

鋼橋技術研究会  
設計部会W/G (Aグループ)

調査研究報告書  
合成桁に関する調査

平成15年3月

## 目 次

### <構造班>

1. 概要 .....	A - 3
2. 床版 .....	A - 4
2. 1 長スパン床版設計方法の現況と特性 .....	A - 4
2. 2 長スパン合成床版の設計方法 .....	A - 9
2. 3 鉄筋コンクリート床版のひびわれ制御 .....	A - 11
3. 鋼橋分野における新しい応用形態の動向および概算検討 .....	A - 21
3. 1 単純合成上路式トラス橋 .....	A - 21
3. 2 自定式合成上路式アーチ橋 .....	A - 28
3. 3 自定式合成下路式アーチ橋 .....	A - 30
3. 4 二重合成箱桁 .....	A - 42

## 1. 概要

現在合成桁については、特に連続合成桁を中心に関係各機関でさまざまな検討が行われている。本報告ではそのような現状を踏まえ、以下の項目に着目して調査・検討を行った。

- ・合成桁の最も重要な構成要素である床版については、これまで多種多様な合成構造形式が開発され今後も提案されるものと思われるが、現時点での代表的なものを総覧し全体を見やすくした。
- ・本質的課題である床版コンクリートのひびわれ制御について、その基本的考え方・扱い方を概説する。
- ・鋼橋分野における合成構造の新しい応用形態の動向と概略検討を行う。

合成桁は本来曲げに抵抗する部材であるが、通常床版内での応力勾配は小さいことから床版コンクリートには、軸圧縮力が作用していると見ることができる。このような観点からすると桁構造に限らず合成構造の応用範囲はもっと拡張されてよい。ここでは、その代表的なものとして合成トラス橋について試算を行い、設計上の特性や注意点を考察する。次いで、上路式アーチ橋を取上げ既往の論文を要約して紹介する。

構造系や部材の圧縮ゾーンは、基本的に全て合成構造またはコンクリート構造にする考え方がある一方で、最近では、ひび割れ制御が確実にできることを前提に、引張力の作用下でも積極的に合成構造を活用していこうとする動きがある。連続合成桁の中間支点上のコンクリート床版はその代表的なものであるが、ここではさらに進んで、単独タイ材を有さない下路式アーチ橋の補剛桁を合成桁にした際の、メリットと設計上の課題を試算により調べる。

\*\*\*\*\*

ここで取上げなかった橋梁形式でも、例えば死活荷重合成にしやすい構造形式や施工環境では、コンクリートの圧縮耐力を最も有効に活用することができる。今後更に、経済的で高剛性・高耐力の合成橋梁形式が積極的に調査・施工されることが期待される。

## 2 床版

### 2. 1 長スパン合成床版の現況と特性

#### 2. 1. 1 現状

従来、鋼橋の床版形式として RC 床版が多数採用されていた。近年コスト縮減を目指し、少数主桁橋の採用が増えてきている。少数主桁橋の主な特徴としては、床版支間を大きくし主桁本数の削減、床組を省略（床組機能を床版が補うものとする）が挙げられる。そのため、少数主桁橋に対応する床版として、長支間対応可能であること、床組の強度・耐久性があることが条件となる。そこで、先の条件を満たす床版形式として、代表的なものの1つとして合成床版が注目されてきた。合成床版の特性として以下に挙げる。

#### 2. 1. 2 特性

##### 1) 合成床版とは

- ・底板とコンクリートを適当なずれ止め  
で一体化した床版である。
- ・底板には、鋼板・FRP板等を用いる。
- ・底板は一般には型枠であると同時に版  
の引張りに抵抗する部材である。
- ・底板は形鋼や鉄筋で補強し、曲げせん  
断剛性を与えた工場製品である。
- ・コンクリートは場所打ち施工が一般的であるが、プレキャスト化したものもある。



##### 2) 特徴

###### 【 構造面 】

- ・橋梁全体死荷重の軽減（PC床版に比べ床版厚を薄くすることが可能）
- ・床版の長支間化に対応可能（～6 m）
- ・斜橋および曲線橋にも対応可能

###### 【 施工面 】

- ・桁架設との連続施工が可能
- ・足場設備および支保工の省略による大幅な工期短縮が可能
- ・安全施工の向上

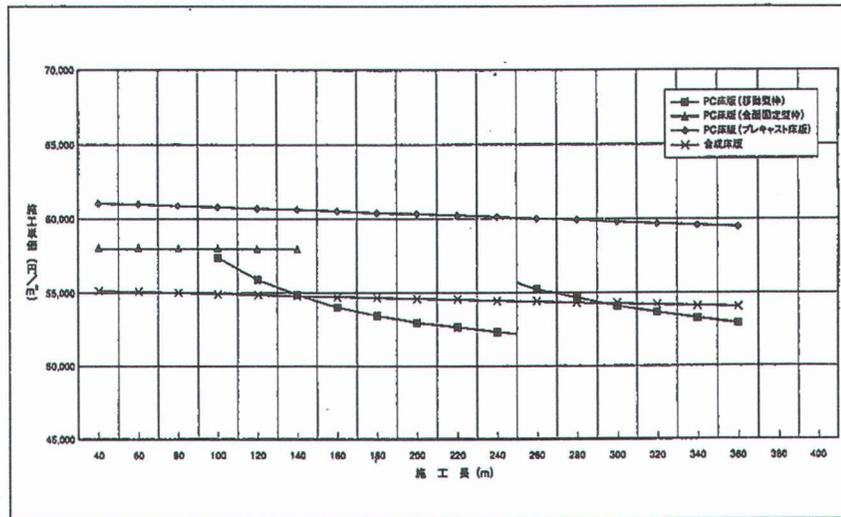
###### 【 維持管理面 】

- ・維持および管理コストの節減
- ・コンクリート抜落ち防止に効果
- ・耐候性鋼板、メッキ鋼板等の使用による長寿命化

### 3) コスト

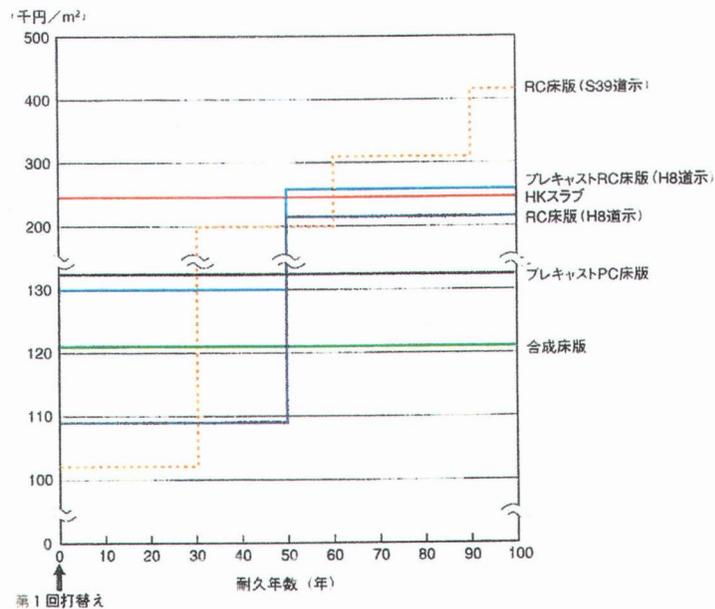
以下に、初期コスト、ライフサイクルコストについて合成床版と他の床版の比較を示す。コストについては、“鋼橋のライフサイクルコスト、新しい鋼橋の誕生 社 日本橋梁建設協会”より引用した。

#### ① 初期コスト



注) 1. このグラフは初稿「見直し条件」によって作成したもので各工法の単価を示唆するものではありません。  
 2. 移動型枠による施工長 250m を超える場合は、工期を考慮して差使用することを想定しています。  
 3. 〇—〇—〇— 同一施工費は費りませんが経費率により低下します。

#### ② ライフサイクルコスト



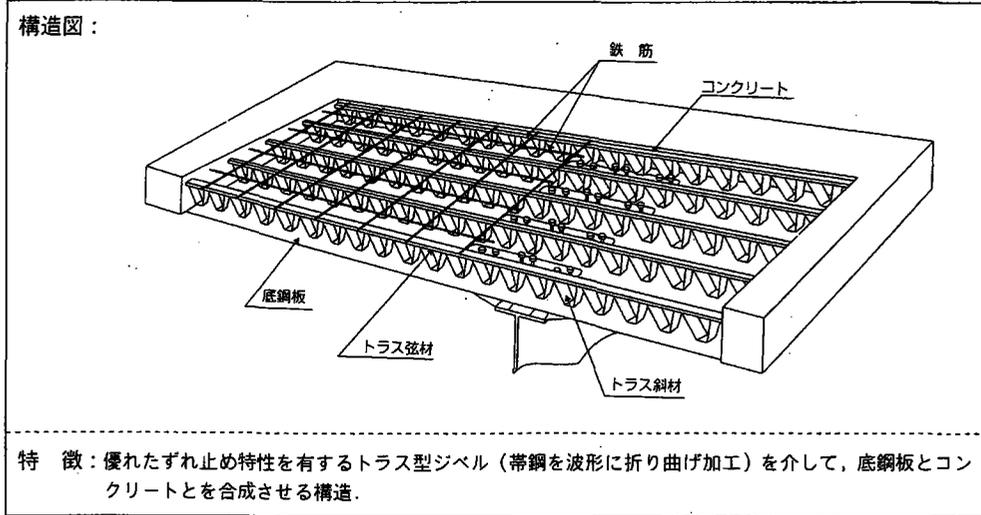
単位: 円/m²

打替え床版型式	打替え工事費	解体・撤去費	足場・交通規制 他	合計	耐久年数
RC床版 (昭和39年告示)	46,000	45,000	12,000	103,000	30年
RC床版 (平成8年告示)	52,000	45,000	12,000	109,000	50年
プレキャストRC床版	73,000	45,000	12,000	130,000	50年
プレキャストPC床版	76,000	45,000	12,000	133,000	100年
合成床版	64,000	45,000	12,000	121,000	100年
HKスラブ	187,000	45,000	12,000	244,000	100年

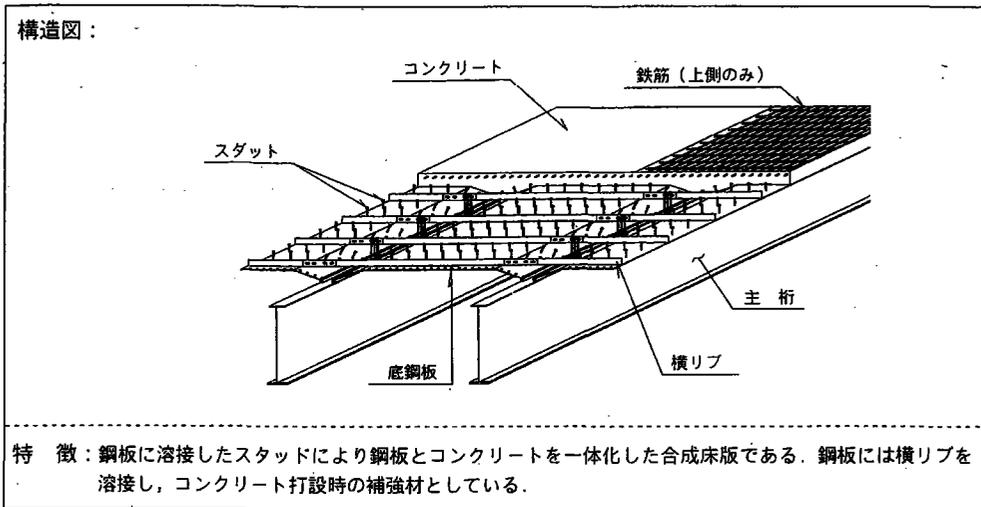
4) 代表的な合成床版形式

【 橋建協登録床版 】

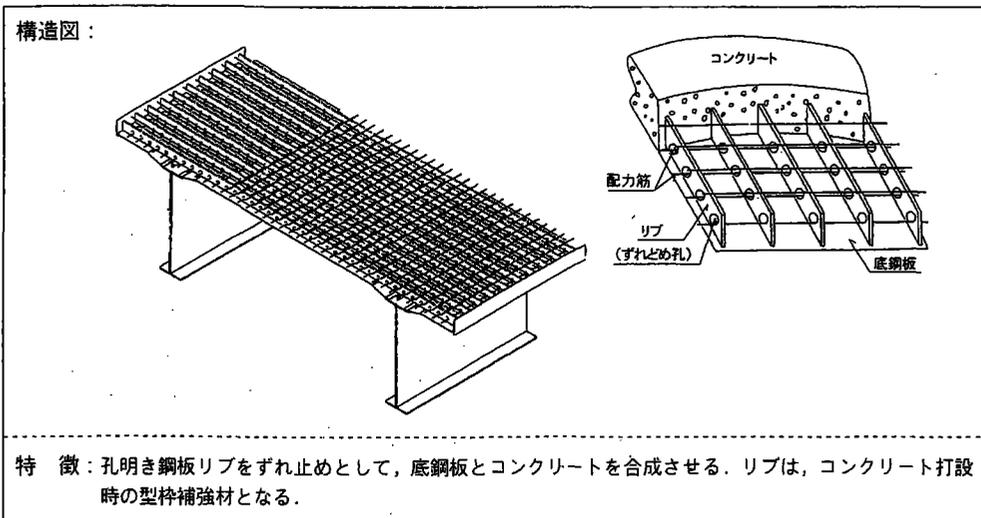
① トラス型ジベル合成床版



② SCデッキ

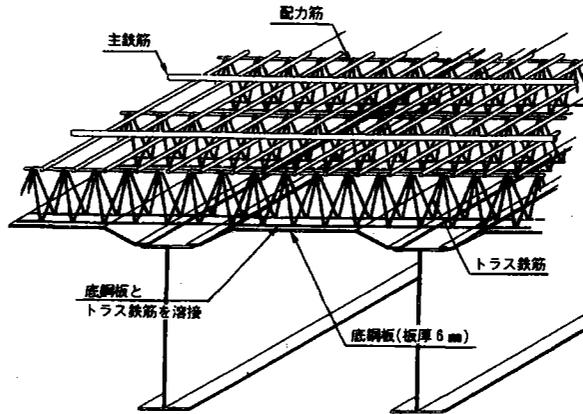


③ パワースラブ



④ TRC床版

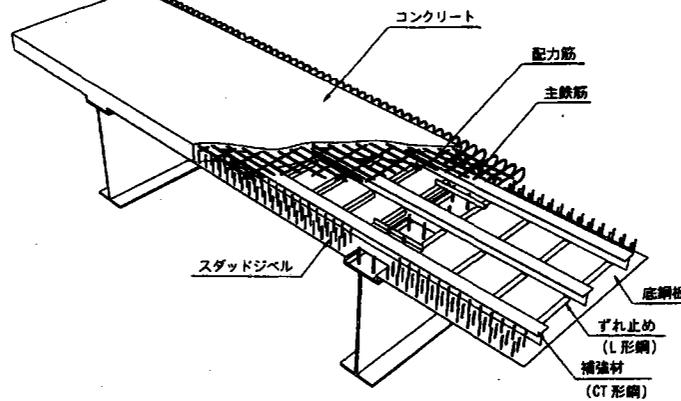
構造図：



特 徴：1本の上弦材と2本の下弦材及び2本の斜材からなる立体のプレファブトラス鉄筋をずれ止めとして底鋼板とコンクリートを合成させる。プレファブトラス鉄筋はコンクリート打設時には型枠補強材として機能し、コンクリート硬化後(供用時)には、輪荷重に対するせん断補強部材として機能する。

⑤ MESLAB (エムイースラブ)

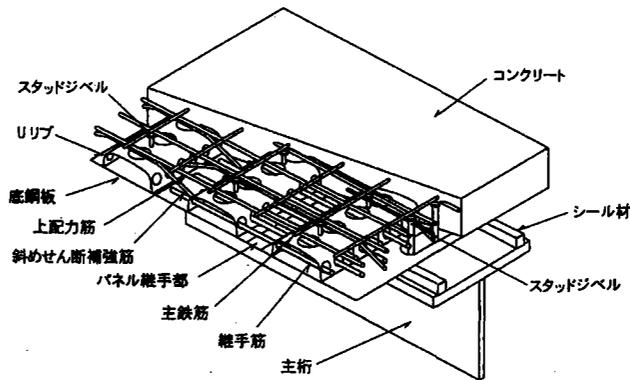
構造図：



特 徴：本床版はコンクリートと底鋼板のずれ止めとして、成形型鋼であるL形鋼を用いた合成床版である。桁直角方向に設置した補強材によりコンクリート打設時の剛性を確保している。

⑥ Uリブ合成床版

構造図：

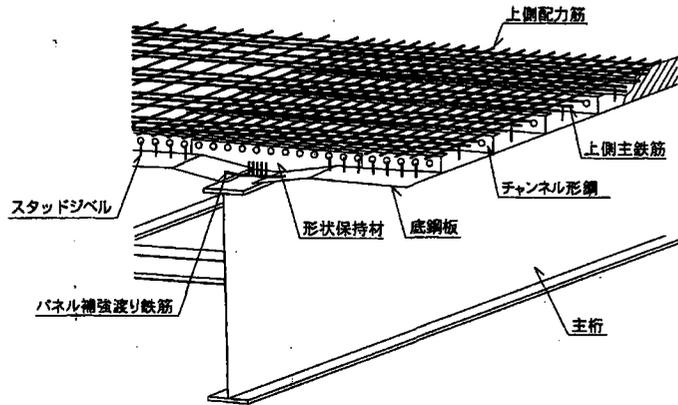


特 徴：鋼床版に用いられているU型のリブを使用する。Uリブに孔明けを行うことで、Uリブへのコンクリート充填、底鋼板とコンクリートとの合成、継手鉄筋の定着を図っている。

【 橋建協登録申請中床版 】

① チャンネルビーム合成床版

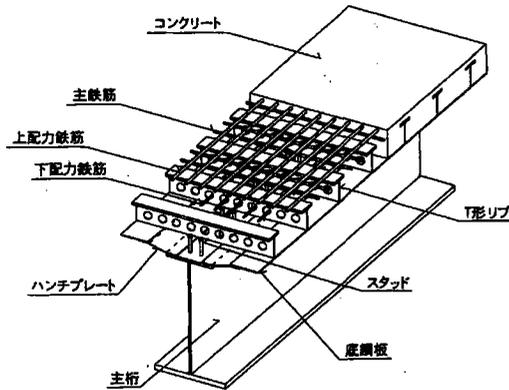
構造図：



特 徴：  
 ・溝形鋼は合成断面の主筋となり、かつコンクリート打設時の形枠補強材となる。  
 ・形状保持材はハンチ形状を保持すると共に、コンクリート打設時の死荷重を主桁上フランジに伝達する。  
 ・底鋼板とコンクリートは、溝形鋼ウェブの孔とスタッドにより一体化する。

② QSSlab

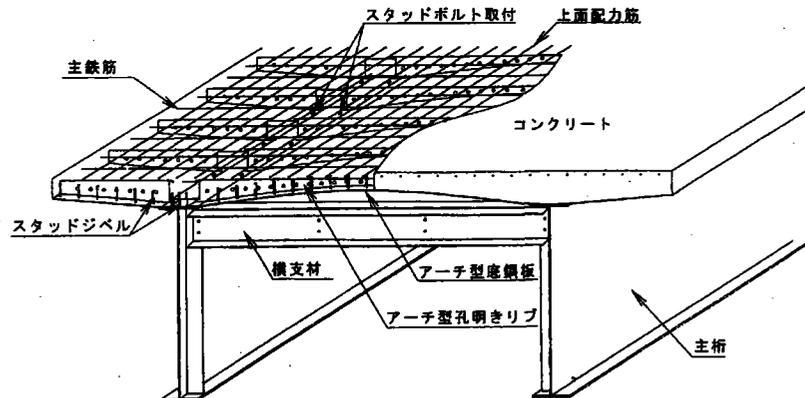
構造図：



特 徴：  
 ・I形鋼を1/2に切断したTリブを補剛材として使用することにより現場施工時の剛性を高めるとともに、Tリブの腹板に孔を明けて鋼コンクリート間の合成を確保している。

③ アーチデッキスラブ

構造図：



特 徴：  
 ・アーチ効果を利用した長支間対応の合成床版。  
 ・孔明き横リブとスタッドジベルを用いて底鋼板とコンクリートとの一体化を図っている。  
 ・床版たわみに伴う主桁の横変形を小さくできる。

2. 2 長スパン合成床版の設計方法 “橋建協標準合成床版 社) 日本橋梁建設協会” より

2. 2. 1 最小床板厚

橋建協標準合成床版の単純版、または連続版の最小床板厚さは次式の値とする。  

$$h = 2.5L + 11$$
 (小数第1位を四捨五入)  
 ここに、 $h$  : 床板最小厚さ = コンクリート厚 + 底鋼板厚 (cm)  
 $L$  : 床板支間 (m)

土木学会、鋼構造設計指針PART Bに最小コンクリート厚の規定として  $h_c = 2.5L + 10\text{cm}$  の式がある。各社合成床版の底鋼板の厚さは、そのほとんどが 6mm であるが、必ずしも同一でなく、厚いものがある。そこで、土木学会式に対して、コンクリート厚と底板厚を加えて余裕を見た床板全厚を規定することとする。床板支間と床板厚の関係を、図-1に示す。

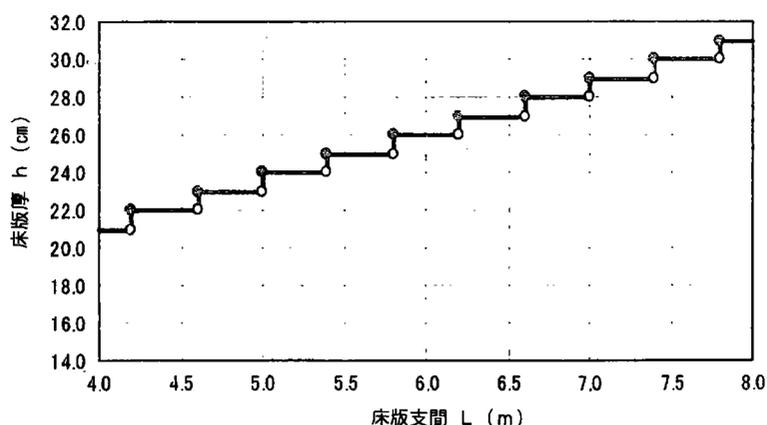


図-1 床板支間と床板厚の関係

2. 2. 2 自重

橋建協標準合成床版を採用して橋梁上部工を設計する場合、その死荷重算出用の単位重量としては、 $27.5\text{kN}/\text{m}^3$ を用いてよい (適用床板支間 4m~8m)。

各社が開発した合成床版の単位重量の平均値は、床板支間長によらずほぼ  $26\text{kN}/\text{m}^3$  前後と一定である。そのばらつきは、単純版で約 2%、連続版で約 3%と小さい。このことから、合成床版の重量として立米当りの重量を定めることとし、その値は余裕を考慮して平均値より重い  $27.5\text{kN}/\text{m}^3$  とした。今後、他形式の合成床版が開発され橋建協登録合成床版となると考えられるが、これらの床板においても単位重量が  $27.5\text{kN}/\text{m}^3$  から 5%以内のばらつきで収まることが望ましい。5%を超える場合には、別途考慮して単位重量を定めなければならない。合成床版の単位平米重量を表-1に示す。

表-1 合成床版の単位平米重量

最小床版厚 (cm)	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
単位平米重量 (kN/m <sup>2</sup> )	5.78	6.05	6.33	6.60	6.88	7.15	7.43	7.70	7.98	8.25	8.53

### 2. 2. 3 ハンチ

ハンチ高、ハンチ勾配は下図の通りとする、ハンチ部の重量は、その形状とおりに容積を算出し、単位重量を  $24.5\text{kN}/\text{m}^3$  とする。

ハンチ形状については、各社で多少のばらつきがあるが、下図を標準とすれば実用上の問題は少ない。ただし、張出し部の応力が厳しい場合は、ハンチ高を高くする場合もある。

ハンチ部の重量は、従来のRC床板と同様の算出方法とする。合成床板ハンチ部の鋼製型枠荷重は床板本体の荷重に計上されていること、また、ハンチ部にはリブ等の補強部材がなくRC構造であることから、単位重量は鉄筋コンクリートに等しいとした。

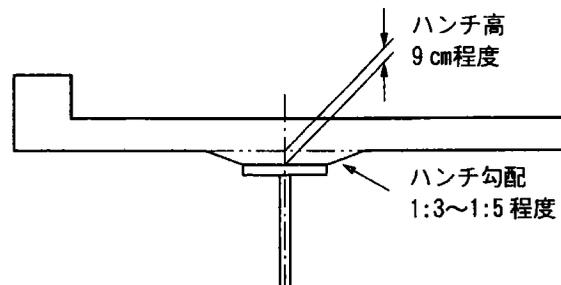


図-2 ハンチ形状

### 2. 2. 4 横断勾配

合成床板のパネル勾配は横断方向に直線とすることを原則とする。横断勾配とパネル勾配が異なる場合は、コンクリート厚で調整するものとする。

横断勾配に応じた鋼パネルの製作は、パネル途中に折れ点が必要となり不経済的となる。横断勾配は調整コンクリートにて対応するのが原則である。

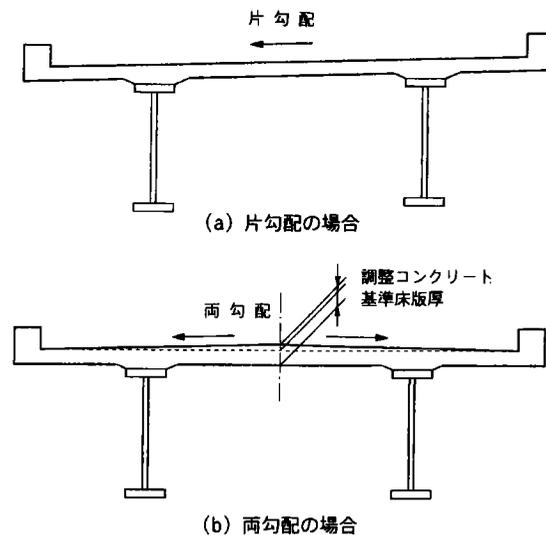


図-3 横断勾配への対処方法

## 2. 3 鉄筋コンクリート床版のひび割れ制御

### 2. 3. 1 合成桁のひび割れ幅計算手法の現状

連続合成桁は、経済性および施工性の面で注目されている。しかしながら、連続桁であるために、中間支点部で負曲げが生じ、コンクリートのひび割れに対する検討が必要となる。コンクリートのひび割れに対する研究は古くから行われており、現在土木学会コンクリート標準示方書で示されている曲げひび割れ算定式の原案は、角田によって1970年に報告されたものである。この算定方式は、軸引張実験結果とRC曲げ載荷実験結果により得られたもので、最大ひび割れ間隔と鉄筋のひずみを、積分する意味で掛け合わせて、最大ひび割れ幅を算定するものである。また、EUROCODE4のひび割れ制御手法は、DINやCEB/FIP-90の設計概念と、Hanswilleらのプレストレスしない連続桁の研究をまとめたものであり、合成桁のひび割れ制御の設計手法として、近年日本での評価が高まりつつある。この手法の要点は、以下のような点にまとめられる。

