

プレストレストコンクリート構造技術最近の話題

昭和 52 年 1 月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

“プレストレストコンクリート構造物最近の話題” 正誤表

頁 と 行	正	誤
1 頁下から 6 行	使用性能	使用状態
2 頁 20 行	保守費	守保費
4 頁下から 12 行	γ_{f_3}	γ_{f_2}
9 頁 2 行	したあとで	したおとで
10 頁 9 行	「Ⅱ種プレストレストコンクリートでは 付着をおこしたのちの」を削除する	
” 11 行	$n \times 0.25 f_{ck}$	$n \times (0.25 f_{ck} + f_{cr})$
” 13 行	$\frac{T_{PⅡ}}{\sigma_{pkmin} + n \cdot 0.25 f_{ck}}$	$\frac{T_{PⅡ}}{\sigma_{pkmin} + n(0.25 f_{ck} + f_{ck})}$
12 頁 13 行	$\frac{b_w \cdot y \left(\frac{y}{2} - \frac{t}{2} \right) - A_d \cdot \left(\frac{t}{2} - d' \right)}{A_c} =$	$\frac{b_w \cdot y \left(\frac{y}{2} - \frac{t}{2} \right) - A_d \cdot d'}{A_c} =$
” 15 行	$= \frac{b_w \cdot y}{2 A_c} (y - t) - \frac{A_d}{A_c} \cdot \left(\frac{t}{2} - d' \right)$	$= \frac{b_w \cdot y}{2 A_c} (y - t) - \frac{A_d}{A_c} \cdot d'$
20 頁 3 行	$= \frac{1.5 \times 1,372 \times 10^5}{249}$	$= \frac{1.5 \times 1,372 \times 15^5}{249}$
25 頁 6 行	$= \frac{1}{4\Gamma(Ⅱ)} \left(\frac{a}{S_B} \right) \ell^{-\left(\frac{a}{2S_B} \right)}$	$= \frac{1}{4\Gamma(Ⅰ)} \left(\frac{a}{S_B} \right) \ell^{-\left(\frac{a}{2S_B} \right)}$
27 頁下から 1 行	破壊の確率	破壊の破率
37 頁 3 行	$= 0.85 F_c t x_{nb} / \sigma_y - a' \sigma_y / \sigma_y$	$= 0.85 F_c + x_{nb} / \sigma_y - a' \sigma_y / \sigma_y$
” 下から 7 行	$M'_y = \{ 0.8 a_t \sigma_y D + \dots \dots \dots$	$M'_y = \{ 0.3 a_t \sigma_y D + \dots \dots \dots$
” 下から 4 行	$M'_y = 0.8 a_t \sigma_y D + \dots \dots \dots$	$M'_y = 0.3 a_t \sigma_y D + \dots \dots \dots$
38 頁下から 6 行	$\alpha_e = \Sigma A / \ell_w b$	$\alpha_e = \Sigma A / \ell w b$
39 頁下から 11 行	・ $M_{柱} < M_{ハ}$ なら	・ $M_{柱} > M_{ハ}$ なら
” 下から 8 行	・ $M_{柱} \geq M_{ハ}$ なら柱崩壊型であり	・ $M_{柱} \leq M_{ハ}$ なら梁崩壊型であり
43 頁 1 行	(首都高速道路 5 号線Ⅱ期)	(首都高速道路公団 5 号線Ⅱ期)
100 頁下から 10 行	21 ヶ月	12 ヶ月
112 頁下から 2 行	ラチス	チラス

目 次

A	P C 構造物の限界状態設計法について	1
	（株）日本構造橋梁研究所 副社長 猪 股 俊 司	
B	最近の建築における P C 構造物の設計	23
	— 主として耐震性能の検定方法について —	
	建設省建築研究所 研究調整官 工博 中 野 清 司	
C	連続 P C 2 ウェブ版ゲタ橋	43
	首都高速道路公団第二建設部 椎 泰 敏	
	首都高速道路公団工務部 飯 村 耕 作	
	新構造技術株式会社技術本部 森 元 峯 夫	
	新構造技術株式会社技術本部 横 岡 武 之	
D	移動支保工を用いた第一北上川橋梁の設計・施工	99
	国鉄構造物設計事務所コンクリート構造 主任技師 宮 坂 慶 男	
	国鉄構造物設計事務所コンクリート構造 補佐 小 林 明 夫	
	国鉄構造物設計事務所コンクリート構造 補佐 小 須 田 紀 元	
	日 本 国 有 鉄 道 事 業 局 補佐 畑 知 良	
E	押出し工法による幌萌大橋の設計・施工	117
	大成建設株式会社土木本部設計部設計課 内 藤 隆 史	

PC 構造物の限界状態設計法について

1. 一般

構造物設計の目的は設計される構造物がその耐用期間中その正常な使用に対して不適当となる事のおこる確率を前持って定められた或る確率以下となるようにすることである。この許容される確率は或る考える時点での技術的、経済的な諸条件を考慮すると同時に、構造物の耐用年限をも考える必要がある。

よってすべての構造物またはその部材は適当な安全度（換言すれば信頼度）で、施工中及びその使用時に作用するであろうあらゆる荷重及び変形に耐えて、正常な挙動及び耐久性を示すものでなければならない。

以上の目的を達成するためには、設計法は工学的理論及び実験の結果等についての統計的な処理をした科学的な方法でなければならない。更にまた安全度、使用性能、耐久性、等は設計法の単純な関数ではなく、施工途中における監理、避けられない誤差、及びこれがコントロールの程度、関係する技術者及び労務者の技術的能力にも関係するものである。また構造物耐用期間中の使用状況が設計時に考えられたものと著しく異なることがないように保守する必要もあることは当然である。

或る種の荷重またはその作用のように、その頻度、その大きさを予知することの非常に困難なものもある。例えば地震、爆発、車輛衝突、等に対しては、細部設計または構造配置、型式、形状、等を適切に選定することで、これらの影響から生ずるであろう危険をなるべく減少させるようにする必要がある。

構造物挙動に関する規準は明確に規定される必要がある。これには限界状態の概念を導入するのが最も便利である。すなわち、構造物が設計された所要の機能を満足できなくなる状態に係するからである。限界状態とは構造物またはその部材が、その挙動または使用性能に関する規準の一つをおかすようになる状態であって、この状態に達した場合、構造物は使用上不適当な状態になったと考えられる。

限界状態は次の2つに大別される。

- (a) 最大耐力に係する終局限界状態
- (b) 正常な使用及び耐久性に係する規準に係する使用限界状態

関連するあらゆる限界状態を設計にあたって考慮する必要がある。これによって適当な安全度と使用状態とが確保されることとなる。一般の設計では最も厳しい限界状態を基として設計を実施し、その他の限界状態に対して安全であるかどうかを確かめる方法が用いられる。

終局限界状態

この限界状態は次の原因のいずれかによって達せられる。

- (a) 剛体と考えられた構造物の一部または全体としての釣合の喪失
- (b) 構造物の危険断面の破壊または過大な変形

- (c) プラスチック ヒンジ発生の結果として構造物のメカニズム機構えの変換
- (d) 弾性または塑性不安定釣合（坐屈）
- (e) 疲労

以上の終局限界状態は主として構造物の最大耐荷能力に関連するものであるが、幾何学的形状変化が著しく、その結果として構造物を取換える必要があるほどの過大な変形に達するときもまた終局限界状態に達したと考える必要がある。これは荷重繰返し作用に対して構造物が非常に敏感であったり、或る危険载荷に対して振動の共鳴を生ずる可能性に対して敏感であったり、する場合などにおこるものである。

疲労は或る種構造物または部材の破壊をおこすものであるが、この種破壊に関係する荷重は本質的には正常な使用状態での値である。繰返し载荷の数が非常に大きい鉄道橋のような種類の構造物に関しては疲労限界状態は重要となることもある。この検討にあたっては疲労をおこさせる荷重スペクトラムの定義、材料の疲労特性、等を考慮する必要がある。

使用限界状態

(a) 変形

構造物の変形または構造物の任意部分の変形は構造物の外観、性能に対して不利な影響を与えるものであってはならない。構造物の或る種部材例えば屋根スラブなどで水たまりが生ずると荷重が増加する結果となることもある。変形が大きいと隣接構造物に悪影響を与えることもあり、これらを考慮に入れて変形量を制限する必要がある。

(b) 局部的損傷

構造物の特別な部分に生ずる損傷の結果として、守保費が過大となったり、腐食を生ぜしめたり、構造物の性能及び外観をそこなったりすることがないようにする必要がある。この種損傷例としては、ひびわれ、破碎、局部的降伏、等がある。

(c) 振動

風、荷重、その他によって構造物に振動の生ずる場合には、不快、危険な感じ、等を使用者に与えることがないように、また正常な構造物としての機能をそこなうことのないようにする必要がある。

(d) その他

特別な構造物で、特種な機能を要求してある場合にはその規準を限界状態として規定する必要がある。

その他の考慮

(a) 耐久性

構造物の耐久性は、一般の場合設計にあたっての細部構造、材料及び施工に関する規準及び監理、等によって与えられるものである。また必要あれば保護に関する規定、日常の保守によっても耐久性はえられるものである。構造物のおかれる環境状態のあらゆる範囲をカバーできるよう各種の規準を設ける必要がある。

(b) 耐火性

構造物の火災に対する応答及びその結果を規定することは必ずしも可能ではない。火災による破壊は限界状態ではありうるが、設計計算によって必ずしも検討されうるものではない。計算の代りに利用しうる試験データを、規定耐火時間に対する材料の性質または材料に対して必要な性質として、利用することができる。構造物の残留強度、焰の貫通度、熱伝導、等について十分な配慮が必要である。

構造物が火災を受けた場合の挙動を計算によって検討するときは、これを事故的現象と考えてよい。火災に対する抵抗は構造物内の人間が避難するのに必要な時間と関連させて定める必要がある。

(c) 漸進的崩壊

構造物が誤った使用または事故時に際しても大災害をおこすような崩壊を示すことのないように設計される必要がある。極端な原因によって生ずる過大な荷重または力に対しても構造物が完全に抵抗可能であると期待することは不可能である。しかしながら、原因がたとえ極端なものであるとしても、構造物が同じく極端な損害または災害をうけてはならない。

2. 限界状態設計法

限界状態設計法は、前記設計の目的を合理的な方法で達成するために開発された設計法である。或る与えられた限界状態の1つに達することによって（特に終局限界状態）生ずるであろう結果はその原因に最も大きく関係するものであるから、それぞれの限界状態に対して異なった安全度を採用することが許される。

或る限界状態に達することによって生ずる結果の重大性は、人命損失、経済損失及び社会一般に対する影響、等で考慮される必要がある。これは国家経済及びその発展の一般的状況に関連するものであるから、上記の観点は特に重要である。したがって構造物または部材の種類、分類、等に応じて安全度の程度は判断によって決定されなければならない。結局は国の行政的政策によって決定される必要があると考えられる。

構造物に対する各種作用（構造物に作用する力または変形）のばらつき（変動）は、その特性値（この値を上まわったり、または下まわったりする確率を前持って定められた確率となるように定められた値）によって考慮される必要がある。もし必要な資料が入手可能であれば、資料を統計的に処理してこの特性値を定める必要がある。

もし資料が十分でないならば、経験及び将来の動向を予想して評価しなければならない。

材料強度及びその性質のばらつきもまた特性強度または性質の特性値を定義することで取扱える。これらは或る定められた標準供試体及び標準試験法によってえられた資料を統計的に処理することで定められる。

プレストレッシング力に関しても特性値を考慮する必要がある。この場合プレストレッシング力が構造物に与える影響が不利となるように2つの最大及び最小特性値に分けて考える必要がある。

更に部分安全係数を材料強度，作用及び作用の影響，プレストレッシング力，に対して導入する。これらの値は材料，作用の性質，構造物の性質及びその使用状態，考える限界状態となったときの人命，経済的損失，等で考慮された結果及びその重要性，等に関係するものである。

したがって計算用作用または作用の影響，等は，

$$\gamma_f \cdot F_k$$

として与えられる。ここに， γ_f = 作用または作用の影響に対する部分安全係数， F_k = 作用の特性値である。

一方構造物の断面の検討にあたっての計算用強度は，

$$f_k / \gamma_m$$

で与えられる。ここに， γ_m = 材料強度に対する部分安全係数， f_k = 材料特性強度，である

同様に計算用プレストレッシング力は，

$$\gamma_p \cdot P_k$$

で与えられる。ここに， γ_p = プレストレッシング力に対する部分安全係数， P_k = プレストレッシング力特性値である。

部分安全係数 γ_f は次の γ_{f1} , γ_{f2} , γ_{f3} の関数と考えられる。

γ_{f1} = 特性値より更に不利な方向に作用がなりうる可能性を考慮する。

γ_{f2} = あらゆる作用がそれぞれの特性値で組合わされる確率は小さいことを考慮する。すなわち作用の組合せ係数で Ψ_0 で表わすこともある。

γ_{f3} = 作用の構造物への影響を定める場合，不可避の不確かさ及びその安全度に対する影響を考慮する。また施工精度すなわち部材断面のばらつき，構造物全体寸法形状のばらつきは，作用の構造物に対する影響値を変える可能性のあることを考慮する。非線形問題を取扱う場合で，構造物挙動の結果として作用の構造物に対する影響の再配分を考慮する場合，解析が実施される作用のレベルを，構造物のより正確な応答がえられるよう，調整するのに考慮される。

実際の設計にあたって，或る与えられた材料に対しては， γ_f は γ_{f1} と γ_{f2} との関数として各作用に対して 1 つの係数値として与えるのが普通である。

材料強度に対する部分安全係数 γ_m は次の各種の事項を考慮するためのものである。

- 規定された特性強度より材料強度が不利な方向にばらつく可能性，
- 監理用供試体から求められた強度と，構造物の材料強度との間に差のある可能性，
- 施工中に起こりうる構造物中での局部的弱点の可能性，
- 耐力に影響のある施工中の寸法のばらつきを含め，材料強度から定められる耐力決定法の不確かさ。

プレストレッシング力に対する部分安全係数 γ_p は，プレストレッシング力の各種原因による損失量のばらつきの可能性を考慮するためのものである。

更に γ_f , γ_m を構造物固有の挙動を考えて係数 γ_n を乗じて変えることができる。特に破壊の前徴を示さないで，部分的または完全な崩壊を示すような構造物に対しては，この γ_n を適用すること

ができ。この r_n は、 r_{n1} と r_{n2} との関数であって、

r_{n1} = 構造破壊の性質を考慮する。すなわち、ブリトルであるかダクタイルであるかを考慮する。

r_{n2} = 人命、構造物が完全に使用できなくなることによる経済的結果、再建する必要または修繕の必要性による経済的影響、等をカバーするためのものである。

設計計算にあたって、構造物の安全度を取扱う場合すなわち、設計施工が実施される水準として3種類あるが、一般にはレベル1と呼ばれるものを採用する。

このレベル1の設計法は各部分安全係数を規定することによって、構造部材を基礎として、適切な構造的信頼性のレベルを与えるものであって、準確率論的な方法である。この方法の統計論的な面は各種の作用、材料強度、プレストレス力、等の特性値を規定することで取扱われる。特性値は平均値、変動係数及び分布形状によって与えられるものである。更にこれらの特性値はそれぞれの部分安全係数と関連付けられる。この部分安全係数の値はできるだけ確率論的な考察によって定められるべきものである。以上のように規定された部分安全係数 r_m, r_f, r_p は与えられ、必要あれば更にこれらをそれぞれの要因に関して分割することができる。

このレベル1を単純化した設計法として、部分安全係数 r_m, r_f, r_p はそれぞれの要因に関して分割することなしに、或る値として与え、或る最も危険な限界状態に対してこれら部分安全係数を定めて設計を実施することで、その他の限界状態に対しては十分安全となるようにする方法もある。しかし一般のPC構造物では前記レベル1の信頼度で設計がなされる。

設計方法としては、構造物に対するまたは構造部材に対して定められた各種作用の影響が、構造物または構造部材の耐力より小さいことを確かめることである。すなわち、

$$\text{関数} (r_{f1} \cdot r_{f2} \cdot r_{f3} \cdot F_k ; r_p \cdot P_k) \leq \text{関数} \left(\frac{f_k}{r_m} \right)$$

左辺は構造物に対する各種作用の影響を与えるもの（例えば部材断面の断面力）であり、右辺は、構造物の耐力（例えば部材断面の抵抗力）を与えるものである。

以上の条件が考える各種限界状態に関して成立することを確かめることで、設計計算は実施される。

3. 限界状態設計法によるPC部材断面の算定法

3.1 最大載荷時終局限界状態

この終局限界状態の検討によって部材断面の必要な圧縮側断面積及び緊張材断面積が決定される。

桁高 h 、有効高 d をそれぞれ仮定する。終局破壊限界状態における内力の腕長 $\bar{z}_u$ を一般の場合、次のように仮定する。

$$\bar{z}_u = 0.95 d \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

必要な圧縮合力 C_u は計算用曲げモーメント M_d に対して次式で求まる。

$$C_u = \frac{M_d}{\bar{z}_u} = \frac{r_f M_{max}}{\bar{z}_u} \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

圧縮突縁の幅、厚さ、ウェブ幅、 b 、 t 、 b_w を部材の使用目的、構造配置、横方向安定度、施工の難易、等を考慮して仮定する。

破壊時圧縮側コンクリート応力分布は矩形分布で、分布高さは圧縮縁から $0.8x$ (x は中立軸と圧縮縁との距離)、圧縮応力度は $0.85f_{cd} = 0.85f_{ck}/\gamma_c$ とする。ここに、 f_{cd} =コンクリート計算用圧縮強度、 f_{ck} =コンクリート圧縮強度特性値、 γ_c =コンクリート圧縮強度に対する部分安全係数。

圧縮合力は次式で与えられる(図-1)

$$C_u = 0.85f_{cd}[(b-b_w) \cdot t + b_w \cdot 0.8x] \cdots \cdots (3.3)$$

(3.2)、(3.3)両式から、中立軸深さ x が求まる。 $x > t$ であれば(3.3)式は正しく、 $x \leq t$ であれば矩形断面として解を定める。すなわち、 $C_u = 0.85f_{cd} \times b \times 0.8x$ である。

次に求められた x に対する内力の腕長 z_u は、

$$z_u = d - \frac{1}{2} \frac{(b-b_w) \cdot t^2 + b_w \cdot (0.8x)^2}{(b-b_w) \cdot t + b_w \cdot 0.8x} \cdots \cdots (3.4)$$

で求まる。

(3.4)式で求められた z_u が(3.1)式で仮定した z_u と著しく異なる場合は再び計算を繰返す必要がある。一般の場合(3.1)式で仮定した z_u は相当良好な近似値を与えるものであって、計算を繰返す必要はほとんどない。

一般に破壊時にはコンクリート圧縮縁ひずみは0.35%または鋼材引張ひずみ増加量は1.0%のいずれかに制限される(図-2)。図-2には曲げ破壊時の断面ひずみ分布を示すもので、分布Ⅰは断面の終局破壊時 $\epsilon_c < 0.35\%$ であり、緊張材ひずみ増加 $\Delta\epsilon_p = 1.0\%$ となっている。分布Ⅱでは両材料について同時に制限ひずみに達し、分布Ⅲでは $\epsilon_c = 0.35\%$ であるが $\Delta\epsilon_p < 1.0\%$ となっている。

分布Ⅱに対する中立軸は、

$$x = \frac{0.35}{1.0 + 0.35} d = 0.259d \cdots \cdots (3.5)$$

となる。

すなわち、 $x > 0.259d$ となる場合は終局破壊状態で、コンクリートはその圧縮ひずみ限界値に達するが、鋼材はそのひずみ増限界値に達しておらず、鋼材断面積について余裕があることを示す。

よって(3.3)式で定められた x の値が $0.259d$ より大となる場合は、鋼材断面積に関して余裕がある設計となって必ずしも経済的設計とはならないので、 b 、 t 、 d 、等の仮定を変えて、 $x < 0.259d$ となるようにするのがよい。

$x < 0.259d$ となる解がえられたならば、緊張材についての引張ひずみ増加量は $\Delta\epsilon_p = 1.0\%$ となっているから、終局限界状態での緊張材引張ひずみ ϵ_{pu} は

$$\epsilon_{pu} = \epsilon_{pe,d} + \epsilon_{p1,d} + 1.0(\%) = \epsilon_{po} + 1.0(\%) \cdots \cdots (3.6)$$

で求められる(図-2参照)。

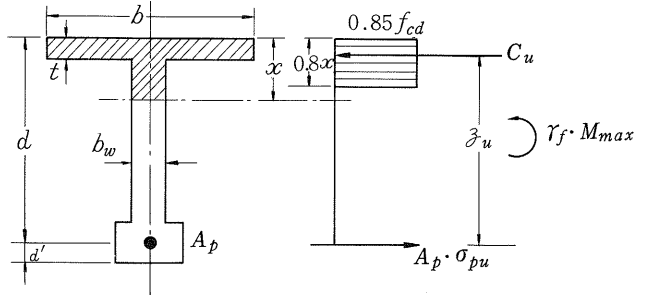


図-1 終局限界状態応力分布

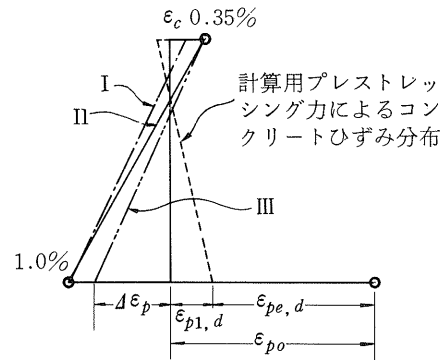


図-2 断面ひずみ分布

ここに、

$\epsilon_{pe,d}$ = 緊張材有効プレストレス計算用値 (有効プレストレスに γ_p を乗じた引張応力度に対応する引張ひずみ)

$\epsilon_{p1,d}$ = 有効プレストレッシング力の計算用値 (有効プレストレッシング力に γ_p を乗じたもの) による緊張材図心位置コンクリートひずみ。ただしプレストレッシング時付着なき場合 (ポストテンション方式などの場合) にはプレストレッシング時に作用している永久荷重による緊張材図心位置コンクリートひずみを上記プレストレッシングによるコンクリートひずみから差引く必要がある。以上は理論的には正しいがこれを無視してプレストレッシングによるコンクリートひずみとしても誤差は小さい。

ϵ_{po} を仮定し、 $\epsilon_{po} + 1.0$ (%) ひずみに対する使用 P C 鋼材応力～ひずみの特性曲線から求めた終局限界状態検討用応力～ひずみ曲線より、引張応力度 σ_{pu} を定める。

よって、必要な緊張材断面積 A_p は次式で求められる。

$$A_p = \frac{\gamma_f \cdot M_{max}}{\sigma_{pu} \cdot \beta_u} \dots\dots\dots (3.7)$$

一般の場合Ⅰ種及びⅡ種プレストレストコンクリート部材では(3.7)式で定められた緊張材断面積を配置すれば、終局破壊の限界状態に対して十分である。しかしながら、Ⅲ種プレストレストコンクリート断面では必要なプレストレッシング力は小さく、緊張材断面積もまた(3.7)式で求められる値より小さくなることが多い。よって、引張鉄筋 (異形鉄筋とする) を付加して、破壊終局限界状態における安全度を確保する必要がある。一般の鉄筋は $\Delta\epsilon_p = 1.0\%$ では降伏しているから、鉄筋応力度は計算用降伏点応力度

$$f_{sy,d} = \frac{f_{sy}}{\gamma_s} \dots\dots\dots (3.8)$$

となっている。

ここに、 f_{sy} = 鉄筋降伏応力度特性値

γ_s = 鋼材強度に関する部分安全係数

よって(3.7)式の代りに、

$$A_p \cdot \sigma_{pu} + A_s \cdot f_{sy,d} = \frac{\gamma_f \cdot M_{max}}{\beta_u} \dots\dots\dots (3.9)$$

として必要な引張鋼材断面積は定まる。必要な緊張材断面積は、断面引張縁コンクリート応力度が0となる状態に対する条件から、必要なプレストレッシング力が定まるので、この使用状態での限界状態条件で定まる。例えば、全永久荷重と変動荷重の或る百分率との和の状態では引張縁コンクリート応力度が引張となってしまうという使用時の条件が与えられると、必要なプレストレッシング力が決定され A_p も求められる。しかしこの終局限界状態の検討のみでは A_p の値を定めることはできない。よって、 A_p を仮定して(3.9)式によって A_s を求め、これら必要な A_p , A_s の値の組合せを数ヶ求めておくのがよい。一方Ⅲ種プレストレストコンクリートでは使用状態でのひびわれ幅限界状態に関して必要な鋼材断面積が定められるので、 A_p , A_s の値の組合せの最終的決定は使用限界状態の内のひびわれ幅限界状態の検討終了後になされることとなる。

3.2 ひびわれ限界状態

使用状態における曲げひびわれに関する限界状態であって、制限のきびしさの順に、

- (1) 引張応力とならない限界状態(D)
- (2) ひびわれ発生限界状態(F)
- (3) ひびわれ幅限界状態(W)

である。

限界状態Dは各種作用の組合せのもとで、最小圧縮応力を受ける縁維の直応力度が全断面有効として求めたとき0となる状態で断面はすべて圧縮応力度状態にある。

限界状態Fは各種作用の組合せのもとで、全断面有効として計算された縁維引張応力度が、コンクリートにひびわれを発生させるときのコンクリート引張強度 f_{cr} となる状態である。この限界状態は最初の曲げひびわれ発生に関するものであり、最初の載荷時に引張応力度計算値が f_{cr} となるようなものであるから、引続いての載荷に対して、必要あれば、ひびわれ幅の非常に小さいW限界状態に置換えることもある。

W限界状態は、各種作用組合せに対して最大引張応力縁維に最も近く配置されている鋼材図心に計算されたひびわれ幅特性値は規定値以下でなければならない。

以上使用状態でのひびわれ限界状態を検討することで、必要なプレストレス力が決定される。

3.2.1 I種プレストレスト コンクリート

I種プレストレスト コンクリートではひびわれ限界状態は各種作用組合せに対してD限界状態を満足しなければならない。

必要なプレストレス力は部材断面下突縁寸法に関係なしに近似的にこれを求めることが可能である。

断面コンクリート圧縮応力度は3角形分布で図-3の場合下縁で0である。したがって下突縁部分に作用するコンクリート応力合力の値は小さく、緊張材図心とこの圧縮合力作用点との距離も一般のI断面では小さい。したがって緊張材図心位置に関する内力合力モーメントに対する下突縁区間コンクリート合力モーメントは小さく、これを無視することが可能である。したがってT断面と考えても誤差は小さい。

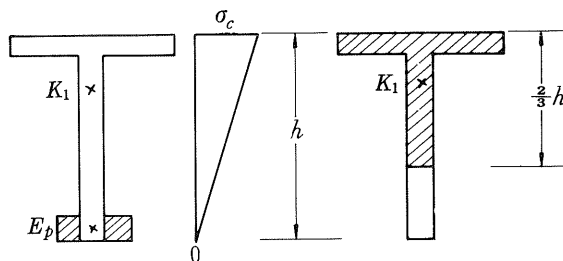


図-3 I種プレストレスト コンクリート応力分布

I種プレストレスト コンクリート断面では圧縮合力の作用点は断面の上の核点 K_1 になれば、使用状態でのD限界状態は満足されない。

一般の断面形状及び寸法に対して K_1 点は断面の上方 $2h/3$ 区間の断面図心とほとんど一致する(図-3)。

このことは矩形断面では満足されるが、T断面の場合 $\overline{E_p K_1}$ の値に関しては4～5%程度の誤差を与えるものであるが、断面設計の当初には十分である。

したがって内力の腕長 $\overline{E_p K_1}$ が求まるので、必要な緊張材引張力は

$$T_p = \frac{M_{max}}{\overline{E_p K_1}} \dots\dots\dots (3.10)$$

となる。この緊張材引張力は、あらゆる損失終了後のプレストレス力特性値から、付着をおこしたあとに作用する荷重による緊張材引張力増加との和に等しいものである。

あらゆる損失終了後のP C鋼材有効引張応力度の最小値の特性値を $\sigma_{pk\min}$ とする。付着をおこしたおとで生ずるP C鋼材引張応力度の増加量を安全側に考えて、

$$n \times 0.25 f_{ck} \dots\dots\dots (3.11)$$

とする。よって必要な緊張材断面積 A_p は、

$$A_p = \frac{T_p}{\sigma_{pk\min} + n \times 0.25 f_{ck}} \dots\dots\dots (3.12)$$

で与えられる。これが(3.7)式で求めた値より小さければ終局限界状態に対しても十分安全である。

3.2.2 II種プレストレスト コンクリート

II種プレストレスト コンクリートのひびわれ限界状態はF限界状態である。使用状態における引張縁コンクリート応力度は f_{cr} をこえてはならない。

最初I種、II種プレストレスト コンクリートともにコンクリート断面寸法は同じく、プレストレッシング力のみを変えるものと仮定する。断面寸法は同じであるから、使用状態における各種作用組合せによる引張縁コンクリート応力度 $\sigma_{c,G+F}$ は両者について同一である。

I種ではこれを完全に打消すに必要なプレストレッシング力が必要であり、II種では、 $(\sigma_{c,G+F} - f_{cr})$ を打消すだけのプレストレッシング力が必要である。

よって使用状態でのI種、II種プレストレスト コンクリートに対する緊張材引張力を T_{pI} 、 T_{pII} とすると、

$$\frac{T_{pII}}{T_{pI}} = \frac{\sigma_{c,G+F} - f_{cr}}{\sigma_{c,G+F}} = 1 - \frac{f_{cr}}{\sigma_{c,G+F}} \dots\dots\dots (3.13)$$

プレストレッシング直後引張縁コンクリート最大応力度を $0.35 f_{ck}$ と仮定すると、

$$\sigma_{c,G+F} = 0.35 f_{ck} \left(1 + \frac{M_G}{M_F}\right) \dots\dots\dots (3.14)$$

となる。

ここに、

M_G = プレストレッシング時に作用する曲げモーメント

M_F = プレストレッシング後に作用する各種作用による曲げモーメント

(3.14)式を(3.13)式に代入して、

$$\frac{T_{pII}}{T_{pI}} = 1 - \frac{f_{cr}}{0.35 f_{ck}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{M_G}{M_F}} \cong 1 - 3 \frac{f_{cr}}{f_{ck}} \cdot \frac{M_F}{M_G + M_F} \dots\dots\dots (3.15)$$

すなわち、

$$T_{pII} = T_{pI} \cdot \left\{ 1 - 3 \frac{f_{cr}}{f_{ck}} \cdot \frac{M_F}{M_{max}} \right\} \dots\dots\dots (3.16)$$

ここに、

$$f_{cr} = 0.43 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$M_{max} = M_G + M_F$$

I種プレストレスト コンクリートに対する T_{pI} は、(3.12)式で求められるから、 T_{pII} は(3.16)

式で容易に定められる。

以上ではⅠ種、Ⅱ種プレストレスト コンクリートともに同一断面寸法であると仮定した。

断面寸法を決定したのちに下縁に関する断面係数 W_b が求まれば、次の方法によって T_{pII} を補正することも可能である。

下縁コンクリート応力度が 0 となるときの曲げモーメントを M_I とすれば、Ⅱ種プレストレスト コンクリートでは、

$$M_{max} = M_I + f_{cr} \cdot W_b \quad \dots\dots\dots (3.17)$$

となる。したがって $(M_{max} - f_{cr} \cdot W_b)$ なる曲げモーメントに対して D 限界状態が満足されるように T_{pII} を (3.10) 式で求める。Ⅱ種プレストレスト コンクリートでは付着をおこしたのちの PC 鋼材引張応力度増加を、

$$n \times (0.25 f_{ck} + f_{cr})$$

と仮定し、あらゆる損失終了後の PC 鋼材プレストレス最小値特性値を σ_{pkmin} とし、

$$A_p = \frac{T_{pII}}{\sigma_{pkmin} + n(0.25 f_{ck} + f_{cr})} \quad \dots\dots\dots (3.18)$$

で緊張材断面積は定められる。終局限界状態検討より定まる A_p より小さければよい。

3.2.3 Ⅲ種プレストレスト コンクリート

Ⅲ種プレストレスト コンクリートのひびわれ限界状態は W 限界状態である。

一般に永久荷重のみの場合または永久荷重と変動荷重の $\alpha (< 1)$ 倍との組合せ作用の場合に対して、引張応力がおこらないようにするのが望ましい。すなわち、

$$M_G + \alpha M_F$$

の曲げモーメントに対して D 限界状態となるようにする。緊張材の外に異形鉄筋も同時に配置されているので、この鉄筋拘束の効果を考える必要があるが、これは未知であるから安全側結果がえられるよう、 A_p を定めるには、 σ_{pkmin} のみを考えることとする。

3.2.1 で述べたと同様な方法により、

$$\left. \begin{aligned} T_p &= \frac{M_G + \alpha M_F}{E_p K_1} \\ A_p &= \frac{T_p}{\sigma_{pkmin}} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3.19)$$

として、 A_p は求められる。

次にひびわれ幅 W_k の制限値が与えられているので、これに対応する鋼材引張応力度の増加量に関する制限値 $\sigma_{s,lim}$ (または $\Delta\sigma_p$) が定められる。(プレストレスト コンクリート Vol. 17, No. 3, 1975 “Ⅲ種プレストレスト コンクリート部材設計法” 参照。以下示す計算式は同論文に示されたものをそのまま使用)

よってこの F 限界状態の検討によって必要な鉄筋断面積 A_s が求められる。

M_{max} と σ_s との間に次の関係が成立する。

$$M_{max} = \frac{\sigma_s}{n(d-x)} [(d-x) Q_{c,x} + I_{c,x}] \quad \dots\dots\dots (3.20)$$

ここに,

$Q_{c,x}$ = 中立軸に関する圧縮コンクリート面積モーメント

$I_{c,x}$ = 中立軸に関する圧縮コンクリート断面 2 次モーメント

既に終局限界状態の検討で圧縮突縁寸法, ウェブ寸法は既知となっているので, (3.20) を満足する x は試的方法によって定められる。

圧縮縁コンクリート応力度 σ_c は,

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{s, \lim}}{n} \cdot \frac{x}{d-x}$$

で求められる。この σ_c が使用状態でのコンクリート圧縮応力度 $\sigma_{c, \lim}$ をこえるならば,

$$M_{max} = \frac{\sigma_{c, \lim}}{x} [(d-x) Q_{c,x} + I_{c,x}] \dots\dots\dots (3.21)$$

を満足する x を求めればよい。この場合鉄筋引張応力度は, W 限界状態の制限ひびわれ幅以下に相応する値以下となる。

緊張材図心位置コンクリート応力度が 0 となるときの緊張材引張力 P の特性値を (3.19) 式で求めた A_p の値をもととして仮定する。この場合鉄筋拘束効果も考慮して安全側にえらぶ。

$$\left. \begin{aligned} P &= \frac{\sigma_{s, \lim}}{n(d-x)} [Q_{c,x} - n A_{p+s}(d-x)] \\ &= \frac{\sigma_{c, \lim}}{x} [Q_{c,x} - n A_{p+s}(d-x)] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.22)$$

によって, A_{p+s} を定める。 A_p の値は (3.19) 式で求めてあるので, 鉄筋断面積 A_s もまた決定される。

求められた A_s の値が終局限界状態の検討において定めてある A_s の値より大であれば, 所要付加鉄筋断面積は W 限界状態の検討によって決定されることとなる。

3.3 施工時の検討

施工中の検討として, プレストレッシング直後緊張材配置側コンクリート圧縮破壊に関する終局限界状態と, 緊張材配置と反対縁に関するひびわれ限界状態と, の 2 つである。

3.3.1 最小載荷時終局限界状態

プレストレッシング直後, プレストレッシング力最大値の特性値を P_{kmax} とする。プレストレッシング時に作用している作用による曲げモーメントを M_G とする。

プレストレッシング時コンクリート圧縮強度特性値を f_{cjk} とする。

この終局限界状態では軸力 $\gamma_p \cdot P_{kmax}$ が作用したとき, 計算用コンクリート圧縮強度が $f_{cjd} = f_{cjk} / \gamma_c$ であるとして必要なコンクリート断面積を求める。

$$A_c = \frac{\gamma_p \cdot P_{kmax}}{0.85 f_{cjd}} \dots\dots\dots (3.23)$$

緊張材断面積またはダクト穴面積を差引いたコンクリート断面積は (3.23) 式で与えられる値以上でなければならない。

この状態で作用している曲げモーメント M_G によって, 圧力合力作用点は, 緊張材図心位置から

上方に (M_G は正と仮定) 次の値だけ離れている (図-4)。

$$\frac{\gamma_f \cdot M_G}{\gamma_p \cdot P_{kmax}} \dots\dots\dots (3.24)$$

ここに, $\gamma_f < 1.0$, $\gamma_p > 1.0$

この圧力作用点は (3.23) 式で求まるコンクリート断面の断面図心と一致する必要がある。図-4 において, ウェブの両側に付加すべき下突縁コンクリ

ート断面積を ΔA_c , 必要な断面積 A_c を与えるためのウェブの高さを y とする。簡単のため, ΔA_c は矩形断面でその高さを t とする。

ダクト断面積を A_d , その図心と下縁との距離を d' とする。

コンクリート断面 A_c の図心は断面 ΔA_c の図心から次の距離にある。

$$\frac{b_w \cdot y \left(\frac{y}{2} - \frac{t}{2} \right) - A_d \cdot d'}{A_c} = \frac{b_w \cdot y}{2A_c} (y - t) - \frac{A_d}{A_c} \cdot d'$$

$\gamma_f \cdot M_G$ 作用時圧力中心は, A_c の図心と一致するから, 次式が成立する。

$$\frac{\gamma_f \cdot M_G}{\gamma_p P_{kmax}} + d' = \frac{b_w y}{2A_c} (y - t) - \frac{A_d}{A_c} d' + \frac{t}{2}$$

ごく近似的に A_d を A_c に比較して無視し, かつ

$$y(y - t) \cong \left(y - \frac{t}{2} \right)^2$$

と書くと, 上式は次のようである。

$$\frac{\gamma_f \cdot M_G}{\gamma_p \cdot P_{kmax}} + d' = \frac{b_w}{2A_c} \left(y - \frac{t}{2} \right)^2 + \frac{t}{2}$$

更に, $d' \cong t/2$ と仮定し, (3.23) 式を用いて,

$$\frac{\gamma_f \cdot M_G}{\gamma_p \cdot P_{kmax}} = \frac{b_w}{2A_c} \left(y - \frac{t}{2} \right)^2 = \frac{0.85 f_{cjd}}{2 \gamma_p \cdot P_{kmax}} b_w \left(y - \frac{t}{2} \right)^2$$

$$\left(y - \frac{t}{2} \right)^2 = \frac{2 \gamma_f \cdot M_G}{0.85 b_w \cdot f_{cjd}}$$

$$y = \frac{t}{2} + 1.534 \sqrt{\frac{\gamma_f \cdot M_G}{b_w \cdot f_{cjd}}} \dots\dots\dots (3.25)$$

断面積 A_c は,

$$A_c = b_w \cdot y + \Delta A_c - A_d = \frac{\gamma_p \cdot P_{kmax}}{0.85 f_{cjd}} \dots\dots\dots (3.26)$$

(3.25), (3.26) 両式から,

$$\Delta A_c = \frac{\gamma_p \cdot P_{kmax}}{0.85 f_{cjd}} + A_d - \frac{b_w \cdot t}{2} - 1.534 \sqrt{\frac{\gamma_f \cdot M_G \cdot b_w}{f_{cjd}}} \dots\dots\dots (3.27)$$

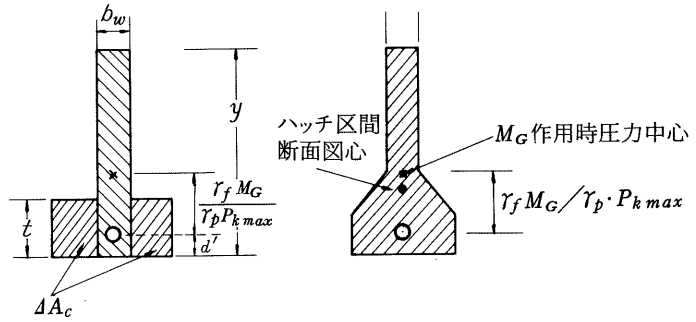


図-4 プレストレッシング直後の終局限界状態の検討

(3.27)式によってウェブ両側に付加すべき下突縁コンクリート断面積が近似的に求められる。実際には施工の便を考えて下突縁断面形状を決定し、その断面図心が、緊張材図心より $r_f \cdot M_G / r_p \cdot P_{kmax}$ だけ離れた点より下方にあり、またコンクリート断面の断面積が、 $r_p \cdot P_{kmax} / 0.85 f_{cjd}$ 以上であることを確かめればよい。

Ⅲ種ではこの終局限界状態の検討は一般の場合不要である。

3.3.2 最小載荷時ひびわれ限界状態

プレストレス直後の状態で緊張材配置縁と反対縁におけるひびわれ限界状態の検討を実施する。一般には F 限界状態に対して安全であることを確かめる。

すなわち、プレストレス直後において上縁コンクリート応力度が f_{cr} なる引張応力度以下であればよい。これには圧力中心が上縁引張応力度が f_{cr} となる下の限界核点 K_2' より上方にあればよいこととなる (図-5)。

断面の下の核点位置 (上縁コンクリート応力が 0 となる圧力中心作用点位置) K_2 は、断面の高さの下方 $2/3$ 区間コンクリート断面図心と一致すると近似的に仮定すれば、容易に K_2 点は定められる。

上縁コンクリート応力度が f_{cr} となるときの圧力中心位置すなわち下の限界核点 K_2' は K_2 より更に下方に、 $\overline{K_2 K_2'}$ だけ移動させればその位置が求められる (図-5)。

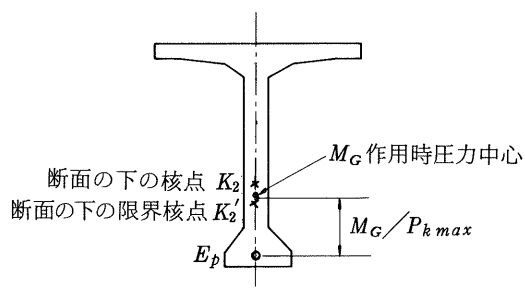


図-5 プレストレス直後のひびわれ限界状態の検討

$$\overline{K_2 K_2'} = \frac{f_{cr} \cdot W_t}{P_{kmax}} \dots\dots\dots (3.28)$$

ここに、 W_t = 上縁に関する断面係数

K_2' 位置が求まれば、 F 限界状態は次式が成立することで満足される。

$$\frac{M_G}{P_{kmax}} \geq \overline{E_p K_2'} \dots\dots\dots (3.29)$$

ここに、

$\overline{E_p K_2'}$ = 緊張材図心と下の限界核点との距離

一般の場合Ⅲ種プレストレスト コンクリートについてはこのひびわれ限界状態の検討は不要であることが多い。

4. 設計例

4.1 設計条件

単純支承プレキャスト桁、ポストテンション方式

スパン $\ell = 48 \text{ m}$

プレストレス後に作用する荷重…………… 2.28 t/m

使用材料強度特性値

コンクリート圧縮強度	$f_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$
P C 鋼より縁 $\phi 12.4 \text{ mm}$	$f_{pk} = 175 \text{ kg/mm}^2$
	$f_{p0.2k} = 150 \text{ kg/mm}^2$
鉄筋 SD 35	$f_{syk} = 3500 \text{ kg/cm}^2$

部分安全係数

$$\gamma_f = 1.5 \quad \text{または} \quad 0.9$$

$$\gamma_c = 1.5, \quad \gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_p = 0.9 \quad \text{または} \quad 1.1$$

4.2 設計計算

4.2.1 I 種プレストレスト コンクリート

(1) 最大載荷時破壊終局限界状態

$\gamma_f = 1.5$, $\gamma_c = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$, $\gamma_p = 0.9$ を用いる。

プレストレッシング後作用する曲げモーメント

$$M_F = \frac{48^2}{8} \times 2.28 = 657 \text{ tm}$$

自重による曲げモーメントの仮定値 $M_G = 760 \text{ tm}$ によって

$$M_{max} = 657 + 760 = 1417 \text{ tm}$$

桁高及び有効高の仮定

$$h = 2.75 \text{ m}, \quad d = 2.75 - 0.11 = 2.64 \text{ m}$$

内力腕長の仮定

$$z_u = 0.95 \times 2.64 = 2.51 \text{ m}$$

$$M_d = \gamma_f M_{max} = 2126 \text{ tm}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 267 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pd} = f_{pk} / \gamma_s = 152.2 \text{ kg/mm}^2$$

必要な圧縮側コンクリート面積は,

$$M_d / z_u \times 0.85 f_{cd} = 2126 / 2.51 \times 0.85 \times 267 \times 10 = 0.3732 \text{ m}^2$$

圧縮フランジ寸法の仮定, $b = 1.70 \text{ m}$, $t = 0.20 \text{ m}$

ウェブ幅の仮定 $b_w = 0.20 \text{ m}$

上記コンクリート断面積を与えるための中立軸 x

$$(1.7 - 0.2) \times 0.2 + 0.2 \times 0.8 x = 0.3732$$

$$x = 0.458 \text{ m}$$

腕長精算値は $0.8 x = 0.366$ を用いて,

$$z_u = 2.64 - \frac{1}{2} \times \frac{1.5 \times 0.2^2 + 0.2 \times 0.366^2}{1.5 \times 0.2 + 0.2 \times 0.366} = 2.52 \text{ m}$$

仮定値とほとんど一致する。よって計算は繰返さない。

$x/d = 0.173$ で 0.259 より小さいから、終局限界状態での緊張材ひずみ増分は 1.0% となる。

P C 鋼材のあらゆる引張応力損失終了時引張応力度の最小特性値を $8,000 \text{ kg/cm}^2$ とすると計算用値は、 $r_p = 0.9$ を用いて、 $0.9 \times 8000 = 7,200 \text{ kg/cm}^2$ となる。緊張材図心位置のコンクリートひずみ ϵ_{p1} に相応する計算用コンクリート応力度を 100 kg/cm^2 と仮定する。また $n = 6$ と仮定すると、 ϵ_{p0} の値は、

$$\epsilon_{p0} = (7,200 + 6 \times 100) / 20 \times 10^5 = 0.39 \%$$

よって曲げ破壊時 P C 鋼材ひずみは、

$$\epsilon_{pu} = 0.39 + 1.0 = 1.39 \%$$

である。終局限界状態検討時の P C 鋼より線応力～ひずみの設計用関係は折線で与えられ、

$$\text{折曲点} \quad \text{応力度} = 0.84 f_{pd} = 0.84 \times 17500 / 1.15 = 12,780 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ひずみ} = 12,780 / 20 \times 10^5 = 0.639 \%$$

$$\text{ひずみ } 1.5\% \text{ に対する引張応力度} = 0.93 f_{pd} = 14,150 \text{ kg/cm}^2$$

の 2 点で応力～ひずみ曲線は図示される。

よって $\epsilon_{pu} = 1.39\%$ に対する引張応力度 σ_{pu} は、

$$\sigma_{pu} = 12,780 + (14,150 - 12,780) \times \frac{1.39 - 0.639}{1.5 - 0.639} = 13,970 \text{ kg/cm}^2$$

必要な緊張材断面積

$$A_p = \frac{M_d}{\bar{\sigma}_u \cdot \sigma_{pu}} = \frac{2126 \times 10^5}{252 \times 13,970} = 60.4 \text{ cm}^2$$

緊張材として $12\phi 12.4 \text{ mm}$ ケーブルを用いると、所要本数 N は、

$$N = \frac{60.4}{11.15} \cong 6 \text{ 本}$$

(2) 使用状態 D 限界状態

断面の上方 $2h/3 = 1.83 \text{ m}$ 区間断面図心と上縁との距離すなわち、上の核点と上縁との距離とは近似的に一致するとして求める (図-6(a))。

$$\frac{1.5 \times 0.2 \times 0.1 + 0.2 \times 1.83^2 / 2}{1.5 \times 0.2 + 0.2 \times 1.83} = 0.55 \text{ m}$$

$M_G + M_F = M_{max}$ 作用時圧力中心は断面の上の核点より下方または一致する必要がある。よって圧力中心移動量の許容最大量は、

$$\overline{E_p \cdot K_1} = 2.64 - 0.55 = 2.09 \text{ m}$$

よって必要な緊張材引張力の最小値 T_p は、

$$T_p = M_{max} / \overline{E_p \cdot K_1} = 1417 / 2.09 = 687 \text{ t}$$

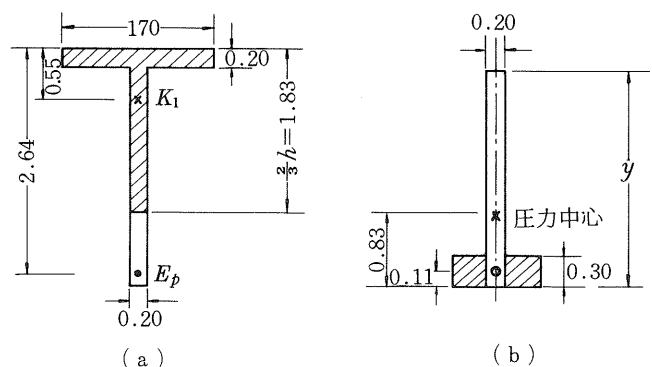


図-6 断面の上の核点と下フランジ断面

PC鋼材プレストressing引張応力度最小特性値は $8,000 \text{ kg/cm}^2$ と仮定したので、(3.12)式より A_p は、

$$A_p = \frac{678 \times 10^3}{8,000 + 6 \times 0.25 \times 400} = 78.7 \text{ cm}^2$$

必要な緊張材本数

$$N = \frac{78.8}{11.15} \cong 7 \text{ 本}$$

(1)の終局限界状態に対して必要な本数より大きい。

各種原因による緊張材引張力減少量をプレストressing時の緊張端引張力 P_o に対して次のように仮定する。

(i) 摩擦及び弾性変形による損失量 $\Delta P_{f+e}/P_o = 0.20$

(ii) コンクリートクリープ、乾燥収縮及びPC鋼材レラクセーションによる損失量 $\Delta P_{c+s+r}/P_o = 0.17$

よって引張端に作用させるプレストressing力 P_o に対し、あらゆる損失終了時最小プレストressing力特性値 P_{kmin} は、

$$\begin{aligned} P_{kmin} &= P_o - \Delta P_{f+e} - 1.15 \Delta P_{c+s+r} \\ &= P_o (1 - 0.20 - 1.15 \times 0.17) = 0.605 \cdot P_o \end{aligned}$$

したがって引張端プレストressing時引張応力度は、

$$8,000 / 0.605 = 13,220 \text{ kg/cm}^2$$

であり、 $0.9 f_{p0.2k} = 13,500 \text{ kg/cm}^2$ をこえないので、緊張材本数は7本でよい。

(3) 施工時

(3.1) 最小載荷時終局限界状態

$\gamma_f = 0.9$, $\gamma_p = 1.1$, $\gamma_c = 1.5$ を用いる。

プレストressing直後の最大プレストressing力特性値は、

$$\begin{aligned} P_{kmax} &= 1.04 P_o - \Delta P_{f+e} = P_o (1.04 - 0.20) = 0.84 P_o \\ &= 0.84 \times 7 \times 11.15 \times 13,220 = 867 \text{ t} \end{aligned}$$

プレストressing時コンクリート圧縮強度 $= 320 \text{ kg/cm}^2$

計算用コンクリート圧縮強度 $\sigma_{cjd} = 320 / 1.5 = 213 \text{ kg/cm}^2$

圧力中心と下縁との距離

$$d' + \frac{\gamma_f M_G}{\gamma_p P_{kmax}} = 0.11 + \frac{0.9 \times 760}{1.1 \times 867} = 0.83 \text{ m}$$

ウェブ両側に付加するフランジ厚を $t = 0.30 \text{ m}$ (図-6(b))、ウェブ圧縮区高さを y 、ダクト面積 $= 7 \times 6.6^2 \times \pi / 4 = 0.024 \text{ m}^2$ とすると、付加するフランジの面積 $4A_c$ は、

$$\begin{aligned} 0.85 f_{cjd} (4A_c + b_w \cdot y - A_d) &= \gamma_p \cdot P_{kmax} \\ 4A_c + 0.2y - 0.024 &= 0.5268 \text{ m}^2 \quad \dots\dots\dots (a) \end{aligned}$$

圧縮区間断面図心は圧力中心と一致する (図-6(b))。

$$0.83 \times 0.5268 = 4A_c \times 0.15 + 0.2 \times y^2 / 2 - 0.024 \times 0.11 = 0.4372 \quad \dots\dots\dots (b)$$

(a), (b)両式を解いて,

$$y = 2.04 \text{ m}, \quad 4A_c = 0.1428 \text{ m}^2$$

$$\text{下突縁幅} = b_w + \frac{4A_c}{t} = 0.20 + 0.48 \cong 0.70 \text{ m}$$

(3.2) 最小載荷時上縁ひびわれ限界状態

$$r_f = 1.0, \quad r_p = 1.0 \text{ とする。}$$

断面の下核点は断面下方 $2h/3 = 1.83 \text{ m}$ 区間断面図心と近似的に一致すると考える。

下の核点と下縁との距離は,

$$\frac{0.5 \times 0.3 \times 0.15 + 0.20 \times 1.83^2/2 - 0.024 \times 0.11}{0.5 \times 0.3 + 0.20 \times 1.83 - 0.024} = 0.72 \text{ m}$$

圧力中心の移動量

$$\frac{M_G}{P_{k \max}} = \frac{760}{867} = 0.88 \text{ m}$$

$$\text{圧力中心と下縁との距離} = 0.11 + 0.88 = 0.99 \text{ m}$$

すなわち, 圧力中心は断面の下核点の上方にあるから, 上縁には引張応力度は生じない。

以上から施工の便を考えて図-7のような断面が決定される。ステフナー, 自重による曲げモーメントは,

$$M_G = 753 \text{ tm}$$

となり, 仮定値 760 tm とほとんど一致するので, 計算を繰返す必要はない。

4.2.2 II種プレストレスト コンクリート

(1) 最大載荷時終局限界状態

自重による曲げモーメントを4.2.1

の場合と同じく仮定すれば, 必要な緊

張材本数は6本, 圧縮側断面寸法も4.2.1の場合と同様である。ただし $d' = 0.13 \text{ m}$ とする。

(2) 使用状態 F 限界状態

f_{cr} は(3.16)式に示すようにとる。

$$f_{cr} = 0.43 \sqrt[3]{400^2} = 23 \text{ kg/cm}^2$$

(3.16)式より

$$T_{pII} = T_{pI} \left[1 - 3 \times \frac{23}{400} \times \frac{657}{1417} \right] = 0.92 T_{pI}$$

$$= 0.92 \times 678 = 624 \text{ t}$$

P C鋼材有効引張応力度最小特性値を 8300 kg/cm^2 と仮定する。

$$A_p = \frac{624 \times 10^3}{8300 + 6 \times 0.25 \times 400} = 70.1 \text{ cm}^2$$

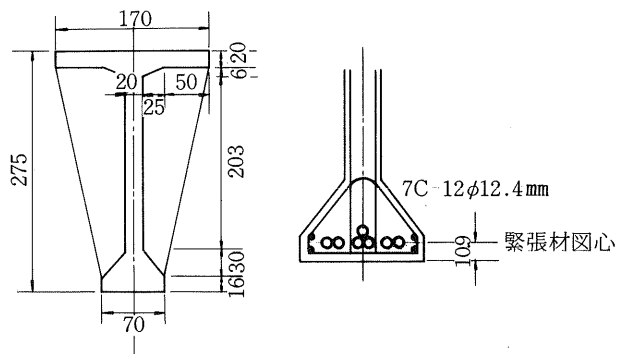


図-7 I種プレストレスト コンクリート

よって $12\phi 12.4\text{mm}$ 緊張材本数は

$$N = 70.1 / 11.15 = 6.2 \text{ 本} \quad \text{実際には 6 本使用する。}$$

これは終局限界状態に対して必要な本数と一致する。

各種原因による引張端引張力の減少量を次のように仮定する。

$$\Delta P_{f+e} / P_o = 0.19$$

$$\Delta P_{c+s+r} / P_o = 0.16$$

$$P_{kmin} = P_o (1 - 0.19 - 1.15 \times 0.16) = 0.626 P_o$$

したがって引張端プレストレス時引張応力度は、

$$8,300 / 0.626 = 13,260 \text{ kg/cm}^2 < 0.9 f_{p0.2k}$$

(3) 施工時

(3.1) 最小載荷時終局限界状態

緊張材引張端引張応力度を 13300 kg/cm^2 とすると、

$$P_{kmax} = 6 \times 11.15 \times 13300 \times (1.04 - 0.19) = 756 t$$

圧力中心と下縁との距離は $d' = 0.13 \text{ m}$ として、

$$0.13 + \frac{0.9 \times 760}{1.1 \times 756} = 0.95 \text{ m}$$

ダクト断面積 $A_d = 0.021 \text{ m}^2$ 、下フランジ厚さ $t = 0.30 \text{ m}$ と仮定して、 $f_{cjd} = 213 \text{ kg/cm}^2$ を用い、

$$4A_c + 0.2y - 0.021 = \frac{1.1 \times 756}{0.85 \times 213 \times 10} = 0.4593 \text{ m}^2$$

$$0.95 \times 0.4593 = 0.15 4A_c + 0.1 y^2 - 0.021 \times 0.13$$

これを解いて、

$$y = 2.07 \text{ m}, \quad 4A_c = 0.0796 \text{ m}^2$$

下フランジ幅 $= 0.20 + 0.0796 / 0.30 = 0.47 \text{ m}$ 、

緊張材 6 本の配置の便を考えてこれを 0.55 m とする。

(3.2) 最小載荷時上縁ひびわれ限界状態

断面の下の核点と下縁との距離は近似的に、

$$\frac{0.35 \times 0.3 \times 0.15 + 0.2 \times 1.83^2 / 2 - 0.021 \times 0.13}{0.35 \times 0.3 + 0.2 \times 1.83 - 0.021} = 0.77 \text{ m}$$

圧力中心と下縁との距離

$$0.13 + \frac{760}{756} = 1.14 \text{ m}$$

圧力中心は下の核点より上方にあるので安全である。

以上から、図-8 のような断面を決定する。
自重及びステフナー重量による曲げモーメント $M_G = 712 \text{ tm}$ で仮定値より約 6% 小さくなる

