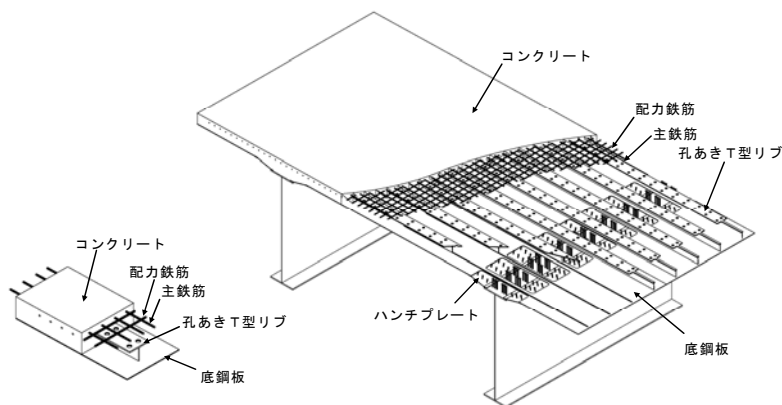


孔あきT型リブを用いた合成床版の連続合成桁としての負曲げ試験

(株)巴コーポレーション	正会員	○酒井 武志
(株)巴コーポレーション		藤原 誠
(株)巴コーポレーション		雨森 慶一
大阪工業大学	フェロー	松井 繁之

1. はじめに

連続合成桁橋に採用する合成床版では、中間支点付近に生じる負曲げモーメントに対する床版コンクリート部のひび割れ特性を把握することが重要である。本試験は、連続合成桁の中間支点部床版の上側配筋をパラメータとして、ひび割れ幅、ひび割れ間隔より、ひび割れ分散効果を確認するものである。



2. 試験概要

試験体の形状を図-2 に示す。試験体は合成床版と鉄桁とを頭付きスタッドで結合した合成桁である。床版コンクリートは、設計基準強度 30N/mm^2 ($\sigma_{28}=42\text{N/mm}^2$) で収縮補償用の膨張コンクリートを使用した。

試験体は表-1 に示すように、主鉄筋、配力鉄筋をパラメータに A と B の 2 試験体とした。床版上面付近に配置される主鉄筋のひび割れへの影響を確認するため、試験体 B では支間中央を境に S1 側と S2 側で主鉄筋の配筋を変えている。

載荷試験では、合成床版に負曲げモーメントによる引張力を作用させるため、試験体を反転させて荷重を載荷した。試験体Bは支間中央で配筋を変えたため、荷重載荷位置を支間中央から 1.5m 離れた2箇所とした。(図-3)

荷重は、1/2 設計応力レベル(鉄筋応力度 $\sigma_s=50\text{N/mm}^2$)、設計応力レベル(同 100N/mm^2)、許容応力レベル(同 140N/mm^2)、 $1.25 \times$ 許容応力レベル(同 175N/mm^2)、 $1.5 \times$ 許容応力レベル(同 210N/mm^2)、降伏応力レベル(同 345N/mm^2)の 6 段階とし、各荷重レベルで載荷・除荷を 3~5 回繰り返した。試験は大阪工業大学八幡工学実験場にて実施した。

Figure 1: Reinforcement layout of the beam. The diagram shows a cross-section of a beam with a width of 500mm and a height of 5000mm. The main reinforcement consists of D22 bars with a center-to-center spacing of 100mm. The stirrups are also D22 bars with a center-to-center spacing of 100mm. The reinforcement is shown in a cross-section view with a support at the bottom.