①鉄筋の軸方向に平均的なひずみと、ひび割れ部の最大値となるひずみを、分けて考えている（初期ひび割れ状態と安定ひび割れ状態の区別）。

②鋼桁部とコンクリート床版部を切り離して考えているため、ひび割れ発生前後での挙動の連続性が保たれている（分担断面力法および平面保持の仮定）。

③ ②の結果、平均的な鉄筋のひずみは、鉄筋と鋼桁のみの断面で想定したひずみよりも、コンクリートの負担する分、小さくなることが示されている（テンションステイフィング効果の考慮）。

④鉄筋のひずみの計算方法が、比較的簡単で理解しやすい。

ひび割れ幅については、ひび割れ間隔と鉄筋のひずみを掛け合わせて求めるという手法を、EUROCODE4においても基本的には踏襲しているが、定められている最大ひび割れ間隔 $2L_{es}$ 、最小ひび割れ間隔 $L_{es}$ には、鉄筋の応力 $\sigma_s$ や、ひび割れ幅 $w$ が含まれている点が既往の研究と異なる。したがって、ひび割れ間隔は、鉄筋応力の増加とともに変化し、また、ひび割れ幅を得る式中にひび割れ幅が入っている点で、理論的な意味が分かり難い。一方、角田らの式は、EUROCODE4とは異なり、比較的簡易にひび割れ間隔が定められる。適用範囲も、EUROCODE4に劣らないと考えられる。これらのことから、ここでは、ひび割れ間隔の計算に角田らの提案式を用いることとした。しかし、掛け合わせる鉄筋のひずみに関しては、日本で従来より用いられてきたものよりも、先述の通り、EUROCODE4の方が適切と思われるので、ここでは、ひび割れ間隔には従来の角田らの式、鉄筋のひずみに関しては先述のEUROCODE4を改良して用いる方法を示す。

### 2. 3. 2 荷重－ひずみ関係計算手法

合成桁の負曲げ挙動については、先にも述べた通り、EUROCODE4を基礎におくこととする。この手法の概要を一言でいえば、床版のみの軸引張実験結果を、合成断面の曲げ挙動に拡張する手法である。以下に軸力－ひずみ関係を、モーメント－曲率関係または曲げ荷重－ひずみ関係に拡張する方法を順を追って示す。合成断面に用いる断面の仮定は図2-1に示すような、状態Ⅰ（合成断面）と状態Ⅱ（鉄筋と鋼桁のみの断面、コンクリート無し）を考える。また、図2-1中の $Z$ は、各断面における中立軸の位置と、床版の中央の位置との距離を示している。

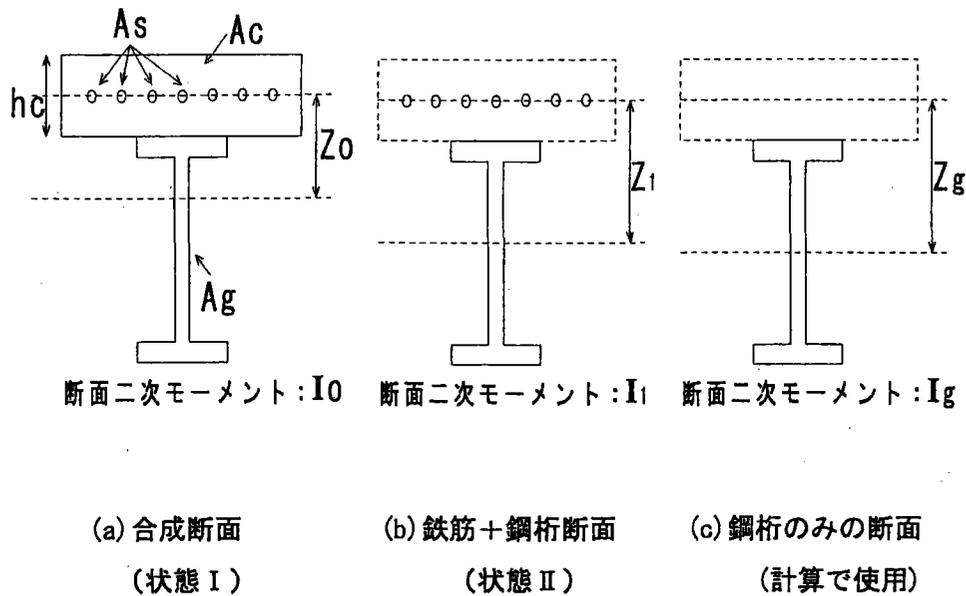


図2-1 分担断面および断面定数

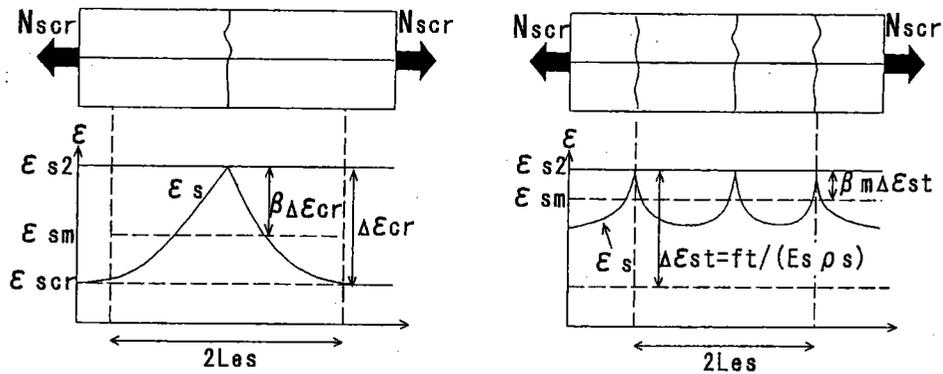
#### (1) 床版の軸引張挙動のモデル化 ( $N_s$ - $\epsilon$ 関係)

合成桁断面の床版部のみを取り出したモデルを考え、これの軸引張状態を考える(図5-2)。このときの鉄筋の軸力－ひずみ関係は、実験的に図2-3のようになる。注目すべき点は以下のようにまとめられる。

- ①軸力は、最初のひび割れが発生してからしばらく、ある程度の数のひび割れができるまでは、ほぼ一定の値をとり、その最大値はひび割れ発生軸力 $N_{scr}$ となる。この状態を初期の単ひび割れ状態という。
- ②ある程度ひび割れが進展すると、再び軸力は増加し、その軸力－ひずみ関係の勾配は鉄筋だけの断面剛性(状態Ⅱ)に等しくなる。この状態を、安定ひび割れ状態と呼ぶ。
- ③初期の単ひび割れ時における鉄筋のひずみの軸方向分布を見ると、図2-2(a)のようになっ

ており、最大ひずみ値は、状態Ⅱのひずみ  $\varepsilon_{s2}$  と一致する。また、区間  $2L_{es}$  での平均値  $\varepsilon_{sm}$  は、 $\varepsilon_{s2}$  よりも明らかに小さい。

④安定ひび割れ時（図 2-2(b)）においても、鉄筋のひずみの最大値は、状態Ⅱのひずみ  $\varepsilon_{s2}$  である。平均値  $\varepsilon_{sm}$  の方は、 $\varepsilon_{s2}$  よりも明らかに小さいものの、初期の単ひび割れ時の平均値よりは大きくなっている。



(a) 初期の単ひび割れ時 (single crack) (b) 安定ひび割れ時 (stabilised crack)

図 2-2 床版の軸引張モデル

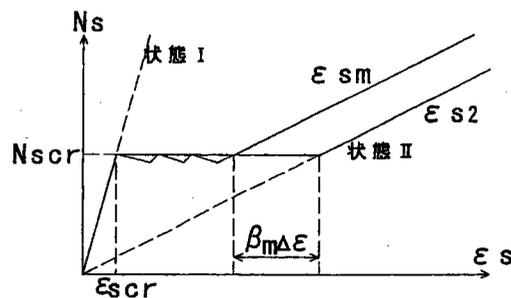


図 2-3 鉄筋の軸力—ひずみモデル

図 2-2、図 2-3 中の安定ひび割れ時の鉄筋ひずみについては、EUROCODE4 では、次のような式が用いられている。

$$\varepsilon_{sm} \doteq \varepsilon_{s2} - \beta_m \frac{f_t}{E_s \cdot \rho_s} \quad (2.1)$$

ここに、 $\beta_m$  : 係数 ( $\beta_m \doteq 0.4$ )

$f_t$  : コンクリートの引張強度 ( $>0$ )

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数

$\rho_s$  : 鉄筋比 ( $=A_s/A_c$ )

また、 $L_{es}$  については、ひび割れの最小間隔である。

上記の仮定は、 $\beta_m$  を用いることによって平均的なひずみを求めているところに、大きな特徴がある。

(2) 軸力-モーメント関係の計算 ( $N_s$ - $M$  関係)

軸力-ひずみ関係の平均ひずみを利用して、安定ひび割れ時の軸力モーメント関係を算出する。ただし、合成桁のモーメントは、一次元的なものを示しており、つまり、平均ひずみにおいて平面保持を仮定するものである。

算出に用いる式は以下の2式である。

・平均ひずみの仮定

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} - \beta_m \frac{f_t}{E_s \cdot \rho_s} = \frac{N_s}{E_s \cdot A_s} - \beta_m \frac{f_t}{E_s \cdot \rho_s} \quad (2.2)$$

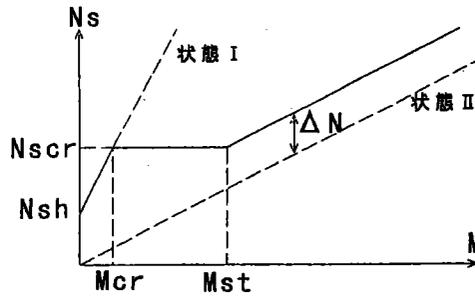


図2-4 軸力-モーメントモデル

・状態IIでの断面内の適合式

$$\varepsilon_{sm} + \frac{N_s}{E_s \cdot A_g} + \frac{N_s}{E_s \cdot I_g} Z_g^2 = \frac{M}{E_s \cdot I_g} Z_g \quad (2.3)$$

ここに、 $E_s$  : 鋼桁、鉄筋のヤング係数

$A_s$ 、 $A_g$  : 鉄筋、鋼桁の断面積

また、状態IIでの断面内の適合式は、合成桁を床版と鋼桁にわけて計算されたもので、ひび割れが生じた断面では床版内に生じるモーメントを無視できるとし、床版部では軸力のみを考慮している。式(2.2)、式(2.3)より安定ひび割れ時のモーメントと軸力の関係式が、以下のように求まる。

$$N_s = M \frac{A_s \cdot Z_1}{I_1} + \beta_m \frac{A_s \cdot f_t}{\rho_s \cdot \alpha} = M \frac{A_s \cdot Z_1}{I_1} + \Delta N \quad (2.4)$$

$$\alpha = \frac{A_1 \cdot I_1}{A_g \cdot I_g} \quad (2.5)$$

ここに、 $A_1$ ：状態Ⅱの断面積（ $=A_s+A_g$ ）。

式(2.4)および図 2-4 によると、安定ひび割れ時の軸力は状態Ⅱよりも  $\Delta N$  だけ大きくなることが分かる。これをテンションスティフニングと呼んでおり、コンクリート床版を考慮したことによる軸力負担分の増加を表している。

ひび割れ発生時の軸力  $N_{scr}$  は、断面内のひずみ勾配を考慮して、以下の式で示される。

$$N_{scr} = (f_t - \sigma_{sh}) \cdot kco \cdot Ac(1 + n \cdot \rho_s) + N_{sh} \quad (2.6a)$$

$$\approx f_t \cdot kc \cdot Ac \cdot (1 + n \cdot \rho_s) \quad (2.6b)$$

$$kco = \frac{1}{1 + hc/(2Zo)}, \quad kc = kco + ksh \leq 1.0 \quad (2.7a,b)$$

ここに、

$N_{sh}$ ：乾燥収縮によって生じる固有応力状態で、床版に生じる軸力（ $\geq 0$ ）

$\sigma_{sh}$ ：乾燥収縮によるコンクリート引張強度の低下量（ $\geq 0$ ）

$n$ ：鉄筋とコンクリートのヤング係数比（ $E_s/E_c$ ）

$hc$ ：床版の厚さ

$ksh$ ： $kco$  の補正量（プレストレスのない、一般の連続桁では  $ksh=0.3$ ）

式(2.4)に、式(2.6)で得られた  $N_{scr}$  を用いれば、安定ひび割れ状態の開始点のモーメント  $M_{st}$  が算出できる。式(2.6a)においては、乾燥収縮による影響をある程度厳密に考慮している。また、式(2.6b)は、簡易的にその影響を含めるためのものである。しかし、この2式を比べると  $N_{scr}$  は、式(2.6b)の近似式の方が大きくなるように設定されていると思われる。安定ひび割れ状態は、複数のひび割れがある程度のひび割れ間隔で存在していないと生じ得ない状態である（図 2-2）。連続合成桁などの負曲げ挙動においては、モーメントが一定となる区間が短く、最初に生じたひび割れの周辺に複数のひび割れが生じる前に、その部分のモーメントが  $M_{st}$  に達してしまう。したがって、最初にひび割れが生じる部分で安定ひび割れ状態に達したときには、式(2.6a)より求まる本来の  $N_{scr}$  よりも大きな軸力が生じてしまうことを考慮するために、 $ksh$  を使用していると考えられる。式(2.7b)中の係数の増加補正分  $ksh=0.3$  は、乾燥収縮による影響よりも、軸引張挙動を曲げ挙動に拡張する際の実験的な補正量と見た方がよいと思われる。ただし、これらの理由により、等曲げ区間が

長くなる場合や、プレストレスコンクリートのように、 $M_{st}$  とひび割れ発生時のモーメント  $M_{cr}$  との比、 $(M_{st}/M_{cr})$  が大きくなる場合には、増加補正分  $k_{sh}$  は、不必要または小さめにすべきと考えられる。

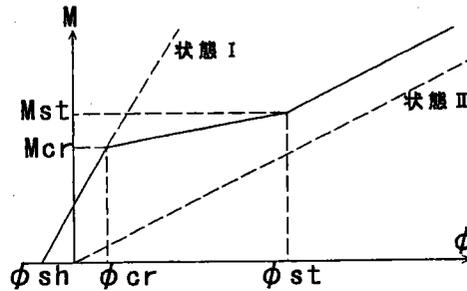


図 2-5 モーメント-曲率モデル

### (3) モーメント-曲率関係の計算 (M-φ 関係)

モーメント-曲率関係 (図 2-5) は、以下の式で求めることができる。

$$M_{cr} = n \cdot (f_t - \sigma_{sh}) \cdot I_o \cdot k_{co} / Z_o \quad (2.8)$$

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_s \cdot I_o} + \phi_{sh} \quad (2.9)$$

$$M_{st} = (N_{scr} - \beta_m \frac{f_t \cdot A_s}{\rho_s \cdot \alpha}) \frac{I_1}{A_s \cdot Z_1} \quad (2.10)$$

$$\phi_{st} = \frac{M_{st} - N_{scr} \cdot Z_g}{E_s \cdot I_g} \quad (2.11)$$

式(2.10)、式(2.11)は、合成桁を床版と鋼桁とに分け、計算を行った結果である。また、 $\phi_{sh} (\leq 0)$  は、乾燥収縮による初期残留曲率である。

### (4) 曲げ荷重-ひずみ関係の計算 (P-ε 関係)

曲げ荷重-ひずみ関係は、桁のモデル化手法によって異なる。通常の連続桁のモデルは、図 2-7(b) のようなモデルを考えるが、簡易に桁の負曲げが生じる部分を取り出すという意味で図 2-7(a) のモデルを取り扱うことが多い。

図 2-7(a) のモデルについて P-ε 関係を示すと、図 2-6 のようになる。ここで、 $\epsilon_{sm}$  は鉄筋のひずみの平均値、 $\epsilon_{s2}$  はひび割れ部の鉄筋の最大ひずみ値を示している。このようなモデルにおいては、モーメントと荷重は比例関係にあるから、

$$P_{cr} = \frac{4Mc_r}{L}, \quad P_{st} = \frac{4Mst}{L} \quad (2.12a,b)$$

また、弾性域内であることによりひび割れ発生ひずみ  $\epsilon_{scr}$  は、

$$\epsilon_{scr} = \frac{Mc_r}{E_s \cdot I_o} Z_o + \epsilon_{sh} \quad (2.13)$$

となる。ここに、 $\epsilon_{sh}$  は乾燥収縮の影響による原点のシフト量であり、乾燥収縮であるから圧縮ひずみ ( $\epsilon_{sh} \leq 0$ ) である。乾燥収縮の影響については後述する。

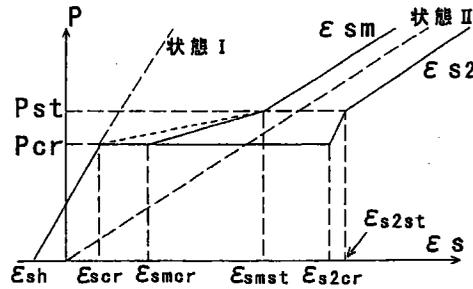
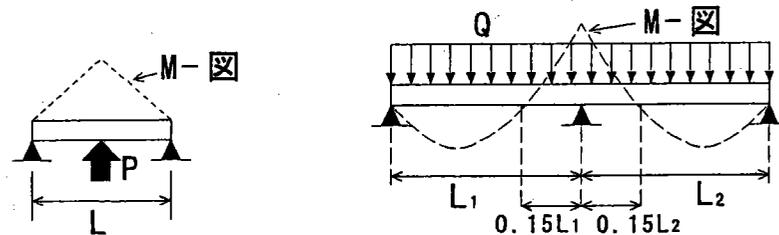


図 2-6 曲げ荷重—ひずみモデル



(a) 単純支持桁

(b) 連続桁

図 2-7 桁のモデル化

安定ひび割れ開始時のひび割れ部のひずみ (最大値)  $\epsilon_{s2st}$  は、

$$\epsilon_{s2st} = \frac{N_{scr}}{E_s \cdot A_s} = \frac{Mst}{E_s \cdot I_1} Z_1 + \beta_m \frac{f_t}{\rho_s \cdot \alpha \cdot E_s} \quad (2.14)$$

そのときの、平均ひずみは、式(2.2)より、

$$\epsilon_{smst} = \epsilon_{s2st} - \beta_m \frac{f_t}{\rho_s \cdot E_s} \quad (2.15)$$

となる。初期の単ひび割れ発生時のひび割れ部のひずみ  $\epsilon_{s2cr}$  は、ひび割れ部の床版内モー

メントを無視できるものとして、

$$\varepsilon_{s2cr} \doteq \frac{N_{scro}}{E_s \cdot A_s} + \varepsilon_{sh} \quad (2.16)$$

$$N_{scro} = (f_t - \sigma_{sh}) \cdot k_{co} \cdot A_c (1 + n \cdot \rho_s) + N_{sh} \quad (2.17)$$

$$N_{sh} \doteq \sigma_{sh} \cdot A_c + \varepsilon_{sh} \cdot E_s \cdot A_s \quad (2.18)$$

となる。式(2.17)は、式(2.6a)で示した、補正前の軸力の計算値である。したがって、本計算では単ひび割れ発生時の床版軸力を  $N_{scro}$  (式(2.17))、安定ひび割れ発生時の床版軸力を  $N_{scr}$  (式(2.6a)) とし、両者を区別して用いることとする。また、実験的にも、 $\varepsilon_{s2cr} \neq \varepsilon_{s2st}$  となるために、曲げ挙動では、ひび割れ発生時から安定ひび割れ時まで、軸力が変化しているといえる。よって、ここでも 前述の補正量  $k_{sh}$  が大きめに設定されていることが説明できる。式(2.16)～式(2.18)は、本計算手法で新たに提案する部分であり、式(2.18)中の  $\sigma_{sh}$ 、 $\varepsilon_{sh}$  は前述のように乾燥収縮によって生じるコンクリートの引張応力と、鉄筋の圧縮ひずみである。

図 2-6 に示されている、初期の単ひび割れ発生時の平均ひずみ  $\varepsilon_{smcr}$  は、図 2-2 より、

$$\varepsilon_{smcr} = \varepsilon_{scr} + \beta(\varepsilon_{s2cr} - \varepsilon_{scr}) \quad (2.19)$$

ここに、 $\beta$  は、初期単ひび割れ時の 2Les の区間内における平均ひずみを表すための係数であり、実験的に  $\beta \doteq 0.6$  とされている。ここで  $\varepsilon_{smcr}$  を用いることによって、厳密には図 2-5 の M- $\phi$  モデルとは異なる仮定をしていることになる。しかし、実際には M- $\phi$  関係も図 2-8(a)に示すようにひび割れ発生後曲線となるはずであるが、ひび割れ計算時にはひび割れ間隔内での平均ひずみが重要となるので、より厳密に計算するために  $\varepsilon_{smcr}$  を用いる。

その一方で、実験結果と比較するような場合ではなく、より実橋に近い設計計算を行うためには、図 2-7(b)に示すような連続桁を用いなければならない。この場合、塑性状態においてモーメント-荷重関係が比例関係にはならない。モーメント-荷重関係は、厳密には繰り返し計算により求めなければならないが、設計計算では簡易化を図るため、負曲げ支点部からスパンの 15%を塑性域と仮定して計算を行うものとしている。

#### (5) 乾燥収縮の影響

乾燥収縮によって、コンクリートの引張強度が低下することは、今までの研究でもよく知られている。しかし、ひび割れが生じた後についての影響は、あまり知られていない。Hanswille らの研究では、乾燥収縮の影響が図 2-8(a)のようになることが示されている。ここで、 $\phi_{sh}$  は、乾燥収縮によって生じた断面の曲率であり、その分だけ原点をシフトさせていることが分かる。また、ひび割れ発生後では、乾燥収縮の影響が小さくなり、安定ひ

ひび割れ状態ではその影響がほとんど見られなくなるといえる。このことより、前に示した式(2.1)のコンクリート引張強度  $f_t$  において、ひび割れ発生部に乾燥収縮などによる強度の変化を考慮しなくても良いことが理解できる。設計のモデル化では、図 2-8(b)に示すように仮定できる。 $\epsilon_{sh}$  は、乾燥収縮によるひずみの変化量で、実験的にも計算上も、比較的データを得やすい。また、安定ひび割れ状態の開始点では、乾燥収縮の影響はなくなるものとしている。なお、図 2-8(a)、(b)に示した乾燥収縮とは反対の影響を示している点線は、膨張コンクリートの影響を示すためのものである。

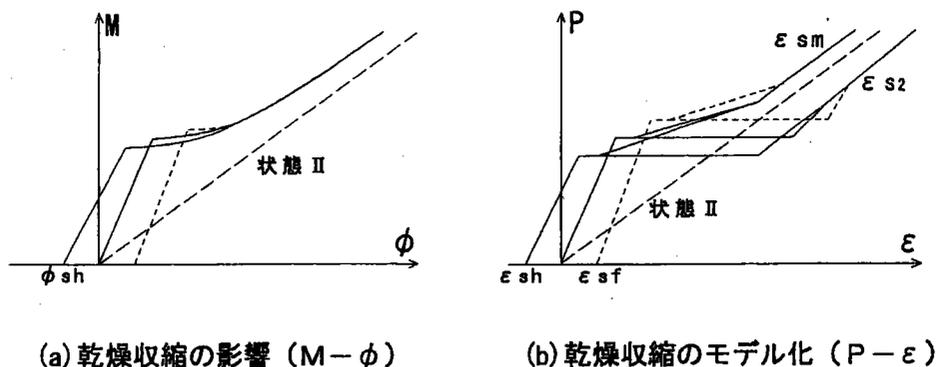


図 2-8 乾燥収縮の影響

### 2. 3. 3 ひび割れ幅の制御

ひび割れ幅については、前述のように、ひび割れ間隔と鉄筋のひずみを掛け合わせて求めることになる。ひび割れ間隔に角田らの式、鉄筋のひずみについては前項までの EUROCODE4 を改良した手法を用いると、ひび割れ幅  $w$  は、以下のように表される。

$$w = L_{crMAX} \cdot (\epsilon_s - \epsilon_{csd} - \epsilon_{cp}) \quad (2.20)$$

$$L_{crMAX} = k(4c + 0.7(Cs - ds)) \quad (2.21)$$

ここに、 $L_{crMAX}$ ：最大ひび割れ幅

$\epsilon_s$ ：鉄筋のひずみ ( $\epsilon_{s2}$  または  $\epsilon_{sm}$ )

$\epsilon_{csd}$ ：補正量 (通常の場合、 $-150 \mu$ )

$\epsilon_{cp}$ ：ケミカルプレストレスによるひずみ

$k$ ：付着による係数 (異形鉄筋の場合、1.0)

- c : 鉄筋のかぶり
- C s : 鉄筋間隔
- ds : 鉄筋径

ひび割れ幅の照査は、式(2.20)により求まるひび割れ幅  $w$  を許容値以下にすることである。

#### 2. 3. 4 まとめ

ここでは、EUROCODE4における荷重-ひずみ関係算定方式を改良し、日本で用いられてきた最大ひび割れ間隔の算定方式と融合させることにより、より現実に近いひび割れ制御を行う手法を示したものである。得られた結果を以下にまとめる。

①EUROCODE4を修正した本計算手法により、負曲げを受ける合成桁の床版内の鉄筋ひずみを高精度でかつ簡易に求めることができる。

②初期単ひび割れ状態において、ひび割れ幅は、最大ひび割れ間隔と鉄筋の平均ひずみとの積とほぼ一致し、最大ひずみとの積より小さい。安定ひび割れ状態では、ひび割れ幅が、最大ひび割れ間隔と平均ひずみの積よりも小さくなる。これは、最大ひび割れ間隔が新たなひび割れで、消滅したためと考えられる。

③ケミカルプレストレスは膨張が確保されている状態ではひび割れ幅を狭くする効果があるといえる。ただし、繰り返し戴荷によっては、短い期間でもその効果が小さくなる可能性がある。

今後の課題としては、繰り返し戴荷時のひび割れ挙動の研究が挙げられる。終わりに、ひび割れ幅制御の研究については、鉄道総合技術研究所の谷口望博士の研究を参考にさせていただいた。記して、謝意を表します。

### 3 鋼橋分野における新しい応用形態の動向および概算検討

#### 3.1 単純合成上路式トラス橋

##### 3.1.1 概要

支間長 60m~90m 程度の橋梁計画が与えられた場合、桁高制限などの制約条件に著しく拘束されないかぎりトラス形式が経済的に最も有利な橋梁形式と思われる。なかでも上路形式は平面線形を処理しやすいから適用範囲が広い。しかも常時軸圧縮力が卓越する上弦材を床版と一体化させた合成部材にすれば更に構造の合理化が期待できる。

また、トラス形式については、トラス部材に発生する断面力を減らし、鋼重の縮減を目的として外ケーブルを用いることが考えられる。この手法により、同じ鋼重でも主構高さを低く押さえることが可能となる。トラス形式は梁形式に比べて主構高が高いことから、外ケーブルの効果はより大きい。

ここでは、これらの特性の一部を定量的に把握したい。

また、軸引張力のみが作用する下弦材にできるだけ高強度の鋼材を使用すると鋼重低減上有利である。しかし、この方法を充腹ウェブの桁橋に適用すると腹板が先に降伏するのでフランジの耐力から桁の崩壊までの間に余裕がない。この点もトラス構造の利点である。