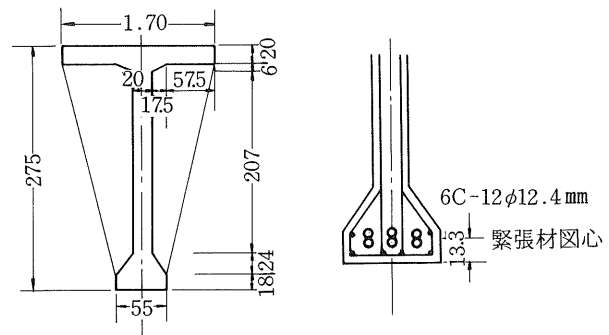


図-8 II種プレストレスト コンクリート

が、計算は繰返さないものとする。

プレストレス力の補正を決定された断面の下縁に関する断面係数 $w_b = 0.5644 \text{ m}^3$ を用いて実施すると、次のようになる。(3.17)式より

$$M_{max} = M_I + 23 \times 10 \times 0.5644$$

$$M_I = (712 + 657) - 130 = 1,239 \text{ tm}$$

なる曲げモーメントに対して、 D 限界状態が満足されるように(3.10)式から T_{pII} を求める。

$$T_{pII} = \frac{M_I}{E_p K_1} = \frac{1,293}{2.10} = 590 \text{ t}$$

ここに、

$$\text{断面図心と上の核点との距離} = r^2/y_b = 0.9652/1.651 = 0.585$$

$$\text{断面図心と緊張材図心との距離} = e_p = 1.518 \text{ m}$$

よって、

$$\overline{E_p K_1} = 0.585 + 1.518 = 2.10 \text{ m}$$

すなわち、Ⅰ種、Ⅱ種ともに同一断面を用いると仮定した(3.16)式で求めた $T_{pII} = 624 \text{ t}$ に比較して約5%減少している。前記(2)では $N = 6.2$ 本が必要となる計算であったが、これを6本としたことの正しいことがこれで明らかである。

4.2.3 Ⅲ種プレストレスト コンクリート

(1) 最大載荷時終局限界状態

自重による曲げモーメントを $M_G = 715 \text{ tm}$ とする。

$$M_{max} = 1372 \text{ tm}$$

上フランジ幅 1.7 m, 厚さ 0.20 m, ウェブ幅 0.20 m, 桁高 2.75 m, 有効高(全鋼材図心に関し) 2.60 m と仮定する。

内力の腕長仮定値

$$z_u = 0.95 \times 2.60 = 2.47 \text{ m}$$

必要な圧縮側コンクリート面積

$$\frac{1.5 \times 1372}{0.85 \times 267 \times 10 \times 2.47} = 0.3672 \text{ m}^2$$

中立軸深さ x ,

$$x = \frac{0.3672 - 1.5 \times 0.2}{0.2 \times 0.8} = 0.42 \text{ m}$$

内力腕長精算値 $0.8 \times 0.42 = 0.336 \text{ m}$

$$z_u = 2.60 - \frac{1}{2} \times \frac{1.5 \times 0.2^2 + 0.2 \times 0.336^2}{1.5 \times 0.2 + 0.2 \times 0.336} = 2.49 \text{ m}$$

仮定値と0.02mの差であるので、計算は繰返さない。

緊張材の引張ひずみ $\epsilon_{po} = 0.4\%$ と仮定する。 $x/d = 0.162 < 0.259$ であるから、

$$\epsilon_{pu} = 1.0 + 0.4 = 1.4\%, \quad \sigma_{pu} = 14000 \text{ kg/cm}^2 \text{ とする。}$$

鉄筋の設計用降伏点応力度は $f_{syd} = 3500/1.15 = 3040 \text{ kg/cm}^2$

よって,

$$14,000 A_p + 3,040 A_s = \frac{1.5 \times 1,372 \times 15^5}{249} = 826,500$$

$$A_s = 271.88 - 4.605 A_p$$

すなわち, A_p , A_s の組合せは次のようである。

緊張材本数 N	6	5	4
緊張材断面積 A_p (cm ²)	66.9	55.75	44.60
鉄筋断面積 A_s (cm ²)	—	15.15	66.50

(2) 使用限界状態の検討

(2.1) D 限界状態

長期間にわたって作用する曲げモーメント $M = 882 \text{ tm}$ に対しては D 限界状態を満足する必要があるとする。

断面の上方 $2h/3$ 区間の断面図心は上の核点と一致すると近似的に仮定する。上縁と上の核点との距離 0.55 m

$$\text{圧力中心移動量} = 2.60 - 0.55 = 2.05 \text{ m}$$

緊張材引張力

$$T_p = \frac{882}{2.05} = 430 \text{ t}$$

鉄筋が併用されているので, これが拘束を考慮して, 緊張材プレストレッシング力は安全側に定めるのがよい。

P C 鋼材プレストレッシング引張応力最小特性値を, $8,100 \text{ kg/cm}^2$ と仮定し, A_p を次式で求める。

$$A_p = \frac{430 \times 10^3}{8,100} = 53.1 \text{ cm}^2$$

$$N = \frac{53.1}{11.15} = 4.8 \text{ 本} \quad 5 \text{ 本配置するものとする。}$$

(2.2) W 限界状態

ひびわれ幅を 0.1 mm に制限するとすれば, 鋼材引張応力度増加許容値は $1,000 \text{ kg/cm}^2$ である。

鉄筋が引張縁に最も近く配置されているので, 全引張鋼材図心位置での鋼材引張応力度の増加は安全のため 850 kg/cm^2 とする。

(3.20) 式より,

$$M_{max} = 1372 \text{ tm}, \quad \sigma_s/n = 8500/6 = 1417 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{1372}{1417} \times (d - x) = (d - x) Q_{c,x} + I_{c,x}$$

$$(0.9682 - Q_{c,x})(2.6 - x) = I_{c,x}$$

ここに,

$$Q_{c,x} = 1.5 \times 0.2 \times (x - 0.10) + 0.2 \times x^2/2$$

$$I_{c,x} = 0.3 [0.00333 + (x - 0.1)^2] + 0.2 \times x^3/3$$

計算すると次のようである。

x (m)	$I_{c,x}$	$(0.9682 - Q_{c,x})(2.6 - x)$
1.25	0.528	0.630
1.30	0.580	0.571
1.35	0.634	0.514

よって $x = 1,295 \text{ m}$, $Q_{c,x} = 0.5262$,

$$\sigma_c = \frac{850}{6} \times \frac{1,295}{1,305} = 140 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{c \text{ lim}}$$

緊張材引張端プレストressing時引張応力度を, 130 kg/mm^2 とし, 各種損失を次のように仮定する。

$$\Delta P_{f+e} / P_o = 0.18$$

$$\Delta P_{c+s+r} / P_o = 0.11$$

(注 クリープ, 乾燥収縮による引張力損失は鉄筋拘束により小さくなる)

よって $P_{k \text{ min}}$

$$P_{k \text{ min}} = 5 \times 11.15 \times 13000 \times (1 - 0.18 - 1.15 \times 0.11) = 503 \text{ t}$$

全鋼材図心位置コンクリート応力度が0となるときの緊張材引張力 P の値は上記 $P_{k \text{ min}}$ と同じと仮定する。

(3.22)式より,

$$503 = \frac{850 \times 10}{6 \times (2.6 - 1,295)} [0.5262 - 6 \times A_{p+s} \times (2.6 - 1,295)]$$

$$A_{p+s} = \frac{0.5262}{6 \times 1.305} - \frac{503}{8500} = 0.008377 \text{ m}^2 = 83.8 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 55.75 \text{ cm}^2 \text{ であるから, } A_s = 83.8 - 55.8 = 28 \text{ cm}^2$$

よって $\phi 25 \text{ mm}$ 鉄筋を6本 ($A_s = 30.42 \text{ cm}^2$) 配置するものとする。

この鉄筋断面積は最大載荷時終局限界状態に対して必要な $A_s = 15.15 \text{ cm}^2$ より大である。

以上から図-9のような断面を決定する。
一般に下フランジ寸法は所定の緊張材及び鉄筋配置の便から決定される。

自重及びステフナー重量による曲げモーメントは, 712 tm で仮定値とほとんど一致する。

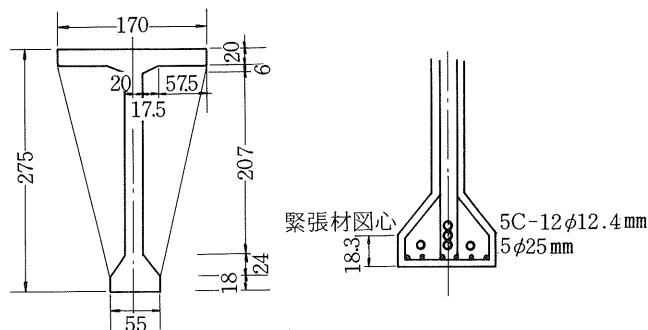


図-9 III種プレストレスト コンクリート

最近の建築におけるPC構造物の設計

—主として耐震性能の検定方法について—

1. まえがき

建築におけるPC構造物の設計法に関して、最近特に注目すべき動きは次のようなものである。

一つは、建設省建築研究所が提案した「既存鉄筋コンクリート造建物の耐震性判定基準」による既存建物の耐震性検討が一部で実施されたことである。上記の基準は数多くある判定基準のうちの一つに過ぎないが、多くの既存建物の耐震性のレベルを通観する手法を提案した点は高く評価し得よう。建設省においては、別途判定基準を作成すべく、目下日本特殊建築安全センターに委託して作業中である。

第二は、日本建築学会構造標準委員会が、地震荷重案の各種構造への適用性について検討を進めており、主要構造に関してほぼ検討結果が出揃ったということである。これらの検討は主として地震荷重第一案に関するものであるが、検討作業の段階で、構造物の保有耐力の計算手法等がかなり明確な形で示されたことは特筆すべきことである。

上記の2つの動きは、PC構造物の通常の設計作業の他に、設計された構造物を何等かの方法でチェックする作業、いわば二次設計作業を行なおうとする動きであると考えることが出来る。本稿の目的は以上の動きをなるべく具体的に紹介しようとするものである。紹介に当っては本稿中に示した文献のほか、日本建築学会の各委員会の資料を参照させていただいたことを付記し、謝意を表したいと思う。

2. PC建築の耐震性の実態

PC建築物の耐震性について調査された結果を紹介する。この調査に用いられた判定基準は文献4)に提案されたものである。なお同一手法によってRC建築の調査も行なわれているので、これについても一括紹介することにする。

2-1 概 説

現存建物の耐震性能に関する既往の実態調査結果として、文献1)、2)及び3)について考察する。これらの調査は、何れもコンクリート系建築構造物に関するものである。耐震性の尺度は S_B 値⁴⁾とした。それぞれの調査結果について平均(m)、不偏分散(σ^2)、標準偏差(σ)、変動係数($C \cdot O \cdot V$)を求め、若干の解析を行った。

2-2 各調査の概要

(1) 官庁建物¹⁾

S_B	N (件数)
0.1	6
0.3	27
0.5	75
0.8	175
1.5	153
計	436

平均 $m = 0.953$ $C \cdot O \cdot V = 0.453$ 標準偏差 $\sigma = 0.432$

(注) S_B 値 0.2 以下は 0.1 とした

" 1 は 1.5 "

" 0.2~0.4 は 0.3 "

" 0.4~0.6 は 0.5 "

" 0.6~1 は 0.8 "

(2) 官庁建物¹⁾

S_B	N (件数)
0.1	6
0.2	9
0.4	38
0.6	88
1.0	295
計	436

平均 $m = 0.838$ $C \cdot O \cdot V = 0.297$ 標準偏差 $\sigma = 0.249$

(注) 等級 IV に入らないものは $S_B = 0.1$ とした

" IV は $S_B = 0.2$ とした

" III " = 0.4 "

" II " = 0.6 "

" I " = 1.0 "

(3) 民間建物 (RC)²⁾

S_B	N (件数)
0.2	13
0.5	66
0.7	78
0.9	57
1.25	169
1.75	123
計	506

平均 $m = 1.123$ $C \cdot O \cdot V = 0.405$ 標準偏差 $\sigma = 0.455$

(注) S_B 値 0.4 以下は 0.2 とした

" 0.4~0.6 は 0.5 "

" 0.6~0.8 は 0.7 "

" 0.8~1.0 は 0.9 "

" 1.0~1.5 は 1.25 "

" 1.5 以上 は 1.75 "

(4) PS 建物³⁾

S_B	N (件数)
0.2	6
0.5	19
0.7	36
0.9	37
1.25	63
1.75	33
計	194

平均 $m = 1.060$ $C \cdot O \cdot V = 0.396$

標準偏差 $\sigma = 0.420$

(注1) 3.民間建物と全じ

(注2) この調査の一部となった
A社の S_B 値62件については,
 $m = 0.966$, $\sigma = 0.373$ となっ
ている。(またB社の S_B 値58件に
ついては $m = 1.224$, $\sigma = 0.77$
となっている。)

$C \cdot O \cdot V = 0.386$

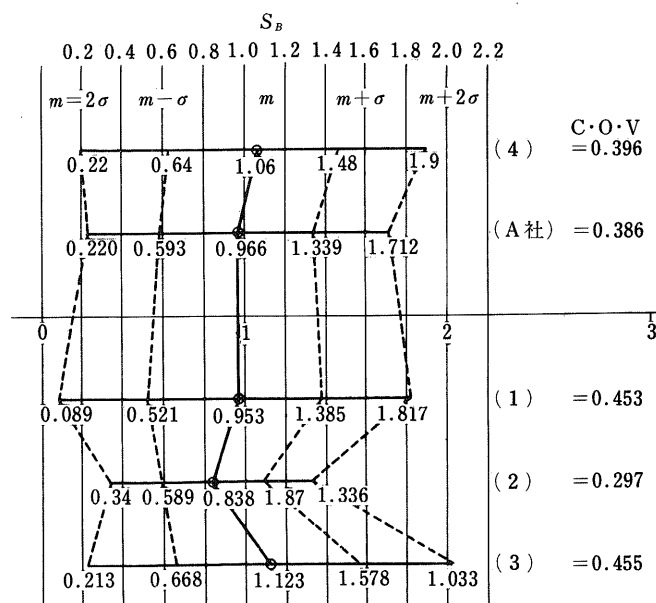


図1 各データーの S_B 値の平均とバラツキ

以上の結果をとりまとめて図示したのが図1である。

2-3 調査結果の関数表示

上記の分布を関数表示するため次の仮定を用いる。すなわち、

「既存構造物の S_B 値の逆数 S_B^{-1} の分布は自由度 4 のカイ自乗分布によって近似できる。」

(1) 基本式

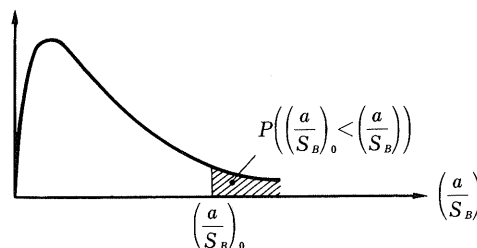
自由度 4 のカイ自乗分布

$$f\left(\frac{a}{S_B}\right) = \frac{1}{4\Gamma(1)} \left(\frac{a}{S_B}\right) e^{-\left(\frac{a}{2S_B}\right)} \dots\dots\dots(1)$$

$$= \frac{1}{4} \left(\frac{a}{S_B}\right) e^{-\left(\frac{a}{2S_B}\right)}$$

ここに、 $a = \text{定数} = 2.6$

$$P\left(\frac{a}{S_B} > \left(\frac{a}{S_B}\right)_0\right) = \int_{\left(\frac{a}{S_B}\right)_0}^{\infty} f\left(\frac{a}{S_B}\right) d\left(\frac{a}{S_B}\right) \dots\dots(2)$$



(2) 各種の P に対する S_B 値

P	$\frac{a}{S_B}$	S_B
0.005	14.8602	0.175
0.010	13.2767	0.196
0.025	11.1433	0.233
0.050	9.48773	0.274
0.100	7.77944	0.334
0.250	5.38527	0.483
0.500	3.35670	0.775
0.750	1.92255	1.352
0.900	1.063623	2.444
0.950	0.710721	3.658
0.975	0.484419	5.367
0.990	0.297110	8.751
0.995	0.206990	12.561

(3) $f\left(\frac{a}{S_B}\right)$ の補正

(1)式で得た $f\left(\frac{a}{S_B}\right)$ の値が 100 分比係数で与えられるように補正する。補正後の値を

$9\left(\frac{a}{S_B}\right)$ とすると

$$9\left(\frac{a}{S_B}\right) = bf\left(\frac{a}{S_B}\right) \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 $b = \text{定数} = 359/2 = 179.5$

(4) 各種の S_B に対する $9(\frac{a}{S_B})$ の値

S_B	a/S_B	$\frac{1}{2}f(\frac{a}{S_B})$	$9(\frac{a}{S_B})$
0.1	26	0.0 ⁵ 73461	0.003
0.2	13	0.00244	0.88
0.25	10.4	0.0717	2.55
0.30	8.67	0.0142	5.11
0.35	7.43	0.0226	8.14
0.40	6.5	0.0315	11.33
0.45	5.78	0.0402	14.44
0.50	5.2	0.0483	17.31
0.60	4.33	0.0621	22.26
0.70	3.71	0.0726	26.01
0.80	3.25	0.0800	28.72
0.90	2.89	0.0852	30.57
1.00	2.6	0.0886	31.79
1.10	2.36	0.0906	32.54
1.20	2.17	0.0917	32.90
1.30	2.0	0.0920	33.02
1.40	1.86	0.0917	32.93
1.50	1.73	0.0910	32.68
1.60	1.63	0.0902	32.37

(5) 考察

1) 自由度 4 カイ自乗分布は(1)~(3)式の修正をほどこすことにより, 調査結果(2-2)の傾向を近似し得る(図 2)。

2) (2)に示した結果から応答せん断力係数と既存建物の破壊率を図示すると図 3 の通りである。

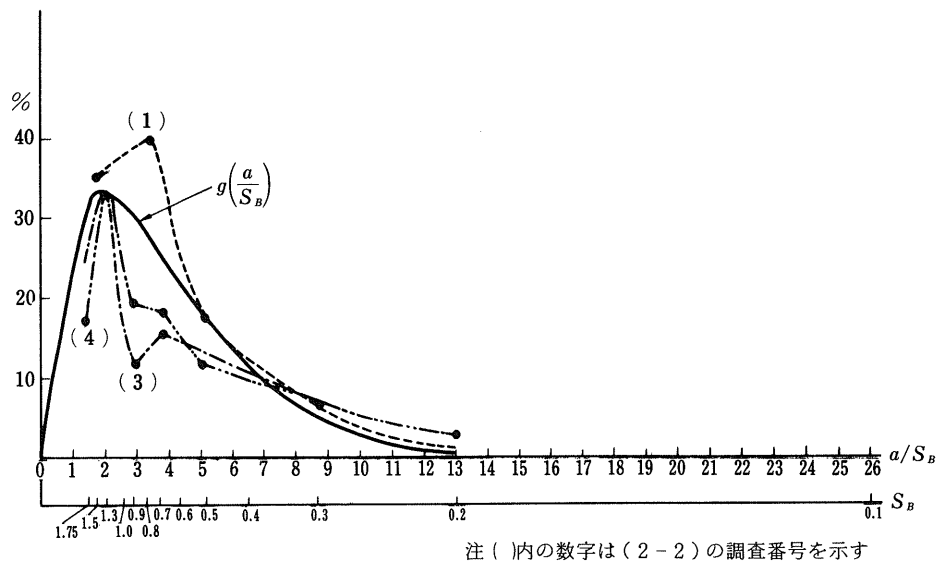
この図から地動 200 gal 応答倍率 3, すなわち応答せん断力係数 0.6 に対する破壊率は 35 %である。

3) S_B 値を靱性率 μ で補正した値を S'_B とし, S'_B に関して 1), 2) と全様の検討を行った結果を図 4 に示す。

ただし

$$\begin{aligned}
 S'_B &= \sqrt{2\mu - 1} \cdot S_B \\
 &= 2.25 - 1.25 S_B \quad 0 \leq S_B \leq 1.0 \\
 &= 1 \quad 1 < S_B
 \end{aligned}$$

と仮定した。



注 () 内の数字は (2-2) の調査番号を示す

図2 修正カイ二乗分布 $g\left(\frac{a}{S_B}\right)$ と調査結果との対比

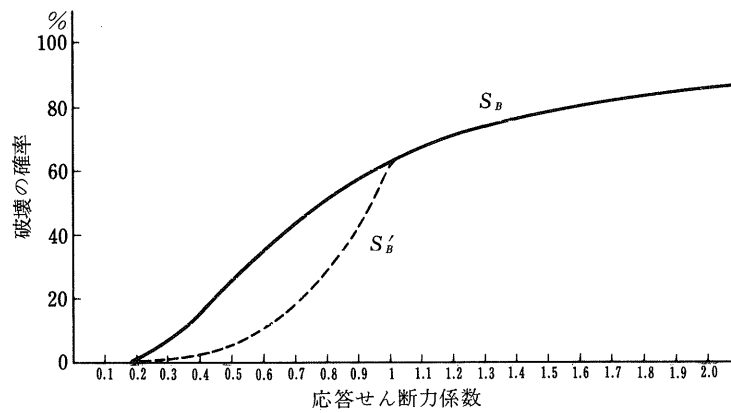


図3 応答せん断力と破壊する建物の百分比

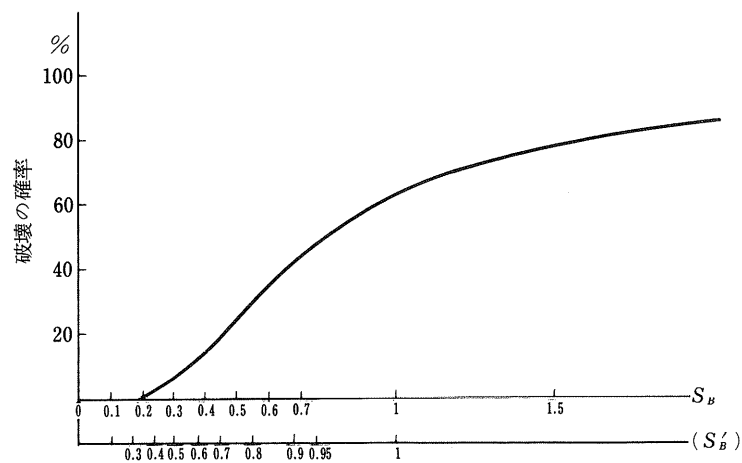


図4 応答 S_B 値が (S'_B) であったときの既存建物の破壊の破率

文 献

- 1) 広沢雅也, わが国における既存公共建物の耐震診断, コンクリート工学, 1975年10月, pp. 57～59
- 2) 宮沢正躬, わが国における既存民間建物の耐震診断, コンクリート工学, 1975年12月, pp. 60～62
- 3) 本岡順一郎 他4名, プレストレストコンクリート建築構造物の耐震性に関する研究(その1)既存プレストレストコンクリート建築構造物の耐震調査, 日本建築学会大会論文報告, 1976年10月
- 4) 広沢雅也, 既存鉄筋コンクリート造建物の耐震性判定基準, 建築技術, 1973年11月

3. 地震荷重第一案とPC構造

(3-1) 地震荷重第一案の概要

手順1. 設計用速度応答値 V_D の算定

$$V_D = Z \cdot G \cdot S \cdot D \cdot V_0$$

ここに,

Z = 地域係数 …… 例えば昭和27.7.25(改正47.5.12)建設省告示1074号により1.0, 0.9, 0.8 などとする。

G = 地盤係数 …… 例えば昭和44年7月の建研案もあるが, 本案では下表を示している。

表 1

地 盤 種 別 (建 研 案)		第一案	告示 1074	建 研 案
		G		地盤種別 による C_0
第一種	〔建築物の基礎底面以下の〕地盤が当該建築物の周囲相当の範囲にわたって、岩盤、砂れき層、その他主として第三紀以前の地層によって構成されているもの	1.0	1.0	W 1.0 B 1.0 S その他 } 1.0 (但し高さ 50m以下)
第二種	〔同上〕地盤が(同上), 砂れき層, 砂混, 硬質粘土層, (ローム層), その他主として洪積層〔中の硬質な地層〕によって構成されているもの。(または厚さ概ね5m以上の砂利層若しくは砂れき層の沖積層によって構成されているもの)。	1.2	1.25 1.33	W 1.3 B 1.0 S その他 } 1.0 (全 上)
第三種	〔第一, 二, 四種以外の地盤〕	1.5	—	W 1.7 B 0.9 S その他 } 1.0
第四種	〔(同上)地盤が(同上), 厚さ30m以上の軟弱な沖積層よりなるもの, および埋立後30年を経過していない埋立地〕	2.0	—	W 2.5 B 0.9 S その他 } 1.0 (全 上)

表1の注

- 1) 〔 〕内は建研案にのみある文言
 ()内は告示1074 “ ”
 ()は同文の省略
 W = 木造
 B = ブロック造
 S = 鉄骨造

- 2) 建研案の C_0 は参考として示した換算値である

S = 地盤と建物との相互作用に関する係数で、建物の各次の固有周期 T と地盤の限界周期 T_c との比 (T/T_c) の関数として図 1 によって与えられる。 T_c の値は表 2 で与えられる。

表 2 T_c の値

地盤種別	T_c
1	0.3
2	0.5
3	0.8
4	1.2

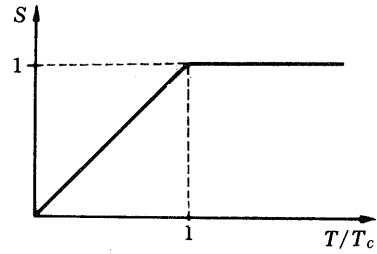


図 1

D = 減衰性によって定まる係数 (表 - 3)

表 3 D の値

構造種別	D
純鉄骨	1.0
RC・PCラーメン	0.8
RC・PC壁式	0.8
SRC	0.8

V_0 = 基準速度応答スペクトル値, 85 cm/sec

手順 2. 各層の弾性応答層せん断力 θ_{rD} の算定

$$\theta_{rD} = \sqrt{\sum_{i=1}^k \left(\sum_{j=r}^n m_j \beta_i u_{ji} \omega_i V_D \right)^2}$$

ここに,

m_i = j 層の質量

β_i = i 次の刺激係数

u_{ji} = j 層の i 次固有モード

ω_i = i 次の固有円振動数

V_D = 前出

k = 考慮すべきモードの最大次数

n = 層数

手順 3. 各層の保有せん断力 θ_{ru} の算定

(参考) 例えば別紙 1 に示す方法による。

手順 4. 各層の弾性限層間変位 δ_{re} の算定

(参考) 例えば別紙 2 に示す方法による。

手順 5. 各層の応答ダクティリティーファクター μ_r の算定

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{\theta_{rD}}{\theta_{ru}} \right)^2 + 1 \right\}$$

手順 6. 各層の応答変位 δ_r の算定

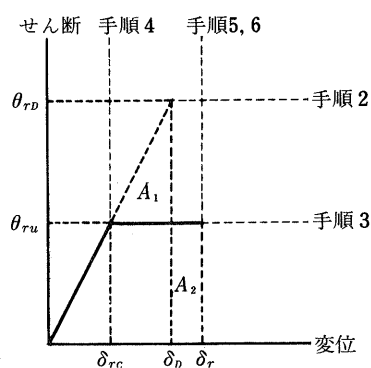
$$\delta_r = \mu_r \cdot \delta_{re}$$

(説明)

手順 5, 6 は右図の面積 $A_1 = A_2$ となるように δ_{re} を定めることである。手順 5 のダクティリティーファクターの定義は

$$\mu_r = \frac{(\text{全変位})}{(\text{弾性限変位})}$$

を採用している。(同図の δ_D は θ_{rD} に対する仮定の弾性変位)。



手順 7. 各層の許容ダクティリティーファクター μ_a の算定

(参考) 例えば別紙 3 の方法による。

手順 8. 次の 3 つの判定式によって合否をきめる。

$$(1) \quad \mu_r \leq \frac{\mu_u}{I_r}$$

$$(2) \quad \frac{\delta_r}{H_r} \leq \frac{1}{125}$$

$$(3) \quad \frac{\sum_{r=1}^n \delta_r}{\sum_{r=1}^n H_r} \leq \frac{1}{150}$$

(説明)

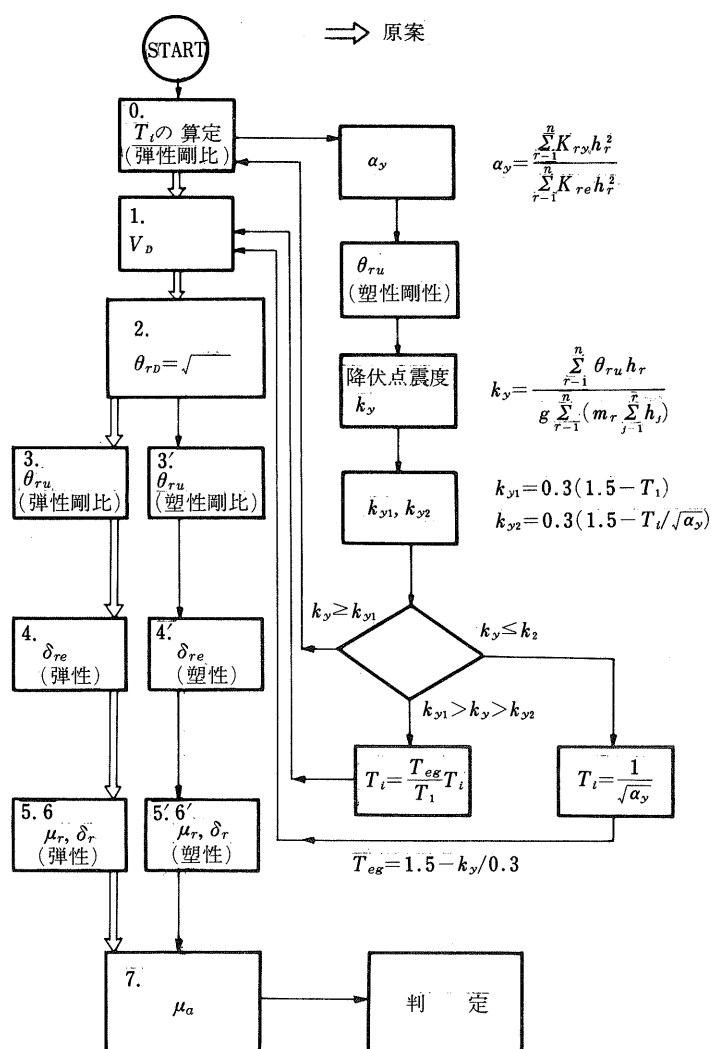
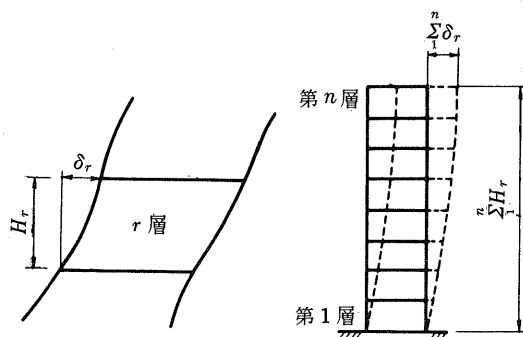
第(1)式の I_r は用途係数であって次表による。

用 途	I_r		備 考
	最下層	最上層	
放送局・病院	2.0	2.0	中間層は直線補間
電話局・消防署	1.8	1.5	
行政庁・学校	1.6	1.3	
そ の 他	1.3	1.0	

なお44年7月建研案の用途係数は下表の通りであった。

用	途	用途係数
(1)	○災害時に公共の目的のための機能を保持することが必要な建築物 ○多量の危険物を収蔵する建築物 ○その他これに類する建築物	1.25
(2)	(1)および(3)以外の建築物	1.0
(3)	○災害時に人命を損傷するおそれのない建築物 ○仮設建築物	0.75

第(2)式は層間変位の制限を、
第(3)式は全体変位の制限を
それぞれ規定している(下図)。



(3-2) PC構造に特有の問題点

(3-2-1) 骨組の弾性剛性

骨組の弾性剛性は手順2の Q_{rD} の算定するとき、および手順4の δ_{re} の算定のために必要となる。ここでは前者についてのべる。

1. PC造は梁の剛性が柱に比べて小さく、 $\bar{k}$ 値で0.3以下の場合もおこる。このような場合D法を用いると剛性の評価に誤差が大きくなるので精算によるのがよい。二、三の計算例によると一階のバネで25%以上の誤差が生じている。
2. 柱脚の固定度の影響

地中梁のある骨組では基礎の剛性を零として骨組剛性を評価するが多いが、実際は各種の拘束があるので完全固定とピンとの中間の値となろう。4層骨組についての計算結果の一例を下記に示す。

階	弾 性 剛 性 (ton/cm)	
	柱 脚 ピ ン	柱 脚 固 定
4	110.5	111.0
3	120.4	122.4
2	142.9	154.4
1	167.9	265.6

柱脚の固定度は応答値に対しても大きな影響を及ぼす。図1は柱脚ピンと柱脚固定の初期剛性と応答変位の比較を示したものである。

この図に示すようにこの計算例の場合は影響は主として1階部分に著しくでている。2～4階ではTokyo 120に対する応答値がかなり変化している以外にはほとんど変化はない。

(3-2-2) 骨組の降伏点剛性

骨組の降伏点剛性を知ることが必要な場合があることは別紙2でふれた。ここではその略算法を示す。

1. 降伏点剛性 k_r

曲げ終局耐力計算時の中立軸に関する断面2次モーメントを I_y とする。すなわち、圧縮ブロックの高さ n ,

$$n = (A_r \cdot \delta_{ry} + A_s \cdot \sigma_{sy}) / b F_c \quad \dots\dots\dots(1)$$

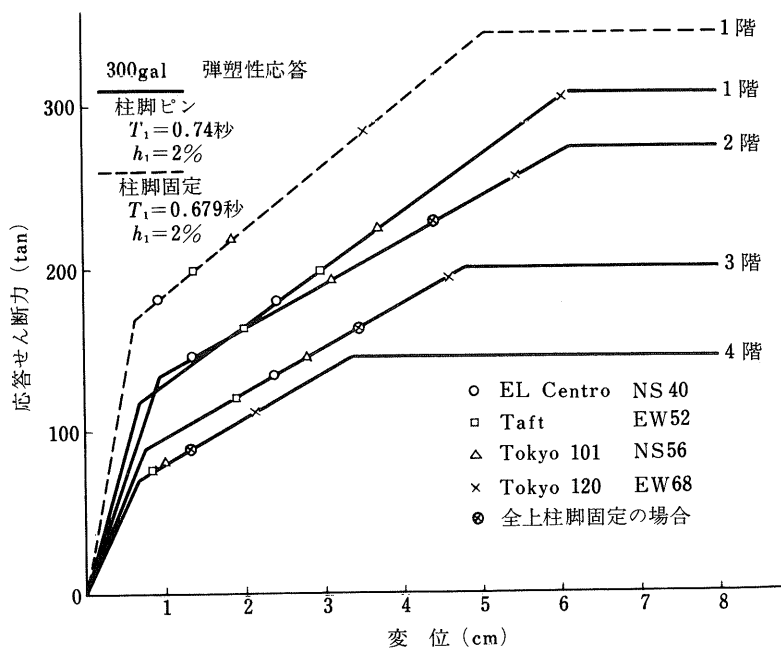


図1

$$I_y = E_c \frac{b n^3}{3} + E_s (r_r^2 A_r + r_s^2 A_s)$$

$$= E_c \left\{ \frac{b n^3}{3} + \eta (r_r^2 A_r + r_s^2 A_s) \right\} \dots\dots\dots(2)$$

$$K_y = E_c I_y \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 η = ヤング係数比

その他の記号については図 1 参照。

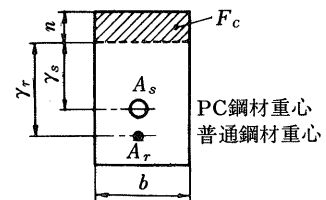


図 1

2. 降伏モーメント M_y

端部断面については、下式による。

$$M_y = \frac{1}{2} (M_{y上} + M_{y下}) \dots\dots\dots(4)$$

ここに、

$M_{y上}$ = 上端引張の場合の終局曲げモーメント

$M_{y下}$ = 下端引張 " "

3. ひびわれモーメント時の剛性 K_o

初期剛性 K_o に等しいものとする。

$$K_o = K_o \dots\dots\dots(5)$$

4. ひびわれモーメント M_{cr}

$$M_{cr} = \left(\frac{Z_{上} + Z_{下}}{2} \right) \left(\frac{\eta P}{A} + \frac{5}{3} \sigma_t \right) \dots\dots\dots(6)$$

ここに、

$Z_{上}, Z_{下}$ = 断面係数

$\eta P/A$ = 有効平均プレストレス

σ_t = $0.07 F_c$

5. 部材の塑性剛性の算定

1. ~ 4. の数値を用いて、架構が梁降伏あるいは柱降伏した場合のはりの剛性を計算する方法を以下に示す。

(1) 梁降伏型の場合

- 曲げモーメント分布を求める (図 2)。

右図において

$$\ell = \frac{M_y}{M_y + M'_{y'}} L \dots\dots\dots(7)$$

$$\ell_1 = \frac{M_{cr}}{M_y} \ell \dots\dots\dots(8)$$

$$\ell_2 = \left(\frac{M_y - M_{cr}}{M_y} \right) \ell \dots\dots\dots(9)$$

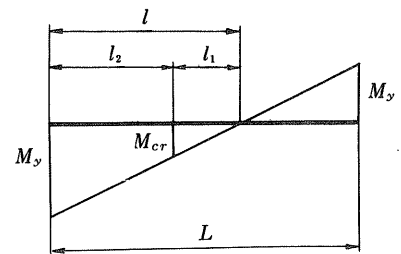


図 2

ここに,

$M_y, M'_y = (4)$ 式による降伏モーメント

$M_{cr} = (6)$ 式によるひびわれモーメント

• 曲率分布

図3のように仮定する。

ただし,

$K_y = (3)$ 式による降伏点剛性

$K_o = (5)$ 式によるひびわれ時剛性=初期剛性

• 部材の剛性低下率 α_y

$$\alpha_y = \frac{\triangle OAC'}{\triangle OAC' + \triangle BCC'}$$

$$= \frac{1}{\frac{K_o}{K_y} + \frac{M_{cr}}{M_y} - \frac{K_o}{K_y} \cdot \frac{M_{cr}}{M_y}} \dots\dots\dots (10)$$

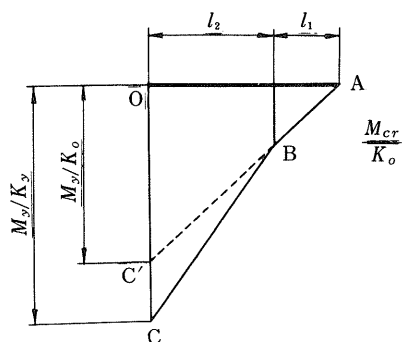


図3

(2) 柱降伏型の場合

• モーメント分布

右図において,

$M_b, M'_b =$ 上下の柱の降伏モーメントを
左右のはりの(弾性)剛比に比
例して配分したモーメント

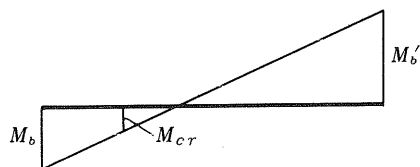


図4

• 曲率分布

右図のように仮定する※

ただし,

$$a = \frac{M_{cr} \cdot M_y}{M_y - M_{cr}} \left(\frac{1}{K_o} - \frac{1}{K_y} \right) \dots\dots\dots (11)$$

$$b = \frac{1}{M_y - M_{cr}} \left(\frac{M_y}{K_y} - \frac{M_{cr}}{K_o} \right) \dots\dots\dots (12)$$

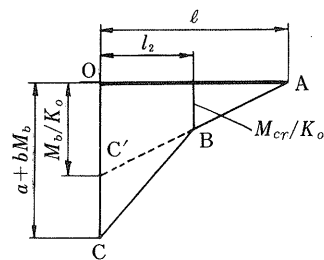
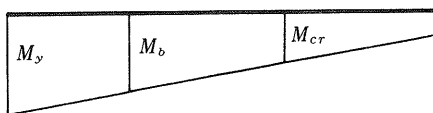


図5

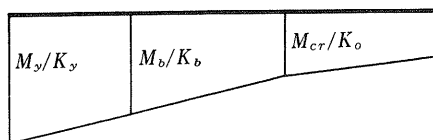
※ 注

モーメント分布



$$\frac{M_y - M_{cr}}{M_b - M_{cr}} = \frac{\frac{M_y}{K_y} - \frac{M_{cr}}{K_o}}{\frac{M_b}{K_b} - \frac{M_{cr}}{K_o}}$$

曲率分布



より(11), (12)式が誘ける。

剛性低下率

$$\alpha_b = \frac{\Delta AOC'}{\Delta AOC' + \Delta BC'C'} \dots\dots\dots (13)$$

図 5 において

$$\ell_2 = \frac{M_b - M_{cr}}{M_b} \ell \dots\dots\dots (14)$$

よって

$$\alpha_b = \frac{1}{1 + \left(1 - \frac{M_{cr}}{M_b}\right) \left(\frac{aK_o}{M_b} + K_o b - 1\right)} \dots\dots\dots (15)^*$$

※ (注)

$$\frac{aK_o}{M_b} = \mu_b \frac{1}{1 - \mu_y} (1 - k_y) \dots\dots\dots (15-1)$$

$$K_o b = \frac{1}{1 - \mu_y} (K_y - \mu_y) \dots\dots\dots (15-2)$$

$$\mu_b = M_{cr}/M_b, \quad \mu_y = M_{cr}/M_y, \quad k_y = K_o/K_y \dots\dots\dots (15-3)$$

とおくと(15)式は

$$\alpha_b = \frac{1}{1 + (1 - \mu_b) \left\{ \frac{\mu_b(1 - k_y)}{1 - \mu_y} + \frac{k_y - \mu_y}{1 - \mu_y} - 1 \right\}} = \frac{1 - \mu_y}{(1 - \mu_y) + (1 - \mu_b)^2 (k_y - 1)} \dots\dots\dots (15-4)$$

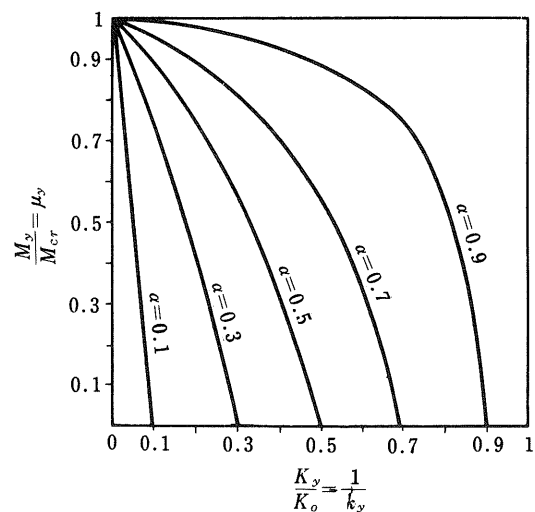
(15-4)式で $\mu_b = \mu_y$ とおくと

$$\begin{aligned} \alpha'_b &= \frac{1}{1 + (1 - \mu_y)(k_y - 1)} \\ &= \frac{1}{K_y + \mu_y + K_y \mu_y} \dots\dots\dots (15-5) \end{aligned}$$

これははり降伏型の場合に相等し(10)式と一致する。上式を変形して

$$\mu_y = 1 - \frac{1 - \alpha'_b}{\alpha'_b} \frac{1}{k_y - 1} \dots\dots\dots (15-6)$$

上式を用いれば μ_y と k_y を座標軸にとった等 α'_b 曲線を求めることが出来る。(図 A 参照)



図A $\alpha - k_y - \mu_y$ の関係

付. 各因子の計算法

(付1) 各層の保有せん断力 θ_{ru} の算定法

手順1. 柱, はり, 壁の曲げ終局耐力の算定

• はりの降伏曲げモーメントは次式による。

$$M'_y = 0.9 a_t \sigma_y d \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに, M'_y = 柱面におけるはりの降伏曲げモーメント

a_t = はりの上端または下端鉄筋の断面積の総和。ただしスラブ筋は算入しない。

σ_y = 鉄筋の規格降伏点強度の最低値

d = 有効せい。ハンチのある場合は終端断面の値とする。

(説明)

1. スラブ筋を a_t に算入しないと実状とかけ離れる場合がある。スラブ筋の算入方法には確立した方法がないので, 配筋の実態を考慮してその都度算定する。
2. ハンチ部については, 右図の a_t を用い, a'_t は算入しない。
また, A-A' 断面についてのみ算定することになっている。より正確には次式による提案がある。

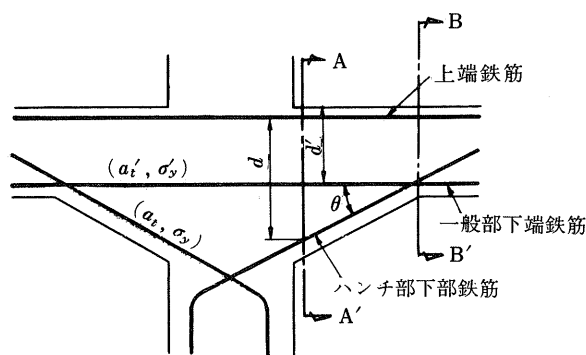


図1 ハンチ部の曲げ終局耐力

$$AA' \text{断面} \quad M_u = 0.9 (a_t \sigma_y \cos \theta + a'_t \sigma'_y) d' \quad \dots\dots\dots(1-1)$$

$$BB' \text{断面} \quad M_u = 0.9 (a_t \sigma_y d \cos \theta + a'_t \sigma'_y d') \quad \dots\dots\dots(1-2)$$

上式の記号については図1を参照のこと。

3. 多段配筋ばりについては(1)式の代りに(1-3)式を用いる。

$$M_u = a_{te} \sigma_y (d_e - 0.5 x_m) \quad \dots\dots\dots(1-3)$$

ここに,

$$a_{te} = \left(a_t + \frac{a'_t \sigma'_y}{\sigma_y} \right) \quad \dots\dots\dots(1-4)$$

$\dots\dots\dots a_{te} \leq a_{tb}$ の場合

$$a_{te} = a_{tb} \quad \dots\dots\dots(1-4)'$$

$\dots\dots\dots a_{te} > a_{tb}$ の場合

$$x_m = a_{te} \sigma_y / 0.85 F_c \cdot t \quad \dots\dots\dots(1-5)$$

σ_y, σ'_y = 鉄筋の規格降伏強度の最低値 } 図2 参照
 a_t, a'_t = 鉄筋の断面積

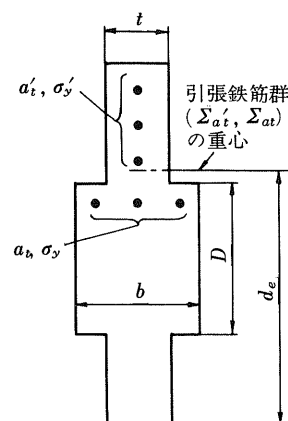


図2 多段配筋ばり

F_c = コンクリートの設計基準強度

t = 図 2 に示す壁厚

$$a_{tb} = 0.85 F_c + x_{nb} / \sigma_y - a'_t \sigma_y / \sigma_y \quad \dots\dots\dots (1-6)$$

$$x_{nb} = \frac{c \epsilon_B}{c \epsilon_B + \epsilon_y} d_e \quad \dots\dots\dots (1-7)$$

$c \epsilon_B$ = コンクリートの終局ひずみ度 = 0.3 %

d_e = 図 2 参照

(1-3) 式による M_u は $b = b$ のときは腰壁, たれ壁付きのハリの耐力を, $b = t$ のときはウォールガーダーの耐力を与える。

4. はりの曲げ耐力は鉛直荷重による曲げモーメントによって, その一部を消費されるが, 計算の簡略化のためこれを無視する。ただし不規則ラーメンにあっては上記の影響を考慮する必要も生ずる。

- ・ 柱の降伏曲げモーメントは次式による。

$$M'_y = 0.8 a_t \sigma_y D + 0.5 ND (1 - N / b D F_c) \quad \dots\dots\dots (2)$$

$\dots\dots\dots N \leq 0.4 b D F_c$ に対して

$$M'_y = 0.8 a_t \sigma_y D + 0.12 b D^2 F_c \quad \dots\dots\dots (2')$$

$\dots\dots\dots N > 0.4 b D F_c$ に対して

ここに, M'_y = 柱のはり面における降伏モーメント

a_t = 一方向の曲げに対して配筋された引張鉄筋断面積の総和

N = 鉛直荷重時の柱軸方向力

D = 柱の全せい

b = 柱の幅

σ_y, F_c = はりの場合と全じ。

(説明)

1. 軸力 N を長期の軸力としているのは計算の簡略化のための便法である。このような N を用いる限り (2') 式は實際上用いる機会が出てこない。
2. 短期の軸力 N' を用いる場合には, (2') 式で $N = N'$ として M_y 計算すると過大評価になるので, 次式を用いるのがよい。

$$M'_y = \{ 0.3 a_t \sigma_y D + 0.12 b D^2 F_c \} \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4 b D F_c} \right) \quad \dots\dots\dots (2-1)$$

また, N が負の場合は次式による。

$$M'_y = 0.3 a_t \sigma_y D + 0.4 ND \quad \dots\dots\dots (2-2)$$

ここに, $N_{max} = b D F_c + a_g \sigma_y \quad \dots\dots\dots (2-3)$

$$N_{min} = -a_g \sigma_y \quad \dots\dots\dots (2-4)$$

a_g = 図 3 参照

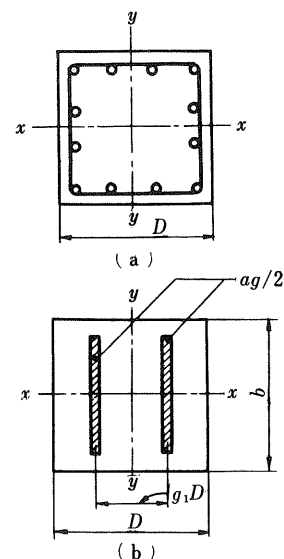


図 3 直交方向配筋の効果

3. 直交方向の曲げに対する配筋の効果は無視することになっているが、これを考慮する場合は下式による。

$N_{max} \geq N > N_b$ の場合

$$M_y = \{ 0.5 a_y \sigma_y g_1 D + 0.024 (1 + g_1) (3.6 - g_1) b D^2 F_c \} \times \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - N_b} \right) \quad \dots (2-5)$$

$N_b \geq N \geq 0$ の場合

$$M_y = 0.5 a_y \sigma_y g_1 D + 0.5 N D \left(1 - \frac{N}{b D F_c} \right) \quad \dots (2-6)$$

$0 > N \geq N_{min}$ の場合

$$M_y = 0.5 a_g \sigma_y g_1 D + 0.5 N g_1 D \quad \dots (2-7)$$

$$\text{ここに, } N_{max} = b D F_c + a_g \sigma_y \quad \dots (2-8)$$

$$N_b = 0.22 (1 + g_1) b D F_c \quad \dots (2-9)$$

$$N_{min} = -a_g \sigma_y \quad \dots (2-10)$$

$g_1 = \text{図 3 参照}$

4. そで壁付きの柱の降伏曲げモーメントは下式による。

$N \leq N_\beta$ の場合

$$M_y = (0.9 + \beta) a_t \sigma_y D + 0.5 N D \left\{ 1 + 2\beta - \frac{N}{\alpha_e b D F_c} \left(1 - \frac{a_t \sigma_y}{N} \right)^2 \right\} \quad \dots (2-11)$$

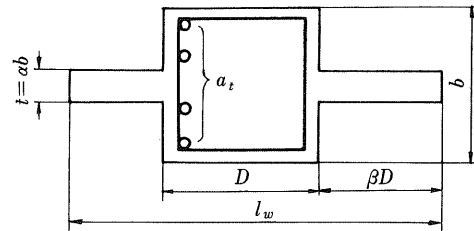


図 4 そで壁付き柱

$N > N_\beta$ の場合

$$N = N_\beta \quad \dots (2-12)$$

として (2-11) 式を用いる。

$$\text{ここに, } N_\beta = \{ 0.5 \alpha_e (0.9 + \beta) - 13 P_t \} b D F_c \quad \dots (2-13)$$

$$P_t = a_t / b D$$

$$\alpha_e = \Sigma A / \ell w b$$

$\alpha, \beta = \text{図 4 参照}$

壁厚 t が b に比べてかなり小さい場合、軸力が大きい場合は上式は危険側となるので精算することが望ましい。

5. 二方向曲げを受ける場合は、一方向のみで考えた耐震性では危険側になる。従って、2方向とも純ラーメンに近い建物などでは特に注意が必要である。

- 壁の降伏曲げモーメントは次式による。

$$M_y = a_t \sigma_y \ell + 0.5 a_w \sigma_{wy} \ell + 0.5 N \ell \left(1 - \frac{N}{b \cdot \ell F_c}\right) \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 a_t = 引張側柱の主筋の全断面積

σ_y = 柱主筋の規格降伏点強度の最低値

a_w = 壁の縦筋及び中間柱の主筋の全断面積

$\sigma_{wy} = a_w$ の σ_y

b, ℓ = 図 5 参照

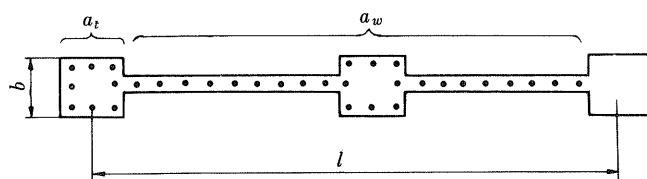


図 5 壁の曲げ耐力

(説明) 開口のある場合は、それが余り大きくなければその部分のたて筋を除いて(3)式を用いてよい。

手順 2. 崩壊形の決定、保有層せん断力の算定法

- 無壁ラーメンの崩壊形と保有層せん断力の算定は以下による。

- (1) 柱の上下の節点について、手順 1 で求めた M'_y の値を次のように加算して比較する。

$$M_{\text{柱}} = 1M'_y + 2M'_y$$

$$M_{\text{はり}} = 3M'_y + 4M'_y$$

- $M_{\text{柱}} > M_{\text{はり}}$ なら梁崩壊型であり、 $1M'_y$, $2M'_y$ をそのまま柱の終局曲げモーメントとする。

- $M_{\text{柱}} \leq M_{\text{はり}}$ なら梁崩壊型であり、 $M_{\text{はり}}$ を柱の弾性剛比でふりわたった値 $1M''_y$, $2M''_y$ を柱の終局曲げモーメントとする。

- (2) 図 6 の柱についてその保有せん断力を求める。

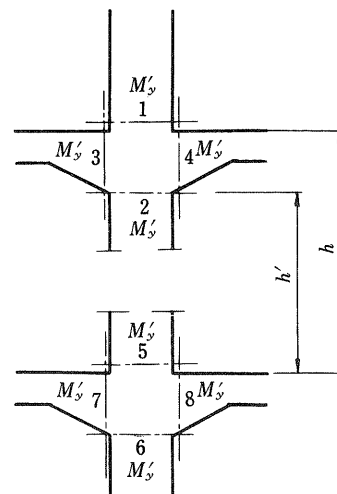


図 6

$$\theta = \frac{2M_y + 5M_y}{h'} \quad \dots\dots\dots(4)$$

ただし、 $2M_y = 2M'_y$ または $2M''_y$

$5M_y = 5M'_y$ " $5M''_y$

・有壁ラーメンの崩壊形と保有層せん断力の算定は以下による。

- (1) 外力の分布を三角形分布とする。(図7, 単位外力 P)
- (2) 仮想仕事の原理により, 壁脚部で曲げ降伏する場合の単位外力 P_1 を求める。
- (3) 同様に壁が浮上する場合の単位外力 P_2 を求める。
- (4) P_1, P_2 のうち小さい方を降伏せん断力とする。

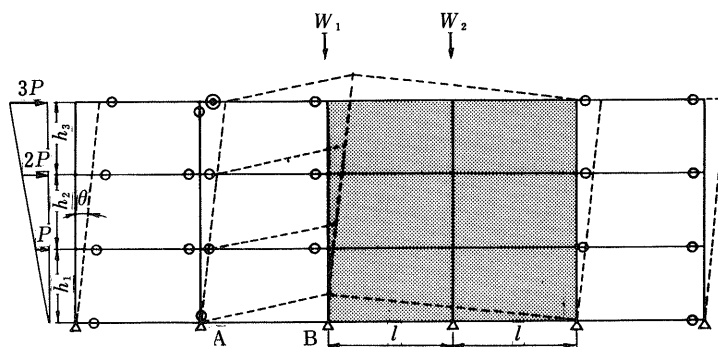


図7 有壁ラーメンの保有層せん断力

(説明)

1. 無壁ラーメンの保有層せん断力は最も簡便な方法を示してある。これによって求めた θ は理論的に可能な保有せん断力の上限と下限との間に入っている。
2. 有壁ラーメンの保有層せん断力は1と異り仮想仕事の原理を用いており, 理論的に可能な保有せん断力の上界を与えている。
3. 1, 2にのべた保有層せん断力は実際のせん断力の値でない場合があり, 今後の研究にまつところが多い。
4. 有壁ラーメンに関する計算法を具体的に示すと次の通りである。

(1) 無壁ラーメンに準じて, 各節点の回りの降伏部材とその降伏モーメントを求める (図7の○, ●, ◎印が曲げ降伏する場合の降伏位置であり, 浮上るときは更にA, B点が降伏する)

(2) 降伏する部材の回転角を求める。図7の θ を単位とすると

$$\bigcirc \text{印点の回転角} = \theta$$

$$\odot \quad \quad \quad = 2\theta$$

$$\bullet \quad \quad \quad = 3\theta$$

(3) 壁の下の軸力 W_1, W_2 を求める。(図7)

壁脚曲げ降伏の場合は基礎上端の長期軸力を W_3, W_2 とする。

(4) 直交ラーメンについても(1)~(3)と同様なことを行う。

$$(5) \quad E = \text{外力のなす仕事} = P\theta h_1 + 2P\theta(h_1 + h_2) + 3P\theta(h_1 + h_2 + h_3) \\ - W_1 \cdot 2\ell\theta - W_2\ell\theta$$

$$(6) \quad I = \text{内力のなす仕事} = \Sigma(M_y)_1\theta + \Sigma(M_y)_2\theta' + \Sigma T\delta$$

ここに,

$$\Sigma(M_y)_1\theta = \text{面内ラーメンの仕事}$$

$\Sigma(M_y)_2 \theta$ = 面外ラーメンの仕事

$\Sigma T \delta$ = 壁脚鉄筋の仕事

(7) $E = I$ より P を求め各層のせん断力を計算する。

手順 3. Q_{ru} の算定

手順 2 で求めた保有せん断力を層ごとに合計して Q_{ru} を計算する。

(付-2) 弾性限層間変位 δ_{re} の算定

δ_{re} は次式によって算定する。

$$\delta_{re} = \frac{\theta_{ru}}{K_r} \dots\dots\dots(1)$$

ここに, θ_{ru} = 手順 3 で求めた保有せん断力

K_r = 初期剛性

(説明)

