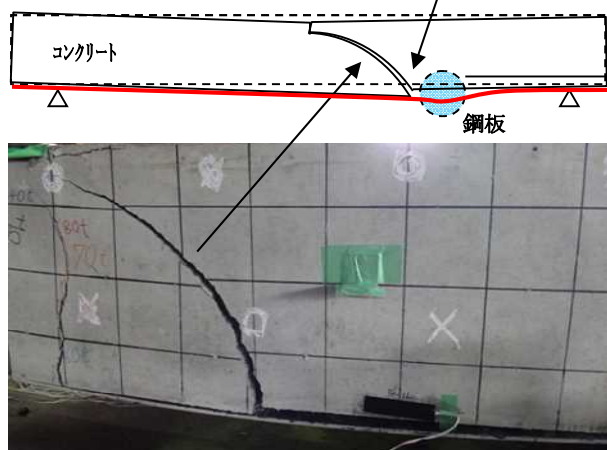


図-9 供試体の破壊性状と模式図

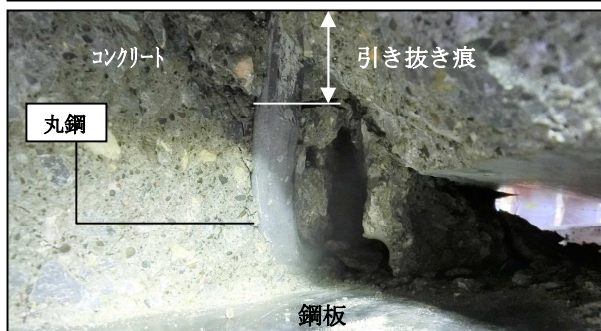
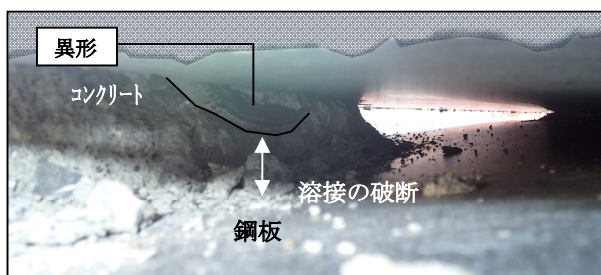


図-10 ブレ止め破壊性状

4. まとめ

今回の供試体の破壊は鉄板ブレ止め無効化直後の引張抵抗喪失による曲げ破壊と考えらるが、弾性範囲内の通常の使用状態に関しては現状の供試体構造で十分である。コンクリート圧壊時にまで耐力を伸ばすためには異形棒鋼のブレ止め筋を用い、鋼板への定着耐力を引き抜き

耐力と同等以上にすることが必要である。またその間隔は@500程度で十分であり、せん断補強筋も兼ね端部のみ千鳥にしないのが望ましいと考えられる。