

道路橋鋼板・コンクリート合成床版(Robinson型床版)のずれ止めの設計に関する一手法

A DESIGN METHOD OF SHEAR CONNECTORS OF A ROBINSON-TYPE'S
COMPOSITE BRIDGE DECK SLAB

園田恵一郎* 堀川都志雄** 広瀬清泰***

By Keiichiro SONODA, Toshio HORIKAWA and Kiyoyasu HIROSE

The paper describes a design method of shear connectors of a Robinson-type's composite bridge deck slab. The shear connectors consisting of studs are considered here. The static and fatigue strengths of shear connectors are evaluated according to the criteria of BS 5400 and CP 117, and further the criterion of composite girder bridge in the Japanese road bridge specification is also considered for comparison. The design shearing force acting at the studs is calculated by a shear effective width, which was previously proposed by the writers, under the T-load specified by the Japanese specification.

Sample problems are dealt with for different four types of deck=sections, and the sizes and the allocations of studs obtained for them are discussed.

1. まえがき

道路橋鉄筋コンクリート床版(以下、RC床版と略称する)のひびわれ損傷問題以来、床版厚の増大による大幅な耐力増加が図られ、同時に床版重量の増大をまねいてきた。また一方では、現場作業の省力化・急速施工化に対する社会的要望の高揚が強くなってきた。このような背景の下で、従来のRC床版に替わる橋梁床版として、鋼とコンクリートの合成床版の研究・開発が多方面で進められ、すでに、多数の実施例も報告されている。^{1),2),3)}

鋼板とコンクリートの合成床版の設計では、通常、鋼断面比が大きくなるために曲げ耐力が増大し、破壊は鋼板の付着破壊によって起こる場合が多く、鋼板とコンクリート間の付着特性が最も重要な問題となる。

鋼板・コンクリート合成床版がRC床版と大きく異なる点は、鋼板にずれ止めを設けてコンクリートとの一体化を図らなければならない所にある。道路橋床版を対象としたこの種の合成床版の実用化は、未だ数少ないが、例えば、1959年に完成したフランスの Tancarville 橋の鋼板・コンクリート合成床版(通常、Robinson Slabと呼ばれている)^{4),5)}では、ずれ止めとしてφ16の頭付きスタッドを平均15cm間隔に設けている。また、我が国では、近年、すでに実用化されている Robinson 型に類する道路橋合成床版が高速道路の一部で使用されている。^{6),7)}

しかしながら、これらのずれ止めの明確な設計基準は見当らず、未だ設計手法が確立されていないのが現

* 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本3丁目3番138号)

** 工博 大阪工業大学講師 土木工学科 (〒535 大阪市旭区大宮5丁目16番1号)

*** 工修 (株)大建構築 (〒530 大阪市北区大深町2番179号 日本興産ビル)

状であると思われる。その理由は、輪荷重下における鋼板の付着特性が十分に把握されていないこと、ならびに設計計算手法とそれに伴う設計上の各種基準値の評価方法の確立の難しさに在るものと考えられる。

一般に、ずれ止めの設計に対する主な問題点として、次の事柄が挙げられる。

- ① ずれ止め形式の最適化
- ② 輪荷重下での設計せん断力の評価（せん断有効幅の評価など）
- ③ ずれ止めの終局強度の評価（静的強度・ずれ量の許容値の評価など）
- ④ ずれ止めの疲労強度の評価（疲労強度・ずれ量の許容値の評価など）

本研究は、鋼板にスタッドを溶植した鋼型枠を補強材として利用する、いわゆる Robinson 型の道路橋床版（図－6 参照）を対象として、著者らが以前に発表した、ずれ止めに対するせん断有効幅を用いた鋼板の付着応力の算定方法⁸⁾の適用により、静的および疲労に対するスタッドの強度評価と配置間隔の関係について、4 種の床版のモデル断面で比較検討を行ったものである。

なお、著者らの提案式を適用してスタッドの設計を行うに当たり、この種の合成床版のスタッドに対する我が国の示方書等における基準値は見当らないので、BS 5400 ならびに、旧規定であるが、CP 117 の基準値を採用し、また比較検討のために我が国の道路橋示方書⁹⁾（以下、道示と略称する）の合成桁のスタッドに対する基準値も用いた。