- (1)式は構造物の復元力特性が完全弾塑性型であることを仮定している。実際の構造物はこのような簡単なものではなく概ね次の特性をもっている。
 - 一般に Tri-linear 型に近い。
 - 降伏後は degrading 形である。
 - 降伏後の剛性が零とならない場合がある。
 - 繰返し载荷によって剛性低下がおこる。
- 以上のような問題点をどのように処理するかは、結局、手順 5, 6 とも関連する実際の応答量の推定精度の問題に帰着する。
- (1)式の計算に当って、当面決めなければならない点は K_r として弾性剛性を用いるか、降伏点剛性を用いるかという点である。ここでは前者をとることにする。

(付-3) 許容ダクティリティーファクターおよび許容部材角

鉄筋コンクリート造のダクティリティーファクターおよび全階部材角の許容値の目安は下記による。

$$\mu_a = 3.0$$

$$R = 1/120$$

ここに, μ_a = 許容ダクティリティーファクター

R = 許容全階部材角

(説明) 許容値の目安は上記の通りであるが、この目安に合致したものは無条件に良いというわけではなく、これと併行してせん断力等に対する設計を行う必要がある。

連続PC 2 ウェブ版ゲタ橋(首都高速道路公団 5 号線 II 期)

第 1 章 概 論

1.1 はじめに

「経済的橋梁構造形式とはなにか？」というテーマは、複雑な要因を含んでおり、一概にこれだという結論めいたことが言えるものではない。しかし、最近では一時の経済的構造物は材料の節約にあるという考え方からは脱脚し、計画・設計・施工の流れの中で、一貫した思想に基づき、総合的判断により達成されるものであるという考えが、一般的あるいは常識的なこととして受け取られつつあると言えよう。

PC 構造物の設計・施工にあっては、当然のことながらその思想に基づいた努力が続けられていることは、周知の通りである。その中で、とくに最近目立ったうごきとしては、大型架設機による現場打 PC 高架橋の施工が挙げられよう。従来、現場打ちの PC 高架橋は、現場作業が極めて多く、省力化・急速化の社会的要求あるいは厳しい架設条件を満たすことが不可能とされ、プレキャスト桁橋の利用が一般的な傾向にあった。しかしながら、最近の移動吊支保工あるいは可動支保工といった大型架設機による現場打 PC 高架橋の施工が、上記の種々の条件を満足するとして頻繁に利用されているのである。言い換えれば、機械化施工により PC 高架橋の施工は、省力化あるいは急速化を達成させうるばかりでなく、順調な労務管理・工程管理あるいは品質管理すなわち、施工管理一般の向上を計りうるということが可能であることが一般的なものとして受け取られつつあるのである。結論的に、PC 高架橋の施工は本格的機械化により、その従来の体質が大きく変化し、革命的過程にあると大げさではあるが、言えるのではなからうか。

さて、一方、構造物の設計にあっては、これらの機械施工を十分考慮してゆく必要があるのは当然である。その模索の中から高架橋構造としてピルツ構造、ホロースラブ形式、あるいは横ゲタのない 2 ウェブ版ゲタ形式、3 ウェブ版ゲタ形式等が提案され、実施されている。本論は、この中からとりわけ単純な構造形式をし、施工上の有利な特質を有し、また独特な設計が可能な、2 ウェブ版ゲタ橋について報告するものである。

なお、本構造は、首都高速道路公団において、1969 年比較設計、1970 年模型実験、1971 年詳細設計、1972 年～1975 年施工、1975 年～1976 年 現場載荷試験の設計・施工・実験等を通じて高架橋構造としての妥当性・安全性を確認して来たものである。

1.2 2 ウェブ版ゲタ橋の定義

2 ウェブ版ゲタ橋の定義について触れるまえに、この聞きなれない用語について述べてみたい。

2 ウェブ版ゲタ橋は、ドイツ語の「Zweistegiger Plattenbalken ohne Querträger」を訳したつもりのものであるが、言葉どおりに訳すならば、「2 つのウェブを有する版ゲタ、横ゲタのない」となる。日本には Plattenbalken と Träger を区別する概念がないので訳す場合に窮する。ドイツでは PC 合成ゲタのようにプレキャストゲタ上に床版を設ける構造は、Träger 橋、箱ゲタ橋も Kastenträger 橋、ホロースラブのような床版橋は Platten 橋そして T ゲタ橋が Plattenbalken 橋である。すなわち Plattenbalken は、ソリッドなウェブとそれと一体の版部分を有するもの（ゲタ）といえるが、多主ゲタでも横ゲタを有している場合でもよいので、Zweistegiger Plattenbalken ohne Que-

rträgerを「Tゲタ橋」で正しく表現することは出来ない。

本構造は2ウェブという特殊性から図-1.2.1に示されるように広い版(フランジ)を有し、後述するが、設計上も版としての解析が重要な位置をしめ、また実際の挙動も当然ながら版としての性状を示す。したがって、あえてPlattenbalkenを ohne Querträger の意味を含め版としての性状を強調する意味で版ゲタ橋とし、また Zweistegiger を2ウェブと訳し、「2ウェブ版ゲタ橋」を構造形式名としたのである。

この名称については、異議を唱える方も居られるとは思うが、本論においては、この名称で呼ぶことにする。

「2ウェブ版ゲタ橋とは、橋軸方向に床版部分と一体の2本のソリッドなウェブを有し、端支点、中間支点以外にはいっさい横ゲタを有さない版ゲタ橋をいう。一般にはP C連続橋として使用する」と定義する。

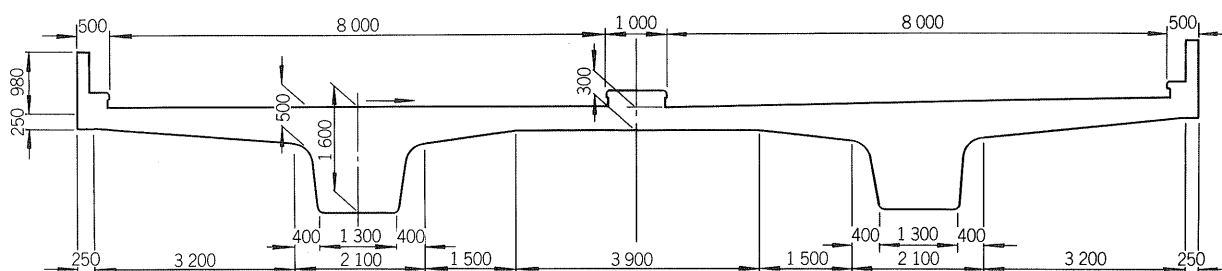


図-1.2.1

1.3 2ウェブ版ゲタ橋の諸例

2ウェブ版ゲタ橋は、10年来西ドイツを中心に数多く建設されて来ているが、その主なものはつぎのようなものがある。

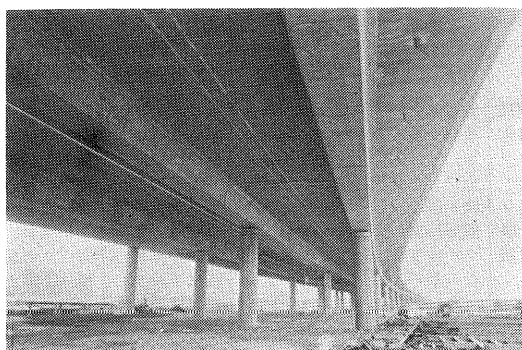
		建設年	
Talbrücke	Sechshelden	1966～68	西ドイツ
Hangbrücke	Würgau	1966～67	“
Überführung	Höhenberg Ring	1966～67	“
Talbrücke	Exterheide	1967～68	“
Siegbrücke	Blanckenburg	1967～68	“
Lippebrücke	Rauschenbürg	1967～68	“
Volkersbach Talbrücke		1968～69	“
Poiter	Clain Ponte	1969～71	フランス
A13	Paris-Normandie Autoroute	1970～71	“
Ohlstadt Talbrücke		1970～72	西ドイツ
首都高速第573工区	高架橋	1973～75	日本

その他、フランクフルト郊外の高架橋、パリのラ・デファンス地区の高架橋などにも採用されている。

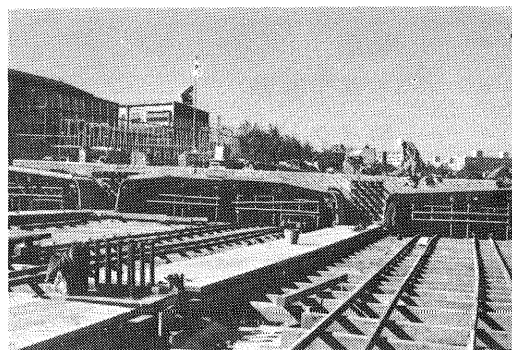
西ドイツの Hangbrücke Würgau, Talbrücke Sechshelden など、その他の橋梁のほとんどが同じよ

表－1.3.1 代表的2ウェブ版ゲタ橋の比較

橋 名	スパン (標準)	幅 員 (有効)	ゲタ高	床版厚	幅 員 スパン	ゲタ高 スパン
Hongbrücke Würgau	39.0 ^m	15.05 ^m	2.8 ^m	0.3 ^m	1/2.6	1/14
Talbrücke Sechshelden	47.65	15.8	2.8	0.3	1/3	1/17
Pont de Poiter	41.0	13.12	2.7	0.24	3.1	1/15
第573工区高架橋	25.0	18.0	1.6	0.30	1/1.4	1/16



写真－1.3.1 Ohlstadt Talbrücke
Münchenの南約100km, Autobahn高架橋



写真－1.3.2 首都高速第573工区高架橋
移動式型枠による施工

うな形状と施工方法を取っている。表－1.3.1に代表的2ウェブ版ゲタ橋の諸元を示す。

首都高速第573工区高架橋についての概略は、幅員18.0m、スパン25.0m、5径間連続ゲタ2連で、施工はWürgau橋と同様5.0mの張出しを設けながら5径間連続して施工する。ただし、本格的な移動式支保工は使用せず、ステージング上を橋軸方向に容易に移動できる移動式型ワクを使用している。写真－1.3.2はその施工中のものである。

1.4 2ウェブ版ゲタ橋の特徴－他構造との比較

ここでは2ウェブ版ゲタ橋の構造上の特色を整理し、また施工上の有利性については、他構造形式と比較してみる。

構造上の特色

- ① 断面形状は、床版に2つのソリッドなウェブが結合されている形になっており、きわめて単純かつスレンダーである。
- ② 端支点、あるいは中間支点以外には横ゲタは有していない。
- ③ 床版の厚さは30～50cmで、床版内には横締めPCケーブルを配置する。
- ④ ソリッドなウェブ幅は80～130cmで、橋軸方向の主ケーブルを集中して配置する。
- ⑤ 施工は片押し施工によるが、連続ゲタ性状を保持するため各スパンの $l/4 \sim l/5$ の位置に施工目地を設け、主ケーブルはその位置でジョイントし連続させる。
- ⑥ 設計の結果では、コンクリート量 $\div 0.52 \sim 0.58 \text{ m}^3/\text{m}$ 、鉄筋 $\div 60 \text{ kg}/\text{m}^3$ 、PC鋼材 $\div 30 \text{ kg}/\text{m}^3$ で比較的少材料で済む。

⑦ 施工上の理由から多径間とすることが多く、また望ましい。

施工上の特色

本構造は前述の Hangbrücke Würgau の例に見られるように、移動式支保工を使用し片押しで施工されるのが一般的で、かつ有利である。

前述の構造上の特色から、本構造の施工上の有利性は容易に推測がつくが、ここでは、移動式支保工など機械施工による場合について、他構造、箱ゲタ橋、ホロースラブ橋など比較してみる。

表－1.4.1 に示すような施工上の有利性は、直接施工の速さ、1 スパン施工サイクルに影響し、西ドイツにおける1 サイクルの実績は2 週間となっている。Talbrücke Exterheide の場合の施工サイクル例を示すが、土曜日と日曜日を休日とした、合理的かつ無理のないものになっている。

第1 週目

月曜日…… 緊張

火 “ …… 脱型

水 “ …… 支保工移動

木 “ …… 型ワクセット

金 “ …… 配筋

土 “ …… 休日

日 “ …… 休日

第2 週目

月曜日…… 配筋・P C 鋼材配置

火 “ …… “ “

水 “ …… コンクリート打設

木 “ …… 養生

金 “ …… “

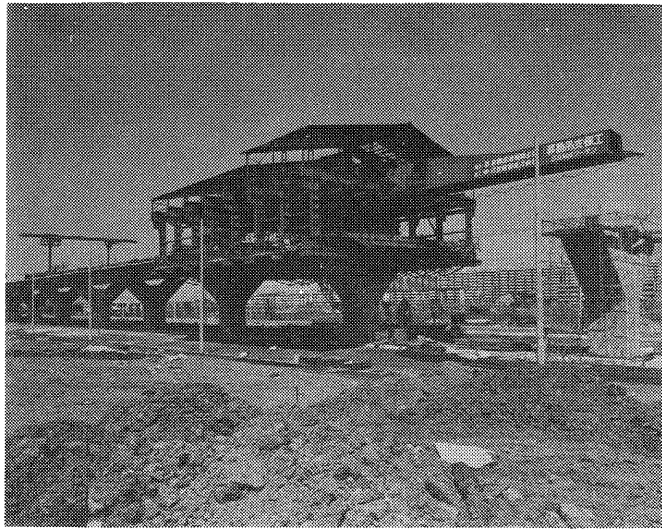
土 “ …… “ (休日)

日 “ …… “ (休日)

筆者らは、首都高速道路第562～563 工区3 径間連続P C ホロースラブの施工に当っては、移動吊支保工(写真－1.3.3) の採用により、実働7 日～12 日の1 スパン施工サイクルを実現させることを得たが、P C ホロースラブ橋は2 ウェブ版ゲタ橋に比較し、配筋、中空型ワクのセット、P C 鋼線配置などに作業量を要し、やや難があるように思われる。筆者らの実経験としても、施工性については2 ウェブ版ゲタ橋に軍配を挙げることができる。

表－1.4.1 機械施工による横断面形状の各工種比較

施工工種	①2ウェブ版ゲタ橋	②2主箱ゲタ橋	③ホロースラブ橋	④2室箱ゲタ橋
移動吊支保工(含移動スレージング)使用の場合の型ワク脱型と機械移動の難易。	型ワクの組立脱型が最も簡単。 型ワクの表面積が少ない。 機械移動に外ワクは支障とならない。 (外ワク落とし容易)	箱ゲタ内、内ワクの組立、脱型が困難で機械の移動時に支障をきたしやすい。 型ワクの表面積が多い。	外ワクの組立脱型は容易。 内ワクは埋殺しとなる。 型ワク表面積(外ワク)は少ないが埋殺し内ワクが多い機械移動に外ワクは支障とならない。	箱ゲタ内、内ワクの組立、脱型が困難で機械の移動時に支障をきたしやすい。 型ワクの表面積は②案より少ないが、①案より多い。
順 位	1	4	2	3
鉄筋組立、ケーブル組立の難易。	鉄筋、ケーブルの組立配置がシンプルで、すべて標準化できる。 鉄筋ケーブルのプレハブ化運搬吊込み配置容易。 主ケーブルは主として垂直面湾曲のみでシンプルな形状。 主ケーブルを集中的に主ゲタに、更に上床版に直線的ケーブルを配置できる。	鉄筋、ケーブルの組立、配置が複雑。 鉄筋ケーブルのプレハブ化が困難で運搬吊込み配置の時、内ワクと下床版の関係で、各腹部単位、プレハブブロックとなる。 主ケーブルは下床版、上床版とも平面的にも拡げて配置するようになる。	埋殺し内ワクのため、鉄筋ケーブルの組立配置のプレハブ化が困難。 主ケーブルは主として垂直面湾曲のみであるが、各内ワク間のみ配置となり1 個所にあまり多く配置できない。 横絡ケーブルは不要。	鉄筋ケーブルの組立配置が複雑。しかし②よりは多少良好。 鉄筋、ケーブルのプレハブ化が困難で運搬吊込み配置の時、内ワクと下床版の関係で各腹部単位プレハブブロックとなる。 主ケーブルは平面的に、上床版、下床版で湾曲配置される。
順 位	1	4	2	3
コンクリート打設。	鉄筋、ケーブルの配置がシンプルであるため、コンクリートポンプなどで腹部と床版を全断面一度に打設しやすい。 コンクリートの締固めが容易である。	鉄筋、ケーブル配置が複雑なうえ、下床版腹部、上床版と分割打設となる。 バイブレータはかけにくい。	スターラップの形状によってはコンクリート打設は容易である。	②と同様、下床版、腹部、上床版の順で打設し、分割打設となる。 バイブレータがかけにくい。
順 位	1	4	2	3



写真－1.3.3 5号線Ⅱ期ワーゲン施工

1.5 2 ウェブ版ゲタ橋設計上の問題点

2 ウェブ版ゲタ橋の施工上の有利性を強調してきたが、日本において初めての特異な構造形式であるため、設計上の種々の疑問を感じられるであろう。ここでは、詳細を述べる前に設計上の問題点を整理する意味で考えられるそれらの疑問点、あるいは設計上の留意点を列挙してみる。

- 1) 解析理論には、Bechert理論、Bieger理論などが考えられるが、いずれも我が国においては本構造への適用の妥当性が実証されていない。
- 2) ウェブ幅に比し版幅が広いので、ゲタとしての有効幅あるいはプレストレス導入状態の検討を加える必要がある。
- 3) 中間及び支点上横ゲタの有無による、橋軸方向および直角方向の応力変形などの差異が不明である。
- 4) ウェブ幅が狭いので、支点上で圧縮応力度が大きくなるおそれがある。
- 5) ウェブ幅が狭いので、支点付近の合成せん断応力度（曲げせん断、ネジリせん断、曲げネジリせん断の和）に対する十分な検討をする必要がある。
- 6) 版厚が薄く、またウェブが回転しやすいので、版の変形が大きくなるおそれがある。
- 7) 張出し床版部の張出し長が大きいので設計上注意する必要がある。
- 8) 床版の曲げモーメントはウェブの橋軸直角方向回転の影響をうけるので、ウェブの支承条件および橋脚の変形など十分考慮して設計する必要がある。
- 9) ウェブ幅が小さい場合、中間支点上に横ゲタがない場合、耐震上問題が残る。
- 10) 橋軸方向断面の中立軸が上に位置するので、ケーブル配置によってはプレストレスによる2次モーメントが大きくなる可能性がある。
- 11) 床版横締めによる床版およびウェブの変形に注意する必要がある。
- 12) 支点付近は、鉛直締めを行うが、三軸にプレストレスされたコンクリートの性質を検討する必要がある。
- 13) プレストレス導入端付近は、ケーブルがウェブに集中するので、その付近の応力分布状態を検討する必要がある。とくに横締め応力と合成された主応力の大きさを明確にする必要がある。

以上のような設計上の問題点を考え、後述する模型実験により問題点を研究し、実施設計への設計方針を定めた。

第2章 設計

2.1 序

我が国で初めての構造形式である連続PC2ウェブ版ゲタ橋が、首都高速5号線(Ⅱ期)第573工区(その1)高架橋に実施された。ここではその実施設計について述べるものである。なお、本設計の設計方針は後述の模型実験により定められたものである。

本工区の案内図および一般図は図-2.1.1、2.1.2に示し、また、完成写真は写真-2.1.1のようである。

連続PC2ウェブ版ゲタ橋は、先に述べたように諸外国の例からパイルベント橋脚などの単柱橋脚を採用、多径間連続ゲタ橋とするのが、設計・施工上ともに合理的で、経済性にもつながる。

本工区は、都市計画街路補助201号線上にあり、街路幅員構成の関係から、写真-2.1.1にみるようにT型の1本橋脚となったが、後述のように移動型ワクを採用する限り、その施工性については、単柱橋脚の場合と変わらない。施工延長は250m、スパン25mの10径間からなるが、10径間の多径間連続ゲタ橋とした場合には、乾

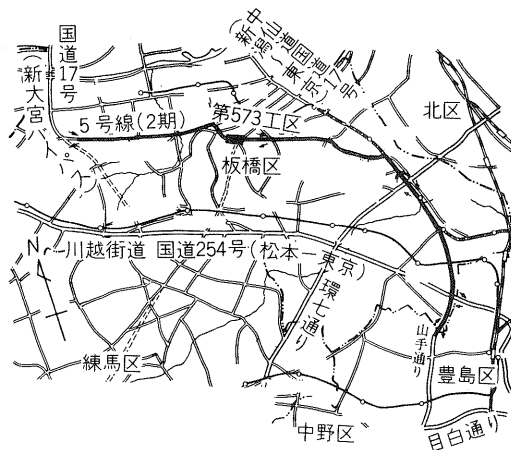


図-2.1.1 案内図

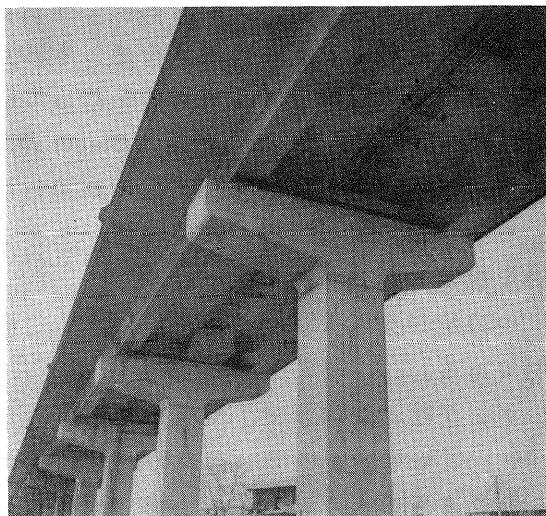


写真-2.1.1

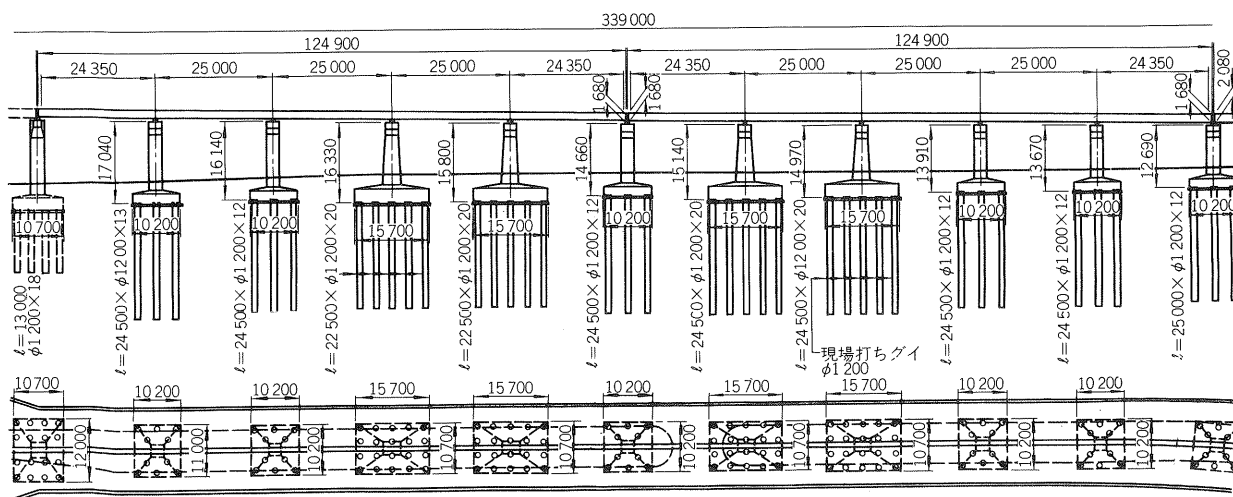


図-2.1.2 一般図

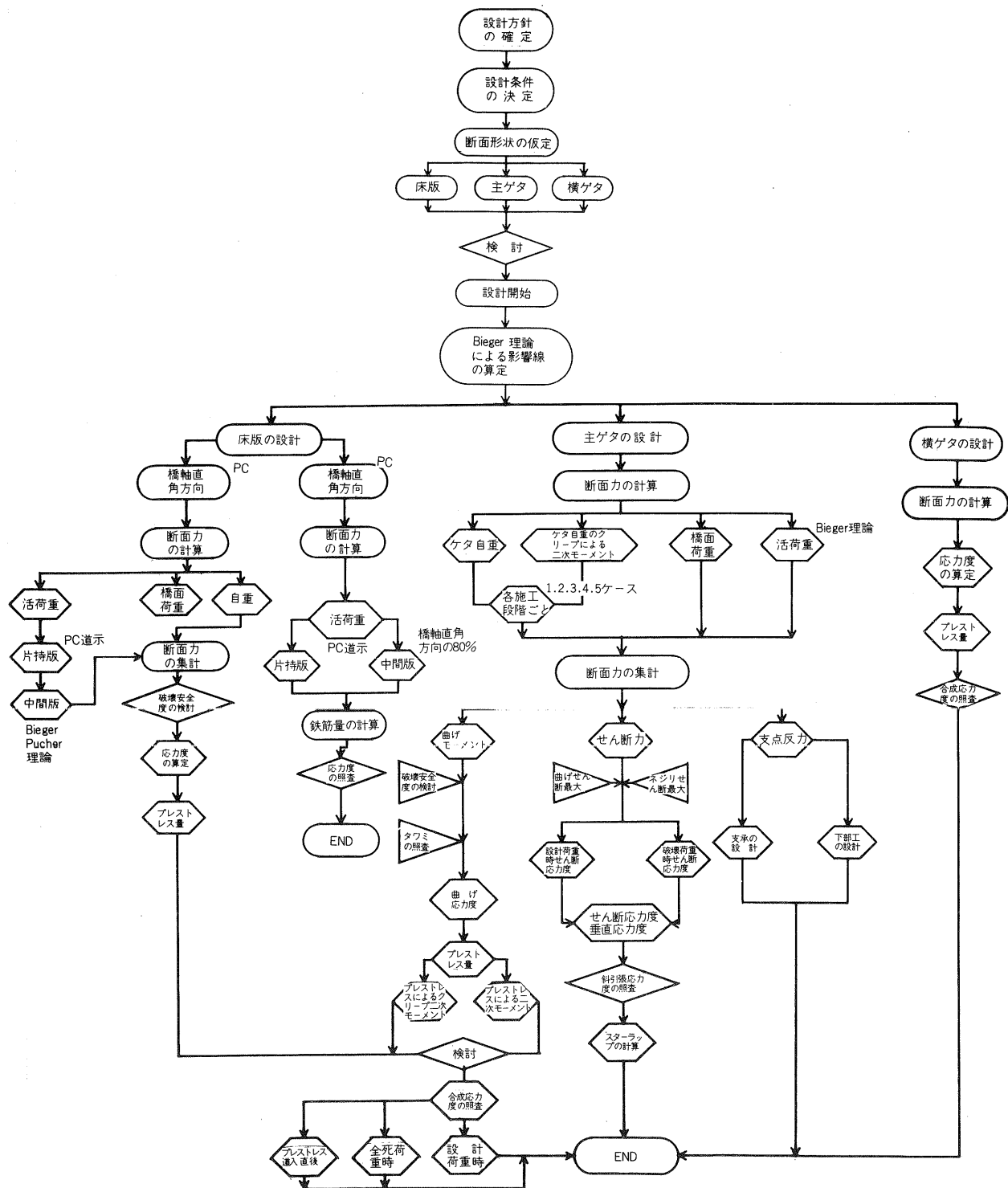


図 - 2. 1. 3 設計フローチャート

乾燥収縮、クリープ変形などの長期変形による水平力、また、地震あるいは、温度変化による水平力の分散などに対する配慮、検討を十分に行う必要がでてくる。本設計時点では、それらに対する検討、研究を十分に進めていなかったため、本工区では、2橋脚をヒンジ固定脚とする5径間連続ゲタ橋2連としたものである。

また、本高架橋の詳細設計を行うに際して、各計算段階においてチェックすべき事項を明確にするために作製したフローチャートを図－2.1.3に示す。

2.2 設計条件および許容応力度

設計に先だって行なわれた連続PC2ウェブ版ゲタ橋の理論解析および実橋の1/5模型実験（後述）の結果を反映させて設計条件、材料強度および許容応力度を表－2.2.1，2.2.2のように決定した。

表－2.2.1 設計条件

材 料 種 別	許 容 応 力 度
設 計 基 準 強 度	$\sigma_{ck}=350\text{kg/cm}^2$ (早強)
コンクリート	曲 げ 圧 縮 応 力 度 圧縮縁 $\sigma_{ca}=115\text{kg/cm}^2$ 引張縁 $\sigma_{cat}=150\text{kg/cm}^2$
	曲 げ 引 張 応 力 度 圧縮縁 $\sigma_{ca}'=-13.5$ " (フルプレストレスリング) 引張縁 $\sigma_{ca}=0$ "
	" 圧縮縁 $\sigma_{ca}'=-13.5$ " (ノーマルプレストレスリング) 引張縁 $\sigma_{ca}'=-13.5$ "
	斜 引 張 応 力 度 設計荷重時 $\sigma_{1a}'=-9$ " 破壊 " $\sigma_{1a}'=-18$ "
	" 設計荷重時 $\sigma_{1a}'=-12.5$ " (ネジリを考慮した場合) 破壊 " $\sigma_{1a}'=-22.5$ "
	プレストレス導入時強度 $\sigma_{ta}'=300$ "
粗 骨 材 最 大 寸 法	$n=25\text{mm}$
PC鋼材	使 用 PC 鋼 材 SEEE F200, F130
	引 張 強 度 $\sigma_{pu}=190\text{kg/mm}^2$
	降 伏 点 応 力 $\sigma_{py}=161$
	引 張 応 力 度 設計荷重時 $\sigma_{pa}=114\text{kg/mm}^2$ 緊張作業時 $\sigma_{pi}=145$ "
鉄筋	引 張 応 力 度 般 部 $\sigma_{sa}=1800\text{kg/cm}^2$ 床 版 $\sigma_{sa}=1400$ "
	使 用 材 SD30

表－2.2.2 材料強度および許容応力度

種 別	条 件
橋 種	プレストレスコンクリート道路橋 (都市高速道路構造基準2級)
構 造 型 式	5径間連続2ウェブ版ゲタ橋
橋 長	250m
ゲ タ 長	124.9m @ 2
有 効 幅 員	8m @ 2
活 荷 重	主ゲタ I-20, (L-20)×1.2
プレストレス	床 版 (T-20)×1.4, (T-20)×1.6 主ゲタ L-20に対してフルプレストレス (L-20)×1.2に対してノーマルプレストレス 床 版 (T-20)×1.4 " フルプレストレス (T-20)×1.6 " ノーマルプレストレス
衝 撃 係 数	$i=10/(25+l)$
設 計 震 度	$KH=0.3, Kv=\pm 0.1$
破 壊 安 全 度	1.3×(死荷重)+2.5×(活荷重) または、1.8×(死荷重+活荷重)
PC鋼材摩擦係数	$\mu=0.3, \lambda=0.004$
PC鋼材摩擦のリラクゼーション	5%, 支点上7%
コンクリートの乾燥収縮度	$\epsilon_s=15\times 10^{-6}$
コンクリートのクリープ係数	$\phi=2.0$
" 補正 "	$\kappa=1/70$

次に、資料調査および模型実験等から決定した「連続PC2ウェブ版ゲタ橋の設計方針」について述べる。

(1) 上部工の設計に対する荷重体系と許容応力度

荷重体系としては日本道路協会の「道路橋示方書」において床版に関するものと主ゲタに関するものがそれぞれ別に定められているが、本橋ではウェブと床版の協同作用により断面が構成される2ウェブ版ゲタ橋であるので、床版に期待する要素が大きいことや、超過荷重(30t前後のトラックが実際には走行する)による部材、特に床版への影響を考慮して床版と主ゲタに対する荷重体系および許容応力度を次のように定めた。

1) 床 版

床版の設計に用いる活荷重は(T-20)荷重の40%増しとする。この場合の床版の合成応力度は

フルプレストレストとする。また(T-20)荷重の60%増しの荷重で検討する。ここで床版コンクリート($\sigma_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$)の許容曲げ引張応力度は 13.5 kg/cm^2 とし、この場合に生じる引張応力度は引張鉄筋で受けもたせるものとする。

2) 版ゲタ

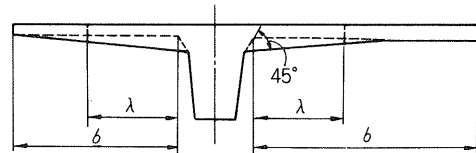
版ゲタの設計に用いる活荷重は(L-20)荷重とする。この場合の版ゲタの合成応力度はフルプレストレストとする。また(L-20)荷重の20%増しの荷重で検討する。ここでウェブのコンクリートの許容曲げ引張応力度は 13.5 kg/cm^2 とする。ただし、この場合の引張応力度は引張鉄筋で受けもたせるものとする。

(2) フランジの有効幅

フランジの有効幅は載荷状態、断面寸法、支間および支承状態などにより異なり、一率に定めることは困難であるが、2ウェブ版ゲタ橋模型実験の結果、これをTゲタ橋とみなし、鉄筋コンクリート道路橋設計示方書およびプレストレストコンクリート道路橋示方書などを参考にして次のように定める。

(2)・1 外力に対する有効幅

実験結果により外力に対する有効幅は「PC道示」に準ずる。ここで「PC道示」の有効幅は死荷重載荷時の有効幅で考えられているが、活荷重載荷時の曲げモーメントは死荷重時の曲げモーメントの形状に大体近似することから、載荷状態のいかにかわらず上記の式を用いるものとする(図-2.2.1)。



$$\lambda = \frac{\ell}{8}$$

ただし、 $\lambda \leq b$

(2)・2 プレストレスに対する有効幅

「PC道示」に準ずるものとし、次のとおり有効幅を求めて断面計算を行う。

a) プレストレスによる曲げに対する有効幅は外力による有効幅と同じ値とする。

b) 軸力に対する有効幅はプレストレス導入時のフランジ全幅とする。

(2)・3 不静定算定に用いるフランジの有効幅は全幅とする。

ここで、 ℓ のとり方は次の通りとする

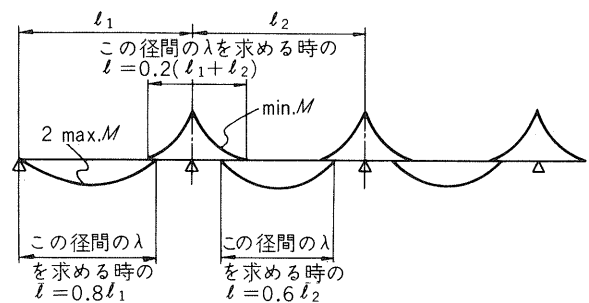


図-2.2.1 フランジ有効幅および連続ゲタの ℓ のとり方

(3) 上部工の設計方針

本橋のゲタ断面は、ウェブと床版の協同作用により構成されているが、ウェブのネジリ剛性が小さく床版に期待する要素が大きい構造形式であるので、理論解析、実験結果を反映させて各部材の設計方針を次のように定めた。

(3)・1 張出し床版

a) 橋軸直角方向

実験値との比較にあたって一端完全固定とした Bittner, Westergaard および「PC道示」, 「鋼道示」の理論ならびに張出し版固定端部の固定度を考慮した Dehnkamp の理論により計算を行った。以上の各理論の計算値と実験値との比較の結果、Westergaard の理論が最も近似していることがわかったが、安全側となる「道路橋示方書」により、また実験で明らかになった張出し先端部

の下側の引張り応力についても配慮し設計を行う。

b) 橋軸方向

張出し版には輪荷重により床版下縁に引張応力が生ずるので、「PC道示」および「道示」により橋軸方向の検討を行う。また、床版は橋軸方向において主ゲタの一部として荷重を受けるので、ゲタとしては床版に生ずる最も不利な応力状態と床版としての断面力との重ね合せにより床版に生じる局部応力の検討を行う。

(3)・2 中間床版

a) 橋軸直角方向

中間床版は直接輪荷重が載荷し、版ゲタとして重要な部材であり、しかもウェブの変形とねじれによる影響を受けて床版の応力状態が異なるので、張出し版と同様に版理論による解析のみでは必ずしも満足されるものではない。それゆえ、床版とウェブを一体として Bieger の理論および Nötzold の理論による計算値と実験値を比較した。この結果、両者の値はよく近似していることがわかったが、Nötzold の理論は解析が複雑なため床版の設計にあたっては Bieger の理論によるものとする。ただし、支点部においてウェブは横ゲタにより変形が拘束されているので、支点部付近の床版は Pucher の版理論により応力照査する。

b) 橋軸方向

実験において橋軸方向断面力は $M_y/M_x = 0.4 \sim 0.5$ となったが、版理論による橋軸方向断面力は床版スパンと荷重による分布幅の比が大きな要素となるので、設計にあたっては 2 辺固定、2 辺無限長の版として解析する。

ここで「PC道示」の計算式は適用できないので、その根拠となっている Pucher および Pigeaud の理論により検討を行い、安全を考え示方書どおり橋軸直角方向断面力の 80% として設計する。また、床版の橋軸方向における局部応力についても張出し部と同様に検討する。

(3)・3 キゲタ

本橋は上記のとおり床版との協同作用により断面を構成した 2 ウェブ版ゲタ橋であるので、ゲタ理論にたよる解析のみでは実際の構造物の挙動とは一致しない。

Bechert の理論および Bieger - Anger の理論による計算値と実験値とを比較した結果、両者とも実験値とはほぼ一致したが、Bechert 理論は複雑な計算を要するため、Bieger 理論によりスパン中央点の荷重分配率を求め Anger 理論によりゲタ理論に置き換えて断面力を求める。すなわち、Bieger - Anger の理論によりゲタの設計を行う。

(3)・4 破壊に対する検討

「PC道示」の破壊に対する安全度の計算式による値と実験値とはほぼ近似するので「PC道示」により各断面の安全度を検討する。

1) 床版固定端部

正の曲げモーメントに対して

a) (断面の破壊抵抗曲げモーメント) $> 1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (1.4 \times T - 20)$

b) (断面の破壊抵抗曲げモーメント) $> 1.8 \times (\text{死荷重} + 1.4 \times T - 20)$

負の曲げモーメントに対して

a) (断面の破壊抵抗曲げモーメント) $> 1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (1.4 \times T - 20)$

b) (断面の破壊抵抗曲げモーメント) $> 1.8 \times (\text{死荷重} + 1.4 \times T - 20)$

ただし、活荷重による曲げモーメントは張出し部または中間部のうちいずれか大きいほうの値

を用いる。

2) 床版スパン中央

正負の曲げモーメントに対して

a) (断面の破壊抵抗曲げモーメント) $> 1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (1.4 \times T - 20)$

b) (断面の破壊抵抗曲げモーメント) $> 1.8 \times (\text{死荷重} + 1.4 \times T - 20)$

3) ウェブ

a) (断面の破壊抵抗曲げモーメント) $> 1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (1.2 \times L - 20)$

b) (断面の破壊抵抗曲げモーメント) $> 1.8 \times (\text{死荷重} + 1.2 \times L - 20)$

ただし、曲げモーメントは Bieger 理論による分配を考慮し、橋軸方向には Anger 理論による連続ゲタとした曲げモーメントを用いる。

(3)・5 床版の押抜きせん断に対する検討

床版にはプレストレスによる圧縮応力および鉄筋が配置されており、無筋コンクリートとは異なるが、ここでは無筋コンクリートとして押抜きせん断応力の照査を行う。計算式としては最も一般的に用いられている「コンクリート標準示方書」120条(1)によるものとする。

2.3 Bieger 理論による影響線の計算

床版(中間床版固定端部, スパン中央), 主ゲタの荷重分配は上述した設計方針より Bieger 理論を用いて求める。図-2.3.1は、この Bieger 理論による構造系と不静定量の関係を示したものである。

図-2.3.1において、線荷重および未知断面力 $X_1(x)$, $X_2(x)$ を Fourier 級数に展開し、断面の任意点の釣合い方程式をたて、次の影響線を求める。

- ① 床版中央点の曲げモーメント
- ② 床版固定端部の "
- ③ ウェブ(I)の最大 "
- ④ ウェブ(I)の最大せん断力
- ⑤ ウェブ(I)のネジリモーメント

(1) 荷重分配

Bieger の荷重分配は、単純ゲタとして扱っているが、本高架橋は連続ゲタ構造であるので、図-2.3.2に示すように、連続ゲタ側径間(スパン= ℓ)の中央に単位荷重 $P(=1)$ を載荷した時のタワミ量 δ_d と、単純ゲタ(スパン= ℓ)の中央に単位荷重 $P(=1)$ を載荷した時のタワミ量 δ_f が等しいと置いて、換算剛度(J_B)を求め、各分配系数を求める事とした。

$$\delta_d = \frac{\ell^3}{E \cdot J} \cdot \frac{1}{C} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\delta_f = \frac{\ell^3}{48 E \cdot J_B} \quad \dots\dots\dots (2)$$

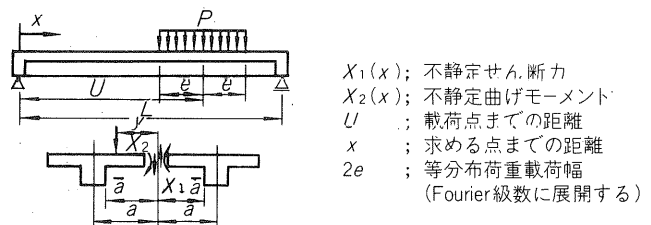


図-2.3.1 構造系と不静定量

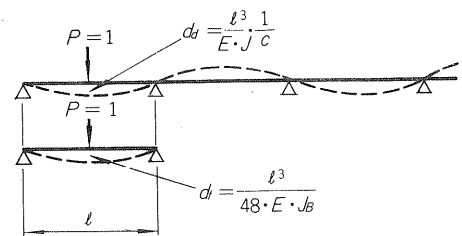


図-2.3.2

$$\therefore J_B = \frac{C}{48} \cdot J \quad \dots\dots\dots(3)$$

一方、5 径間連続ゲタの影響線縦距は $1/C = 0.01463$ であるから ($C = 68.35$) これと(3)より

$$J_B = \frac{68.35}{48} \times 0.955$$

$$= 1.3612 \text{ m}^4$$

を得る。

(2) 影響線の計算

設計上の仮定ゲタ断面形状寸法と実際の断面形状寸法を図-2.3.3, 2.3.4 に示す。

まず Bieger の理論による剛度係数を求めるのであるが、断面定数は、

$J_B = 1.3612 \text{ m}^4$: 断面二次モーメント

$J_T = 0.423 \text{ m}^4$: ネジリ断面二次モーメント

$a = 4.5 \text{ m}$: T 型ゲタとしての突縁幅

$L = 24.350 \text{ m}$: スパン

$\bar{a} = 3.75 \text{ m}$: ハンチを除いた突縁幅

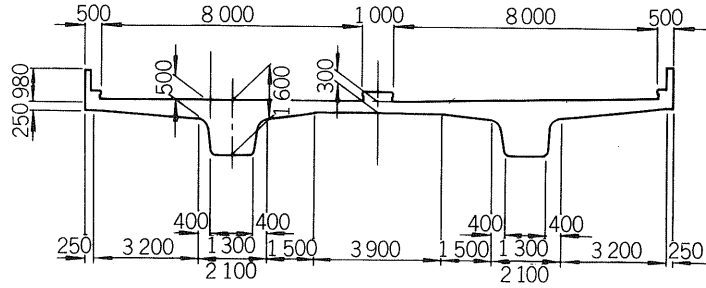


図-2.3.3 実際の断面図

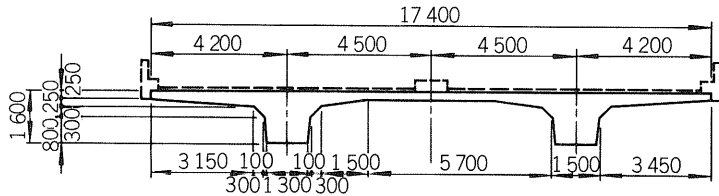


図-2.3.4 設計時の仮定断面図

$$J_{pl} = \frac{b \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = 0.002315 \text{ m}^4$$

$$K_{pl} = \frac{\pi^4 \cdot \bar{a}^3 \cdot J_B}{3 \cdot L^4 \cdot J_{pl}} = 2.867$$

$$K_T = \frac{\pi^2 \cdot a^2 \cdot J_B \cdot E}{L^3 \cdot J_T \cdot G} = 23.5 \cdot \left(\frac{a}{L}\right)^2 \cdot \left(\frac{J_B}{J_T}\right) = 2.582$$

$$K_B = \frac{L^2 \cdot J_{pl} \cdot E}{\pi^2 \cdot \bar{a} \cdot J_T \cdot G} = 0.241 \cdot \frac{L^2}{\bar{a}} \cdot \left(\frac{J_{pl}}{J_T}\right) = 0.208$$

一方、不静定未知量は

$$X_{1(x)} = -\frac{2 \cdot P}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \frac{n \cdot \pi \cdot u}{L} \cdot \sin \frac{n \cdot \pi \cdot \ell}{L} \sin \frac{n \cdot \pi \cdot x}{L} \cdot$$

$$\frac{1 + n^2 \cdot K_T \cdot \left(1 - \frac{y}{\bar{a}}\right) + n^4 \cdot K_{pl} \cdot \left(1 - 1.5 \frac{y}{\bar{a}} + 0.5 \frac{y^3}{\bar{a}^3}\right)}{1 + n^2 \cdot K_T + n^4 \cdot K_{pl}}$$

$$X_2(x) = \frac{2 \cdot P \cdot a}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \cdot \sin \frac{n \cdot \pi \cdot u}{L} \sin \frac{n \cdot \pi \cdot \ell}{L} \sin \frac{n \cdot \pi \cdot x}{L}$$

$$\frac{\frac{K_B}{n^2} \cdot \left(1 - \frac{y}{a}\right) + 0.5 \cdot \frac{\bar{a}}{a} \left(1 - \frac{y}{\bar{a}}\right)^2}{\frac{K_B}{n^2} + 1} \quad (i=1, 2, 3, \dots)$$

で与えられる。

一般には、これらの剛度係数 K_{pl} , K_T , K_B が求まれば、図表-1, 2, 3, 4, 5, 6 より不静定未知量 $X_1(x)$, $X_2(x)$ による影響線が求まる。本橋においては K_{pl} , K_T が大であり図表より求められないため、不静定未知量 $X_1(x)$, $X_2(x)$ を原式より求めた。(注：影響線の数値は実施設計の値である。)

(3) 影響線

(3)・1 床版中央曲げモーメントの影響線

不静定未知量 X_2 を用いてスパン中央の曲げモーメントの影響線を求める。

Bieger 理論によって求めた影響線から両端固定梁の影響線を引いた値である。

(3)・2 床版固定端曲げモーメントの影響線

不静定未知量 X_1 , X_2 の影響線縦距を用いて

$$\eta(m) = X_2 - X_1 \cdot \bar{a} \quad (y=2a, a)$$

$$\eta(m) = X_2 + X_1 \cdot \bar{a} \quad (y=0, -a, -2a)$$

となる。

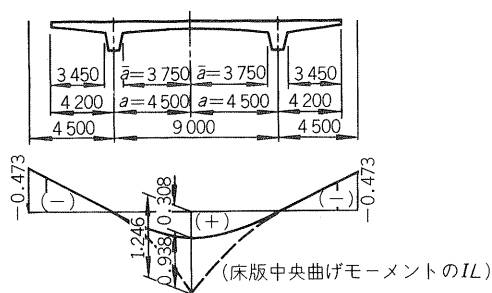


図-2.3.5 床版中央曲げモーメントの影響線

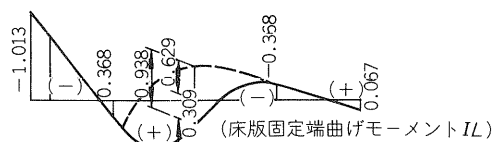
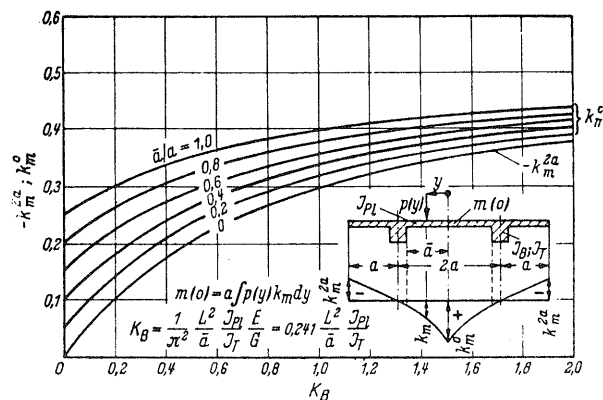
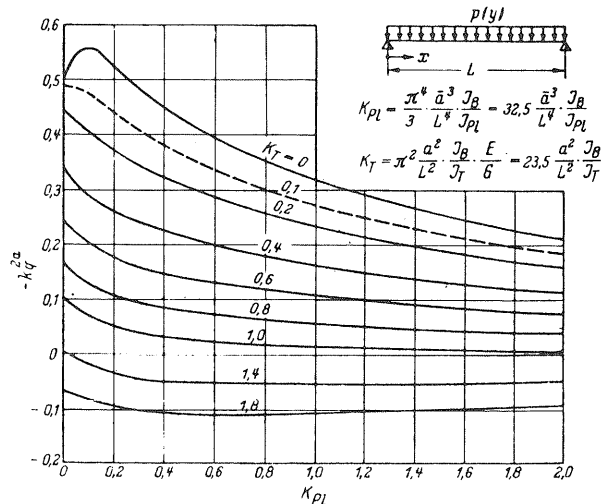
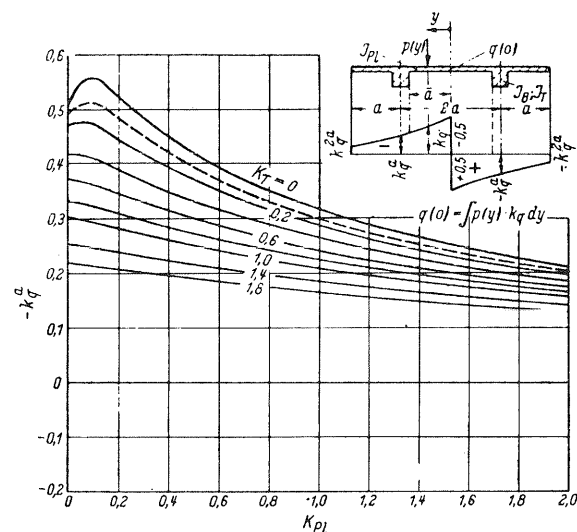


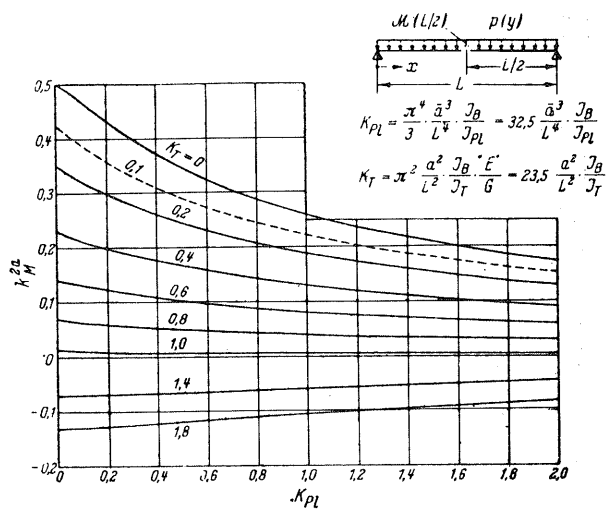
図-2.3.6 床版固定端曲げモーメントの影響線



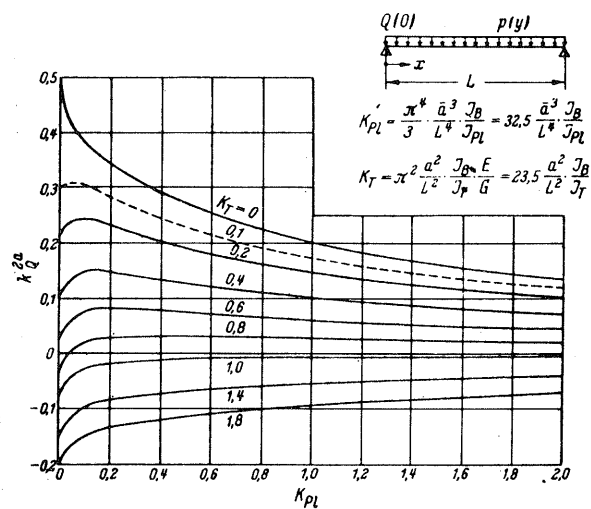
図表-1 荷重分配床版の中央モーメント



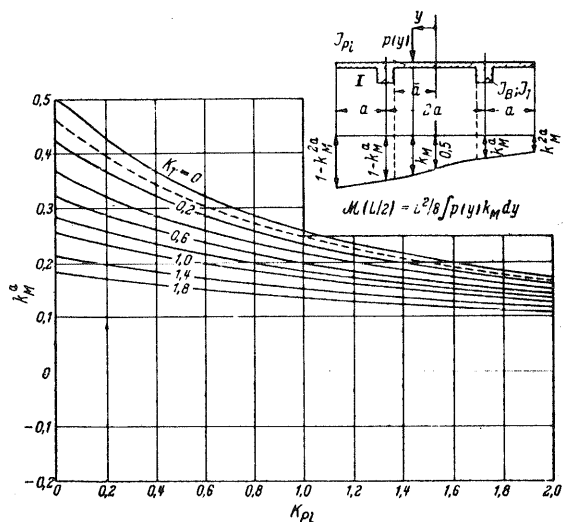
図表-2 荷重分配床版のせん断力



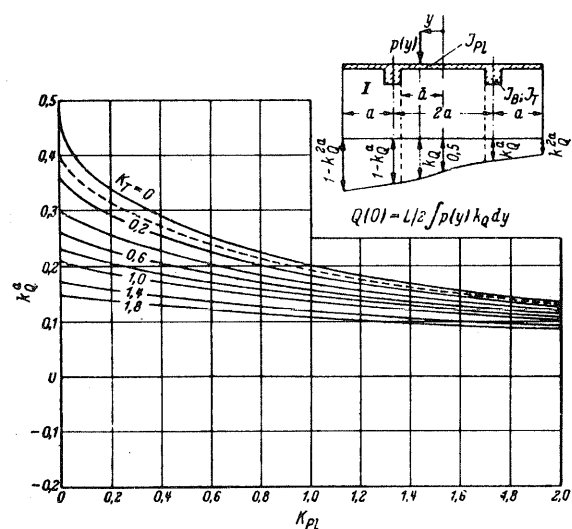
図表-3 主ゲタ I の最大曲げモーメント



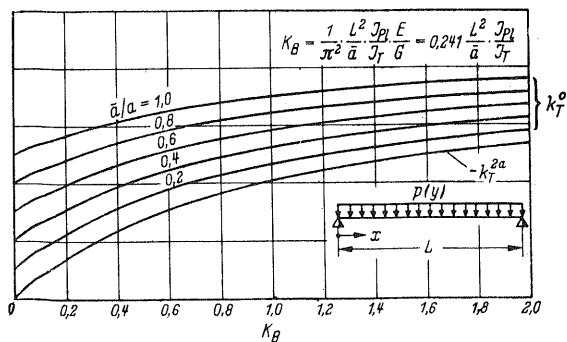
図表-4 主ゲタ I の最大せん断力



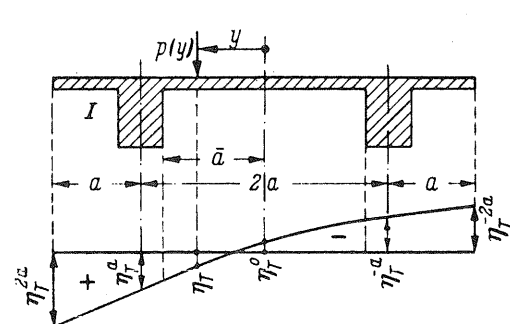
図表-5 主ゲタ I の最大ネジリモーメントに対する係数



図表-6 主ゲタ I の最大ネジリモーメント



図表-5 主ゲタ I の最大ネジリモーメントに対する係数



図表-6 主ゲタ I の最大ネジリモーメント

一般には図表-1, 2より ($y=\bar{a}$) の $1/a$ 倍影響線が次式によって求まる。

$$\left. \begin{aligned} \eta_m^{2a} &= k_m^{2a} - k_q^{2a} \frac{\bar{a}}{a} \\ \eta_m^a &= -k_q^a \frac{\bar{a}}{a} \\ \eta_m^0 &= k_m^0 - 0.5 \frac{\bar{a}}{a} \\ \eta_m^{-a} &= +k_m^a \frac{\bar{a}}{a} \\ \eta_m^{-2a} &= k_m^{2a} + k_q^{2a} \frac{\bar{a}}{a} \end{aligned} \right\}$$

(3)・3 主ゲタ I の最大曲げモーメント影響線

$$\begin{aligned} M(x) &= \iint (P(x) + X_1(x)) dx \cdot dx \quad \dots\dots\dots y > 0 \\ &= \frac{PL^2}{8} \left(1 - \frac{8}{PL^2} \iint X_1(x) \cdot dx \cdot dx \right) \end{aligned}$$

より求められる。

一般的には図表-3より $8/PL^2$ の影響線が求まる。

(3)・4 主ゲタ I の最大せん断力の影響線

$$\begin{aligned} Q(x) &= -\int (P(x) + X_1(x)) \cdot dx \quad \dots\dots\dots y > 0 \\ &= \frac{PL}{2} \left(1 - \frac{2}{PL} \int X_1(x) dx \right) \end{aligned}$$

より求められる。

一般的には図表-4より $-2/PL$ の影響線が求まる。

(3)・5 主ゲタ I の最大振りモーメント影響線

$$\begin{aligned} M_{T(o)} &= \int (P(x)(a-y) + X_1(x) \cdot a - X_2(x)) dx \\ &= \frac{PLa}{2} \left(1 - \frac{y}{a} \right) + a \int X_1(x) dx - \int X_2(x) dx \\ &= \frac{PLa}{2} \left\{ -\left(1 - \frac{y}{a} \right) + (1 - k_Q) + k_T \right\} \end{aligned}$$

より求められる。

一般的には図表-5の k_T の値, 図表-4の k_Q の値から最終的に影響線の $2/PLa$ が求まる。(図表-6 参照)

$$\left. \begin{aligned} \eta_T^{2a} &= 1.00 + k_Q^{2a} + k_T^{2a} \\ \eta_T^a &= +k_Q^a \\ \eta_T^0 &= -0.50 + k_T^0 \\ \eta_T^{-a} &= -k_Q^{-a} \\ \eta_T^{-2a} &= -k_Q^{-2a} + k_T^{-2a} \end{aligned} \right\}$$