##### 3.1.2 検討基本条件

支間長：70m

形式：単純上路式トラス

有効幅員：9m

全幅員：10.60m

主構面数：2主構

舗装厚：80mm

パネル割り：7@10m

以上はJHの標準図を参考にした。

主構間隔：6m

床版支間長：6m

床版形式：プレキャストPC床版

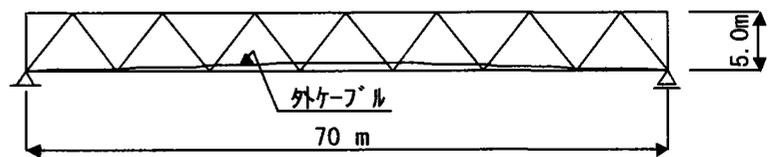
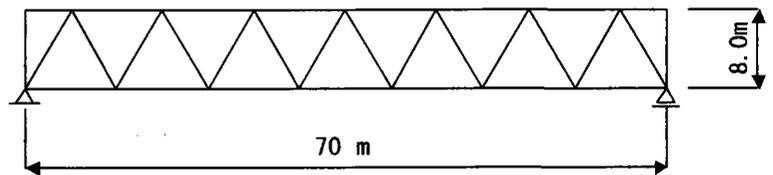
床版厚さ：320mm

以上は少数主桁橋を適用した。

活荷重：B活荷重

最高材質・板厚：SM570・100mm

高欄：鋼製防護柵



##### 3.1.3 検討ケース

ケース番号	構造形式	外ケーブル	主構高(m)	床版厚(mm)	弦材材質	
					上弦材	下弦材
1	合成トラス	なし	8.0	320	SM570	SM490
2		〃	5.0			SM570
3		有り	5.0			〃
4	非合成トラス	なし	8.0			SM490

### 3.1.4 結果および考察

#### (1) 仮定諸量 (／片側構面)

死荷重： 7.50tf/m, 前死荷重 78%

前死荷重： 5.86kgf/m

床版・ハチ(平均純ハチ高 80mm) 4.56

鋼重 (290kgf/m<sup>2</sup> 仮定) 1.30

後死荷重： 舗装・鋼製高欄・地覆 1.64kgf/m

活荷重： B活荷重強度(／片側構面)

p1 荷重： 4.52t/m, 載荷長 10m

p2 荷重： 1.58t/m

衝撃係数： 全支間に対し 1.17, 1 パネルに対し 1.33

弦材の仮定寸法：

上弦材： 合成トラスの場合幅 400×22mm, 高さ 330×19mm

基本的に小断面でよいとの考えから, 高さを低くとしてみる。

非合成トラスの場合幅 400×32mm, 高さ 600×28 mm

下弦材： 400×400mm, t = 26mm (合成, 非合成共通)

$n = E_s/E_c = 7.0$ , 床版の鋼換算断面積 = 2420cm<sup>2</sup>

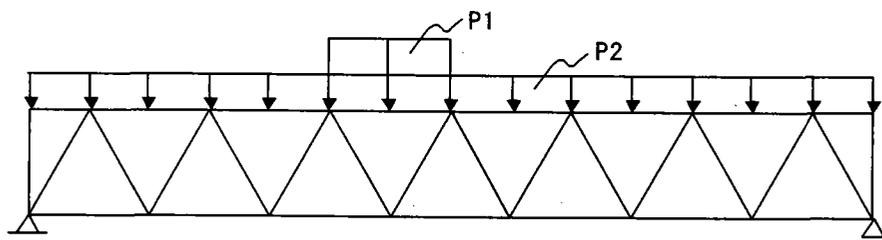
SC構造では 10 をとるケースが多いようであるがここでは鉄筋コンクリートにならう。

プレストレス：

外ケーブル, 19S15.2A を 2 条／片側構面に配し, 下弦材に 2×200tf の PS を導入する。

一本当り  $A_s = 26.35\text{cm}^2$ , 単位重量 20.92kgf/m, 引張荷重 465.5 tf, 降伏荷重 395tf

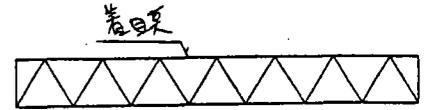
荷重図



(2) 最大断面力 (t,m/片側構面, 支間中央の格間中央に着目)

1) 合成トラス

ケース 3.1.3 参照	着目 部材	合成前		備考	
		Nd	Md		
合成トラス	1	上弦材	-434	29	断面性能は共通
		下弦材	452	小	
	2	上弦材	-695	29	
		下弦材	724	11	
	3	上弦材	-737	28	PS を含む
		下弦材	352	8.4	



ケース 3.1.3 参照	着目 部材	合成後							
		Nd	Nl	ΣN		Md	Ml	ΣM	
合成トラス	1	上弦材	-122	-250	-372		10	60	70
		下弦材	127	259	386				小
	2	上弦材	-194	-399	-593		13	67	80
		下弦材	202	412	614		1.6	3.6	5.2
	3	上弦材	-196	-401	-597		13	66	79
		下弦材	189	388	577		1.4	3.3	4.7

- (注)・添え字 d は死荷重, l は活荷重 (衝撃を含む) を表わす  
 ・Md, Ml は支間中央の格点間曲げモーメントを表わす.  
 ・ケース 1 の合成前 Nd, Md は非合成トラス×0.78 を使用

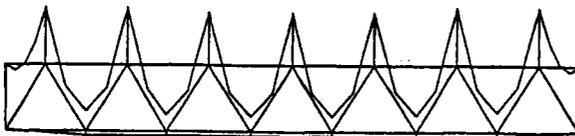
2) 非合成トラス

ケース 3.1.3 参照	着目 部材	完全非合成							
		Nd	Nl	ΣN		Md	Ml	ΣM	
非合成	4	上弦材	-556	-250	-806		47	60	107
		下弦材	579	259	838				小

非合成トラス

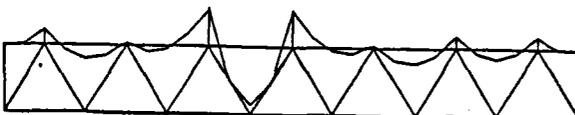
荷重ケース名 : Case No. 1 死荷重

モーメント図



組合せケース名 : 活荷重P1+P2 (+1)

モーメント図



## (3) 応力度

単位 : kgf,cm

上弦材 : 支間中央の格間中央に着目

	ヶ-入	構高 m	概略 断面	上弦材					床版コンクリート	
				$\sigma_c$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{ca}^*$	$\nu$	材質	$\sigma_{c}^{**}$	
合成 トラス	1	8	Uflg 400*25 2web 300*16 lflg 400*25 $A_s=296$ $I_y=60000$	前 1466 後 247 $\Sigma 1713$	前 846 後 + 698 $\Sigma 148$ $\Delta \sigma 279$	全強*	-	SM570	- $\sigma_{cc}=16$ $\sigma_{bc}=35$ $\Sigma 51$ $\Delta \sigma_{bc} 14$	
	2	5	Uflg 400*32 2web 300*19 lflg 400*32 $A_s=370$ $I_y=79100$	前 1878 後 375 $\Sigma 2253$	前 667 後 +656 $\Sigma 11$	全強	-	SM570	- $\sigma_{cc}=25$ $\sigma_{bc}=36$ $\Sigma 61$	
	3 PS	5	Uflg 400*34 2web 300*19 lflg 400*34 $A_s=386$ $I=84400$	前 1909 後 373 $\Sigma 2282$	前 610 後 +624 $\Sigma +14$	全強	-	SM570	- $\sigma_{cc}=25$ $\sigma_{bc}=35$ $\Sigma 60$	
非合成 トラス	4	8	Uflg 400*34 2web 600*25 lflg 400*34 $A_s=572$ $I_y=363300$ $I_z=171700$	1409	984	le=5m 格間支持 lr=28.8 236 1	1.0	SM570	—	

	ヶ-入	下弦材					
		断面	$\sigma_t$	$\sigma_{bt}$	$\Sigma$	$\sigma_{ta}$	材質
合成 トラス	1	Uflg 400*25 2web " lflg " $A_s=400$	前 1130 後 965 $\Sigma 2095$	小	$\cong \sigma_t$	2100	SM490
	2	Uflg 400*36 2web " lflg " $A_s=576$ $I=175200$	前 1257 後 1066 $\Sigma 2323$	148 70 $\Sigma 218$	前 1405 後 1136 $\Sigma 2541$	2600	SM570
	3 PS	Uflg 400*25 2web " lflg " $A_s=400$ $I=117000$	前 880 後 1443 $\Sigma 2323$	162 90 252	前 1042 後 1533 $\Sigma 2575$	"	"
非合成 トラス	4	Uflg 400*25 2web " lflg " $A_s=400$	2095		小	2100	SM490

- (注) ・応力計算における  $n (=E_s / E_c)$  は 15 とする。  
 ・ $\Delta \sigma$  は軸力が図心に作用した場合の付加応力度を表わす参考値  
 ・軸圧縮力に対するコンクリートの有効鋼換算断面積：  
 $n=7$  の場合：床版部+ハンチ部=2420+180=2600cm<sup>2</sup>→断面力変形計算用  
 $n=15$  の場合：       "       =1129+84 =1213cm<sup>2</sup>→応力度計算用  
 ・表において、 $\sigma_c$  は圧縮を正、 $\sigma_t$  は引張を正とする。+ $\sigma_c$  は引張を表わす。  
 ・全強\*：前死荷重時における上弦材の座屈に対しては、一時的に十分な補剛措置が採られているものとする。

- ・コンクリートの  $\sigma_{cc}$ ：トラス格点間の圧縮力のうち  
 軸圧縮応力度  $\sigma_{cc}$  については軸力が一様に分布するものと仮定して全幅合成断面を有効とする。曲げ圧縮応力度  $\sigma_{bc}$  については床版の有効幅  $\lambda = 0.15L = 0.15 \times 10 \times 0.6 = 0.90m$  より有効幅  $B = 2\lambda + 40 = 220cm$  を仮定する。

この場合、

- ① 床版の曲げ剛性が上弦材の3倍以上あり、合成中心がコンクリート内に入ることから上弦材を平面保持に従う分布鉄筋と考え、T形梁の中立軸を求める。これにより弦材の曲げ剛性が考慮される。この場合の  $n \equiv E_s / E_c = 15$  とする。
- ② 軸圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材として応力計算する際、上記有効幅の相異を考慮して、曲げ部分に作用する軸圧縮力は有効断面積比  $\alpha$  で分配するものとして調べると

$$\alpha \equiv 1 - \{(530 - 220cm) \times 32cm \text{ 厚} / 7\} / (\text{上弦材断面積} + \text{コンクリートの全換算断面積})$$

$$= 1 - 1417 / (A_s + 2600), \text{ ケース } 1 \sim 3 \text{ のいずれも } \alpha \approx 0.52$$

但し、軸圧縮応力度の算出は全断面で行う。

- ③ 軸圧縮に対する図心は全断面であり、曲げに対する中立軸は有効断面によることから両者間にずれがあり、付加曲げモーメント  $\Delta M$  が生じる。これをを格間曲げモーメントに加算して設計曲げモーメントにする必要がある。但しトラス格点を中立軸に選べば  $\Delta M$  は生じない。ここでは軸圧縮力偏芯と付加応力レベルの関係を調べる。

活荷重たわみ (mm)

ケース		構造高(m)	最大たわみ $\delta_{max}$	$\delta_{max} / \text{支間長}$
1	合成トラス	8.0	38.4	1/1820
2		5.0	72.0	1/970
3		5.0	72.0	1/970
4	非合成トラス	8.0	47.7	1/1470

上弦材の合成後応力度の試計算例（ケース1）：

単鉄筋 T 形梁の断面構成：

		幅 × 高さ	断面積 $A_i$	$h_i$	$A_i * h_i$	$n$
1—SLAB Concrete	対軸圧縮力	5300 (B) × 320 (t)	16960	16.0	271360	15
	対曲げモーメント	2200 (b) × 320 (t)	7040			
1—HAUNCH web Concrete		400 ( $b_0$ ) × 100	400	37.0	14800	
1—u flg Reinforcement		400 ( $b_0$ ) × 25	1500	43.3	64875	
2— web	"	16 × 300	1440	59.5	85680	
1— lflg	"	400 ( $b_0$ ) × 25	1500	75.8	113625	
$\Sigma$ 対軸圧縮力			21800	77.0	550340	

$$\text{中心軸 } x_0 = (\Sigma A_i * h_i) / \Sigma A_i = 25.2 \text{ cm}$$

$$\text{中立軸 } x = (n A_s d + b t^2 / 2) / (n A_s + b t) = 32.8 \text{ cm}, n = 15$$

$$y_u = 32.8 \text{ cm}, y_l = 44.2 \text{ cm} \text{ 中立軸はほぼ床版下面にある。}$$

$$\text{ずれ } \Delta x = x - x_0 = 7.6 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{断面二次モーメント } I &= (b/3) \{x^3 - (x-t)^3\} + n \{I_s + A_s (d-x)^2\} \\ &= 6653000 \text{ cm}^4, I_s \text{ は弦材の断面二次モーメント} \end{aligned}$$

応力度

$$\text{付加曲げモーメント } \Delta M = N * \Delta x = 372 \text{ tf} * 0.076 \text{ m} = 28.3 \text{ tfm}$$

$$M = M_0 + \Delta M = 70 + 28 = 98 \text{ tfm}, \Delta M / M_0 = 0.40$$

全断面積  $A_g$ ： 実際のハUNCH面積を用いると  $A_g = \text{コンクリート部} + \text{上弦材} * n = 22640 \text{ cm}^2$

以下、圧縮応力度  $\sigma_c$  と曲げ応力度  $\sigma_b$  を単独に計算し、加算したものを近似的に照査応力とする。

軸圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\text{床版 } \sigma_{cc} = N / A_g = 372000 / 22640 = 16 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{弦材 } \sigma_{bs} = n \sigma_{cc} = 246 \text{ kgf/cm}^2$$

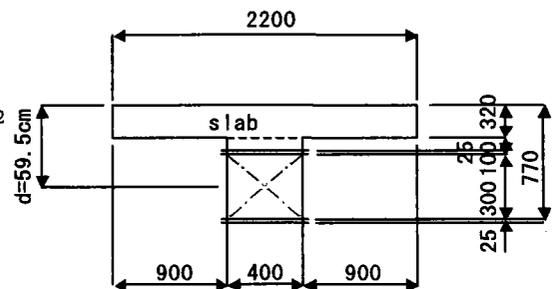
曲げ応力度  $\sigma_b$

$$\text{床版上縁 } \sigma_{bc} = M / I * y_u, :$$

$$= (7000000 / 6653000) * 32.8 = 35 \text{ kgf/cm}^2 \text{ 圧縮}$$

$$\text{弦材下縁 } \sigma_{bs} = M / I * y_l * n$$

$$= (7000000 / 6653000) * 44.2 * 15 = 698 \text{ kgf/cm}^2 \text{ 引張}$$



ケース 2,3 と同様の計算を行う。諸量を以下に示す。

ケース	N	M	$A_s$	N抵抗全断面積		d	図心	中立軸	断面二次モーメント
	tf	tf·m	cm <sup>2</sup>	Asc	Acs				
1	372	70	296	1509	22640	59.5	25.2	32.8	6653000
2	593	80	370	1583	23750	60.2	27.1	35.5	7850000
3	597	79	386	1599	23990	60.4	27.5	36.0	8129800

N：軸圧縮力，M：曲げモーメント

As：上弦材断面積

Asc：軸圧縮力に抵抗する鋼部分およびコンクリート部分の鋼換算断面積

Acs： // コンクリート部分および鋼部分のコンクリート換算断面積

d：床版上縁と上弦材中心との距離

図心，中立軸：ともに床版上縁からの距離

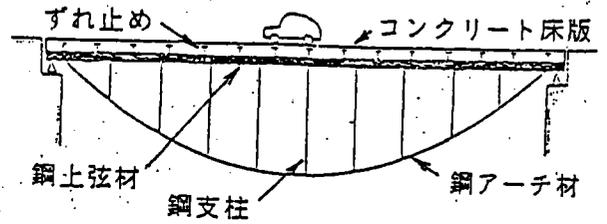
### 【考察】

- ・合成トラスは非合成トラスに比べ，下弦材断面は変わらないが上弦材断面積は50%程度でよい。また，基本的に上横桁，上横構も不要であるから鋼重の軽減が図れる。
- ・合成トラスの上弦材は床版コンクリートの打設荷重をコンクリート硬化まで一時的に支えることが必要である。こうすると上記より更に鋼重の低減が図れる。これには下弦格点から仮支材を立てる方法や上弦材を仮受け梁で支持し上弦材内にコンクリートを中詰する方法などが考えられる。
- ・上弦材の合成前の曲げモーメント分布は，上弦材の曲げ剛性によって，格間(+M)と格点上(-M)の相対関係が変化することに留意する必要がある。
- ・合成トラスの床版-上弦材系は合成中心が床版内またはハンチ内に入るから，通常の合成梁として扱うことは難しいが，SC合成鉄筋コンクリート梁として設計することが考えられる。試算によればこの計算法による弦材応力，床版コンクリート応力はともに十分許容値内にある。
- ・合成トラスではトラス格点が合成断面の中立軸から8cm程度ずれると200~300kgf/cm<sup>2</sup>の二次曲げ応力が上弦材に入るので骨組中心線の設定に注意が必要である。
- ・合成トラスは同一構高の非合成トラスに比し約20%たわみ剛性が向上する。
- ・上横桁を合成させると床版-横桁系の剛性が上弦材の格間負荷を軽減させる可能性がある。
- ・構造高を8mから5mに下げても，下弦材材質を1ランク上げると8mの非合成トラスより全体鋼重は小さい。この場合，活荷重/支間長比は1/900程度であるから剛性に問題はない。したがって，合成構造にすると有利な条件で低構高トラス橋が成りたち，構高もプレートガーダー橋の通常のウェブ高と大差がなくなる。
- ・プレストレスの効果は，下弦材応力の低減の他にはあまりないようである。プレストressingによって上弦材に若干軸圧縮力が入るが床版には十分耐力があるので既設橋の補強などを考えると当初から合成トラスとして設計しておく方が好都合である。
- ・合成トラス全体系の中立軸はケース1(構高8m)の場合，通常の合成桁断面計算法によるとトラス構高中心の3.31m上側に在る。断面二次モーメントは1/2Bridge当り，合成前 $I_s=1.09 \times 10^8 \text{cm}^4$ ，合成後 $I_v=2.46 \times 10^8 \text{cm}^4$ ，(但し $n=7$ ，床版全幅有効)

### 3.2 自定式合成上路式アーチ橋

軸圧縮部材または曲げ圧縮要素に鋼合成桁を適用する橋梁構造の一例として自定式上路アーチ橋がある。まだ施工事例は見当たらないようであるが、1991年3月、阿部、中島、Anzarらは構造工学論文『合成逆アーチ橋に関する基礎的研究』で、実験とパラメトリック解析を行い挙動を調べて、実用化への提案をしている。以下に結果の一部を紹介する。

概念図



(1) 試験モデル

(2) コンクリート床版と上弦材とのずれの分布

骨組み解析で得たせん断力分布と類似したずれ分布形状を示す。

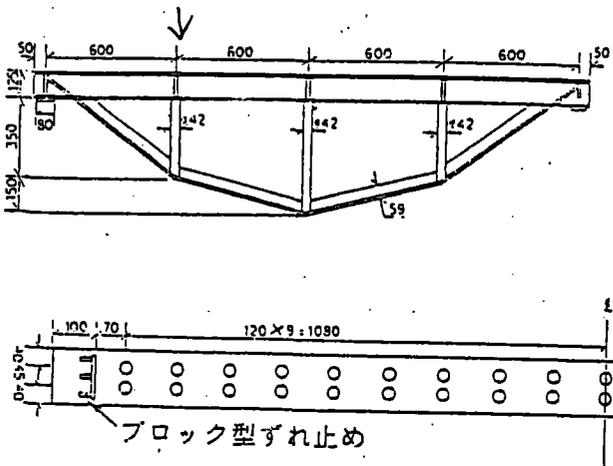
(3) 破壊モード

合成上弦材の曲げ破壊による。載荷点近傍で橋軸方向のコンクリートひびわれが多数生じるが橋端部の剛なずれどめに抑止され床版上面のコンクリートの圧壊によって破壊する。ただし床版のせん断抵抗力が不十分であれば載荷点下のせん断破壊が生じる。

(4) 実橋レベルモデルでの全体一括解析法による検証

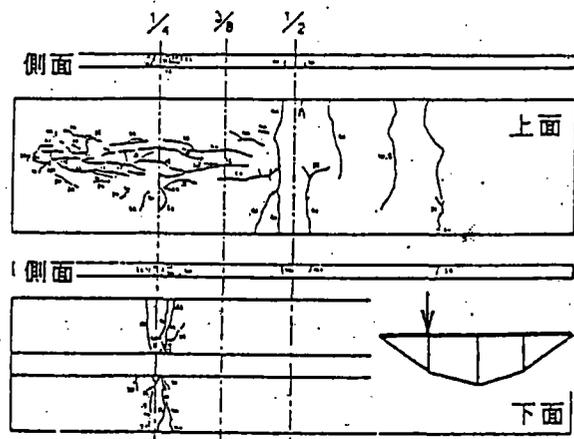
スパン長：60m ライズ：8.5m 上弦材桁高：1.50m 床版幅、厚：3.50m、20cm

- ・ずれどめ剛性  $C > 10^6$  (t/m/m) で完全合成の性質を示す。
- ・橋端部から作用する軸圧縮力は比較的短い範囲でコンクリート床版に伝達される。
- ・ずれどめは橋端に剛なものを置き全長に分散配置するのがよい。

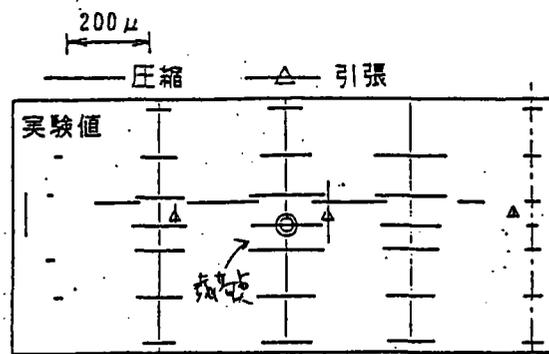


	ずれ止め剛度 (tf/m)
スタッド (JIS B 1198)	$2.3 \times 10^3$
ブロックずれ止め (SM41)	$7.5 \times 10^3$

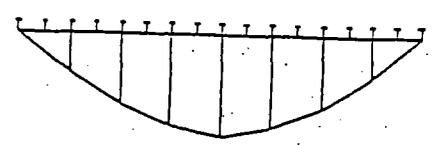
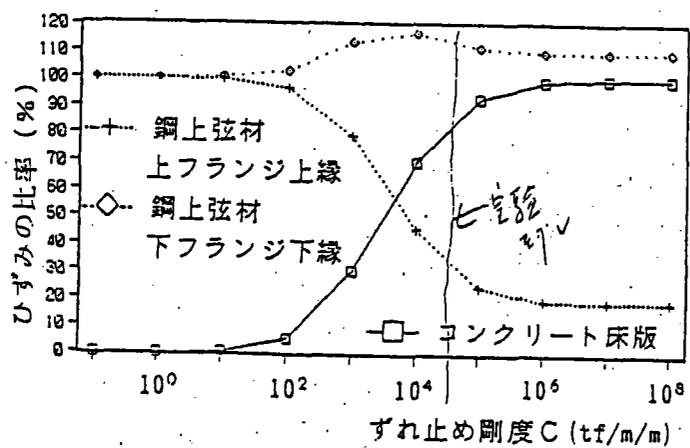
試験モデル



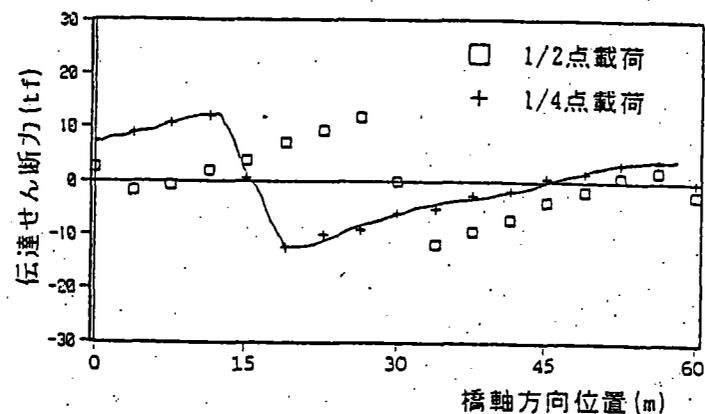
床版のひびわれ状況



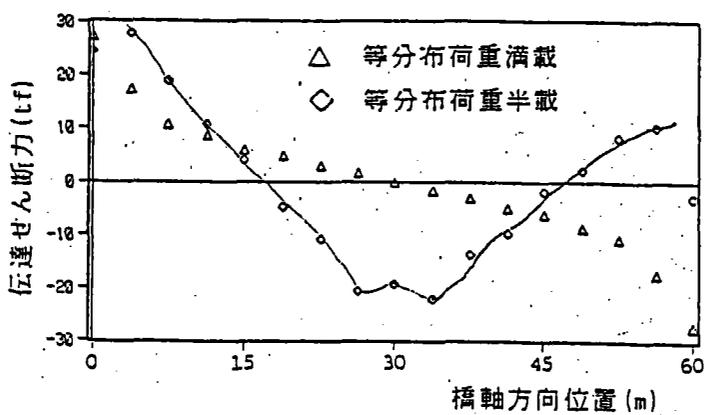
床版のひずみ分布



ずれ止め剛度とひずみの関係  
(集中荷重12tf、1/2点載荷)



(a) 1点集中荷重(集中荷重強度:12tf)



(b) 等分布荷重(分布荷重強度:1.6tf/m)  
載荷荷重のタイプとずれ止めの伝達せん断力の関係

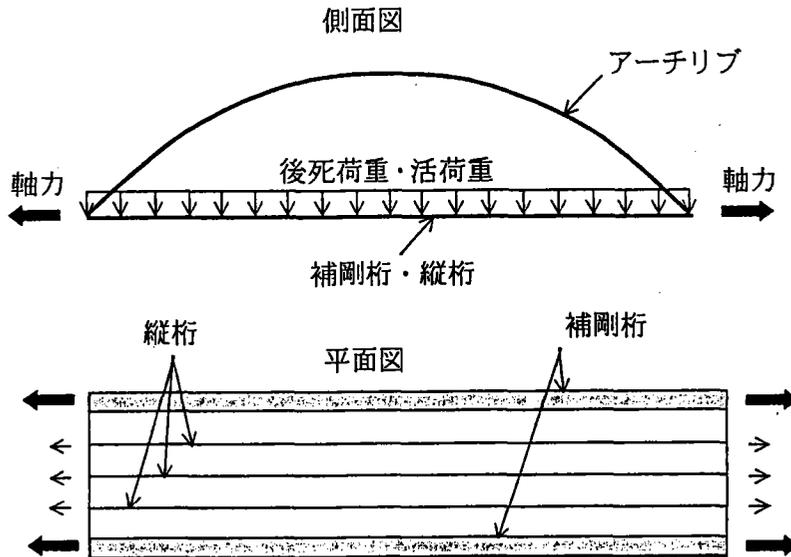
以上から力の伝達経路が明らかになり、ずれどめの設計と格点間の床版のせん断破壊等に特に留意すれば、合理的な合成橋梁形式である。(詳細は原文参照)

### 3.3 自定式合成下路式アーチ橋

#### 3.3.1 検討目的

単純下路式アーチの場合、我が国では一般的に非合成桁で設計されている。ところが、実際には床版と補剛桁については合成作用が働き、床版に対して引張り力が作用し、ひび割れが発生する場合がある。以下に、具体的な要因を示す。