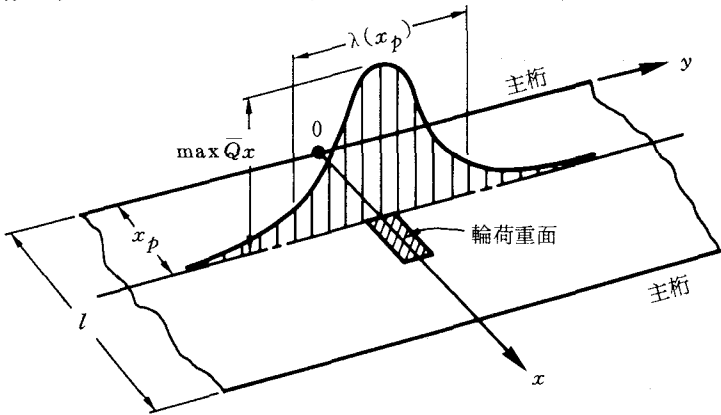
以下に、提案式の概要について紹介し、その適用方法と計算結果を示す。

2. せん断有効幅⁸⁾

ずれ止めの設計のための輪荷重下における鋼板とコンクリート間の付着せん断強度の設計・計算の簡便さを図る目的から、はりとしての計算に置換するために、せん断力に対する有効幅の概念を導入する。即ち、道路橋床版として、幅が無限大である帯状板（図－1 参照）を対象として、床版のせん断力の最大値 $\max \bar{Q}_x$ に等しいせん断力を与えるはり幅を、次式で定義する。

$$\lambda(x) = \frac{\int_{-\infty}^{\infty} \bar{Q}_x dy}{\max \bar{Q}_x} \dots\dots\dots (1)$$

T 形ばりのフランジの曲げ有効幅と類似の定義を用いて、 $\lambda(x)$ をせん断力の有効幅と名付ける。ここに、 $\bar{Q}_x$ はひびわれ発生後の断面について、曲げに対してのみ引張部コンクリートを無視し、ねじりに対しては全断面有効を考慮して導かれたせん断力である。



図－1 帯状板に対するせん断有効幅の定義

式(1)に従えば、有効幅 $\lambda(x)$ は荷重と着目点の位置によって異なる。設計上重要なのはせん断力の最大値であり、この最大値は輪荷重端での断面で起こる。弾性薄板理論に基づいてこの最大値に着目した有効幅の計算例を図-2, 3に示す。図中、 l はスパン、 α は y 方向と x 方向の板剛度の比 ($=D_y/D_x$) である。この有効幅は、単純版と固定版では支承部とスパン中央点で小さくなり、それらの中間点では広くなる瓢箪形になる。また、張出し版では支承部から自由辺に向けて単調に広がる形状を呈する。

以上のように、有効幅 $\lambda(x_p)$ は着目点の位置によって変化している。しかしながら、設計計算に用いる有効幅は、スパン方向に一定である方が便利であることと、実際には鋼とコンクリートの間のずれ (Bond Slip) は塑性的であり、せん断応力の最大値が付着強度を越えた領域でずれが発生しようとするが、このような領域がかなり広がった後に、初めて目立った量に生長することより考えて、設計のための有効幅としては、 $\lambda(x_p)$ をスパン方向に平均化した平均有効幅を提案し、次式で定義する。

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{l} \int_0^l \lambda(x_p) dx_p \cdots \cdots (2)$$

ここに、 l はスパン (主桁間長または張出し長) である。
 数値計算結果に基づいて、最小 2 乗法を用いることにより、平均有効幅は次式のような形で与えられる。

単純支持版と固定版に対して、

$$\bar{\lambda} = \beta \bar{l} (0.084 \bar{l}^2 - 0.28 \bar{l} + 0.75) \cdots (3)$$

ただし、単純支持版では

$$\bar{l} = 1.0l, \beta = \frac{1}{30} \cdot \frac{7\alpha + 23}{0.72 + 0.28\gamma_x}$$

固定版では

$$\bar{l} = 0.9l, \beta = \frac{1}{30} \cdot \frac{7\alpha + 23}{0.78 + 0.22\gamma_x}$$

片持版に対して、

$$\begin{aligned} \bar{\lambda} &= \beta l (0.044 l^2 - 0.36 l + 1.00) \cdots (4) \\ \beta &= \frac{1}{30} \cdot \frac{7\alpha + 23}{0.80 + 0.20\gamma_x} \end{aligned}$$

ここに、 $\bar{\lambda}$ と l の単位は m である。また、 $\gamma_x = G_x I'_x / G'_x I_x$ 、 I'_x 、 G'_x は正曲げによる引張部コンクリートを無視したひびわれ断面の換算断面 2 次モーメントと中立軸に関する鋼板の換算断面 1 次モーメントで