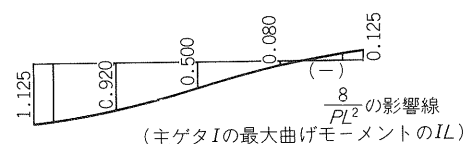


図-2.3.7

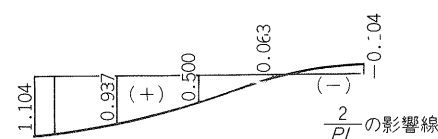


図-2.3.8

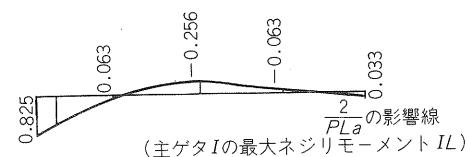


図-2.3.9

2.4 主ゲタの設計

スパン、幅員など種々の条件により異なるが、これらの諸元決定に於いて次のような点に留意した。

- ① スパンと幅員の関係から、ウェブと一体となって外力に抵抗する床版の有効幅が大きくなるように、ウェブ間隔を設定した。
- ② ウェブ幅については、 $b/B = 0.1 \sim 0.2$ (b ; ウェブ幅, B = フランジ幅) が適当と考えられるが、主ケーブルの定着端部分の余裕を考慮して $b/B = 1.5/8.7 \div 0.17$ とした。
- ③ 一般にケタ高を大きくすれば、断面剛性も増加し、有利となるが、本高架橋のような構造形式の場合には、二次モーメントなどの影響により、必ずしも有利とはいえない。図心位置は $h/H = 0.25 \sim 0.35$ (h ; 図心位置, H ; ケタ高) 程度が妥当と考えられるが、種々検討の結果、 $h = 0.29H$ とした。
- ④ ケーブル配置は、ケタ断面の特異性を考慮すると共に、施工段階における構造系の変化を考慮し、決定した。
また、プレストレスによる二次モーメントを少なくするため、偏心量を極力抑えた。

(1) 基本構造

本高架橋の基本構造形状は図-

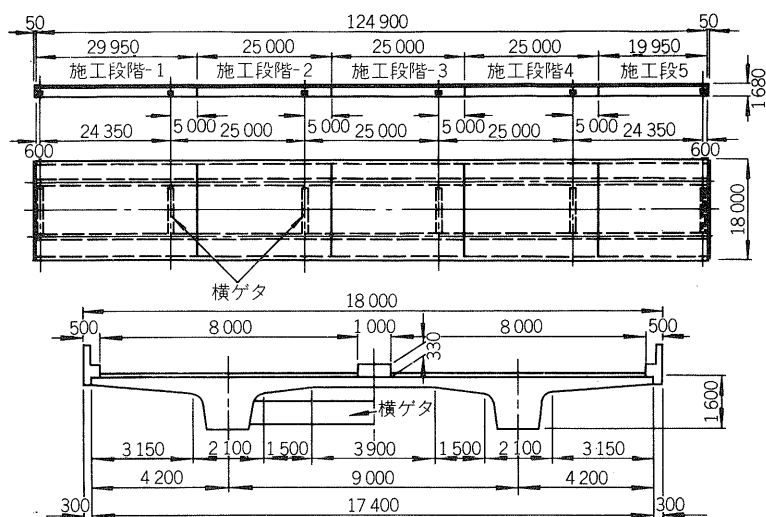


図-2.4.1 主ゲタの形状寸法

2.4.1 に示す。

(2) 断面力

本高架橋は、前述したように分割施工により施工し、完成時は5径間連続ゲタ構造となるので、断面力の算出にあたっては、各施工段階ごとに変化するものと、連続ゲタ完成時とに分けて考える必要がある。

1) 構造系の変化に伴う断面力

構造系が変化するのに伴い、逐次、次の事項が変化することとなる。

- ① 主ゲタの自重
- ② ケタ自重によるコンクリートのクリープ
- ③ プレストレスによる二次応力
- ④ プレストレスによるコンクリートのクリープ

②, ④は各施工段階におけるコンクリートの材令差により、時間の経過と共に発生するものである。この時のクリープ曲線としては、どの区間も同一形として(図-2.4.2)次式で与えられる。

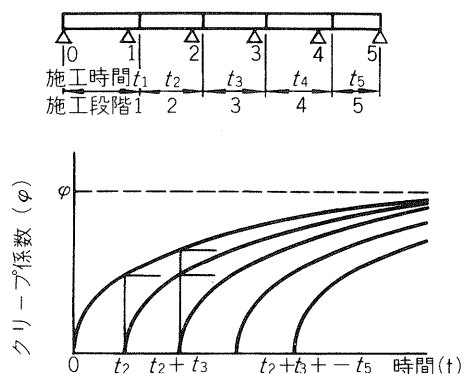


図-2.4.2 各施工段階におけるクリープ曲線

$\varphi_{\infty} = 2.0$; $t = \infty$ におけるクリープ係数
 x ; クリープ補正係数
 t ; 経過時間

2) 5 径間連続ゲタ完成時に作用する断面力

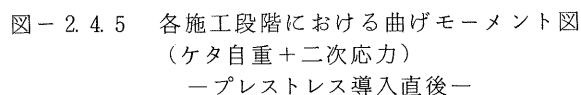
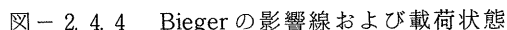
橋面荷重は半断面として求める。

計 $W_a = 3.05 \text{ t/m}$

(图-2.4.4)。

$$\times 1.2 = 2.846 \text{ t/m}$$

本高架橋は、スパンに比べ幅員が広い（ $25/18=1.39$ ），曲げせん断力の他に，ネジリせん断力の影響が大きいと考えられる。ところで，Bieger の理論においては，ネジリ最大の時に生ずる斜引張応力度を，単純ネジリせん断応力度として取り扱っているため，曲げネジリ理論に対し，過大な値を示すことが予想されるの



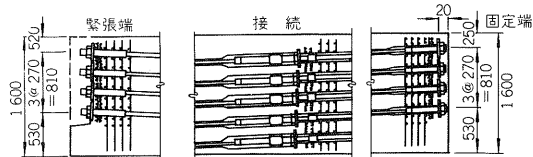


図-2.4.7 ケーブル定着および接続

で、これらを考慮して、斜引張応力度の検討を次のように行った。

① 曲げせん断応力度に関して

③ ケタ自重、橋面荷重などの死荷重に対し

.....ハリ理論

⑥ 活荷重に対し Biegerの理論

② ネジリせん断応力度に関して

③ 活荷重に対し 曲げネジリ理論

③ 検討箇所

曲げせん断力が、抵抗せん断力を超える箇所は、設計荷重時、破壊荷重時共に支点付近である。そこで、斜引張応力度の検討は、支点付近を重点において行った。これらの結果を表-2.4.1に示す。

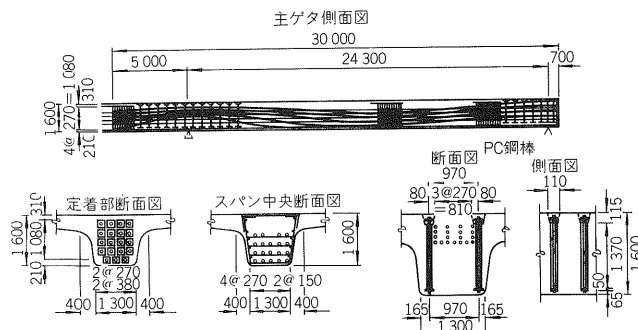


図-2.4.8 ケーブル配置および鋼棒配置

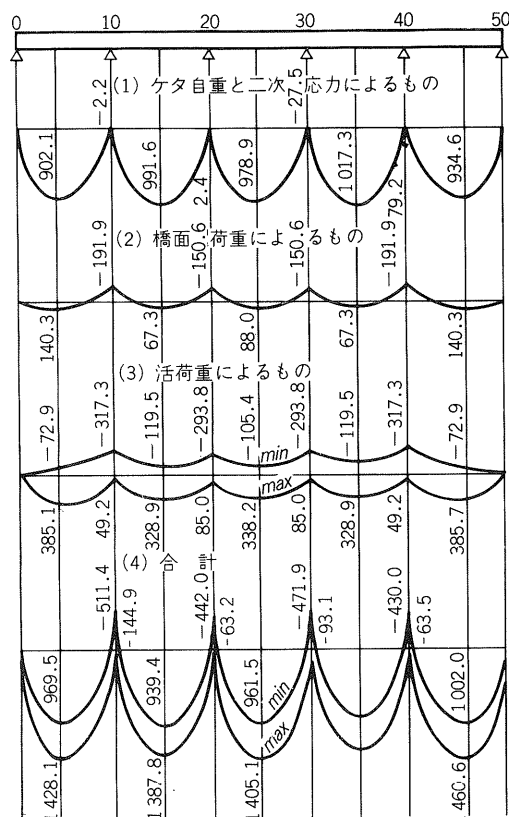


図-2.4.6 各荷重による曲げモーメント

表-2.4.1 Bieger理論および曲げネジリ理論による斜引張応力度

			σ_c	せん断応力度			σ_I	鉛直締め		必要プレストレス 量または鉄筋量	使用プレストレス量ま たはスタラップ鉄筋量
				τ_m	τ_T	$\tau=\tau_m+\tau_T$		σ_y	σ_I		
設計荷重時	理論	曲断 (L-20)	44.1	17.1	8.7	25.8	-11.8	-	-	-	-
		げ最 (L-20) せん大 $\times 1.2$	43.6	19.5	10.5	30.0	-15.3	9.2	- 8.2	3.5	$\phi 32$ 2列 60cm ピッチ
	曲リ げネジ 理論	曲げネジリ点	49.7	-	-	21.9	- 8.3	-	-	-	-
		一次ネジリ点	39.5	-	-	3.8	0.4	-	-	-	-
破壊荷重時	Bieget 理論	曲最 (L-20) げせん $\times 1.8$	65.5	31.8	15.7	47.5	-24.9	9.2	-17.8	3.1	$\phi 32$ 2列 60cm ピッチ
		断大 (L-20) $\times 1.2$ $\times 1.8$	68.0	32.9	18.8	51.7	-27.9	9.2	-20.9	6.7	-
	曲リ げネジ 理論	曲げネジリ点	-18.4	-	-	26.9	-26.9	-	-	$A_s=19.7\text{cm}^2$	D 19 ctc 150 $A_s=38.2$
		曲げネジリ点	39.4	-	-	44.9	-29.3	-	-	$A_s=21.9\text{cm}^2$	"

許容値 $\sigma_{1a} = -12.5 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma'_{1a} = 22.5 \text{ kg/cm}^2$

4) その他の検討事項

はじめにも述べたように、下部工との関係から、本高架橋の場合は、中間に2箇所、固定ヒンジ支承が設けられている。このため、上部工が拘束され、これによる内部応力が生じる。この内部応力を次のように検討した。

①クリープ、乾燥収縮

支承が完全に固定されるまでに、クリープ、乾燥収縮が35%進行したものとして検討した結果、部分的に引張応力が生ずる個所があるが、許容値内にあるので、引張鉄筋によって補強することとした。

②温度変化によって生ずる応力度

本高架橋のようにマッシュなウェブに、薄い床版が接合している場合、床版と主ゲタとの間に温度差を生ずる場合も考えられる。そこで主ゲタより、床版の温度が5℃上昇した場合について検討した結果、許容値内の応力であった。

③タワミ量の計算

分割施工を行う場合、ゲタに生ずるタワミ量は、各施工段階によって異なり、これを十分把握しておかないと、橋面の平坦性が保たれず、美観上はもとより、車輛の走行上もかなりの問題が生ずる。ところで、ゲタに生ずるタワミは次の要因による。

① クリープ変形

② 弾性変形

③ 弾性二次モーメントによる変形

そして、施工時には、これらが時間と共に生ずることとなる。また、①については、かなり長年月にわたり発生するものである。そこで、①については、簡易計算と厳密解とを求め対比することとした。次に、主要断面のタワミ量を表-2.4.2に示す。

なお、本高架橋の主要材料を示すと表-2.4.3のようである。

表-2.4.2 主要断面のタワミ量

	④	②⑤	④⑥
ゲタ自重	14	9	10
プレストレス	-22	-23	-29
橋面荷重	2	1	2
クリープ	-16	-29	-36
活荷重			
max	7	6	7
min	-2	-3	-2
合 計			
max	-15	-36	-46
min	-24	-45	-55

表-2.4.3 主要材料

主 要 材 料	数 量	単位橋長当たり	単位橋面積当たり	単位コンクリート量当たり
コンクリート	2 852m³	11.4m³/m	0.6m³/m²	—
型 ワ ク	7 326m²	29.3m²/m	1.6m²/m²	2.57m²/m³
鉄 筋	347t	1 389kg/m	77 kg/m²	122kg/m³
P	SEEE F-200	83t (380cab)	332 "	18 "
	" F-130	43t (468cab)	172 "	10 "
C	B種 φ 32	5t (480本)	20 "	1 "
	小 計	131t	524 "	29 "

($\Sigma \ell = 249.8\text{m}$) ($\Sigma S = 4496.4\text{m}^2$)

2.5 床版の設計

床版の断面形状は図-2.5.1のようである。

ウェブおよび床版の施工後に横ゲタを施工する方法をとったので、床版スパンの大きい本高架橋の場合、橋軸直角方向プレストレスによる弾性変形などにより、床版の変形が生ずる。一方、

ウェブには図-2.5.2に示すように、回転変形が生ずるので、これらの影響をあらかじめ考慮する必要がある。そこで、模型実験の結果を考慮して、片持版は、橋軸方向・橋軸直角方向とも「P C道示」により設計することとした。

中間床版においては、橋軸直角方向にBiegerの理論によるウェブのタワミ差と、ネジリ抵抗による断面力とPucherの理論による両端固定、他の二端半無限長の版に輪荷重を載荷した場合の断面力とを合計したものを設計断面力とした。橋軸方向は、実験では直角方向断面力の約50%を示しているが、安全を考え示方書どおり橋軸直角方向断面力の80%とした。

(1) 中間床版中央の曲げモーメント

① Biegerの理論による曲げモーメント

$$\text{衝撃係数} \quad i = \frac{20}{50 + \ell} = 0.348 \quad (\ell = 7.5)$$

$$\text{後輪荷重} \quad P_{(1+i)} = 8.0 \times 1.4 \times 1.348 = 15.098 \text{ t}$$

$$\text{前輪荷重} \quad P_{(1+i)} = 2.0 \times 1.4 \times 1.348 = 3.774 \text{ t}$$

換算荷重 P_{Ers} は、スパン中央に等しいタワミを生じさせる等分布換算

後輪荷重に対して

$$\frac{P \ell^3}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot P_{Ers}' \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

より、

$$P_{Ers}' = 8P/5\ell = 0.992 \text{ t/m}$$

前輪荷重に対して

$$\frac{P \cdot a^2 \cdot b^2}{6 \cdot E \cdot I \cdot \ell} \left(2 \cdot \frac{x}{a} + \frac{x}{b} - \frac{x^3}{a^2 \cdot b} \right) = \frac{5 \cdot P_{Ers}'' \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

ここで、

$$x = \frac{\ell}{2}, \quad a = \frac{8.175}{24.35} \cdot \ell, \quad b = \frac{16.175}{24.35} \cdot \ell$$

であるから、 $P_{Ers}'' = 0.0539 \cdot P = 0.203 \text{ t/m}$

よって $P_{Ers} = P_{Ers}' + P_{Ers}'' = 1.195 \text{ t/m}$

以上の換算荷重と影響線(図-2.5.3)より、床版中央の曲げモーメントは、

$$M_{max}^B = 2 \times (0.13 + 0.21 + 0.31) \times 1.195 = 1.554 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{min}^B = -2 \times (0.37 + 0.21) \times 1.195 = -1.386 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

となる。

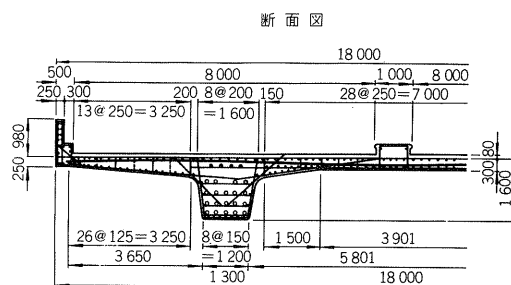


図-2.5.1

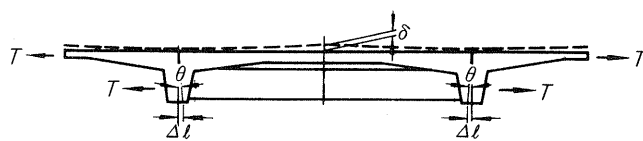


図-2.5.2 主ゲタの変位

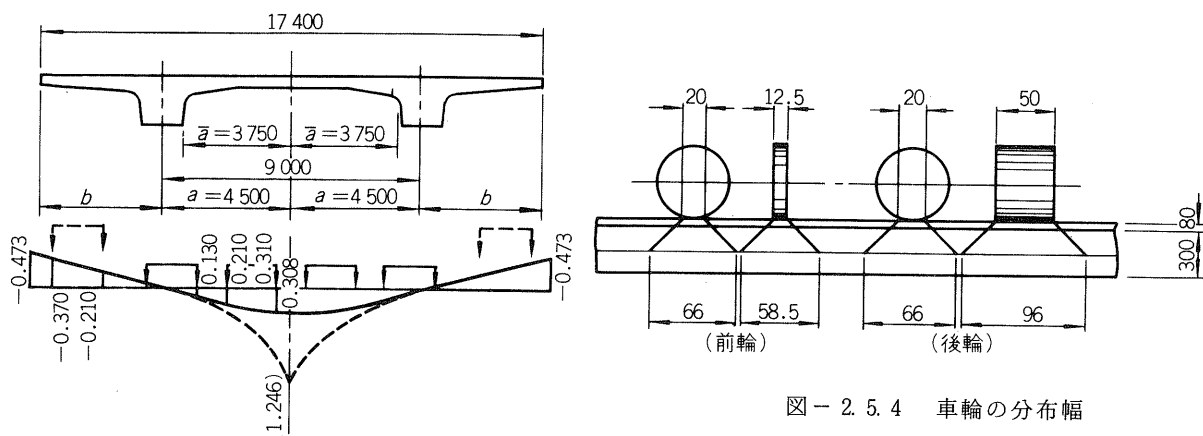


図-2.5.4 車輪の分布幅

図-2.5.3 床版中央の影響線と載荷状態

② Pucher の理論による曲げモーメント

衝撃係数	$\iota = 0.348$
T 荷重	後輪荷重 $8.0 \times 1.4 = 11.2 \text{ t}$ 前輪荷重 $2.0 \times 1.4 = 2.8 \text{ t}$
衝撃荷重	後輪荷重 $11.2 \times 1.348 = 15.098 \text{ t}$ 前輪荷重 $2.8 \times 1.348 = 3.774 \text{ t}$
荷重分布幅	舗装厚 8cm, 床版厚 30cm より 橋軸方向 $a = 20 + 2 \times 8 + 30 = 66 \text{ cm}$ 橋軸直角方向 後輪幅 $b = 50 + 2 \times 8 + 30 = 96 \text{ cm}$ 前輪幅 $b = 12.5 + 2 \times 8 + 30 = 58.5 \text{ cm}$

車輪分布荷重

$$\begin{aligned} \text{前輪 } P &= \frac{3.774}{0.66 \times 0.585} = 9.77 \text{ t/m} \\ \text{後輪 } P &= \frac{15.098}{0.66 \times 0.96} = 23.83 \text{ t/m} \end{aligned}$$

これらより, Pucher の図表を用いて, 曲げモーメントを求めると,

$$M_{center}^P = 5.246 \text{ t} \cdot \text{m/m}, \quad 0 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

このようにして, 床版スパン中央における全曲げモーメントは,

$$\begin{aligned} M_{max} &= M_{max}^B + M^P = 6.8 \text{ t} \cdot \text{m/m} \\ M_{min} &= M_{min}^B + M^P = -0.693 \text{ t} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

となる。

(2) 中間床版固定端部曲げモーメント

床版中央部の計算と同様に行うと図-2.5.5 のようになる。

① Bieger の理論による曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{max}^B &= (0.218 + 0.682 + 0.758 + 0.531 - 0.078 - 0.415) \times 1.195 = 2.213 \text{ t} \cdot \text{m/m} \\ M_{min}^B &= -(0.768 + 0.214 + 0.438 + 0.256 - 0.161) \times 1.195 = -2.195 \text{ t} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

② Pucher の理論による曲げモーメント

$$M^P = -14.935 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{m}, \quad 0 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{m}$$

以上の曲げモーメントを合計すれば、固定端モーメントは

$$M_{max} = 2.213 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{m}$$

$$M_{min} = -17.130 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{m}$$

(3) 床版の応力度

床版各部の応力度を集計すると、表 - 2.5.1 に示すごとくである。

(4) その他の検討事項

① 床版橋軸方向の合成応力度

主ゲタ断面において、設計条件はフルプレストレスであり、上縁部（床版部）に引張応力は生じていない。しかし、設計荷重時における M_{min} の状態で、上縁部に残る圧縮応力度が小さい断面などでは、直接輪荷重が載荷した場合、橋軸方向のゲタとしての主応力度と輪荷重による床版の応力度が合成され、床版下縁に引張応力が生ずることも考えられる。

本高架橋の場合、支点付近の断面において検討した結果、 $\sigma_c = 0$ となり、特に問題はなかったが（図 - 2.5.6）、スパン・幅員などの関係で、この応力が問題となる場合もあるので留意する必要がある。

② 横ゲタ

常時設計荷重作用時、中間支点上横ゲタの有無は、床版の応力に関係がある以外、主ゲタの応力に対してはほとんど影響ない。また、分割施工をとりながら、移動式支保工などにより施工する場合、主ゲタ型ワクとの関係により横ゲタは設けないほうが望まし

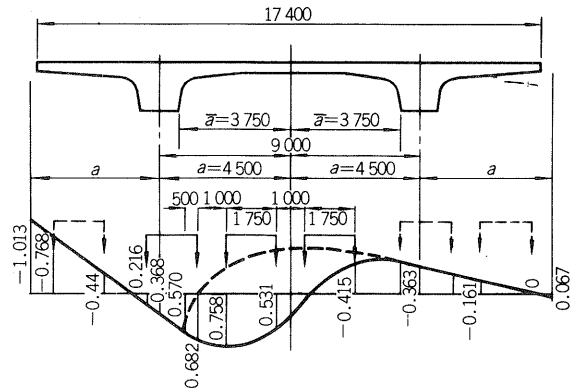


図 - 2.5.5 床版固定端の影響線と荷重状態

表 - 2.5.1 床版各部の応力度

種別	計算法	項目	橋軸直角方向 M_x	橋軸方向 M_y	M_y/M_x	導入直後 応力度	全死荷重載 荷時応力度	設計荷重時 応力度
中間	Bieger	M_{max}	(9.192) 6.800	5.301	0.8	$\sigma_{ct}' =$		40%増 +61.3
		M_{min}	(1.699) -0.693	—	—	+11kg/cm ²	+ 16	+16.9
	Pucher	M_{max}	6.003	4.949	0.824	$\sigma_{ct} =$	+62.2	60%増 +67.8
		M_{min}	0	0	—	+78.6 "		+10.4
床版固定端	Rieger	M_{max}	(-4.450) 2.617	—	—	61.9	47.1	13.3
		M_{min}	(-21.165) -14.098	—	—			36.5
	Pucher	M_{max}	0	—	—	- 4.9	- 2.7	8.5
		M_{min}	-14.935	—	—			41.3
片持床版	P C 道示	M_{max}	—	4.65	—	65.3 3.3	39.3 20.0	8.9 51.0 4.6 55.3
	"		(-28.617) -18.614	—	—	80.1 -23.9	47.5 1.5	1.2 47.8 - 5.4 54.4

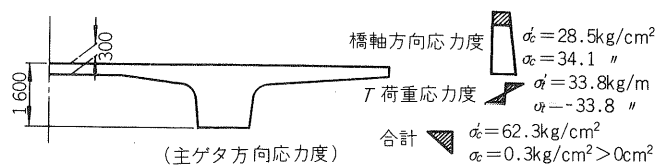


図 - 2.5.6 主ゲタ方向応力度

い。しかし、本高架橋の場合は、支点部付近の耐震設計上の配慮から端支点、中間支点到横ゲタを配置する事とした。また、端支点横ゲタは、伸縮継手の関係から、端部に切欠きを有するため、この部分を大きくしたほうが望ましい。そこで、床版の下面まで打ち上げ一体構造とした。一方、中間横ゲタは床版応力の連続性を考慮して、床版と分離した構造とし、50cmの空間を設けた。なお、端支点、中間支点横ゲタともに版ゲタ部完成後に施工した。このような構造とした事により、中間横ゲタの検討としては

④ ハリ理論による説明

⑤ 偏載荷重によるネジリモーメントの検討

と、端横ゲタとしては

⑥ 重ねバリとしての検討

を行った。

第3章 施 工

施工方法は、1径間ごとに片押し施工する1分割施工法であり、H₂₇側(大宮側)よりH₁₈側(都心側)に向かって「移動型ワク工法」により施工された。施工順序は図-3.1に示すとおりである。

3.1 施工に際しての留意点

① 設計において考慮したクリープ進行度、およびその他の変位量

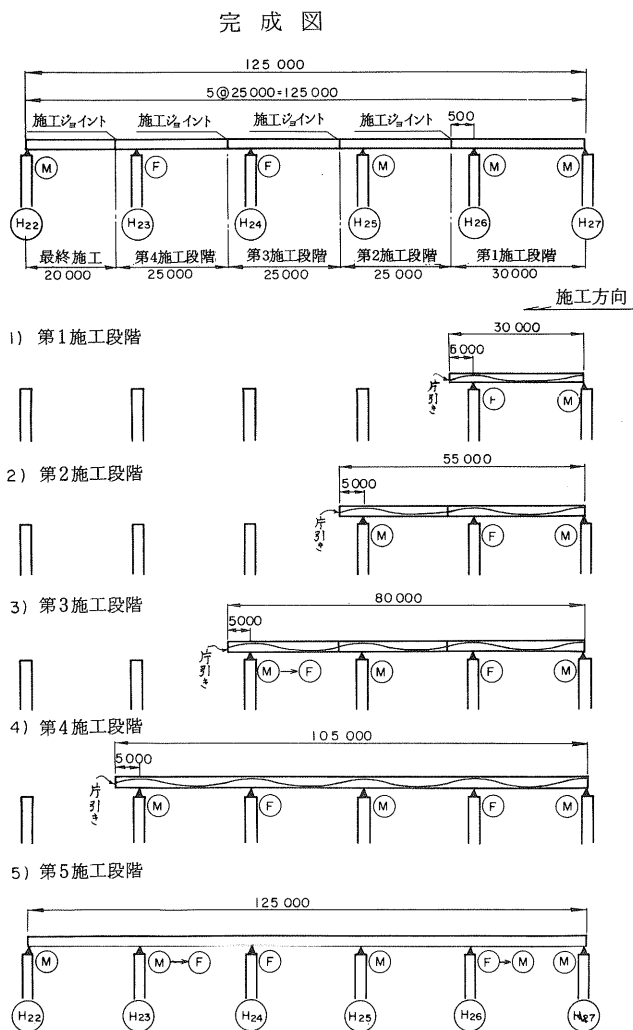
供試体を作製し、乾燥収縮、クリープを測定し、支承のセット量を算出して、完全固定時期を安全をみてプレストレス導入後60日目とした。

② 「移動型ワク工法」の安全性

鋼製型ワクの強度、タワミ(特に床版と主ゲタ部の付根付近)、脱型および横移動の確実性、橋軸方向移動時の安定性、底型ワクとの取り合い、コンクリート打設時の各部材の沈下量(なじみ量)の程度などについて、橋軸直角方向の実橋の半断面、橋軸方向1パネル(5.4m)分を用いて実測を行い、満足すべき結果を得た。

③ PC鋼材の固定方法

橋軸方向ケーブルは、ウェブに集中配置されるため、かなりの重量となる。しかも、スターラップ幅が大きいので、簡単な棚筋



H23橋脚をM→Fにする時期はH22～H23間のクリープ乾燥収縮が35%完了した時点。
H26橋脚はH23橋脚をF1×にした時点でF→Mとする。

図-3.1 施工順序

では、コンクリート打設時に脱落する恐れがある。そこで、スターラップの所定の位置に、あらかじめ、L型の爪を取り付け、D29mm鉄筋をさし渡し、棚筋とした。橋軸直角方向ケーブルは、床版型ワク上にスペーサーを配置し、この上にD22mm鉄筋を乗せる事により棚を形成する事とした。

④ コンクリート打設方法

本構造は、ボックスゲタ構造と異なり、ウェブ部分、版部分を一体として打設することができる。

施工においては、既設ゲタ側から、順次橋軸方向に打設したが、その順序、速度については十分に配慮した。

⑤ 脱型

本構造は、プレストレスに対して敏感な構造であるので、プレストレスの導入順序に従って脱型順序を厳格に守る必要がある。

3.2 プレストレスの導入方法

本設計におけるプレストレス導入の種類は、

- ・主ケーブル …………… S E E E 工法 $F-200$
- ・横締ケーブル …………… “ $F-130$
- ・鉛直締鋼棒 …………… B 種 $\phi 32\text{mm}$

であるが、プレストレス導入に際しては

- ① ケタの曲げ剛性が小さい。
- ② ウェブ間距離が広い。
- ③ 主ケーブルがウェブに集中的に配置されている。

などを考慮して、プレストレス導入順序および、その量を次のように定めた。

① 鉛直鋼棒の緊張

支点上のせん断力に対処するために全プレストレス量を導入する。

② 横締床版ケーブルの緊張

主ケーブル緊張時における左右ウェブに生ずる応力差による変形などの影響を少なくするために、全量の約30%を導入する。

③ 主ケーブルの緊張

プレストレス導入によるケーブル定着端に生ずる応力集中の軽減と、左右ウェブの応力差による影響を少なくするために、主ゲタ（床版を含む）自重分として全プレストレス量の約60%を与える。

④ 床版横締めの残り70%を導入する。

⑤ 主ケーブルの残り40%を導入する。

3.3 施工法

施工方法は、施工規模・工期・工費等を勘案し、種々検討の結果、オールステージング工法と工費的にあまり差がなく、しかも本高架橋の特色を生かす「移動型ワク工法」を考案し使用する事とした。

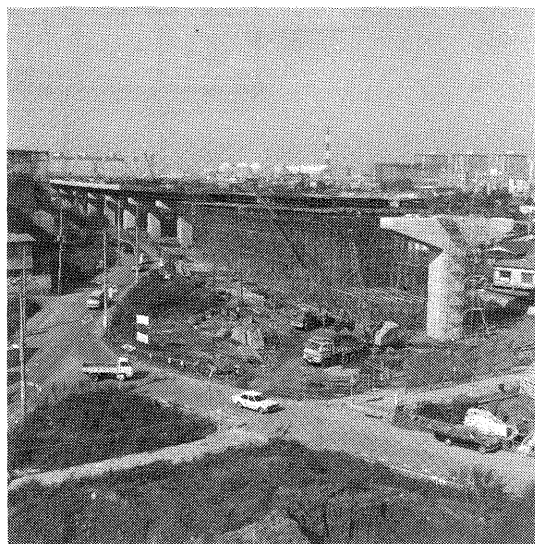
「移動型ワク工法」は、「オートランスール」、「ゲルーストワーゲン」や「ストラーバーク」の

ような大型架設機を必要とせず，一般に使用されている足場上で型ワクの脱型・移動する方法であり写真－3.3.1に示すようである。

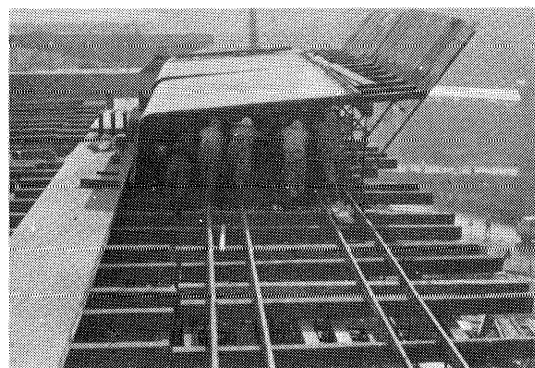
すなわち，足場ワク（ビティー等）を2.5径間分組立て，1径間上に上段支保工（橋脚天端より上方）に型ワクと一体な型ワク支保工（図－3.3.2）を組み立て（図－3.3.1），コンクリート打設，緊張を行ない，その後，ビティー上の型ワク支保工は解体せず，特殊台車上を縦移動（橋軸方向）し，所定位置にセットすることによって（所要日数1日），従来の場所打功法において最も日数と労力を要し（通常，所要日数約5日），しかも熟練工を必要とする型ワク解体・移動（写真－3.3.2）・組立を容易にし，大型架設機を使用する事なく急速施工化・省略化が出来るものである。しかも下段支保工は，「ビティー」，「ハイコー」又は「仮設桁工法」でも支障が無く使用出来る。型ワクの脱型順序は図－3.3.3のとおりである。

型ワク移動後のセット方法を示すと，図－3.3.4のとおりである。

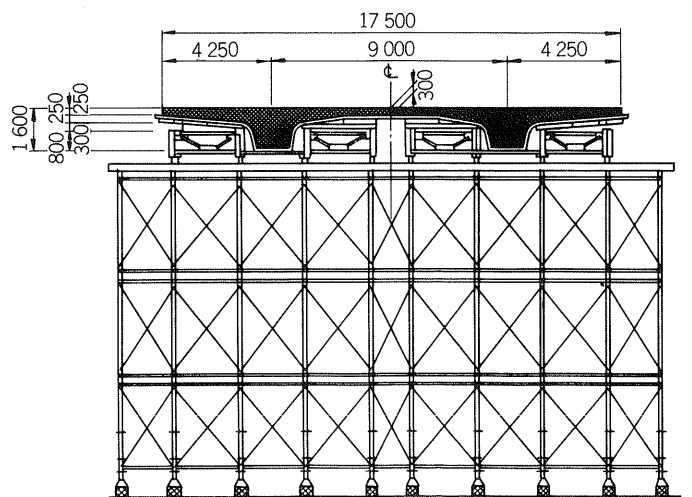
以上の施工要領にもとづく標準1スパン当りの工程表は，表－3.3.1のとおりであった。



写真－3.3.1 施工全景



写真－3.3.2 移動式型ワクの移動作業



図－3.3.1 正面図

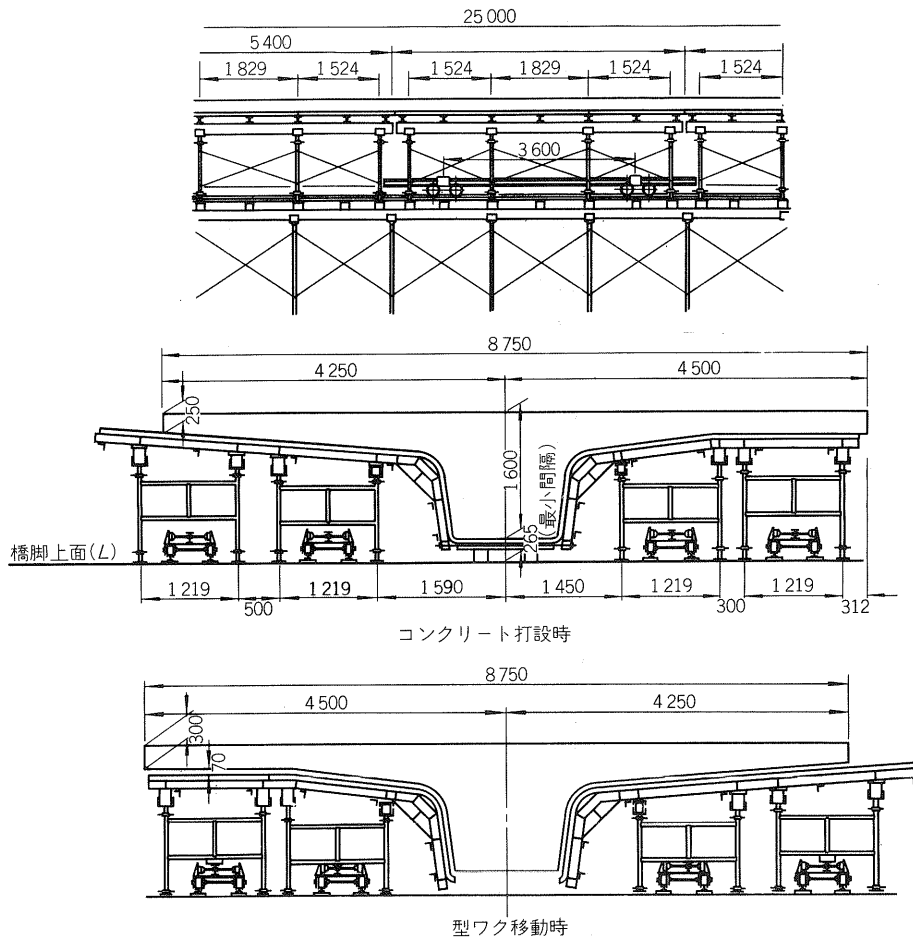
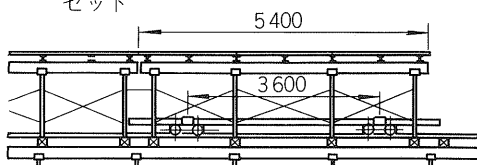


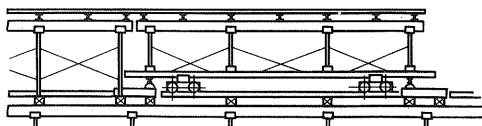
図-3.3.2 型ワク図

型ワク脱型

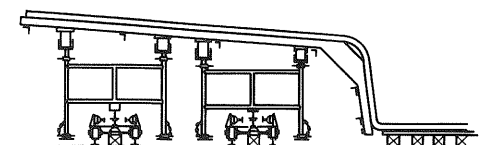
- (a) 台車を1ブロック(5.4m)移動用型ワクの下へセット



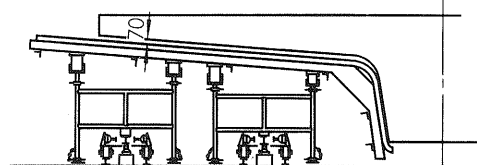
- (b) 両外側横引角上でH鋼の真下に豆ジャッキをセット7cmジャッキアップ(H鋼上面ライナーがビティ横棒に当たるよう調整を要す)



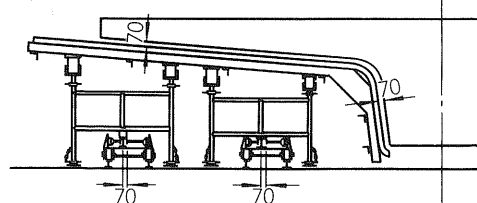
- (c) ビティワクのベースジャッキを7cm以上上げる(同時にベースジャッキのハンドルに取付けた鎖をパイプのピンに掛ける)



- (d) H鋼の下豆ジャッキを4人でおろし台車がH鋼を受止めるまで(7cm以上)下げる



- (e) H鋼を横移動させるため台車上にセットしている豆ジャッキ(1台に2個)中外側(主ゲタから見て)の豆ジャッキを7cm引込め内側のジャッキを7cm押し、それが完了すると主ゲタから側型ワクが離れる

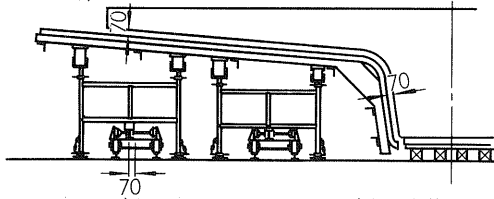


- (f) 前方に4人で押し前進させ次の径間へ移動させる(上記作業は最初の径間は6ブロック、次の径間より5ブロックを繰り返す)

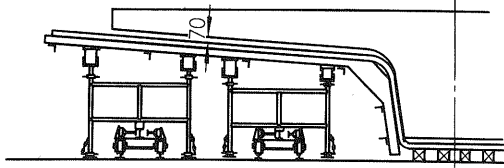
図-3.3.3 脱型順序

移動後の組立て方法

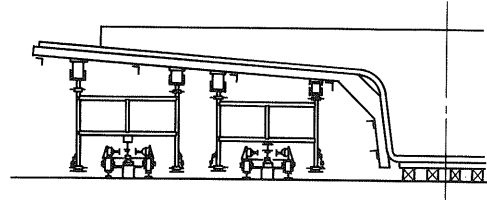
- (a) 型ワクを載せた台車を所定の位置に運んで来る



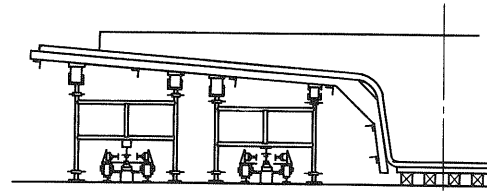
- (b) 運んで来た型ワクを7cm ケタ側へ移動させる。この場合 § 5 (底ワク組立) によって組立てられた底ワクと接する事になる。ただし多少のすき間を作って置くこと



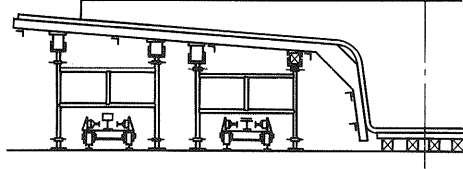
- (c) 四隅の豆ジャッキで7cm ジャッキアップし高さ調整を行う。



- (d) ビティのジャッキベースを横引に接するまで下げる。



- (e) スクリュージャッキ(豆ジャッキ)の撤去



- (f) 5ブロックの繰返し作業

- (g) 側ワクの底部横締ボルト(22φ)を締付ける

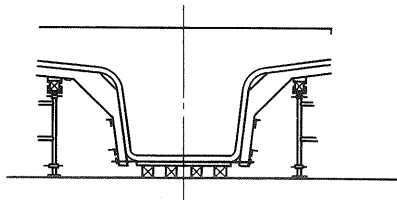


図 - 3.3.4 型ワク施工順序

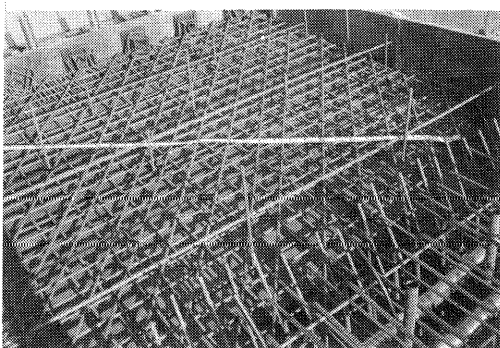


写真 - 3.3.3 緊張床版配筋および斜め補強筋

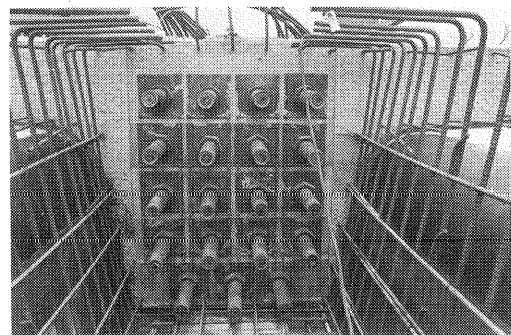


写真 - 3.3.4 PCケーブルの接続部およびスターラップの配筋状態

表－3.3.1 標準工程

工種 \ 日	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
コンクリート	$\frac{n}{1}$																	$\frac{n+1}{1}$								
養生		$\frac{n}{3}$																	$\frac{n+1}{3}$							
緊張					$\frac{n}{3}$															$\frac{n+1}{3}$				$\frac{n+1}{3}$		
ベンチ及レベル敷設		$\frac{n+1}{3}$																	$\frac{n+2}{3}$							
型枠移動								$\frac{n+1}{3}$																	$\frac{n+2}{3}$	
スターラップ筋組										$\frac{n+1}{1.5}$																
主ケーブル組											$\frac{n+1}{1.5}$															
下床版鉄筋組												$\frac{n+1}{1.5}$														
横ケーブル組													$\frac{n+1}{0.5}$													
上床版鉄筋														$\frac{n+1}{1}$												
検査																	$\frac{n+1}{1}$									
支保工											$\frac{n-1}{4}$	解体						$\frac{n+2}{7}$	組立							

n：径間

鋼製側枠 1組．底枠 2組．支保工 2.5連分

第4章 実験

4.1 序

2ウェブ版ゲタ橋の計画にあたって、資料調査からはじめ、模型実験により設計手法を確認し、実橋の載荷試験によって、その安全性を確認したものである。

2主ゲタ橋の解析理論は、多くの先達が研究され、実用に供しているが、特に本形式のように中間床版の広い2ウェブ版ゲタ形式は希小であり、横桁の問題・各主桁の荷重分担・中間における床版の挙動等が明確になっておらず、本計画の設計において予め確認の必要性にせまられたものである。

したがって、資料調査の結果にもとづき予備設計をおこない、この中の問題点を模型実験により解析し、本設計の設計方針(案)として定めたものである(前述のとおり)。

更に、本設計にもとづき本橋の施工後、実際にトラック荷重を載荷し、このときの実橋の挙動を調べ、本設計による実橋の安全性を確認するとともに、予め推定及び模型実験により求めた設計条件の適否及び修正等を検討し、今後の本構造形式の設計・施工の資料に供する事にしたものである。

なお、実験の種類として

模型桁の製作予備実験

模型桁のプレストレス導入試験

模型桁の載荷試験

実橋のプレストレス導入試験

実橋の載荷試験

が挙げられる。

次に、模型実験及び実橋載荷試験そして本設計に用いた理論の要約を示すと次のようになる。

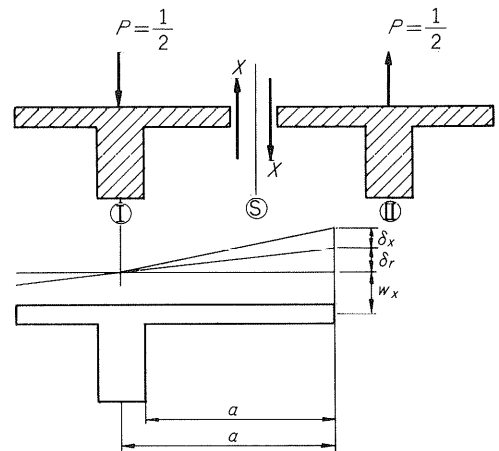
H. Bechert 理論

この理論は主ゲタ上の外荷重 $P=1$ を、対称及び逆対称荷重の重ね合せとし、逆対称荷重時に不静定せん断力 X を図のように作用させる。そこで単純ゲタの外荷重作用点までの距離を u 、着目点までの距離を x とすれば、Fourier 級数によって $X = \sum \frac{1}{L} \bar{X}_n \sin$

$\frac{n\pi u}{L} \sin \frac{n\pi x}{L}$ として表示出来る。ここで未知数 $\bar{X}_n$

は、外荷重 P による撓み $w(P=\frac{1}{2})$ と、不静定力 X による主ゲタの撓み w_x 、主ゲタの回転によって生じる撓み δ_T 、床版の剛性によって生じる撓み f_x とによって $w(P=\frac{1}{2}) = w_x + \delta_T + f_x$ から求めることができる。

従って主ゲタのモーメントは $M = -EJ \frac{\partial^2 w(x, y: u)}{\partial u^2}$



$$w(P=\frac{1}{2}) = \frac{1}{EJ} \sum \frac{L^3}{(n\pi)^4} \sin \frac{n\pi u}{L} \sin \frac{n\pi x}{L}$$

$$w_x = \frac{1}{EJ} \sum \frac{L^3}{(n\pi)^4} \bar{X}_n \sin \frac{n\pi u}{L} \sin \frac{n\pi x}{L}$$

$$\delta_T = \frac{1}{GJ_c} \sum \frac{a^2 L}{(n\pi)^2} \bar{X}_n \sin \frac{n\pi u}{L} \sin \frac{n\pi x}{L}$$

$$f_x = \frac{a^3}{3EJ_{p0}} \sum \frac{1}{L} \bar{X}_n \sin \frac{n\pi u}{L} \sin \frac{n\pi x}{L}$$

$$\textcircled{I} M_F = M_0 - EJ \frac{\partial^2 w_x}{\partial u^2} - \left(\frac{x}{L} + \sum \frac{2}{n\pi} \bar{X}_n \cos n\pi \sin \frac{n\pi x}{L} \right) \times M_{Qxr}^l - \left(\frac{x'}{L} + \sum \frac{2}{n\pi} \bar{X}_n \cos n\pi \sin \frac{n\pi x'}{L} \right) M_{Qcr}^r$$

$$\textcircled{II} M_F = \frac{1}{2} M_0$$

$$\textcircled{III} M_F = EJ \frac{\partial^2 w_x}{\partial u^2} + \left(\frac{x}{L} + \sum \frac{2}{n\pi} \bar{X}_n \cos n\pi \sin \frac{n\pi x}{L} \right) \times M_{Qcr}^l + \left(\frac{x'}{L} + \sum \frac{2}{n\pi} \bar{X}_n \cos n\pi \sin \frac{n\pi x'}{L} \right) M_{Qcr}^r$$

ここで

$$EJ \frac{\partial^2 w_x}{\partial u^2} = \sum \frac{L}{(n\pi)^3} \bar{X}_n \sin \frac{n\pi u}{L} \sin \frac{n\pi x}{L}$$

図 - 4.1.1

によって求めることができる。

また支点上横ゲタの振りモーメント $M_{Q_{tr}}$ の影響を考慮した主ゲタのモーメント M_F は図に示した式によって求めることができる。これは連続桁にも展開出来るものである。

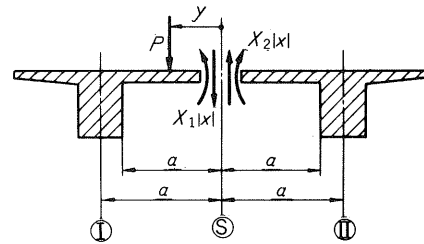
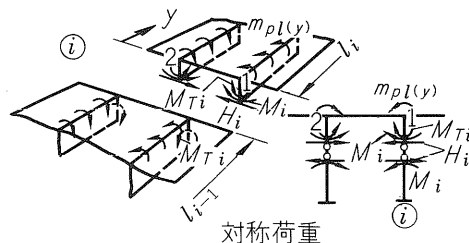
K. W. Bieger 理論

この理論は Bechert 理論が主ゲタ上の集中荷重のみを扱っているのに対し、橋軸方向の線荷重を Fourier 級数で分布幅 e で展開し、図示するごとく不静定せん断力 $X_1(x)$ と、不静定曲げモーメント $X_2(x)$ とをもって、外荷重との釣合から解析したものである。従って次の各項について影響線を描くことが出来る。

- イ. 主ゲタの最大曲げモーメント (M_B)
- ロ. 主ゲタの最大せん断力 (Q_B)
- ハ. 主ゲタの振りモーメント (M_T)
- ニ. 床版中央のせん断力 (Q_S)
- ホ. 床版中央の曲げモーメント (M_S)
- ヘ. 床版の固定端モーメント (M_E)

Nötzold 理論

外荷重によって生じる中間床版の固定端モーメントを cosine 分布に仮定し、主ゲタの振りモーメントを $3n-2$ の不静定力を持った対称荷重と、 $3n-4$ の逆対称荷重との重ね合せとして応力法によって解析したものである。その時上部構造における主ゲタの振りモーメント M_T と支承の横方向機能によって生じる下部への伝達モーメント M 及び水平反力 H に対する Matrix 要素に、下部構造における単位荷重作用時の挙動を取り入れることにより、多径間連続ゲタの上下部構造を一体として、種々のパラメーターを選択出来るように解析したものである。



$$X_1(x) = -\frac{2P}{\pi} \sum_{n=1,2,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \frac{n\pi u}{L} \sin \frac{n\pi e}{L} \cdot \frac{1+n^2 K_T (1-\frac{y}{a}) + n^4 K_P \ell (1-1.5 \frac{y}{a} + 0.5 \frac{y^3}{a^3})}{1+n^2 K_T + n^4 K_P \ell} \sin \frac{n\pi x}{L}$$

$$X_2(x) = \frac{2Pa}{\pi} \sum_{n=1,2,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \frac{n\pi u}{L} \sin \frac{n\pi e}{L} \cdot \frac{\frac{K_B}{n^2} (1-\frac{y}{a}) + 0.5 \frac{\bar{a}}{a} (1-\frac{y}{a})^2}{\frac{K_B}{n^2} + 1} \sin \frac{n\pi x}{L}$$

$$M_B = -\iint (P(x) + X_1(x)) dx \cdot dx$$

$$Q_B = -\int (P(x) + X_1(x)) dx$$

$$M_T = \int [P(x)(a-y) + X_1(x)a - X_2(x)] dx$$

$$Q_S = X_1(x)$$

$$M_S = X_2(x) : \text{版理論で修正}$$

$$M_E = p(\bar{a}-y) - X_2 + X_1 \cdot \bar{a} : \text{版理論で修正}$$

図-4.1.2

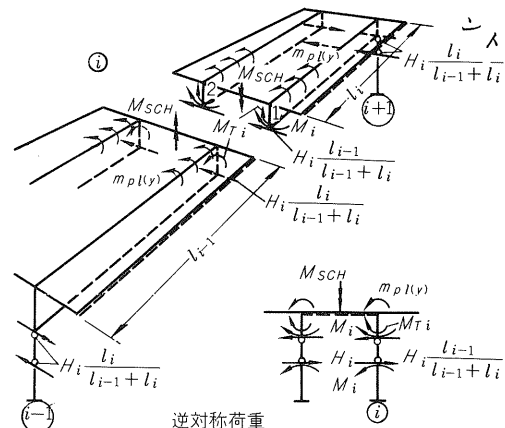


図-4.1.3 Nötzold の理論

一例を示せば、支点上横ゲタのない連続ゲタ支点上の対称荷重時の主ゲタの振りモーメントは、固定端モーメント分布幅 C 内で、

$$M_T(y) = \frac{C}{\sinh wc} \sinh wy - \frac{m_{po}}{2} \frac{c\pi}{\pi^2 + w^2 c^2} \sinh \frac{\pi}{c} y + M_{T\ddot{u}}(y)$$

ここで、

$$C = -\frac{m_{po} w}{2} \left(\frac{1}{w} - \frac{c^2}{\pi^2 + w^2 c^2} \right) \frac{\tanh wa \cdot \tanh wc}{\tanh wa + \tanh wc}$$

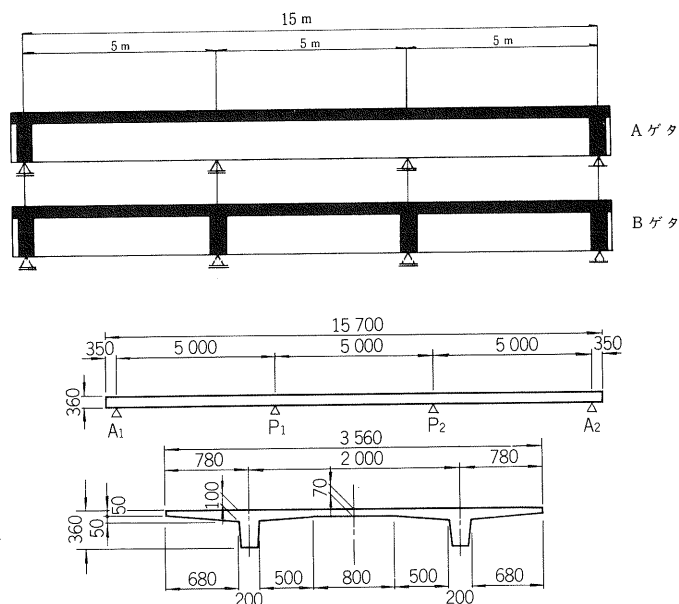
$$M_{T\ddot{u}}(y) = (M_{Ti} + M_i + H_i h_{si}) \left(\cosh wy - \frac{\sinh wy}{\tanh w\ell_i} + M_{ri+1} \right. \\ \left. \times \left\{ \cosh w(\ell_i - y) - \frac{\sinh w(\ell_i - y)}{\tanh w\ell_i} \right\} \right)$$

4.2 実験の調査項目

実験は、模型実験、実橋載荷試験及びプレストレス導入実験等を実施したが、紙面の都合から、下記の項目について報告するものである。

なお、模型ゲタでは、横ゲタの有無による問題、支承条件が異なる問題等の主ゲタ及び中間床版の力学的特性について検討している。

- 1) 桁コンクリートの弾性係数について
- 2) 主ゲタの変形及び応力分布
- 3) 中間床版の挙動について
- 4) 張出し床版について
- 5) 主ゲタの有効幅の取り方について
- 6) ゲタ端部張出し床版について



図－4.3.1 模型ゲタ寸法図

4.3 模型ゲタとその設計条件

実験用模型ゲタは第2章（設計編）に示す5径間連続ゲタ・幅総員18.0m・スパン25.0mのうちの3径間を取り出したかたちとした。すなわち、図－4.3.1に示すように、3径間連続ゲタ、中間支点上に横ゲタを有しないAゲタ、横ゲタを有するBゲタ、各1基ずつ合計2基を製作した。また、横ゲタを有しないAゲタの支承条件は、図－4.3.2に示すように3種類の支承条件について実施した。

模型ゲタの縮尺はゲタの製作性、その他のあらゆる意味での試験性を確かめるために行った予備試験の結果、実橋外寸法

支承	支 承 機 構	橋軸直角方向		橋 軸 方 向	
		移 動	回 転	移 動	回 転
ユニ ニサ バル	$H=0, M=0$	可	可	可	可
ロー ラー	$H=0, M=0$	不可	可	可	可
固 定	$M=H$	不可	不可	不可	可

図－4.3.2 支承条件比較図

の $1/5$ とした。

実験ゲタに生ずる応力を実橋とほぼ同一とすると、実橋に対する模型ゲタの縮小率は、表－4.3.1 のようになる。

更に、模型ゲタの設計、製作および荷重条件は次の各項に示すとおりである。

① 想定される実橋は、移動式支保工あ

るいは移動式型ワクによる一方向からの分割施工であるが、模型ゲタはオールステージング上での一体施工とする。

② 橋軸方向および直角方向に、プレストレスを導入するが、プレストレス量は実橋と近似させるものとする。

③ 版ゲタの分配係数は、BechertおよびBiegerの各理論によって求めておく。

④ 模型ゲタの荷重荷重は、実橋の活荷重によって生じる版ゲタ下縁の応力度と等しくなるような集中荷重とする。

⑤ 床版の設計においては、Bieger理論とPucher理論とによって検討する。なお支承条件がユニバーサルあるいはローラーの場合、中間床版のウェブ付根の応力は、Nötzoldの理論により求めておく。

⑥ 圧縮フランジの有効幅は、「PC道路橋示方書」に従うものとする。

⑦ 破壊荷重は、曲げ破壊耐力から逆算するが、側径間ゲタで破壊する場合と、中央径間ゲタで破壊する場合の2通りを求める。計算法としては、その径間の荷重荷重の増加に伴い、中間支点上に塑性ヒンジ発生によるモーメントの再分配を考える。次の段階として、荷重の増加に伴い、単純ゲタの状態に近くなり、荷重点のゲタ上縁において圧縮破壊を起こさせる。その時の荷重荷重を破壊荷重とする。

表－4.3.1 実橋に対する模型ゲタの縮小率

	等分布 荷 重	集 中 荷 重	せん断 応 力	モーメント (M)	M/Z	曲 げ 応 力
自 重	$\frac{1}{5^2}$	$\frac{1}{5^3}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{5^4}$	$\frac{1}{5^3}$	$\frac{1}{5}$
外 自 重	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{5^2}$	$\frac{1}{1}$	$\frac{1}{5^3}$	$\frac{1}{5^2}$	$\frac{1}{1}$
プレストレス	$\frac{1}{5^2}$	$\frac{1}{5^2}$	$\frac{1}{1}$	$\frac{1}{5^3}$	$\frac{1}{5^2}$	$\frac{1}{1}$