#### ① 荷重載荷（後死荷重・活荷重）により生じる引張力



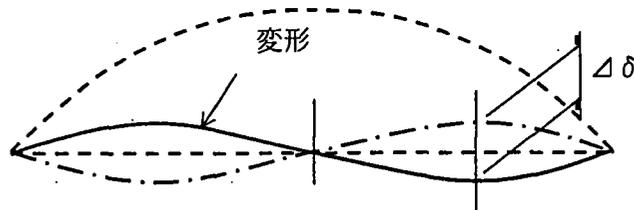
死荷重および活荷重が載荷することにより、アーチリブが広がろうとする。それを補剛桁により拘束することになり、補剛桁に引張軸力が作用する。また、その引張軸力は、横桁を介し縦桁においても導入されることとなる。

そこで、非合成として設計しているものの、床版と縦桁間で合成効果が働き、床版に対して引張力が導入されることとなる。

ひび割れ性状としては、橋梁全体にひび割れが生じる。

#### ② 活荷重によるたわみ

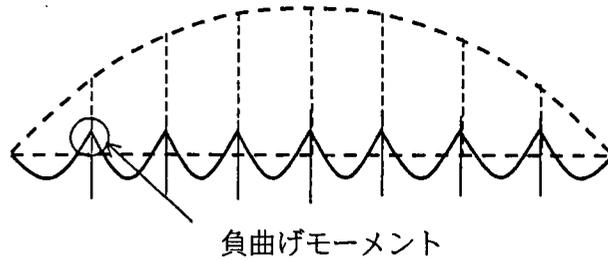
【 全体系 】



活荷重の偏載により、補剛桁に上図のような変形が生じる。この変形の変動に伴い、床版にひび割れが生じる恐れがある。

ひび割れ性状としては、変形振幅の大きくなる箇所 ( $\Delta\delta$ ) に特にひび割れが発生する。

【 局部的箇所 】



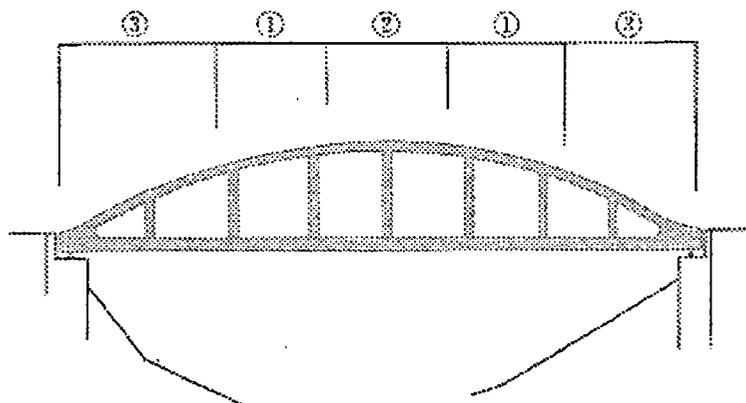
吊り材位置で、補剛桁・縦桁には床組応力として負曲げモーメントが発生する。そこで、この負曲げモーメントにより床版に引張力が発生する。

ひび割れ性状としては、吊り材位置付近にひび割れが発生する。

③ 床版の打設順序

先に打設されたコンクリートには、後から打設されるコンクリートによるけたの変形により、床版に応力が発生する。一般的なコンクリート打設順序を以下に示す。

下路アーチ橋の場合

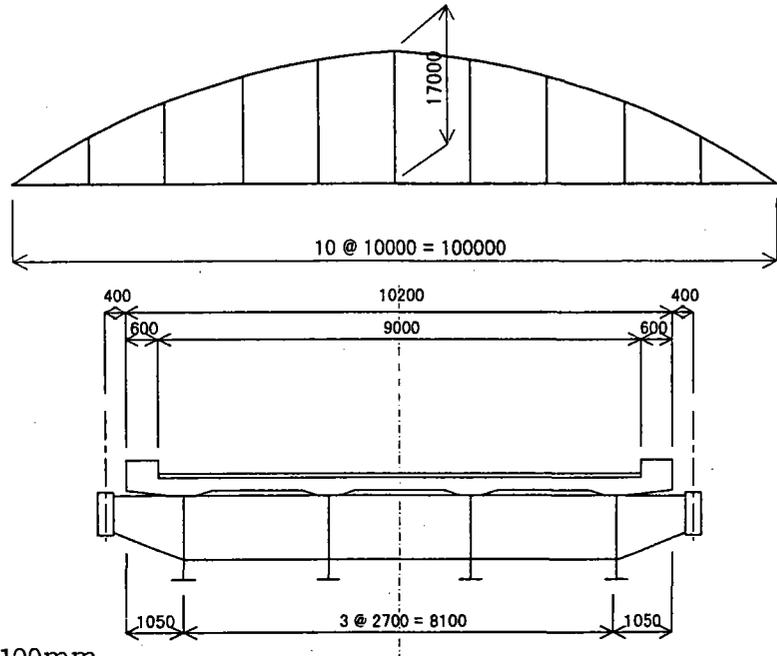


以上から、下路アーチ橋を合成桁として設計することで、上記に述べた要因を積極的に考慮することで、床版に対するひび割れが軽減できる可能性がある。

そこで、ここでは以上の観点から経済性を含めた、下路アーチ橋の合成桁設計の妥当性の確認を行うことを目的とする。

### 3.3.2 検討条件

- 支間長：100m
- 形式：単純下路式アーチ
- 有効幅員：9.0m
- 全幅員：10.2m
- 主構面数：2主構
- パネル割り：10
- 主構間隔：11.0m
- 床版支間：2.7m
- 床版形式：RC床版
- 床版厚：24cm
- 活荷重：B活荷重
- 最高材質・板厚：SM490・100mm
- 補剛桁形式：並列格子桁（タイ材なし）
- 橋面舗装：アスファルト舗装／80mm厚



#### 【モデルケース】

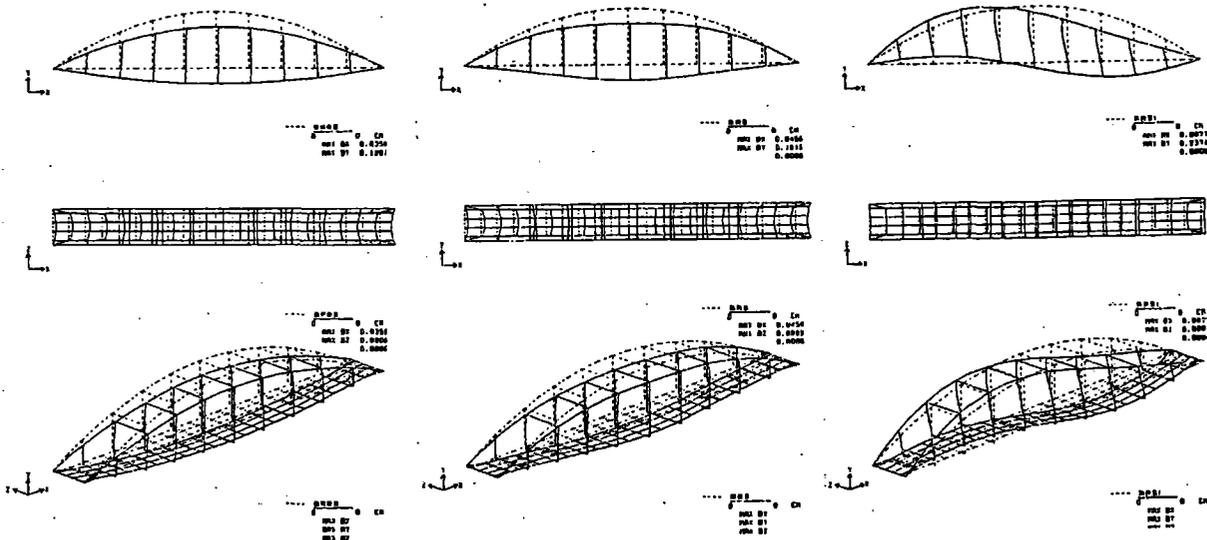
ケース番号	構造形式	床版引張り対策
1	非合成アーチ橋	—
2	非合成アーチ橋	鉄筋により負担
		PCケーブルにより緊張(今回検討対象とせず)
		吊りケーブルによる調整( " )

#### 【荷重ケース】

後死荷重

活荷重（満載）

活荷重（偏載）



【解析手法】

1/2Bridge 平面化モデルにより固定荷重による概略解析を行う。

【荷重強度】

1) 死荷重

a 前死荷重 (tf/Br) cf.型枠分割愛

床版 6.12

ハンチ 0.75

鋼重 2.80 (470kg/m<sup>2</sup>の35%を仮定)

補剛桁部合計 9.67 (4.84 tf/m / (1/2Br))

アーチリブ系自重 1.375 tf/m / (1/2Br) = 470kgf/m<sup>2</sup> × 0.65

b 後死荷重 (tf/Br)

舗装 1.66

地覆 0.99

高欄 0.10

合計 2.75 (1.38 tf/m / (1/2Br)) ≒合成前の約30%

全死荷重

a+b=12.42 tf/m / Br (6.21 tf/m / (1/2Br))

2) 活荷重

幅員中央・対称載荷のケースを考える。

p1 荷重 : 1.0 × 5.50m + 0.5 × 3.50m = 7.25tf/m / Br (3.63 tf/m / (1/2Br)), 延長D = 10.0m

p2 荷重 : 0.330 × " + 0.165 × " = 2.39tf/m / Br (1.20 tf/m / (1/2Br)) ≒死荷重の約20%

衝撃係数 i = 20 / (50 + 100) = 0.133 より

p1 (1 + i) = 4.11 tf/m / (1/2Br), p2 (1 + i) = 1.36 tf/m / (1/2Br)

cf. 活荷重を片側アーチ側に偏載する場合は、断面力補正のための荷重倍率 μ は

μ = 偏載 / 中央載荷 ≒ 1.133

【仮定断面】 ( / 1/2Br)

a アーチリブ

アーチリブ, 補剛桁等剛度仮定

2-ul flg pl 1000 × 22

2-web pl 1200 × 19

A = 896cm<sup>2</sup>, I = 218, 9800cm<sup>4</sup>

縦リブは剛性要素に容れない

b 補剛桁

・非合成桁の場合

2-u&l flg pl 500×25

2-web pl 1400×10

$A_s=780\text{cm}^2$ ,  $I_s=299,6000\text{cm}^4$ ,  $y_u=y_l=72.5\text{cm}$

・合成桁の場合

1-slab co. 5100×240

2-u flg pl 200×10

2-web pl 1400×10

2-l flg pl 500×25

純ハンガ高さ 100mm

$A_s=570\text{cm}^2$ ,  $e=-26.3\text{cm}$ ,  $I_s=153,1000\text{cm}^4$ ,  $y_u=97.3\text{cm}, y_l=46.2\text{cm}$

合成後中心-床版中心 :  $S_b=29.3\text{cm} > 24/2 + 10=22\text{cm}$

合成前中心-合成後

鋼換算断面積  $A_s+F_b/n=2320\text{cm}^2$ ,  $I_v=773,3000\text{cm}^4$

c ハンガー

$T=6.21 \times 10 + (3.63 \times 10 + 2.39 \times 10) \times 1.133$

$=62.1 + (36.3 + 23.9) \times 1.133$

$=62.1 + 68.2 = 130.3\text{tf}$

PC鋼より線 6A19 :  $T_y=395\text{tf}$   $T_{cr}=465\text{tf}$  使用

$A=26.35\text{cm}^2, w_s=20.92\text{kgf/m}$

### 3.3.3 断面力 (単位: t,m,1/2Br)

N: 軸引張りを正, M: 上側圧縮の曲げを正とする

(1) 非合成アーチ桁の断面力 (L/4点含む 20m 区間に着目)

活荷重 載荷状態	L(支間) 満載		L/2 片側偏載			
	± Nmax		+Mmax		-Mmax	
着目ケース	Nmax	M	+Mmax	N	-Mmax	N
アーチリブ	-801	61.9 / -81.0	285	-727	-194	-720
補剛桁	724	91.2	450	652	-245	652

(2) 合成アーチ桁の最大断面力

1) 合成前死荷重断面力

	N	+M	-M
アーチリブ	-508	54.3	-13.3
補剛桁	459	47.5	-15.4

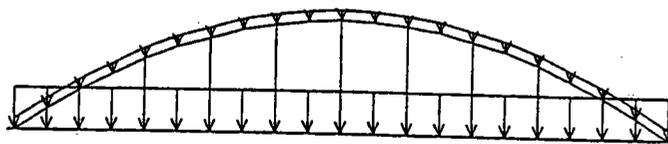
2) 合成後断面力

活荷重 載荷状態		L(支間) 満載		L/2 片側偏載			
		± Nmax		+Mmax		-Mmax	
着目ケース		N max	M	+Mmax	N	-Mmax	N
		ア-リブ	死荷重	-111	-8.5, 11.8	-8.5, 11.8	-111
活荷重	-181		-56.3	139	-106	-114	-93
Σ	-292		-44.5	130	-217	-102	-204
補剛桁	死荷重	100	25.7	25.7	100	25.7	100
	活荷重	164	-102	481	94	-342	93
	Σ	264	-76.1	507	194	-316	193

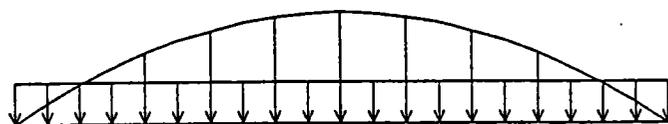
(注) 死荷重モーメント値は材軸方向に変化しているので活荷重値 > Σ 値のケースは活荷重値の方を応力計算に用いる。

荷重状態図

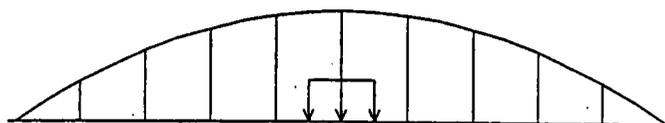
合成前死荷重



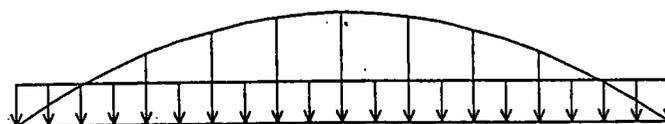
合成後死荷重



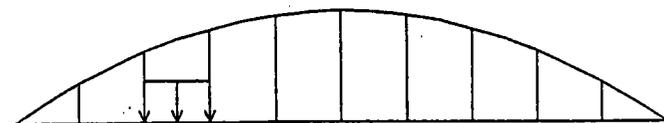
合成後活荷重ケース1 (p1 荷重中央載荷)



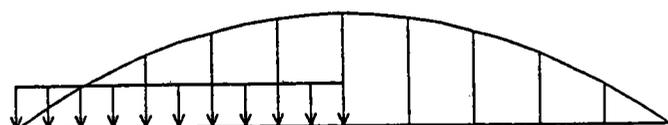
合成後活荷重ケース2 (p2 荷重支間方向満載荷)



合成後活荷重ケース3 (p1 荷重 L/4 点偏載荷)

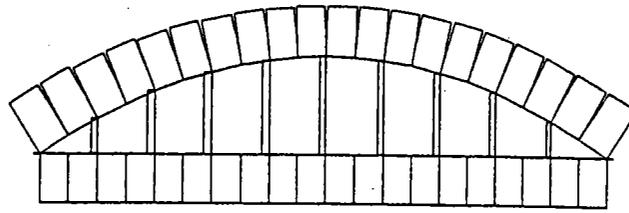


合成後活荷重ケース4 (p2 荷重支間方向偏載荷)

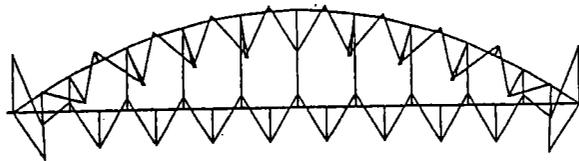


主な断面力図・変形図

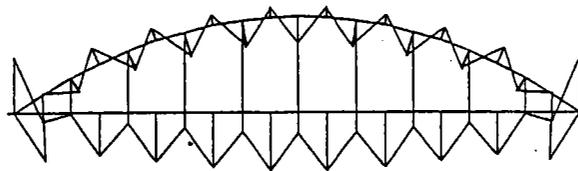
軸力図



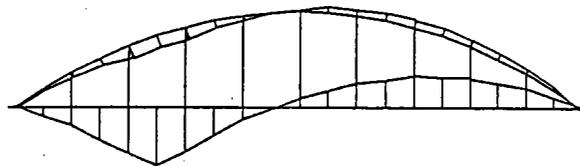
合成前死荷重曲げモーメント図



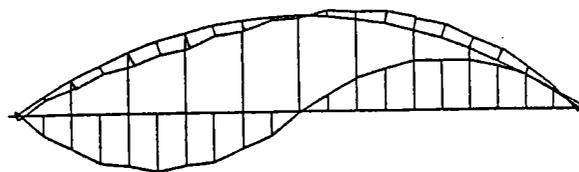
合成後死荷重曲げモーメント図



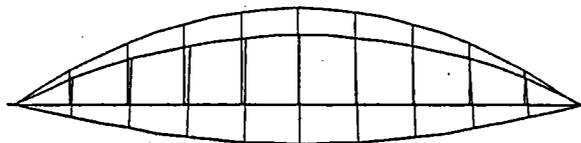
合成後  $p_1$  活荷重偏載荷時曲げモーメント図



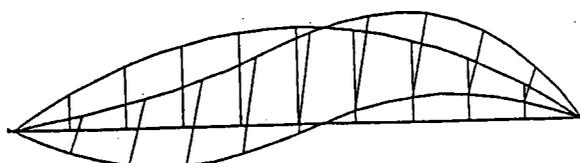
合成後  $p_2$  活荷重偏載荷時曲げモーメント図



合成後死荷重時変形図



合成後活荷重偏載荷時変形図



### 3.3.4 応力度および活荷重たわみ

#### (1)非合成アーチ

	着目ケース	応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	
アーチリブ	+Mmax (→網掛け)	$\sigma_c = 811$ $\sigma_{bc} = 810$ $\Sigma = 1621$	$\sigma_c / \sigma_{ca} + \sigma_{bc} / \sigma_{bca} = 0.9$ $\sigma_{ca} = 1710$ (SM490) $l/r = 40, l = 20m$
補剛桁	+Mmax	$\sigma_t = 836$ $\sigma_{bt} = 1089$ $\Sigma = 1925$	$\sigma$ : 2本桁の平均応力度

#### (2)合成アーチ

	着目ケース		±Nmax
アーチリブ	合成前		$\sigma_c = 567$ $\sigma_{bc} = 38$ $\Sigma \sigma = 605$
	合成後		$\sigma_c = 326$ $\sigma_{bc} = 160$ $\Sigma \sigma = 486$
	Σ		$\sigma_c = 893, \sigma_{bc} = 198$ $\sigma_c / \sigma_{ca} + \sigma_{bc} / \sigma_{ba} = 0.6$
補剛桁	合成前 (鋼桁)		$\sigma_t = 805$ u-flg $\sigma_{bt} = 98, l$ -flg $\sigma_{bt} = 143$ " $\Sigma \sigma = 903, "$ $\Sigma \sigma = 948$
	合成後	鋼桁	$\sigma_t = 463$ : 鋼桁のみで負荷 " = 344 : 鉄筋合成*で負荷 u-flg $\sigma_{bt} = 10, l$ -flg $\sigma_{bt} = 45$ " $\Sigma \sigma = 473, "$ $\Sigma \sigma = 508$
		床版コンクリート	$\sigma_t = 16.2$ : 全断面負荷, $n = 7$
	Σ (鋼桁)		$\sigma_t = 1268$ $\sigma_{bt} = 188$ $\Sigma \sigma = 1456$ (l-flg)

鉄筋合成\* :  $22\phi - 50@200 \times 2$ 段  $A_r = 3.871 \times 51 \text{本} \times 2 \times (1/2) = 197 \text{cm}^2$

合成断面  $A = A_r + A_s = 570 + 197 = 767 \text{cm}^2$

	着目ケース	+Mmax	-Mmax
アーチリブ	合成前	$\sigma_c = 567$ $\sigma_{bc} = 154$ $\Sigma \sigma = 721$	$\sigma_c = 567$ $\sigma_{bc} = 38$ $\Sigma \sigma = 605$
	合成後	$\sigma_c = 219$ $\sigma_{bc} = 395$ $\Sigma \sigma = 614$	$\sigma_c = 228$ $\sigma_{bc} = 324$ $\Sigma \sigma = 552$
	Σ	$\sigma_c = 786, \sigma_{bc} = 549$ $\sigma_c / \sigma_{ca} + \sigma_{bc} / \sigma_{ba} = 0.7$	$\sigma_c = 795, \sigma_{bc} = 362$ $\sigma_c / \sigma_{ca} + \sigma_{bc} / \sigma_{ba} = 0.6$

補剛桁	合成前 (鋼桁)		$\sigma_t=805$ l-flg: $\sigma_{bt}=143$ $\Sigma \sigma = 948$	$\sigma_t=805$ u-flg: $\sigma_{bt}=98$ $\Sigma \sigma = 903$
	合成後	鋼桁	$\sigma_t=253$ : 鉄筋合成のとき l-flg: $\sigma_{bt}= 893$ " $\Sigma \sigma = 1146$	$\sigma_t=252$ : 鉄筋合成のとき u-flg: $\sigma_{bt}^*= 693$ " $\Sigma \sigma = 945$
		床版コンクリート	$\sigma_c=39$	$\sigma_t=83+12=95$ (参考値) 引張 曲げ
	$\Sigma$ (鋼桁)		$\sigma_t=1058$ $\sigma_{bt}=1036$ $\Sigma \sigma = 2094$ (l-flg)	$\sigma_t=1057$ $\sigma_{bt}=791$ $\Sigma \sigma = 1848$ (u-flg)

$\sigma_{bt}^*$ : 負曲げモーメントに対する鉄筋合成断面の上フランジ上縁応力度

鉄筋合成の断面二次モーメント  $I_{s+r} \approx 268, 4000\text{cm}^4$

$y_u=76.4\text{cm}$ ,  $y_l=67.1\text{cm}$  (鉄筋中心)

$y_u=54.4\text{cm}$  (鋼桁上縁)

活荷重たわみ(mm)

载荷状態	L (支間長) 満載				L/2 偏載			
	補剛桁支間中央				L/4 点			
着目点					補剛桁		アーチリブ	
変位方向	鉛直		水平		鉛直		水平	
B 活荷重	p1	p2	p1	p2	p1	p2	p1	p2
非合成アーチ	28	19	1	3	58	59	30	30
	$\Sigma$	47	4		117		60	
合成アーチ	16	14	0	1	31	32	15	16
	$\Sigma$	30	1		63		31	

(注) 衝撃は含まない

合成アーチの補剛桁断面積には床版コンクリートの鋼換算断面積分を加算

#### 【考察】

- ・合成アーチ橋は非合成アーチ橋に比べてアーチリブの設計曲げモーメントが約50%低減する。また、活荷重たわみ剛性は約2倍向上する有望な橋梁形式である。一般に中小支間のアーチ橋は集中活荷重による変形が比較的大きい橋梁形式であるが其の点をかなり改善できる。
- ・合成アーチ橋の補剛桁の合成中心は一般の鋼桁に比べて著しく上側にくるから、鋼桁の上フランジは大きい断面を必要としないが、下フランジには大きい引張応力が生じるので下フランジだけ1ランク上の材質を適用すれば更に鋼重の軽減が図れるものと思われる。

#### 課題：

- ・コンクリート床版は合成後の軸引張力および活荷重偏載による負の曲げ引張力によって100kgf/cm<sup>2</sup>レベルの引張応力が生じる。これは鉄筋合成でもとれる範囲であるが、補剛桁に適量の曲げプレストレスを与えておく工法も考えられる。
- ・一方、床版コンクリートのひびわれ制御について今後の検討が期待される。そして、できるだけプレストレス導入の複雑な施工管理は避けることが望まれる。
- ・タイ材を用いない補剛桁構造では、床版コンクリートの打設段階においてコンクリートの硬化とともに軸・曲げ引張力が床版コンクリートや地覆部に入って来る可能性がある。これには遅延硬化剤を塗布するなど回避する方法を検討する必要がある。

(補足) 活荷重たわみ ( $\delta_p$ ) に着目したパラメトリックスタディ

非合成アーチのアーチリブおよび補剛桁の曲げ剛性を軸として、以下の3ケースを調べる。

ケース1: 補剛桁の曲げ剛性 ( $E I_G$ ) を固定してアーチリブの曲げ剛性 ( $E I_A$ ) を変化させる。

ケース2: 逆に、 $E I_A$  を固定して  $E I_G$  を変化させる。

ケース3:  $E I_A + E I_G$  を一定として、各々を相対的に変化させる。この場合、 $E I_A \rightarrow 0$  とすればランガーガーダーであり、 $E I_G \rightarrow 0$  とすれば2ヒンジタイドアーチとなる。

非合成アーチの仮定断面性能

アーチリブ:  $I_A = 0.022m^4$ , 補剛桁:  $I_G = 0.030m^4$   $\Sigma I = 0.052m^4$

計算結果一覧表

L/2 偏載荷時の補剛桁 L/4 点に着目する。

単位 (mm),  $\delta = \delta_{by p1} + \delta_{by p2}$

ケース	固定	変動	係数 $\lambda$		$\lambda : \lambda \times$ (変動 EI)	
			0.5	1.0	2.58	4.0
1	$E I_G$	$E I_A$	143	117 <sup>1)</sup>	77	62
2	$E I_A$	$E I_G$	162	117 <sup>1)</sup>	66 <sup>2)</sup>	49

$$\alpha (I_A / \Sigma I) + \beta (I_G / \Sigma I) = 0.423 \alpha + 0.577 \beta = 1$$

3	ア-リブ $\alpha$	2.232	1.685	1.0	0.500	0.100	0.001	.0000
	補剛桁 $\beta$	0100	.0500	1.0	1.365	1.660	1.726	1.728
	$\delta$ (mm)	130	121	117 <sup>1)</sup>	115	114	120	123
	タイドアーチ			非合成ア-チ			ランガ-	

(注) <sup>1)</sup>: 非合成アーチ, <sup>2)</sup>: 合成アーチに相当する

$\delta$  に衝撃は含まない

支間長 10m 間の縦桁たわみ分を含む

### 3.4 二重合成箱桁

#### 3.4.1 検討目的

本形式の歴史は古く、我が国では昭和38年に初めて架橋されているが、その後あまり架橋されず、最近になってまた話題になっている形式である。

二重合成箱桁の優れた特性は、中間支点上の下フランジ（圧縮側）で合成効果により経済的になる事と構造上局部座屈を防げる事である。

また、不等径間の場合通常負反力防止の為、桁端部にカウンターウェイトコンクリートを打設する。二重合成だと、中間支点をはさむ負曲げ域の下フランジにコンクリートを打設する。この方法だとカウンターウェイトの役目を果たしながら、合成構造となる。