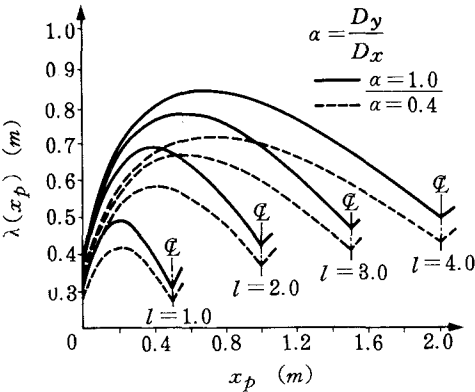


図-2 有効幅 $\lambda(x_p)$ の分布 (固定版)

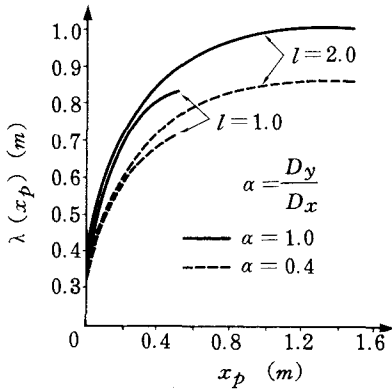


図-3 有効幅 $\lambda(x_p)$ の分布 (片持版)

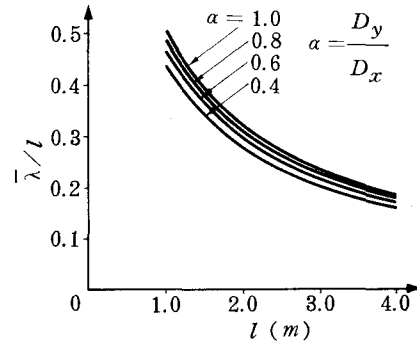


図-4 平均有効幅 (単純支持版)

あり、 I_x 、 G_x はそれぞれ全断面有効に対するものである。

以上の結果は、通常の道路橋床版において多く見られる車両の進行方向が、主桁と平行な場合に対応するが、車両の進行方向が主桁と直角な場合についても同様な方法で誘導することができる。

例えば、式(3)を具体的に計算すると、通常のスパン2～4 mの範囲での平均有効幅 $\bar{x}$ は1、 α および γ_x によって変化するが(図-4参照)、単純版および固定版に対して、車両の進行が主桁と平行な場合で0.65～0.70 m、車両の進行が主桁と直角な場合で0.80～0.95 m程度であり変化は少ないといえる。

なお、上式で単純支持版は2主桁橋の主桁間の床版に対応し、固定版は多主桁橋の中央部床版に対応するものであり、片持版は張出し部床版に対応する。

3. 床版の設計方法

鋼板・コンクリート合成床版では、ずれ止めの設計方法が最も肝要な点である。2.で示したせん断有効幅を適用する場合の設計法について以下にその概要を説明する。

設計条件は、道示に従って、表-1、2のように定める。設計モデルおよび床版断面はそれぞれ図-5、6とするが、いま、設計上着目するのは中央部の床版のみに限定する。また、設計上考慮すべき荷重は、死荷重と活荷重(T-20)のみとする。

比較を行うための床版断面は、床版厚 $h=16\text{ cm}$ 、 18 cm に対してそれぞれ鋼板厚 $t=4.5\text{ mm}$ 、 10 mm の合計4種類の断面とした。

なお、床版の最小厚さ等の構造細目については、RC床版に対する道示の規定を必ずしも満足するものではない。

設計計算は、次の2項目について行う。

① 曲げに対する設計：道示に従い、設計荷重作用時ならびに終局荷重作用時の破壊安全度の照査も行うものとする。

② ずれ止めの設計：BS5400, Part 5(1979)、CP 117, Part 2(1967)のスタッドの規定値を準用する。

(1) 曲げに対する設計

曲げモーメントは、道示における床版の設計曲げモーメント式を適用し、支間曲げモーメントは単純版として、また支点曲げモーメントは連続版として算出する。T荷重による設計曲げモーメントは、計画交通量のうち大型車両が1000台/日以上として、20%の割増しを行う。応力照査は、許容応力度法により、鋼板を鉄筋に置換した通常のRC断面と同様にして行う。

曲げ破壊安全度の照査は、道示のRC構造における終局荷重作用時の荷重の組合せについて、終局強度法により行う。

表-1 設計条件

橋 格	1等橋(T-20)
床版支間	3.00 m
コンクリート	$\sigma_{ck}=240\text{ kg/cm}^2$
鉄 筋	SD 30
鋼 板	SS 41