表一1 試驗體概要

		試験体A	試験体B	
			S1側	S2側
主鉄筋	径	D22	D19	D22
	間隔	100mm	100mm	150mm
配力鉄筋	径	D22	D22	
	間隔	100mm	125mm	
鉄筋比	鉄筋のみ	1.26%	1.03%	
	鉄筋+底鋼板	2.58%	2.35%	

図-1 合成床版(KT-スラブ)概要図

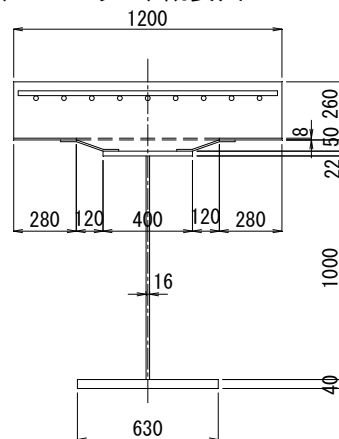
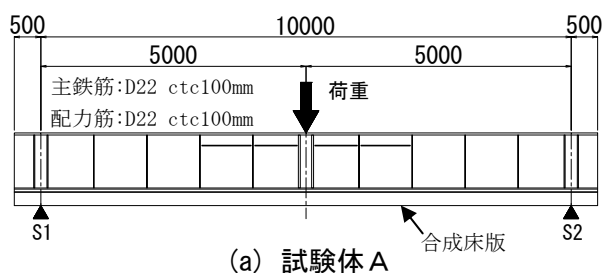
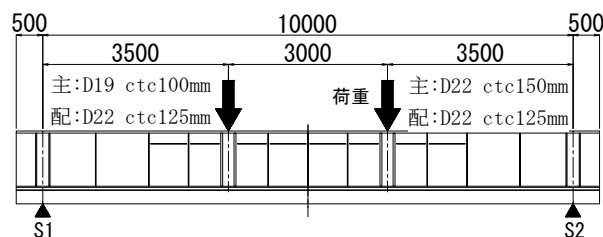


図-2 試験体断面図



(a) 試験体 A



(b) 試験体 B

図一3 試験体側面図

キーワード 合成床版、孔あきT型リブ、連続合成桁、負曲げ、ひび割れ制御、配筋

連絡先 〒104-0054 東京都中央区勝どき 4-5-17 かつどき泉ビル TEL 03-3533-0685, FAX 03-3533-0698

3. 試験結果

ひび割れ幅および間隔を表-2に示す。計算値は土木学会式 7.4.4 式 1)によりコンクリートの収縮等を考慮するための数値 ϵ'_{csd} を 0μ として算出した。ひび割れ間隔は、 π ゲージの取り付け範囲(試験体 A:2.5m、試験体 B:6.0m)をその間に発生したひび割れ本数で除したものである。

(1)ひび割れ性状

ひび割れ性状は、両試験体とも試験体支間中央付近の T 型リブ間(600 mm 間隔)のほぼ中央でひび割れが発生し、荷重増加に伴い試験体端部へ広がった。さらに荷重を増加させるとひび割れが伸びて連続化した。降伏応力レベルでは床版全体に 200~250mm 間隔でほぼ均等にひび割れが生じた。

設計応力レベルにおけるひび割れ幅は、試験体 A、試験体 B(S1 側, S2 側)のそれぞれで 0.134mm, 0.149mm, 0.201mm となり、RC 床版のひび割れ幅 0.22mm(橋建協実施の試験結果より)に比べ小さく抑えられている(図-4)。

(2)配筋による違い

試験体 A と試験体 B の S1 側で配筋鉄筋量の違いによる影響を、試験体 B の S1 側と S2 側で主鉄筋の配置の違いによる影響を見ることができる。

試験体 A に対して試験体 B の S1 側のひび割れ幅は、設計応力レベルで 11%、許容応力レベルで 34%大きくなった。また、試験体 B の S1 側に対して、S2 側のひび割れ幅は、設計応力レベルで 35%、許容応力レベルで 15%大きくなった。(表-2, 図-5)

(2)土木学会式の適用性

表-2 より、平均ひび割れ幅は、試験体 B(S2 側)で計算値と計測値で多少差があるものの、概ね計算値に近い値となり、ひび割れ幅の算定に対する土木学会式の適用性が確認できた。ただし、主鉄筋の配置においては鉄筋間隔を小さくすることが望ましいと言える。