検討は、下記の2案で検討する。

第1案 鋼2径間連続合成箱桁（カウンターウェイトコンクリート）

第2案 鋼2径間連続二重合成箱桁（下フランジ合成コンクリート）

#### 3.4.2 検討条件

支間長 : 70m + 30m

形式 : 鋼2径間連続合成箱桁

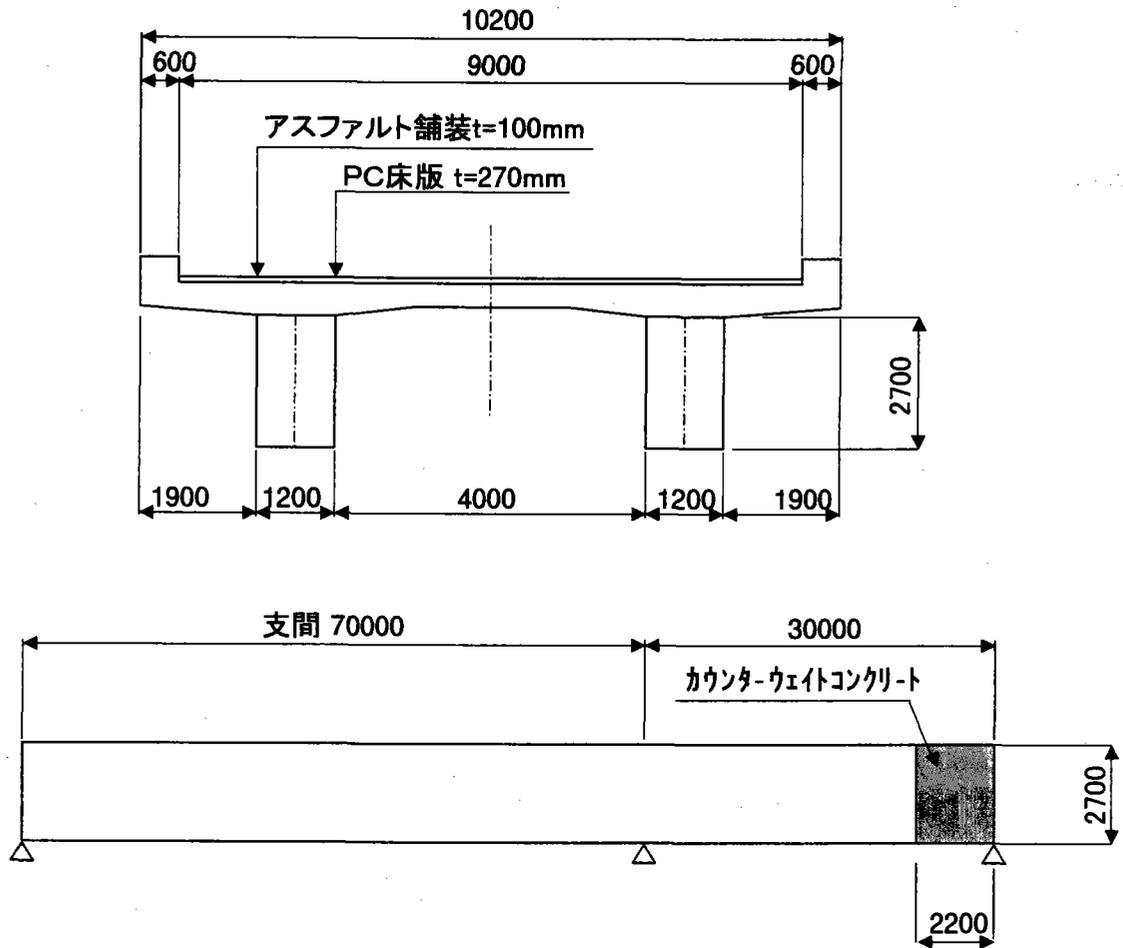
有効幅員 : 9.00m

全幅員 : 10.20m

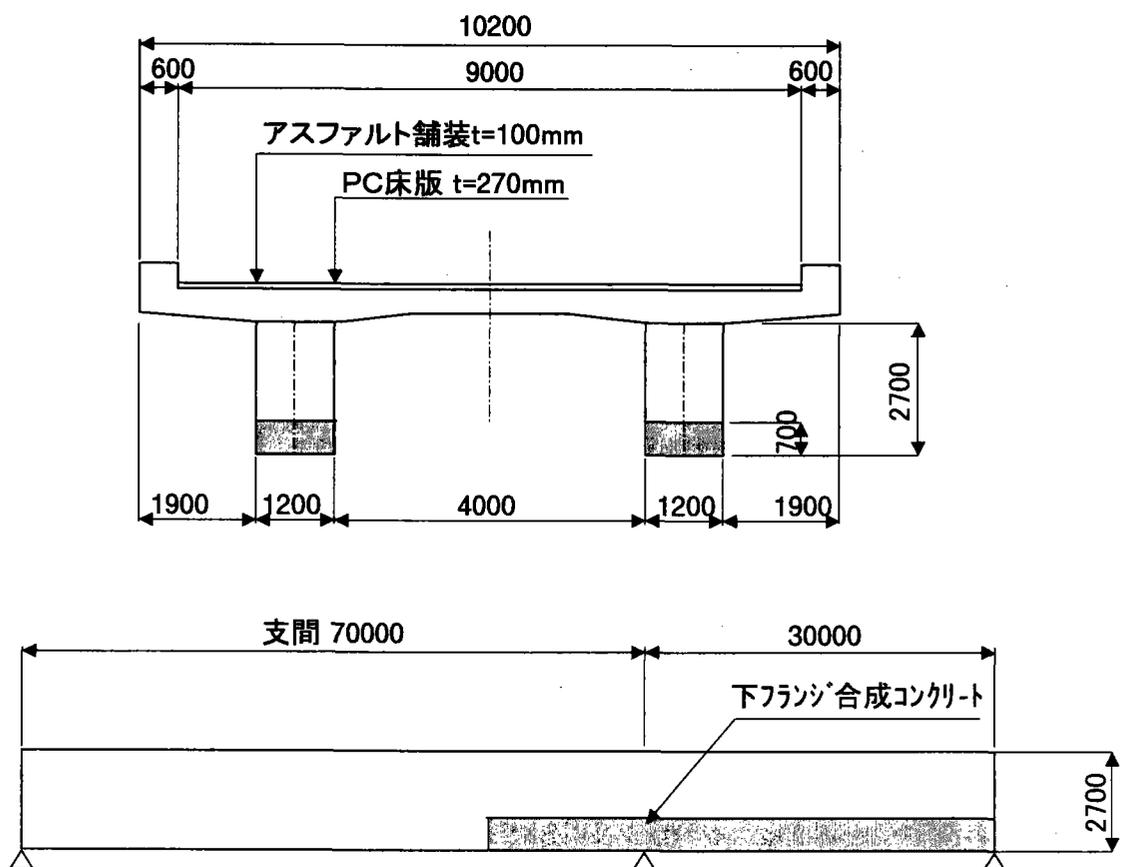
活荷重 : B活荷重

### 3. 4. 3 形状寸法

#### 第1案 鋼2径間連続合成箱桁



#### 第2案 鋼2径間連続二重合成箱桁



### 3. 4. 4 結果及び考察

#### 1) 経済性

第1案 鋼2径間連続合成箱桁（カウンターウェイトコンクリート）  $W = 336.5 \text{ tf}$

第2案 鋼2径間連続二重合成箱桁（下フランジ合成コンクリート）  $W = 324.3 \text{ tf}$

上記の結果より製作重量の低減ができる。

#### 2) 構造的性

カウンターウェイトコンクリートの打設による方法であると、局部応力の発生、またセメント水和熱の降下と乾燥収縮現象が同時に作用することによるひび割れの発生がおこる。

二重合成方法であるとコンクリート打設高も低くおさえられ、ひび割れの発生も少なく、母材への悪影響もない。

よって、中間支点域の下フランジコンクリートを設置して、耐荷性能を向上させるこの構造は複合構造物等にも適用でき、採用が望まれる。

今後の展開としては、下フランジへのコンクリート打設高を変化させて最も最適な設計を行う事及びコンクリートの材料、接合方法等の検討もなされて発展することを期待したい。

## 目 次

### <材料班>

1. クリープ・乾燥収縮 .....	A-46
1. 1 まえがき .....	A-46
1. 2 解析・計測方法 .....	A-46
1. 3 計測結果 .....	A-48
1. 4 まとめ .....	A-49
2. 温度差 .....	A-51
2. 1 まえがき .....	A-51
2. 2 計測概要 .....	A-51
2. 3 計測結果 .....	A-52
2. 4 まとめ .....	A-53
3. 材料特性 .....	A-54
3. 1 まえがき .....	A-54
3. 2 計測概要 .....	A-54
3. 3 計測結果および考察 .....	A-55
3. 4 まとめ .....	A-55
4. 解析理論 .....	A-56
4. 1 クリープ .....	A-56
4. 2 温度差 .....	A-57
4. 3 乾燥収縮 .....	A-58
5. 実測値と解析値の照合 .....	A-60
5. 1 P C床版連続合成2主桁橋の実橋載荷試験 .....	A-60
5. 2 P C床版合成2主桁橋の床版施工時における鋼桁-床版結合部応力測定 .....	A-62
5. 3 連続合成2主桁橋(千鳥の沢川橋)のクリープ・乾燥収縮に関する解析的研究 .....	A-64

## 1. クリープ・乾燥収縮

### 1. 1 まえがき

4 径間連続合成桁橋をモデルケースに解析・実験を行った結果を報告する。連続合成桁においては、中間支点上の負曲げ部分での床版に、引張応力が発生することが懸念されている。今回のモデルケースは、死荷重状態で床版のひび割れが発生しないことを条件とし、ジャッキアップダウン工法により、橋軸方向にプレストレスを導入している。

本文は、橋軸方向プレストレスによるクリープや乾燥収縮に着目し、床版施工開始時から中間支点近傍の橋体において、実橋計測、床版と同時に製作した供試体の計測および、汎用プログラムを用いた影響検討解析を実施し、床版応力の減少度合いについて、計測値と解析値を比較・考察した結果をまとめたものである。

### 1. 2 解析・計測方法

#### 1. 2. 1 クリープ、乾燥収縮の解析

クリープ、乾燥収縮を正確に予測することは、鋼・コンクリート複合構造物の長期的な挙動を把握する上で重要である。今日までに、CEB-FIP90 式、ACI209 式、阪田式など多数の予測式が提案され、設計に適用されている。本研究では道示 I で採用されている CEB-FIP78 式（以下、78 式と呼ぶ）を用いた。

モデルケースでは、道示 II 9.2 の考え方に従い、橋軸方向におけるクリープ係数、最終乾燥収縮度はそれぞれ  $\phi=2$ 、 $\varepsilon=150\mu$ （膨張材の使用により  $200\mu$  から  $150\mu$  に低減）を用いている。このとき、移動型枠を考慮した分割施工終了後からクリープ、乾燥収縮のみを考慮している。しかしながら、実際には打設ブロックごとにコンクリート材令が異なり、逐次合成されていく床版のクリープ、乾燥収縮の影響は考慮されていない。したがって、床版ブロックごとの材令の差異を考慮した上で、時間の経過とともに変化していくクリープ、乾燥収縮の影響を考慮した解析を行うこととした。解析には、床版の分割施工により逐次合成されていく状況を忠実に再現でき、かつ、クリープ、乾燥収縮の影響を考慮できる汎用プログラム DIANA を用いた。

本解析では、クリープの時間依存挙動を Kelvin モデルで近似し、時間域での逐次積分により経時挙動を求めている。図-1.1 は 78 式を Kelvin モデルで近似したものであり、クリープ挙動を精度よく表現していることがわかる。図-1.2 は本解析で用いた乾燥収縮度の経時変化を示しており、この関係を直接、解析に組込んでいる。なお、Kelvin モデルを用いてクリープ挙動をモデル化する場合、78 式に示されているような遅れ弾性およびフロー成分の影響は考慮できない。しかし、通常的设计で用いられている換算ヤング係数法でも、この影響は無視されているため、本解析においても無視した。また 78 式は圧縮応力下でのクリープ予測式であるが、以下の計算例では、引張応力下でも圧縮下と同様に扱っている。

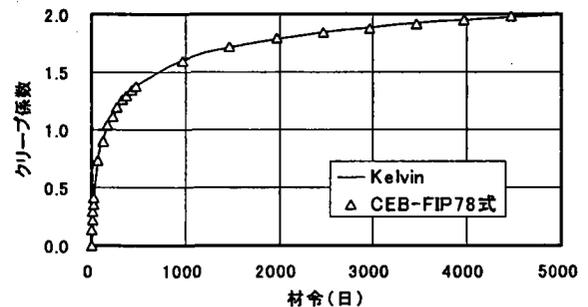


図-1.1 クリープ係数

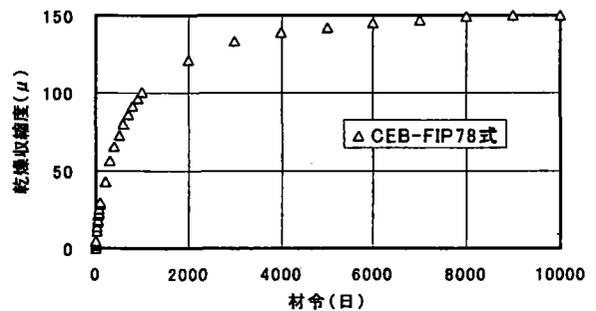


図-1.2 乾燥収縮度

## 1. 2. 2 ジャッキアップダウン応力計測

### (1) 計測目的

橋軸方向にプレストレスを導入するジャッキアップダウン工法の効果を確認するため、中間支点付近の鋼桁および床版ひずみ量の経時変化計測を行った。本計測は、ジャッキアップダウンによるプレストレス力の長期的な効果に対する信頼性の価を主目的とする。

### (2) 計測内容

各橋脚のジャッキアップダウン量は、P1:160mm, P2:120mm, P3:120mmであるが、そのうち計測対象としたのはP1支点とP3支点である。計測期間はP1支点が材令約15ヶ月目まで、P3支点が材令約13ヶ月目までとした。ゲージ位置を図-1.3に示す。

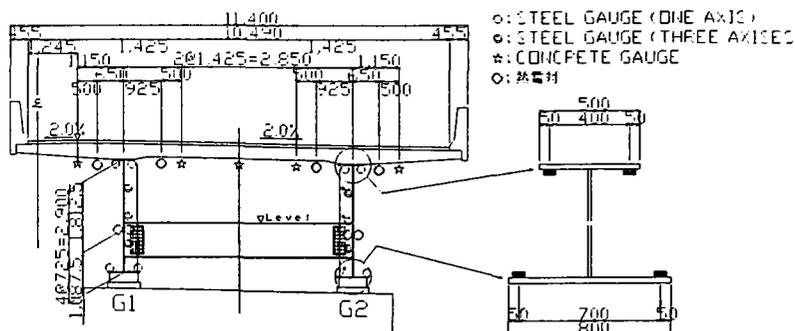


図-1.3 計測位置図

## 1. 2. 3 クリープ・乾燥収縮試験

### (1) 測定目的

本測定においては、合成桁設計上必要なクリープ係数や乾燥収縮量などの基礎データの収集を行うことを目的とする。モデルケースでは床版に膨張コンクリートを使用しているので、その効果もあわせて測定を行う。本測定は鉄筋により拘束される初期乾燥収縮の確認、膨張材添加による初期乾燥収縮の低減効果確認を主目的とする。

### (2) 測定内容

P1 支点部床版コンクリート打設時に、同配合のコンクリートにて供試体8体(表-1.1, 図-1.4 参照)を製作し、コンクリートの乾燥収縮およびクリープひずみを計測する。供試体の寸法は、縦100cm(橋軸方向)、幅50cm(橋軸直角方向)、厚さ32cm(モデルケース床版厚と同一)とした。

表-1.1 供試体の種類

供試体名称	鉄筋		プレストレス		膨張材		備考
	あり	なし	あり	なし	あり	なし	
DS-PLC		○		○		○	
DS-RC	○			○		○	
CR-PC		○	○			○	
CR-PRC	○		○			○	
DS-PLC-EA		○		○	○		
DS-RC-EA	○			○	○		
CR-PC-EA		○	○		○		
CR-PRC-EA	○		○		○		

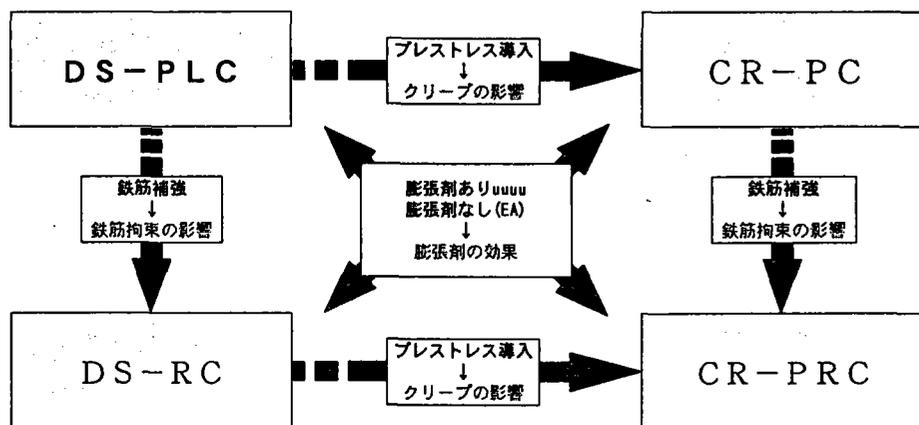


図-1.4 供試体と測定目的

供試体にひずみゲージを設置し、収縮がある程度進行すると思われる12ヶ月間に渡って計測を実施した。

### 1. 3 計測結果

#### 1. 3. 1 鋼桁応力経時変化

P1 支点および P3 支点それぞれについて、ジャッキダウン後からの鋼桁上下フランジ応力の経時挙動を図-1.5 に示す。同図中、横軸は、ジャッキダウン後の経過時間（日数）を示している。P1 支点の約 60 日までの応力値に変動が大きいのは、この間に移動型枠による床版施工が継続しているためである。同図から、鋼桁上下フランジの応力計測値は DIANA の解析値とほぼ等しいといえる。このことから、DIANA を用いて実施した施工段階を含めたクリープ、乾燥収縮の解析は、橋体の経時挙動現象をほぼ捉えているのではないかと考えられる。

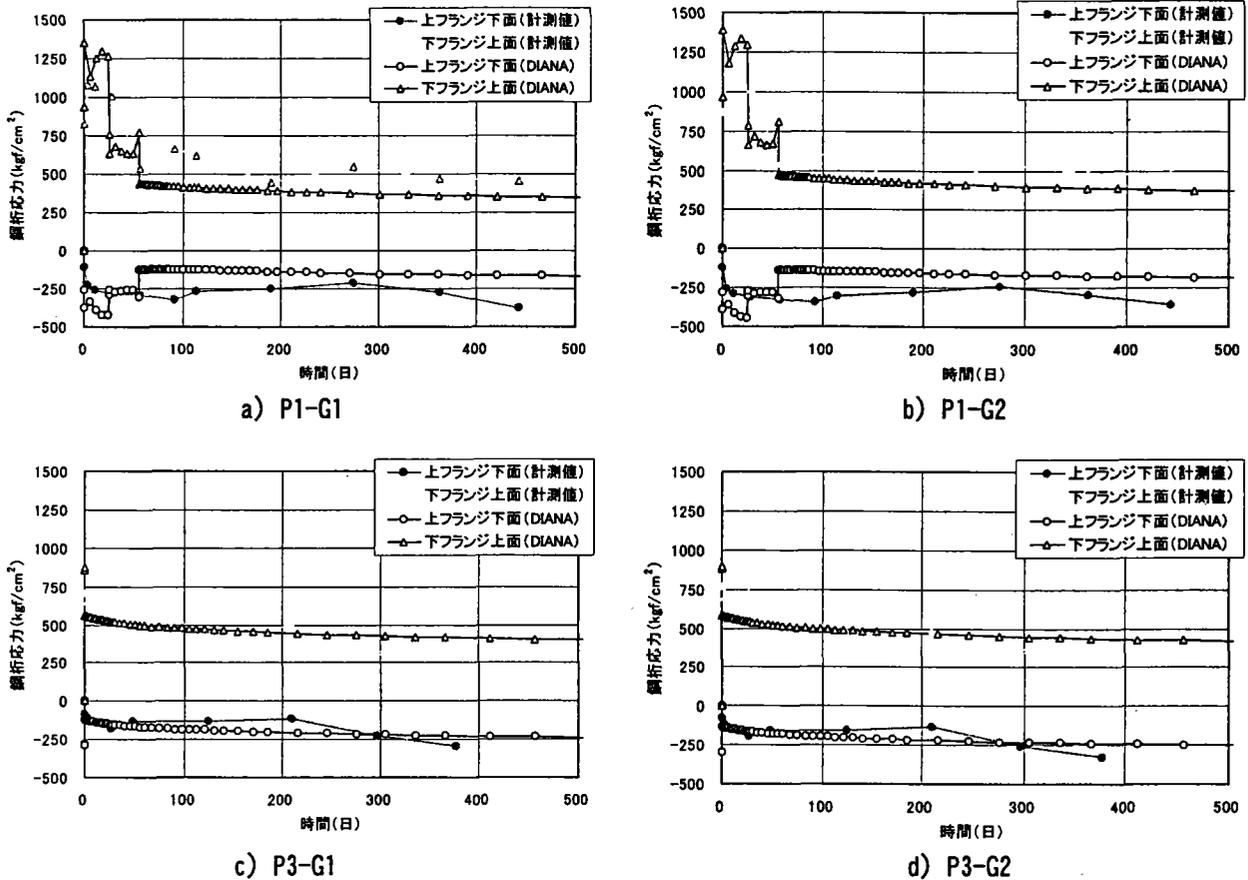


図-1.5 ジャッキダウン後の鋼桁応力経時変化

#### 1. 3. 2 供試体による経時計測結果

供試体のひずみ計測結果を図-1.6 に示す。供試体毎の経時計測結果から次のことが考察される。供試体によるクリープ・乾燥収縮経時計測結果から、次のことが確認できた。

- 1) 鉄筋はコンクリートの膨張・収縮の挙動を拘束する。
- 2) 膨張材の効果は材令 12 ヶ月目でも持続する。
- 3) 膨張材はクリープの進行を早める。

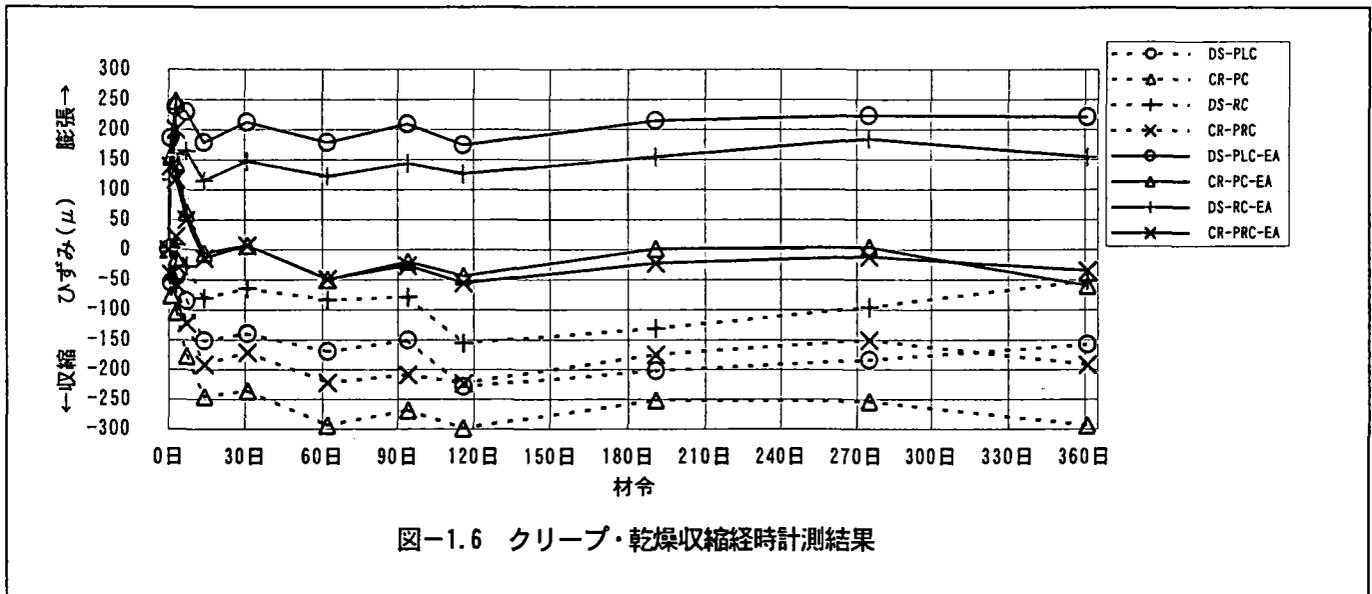


図-1.6 クリープ・乾燥収縮経時計測結果

### 1. 3. 3 床版応力の経時変化予測

いま、各中間支点 P1, P2, P3 における床版上縁の橋軸方向応力経時変化について、ジャッキダウンから10年間の解析結果は図-1.7に示す通りである。同図から、ジャッキアップダウンのプレストレスによって圧縮応力が生じ、時間の経過とともにプレストレスが減少していき、10年後には、ほぼ一定値に収束していることがわかる。各支点における導入時から10年間のプレストレスの損失は、それぞれ47%、44%、58%である。

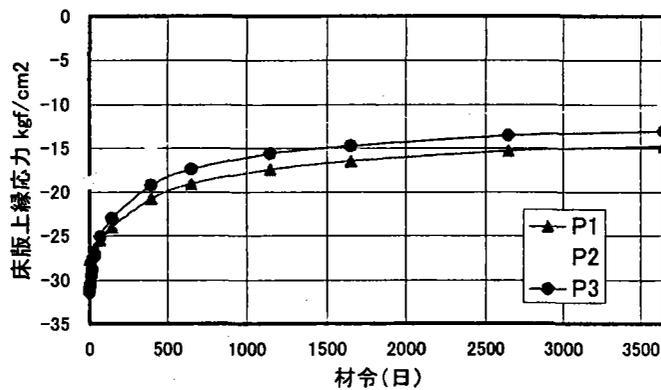


図-1.7 各支点のプレストレス経時変化 (解析)

### 1. 4 まとめ

本研究では、4径間連続合成2主桁橋を対象に床版施工開始時からクリープ、乾燥収縮に着目した計測を行った。以下に、本研究によって得られた知見を示す。

- ① クリープ・乾燥収縮による経時挙動において、鉄筋拘束や膨張材の影響を確認することが出来た。
- ② ジャッキアップダウン工法により橋軸方向に導入したプレストレスは、DIANAによるクリープ、乾燥収縮による解析結果により、各支点において5割前後の損失が生じる。

【参考文献】

- 1) 猪本真, 石毛立也, 大垣賀津雄, 西尾研二, 中村元: 千鳥の沢川橋床版コンクリートの経時計測に関する一考察, 土木学会第 55 回年次学術講演会, 2000.9
- 2) 田村陽司, 川尻克利, 大垣賀津雄, 作川孝一: PC 床版連続合成 2 主桁橋「千鳥の沢川橋」の設計, 橋梁と基礎, VOL.32, No.9, pp.18~22, 1998.9
- 3) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 1996.8

## 2. 温度差

### 2. 1 まえがき

床版支間 10m の実物大供試体を製作し、鋼桁とコンクリートの温度差や供試体各部位のひずみについて経時計測を行った。

本研究は、長支間PC床版を有する2主桁橋の設計法確立に資するために、コンクリート打設時からの経時計測によって得られた約半年間のデータから、供用開始前の各種荷重によるずれ止め(頭付きスタッド)や垂直補剛材の応力状態、コンクリートのクリープ、乾燥収縮による同部位の長期挙動や応力状態を把握することを目的としており、本文は計測されたデータの特徴とそれに対する考察について報告するものである。