表-2 許容応力

材 料	応力の種類	許容応力(kg/cm ²)
鉄 筋	引張応力	1,400
	圧縮応力	1,800
コンクリート	曲げ圧縮応力	80
鋼 板	引張応力	1,400
	圧縮応力	1,400

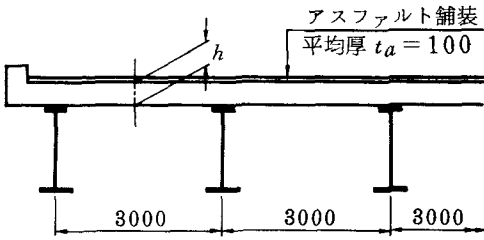


図-5 設計モデル

(2) ずれ止めの設計

設計せん断力の算定

輪荷重のように局部的に集中する活荷重に対しては、床版に作用するせん断力の影響線の縦距は着目点から荷重が遠ざかるにつれて急速に減少するという板の特性を考慮すれば、はりの影響線を以下のように補正してせん断力が算出される⁸⁾ (図-7 参照)。

なお、死荷重の場合には、せん断力が活荷重の下でのものと異なり、床版全域で一様となるので単位幅を持つはりとしてせん断力を算出する。

単純版および連続版に対しては、

$$\left. \begin{aligned} \eta &= \left(\frac{x}{a}\right)^3 \frac{x}{l}, & 0 \leq x \leq a \\ &= \left(\frac{x'}{b}\right)^3 \frac{x'}{l}, & 0 \leq x' \leq b \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $\bar{l}$ = 換算スパン

単純版に対して $\bar{l} = 1.0 l$

連続版に対して $\bar{l} = 0.9 l$

l は主桁間長である。

片持版に対しては、

$$\left. \begin{aligned} \eta &= 0, & 0 \leq x \leq a \\ &= \left(\frac{x'}{b}\right)^3, & 0 \leq x' \leq b \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

ただし、 $x = 0$ で固定、 $x' = 0$ で自由である。

このようにして算出されたせん断力に対して、式(3)、(4)で定義された平均有効幅を用いて設計せん断力を算定する。本計算例では、多主桁橋の中央部に位置する連続床版に着目し、この床版を固定版として取扱う。設計断面は、支点部と支間部の2ヶ所とする。

断面諸量は、鋼および鉄筋とコンクリートとのヤング係数比を、全断面有効では $n = 7$ 、またひびわれ断面においては $n = 1.5$ と仮定して算出する。

支点部断面では全断面有効とし、支間部断面ではひびわれ断面、即ち曲げに対してのみ引張部コンクリートを無視した断面として扱う。また、等方性板に近いと考えられるので $\alpha = 1$ とする。

付着せん断応力の算定

式(4)~(7)によりせん断力と有効幅が求められると、鋼板の付着せん断応力 τ_b は次式より算出される。

$$\left. \begin{aligned} \tau_b &= \frac{G_b}{\bar{\lambda} I_b} Q_b \quad (\text{曲げひびわれのない断面；支点部}) \\ \tau_b &= \frac{G'_b}{\bar{\lambda} I'_b} Q_b \quad (\text{曲げひびわれのある断面；支間部}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 Q_b = はり断面に作用するせん断力

$\bar{\lambda}$ = 平均有効幅

I_b, I'_b = 全断面有効と曲げひびわれ断面でのコンクリート換算断面2次モーメント

$G_b, G'_b = I_b, I'_b$ と同じ断面での中立軸に関する換算断面1次モーメント

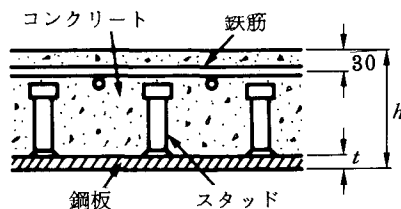


図-6 モデル床版断面

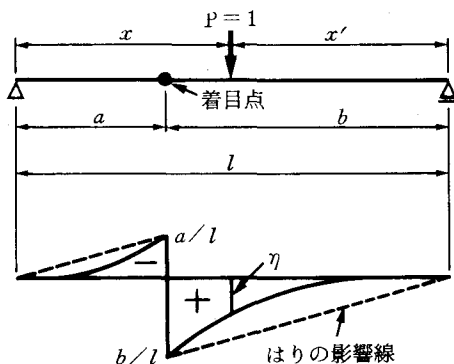


図-7 影響線の補正

スタッドの配置間隔

式(7)より、鋼板の付着せん断応力が定まると、スタッドの配置間隔は次式より決定される。

$$p_x p_y \tau_b = Q_a \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 $p_x = x$ 方向（主筋方向）のスタッドの配置間隔（cm）