表－4.3.2 模型ゲタコンクリート示方配合

設計基準 強 度 σ_{ck} (kg/cm^2)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ の 範 囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	水セメ ント比 (%)	細 骨 材 率 (%)	単位量	単位量	単 位 細骨材	単 位 粗骨材	混 和 材 料 No. 5 (kg)
400	15	5 ± 2	—	38.5	36	166	430	655	1 174	ボソリス 1.075

表－4.3.3 模型ゲタPC鋼材

呼 名	ケーブル 構 成	公称径 (mm)	断面積 (mm^2)	単位重量 (kg/m)	引張荷重 (t)	引張強度 (kg/mm^2)	降伏点 荷 重 (t)	降伏点 応 力 (kg/mm^2)	
SEEE F50	$4 \times \phi 10.8$ $1 \times \phi 4$	25.6	291.3	2.28	51.0	175	43.5	150	橋軸方向
SEEE F01	$1 \times \phi 12.7$	12.7	98.71	0.774	18.7	190	15.9	160	横 締 用

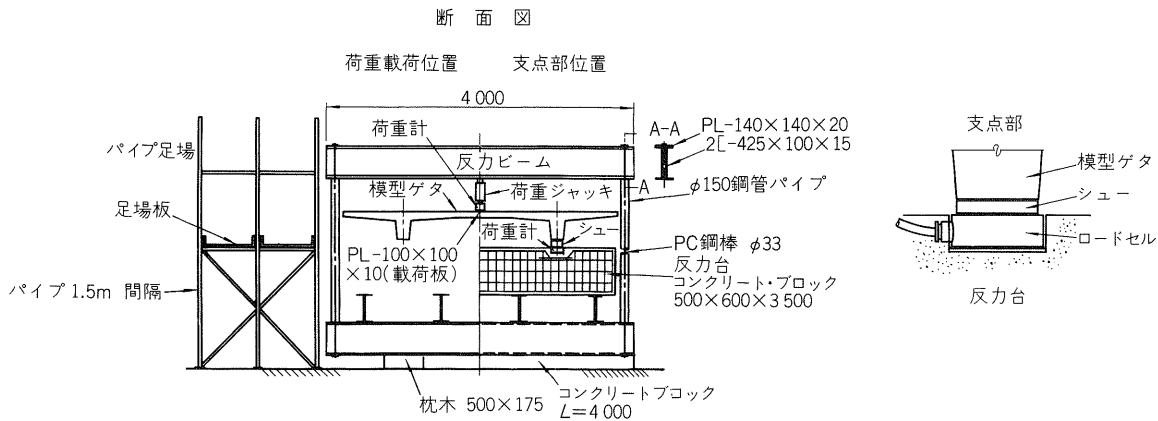
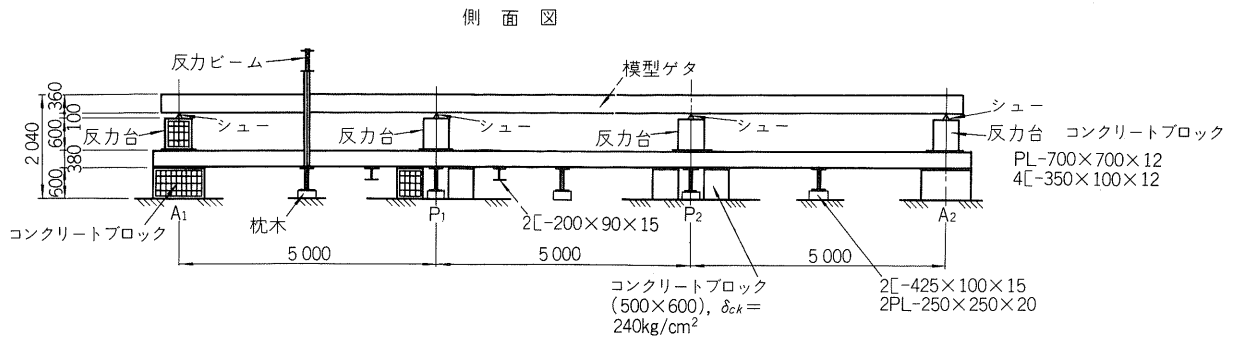


図 - 4. 3. 3

4. 4 実橋載荷試験要領

実橋における載荷要領は、一般に用いられているトラックに荷重を満載し(20t)(後輪8.0t 前輪2.0t), 測定要領により移動し, ケタのひずみ・変位等を測定したものである。

荷重に用いたトラック規格及び載荷ケースは、それぞれ図 - 4. 4. 1, 図 - 4. 4. 2 のごとくである。

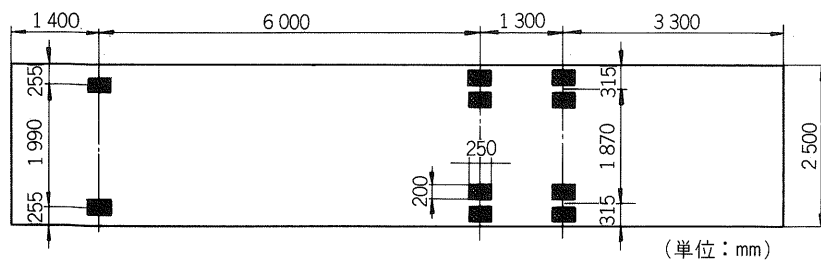
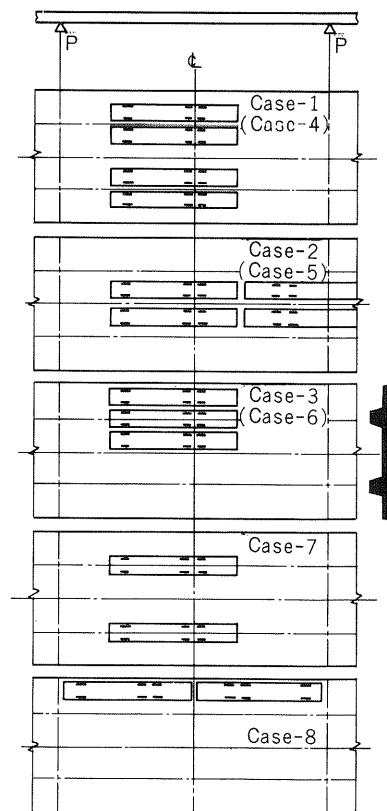


図 - 4. 4. 1 トラック寸法

4. 5 実験結果

(1) 桁コンクリートの弾性係数について

実験の場合, 測定値からタワミ・応力の換算にあたって, コンクリートの弾性係数の仮定は欠かせないものである。しかし, シリンダーテストピースからの本体コンクリートの弾



()内は側径間を示す。

図 - 4. 4. 2 トラック荷重載荷状態図

性係数の推定は、コンクリートの養生条件（養生環境）の相異により完全に一致させる事は難しいものである。したがって、テストピースによる測定と同時に構造物の変形から逆算して主ゲタコンクリートの弾性係数の検討をおこなう場合が多いものである。

模型実験時のヤング係数の経過を示すと図-4.5.1のようになり、2通りの値を用いて換算検討している。

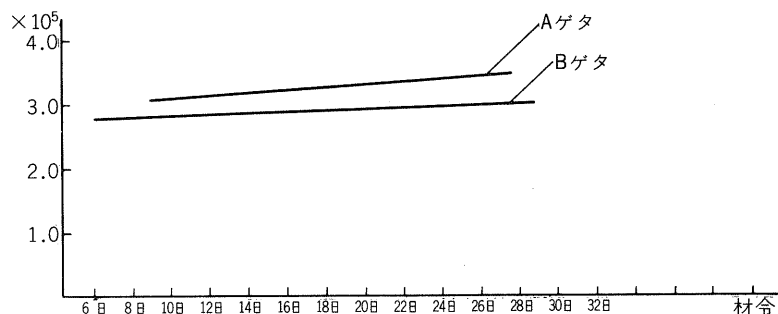


図-4.5.1 模型ゲタの弾性係数

また、実橋におけるコンクリートの弾性係数は、材令が1年半程度経ている事から、テストピースによる判断が難しく、プレストレス導入時の経緯曲線から推定すると同時に実橋載荷におけるゲタのタワミより逆算し、 $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ と設定してデータ整理にあたったものである。

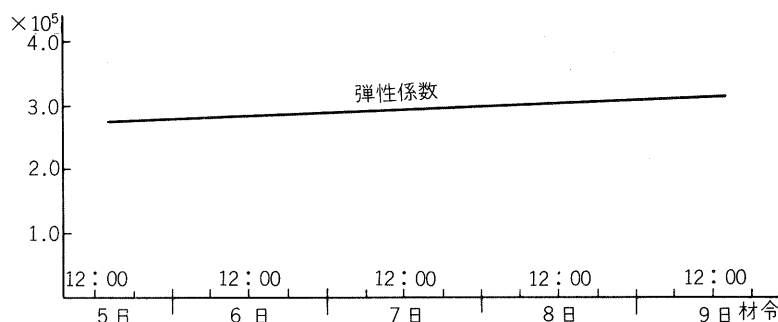


図-4.5.2 実橋ゲタの弾性係数

(2) 主ゲタの変形と応力度について

2主ゲタ構造を取り扱う場合、主ゲタ応力としては曲げ応力・振り応力・曲げ振り応力等が考えられる。したがって、本論では、2ウェブ版ゲタ橋の設計の出発点となっている橋軸方向の曲げモーメントを中心に検討するものである。

2主ゲタ構造の橋軸方向のモーメントを取り扱った理論として、前項に示したごとく Bechert 理論・Bieger 理論等が代表的に挙げられ、本設計に当たっての計算として、模型ゲタについては、Bechert 理論・Bieger 理論について実験値と比較しながら本設計の手法を見いだし、実橋載荷試験においては、本設計に用いた Bieger 理論によって分配効率を定め Anger 理論へ連続ゲタとして適用したものである。

(2)・1 2ウェブ版ゲタの連続性状について

連続ゲタの性状の確認は、スパン中央に載荷し、このときのたわみ・応力分布等を検討する事により確認する事が出来る。しかしながら、本橋のように2ウェブ間の広い場合2版ゲタ間の荷重分担率により他径間への力の伝達率が異なる可能性がある。すなわち、各主ゲタ間での力の吸収度合が異なるためである。この荷重分担率については後述するものであり、本項については単純に对称荷重（橋軸に対して）によるゲタの変形及び応力分布について述べるものとする。

まず、模型ゲタの場合のスパン中央に載荷した場合のタワミ分布を示すと図-4.5.3のようになる（理論値は Anger 理論による）。

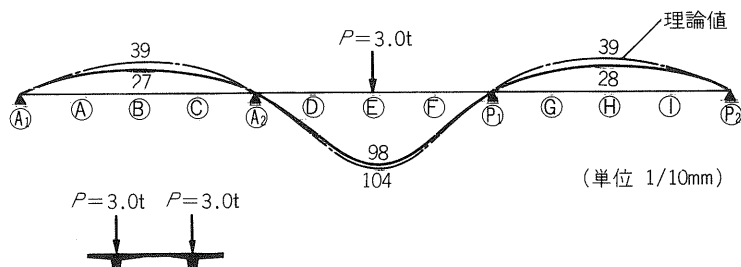


図-4.5.3 模型ゲタの橋軸方向タワミ曲線（Aゲタ）

また、実橋についての
対称荷重時 (case・1) の
分布を示すと図-4.5.4
のようになる。

図-4.5.3, 図-4.5.4 に
示されるごとく両版ゲ
タの測定値から、橋軸
線に对称に載荷されて
いることが分かるが理
論値と比較すると模型
ゲタで 3.8 %, 実橋で
13.5 % 低く測定されて
いる (スパン中央点)。

一方、版ゲタのコン
クリートひずみから実
橋の場合のスパン中央
部における応力度を比較すると表-4.5.2
のごとくである。

版ゲタのコンクリート応力度から理
論値と比較すると多少測定値にバラツ
キが生じているが理論値に近似してい
る事が分かる。

以上のように載荷荷重による主ゲタ
の橋軸方向のたわみ分布・応力度につ
いて十分に Anger の理論を適用出来る
ことが確認されたものである。

(2)・2 2 ウェブ版ゲタの荷重分 配について

2 ウェブ版ゲタ間の荷重分配の確認
は 1 主ゲタ上への非対称荷重の載荷に
よって確めることが出来る。模型実験
においては単一集中荷重を載荷するこ
とが出来ることが実橋においては十分に 1
主ゲタ上に集中載荷する事は難しく、
極力主ゲタに集中するように載荷した。

各主ゲタ間の分配率の検討にあたっ
ては、橋軸方向の曲げモーメント、応
力度及びたわみによって検討を進める
事にする。

今、模型実験による結果からその影

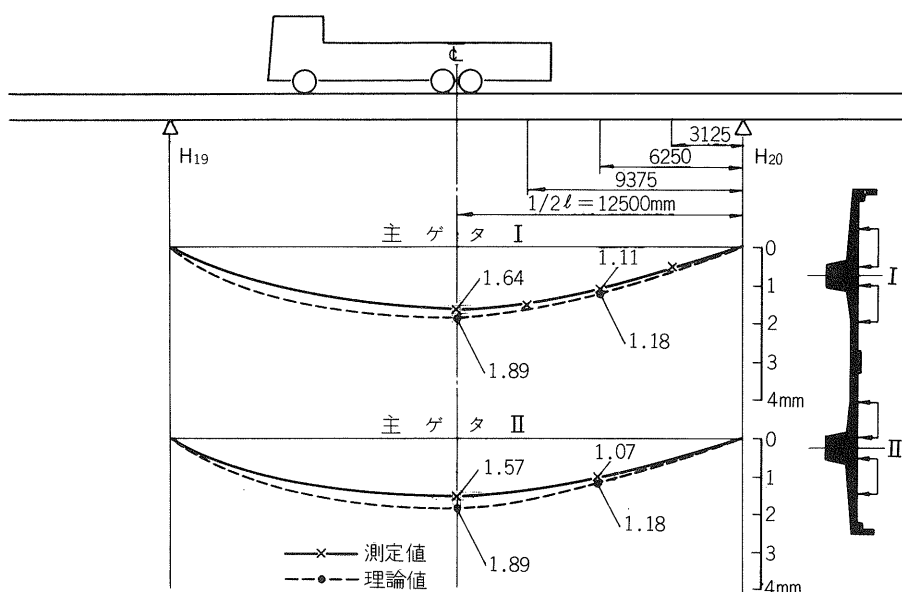


図- 4. 5. 4 中央径間のタワミ曲線 (Case-1)

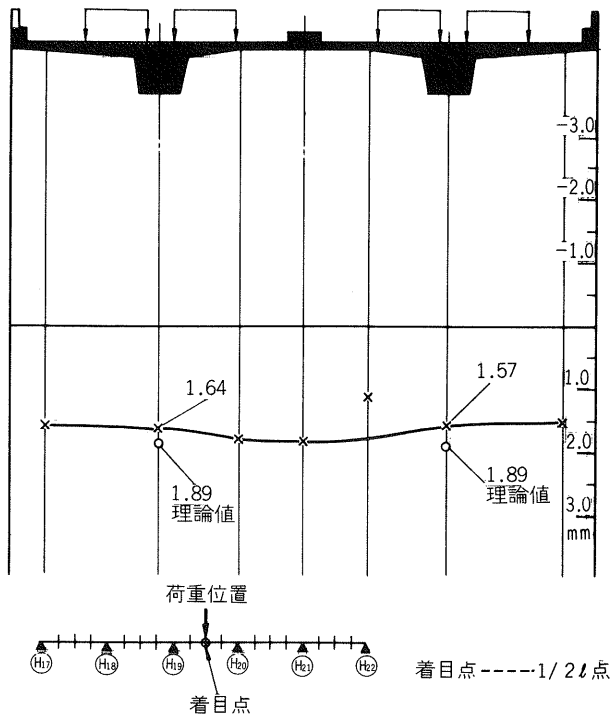
表- 4. 5. 1 中央径間対称荷重時タワミ比較

			$\frac{1}{2} l$	$\frac{1}{4} l$
Case 1	桁 I	測定値	1.64 mm	1.11 mm
		理論値	1.89	1.18
	桁 II	測定値	1.57	1.07
		理論値	1.89	1.18
Case 7	桁 I	測定値	0.84	0.45
		理論値	0.95	0.59
	桁 II	測定値	0.67	0.46
		理論値	0.95	0.59

表- 4. 5. 2 主ゲタの応力比較表 (中央径間)

Case-1		(単位: kg/cm ²)			
		$\frac{1}{2} l$ 点			支 点 上
		カールソン 測定値	ワイヤーストレイン 測定値	理 論 値	測定値 理論値
桁 I	上縁	-8.75	-7.00	-7.53	1.75 3.54
	下縁	16.80	11.55	18.17	0 -8.51
桁 II	上縁	-4.55	-7.35	-7.53	3.85 3.54
	下縁	2.45	19.60	18.17	1.05 -8.51
Case-7					
		$\frac{1}{2} l$ 点			支 点 上
		カールソン 測定値	ワイヤーストレイン 測定値	理 論 値	測定値 理論値
桁 I	上縁	-2.80	-5.25	-3.78	1.75 1.79
	下縁	9.45	8.40	9.06	-3.15 -4.27
桁 II	上縁	-2.80	-3.85	-3.78	1.75 1.79
	下縁	8.75	10.50	9.06	-4.20 -4.27

響を調べると次のようになる。版ゲタ(1)の橋軸方向の応力に関する橋軸直角方向の影響線を図－4.5.6に示す。また、偏心載荷時の橋軸方向応力分布を図－4.5.7に示す。



図－4.5.5 中央径間対称荷重時のタワミ

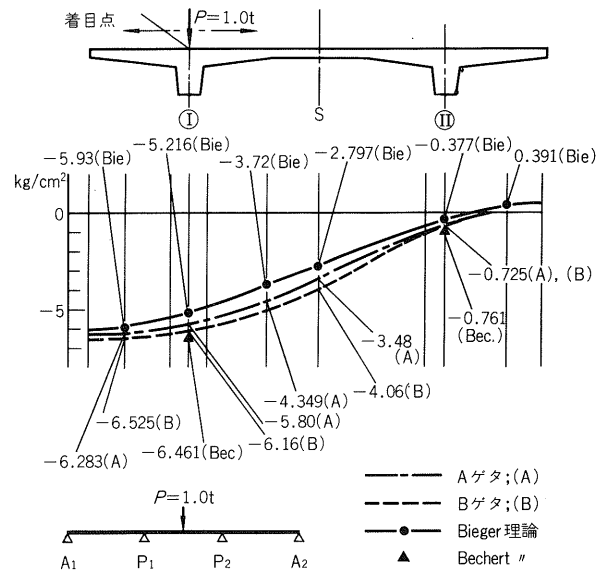
これら模型実験による荷重分配率は、表－4.5.3に示すとおりである。

一方、実橋における非対称荷重時のたわみ分布を示すと図－4.5.8，図－4.5.9のようになる。

各主ゲタの分担率を比較すると表－4.5.4のごとくである。

また、応力度から各主ゲタの橋軸方向応力度を比較すると表－4.5.5のようになる。

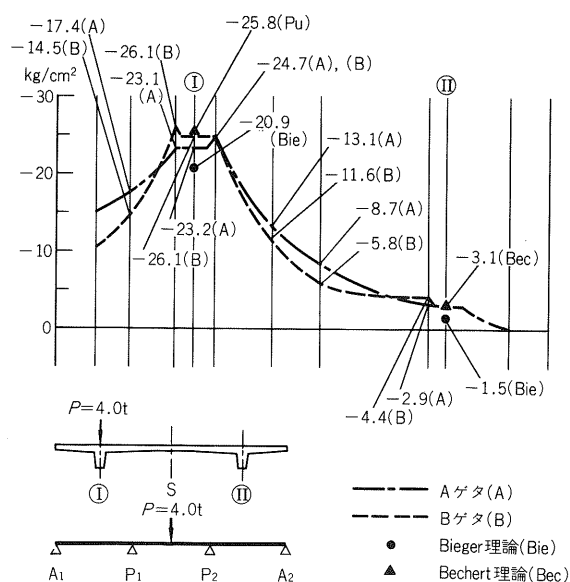
上記のように非対称荷重による主ゲタの分配率を挙げると模型実験では約89.0%であり、理論値と殆ど一致した。一方、実橋載荷試験では中央径間のスパン中央では約90%，側径間のスパン中央で約85%としてタワミから測定され、これは理論値より2%程度良く分配効果が表われている。更にコンクリートの応力度か



図－4.5.6 ウェブ I の橋軸方向応力の影響線

表－4.5.3 荷重分配率

実験値および理論値		① 主ゲタ応力度 (kg/cm ²)	② 主ゲタ応力度 (kg/cm ²)	荷重分配率 (%)
実験値	A ゲ タ	−5.8	−0.73	88.8
	B ゲ タ	−6.2	−0.73	89.3
理論値	Bechert 理論	−6.5	−0.76	89.4
	Bieger-Anger 理論	−5.7	−0.42	93.3



図－4.5.7 偏心荷重時の橋軸方向の応力

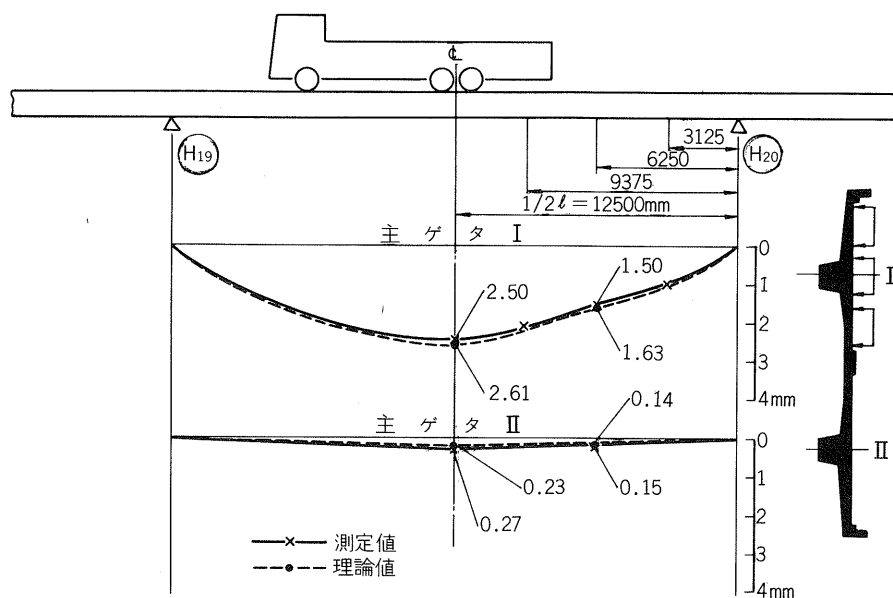


図-4.5.8 橋軸方向タワミ分布 (Case-3)

表-4.5.4 タワミ測定値と分配率 (Case-3)

$\frac{1}{2}l$ 点			
	主桁 I	主桁 II	分配率
測定値	2.50 mm	0.27 mm	0.903 : 0.097
理論値	2.61	0.23	0.920 : 0.080

$\frac{1}{4}l$ 点			
	主桁 I	主桁 II	分配率
測定値	1.50 mm	0.15 mm	0.909 : 0.091
理論値	1.63	0.14	0.920 : 0.080

表-4.5.5 荷重 Case-3 における主ゲタ応力 σ_y

$\frac{1}{2}l$ 点		(単位: kg/cm ²)		
		主桁Ⅰ	主桁Ⅱ	分配率
上縁	カールソン 測定値	-4.90	-0.35	0.933 : 0.067
	ワイヤーストレイン 測定値	-8.75	-1.75	0.833 : 0.167
	理論値	-10.40	-0.91	0.920 : 0.080
下縁	カールソン 測定値	18.90	2.10	0.900 : 0.100
	ワイヤーストレイン 測定値	18.90	4.20	0.818 : 0.182
	理論値	25.10	2.17	0.920 : 0.080

$\frac{1}{4}l$ 点				
		主桁Ⅰ	主桁Ⅱ	分配率
上縁	測定値	-4.90	—	—
	理論値	-3.01	-0.25	0.920 : 0.080
下縁	測定値	5.60	0.35	0.941 : 0.059
	理論値	7.18	0.63	0.920 : 0.080

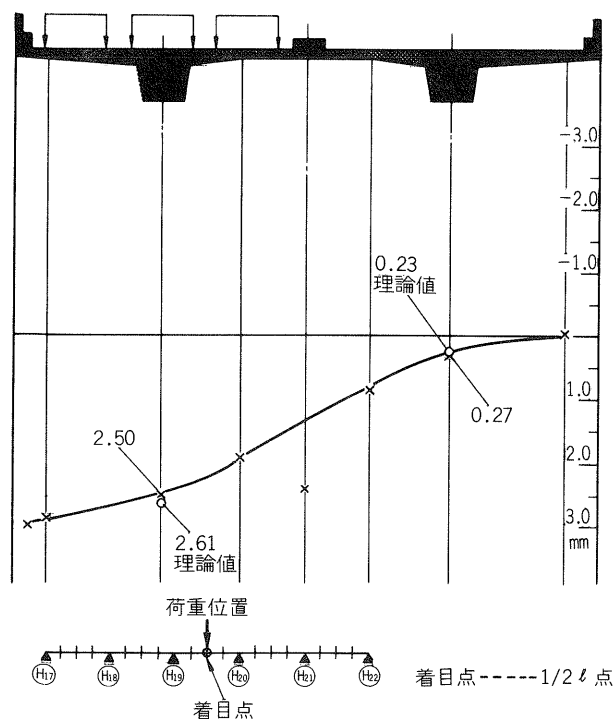


図-4.5.9 非対称荷重スパン中央タワミ図

らは中央径間で88%, 側径間で87%と測定され、タワミ測定値よりも良く測定されている。この値は、模型実験の結果にほとんど近似している。

したがって、模型実験から求めて、本設計に用いた92%(模型実験の計算値)については、十分に安全値であることが確認された。

以上のことから実験と本設計による実橋についてまとめると次のような事が言える。

1) 模型実験からBechert理論が応力の大きさ、特に荷重分配率で良く近似する事が認められている。一方Bieger理論においては、実験値と4~5%の相違を生じているが荷重分配として十分に近似していると言えるものである。従って、模型実験においては、理論値よりも数%荷重分配が良くなっている事がわかる。

一方実橋においては、本設計に用いた値(設計値)よりもやはり荷重分配効率が良く測定されている。

模型実験からBieger理論の荷重分配率を確認し、93.3%として本設計に用いたものであるが実橋による測定値から90%となる事から、Bieger理論の妥当性が確認されたものである。

2) 模型実験から横桁の有無による差異に関しては、支点上において、横変形が拘束されている場合(ローラー沓—B桁)橋軸方向の曲げモーメントに殆ど影響を与えていない事が分かる。

従って、図-4.5.6に示されるように、主ゲタの橋軸方向モーメントに関しては、Bechert理論とBieger理論との差異がない事になる。これはBechert理論の場合橋軸直角方向断面の床版中心に不静定力として、不静定せん断力 X_1 のみを扱い、Bieger理論においては、更に不静定モーメント X_2 を扱っているが、この X_2 は橋軸方向モーメントには殆ど影響を与えないものである事を示しているものと考えられる。

3) 荷重分配率はおおむね、9割:1割($1/2\ell$)となることがわかるが、 $1/4\ell$ 点においても、殆ど同一とみてよい事がわかる。

4) Bechert理論は、集中荷重をFourier級数に展開したが、Bieger理論は外荷重を橋軸方向の線荷重の形でFourier級数に展開した。従って、Bieger理論において、集中荷重を扱う場合には、スパン中央に線荷重と等しい撓みを生じさせるような代用荷重と置換して用いている。

以上のような事からBieger理論値とBechert理論値との差が生じるが、模型実験と実橋載荷実験は同一条件に載荷している事や、実測値による分配率がほぼ近似する点を考えると、荷重分配率に関してこのBieger理論の妥当性を証明することが出来るものである。

(3) 2 ウェブ版ゲタ橋の中間床版の挙動

2主ゲタ間の中間床版は床版自体の作用と同時に主ゲタの沈下、回転等によって主ゲタの影響を受けて複雑な応力分布を示すものである。

中間床版の理論解析として、Biegerの理論、Nötzoldの理論、Pucherの理論を中心に模型実験、実橋実験について、検討した。

(3)・1 Biegerの理論による中間床版の曲げモーメント及び撓みの影響線の計算

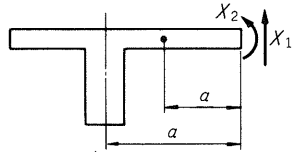
Biegerの理論は前述のごとく、中間床版(荷重分配用床版)を無限数の横ゲタと考えゲタ断面の対称軸上に、この不静定力 X_1 と X_2 を導入し、 X_1 による主ゲタの回転と X_2 による変位が対称軸上において恒等的に零であることから、この X_1 、 X_2 を求めているものである。

従って、中間床版の任意点の曲げモーメント、撓みは次のように求めることができる。

中間床版の任意点(対称軸より距離 $\bar{a}$)の曲げモーメントはゲタ対称軸における X_1 、 X_2 より次図のごとく求める事ができる。

また，中間床版の任意点の撓みは，主ゲタの回転 W_r ，撓み W_B 及び床版の不静定力 X_2 による変位 W_{X_2} の合計として求める事ができる。

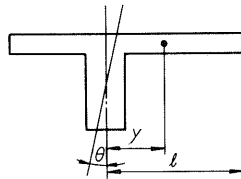
$$W = W_{X_2} + W_r + W_B$$



Bieger の理論における不静定力

主ゲタの回転角による変位 (W_r) は，Bieger の主ゲタの最大振りモーメントの影響線を用いて回転角を求め距離 $\bar{y}$ を掛ける事により求める事が出来る。

$$W_r = \theta \cdot y$$

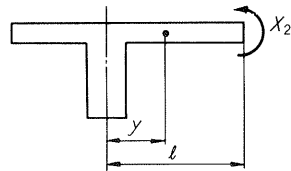


主ゲタの回転による変位

主ゲタの撓み (W_B) は一般のゲタ理論から容易に求めることができる。

更に，不静定力 X_2 による変位 (W_{X_2}) は，中間床版を無数の横ゲタとしている事から主ゲタに固定された片持梁と考え，不静定力 X_2 による任意点の変形は次式で表わされる。

$$W_{X_2} = \frac{X_2 \bar{y}^2}{2EI}$$



不静定力 X_2 による変位

以上のことから Bieger の理論にもとづく模型ゲタの中間床版の曲げモーメントの影響線を求めると次のようになる。(図-4.5.10)

$$M(\bar{a}) = p(y)(\bar{a} - y) - X_2 + X_1 \bar{a} \quad y > 0$$

$$\begin{aligned} \eta_{(K)} &= \frac{X_2}{a} - X_1 \frac{\bar{a}}{a} \\ &= k_m - k_q \frac{\bar{a}}{a} \end{aligned}$$

一方中間床版の撓みの影響線は次のように求める事が出来る。主ゲタの最大振りモーメントの影響線から主ゲタの回転角 φ を求めると

$$\varphi = \frac{M_T}{L/2 \cdot GJ_T} = 5.474 \times 10^{-4} \times M_T$$

となる。不静定力 X_2 による撓みは

$$W = \frac{X_2 \cdot \ell^2}{2EI} \cdot \frac{y^2}{\ell}$$

として計算する事が出来る。

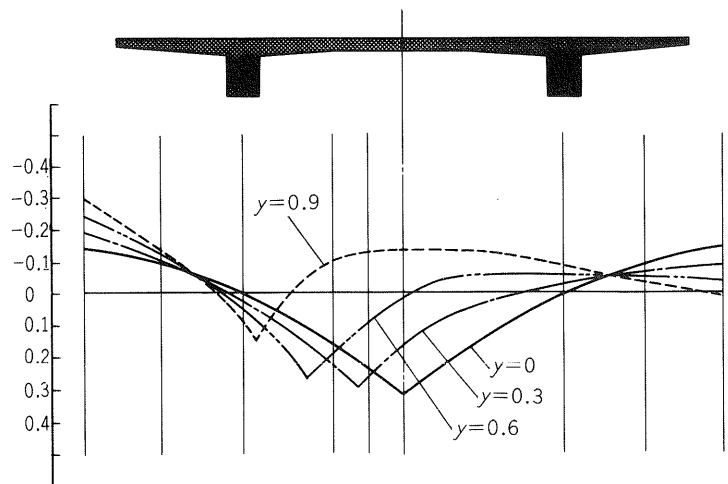


図-4.5.10 Bieger の理論による中間床版曲げモーメント影響線

表 - 4. 5. 6

 $y = 0.9$

	X_2	X_1	$\frac{\bar{a}}{a}$	$\eta(m)$
$y = 2a$	-0.143	0.174	0.9	-0.300
a	0	-0.094	"	0.085
0	0.314	-0.500	"	-0.136
$-a$	0	0.094	"	-0.085
$-2a$	-0.143	-0.174	"	0.014

 $y = 0.6$

	X_2	X_1	$\frac{\bar{a}}{a}$	$\eta(m)$
$y = 2a$	-0.143	0.174	0.6	-0.247
a	0	-0.094	"	0.056
0	0.314	-0.500	"	0.014
$-a$	0	0.094	"	-0.056
$-2a$	-0.143	-0.174	"	-0.039

 $y = 0.3$

	X_2	X_1	$\frac{\bar{a}}{a}$	$\eta(m)$
$y = 2a$	-0.143	0.174	0.3	-0.195
a	0	-0.094	"	0.028
0	0.314	-0.500	"	0.164
$-a$	0	0.094	"	-0.028
$-2a$	-0.143	-0.174	"	-0.091

表 - 4. 5. 7

	M_T	φ
$y = 2a$	0.776	0.4248×10^{-3}
a	0.053	0.0290
0	-0.229	-0.1254
$-a$	-0.053	-0.0290
$-2a$	0.224	0.1226

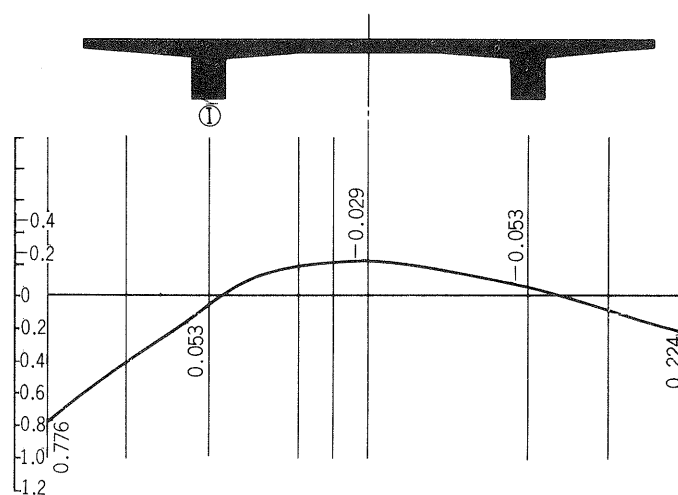


図 - 4. 5. 11 主ゲタ①の最大ネジリモーメント影響線

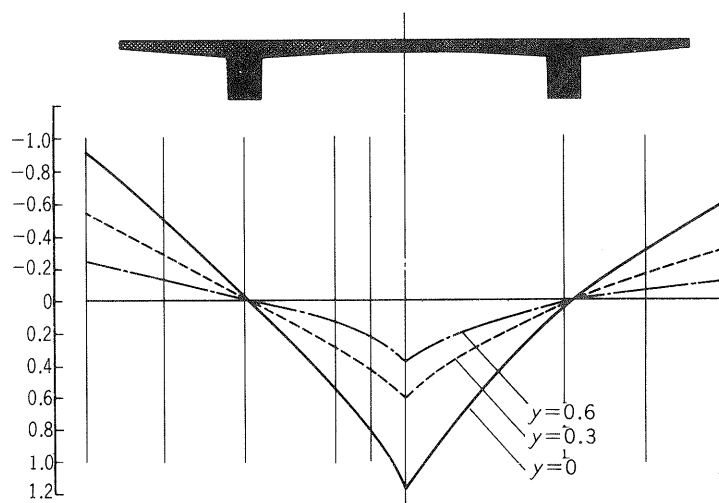


図 - 4. 5. 12 中間床版のタワミの影響線

表 - 4. 5. 8

 $y = 0.0 \text{ m}$

	x_2	$\bar{y}/\ell^2$	x_2 による タワミ	主桁 I 回転角	$\bar{y}$	主桁 I の回転 によるタワミ	合 計
$2a$	-0.143	1.00	-0.4817×10^{-8}	-0.4248×10^{-3}	1.00	-0.4248×10^{-8}	-0.907×10^{-8}
a	0 0	"	0	-0.0290	"	-0.0290	-0.029
0	0.314	"	1.0579	0.1254	"	0.1254	1.183
$-a$	0 0	"	0	0.0290	"	0.0290	0.029
$-2a$	-0.143	"	-0.4817	-0.1226	"	-0.1226	-0.604

 $y = 0.30 \text{ m}$

	x_2	$\bar{y}/\ell^2$	x_2 による タワミ	主桁 I 回転角	$\bar{y}$	主桁 I の回転 によるタワミ	合 計
$2a$	-0.143	0.49	-0.2361×10^{-8}	-0.4248×10^{-3}	0.70	-0.2974×10^{-8}	-0.534×10^{-8}
a	0	"	0	-0.0290	"	-0.0203	-0.020
0	0.314	"	0.5183	0.1254	"	0.0878	0.606
$-a$	0	"	0	0.0290	"	0.0203	0.020
$-2a$	-0.143	"	-0.2361	-0.1226	"	-0.0858	-0.322

 $y = 0.60 \text{ m}$

	x_2	$\bar{y}/\ell^2$	x_2 による タワミ	主桁 I 回転角	$\bar{y}$	主桁 I の回転 によるタワミ	合 計
$2a$	-0.143	0.16	-0.0771×10^{-8}	-0.4248×10^{-3}	0.40	-0.1699×10^{-8}	-0.247×10^{-8}
a	0	"	0	-0.0290	"	-0.0116	-0.012
0	0.314	"	0.3322	0.1254	"	0.0502	0.382
$-a$	0	"	0	0.0290	"	0.0116	0.012
$-2a$	-0.143	"	-0.0771	-0.1226	"	-0.0490	-0.126

(3)・2 模型実験による中間床版の応力について

模型実験においては、任意点に自由に載荷できることから、橋軸直角方向の影響線を求める事が出来る。

測定値より中間床版の固定端及びスパン中央における応力の影響線を示すと図 - 4. 5.13, 図 - 4. 5.14 のようである。これは主ゲタの振り剛性の影響を最も大きく受ける径間中央である。

また、中間床版の応力分布を示すと図 - 4. 5.15, 図 - 4. 5.16 のとおりである。

模型実験の結果について、上図を含めてまとめると次のように述べる事が出来る。

- ① 床版中央点の実験値はユニバーサルシューで 62.4 kg/cm^2 と最大になるが支承条件による大きな差はみられなかった。この傾向は側径間載荷、支点上載荷の場合にも同じである。
- ② 支承条件による弾性固定度の差異は床版端応力の場合顕著である。ユニバーサルシュー (14.4 kg/cm^2) では、Bゲタ (20.4 kg/cm^2) 及び Aゲタの固定シュー、ローラーシューに比べ、その 70% ~ 80% の低い応力度を示している。
- ③ 影響線の形状について述べると床版中央点の場合、Aゲタ、Bゲタ及び支承条件による差はあまりない。床版端では、ユニバーサルシューの場合、他に比較してかなり差がみられる。その他はあまり差がみられない。
- ④ 理論値としては、Aゲタ (ユニバーサルシュー以外)、Bゲタに対し、床版中央点では、Bieger の理論値は測定値よりやや大きい値を与える。曲線の傾向はややなだらかであるが近似して

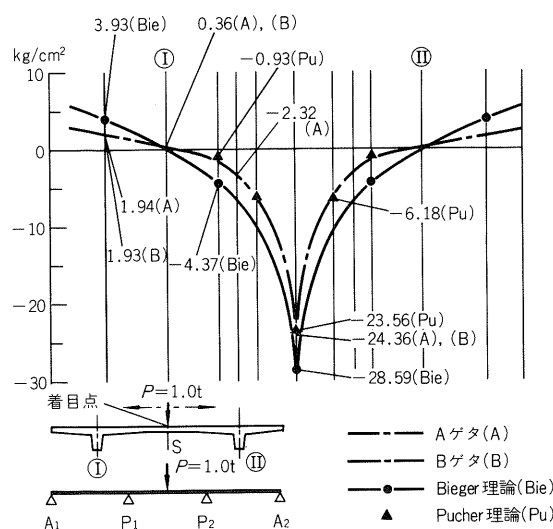


図 - 4. 5. 13 床版中央の橋軸直角方向応力の影響線

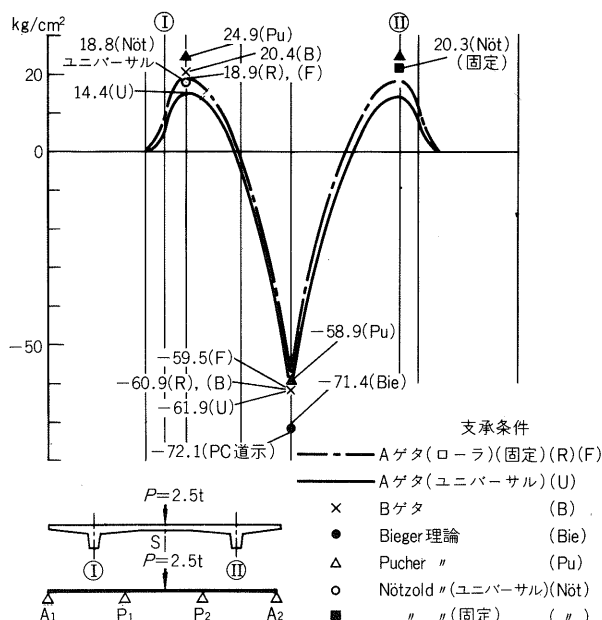


図 - 4. 5. 15 床版中央載荷時の橋軸直角方向の応力図

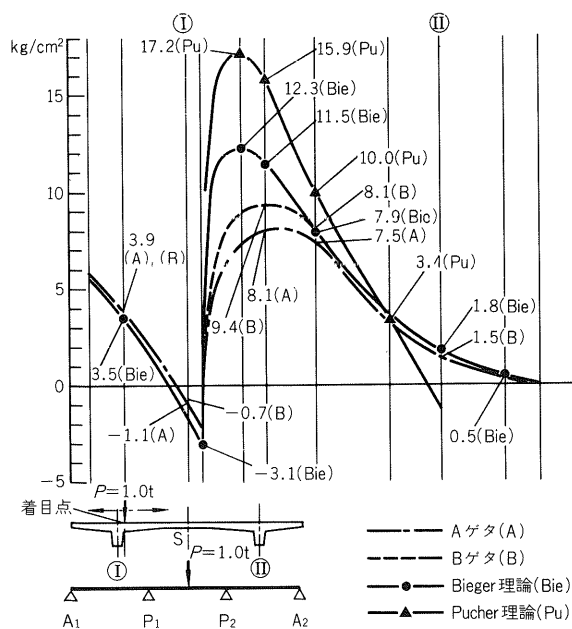


図 - 4. 5. 14 中間床版固定端の応力の影響線

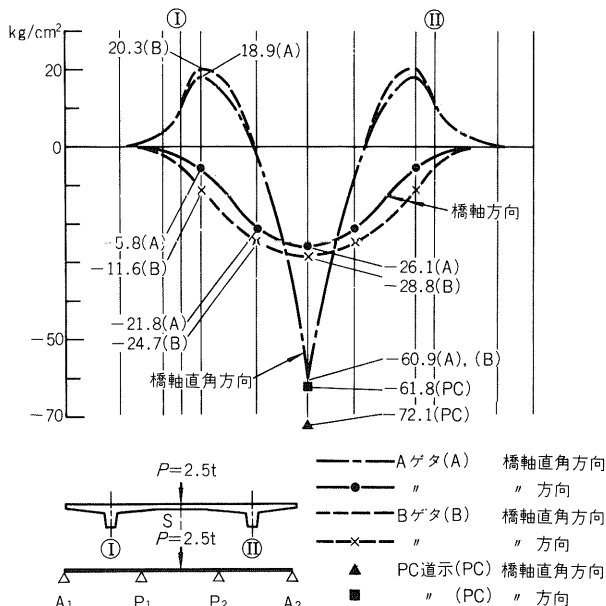


図 - 4. 5. 16 床版中央の橋軸方向および橋軸直角方向の応力

いる。Biegerの理論値はやや危険側の値を与える。

固定端応力の影響線に関しては、Biegerの理論は着目点に近づくとき実験値よりやや大きくなるが、曲線全体としてはきわめて近似している。一方、Pucherの理論の影響線は、値及び曲線とも大きく異なっている。

⑤ Nötzoldの理論は各支承条件における固定端の応力を与える。ユニバーサルシューの場合の実験値 14.4 kg/cm^2 に対して、 18.8 kg/cm^2 とかなりの誤差 (24%) が見られるが、その他の条件

では良く合った結果を与えている。

⑥①～⑤の結果から下部構造の影響が入らない上部構造の場合には床版固定端部の設計において、Nötzold理論によるまでもなくBieger理論で十分、設計に供するものと言える。また床版中央点についてもBieger理論によることができる。例えばユニバーサルシューのような横方向変形が自由なシューの場合であっても、床版中央点のプラスモーメントは極端に増加することはないので近似的にBieger理論で十分設計できるものといえる。

⑦橋軸方向の床版応力状態の1例を図－4.5.15に示す。Pucher, Bittnerの各理論、あるいはF.E.M法によると、無限縁版における支承線直角方向モーメント M_x と支承線方向モーメント M_y の比 M_y/M_x は0.8～0.9となる。また「PC道路橋示方書」によると $M_y/M_x=0.86$ である。

図に示されるように、実験値では、橋軸方向応力 σ_y 、橋軸直角方向応力 σ_x の比率は、Aゲタで $\sigma_y/\sigma_x \div 0.43$ Bゲタで $\sigma_y/\sigma_x \div 0.47$ となる。

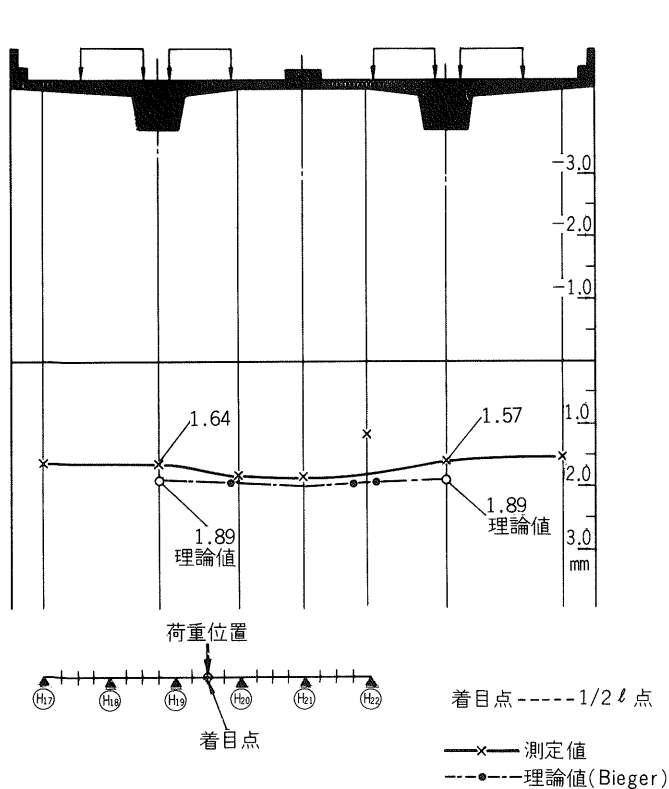
表－4.5.9 床版中央載荷時の橋軸直角方向の応力一覧表

	支 承 条 件 (記号)	中央床版応力 (kg/cm ²)	理 論 値			床版端応力	理 論 値		
			Bieger	Nötzold	Pucher		Bieger	Nötzold	Pucher
Bゲタ	横ゲタにより完全固定	-60.9	-71.4	—	-58.9	20.4	19.8	20.3	24.9
	固 定 (F)	-59.5	—	—	—	18.9	—	20.3	—
Aゲタ	ロ ー ラ (R)	-60.9	—	—	—	18.9	—	20.3	—
	ユニバーサル (U)	-62.4	—	—	—	14.4	—	18.8	—

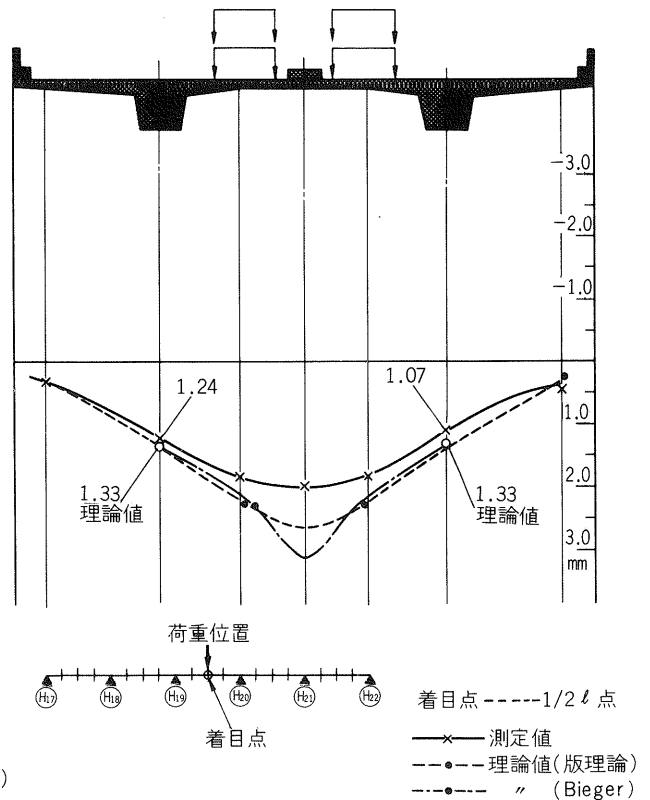
(3)・3 実橋載荷試験による中間床版の挙動について

2版ゲタ床版の役割は、各主ゲタの荷重分配と同時に輪荷重が直接載荷されるもので特に2版ゲタ間における床版の応力分布は、複雑な分布を示すものである。

実トラックによる載荷時のタワミ測定結果をグラフ化すると、図－4.5.17～21になる。



図－4.5.17 タワミ分布図 (Case-1)



図－4.5.18 タワミ分布図 (Case-2)

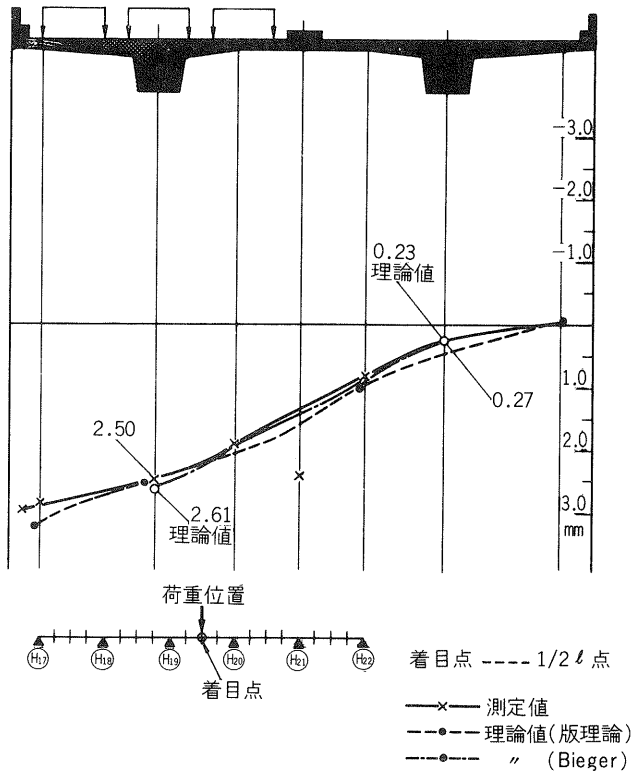


図-4.5.19 タワミ分布図 (Case-3)

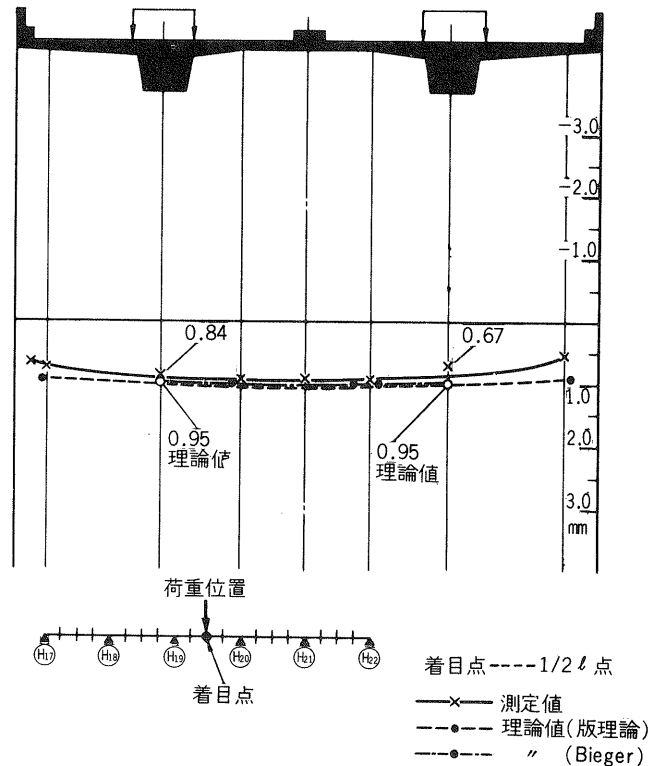


図-4.5.20 タワミ分布図 (Case-7)

図-4.5.17においては、対称荷重時のタワミ分布であるが軸線に対して対称になっている事から十分に左右のゲタに荷重伝達が行なわれている事が分る。理論値と近似するが、主ゲタ上におけるタワミは理論値の85%である。中間床版においては、ほぼ近似している事が分る。

図-4.5.18は、中間床版にトラック荷重を集中させ、中間床版に大きな応力を作用させたものである。この時のタワミ分布は、中間床版の版ゲタ固定部では計算値とほぼ一致するが、スパン中央において差が生じた。中間床版の計算手法としては、前述に示したBiegeの理論及び版理論（剛性マトリックスによる）によったが、両者の計算値にも多少の差を生ずる事になるが、中間床版上における集中荷重によるタワミ分布については版理論による計算値に近似している。

図-4.5.19においては、1主ゲタ上に輪荷重を集中させて（偏心荷重）載荷したものであり版ゲタの変形による中間床版の挙動を調べ

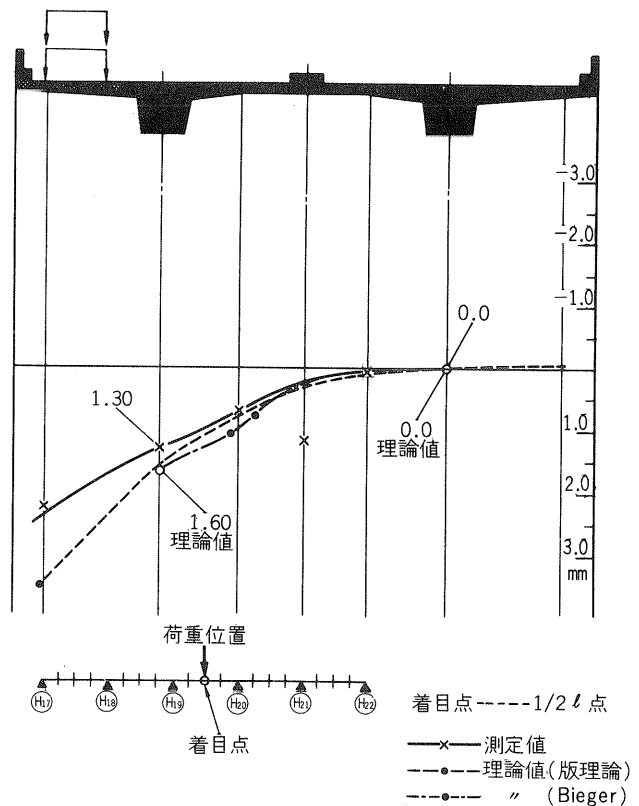


図-4.5.21 タワミ分布図 (Case-8)

たものである。この場合荷重ゲタ下におけるタワミは理論値より5%程小さく、非荷重ゲタにおいては逆に大きく測定された。これは中間床版による荷重分配率が良い方向に働いている事を示しているものである(荷重分配の項参考)。この場合のタワミ分布は、Bieger理論に全て一致し、中間床版の働きが理論計算に合致している事が分る。

図-4.5.20は完全に主ゲタ上に1台ずつのトラックを載荷したものである。

図-4.5.21は張出し床版先端に載荷したものであり張出し先端において多少の差を示した。これは張出し床版の複雑さを見せている。一方中間床版においては、版理論による計算値に近似している。

以上のように、タワミ測定値は、輪荷重による局部応力の問題が少なく、2版ゲタ全体の傾向を調べるために最も適しているが、すでに示された図から分かるように偏心荷重(1主ゲタ上に載荷)の場合、極めて良く一致し主ゲタの回転・タワミの影響を良く理論的に裏付けるデーターとなるものである。一方中間床版上に輪荷重が載荷された場合、橋軸方向スパン中央において主ゲタのタワミ差を生じさせる場合は比較的合致するが、スパン中央に対称に載荷した場合は、Bieger理論とは仮定条件の差が表われているものと思われる。

中間床版の橋軸直角方向のヒズミ分布を描くと次図のようである。

図-4.5.22に示されるように、両主ゲタ上に対称に載荷した場合は、1輪重だけが中間床版上に載荷され主ゲタの回転・タワミ等の中間床版に対する影響は少なくなる。中間床版においては、両端固定版に近い性状を示すこととなり、中間床版の中間・固定部共にほぼ同様な値を示している。またこの値は、ほぼBieger理論に近似している事が分る。

図-4.5.23においては、中間床版に最大応力を生じさせるように載荷したものであるが、図-4.5.18のタワミ測定値と同様、Biegerの理論値と全く一致した。またこの時主ゲタの変形は、中間床版を下に凸に、主ゲタ下縁では両側に広がるように変形する。即ち、主ゲタが内側に回転するものである。表-4.5.10に示すようにBiegerの振りモーメントから算出した主ゲタの回転とほ