### 2. 2 計測概要

#### 2. 2. 1 供試体

経時計測対象とした供試体は、種々の制約条件を考慮して、図-2.1に示すように、床版支間10m、幅員 14.4m の橋軸直角方向断面に2%の横断勾配を持つ長支間PC床版を有する2主桁橋であり、床版の橋軸方向施工長さは10mとしている。床版厚は一般部で38cm、ハンチ部で48cmである。横締め用のPC鋼線は、プレグラウトタイプのシングルストランド19本より線28.6φを使用し、床版支間中央部で下側に8cm、主桁上断面で上側に11.5cm 偏心させ400mm 間隔で配置した。また橋軸方向には配力鉄筋としてD22を125mm 間隔で、橋軸直角方向には補強鉄筋としてD13を100mm 間隔で配置した。ずれ止めには頭付きスタッドを用い、同図 c)、d)に示すように、横桁近傍では橋軸直角方向に5本、横桁から離れた一般部では3本配置とした。

床版と鋼桁の接合部である上フランジ上面は、工場製作後の酸化皮膜(黒皮)状態とした。また供試体は、同図 b)中に示す★印の位置に支持架台を設け、鋼桁が南北の方向を向くように設置した。

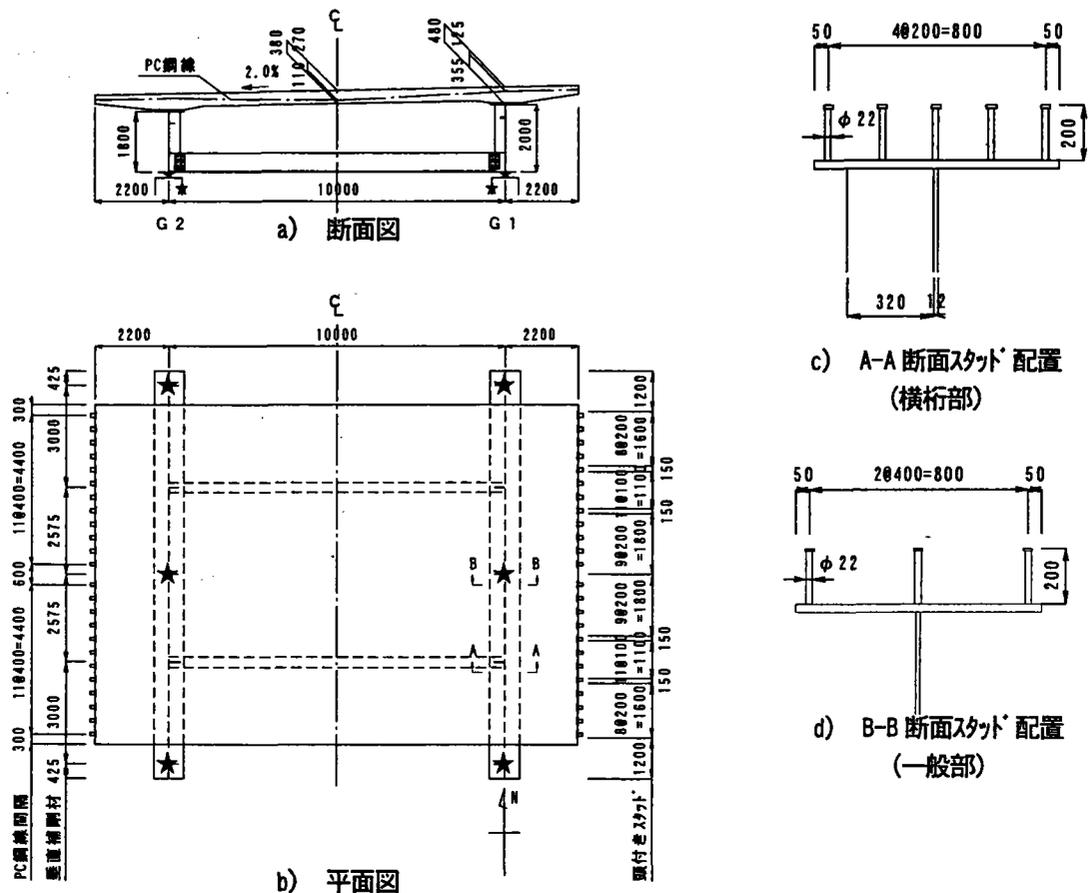


図-2.1 供試体一般図

## 2. 2. 2. 計測方法

計測はパーソナルコンピューターを用いた自動計測とした。コンクリート打設からP C鋼線緊張作業前までは1時間ごとの、P C緊張後からは2時間のインターバル計測とし、平成11年2月から約半年間の経時計測を実施した。また自動インターバル計測の他に、P C鋼線緊張時および壁高欄荷重載荷時には、それぞれの荷重作用前後の供試体の挙動を確認するために計測を行っている。

## 2. 2. 3 計測項目

以下の項目について経時計測を行った。

- ① 鋼桁および床版内部の温度
- ② 頭付きスタッドの軸方向ひずみ
- ③ 垂直補剛材のひずみ

## 2. 3 計測結果

### 2. 3. 1 床版と鋼桁の温度差

鋼桁、床版内部の温度および両者の温度差の経時変化を図-2.2に示す。床版温度は、床版支間中央断面の上下表面から約50mmの深さで2点、鋼桁温度は2本の主桁腹板の桁高中心位置で表裏2枚、合計4点で計測した。それぞれの温度はこれらの計測値の平均値としている。同図より、鋼桁と床版の温度差は大きくても約±6℃程度であることがわかる。この値は、現行の道路橋示方書に(以下、道示と呼ぶ)Ⅱ9.2.7規定されている合成桁の設計荷重として見込む鋼桁と床版の温度差±10℃という値よりやや小さいものである。

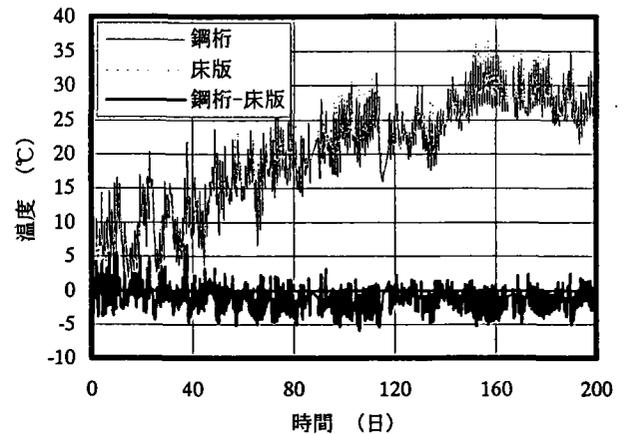


図-2.2 鋼桁と床版の温度差の経時変化

### 2. 3. 2 頭付きスタッドの温度差による挙動

図-2.3に示す頭付きスタッドのうち、プレストレスや死荷重により、比較的大きなひずみが発生したS-2スタッドの軸方向と曲げひずみについて、2、3日間の経時変化を図-2.4に示す。図中には、鋼桁と床版の温度差もあわせて示している。同図より、軸方向ひずみ、曲げひずみとも鋼桁と床版の温度差と相関があることがわかる。実際には、鋼桁内で温度勾配を有しており、直射日光が当たる下フランジ側とあたらない上フランジ側では温度差が生じ、それに伴い計測値も変化すると考えられるが、ここでは鋼桁高さの中央の値を代表値と考えて整理している。また同図における曲げひずみが、1日に約100μ変動しているのに対し、軸方向ひずみは最大650μ程度の変動量となっている。このことから、頭付きスタッドは、鋼桁と床版の温度差により比較的大きな軸方向の引張りひずみが生じており、この部分の設計において無視できないレベルの値であると考えられる。頭付きスタッドの曲げ引抜きに対する設計法の検討においては、変動する活荷重のみならず、床版と鋼桁の温度差荷重による日変化を含めたものを想定し、疲労問題として扱う必要があると考えられる。

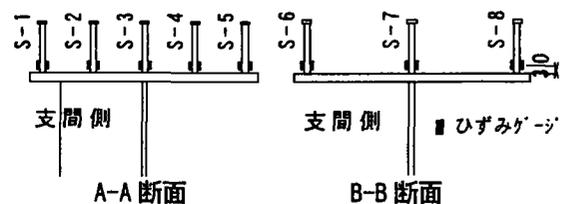


図-2.3 頭付きスタッド名称

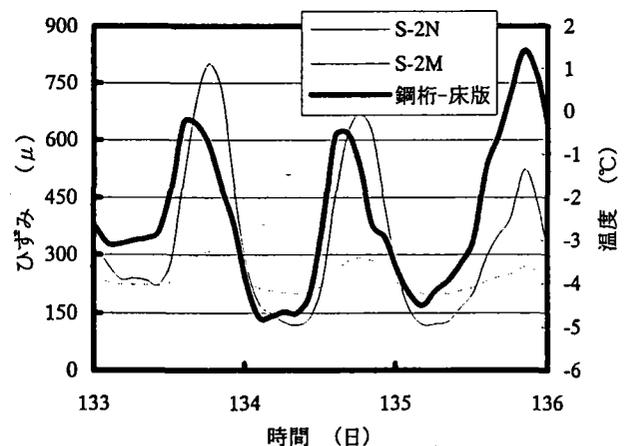


図-2.4 スタッドひずみと温度差の関係

### 2. 3. 3 垂直補剛材の温度差による挙動

鉛直補剛材の計測位置について図-2.5に示す。垂直補剛材の鉛直方向ひずみについて、2、3日間の経時変化を図-2.6に示す。図中には、鋼桁と床版の温度差もあわせて示している。同図より、頭付きスタッドの場合と同様に、垂直補剛材の鉛直方向ひずみも鋼桁

と床版の温度差と相関があることがわかる。また V2, V3 の鉛直ひずみが V1 比ベ大きな変動を示しており、その日変動量はそれぞれ約 450 $\mu$ , 375 $\mu$  となっている。このことより、V2, V3 のように垂直補剛材の自由端に近い位置の鉛直方向ひずみは、鋼桁と床版の温度差の影響を受けやすいといえる。

## 2. 4 まとめ

本計測より得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- ① 鋼桁と床版の温度差は最大でも 6 $^{\circ}$ C 程度であり、道示<sup>6)</sup> II 9.2.7 の規定値 $\pm 10^{\circ}$ C よりやや小さいものであった。
- ② 垂直補剛材やその直上に配置された頭付きスタッドには、鋼桁と床版の温度差によっても引張り応力が生じ、その値は、頭付きスタッドで最大約 650 $\mu$  (約 130N/mm<sup>2</sup>)、垂直補剛材上端部で最大約 550 $\mu$  (約 110N/mm<sup>2</sup>) 発生しており、設計上重要であり、合理的な構造詳細を検討する必要がある。

### 【参考文献】

- 1) 田村陽司, 川尻克利, 大垣賀津雄, 作川孝一: P C 床版連続合成 2 主桁橋「千鳥の沢川橋」の設計, 橋梁と基礎, Vol. 32, No. 9, pp. 18~22, 1998. 9
- 2) 済藤英明, 八部順一, 山本晃久, 大垣賀津雄, 長井正嗣: 合成 2 主桁橋のずれ止め引抜き実験と設計法に関する一考察, 第 4 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp. 127~132, 1999. 11
- 3) Michel VIRLOGEUX: ASSOCIATION OF PRESTRESSED CONCRETE AND STEEL FOR BRIDGE CONSTRUCTION, Association Francaise pour la Construction, Contributions for the Symp. of IABSE, Leningrad, USSR, pp. 57~90, Sept., 1991
- 4) 猪熊康夫, 本間淳史, 杉崎幸樹, 丸山勝: 長支間場所打ち P C 床版鋼 2 主桁橋 (藁科川橋) の計画, 土木学会第 54 回年次学術講演会概要集, CS-142, pp. 284~285, 1999. 9
- 5) 済藤英明, 大垣賀津雄, 猪本真, 西尾研二, 長井正嗣: 広幅員 P C 床版 2 主桁橋の鋼桁-床版結合部の経時挙動, 土木学会第 55 回年次学術講演会概要集, CS-37, 2000. 9
- 6) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 1996. 12

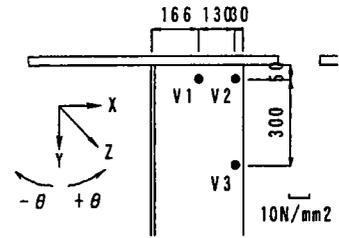


図-2.5 垂直補剛材計測位置

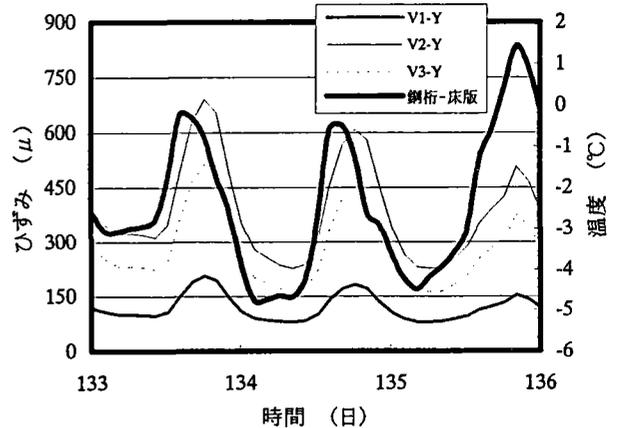


図-2.6 水直補剛材鉛直ひずみと温度差の関係

### 3. 材料特性

#### 3. 1 まえがき

合成構造では、クリープ・乾燥収縮や若材令時に生じる水和熱などの影響により、コンクリートに引張応力が発生する。既往の研究<sup>1)</sup>によると、鋼とコンクリートの断面積比 $\beta$  ( $=A_s/A_c$ ) やセメントの種類は合成構造の経時挙動に大きな影響を与える。しかしながら、断面積比やセメントの種類をパラメータとした合成構造の経時挙動は、十分明らかにされていない。これらパラメータが及ぼす影響を把握することは、PC床版2主桁橋などの合成構造を設計・施工する上で重要である。このような状況の中で、本実験では、断面積比とセメントの種類をパラメータに各種供試体を製作し、ひずみの経時計測を実施する。本文は、これまでに計測された65日間における計測データの特徴について報告するものである。

#### 3. 2 計測概要

図-3.1 に実験供試体を示す。実験供試体は版厚250mmを有する幅600mmの床版と鋼桁を結合したものである。また橋軸方向鉄筋はD19 c/c 100とし、橋軸直角方向鉄筋はD13 c/c 125とする。このとき、橋軸方向の鉄筋比は2.3%である。スタッドは $\phi 19 \times 150$ を使用し、3本配置の250mmピッチとする。実験供試体は計10体あり、床版の断面形状を変化させず、表-3.1に示すような鋼桁を使用している。

表-3.2 に実験供試体の種類を示す。セメントは6種類であり、表中の膨は膨張材混入を表している。また断面積比 $\beta$ は鋼桁と床版の断面積比率である。 $I_1$ 、 $I_2$ 、 $I_3$ は鋼桁の断面2次モーメントであり、 $I_1 < I_2 < I_3$ とする。コンクリート打設終了後からひずみの経時計測を行い、早強セメント、高炉セメントB種および普通セメントを用いた各種コンクリートの養生期間はそれぞれ3日、7日、5日である。型枠撤去後、全供試体の床版側面を防水塗料でコーティングし、水分の蒸発を床版上下面のみとした。

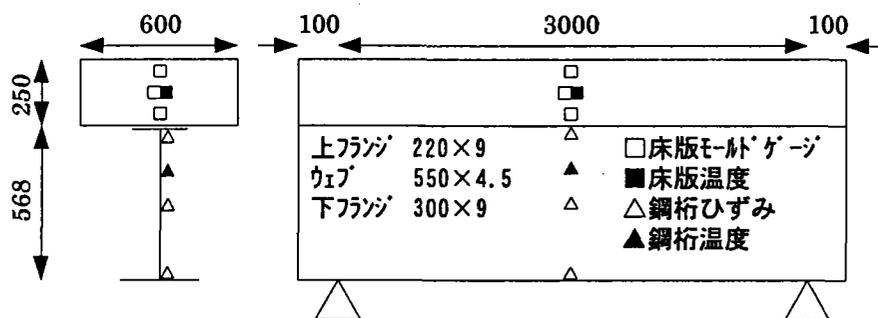


図-3.1 実験供試体 (Type1)

表-3.1 実験供試体の鋼桁寸法

項目	上フランジ	ウェブ	下フランジ
Type1	220×9	550×4.5	300×9
Type2a~2f	220×12	430×12	300×16
Type3	220×12	390×28	300×16
Type4	220×12	280×12	300×22
Type5	220×12	530×12	300×12

表-3.2 実験供試体の種類

項目	$\beta=0.05$	$\beta=0.08$	$\beta=0.12$
$I_1$		Type4 (早強)	
$I_2$	Type1 (早強)	Type2a (早強)	Type3 (早強)
		Type2b (高炉)	
		Type2c (普通)	
		Type2d (早・膨)	
		Type2e (高・膨)	
		Type2f (普・膨)	
$I_3$		Type5 (早強)	

### 3. 3 計測結果および考察

#### 3. 3. 1 断面積比と断面 2 次モーメントの影響

図-3.2 に打設後 10 日間における Type1~5 の経時挙動を示す。同図は図-1 に示した床版中心の計測データであり、温度の影響を考慮している。断面積比の異なる Type1~3 に注目すると、断面積比の小さい Type1 は鋼桁拘束が小さいため、他の実験供試体より若干大きなコンクリートひずみを示している。同図より、断面積比によるコンクリートひずみの差異は認められるものの、その差異は小さいことがわかる。

次に断面積比を一定として、鋼桁の断面 2 次モーメントを変化させた Type4, 2a, 5 を見ると、ピーク時には Type4 と Type5 の差異は  $40\mu$  程度見られる。材令 10 日までの初期段階では、断面 2 次モーメントの影響はあまり大きくないと考えられる。

#### 3. 3. 2 セメントの種類の影響

図-3.3 に打設後 10 日間における Type2a~2f の経時挙動を示す。同図は図-1 に示した床版中心の計測データであり、温度の影響を考慮している。Type2a~2c に注目すると、水和熱の最も大きい Type2a がピーク時に  $171\mu$  のコンクリートひずみを示しており、Type2b, 2c の 2.5 倍程度であることがわかる。また、Type2a におけるコンクリート温度の降下量は大きいため、床版に大きな引張応力が発生していると考えられる。膨張材を入れた Type2d~2f を見ると、材令 10 日においても各供試体はほとんど収縮領域に入っていない。

#### 3. 3. 3 材令 65 日までの経時挙動

図-3.4 に材令 65 日までの Type2a~2f の経時挙動を示す。同図は温度の影響を含んでいない計測データである。また表-3.3 に各供試体のコンクリートひずみを示す。同図表より、実験供試体における膨張材の効果は早強で  $83\mu$ 、高炉で  $32\mu$ 、普通で  $101\mu$  であり、早強または普通コンクリートほど膨張材の効果は大きいといえる。

### 3. 4 まとめ

本実験より、水和熱による合成桁の経時挙動は断面積比および断面 2 次モーメントの影響を受けるが、その程度は小さいといえる。また膨張材の効果は早強および普通でそれぞれ  $80\mu$ 、 $100\mu$  程度である。

#### 参考文献

- 1) 西尾研二, 大垣賀津雄, 高橋昭一, 安川義行, 稲葉尚史: 各種コンクリートを用いた合成桁の経時計測, 土木学会第 56 回年次学術講演会
- 2) Jean-Marc Ducret and Jean-Paul Lebet: Behavior of composite bridges during construction, Structural Engineering International, pp212~218, 1999.3

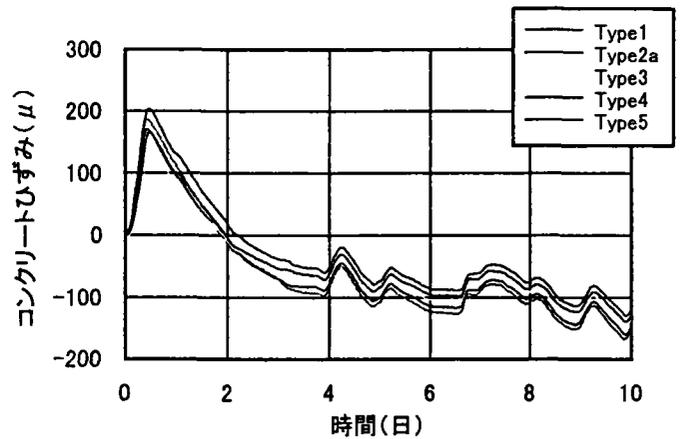


図-2 Type1~5の経時挙動(材令10日まで)

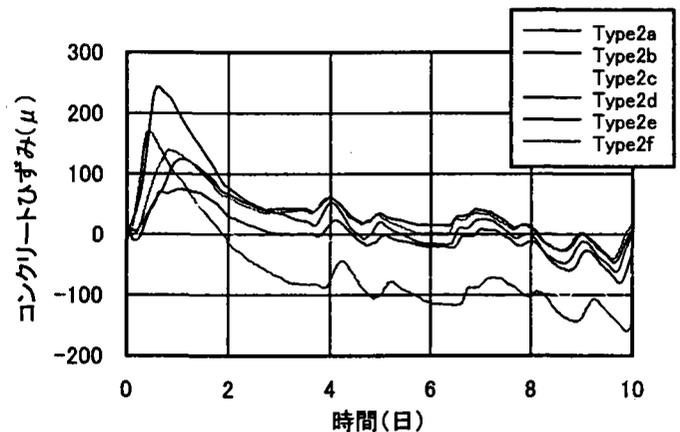


図-3 Type2a~2fの経時挙動(材令10日まで)

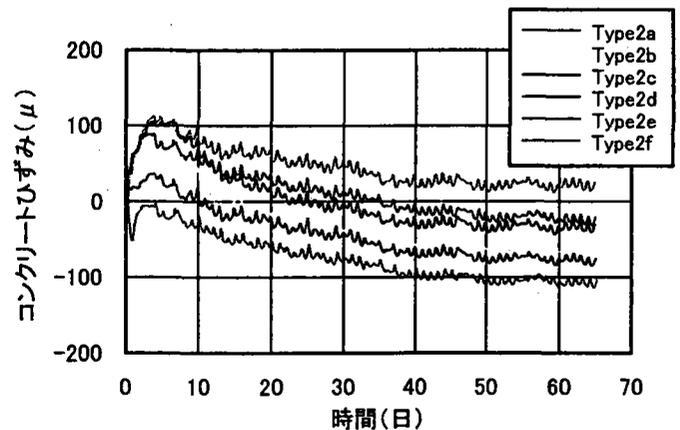


図-4 Type2a~2fの経時挙動(材令65日まで)

表-3.3 各供試体のコンクリートひずみ

項目		材令 65 日 ( $\mu$ )
Type2a	早強	-104
Type2b	高炉	-63
Type2c	普通	-76
Type2d	早・膨	-21
Type2e	高・膨	-31
Type2f	普・膨	25

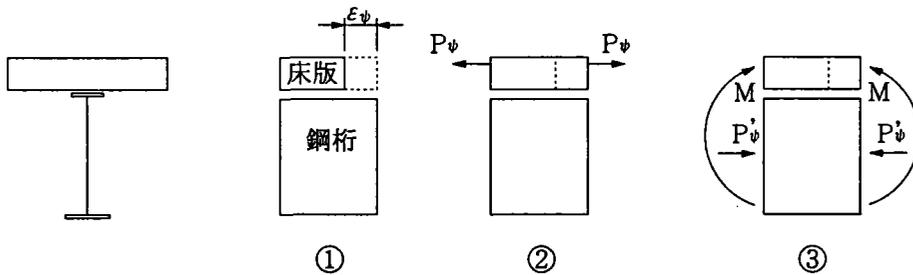
#### 4. 解析理論

##### 4.1 クリープ

クリープ係数はコンクリートの養生、湿潤などの状態や品質に関係し、材齢の若い時期から持続荷重を作用させるほど大きくなる。一般的に道路橋がおかれる気象状態においてクリープ係数は $\varphi = 2.0$ と考えられる。ただし、早期に荷重を与えることが予想される場合は、クリープ係数の割り増しを考慮する必要がある。

$$\text{ヤング係数比 } n = \frac{E_s}{E_c / (1 + \varphi / 2)} = 7 \times (1 + 2.0 / 2) = 14$$

断面力算出の考え方として以下の様になる。



- ① 床版が鋼桁による拘束を受けない場合の自由なクリープひずみ $\varepsilon\varphi$ が生じる。
- ②  $\varepsilon\varphi = 0$ にするための軸力 $P\varphi$ を求める
- ③ ②の状態では床版と鋼桁を合成させ、中立軸位置での軸力 $P'\varphi = (P\varphi)$ と偏心による曲げモーメント $M\varphi$ を計算する。

$$P\varphi = E c_1 A c \frac{N c}{E c A c} \varphi = \frac{2\varphi}{2 + \varphi} N c$$

$$M\varphi = P\varphi (d c_1 + r^2 c / d c) = P\varphi \cdot d c_1$$

$$r c^2 = I c / A c$$

$$\varphi = 2.0 \text{ より } P\varphi = N c$$

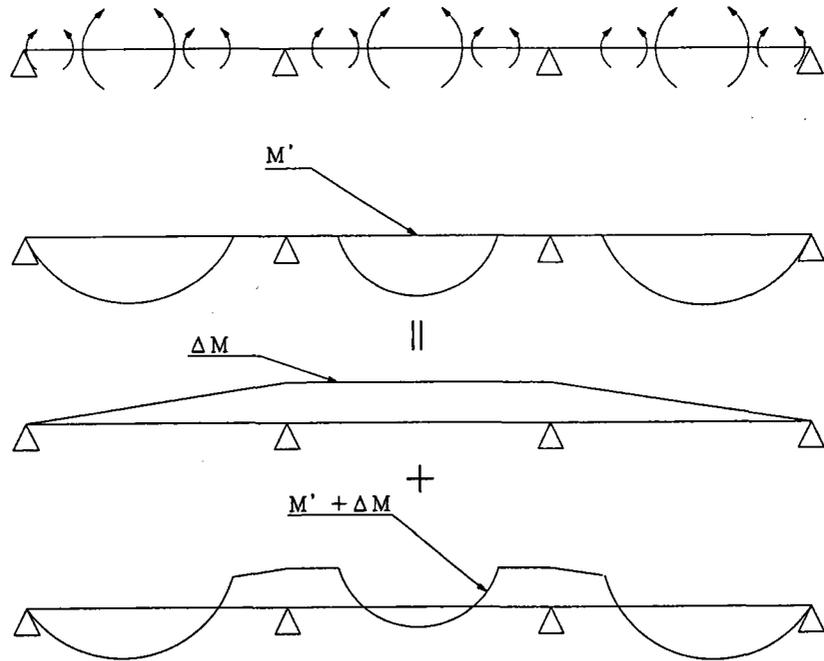
$$N c = \frac{M d}{n I v} d c \cdot A c$$

$M d$ : 版のコンクリートに作用している曲げモーメント (合成後死荷重曲げモーメント)

$d c$ : 偏心量 (床版中立軸から鋼桁中立軸までの距離)