$p_y = y$ 方向（配力筋方向）のスタッドの配置間隔（cm）

τ_b = 作用付着せん断応力（Kg/cm²）

Q_a = スタッド 1 本当りの設計強度（Kg/本）

x ， y 方向ともに同間隔 p でスタッドを配置するものとすれば、

$$p = \sqrt{Q_a / \tau_b} \dots\dots\dots (9)$$

スタッドの設計のための基準値の選定

スタッドの設計に対しては、使用限界状態、終局限界状態および疲労限界状態について検討を行う必要がある。BS 5400, Part 5 (1979)¹⁰⁾では、スタッドの公称静的強度を表-3のように与えている。

使用限界状態に対して、スタッドの設計静的強度（静的許容値）はこの公称静的強度の55%と定めている。また、各条項に従って疲労および使用性の条件を満たす設計においては終局限界状態に対するずれ止めの条件を満足するものであり、終局限界状態における照査は必要ないとしている。

疲労限界状態に対しては、BS 5400, Part 10 (1980)^{11), 12)}によれば、Part 5の規定に従うスタッドに対して、疲労設計用応力を次式で計算するとしている。

$$\begin{aligned} \text{溶接部応力} &= \frac{\text{スタッドに作用するせん断力}}{\text{スタッドの公称静的強度}} \\ &\quad \times \text{降伏点強度}(425\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

この応力は、標準疲労交通荷重（standard fatigue vehicle）の下での限界応力範囲 σ_H から定められる最大応力 $\sigma_{P\max}$ と比較、照査される。

一方、CP117, Part 2 (1967)^{13), 14)}では、スタッドの終局静的強度を表-4のように与えている。スタッドの許容疲労強度は、表-5に示される疲労強度係数 q (%)を終局静的強度に乗じて算出されるとしている。疲労強

表-3 スタッドの公称静的強度（BS 5400, Part 5）

スタッドの寸法		材 料	スタッドの公称静的強度（kN/本）			
			コンクリート立方体強度（N/mm ² ）			
			20	30	40	50
直径	全高さ	降伏点 385 N/mm ² 最小伸び 18 % 破断強度 495 N/mm ²				
mm	mm					
25	100		139	154	168	183
22	100		112	126	139	153
19	100		90	100	109	119
19	75		78	87	96	105
16	75		66	74	82	90
13	65		42	47	52	57

表-4 スタッドの終局静的強度（CP 117, Part 2）

破断強度 50.4 Kg/mm ² 降伏点 39.4 Kg/mm ²		コンクリート立方体強度							
直 径		高 さ		211	3000	316	4500	422	6000
				Kg/cm ²	lbt/in ²	Kg/cm ²	lbt/in ²	Kg/cm ²	lbt/in ²
cm	in	cm	in	t	tonf	t	tonf	t	tonf
2.5	1	10.2	4	15.1	14.9	17.4	17.1	19.7	19.4
2.2	7/8	10.2	4	12.4	12.2	14.3	14.1	16.3	16.0
1.9	3/4	10.2	4	10.0	9.8	11.4	11.2	12.9	12.7
1.9	3/4	7.6	3	8.5	8.4	9.9	9.7	11.2	11.0
1.6	5/8	7.6	3	7.2	7.1	8.3	8.2	9.6	9.4
1.3	1/2	6.4	2 1/2	4.6	4.5	5.3	5.2	6.1	6.1

表-5 疲労強度係数 q （CP 117, Part 2）

$S_{\min}/S_{\max}$	疲労強度係数 q （疲労強度 $S_{\max}$ の終局静的強度（表-4）に対するパーセント）					
	くり返し回数 N					
	10 ⁴	10 ⁵	6×10 ⁵	2×10 ⁶	10 ⁷	10 ⁸
1.0~0.7	40	40	40	40	40	40
0.6	40	40	40	40	40	33
0.5	40	40	40	38	34	28
0.4	40	40	37	34	29	23
0.3	40	40	33	30	26	20
0.2	40	36	30	27	23	17
0.1	40	34	28	25	20	15
0	40	32	26	23	18	14
-0.1	38	29	24	21	17	13
-0.2	36	27	22	19	15	12
-0.3	33	25	20	18	14	11
-0.4	31	23	19	16	13	10
-0.5	29	22	18	15	12	9
-0.6	28	20	17	14	12	9
-0.7	26	19	16	14	11	8
-0.8	25	18	15	13	10	8
-0.9	24	17	14	12	10	7
-1.0	23	16	13	11	9	7