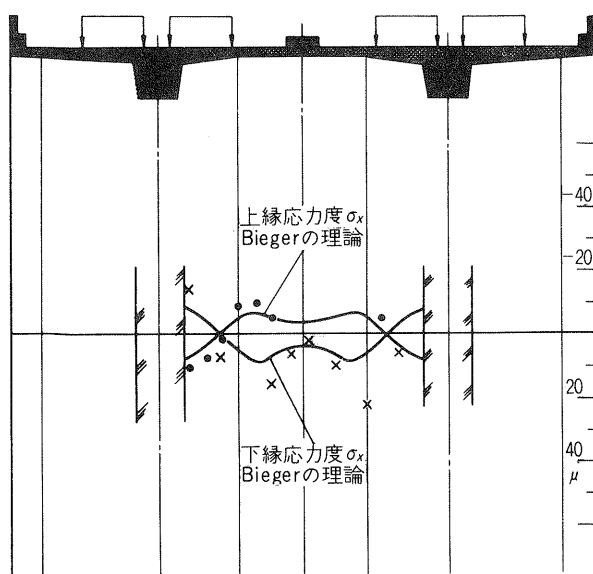


図-4.5.22 ヒズミ分布図(Case-1)

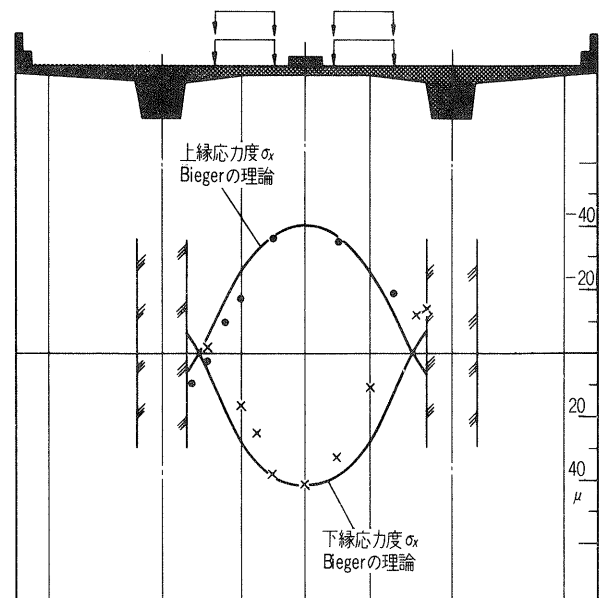
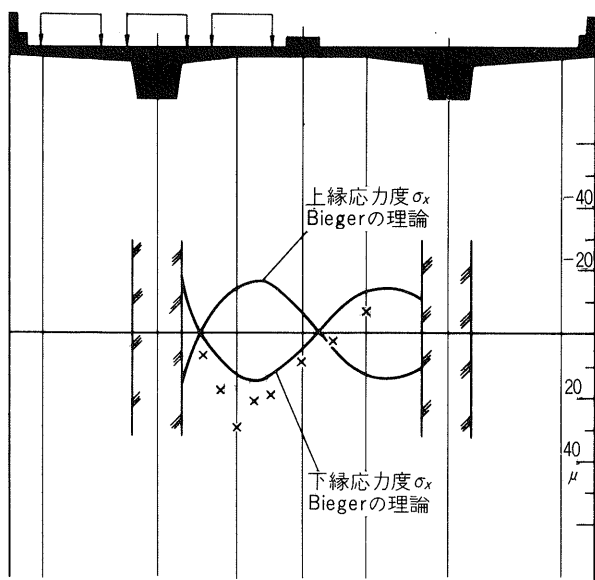
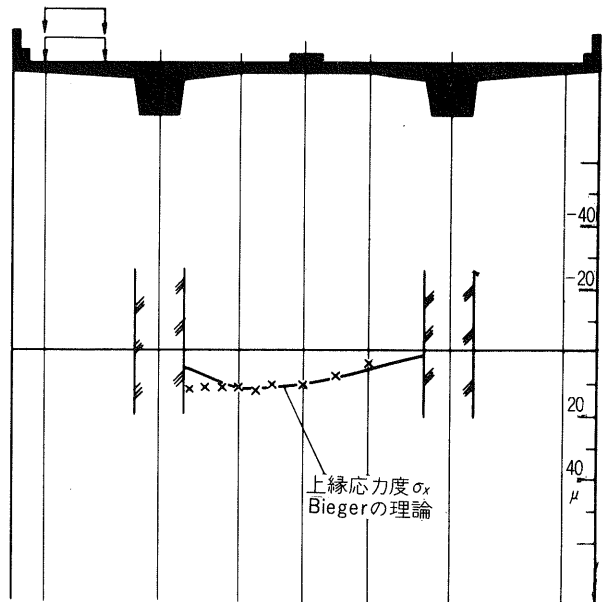


図-4.5.23 ヒズミ分布図(Case-2)



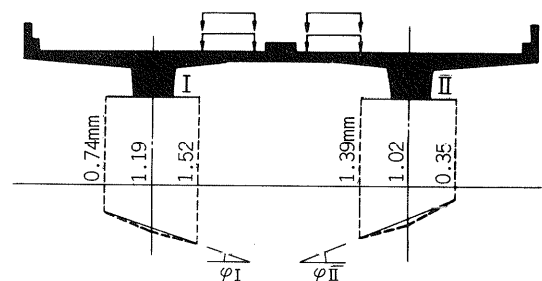
図－4.5.24 ヒズミ分布図 (Case -3)



図－4.5.25 ヒズミ分布図 (Case -8)

ば近似し、主ゲタの柔軟性を示している。

図－4.5.24は、1主ゲタ上に载荷し、タワミ差を最大に生じさせるように载荷したものである。主ゲタ上縁については極めて良く一致した。下縁については、ケース1の場合と同様多少バラツキが生じた。しかしながら傾向として、Biegerの理論に完全に傾向を共にしている事が分り、主ゲタのタワミ差・主ゲタの回転等の中間床版への性状が確認されるものである。一方偏心荷重時の主ゲタの回転は、ケース2と同様主ゲタが回転している様子が図－4.5.27から判明する。一方中間床版の $\sigma_y \cdot \sigma_x$ の割合を示す



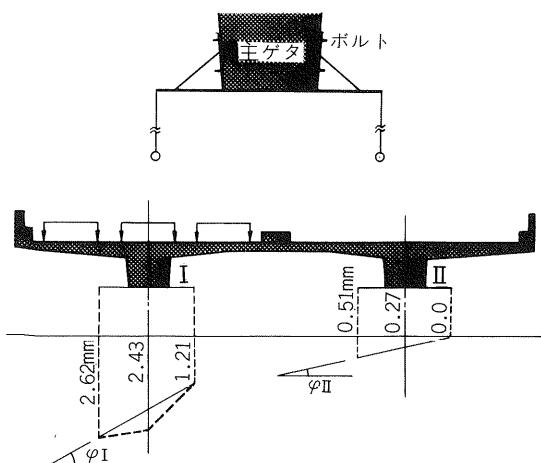
図－4.5.26 回転変位測定値 (荷重 Case-2)

表－4.5.10 回転角の比較 (Case -2)

	測定値	理論値
φ_I	0.01397°	0.01929°
φ_{II}	-0.01862	-0.01929

表－4.5.11 回転角の比較 (Case -3)

	測定値	理論値
φ_I	0.02524°	0.02059°
φ_{II}	0.00913	0.00909



図－4.5.27 回転変位測定値 (荷重 Case-3)

と図-4.5.28のごとくなる。

以上の事から、実橋載荷試験についてまとめると次のような事が言える。

① 2ウェブ版ゲタ橋の載荷荷重によるタワミ状態は、Biegerの理論に極めて良く合致する。主ゲタの振り剛性が比較的小さいから、ソリッド断面の場合、特に近似するものと考えられる。また、横ゲタをスパン中間に有する事から、その主ゲタの変形拘束が主ゲタと床版との均一な弾性固定のみの状態からこのように変形を流調にしているものと考えられる。

② 床版のヒズミ状態はやはりBiegerの理論に近似するが、全体的スラブ性状を示している事から輪荷重（集中荷重）等の応力集中が起りやすい事を示している。

③ 中間床版の中央点における橋軸直角方向応力分布は、Biegerの理論値に極めて良く一致する。

④ 中間床版の中央点と固定部の途中の応力変化は比較のみだれており、模型実験のように単一荷重の載荷と異なり、輪荷重の影響が表われている。即ち、載荷荷重が完全に中間床版内に載荷される場合には、理論値に極めて良く一致するが、輪荷重が主ゲタを跨ぐように載荷された場合、主ゲタの回転の影響も変化し、中間床版の応力分布も変化して来る。

⑤ 中間床版の固定端モーメントは、一般にBiegerの理論値よりも多少大きく出た。これは模型実験では極めて良く一致していることから、実橋の方が多少固定度が計算値よりも大きくなっている事を示しているものと考えられる。

⑥ 主ゲタは、偏心荷重を受ける事によってタワミ及び回転を生ずるが、主ゲタの回転が理論値よりも15%小さく、⑤項の固定端応力度の測定値の大きさからも主ゲタの振り剛性が計算値よりも高い事を示している。

⑦ 中間床版の橋軸方向(σ_y)と橋軸直角方向(σ_x)の割合は、 $\sigma_y/\sigma_x \div 45\%$ 程度と測定された。これは模型実験からも測定されており、「PC道示」との差が大きい。

この様に2ウェブ版ゲタ橋の場合、橋軸方向の中間床版においては、完全に2方向版に近い性状を示しているものと考えられる。

(4) 2ウェブ版ゲタ橋の張出し床版の検討について

張出し床版の挙動は、床版の張出し長、主ゲタの振り剛性等により設計法について問題を有するが、本形式のように張出し長が長く、主ゲタとの固定度が小さい場合、載荷荷重の位置によって張出し床版自体の挙動が異なってくる。張出し床版部においても中間床版部と同様に主ゲタと床版との付根部が弾性固定として想定されており、主ゲタの振り剛性の大きさによりこの床版の固定度が変化するものである。従って、この問題の解析方法としてWestergaardの理論、Bittnerの理論、Dehmkampの理論等が挙げられる。

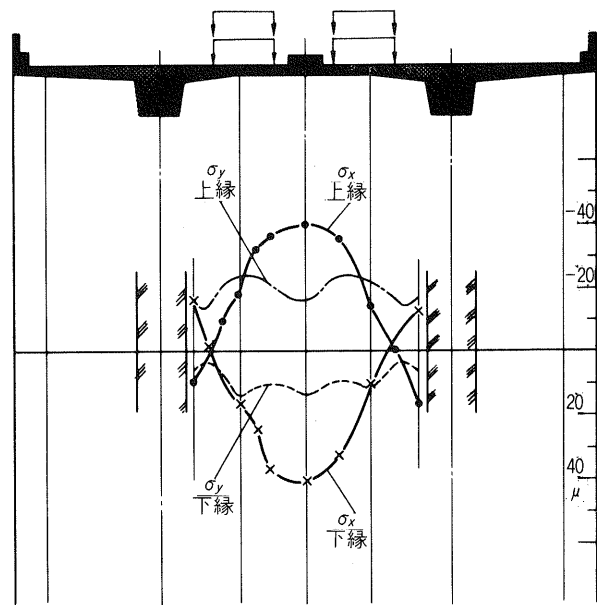


図-4.5.28 ヒズミ分布 σ_y , σ_x (Case-2)

(4)・1 模型実験による挙動

スパン中央の張出し床版部に集中荷重 $P = 3.0t$ を載荷した時の橋軸直角方向の応力値を図-4.5.29に示す。

ここでの理論値は、一端完全固定の張出し版を取扱った Bittner 理論およびその理論値に固定端部の弾性固定度を考慮した Dehmkamp 理論、更に Westergaard 理論、「P C 道示」等による計算値を示した。以上の結果についてまとめると次のような事が言える。

1. 荷重載荷点では、床版上縁に Dehmkamp 理論と比べ大よそ3倍の圧縮応力が生じている。また載荷点から床版固定端に向って応力は圧縮応力から引張応力に変化している。従って単純に片持版として負のモーメントのみが働くものとして扱うべきでない。

2. 張出し床版部の外力によって生ずる無載荷側の張出し床版に対する影響はほとんどない。また張出し床版の固定部曲げモーメントのほとんどがケタの振りモーメントの形で吸収されている。

3. 張出し床版の固定端部では Westergaard 理論が実験値によく近似し、Bittner 理論では10%前後小さい値を示した。

(4)・2 実橋載荷試験による挙動

実橋の場合の張出し床版のタワミ状態は図-4.5.21に示すごとくであるが橋軸直角方向応力度について調べると図-4.5.30、図-4.5.31、図-4.5.32のごとく示される。

図-4.5.32に示されるごとく主ゲタ上に対称荷重が載荷され、張出し床版部に1輪だけ載荷された場合である。これは主ゲタを中心にやや対称形の応力分布を示しており、張出し床版部とは Bittner 理論と Westergaard 理論の中間測定値が来ている。そして張出し方向に固定部と輪荷重が作用している中間程に異符号となって変化している。図-4.5.31はケース3の場合であり、固定部の測定値はケース2の場合と全く同様であり、応力分布変化は同様である。なお本橋の実橋についてはすでに壁高欄が取り付けられており張出し床版先端部の剛性が多少高くなっている。また図-4.5.30は完全に張出し床版先端に載荷された場合であるが、測定値のバラツキが観察され

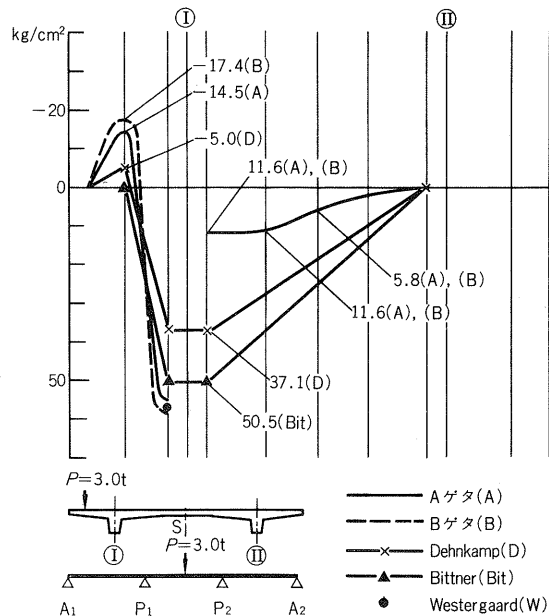


図-4.5.29 張出し床版付根部の応力

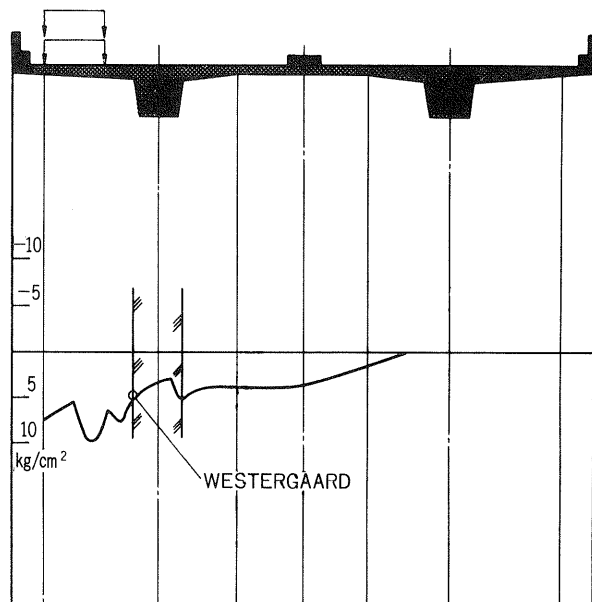
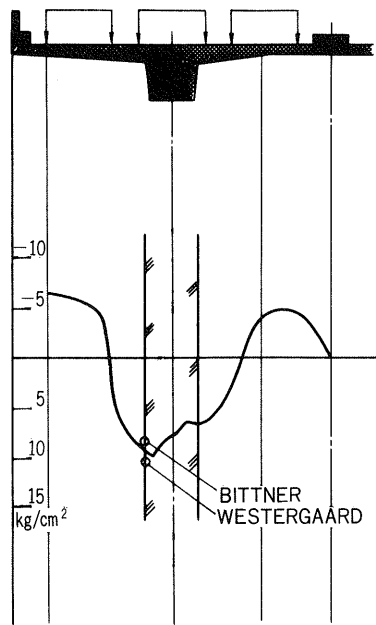
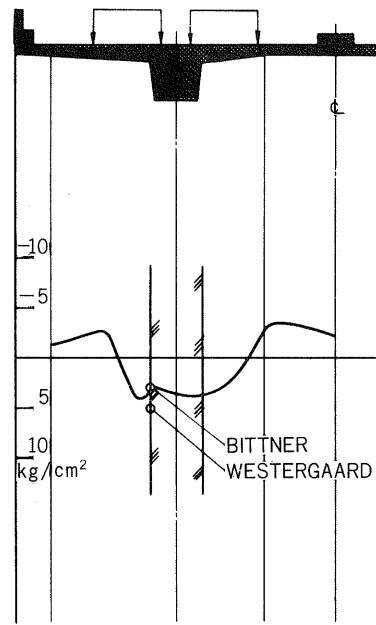


図-4.5.30 応力分布 (Case-8)



図－ 4. 5. 31 応力分布 (Case-3)



図－ 4. 5. 32 応力分布 (Case-1)

るが完全に引張縁となっている。以上のことから実橋載荷試験により次のような事が考えられる。

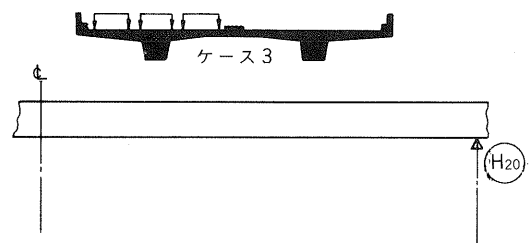
1. 張出し床版固定部における計算値としては Bittner 理論及び Westergaard 理論と同等になるが本橋の場合 Westergaard 理論に近似している。これは前述の模型実験からも考えられる事である。

2. 張出し床版の途中にだけ集中荷重が載荷される場合、床版の応力分布はプラスモーメントとマイナスモーメントとに変化する場合がある。この点も模型実験より確認されている事であるが、主ゲタの振り剛性が小さい本橋の場合、極めて顕著に表われている。

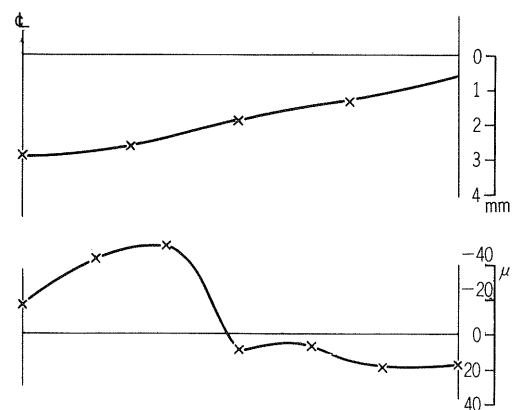
3. 完全に先端に載荷された場合、主ゲタ頭部は外側に回転しながらタワミを生ずるため完全に引張縁となっている。

4. 無載荷ゲタについては、模型実験でも明らかなように余り影響されていない。

5. 張出し床版先端の橋軸方向の応力分布、タワミ分布は図－ 4. 5. 33, 図－ 4. 5. 34 に示すごとくであるが、スパンの $1/4 \cdot l$ 点で変曲点が表われている。これは無限版となっている床版が弾性支持されている事の表われと考えられる。



図－ 4. 5. 33 張出し先端部
橋軸方向タワミ曲線



図－ 4. 5. 34 張出し先端部
橋軸方向ヒズミ (ϵ_y) 曲線

(5) 2 ウェブ版ゲタ橋の有効幅の検討

P C 橋の有効幅の取り方については、すでに多くの研究で解明されつつある。本形式のように単純なケタ断面であるが主ゲタと床版幅の関係が一般にケタ橋と相異なる場合の有効幅の取り方についても「P C 道示」に基づいて設計されるが、本橋の設計に当って模型実験により、これを確認すると共に実橋においても実験を試みたものである。

一般に P C ゲタの有効幅の問題は、軸力を作用させる場合の有効幅と曲げ作用の場合のそれと分けて考えなければならない。すなわち、プレストレス導入時の問題は軸力に関するもので外荷重によるものは曲げ作用時の有効幅である。

プレストレス導入時の有効幅に関しては一般に全断面を取り十分にプレストレスを導入する事であるが、ケタ全体にプレストレスが導入されるよう P C 鋼線の配置の配慮が大切である。

本橋のように段階施工に基づくプレストレス導入の場合、各断面で自由端、支持端、マイナスモーメント端等がケタ中に生じ、これらの有効幅の取り方に苦慮するところである。

(5)・1 プレストレス導入時の応力解析について

プレストレス導入時の1つの応力解析として、二次元弾性体として、床版を二次元弾性体として取り扱う事が出来る。

主ゲタにプレストレスが導入された時主ゲタ a 面上での x 方向ヒズミ量を設定する事により床版は二次元の平面応力問題として解析する事が出来る。

すなわち、この応力状態を表わす函数として Airy の応力関数を導入し、その関係式として次式を満足するものである。

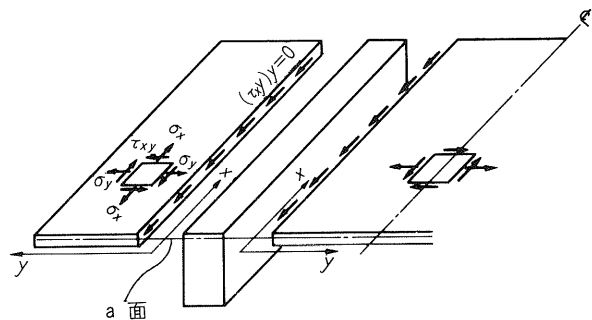


図 - 4. 5.35

$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = 0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

上式は応力函数 F が釣合い条件、適合条件を満足する事を意味しており上式を満足する応力函数 F を適当に選び版周辺の境界条件を取り入れる事により応力函数 F を決定する事が出来る。

版応力度は応力函数 F より次のように求められる。

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}, \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}, \quad L_{xy} = - \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}$$

応力函数 F はフーリエ級数を含む関数で表わされる。

$$F = \sum_{n=1}^{\infty} F_n = \sum_{n=1}^{\infty} \sin \frac{n\pi x}{\ell} \cdot f_n(y)$$

上式は、(1)式を満足するものであり、その一般解を次のように表わす事が出来る。

$$F_n = \sin \alpha_n \cdot x (A_n \cosh \alpha_n y + B_n \cdot \sinh \alpha_n \cdot y + C_n \cdot y \cdot \cosh \cdot \alpha_n y + D_n \cdot y \cdot \sinh \cdot \alpha_n \cdot y)$$

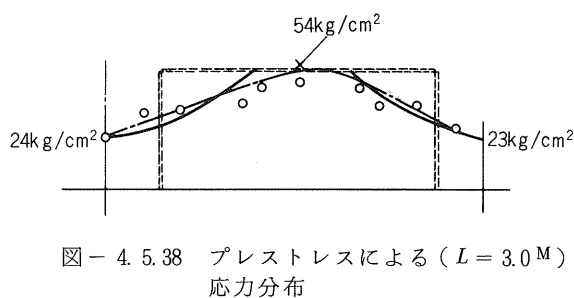
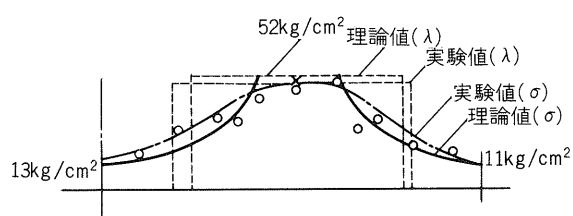
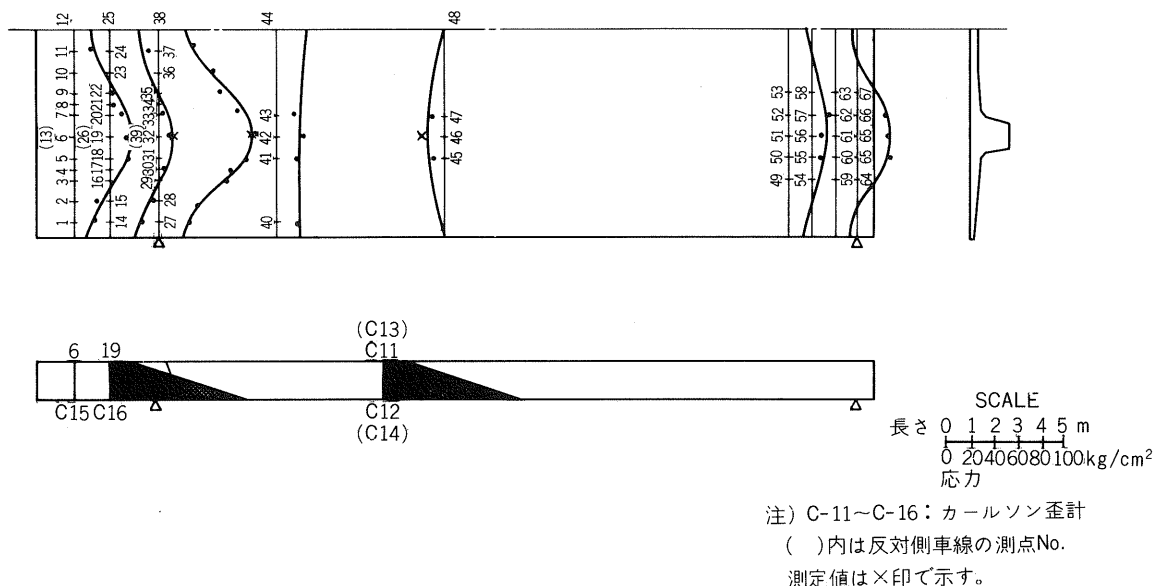
未知数は版の y 方向の境界条件を考慮する事により決定する事が出来る。

(5)・2 実橋のプレストレス導入時の応力分布について

実橋のコンクリートひずみから、軸力によるひずみと曲げによるひずみに分けることは困難で

あり明確に分類することは出来ない。P C 道示にはプレストレスによる圧縮フランジの有効幅を2通りに規定している。つまり軸力に対する有効幅と曲げに対する有効幅である。

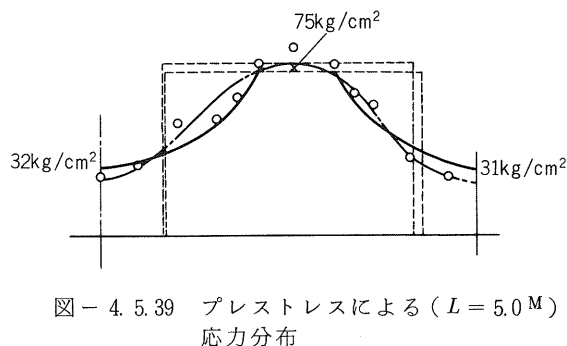
今回の実験では上述のように合成された実験値となっている事から、理論値と比較することによりこれらの一致程度、相関性等を知る事が出来、又理論値の妥当性を得られ、軸力、曲げによるそれぞれの応力分布をも推測出来るものである。実験値及び理論値についてその橋軸方向応力及び有効幅について記すと図-4.5.36, 図-4.5.37, 図-4.5.38, 図-4.5.39のようである。(実験値は台形法によって有効幅を求めた。)



上図に示されるように、実験値と理論値とがほぼ一致している事がわかる。従って、本形式のように2ウェブ版ゲタ橋に対する解析方法として試みた前述の計算手法の妥当性が推察されるものである。従って

① 床版のプレストレッシングによる応力度は、それを2次元の弾性体として解析した。結果は比較的良く近似しP C 道示内の有効幅を示している。

② 軸力による床版内応力は、導入端



(又は定着端)を除いて版全体に分布する。

③ プレストレッシングによる曲げ作用については明確に測定する事は出来なかった。しかし本形式のように幅員の広い場合にも P C 道示の範囲内で計算する事が可能と考えられる。

(5)・3 載荷荷重による有効幅について

載荷荷重による有効幅は、ケタに対して曲げによる有効幅として表わすことができるが、模型実験での結果を示すと次図のようになり、P C 道示より大きい幅を示した。

一方実橋における載荷試験から、その有効幅を求めると図-4.5.41, 表-4.5.13のごとくなる。

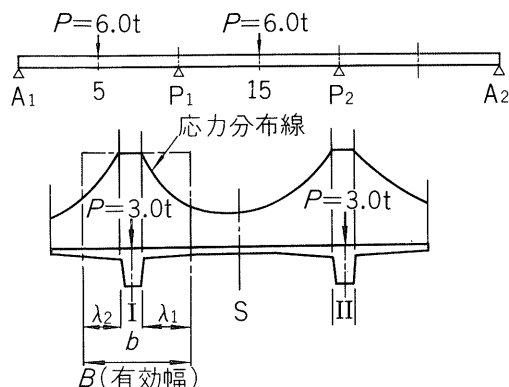


図-4.5.40

表-4.5.13 測定値より求めた有効幅

	Case - 1	
	1/2 l 点	1/4 l 点
内 側 幅	3.18 m	3.50 m
張出し側幅	2.57	3.21
理 論 値	2.50	2.50

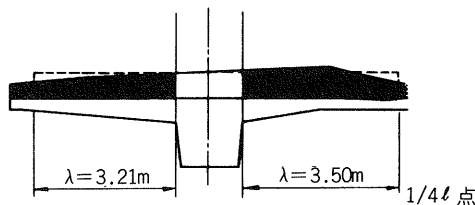


図-4.5.41 有効幅の検討(荷重 Case-1)

表-4.5.12 載荷荷重による有効幅の比較

	⑮ 断面 載荷時			⑤ 断面 載荷時		
	⑮ 断面	P1 支点上	⑤ 断面	⑮ 断面	P1 支点上	⑤ 断面
P C 道示による有効幅	37.5 cm	25	50	37.5	25	50
実 験 値	52(50)	47(47)	全幅(全)	全幅(全)	48(46)	71(47)
内 側 幅 (λ ₁)						
実 験 値	44(38)	47(30)	全幅(全)	全幅(全)	48(52)	53(39)
張出し側幅 (λ ₂)						

() 内数字は B ゲタ

以上のごとく、測定値から求めた 2 ウェブ版ゲタ橋の有効幅は、P C 道示の場合よりも広く求められ安全側になっているが、実橋の場合の測定値から十分に P C 道示に準じて支障がないものと考えられる。

表-4.5.14 破 壊 荷 重

		中 央 径 間 載 荷 時			側 径 間 載 荷 時		
		クラック発生荷重 (t)		破壊荷重 (t)	クラック発生荷重 (t)		破壊荷重 (t)
		中央径間中央断面	P1, P2 支点上		側径間中央断面	P1 支点上	
A ゲタ	計算値	5.2	24.8	24.8	計算値	—	—
	実測値	6.0	26	24.0	実測値	—	—
B ゲタ	計算値	5.2	24.8	24.8	計算値	5.0	18.6
	実測値	8.0	—	24.0	実測値	8.0	24.0

図-4.5.41

(6) 破壊機構の検討

模型実験において、Aゲタ、Bゲタの破壊を行なったが、破壊までの載荷は版ゲタにとって、一番不利と考えられるケタ上一点集中、非対称荷重で与えることにした。その際のクラック発生から破壊までの段階は、計算によると図-4.5.41に示す荷重の大きさと順序で進む。実験の結果及び計算値は表-4.5.14に示すとおりである。

中央載荷の場合、クラック発生荷重はAゲタで6.0t、Bゲタで8.0tとなり、A・Bゲタとも24tで

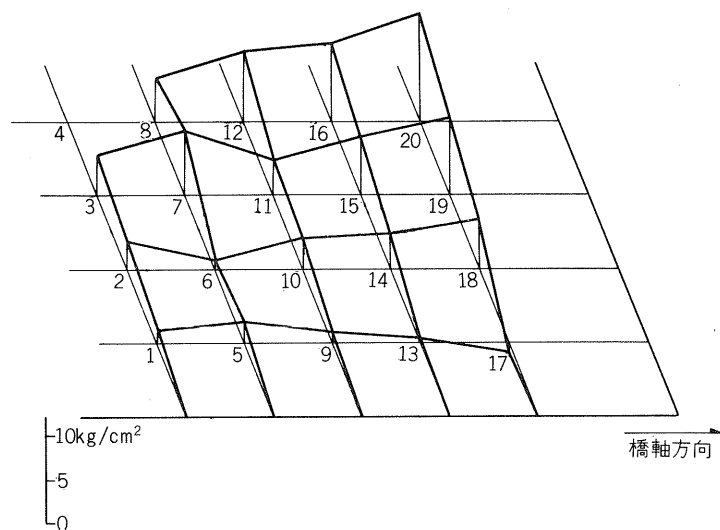
コンクリートがはく離、落下し破壊したと考えられるが、同時にAゲタでは24 tで中間床版の付根部に橋軸方向のクラックが生じている。これは、 $P=24.8\text{t}$ で中間床版付根部の応力度が $-42\text{kg}/\text{cm}^2$ となり、クラックを生ずることとなる計算結果にほとんど一致する。

また、中間支点上横ゲタの有無は、クラック発生荷重に多少の影響があるように思われるが、最終破壊強度にはほとんど関係しないようである。

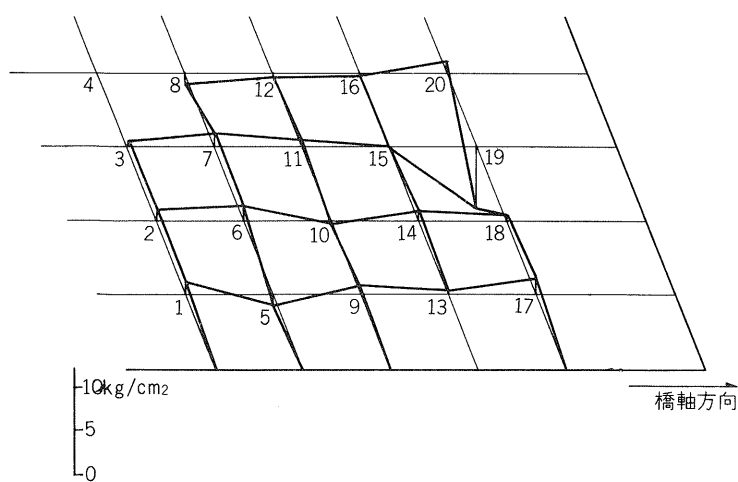
本実験で、破壊強度及び破壊機構が忠実に計算にのることが判ったことは大きな収穫である。

(7) ケタ端張出し床版の応力分布について

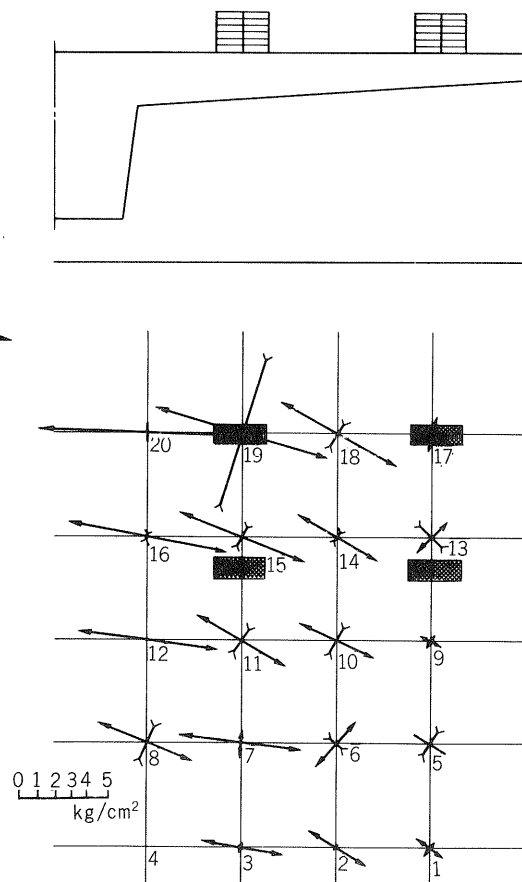
2ウェブ版ゲタ橋の場合は、どうしても張出し床版が大きくなり、特にケタ端部の補強を十分に施す必要が考えられるが、本橋の実橋載荷試験の結果について記すと次図のようになる。



図－4.5.43 端部張出し床版橋軸方向 σ_x 分布図



図－4.5.44 端部張出し床版橋軸方向 σ_y 分布図



図－4.5.45 端部張出し床版主応力図

本論にはその結果だけを示したが、 σ_x の最大値と共に約 10° 程度の主応力傾斜角度をもって変化している事が分かるものである。また、橋軸方向スパン中央における応力と比較すると、スパン中央 $10\text{kg}/\text{cm}^2$ 、版端 $12\text{kg}/\text{cm}^2$ で、それほど差がない。道路橋示方書案(PC編)では、 $2M_D+M_d$ で設計するようになっているが、過大な設計になっているとも考えられる。

おわりに

以上、P C 2 ウェブ版ゲタ橋の設計・施工そして実験等について述べたが、最後に本構造採用における留意点についてまとめておきたい。

- ① 設計方針(案)では、現在の示方書に対してかなり安全側のものとなっている、特に荷重体系あるいはそれに対するフルとパーシャルの考え方等については、今後再検討の必要がある。
- ② 幅員とスパンそしてゲタ高は、本構造においては重要なファクターであり、慎重な決定を必要とする。
- ③ P C ケーブルの配置は、二次モーメント等について十分に配慮し定めること。
- ④ ウェブ幅は、セン断応力度の外、支承との取合い、P C ケーブルの配置等を十分考慮し定めること。
- ⑤ P C ケーブル定着端付近は、床版部への応力分布を十分考慮し、十分な補強鉄筋を配置すること。
- ⑥ 本構造はプレストレスに敏感な挙動を示すので、横締、縦締の順序及びプレストレス量に十分配慮し各施工段階の応力のチェックをすること。また、施工における型枠の脱型時期には、細心な配慮を必要とする。
- ⑦ 床版横締による横方向の変形あるいはゲタの回転をチェックし、支承等の取合いあるいはセット位置について十分考慮すること。また、変形を拘束する場合には、それによる二次応力について配慮する。
- ⑧ 張出し床版の設計においては、実験でも明らかになった先端部付近応力に注意すること。
- ⑨ ウェブ位置については、有効幅あるいは張出し床版長について十分考慮し定めること。

最後になったが、本構造に理解を示され、また適切なアドバイスをして戴だいた、オリエンタル・コンサルタンツ K.K 社長 有江義晴氏(首都公団元理事)、首都公団第2建設部長 津野和男氏、同公団工務部企画課長 前田邦夫氏にここに深謝の意を表します。

参考文献

- 1) Beck ; "Ein Beitrag zum Problem des zweistegigen Symmetrischen Plattenbalkens unter einseitiger Belastung" Dissertation Darmstadt, 1953
- 2) Pucher ; "Über die Biegemomente der Bandträger Von Kreuzweis bewehrten Fahrbahnplatten" Bautechnik-A, 1955 Heft 10.
- 3) H. Bechert ; "Einfluß flächen Zweistegiger Plattenbalken" B. u. St. 1957 Heft 1.
- 4) G. Dehnkamp ; "Biegemomente in auskragenden Fahrbahnplatten" Bauingenieur 1957 Heft 2.
- 5) K. Bieger ; "Vorberechnung zweistegiger Plattenbalken" B. u. St. 1962 Heft 8.
- 6) H. Günther ; "Kragmomente und deren Weiterleitung in die Fahrbahnplatte" Bautechnik 1966 Heft 1.
- 7) "Hangbrücke Wurgau" ; B. u. St. 1968 Heft 2.
- 8) "Vom Bau der Talbrücke Exterheide" ; B. u. St. 1968 Heft 12.
- 9) "Talbrücke Sechshelden, Konstruktion und Herstellung" ; B. u. St. 1969 Heft 4.

- 10) F. Nötzold ; " Zur Berechnung des zweistegiger Plattenbalken " B. u. St. 1969 Heft 2.
- 11) L. Mayer ; " Aufnahme von Momenten und Horizontalkräften durch im Boden elastisch eingespannte Pfähle " B. u. St. 1969 Heft 2.
- 12) K. Müller ; " Torsionmomente und Plattenrandmomente bei durchlaufenden zweistegigen Plattenbalken " B. u. St. 1969 Heft 4.
- 13) L. Liptak " Über die Einspannung der Stahlbeton - Fahrbahnplatte in drillsteife Randträger " B. u. St. 1962 Heft 9.
- 14) J. Zederbaum ; " Die Horizontalsteifigkeit eines Brückensystems auf nachgiebigen Lagern " Bauingenieur. 1966 Heft 1.
- 15) G. Morancay ; " Essai sur Modèle Réduit d'un Viaduc Urbain a Choisy - Le - Roi " Annales 1970 MARS - AVRIL No. 267 - 268
- 16) H. Homberg ; " Fahrbahnplatten mit veränderlicher Dicke. " I. Band. Berlin / Heidelberg / New York : Springer 1965.
- 17) 椎・星 ; 2主桁版橋について………首都公団「技報」第4号, 1972.
- 18) 椎・星 ; 2主桁版橋の実験と設計方針について………首都公団「技報」第5号, 1973.
- 19) 高速道路構造物の経済化のための調査報告書………日本道路協会, 昭和48年3月
- 20) 前田・椎 ; " 連続2ウェブ版ゲタ橋. (1), (2), (3) " 橋梁と基礎, Vol. 10 No. 3, 4, 5 1976.
- 21) 日本道路協会 ; " 鋼道路橋示方書及びその解説 ", " 同示方書床版編, 資料集 " 1971.
- 22) 日本道路協会 ; " プレストレストコンクリート道路橋示方書(解説) " 昭和43年3月
- 23) 首都公団 ; " 多径間連続2主桁版橋の設計(I), (II)比較設計・資料編 " 1971. 3.
- 24) 首都公団 ; " 多径間連続2主桁版橋の設計(IV), 実験編(その1), (その2) " 1972. 3.
- 25) 首都公団, " 首都高速5号線第573工区 5径間連続PC2主桁版橋実橋実験(1) プレストレス導入時の測定 " 1975.
- 26) 首都公団 ; " 首都高速5号線第573工区 5径間連続PC2主桁版橋トラック載荷試験報告書 " 1976. 3.
- 27) 前田・大内・椎 ; " PC連続2主桁版橋の実験 " 第27回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第1部 1972.
- 28) 椎・飯村 ; " 2主桁版橋の設計 " 第28回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第5部 1973.
- 29) 椎・飯村 ; " PC2主桁版橋の導入プレストレス測定と解析 " 第30回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第5部 1975.
- 30) 椎 ; " 5径間連続PC2ウェブ版桁橋トラック載荷実験 " 第31回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第5部 1976.

移動支保工を用いた第一北上川橋梁の設計・施工

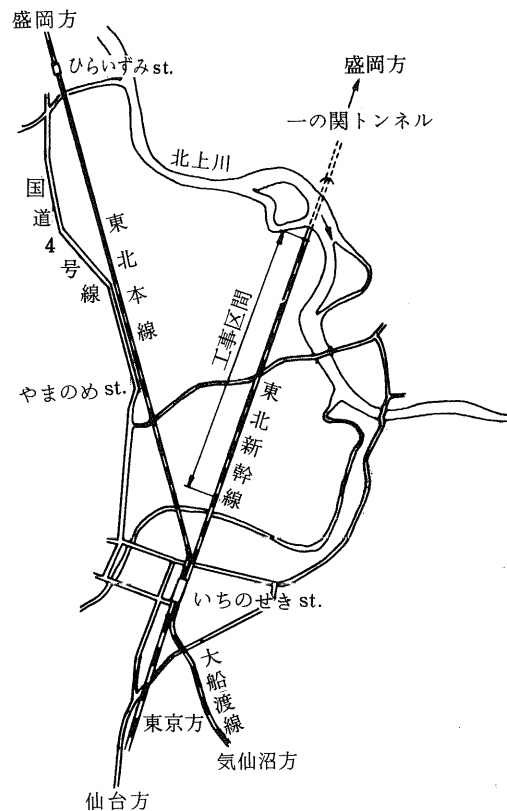
§ 1. 工事概要

東北新幹線第一北上川遊水池橋梁は、東北本線一関駅で現在線に併設されその盛岡方で北上川を渡る（図－1 位置平面図）。北上川は本流部分と遊水池部分よりなり、このうち遊水池部分は過去の水害例から遊水池全体を囲む100年確率の大堤防と、10年確率の小堤防によって防護される計画である。河川側との協議によって流域内の橋脚による流水障害を考慮して、本流部は橋脚間隔90m以上、遊水池部分は31m以上と決定されたため、本流部分は90m鋼トラス6連、および遊水池部分3320mはPCけたを採用することとし、そのスパン割は、遊水池部分に遊水路、小河川、県道等が点在するためにこれらはけた下空頭がH.W.L.+2.0mを満足するけた長49.0mとし、他の部分はけた長31mを基本としたスパン割とした。その結果、31mのみではスパン割は不可能で33mとの組合せとして決定した（図－2 スパン割）。

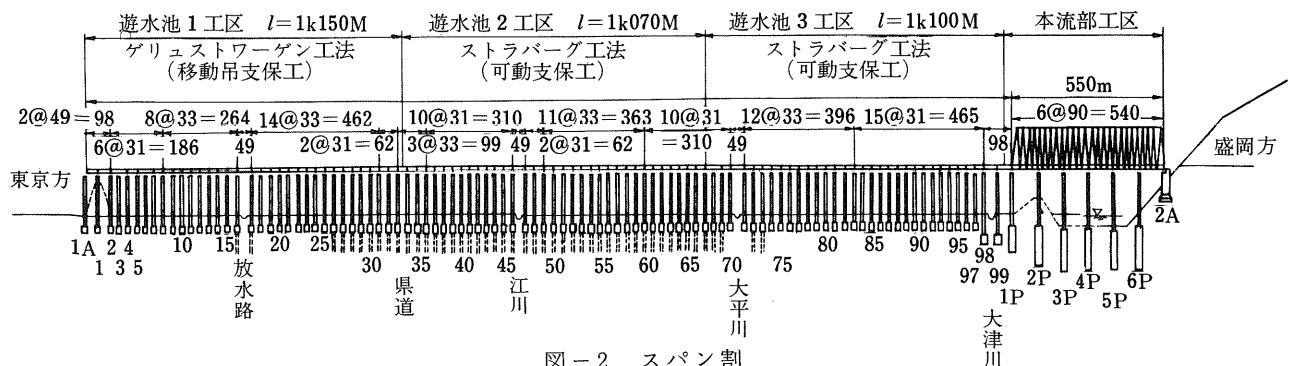
スパン割を計画する際に考慮する条件としては、

1. 当時の計画で、昭和49年3月に着工して昭和51年3月東北新幹線の開業にあわせて適当な工区割とすること。
2. 橋梁延長が大きいのでほぼ類似の長さをもち単純な構造として工期の短縮をはかる。
3. 経済的な工事費とすること。
4. 広大な田園地帯を通るので、周囲の景観を損わないこと。

などであった。



図－1 位置平面図



図－2 スパン割

次に、100連のコンクリート桁の架設方法については種々の工法が考えられた。

1. I型桁の場合、他の場所で製作したプレキャスト桁を手延機、トラッククレーン等で架設することができて一般的な方法であるが、主桁1本の重量が30mスパンの場合120t、33mの場合136tと重くなり、さらに架設本数も多くI型主桁の転倒等の事故に対して嚴重な注意が必要である。

2. 総足場式のBox型桁では、支保工の仮設段取に時間を費やし工事費も経済的とならない。

さらに、最近の社会的傾向として建設労務者の質、量が大きく変化しており、建設現場の大工、下工等の技能者や重労働者の絶対数が不足して、労働力需給のバランスがくずれて建設関係労務者の賃金が著しく上昇している。例えば、昭和45年と比較すると、材料費の上昇率が1.6倍であるのに対して、労務賃金は2.5倍となっていて工事費の上昇に対して大きく影響している。

このような諸条件を勘案して、最近技術導入された移動吊支保工によるゲリュストワーゲン工法(写真-1)、移動型枠のストラバーク工法(写真-2)を採用した。これらの工法は、橋脚間を移動可能な型枠を設置してコンクリート桁を施工でき、地表の条件に左右されないために通年施工ができる。また、型枠の移動は機械操作によるため省力化に役立ち、工期が短縮される利点がある。さらに、スパン割を31mと33mの類似した桁長を計画することにより、桁高、コンクリート断面を同一にすれば33m用の移動支保工を製作することによって31mも共用できる利点があった(表-1 工事概要)。



写真-1 ゲリュストワーゲン全景

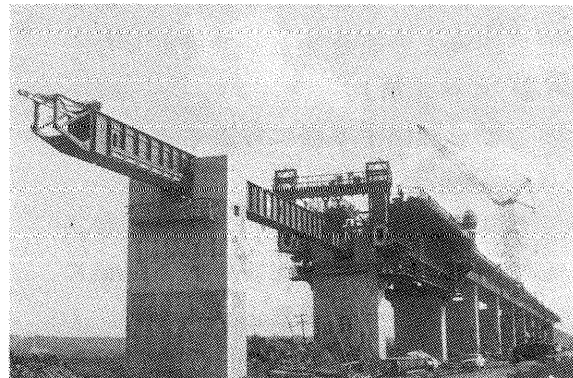


写真-2 ストラバーク全景

表-1 工事概要

	形式		1 工 区	2 工 区	3 工 区	本 部 流
			P C 単 純 箱 桁			下路トラス
上 部 工	桁 長	31 m	8 連 (1 室)	19 連 (2 室)	18 連 (2 室)	90 m - 6 連
		33	23 (")	13 (")	12 (")	
		49	3 (")	1 (1 室)	3 (1 室)	
	工 期	12 か月	21	21		施 工 中
下 部 工	架 設 工 法	移動吊支保工	可 動 支 保 工	可 動 支 保 工		
	P C 工 法	フレシネー12T 12.4	VSL 12T 12.4	フレシネー12T 12.4		
	コンクリート数量	31 m 262 m³ 33 277 49 507	259 275 507	259 275 507		
橋 脚 高			13 ~ 18 m 平均 15 m	11.5 ~ 19 m 13.5 m	11 ~ 21.5 m 16 m	
	基 礎 形 式		直 接 基 礎 26 基 杭 (φ500) 8 "	直 接 26, 杭 5 ケ ー ソ ン 33 基	直 接 26, 杭 5 ケ ー ソ ン 2 基	ケ ー ソ ン 6 基

49 m の桁は全支保工式で架設するが、仮にこのスパンを基本として移動支保工方式で計画すると、桁高 3 m 程度となり、架設機械も大型となって経済的なメリットが少ない。

§ 2. 設計

外国および我国で移動支保工を使用した連続桁の施工例が報告されているが、第一北上川橋梁では単純桁を採用した。理由は、連続桁とした場合に橋脚の地震時変位量は数 cm の制限を受け、これを満足するためにはケーソン基礎を採用せざるを得ず不経済であること。単純桁の方が施工が容易で施工管理もやりやすいこと等であった。

遊水池付近の地層は、沖積世砂礫層（N 値 > 30）が地表より 3 m ～ 15 m にわたって分布しているため、橋脚は直接基礎または PC 杭（直径 50 cm）で支持した。橋脚躯体は上幅 2.5 m、橋脚の高さにしたがって線路方向に若干の勾配をつけ、直角方向は 5.70 m として垂直に落とす型式とした。本流部に近い橋脚は流れの障害をやわらげるため四隅に丸味をつける等の配慮をした。

設計諸元（表 - 2(a), (b)）と 31 m の一般図（図 - 3(a), (b)）を示す。

移動支保工を採用するために設計上考慮した事柄を次にあげる。

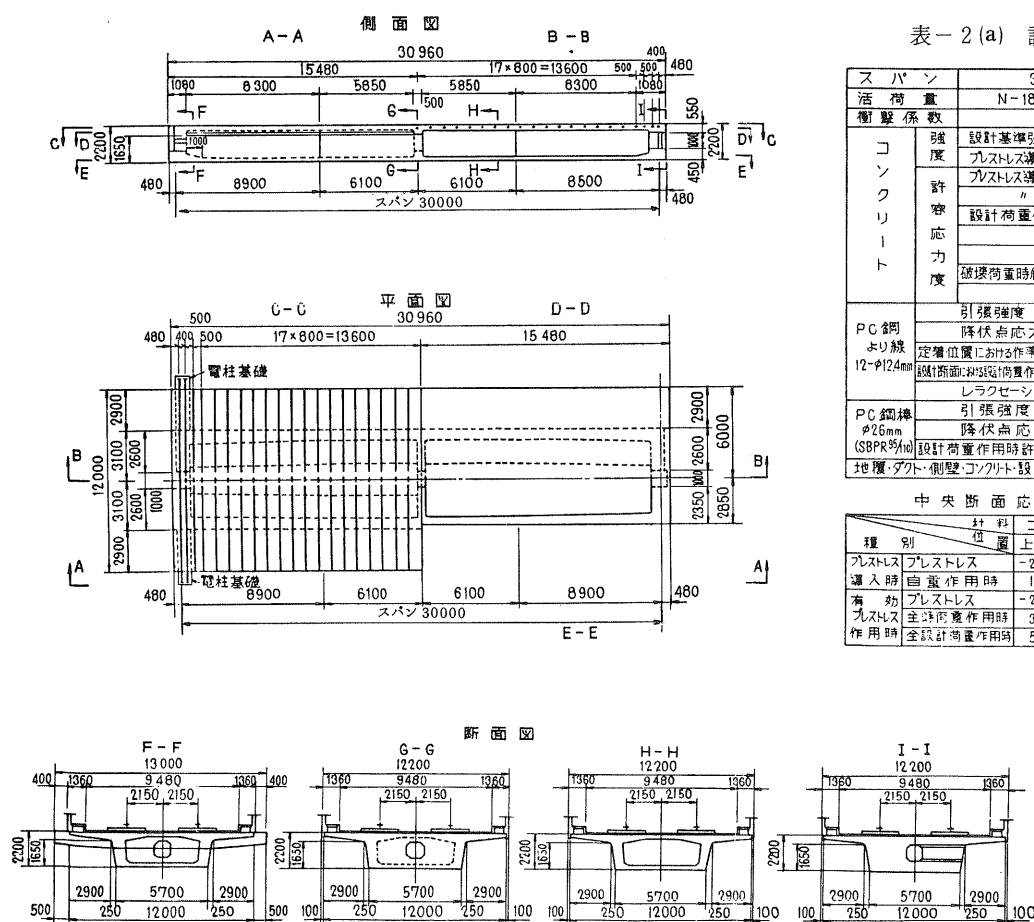


図 - 3 (a) 一般図 ($\ell = 30$ m 1 - Box 型)

表 - 2 (a) 設計諸元

スパン		30M000	
活荷重		N-18	P-19
衝撃係数		0.289	
コンクリート	強度	設計基準強度 (材令28日)	400 kg/cm ²
		プレストレス導入時	340 "
		プレストレス導入直後(圧縮)	170 "
		" (引張)	-15 "
	許容応力度	設計荷重作用時(圧縮)	130 "
		(豊小圧縮)	0 "
		(斜引張)	-9 "
PC 鋼	引張強度	破壊荷重時斜引張 (許容値)	-20 "
		(最大値)	-40 "
より線 12-φ12.4mm	引張強度	175 kg/mm ²	
	降伏点応力度	150 "	
	定置位置における作業時許容応力度	135 "	
	線材断面における引張荷重作用時許容応力度	105 "	
PC 鋼棒 φ26mm (SBPR 95%)	引張強度	110 kg/mm ²	
	降伏点応力度	95 "	
	設計荷重作用時許容応力度	61 "	
地覆・ダクト側壁・コンクリート設計基準強度		240 kg/cm ²	

中央断面応力度

種別	位置	コンクリート		PC 鋼材 重心位置
		上縁	下縁	
プレストレス導入時	プレストレス	-29 kg/cm ²	175 kg/cm ²	109 kg/cm ²
有効プレストレス	自重作用時	10 "	104 "	109 "
プレストレス作用時	全設計荷重作用時	-25 "	150 "	94 "
		32 "	50 "	96 "
		59 "	4 "	98 "

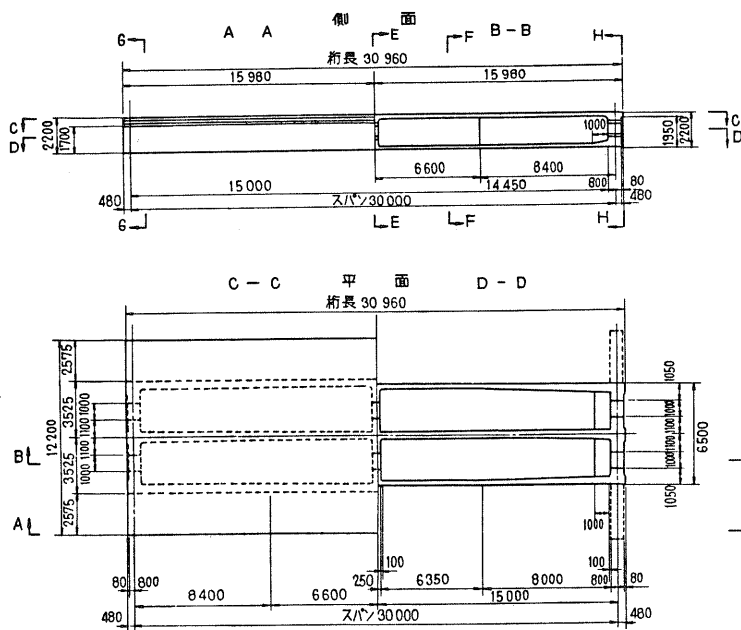


表-2(b) 設計諸元

スパン		30M000
活荷重		N-18 P-19
衝撃係数		0.289
コンクリート	強度	設計基準強度 (材令28日) 400 kg/cm ²
	プレストレス導入時	350 "
	プレストレス導入後 (圧縮)	170 "
	許容応力度 (引張)	-15 "
	設計荷重作用時 (圧縮)	130 "
	(微小圧縮)	0 "
	(斜引張)	-9(-12) "
破壊荷重時斜引張 (許容値)	(最大値)	40(-50) "
	(最小値)	40(-50) "
PC鋼材		引張強度 175 kg/mm ²
より線		降伏点応力度 150 "
12-φ12.4mm		定荷位置における作業時許容応力度 135 "
(SWPR 7A)		設計荷重位置における設計荷重作用時許容応力度 105 "
		シラクセーション 5 %
地盤・タフト・側壁・コンクリート設計基準強度		240 kg/cm ²

(注) () 内の数値はねじり考慮の場合

中央断面応力度

種別	材料	コンクリート		PC鋼材
		上縁	下縁	
プレストレス	プレストレス	-28 kg/cm ²	174 kg/cm ²	112 kg/mm ²
導入時	自重作用時	11 "	110 "	112 "
有効	プレストレス	-24 "	149 "	96 "
プレストレス	全設計荷重作用時	34 "	55 "	97 "
作用時	全設計荷重作用時	62 "	12 "	99 "