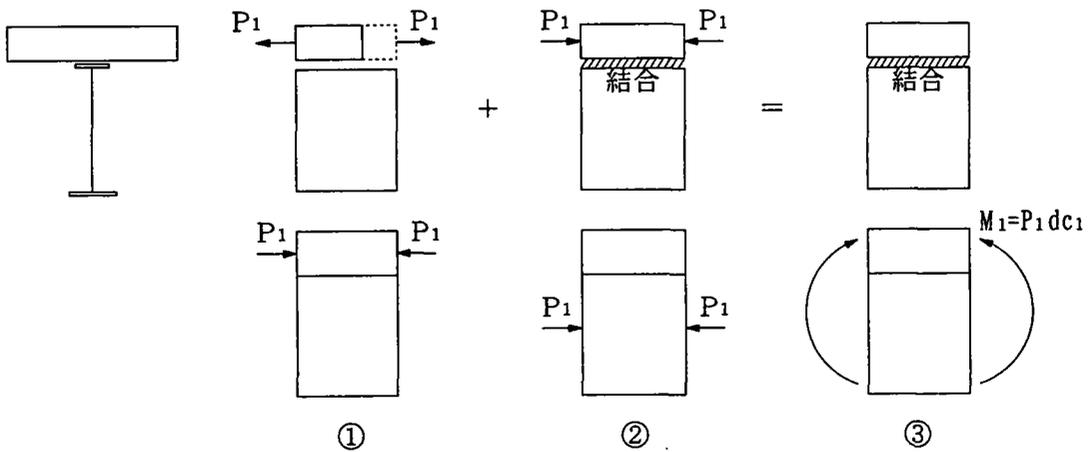
$I v$ : 合成断面の断面2次モーメント

$A c$ : 床版断面積



#### 4.2 温度差

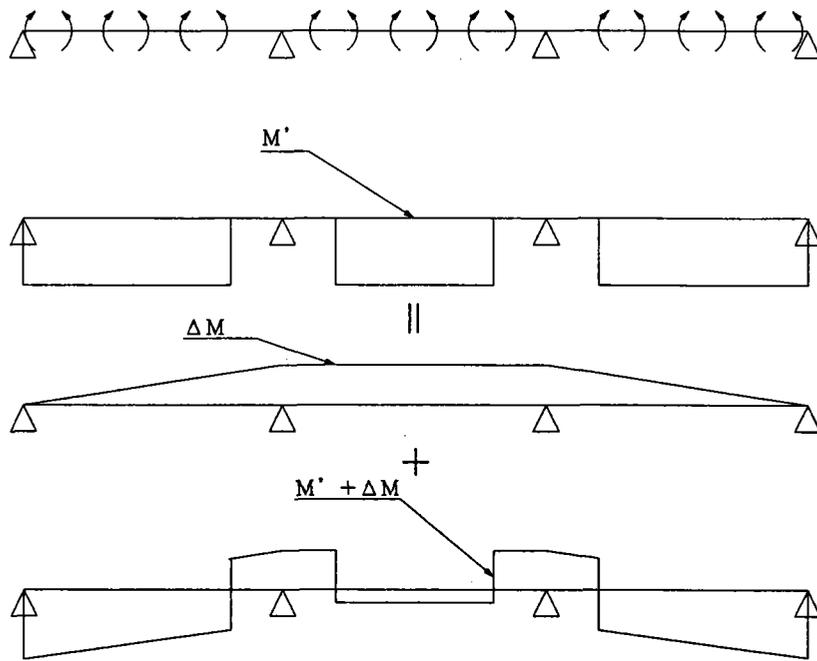
版のコンクリートと鋼桁との温度差は一般的に $10^{\circ}\text{C}$ が標準となる。また、版のコンクリートと鋼材の線膨張係数 $\alpha$ は $12 \times 10^{-6}$ とする。温度差については、コンクリートが高温の場合と、鋼桁が高温の場合のそれぞれについて照査する。温度差による断面力算出もクリープと同様に以下の様になる。



- ① 床版が鋼桁による拘束を受けない場合の温度ひずみが生じた状態から、②  $P_1 = EcAc\epsilon_t$  なる引張応力をコンクリート断面に作用させた後、③コンクリートと鋼桁の合成を行い、合成断面に作用する軸力 $P_1$ と偏心量から $M_1$ を求める

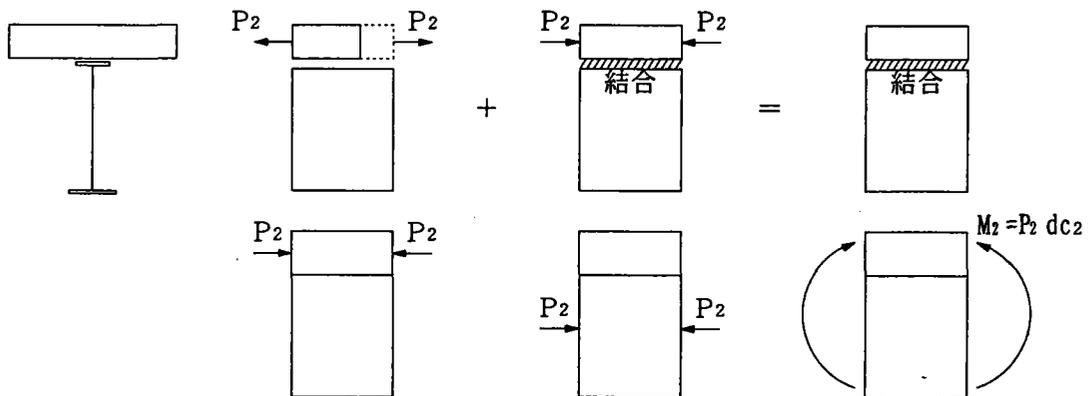
$$P_1 = EcAc\epsilon$$

$$M_1 = P_1 d c_1$$



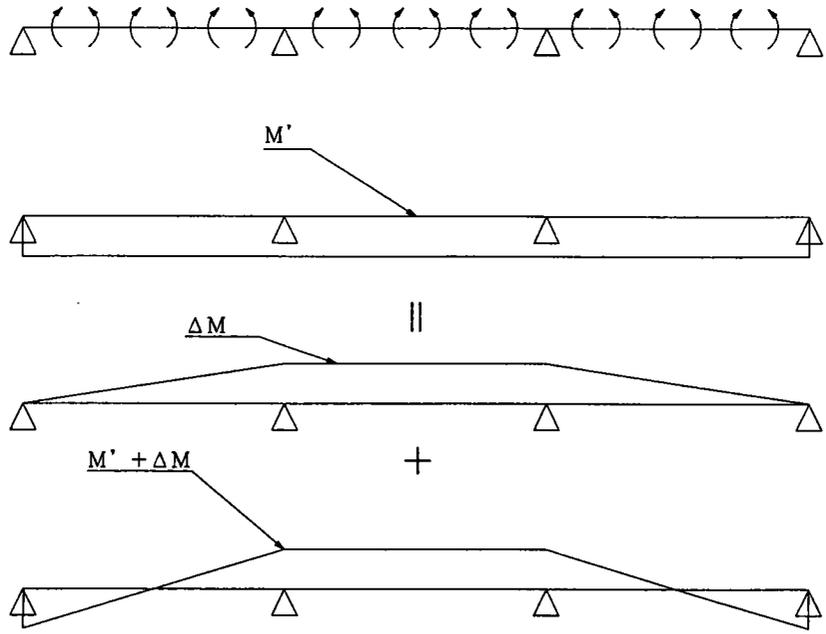
### 4.3 乾燥収縮

一般的に版のコンクリートの乾燥収縮による応力算出に用いる最終収縮度 $\epsilon_s$ は $20 \times 10^{-5}$ 、クリープ係数 $\varphi_2$ は $\varphi_2 = 2\varphi_1 = 4.0$ が標準となる。乾燥収縮より生じる応力度の算出は、温度差による応力度の計算と同様であるが、クリープ作用を考慮するため、 $n(=Es/Ec)$ の代わりに $n_2 = n(1 + \varphi_2/2)$ を用い、 $\epsilon_t$ の代わりに最終収縮度 $\epsilon$ を用いる。



$$P_2 = EcAc\epsilon$$

$$M_2 = P_2 dc_2$$



## 5. 実測値と解析値の照合

### 5.1 PC床版連続合成2主桁橋の実橋載荷試験

#### 5.1.1 はじめに

千鳥の沢川橋はPC床版連続合成2主桁橋として設計された。近年、PC床版を有する2主桁橋の建設が関係各所で進められ、この構造形式の橋梁が増えつつある。ところで、昭和45年頃より連続桁において鋼桁と床版とを合成する構造が避けられてきたという経緯もあり、特に広幅員PC床版を有する2主桁橋形式で連続合成桁における中間支点部付近の合成効果などの実橋試験データは、ほとんど見あたらないのが現状である。

このような状況の中で、本橋では橋梁完成時に50tラフタークレーン4台を用いた静的載荷実験を行い、主として中間支点部付近の床版と鋼桁とに着目した応力測定を行った。本文は、載荷試験により得た中間支点部の合成桁としての応力と、試験状況を反映した格子解析結果とを照合して示すものである。

#### 5.1.2 静的載荷実験

##### (1) 対象橋梁

本橋の設計諸元を  
以下に示す。

橋梁形式：4径間連続PC床版合成2主桁橋

幅員：11.4m(有効幅員10.0m)

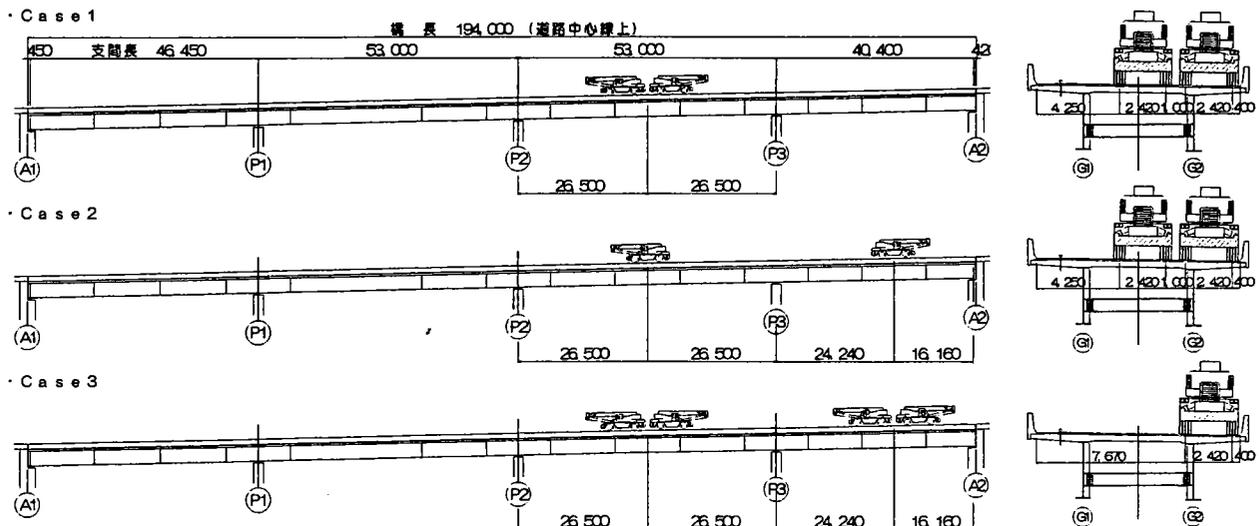
支間長：46.45m+53.00m+53.00m+40.40m

床版：床版支間5.7mの横締め場所打ちPC床版(移動型わく施工)

鋼主桁：腹板高約2.9m(外寸法一定, LP鋼板使用)

##### (2) 静的載荷パターン

図-5-1に示すように3種類の載荷ケースで試験を行った。各ケースともG2主桁側に偏載荷を行っている。



##### (3) 計測項目

計測断面およびゲージ位置を図-5-2に示す。計測断面はP3中間支点からP2側に一番目の横桁位置に着目して計測を行った。主桁フランジに1軸ゲージ、腹板に3軸ゲージ、床版下面には橋軸方向に1軸ゲージを貼付けし、荷重載荷前後の計測を行った。

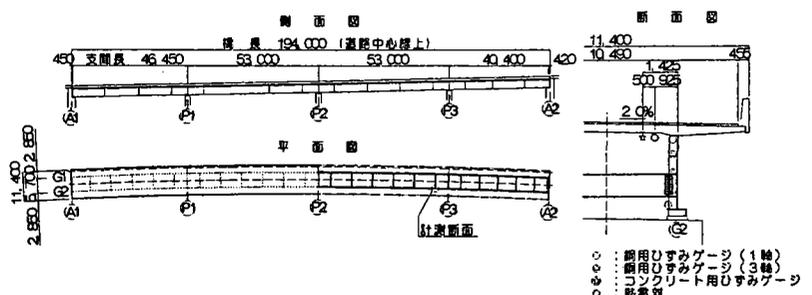


図-5-2 計測断面およびゲージ位置

### 5.1.3 格子解析

格子解析モデルは、半径 2200m の線形を考慮した 2 主桁構造とした。本解析の主桁剛性は、合成桁としての剛度を採用しているが、下記 3 種類の剛度（図-5-3 参照）で断面計算を行った。なお本解析は、負曲げ領域においても床版にひび割れがなく、断面として有効に働いていることを前提とした。

- ①剛度 1：床版の有効幅を考慮
- ②剛度 2：床版全幅有効
- ③剛度 3：床版全幅有効+壁高欄有効

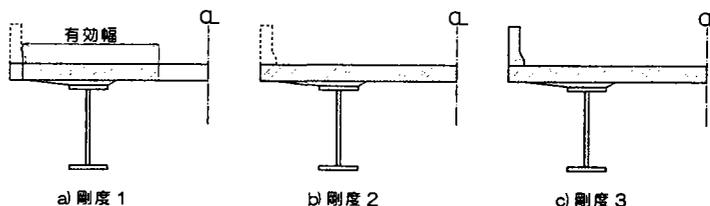


図-5-3 格子解析における主桁剛度

表-5-1 計測値および解析値 (単位: kgf/cm<sup>2</sup>)

Case No.	測点位置	計測値	解析値		
			剛度 1	剛度 2	剛度 3
Case 1	上フランジ下面	11	29	24	10
	下フランジ上面	-208	-189	-190	-180
Case 2	床版下面	2	6	5	3
	上フランジ下面	6	36	29	12
	下フランジ上面	-202	-232	-232	-217
Case 3	床版下面	1	7	6	3
	上フランジ下面	8	45	37	15
	下フランジ上面	-246	-294	-295	-276
	床版下面	2	8	7	4

### 5.1.4 計測結果

#### (1) 発生応力度および中立軸位置の比較

各载荷ケースの格子解析による断面計算結果と計測結果を表-5-1に示す。同表から、下フランジの応力に着目すると、剛度 1~3 の計算のいずれでも大差なく、計測値とほぼ同値であるといえる。一方、上フランジの応力は計算値が小さく、剛度 3 が最も近いという結果を得た。

#### (2) 主桁剛性の評価

载荷 Case1 を代表として、中立軸位置と垂直応力度の計測結果と解析結果を図-5-4に示す。床版を全幅有効とし、さらに壁高欄を全断面有効とした剛度 3 の解析結果が、作用応力度、中立軸とも計測値とほぼ一致することから、本橋の中間支点付近の剛性は、剛度 3 にほぼ近いといえる。

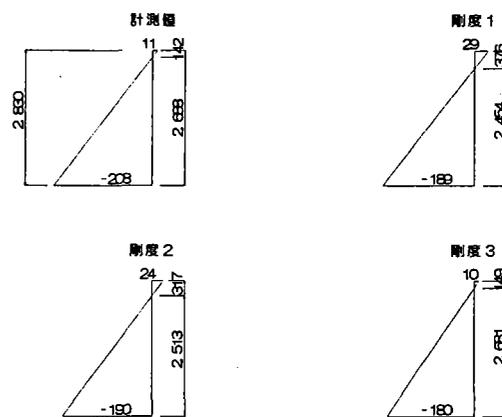


図-5-4 応力分布図

### 5.1.5 まとめ

計測結果と解析結果との比較から、本橋は中間支点部においても合成桁の挙動を示していることが伺える。本橋の床版は、死荷重状態ではひび割れを許さず、活荷重載荷時にひび割れ幅を制御するという設計を行っている。そのため、ジャッキアップダウン工法を採用し、床版に橋軸方向のプレストレスを導入している。载荷試験は橋梁完成直後に行ったこともあり、クリープや乾燥収縮が十分進行しておらず、死荷重状態では床版に圧縮力が残っている状態であったと考えられる。したがって、試験荷重を載荷しても床版にひび割れが生じず、負曲げモーメントに対しても合成断面として抵抗したと思われる。また、壁高欄も同様な理由で有効断面となったため、計測結果は壁高欄まで考慮した剛度での断面計算結果とほぼ一致したと考えられる。

中間支点付近の設計方針として、床版のひび割れ制御を行い、後死荷重+活荷重に対して鋼桁+鉄筋断面の剛度で評価する方法が、設計計算としては支間部が安全側となり合理的である。しかし、プレストレスしない連続合成桁として設計され、完成後約 30 年間供用されている新御堂筋線宮原高架橋の実橋载荷試験によると<sup>2)</sup>、中間支点付近の剛度は本解析でいう剛度 1 に近い挙動を示しており、著しい損傷は見られないとの報告がなされている。

本橋は完成後も引き続き経時計測を行っており、クリープおよび乾燥収縮についてのデータを収集中である。この経時計測結果を基に今後も研究を継続していく予定である。

## 5.2 PC床版合成2主桁橋の床版施工時における鋼桁-床版結合部応力測定

### 5.2.1 はじめに

近年、中小スパンの橋梁において、経済性・耐久性を目指した有力な橋梁構造形式の一つとして、PC床版を有する2主桁橋の建設が関係各所で進められている。これまで施工されたPC床版2主桁橋では、床版施工完了後ハンチ部にひび割れが生じたり、フランジと床版との界面に剥離が生じたりする事例が見られた。

このような問題を鑑み、PC床版を有する合成2主桁橋である千鳥の沢川橋の床版施工時において、横締めPC鋼線軸力導入時や壁高欄施工時に着目し、スタッドや床版ハンチ部などの応力測定を実施した。本文はこれら計測結果とFEM解析とから、上記損傷原因をほぼ特定したことから、千鳥の沢川橋で施した対策を示すものである。

### 5.2.2 損傷事例

A橋の損傷事例を図-5-5a)に示す。主桁間の中間横桁位置の床版ハンチ部で橋軸方向に部分的なひび割れが生じた。このような部分損傷については、厚板の上フランジに対しても、従来通り上フランジ下面からハンチを立ち上げていたため、部分的に無筋状態となっていたことが原因の一つと考えられ、B橋では上フランジ上面からハンチを立ち上げ、ハンチ筋を一定として、ひび割れを発生させる力に抵抗できるように構造を変更した。しかしながら、同図b)に示すように、主桁間の中間横桁位置で上フランジと床版の界面に剥離が生じた。



図-5-5 損傷事例

### 5.2.3 床版施工方法と計測項目

#### (1) 床版施工方法

図-5-6に計測時における床版施工フローを示す。床版打設後PC軸力を導入するまで型枠の移動ができないため、床版下面にゲージを貼付けることができない。そこで、計測点付近のPC鋼線3本を引き残した状態で型枠移動および床版下面ゲージの貼付けを行い、その後3本のみ軸力を導入し計測を行った。また、壁高欄の施工前および施工後の計測を行い発生応力を確認した。

#### (2) 計測項目

P3支点からP2側に一番目の中間横桁位置(C17)において、床版ハンチ部および頭付スタッドに着目して計測を行った。図-5-7に示すように、ハンチ部は橋軸直角方向の応力分布がわかるように1軸ゲージを貼付けた。また、スタッドには軸方向に1軸ゲージを表裏に貼付け、軸力による応力と橋軸直角方向の曲げ応力を評価できるようにした。

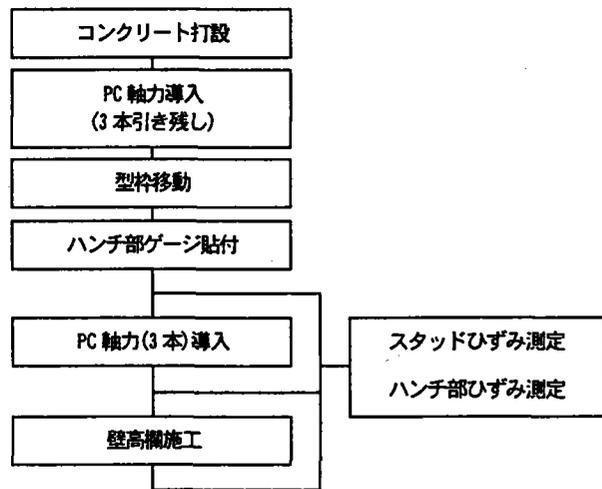


図-5-6 施工フロー

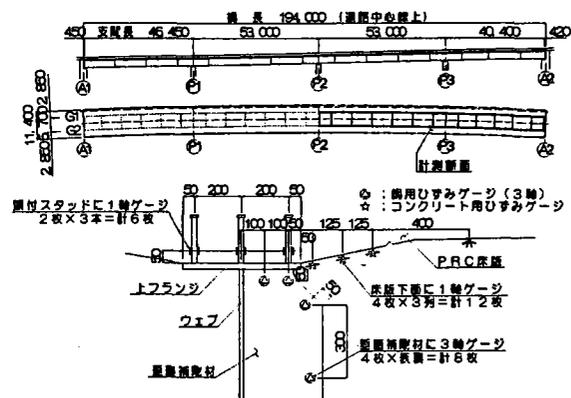


図-5-7 ゲージ位置図

### 5.2.4 FEM解析と計測結果の比較

#### (1) FEM解析

本FEM解析は、計測を行ったC17廻りに着目している。図-5-8に解析モデルを示すが、断面の中央までをモデル化し、断面中央に対称条件を設けている。床版はソリッド要素、主桁および横桁はシェル要素、PC鋼線は棒要素でモデル化した。PC導入力は、棒要素にPC導入力相当の温度荷重を与え

ることにより評価した。また、上フランジ上面にはギャップ要素を設け、床版と鋼桁間に圧縮力が作用するとき力を伝達させ、引張力の場合は離間させるものとした。

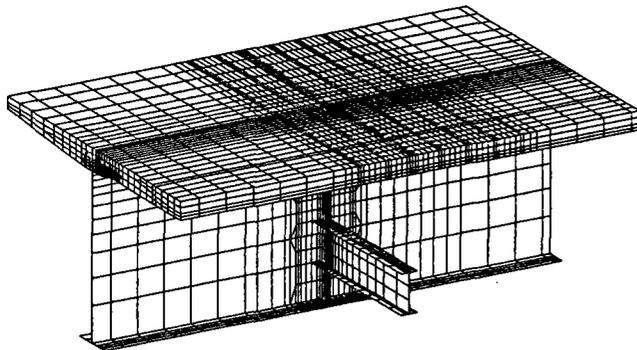


図-5-8 立体FEMモデル

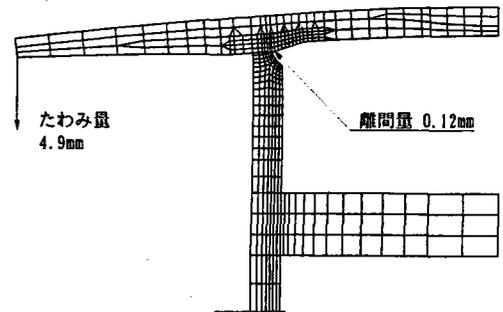


図-5-9 壁高欄載荷時の断面変形図

## (2) 計測結果との比較考察

### ①スタッド

PC軸力導入および壁高欄施工によるスタッドの発生応力を表-5-2に示す。同表中、計測値はスタッド1本あたり2枚貼付けしたものの平均値(軸方向応力)を示す。

同表よりPC軸力導入時は計測値もFEMも高々20kgf/cm<sup>2</sup>程度の小さいものである。一方、壁高欄施工時は、支間側スタッドに比較的大きな引張力が発生している。壁高欄荷重載荷時のFEM解析による断面変形状態を図-5-9に示すが、支間側の床版-鋼桁間の界面がわずかではあるが離間する結果が得られている。

### ②床版ハンチ部

同様に、床版ハンチ部の橋軸直角方向発生応力を表-5-3に示す。同表より、PC軸力導入時にはハンチ部にもほとんど応力が生じないことがわかる。一方、壁高欄施工時には、多少ばらつきがあるものの10~20kgf/cm<sup>2</sup>程度の圧縮応力が生じている。

表-5-2 頭付スタッドの応力度

スタッド位置	(単位:kgf/cm <sup>2</sup> )			
	PC軸力導入時		壁高欄施工時	
	計測値	FEM解析値	計測値	FEM解析値
支間側	-4	-17	+261	+721
腹板直上	+6	+20	-51	-9
張出側	+4	+8	-117	+15

表-5-3 床版ハンチ部の応力度

計測位置	橋軸直角方向 Flgから	(単位:kgf/cm <sup>2</sup> )			
		PC軸力導入時		壁高欄施工時	
		計測値	FEM解析値	計測値	FEM解析値
C17上	50mm	0	0	-25	-7
	150mm	0	0	-9	-9
	250mm	0	-1	-7	-12
	750mm	0	3	-9	-13
C17から 500mm (A1方向)	50mm	0	0	-17	-9
	150mm	-1	0	+3	-10
	250mm	-1	-1	+3	-12
	750mm	-1	3	-7	-13
C17から 1000mm (A1方向)	50mm	+1	1	-29	-10
	150mm	-1	1	-21	-11
	250mm	-1	0	-6	-13
	750mm	-0	1	-12	-13

## 5. まとめ

ハンチ部ひび割れや界面剥離の問題は中間横桁位置で見られる現象であるが、これは、一般部の上フランジが荷重作用による床版および主桁の変形に追従するのに対して、横桁位置の上フランジは垂直補剛材や横桁により変形が拘束されるため、垂直補剛材直上位置で応力集中が生じているためと考えられる。

また界面剥離について、PC軸力導入では垂直補剛材直上には圧縮力が作用していることから、剥離の問題はないと考えられる。これに対し、壁高欄荷重では垂直補剛材直上には引張力が作用していることから、界面が剥離するなど損傷が発生するものと考えられる。

以上のことから、千鳥の沢川橋で施した界面剥離の対策は、以下の通りとした。

- ①スタッドをフランジの縁側に配置する。
- ②引抜きに強い長尺のスタッドを採用する。
- ③剥離を起こしても水分が界面に浸透しないように、ハンチ側の上フランジ端部に水膨張型の弾性シート材を床版打設前に先行して設置する。

### 5.3 連続合成2主桁橋（千鳥の沢川橋）のクリープ、乾燥収縮に関する解析的研究

#### 5.3.1 はじめに

近年、経済性や施工性を追及した橋梁形式として、PC床版を有する2主桁橋の建設が関係各所で進められている。このような構造形式が増えてきている中で、千鳥の沢川橋は連続合成2主桁橋として設計を行った。連続合成桁の中間支点付近では、後死荷重、クリープ、乾燥収縮および温度差により、床版にひび割れが発生する可能性がある。そのため、クリープ、乾燥収縮の影響を把握することは、ひび割れ発生を検討を行う上で重要といえる。ところで、設計では、移動型枠による分割施工終了後からクリープ、乾燥収縮を考慮している。しかし、実際には各打設ブロックごとにコンクリート材令が異なり、逐次合成されていく床版のクリープ、乾燥収縮の影響については明らかにされていない。本研究では、千鳥の沢川橋を対象に施工開始時からクリープ、乾燥収縮を考慮し、応力変動について考察を行った。