表-6 計算結果の比較

種 別			TYPE		TYPE 1		TYPE 2		TYPE 3		TYPE 4		備 考
			位置		支点部	支間部	支点部	支間部	支点部	支間部	支点部	支間部	
ス ラ ブ 厚 h (cm)					18	18	18	18	16	16	16	16	
鋼 板 厚 t (mm)					10	10	4.5	4.5	10	10	4.5	4.5	
曲げモーメント (tm/m)	設計作用重時	死 荷 重			-0.82	0.82	-0.79	0.79	-0.77	0.77	-0.73	0.73	計画交通量 1000台/日以上とし 20%の割増考慮
		活荷重 + 衝撃			-3.30	4.13	-3.30	4.13	-3.30	4.13	-3.30	4.13	
		合 計			-4.12	4.95	-4.09	4.92	-4.07	4.90	-4.03	4.86	
	終局荷重作用時 $M(tm/m)$				-7.94	9.67	-7.90	9.63	-7.88	9.60	-7.82	9.55	
平均せん断有効幅 λ (m)					0.653	0.693	0.653	0.731	0.653	0.688	0.653	0.725	
せん断力 (t/m)	死 荷 重				1.10	0	1.05	0	1.02	0	0.98	0	
	活荷重 + 衝撃				22.45	8.95	22.45	8.48	22.45	9.01	22.45	8.55	
	合 計				23.55	8.95	23.50	8.48	23.47	9.01	23.43	8.55	
曲げ応力 (Kg/cm^2)	上縁コンクリート				—	-51.2	—	-58.0	—	-63.0	—	-70.5	ヤング係数比 $n = 15$ 鉄筋(かぶり 3.0cm) 支間部 $D16-200c. to c.$ 支点部 $D16 > 200c. to c.$ $D19$ 正号: 引張, 負号: 圧縮
	鉄 筋 (SD 30)				1177	-574	1169	-597	1348	-683	1329	-696	
	下縁コンクリート				-17.5	—	-31.9	—	-20.3	—	-37.3	—	
	鋼 板 (SS 41)				-262	362	-478	748	-304	409	-560	842	
破壊曲げモーメント $M_u(tm/m)$					-10.68	30.40	-10.03	17.38	-9.24	24.42	-8.67	15.13	鉄筋の降伏応力 $\sigma_{sy} = 3000Kg/cm^2$ 鋼板の $\sigma_{sy} = 2500$ 負曲げに対してのみ 鉄筋の限界ひずみ 0.01 とした
曲げ破壊安全度 M_u/M					1.35	3.14	1.27	1.80	1.17	2.54	1.11	1.58	
付着せん断応力 (Kg/cm^2)					12.5	6.5	8.0	5.8	14.8	7.5	9.8	6.7	
使用限界状態 BS 5400	スタッドの公称静的強度 ($\sigma_{ck} = 240Kg/cm^2$)	$\phi 13$	$P_u = 4.47 t/本$, $0.55P_u = 2.46 t/本$										スタッドの高さ $\phi 13; H = 65 mm$ $\phi 16; H = 75 mm$
		$\phi 16$	$P_u = 7.02 t/本$, $0.55P_u = 3.86 t/本$										
	スタッドの間 隔 (cm)	$\phi 13$	14.0	19.5	17.5	20.6	12.9	18.1	15.8	19.2			
		$\phi 16$	17.6	24.4	22.0	25.8	16.1	22.7	19.8	24.0			
疲労限界状態 CP 117	スタッドの終局静的強度 ($\sigma_{ck} = 240Kg/cm^2$)	$\phi 13$	$P_u = 4.79 t/本$										スタッドの高さ $\phi 13; H = 64 mm$ $\phi 16; H = 76 mm$ 疲労強度係数 q に対するくり返し 数は $N = 2 \times 10^6$ 回とした。
		$\phi 16$	$P_u = 7.50 t/本$										
	スタッドの間 隔 (cm)	$\phi 13$	9.6	13.0	12.0	13.8	8.8	12.1	10.8	12.8			
		$\phi 16$	12.0	16.3	15.0	17.2	11.0	15.2	13.5	16.0			
道 示	スタッドの許容せん断力 ($\sigma_{ck} = 240Kg/cm^2$)	$\phi 13$	$Q_a = 0.72 t/本 (h=65mm, H/d < 5.5)$, $0.79 t/本 (h=100mm, H/d > 5.5)$										スタッドの高さ $\phi 13; H = 65$, $100 mm$ $\phi 16; H = 75$, $100 mm$ とした。 () 内は $H = 100 mm$ の場合
		$\phi 16$	$Q_a = 1.02 t/本 (h=75mm, H/d < 5.5)$, $1.19 t/本 (h=100mm, H/d > 5.5)$										
	スタッドの間 隔 (cm)	$\phi 13$	7.6 (7.9)	10.5 (11.0)	9.5 (9.9)	11.1 (11.7)	7.0 (7.3)	9.8 (10.3)	8.6 (9.0)	10.4 (10.9)			
		$\phi 16$	9.0 (9.8)	12.5 (13.5)	11.3 (12.2)	13.3 (14.3)	8.3 (9.0)	11.7 (12.6)	10.2 (11.0)	12.3 (13.3)			