4. まとめ

ひび割れ性状においては、想定された T 型リブの端部付近ではなく、T 型リブ間のほぼ中央から最初のひび割れが発生したことから、ひび割れに対してリブ形状が弱点となっていないことがわかった。ひび割れ幅は、概ね RC 床版と同程度以下となった。

この試験結果からひび割れについては、従来の配筋鉄筋の鉄筋量の考え方に加え、主鉄筋の間隔を小さくすることが、配筋鉄筋方向のひび割れ分散性にも影響していると考えられる。

参考文献

1) 土木学会：2007 年制定 コンクリート標準示方書【設計編】，2008.3

表-2 ひび割れ幅および間隔

(a) 試験体 A					
鉄筋応力	N/mm ²	設計応力	許容応力	1.5許容応力	降伏応力
鉄筋応力	N/mm ²	100	140	210	345
ひび割れ本数n	本	7	9	13	15
平均ひび割れ間隔2500/n	mm	357	278	192	167
ひび割れ間隔の計算値	mm	304	304	304	304
平均ひび割れ幅	mm	0.134	0.163	0.179	0.470
ひび割れ幅の計算値	mm	0.152	0.213	0.319	0.524

(b) 試験体 B					
鉄筋応力	N/mm ²	設計応力	許容応力	1.5許容応力	降伏応力
鉄筋応力	N/mm ²	100	140	210	345
ひび割れ本数n1(S1)	本	6	7	10	14
ひび割れ本数n2(S2)	本	3	4	9	13
平均ひび割れ間隔(S1)3000/n1	mm	500	429	300	214
平均ひび割れ間隔(S2)3000/n2	mm	1000	750	333	231
ひび割れ間隔の計算値	mm	322	322	322	322
平均ひび割れ幅(S1)	mm	0.149	0.219	0.230	0.312
平均ひび割れ幅(S2)	mm	0.201	0.252	0.215	0.302
ひび割れ幅の計算値	mm	0.161	0.225	0.338	0.555

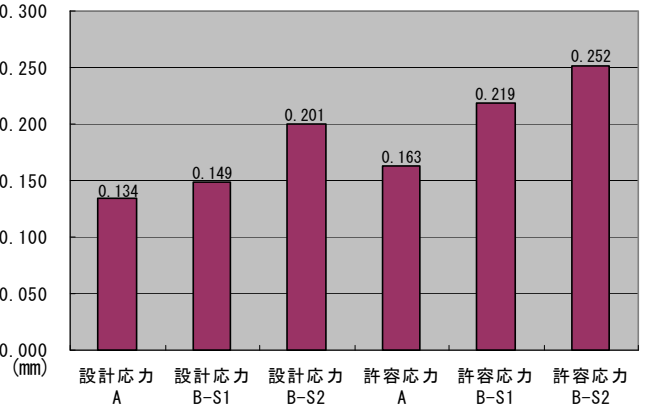


図-4 ひび割れ幅

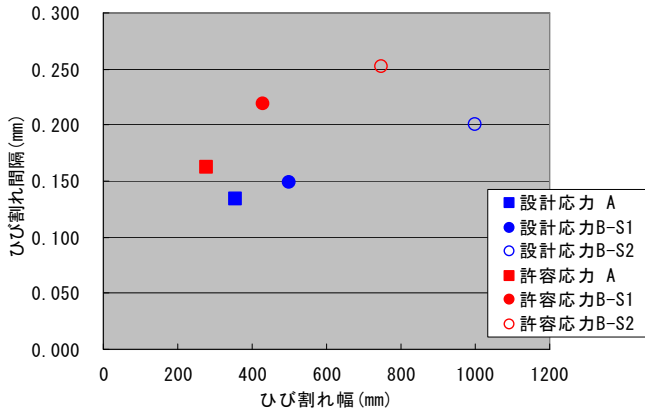


図-5 ひび割れ幅および間隔