#### 5.3.2 解析モデルおよび解析手法

本研究の対象橋梁である日本道路公団・千鳥の沢川橋は、平均支間長 48.5m の PC 床版を有する 4 径間連続合成 2 主桁橋である。解析モデルは図 5-10 に示すように、床版、鋼桁をそれぞれ図心位置において、はり要素でモデル化し、床版と鋼桁との間を剛部材で結合したモデルである。解析には汎用構造解析プログラム (DIANA) を用いた。

床版打設は図 5-11 に示すように、支間部を先行させるピアノ鍵盤工法とし、ジャッキアップダウン工法を併用している。なお、ジャッキアップ量は、後死荷重載荷後のクリープ、乾燥収縮および温度差を含めた荷重状態で、床版のひび割れが発生しないことを条件として決定した<sup>1)</sup>。

実施設計では、床版の橋軸方向におけるクリープ係数、乾燥収縮度は、それぞれ  $\phi=2$ 、 $\epsilon=150\mu$  (膨張材の使用により  $200\mu$  から  $150\mu$  に低減) とした。一方、本研究では、分割施工した床版の材令の差異を考慮し、クリープ、乾燥収縮の予測式として、道路橋示方書<sup>2)</sup> (以下、道示と呼ぶ) I に採用されている CEB-FIP78 式を適用した。

#### 5.3.3 解析結果と考察

##### (1) 解析の分類

本研究では、表 5-4 に示すように 3 つの解析を行った。表中の○印は項目を考慮していることを表す。解析 A は打設順序を考慮し、分割施工中、施工後のクリープ、乾燥収縮を考慮している。解析 B は打設順序を考慮しているが、分割施工中のクリープ、乾燥収縮は考慮せず、施工後についてのみ考慮している。実施設計では、解析 B を採用している。解析 C は打設順序を考慮せず、一括施工後にクリープ、乾燥収縮を考慮している。

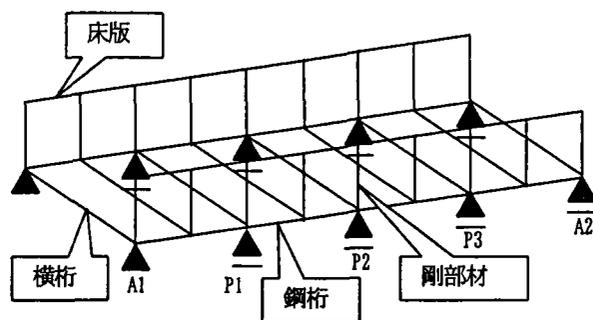


図 5-10 解析モデル

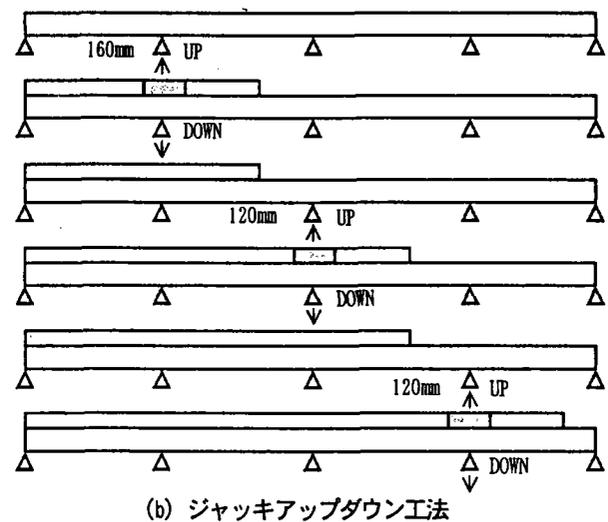


図 5-11 床版の施工方法

## (2) 完成後の変動 (解析 A)

分割施工終了後に後死荷重を載荷し、その後のクリープ、乾燥収縮による床版上縁応力の経時変化を図5-12に示す。ここで、クリープ、乾燥収縮は施工開始時から考慮した解析Aである。図中の横軸は節点番号を表しており、図2のP1、P2、P3支点は節点番号11、23、35に対応している。同図より、時間の経過とともに応力分布が上方へシフトしていき、クリープ、乾燥収縮により中間支点付近では引張応力が生じていくことがわかる。

## (3) プレストレスの損失 (解析 A)

各支点P1、P2、P3において、橋軸方向に導入したプレストレスの経時変化を図5-13に示す。同図から、時間とともにプレストレスが減少していき、10年後には、ほぼ一定値に収束していることがわかる。各支点におけるプレストレスの損失は、それぞれ47%、44%、58%である。

## (4) クリープ、乾燥収縮の比較 (解析 A、B、C)

図5-14は解析Aから得られるクリープ、乾燥収縮による応力成分と、設計 (解析B) で計算したものとを比較したものである。ここで、設計の値は道示IIに示されている仮想ヤング係数比を用いた計算値である。なお、同図には、ジャッキアップダウンによるプレストレス導入を行わない一括施工後のクリープ、乾燥収縮による応力成分 (解析C) を参考として示す。同図より、解析Aは設計とほぼ同様な傾向を示していることがわかる。また分割施工 (解析A) と一括施工 (解析C) とを比較すると、常に分割施工による応力成分の方が大きい。これは、施工終了時の応力分布が異なるので、クリープの効果が顕著に現れているためと考えられる。

## (5) 完成後の変動 (解析 C)

図5-15は一括施工後に後死荷重を載荷し、床版上縁応力の経時変化を示したのものである。応力変動の推移状況は、図3の解析結果と同様に上方へシフトしていく様子が見られる。また図3と図6とを比較すると、施工による差異が顕著に認められる。

## 4. まとめ

ジャッキアップダウン工法により橋軸方向に導入したプレストレスは、各支点において5割前後の損失が生じる。またクリープ、乾燥収縮の影響について、道示IIに示されている仮想ヤング係数比に基づく計算法は、妥当な解を与えることができる。

表5-4 解析の分類

項目	解析A	解析B	解析C
分割施工	○	○	×
分割施工中のクリープ、乾燥収縮	○	×	×
分割施工後のクリープ、乾燥収縮	○	○	○

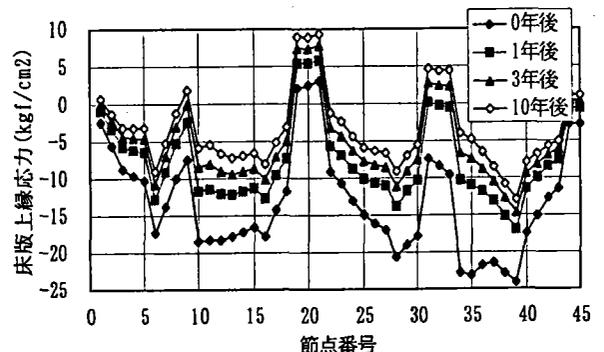


図5-12 後死荷重載荷後の経時変化 (解析A)

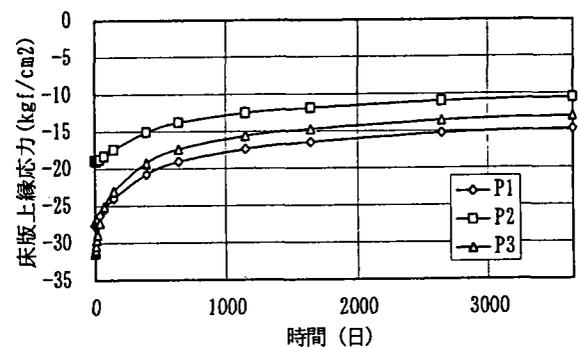


図5-13 各支点のプレストレス経時変化 (解析A)

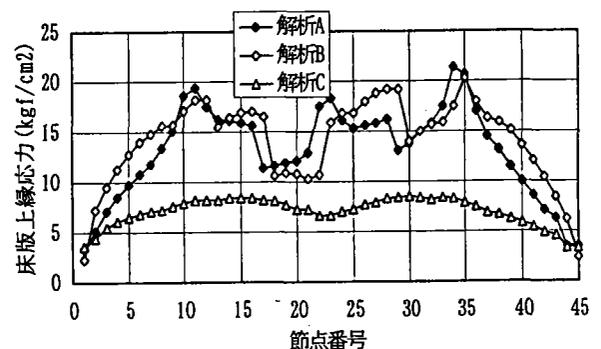


図5-14 クリープ、乾燥収縮による応力成分の比較

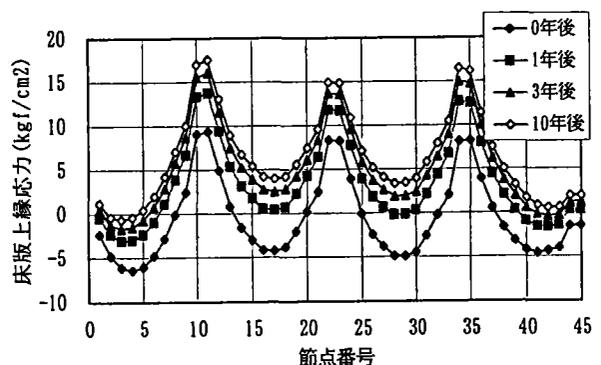


図5-15 後死荷重載荷時の経時変化 (解析C)

#### 【参考文献】

- 1) 猪本真, 大垣賀津雄, 山本晃久, 中村元, 川尻克利: 千鳥の沢川橋-PC床版連続合成2主桁橋-の実橋  
載荷試験, 土木学会第54回年次学術講演会, 1999.9
- 2) 鹿島孝之, 猪本真, 大垣賀津雄, 山本晃久, 田村陽司, 川尻克利, 長井正嗣: PC床版合成2主桁橋の  
床版施工時における鋼桁-床版結合部応力測定, 土木学会第54回年次学術講演会, 1999.9
- 3) 西尾研二, 大垣賀津雄, 江田徹, 石毛立也, 川尻克利, 奥井義昭: 連続合成2主桁橋(千鳥の沢川橋)  
のクリープ乾燥収縮に関する解析的研究, 土木学会第54回年次学術講演会, 1999.9
- 4) (社)日本橋梁建設協会: PC床版を有すプレストレスしない連続合成桁 設計要領(案), 平成8  
年3月,
- 5) 関西道路研究会 道路橋
- 6) 大垣賀津雄, 八部順一, 濟藤英明, 長井正嗣: 長支間 PC床版を有する2主桁橋の鋼桁-床版結合部  
の挙動に着目した実験研究, JSSC鋼構造論文集, 第5巻20号, pp.85~99, 1998.12,
- 7) 八部順一, 山本晃久, 大垣賀津雄, 濟藤英明: 連続合成2主桁のずれ止め作用力の簡易計算法, 川崎  
重工技報, 139号, pp.49~54, 1998.
- 8) 大垣賀津雄, 山本晃久, 作川孝一, 久保拓也, 田村陽司, 川尻克利: 連続合成2主桁橋の中間支点部  
ジャッキアップダウンに関する一考察, 土木学会第53回年次学術講演会, I-A13, 1998.10
- 9) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I、II、1996.12

## 目 次

### <接合班>

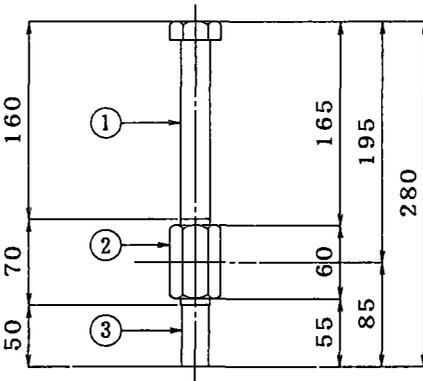
1. まえがき ..... A-68
2. 特殊スタッドの事例 ..... A-69
3. あとがき ..... A-75

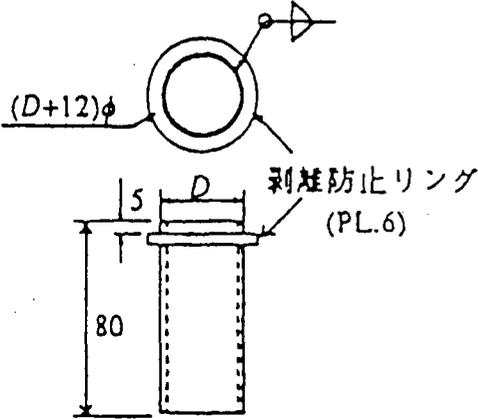
## 1. まえがき

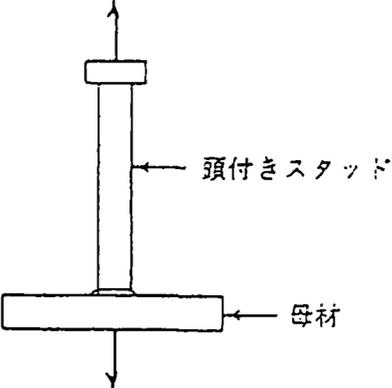
合成桁のコンクリート部材と鋼部材を一体化する方法として、一般的に頭付きスタッドが用いられている。しかし近年、プレキャストPC床版や合成床版を使用した広幅員の床版増加に伴い、コンクリートの高強度化が進み、スタッドも従来のSS400級だけでは対応できなくなっている。また、従来は橋軸方向のせん断力のみを受け持つように設計されていたが、床版支間が大きくなるため橋軸直角方向曲げモーメントによるずれ止めの作用力が無視できなくなる。

ここでは、鋼橋の合理化、省力化、複合化の検討を行う上で求められる、機能・特徴を有する特殊スタッドについてピックアップし、比較表を作成した。なお、従来の頭付きスタッドジベル、孔明鋼板ジベルについては“鋼構造におけるコンクリートの活用研究部会”により報告されているため今回は対象外とした。

2. 特殊スタッドの事例

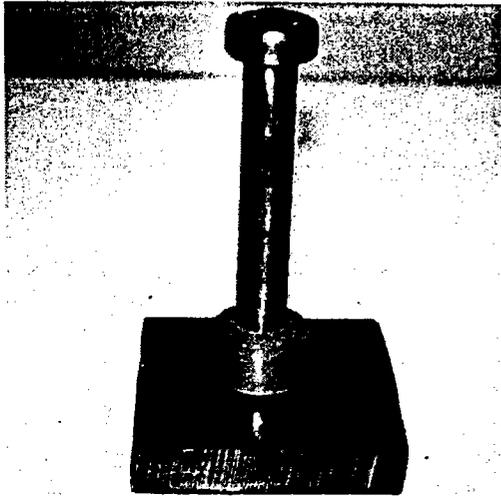
項 目	長尺スタッド (カップラージョイントスタッド) ①
概 略 図	 <p>① 1 - Bolt M24 x 180 (JIS B 1198相当)          ② 1 - Nut M24 x 60 (SWCH)          ③ 1 - ねじ付き溶接スタッド M24 x 85 (JIS B 1198相当)</p>
設 計 法 せん断耐力	<p>道路橋示方書にしたがって設計する。          (道路橋示方書で考えられている耐荷力は、許容せん断力の6倍以上であるため、<math>6 \times 28.5\text{kN} = 171\text{kN}</math>となる。実験の結果、全ての供試体でこの耐荷力以上を有していることが確認できたため安全である。なお、端支点付近などのスタッドの配置が密な場合の影響を考慮したせん断耐力を調べるため、実橋端支点付近のスタッド配置の供試体を用いた実験も行なわれ、せん断耐力の確認がなされている。)</p>
ず れ 剛 性	<p>① カップラージョイントスタッドと通常のスタッドでは、最大荷重発生以後の相対ずれの収束度合いに相違がある。          ② 活荷重範囲および2倍の活荷重範囲の荷重繰り返し過程において、カップラージョイントスタッドのずれ定数Kは大きく変化しない。</p>
疲 勞	<p>実験を行い、活荷重範囲の荷重の繰り返しとその2倍のものにおいて、カップラージョイントスタッドは疲労の安全性が確認されている。</p>
構 造 細 目	<p>径 : 24mm (軸径 22mm)          長さ : 280mm [カップラーの位置はコンクリートが完全に充填できる粗骨材最大寸法 (25mm) 以上で、さらに輸送上の制約を考慮した位置]          材質 : SS400材相当</p>
適用箇所 (使用箇所)	<p>スタッドジベルは、通常、床版内のスタッドジベル上縁での水平せん断力が小さくなる位置として 150mm 程度の長さとなるが、床版が厚い場合に長尺スタッド (床版厚の2分の1) が用いられる。すなわち、床版が厚くなると床版内の水平せん断力が大きくなるため、スタッド長を確保しなければならない。</p>
製作・施工性	<p>カップラージョイントスタッドは工場でカップラースタッドが溶接され、現場においてスタッドボルトが締結される構造である。したがって、輸送制限があるときに有効である。また、プレキャストコンクリート床版の送り出し工法への採用ができる。</p>

項目	パイプ (太径) スタッド <sup>2)</sup>
概略図	
設計法 せん断耐力	<p>スタッドの破断により決定される場合  <math>Q_s = A_{sc} \cdot \Sigma b</math></p> <p> <math>Q_s</math> : スタッドのせん断耐力  <math>A_{sc}</math> : スタッドの断面積  <math>\sigma_B</math> : 破断強度 </p> <p>軸径が大きいほどせん断耐力は大きくなる。</p>
ずれ剛性	<p>頭付きスタッドの 1.7 倍。</p> <p>スタッド軸部の直径に比例して大きくなる。</p>
疲労	<p>すみ肉溶接であるため、疲労耐久性が今後の課題となる。</p>
構造細目	<p>径 : 24, 28.5, 32, 38</p> <p>長さ : 80</p> <p>材質 : SGD 3M (みがき棒鋼用鋼材)</p> <p>その他 : 内部に高強度モルタルを充填</p>
適用箇所 (使用箇所)	<p>高強度コンクリートと鋼部材の結合。</p>
製作・施工性	<p>溶接方法が重要な課題となる。</p>

項 目	高強度スタッド <sup>3)</sup>
概 略 図	
設 計 法 せん断耐力	<p>スタッドの破断により決定される場合</p> $Q_s = A_{sc} \cdot \sigma_B$ <p> <math>Q_s</math> : スタッドのせん断耐力  <math>A_{sc}</math> : スタッドの断面積  <math>\sigma_B</math> : 破断強度 </p> <p>せん断耐力は40kg級に比べ5割程度大きくなる。</p>
ず れ 剛 性	<p>ずれ変形量はスタッドの強度が高くなるほど小さくなる。</p>
疲 勞	<p>疲労耐久性が今後の課題となる。</p>
構 造 細 目	<p>径 : 16φ  長さ :  材質 : SGD3M (70k、80k級)</p>
適 用 箇 所 (使用箇所)	<p>高強度コンクリートと鋼部材の結合。</p>
製 作 ・ 施 工 性	<p>“スタッド溶接の品質試験”に基づく試験結果による有害な欠陥はみられない。スタッドの鋼種による溶接性の問題はない。</p> <p>70kg級は冷間形成が可能であるが、80kg級は温間または熱間形成が必要となる。</p> <p>500kg/cm<sup>2</sup>以上の高強度コンクリートとの結合の際、本数が低減される。</p>

項目	遅延合成スタッド 4) 5)
概略図	<p style="text-align: center;">図 1-1. Post Rigid System の概念図</p>
設計法 せん断耐力	<p>設計法は使用するスタッドによる。</p> <p>最大せん断耐力  樹脂モルタル硬化前：樹脂の高さを高くするほど低下する  樹脂モルタル硬化後：通常のスタッドより若干高い。</p>
ずれ剛性	<p>樹脂モルタル硬化前：非常に柔なずれ止めとして作用する。  樹脂モルタル硬化後：通常のスタッドと同等。</p>
疲労	<p>樹脂モルタル硬化後は通常のスタッドと同等。</p>
構造細目	<p>樹脂：遅延硬化性のポリアクリル系樹脂とケイ砂を配合したもの。  硬化促進剤の配合量によって硬化時間を1～12ヶ月に調整可能。</p>
適用箇所 (使用箇所)	<p>鋼・コンクリート合成桁において効率的なプレストレスト導入が可能。  場所打ち PC 床版の効率的なプレストレスト導入が可能。  連続合成桁中間支点付近のコンクリート硬化後の死荷重や乾燥収縮による引張力を低減する。  コンクリート水和熱による引張力を低減する。</p>
製作・施工性	<p>0℃以下では、樹脂が完全硬化せず、施工できない。冬期は予熱作業が必要。</p> <p>配筋状況により作業効率が変わる。配筋前の施工が望ましい。</p>

項目	変断面スタッド 6) 7)
概略図	
設計法 せん断耐力	$Q_a = 2.4dH\sqrt{f'_c} \quad (H/d < 6)$ $Q_a = 14d^2\sqrt{f'_c} \quad (H/d \geq 6)$ <p>ここに、<math>Q_a</math> : スタッドの許容せん断力  <math>d</math> : 変断面スタッド軸径 (mm)  <math>H</math> : 変断面スタッドの高さ (mm)  <math>f'_c</math> : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)</p>
ずれ剛性	通常スタッドよりもずれ剛性が高い。
疲労	繰り返し回数 100 万回で比較したならば、変断面スタッドの時間強度は、通常スタッドのものに比べ、約 30% 向上。
構造細目	径 : $\phi 25$ (根元) $\phi 16$ (軸部) 長さ :           材質 :
適用箇所 (使用箇所)	一般の合成桁、特に桁端のスタッド本数が密に配置された箇所に適用した場合、本数の軽減に効果がある。 プレキャスト PC 床版
製作・施工性	プレキャスト床版の送り出し架設を可能にする。

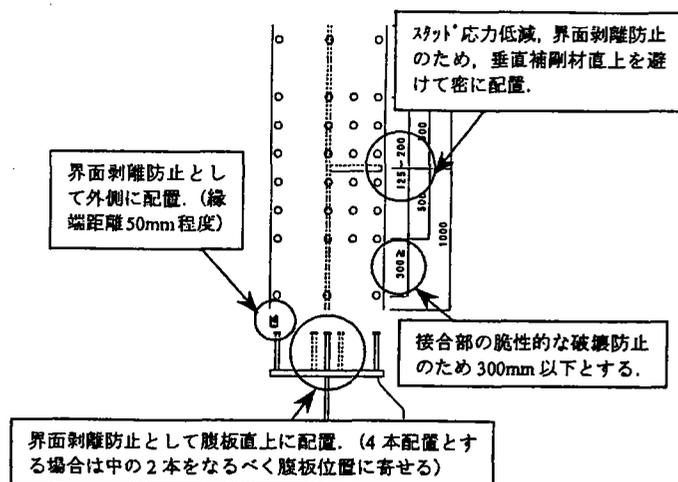
項 目	ウレタン付きスタッド 8) 9)
概 略 図	
設 計 法 せん断耐力	$Q_u = 30A_s \sqrt{(h_s / d_s) \cdot f_c'} + 10000 \dots (1)$ $Q_u = 0.5A_s \sqrt{E_c \cdot f_c'} \dots (2)$ <p>ここに、<math>Q_u</math>：スタッドの静的せん断耐力 (N)  <math>h_s</math>：スタッドの高さ (mm)  <math>d_s</math>, <math>A_s</math>：スタッドの軸部の直径 (mm) および断面積 (mm<sup>2</sup>)  <math>f_c'</math>, <math>E_c</math>：コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>) および弾性係数 (N/m<sup>2</sup>)</p>
ずれ剛性	<p>本スタッドは、通常スタッド根本部にウレタンを巻くことによって、ずれ剛性を低減し、積極的な不完全合成化を図るものである。  ウレタン高さ 30mm 程度であれば、通常スタッドと同等なせん断耐力を保持するとともに、十分なずれ容量を得ることができる。</p>
疲 勞	<p>通常スタッドよりも、ウレタン付きスタッドの方が疲労に対して高い安全性を有している。</p>
構 造 細 目	<p>通常スタッドと同一。  ただし、根本部に厚さ 9mm、高さ 30mm のウレタンを巻く。</p>
適用箇所 (使用箇所)	<p>一般の非合成桁、合成桁の中間支点部</p>
製作・施工性	<p>通常スタッドと同一。</p>

### 3. あとがき

近年の2主桁橋の様な長支間床版を有する合成桁の場合、橋軸直角方向の曲げモーメントの影響（首振り現象）が無視できないと指摘されている。

この、橋軸直角方向の曲げモーメントによって上フランジに溶接されたスタッドジベルには引き抜き力が作用すると考えられ、特に垂直補剛材の直上近傍に溶接されたスタッドに大きな引き抜き力が作用することが報告されている。

この様な長支間床版の場合は、引き抜き力に対して相応の対策を施す必要があると考えられ、以下の様なスタッド配置が提案されている<sup>10)</sup>。



当ワーキンググループでは、合成桁の鋼桁とコンクリート床版の接合に用いられているずれ止めに着目し、その調査を行った。ただし、従来の頭付きスタッドジベルと孔明鋼板ジベルについては、同じく鋼橋技術研究会の“鋼構造におけるコンクリート活用部会”により報告されているため割愛し、特殊なスタッドに着目して調査を行い比較表を作成した。

また、近年の少数主桁においては、横構を省略したり、横桁の数を減らしたり、海外に於いては全く横桁をを配しない橋梁が建設されるに至っている。この様な場合、床版がその代役を担うこととなり、床版と鋼桁との接合部がますます重要になって来ている。今後、この接合部に対してさらに合理的かつ効果的な構造の開発が望まれる。

#### 参考文献

- 1) 石川敏之, 寺田典生, 福永靖雄, 中村和己, 田中一: カップラージョイントスタッドのせん断耐力および疲労強度特性, (社) 土木学会, 構造工学論文集, Vol.47A, pp1355~1362, 2001.3
- 2) 金喆煥, 井上一朗, 巖喆煥, 宇野暢芳, 富樫洋: 高強度・高剛性スタッドの研究開発, 日本建築学会 大会学術講演概要集, pp1257~1258, 1990.10
- 3) 松久勝也, 井上一朗, 尾形素臣: 高強度・高剛性スタッドの研究開発, 日本建築学会 大会学術講演概要集, pp1785~1786, 1992.8
- 4) 渡辺洸, 橘吉宏, 北川幸二, 牛島祥貴, 平城弘一, 栗田章光: 遅延合成構造の開発と実用化に関する研究, (社) 土木学会, 構造工学論文集, Vol.47A, pp1363~1372, 2001.3
- 5) 北川幸二, 渡辺洸, 橘吉宏, 平城弘一: 遅延合成スタッド(P Rスタッド)の押抜きせん断特性, 土木学会第56回年次学術講演会概要集, I-B279, 2001.10
- 6) 平城弘一, 壺谷透, 釣篤史, 前田泰秀, 石崎茂, 池尾良一: 変断面スタッドの静的押抜き強度特性に関する実験的研究, (社) 土木学会関西支部, 平成13年度関西支部年次学術講演概要, I-51-1~I-51-2, 2001.6
- 7) 前田泰秀, 平城弘一, 壺谷透, 池尾良一, 石崎茂, 木元孝之, 中川友彦: 変断面スタッドの強度評価式について, (社) 土木学会関西支部, 平成12年度関西支部年次学術講演概要, I-40-1~I-40-2, 2000.6
- 8) 平城弘一, 松井繁之, 武藤和好: 柔な合成作用に適するスタッドの開発, (社) 土木学会, 構造工学論文集, Vol.44A, pp1485~1496, 1998.3
- 9) 武藤和好, 平城弘一, 松井繁之, 石崎茂: ウレタン付きスタッドの疲労強度と乾燥収縮応力低減効果, (社) 土木学会, 第4回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp145~150, 1999.11
- 10) 安川義行, 稲葉尚文: 連続合成2主桁橋の設計・施工, (社) 土木学会, 第4回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, pp11~24, 2001.8