注) 1. スタッドは x 方向, y 方向ともに同間隔に配置するものとしている。

2. 終局荷重作用時の曲げモーメントは次の3ケースのうちの最大値である。

- 1) $1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃})$
- 2) $1.0 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃})$
- 3) $1.7 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重} + \text{衝撃})$

3. 衝撃係数は $i = 0.377$ (スパン 3.00 m) となり、後輪荷重は $P = 11t$ となる。

4. BS5400, CP117 におけるコンクリートの圧縮強度はコンクリート立方体強度であり、我が国の円柱供試体強度とはことなるが、本計算例では両者を等価なものとして扱った。

5. 死荷重は、アスファルト舗装 ($t_a = 10 cm$)、コンクリートスラブおよび鋼板の重量である。

度係数 q はスタッドに加わる最小せん断力と最大せん断力との比 $S_{\min} / S_{\max}$ とくり返し数 N に対して与えられている。

BS 5400, Part 10 における限界応力範囲 σ_H は、我が国の交通荷重を直接適用して算定することが難しい。したがって、ここでは便宜上、使用限界状態に対しては BS 5400, Part 5 を、疲労限界状態に対しては、CP 117, Part 2 の規定値を適用し、これらを満足するものは終局限界状態をも満たすものとする。

4. 計算結果

計算結果を表一 6 に一括して示す。平均せん断有効幅 $\bar{a}$ は、スパン方向に平均化し、一定幅として定義されているが、計算結果では支点部と支間部で異っている。これは、支点部と支間部でそれぞれ正曲げによるひびわれのない断面とある断面、即ち全断面有効とひびわれ断面とに仮定しているため、 r_x が両位置で異なるためである。

支点部の負曲げに対しては、D16 と D19 を 20 cm 間隔で配置しているが、これはいずれの TYPE においても鉄筋の許容曲げ応力度 $\sigma_a = 1400 \text{ kg/cm}^2$ に対して必要な鉄筋量となった。なお、支点部では、ハンチを考慮していないが、ハンチを取り付ければ、鉄筋量は減少できるものと思われる。

破壊曲げモーメントは、道示に従って終局強度法により算定したが、負曲げに対しては圧縮部の鋼断面が鉄筋に比して非常に大きいため鉄筋の限界ひずみを定める必要が生じたので、道示には規定されていないが、これを 0.01 として算出した。

ずれ止めの計算では、使用限界状態と疲労限界状態においてそれぞれ BS 5400 と CP 117 を準用したため、多少の次元の異なりはあるが目安にはなるものと思われる。BS 5400 と CP 117 では、スタッドの静的強度は BS 5400 の方が小さく約 7 % の差がある。

CP 117 の疲労強度係数 q に対して採られるべきくり返し数 N は、本来、種々に変動する荷重の評価方法として、修正マイナー則を用いて決定される性質のものであるが、便宜上 $N = 2 \times 10^6$ 回と仮定した。

本計算例では、スラブ厚さ 16 cm と 18 cm に対して、鋼板厚が 4.5 mm と 10 mm の 4 種類の断面を用いたが、これらの鋼板厚は、この種の合成床版で使用される板厚のほぼ上限と下限になるものと考えられる。これらの鋼板厚に対して使用するスタッド径は $\phi 13$ あるいは $\phi 16$ を使用するものとした。参考のために、我が国の道示の合成桁におけるスタッドの許容せん断力を用いた場合の結果も示した。

5. 結 論

スタッドの設計強度は、使用限界状態 (BS 5400) では静的強度の 55 %、疲労限界状態 (CP 117) では 23 ~ 24 % となっており、スタッドの間隔は疲労強度に支配されている。

本計算例における床版断面に対して、スタッドの配置間隔を整理すれば、表一 7 のようになる。

CP 117 では、BS 5400 に比して、スタッドの静的強度において約 7 % 大きくなっているが、疲労限界状態と使用限界状態との安全率の比は 4.2 ~ 4.8 % であり、スタッドの間隔においては両者の比は約 65 % である。