[注] 表中の数値は電車線柱支持梁が1/3点に付く場合を示す

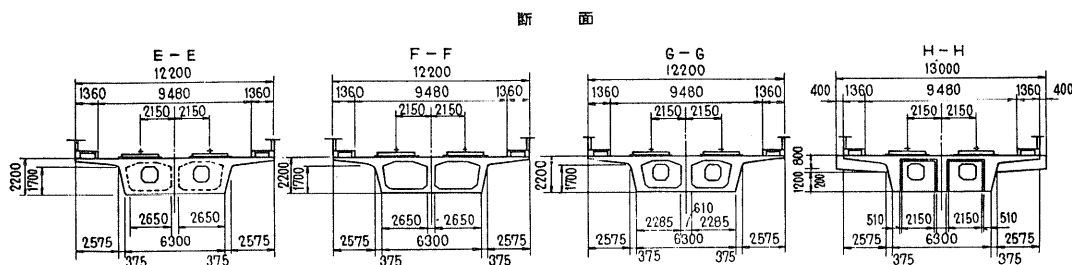


図-3(b) 一般図 (ℓ=30m 2-Box型)

1. 桁断面

桁断面は図-3に示すように2-Boxと1-Box型の2通りとし、2-Box型はストラバーク工法用に、1-Box型はゲリュストワーゲン工法用に設計したものである。ストラバーク工法は後述するように3本の鋼桁(送り桁1本と支保桁2本)を設備しているので、2-Box型の場合の3主桁が3本の鋼桁に各々支えられた状態で製作されることは打設コンクリートの荷重配分もよく、たわみもほぼ等しくすることができ硬化コンクリートに対する影響も少ないと考えられる。ゲリュストワーゲン工法では上方の骨組より鋼棒を使って吊り降ろした支保工上でコンクリートを打設するために、2-Box型とすると吊鋼棒本数が多くなるから型枠、配筋、コンクリート打設作業等に対する余裕をできるだけとるために吊鋼棒の数を少なくして1-Box型とした。

スパン30mと32mの桁は支保工を共用することとなるので、桁高と型枠形状は同一のものでなければならない。スパンが異なることによる作用モーメントに対する措置は、主ケーブル(12-φ12.4)の本数を28本(30.0m)から32本(32.0m)に増やすことによって調整した。

1-Box型と2-Box型の断面の相違は、1-Box型が上床版を横締め鋼棒(φ26mm)を80cm間隔で必要とするのに対し、2-Box型では鉄筋コンクリート構造として解析している点にある。そのため、上床版のはり出し長さは1-Box型の3.0mに対して2-Box型では2.575mであるが、1-Box型の場合活荷重載荷時コンクリートに生ずる許容曲げ引張応力度 5 kg/cm²に対して、2-Box型鉄筋コンクリートラーメンでは負のモーメントの発生する隅角部で、ひびわれ幅を0.01mmにおさ

え、鉄筋の死荷重応力の上限値を 800 kg/cm^2 、死活荷重応力の上限値を 1400 kg/cm^2 とした。2-Box型の床版の鉄筋は $\phi 16 \text{ m/m}$ が 10.0 cm ピッチである。

2. 片引きによるけた端定着

図-2に示すように全工区を3工区に分割して各工区とも北へ向って架設を開始したが、桁を連続して架設していくので、通常行われているようにプレストレッシングの両引きをおこなうにはジャッキスペースを確保するために桁端に切欠きを設ける必要があり、この場合ジャッキスペースとして 1.3 m 必要で隣り合う桁の支点よりスパン内側まで切欠かざるを得ず、沓付近のせん断補強をおこなっても桁の弱点となるので、プレストレッシングを片引きによりおこなうこととした。

片引き緊張の場合、プレストレスの分布はスパン中央に対し非対称となるが、固定端のプレストレスの少ない側で設計した。

片引き緊張の場合、緊張固定端でアウトコーンを使用すると定着作業の必要のために約 35 cm の切欠きを必要とするため、今回はデッドアンカーを使用した。デッドアンカーはフレッシュー工法の場合モノグリップ型B、VSL工法の場合TSアンカーE型を採用した(図-4(a), (b), デッドアンカー)。

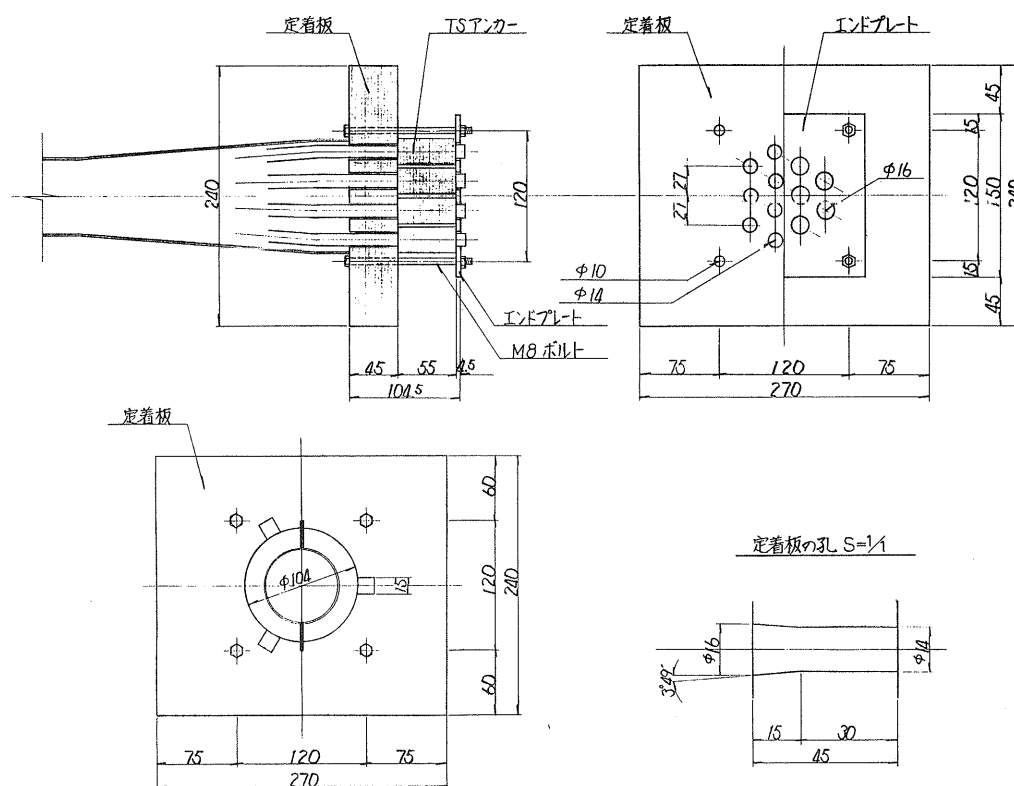
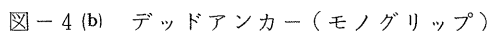
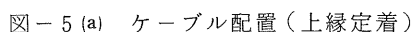


図-4 (a) デッドアンカー (TSアンカー)



スパン33mの場合主ケーブル本数は32本であり上縁定着は9本であった。上床版に定着があると床版のコンクリート仕上げが均一におこなわれにくく、また施工後の後埋めコンクリートを打設してもその部分のコンクリートの収縮により周囲のコンクリートとの間に間隔を生じて雨水等が浸入して凍結融解作用を受けやすくなり、さらに2-Box型の場合上床版はRC構造となっているのでケーブルの上縁定着のために主鉄筋の切断、折り曲げ等の弱点を生じやすい等問題が生じると判断されたので、当初設計を変更して主ケーブルはすべてウェブの端部に定着することとした。この場合には応力計算上は当初のスターラップで問題なく、鋼材数量は上縁定着が端部定着に変更となった長さの差の分だけ増加することとなるが、けたの弱点を補うために以上のように変更した(図-5 主ケーブルの定着)。



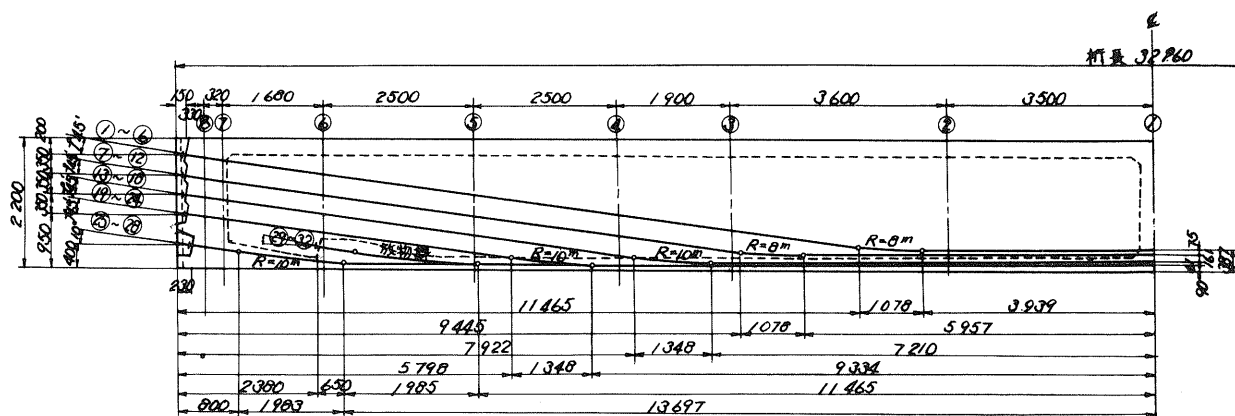


図-5 (b) ケーブル配置 (端部定着)

4. その他 — 工区境の桁 —

各工区の工区境では、他工区のけたがすでにでき上っており桁端定着をするためには他工区のけた端をジャッキ余裕を残しておく必要があり、このことは2.の片引きと同様の理由により桁の弱点となるので、ケーブルの形状配置を図-6のように変更した。

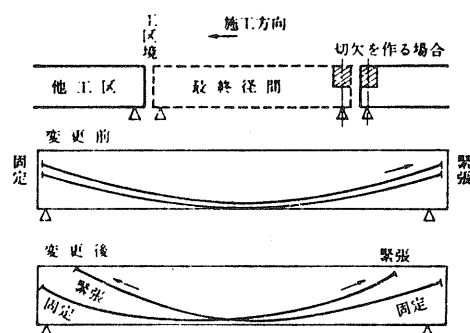


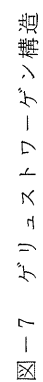
図-6 工区境桁のケーブル配置図

§ 3. 施工

今回採用した各工法は、ゲリュストワーゲン工法は、1960年の中頃ドイツのディッカー・ホック・ヴィッドマン社により開発されたもので、我国では首都高速道路公団5号線で施工経験をもっている。ストラバーク工法は西ドイツのストラバーク社が1950年代の末に開発した工法で、我国での本格的な施工は第一北上川橋梁が初めてである。

各工法ともその特長とするところは殆んど同様であってそれを列記すると次のようである。

- 機械化、省力化をはかれるので架設数量がまとまると経済的である。
- 施工速度がオールステージング方式より速い。
- 各作業がサイクル化されるので労務者の熟練度が早い。作業が単純化されるので従来工法に比較すると弋工、鉄筋工等の熟練工を多く必要とせず、普通土工が熟練工にとって換わっている。
- 各作業が分散しないので、工程管理が完全におこなえる。
- 空中に支保工を構成するため交通を阻害しない。
- 支保工の信頼性が高く作業上安全である。
- 支保工に屋根を簡単に取付けられる。支保工全体をシート等で防護できるので、寒冷地でも養生を容易におこなうことができる。
- 回転装置を装置すれば曲線橋も可能である。



3-1 支保工の構造および移動方法

a. ゲリュストワーゲン

図-7に示す構造であるが、主な部材について説明する。

橋軸中心に配置された主桁(延長75.0m)は支保工全体およびコンクリート荷重を受け持ち、高力接合ボルトで一体化された箱形の桁である。この桁の先端に手延ベガーダーが連結されてワーゲン移動の際の案内の役をする。

主桁から直角方向に横桁が5.0mピッチに肋骨状に張り出していて、吊材と足場材を吊り下げる役をすると同時にコンクリート打設時はコンクリートおよび型枠重量を吊鋼棒を介して横桁から主桁に伝える役割をする。吊鋼棒は異形鋼棒(直径26mm, 2.5mピッチ)を使用し、橋軸方向に13列、直角方向6列、計78本である。

吊桁は、横桁に高力ボルトで鉛直に取付けられ、足場および型枠等を支持している。

足場には固定足場と可動足場とがあり、固定足場は吊桁に高力ボルトで水平に取付けられ、支保工移動の際に外型枠を保持し、可動足場は移動時に橋脚をかわすために水平に開閉する(写真-3)。

移動受台 R_1 は、主桁を支持し本体の送りシステム機構をもたないが、次の橋脚へ主桁に吊り下がり移動し、手延機の先端を支持する受台である。

移動受台 R_2 は、主桁を支持し本体の送りシステム機構をもつ受台である。

移動受台 R_3 は、 R_2 と同様な機構を持つが、曲線部旋回移動のための横送り機械をもつ受台である。

移動要領は図-8に示すとおりである。

① コンクリート打設および脱型

コンクリート打設時にはワーゲンの主桁は P_1 橋脚上の移動受台(R_2)と P_2 橋脚上の移動受台(R_1)によって支持され、コンクリートの全重量を持っている。コンクリートが所定の強度に達したとき、プレストレスが与えられ、PC桁となる。そ

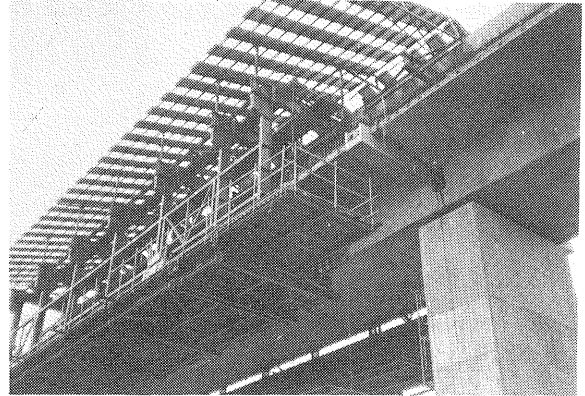


写真-3 可動足場の開閉

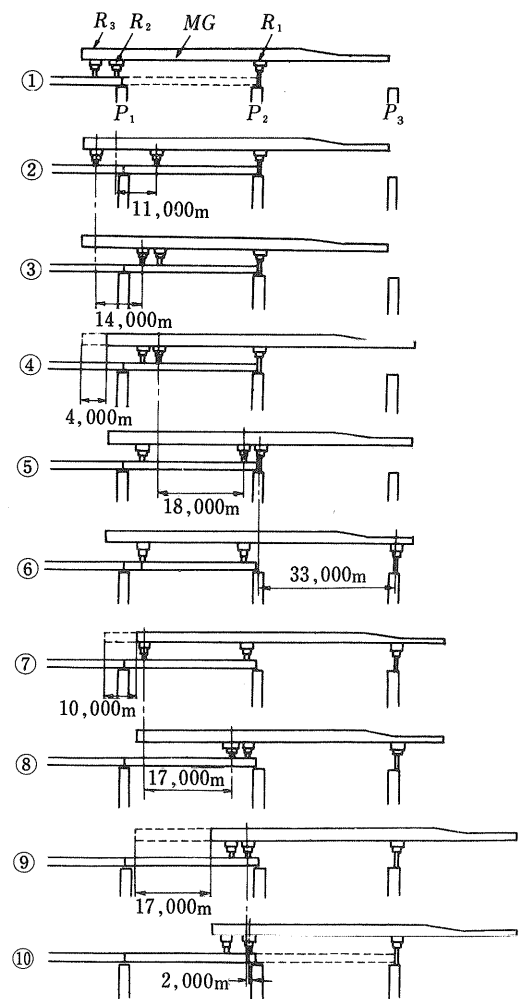


図-8 ゲリュストワーゲン移動要領図

の後メインジャッキによってワーゲン本体を約20cm下げ、型枠を吊り下げていた吊鋼棒を撤去し、ワーゲンの通過を妨げる橋脚幅部分の可動足場を開き、ワーゲンの移動の準備第1段階を終了する。

② 移動受台 R_2 の移動

ワーゲンは移動受台 R_3 と R_1 とで支持されており、移動受台 R_2 を 11.0 m 前進させワーゲン自重の反力を R_2 に移す。

③ 移動受台 R_3 の移動

R_3 を 14.0 m 前進させる。

④ 主桁前進

移動受台 R_1 と R_2 とで主桁を支持し、ワーゲンを 4.0 m 前進させる。

⑤ 移動受台 R_2 の移動

R_2 に作用していたワーゲン自重を R_3 に移し替え、 R_2 を 18.0 m 移動する。

⑥ 移動受台 R_1 の前方橋脚へ移動

R_2 にワーゲン自重の反力を移した後、 R_1 を前方橋脚まで移動する(写真-3)。

⑦ 主桁の前進

主桁を移動受台 R_1 、 R_2 、 R_3 の3点で支持しながら主桁を 10.0 m 前進させる。この時ワーゲンの重心位置が R_2 上を通過する。

⑧ 移動受台 R_3 の移動

主桁を R_1 と R_2 で支持して R_3 を 17 m 前進させる。

⑨ 主桁の前進

主桁を R_1 と R_2 で支持してワーゲンを 17.0 m 前進させる。

⑩ 移動受台 R_2 の移動

R_2 を 2.0 m 移動してワーゲン移動を完了。

スパン 30 m と 32 m との中間にある 49 m での移動方法は、次のようにおこなった。49 m の桁は全支保工で施工しておきその上を渡った。移動受台 R_1 は通常は橋脚上に乗るために他の受台より 3 m 程長いが、この場合は桁上に乗るために取替えた。 R_2 、 R_3 は桁のウェブ上にあるので問題はないが、 R_1 はウェブにこないで横桁上に乗るようにした。移動方法は、通常のスパンと同様に R_2 、 R_3 、 R_1 および主桁を交互に移動させ全体のバランスをとりながら移動させた。

b. ストラバーク

構造は図-9に示すように、両側の支保工桁と中央の送り桁からなり、この3本の桁でコンクリートを支持している。送り桁は2径間の長さを有し(全長 76.0 m)前方部分は支保工桁が前進する際の手延桁となる。

コンクリート打設時は橋脚上のジャッキで支持され、移動時はローラーで支持される。支保工桁は前方ラーメンで固定されておりコンクリート打設時は橋脚ブラケットで支持されている。

型枠は張出し部型枠と底型枠とからなり、前者は支保工桁に組込まれ、後者は支保工桁移動時のために開閉式になっている。型枠は転用回数が多いために鋼製型枠となっている。

支保工前方部分は、前方ラーメンと前方台車からなり前方台車は送り桁上のレールを自走して

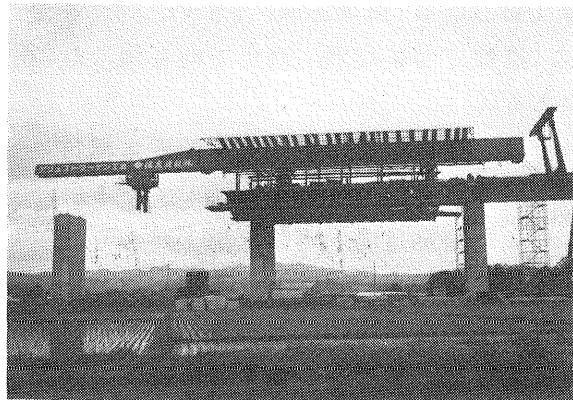


写真-4 R_1 の前方橋脚への移動

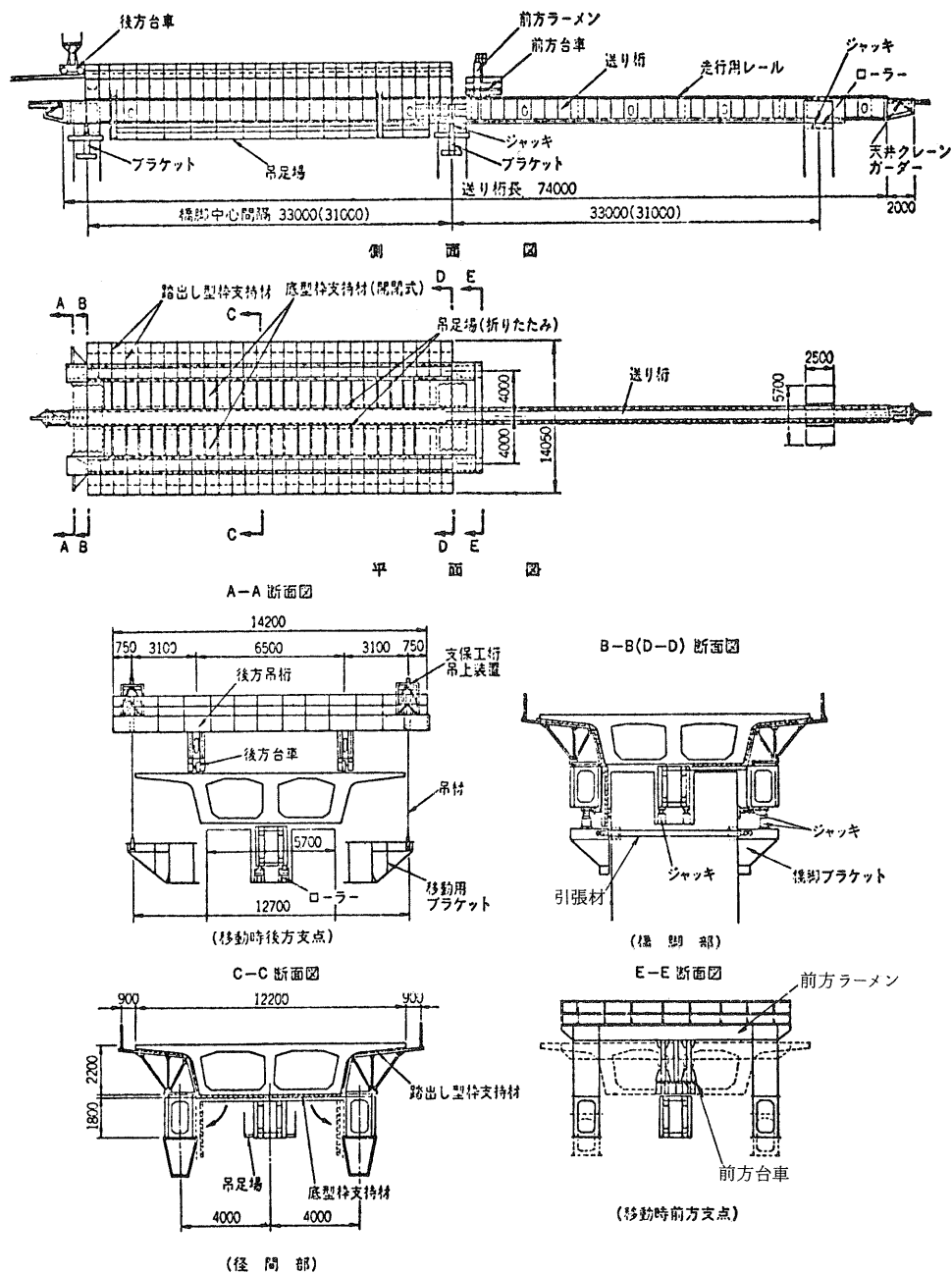


図-9 ストラバークの構造

支保工桁を移動させる。後方部は支保桁を吊り揚げて移動させる後方吊桁と後方台車からなり、後方台車は完成した桁に敷いたレール上を自走する。後方吊桁には支保工桁を吊り揚げる後方吊揚装置がある。その他吊足場等がある。

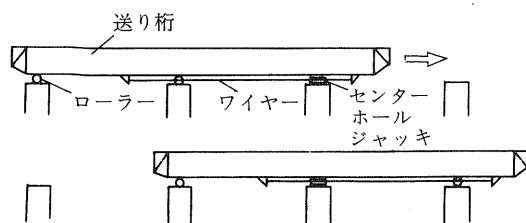
次に移動要領は図-10に示すとおりである。

- ① 桁自重に見合うプレストレスを導入して支保工を75mmジャッキダウンし型枠を脱型する。
- ② 底型枠を送り桁内に組込まれたウインチで開く。緊張作業を並行しておこなう。
- ③ 後方吊桁から降ろした吊材と、前方台車上の支保工桁扛下用ジャッキを使用して支保工桁

を前後の台車で吊る。

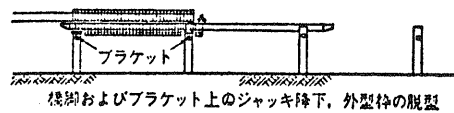
- ④ 橋脚ブラケットの引張材を取り外し支保工桁下面から吊取り橋脚ブラケットを横取りする。
- ⑤ 支保工桁をジャッキダウンして本工と十分な隙間をとり、前後の台車（各々固定式、50cm/分）で1スパン移動する。この場合、前方台車は送り桁上を走行し、後方台車は新しくできたPC桁上に敷いたレール上を走行する。また橋脚ブラケットは支保工桁に吊り下げたまま一緒に運搬する（写真－5 支保工桁移動）。
- ⑥ 支保工桁を所定の位置まで移動したあと、前述の逆操作で橋脚ブラケットを橋脚にセットし、支保工桁を橋脚ブラケットで支持し支保工桁の移動は完了する。
- ⑦ 支保工桁移動後、送り桁をジャッキダウンし橋脚上のローラーに支持する。
- ⑧ 送り桁下面に張ったワイヤーをローラーに固定されたセンターホールジャッキでたぐりようにして送り桁を移動する（図－11 送り桁移動、写真－6）。
- ⑨ 所定位置まで移動したのち、橋脚上のジャッキで支持する。
- ⑩ 底型枠を閉め閉合する。
- ⑪ 支保工をジャッキアップして型枠を正規の高さにセットする。

ストラバーグの49m区間の移動方法は、49mの桁は支保工の通過に支障するので、通過後に施工した。

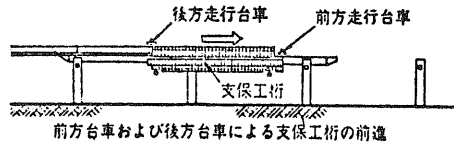


図－11 送り桁移動方法

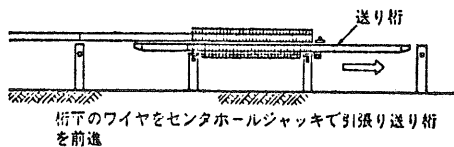
① 脱型、底型枠開放



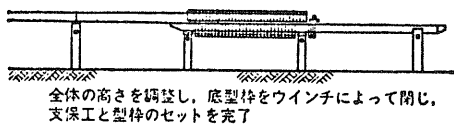
② 支保工桁前進



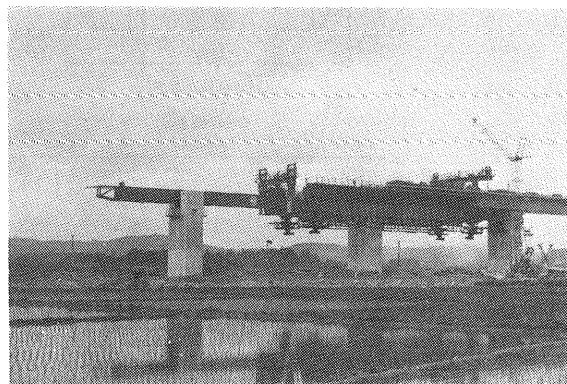
③ 送り桁前進



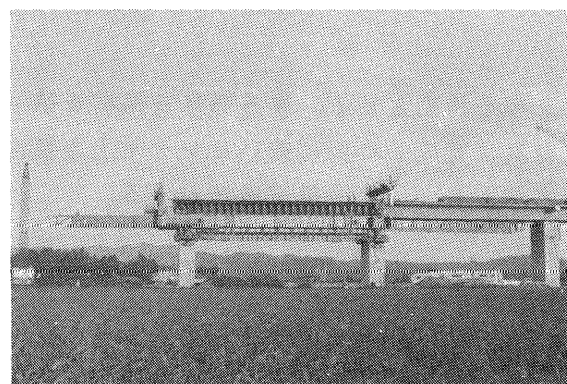
④ 送り桁セットおよび型枠セット



図－10 ストラバーグの移動要領



写真－5 支保工桁移動



写真－6 送り桁移動

49 m の中間に仮支柱を設けて送り桁をその先端が49 m の一つ先の橋脚にかかるまで（約90 m）移動させ、送り桁と支保工桁のその間の長さ不足をH型鋼で補い、その後は通常スパンにおけると同様の移動方法で移動させた。

3-2 実際の施工

施工サイクルの各作業で両工法で異なる方法を採用したものを次にあげる。このなかにはもちろん両工法で同様な作業方法をおこなってもよいものもある。

a. 型枠

ゲリュストワーゲン工法では横桁より吊り降ろした鋼棒を利用して型枠の位置の調整が可能であるので、外枠、内枠とも取扱いのしやすい鋼製型枠とした（図-12）。

ただし、内型枠は型枠を外した状態のまま次のスパンへ引き出すので、前方端横桁、中間横桁のコンクリートを後打ちとし、ゲリュストワーゲンの移動とともにワーゲン内に吊り下げておく。

型枠の組立順序は、底可動型枠、外型枠、内型枠の順に吊鋼棒および付属のターンバックルで位置を決定した。

ストラバーク工法では、外型枠は可動支保工に組み込まれているので鋼製型枠とし、内型枠は木製の枠組に鋼製パネルを取付けた構造で1ブロックの全長5.0 mとし、木製のパネルは60 cm ピッチ、鋼製パネルは1.8 m ピッチとした。各ブロックの組立ては完成したPC桁上でおこなった。内型枠のセットはクレーンでおこなった。内型枠を底板より支持するブロックはコンクリートブロックで、枠組と同じ60 cm ピッチとした。内型枠の搬出は端部の検査用孔よりおこなった。

b. 鉄筋、PCケーブルの配置

ゲリュストワーゲンの場合は、下床版の鉄筋、PCケーブルは門型クレーンおよびワーゲン内のホイストクレーンを利用して運搬し、型枠上で組立てをおこなった。ウェブの鉄筋、PCケーブルは後方の完成したPC桁上で組立台を用いて1連分を製作し、PC桁上に同じく設備した門型クレーン2台で運搬し、ワーゲン内ではホイストクレーンに移し替えて所定の位置にセットするブロック化の方法をとった（写真-7）。上床版については、下床版と同様な配置方法をとった。

ウェブ鉄筋をブロック化して運搬する場合、運搬中の変形は型枠内の鉄筋のかぶりの過大または不足、上下スラブの直角方向筋とスターラップとの鉄筋間隔の不一致、主ケーブルの配置の誤差等設計条件に触れることになるため、運搬時には全長にわたって鋼製のチラスバりを介して吊

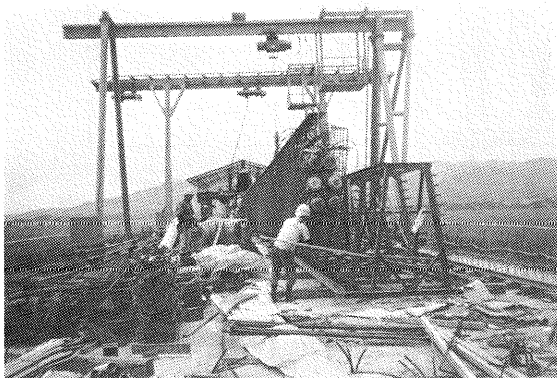


写真-7 鉄筋、PCケーブルの組立て

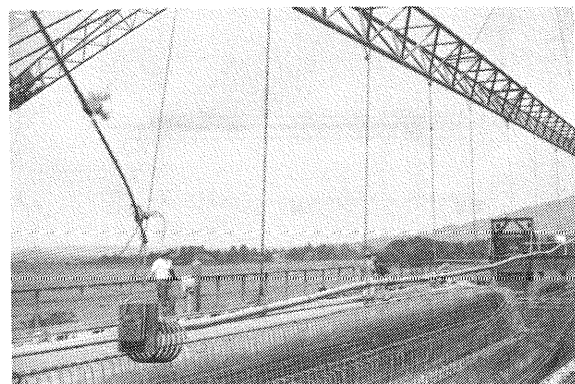


写真-8 PCケーブルの吊込み

って全体の変形を防ぐとともに、ケーブルを支える棚筋を溶接しその部分のスターラップは添筋により補強した。

ストラバーグ工法では鉄筋組立ては通常おこなわれている現場組立てとした。PCケーブルはケーブルの切断、固定端の加工等は後方の完成したPC桁上でおこない、30mのパイプトラス構造の吊材で吊り、クレーンを使用して所定の位置にセットした(写真-8)。

c. 支保工のキャンバー

ゲリュストワーゲンの場合、たわみの要素は ①移動受台、②主桁、③横桁(後打ちのため)、④吊鋼棒を受ける横桁、⑤吊鋼棒の伸び 等のたわみの合計であり、使用吊鋼棒は $\phi 26\text{mm}$ を橋軸方向13本、直角方向6本、計78本であり、たわみの最も大きい中央付近では、 $0+31.6+0+1.3+10.3=43.2\text{mm}$ となる。この位置で構造物のクリープを含めたたわみ量は -34.5mm であるので、その差の 8.7mm が上げ越し量となる。キャンバーの調整は吊鋼棒の高さ調整によっておこなった。なお、中央付近で吊鋼棒には 14.4t/本 である。

ストラバーグ工法では、支保工重量、打設コンクリートの重量によるたわみ、送り桁については2径間連続の条件を考慮してセット時にスパン中央で 32mm の上げ越しとし、コンクリート打設時に 50mm 沈下して 18mm となった。

d. ゲリュストワーゲン工法における横桁コンクリートの後打ち

ゲリュストワーゲン工法においては内型枠を鋼製にし、支保工の移動にともないスライドさせて内型枠の組立、解体を省力化する試みをした。その結果、前方の端横桁と中間横桁のコンクリートを後打ちする必要が生じた。

横桁のない一室箱桁がプレストレス導入によってどのような影響を受けるかを、左右ウェブでケーブルの緊張本数に2本の差を生じたと仮定した場合について、モールドゲージを埋め込んで測定した。その結果、緊張端付近の下縁応力度で 20kg/cm^2 程度の圧縮応力度の差を生じたのみで、スパン中央部では左右主桁の応力度に差は殆んどなく、有害な影響はみとめられないと判断された。しかし、支点付近での境界条件が横桁あたりの状態とは異なると思われるので、支点付近4mの範囲の鉄筋径をD13からD16に変更して補強した。

e. デッドアンカーの施工

第一北上川橋梁では2種類のデッドアンカーを使用した。デッドアンカーでは鋼線が滑動等のトラブルを生じると施工に安全性の保障が困難であるため、鉄道橋では採用した例は少ない。

そのため、ストランドの引込量の測定をおこなうなどしてその管理には注意した。図-13はその測定結果を示した。使用開始の頃、ストランドがアンカーから引き抜けた事例があった。この原因は、ストランドをくさびから出しすぎたためにコンクリートとの付着が大きく、緊張によってコンクリートとの付着が切れるたびに衝撃で滑るためと考えられた。そのため模型実験をおこなって確かめた結果、ストランドの露出長さを 2cm としその部分にグリースを塗布しさらにビニールのキャップをかぶせることによって、コンクリートとの付着を断つこととした。その後ストランドの引抜け事故の発生はなかった。

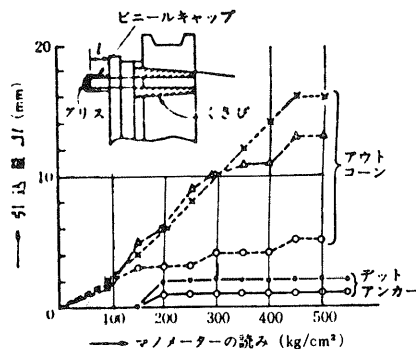


図-13 デッドアンカー(モノグリップ)の引込量の測定

次に、TSアンカーの引込量を測定した。その結果を図-14に示す。TSアンカーのストランドの圧着作業は現場施工でおこなったためこれに対する施工管理を次のようにおこなった。

- i) スリーブを1個ずつ目視検査し、傷付きは使用しない。
- ii) 100個に1個を工場で破断試験して引抜きをチェックする。
- iii) 50個に1個の外径、長さを測定する。
- iv) 5000個毎にダイスを交換する。

ほかに、PC鋼線に浮きさびの発生したものをさびを落して圧着したもの、全長の $\frac{2}{3}$ の圧着長さの場合等についても破断試験を実施したが結果は良好であった。

f. 工程

2つの工法の1サイクルの工程表を表-3、4に示す。標準的な工程は14日である。施工当初は、施工および機械操作の不慣れ、下部工との競合などからこの工程をオーバーしていたが、実績が増加するにしたがって標準サイクルに近ずきさらに1～2日程度短縮した。これは作業の慣れと作業手順がよくなったことによるものである。さらに東北地方では、冬期は労務者が集りやすく、逆に農繁期には集まりにくい事情があるため、季節によって工程の遅速に差があるようである。

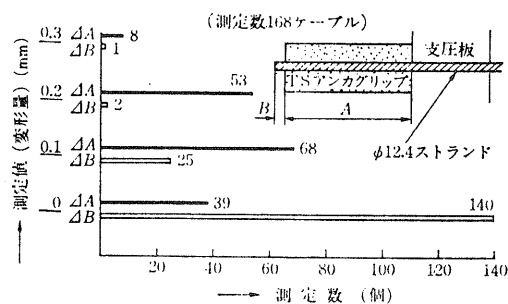


図-14 デッドアンカー(TSアンカー)の引込量の測定

表-3 ゲリュストワーゲン工法の1サイクル標準工程表(実績)

工種	日程	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
緊張																				
型枠脱型																				
ワーゲンの移動据付																				
外型枠組立																				
ストッパー据付																				
下床版鉄筋組立																				
下床版PC配置																				
鉄筋ブロック搬入据付																				
内型枠組立																				
上床版鉄筋組立																				
横締PC鋼棒配置																				
コンクリート打設養生																				
鉄筋ブロック製作																				

14日サイクル

表-4 ストラバーク工法の1サイクル標準工程表(実績)

工種	日程	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
支保工移動															
外型枠セット															
下床版配筋															
腹部配筋															
PCケーブル配置															
内型枠セット															
上床版配筋															
コンクリート打設															
養生															
緊張															

§ 4. あとがき

昭和49年2月に第1連目に着手し50年8月に支保工を解体するまで100連の施工をおこなったが、この工事の成果と課題をあげてみる。

1. 成果

a. 省力化について

労務者数はコンクリート打設時に最も多くこの点では在来工法と同様の人員を要するが、1サイクルの工程のなかでは、作業がパターン化することにより専門技術をもつ作業員が削減できる。

型枠工、鉄筋工、PC工、コンクリート工などが同一人物が従事することにより就労者数が平均化されむだが少なくなる。

作業が一箇所に集中するため就労者数は少なく管理体制も有利となる。

危険作業がない。

b. 経済性について

施工延長が長いこと、無事故であったこと、省力化が効果があったことなどから、当初の経済比較で想定していたように経済的に施工できたと考えられる。

c. 施工速度について

31mスパンで14日前後で施工できたことは成功であった。工程を左右する大きな要因の一つは、鉄筋ケーブルの組立配置であり、この作業を合理化することは工程の短縮に効果がある。その点ウェブ鉄筋のブロック化は1.5日程度の短縮を可能にしている。

2. 今後の課題

a. 設計上

i) 経済上最小限必要な施工延長はどのくらいか。

ii) 最適スパンとその断面形状

iii) 施工速度を速くするためには、できるだけ等スパンを構成するのがよい。今回も33mから49mを通過して先の33mスパンに移動するのに10日前後を必要としている。

iv) 電車線柱等の付属設備はできるだけ位置を一定に型枠の改造を少なくすること。

b. 施工上

ゲリュストワーゲン工法について

i) 吊鋼棒の本数が多い場合、型枠作業等に影響を与えるのでその削減の検討。

ii) ヒンジを介して回転する型枠の付近のいたみが激しい(鋼製内型枠)。

iii) 支保工鋼重の減少(付属品含め 446t)。

iv) 横桁コンクリートの後打ちの合理的な方法。

ストラバーグ工法について

i) 転用を考慮した型枠—特に内型枠(木製で損傷が多い)。

ii) 橋脚位置で支保工桁を支持する橋脚ブラケットが桁下空間を制約する(現在は5.5m)ので、桁下に制限がある場合の検討。

iii) 全天候性、冬期養生に対する屋根をあらかじめ付けておく検討(但し、屋根を付けるとクレーンを使用しての材料等の搬出入に多少の制約がある)。

iv) 手すり，足場等安全設備の追加。

以上の他に 2 工法共通の課題として，今後都市等で工事用地の確保が困難な場合の施工について検討する必要があると思われる。

参考文献

- 1) 石黒，宮崎，小林：鉄道橋の設計例，P C 技術協会，昭和49年11月
- 2) 山元，山守，加藤：移動支保工による P C 箱桁連続架設の設計と施工 — 第一北上川橋梁 —，P C 技術協会，昭和51年 2 月

押出し工法による幌萌大橋の設計・施工

1. はじめに

昭和48年に日本で最初の押出し工法による幌萌大橋が施工された。また、昭和51年には鉄道橋としては始めて東北新幹線猿ヶ石川橋梁が押出し工法で施工されている。

押出し工法はヨーロッパを中心として発達してきたが、これは週休2日制という労働条件を考慮し、同一作業の繰り返しにより作業を単純化し、熟練作業員を多数必要としないでプレストレストコンクリート橋を施工するということを目的に開発されたものである。同様の目的で開発された工法に移動式支保工があるが、移動式支保工が大規模な橋梁の施工に適するのに対して、押出し工法は架設設備が簡単で、中小橋の施工にも十分適用しうるものである。

ここでは押出し工法の概要とその適用について説明し、幌萌大橋を対象して設計と施工の実際について報告するものである。

2. 押出し工法

2.1 押出し工法の概要

押出し工法は、Takt-Schiebe-Verfahren と呼ばれ、西ドイツのレオンハルト事務所で開発され、1964年にカロニ橋（ベネズエラ）で実施されて以来、主としてヨーロッパに於いて数十橋がこの工法で施工されている。

押出し工法は、従来鋼桁の架設に用いられていた押出し方式を、重量の重いコンクリート桁の

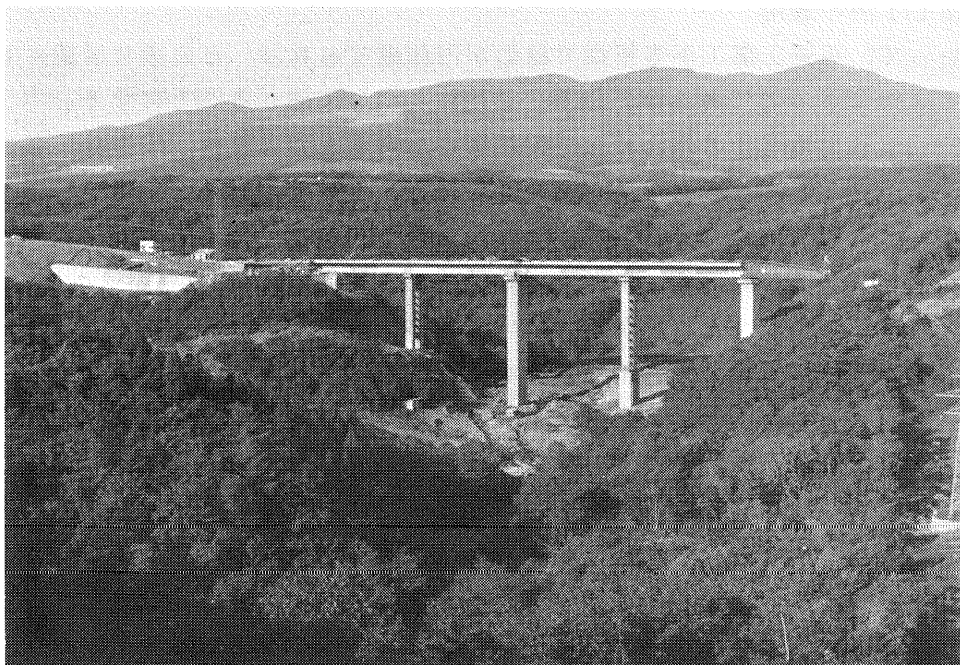
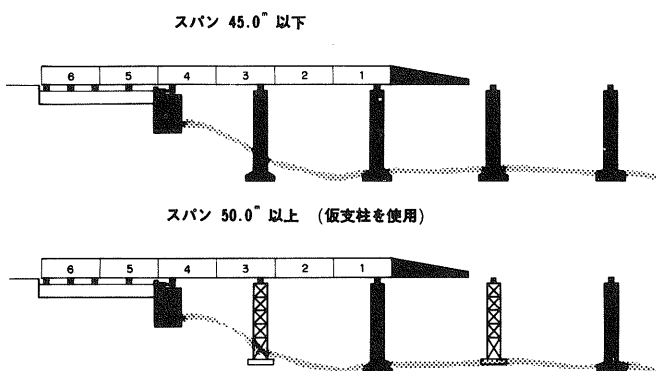


写真-1 施工中の幌萌大橋

架設工法に発展させたもので原理は簡単なものである。押出し工法は図－１に示すように、橋台の後方または橋梁部分の後方の高架橋の位置にコンクリート打設のための型わく設備（製作ヤード）を準備し、そこで橋桁を長さ10m～20m程度つつコンクリートを打ち継ぎながら製作し、順次押出し架設する工法である。橋桁はジャッキによって押出され、各橋脚または仮支柱上に設置された滑り支承の上を移動していく。押出し架設中の桁に作用する曲げモーメントに対処するために桁を製作する際にP Cケーブルを継ぎながら軸方向に配置し、軸力としてプレストレス力を与えることによって打ち継いでいくコンクリートを橋桁として一体化するとともに、桁に生ずる曲げ引張り応力に抵抗できるようにする。また、曲げモーメントを低減するために、桁先端には手延桁を取付け、スパンが大きい場合には必要に応じて橋脚の中間に仮支柱を設置する。



図－１ 押出し工法説明図

し、軸力としてプレストレス力を与えることによって打ち継いでいくコンクリートを橋桁として一体化するとともに、桁に生ずる曲げ引張り応力に抵抗できるようにする。また、曲げモーメントを低減するために、桁先端には手延桁を取付け、スパンが大きい場合には必要に応じて橋脚の中間に仮支柱を設置する。

押出し工法の特徴

- 1) 架設設備が簡単である。
- 2) 型枠の転用回数が多く組立、脱型が早い。
- 3) 鉄筋、コンクリートなどの資材の運搬距離が短い。
- 4) 同一作業のくり返しで品質管理が容易である。
- 5) 天候に関係なく作業が進められる。
- 6) 桁下空間の条件に関係なく架設ができる。

2.2 押出し工法の適用

一般的にいうと、橋梁上部工が等桁高で線形が円曲線であれば、どのような橋梁にも押出し工法を適用することができるのであるが、以下、適用性について述べることにする。

橋長：押出し工法で施工する場合には、①桁製作ヤードと型枠設備、②押出し装置（ジャッキ）、③手延桁が架設上どうしても必要で、橋長に関係なく一定の仮設備となってくるので、橋長の短い橋梁に適用しても経済的でなくなってくる。経済性だけからいうと橋長は150m程度以上が必要である。橋長は長い方が経済的であるが、実績では、最大650m（ターバータール橋）までである。押出し装置を設置する橋台または橋脚に作用する水平力の大きさも押出し可能な橋長を決定する要素となる。非常に長い橋梁の場合には、中央で分割して左右両側から押出すことも可能である。

支間：1スパンの長さが45m程度以下であれば、橋脚の中間に仮支柱を必要とせず押出し施工ができるので非常に経済的である。スパンが50m以上になると、桁自重による曲げモーメントが大きくなり押出し施工時に必要な軸力として与えるプレストレスの量が非常に多くなり、手延桁も鋼重の大きいものが必要となるので、橋脚の中間に仮支柱を設置して施工するほうが経済的となってくる。実績では支間102mのインブリュケーフスタイン橋が仮支柱方式で施工されている。

線形：路線線形は、S形や小さい半径のクロソイド曲線を除いて押出し施工できる。すなわち球の一部を切り取った様な円曲線であれば、水平方向でも縦断方向にでも曲線となっていて施

工できるわけである。クロソイドもRが大きければ近似の円に置き換えて桁部分を施工し張出し部分の長さを調節して曲線に合わせることが可能である。曲線桁の実績としては、イタリーで半径150mのマルツハルレストル橋（写真－2）が施工されている。

構造：断面は箱形断面が最適である。桁高は一定でなければならない。全径間連続桁が施工性が最もよいが、連続桁を2連以上仮に継いで全径間の連続桁として押出し施工することも可能である。東北新幹線猿ヶ石川橋梁では6径間と7径間の連続桁を仮継ぎし、架設中は13径間の連続桁として押出し施工を行った。単純桁が連続している場合にもこれを仮継ぎして押出し施工することも可能である。

架設地点：一般的にいて、支保工が組みにくいような場所、桁下高が高いとか、道路または鉄道を横断して橋梁が架設されるような場合に最適の工法である。地覆、高欄等も桁製作ヤードで施工すれば、道路上または鉄道上での作業が全くなり、桁下空間の条件にも無関係に押出し架設ができるため跨道線橋には最適の工法である。（写真－3参照）

2.3 押出し工法の設計

下部構造の設計に関しては、沓（鉄道橋ではストッパーも）のセットが桁の架設終了後になること、滑り支承を設置する場所が必要となること等を考慮して設計しなければならない。また、桁の製作ヤードの位置、押出し装置の位置等もあらかじめ検討して、押出し装置を設置する下部工には施工時にかなり大きな水平力が作用するのでこれの検討も必要である。

上部構造の設計に関しては、従来の設計荷重に対する検討の他に押出し架設中の断面力に対する検討を行わなければならない。架設中の断面力の計算に当たっては、手延桁の剛性、仮支承の剛性（特に鉛直方向のバネを考える）、更には支承点の不等沈下等の条件を考えて行う。

押出し架設中には、各断面に交番する曲げモーメントが発生し、桁の上縁、下縁の両方に曲げ引張応力が生じるので、図心に対して偏心しないように配置したPC鋼材によりプレストレスを軸力としてだけ作用させ、断面に一律の圧縮応力を与え、これにより曲げ引張応力に抵抗させるようにする。この場合の許容曲げ引張応力は、 $5 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ とするのが普通である。この引張応力に対しては鉄筋でこれをとらせるようにする。仮支柱を使用する場合には断面力が非常に小さくなる場合もあり、軸力をうける鉄筋コンクリート部材として設計することも可能である。

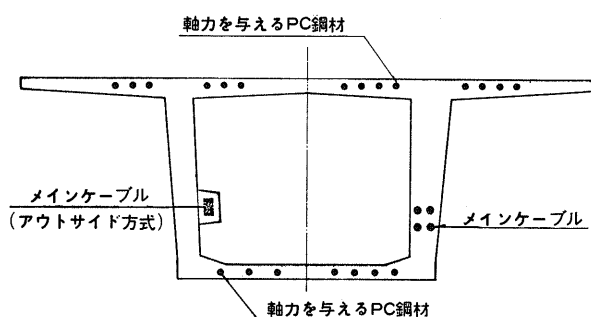


写真－2 マルツハルレストル橋

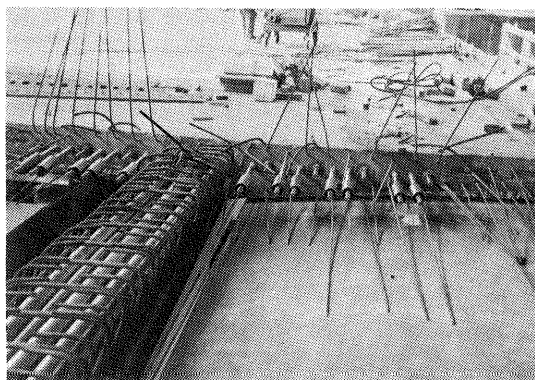


写真－3 鉄道上の架設

P C 鋼材の配置は図－2 に示すようになるが、押し出し施工時の検討により決定される軸力を与える P C 鋼材は上床版と下床版に配置するのが通常である。この P C 鋼材は、各施工ブロック毎に接続していく必要があるので施工性のよい P C 鋼棒を使用する場合が多い。設計荷重に対しては、この軸力を与えるプレストレスだけでは不足であるので、更に通常のモーメント形状に配置される P C ケーブルが必要となる。この P C ケーブルは、シースだけを配置して架設終了後にシースにケーブルを挿入してからプレストレスを与えてやるが、これをアウトサイドケーブルとして配置する方法もある。アウトサイドケーブルは桁架設終了後の布設が容易であり、緊張時の摩擦によるロスが少なく P C 鋼材量を減少させることができ経済的となるので、これを採用する方が有利となる場合もある。いずれにしろ P C 鋼材の配置が設計施工上の一番の問題であり、対象となる橋梁について十分な検討を加えなければならない。



図－2 P C 鋼材の配置



写真－4 P C 鋼材の配置例

2.4 押し出し工法の施工

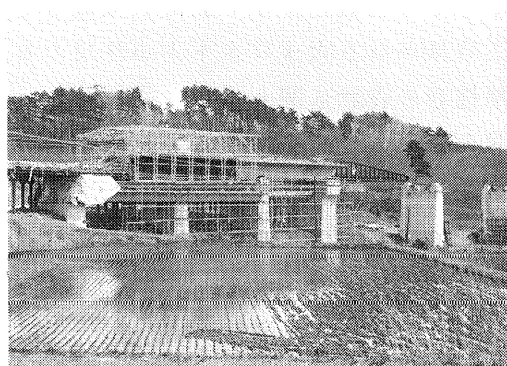
押し出し工法に必要な架設設備は比較的簡単なもので以下に挙げるものである。

1. 桁製作ヤード（コンクリート打設用）
2. 手延桁
3. 押し出し装置
4. 滑り支承

以上の他に必要に応じて仮支柱を設置する。

桁製作ヤード：桁製作ヤードは橋台後方の盛土部分または橋梁後方部の高架橋の部分に設置するのが一般的である。ヤードの長さは桁の1ブロックの製作長にも関係するが、少なくとも1ブロック長の3倍程度の長さが必要となる。1ブロックの長さは、構造上の問題、橋長、型枠設備の転用回数、工期等により決定されるが、大体10～20 m 程度である。橋長が長く1スパンの長さが40 m 程度までは1スパンの $\frac{1}{2}$ の長さを1ブロックとするのが構造的にも最も良いと思われる。

コンクリートを打設する型枠設備の部分は屋根をかけることができシートにより完全に包囲することもできるので、天候に左右されず施工が可能で、真



写真－5 桁製作ヤード

冬でもコンクリートの養生ができる。西ドイツでも真冬に施工をしている。桁製作ヤードの位置、1ブロック長は設計施工上の重要な問題であるので予め十分に計画検討しておかなければならない。

手延桁：橋梁の先端部分の断面力を減少させるために必ず手延桁を取り付けるが、あまり長いものを準備しても無意味である。押出し架設時の断面を試算してその長さを出来るだけ短く押える必要があるが、今までの施工例からは、押出し架設時の最大スパンの $2/3$ の長さのものが適当である。手延桁の構造は押出し架設時の断面力に対して抵抗できると同時に滑り支承上を移動する場合に大きな集中荷重が作用するので、プレートガーダーが適当で、特に下フランジに近いウェブプレートは厚いものが必要である。ガーダーの剛性は特に大きくする必要はなく、先端がたれさがるのでジャッキをセットしてある。

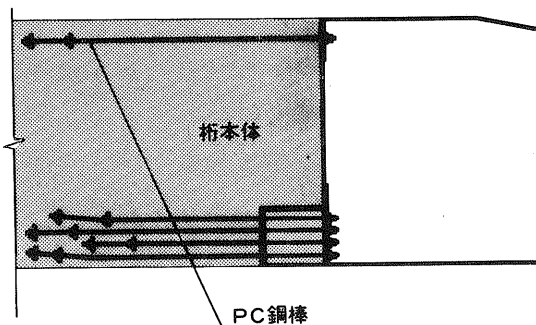


図-3 手延桁の取付部

手延桁の橋梁本体への取り付けは図-3に示すようにPC鋼棒によって行う。

押出し装置：押出し装置は油圧ジャッキを使用する。能力としては、橋桁全重量の5%以上の能力を有するジャッキを準備する。ストロークとしては長い程施工性が良くなる。押出し装置を設置する下部工には大きな水平力が作用するのでそれに対する検討が必要である。場合によっては補強したり、押出し装置を2ヶ所に設置して水平力の分散を図ることもある。

今までに使用されている押出し方式は以下に示す3通りの方式がある。

図-4に示すのは、橋桁本体にアンカーを取り付け、それからタイバーを延ばしこれをセンターホールジャッキ等で引張る方式である。アンカーを各ブロック毎に盛り換えて設置しなければならないが、最も確実に桁を押し出すことができる。東北新幹線猿ヶ石川橋梁はこの方式を採用している。

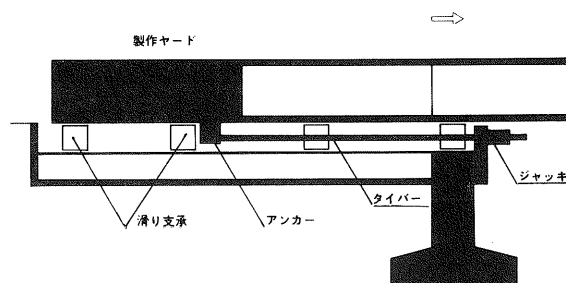


図-4 押出し装置（その1）

図-5に示すのは、滑り板の上に載った桁受ブロックで橋桁を支持しこれを水平ジャッキで押し、1ストロークの押出しが終了すると前方の垂直ジャッキで橋桁を数mmだけ持ちあげ、桁受ブロックと橋桁間にすきまを作り水平ジャッキを戻すという方式のものである。この方式は桁受ブロックと橋桁本体との間の摩擦でジャッキの荷重を伝達するためにあまり橋長が長い場合には適用することがむずかしいこともある。幌萌大橋はこの方式で施工された。

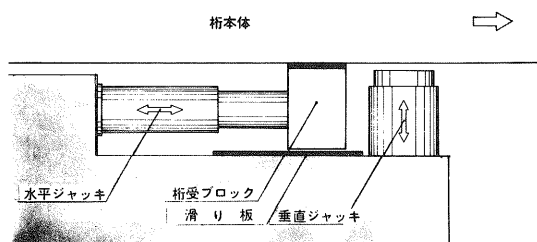


図-5 押出し装置（その2）

図-6に示すものは、図-5の改良型で、桁受ブロックが垂直ジャッキになっていて、このジャッキに作用する荷重（鉛直反力）を大きくして押

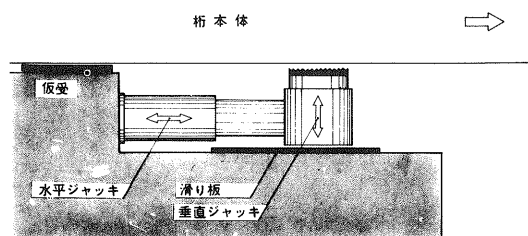


図-6 押出し装置（その3）

出し荷重を増大させることが可能となっている。
水平ジャッキを戻す場合には、後方の仮受け部分で橋桁を支持する。

滑り支承：滑り支承の構造は図-7に示すように、コンクリートブロックの上にステンレス板を貼り橋桁本体との間にテフロン板をはさみ込んだもので、テフロン板は橋桁本体の移動に伴って順次作業員の手で送込んでやる。