さらに、道示と CP 117 とを比較すると、スタッドの設計強度の比は 55 ~ 65 %、スタッドの間隔においては 80 % となっており、道示の許容せん断

表一 7 スタッドの配置間隔

	スタッド径	支 点 部	支 間 部
使用限界状態 BS 5400	$\phi 13$	約 13 ~ 18 cm	約 18 ~ 21 cm
	$\phi 16$	約 16 ~ 22 cm	約 23 ~ 26 cm
疲労限界状態 CP 117	$\phi 13$	約 9 ~ 12 cm	約 12 ~ 14 cm
	$\phi 16$	約 11 ~ 15 cm	約 15 ~ 17 cm
道 示	$\phi 13$	約 7 ~ 10 cm	約 10 ~ 12 cm
	$\phi 16$	約 8 ~ 12 cm	約 12 ~ 14 cm

力がかなり小さく採られていることがわかる。

これらのスタッドに対する基準値はいずれも合成桁を対象としたものであり、この種の合成床版に対してはいずれもかなりきびしい値になっていることがうかがわれる。

最後に、本研究で用いたせん断有効幅($\bar{\lambda}$)は弾性理論に基づいて誘導されている。しかしながら、コンクリートに埋込まれたスタッドは疲労破壊に至るまでにはスタッド自身もかなりの変形を起こすと考えられる(例えば、阿部¹⁵⁾によれば $\phi 19\text{mm}$ のスタッドの押抜き疲労試験では、疲労破断までに 2mm 程度のずれを確認している)。スタッドの変形による鋼板とコンクリートの間のずれは荷重近傍の付着せん断応力の集中を大きく低減させることも考えられる。スタッドの変形によるずれを考慮した場合の厳密な付着応力の算定は、許容変形量(ずれ量)を基準にした非線形解析に頼らねばならないが、付着せん断応力の再配分量の許容値($r\%$)を規定することができれば、 $(100-r)/100$ を低減率として本計算例での付着せん断応力を補正して利用することができるものと思われる。

6. 参考文献

- 1) 建設コンサルタンツ協会近畿支部：我が国の土木構造物における〈S-C 構造の現状〉(その1)および(その2)，昭和52年11月および昭和54年7月。
- 2) 土木学会関西支部：道路橋鋼およびコンクリート合成床版の設計法に関する研究，共同研究グループ報告書，昭和59年5月。
- 3) 土木学会：鋼とコンクリートの合成構造に関する調査研究報告書，昭和57年度および昭和58年度首都公団委託，昭和58年3月および昭和59年3月。
- 4) Robinson, J. R.: Système nouveau de couverture de ponts-route métalliques par tôle cintrée et béton armé associés, Prelim. Report, 4th Congress IABSE, pp. 649 ~ 662, 1952.
- 5) Esquillan, N.: Pont-route de Tancarville, Chap. 7, Dalles en béton armé sous chaussée et sous trottoirs, Annales, Vol. 14, No. 157, pp. 152 ~ 166, Jan., 1961.
- 6) 新津，大貫，浅島，落合：鋼製型枠合成床版を用いた合成桁の設計・施工，橋梁と基礎，1981，11月，pp. 42 ~ 49。
- 7) 大貫一生：設計事例(9)合成床版，コンクリート工学，Vol. 21, No. 12, 昭和58年，12月，pp. 65 ~ 67。
- 8) 園田，堀川，広瀬：道路橋鋼板・コンクリート合成床版のずれ止めの設計に対するせん断有効幅，土木学会論文報告集，No. 338, pp. 1 ~ 9, 1983。
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(昭和53年版，昭和55年版)。
- 10) BS 5400, Steel, concrete and composite bridges, Part 5, Design of composite bridges, British Standards Institution, London, 1979。
- 11) BS 5400, Steel, concrete and composite bridges, Part 10, Fatigue, British Standards Institution, London, 1980。
- 12) 前田，亀井：イギリスの統一橋梁規準 BS 5400, Part 10 疲労の指針，橋梁と基礎，1982，9月，pp. 10 ~ 18。
- 13) CP 117, Composite Construction in Structural Steel and Concrete, Part 2, Beams for Bridges, British Standards Institution, 1967。
- 14) 阿部，竹名：合成桁のずれ止め用スタッドの疲労強度(2)，構造物設計資料，No. 32, pp. 9 ~ 12, 1972。
- 15) 阿部英彦：鉄道用合成桁のずれ止めに関する研究，鉄道技術研究所報告，No. 265, Sept., 1975。