滑り支承の特徴は、摩擦係数が小さく面支承で大きな荷重を支持することができる点にある。鋼桁の押し出し架設に使用する様なローラーでは、線支承で支圧強度が大きくなりコンクリート桁には使用できないが、面支承である滑り支承を開発したことで、コンクリート桁の押し出し施工が経済的にも可能になったわけである。

テフロン板とステンレス板との摩擦係数は、図-8、図-9に示す様に非常に小さく、通常の使用状態では $\mu = 0.03$ 以下であるが、施工計画を立てる上では安全率を考慮して $\mu = 0.05$ として検討する。摩擦係数は、支圧強度と滑り速度にも関係し、通常の使用状態では、支圧強度 $100 \sim 200 \text{ kg/cm}^2$ 、滑り速度 $1 \sim 3 \text{ mm/sec}$ とする。

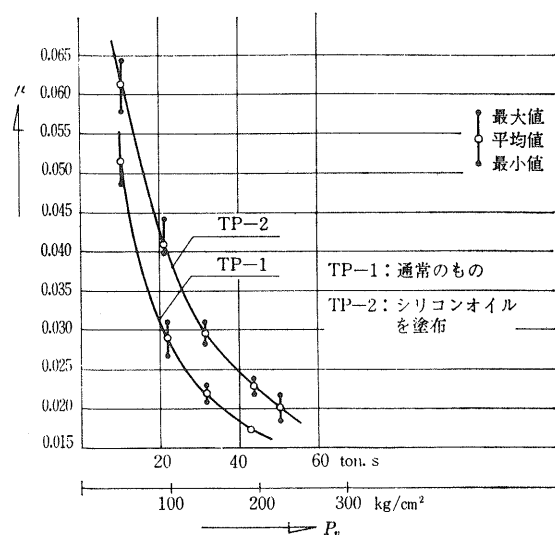


図-8 テフロン板の支圧強度(P_u)と摩擦係数(μ)の関係

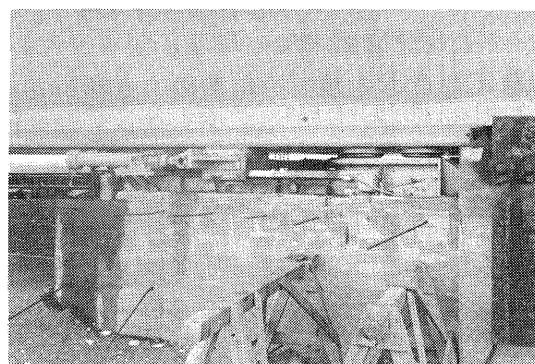


写真-6 押し出し装置

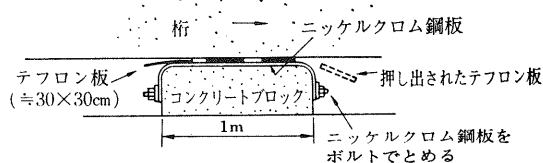


図-7 すべり支承部構造図

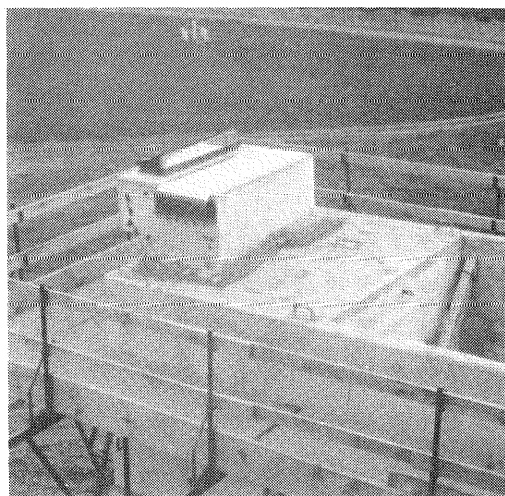


写真-7 滑り支承

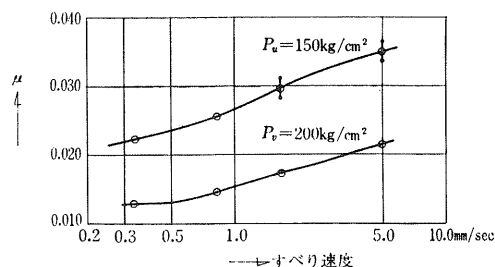
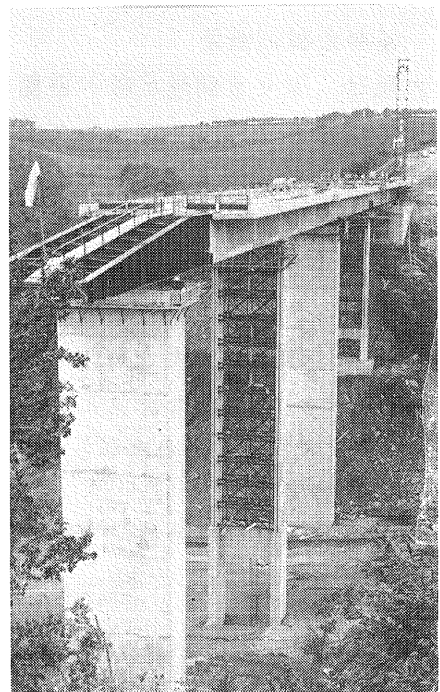


図-9 テフロン板のすべり速度と摩擦係数(μ)の関係

仮支柱：仮支柱には非常に大きな鉛直荷重（500～1000t）が作用するために、剛性の大きいコンクリート構造が主として採用される。仮支柱の高さが高い場合には、鉛直荷重により弾性変形が生じ、支点沈下と同じ状態になり橋桁本体に作用する断面力がかかなり大きくなることも予想されるので、なるべく断面積の大きな支柱が必要となる。高さが低い場合には場所打ちの鉄筋コンクリート構造が多く用いられ、高い場合には、コンクリートのプレキャスト版を積み上げてこれを鋼材でブレースングしたものも使用される。幌萌大橋ではプレキャスト版の仮支柱を使用した。

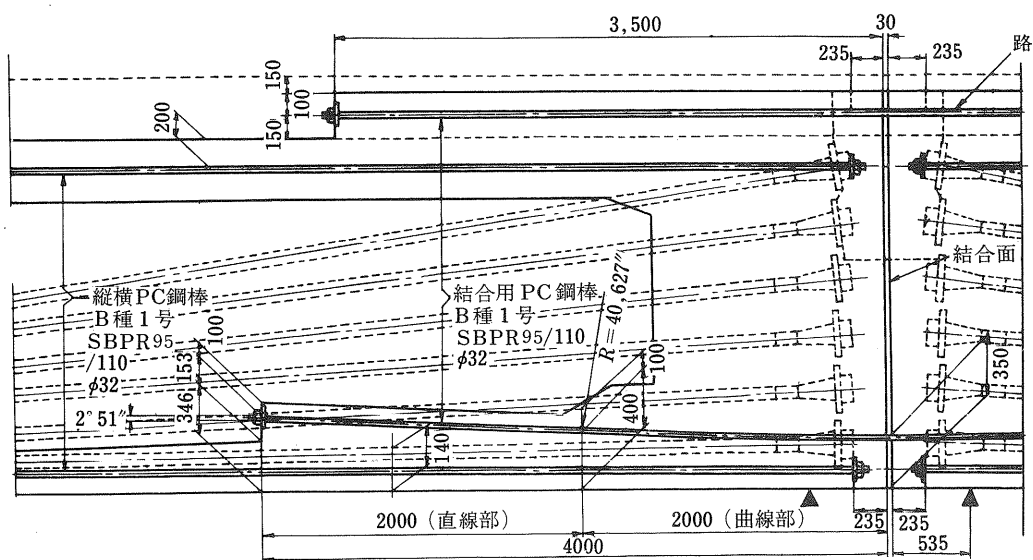
仮支柱の安定計算は、押出し架設中の水平力として、鉛直荷重に対して滑り支承の摩擦係数（ $\mu=0.05$ ）を掛けたもので検討し、地震時については、通常は水平震度として $K_h=0.05$ を考えるが、道路又は鉄道等を横断する様な場合には $K_h=0.10$ として検討する場合もある。仮支柱のステー（トラワイヤー）としてはPC鋼材を使用し、プレストレスを与えてやると有利である。



写真－8 仮支柱

桁の仮継ぎ：我国においては、多径間の連続桁構造を採用することはむずかしく、押出し工法で施工する場合でも施工中は仮継ぎして全径間連続桁として押出し、架設終了後仮継ぎ部で切り離すということが行なわれる。これは単純桁を全部仮継ぎして押出し架設することにも適用される。

仮継ぎ部の一般的な構造は図－10に示す。曲げモーメントに関しては、全断面有効として計算しPC鋼棒によりプレストレスを与え引張応力が生じないようにする。せん断力に対してはせん断キーを設ける。架設終了後にPC鋼棒のプレストレスを解放するためにグラウトをしないので、仮継ぎ部の断面は引張応力が生じると非常に危険であるので十分余裕のあるPC鋼棒を配置し、かつ、鉄筋等を埋め込み両側の桁を継いでおくとよい。



図－10 桁の仮継ぎの例

3. 幌萌大橋の設計

3.1 幌萌大橋の概要

幌萌大橋は、道々室蘭環状線が室蘭市幌萌町の陣屋川の谷を通過する地点に架設された道路橋で、押出し工法により日本で始めて施工された橋梁である。上部工は昭和48年5月に着工され、6ヶ月の工期を要し無事竣工した。施工方法を決定するにあたり、現場打片持方式（ディビダーク方式）と比較検討されたが、工費がやや経済的であり、工期が6ヶ月と短いので、施工速度が早い押出し工法を採用するに至った。

架設地点の谷が非常に深く（約35m）仮支柱の高さが非常に高くなるので、中央径間部の仮支柱を使用せず、橋桁を中央で分割し両側から半分ずつ押出し中央で結合することも検討してみたが、桁本体のたわみ変形が非常に大きくなることが予想され、施工的にも工費がかかる桁製作ヤードを2ヶ所に設置しなければならないので、不経済となるため片側からの押出し方式を採用した。

工事概要

施工場所：北海道室蘭市幌萌町地内

橋 格：一等橋 TL-20

橋 長：170m

支 間：52.5 + 63.0 + 52.5

幅 員：10.7m（車道幅員7.0m 歩道1.5m 両側）

構造形式：ポストテンション プレストレスト コンクリート 3径間連続箱桁橋

架設工法：押出し工法

PC工法：VSL工法（アウトサイドケーブル方式）

工 費：上部工 約1億4200万円

下部工 約 9400万円

附帯工 約 1000万円

合 計 約2億4600万円

工 期：下部工 昭和47年7月～昭和47年12月

上部工 昭和48年5月～昭和48年12月

施工業者：大成建設株式会社

主要使用材料

上部工 コンクリート 1189.35 m³（地震部 55.35 m³ 含）

鉄筋（SD30） 101.02 t

PC鋼材 φ12.4 ストランド 31.45 t PC鋼棒（B種2号）51.07 t

下部工 コンクリート 2771.1 m³

鉄筋（SD30） 223.03 t

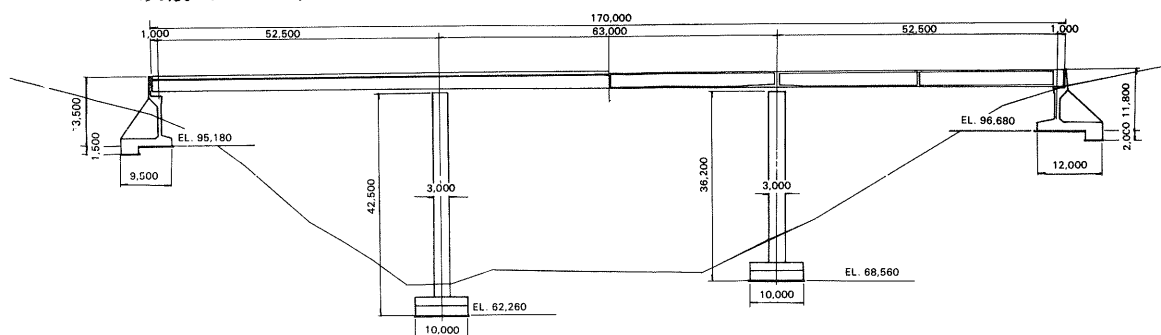


図-11 幌萌大橋一般図

3.2 設計条件及び施工方法

上部工の設計条件は前に述べた工事概要のほかは次のとおりである。

荷重：TL-20 $i = 10/(25 + \ell)$ (桁), $i = 25/(50 + \ell)$ (床版)

震度： $K_h = 0.2$ (道路橋耐震設計指針)

材料：コンクリート $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$

PC鋼材 $\phi 12.4 \text{ mm}$ ストランド

$\phi 26$, $\phi 32$ PC鋼棒 (B種2号)

鉄筋 SD30

ヤング係数 $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

$E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

クリープ係数 $\varphi = 2.0$

乾燥収縮度 $\epsilon_s = 15 \times 10^{-5}$

レラクセーション ストランド 5%, 鋼棒 3%

図-12に押し出し施工工法を示す。メインケーブルはアウトサイド方式を採用した。この橋梁では、架設終了後の布設の容易さ、摩擦によるロスの減少による経済性等の利点を十分に生かすこ

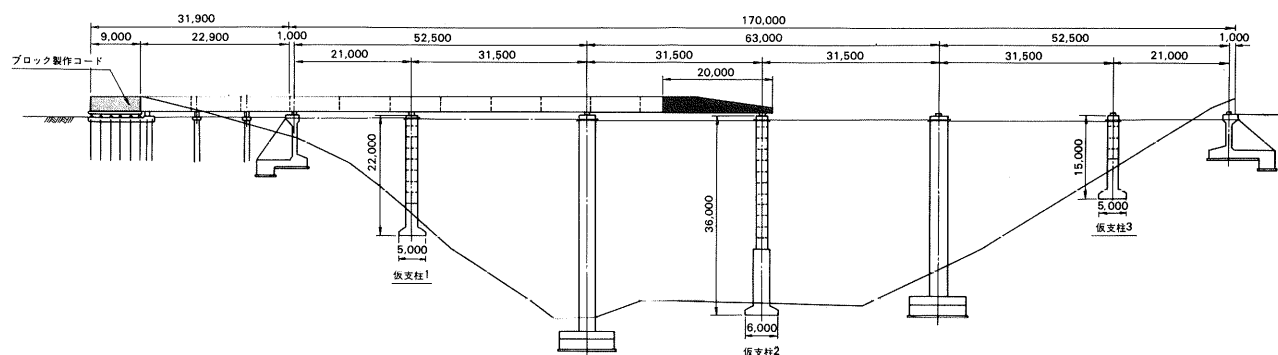


図-12 押し出し施工図

とができ、設計施工上の問題がないと判断されたためである。1ブロックの長さは9mとしたが、これは、アウトサイドケーブルの屈曲点のピッチに合わせてかつ型枠設備の転用回数を考慮して決定した。

断面諸元

表-1 断面諸元

	標準断面	支承上断面
コンクリート断面積	5.843 m ²	9.123 m ²
図心軸より上縁までの長さ	1.898 m	1.464 m
断面二次モーメント	7.853 m ⁴	11.400 m ⁴
断面係数 (上縁)	6.702 m ³	7.787 m ³
〃 (下縁)	4.137 m ²	7.099 m ³

Technical drawing of a rectangular structure, likely a cross-section of a building or foundation. The drawing shows a central rectangular area with a width of 2,600 and a height of 2,000. This central area is flanked by two side sections, each with a width of 2,425. The total width of the structure is 7,450. The total height of the structure is 31,500. The drawing includes various dimension lines and labels, such as 2,600, 2,000, 2,425, 7,450, and 31,500. There are also labels for specific parts, such as 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100.

This technical drawing illustrates the cross-sectional geometry of a ship's hull. The diagram includes several key dimensions:

- Total Length:** 31.500
- Segment Lengths:** 6.000, 6.000, 24.250, 52.500, 27.150, and 3.700.
- Internal Widths:** 1900, 1500, 10.700, 7.000, 1500, 350, 350, 4.800, 5.500, 350, and 3.700.
- Angles:** 75° and 30° are indicated at specific points along the hull profile.
- Curved Sections:** Wavy lines represent curved or tapered portions of the hull structure.

3-3 S=1/50



3.3 施工時の応力検討

押出し架設中の主桁に作用する曲げモーメント，せん断力などの断面力は，桁が押出されていくに従って常に変化する。桁先端には桁本体と非常に剛性の異なる鋼製のガーダーが剛結されている。これらの条件を考慮して計算は電算機を使用して行った。図-14に押出し施工時の断面力を示す。図中の②，⑨などの数字は最大値が生じる断面の位置を示す。この結果より

$$\text{最大曲げモーメント } M_{max} = 1364 \text{ t} \cdot \text{m} \quad \text{⑨断面}$$

$$\text{最小曲げモーメント } M_{min} = -2540 \text{ t} \cdot \text{m} \quad \text{②断面}$$

応力度の計算

軸力として入れるPC鋼棒（ $\phi 26$ 52本）による導入プレストレス力 $P_{to} = 2019 \text{ t}$

曲げ応力度は $\sigma = P_{to}/A \pm M/W$

$$\begin{aligned} \text{⑨断面 上縁 } \sigma &= 2019/5.843 + 1364/6.702 \\ &= 346 - 204 = 550 \text{ t/m}^2 = 55.0 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{下縁 } \sigma &= 2019/5.843 - 1364/4.137 \\ &= 346 - 330 = 16 \text{ t/m}^2 = 1.6 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{②断面 上縁 } \sigma &= 2019/5.843 - 2540/6.702 \\ &= 346 - 379 = -33 \text{ t/m}^2 = -3.3 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{下縁 } \sigma &= 2019/5.843 + 2540/6.702 \\ &= 346 + 614 = 970 \text{ t/m}^2 = 97.0 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

下図に示す位置はErection girderの先端位置

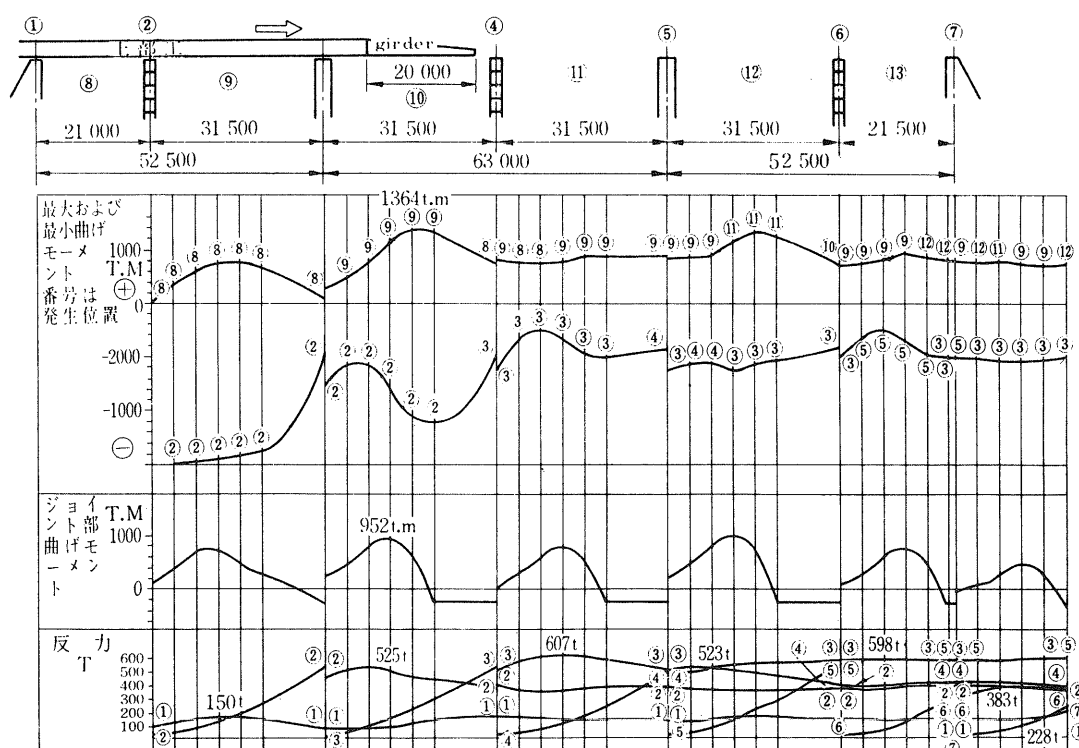


図-14 押出し施工時断面力

押出し施工中の許容曲げ引張応力度は 5 kg/cm^2 までとし，この引張応力に対しては引張鉄筋を配置する。上記の計算例は標準断面部に関するもので，支承上断面に関しては別途検討する。

PC鋼棒の配置に関しては図-15に示す。PC鋼棒は1ブロック長9mの長さのものを次々とカ

ップラーによって接続していくわけであるが、各ブロックでは全数の $1/2$ を緊張し残りの $1/2$ は接続だけして次のブロックの部分で緊張する。これは桁の製作ヤード部分では滑り支承の間隔が短く断面力が大きくないので、若材令のコンクリートになるべくプレストレスをかけないようにとの配慮からである。

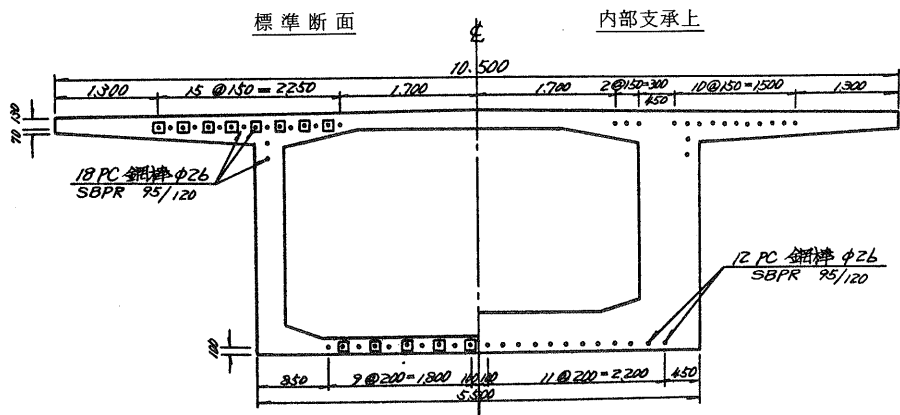


図-15 橋軸方向 P C 鋼棒断面図

3.4 設計荷重時の応力度の計算

施工方法は図-12に示すとおりで施工時には仮支柱があるために6径間の連続桁であるが、完成時には3径間の連続桁となる。桁は完全に直線となるように製作され、各支承部も架設終了後に同じ高さにセットされるので、外力による断面力は最終状態の3径間連続桁としてのものだけが発生する。プレストレスも架設中は、軸力としてだけ与えられるので、桁のたわみ変形は生じないため、架設中に生じた応力が残留することは全くない。

図-16, 17に曲げモーメントを、表-2に設計荷重作用時の曲げ応力度を示す。

コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響に関する検討は初期に緊張するP C鋼棒と架設終了後に緊張するP Cケーブルとでは材令を考慮して計算を行った。

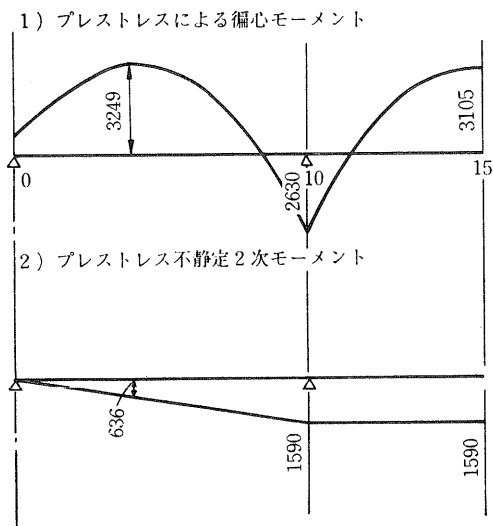


図-17 プレストレスによるモーメント

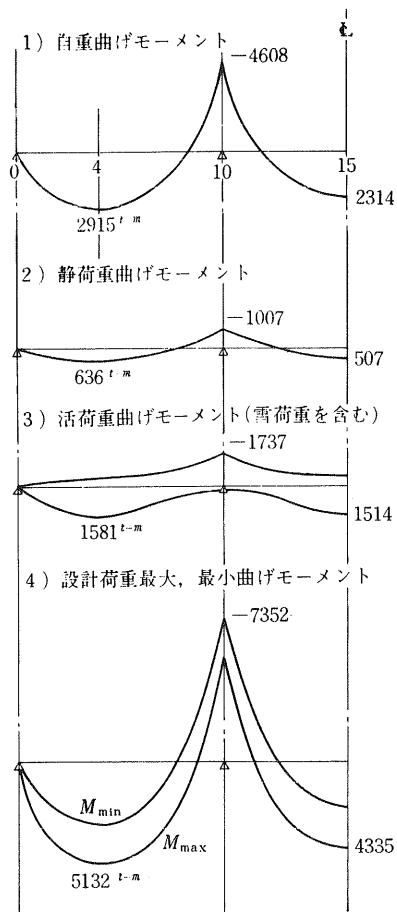
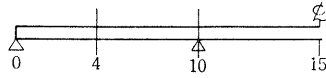


図-16 荷重による曲げモーメント図

表-2 曲げ応力度集計表



(kg/cm²)

断 面			① 自 重	② 静 荷 重	③ [*] プレストレス (軸力-1)	④ [*] プレストレス (軸力-2)	⑤ プレストレス 偏心モーメント	⑧ プレストレス 2次モーメント
4	上	縁	43.5	9.5	29.5	40.6	-48.5	9.5
	下	縁	-70.5	-15.4	29.5	40.6	78.5	-15.3
10	上	縁	-58.6	12.8	19.8	25.2	33.4	20.2
	下	縁	64.9	14.2	19.8	25.2	-37.0	-22.4
15	上	縁	34.5	7.6	29.7	36.2	-46.3	23.7
	下	縁	-54.3	-12.2	29.7	36.2	75.0	-38.4

* プレストレス (軸力-1) とは、仮設時のために配置された P C 鋼棒による軸力である。

* プレストレス (軸力-2) とは、メインケーブルによる軸力である。

断 面			⑦ 雪 荷 重	⑧ 活荷重 (max)	⑨ 活荷重 (min)	⑩ ①+②+③+ ④+⑤+⑥	⑪ ⑩+⑦+⑨	⑫ ⑩+⑦+⑨
4	上	縁	3.1	20.5	-5.7	87.2	107.7	81.5
	下	縁	- 5.0	-33.2	9.2	42.4	9.2	51.6
10	上	縁	- 4.2	2.7	-17.9	23.0	65.8	5.1
	下	縁	4.6	- 3.0	19.9	69.3	74.6	89.2
15	上	縁	2.5	20.1	- 7.6	87.9	108.0	80.3
	下	縁	- 4.0	-32.6	12.3	32.0	- 0.6	44.3

3.5 アウトサイドケーブルに関する設計

アウトサイドに配置されるメインケーブルは、VSL E5-31 (φ12.4 スtrand 31本を1ケーブルとする) のケーブル8本を使用した。VSL工法は我国で使用される分散式の P C ケーブルとしては1本当り最大の緊張力を導入することができ、緊張力が大きくケーブル数を減らして配置を容易にするためには最適の P C ケーブルである。

緊張時の摩擦によるロスに関して、アウトサイドでなく通常のシースを使用して配置したケーブルとの比較をこの橋梁を例として示すと、桁

中央断面での摩擦係数は

$$\mu = 0.3, \lambda = 0.004 \text{ として}$$

$$\text{通常の場合} \quad \eta_f = 0.606$$

$$\text{アウトサイドの場合} \quad \eta_f = 0.848$$

となり、アウトサイドケーブルにすることにより約25% P C 鋼材を減ずることができる。

ケーブルを所定の形状に配置するために、各ブロックの打継目部分のウェブに9mピッチに縦リブを付け、所定の位置にあらかじめ曲げ加工した鋼管シースをセットしておき、ここにケーブルをとおして屈曲させるようにする。内部支承付近と桁端部はウェブが厚くなるので、縦

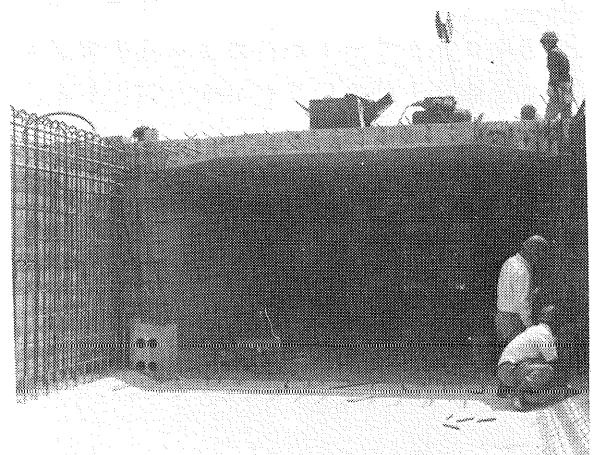
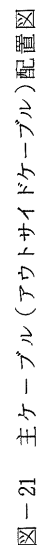


写真-9 プレキャストブロック



縦リブと縦リブの中間部分のアウトサイドケーブルはさび止めをかねて緊張後にコンクリートを打設して被覆する。この被覆コンクリートと本体とを一体化するために、あらかじめ腹部にインサートを埋め込み、これにボルトをつけて、鉄筋をケーブルのまわりに組んでからコンクリートを打設する。(図-20、写真-12 参照)

4. 幌萌大橋の施工

4.1 桁製作ヤード

桁製作ヤードは橋台の後方約20mの位置としたが、これは手延桁の組立のための余地をとるためであり、初期の押出し施工時のカウンターウェイトの必要性からはもう少し前方に持ってくることも可能であった。ヤードの基礎は広くコンクリートを打設して直接基礎としこの上に油圧ジャッキ10台を設置して型枠設備を支持する。このジャッキにより底型枠のセット、脱型と鉛直方向の型枠設備の微調整を行ったが基礎の沈下は見られなかった。

製作ヤードの下部は地面から掘り下げて桁下の作業空間が確保されている。(図-22, 23)

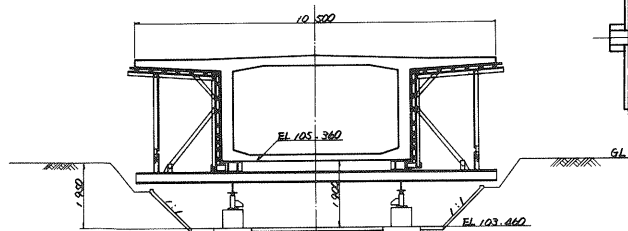


図-22 桁製作ヤード断面図

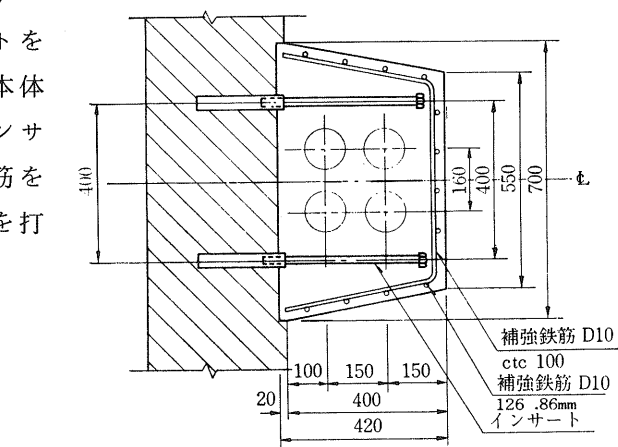


図-20 アウトサイドケーブルの被覆

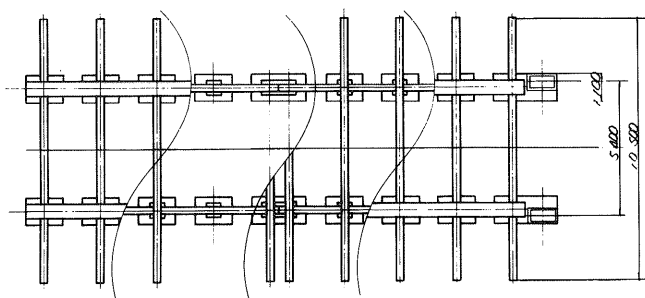
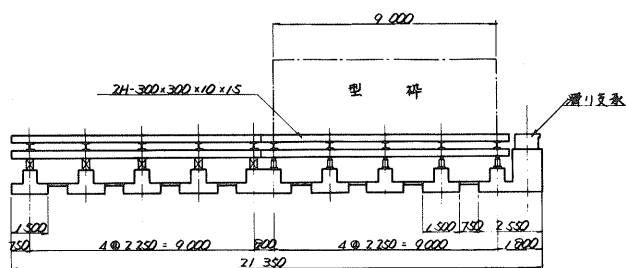


図-23 桁製作ヤード

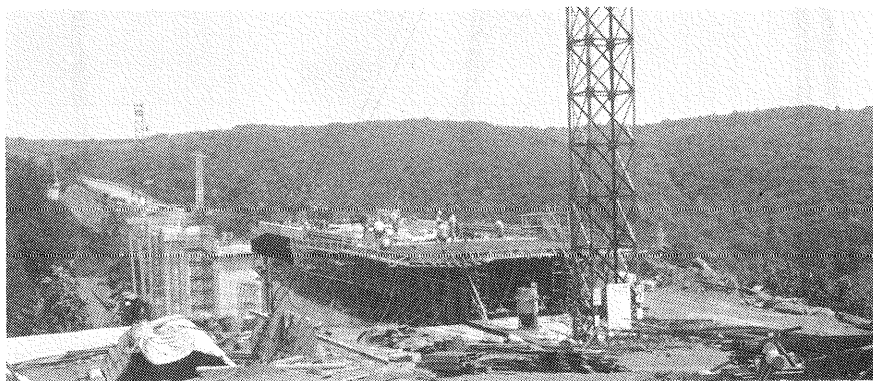


写真-13 桁製作ヤード

4.2 型枠設備

1ブロックの製作長は9 mであるが、これはアウトサイドケーブルのための縦リブのピッチに合わせてある。桁の前後の短いブロックを含め全部で20ブロックとなる。

外型枠は製作ヤードの基礎上にセットされた油圧ジャッキで支持されたH鋼上に組み立てられ、側面と張出し部の型枠は一体となり回転してセット、脱型できるようになっている。底型枠はプレストレス導入後に支持ジャッキを下げて脱型するが、桁本体は型枠設備前方の滑り支承で支持されたカンチレバー状態となるわけである。

桁製作の際に最も注意する点は、押出し施工時に滑り支承上を移動していくウェブ下部分の出来上り精度を良くし、直線で凹凸がないように製作することである。この部分の型枠は新品のH鋼 300×300 を 2 本並べフランジ部分を溶接し一体としたものを使用し、直接コンクリートを打設した。施工精度は±1 mm を目標とした。

内型枠は9m長の一体構造で車輪がついていて前後にレール上を移動できるようになっている。各ブロックの前方の打継目部分に縦リブを持ってくるようにして、内型枠の脱型後次のブロックに移動させる際の邪魔にならないようにした。側面はピン結合されていて、ピンを取る事により独自に取り外す構造となっており、上床版底枠は骨組と剛結されていて全体に下降させて脱型する。内型枠の支持点の下に当る下床版の下にも支持のためのサポートを設置した。(図-24)

内部支承上部分のブロックは断面形状が異なるので、別途木製型枠を準備した。

外型枠は厚さ20mmの板を使用した。10ブロックを製作した段階で全面を張替えた。

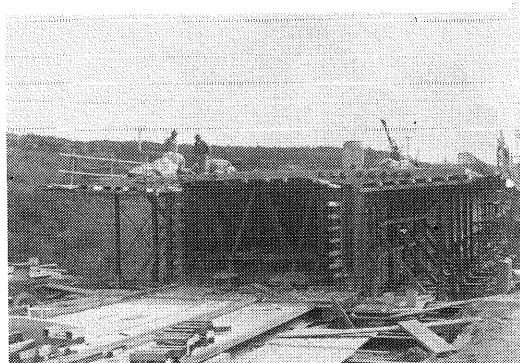


写真-14 型 榨 設 備

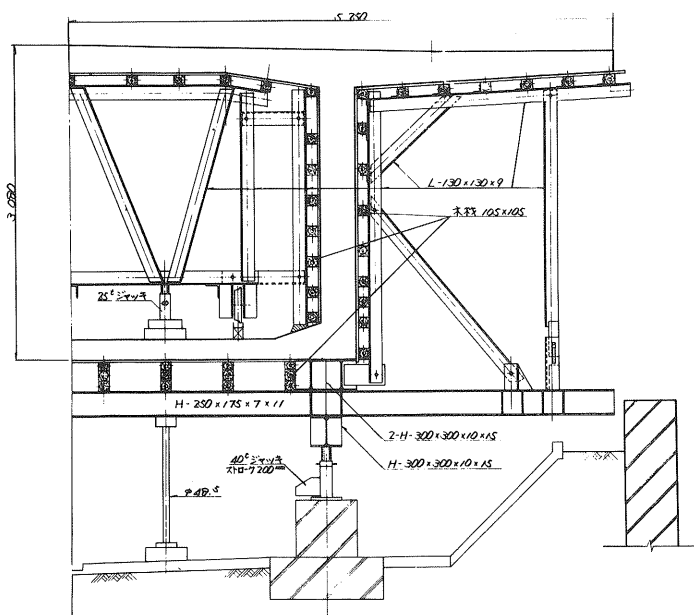


图-24 型枰構造図

4.3 仮支柱の構造

施工中には最大約 600t の鉛直荷重が作用するので、仮支柱は鉛直方向の弾性変形が少い様にコンクリート構造とした。高さが約 36 m と非常に高いので、主として施工性の良いプレハブブロックを使用する構造としたが基礎部分は直接基礎の場所打ちコンクリート構造となっている。仮支

柱は全部をプレキャストブロック構造とすることも可能であるが、なるべく場所打ち部分を多くしてより安全側の施工を行うため、全高の約1/3が場所打ちコンクリート構造となっている。プレキャストブロックは $2.0\text{m} \times 2.0\text{m} \times 0.5\text{m}$ で1個の重量は5tである。このブロックをクレーンで積み上げあらかじめ埋め込んだ取付金具をトラス状に組んだ鋼材で締結し左右の柱を一体化する。鉛直方向には、全ブロックを一体化し水平力による曲げモーメントに抵抗できるように、基礎の場所打ちコンクリート部にアンカーされたP C鋼棒($\phi-32$, 4本)を一番上で緊張して一体化を図る。プレキャストブロックの継目にはセメントペーストを敷き、せん断キーがついている。(図-25, 26)

4.4 仮支柱の安定計算

仮支柱の安全性の検討は、押出し施工中に作用するテフロン板の摩擦による水平力と、地震による水平力に対して実施する。

テフロン板の摩擦係数 $\mu = 0.05$

地震震度(水平) $K_h = 0.05$

上部工による水平力は何れの場合も同じであるが、地震時には仮支柱の自重による水平力が作用する点が変わるわけである。本設の橋脚と仮支柱では、剛性が非常に違うので、地震による水平力は殆んど橋脚に作用するのであるが、一応、安全側を考慮して仮支柱についても、 $K_h = 0.05$ で検討する。

橋軸方向の水平力に対して各橋脚との間にトラワイヤーとしてP C鋼材を張り緊張力を与えることにより、作用する水平力を減少させることができる。以下にその計算方法を示す。

図-27に示す様な構造を考える。

P_0 : 水平力 H が作用した場合のP C鋼材が負担する水平力

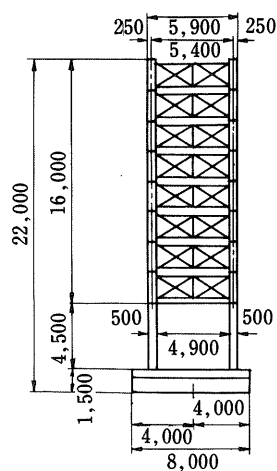


図-25 仮支柱構造図

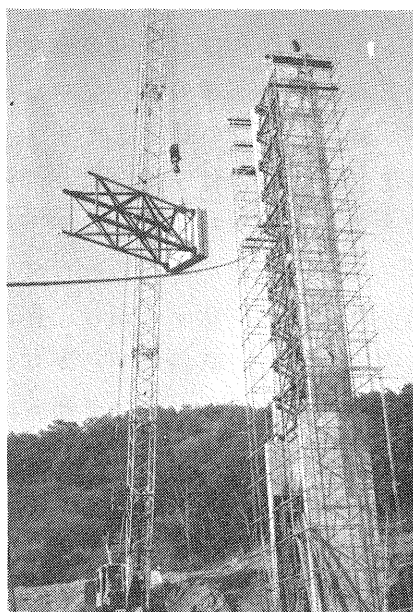


写真-15 仮支柱の組立

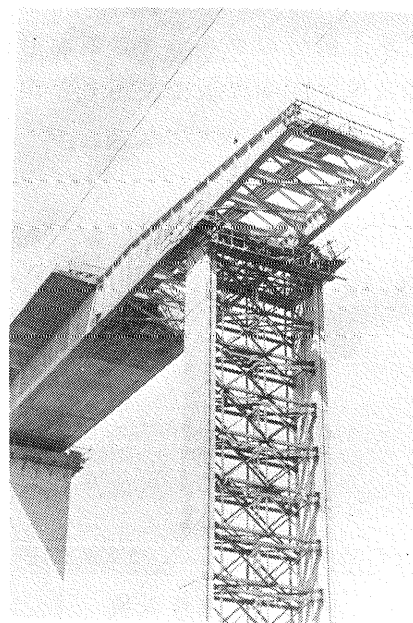


写真-16 仮支柱と手延桁

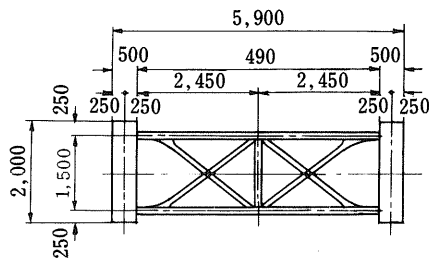


図-26 仮支柱断面図

$\Delta \ell$: 鋼材の伸びによる水平方向変位

鋼線の全長 (ℓ) に比較して変位が極端に少ないので図の如く変位状態を考える。

変位の釣り合いより

$$P_1 \text{ ケーブルの伸び量 } \Delta \ell \cdot \sin \theta_1$$

$$P_2 \text{ ケーブルの縮み量 } \Delta \ell \cdot \sin \theta_2$$

P C 鋼材の伸縮によるケーブルの応力増減 (ΔP)

$$P_1 \text{ ケーブル } \Delta P_1 = \Delta \ell \cdot A_p \cdot E_p \cdot \frac{\sin^2 \theta_1}{\ell_1} \quad (\text{増加})$$

$$P_2 \text{ ケーブル } \Delta P_2 = -\Delta \ell \cdot A_p \cdot E_p \cdot \frac{\sin^2 \theta_2}{\ell_2} \quad (\text{減少})$$

A_p : 鋼材の断面積

E_p : 鋼材のヤング係数

ケーブルによる水平方向分担力 : P_o

$$\begin{aligned} P_o &= \Delta P_1 \cdot \frac{1}{\sin \theta_1} - \Delta P_2 \cdot \frac{1}{\sin \theta_2} \\ &= \Delta \ell \cdot A_p \cdot E_p \left(\frac{\sin \theta_1}{\ell_1} + \frac{\sin \theta_2}{\ell_2} \right) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (1)$$

仮支柱頭部のたわみ

$$\Delta \ell = \frac{H - P_o}{3 \cdot E_c \cdot I_c} \times L^3 \quad \dots\dots\dots (2)$$

E_c : コンクリートのヤング係数

I_c : 仮支柱の断面二次モーメント

(1), (2)より

$$\frac{H - P_o}{P_o} = \frac{3 E_c \cdot I_c}{A_p \cdot E_p} \times \frac{1}{L^3} \times \frac{1}{\left(\frac{\sin \theta_1}{\ell_1} + \frac{\sin \theta_2}{\ell_2} \right)} \quad \dots\dots\dots (3)$$

押出し施工中に関して計算してみると,

上部工最大反力 $W = 600t$

$$H = 600 \times 0.05 = 30t \quad (\text{水平力})$$

$$A_p = 191.1 \times 2 = 382.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{P C ケーブル 2 本})$$

$$E_p = 2.0 \times 10^7 \text{ t/m}^2$$

$$I_c = 0.668 \text{ m}^4$$

$$E_c = 2.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$L = 33.0 \text{ m}$$

$$\ell_1 = \ell_2 = 31.5 \text{ m}$$

$$\theta_1 = \theta_2 = 90^\circ$$

$$\begin{aligned} \frac{H - P_o}{P_o} &= \frac{3 \times 2.5 \times 10^6 \times 0.668}{3.822 \times 10^{-4} \times 2.0 \times 10^7} \times \frac{1}{33.0^3} \times \frac{1}{\frac{1}{31.5} + \frac{1}{31.5}} \\ &= 0.288 \end{aligned}$$

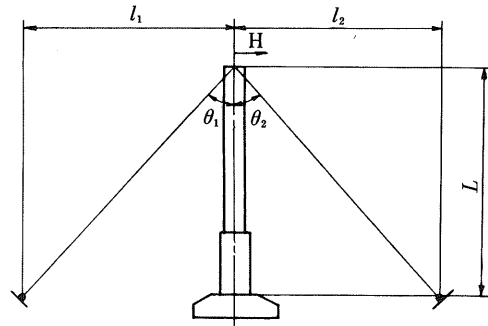


図 - 27

$$\therefore P_o = 0.776 \cdot H = 0.776 \times 30 = 23.28t$$

$$P_H = H - P_o = 30 - 23.28 = 6.72t$$

P_H : 仮支柱が分担する水平力

P C ケーブルとしては $\phi 17.8$ mm スtrand 1 本を使用しこれを両側に合計 4 本をセットする。

P C ケーブル 1 本当りの許容緊張力 P_a

$$P_a = 0.6 P_u = 0.6 \times 39.5 = 23.7t$$

各 P C ケーブルは 12t だけプレストレスを与える。押出し施工時に P C ケーブルが負担する水平力は、

$$\Delta P = \frac{P_o}{4} = \frac{23.28}{4} = 5.82t$$

従って各ケーブルのプレストレス力は、

$$\text{増加側 } 12 + 5.82 = 17.82t < P_a = 23.7t$$

$$\text{減少側 } 12 - 5.82 = 6.18t > 0$$

仮支柱が負担する水平力 $H = 6.72t$ に対して基礎の安定計算とプレキャストブロックと場所打ちコンクリートとの継目部の応力計算を行うがこれは省略する。

この他に橋軸直角方向の検討や、地震時の検討を行うがこれについても省略する。

側径間部分の仮支柱については基礎が円弧滑りを起すことも考えられるのでこれに対する検討も行った。

4.5 手延桁について

手延桁の長さは試算により最適長さを 20 m とした。構造はプレートガーダーとし、特に下フランジに近いウェブ部分には垂直補剛材を十分に配置した。取付部の構造は図-28 に示す様に P C 鋼棒により桁本体と締結して曲げモーメントに抵抗し、せん断力に対してはせん断キーを設ける。手延桁をセットしてから第 1 ブロックのコンクリートを打設してコンクリートと鋼材の接触面の密着性を良くする。

取付部の最大曲げモーメントは $952 t-m$ であるが、P C 鋼棒 ($\phi 32$ SBPR 95/120 16 本を下部に、8 本を上部に配置) の抵抗モーメントは約 $2400 t-m$ である。

ガーダーの先端はたわみ変形によりかなり垂下するので、滑り支承に到達するときは先端にセットされた乗り越し用のジャッキを使用して先端を持ち上げてやる。(写真-18 参照) ガーダーの鋼重は約 30t であった。

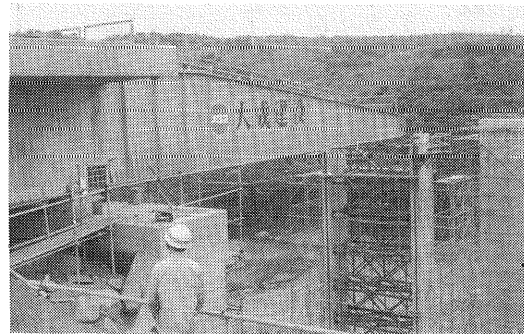


写真-17 手延桁

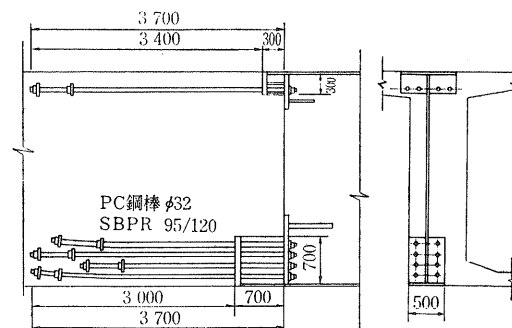


図-28 手延桁取付部

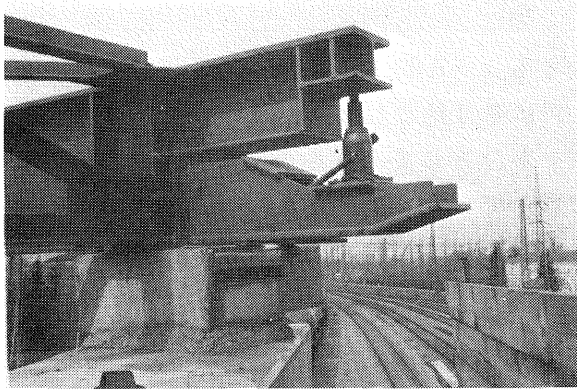


写真-18 手延桁先端のジャッキの例

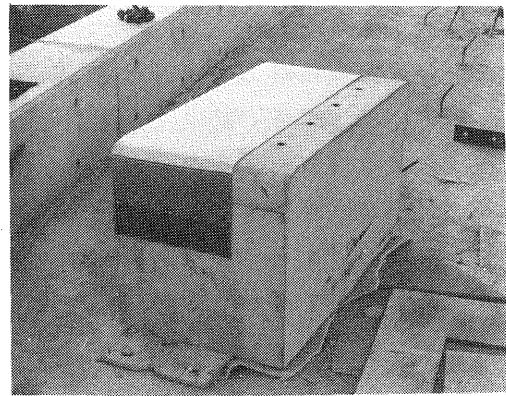


写真-19 滑り支承

4.6 押し出し装置と滑り支承

押し出し装置は図-29、写真-20に示す様なものを使用し、橋台上に設置した。

ジャッキ能力 水平 100t 340mmストローク
鉛直 200t 50mmストローク

押し出し作業の所要時間はオイルポンプの能力によって決定されるが、ここでは以下の様に押し出し作業の1サイクルを考えた。(表-3)

1ブロック9.0mの押し出し作業時間は作業効率を0.8として、

$$9.0 / 0.30 = 30 \text{ cycle より}$$

$$T = 30 \text{ cycle} \times 6.5 \text{ min} \times \frac{1}{0.8} \div 240 \text{ 分} = 4 \text{ 時間}$$

実績では平均すると5時間近くかかったが、これはオイルポンプの能力不足が最大の原因であった。

この押し出し装置は上部工の反力が作用しないと使用できない構造であるため、第2ブロックの移動までは、図-4に示す様に橋台部にセットしたセンターホールジャッキにより手延桁にアンカーしたPC鋼材を引張ることにより押し出し作業を行った。

滑り支承は長さ900mmのものを準備し、テフロン板は300×300のものを使用した。テフロン板は変形、キズその他の原因であまり

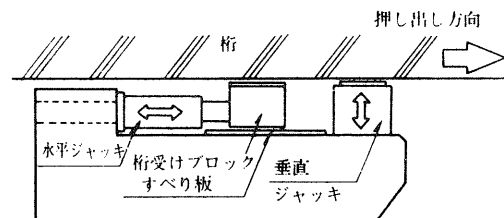


図-29 押し出し装置

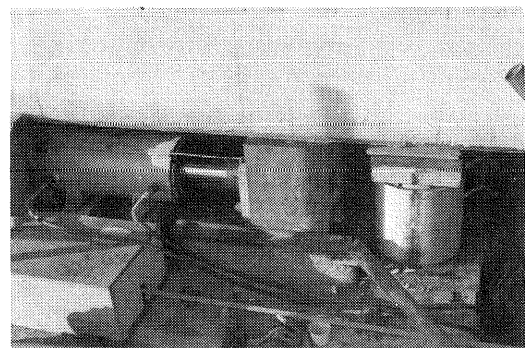


写真-20 押し出し装置

表-3 1 cycle (300 m/m) 作業時間 (min)

	作業内容	水平ジャッキ	垂直ジャッキ
1	押し出し移動 300 m/m	3.0	
2	押し出し調整	0.5	
3	鉛直持上げジャッキ		0.5
4	水平ジャッキ戻し 300 m/m	2.0	
5	鉛直下げ		0.5
	小計	5.5	1.0
1 cycle (300 m/m)		6.5(min)	

転用回数は多くなく約50回、50m程度しか使用できなかった。従って使用したテフロン板は、約180枚となった。

テフロン板の摩擦係数の測定を実施したが、最大でも $\mu = 0.03$ 以下であった。押出しスピードを1m/sec～2mm/secまで変化させて測定したが、特に差は見られなかった。

各滑り支承には横方向に桁がずれないようにガイドが設置してありこの部分にもテフロン板を使用するが、桁が直線であるために殆んど荷重は作用していないようであった。桁先端部の滑り支承のガイドに使用するテフロン板の厚さを変化させることにより、主桁の移動方向の修正を簡単に実施することができた。

4.7 シューのセット

シューは桁架設終了後にセットするために特殊な構造となっている。図-30に示す様に桁本体にはあらかじめシュー取付用の桁埋込みプレートを所定の位置に埋込んでおき、橋脚頭部の箱抜きしてある部分にシュー本体を置いておく。桁架設終了後にジャッキでシューを持ち上げて桁本体に取付け、橋脚頭部の箱抜き部に膨張性のモルタルを注入してセットを終了する。

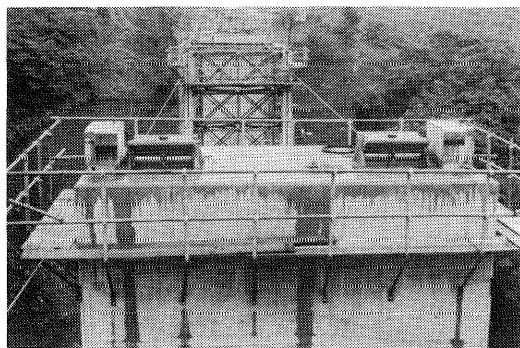


写真-21 橋脚上の滑り支承と沓

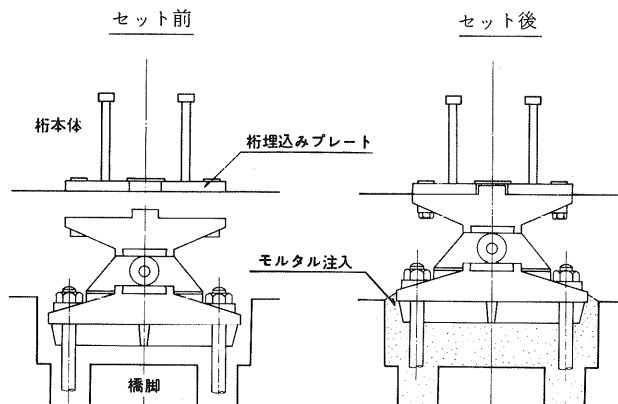


図-30 沓のセット方法

4.8 工程

表-4に1サイクルの工程を示すが、幌萌大橋では、1サイクルを6日間で実施した。これは1ブロック長が9mと短いため、通常は7日間で実施する。1サイクル7日間の場合は休日を1日考慮してこれをコンクリートの養生日に当てると都合がよい。

1サイクルの工程を追ってみると、1日目に下床版の鉄筋及びPC鋼材の組立とウェブのスタートアップの組立を実施し下床版部分のコンクリートを打設する。2日目に内型枠をセットし、引続き上床版の鉄筋及びPC鋼材の組立てを実施し、3日目の午後にウェブと上床版のコンクリートを打

表-4 1サイクル工程表

作業内容		日	1	2	3	4	5	6
下床版	外型わくセット		—					
	配筋, PC鋼棒配置		—					
	コンクリート打設		—					
上床版	アンカーボルト取付		—					
	内型わく引き入れ		—					
	配筋, PC鋼棒配置			—				
	コンクリート打設				—			
養生						—	—	
プレストレスング								—
押し出し								—

設する。4, 5日目はコンクリートの養生に当て、6日目にプレストレッシングと押出し作業を行った。

始めの3ブロック位までは6日サイクルにならなかったが、作業員が熟練すると共に正確に1ブロックを6日で施工できるようになった。6月から桁の架設を開始して10月一杯で架設を終了した。このあとアウトサイドケーブルの布設、プレストレッシング、被覆コンクリートの打設及び沓のセットに約1ヶ月を要した。全長170mの桁の製作スピードは約1m/日であったが、これは標準の約2m/日の半分であった。

なお地覆部分は桁の押出し終了後各ブロック毎に施工していった。



写真-22 完成した幌萌大橋

6. おわりに

押出し工法による幌萌大橋の施工は無事に終了し成功を見たが、これは、関係各方面の努力と共に、ヨーロッパに於いて十分に実績のある施工法を技術導入して実施したお蔭であるといえる。しかし、日本に於いては初めての実施であり今後、設計的にも施工的にも十分に研究改良していなくてはならない。

設計的には押出し施工時のコンクリートの許容引張応力度の取り方によって、施工上必要な鋼材を減少するのができ、さらに経済性が発揮できる可能性がある。

施工上の最も重要な点は型枠設備を含む桁製作ヤードの精度を高めることであることが今回の施工により十分に確認された。今回は、設備にやや不十分な点があり、施工中に数度の修正を必要とした。その他の点では特に問題はなく施工を終了した。

最近押出し工法による橋梁の架設計画が各所に於いて行なわれているようであるが、この報告がいくらかでも参考になり押出し工法の発展に役立てば幸いである。

なお、バウルレオンハルト押出し工法は、大成建設㈱が西独のレオンハルト事務所より技術導入し、日本に於ける実施権を保有しているが、以下の各社が再実施権を保有している。

ピーエスコンクリート㈱

川田工業㈱

大豊建設㈱

昭和51年12月20日 印刷
昭和51年12月25日 発行

プレストレストコンクリート構造技術最近の話題

頒価2,500円
(〒400円)

発行者 後藤 武雄
印刷者 井上 一 次
印刷所 株式会社 東京プリント

東京都千代田区麹町1-10-15 紀の国やビル
東京都千代田区神田神保町3-11-2
同 上

発行所 社団法人

プレストレストコンクリート技術協会

TEL. 東京(03)261-9151 振替口座 東京 7-62774番

〒102

東京都千代田区麹町1-10-15
紀の国やビル

